



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Anwendung genormter Feldversuche in heterogenen (alpinen) Lockergesteinen

**Utilisation des essais in-situ normalisés dans les terrains
meubles hétérogènes (alpins)**

**Application of standardized field tests in heterogeneous
(alpine) terrain**

B+S AG, Bern

Dr. Walter Steiner

Geologia e Geotecnica Togliani, Massagno

Dr. Gianni Togliani

**Forschungsprojekt VSS 2011/507 auf Antrag des Schweizerischen
Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Anwendung genormter Feldversuche in heterogenen (alpinen) Lockergesteinen

**Utilisation des essais in-situ normalisés dans les terrains
meubles hétérogènes (alpins)**

**Application of standardized field tests in heterogeneous
(alpine) terrain**

B+S AG, Bern

Dr. Walter Steiner

Geologia e Geotecnica Togliani, Massagno

Dr. Gianni Togliani

**Forschungsprojekt VSS 2011/507 auf Antrag des Schweizerischen
Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Walter Steiner, Dr.

Mitglieder

Gianni Togliani, Dr.

Federführende Fachkommission

Fachkommission 5: Bautechnik

Begleitkommission

Präsidentin

Sara Montani, Dr.

Mitglieder

Henry Bovay, Lausanne

Markus Caprez, Zürich

Gerhard Christen, Zürich

Christoph Gassmann, Zürich

Jean-François Mathier, Lausanne

Martin Vogelhuber, Oberengstringen

Antragsteller

Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé	9
Summary	11
1 Einleitung	13
1.1 Charakterisierung des Baugrunds als Teil der Geotechnik	13
1.2 Charakterisierung der geotechnischen Eigenschaften	14
1.2.1 Sondierungen	14
1.2.2 Charakterisierung von Böden: Labor- und Feldversuche	15
1.3 Bemessungsmethoden in der Geotechnik	18
1.3.1 Indirekte Methoden	18
1.3.2 Direkte Methoden	19
1.4 Entwicklung der Feldversuche	19
1.4.1 In der Schweiz früher verwendete in-situ Versuche	20
1.4.2 Entwicklung in der Schweiz: Die Rammsonde „von Moos“	20
1.4.3 Die Häefeli Sonde	21
1.4.4 Flügelscherversuch	21
2 Rammsonden und SPT	23
2.1 Rammsonden	23
2.1.1 Historische Entwicklung der Rammsonden	23
2.1.2 Normung der Rammsonden	23
2.1.3 Vergleiche zwischen Rammsonden auf Versuchsfeldern	24
2.2 Standard Penetration Test SPT	25
2.2.1 Entwicklung des Standard Penetration Tests	25
2.2.2 Anwendung des SPT in der Schweiz (glaziale Geologie der Alpen)	25
2.2.3 Normen für SPT	27
2.2.4 Anwendung von Korrelationen aus Nordamerika	27
3 Drucksondierungen CPT-U	29
3.1 Entwicklung der Drucksondierungen	29
3.1.1 Historische Entwicklung	29
3.2 Heutige Drucksonden CPTU	29
3.3 Normen und Literatur zu Drucksondierungen	30
3.4 Software zur Auswertung der Messdaten	30
3.5 Ausführung von Drucksondierungen	31
3.5.1 Messungen und Einfluss des Porenwasserdrucks	31
3.5.2 Sonden unterschiedlichen Durchmessers	33
3.6 Dissipationsversuche	33
3.7 Auswertung und Interpretation der CPTU Versuche	33
3.7.1 Die Drucksonde mit Messung der Scherwellengeschwindigkeit S-CPTU oder seismische Drucksonde	34
3.7.2 Interpretation der Messung mit Drucksonden (Klassifikation)	34
3.7.3 Ermittlung von mechanischen Eigenschaften des Untergrundes	35
4 Der Flachdilatometer von Marchetti DMT	41
4.1 Entwicklung des Flachdilatometers	41
4.1.1 Anwendung und Interpretation des Flachdilatometers	41
4.1.2 Anwendung in der Schweiz	41
4.2 Ermittlung bodenmechanischer Parameter: Zuverlässigkeit	41
4.3 Neuere Erfahrungen und Entwicklungen mit DMT und SDMT	42
4.4 Anwendung des Flachdilatometers in teilweise drainierenden Böden	42

5	Erfahrungen mit bodenmechanischen Feldversuchen in alpinen Böden	43
5.1	Erfahrungen der Verfasser	43
5.1.1	Ermitteln der Setzungsursachen der Galerie Nasse Kehle, N2, Andermatt	43
5.1.2	Schüttung Ittigenmösli, Grauholzlinie West	43
5.1.3	ESS Schönbühl Tagbautunnel	43
5.1.4	Mehrfamilienhäuser auf glazialen Ablagerungen am Sempachersee	44
5.1.5	Querung beim Weyermannshaus	44
5.1.6	Bauten bei Belp: Gewerbebau und Pumpwerk für Ableitung	44
5.1.7	Ablagerung von Ausbruchmaterial des Ceneri Tunnels bei Sigirino	44
5.1.8	Nationalstrasse N5 Ostast, Westportal, Brugg	45
5.1.9	Gedeckter Einschnitt Raron der N9: GERA	45
5.1.10	Bürogebäude im Wankdorf, Bern	45
5.2	Andere Erfahrungen und Anwendungen	45
5.2.1	Nationalstrasse N5 zwischen Grenchen – Arch	45
5.2.2	Aarebrücke der Kantonsstrasse Grenchen SO – Arch BE	46
5.2.3	Foundationen von Gebäuden im Oberhauserriet, Glattal	46
5.2.4	Nationalstrasse N5 Westast in Biel	46
5.2.5	Ermittlung Hangschub mit Flachdilatometer DMT	46
5.2.6	Instabiler Hang unterhalb der Nationalstrasse N1, St. Gallen, Dietli	46
5.3	Versuchsfelder	47
5.3.1	Versuchsfelder bei Stabio TI und Gordola TI	47
5.3.2	Versuchsfelder in Governolo, Mantua, Italien	47
5.4	Folgerungen aus Erfahrungen	48
5.4.1	Erkennen von Abweichungen und Fehlern	48
5.4.2	Grenzen der Anwendbarkeit von Feldversuchen	48
5.4.3	Zuverlässigkeit der Voraussagen	49
5.4.4	Kombination von Feld- und Laborversuchen	49
5.4.5	Schwierig zu charakterisierender Untergrund	50
5.4.6	Notwendigkeit von Vorbohrungen	50
5.4.7	Einsatz von DMT in Sondierbohrungen	50
5.4.8	Ermittlung von Verformungsparametern für Böden mit undrainiertem Verhalten	51
5.4.9	Begleitung und Interpretation der Messungen	52
5.4.10	Einbezug von Tragwerksplaner	52
5.4.11	Qualität der Charakterisierung und Einsparungen beim Bau	52
6	Folgerungen für Ausführung und Interpretation von Feldversuchen	53
6.1	Aussagekraft und Zuverlässigkeit von abgeleiteten bodenmechanischen Parametern	53
6.1.1	Ermittelte Parameter und Eigenschaften	53
6.2	Generelle Folgerungen für Normen	57
6.2.1	Rammsondierungen	57
6.2.2	Standard Penetration Tests SPT	57
6.2.3	Drucksondierungen CPTU	57
6.2.4	Flachdilatometer Messungen	57
6.3	Generelle Folgerungen für die Interpretation von Versuchen in heterogenen Böden	58
6.3.1	Grenzen von Versuchen mit Feldsonden	58
6.3.2	Ergänzungen zu Normen	58
	Anhänge	59
	Glossar	145
	Literaturverzeichnis	147
	Projektabschluss	153
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	157

Zusammenfassung

Die Charakterisierung der mechanischen, hydraulischen und kombinierten Eigenschaften von Lockergesteinen ist eine der Hauptaufgaben der Geotechnik. Ursprünglich wurden Proben entnommen und daran Laboruntersuchungen wie Klassifikationen oder bodenmechanische Versuche durchgeführt. In-situ oder Feldversuche beschränkten sich auf Rammsonden und SPT Versuche im Bohrloch. Je nach Bodenart sind die entnommenen Bodenproben wenig bis vollständig gestört. Seit etwa 1970 entwickelten sich zusammen mit elektrischen Messverfahren, elektronischen Aufzeichnungen und leistungsfähigeren Personalcomputern neue Verfahren, die verbesserte Messungen und Ermittlungen geotechnischer Parameter erlauben. Die Methoden wurden in Gebieten mit eher homogenen und gleichmässigen Bodenverhältnissen entwickelt. Die Erfahrung der Verfasser hat gezeigt, dass in den glazialen Ablagerungen der Alpen eine direkte Anwendung dieser Verfahren mit Feldsonden möglich ist, aber auch Grenzen und besondere Vorkehrungen zu beachten sind.

Die Erfahrung der Verfasser umfasst viele eigene Fallbeispiele, wovon rund ein Dutzend im Anhang beschrieben sind. Weiter konnten Untersuchungen von Projekten Dritter mitverwendet werden und es stehen Erfahrungen von zwei Versuchsfeldern zur Verfügung, welche sich im Tessin und in Governolo bei Mantua (Italien), südlich der Moränen des Gardasees befinden. Die aus den Versuchen in Governolo gewonnenen Erfahrungen sind im Anhang beschrieben und dort werden auch Korrelationen zwischen den Versuchen aufgezeigt.

Die hauptsächlich verwendeten Untersuchungsmethoden sind:

- SPT Versuch im Bohrloch
- Überschwere Rammsonde DPSH-B mit und ohne Verrohrung
- Drucksonde mit elektronischer Aufzeichnung der Messdaten und Messung des Porenwasserdrucks: CPTU
- Flachdilatometer DMT nach Marchetti

Auf Grund der Erfahrungen wurde eine vergleichende Zusammenstellung der Methoden vorgenommen, die aufzeigt, in welchem Lockergestein die Feldsonden angewandt werden können und mit welcher Aussagekraft die ermittelten bodenmechanischen Parameter eingeschätzt werden.

Aus den Erfahrungen ergab sich, dass die bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes mit neuen Feldversuchen zuverlässiger eingeschätzt werden können als dies mit Rammsonden und Laborversuchen möglich ist. Dies erlaubt eine zuverlässigere Planung von geotechnischen Bauten und eine zuverlässigere Beurteilung der Sicherheitsreserven. Daraus können sich auch wesentliche Einsparungen ergeben. In mehreren Fällen konnte eine Flachfundation ausgeführt und auf eine Pfahlfundation verzichtet werden, da mit den Untersuchungen im Feld (DMT und CPTU) eine Vorbelastung des Untergrundes nachgewiesen worden war. Solche Nachweise sind mit Rammsonden oder Laboruntersuchungen nicht möglich. Feldversuche unterhalb einer zukünftigen Schüttung erlauben eine Erfassung der anisotropen Durchlässigkeit und eine zuverlässigere Planung der Vertikaldrains.

Die Durchführung der Feldsonden-Versuche zeigte auch, dass der Boden unterhalb einer Bohrung stark gestört sein kann, oft bis in eine Tiefe von 1 m oder mehr. Feldversuche sind deshalb ausreichend tief unter das Bohrloch auszuführen. Dies gilt für Flachdilatometer-Versuche, welche in Bohrungen ausgeführt werden, wie auch für die SPT, die länger als die in der Norm verlangten 45 cm tief ausgeführt werden sollen. Diese Erfahrungen sollten Eingang in die Normen finden. In grobkörnigen Böden, wesentlicher Anteil > 2 mm, können praktisch nur Rammsonden oder SPT angewandt werden. Vergleiche zeigen, dass die in Italien angewandte schwere Rammsonde DPSH mit Verrohrung zuverlässiger

lässigere Werte des Spitzen(ramm)widerstands ergibt als mit unverrohrten Rammsonden. Diese Vorschrift sollte in die Norm übernommen werden.

Bei geschichteten glazialen Böden haben sich Schwierigkeiten bei der Messung und Interpretation ergeben. Diese besonderen Bodenarten können ein Verhalten zwischen vollständig drainiert und undrainiert (Nischen Silt) zeigen. Dieses teilweise drainierte Verhalten beeinflusst die Messungen mit den Feldsonden. Die Messwerte können während der Versuchsdurchführung wesentlich ändern, wodurch die ermittelten Kennwerte beeinflusst werden. Materialien in Abraumdeponien des Bergbaus (Tailings) zeigen ähnliches Verhalten (Marchetti, 2015). Für die Durchführung von Flachdilatometer-Versuchen in solchen Böden wurden in Zusammenarbeit mit Prof. S. Marchetti Empfehlungen ausgearbeitet, um diese Bodenarten einerseits zu erkennen und andererseits entsprechende Massnahmen bei den Messungen zu ergreifen.

Die wesentlichen Aspekte der Interpretation der Messresultate wurden aus der umfangreichen Literatur zusammengefasst. Für Drucksondenversuche CPTU stützen wir uns auf den CPT Guide, 6. Ausgabe, von Dr. Peter K. Robertson mit Berücksichtigung weiterer Literatur. Die Grenzen der Interpretation und Zuverlässigkeit der Parameter werden aufgezeigt. Mit Feldversuchen können geotechnische Charakterisierungen und bodenmechanische Parameter zwar besser erfasst werden, sie sind aber nicht einziges Allheilmittel. Eine Kombination verschiedener Feldversuche kann zweckmässig sein, wie auch die Kombination mit Laborversuchen an rekonsolidierten Proben, welche die Spannungsgeschichte widerspiegeln. Insbesondere bei Untersuchungen an sich in Feldversuchen undrainiert verhaltenden Böden ist die Ermittlung der drainierten bodenmechanischen Eigenschaften fundamental.

Aufgrund des Vergleiches mit internationaler Erfahrung schlagen wir vor, Versuche mit Flachdilatometer DMT oder Drucksonde CPTU mit der Messung der Scherwellengeschwindigkeit als SDMT oder SCPTU durchzuführen. Insbesondere die Kombination Flachdilatometer DMT mit Messung der Scherwellengeschwindigkeit v_s mit dem SDMT soll weiter verfolgt und verbessert werden.

Die Erfahrungen mit Feldversuchen sind in der Praxis nur teilweise bekannt. Der vorliegende Bericht hat das Ziel, diese Feldversuche und deren korrekte Anwendung besser bekannt zu machen. Die korrekte Anwendung sollte durch entsprechende Weiterbildungskurse mit Feldvorführungen in der Praxis verbreitet werden.

Résumé

La caractérisation des propriétés mécaniques et/ou hydrauliques d'un sol est l'une des principales tâches de la géotechnique. Initialement les échantillons de sols étaient prélevés et soumis en laboratoire à des tests de classification et à des essais de mécanique des sols. Les essais de terrain (essais "in-situ") étaient rares et généralement limités au pénétromètre dynamique et à l'essai SPT en fond de forage, avec prélèvement d'échantillon. Les échantillons prélevés sur le terrain sont plus ou moins remaniés et les résultats des essais de laboratoire peuvent dès lors ne pas être fiables. Au cours des dernières décennies, essentiellement depuis les années 1970, de nouveaux essais in situ ont été développés grâce au développement des techniques de mesure et d'enregistrement électronique. Ces essais ont souvent été développés dans des régions où les sols présentaient des caractéristiques plutôt homogènes. L'auteur montre que, si l'on tient compte de certaines limites et modes opératoires particuliers, ces essais sont aussi utilisables dans des sols très hétérogènes, tels les dépôts glaciaires que l'on retrouve dans les Alpes.

L'expérience de l'auteur s'est construite à partir de nombreuses études dont une douzaine sont décrites en annexe. D'autres résultats provenant de tierces personnes sont aussi évalués. Sont aussi inclus, les résultats de deux grandes campagnes d'investigation, l'une dans le Canton du Tessin et l'autre à Governolo près de Mantoue, en Italie. Ces résultats sont présentés en annexe et montrent les différentes corrélations possibles entre les essais.

Les principales méthodes prises en considération sont:

- L'essai SPT en forage;
- Le pénétromètre dynamique super-lourd DPSH-B, avec ou sans tubage;
- Le pénétromètre statique CPTU avec mesure des pressions interstitielles (pièzo-cône) et enregistrement électronique;
- Le dilatomètre Marchetti DMT

Ces expériences ont permis de développer une table qui montre dans quelles conditions de sols ces essais peuvent être mis en œuvre et quel degré de fiabilité on peut accorder aux paramètres géotechniques ainsi définis.

Notre expérience confirme qu'en améliorant la caractérisation des propriétés géotechniques des sols, on acquiert une sécurité supplémentaire qui permet de développer de meilleurs modèles géotechniques et d'engendrer de substantielles économies au niveau du projet de fondation. Plusieurs exemples montrent que des bâtiments pourraient être fondés sur une dalle ou un radier flottant plutôt que sur des pieux. Sur les sites étudiés, les essais in-situ (DMT et CPTU) ont confirmé une sur-consolidation suffisante du sol (stress-history) pour qu'aucune fondation sur pieux ne soit nécessaire. Le pénétromètre dynamique et les essais de laboratoire seuls n'auraient pas permis de détecter cet historique des contraintes. L'étude des sols de fondation d'un futur remblai (dépôt de matériel d'excavation de tunnel), a mis en évidence des propriétés anisotropes de consolidation et de perméabilité ce qui a permis d'élaborer un concept de drains verticaux efficace.

La mise en œuvre de ces essais in-situ a aussi montré que les sols peuvent être fortement perturbés sous le fond du forage de reconnaissance, parfois sur plus d'un mètre et qu'il y a lieu de poursuivre les essais à une profondeur suffisante. Cela s'applique notamment au dilatomètre plat DMT réalisé en fond de forage, ainsi qu'au SPT qui doit être conduit à une profondeur supérieure aux 45 cm imposés par la norme. Ces recommandations devraient être introduites dans les normes existantes.

Dans les sols grossiers (> 2 mm), où l'on ne peut utiliser que le pénétromètre dynamique, des études comparatives ont montré que le pénétromètre super-lourd DPSH-B utilisé avec un revêtement, comme pratiqué en Italie, donne des valeurs de résistance de pointe beaucoup plus fiables. Ces recommandations devraient aussi figurer dans les normes.

Dans les sols glaciaires varvés il a été établi que les sols peuvent présenter un comportement passant d'un état non drainé à un état drainé. Ce comportement drainant peut faire varier les valeurs de lecture des instruments au cours de l'essai et conduire à des résultats erronés. Pour la mise en œuvre du DMT, des études comparatives réalisées dans des dépôts de matériaux meubles, en collaboration avec le Prof. S. Marchetti, ont permis d'identifier ces comportements et d'apporter des mesures correctives.

Les principales règles d'interprétation des mesures au dilatomètre plat et au pénétromètre dynamique ont été compilées à partir de la littérature et leurs limites d'exploitation sont présentées dans ce rapport. La combinaison des différents essais in-situ permet une meilleure appréciation des caractéristiques géotechniques des sols. Il peut être utile de compléter ces caractéristiques par des essais en laboratoire sur des échantillons reconstitués, reflétant l'historique des contraintes. Ceci devient indispensable lors de la caractérisation des propriétés drainantes de sols qui présentent un comportement non drainé lors de la réalisation des essais sur le terrain.

En nous fondant sur des retours d'expériences faites à l'étranger, nous préconisons de compléter les mesures réalisées au dilatomètre plat DMT et au pénétromètre statique CPTU avec des mesures d'ondes sismiques comme le permettent maintenant les sondes SDMT ou SCPTU. L'association des caractéristiques des ondes de cisaillement V_s avec le test au DMT s'avère particulièrement utile pour l'étude des sols fins difficiles.

La connaissance des apports des essais in-situ dans la pratique professionnelle doit être encouragée par la mise sur pied de cours et séminaires appropriés.

Summary

The characterization of mechanical, hydraulic and combined properties of soil is one of the major tasks of Geotechnical Engineering. Initially samples were taken from the ground and laboratory tests carried out, reaching from classifications tests to soil mechanics tests. Field tests were scarce and limited to penetration test by ramming a rod with a defined point in the ground or using the SPT (Standard Penetration Test) carried out from the bottom of boreholes. Samples taken from the ground are more or less disturbed and the results of laboratory tests may not reflect the true behavior of the ground. Over the last decades, essentially since 1970, new in-situ tests were developed in geotechnical engineering essentially in parallel with the development of electronic measurement techniques and electronic recording. The techniques were often developed in regions with rather homogeneous and ground conditions. The author's experience has shown that such techniques can be used in the heterogeneous glacial geologic conditions that are often found in the Alps, however also limits of the techniques and particular modes of application have to be considered.

The experience of the authors over the last decades includes many examples; a dozen of major importance is presented here. In addition several examples from third parties are presented and evaluated also. Additional sources are two test fields, one in Canton Ticino and the other in Governolo near Mantova, Italy south of the moraines of Lake Garda. The experiences from the tests at Governolo are presented in this report and show different results in parallel tests and correlations between the tests.

The main field tests considered are:

- SPT (Standard Penetration Test) in boreholes
- Dynamic Penetrometer Super-Heavy DPSH-B, with or without casing
- Static Cone Penetrometer CPTU with measurement of pore pressures (Piezo-Cone) and electronic measurement and recording
- Flatdilatometer DMT according to Marchetti

Based on the experience a table was developed that shows in which soils the particular in-situ tests can be applied and what degree of reliability the determined soil mechanic parameters may have.

Our experience confirms that the estimation or determination of geotechnical properties can be improved, this provides additional safety and allows for improved geotechnical design that may result in substantial economic savings. In several examples the building could be founded on a slab or raft foundations and no piles were required. The site investigations with field tests (DMT and CPTU) confirmed a sufficient over-consolidation of the ground (stress history) such that no foundation on piles was necessary. Dynamic penetration and laboratory test alone do not allow or detect such stress-history characteristics. In the foundation of an embankment (deposit of tunnel muck) the anisotropic consolidation properties and permeability were characterized allowing a reliable design of the vertical drains.

The application of in-situ tests from the bottom of borings showed also that the soil may be disturbed to a substantial depth (sometimes one meter) below the boring; the in-situ tests have to be carried out to a depth sufficiently deep. This applies to the Flat Dilatometer DMT, as well as to the SPT test, in coarser grained soils. The SPT test with the conical tip should be carried out to 2 meters depth or refusal in increments of 15 cm and not only to 45 cm as required in the standards. These recommendations should be amended to the existing standards. In coarse grained soil (> 2 mm) only Dynamic Penetrometers or SPT can be used. Comparisons have shown the Dynamic Super-Heavy Penetrometer DPSH-B with casing, as used in Italy, will provide more reliable results of the resistance.

In glacial soils (varved clays) also soil types exist with intermediate behavior between undrained and fully drained behavior during the execution of the tests. This partly draining behavior will influence the readings of tests and may lead to erroneous results. Such a behavior must be identified during testing and measures be taken. Based on similar behavior of soils from tailings rules have been developed in collaboration with Prof. S. Marchetti for identification and corrective measures for test in such soils (Niche Silts).

A vast amount of rules and possibilities of interpretation of the measurements from Static Cone Penetration Tests (CPTU) and DMT exists. A condensed version of rules for interpretation has been compiled for CPTU, with the major source the 6th CPT Guide by Peter K. Robertson, supplemented by additional sources. The limits of interpretation were also emphasized, as far as possible. In-situ test improve the characterization of soil mechanics parameter, but are no panacea. A combination of in-situ tests may improve the quality of the tests, and also the use of reconsolidated specimen reflecting stress-history (SHANSEP) may improve the characterization. This is may be required for the characterization of the drained properties for soils that behave undrained during field tests.

Based on international experience we propose to combine the Flat Dilatometer DMT and the Cone Penetrometer CPTU with the measurement of shear waves V_s , SDMT or SCP-TU. The combination of SDMT appears particularly useful for the estimation of deformation properties of the subsoil.

The knowledge on in-situ test should be better distributed in professional practice with courses.

1 Einleitung

1.1 Charakterisierung des Baugrunds als Teil der Geotechnik

Die Charakterisierung des Baugrundes ist eine der Hauptaufgaben der Geotechnik. Die Aufgaben der geotechnischen Projektierung werden von Burland (2012) im geotechnischen Dreieck (Abb. 1) dargestellt. Für die Charakterisierung können Feldversuche und Laborversuche verwendet werden. Der vorliegende Bericht behandelt vor allem die Anwendung von Feldversuchen in glazialen Böden, zeigt aber auch auf, wo Laborversuche verwendet werden und wo eine Kombination von Feld- und Laborversuchen zweckmässig sein kann.

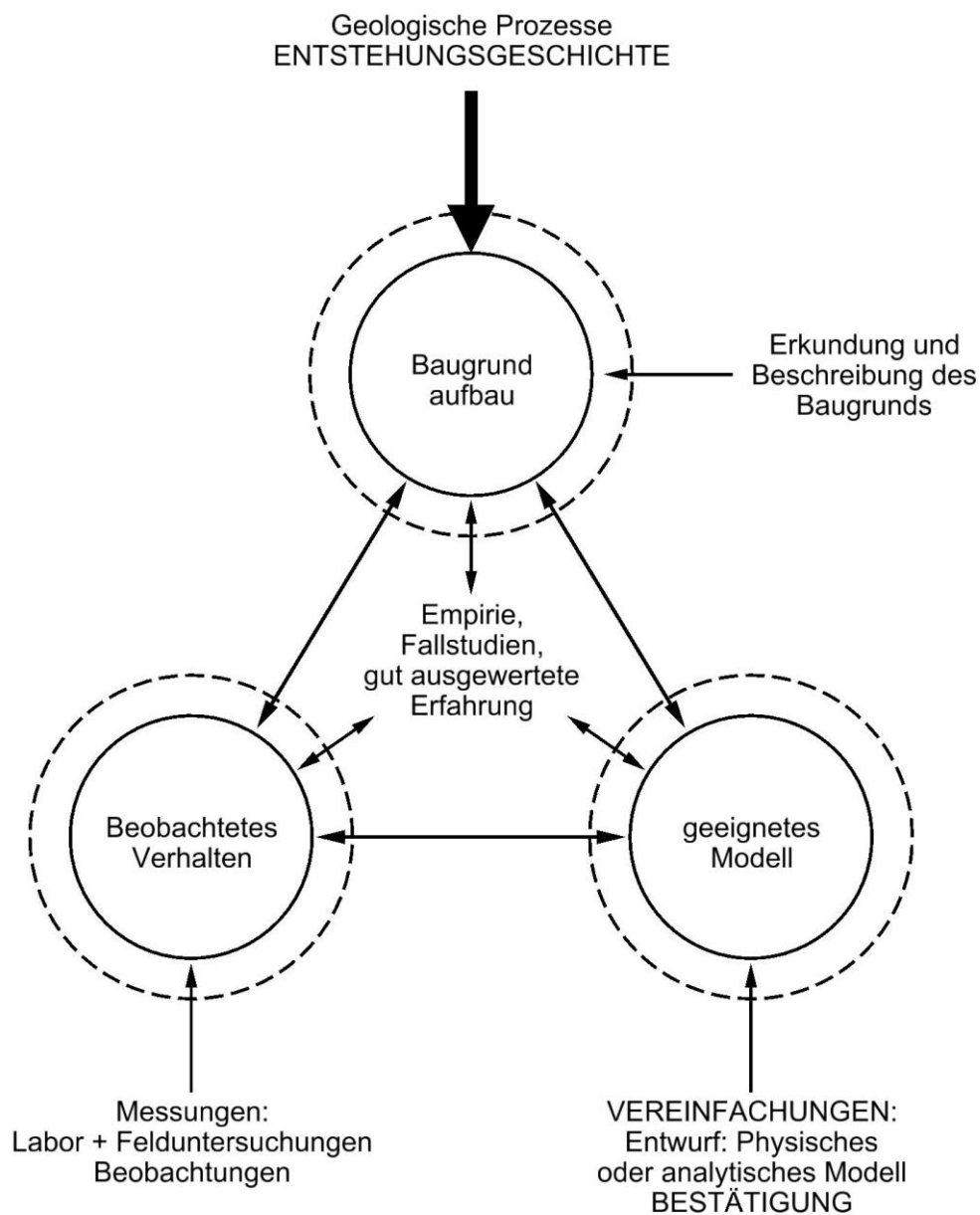


Abb. 1 Geotechnisches Dreieck nach Burland (2012).

1.2 Charakterisierung der geotechnischen Eigenschaften

Die Charakterisierung der geotechnischen Eigenschaften von Lockergestein und Fels ist eine der Hauptaufgaben der Geotechnik und steht im Gegensatz zu Tragkonstruktionen, wo die Materialien und deren Eigenschaften spezifiziert werden können.

Dabei kann es sich um folgende Eigenschaften handeln:

- Mechanische Eigenschaften:
- Verformungseigenschaften: Steifigkeiten, Verformungsmodule, Querdehnung
- Hydraulische Eigenschaften:
 - Durchlässigkeit, Wasserdruck
- Kombinierte Eigenschaften:
 - Verflüssigungspotential
 - Widerstand gegen seismische Beanspruchungen

1.2.1 Sondierungen

Die Baugrunduntersuchungen müssen in den Untergrund vordringen, um die Untergrundverhältnisse zu erfassen. In der Schweiz werden für tiefer reichende Baugrunduntersuchungen meist Kernbohrungen angewandt. Dies ist bedingt durch die Tatsache, dass in den meisten Fällen in Schichten Steine und Blöcke vorkommen, die für Sonden ein nicht überwindbares Hindernis darstellen.

Für die Durchführung von geotechnischen Erkundungen und Untersuchungen bestanden in der Schweiz bisher wenig Normen. Mit der europäischen Normung (CEN) sind über die letzten Jahre verschiedene Normen entstanden, die auch in der Schweiz gültig sind. Zu den europäischen Normen sind Nationale Elemente zu erstellen, welche auf nationale Gegebenheiten Bezug nehmen. Die Normen beschreiben in erster Linie die Ausführung der Versuche, aber eher wenig über die Grenzen der Anwendung.

Baugrunduntersuchungen sind behandelt in Eurocode 7 (EN 1997-2) mit dem deutschen Titel „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung des Baugrunds“. Dazu besteht das Nationale Element: SN 670 002-2-NA, zu beziehen beim VSS: www.vss.ch.

In diesem Nationalen Anhang wird auf die gebräuchlichen Untersuchungsmethoden im Feld und Labor hingewiesen und in Übersichtstabellen sind die massgebenden Normen für geotechnische Erkundungen aufgeführt. Hier speziell die SN 670 302-1 zu EN ISO 22475-1 „Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen – Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung“, wo Bohrverfahren und Entnahme von Proben beschrieben sind.

Für Felduntersuchungen besteht die Gruppe EN-ISO 22476-1 bis 12, die ein entsprechendes Nationales Element SN 670 318 mit Nummer haben oder haben werden.

Tab. 1 Normen für geotechnische Feldversuche mit Sonden in der Schweiz

In-Situ Untersuchungen <i>Essais in-situ</i>	Gültige SN/EN Normen <i>Normes SN/EN en vigueur</i> (Geplante EN) (<i>Normes EN en projet</i>)	Gültigkeit NAD Stand der EN <i>État des Normes</i> (12. 2015)
Probenentnahme und Grundwassermessungen – Teil 1 <i>Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1</i>	SN 670 302-1 EN 22475-1	2007 2006
Geologische Terminologie der Lockergesteine	SN 670 009	2010
Rammsondierung „von Moos“	SN 670 314	1997
Darstellung geologischer Symbole	SN 640 034	2010
Felduntersuchungen EN ISO 22476 (Serie) <i>Essais en place</i>		
Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck <i>Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône et au piézocone</i>	SN 670 318-1 EN 22476-1	2013 2012
Teil 2: Rammsondierungen <i>Partie 2: Essai de pénétration dynamique</i>	SN 670 318-2 EN 22476-2	2012 2005/2011
Teil 3: Standard Penetration Test <i>Partie 3: Essai de pénétration au carottier</i>	SN 670 318-3 EN 22476-3	2012 2005/2011
Teil 4: Pressiometerversuch nach Ménard <i>Partie 4: Essai pressiométrique Ménard</i>	SN 670 318-1 EN 22476-4	2013 2012
Teil 5: Versuch mit dem flexiblen Dilatometer <i>Partie 5: Essai avec dilatomètre flexible</i>	SN 670 318-1 EN-22476-5	2013 2012
Teil 7: Seitendruckversuch <i>Partie 7: Essai de pression latérale dans des forages</i>	SN 670 318-7 EN-22476-7	2013 2012
Teil 9: Flügelscherversuch <i>Partie 9: Essai au scissomètre de chantier</i>	(EN-22476-9)	In Bearbeitung
Teil 10: Gewichtssondierung <i>Partie 10: Essai de sondage par poids</i>	SN 670 318-10 EN TS 22476-10	2005 2005
Teil 11: Flachdilatometerversuch <i>Partie 11: Essai au dilatomètre plat</i>	SN 670 318-11 EN TS 22476-11	2005 2005 In Überarbeitung zu Norm
Teil 12: Drucksondierungen mit mechanischen Messwertaufnehmern <i>Partie 12: Essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique</i>	SN 670 318-12 EN ISO 22476-12	2010 2009

1.2.2 Charakterisierung von Böden: Labor- und Feldversuche

Die Entwicklung der Bodenmechanik und der Geotechnik zeigt, dass am Anfang nur wenige Feldversuche durchgeführt wurden, meist in der Form von Rammversuchen, wo ein Rohr oder eine Stange in den Boden gerammt wurde. Feldversuche wurden entsprechend den lokalen geotechnischen Erfordernissen und geologischen Randbedingungen entwickelt. Die Entwicklung der Geotechnik, insbesondere der Untersuchungsmethoden, lässt sich anhand der bekannten internationalen Fachbücher und der Konferenzen über Feldversuche nachvollziehen (Abb. 2). Bis 1920 bestand die Theorie der Bodenmechanik bzw. Grundlage der Statik aus den Erddrucktheorien von Coulomb (1773) und Rankine (1857). Das erste Buch von Terzaghi über Erdbaumechanik erschien 1923. Wesentliche Fortschritte in der Bodenmechanik stellten die Veröffentlichungen von „Theoretische Bodenmechanik“ (Terzaghi, 1943) und „Soil Mechanics in Engineering Practice“ (Terzaghi & Peck, 1948), welches auch in deutscher Übersetzung erschien, dar. Eine zweite Auflage

dieses Buches erschien 1967, eine dritte Auflage (Terzaghi, Peck und Mesri) 1996. In der zweiten Auflage von Terzaghi & Peck, 1967, sind die ursprüngliche holländische Sonde und die Sonde mit mechanischer Messung der Mantelreibung erwähnt. In der dritten Auflage von 1996 werden auch die elektrischen Drucksonden mit Porenwasserdruckmessungen erwähnt. In den sehr bekannten Lehrbüchern von Taylor (1948) und Lambe & Whitman (1969) werden Baugrunduntersuchungen nicht ausdrücklich behandelt, es sind Korrelationen mit der SPT Sonde erwähnt. In der „Introduction to Geotechnical Engineering“ von Holtz und Kovacs (1981) wurden Feldversuche (CPT, SPT, Pressuremeter, Schraubplattenversuch) auf einer halben Seite zusammengefasst. In der zweiten Auflage (Holtz, Kovacs und Sheahan, 2011) werden Feldversuche mit Skizzen und Fotos in klarer und kondensierter Form auf 10 Seiten beschrieben. Lancellotta widmet der Baugrunduntersuchung (Italienisch: indagini in sito; Englisch: in situ investigations) in seinem in mehreren Auflagen auf Italienisch und Englisch erschienen Buch über Geotechnik das Kapitel 7 von etwa 80 Seiten. In Italien veröffentlichte Cestari (1990) ein umfangreiches Buch über die Durchführung und Interpretation geotechnischer Feldversuche. In Lang Huder (1982) bis Lang, Huder, Amann, Puzrin (2007) wird bloss der Drehflügelversuch erwähnt.

Parallel zu Lehrbüchern begannen die internationalen Konferenzen in Cambridge, Massachusetts, USA im Jahr 1936, die zweite im Jahr 1948 in Rotterdam und anschliessend an die dritte Konferenz in Zürich (1953) fanden die internationalen Konferenzen alle vier Jahre statt. Die 18. internationale Konferenz (XVIII ICSMGE) fand 2013 in Paris statt. Zwischen den internationalen Konferenzen finden regionale bzw. kontinentale Konferenzen statt. Im September 2015 fand die 16. europäische Konferenz (XVI ECSMGE) in Edinburgh, Schottland, Grossbritannien statt, wo auch interessante Vorträge über die Anwendung und Grenzen von Feldversuchen gehalten wurden.

Ab 1974 fanden immer häufiger Konferenzen über Feldversuche statt (Abb. 2), angefangen beim europäischen Symposium über „Penetration Testing“ in Stockholm 1974, dann die internationalen Symposien und weiteren Konferenzen über die Drucksonden CPT und den Flachdilatometer DMT. Seit 1998 finden alle drei Jahre Konferenzen über die Charakterisierung des Untergrundes („International Symposia on Site Characterization, ISC“) statt, wo über die meisten Methoden der Baugrunduntersuchung berichtet und diskutiert wird.

Die Feldversuche haben sich in den 1980er Jahren stark entwickelt. Dies hängt auch mit der Entwicklung der elektrischen und elektronischen Messtechnik sowie mit der Entwicklung der Personal Computer mit grosser verfügbarer Rechenleistung zusammen. Vor allem gilt dies für die Anwendung der Drucksonde mit Porenwasserdruck (CPTU) Messung, welche ohne elektrische Messung gar nicht ausführbar wäre. Die Drucksonde in unterschiedlichen Abmessungen hat sich für Offshore Anwendungen zur Standardmethode für Baugrunduntersuchungen entwickelt. In den Niederlanden werden gemäss der Aussage von de Jong (2015) an der 16. Europäischen Bodenmechanik und Geotechnik Konferenz in Edinburgh (XVI ECSMGE) täglich 600 bis 800 Stück Drucksondierungen (CPT) durchgeführt.

Die Anwendung von Feldversuchen stellt auch einen Spiegel der geotechnischen Kultur in verschiedenen Ländern dar, welche von den Baugrundverhältnissen und der Entwicklung der Sondierverfahren mitbestimmt wird. Wie oben erwähnt findet die Drucksonde eine starke Verbreitung in den Niederlanden, wo diese entwickelt wurde. Während der Pressiometer in Frankreich sehr verbreitet ist, da er dort entwickelt wurde. Der Flachdilatometer DMT hat sich weltweit unterschiedlich durchgesetzt. Da dieser in Kombination mit Sondierbohrungen eingesetzt werden kann, wird er auch in der Schweiz eingesetzt. Aus den angrenzenden Ländern sind die unterschiedlichen Verfahren in die Schweiz gekommen und werden teilweise in Kombination verwendet.

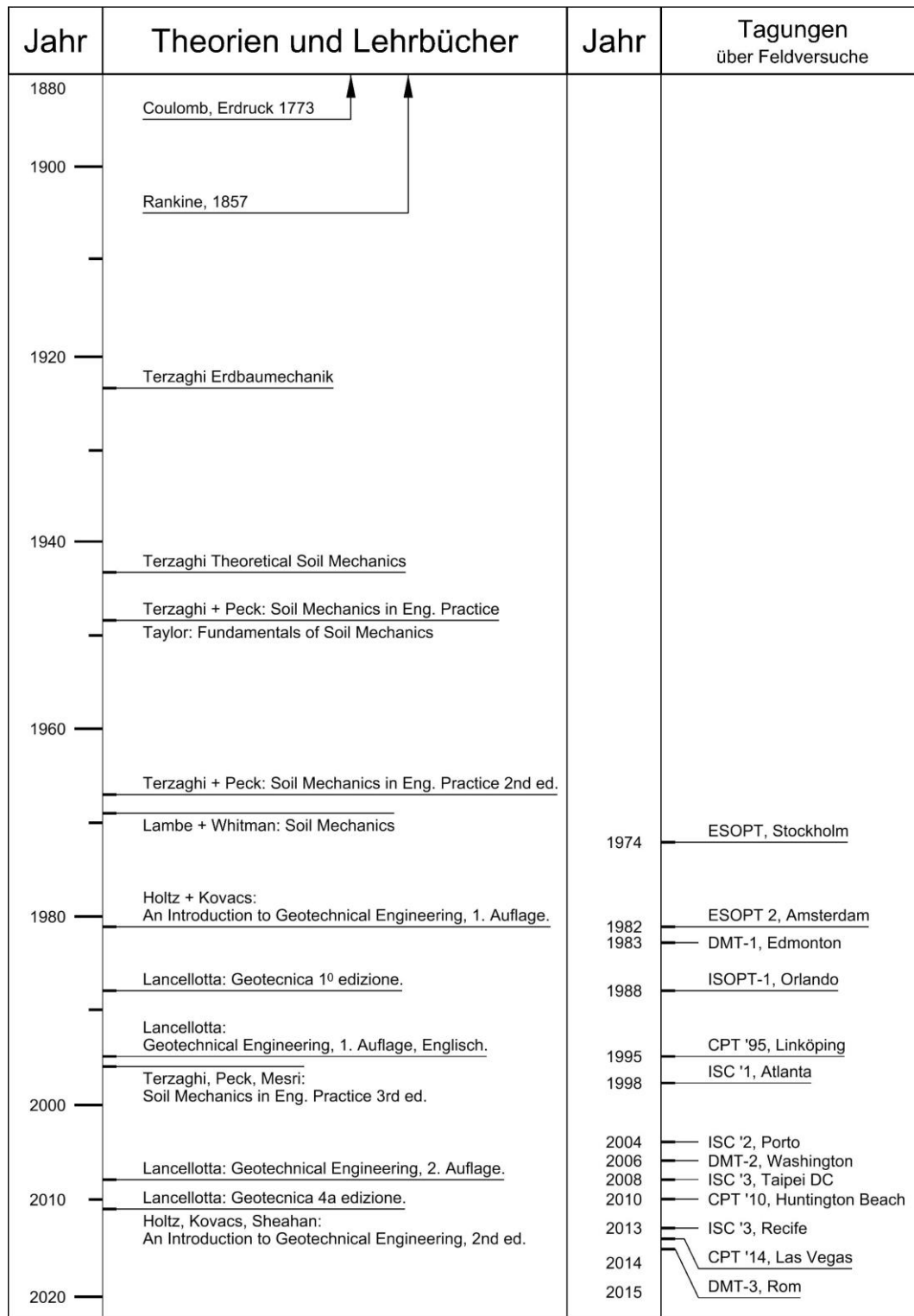


Abb. 2 Fachbücher der Bodenmechanik und Symposia über Feldversuche.

ESOPT = European Symposium on Penetration testing

ISOPT = International Symposium on Penetration testing

ISC = International Conference on Site Characterization

Die Entwicklung der Bodenmechanik von den Anfängen des 20. Jahrhunderts bis in das 21. Jahrhundert ist in Abb. 3 dargestellt. Vor den Anfängen der Bodenmechanik um 1930 wurde meist mit Erfahrung gearbeitet und es wurden die Erddrucktheorien nach Coulomb (1773) und Rankine (1857) angewandt. Als Sondiermethoden wurden meist Rammsonden verwendet, die mit der Zeit normiert wurden. In den Niederlanden oder anderen Ge-

bieten mit weichen Böden wurden Drucksonden entwickelt, die mit neuen Messtechniken weiterentwickelt wurden.

Für verfeinerte Berechnungsmethoden sind auch zuverlässigere Angaben über den Untergrund notwendig. Die Entwicklung der Berechnungs- und Bemessungsmethoden verläuft deshalb auch parallel mit der Entwicklung der Baugrunduntersuchungen und Methoden zur Charakterisierung des Bodens.

Engineering Judgement wird aus dem Englischen mit „Erfahrung“ übersetzt. Die Erfahrung wird auch bei Anwendung neuer Sondierungsmethoden und Bemessungsmethoden nicht verschwinden, sie wird sich verschieben.

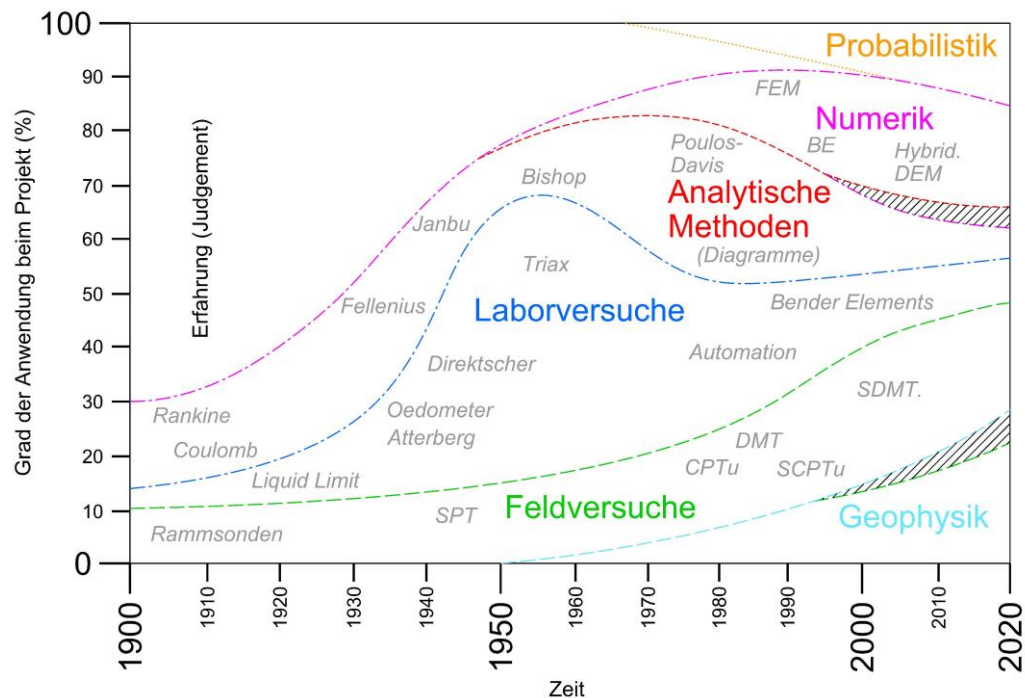


Abb. 3 Anwendung verschiedener Untersuchungs- und Bemessungsmethoden in der Bodenmechanik (weiterentwickelt nach Lacasse, 1985 und Mayne, 2012).

Betrachtet man dieses Diagramm genauer, so stehen zur geotechnischen Charakterisierung heute Labor- und Feldversuche zur Verfügung und eine kombinierte Anwendung erscheint auch aus dieser Perspektive zweckmässig.

1.3 Bemessungsmethoden in der Geotechnik

Für unterschiedliche geotechnische Problemstellungen in Kombination mit verschiedenen Erkundungsmethoden stehen zahlreiche Bemessungsmethoden zur Verfügung. Einerseits kann man aus den Felduntersuchungen bodenmechanische Parameter ermitteln und dann mit analytischen Methoden eine Bemessung vornehmen oder aus den beim Versuch gemessenen Parametern kann die Bemessung direkt vorgenommen werden. Dies ist oft der Fall bei der Bemessung von Pfahlfundationen mit Drucksondierungen.

1.3.1 Indirekte Methoden

Aus den Feldmessungen werden bodenmechanische Parameter abgeleitet, diese können in effektiven oder totalen Spannungen angegeben werden, entweder drainiert oder undrainiert (Tab. 2). Bei den indirekten Methoden überlagern sich mehrere Unsicherheiten bei der Bemessung. Im ersten Schritt der Bestimmung massgebender bodenmechanischer Parameter ergeben sich Unsicherheiten und Streuungen.

Tab. 2 Wichtige zu ermittelnde geotechnische Parameter

Drainierte Parameter	Undrainierte Parameter	Hydraulische Parameter
Scherfestigkeit: Reibungswinkel Effektive Kohäsion	Undrainierte Scherfestigkeit: Orientierung	Konsolidationseigenschaften: vertikal horizontal
Verformbarkeit: einachsiger Zusammen- drückungsmodul M_E Elastizitätsmodul E Querdehnungszahl ν	Undrainierter Verformungsmodul: E_u	Durchlässigkeit: horizontal k_h vertikal k_v
Vorbelastungsgeschichte: Horizontalspannung K_0	Überkonsolidationsgrad: OCR	Saugspannungen: Kapillarkräfte

Beim zweiten Schritt der Ermittlung der Tragfähigkeit der Pfähle oder anderer Strukturelemente ergeben sich weitere Unsicherheiten und Streuungen, die sich auf die ersten Unsicherheiten und Streuungen überlagern (superponieren). Um diese Superposition zu vermeiden wurden direkte Methoden entwickelt.

1.3.2 Direkte Methoden

Mit direkten Methoden werden aus den gemessenen Parametern der Sondierung, wie bei den Drucksondierungen

- Spitzenwiderstand q_c ,
- Mantelreibung f_s und
- Porenwasserdruck u_2 ,

direkt die Bemessungswerte von Pfählen, d.h. Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung, ermittelt. In einer umfassenden Untersuchung haben Niazi und Mayne (2013) rund drei Dutzend Methoden untersucht, bei denen die axiale statische Traglast von Einzelpfählen direkt aus Messungen mit der Drucksonde ermittelt wird.

In der Schweiz werden die deutschen Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle sehr oft angewandt (EA-Pfähle, 2012). Ebenso bekannt ist die Methode des LCPC aus Frankreich. Die Methode des LCPC ist im Programm CePT-iT integriert und wird deshalb als bekannt vorausgesetzt.

Die Methoden von Togliani (2008 und 2016) und Togliani und Reuter (2015) erlauben auch eine direkte Herleitung und basieren auf der Methode des LCPC. Weiter hat Togliani (2016) eine Methode entwickelt, um aus Messungen mit dem Flachdilatometer DMT die Pfahltragfähigkeit direkt zu ermitteln.

Die Grundlagen dieser Methoden von Togliani (2008, 2016) sowie Togliani und Reuter (2015) sind im Anhang VI zusammenfassend dargestellt.

1.4 Entwicklung der Feldversuche

Die Entwicklung der internationalen und in der Schweiz häufig angewandten in-situ Versuche ist in Abb. 4 dargestellt. In der Schweiz werden seit langem Rammsondierungen angewandt. Die internationale Entwicklung der Penetrations-Sonden wurde von Broms & Flodin (1988) ausführlich dargestellt. In dieser Arbeit wird eine Literatur von Goldmann (1699) zitiert, die bereits Zweck (1969) seinerseits zitierte und eine erste Erwähnung einer Rammsonde darstellt.

Jahr	SPT	DP		CPT			Interpretation	DMT
		Entwicklung in der Schweiz	International	Piezocene / Porenwasserdruck Mechanik	Elektrische Datenaufnahme	Normen		
1900	Split Spoon	1699 Stab						
1920								
1940		VAWE Sonde Häefeli Sonde (CH)	Sundberg (S)	Barentsen Rijkwaterstaat				
					DEGEBO			
				Reibungsmantel Begemann			Begemann fs, qc.	
1960					Delft			
	ASTM D-1586		DPH DIN 4094		FUGRO			
					Wissa, Torstensson		Baligh	Marchetti
1980	Messung der übertragenen Energie ASTM D-4633			SBT	Seismic. Robertson	ASTM D-3441	SBT SBTn Eslami + Fellenius. Olsen + Mitchell. Senneset + Sandven	USA SMCP ASTM Suggested Method
		SN 670314						
2000	SN 680318-3 EN 22476-3	SN 670318-2	EN 22476-2			CPT-M SN 670318-12 EN 22476-12 CPTU SN 670318-1 EN 22476-1	Schneider et al. CPT - DMT	ASTM Standard SN 670318-11 CEN-TS 22476-11
2020								

Abb. 4 Entwicklung der in der Schweiz angewandten Feldsonden.

1.4.1 In der Schweiz früher verwendete in-situ Versuche

Der Stand der Anwendung von Feldversuchen insbesondere Rammversuchen ist im Bericht von Crettaz & Zeindler (1974) dargestellt. Von 91 angefragten Institutionen (Firmen, Unternehmer, Hochschulinstitute, Tiefbauämter) antworteten 65. Davon verwendeten 38 Institutionen die mittelschwere Rammsonde oder VAWE Sonde, 5 die schwere Rammsonde und 15 Spezialunternehmer die SPT Sonde. Die Umfrage von 1974 zeigte, dass in den Jahren 1971 bis 1973 jährlich um die 30'000 m Rammsondierungen ausgeführt wurden. Weiter wurden noch eine holländische, statische Drucksonde (CPTM) und zwei Häefelisonden eingesetzt.

1.4.2 Entwicklung in der Schweiz: Die Rammsonde „von Moos“

Die mittelschwere Rammsonde wurde von Dr. Armin von Moos an der Versuchsanstalt für Wasser- und Erdbau (VAWE) der ETH Zürich entwickelt. Sie stellt einen Kompromiss dar zwischen den leichten und schweren Rammsonden und ist an abgelegenen Stellen tragbar. Die damalige Kommission für Feldversuche des VSS hat 1997 eine Norm (SN 470 314) verfasst und die Sonde zu Ehren ihres Entwicklers als von Moos Sonde bezeichnet. Die Abmessungen dieser Sonde (Tab. 3) liegen zwischen den Abmessungen der leichten und mittelschweren Sonde nach europäischer Norm.

1.4.3 Die Häefeli Sonde

In den 1950er Jahren hatte Prof. Häefeli an der VAWE und in Zusammenarbeit mit Fehlmann Grundwasserbauten eine Sonde entwickelt, welche die Zusammendrückung des Bodens in der Tiefe mit einer Art Modellpfahl bestimmen konnte (Häefeli & Fehlmann, 1957). Diese Sonde wird als Modellpfahl beschrieben und konnte Bodeneigenschaften im Untergrund ermittelten. Das Gerät konnte gerammt oder statisch eingebracht werden. Nach dem Ableben von Prof. R. Häefeli wurde das Gerät nicht mehr weiterentwickelt.

1.4.4 Flügelscherversuch

Der Flügelscherversuch ist einer der ältesten bodenmechanischen Feldversuche und wurde vor allem in weichen Tonböden eingesetzt, die in Skandinavien und Kanada häufig vorkommen. In Norwegen wird der Flügelscherversuch zur Beurteilung der Stabilität in Quick Clays verwendet. In der Schweiz wird er bei weichen Böden in und an Seen verwendet. Mit dem Flügelscherversuch kann die Sensitivität des Bodens ermittelt werden, indem der Scherflügel mehrmals gedreht wird und die so ermittelte Restscherfestigkeit mit der Spitzenscherfestigkeit verglichen wird. Der Anwendungsbereich ist auf tonige Böden beschränkt.

Die internationale Norm wurde bisher noch nicht verfasst. Im Frühjahr haben sich die skandinavischen Länder (Norwegen und Schweden) bereit erklärt, die Norm

prEN ISO 22476-9 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Teil 9: Flügelscherversuch

zu verfassen.

Der Scherflügel besteht aus gekreuzten Flügeln, die einen Durchmesser von 50 bis 100 mm aufweisen und deren Höhe das Zweifache des Durchmessers betragen soll. Die Wandstärke der Scherflügel sollte kleiner als 5 % des Flügeldurchmessers sein. Die GEONOR Flügelsonde hat einen Schutz für das Einbringen des Flügels und eine Verrohrung des Gestänges. Zuverlässige Resultate werden nur mit dieser Sonde erreicht.

Die Interpretation des Versuches geht vom einfachen Modell eines Zylinders aus, an dem eine gleichmässige undrainierte Scherfestigkeit angreift. Die Erfahrung hat gezeigt, dass die Schervorgänge komplexer sind und dass Korrekturfaktoren angewandt werden müssen. Diese wurden vor allem in Norwegen entwickelt und sind vom Plastizitätsindex abhängig (CFEM, 2006).

2 Rammsonden und SPT

Rammsonden von der Geländeoberfläche aus stellten die ersten Methoden der Baugrunduntersuchung dar wie im historischen Überblick beschrieben und der SPT (Standard Penetration Test) entwickelte sich aus der Methode der Probenahme bei Spülbohrung mit Dickspülung (Canadian Geotechnical Society, 2006).

2.1 Rammsonden

2.1.1 Historische Entwicklung der Rammsonden

Rammsonden unterschiedlicher Grösse wurden in vielen Ländern entwickelt. Erste Normungen erfolgten in Deutschland. Parallele Entwicklungen gab es in Schweden. Die Vielfalt der in Europa und Übersee in den 1980er Jahren verfügbaren Rammsonden hat Cesari (1990) zusammengefasst. Parallel dazu hat der Technische Ausschuss (Technical Committee TC-16) der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentechnik (ISSMFE TC-16, 1989) Referenz-Methoden zur Durchführung von Sondierungen (Penetration Testing) veröffentlicht, darunter auch für Rammsonden (Dynamic Penetration Testing). Diese Veröffentlichung der ISSMFE TC-16 (1989) diente als Basis für die Ausarbeitung der ersten europäischen Norm für Feldversuche.

2.1.2 Normung der Rammsonden

In dieser ersten internationalen, europäischen Norm EN ISO 22476-2 wurden eine leichte (DPL), mittlere (DPM), schwere (DPH) und zwei überschwere (DPSH-A und DPSH-B) Rammsonden normiert (Tab. 3). Die in der Schweiz stark verbreitete von Moos Sonde (früher VAWE Sonde) fand keine Aufnahme in die europäische Norm. Die Abmessungen der verschiedenen in der Schweiz angewandten Rammsonden und der Standard Penetration Test mit geschlossener Spitze (SPT-C) sind in Tab. 3 aufgeführt. Die DPSH-A entspricht der früheren schwedischen Rammsonde mit einer Masse des Rammhämmer von 63.5 kg entsprechend dem SPT Versuch. Die andere überschwere Rammsonde DPSH-B verwendet eine Fallhöhe von 0.75 m, entspricht also nahezu dem SPT. Die Winkel der Spitzen sind aber unterschiedlich, 90° bei den Rammsonden und 60° beim SPT.

Tab. 3 Vergleich der Abmessungen der Rammsonden nach Europäischer Norm und Schweizer Norm

Gerät	SN 670314	EN 22476-2					EN 22476-3	Equipement
	von Moos	DPL	DPM	DPH	DPSH-A	DPSH-B	SPT-C	
Rammeinrichtung								Battage
Rammhämmer (kg)	30	10	30	50	63.5	63.5	63.5	Mouton (kg)
Fallhöhe (m)	0.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.75	0.762	Chute (m)
Amboss (kg)	ND	6	18	18	18	20		Enclume (kg)
Sondenspitze								Pointe
Winkel der Spitze	30°	90°	90°	90°	90°	90°	60°	Angle de pointe
Querschnitt (cm ²)	10	10	15	15	16	20	20.4	Section (cm ²)
D (mm) neu	35.7	35.7	43.7	43.7	45	50.5	51	D (mm) neuf
D (mm) abgenutzt	34	34	42	42	43	49	50	D (mm) usé
Gestänge								Tiges
Masse (kg/m)	3	3	6	6	6	6		Masse (kg/m)
Da (mm)	22	22	32	32	32	35		Da (mm)

Die schweizerische Rammsonde entspricht in den Abmessungen des Gestänges einer DPL, während die Masse des Rammhärens einer DPM nach europäischer Norm EN ISO 22476-2 (Tab. 3) entspricht.

Die in Italien von Pagani hergestellten Rammsonden mit verrohrtem Gestänge sind in den Normen nicht enthalten. Zur Verminderung von Reibungsverlusten entlang dem Gestänge wird in Schweden das Drehen des Gestänges vorgeschlagen (siehe Anhang D von EN ISO 22476-2). In der EN ISO 22476-2 werden Injektionen mit Bentonit vorgeschlagen, um das gerammte Loch zu stützen und die Mantelreibung zu mindern.

In den informativen Anhängen D und E der Norm EN ISO 22476-2 (SN 670 318-2) werden Hinweise, Einflussfaktoren und Unterschiede der verschiedenen Typen der Rammsonden aufgeführt.

2.1.3 Vergleiche zwischen Rammsonden auf Versuchsfeldern

Im Jahr 2001 führte die Technische Hochschule SUPSI, Lugano-Trevano, zusammen mit Unternehmern im Tessin auf zwei Versuchsfeldern Baugrunduntersuchungen mit verschiedenen Feldversuchen (Togliani und Beatrizotti, 2004) durch. Folgende Versuche wurden durchgeführt:

- Mittelschweren Rammsonden (verrohrt und unverrohrt) nach SN 670 314
- Überschwere Rammsonden (verrohrt und unverrohrt) nach EN ISO 22476-2
- Statische Drucksonden CPTU und CPTM
- Flachdilatometer DMT

Für feinkörnige Böden zeigten sich Flachdilatometer und statische Drucksonde den Rammsonden für die Ermittlung von bodenmechanischen Eigenschaften überlegen, diese können aber nicht in grobkörnigen Böden angewandt werden.

Die Versuche mit den verrohrten und nicht verrohrten Rammsonden sind in Anhang I-10 dargestellt. Auf jedem Versuchsfeld wurde je eine schwere (DPSH-B) und eine mittlere VAWE (von Moos) Rammsonde mit und ohne Verrohrung und auch eine Drucksondierung durchgeführt. Bei der überschweren, verrohrten Rammsonde DPSH-B konnte eine gute Übereinstimmung des aus Schlagzahlen umgerechneten Spitzenwiderstandes mit dem mit der Drucksonde gemessenen Spitzenwiderstand festgestellt werden. Bei den nicht verrohrten Rammsonden verfälschte die Mantelreibung am Gestänge die Resultate wesentlich. Im Versuchsfeld Stabio wurde von 14.4 bis 16.1 m eine Kiesschicht durchfahren. Da die Drucksonde einen Querschnitt von 10 cm^2 aufweist und die überschwere Rammsonde DPSH einen Querschnitt von 20 cm^2 , misst die Drucksonde bei einem Aufahren auf einen Stein einen doppelten Widerstand. Dieser Unterschied wird auf die Grösse der Steine im Kies zurückgeführt.

Die Resultate der mittleren (VAWE/von Moos) Rammsonde sowohl mit wie ohne Verrohrung zeigten keine gute Übereinstimmung, weder mit den Resultaten der schweren Rammsonde (DPSH-B) noch mit den Messungen der Drucksonden (CPTU) auf beiden Versuchsfeldern (Gordola und Stabio). Es konnten keine Korrelationen zwischen der mittleren (VAWE/von Moos) und der überschweren (DPSH) Rammsonde oder der Drucksonde CPTU hergestellt werden. In Gordola erreichten die mittleren Rammsonden 20 m Tiefe und in Stabio blieben diese in der Kiesschicht in 15 m Tiefe stecken. Die Anwendung der VAWE Rammsonde sollte sich auf Tiefen bis 10 m beschränken.

In Governolo südlich von Mantua, Italien wurden vor einigen Jahren Versuche mit der verrohrten und nicht verrohrten überschweren Rammsonde DPSH (Togliani et al. 2015) durchgeführt und die Resultate sind in Anhang III dieses Berichtes dargestellt.

In kiesigen Böden kann die überschwere Rammsonde mit Verrohrung zuverlässige Resultate des Spitzenwiderstandes und der daraus abgeleiteten Bodenparameter liefern.

2.2 Standard Penetration Test SPT

2.2.1 Entwicklung des Standard Penetration Tests

Anfangs des 20. Jahrhundert (Canadian Geotechnical Society, 2006) wurden in Nordamerika in Bohrungen mit Dickspülung (Wash-Boring) mit ein Zoll Rohren (Rohre mit 25 mm Durchmesser) dynamische Versuche zur Probenentnahmen entwickelt. Ende der 1920er und zu Beginn der 1930er Jahre wurde der Versuch genormt. Das Probeentnahmegesetz hat 51 mm Aussendurchmesser und einen aufspaltbarem Schaft (split-barrel sampler) zur Probenentnahme (Abb. 5). Das Rohr wird mit einer Masse von 63,5 kg und 760 mm (30 Zoll) Fallhöhe vom Bohrlochtiefsten in den Untergrund vorgetrieben.

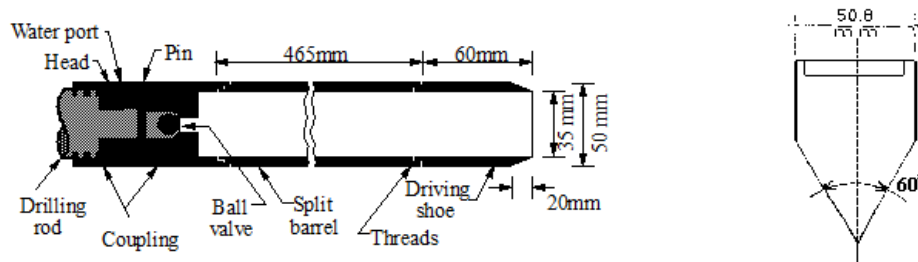


Abb. 5 Offene Sonde für SPT (Split Spoon Sampler) links und Konus rechts.

2.2.2 Anwendung des SPT in der Schweiz (glaziale Geologie der Alpen)

In der Schweiz kommen in praktisch allen Bohrungen Kiesschichten mit Steinen vor, deshalb wird praktisch immer die geschlossene Spitze verwendet. Der Zustand der konischen Spitze (Abb. 6) nach der Anwendung in kiesigen Böden im Rhonetal zeigt die starke Abnutzung der geschlossenen Spitze. Ebenso lässt sich erahnen, dass die offene Hülse (Sampler) des SPT nach wenigen Versuchen in diesen Böden verstopft und stark beschädigt wäre.

Die geschlossene Spitze (Abb. 6) hat folgende Abmessungen:

- einen Winkel von 60°
- Durchmesser: 51 mm (neu); 50 mm (abgenutzt)
- Querschnitt: 20.4 cm²



Abb. 6 Geschlossene SPT Spitze (SPT-C) nach Verwendung in Kies.



Abb. 7 SPT Hammer mit Stange.

Gemäss der Norm wird ein SPT Versuch über 3 x 15 cm (3 x einen halben Fuss) vorgenommen. Diese Vorschrift stammt aus der Zeit, wo Bohrungen mit Dickspülung ausgeführt wurden. Wir haben die Erfahrung gemacht, dass die Störung unterhalb des Bohrloches tiefer reichen kann als 15 cm; deshalb verlangen wir von den Sondierfirmen und schreiben es so aus, dass die Schlagzahlen pro 15 cm ermittelt werden, dies aber über 1 bis 1.8 m Länge oder bis der SPT ansteht. Die in einer Bohrung gemessenen Schlagzahlen (Abb. 8) zeigen an, dass diese Störung in Wirklichkeit tiefer als 450 mm reicht.

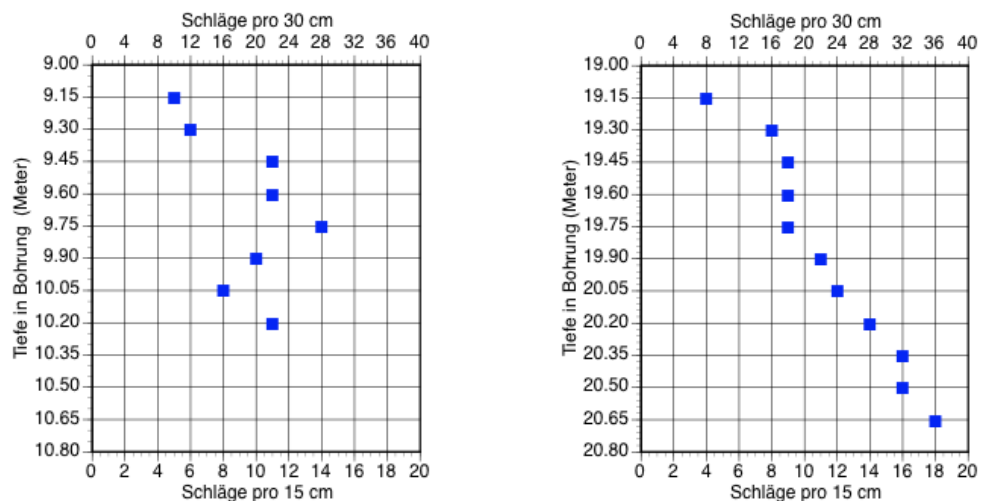


Abb. 8 Mit verlängertem SPT ermittelte Schlagzahlen für 15 cm Eindringung in 9 m und 19 m Tiefe einer Bohrung.

Die Resultate der verlängerten SPT Tests zeigen, dass für die Tiefe von 15–30 cm die Werte im linken Bild der Abb. 8 bloss 12 Schläge pro 15 cm betragen, somit wesentlich geringer sind als im linken Bild ab 9.45 m (45 cm) Tiefe. Für den im linken Bild dargestellten Versuch würde der korrekte SPT Wert auf $N = 2 \times 22 = 44$ geschätzt. Für den rechten Versuch schätzen wir den SPT-Wert auf $N = 18 + 18 = 36$.

Die Korrelationen zwischen SPT und Bodenkennwerten wurden oft für die offene Spitze in Sanden entwickelt. Dass der Widerstand der geschlossenen Sonde aber grösser ist als

derjenige der offene Sonde, die aber in alpinen Lockergestein mit viel Kies und Steinen nicht gut anwendbar ist, sollte bei der Interpretation berücksichtigt werden.

Beim SPT geht längs dem Gestänge unterschiedlich viel Energie verloren, ebenso ist die Energieübertragung vom verwendeten Hammertyp abhängig. Über diese Korrekturen besteht umfangreiche Literatur (Canadian Geotechnical Society, 2006). Sie wurden vor allem für Erdbebenuntersuchungen (Liquefaction Studien) entwickelt.

In der normalen Baupraxis in der Schweiz werden diese Korrekturen meist nicht angewandt, dies stimmt auch mit der kanadischen Praxis (Canadian Geotechnical Society, 2006) überein.

2.2.3 Normen für SPT

Für die Ausführung des Standard Penetration Tests besteht die Norm:

SN 670 318-3 zu EN ISO 22476-3 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Teil 3: Standard Penetration Test.

Diese europäische Norm beschreibt den Versuch mit Hammer an der Oberfläche und Übertragung der Energie mittels Gestänge zur Sondenspitze. Bei langem Gestänge kann viel Energie verloren gehen und die Schlagzahl viel zu hoch sein. Die Norm gibt allerdings keine Hinweise, welche Korrekturen angebracht werden müssten.

In Deutschland besteht eine Norm über die Bohrloch Rammsonde BDP (DIN 4094-2, 2003). Dies ist im Grunde ein SPT-Versuch, wo sich der Hammer im Bohrloch befindet und die Spitze in den Untergrund gerammt wird. Leider hat diese Methode bisher keinen Eingang in die europäischen Normen gefunden.

2.2.4 Anwendung von Korrelationen aus Nordamerika

In Nordamerika, vor allem den USA, wurden Korrelationen in Sand entwickelt, um die Gefährdung der Bodenverflüssigung zu beurteilen. Diese Korrelationen wurden mit der offenen Rammsonde (Split Spoon Sampler) entwickelt. Diese wird in der Schweiz aber praktisch nie angewandt wie oben erwähnt. Es bestehen keine Korrelationen, um die Werte von der offenen Sonde zur geschlossenen Spitze umzurechnen. Stattdessen sollten Korrelationen basierend auf der Drucksonde (CPTU) oder dem Flachdilatometer DMT verwendet werden.

3 Drucksondierungen CPT-U

3.1 Entwicklung der Drucksondierungen

3.1.1 Historische Entwicklung

Die Entwicklung der Drucksonden wurde in Europa in den 1930er Jahren begonnen, insbesondere in den Niederlanden. Barentsen vom Rijkswaterstaat (Wasserbaubehörde) führte Druckversuche mit einem 15 mm Gestänge in einem Rohr mit 19 mm Innendurchmesser durch, vorne war ein Konus mit 10 cm² und 60° Spitze montiert. Aussendurchmesser des Rohres und des Kegels betragen 35 mm. Im Jahr 1953 entwickelte Bege mann den Reibungsmantel (Adhesion Jacket), der patentiert wurde.

Anfangs der 1970er Jahre wurden in den Niederlanden vom Bodenmechaniklabor der Universität Delft Drucksonden mit elektrischer Messung des Spitzenwiderstandes entwickelt. Im Jahre 1957 wurde die erste Drucksonde entwickelt, bei der auch die Mantelreibung elektrisch gemessen werden konnte. Die von FUGRO 1965 gemeinsam mit dem niederländischen Forschungsinstitut TNO entwickelte elektrische Drucksonde mit elektrischer Messung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung bildete die Grundlage für internationale Empfehlungen. Diese Drucksonden kamen auch bei den Baugrunduntersuchungen für Ölförderplattformen auf dem Meeresgrund (Nordsee) zum Einsatz.

An der ersten europäischen Konferenz über Druck- und Rammsonden (ESOPT-1: European Conference on Penetration Testing) 1974 haben mehrere Autoren Sonden zur Messungen des Wasserdruckes (Piezocone) vorgestellt. Daraus entwickelten sich die heutigen Sonden in Form und Anordnung mit der Messung von drei Parametern: Spitzenwiderstand, Mantelreibung und Porenwasserdruck.

3.2 Heutige Drucksonden CPTU

In Abb. 9 ist eine Drucksonde mit Messung des Porenwasserdrucks schematisch dargestellt.

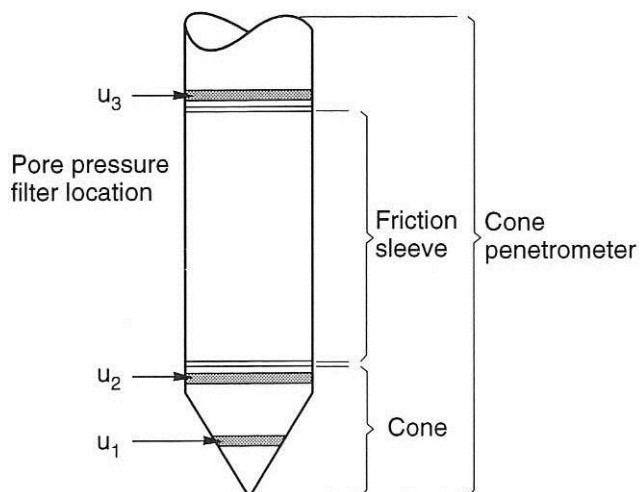


Abb. 9 Drucksonde mit Konus, Reibungsmantel und Messstellen des Porenwasserdrucks

Für die Messung des Porenwasserdrucks wird meistens die Position u₂ verwendet, da die Messsensoren unabhängig voneinander sind und einfach ausgewechselt werden können. Das Risiko der Beschädigung des Filters ist dabei auch am geringsten.

3.3 Normen und Literatur zu Drucksondierungen

Für die Durchführung von Drucksondierungen bestehen zwei internationale Normen:

- SN 670 318-1 EN ISO 22 476-1: Felduntersuchungen Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck.
- SN 670 318-12; CEN ISO/TS 22476-12: Drucksondierungen mit mechanischen Messwertaufnehmern.

Die Entwicklung und Anwendung der Drucksonde CPT ist ausführlich beschrieben in

- Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Blackie Academic, London, 231 S.

Weiter fanden periodisch mehrere Konferenzen zum CPT statt, wo die Entwicklung der Geräte, Anwendung und Interpretation der Messungen behandelt wurde.

Im Jahr 2010 fand in Huntington Beach, Kalifornien, die Konferenz CPT'10 statt. Die dort veröffentlichten Vorträge (Keynote Lectures), Berichte über geografische Anwendung (Regional Reports), Sitzungsberichte und Beiträge (Paper) können von folgender Adresse heruntergeladen werden: <http://www.cpt10.com/cpt10pdfpapers.html>

CPT 14 fand im Jahr 2014 in Las Vegas, Nevada, USA statt. Die Tagungsberichte sind zu finden unter: <http://www.cpt14.com/cpt14-papers>.

Weitere Literatur wurde von der amerikanischen Strassenbaubehörde (FHWA) bzw. der Forschungsorganisation TRB (Transportation Research Board) veröffentlicht im Rahmen des „National Cooperative Highway Research Programs NCHRP“, die Synthese Nr. 368 über Cone Penetration Testing (Statische Drucksonde), die frei zugänglich ist über www.trb.org. Die Zusammenfassung ist zwar sehr umfassend, aber man erhält den Eindruck, mit der Sonde sei „alles“ erkundbar. Es wird wenig auf die Schwächen und Grenzen der Methode hingewiesen.

Verschiedene ausführende Firmen haben eigene Handbücher veröffentlicht wie Conetec (Mayne, 2014), Pagani (LoPresti und Meisina, 2014) oder Gregg Drilling (Robertson et al., 2014). Robertson (2009) enthält viele Angaben und Hinweise auf die Ausführung und Interpretation von Drucksonden Versuchen.

3.4 Software zur Auswertung der Messdaten

Die Ausführung von Drucksonden Versuchen ergibt eine grosse Menge von Messdaten, die ausgewertet werden müssen. Dies ist nur möglich mit entsprechender Software. Die Autoren verwenden auch eigene Tabellenkalkulation Programme auf der Basis von EXCEL, wo Daten von Drucksonden, CPT, Flachdilatometer und SPT ausgewertet und verglichen werden können sowie kommerzielle Programme.

Die Firma Geologismiki in Griechenland vertreibt ein preisgünstiges, ausgereiftes, von Prof. Peter Robertson unterstütztes Programm zur Auswertung von CPT Daten: **CPeT-IT**. Die Daten können exportiert werden. Weitere Angaben finden sich unter:

<http://www.geologismiki.gr>

Im Anhang sind Auswertungen von CPT Versuchen mit obigem Programm enthalten.

Weitere Software Programme werden von der Firma Novo Tech Software in North Vancouver vertrieben: www.NovoTechSoftware.com.

3.5 Ausführung von Drucksondierungen

Die Drucksondierungen sind gemäss international anerkannten Grundsätzen durchzuführen, entsprechend der Norm EN_ISO 22476-1: „Statische Drucksondierungen mit elektrischer Aufzeichnung“.

Die massgebenden Messdaten der 10 cm² Spitze und des 150 cm² Mantels können alle Zentimeter aufgezeichnet werden, die Norm verlangt alle zwei Zentimeter eine Aufzeichnung:

- Spitzenwiderstand q_c ;
- Mantelreibung f_s ;
- Porenwasserdruck hinter Konus u_2 ;
- Neigung der Sonde,
- Tiefe der Messung

Je nach Untergrundverhältnissen (EN_ISO 22476-1, Art 4.4) dürfen die Abmessungen der Drucksonden von einem Querschnitt $A_c = 5\text{cm}^2$ und $d = 25\text{ mm}$ bis $A_c = 20\text{ cm}^2$ und $d = 40\text{ mm}$ variieren, der Reibungsmantel ist in den Dimensionen proportional anzupassen.

Besonders wichtig ist die Sättigung der Filterprobe, damit der Wasserdruck richtig gemessen wird. Die einzuhaltenden Verfahren sind in den Normen (Abschnitt 4.6 und 5.4 sowie Anhang D in SN 670 318-1 zu EN ISO 22476-1), Betriebsanleitungen und in Tagungsberichten (Sandven, 2010) festgelegt.

Die Spitzen können je nach Ausführung 50 bis 150 kN Kraft übertragen, je nach Mantelreibung ergibt sich eine Vorschubkraft von bis zu 200 kN. Um die Kraft sicher zur Sonde im Untergrund zu übertragen, ist eine Reaktionsmasse von 20 t, also ein Lastwagen, zweckmässig. Auf Grund der Erfahrung ziehen wir einen Lastwagen mit ausreichender Masse vor. Leichtere Geräte (Anhänger) können verankert werden, es kann unserer Erfahrung nach entsprechend Probleme geben bei der Messung (Schwankungen) der Spitzenwiderstände.

In Anhang E der Norm EN ISO 22476-1 und Robertson (2009) sind mögliche Ursachen von Unsicherheiten beim Drucksondiervorgang aufgeführt.

3.5.1 Messungen und Einfluss des Porenwasserdrucks

Wie schon erwähnt wird für die meisten Untersuchungen u_2 gemessen. Für eine zuverlässige Messung ist die Sättigung des Sensors ein wesentlicher Faktor. Der Porenwasserdruck beeinflusst die Messungen der Drucksonde, da dieser auf die rückwärtige Schulter des Druckkegels und in Längsrichtung auf die Enden des Reibungsmantels wirkt (Abb. 10).

Die Schervorgänge um die Spitze können bei dichtgelagerten Böden bewirken, dass der Boden dilatiert und die Porenwasserspannungen gegenüber dem ursprünglichen Porenwasserdruck stark absinken.

Es ist deshalb möglich, dass der Porendruckgeber nicht mehr gesättigt ist, dies insbesondere bei Sondierungen, die an Land (on-shore) durchgeführt werden und zuerst durch ungesättigte Böden oder dichtgelagerte Kies-Sande und Sande durchfahren.

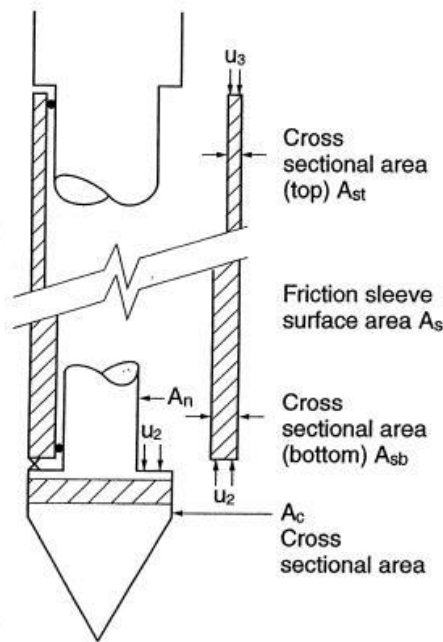


Abb. 10 Wirkungen des Porenwasserdrucks auf Kegel und Reibungsmantel bei ungleichen Abmessungen.

Vor allem in weichen Böden, wie Silte und Tone, und bei Arbeiten über dem Grundwasserspiegel ist dieser Einfluss auf den Spitzenwiderstand und die Mantelreibung zu korrigieren (Jamiolkowski et al., 1985; Boggess & Robertson, 2010, EN ISO 22476-1).

Der gemessene Spitzendruck q_c muss mit der folgenden Formel korrigiert werden:

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

Der Korrekturfaktor a entspricht dem wirksamen Querschnittsverhältnis A_n/A_c und wird meist in einer Kalibrierkammer vom Hersteller ermittelt.

Eine analoge Korrektur sollte auch für die Mantelreibung angewandt werden (siehe auch den informativen Anhang C von EN ISO 22476-1):

$$f_t = f_s - (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s$$

dabei sind:

f_s = gemessene Mantelreibung

u_2 = Porendruck am unteren Ende des Reibungsmantels

u_3 = Porenwasserdruck am oberen Ende des Reibungsmantels

A_s = Manteloberfläche

A_{sb} = Querschnitt des Mantels unten

A_{st} = Querschnitt des Mantels am oberen Ende

Neuere Drucksonden haben meist gleiche Querschnitte am oberen und unteren Ende, deshalb wird die Korrektur kleiner und hängt nur noch von der Differenz des Porenwasserdrucks u_2 zu u_3 ab. In der Praxis wird meist nur u_2 gemessen, so dass eine genaue Korrektur gar nicht möglich ist. Die Untersuchungen von Boggess & Robertson (2010) zeigen, dass bei einigen Sonden mit ungleichen Querschnitten des Mantels (Verhältnis > 2) der auftretende Fehler in der Ermittlung der Mantelreibung bis 74 % Abnahme bedeuten kann. Es ist deshalb dringend zu empfehlen, dass Reibungsmantel mit gleichem Querschnitt verwendet werden.

3.5.2 Sonden unterschiedlichen Durchmessers

In der Schweiz und Europa verwendete Drucksonden haben meist einen Querschnitt von 10 cm^2 (Durchmesser = 35.7 mm) oder 15 cm^2 (Durchmesser = 43.7 mm). Der grössere Durchmesser kann bei grösseren Steinen möglicherweise tiefer eindringen. In Nordamerika werden in glazialen Gebieten wie Wisconsin Sonden mit 40 cm^2 Querschnitt angewandt, diese setzen schwerere Lastwagen und Fahrzeuge und eine entsprechende Nachfrage voraus.

Um die Mantelreibung des Gestänges zu vermindern, können oberhalb der Sonde Ringe als Reibungsminderer angebracht werden. Diese erweitern das geschaffene Loch, bringen aber selber auch mehr Widerstand auf das Gestänge. Als Alternative schlägt Robertson (2015) vor, eine 15 cm^2 Sonde (Durchmesser = 43.7 mm) und das Gestänge der 10 cm^2 Sonde mit 35.7 mm Durchmesser zu verwenden.

Hird und Springman (2006) haben im Wauwiler Moos Untersuchungen mit Drucksonden von 5 cm^2 und 10 cm^2 durchgeführt. Diese zeigen, dass feine Schichtungen (Warven) mit der kleineren Sonde besser identifiziert werden können, im Wesentlichen ergaben sich aber keine Vorteile der kleineren Sonde. In den heterogenen glazialen Böden dürften wegen möglicher Steine die grösseren Sonden mit dem grösseren mechanischen Widerstand gegen äussere Beanspruchung wie Biegung des Gestänges zweckmässiger sein.

3.6 Dissipationsversuche

Die Messung der Porenwasserdrücke an den CPTU Sonden erlaubt es auch weitere Bodenkennwerte zu ermitteln. Wird die Sonde angehalten und der Verlauf des Porenwasserdruckes beobachtet, so lassen sich mit diesen Dissipationsversuchen Durchlässigkeit und Konsolidationseigenschaften in horizontaler Richtung ermitteln oder abschätzen. Es kann zweckmässig sein in jeder Schicht oder mindestens alle 5 m Dissipationsversuche durchzuführen.

Wie oben erwähnt können in dichtgelagerten Böden durch die Schervorgänge die ursprünglichen Porenwasserdrücke bei der Ausführung von Drucksondierungen stark abfallen. Bei Dissipationsversuchen steigt der Porenwasserdruck in diesen Fällen zuerst an, um dann erst später abzufallen, der Verlauf der Änderungen des Porenwasserdrucks ist gesamtheitlich zu berücksichtigen.

Dissipationsversuche zeigen auch an, ob ein Boden rasch drainiert und während dem Vorschub des Gestänges, aber besonders beim Ansetzen des Gestänges eine teilweise Drainage stattfindet, welche die Auswertung der bodenmechanischen Parameter wesentlich beeinflusst. Dieses Verhalten lässt sich aus der Beobachtung des Porenwasserdruckes während der Versuchsdurchführung erkennen. Tritt ein solches Verhalten auf, so sind Dissipationsversuche anzuordnen, um die Konsolidationseigenschaften in horizontaler Richtung zu ermitteln.

Es wird deshalb als entscheidend angesehen, dass die Sondierungen von Personen mit entsprechender geotechnischer Erfahrung begleitet werden und nicht bloss von Operateuren durchgeführt werden.

3.7 Auswertung und Interpretation der CPTU Versuche

Die Sondierfirma wird die Resultate der CPTU Versuche meist als Verlauf des spezifischen Spitzenwiderstandes q_c , der Mantelreibung f_s und des gemessenen Porenwasserdruckes u_2 in Abhängigkeit der Tiefe und der Neigung der Sonde aus der Vertikalen ablefern. Dieses sind die drei Basic Plots zur weiteren Auswertung. Die Messungen können von den meisten Geräten alle Zentimeter durchgeführt werden, die Norm verlangt Messungen alle zwei cm. Bei 10 m Sondierung ergeben sich 1000 Punkte mit 3000 bodenmechanischen Ausgangsparametern. Diese lassen sich nur mit entsprechender Software auswerten, entweder kann ein Tabellenkalkulationsblatt entwickelt werden oder man verwendet ein kommerzielles Spezialprogramm. Das Programm CePT-IT der Geolo-

gismiki ist preisgünstig und wurde mit Unterstützung von Prof. Robertson, früher University of Alberta, Kanada, heute Technischer Direktor der Gregg Drilling in Kalifornien entwickelt.

Der Anhang enthält Beispiele ausgeführter Sondierungen aus der Schweiz. Für ein spezifisches Projekt sind die wesentlichen geotechnischen Faktoren herauszuschälen..

3.7.1 Die Drucksonde mit Messung der Scherwellengeschwindigkeit S-CPTU oder seismische Drucksonde

In den 1980er Jahren (Robertson et al., 1986) wurde die seismische Drucksonde SCPT entwickelt. Mit einer Erschütterungsquelle an der Erdoberfläche (*Abb. 11*) werden Scherwellen erzeugt und die Wellengeschwindigkeit in der Nähe der Sondenspitze gemessen.



Abb. 11 Durchführung eines SCPT Versuchs mit Hammerschlag an Geländeoberfläche.

3.7.2 Interpretation der Messung mit Drucksonden (Klassifikation)

Die erste Klassifikation mit Drucksonden wurde in den 1950er Jahren nach der Entwicklung des Reibungsmantels durch Begeman in den Niederlanden entwickelt. Seither hat sich die Interpretation von Messdaten von Drucksonden weiterentwickelt, wurde durch umfangreiche Forschungsarbeiten verglichen und ist in vielen Veröffentlichungen beschrieben. Diese Veröffentlichungen sind meist sehr umfangreich und es ist oft recht schwierig, die für ein eigenes Projekt passenden Klassifikationen und Korrelationen zu finden und anzuwenden. In Lunne et al. (1997) findet sich eine umfangreiche, damals vollständige Zusammenstellung der damaligen Theorien. Long (2008) hat eine Zusammenfassung und Bewertung, auch basierend auf Arbeiten von Mollé (2005), verfasst. Später wurde die Methode von Schneider et al. (2008) entwickelt, die die Auswirkungen von teilweise drainierenden Böden berücksichtigt.

Die Klassifikation wird als SBT Klassifikation bezeichnet (SBT: Soil Behaviour Type), was mit Bodenverhaltensklasse übersetzt werden kann. Dies umfasst neben der Art des Bodens auch dessen Spannungsgeschichte. Die SBT Klassifikation kann deshalb nicht direkt der Bodenklassifikation mit Kornverteilung und Konsistenzgrenzen gleichgesetzt werden.

Tab. 4 Berücksichtigte Parameter in Klassifikationen mit der Drucksonde CPTU

Veröffentlichung	Jahr			
Schmertmann	1978	q_t	R_f	
Robertson & Campanella	1983	q_t	B_q	R_f
Robertson et al.	1986	q_t	B_q	R_f
Senneset, Sandven, Janbu	1989	Q_t	B_q	
Robertson	1990	q_t	B_q	R_f
Robertson et al.	1995	q_t	v_s	
Olsen & Mitchell	1995	q_t	R_f	
Eslami & Fellenius	1997	q_c	f_s	
Schneider, Randolph, Mayne, Ramsey	2008	q_{tn}	u_2	

Die Bewertungen zeigten, dass die Methode von Robertson die zuverlässigsten Klassifikationen ergab und insbesondere sich die normalisierte Klassifikation SBT_n als zuverlässigste erwies. Die Klassifikationen von Olsen & Mitchell (1995) und Eslami & Fellenius (1997) beruhen auf ähnlichen Parametern und unterscheiden sich nicht wesentlich von der Methode von Robertson. Die Methode von Senneset et al (1989) wurde als wenig zuverlässig beschrieben.

Die Methode von Schneider et al. (2008) untersucht den Einfluss von teilweiser Drainage während dem Eindringen der Sonde. Diese Klassifikation zeigt auf, wann die Bodenschichten teilweise drainiertes Verhalten aufweisen und in welchen Schichten drainiertes oder undrainiertes Verhalten aufgetreten ist.

Die Methode von Robertson ist in den meisten kommerziellen Software Programmen implementiert und wurde auch bei unseren Untersuchungen meistens angewandt. Eine detaillierte Beschreibung der Robertson Klassifikation findet sich im Anhang. Je nach Soil Behaviour Type SBT oder SBT_n wird das Verhalten des Bodens als undrainiert beurteilt (SBT = 3 = Ton und auch SBT = 2 = Ton mit organischen Anteilen). Als drainiert wird der SBT = 6 angesehen.

Carroll et al (2013) zeigen Erfahrungen mit Baugrunduntersuchungen in Irland in siltigen Böden mit CPTu und den Auswirkungen von teilweiser Entwässerung auf die Klassifikation. Es müssen deshalb Δu und der Nettopitzenwiderstand q_t verwendet werden und zusätzlich auch die Klassifikation von Schneider et al. 2008.

3.7.3 Ermittlung von mechanischen Eigenschaften des Untergrundes

Die Ermittlung bodenmechanischer Eigenschaften des Untergrundes ist einer der Hauptzwecke der Untersuchungen mit der Drucksonde. Je nach Bodenverhalten können unterschiedliche Parameter ermittelt werden. Für undrainiertes Verhalten kann die undrainierte Scherfestigkeit ermittelt werden. Bei drainiertem Verhalten wird die drainierte Scherfestigkeit oder der Reibungswinkel ermittelt.

Theoretische Lösungen wurden von Baligh in den 1970er Jahren an CalTech (Baligh & Scott, 1975) und MIT (Baligh, 1976; Baligh et al., 1981) entwickelt, die als eine wesentliche Basis der Entwicklung der Interpretation der Messungen von Drucksonden mit Porenwasserspannungsmessungen (Baligh & Levadoux, 1980) dienten und die Komplexität der Vorgänge aufzeigen.

Umfangreiche Untersuchungen der Mechanismen von Durgunoglou und Mitchell (1975), Mitchell und Lunne (1978) und Yu und Mitchell (1998) zeigen auf, dass die bodenmechanischen Vorgänge beim Einpressen einer Drucksonde sehr komplex sind und von vielen Faktoren abhängen, die oft (meist) nicht bekannt sind oder schwierig zu bestimmen sind.

Die Untersuchungen von Durgonuglou und Mitchell (1975a) beruhen auf einem Forschungsprojekt der NASA, die Methoden entwickelt wollte, um die Charakteristiken des Bodens auf dem Mond während der Mondlandungen zu ermitteln. Wesentliche Faktoren für das Eindringen der Spitze sind:

- Geometrie und Grösse der Spitze
- Rauigkeit der Oberfläche der Sondenspitze
- Festigkeitsparameter des Bodens
- Verformbarkeit des Bodens
- Seitliche Spannungen (Horizontalspannungen)
- Eindringtiefe

Die Anzahl dieser Faktoren zeigt, dass die eindeutige und zuverlässige Ermittlung der Bodeneigenschaften aus Penetrationsversuchen mit Drucksonden ein schwieriges Unterfangen ist. Es wurden Gleichungen für Tragfähigkeitsfaktoren entwickelt, die abhängig sind von folgenden Parametern:

- Reibungswinkel des Bodens
- Winkel der Sondenspitze
- Relative Rauigkeit der Sondenspitze δ/Φ
- Relative Eindringtiefe D/B
- Seitliche Spannung im Boden (Horizontalspannung)

Insbesondere der Öffnungswinkel der Spitze und deren Rauigkeit beeinflussen den Eindringwiderstand wesentlich. Dies bedeutet, dass Ansätze, die von einer flachen Spitze ausgehen, wesentliche Fehler ergeben können. Versuche zeigten diese Faktoren auf (Durgonuglou und Mitchell, 1975b).

Zur Interpretation von Untersuchungen mit Drucksonden wurden verschiedene Methoden auf Grund unterschiedlicher Modelle entwickelt und angewandt. Mitchell und Lunne (1978) verglichen verschiedene Methoden. Die angewandten Methoden weisen verschiedene Unzulänglichkeiten auf, so dass sich keine richtig durchsetzen konnte.

Die Entwicklung der Methoden führten Yu & Mitchell (1998) zu einem weiteren Vergleich von mehreren Methoden mit:

- Tragfähigkeitsformeln (Bearing Capacity Methods)
- Aufweitung von Hohlräumen (Cavity Expansion)
- Berücksichtigung als Fliessen (Steady State Approach) mit Dehnungswegen
- Stufenweise Finite Element Berechnungen (Incremental Finite Element Method)
 - Kleine Dehnungen
 - Grosse Dehnungen
- Kalibrierung in Versuchskammern (Calibration in Chamber Testing)

Die untersuchten Methoden führten Yu und Mitchell zu den folgenden wesentlichen Schlüssen:

- Methoden mit Tragfähigkeitsformeln vernachlässigen die Zusammendrückbarkeit des Bodens und die Einwirkung des Spannungsanstieges um den Schaft der konischen Spitze und bilden die wirklichen Verhältnisse ungenügend ab.
- Methoden mit der Aufweitung von Hohlräumen stellen eine einfache und genaue Methode der Analyse des Widerstandes der Sonde dar. Die Zusammendrückbarkeit (oder Dilatanz) des Bodens um die Sonde wird berücksichtigt. Die Methode kann für Ton (undrainiert) oder Sand (drainiert) angewandt werden.
- Die Methode des Dehnungswegs (Strain Path Method) wurde mit einigem Erfolg für die Analyse des Eindringens der Drucksonde in undrainierten Ton angewandt. Die Anwendung für drainierten Boden (Sand) hat weniger Fortschritte gemacht und sich als schwieriger erwiesen. Die Konusfaktoren (Cone factors) stellen eine Näherung dar, da die Gleichgewichtsbedingungen nicht erfüllt sind.
- Bei Finite Element Berechnungen ergeben sich grössere Fehler und numerische Schwierigkeiten bei der Berechnung der Kollapslast.
- Die Kalibration in Versuchskammern wird eine wesentliche Rolle bei der Verifikation und Entwicklung von Korrelationen und Bodeneigenschaften bilden. Die Effekte von Kammergrösse und Randbedingungen auf die gemessenen Sondenkräfte können besser berücksichtigt werden.

Die grosse Anzahl der beeinflussenden Parameter wurden in verschiedenen Berichten gemäss Heghazy, 1998, dargestellt. Diese Einflussfaktoren sind in *Tab. 5* aufgeführt.

Die heutigen Methoden der Berechnung von Bodeneigenschaften beruhen meistens auf Korrelationen. Einige der mit bekannten Software Programmen angewandten Methoden werden im Anhang V dargestellt. Bei der Anwendung dieser empirischen Korrelationen ist zu beachten, dass die abgeleiteten Parameter von vielen Faktoren abhängen, die lokal unterschiedlich sind und Korrelationen an neuen Orten wieder kalibriert werden müssen. Im Bericht des NCHRP (National Cooperative Highway Research Program, Mayne, 2007) sind mehrere Korrelationen mit den Grunddaten dargestellt, die die grossen Streubereiche zeigen.

Das Eindringen der Drucksonde in den Boden führt zu grossen plastischen Verformungen des Bodens im Bereich der Kegelspitze, dies hat Auswirkungen auf die Porenwasserspannungen und die Kontaktspannungen. Bildlich wird der Boden geknetet. Die Ermittlung von Verformungsparametern aus den Messungen mit der Drucksonde ist deshalb mit erheblichen Ungenauigkeiten verbunden, dies geht auch aus den stark variierenden Parametern verschiedener Autoren hervor.

Tab. 5 Einflussfaktoren auf die Messparameter der Drucksonde (angepasst nach Hegazy, 1998)

Einflussfaktor		Facteur d'influence		Factor	
Hauptfaktor	Detail/Unter	Principal	Détail	Main	Subfactor
Mineralogie	Quarz, Karbonat, Feldspat Tonmineralien	Minéralogie	Quartz, Carbo- nats,	Mineralogy	Quartz, Carbo- nates, Feldspar, Clay
Geologie	Ablagerungs- und Entstehungsbe- dingungen	Géologie		Geology	Condition of deposition and origin
Alterung		Viellissement		Age/Aging	
Struktur	Orientierung Art	Structure	Orientation Type	Fabric	Orientation Type
Körnung	Form	Texture	Forme	Texture	Shape
Spannungs- zustand	Vertikalspannung Horizontalspannung Vorbelastung	État de contrainte	Contrainte verti- cale Contrainte hori- zontale Préconsolidation	State-of-Stress	Vertical stress Horizontal stress Overconsolida- tion
Wasser	Porenwasserdruck Sättigung (Kapillarkräfte)	Eau	Pressions intersti- tielles Saturation (Forces capil- laires)	Water	Porepressures Saturation (Capillary forces)
Festigkeit	Scherfestigkeit Sensitivität	Résistance	Cohésion non drainée Sensitivité	Strength	Shear strength Sensitivity
Bodenart	Kornverteilung Konsistenzgrenzen	Terrain	Granulométrie Limites de Con- sistance	Soil Type	Gradation Consistency limits
Konsistenz- grenzen	Ausrollgrenze Fließgrenze Fließindex	Limites de consis- tence	Limite de plasti- cité Limite de liquidité Indice de liquidité	Atterberg limits	Plastic limit Liquid limit Liquidity index
Dichte	Lagerungsdichte Raumgewicht Porosität Hohlraumgehalt	Compacité	Compacité Poids volumique Porosité Indice des vides	Density	Density Unit weight Porosity Void ratio
Adhäsion		Adhésion		Adhesion	

Diese Tabelle zeigt mit der vorherigen Auflistung, dass mit den drei gemessenen Parametern an der Drucksonde bei weitem nicht alle Einflüsse erfasst werden können.

Aus den Messungen mit der Drucksonde können über Korrelationen viele bodenmechanische Parameter abgeleitet werden, diese weisen aber eine unterschiedliche Zuverlässigkeit auf.

Die in Programmen, insbesondere CePT-iT, verwendeten Korrelationen für wesentliche bodenmechanische Parameter sind in Anhang IV beschrieben und kommentiert.

Tab. 6 Parameter aus Messungen mit Drucksonde CPT

Parameter	Methoden	Beurteilung	Erläuterung im Anhang
Bodenverhaltensklassifikation	Nicht normalisierte SBT Normalisierte SBT _n Schneider Klassifikation	Wichtiges Beurteilungskriterium des Untergrundes. Mehrere Klassifikationen verwenden.	Robertson, 1990, 2010: SBT, SBT _n ; Schneider et al., 2008.
Aequivalente SPT N ₆₀ Profile	Korrelationen: Vor- und Rückrechnungen	Die direkte Messung mit der Drucksonde ist zuverlässiger	Nein
Raumgewicht des Bodens γ	Korrelationen Hängt auch von Mantelreibung ab und wird durch deren grossen Schwankungsbreite beeinflusst.	Erfahrungen zeigen, dass neben Drucksondierungen der Boden auch klassiert werden muss: Kornverteilung Konsistenzgrenzen Mineralogie	Nein Direkte Ermittlung zwingend
Undrainierte Scherfestigkeit S _u	Berechnung aus q _c mit N _{KT} , Kalibration von N _{KT} an DMT zweckmässig.	Sehr wichtiger Parameter zur Beurteilung der Vorbelastung toniger Böden. Hohe Zuverlässigkeit. Vorsicht bei teilweise drainierenden Böden.	Die Vereinfachung von CePT-iT weicht ab von unserer Interpretation mit Bezug auf NC undrainierte Scherfestigkeit.
Sensitivität des Bodens S _t	Korrelationen. Restscherfestigkeit wird aus Mantelreibung ermittelt.	Genauigkeit der Messung der Mantelreibung. Ausbildung der Sondenquerschnitte.	Abschnitt IV-2
Verhältnis Scherfestigkeit zu Belastung (S _u /σ'v ₀)	Berechnung aus S _u in tonigen Böden	Grundlage für Ermittlung der Überkonsolidation.	Abschnitt IV-2
Verhältnis der Überkonsolidation OCR	Ableitung aus undrainierter Scherfestigkeit und NC Verlauf.	Wichtig für tonige Böden	Abschnitt IV-2
Relative Dichte D _r		Wird in der Schweiz und Europa kaum verwendet.	Nein
Zustandsparameter ψ (State parameter)	Zur Abschätzung des Dilatanzwinkels und für Beurteilung von Erdbebensicherheit.	Zur Ermittlung der Scherfestigkeit nach bodenmechanischer Theorie (Critical state) und Basis-Reibungswinkel Φ'_{cv} .	Vorbehalte und Grenzen in Robertson diskutiert. Abb. IV-4
Reibungswinkel Φ'	Scherfestigkeit von nicht zementierten, körnigen Böden.	Verschiedene empirische Korrelationen auf Versuchen in Kalibrationskammern.	Grosse Streubreite Angabe verschiedener Formeln
Steifigkeit und Verformungsmodul E'	Korrelation mit q _c stark beeinflusst von Spannungsgeschichte und weiteren Faktoren.	Korrelationen zeigen grossen Streubereich.	Angabe der Formeln
Einachsiger Zusammendrückungsmodul M _{CPT}	Beeinflussung durch weitere Faktoren	Verformung durch Sonde ist plastisch mit sehr grossen Dehnungen.	Angabe der Formeln
Scherwellen Geschwindigkeit v _s	Ermittlung durch Messung SCPTU oder SDMT	Korrelation mit Spitzenwiderstand und SBT sensitiv mit vielen Parametern.	Nein Direkte Messung
Durchlässigkeit k (horizontal)	Ermittlung aus Dissipationsversuchen zweckmässig.	Zuverlässigkeit der Korrelationen aus Drucksonde gering.	Mit Dissipationsversuchen ermitteln.
Konsolidation Koeffizient c _h (m ² /s) horizontal	Dissipationsversuche bei angehaltener Sonde.	Dissipationsversuche sind wichtiges Mittel zur Charakterisierung.	Aus Dissipationsversuchen ermitteln.

4 Der Flachdilatometer von Marchetti DMT

4.1 Entwicklung des Flachdilatometers

Marchetti (1980) hat den Flachdilatometer in den 1970er Jahren für seine Dissertation an der Universität von L'Aquila in Italien entwickelt. Während einem Aufenthalt in Florida, USA, an der Universität von Florida und bei Schmertmann, Crapps Inc. wurde die Interpretation und Anwendung weiter entwickelt.

4.1.1 Anwendung und Interpretation des Flachdilatometers

Für die Anwendung des Flachdilatometers DMT besteht eine Veröffentlichung eines Komitees der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Geotechnik (ISSMGE Committee TC-16) aus dem Jahr 2001 (Marchetti et al., 2001). In Anhang V befindet sich eine deutschsprachige Kurzfassung dieses Handbuches mit den wesentlichen Aspekten, die bei der Durchführung von DMT Messungen beachtet werden müssen und für den projektierenden Ingenieur wichtig sind. Diese stellen eine konzentrierte Darstellung dar, aber keine vollständige Gebrauchsanweisung.

4.1.2 Anwendung in der Schweiz

Im Jahr 1978 beschaffte die Firma Palër SA, Montagnola (Direktor: Dr. G. Togliani), einen Flachdilatometer DMT und setzte diesen bei Sondierbohrungen in der Schweiz ein. Der Flachdilatometer DMT ist ein einfaches, ingeniös gebautes Gerät, dessen Prinzipien verstanden werden müssen. Die Qualität der Messungen und Resultate hängt von der Ausführung der Messungen im Feld und der Kalibrierung ab. Der Flachdilatometer wird heute von mehreren Sondierfirmen in der Schweiz eingesetzt.

Die Erfahrung mit der Anwendung des Flachdilatometers in glazialen Böden in der Schweiz wird in den Erfahrungsbeispielen im Kapitel 4 und Anhang I und Anhang II dargestellt.

4.2 Ermittlung bodenmechanischer Parameter: Zuverlässigkeit

Der Flachdilatometer verursacht während dem Eindringen eine geringere plastische Deformation des umgebenden Untergrundes als es bei der Drucksondierung der Fall ist. Die Bewegung der Membrane von 60 mm Durchmesser um 1 mm entspricht, hochgerechnet auf eine Fundamentplatte von 6 m Ausdehnung, einer Setzung von 100 mm. Mayne (2001) setzt dies einer Schubdehnung von 0.05 bis 0.1 % gleich. Dies ist weit geringer als die Schubdehnungen bei der Drucksonde und näher den wirklich auftretenden Verformungen bei Setzungsproblemen.

Mit dem DMT kann die Spannungsgeschichte des Untergrundes besser erfasst werden (Lee et al. 2011). Dies zeigt sich vor allem im Index der Horizontalspannungen K_D und daraus in den Horizontalspannungen K und dem Verformungsmodul M_{DMT} .

Die Ermittlung der undrainierte Scherfestigkeit S_u mittels DMT ist auch zuverlässiger. Die Autoren verwenden die mit dem Flachdilatometer ermittelte undrainierte Scherfestigkeit $S_u(DMT)$ zur Kalibrierung des Faktors N_k zur Berechnung von $S_u(CPTU)$.

Die Anwendung des DMT in sandig bis sandig-siltigen Böden, also drainierenden Böden, hat gezeigt, dass die ermittelten Verformungsmoduli gute Übereinstimmung der berechneten Setzungen mit den beobachteten ergaben.

4.3 Neuere Erfahrungen und Entwicklungen mit DMT und SDMT

An der Tagung DMT15, The 3rd International Conference on The Flat Dilatometer in Rom vom 14 bis 16. Juni 2015, wurde über die neusten Entwicklungen der Anwendung des Flachdilatometers berichtet. Für die Anwendung in heterogenen glazialen Böden, mit teilweise drainiertem Verhalten, sind auch die Erfahrungen aus Messungen und Untersuchungen (Schnaid und Odebrecht, 2015) in künstlich abgelagerten Böden (Tailings) interessant, die teilweise drainierte Verhältnisse darstellen und ein ähnliches Verhalten wie glaziale Silte und geschichtete Tone (varved clays) haben.

Die Baugrundverhältnisse in Irland sind von grossräumigen glazialen Ablagerungen geprägt. Carroll et al. (2013) zeigen Untersuchungen mit CPTU und SDMT.

4.4 Anwendung des Flachdilatometers in teilweise drainierenden Böden

Marchetti (2015) hat neuere Entwicklungen dargestellt, Resultate zusammengefasst und im Jahr 2016 eine Ergänzung verfasst, wie teilweise drainierende Böden mit dem Flachdilatometer zuverlässiger erfasst werden können. Diese Empfehlung beruht vor allem auf Erfahrungen mit künstlich abgelagerten Böden und wird in Anhang V mit eigenen Ergänzungen (Erfahrungen glaziale Böden) aufgeführt.

5 Erfahrungen mit bodenmechanischen Feldversuchen in alpinen Böden

5.1 Erfahrungen der Verfasser

Während der letzten 3 bis 4 Jahrzehnte haben die Autoren verschiedene Baugrundsonden, insbesondere die Drucksonde CPTU und den Flachdilometer DMT, einzeln oder kombiniert bei Untersuchungen in der Schweiz und angrenzenden Gebieten in verschiedenen Baugrundverhältnissen angewandt. Im Folgenden werden einige wesentliche Bauten vorgestellt, wo die Untersuchungen angewandt wurden. Wenn umfassendere Untersuchungen verfügbar sind, so sind diese in Anhang I dieses Berichts detaillierter dargestellt. Die dargestellten Beispiele zeigen Anwendungen, wo Setzungen die entscheidende Rolle spielten und das Setzungsverhalten besser erklärt werden konnte. Die Anwendungen für Pfahlungsarbeiten werden nicht explizit beschrieben.

5.1.1 Ermitteln der Setzungsursachen der Galerie Nasse Kehle, N2, Andermatt

Ende der 1980er Jahre zeigte die Galerie Nasse Kehle beim Eingang des Urserentals, nördlich von Andermatt, sehr grosse Setzungen. Mittels Flachdilometer DMT Versuchen in einer 50 m tiefen Bohrung (Steiner, 1994) konnte sehr locker gelagerter Silt mit geringen Zusammendrückungsmoduli ermittelt werden. Die Nachrechnungen und weiteren Beobachtungen der Setzungen (Steiner & Schulte, 2015) ergaben eine gute Übereinstimmung mit den beobachteten Setzungen.

5.1.2 Schüttung Ittigenmösli, Grauholzlinie West

Am Westende des Grauholztunnels haben Aare und Rhonegletscher eine grossflächige, sich über mehrere hundert Meter erstreckende, rund 15 m mächtige Schicht von glazialen Seeton abgelagert (Steiner et al., 1992; Steiner, 1994). In diese Schicht musste der Portaleinschnitt von rund 12 m Tiefe erstellt werden und daneben der Aushub von 12–15 m Höhe geschüttet werden. Die Feldversuche, durchgeführt 1988/89 mit Scherflügel, Flachdilometer DMT und Drucksonde CPTU, bildeten zusammen mit Laborversuchen eine gute Grundlage für die Bemessung der Einschnitte, Stützbauwerke und Schüttung. Die Felduntersuchungen zeigten, dass sich der Seeton nach der Eiszeit durch Alterung verfestigt (überkonsolidiert) hatte. Ende der 1980er Jahre wurden die Messungen der CPTU noch analog aufgezeichnet und es standen noch keine anwenderfreundlichen Computerprogramme zur Verfügung.

5.1.3 ESS Schönbühl Tagbautunnel

Bei früheren Bauwerken im Raum Schönbühl hatte man die schwierigen Baugrundverhältnisse des nachglazialen Seebodens (empfindliche Seetone) gemieden oder eher oberirdische Konstruktionen gewählt, die auf Pfählen fundiert wurden. Das Bauvorhaben ESS Schönbühl Tagbautunnel erlaubte dies nicht mehr. Eine detaillierte Auswertung der 10 Drucksondenversuche erfolgte durch ein internationales Geotechnikbüro, das 1993 über entsprechende Software verfügte. Die Felduntersuchungen erlaubten eine zuverlässige Charakterisierung der nachglazialen, sensitiven, tonigen Böden und der glazialen Sande und Silte. In den Abschnitten mit nachglazialen, sensitivem Ton wurde auf Grund geotechnischer Analysen eine Schlitzwand mit einer Elementlänge von 3 m und einer Wandstärke von 0.8 m gewählt. Im Sand reichte eine Wandstärke von 0.6 m und erlaubte eine Elementlänge von 5 m.

5.1.4 Mehrfamilienhäuser auf glazialen Ablagerungen am Sempachersee

Ende der 1990er Jahre wurden drei Mehrfamilienhäuser mit vier Geschossen und einer gemeinsamen Grundrissfläche von 15 auf 80 m projiziert, daneben bestanden schon flachfundiert dreigeschossige Häuser. Die geologischen Baugrunduntersuchungen mit mehreren Rammsondierungen prognostizierten Setzungen von 10 bis 12 cm, was als unzulässig betrachtet wurde. In einer zweiten Phase wurden ergänzende Baugrunduntersuchungen mit Sondierungen bis in 30 m Tiefe von der Geländeoberfläche mit Eindrücken (Push-in) von einem Lastwagen ausgeführt. Je drei Sondierungen mit Flachdilatometer DMT von 2 x 15 m und 1 x 26 m Tiefe und mit der Drucksonde CPTU von 30 m Tiefe bis in die Grundmoräne, die in 27 m Tiefe anstand. Die Auswertungen der Sondierungen ergaben Zusammendrückungsmoduli $M_{DMT} = 15 - 35 \text{ MPa}$ und $M_{CPT} = 15 - 25 \text{ MPa}$ der sandig siltigen bis siltig sandigen Sedimente. Damit wurden Setzungen von einem bis zwei Zentimetern vorausgesagt. Das Gebäude wurde auf Grund dieser Untersuchungen auf einer Platte fundiert. Die Gebäude haben sich zufriedenstellend verhalten. Die Setzungsmessungen konnten nicht mehr aufgefunden werden.

5.1.5 Querung beim Weyermannshaus

Die Stadt Bern plante anfangs des 21. Jahrhunderts den Bau neuer Tramlinien in den Westen der Stadt. Die zuerst geplante Linienführung sollte unter dem Viadukt der N12, dem sechs streifigen Weyermannshausviadukt verlaufen, der mehrere Eisenbahnlinien und Strassen überquert. Die Tramlinie musste die Bahnlinien unterqueren und deshalb ins heterogene glaziale Terrain eindringen. Im südlichen Bereich waren nachglaziale Seetone von 20 m Mächtigkeit zu queren und zwischen den vorhandenen Pfahlfundamenten war ein Aushub in die weichen Seetone vorgesehen. Die Analysen zeigten, dass der Aushub an die Grenzen eines statischen Grundbruchs gelangte und ein steifer Baugrubenabschluss notwendig wurde. Eine Bohrung zeigt auch auf, dass unter der Pfahlfundamenten eines Pfeilers eine tiefere Schicht Seeablagerungen vorhanden ist und sich die grösseren Setzungen dieses Pfeilers erklären liessen.

Nach einer ablehnenden Volksabstimmung wurde die Linienführung geändert und das Projekt wurde nicht ausgeführt. Die Resultate konnten zur Erklärung des unregelmässigen Setzungsverhaltens der Foundationen des Autobahnviaduktes verwendet werden.

5.1.6 Bauten bei Belp: Gewerbebau und Pumpwerk für Ableitung

Mit den Baugrunduntersuchungen bestehend aus Feldversuchen (Drucksonden und DMT in der Bohrung) und Laboruntersuchungen konnte bei beiden Bauten nachgewiesen werden, dass der Seeton durch die Alterung überkonsolidiert ist, wodurch beim Gewerbebau eine Plattenfundament möglich wurde und auch beim Pumpwerk flach fundiert werden konnte. Bei beiden Bauten ergaben sich Einsparungen in der Grösse von 0.5–1.0 Mio. Franken.

5.1.7 Ablagerung von Ausbruchmaterial des Ceneri Tunnels bei Sigirino

Beim Hauptangriff des Ceneri Tunnel bei Sigirino wurde auch der nicht wieder verwendbare Tunnelausbruch abgelagert. Der Fuss der an die Talflanke anliegenden Schüttung steht auf glazialen und nachglazialen Lockergesteinsablagerungen von bis 40 m Mächtigkeit. Der Fels wird von einigen Metern Grundmoräne überlagert, darüber etwa 10 m siltiger Sand. Dann folgt die kritische Schicht von 10 bis 15 m geschichtetem Ton (glazialen Seeablagerungen), darüber Sand und Kies. Mit einer Kombination aus Flachdilatometer DMT in Sondierbohrungen, Drucksonden mit Vorbohrungen und Laboruntersuchungen konnten die Eigenschaften des Untergrundes zuverlässig erfasst werden. Die Drains in den Seeablagerungen konnten zuverlässig bemessen werden und die Schüttung konnte erstellt werden.

5.1.8 Nationalstrasse N5 Ostast, Westportal, Brügg

Für die Pfahlfundation der Hilfsbrücke der Bahnlinie Bern – Biel über die Baugrube des Tagbautunnels Brüggmoos wurden ergänzende Baugrunduntersuchungen mit der mechanischen Drucksonde CPT-M durchgeführt. Diese zeigten, dass der Baugrund unterhalb der Bohrlochsohle mehr als 0.5 m tief aufgelockert wird. Die nach Norm durchgeführten früheren SPT Versuche erfassten nur diese gestörte Zone und ergaben viel zu niedrige Schlagzahlen.

5.1.9 Gedeckter Einschnitt Raron der N9: GERA

Der über einen Kilometer lange gedeckte Einschnitt Raron der N9 kommt in stark wechselhafte Flussablagerungen und Überschwemmungssedimente mit mächtigen kiesigen und siltig-sandigen Schichten der Rhone zu liegen. Die beiden Rampen werden mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert, dies bedingt zuverlässige Angaben über die Mantelreibung. Für den Baugrubenabschluss sind auch zuverlässige Aussagen über Erddruck, Erdwiderstand und Verformungen in der Umgebung notwendig. Mittels Drucksonden CPTU mit Vorbohrung durch die Kiesschichten konnten die wechselhaften Eigenschaften der feinkörnigen Schichten erfasst werden. Mit verlängerten SPT Versuchen mit der konischen Spitze wurde die Lagerungsdichte der kiesigen Ablagerungen ermittelt. Mit Flachdilatometer DMT Versuchen wurden die Eigenschaften weicher Zonen erfasst.

5.1.10 Bürogebäude im Wankdorf, Bern

Mehrere Bürogebäude wurden unterschiedlich fundiert, was sich aus der Kombination Baugrund, Tragwerkart und Höhe des Gebäudes ergab. Ein Gebäude mit fünf Ober- und zwei Untergeschossen und gleichmässig mächtiger weicher Schicht konnte flach fundiert werden. Ein daneben liegendes Gebäude mit acht Obergeschossen mit in Bereichen konzentrierter vertikaler Lasten und ungleichmässiger Stärke der weichen Schicht (abfallend) wurde auf Pfählen fundiert.

5.2 Andere Erfahrungen und Anwendungen

5.2.1 Nationalstrasse N5 zwischen Grenchen – Arch

Im Abschnitt Grencher Witi und Aarebrücke Arch der N5 wurden im Jahr 1996 neun Drucksondierungen mit Messung der Porenwasserspannungen, CPTu, mit 16 bis 45 m Länge durchgeführt. Die damaligen Resultate (Geotest, 1996) liegen als Grafiken des Spitzenwiderstands q_c , der Mantelreibung f_s und der Porenwasserspannung u_2 vor. Die Untersuchungen zeigen mehrere Schichten von etwa 6 bis 12 m Mächtigkeit und klar unterschiedlichen Eigenschaften (Tab. 7), insbesondere die Lagerungsdichte der Sande und Silte. Die glazialen Ablagerungen stellten eine nahezu ideale Anwendung von Drucksondierungen dar.

Tab. 7 Spitzenwiderstand und Mantelreibung der Drucksondierungen N5 bei Arch

		Schicht	b1	b2	b3
Spitzenwiderstand	q_c [MPa]	Mittel	4	12	25
		Minimum	2	8	20
		Maximum	8	20	40
Mantelreibung	F_s (kPa)	Mittel	20	40	100
		Minimum	10	20	40
		Maximum	30	70	200

Die Mantelreibung zeigt zum Spitzenwiderstand passende Werte. Die Untersuchungen führten zur Wahl von Ortbeton Verdrängungspfählen für die Aarebrücke der Autobahn N5, welche in die ausreichend tragfähige Schicht vorgetrieben wurden.

5.2.2 Aarebrücke der Kantonsstrasse Grenchen SO – Arch BE

Mit dem Bau der Nationalstrasse N5 wurde das Netz der Anschlussstrassen verbessert und bei Arch BE eine neue Brücke für die Kantonsstrasse Arch (BE) – Grenchen (SO) geplant. Im Jahr 1992 wurden detaillierte Baugrunduntersuchungen (Geotest, 1992) mit Sondierbohrungen und Feldversuchen, nämlich SPT und DMT, durchgeführt. Die obersten 20 m sind locker gelagert, was sich in Schlagzahlen $SPT = 10$ bis 15 zeigte und in Zusammendrückungsmodulen $M_{DMT} = 10$ bis 20 MPa der DMT Versuchen. Unter 20 m Tiefe steigen die SPT über $N_{SPT} > 30$ und die $M_{DMT} > 40$ bis 50 MPa. Die Brücke wurde auf vorfabrizierten Beton-Rammpfählen fundiert.

5.2.3 Foundationen von Gebäuden im Oberhauserriet, Glatttal

Als Folge eines Vortrages an der Geotechnik Tagung der Hochschule Rapperswil (Bianchi und Lüthi, 2014) über Foundationen von Hochbauten in der Umgebung von Zürich wurde im TEC21 ein Artikel veröffentlicht (Heim, 2015), der auf die Problematik von Foundationen in glazialen Böden aufmerksam machte. Die beobachteten Setzungen betrugen meist nur einen Bruchteil der prognostizierten Setzungen, im Bereich von Millimetern statt Zentimetern. Die Autoren stellten kritische Fragen über die Voraussage von Setzungen und die Notwendigkeit von Pfahlfoundation. Bianchi und Lüthi schlagen auch vor, dass die Untersuchungen verbessert werden und die Aufgaben von Geologen, Geotechnikern und Tragwerksplanern besser definiert werden. Ebenso sollen die Methoden der Voraussage von Verformungsparametern und der Vorbelastung verbessert werden.

5.2.4 Nationalstrasse N5 Westast in Biel

Der Westast der N5 in Biel kommt in Verlandungssedimente am Ostrand des Bielersees zu liegen. Dazu wurden unter anderen fünf Drucksondierungen CPTU mit Tiefen von 17.25 m bis 39.36 m ausgeführt. Die gemessenen Werte erschienen zuerst plausibel und es zeigen sich auch gravierende Probleme mit der Messung des Porenwasserdruckes, da die Drucksondierung durch die Schüss-Schotter (Kies in etwa 7 bis 15 m Tiefe) durchgedrückt wurde. Der Kies-Sand dilatierete, das Wasser kavitierte und die Ablesungen des Porenwasserdruckes waren nicht mehr zuverlässig. Wie sie bei diesen Sondiertiefen und wechselnden Untergrundverhältnissen auftreten können.

Im Anhang II.1 werden Resultate der Untersuchungen analysiert und die Qualität der Sondierungen hinterfragt.

5.2.5 Ermittlung Hangschub mit Flachdilatometer DMT

Für die Untersuchung und Analyse der Steifigkeit in Kriechhängen wurden in St. Moritz in einer Sondierung im Rutschhang Versuche mit dem Flachdilatometer DMT (Puzrin et al. 2008; Puzrin & Schmid, 2011; Schmid, 2012), dem Cambridge Dilatometer und Laborversuche in dichtgelagerten Ablagerungen (Moräne oder Gehängeschutt) durchgeführt. Die Messungen des M_{DMT} zeigten unterhalb der ersten Messungen von 0,2 m Tiefe keine Störung durch den Bohrvorgang und der ermittelte Verformungsmodul war etwa $M_{DMT} = 40$ MPa. Der Flachdilatometer DMT konnte in sehr dichtgelagerten Lockergesteinen angewandt werden, wo dies normalerweise nicht gemacht wird.

5.2.6 Instabiler Hang unterhalb der Nationalstrasse N1, St. Gallen, Dietli

Mit in-situ Versuchen wurden Gleitflächen in Hängen identifiziert. Totani et al. 1997 berichten über die Anwendung des Flachdilatometers und Mahmoud et al. 2002 über die Drucksonde CPT. Deshalb wurden am Fuss des Hangs Dietli Drucksondierungen CPTu (Geoprofile, 2014) durchgeführt, um potentielle Gleitflächen zu identifizieren. Der Verlauf

des Spitzenwiderstands q_c weist keine „Tiefpunkte“ auf, die klare Identifikation erlauben würden. Mit Berechnungen des Reibungswinkels ergaben sich zwar Hinweise auf Zonen geringer Scherfestigkeit. (siehe Anhang II-2)

5.3 Versuchsfelder

In verschiedenen Ländern wurden Versuche auf Versuchsfeldern durchgeführt, wie in den Niederlanden (Tiggelman & Beukema, 2008) oder in den USA, wo mehrere nationale Versuchsfelder bestehen. Im Zusammenhang mit glazialen Böden interessieren Versuchsfelder in den Alpen.

5.3.1 Versuchsfelder bei Stabio TI und Gordola TI

Die Resultate der Versuchsfelder im Tessin bei Stabio TI und Gordola TI wurden von Togliani & Beatrizotti (2004) beschrieben, wo Flachdilatometer DMT, Drucksonde CPTU, der Standard Penetration Test SPT, die überschwere Rammsonde DPSH mit und ohne Verrohrung und die Rammsonde „Von Moos“ verglichen wurden. Die Versuche mit den Rammsonden sind in Anhang I.10 im Detail beschrieben. Es handelt sich dabei um eine Übersetzung mit vergrößerten Abbildungen des obenerwähnten Beitrages.

Um zuverlässige Aussagen über geotechnische Parameter in glazialen Böden zu erhalten, sind der Flachdilatometer DMT oder/und die Drucksonde CPTU anzuwenden. In grobkörnigen Böden (Kies) können diese Geräte nicht angewandt werden, da die Gefahr der Beschädigung besteht. Im Bohrloch kann der überlange SPT verwendet werden oder als Sondierung die verrohrte überschwere Rammsonde DPSH nach den italienischen Empfehlungen. Die Rammenergie der DPSH ist vergleichbar mit den SPT Versuchen und den umgerechneten Spitzenwiderständen. Mit der nicht verrohrten überschweren Rammsonde werden die Resultate durch die Mantelreibung verfälscht. Die leicht bis mittelschwere Schweizer Rammsonde (SN 670 314) ohne und mit Verrohrung ergibt schwer interpretierbare Resultate (siehe Anhang I-10), ihre Anwendung wird bis höchstens in 10 Meter Tiefe empfohlen.

5.3.2 Versuchsfelder in Governolo, Mantua, Italien

Für einen Weiterbildungskurs wurden in Governolo, südlich von Mantua, Vorführungen von verschiedenen Sondierungen durchgeführt. Eine Kernbohrung von 20 Meter wurde abgeteuft, darin wurden SPT und DMT Versuche durchgeführt, ebenso wurden Proben entnommen und Laboruntersuchungen (Kornverteilung, Konsistenzgrenzen, Mineralogie) durchgeführt. Weiter wurden an der Oberfläche geophysikalische Untersuchungen (Scherwellen, Stosswellen) mit verschiedenen eingepressten Sonden durchgeführt, nämlich:

- Drucksonde CPTu
- Drucksonde mit Messung der Scherwellengeschwindigkeit SCPTu
- Flachdilatometer DMT
- Flachdilatometer mit Scherwellenmessung SDMT

Die Resultate der Untersuchungen erlaubten Vergleiche zwischen den verschiedenen Untersuchungen, die normalerweise nicht möglich sind. Die gewonnen Erkenntnisse wurden an der Tagung DMT'15 in Rom veröffentlicht (Togliani et al., 2015) und sind hier im Anhang III in deutscher Übersetzung enthalten. Diese Untersuchungen bestärken und vervollständigen andere Erkenntnisse über den Einsatz von geotechnischen Felduntersuchungen.

5.4 Folgerungen aus Erfahrungen

5.4.1 Erkennen von Abweichungen und Fehlern

Verschiedene Fallbeispiele zeigen, dass bei den Untersuchungsverfahren auch Fehler bei den Messungen auftreten können und aufgetreten sind, wenn die Messgeräte versagen oder einen Schaden erleiden. Solche Abweichungen müssen und können während der Ausführung der Messung oder unmittelbar danach erkannt werden. Anschliessend sind entsprechende Massnahmen einzuleiten. Sind die Messungen infolge eines mechanischen Defektes an der Sonde falsch, so ist die Sonde entweder zu reparieren oder auszutauschen und die Messungen zu wiederholen. Abweichungen können auch bei der Messung der Porenwasserdrücke auftreten, wenn die Sättigung verloren geht.

Abweichende Messungen können aber auch auf besondere Untergrundverhältnisse hinweisen, wie rascher Abbau der Porenwasserspannung während der Durchführung der Versuche, was auf Böden mit einem Verhalten zwischen undrainiertem und drainiertem Verhalten, also teilweise drainierend, hinweist. Bei Drucksonden CPTU kann die Durchführung von Dissipationsversuchen zweckmässig sein. Bei Flachdilatometer-Versuchen DMT muss das Ableseverfahren angepasst werden.

Die Messungen müssen von einem erfahrenen Geotechnik-Ingenieur begleitet werden und die Techniker, die die Messungen ausführen, müssen mit diesen möglichen Abweichungen vertraut sein, um entsprechend nachfragen zu können.

Untersuchungen mit Drucksonden und Flachdilatometer können nicht einfach einem Unternehmer übertragen werden ohne intensive Begleitung durch den verantwortlichen Geotechniker.

5.4.2 Grenzen der Anwendbarkeit von Feldversuchen

Glaziale Lockergesteine spannen über das gesamte Spektrum der Kornverteilungen, von Ton bis Blöcken. Die Beanspruchung der Sonden kann gross sein, wie die Spitze eines SPT Kegels (*Abb. 6*) zeigt. Beim Flachdilatometer DMT kann die Membrane von kantigen Steinen aufgeschlitzt werden (*Abb. 12*), wie die Ritzspuren zeigen. Die Anwendungsgrenze liegt also unterhalb von Feinkies, kann aber auch höher liegen, wenn runder Kies in ausreichend Matrix eingebettet ist (Puzrin et al. 2008). Der Ersatz einer Membrane kostet weniger als 100 Franken, es kann sich deshalb durchaus lohnen, das Risiko des Ersatzes einer Membrane in Kauf zu nehmen, um bodenmechanische Resultate zu gewinnen.

Für die Drucksonde CPTU kann die Anwendungsgrenze bis in den Feinkies reichen, dies ist eine leicht gröbere Fraktion. In glazialen Ablagerungen wurde Kies-Sand oft natürlich getrennt in Kies mit Fraktion > 2-4 mm bis 100 mm und in Sand < 1 mm. Die Fraktion von 1 bis 4 mm fehlt sehr oft. Bei der Drucksonde ist zu beachten, dass eine Beschädigung wesentlich mehr kosten kann. Die Anwendungsgrenzen von CPTU und DMT liegen also in derselben Grössenordnung der Körnungen.

Um die bodenmechanischen Eigenschaften von Kies zu erfassen, verbleibt in der Schweiz praktisch nur der SPT Versuch mit geschlossener konischer Spitze. Die offene Hülse wird in der Schweiz nicht angewandt, da diese bei der Anwendung im Kies rasch verstopft oder beschädigt wäre.

Handbücher über die Anwendung von Feldversuchen hinterlassen manchmal den Eindruck, alles könne mit einem einzigen Feldversuch bestimmt werden. Dies ist nicht der Fall. Für eine zuverlässige Charakterisierung sind meist Erkenntnisse aus unterschiedlichen Feldversuchen und Laborversuchen zweckmässig, wobei ein gegenseitiges Abstimmen sinnvoll sein kann.



Abb. 12 Flachdilatomer DMT mit Ritzspur auf der Membrane.

5.4.3 Zuverlässigkeit der Voraussagen

Die verschiedenen Anwendungen zeigen, dass mit Feldversuchen zuverlässigere Prognosen und Bemessungen möglich sind, welche sowohl zu sicheren Bauten und Einsparungen führen. Jedes Bauwerk stellt mit seinem Baugrund ein Unikat dar. Die Baugrunduntersuchungen sind deshalb auf Bauwerk und zu erwartenden Baugrund abzustimmen.

Je nach Baugrund sind die mit Feldversuchen ermittelten Parameter zuverlässiger oder weniger zuverlässig.

Für die Ermittlung der Verformungseigenschaften in drainierenden Böden (Sand, siltige Sande) ist die direkte Ermittlung des Zusammendrückungsmoduls mit dem Flachdilatometer DMT zuverlässig. In diesen Böden ist die Entnahme von ungestörten Bodenproben nicht möglich. In tonigen und siltig-tonigen Böden verhält sich der Boden während der Versuchsdurchführung undrainiert und die direkte Ermittlung der drainierten Verformungseigenschaften ist schwierig bis unmöglich. Bei undrainierten Böden können die undrainierte Scherfestigkeit und die Vorbelastungsgeschichte zuverlässig ermittelt werden, im Gegensatz zu Versuchen an Laborproben, die meist eine niedrigere Vorbelastung vermuten lassen, als wirklich auftritt. An Laborproben können nach dem Prinzip normalisierter Versuche (SHANSEP) die drainierten Verformungseigenschaften ermittelt werden. Die Proben werden auf die aus in-situ Versuchen ermittelten Vorbelastungsspannungen vorbelastet und mindestens ein Entlastungs- und Wiederbelastungszyklus wird durchgeführt. Besser ist es die Probe noch in den Erstbelastungsbereich weiter zu belasten ($\Delta\sigma_v = 200$ bis 400 kPa) und einen weiteren Entlastungs- und Wiederbelastungszyklus aufzubringen. Bei den Oedometerversuchen ist zu beachten, dass Stufen-oedometer mit 24 Stunden dauernden Belastungsstufen bei den Proben einen grossen Anteil Sekundärsetzungen erfassen können, deshalb wird die Anwendung des CRS Oedometers (Steinmann, 2010; ASTM D-4186) empfohlen.

5.4.4 Kombination von Feld- und Laborversuchen

Zur Charakterisierung der Bodeneigenschaften, insbesondere der Spannungsgeschichte (Stress History), ist es meist zweckmässig unterschiedliche Feldversuche, insbesondere Flachdilatometer DMT und Drucksonde CPTu, zu kombinieren, da die beiden Versuchsarten unterschiedliche Messverfahren darstellen und Bodeneigenschaften unterschiedlich

erfassen. Die beiden Methoden ergänzen sich. Beispielweise kann der Umrechnungsfaktor N_k für die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit aus dem Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde am DMT kalibriert werden.

Mit dem DMT lässt sich der Seitendruck im undrainierten wie im drainierten Boden präziser ermitteln als bei der Drucksonde (Lee et al. 2011).

Die Drucksonde CPTu erlaubt die einfachere Durchführung von Dissipationsversuchen, damit kann das Konsolidationsverhalten erfasst und Aussagen über die Durchlässigkeit gewonnen werden.

Mit der Durchführung von Sondierungen sollte immer mindestens eine Bohrung ausgeführt werden, um bodenmechanische und mineralogische Laborversuche an Proben durchzuführen. Diese Forderung wird auch in den Niederlanden gestellt (Tiggelmann & Beukema, 2008), bei den dort sehr häufigen Drucksondenversuchen, praktisch dem Standardversuch.

5.4.5 Schwierig zu charakterisierender Untergrund

Die Anwendung von Feldsonden oder in-situ Versuchen bei Flachdilatometer DMT oder Drucksonden CPTu setzt zur klaren Interpretation und Ermittlung von Bodeneigenschaften idealerweise entweder drainiertes oder undrainiertes Verhalten voraus. In sauberen Sanden ist das Verhalten drainiert und in Ton nicht drainiert. Dazwischen bestehen Lockergesteine, die während der Ausführung der Versuche teilweise drainieren, deshalb können die gemessenen und abgeleiteten Parameter verfälscht werden. Bei der Versuchsdurchführung müssen solche Lockergesteine erkannt werden und zusätzliche Massnahmen ergriffen werden, um zuverlässige Ablesungen zu erhalten.

Beim Flachdilatometer DMT ist der Verlauf der Druckänderung auf die Membrane während dem Vorschieben und unmittelbar nach Beginn des Versuches zu beobachten und aufzuzeichnen.

Bei der Drucksonde CPTu sind unter anderem ausreichend Dissipationsversuche auszuführen. Eventuell können auch parallel CPTu mit anderer Vorstossgeschwindigkeit durchgeführt werden, wie von LoPresti et al. 2010; LoPresti & Meisina, 2014; Poulsen et al., (2013) vorgeschlagen wurden.

5.4.6 Notwendigkeit von Vorbohrungen

In glazialen Böden sind praktisch immer Vorbohrungen nötig, um den Flachdilatometer oder die Drucksonde einzusetzen. Weiche, feinkörnige Schichten können von natürlichen, grobkörnigen Sedimenten (Flussablagerungen) oder künstlichen Auffüllungen überdeckt sein. Diese müssen mit Vorbohrungen durchdrungen werden. Unterliegende, feinkörnige Schichten können unterhalb der Vorbohrung mit DMT oder mit der Drucksonde CPTu untersucht werden.

5.4.7 Einsatz von DMT in Sondierbohrungen

Der Flachdilatometer kann mit Kernbohrungen kombiniert werden. Nach Erreichen der gewünschten Tiefe wird der Flachdilatometer am Bohrgestänge befestigt und in 20 cm Schritten unter das Bohrlochtiefste vorgestossen, bei jeder Stufe wird eine Messung des DMT mit den notwendigen Ablesungen vorgenommen. Die Messungen sollen soweit wie möglich vorgestossen werden. Erfahrungen in weichen und sandigen Böden vor allem unterhalb des Grundwasserspiegels zeigten, dass der Untergrund mehrere Dezimeter bis ein Meter unter dem Bohrloch gestört sein kann (siehe Anhänge I.1, I.5, I.6).

Messungen mit dem Flachdilatometer müssen ausreichend tief unter die Bohrung ausgeführt werden. In weichen Böden ist eine Versuchsreihe bis ein Meter unterhalb die Sohle der Bohrung oft nicht ausreichend (Abb. I-11; Abb. I-12; Abb. I-13; Abb. I-15). Die Versu-

che sollten 2 bis 3 Meter tief vorgestossen werden, bis die Messungen im ungestörten Boden erfolgen. Als massgebend ist nicht der Mittelwert dieser Messwerte anzusehen, sondern die Tangente von rechts für die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit (Abb. I-13, Abb. I-15; Abb. I-16).

Bei der Ausschreibung der Ausführung von DMT sollte das Einrichten und Einführen der Messeinrichtung des DMT von der Oberfläche in den verrohrten Abschnitt der Bohrung und der Abbau der Einrichtung nach erfolgter Durchführung der Sondierungen ausgeschrieben werden, eingeschlossen ist auch die Durchführung der Messungen über einen Meter. Die weiteren Messungen unterhalb einem Meter werden getrennt ausgeschrieben und vergütet.

Mit Sondierbohrungen können kiesige Schichten durchfahren werden, wo der Flachdilatometer DMT oder die Drucksonde beschädigt werden können. Zur Abschätzung der Lagerungsdichte der grobkörnigen Schichten sind verlängerte SPT-C Versuche mit geschlossener Spitze durchzuführen.

In den feinkörnigen Schichten können neben den DMT Versuchen auch Proben entnommen werden, um Laborversuche durchzuführen und deren Resultate mit den Erkenntnissen aus den in-situ Versuchen zu kombinieren.

5.4.8 Ermittlung von Verformungsparametern für Böden mit undrainiertem Verhalten

Glaziale Lockergesteine haben einen weitgespannten Bereich der Bodenarten, also der Kornverteilung und der Konsistenzgrenzen, mit drainiertem, undrainiertem und dazwischen liegendem bodenmechanischen Verhalten. Die Ermittlung des drainierten Verhaltens aus Feldversuchen mit undrainiertem Verhalten ist schwierig, um nicht zu sagen unmöglich. Für eine zuverlässige geotechnische Charakterisierung erscheint die Durchführung entsprechender Laborversuche, die das drainierte Verhalten abbilden, zweckmässiger, wie

- Oedometer- oder Konsolidationsversuche
- Direktscherversuche
- Triaxialversuche mit Konsolidation ohne seitliche Ausdehnung (K_0)
 - Abscheren mit vertikalem Stauchen (TC)
 - Abscheren mit vertikaler Ausdehnung (TE).

Bei Proben aus dem Untergrund tritt bei der Entnahme meist eine Störung der Struktur auf. Die mit Laborversuchen ermittelten Vorbelastungen sind deshalb meist zu niedrig. Mit in-situ Versuchen kann die Ermittlung der Vorbelastung genauer erfolgen.

Die Laborversuche sollten mit den wirklichen (*true*) Vorbelastungsbedingungen (Spannungsgeschichte) an nach konsolidierten Probenkörpern durchgeführt werden, entsprechend dem von Ladd & Foott, 1974. Die Weiterentwicklung der Methode vor allem für weiche Lockergesteine (soft soils) wurde von Ladd und DeGroot (2004) und DeGroot und Ladd (2012) beschrieben. Die Methoden lassen sich sinngemäss auch auf andere Bodenarten übertragen.

Das ursprünglich von Ladd und Foott, 1974 formulierte Prinzip SHANSEP, heisst:

SHANSEP: Stress history and normalized soil engineering properties

Deutsch: Spannungsgeschichte und normalisiertes bodenmechanisches Verhalten.

Für die Ermittlung des vertikalen Zusammendrückungsmoduls heisst dies, dass ein erster Lastzyklus bis zu den mit in-situ Versuchen ermittelten Vorbelastungsspannungen ausgeführt wird und daran anschliessend ein Entlastungs- und Wiederbelastungszyklus. Die Belastung erfolgt ausreichend weit über die Vorbelastung (500 kPa bis 2 MPa) hinaus,

um die Erstbelastungskurve zu ermitteln. Anschliessend sollte ein weiterer Entlastungs- und Wiederbelastungszyklus erfolgen. Diese Versuche werden vorzugsweise mit einem CRS Oedometer durchgeführt.

Mit Feldversuchen wird die Vorbelastung (Spannungsgeschichte) ermittelt und aus Laborversuchen werden die bodenmechanischen Verformungseigenschaften unter drainierten Bedingungen ermittelt.

Bei glazialen Böden kommen verschiedene teilweise drainierende Lockergesteine vor, d.h. während der Durchführung der Versuche ändert sich der Porenwasserdruck unzulässig und die ermittelten Parameter werden verfälscht. Diese Phänomene müssen erkannt und wenn möglich korrigiert werden.

5.4.9 Begleitung und Interpretation der Messungen

Bei den eigenen Anwendungen von Felduntersuchungen mit in-situ Messungen wurden diese immer eng begleitet, angefangen bei der Ausschreibung und Planung, gefolgt von der Ausführung. Es bestand ein enger Kontakt mit der Mannschaft (Bohrmeister), die die Versuche durchführte. Bei nicht plausiblen Abweichungen der Messungen erfolgten meist Rückmeldungen, so dass entsprechende Massnahmen oder Anpassungen bei der Durchführung der Versuche gemacht werden konnten.

Die Messungen wurden oft auch unmittelbar nach Durchführung ausgewertet. So konnte in einem Fall eine nicht richtig funktionierende Sondenspitze erkannt werden und die Messungen wurden mit einer andern Sonde wiederholt.

Eigene Erfahrungen zeigen die Notwendigkeit, die Resultate rechtzeitig zu hinterfragen. Falls nachgewiesen werden kann, dass im Zusammenhang mit den Messresultaten etwas Eigenartiges aufgetreten ist, das auf Messfehler hinweisen kann oder aber auch auf Besonderheiten des Untergrundes, so können die Messungen wiederholt werden.

5.4.10 Einbezug von Tragwerksplaner

Bei den eigenen Anwendungen war der Tragwerksplaner von Anfang an einbezogen. Bei einigen eigenen Erfahrungsbeispielen wurden die Vorgaben für die Baugrunduntersuchungen vom Geotechniker gemeinsam mit dem Tragwerksplaner ausgearbeitet. Bei anderen Projekten wurden Zusatzuntersuchungen vorgeschlagen und ausgeführt, um abgesicherte Angaben zu erhalten, dass eine Flachfundation statt einer Tieffundation möglich wurde. Diese Anfrage wurde meist vom Tragwerksplaner gestellt, da mit einer Flachfundation einerseits technische Probleme wie Wasserdichtigkeit gemindert, andererseits Einsparungen bei den Baukosten realisiert werden konnten.

5.4.11 Qualität der Charakterisierung und Einsparungen beim Bau

Erfahrungen zeigen, dass die Charakterisierung des Baugrundes bei weichen Sedimenten möglich ist, so dass die bestehende Überkonsolidation des Untergrundes ausgenutzt werden kann, um statt einer Tieffundation mit Pfählen eine Flachfundation zu erstellen. Die erreichten Einsparungen können je nach Grösse des Tragwerkes eine Million Franken betragen. Die Kosten der ergänzenden Baugrunduntersuchungen und deren detaillierte Auswertung können einige Zehntausend Franken betragen, als möglicher repräsentativer Wert CHF 50'000.– Dieser beträgt somit rund 5 % der möglichen Einsparungen. Die möglichen Einsparungen hängen jedoch von der Kombination Tragwerk (System, Höhe, Belastung des Untergrundes, Anzahl Untergeschosse) und nicht allein vom Baugrund ab.

6 Folgerungen für Ausführung und Interpretation von Feldversuchen

6.1 Aussagekraft und Zuverlässigkeit von abgeleiteten bodenmechanischen Parametern

Mit Felduntersuchungen kann die Qualität von Baugrunduntersuchungen wesentlich verbessert werden, deren Anwendung setzt eine Planung und Begleitung voraus. Die Durchführung darf nicht einfach an die Unternehmung in Auftrag gegeben werden. Die Ausführung der Sondierungen muss intensiv begleitet werden und die Messdaten während der Sondierung müssen kontrolliert und verifiziert werden.

6.1.1 Ermittelte Parameter und Eigenschaften

Die Anwendbarkeit verschiedener Untersuchungsverfahren im Feld hängt vom Untergrund ab, insbesondere von der Kornverteilung. In *Abb. 13* sind die Methoden miteinander verglichen und die Aussagekraft der ermittelten Parameter bewertet. *Abb. 14* und *Abb. 15* zeigen den gleichen Methodenvergleich in französischer bzw. englischer Sprache.

Für grobkörnige Böden mit Kies ist die Anwendung des SPT und der Rammsonde DPSH die einzige Möglichkeit, um Angaben über die Lagerungsdichte des Bodens und abgeleiteter Parameter zu erhalten. Der Pressiometerversuch PMT ist in dieser Tabelle der Vollständigkeit halber enthalten. Er wird aber wenig eingesetzt, da der Versuch ein zumindest zeitweise stabiles Bohrloch voraussetzt, welches in nicht bindigem Lockergestein meist nicht vorhanden ist.

Die Anwendung des Flachdilatometers DMT ist auf Sand und Feinkies bis 2 mm Durchmesser begrenzt. Dabei spielt auch die Kornform eine Rolle. Puzrin et al., 2008 haben den DMT in dichtgelagertem Gehängeschutt mit in die Matrix eingebetteten, grösseren, wahrscheinlich gerundeten Körnern eingesetzt.

Mit der Drucksonde können Schichten mit Feinkies ohne wesentliche Gefahr der Beschädigung der Sonde durchfahren werden. Grobkörnigere Schichten können durchfahren werden, jedoch bestehen Risiken, dass der Porendrucksensor nicht mehr gesättigt ist oder die Sonde beschädigt wird und die Messungen verfälscht werden. Vorbohrungen sind in solchen Fällen zweckmässig bzw. notwendig.

Mit Geophonen ausgerüstet werden Flachdilatometer zum SDMT und die Drucksonde zu SCPTU. Mit den gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten können die Aussagen bei bodenmechanischen Versuchen verbessert werden. Aus den gemessenen Scherwellengeschwindigkeiten kann der Verformungsmodul bei geringer Dehnung ermittelt werden und mit dem direkt gemessenen Modul kombiniert werden. Dies erlaubt genauere Aussagen über die Verformbarkeit des Untergrundes.

Weiter dient die Scherwellengeschwindigkeit zur Beurteilung der Erdbebensicherheit des Untergrundes. Sie kann Hinweise auf das Risiko einer Verstärkung der Bodenbewegungen oder einer Verflüssigung des Bodens durch Erdbeben geben.

Der Flügelscherversuch ist in rein tonigen Böden anwendbar und erlaubt die Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit und der Restscherfestigkeit.

Parameter & Möglichkeiten	anwendbare Böden (SPT)	SPT (Hülse)		SPT (Spitze)		anwendbare Böden (DPSH)	DPSH (Cased)		anwendbare Böden (PMT)	PMT		anwendbare Böden (DMT)	DMT***		SDMT***		anwendbare Böden (CPTu)	CPTu***		SCPTu***		anwendbare Böden (VST)	VST Bodenv. undrainiert
		Bodenverhalten drainiert	undrainiert	Bodenverhalten drainiert	undrainiert		Bodenverhalten drainiert	undrainiert		Bodenverhalten drainiert	undrainiert		Bodenverhalten drainiert	undrainiert	Bodenverhalten drainiert	undrainiert		Bodenverhalten drainiert	undrainiert	Bodenverhalten drainiert	undrainiert		
„Ungewöhnlicher“ Sand		-	**	0.45m<Länge<2m	**	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	-	-	2	-	2	-	-	
Bodenprofil		1*	1*	1**	1**	-	-	3-4	3-4	1**	1**	-	-	1**, 2-3	1**, 2-3	2-3	2-3	-	2-3	2-3	2-3	2-3	1**
γ _T (Totales Raumgewicht)		3-4*	3-4*	3-4	3-4	-	-	3-4	3-4	3-4	3-4	-	-	2-3	2-3	2-3	2-3	-	2-3	2-3	2-3	2-3	-
OCR (Vorbelastungsgrad)		-	3-4*	-	3-4	-	-	3-4	3-4	-	-	-	-	3	1	3	1	-	3-4	2-3	3-4	2-3	1-2
S _u (undrainierte Scherfestigkeit)		-	3-4*	-	3-4	-	-	3-4	3-4	-	2-3	-	2-3	-	1	-	1	-	-	2-3	-	2-3	1
I _p /D _r (Index/relative Dichte)		2-3*	-	3	-	-	-	2-3	-	-	-	-	-	2-3	-	2-3	-	2	-	2	-	-	-
φ _{peak} (Spitzen-Reibungswinkel)		2-3*	-	3	-	-	-	2-3	-	3-4	-	-	-	2	-	2	-	1-2	2-3	1-2	2-3	-	-
ME (Oedometer Modul)		3-4*	3-4*	3-4	3-4	-	-	3	3-4	2-3	2-3	-	-	1-2	1	1-2	1	2-3	2-3	2-3	2-3	-	-
V _s (Scherwellengeschwindigkeit)		3-4*	3-4*	3-4	3-4	-	-	3	3	3-4	3-4	-	-	2-3	2-3	1	1	2-3	2-3	1	1	-	-
G ₀ (Schubmodul bei kleinen Dehnungen)		3-4*	3-4*	3-4	3-4	-	-	3-4	3-4	2-3	2-3	-	-	1-2	1-2	1	1-2	2-3	2-3	1-2	1-2	-	-
K ₀ (in-situ Spannungsverhältnis)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	-	-	-	-	-	-	
k _h (horizontale Durchlässigkeit)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	-	2	1-2	2	1-2	-	
c _h (horizontaler Konsolidationskoeffizient)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2-3	-	2-3	-	2-3	2	2	-	-	
Flachgründungen	2-3*	3-4*	3	3-4	-	-	3	3-4	1-2	1-2	-	-	1-2	1-2	1-2	1-2	2-3	2-3	2-3	2-3	-	-	
Tiefgründungen	2-3*	3-4*	3	3-4	-	-	2-3	3-4	1-2	1-2	-	-	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1	1	
Bodenverbesserung	2-3*	-	3	-	-	-	2-3	-	1-2	1-2	-	-	1	1	1	1	2-3	2-3	2-3	2-3	-	-	
Bodenverflüssigung	2-3*	-	3	-	-	-	3-4	3-4	-	-	-	-	1-2	1-2	1	1	1-2	1-2	1	1	-	-	
Böschungsstabilität	2-3*	3-4*	3	3-4	-	-	2-3	3-4	3-4	3-4	-	-	1-2	1-2	2	2	1-2	1-2	1-2	1-2	1	1	

Bemerkung der Verfasser - Die zugewiesenen Bewertungen beruhen auf folgenden Annahmen:

- Die Geräte werden entsprechend den Normen und Vorschriften des Herstellers verwendet und sind gut unterhalten.
- Die Versuche werden entsprechend den Regeln der Ausführungspraxis ausgeführt.
- Die Auswertung erfolgt mit Korrelationen, die den lokalen Baugrundbedingungen entsprechen.
- Die Resultate der Berechnungen mit Software müssen kritisch hinterfragt werden.
- Die Resultate verschiedener Versuche werden mit Umrechnungen gegenseitig verglichen und verifiziert.

BEWERTUNG DER ZUVERLÄSSIGKEIT

- Ausgezeichnet
- Gut
- Mittelmässig
- Schlecht

* Falls Versuche in einem Bohrloch mit Stützung durch Bentonit ausgeführt werden oder die von Sanglerat empfohlenen Vorbohrungen ausgeführt werden.

** Die Versuche werden systematisch in einer Kernbohrung ausgeführt.

*** Die parallele Anwendung von DMT und CPTu im gleichen Projekt verbessert die Bewertung. Der mechanische CPT ist zwar auch eine statische Drucksonde, die Durchführung ist aber wesentlich aufwendiger als die elektrischen CPTu und weniger präzise als diese. Die Bewertung des CPTM entspricht etwa dem DPSH.

Abb. 13 Vergleich der Anwendbarkeit und Aussagekraft verschiedener Untersuchungsmethoden im Feld.

Paramètres et Aptitudes	Sols de référence (SPT)		SPT (Echantillonneur)		SPT (Pointe Conique)		Sols de référence (DPSH)	Sols de référence (PMT)		Sols de référence (DMT)	SDMT***		Sols de référence (CPTu)	SCPTu***		Sols de référence (VST)
	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé	Tenue du sol drainé	Tenue du sol non drainé
Sable „particuliers“	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	-	2	-
Profil du terrain	1*	1*	1**	1**	3-4	3-4	1**	1**	1**	1**	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
γ _T (poids volumique)	3-4*	3-4*	3-4	3-4	3-4	3-4	3-4	3-4	3-4	3-4	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3	2-3
OCR (rapport de surconsolidation)	-	3-4*	-	3-4	3-4	3-4	-	-	-	-	3	1	3	1	3-4	2-3
S _u (Résistance au cisaillement non drainé)	-	3-4*	-	3-4	3-4	3-4	-	2-3	-	1	-	1	-	2-3	-	2-3
I _D /D _r (index/densité relative)	2-3*	-	3	-	2-3	-	-	-	-	2-3	-	2-3	-	2	-	-
φ _{peak} (angle de frottement de pointe)	2-3*	-	3	-	2-3	-	3-4	-	2	-	2	-	1-2	2-3	1-2	2-3
M (module oedométrique)	3-4*	3-4*	3-4	3-4	3	3-4	2-3	2-3	1-2	1	1-2	1	2-3	2-3	2-3	2-3
V _S (vitesse des ondes de cisaillement)	3-4*	3-4*	3-4	3-4	3	3	3-4	3-4	2-3	2-3	1-2	1-2	1	1	1	1
G ₀ (module de cisaillement en petite déformation)	3-4*	3-4*	3-4	3-4	3-4	3-4	2-3	2-3	1-2	1-2	1	1-2	2-3	2-3	1-2	1-2
K ₀ (rapport des contraintes in-situ)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	-	-	-
k _H (perméabilité horizontale)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	2	1-2	1-2
c _H (coefficient de consolidation horizontal)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2-3	2	2-3	2	2-3
Fondations superficielles	2-3*	3-4*	3	3-4	3	3-4	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	2-3	2-3	2-3	2-3
Fondations profondes	2-3*	3-4*	3	3-4	2-3	3-4	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2	1-2
Amélioration des sols	2-3*	-	3	-	2-3	-	1-2	1-2	1	1	1	1	2-3	2-3	2-3	2-3
Liquéfaction	2-3*	-	3	-	3-4	3-4	-	-	1-2	1-2	1	1	1-2	1-2	1	1
Stabilité des pentes	2-3*	3-4*	3	3-4	2-3	3-4	3-4	3-4	1-2	1-2	2	2	1-2	1-2	1-2	1-2

Note de l'Editeur: les résultats supposent:

- l'utilisation d'appareils conformément aux usages et correctement entretenus;
- une mise en œuvre et une exécution des essais en conformité avec les règles de la pratique;
- une interprétation réalisée en corrélation avec les caractéristiques des sols locaux;
- une analyse critique des résultats fournis par tout programme informatique;
- une vérification des résultats par confrontation entre plusieurs essais in situ différents.

Echelle de fiabilité

- Excellent
- Bon
- Moyen
- Bas

* Si réalisé dans un forage spécifique (Boue de bentonite). Non recommandé pour les forages tubés à moins de suivre les étapes suggérées par Sanglerat.

*** Essais menés durant un forage carotté en continu.

*** Les résultats sont améliorés si DMT et CPTu sont réalisés en parallèle sur le même projet.

En dépit d'être un test de pénétration statique, le CPT mécanique a été exclu parce anachronique étant donné que le CPTu est plus facilement disponibles partout (de toute façon les résultats seraient semblables à un DPSH).

Abb. 14 Comparaison des limites et capacités des essais en place.

Parameters & Abilities	Reference's Soils (SPT)	SPT (Sampler)		SPT (Cone)		Reference's Soils (DPSH)	DPSH (Cased)		Reference's Soils (PMT)	PMT		Reference's Soils (DMT)	DMT***		SDMT***		Reference's Soils (CPTu)	CPTu***		SCPTu***		Reference's Soils (VST)	VST
		Soil Behaviour drained	undrained	Soil Behaviour drained	undrained		Soil Behaviour drained	undrained		Soil Behaviour drained	undrained		Soil Behaviour drained	undrained	Soil Behaviour drained	undrained		Soil Behaviour drained	undrained	Soil Behaviour drained	undrained		
„Unusual“ Sand		-	**	0.45m<Length≤2m -	**		-	-		-	-		2	-	2	-		2	-	2	-		-
Soil Profiling		1*	1*	1**	1**		3-4	3-4		1**	1**		1**, 2-3	1**, 2-3	2-3	2-3		2-3	2-3	2-3	2-3		1**
γ _T (total unit weight)		3-4*	3-4*	3-4	3-4		3-4	3-4		3-4	3-4		2-3	2-3	2-3	2-3		2-3	2-3	2-3	2-3		-
OCR (overconsolidation ratio)		-	3-4*	-	3-4		3-4	3-4		-	-		3	1	3	1		3-4	2-3	3-4	2-3		1-2
s _u (undrained shear strength)		-	3-4*	-	3-4		3-4	3-4		-	2-3		-	1	-	1		-	2-3	-	2-3		1
I _D /D _r (index/relative density)		2-3*	-	3	-		2-3	-		-	-		2-3	-	2-3	-		2	-	2	-		-
φ ⁱ peak (peak friction angle)		2-3*	-	3	-		2-3	-		3-4	-		2	-	2	-		1-2	2-3	1-2	2-3		-
M (oedometer modulus)		3-4*	3-4*	3-4	3-4		3	3-4		2-3	2-3		1-2	1	1-2	1		2-3	2-3	2-3	2-3		-
V _s (shear waves velocity)		3-4*	3-4*	3-4	3-4		3	3		3-4	3-4		2-3	2-3	1	1		2-3	2-3	1	1		-
G ₀ (small strain shear modulus)		3-4*	3-4*	3-4	3-4		3-4	3-4		2-3	2-3		1-2	1-2	1	1-2		2-3	2-3	1-2	1-2		-
K ₀ (in-situ stress ratio)		-	-	-	-		-	-		-	-		-	2	-	2		-	-	-	-		-
k _h (horiz. permeability)		-	-	-	-		-	-		-	-		-	2	-	2		2	1-2	2	1-2		-
c _h (horiz. cons. coefficient)		-	-	-	-		-	-		-	-		-	2-3	-	2-3		2-3	2	2-3	2		-
Shallow Foundations Design		2-3*	3-4*	3	3-4		3	3-4		1-2	1-2		1-2	1-2	1-2	1-2		2-3	2-3	2-3	2-3		-
Deep Foundations Design		2-3*	3-4*	3	3-4		2-3	3-4		1-2	1-2		1-2	1-2	1-2	1-2		1-2	1-2	1-2	1-2		1
Ground Improvement		2-3*	-	3	-		2-3	-		1-2	1-2		1	1	1	1		2-3	2-3	2-3	2-3		-
Liquefaction		2-3*	-	3	-		3-4	3-4		-	-		1-2	1-2	1	1		1-2	1-2	1	1		-
Slope Stability		2-3*	3-4*	3	3-4		2-3	3-4		3-4	3-4		1-2	1-2	2	2		1-2	1-2	1-2	1-2		1

Editor's Note - The assigned scores assume:

- the use of instruments in agreement with codes and well maintained;
- an implementation and a test execution that respect the rules of practice;
- the application of correlations appropriate to local subsoil characteristics;
- a critical analysis of outputs coming from any software;
- a results verification via mutual conversion among the different in situ tests.

RELIABILITY RATING

- Excellent
- Good
- Moderate
- Low

* When realized in a specific borehole (bentonite slurry). Not recommended for cased boreholes unless to follow the steps suggested by Sanglerat.

** Tests carried out during a continuous core sample drilling.

*** DMT and CPTu scores improve if performed together.

Despite being a static penetration test, Mechanical CPT was excluded because anachronistic given that everywhere CPTu are readily available (anyway the scores would be similar to DPSH).

Abb. 15 Comparison of applicability and of limits of in-situ tests in geotechnical engineering.

6.2 Generelle Folgerungen für Normen

6.2.1 Rammsondierungen

Unsere Erfahrung zeigt, dass mit der überschweren Rammsonde DPSH mit Verrohrung (Meardi et al, 1974), wie in Italien von Pagani hergestellt, der Einfluss der Mantelreibung vermindert und der ermittelte Rammwiderstand der Spitze präziser ist. Die Erfahrung zeigt auch, dass die mit verrohrten Rammsondierungen DPSH ermittelten umgerechneten Spitzenwiderstände (Togliani & Beatrizotti, 2004; Togliani, 2013) mit denen der Drucksonde übereinstimmen. Die europäische Norm EN ISO 22476-2 mit nationalem Vorwort SN 670 318-2 enthält keine Vorschriften über die Anwendung einer Verrohrung. Die europäische Norm sollte deshalb mit Angaben über die Verrohrung der überschweren Rammsonde DPSH-B ergänzt werden.

6.2.2 Standard Penetration Tests SPT

In der Schweiz, in glazialen Lockergestein, wird praktisch nur die geschlossene Spitze des SPT verwendet. Die Erfahrung zeigt, dass die Störung des Bodens unterhalb des Bohrloches wesentlich tiefer reichen kann als die bisherige Methode annimmt, bei welcher die Messungen bis 45 cm unter die Sohle des Bohrlochs reichen. Die Sondierungen sollten deshalb tiefer reichen und die massgebenden SPT Schlagzahlen auf Grund des Gesamtbildes beurteilt werden.

Ebenso könnte es zweckmässig sein, die in Deutschland genormte Bohrloch Rammsonde, BDP (DIN 4094-2. 2003), bei welcher die Schlagenergie im Bohrloch auf die Spitze übertragen wird, in das europäische Normwerk aufzunehmen.

6.2.3 Drucksondierungen CPTU

Die Norm über die Ausführung von Drucksondierung ist ausführlich und enthält mehrere informative Anhänge. Ergänzungen zur Ausführungspraxis müssen nicht unbedingt in die Norm eingefügt werden, sondern gehören in ein Handbuch. Im vorliegenden Bericht wurden Empfehlungen zusammengestellt. Es bestehen verschiedene Handbücher in englischer Sprache zur Anwendung der Drucksonden, die vor allem in Untersuchungen auf dem Meeresgrund (Offshore) zu den Standarderkundungsmethoden gehören. Diese Handbücher sind teilweise sehr optimistisch gegenüber der Anwendung von Drucksonden und zeigen die Grenzen oft nicht klar auf. Auf Grund unserer Untersuchungen und Studien bilden die Veröffentlichungen von Robertson eine gute Basis, die auch wesentlich in diesem Bericht erfasst wurde.

In glazialen Böden erscheinen Vorbohrungen zum Queren grobkörniger Schichten sehr wichtig.

6.2.4 Flachdilatometer Messungen

Die bestehende EN ISO 22476-11 wird in den nächsten Jahre überarbeitet und wird mehr Empfehlungen aufweisen. In informativen Anhängen sollten Empfehlungen für die Ausführung aufgenommen werden.

An der Tagung DMT 15 hat Marchetti (2015) wesentliche neue Erkenntnisse zusammengefasst, die auch in diesen Bericht übernommen wurden.

6.3 Generelle Folgerungen für die Interpretation von Versuchen in heterogenen Böden

6.3.1 Grenzen von Versuchen mit Feldsonden

Die meisten Handbücher, Veröffentlichungen und Konferenzberichte beschränken sich auf ein Sondierverfahren, wie die Drucksonde CPTu, den Pressiometer PMT, den Flachdilatometer DMT oder Laboruntersuchungen allein. Für Drucksondierungen bestehen Handbücher verschiedener Firmen und Organisationen. Darin wird oft nur gezeigt, was man mit den Sonden kann, die Grenzen der Methoden werden oft nicht transparent dargelegt. Die Publikationen von Robertson zeigen die Grenzen und die Einflüsse auf die Ausführung der Drucksonde am klarsten auf.

In diesem Bericht wurden auf Grund unserer Erfahrungen und der Integration aus der umfangreichen Literatur Grenzen der Methoden aufgezeigt. Die Interpretation erfolgt für die Drucksonde CPTU und den Flachdilatometer DMT, entweder als drainiert für durchlässige Böden (Sand) oder undrainiert für gering durchlässige Böden (Ton). Böden mit dazwischenliegenden Eigenschaften können sich teilweise drainierend verhalten. Die Grenze zwischen undrainiertem und drainiertem Verhalten verläuft nicht messerscharf, sondern wird durch eine Übergangszone (oder Grauzone) gebildet, welche schon während der Versuchsausführung erkannt werden kann und muss. Bei der Drucksonde CPTU sind Dissipationsversuche zwingend auszuführen und bei Flachdilatometerversuchen DMT ist der Verlauf des Porenwasserabbaus durch Beobachtung des Druckverlaufs auf die Membrane während dem Versuch zu erfassen.

Die Kombination unterschiedlicher Feldversuche kann zweckmässig sein. Zusammen mit Drucksondierungen können parallel Sondierbohrungen mit in-situ Versuchen ausgeführt werden, d.h. Flachdilatometer DMT in feinkörnigeren Böden und SPT mit geschlossener, konischer Spitze in grobkörnigen Böden. Des Weiteren können Proben entnommen werden. Bei verschiedenen eigenen Fallbeispielen (Belp in Anhang I.5; Wankdorf in Anhang I.6) wurde dies angewandt, indem eine Schlüsselbohrung mit DMT und SPT in grobkörnigen Böden ausgeführt wurde und dazu 3 Drucksondierungen, damit die gesamte Fundationsfläche erfasst wurde. Diese Beispiele dienen der Illustration, die anzuwendenden Baugrunduntersuchungen sind den geometrischen, geologischen Randbedingungen und des geplanten Bauwerks oder Konstruktion anzupassen.

6.3.2 Ergänzungen zu Normen

Die Erfahrung hat gezeigt, dass die Einhaltung der Normen für eine erfolgreiche Baugrunduntersuchung wichtig ist, diese allerdings nicht alle Angaben enthalten können, um eine erfolgreiche Durchführung von Baugrunduntersuchungen zu garantieren. Solche Erfahrungselemente können eher in einem Handbuch oder in Empfehlungen festgehalten werden.

Für Laboruntersuchungen bestehen ebenfalls viele internationale Normen oder sind in Erarbeitung. Auch deren korrekter Einsatz setzt entsprechende Erfahrung voraus. Diese Erfahrungen können nicht einfach in Normen umgesetzt werden, sondern müssten in einem Handbuch festgehalten werden.

Baugrunduntersuchungen sind ein wesentlicher Teil der Projektierung von grundbaulichen Arbeiten und Projekten. Die Ausarbeitung eines umfassenden Handbuches, das auf Grenzen und die Kombination von verschiedenen Untersuchungsmethoden im Feld und im Labor hinweist, könnte zweckmässig sein.

Anhänge

I	Anwendung von Feldversuchen in der Schweiz, insbesondere Drucksonde und Flachdilatometer, durch Autoren.....	61
I.1	Setzungen Galerie Nasse Kehle, N2, im Urserental, Andermatt	61
I.2	Ittigenmösl: Einschnitt und Schüttung am westlichen Ende der Grauholzlinie	63
I.3	Schönbühl BE: ESS Entflechtung Schiene – Strasse Tagbautunnel.....	66
I.4	Weyermannshaus Viadukt: Tramquerung	67
I.5	Becken von Belp: Gewerbebau und Pumpwerk für Abwasser	69
I.6	Bürogebäude in Bern Wankdorf.....	72
I.7	Ablagerung von Ausbruch des Ceneri Basistunnel bei Sigirino.....	76
I.8	Nationalstrasse N5, Westportal Brügg: Foundation Hilfsbrücke.....	80
I.9	Nationalstrasse N9, Gedeckter Einschnitt Raron.....	82
I.10	Baugrunduntersuchungen in Gordola und Stabio TI	85
I.10.1	Einleitung und Geologie	85
I.10.2	Durchgeführte Untersuchungen	87
I.10.3	Vergleich der Rammsonden mit und ohne Verrohrung	87
II	Sondierungen angewandt bei Projekten Dritter in der Schweiz	93
II.1	Nationalstrasse N5, Umfahrung Biel Westast.....	93
II.2	Untersuchungen im Hang Dietli der N1 bei St. Gallen.....	100
III	Untersuchungen in Governolo südlich Mantua.....	103
III.1	Grundlagen.....	103
III.2	Lage der Untersuchungen.....	103
III.3	Durchgeführte Untersuchungen	104
III.4	Daten der Untersuchungen	105
III.5	Umrechnung von SPT, DPSH, CPT Parameter in CPTu	108
III.5.1	SPT	109
III.5.2	DPSH	109
III.6	Umrechnung von DMT in CPTu	111
III.6.1	q_c Beziehung	111
III.6.2	Q_t Beziehung	111
III.7	Umrechnung von CPTu in DMT	115
III.8	Geotechnische Charakterisierung	116
III.8.1	Überkonsolidationsgrad OCR und undrainierte Scherfestigkeit s_u	118
III.8.2	M Zusammendrückungsmodul (Me-Wert)	118
III.8.3	Relative Dichte (D_r) und ϕ_{peak}	118
III.8.4	Durchlässigkeit.....	120
III.9	Verflüssigung des Untergrundes.....	120
III.10	Folgerungen	122
IV	Messung und Interpretation mit Drucksonde CPTu	123
IV.1	Grundlagen.....	123
IV.2	Normen.....	123
IV.3	Anforderungen an die Ausbildung von Drucksonden	123
IV.4	Interpretation von CPTu gemäss Leitfaden für Drucksonden.....	123
IV.4.1	Ermittlung der Bodenart und des Bodenprofils	124
IV.4.2	Undrainierte Scherfestigkeit s_u	127
IV.4.3	Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit	127
IV.4.4	Der Überkonsolidationsgrad OCR: Spannungsgeschichte.....	127
IV.4.5	Zustandsparameter (state parameter) Ψ	128
IV.4.6	Reibungswinkel (Φ')	129
IV.4.7	Verformungsmodul und Steifigkeit	130
IV.4.8	Einachsiger vertikaler Zusammendrückungsmodul M_{CPTu}	131
IV.4.9	Weitere Parameter	131
IV.5	Ergänzungen zur Interpretation auf Grund der Erfahrungen in glazialen Böden.....	132

V	Ausführung und Interpretation des Flachdilatometers DMT	133
V.1	Grundlagen	133
V.2	Geltende Normen zur Ausführung	133
V.3	Interpretation der Versuche gemäss ISSMGE TC-16	133
V.3.1	Die Ausrüstung des Flachdilatometer DMT	133
V.3.2	Prinzip der Messung und Ablesung	136
V.3.3	Interpretation der Messungen mit dem Flachdilatometer	137
V.3.4	Das seismische Flachdilatometer SDMT und seine Anwendung	139
V.4	Neue Erkenntnisse für glaziale Böden.....	140
V.4.1	Einleitung	140
V.4.2	Wie kann ein teilweise drainierender Boden bestimmt werden: „Nischen Silt“	140
V.4.3	Mehrdeutigkeit bei sehr niedrigem I_D (oft auch M_{DMT})	140
V.4.4	Versuch den B Wert zu korrigieren	141
V.4.5	Undrainierte Scherfestigkeit c_u in teilweise drainierenden Böden	141
V.4.6	Zeitpunkte der Ablesungen	142
VI	Direkte Bemessung von Pfählen mit der Drucksonde CPT und Flachdilatometer DMT	143

I Anwendung von Feldversuchen in der Schweiz, insbesondere Drucksonde und Flachdilatometer, durch Autoren

Die Anwendung von Feldversuchen (in-situ Versuchen) bei verschiedenen Projekten der Verfasser dieses Berichtes während der letzten drei Jahrzehnte ist hier zusammengestellt. Dabei wird auch die Entwicklung der Auswertemethoden und die gewonnene Erfahrung dargestellt.

I.1 Setzungen Galerie Nasse Kehle, N2, im Urserental, Andermatt

Im Jahr 1987 wurde bei der Galerie Nasse Kehle an der N2, am Eingang zum Urserental, eine Bohrung bis in den steil abfallenden Fels abgeteuft, um die Ursachen der unerwartet grossen Setzungen am Süden der Galerie abzuklären (Steiner, 1994a; Steiner und Schulte, 2015). Die Felsoberfläche musste wesentlich steiler einfallen, als die Extrapolation der Felsoberfläche erwarten liess (Abb. I-1).

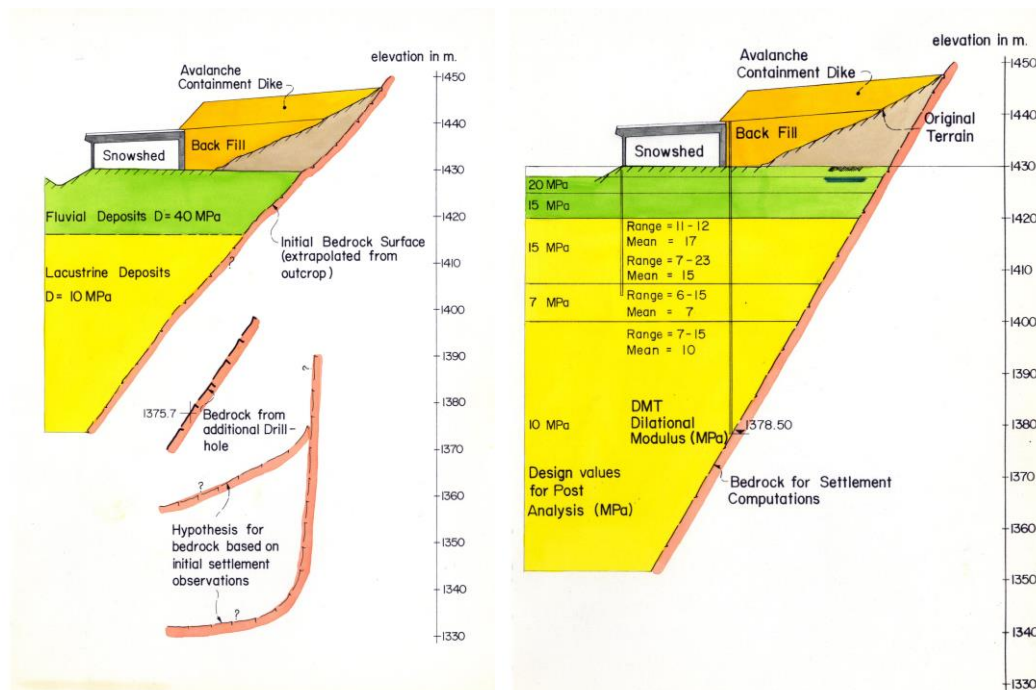


Abb. I-1 Querschnitt durch Südende der Galerie Nasse Kehle, links Felsverlauf im Untergrund aus Extrapolation der Felsoberfläche, rechts nach Bohrung mit DMT Dilational Modulus aus in-situ Versuchen.

Statt in 30 m Tiefe wurde die Felsoberfläche in 53.5 m Tiefe ab ursprünglichem Gelände angetroffen. Die stark zusammendrückbare Schicht unter der Rückwand war somit 40 m mächtig statt etwa 10 m und die ermittelten Verformungsmodule hatten einen Variationsbereich von $E = 7-23$ MPa, mit Mittelwerten je nach Schicht von 7, 10, 15 MPa. Die Nachrechnung der Setzungen und der Vergleich mit den gemessenen Setzungen gab eine gute Übereinstimmung von $\pm 20\%$. Unter den auf Rammpfählen fundierten Stützen ist die Mächtigkeit der stark zusammendrückbaren Schicht nicht bekannt.

Die Ursachen der sich stark setzenden Schicht liegen in der geologischen Geschichte des Urserentales (Abb. I-2). Die weichen und tektonisch zerlegten Gesteine im Urserental wurden bis in grosse Tiefe von den Gletschern weggeschliffen. Unter dem Bahnhof An-

dermatt ist die Lockergesteinsmächtigkeit 270 m und die Überdeckung des Eisenbahntunnels mit Fels beträgt bloss 30 m. Nach Rückzug des Gletschers bildete sich ein See mit Überlaufkante an der Schöllenen (1421 m). Die gröberen Komponenten der Flussablagerungen setzten sich am Südenende des Beckens. Die feinkörnigen Anteile, insbesondere Glimmerplättchen, blieben in Schwebe im See und setzten sich vor allem am Nordenende des Sees unterhalb der Überfallkante. Nach Auffüllung des Sees lagerten sich darüber noch rund 10 m fluviale Sande und Kiese ab, die eine bedeutend geringere Zusammendrückbarkeit aufweisen.

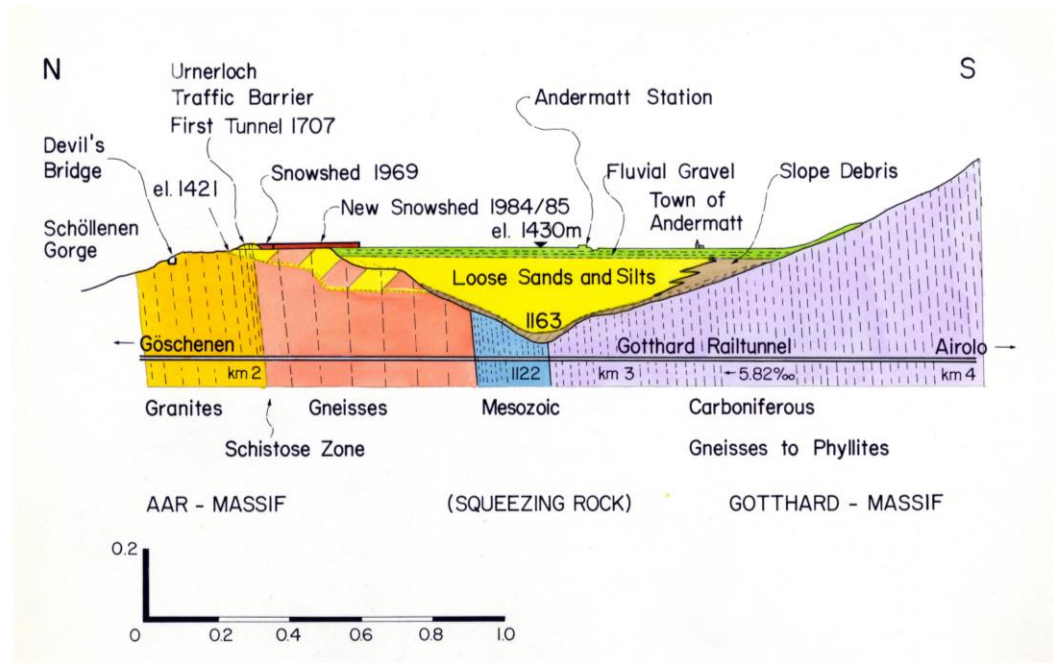


Abb. I-2 Geologischer Schnitt durch das Urserental von der Schöllenen zum Bahnhof Andermatt.

Die Setzungen wurden nach Erstellen der Rückwand laufend beobachtet (Steiner, 1994a). Im Herbst 1985 betrugen die Setzungen am Südenende rund 150 mm und im Frühjahr 1986 rund 300 mm. Im Juni 1987 wurden 350 mm und Ende 1990 450 mm erreicht. Die Entwicklung der Setzungen wurde mit unterschiedlichen Methoden weiter beobachtet.

Die Entwicklung der Setzungen konnte im Rahmen des Unterhaltsprojektes 2014 des ASTRA ausgewertet werden, es zeigte sich ein Fortschreiten der Setzungen. Waren nach Abschluss der Bauarbeiten die Setzungen der Rückwand am Südenende 350 mm (Abb. I-3), so betrugen diese 2012 rund 550 mm. Die weiter von der Rückwand entfernten Stützen hatten sich bis 300 mm gesetzt (Abb. I-4). Die zeitliche Entwicklung der Setzungen im logarithmischen Zeitmassstab und Extrapolation bis 2094 (Steiner und Schulte, 2015) ist auf Abb. I-5 dargestellt. Für die Rückwand am Südenende werden noch 200 mm Setzung erwartet und für die Stützen auf den Rammpfählen noch etwa 100 mm extrapoliert.

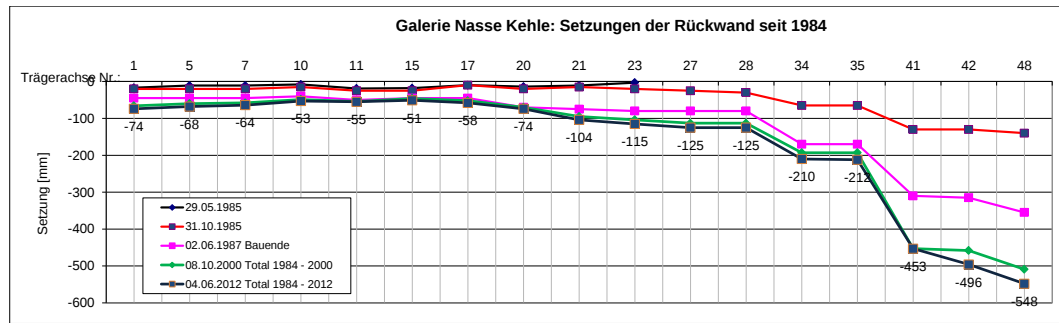


Abb. I-3 Setzung entlang der Rückwand Galerie Nasse Kehle 1985 bis 2012.

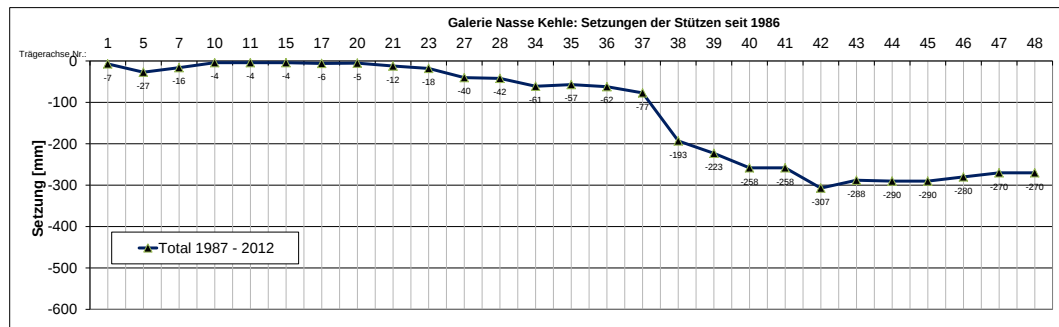


Abb. I-4 Setzungen der Stützen 1986 bis 2012.

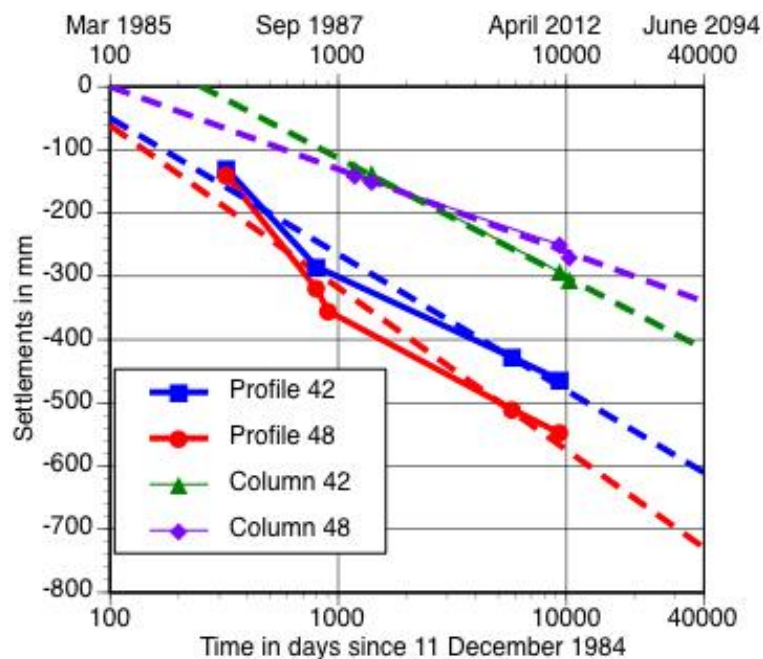


Abb. I-5 Entwicklung der Setzungen der Galerie Nasse Kehle im logarithmischen Zeitmassstab.

I.2 Ittigenmösli: Einschnitt und Schüttung am westlichen Ende der Grauholzlinie

Westportal und Voreinschnitt der Grauholzlinie der SBB (Steiner et al. 1992; Steiner, 1994b) liegen in einem Bereich, wo sich während der Eiszeit beim Rückzug des Aaregletschers ein See gebildet und eine 10 bis 15 m mächtige Schicht Seeton auf Moränen abgelagert hatte. Der Aushub für den Voreinschnitt und den Tagbautunnel musste zwischen der Autobahn A1 und den Bahnlinien (Abb. I-6) deponiert werden. Die Schüttung wurde bis 12 m hoch, der Einschnitt rund 10 m tief.

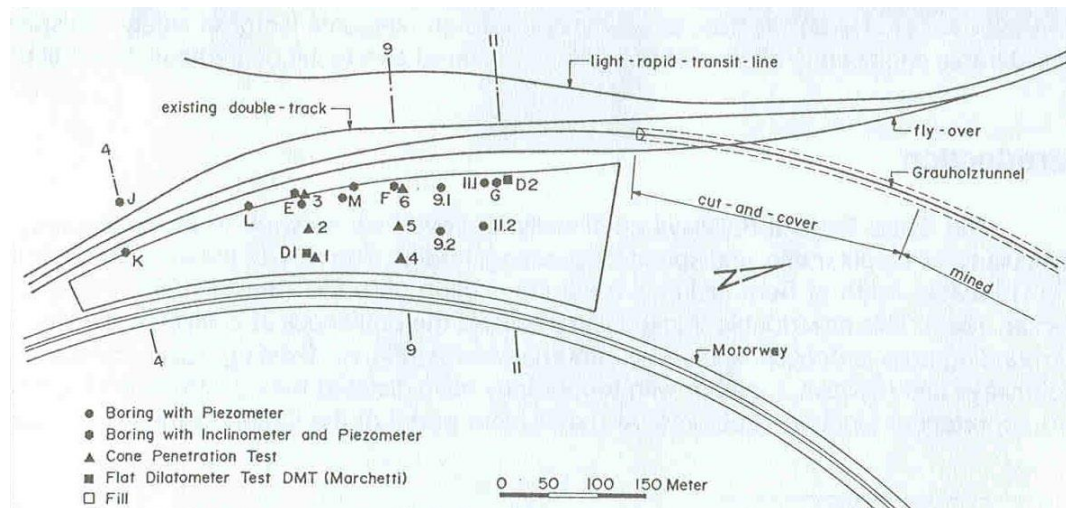


Abb. I-6 Bereich Grauholz West mit Sondierungen.

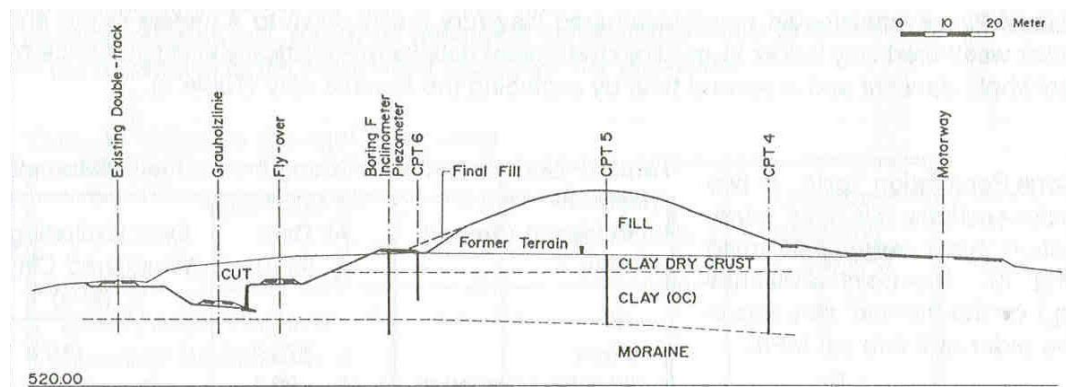


Abb. I-7 Querschnitt durch Deponie Ittigenmösl mit unterliegendem Seeton.

Für die Charakterisierung der geotechnischen Eigenschaften wurden Scherflügel im Bohrloch, Drucksonden CPTu und Flachdilatometer DMT angewandt. Die Scherflügel wurden systematisch alle 3 m in den Bohrungen ausgeführt, somit ergaben sich drei bis sechs Messungen pro Bohrung, je nach Mächtigkeit der Schicht Seeton. Die Auswertung aller Scherflügel-Versuche ist links in Abb. I-8 dargestellt. In zwei Bohrungen wurden systematisch Flachdilatometer-Versuche im vertikalen Abstand von 20 cm ausgeführt, die rechts in Abb. I-8 dargestellt sind. Die statistischen Werte sind in Tab. I-1 zusammengefasst. Die Resultate der Scherflügel zeigen eine Streuung um einen konstanten Wert über die ganze Schichthöhe. Die Messungen mit dem Flachdilatometer DMT zeigen in der obersten Schicht von 4 m und in der untersten Schicht von 2 m über der Moräne eine wesentlich höhere Scherfestigkeit, was als Trockenkruste interpretiert wurde.

Diese Interpretation der Scherfestigkeit konnte mit den Flügelscherversuchen in grösserem Abstand und aus mehreren Bohrungen nicht gewonnen werden. Für die Bemessung mit probabilistischen Methoden (Steiner, 1994) wurden die Werte aus den Flachdilatometer-Versuchen verwendet.

Weiter wurden in zwei Querschnitten je drei Drucksonden ausgeführt, dabei zeigte sich in den Schichten ein ähnlicher Verlauf wie bei den Werten aus DMT. Die Aufzeichnung erfolgte elektronisch und das Ausplotten der Kurven auf dem Datenaquisitionssystem. Software zur Interpretation dieser Daten und leistungsfähige Personalcomputer waren noch rar. Der Spitzenwiderstand lag bei $q_c = 2$ bis 2.5 MPa; mit einem Umrechnungsfaktor $N_k = 17$ bis 20 ergibt sich eine undrainierte Scherfestigkeit von 120 kPa, die den mit DMT ermittelten Werten entspricht.

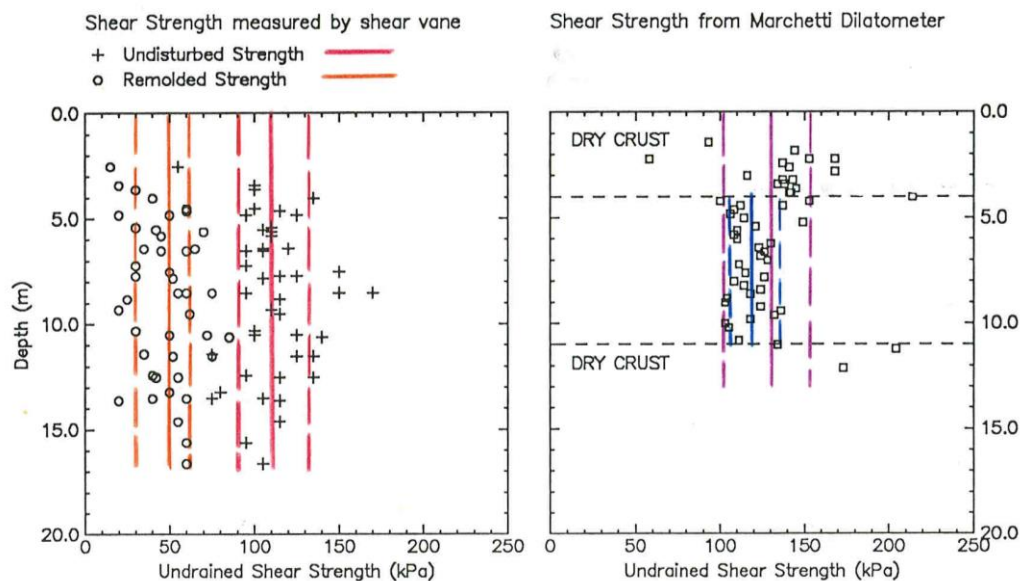


Abb. I-8 Undrainierte Scherfestigkeit ermittelt mit *in-situ* Scherflügel (links) und Flachdilatometer DMT (rechts) mit der Tiefe.

Tab. I-1 Undrainierte Scherfestigkeit mit Scherflügel und Flachdilatometer DMT

Undrainierte Scherfestigkeit	Bohrloch Scherflügel		Flachdilatometer DMT	
	Spitzenfestigkeit <i>Peak</i>	Gestört <i>Remoulded</i>	Alle Messungen	Mittlerer Bereich
Einheit	S_{up} (kPa)	S_{ur} (kPa)	$S_{u\ DMT}$ (kPa)	$S_{u\ DMT}$ (kPa)
Mittelwert	110.6	46.8	128.2	119.0
Standardabweichung	21.0	17.3	16.1	13.1
Minimum	55	15	58	100
Maximum	170	85	214	153
Anzahl Werte	44	43	53	34

Die Felduntersuchungen erlaubten einen sicheren Bau der Schüttung und eine Ausnützung der vorhandenen Eigenschaften des weichen Untergrundes. Heute wäre mit den elektronischen Hilfsmitteln eine detailliertere Interpretation der Messungen mit der Drucksonde möglich.

I.3 Schönbühl BE: ESS Entflechtung Schiene – Strasse Tagbautunnel

In Schönbühl nördlich von Bern wurde im Dorf Schönbühl ein 350 m langer Tagbautunnel erstellt (Steiner & Rieder, 1997; Steiner, 2001), um die Kreuzung der meterspurigen Vorortbahn Bern – Solothurn mit der Kantonsstrasse T1 Bern – Zürich aufzuheben. Die Gegend ist bekannt für heterogene und ungünstige Baugrundverhältnisse. Vor einem Jahrhundert vermied man die ungünstigen Fundationsverhältnisse. Mit dem Bau von Einkaufszentren und Gewerbebauten wurden auch die ungünstigen Baugrundverhältnisse überbaut. Ursprünglich wollte man eine unterirdische Lösung vermeiden, da man die ungünstigen Verhältnisse fürchtete. Die vorgeschlagenen Brücken und Überführungen befriedigten die ästhetischen, städtebaulichen und umweltlichen (Lärm) Erfordernisse nicht, sodass eine tiefliegende Lösung gewählt wurde, die geotechnische Herausforderungen stellte. Dies erforderte detaillierte Untersuchungen der geotechnischen und hydrogeologischen Verhältnisse. Man entschied sich für 12 Sondierbohrungen mit in-situ Versuchen (DMT, SPT, Absenkversuche und Piezometer) bis in 30 m Tiefe, da das Bauwerk etwa 15 m tief reichte, aber tiefere Bereiche hydrologisch beeinflusst werden konnten. Ebenso wurden 12 Drucksonden mit Porendruckmessungen (CPTU) von 25 bis 30 m Tiefe ausgeführt. Die Untersuchungen wurden 1991 durchgeführt, als noch kaum Auswertprogramme zur Verfügung standen. Wir konnten die Auswertungen mit einem international führenden Ingenieurbüro durchführen lassen. Eines der wesentlichen Resultate zeigte, dass die nachglazialen Seeablagerungen durch vorangehende Bauvorgänge, dem Rammen von Pfählen für die angrenzende Zentrumsüberbauung, stark gestört waren. Die ermittelte undrainierte Scherfestigkeit (Abb. I-9) verlief sehr unregelmässig und war niedrig. Die beiden Spitzen können im Zusammenhang mit sandigeren Schichten stehen. Messungen der undrainierten Scherfestigkeit in einem nahe gelegenen Bohrloch mit dem Flachdilatometer DMT und unabhängiger Auswertung zeigten einen vergleichbaren Verlauf.

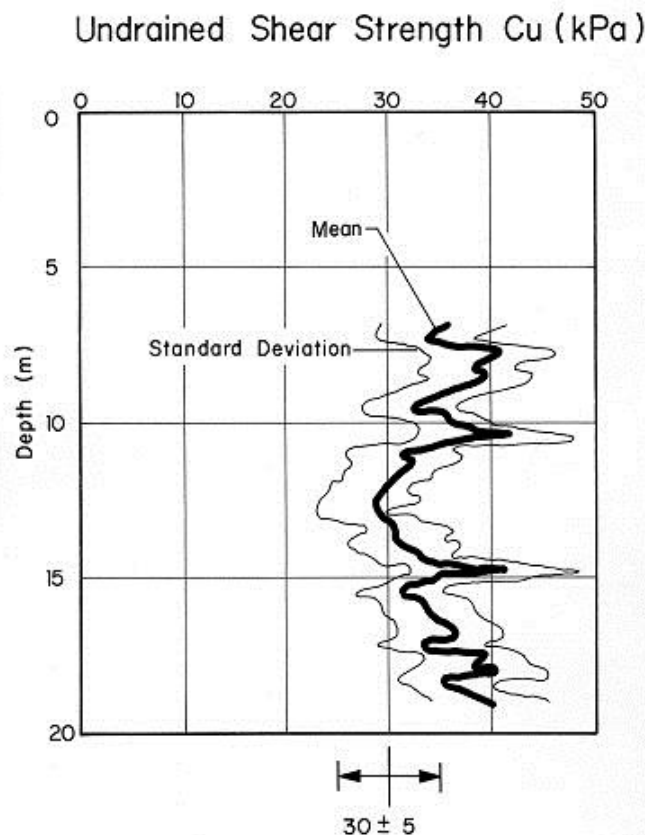


Abb. I-9 Undrainierte Scherfestigkeit gestört durch Rammen von Pfählen.

Aufgrund probabilistischer Analysen wurde die Länge der Schlitzwandelemente auf 3 m festgelegt und der Bauvorgang so vorgeschrieben, dass ein Schlitzwandelement von Aushub bis Betonieren innert einem Arbeitstag abgeschlossen werden musste.

Die Untersuchungen in weiteren Abschnitten zeigten die heterogenen Verhältnisse von Sanddüne mit sauberem Sand über Bereiche mit glazialen Überschiebungen.

I.4 Weyermannshaus Viadukt: Tramquerung

Im Westen der Stadt Bern war eine Tramlinie unter dem Viadukt der Autobahn N12 geplant, in einem Gebiet das von den Vorstoss- und Rückzugsstadien des Rhône- und Aargauersees überprägt ist. Der Autobahnviadukt ist zum Teil auf quadratischen Flachfundamenten auf Moräne und Schotter fundiert, im Bereich von nachglazialen Seeablagerungen auf 20 m langen Pfählen. Die Tramlinie hätte zum Unterqueren von Bahnlinien in die weichen Seeablagerungen eindringen müssen. Die Gefährdungsbilder waren die seitlichen Verformungen und der statische Grundbruch in der Baugrube des weichen Tons. Zur geotechnischen Charakterisierung (Steiner, 2008) wurden Flachdilatometer DMT und Drucksonden CPTu nach Vorbohrung durch die etwa 5 m mächtige Deckschicht ausgeführt. Da nicht bekannt war, wo Kiesschichten anstehen würden, wurde zuerst eine Bohrung (grüne Linie, Abb. I-11, linke Seite) durchgeführt. Kies wurde von 20 bis 26 m Tiefe angetroffen und darunter wieder Seeton. Der anschliessend durchgeführte Versuch mit der Drucksonde zeigte einen kontinuierlichen Verlauf (Anstieg) der undrainierten Scherfestigkeit. Im Gegensatz dazu zeigten die Messungen mit dem Flachdilatometer nach Beginn im jeweiligen Bohrlochtieftiefen geringere Werte der Scherfestigkeit, die über 3 bis 5 Messungen, entsprechend 0.6 bis 1.0 m Tiefe, anstiegen, um dann auf den Verlauf der Drucksonde „einzubiegen“. Wir schreiben dieses Verhalten der Störung des Bodens vor der Bohrung zu. Die Rückprojektion des Verlaufs der undrainierten Scherfestigkeit schneidet den Nullpunkt an der heutigen Geländeoberfläche, der Seeton ist also nicht vorbelastet. Dies ist eine Folge davon, dass während der letzten Jahrzehnte einige Meter Aufschüttung erfolgten.

In 27 bis 29 m Tiefe zeigt der Verlauf im Seeton eine grössere Vorbelastung an, die wir auf einen glazialen Vorstoss zurückführen. Die weiteren Messungen (Abb. I-12) zeigen einen ähnlichen Verlauf der Scherfestigkeit. Berechnungen zeigten, dass ein Aushub in den Seeton zu einem labilen Gleichgewicht geführt hätte. Die Strassenbahn wurde zwar nicht auf dieser Linienführung gebaut. Die Baugrunduntersuchungen konnten aber erklären, wieso sich das Joch O stärker setzte als die anderen Pfeiler, die Ursache liegt in der unteren Tonschicht (Abb. I-11) unterhalb der Pfahlfundation.



Abb. I-10 Untersicht des Weyermannshaus Viadukts mit Lage der Strassenbahnlinie zwischen den Stützen, Joch N in Mitte, Joch O im Hintergrund.

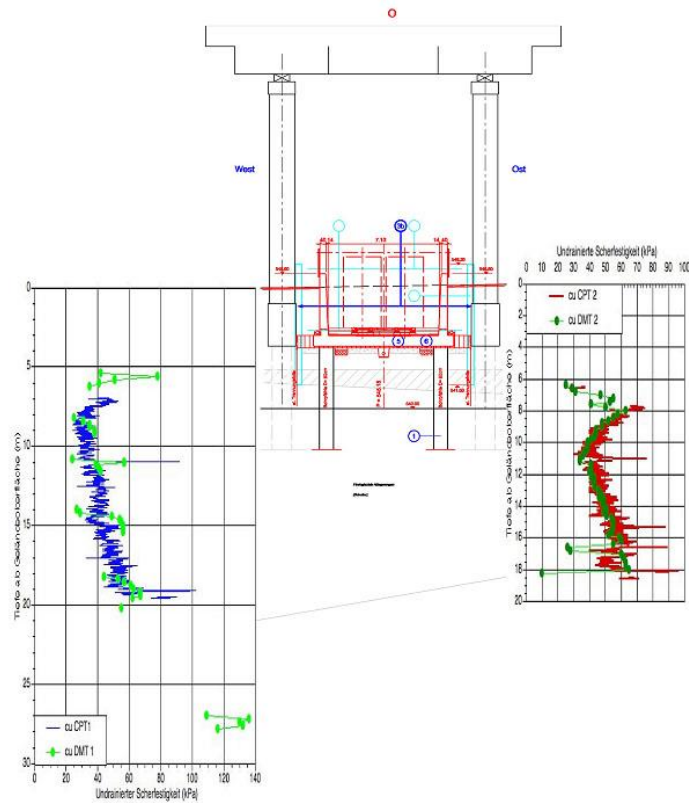


Abb. I-11 Querschnitt durch Joch O mit weichen Seeablagerungen bis in 20 m Tiefe reichend. Linke Seite: zuerst DMT stufenweise aus Bohrung durchgeführt und anschließend CPT nach Vorbohrung bis in 7 m Tiefe. Rechte Seite: Vorbohrungen bis in 6 m Tiefe und DMT durchgehend ausgeführt.

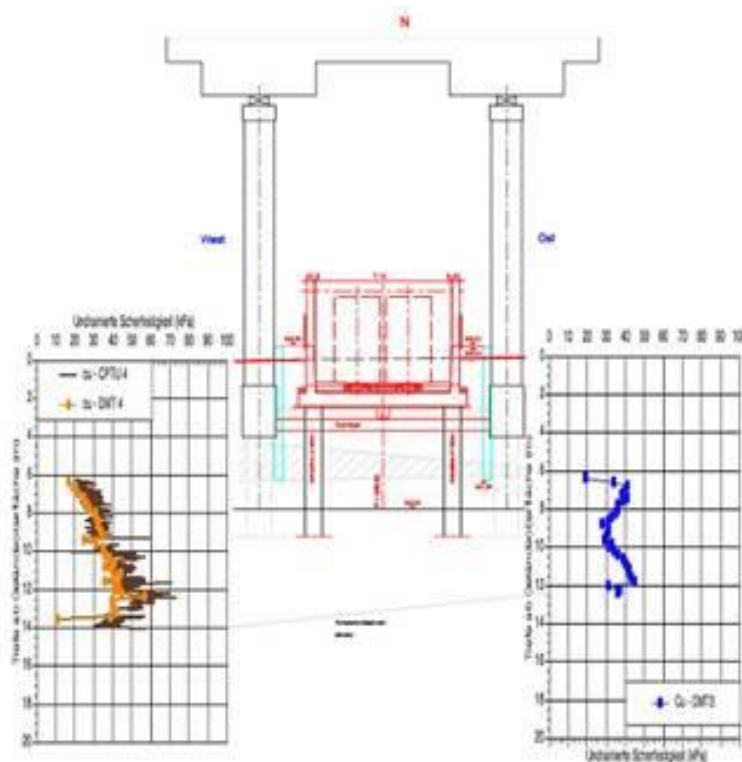


Abb. I-12 Querschnitt durch Joch N mit gemessenen undraineden Scherfestigkeiten aus DMT und CPT in-situ Versuchen nach Vorbohrung von 6 m durchgeführt.

I.5 Becken von Belp: Gewerbebau und Pumpwerk für Abwasser

Das Becken von Belp mit dem Flughafen Bern im Belpmoos ist mit glazialen und nachglazialen Ablagerungen aufgefüllt. Ein weiteres südlich gelegenes Becken wird von diesem mit der Stirnmoräne des Fahrhubels bei der Hunzikenbrücke abgetrennt. Die Lockergesteinsfüllung des Beckens beträgt etwa 250 m, die Mächtigkeit der Seeablagerungen wurde dort mit 40 m bis zu einer ersten Kiesschicht erbohrt. Die östlichen Teile des Beckens wurden vermutlich von Sedimenten der Aare aufgefüllt. Im südwestlichen Teil hatte die Gürbe eher schlechtere, teilweise organische Sedimente abgelagert. Der Grundwasserspiegel befindet sich etwa 1.5 m unterhalb der Geländeoberfläche. Bei starken Niederschlägen kommt es auch zu Überschwemmungen. Über den Seeablagerungen stehen fluvioglaziale Ablagerungen (Kiese und Sande) von einigen Metern Mächtigkeit an, die von einigen Metern Verlandungssedimenten überdeckt sein können. Diese Randbedingungen führen zu unterschiedlichen geotechnischen Gefährdungsbildern.

Die beiden Gebäude liegen etwa 800 m auseinander. Beim ersten Bau (Steiner, 2009; 2010) handelt es sich um einen Gewerbebau für ein graphisches Unternehmen. Das Gebäude besteht aus zwei Teilen, einer 30 m breiten und 60 m langen Produktionshalle und einem 15 m langen und 30 m breiten Büroteil, der vorläufig zwei Geschosse aufweist, aber um ein drittes Geschoss ergänzt werden kann. Die gleichmässigen Lasten von etwa 40 kPa werden durch eine Bodenplatte auf die über dem Seeton liegende Kiesschicht abgegeben. Für dieses Bauwerk wurde eine 40 m tiefe Bohrung abgeteuft, in welcher in mehreren Tiefenabschnitten Flachdilatometer DMT Messungen durchgeführt und zwei Bodenproben mit dem Osterberggerät entnommen wurden. Ebenso wurden drei Drucksondierungen bis in eine Tiefe von jeweils 25 m ausgeführt. Die Verlandungssedimente und die Schotter wurden dafür vorgängig bis 4 m unter Terrain vorgebohrt.

Beim zweiten Bau handelt es sich um ein Ersatzbauwerk für die bestehende Kläranlage Belp, welche eingestellt und mit einem Zwischenbecken an die Kläranlage der Region Bern angeschlossen wird. Die bestehende Kläranlage wies 4 m tiefe Becken von etwa 20 auf 20 m Fläche auf, welche mit Gewichtsausgleich flach fundiert waren und sich seit dem Bau Ende der 1960er Jahre bewährt hatten. Die neue Pumpstation ist 20 m lang, 12 m breit und 5 m tief. Es lag ein geologisches Gutachten vor, das auf einer Bohrung mit einem SPT-Versuch beruhte und eine Pfahlfundation verlangte. Aufgrund der Erfahrungen mit der erstgenannten Baustelle schlug der Verfasser dem Bauherrn vor, eine 15 m lange Bohrung mit Flachdilatometer, zwei Spezialproben mit dem Osterberggerät und zwei 25 m tiefe Drucksondierungen CPT-U auszuführen.

Die Messresultate der Sondierfirma wurden in elektronischer Form aufgezeichnet und als Rohdaten (f_s , q_c , u_2) geliefert. Eine Interpretation der Daten erfolgte durch den projektierenden Ingenieur, insbesondere wurde die mit dem Flachdilatometer DMT ermittelte undrainierte Scherfestigkeit verwendet, um den Faktor N_k zu kalibrieren, mit dem bei der Drucksonde CPT aus dem spezifischen Spitzenwiderstand des Kegels q_c die undrainierte Scherfestigkeit ermittelt wird. Die detaillierte Auswertung der Daten der Drucksonden erfolgte mit einem kommerziellen Programm und die Resultate wurden mit Tabellenprogrammen weiterbearbeitet. In Abb. I-13 sind die undrainierten Scherfestigkeiten dargestellt. Diese sind für beide Bauwerke vergleichbar. Beim Gewerbebau ist eine grössere Streuung auszumachen, deren Ursache zuerst aber nicht im Detail ermittelt werden konnte. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden die Gründe gefunden, wie weiter unten dargelegt wird.

Messungen am Bohrkern mit dem Taschenscherflügel ergaben undrainierte Scherfestigkeiten von 50 bis 60 kPa, praktisch unabhängig von der Tiefe. Diese Werte sind wesentlich tiefer als die mit CPT-U und DMT ermittelten Werte und als unzuverlässig zu betrachten. Sie entsprechen praktisch den gestörten Scherfestigkeiten der Seetone (Abb. I-13).

Bei den Untersuchungen des Gewerbebaus zeigen die drei Sondierungen (Abb. I-13 links) jeweils einen unterschiedlichen Verlauf der undrainierten Scherfestigkeit, der sich in 20 bis 25 m Tiefe annähert. Die Untersuchungen für das ARA Becken sind unter sich sehr ähnlich und vergleichbar mit dem Mittel für den Gewerbebau. Es bestehen keine geologischen Gründe für diese Unterschiede. Vielmehr werden Temperatureffekte vermutet. Die Baugrunduntersuchungen für den Gewerbebau wurden im November mit mehreren Frosttagen durchgeführt, die Sonden lagen über Nacht im Lastwagen und waren beim Einsatz unterschiedlich kalt. Die Untersuchungen für die ARA wurden im folgenden März durchgeführt bei moderaten Temperaturen. Temperatureffekte auf Sondierungen wurden von Long (2008) beschrieben.

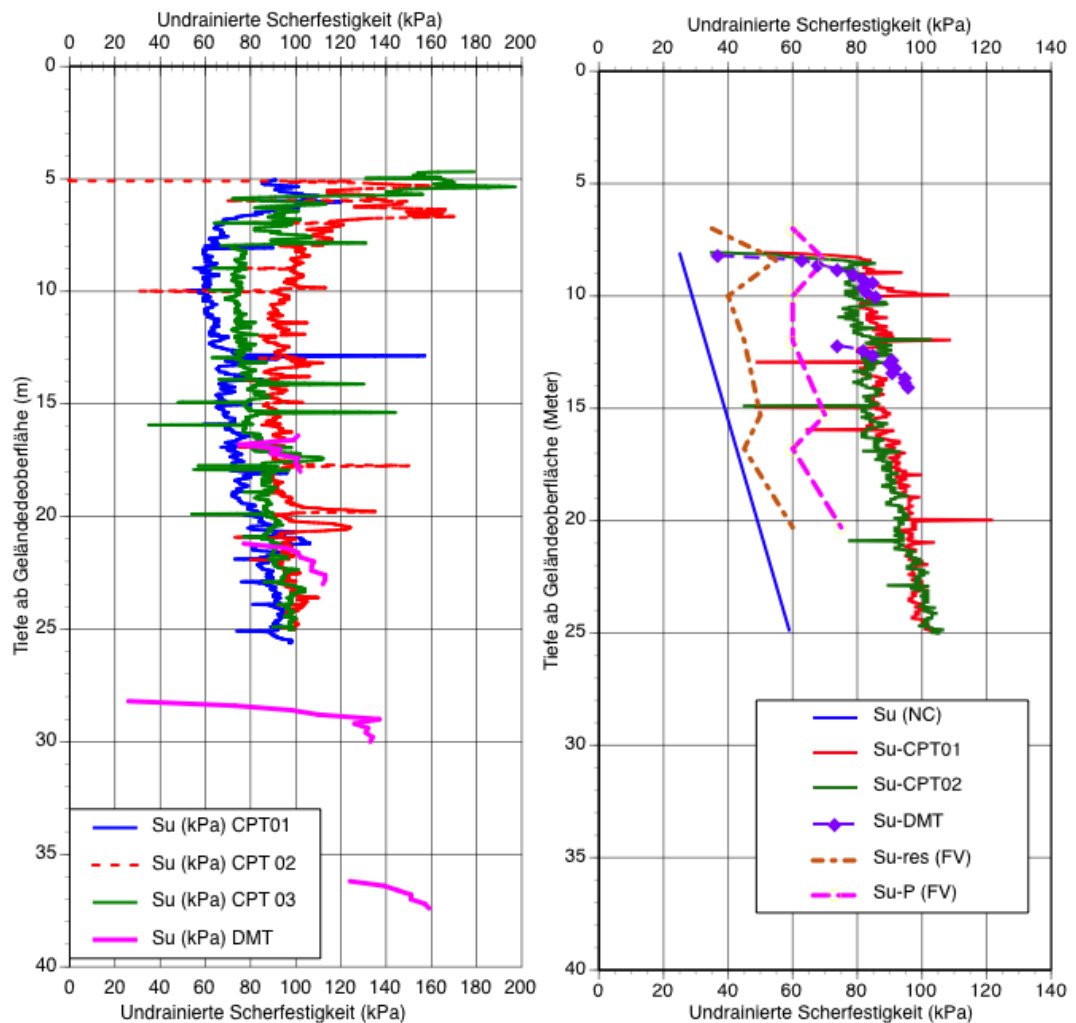


Abb. I-13 Undrainierte Scherfestigkeit ermittelt mit DMT und kalibrierten Werten aus CPT, für Gewerbebau links, für ARA rechts, mit Flügelscherversuchen aus dem Jahr 1966.

Für die Projekte wurden je zwei Oedometer mit stufenweiser Belastung durchgeführt. Beim Gewerbebau konnten mit einem VSS Forschungsprojekt der EPFL noch CRS Oedometer (Steinmann, 2010) durchgeführt werden. Die mit Stufen-oedometer ermittelten Vorbelastungsspannungen liegen wesentlich unter den mit Feldversuchen ermittelten Vorbelastungsspannungen, was einerseits durch die Störung bei der Probenahme verursacht wurde, andererseits durch den Anteil Sekundärsetzungen beim Stufen-oedometer. Beim CRS Oedometer ist der Unterschied geringer, da der Anteil Sekundärsetzungen entfällt.

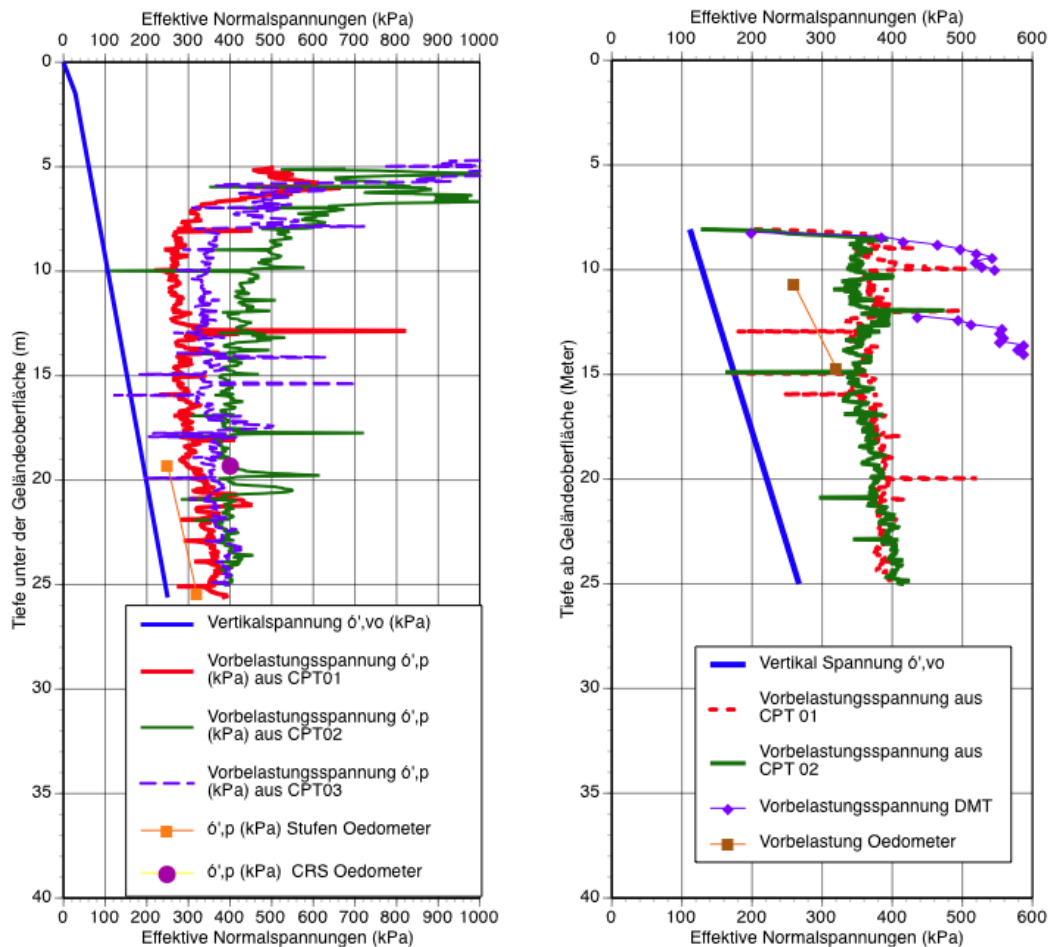


Abb. I-14 Vorbelastungsspannungen ermittelt aus Drucksonden CPT-U und Laborversuchen mit Stufenodometer und CRS Oedometer für Gewerbebau (links) und für ARA (rechts).

Mit den Feld- und Laborversuchen konnte nachgewiesen werden, dass der am Ende der Eiszeit im Becken von Belp abgelagerte Seeton eine Vorbelastungsspannung von 120 bis 200 kPa über die vertikale Spannung aufweist. Dies entspricht einer flächenhaften Schüttung von 6 bis 10 m Höhe. Der Gewerbebau besteht aus einem vorerst zweigeschossigen Bürotrakt mit der Möglichkeit der Erweiterung um ein drittes Geschoss in Leichtbauweise. Dies ergibt eine verteilte Last von 40 kPa. Daneben ist der Produktions- und Lagertrakt von 35 m Breite und 60 m Länge vorgesehen für Druckmaschinen und Papierlager. Die Last wurde zu 25 kPa abgeschätzt. Die verteilte grösste Belastung beträgt etwa 40 kPa, entspricht also einer Schütthöhe von 2 m Kies.

Setzungsberechnungen zeigten, dass im Seeton Initialsetzungen von etwa 6 mm und Konsolidationssetzungen von 20 bis 30 mm zu erwarten sind. Die Verlandungssedimente sind mit besserem Material zu ersetzen. Aus Abschätzungen ergaben sich mit vorhandenen Sedimenten bis zu 20 mm Setzungen und es wären grosse Setzungsdifferenzen zu erwarten gewesen. Mit Materialersatz wurden aus den oberen Schichten Setzungen von wenigen Millimetern abgeschätzt. Die beiden Gebäude werden mit durchgehenden Betonplatten auf dem ausgetauschten Boden fundiert.

Das Speicherbecken der ARA bedingte einen Aushub von 5 m in den Untergrund. Für die meisten Lastfälle bedeutete dies eine Nettoentlastung gegenüber dem heutigen Zustand. Ein eher unwahrscheinlicher Zustand mit gefülltem Speicherbecken, aber tiefem Grundwasserstand ergab eine geringe Zusatzbelastung gegenüber dem heutigen Zustand von etwa 20 kPa. Bei einer vorhandenen Vorbelastung über 120 kPa verbleibt auch dieser Fall im vorbelasteten Bereich. Das Becken ist im Frühjahr 2010 ohne Probleme fertig gestellt worden.

I.6 Bürogebäude in Bern Wankdorf

Für eine neue Überbauung mit mehreren Gewerbebauten und Bürogebäuden unterschiedlicher Höhe und Ausbildung der Tragkonstruktion in einem Gebiet mit nachglazialen Ablagerungen wurden mehrphasige Untersuchungen durchgeführt. Zwei Gebäude wiesen 7 bis 9 Stockwerke über Grund und 2 unterirdische Stockwerke auf, das dritte Gebäude 5 oberirdische Stockwerke und ebenfalls 2 Untergeschosse.

Schon in ersten Phasen der Baugrunduntersuchungen im Jahr 1993 wurde der Flachdilatometer eingesetzt. Die Auswertungen der undrainierten Scherfestigkeiten wiesen auf Vorbelastung von rund 5 bis 10 m über heutiges Terrain.

Für die zweite Bauphase wurde vorgeschlagen, weitere Baugrunduntersuchungen mit Feldsonden DMT und CPT durchzuführen, um die Baugrundverhältnisse im Bereich der beiden nebeneinanderliegenden Bauten von etwa 30 m Breite und 100 m Länge genauer abzuklären. Dazu wurden je zwei Bohrungen mit Flachdilatometer ausgeführt und in den Ecken der Grundstücke je eine Drucksonde CPTu.

Dies ist exemplarisch für die Messungen aus KB4 dargestellt (Abb. I-15). Der Horizontalspannungsindex K_d steigt um ein Mehrfaches an und auch die undrainierte Scherfestigkeit C_u zeigt einen ähnlich starken Anstieg.

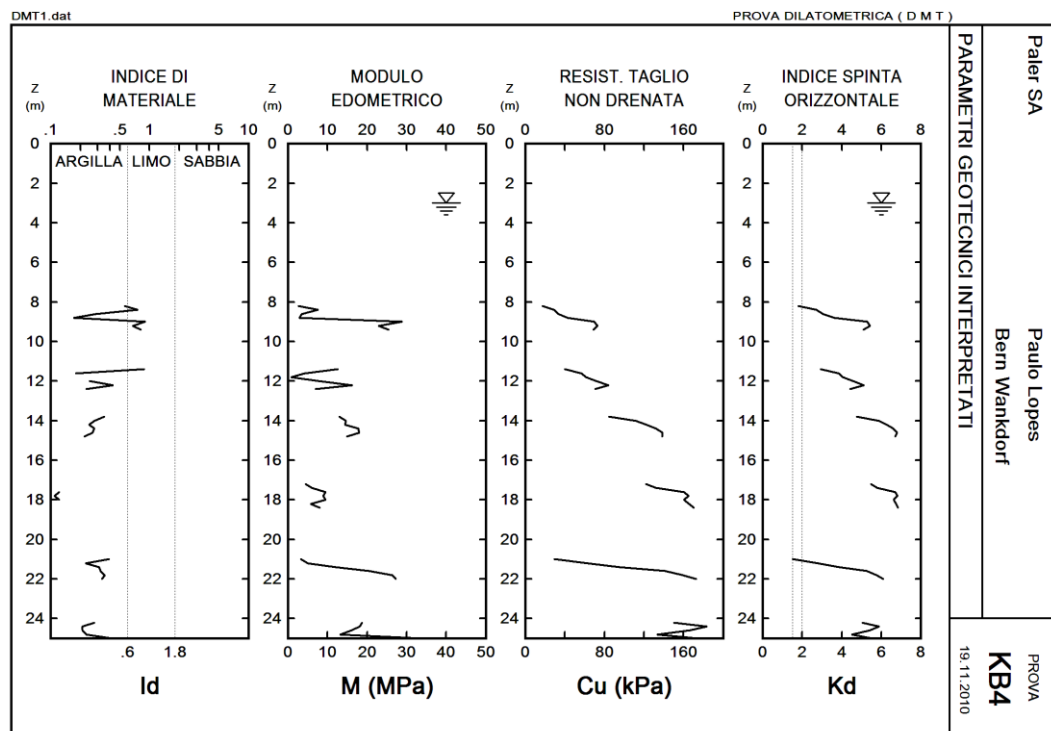


Abb. I-15 Auswertung der Dilatometermessungen DMT mit dem Programm von Marchetti für KB4.

Die Resultate aller ausgeführten Flachdilatometermessungen mit Auswertung der undrainierten Scherfestigkeit, Überkonsolidationsspannungen und Zusammendrückungsmodul sind in Abb. I-16 zusammengestellt. Bei allen Messungen zeigt sich, dass der Boden unterhalb der Bohrung gestört ist und erst nach 3 bis 4 Messungen, d.h. 0,6 bis 0,8 m unter dem Bohrlochtieftsten, den natürlichen Zustand erreicht. Die undrainierte Scherfestigkeit beträgt in 15 bis 20 m Tiefe 100 bis 150 kPa, was weit über der normalkonsolidierten Scherfestigkeit liegt. Die Vorbelastungsspannung beträgt in 8 m Tiefe 150 kPa und steigt in 25 m Tiefe auf 300 kPa an. Für die zusätzliche Gebäudelast verlaufen die Zusatzbelastungen somit im vorbelasteten Bereich des Untergrundes.

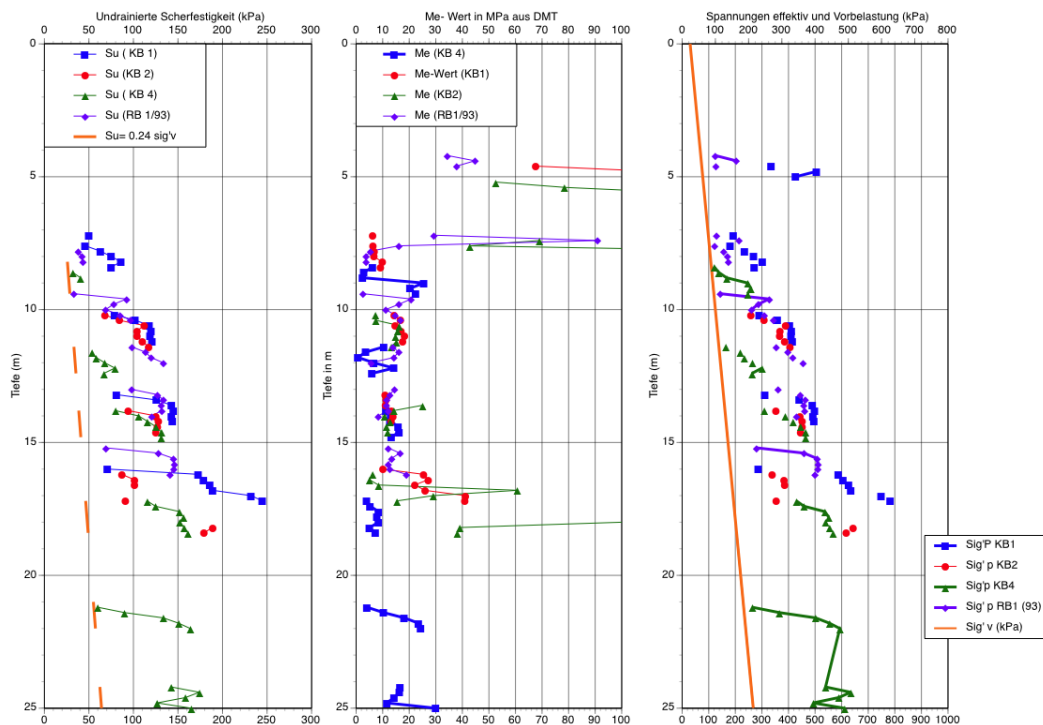


Abb. I-16 Vergleich der mit Flachdilatometer DMT ermittelten Parameter: undrainierte Scherfestigkeit S_u , Me-Wert und Vorbelastungsspannungen.

Die Verformungsmoduli zeigen keinen gleichmässigen Anstieg. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Me-Wert über die ganze Laststufe des Belastungsvorgangs von p_0 bis p_1 ermittelt wird. Mit der Störung wurde einerseits der Dilatometer Modul E_D beeinflusst und andererseits auch der Korrektur Wert R_m . Als massgebend ist nicht ein mittlerer M_{DMT} -Wert anzusehen, sondern Werte auf der rechten Seite des „Streubereiches“. Ebenso werden die Verformungen im undrainierten oder teilweise drainierten Zustand ermittelt. Der ermittelte Modul entspricht deshalb nicht dem drainierten Me-Modul. Die wirkliche Belastung durch das Gebäude verläuft zuerst im Vorbelastungsbereich und überschreitet die Vorbelastungsspannung nicht.

Mit der Drucksonde wurden auch verschiedene Parameter ermittelt. In der Darstellung werden die ermittelten Vorbelastungsspannungen für das Gebäude T (Abb. I-17) und das höhere Gebäude M (Abb. I-18) gezeigt. In den zuerst durchgeführten Drucksondierungen Nr. 1 und Nr. 8 zeigten sich abschnittsweise geringe Spitzenwiderstände. Die rasch durchgeführte detaillierte Auswertung (Abb. I-19) zeigte, dass in beiden Drucksondierungen die Vorbelastungsspannung in Abschnitten (in CPT 1: Tiefe 6–7 m; 8–10 m; in CPT 8: Tiefe 10–12 m) unter die Überlagerungsspannung sinken sollte, was physikalisch oder bodenmechanisch als nicht möglich angesehen wurde. Die Sonde wurde ausgewechselt und einige Meter neben Sondierung CPT 1 wurde die Ersatzsondierung CPT 1A vom Spezialunternehmer ausgeführt. Die Sondierung 8 wurde nicht neu ausgeführt, da wegen der abfallenden Oberfläche der Moräne auf eine Flachfundation verzichtet wurde. Die defekte Sonde wurde vom Hersteller überprüft. Die Ursache dürfte in einem defekten Drucksensor für den Spitzendruck gelegen haben.

Die aus den Messungen mit der Drucksonde ermittelten Vorbelastungsspannungen des tonig-siltigen Untergrundes liegen im Bereich von 400 bis 500 kPa, also in ähnlicher Grössenordnung wie auch mit dem Flachdilatometer DMT ermittelt. Die Netto-Zusatzlast liegt in der Grössenordnung von weniger als 100 kPa, also im vorbelasteten Bereich.

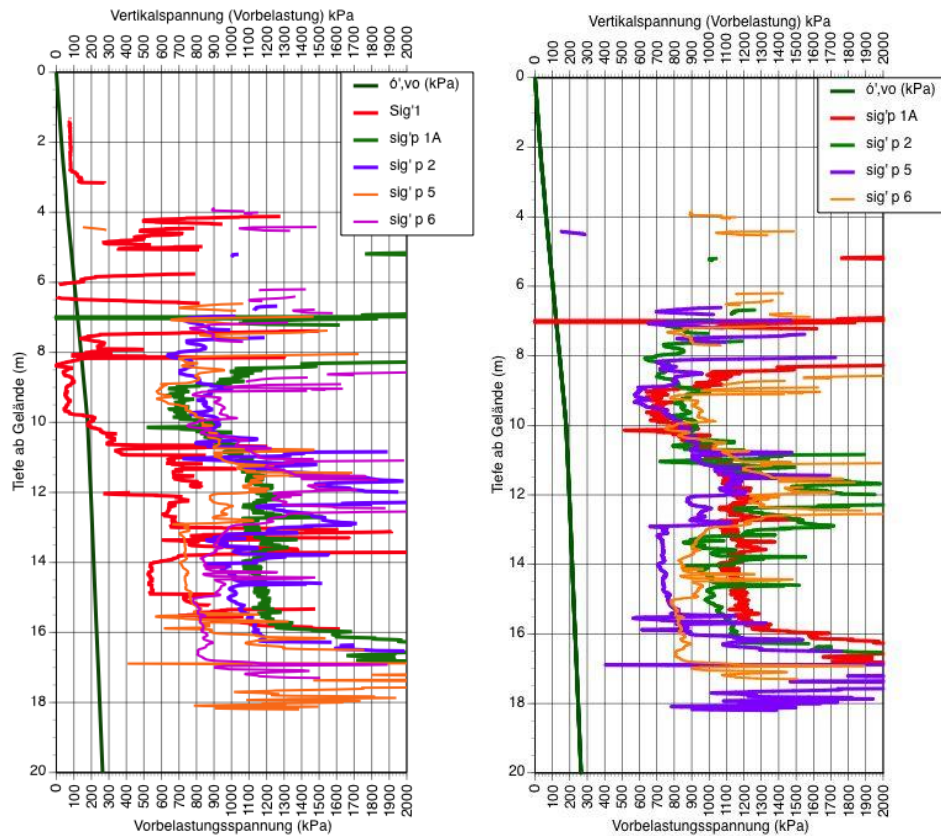


Abb. I-17 Vergleich der Vorbeltungsspannung in Sondierungen für Gebäude T, links mit CPTu1, rechts ohne diese abweichende Sondierung. Sondierung 1A ersetzt Nr. 1.

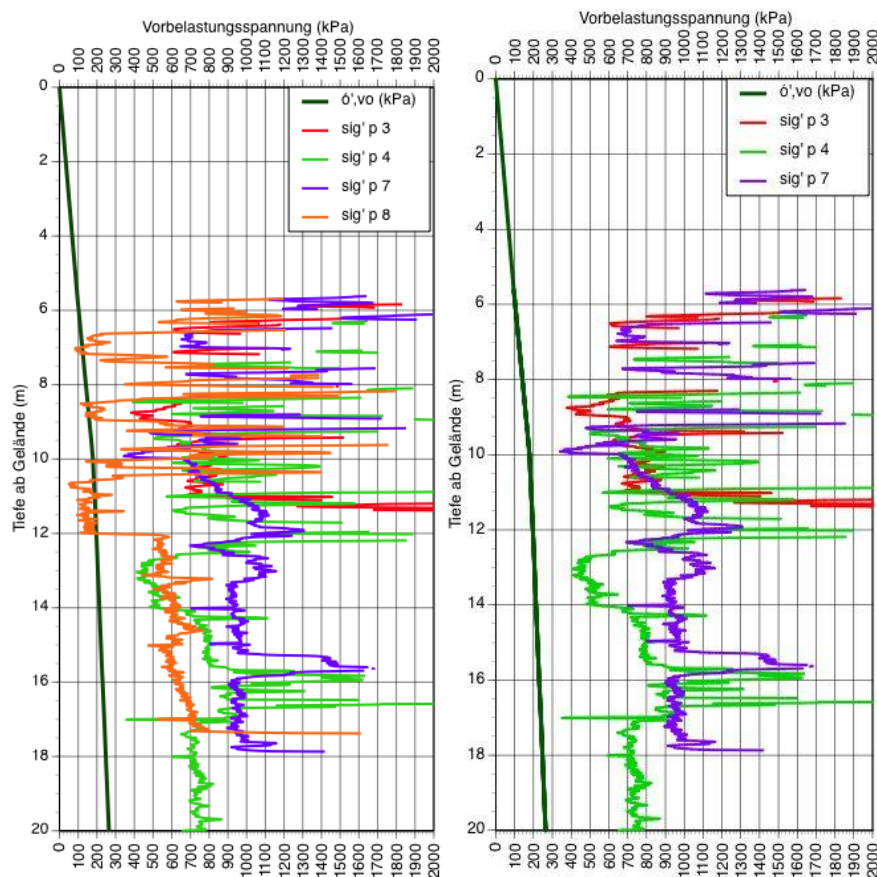


Abb. I-18 Überkonsolidationsspannungen für Gebäude M. Links mit Sondierungen 3,4,7,8; rechts mit Sondierungen 3,4,7 ohne die abweichende Sondierung 8.

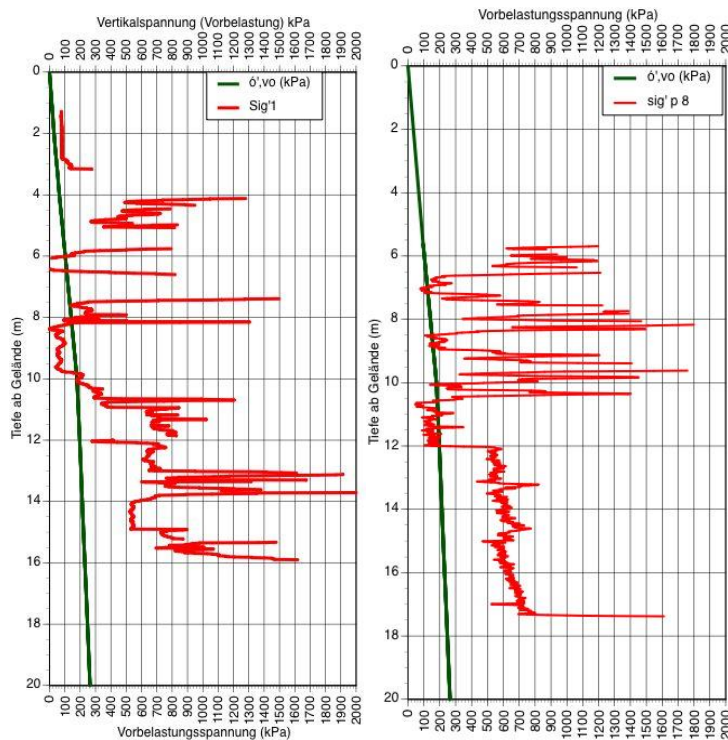


Abb. I-19 Auswertung der Vorbeltungsspannungen für Sondierung CPTu1 (links) und CPTu8 (rechts) mit physikalisch unmöglichen Werten. Die Vorbeltungsspannung sollte mindestens der Überlagerungsspannung entsprechen, bei CPTu1 war dies in 4 bis 12 m Tiefe nicht der Fall und in CPTu8 zwischen 6 und 12 m.

Mit Korrelationen lassen sich aus den Messungen mit Drucksonden auch Zusammendrückungsmodulare errechnen, die in Abb. I-20 für Gebäude T dargestellt sind. Die Streuung der errechneten Werte ist gross innerhalb der einzelnen Sondierungen ($M_{CPT} = 20\text{--}50$ MPa und $15\text{--}35$ MPa) und auch zwischen den einzelnen Sondierungen, was nicht plausibel erscheint. Die Zuverlässigkeit der aus Drucksondierungen abgeleiteten Zusammendrückungsmoduli wird als niedrig eingeschätzt.

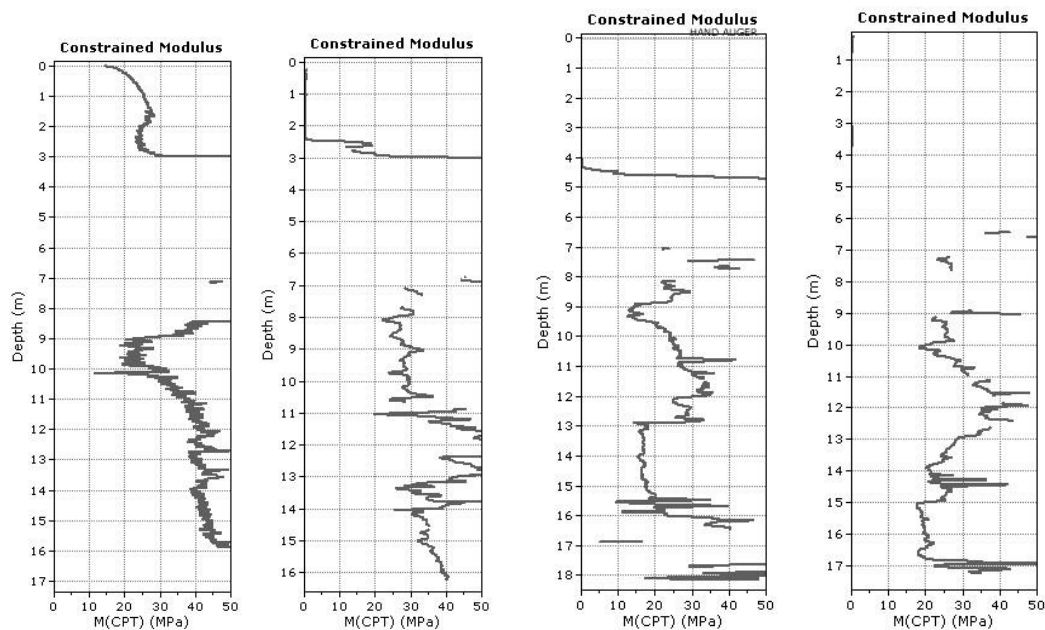


Abb. I-20 Vertikale Zusammendrückungsmodulare für Schicht mit siltigem Ton unter Gebäude T, ermittelt aus Resultaten der Drucksondierungen CPT-1A, CPT-2, CPT-5 und CPT-6 mit dem Programm CePT-iT und der Korrelation von Mayne.

Aus früher durchgeführten Oedometerversuchen und vorhandener Erfahrung wurde der Wiederbelastungsmodul abgeschätzt. Im vorliegenden Fall wurde der Zusammendrückungsmodul zu $M_e = 20 \text{ MPa}$ geschätzt. Damit wurden Setzungen des Gebäudes von 25 bis 40 mm abgeschätzt, gemessen wurden Setzungen von 20 bis 25 mm.

Mit den Resultaten aus Feldversuchen wurde die Vorbelastung der weichen, glazialen Ablagerungen abgeschätzt. Die gemessene undrainierte Scherfestigkeit und die daraus errechneten Vorbelastungen zeigten, dass diese glazialen Seeablagerungen vorbelastet waren und die Netto Belastung aus dem Gebäude unterhalb der Vorbelastungsspannung liegt. Zur Charakterisierung der geotechnischen Eigenschaften wurden also Feld- und Laborversuche gemeinsam herangezogen.

I.7 Ablagerung von Ausbruch des Ceneri Basistunnel bei Sigrino

Der Ceneri Basistunnels zwischen Camorino bei Bellinzona und Lugano wurde grösstenteils vom Zwischenangriff bei Sigrino (Steiner et al. 2015) nach Süden und Norden vorgetrieben und gebaut. Wegen schiefrigem Fels sind zwei Drittel des Tunnelausbruchs nicht wiederverwendbar und müssen abgelagert werden.

Der Fuss der Deponie (Steiner, 2012) kommt auf einen 40 m tiefen, aufgefüllten nachglazialen See (Abb. I-21) zu liegen. Zuunterst liegen einige Meter Moräne, dann folgen rund 10 m siltiger Sand, anschliessend die kritische Schicht von 10 bis 15 m geschichteter Seeton, darüber etwa 10 m Sand und 5 m Auffüllung aus Kies. Die Charakterisierung beruhte auf Feld- und Laboruntersuchungen (Steiner, 2012). Die Feldversuche konzentrierten sich im Bereich des Fusses und der früheren Vorschüttung. Mehrere Bohrungen wurden abgeteuft und in den feinkörnigen Sedimenten wurden Flachdilometer DMT Versuche durchgeführt. Für Drucksonden-Versuche wurde mit Vorbohrungen die Kiesschicht gequert, die Vorbohrungen mit Sand aufgefüllt und anschliessend die Versuche durchgeführt.

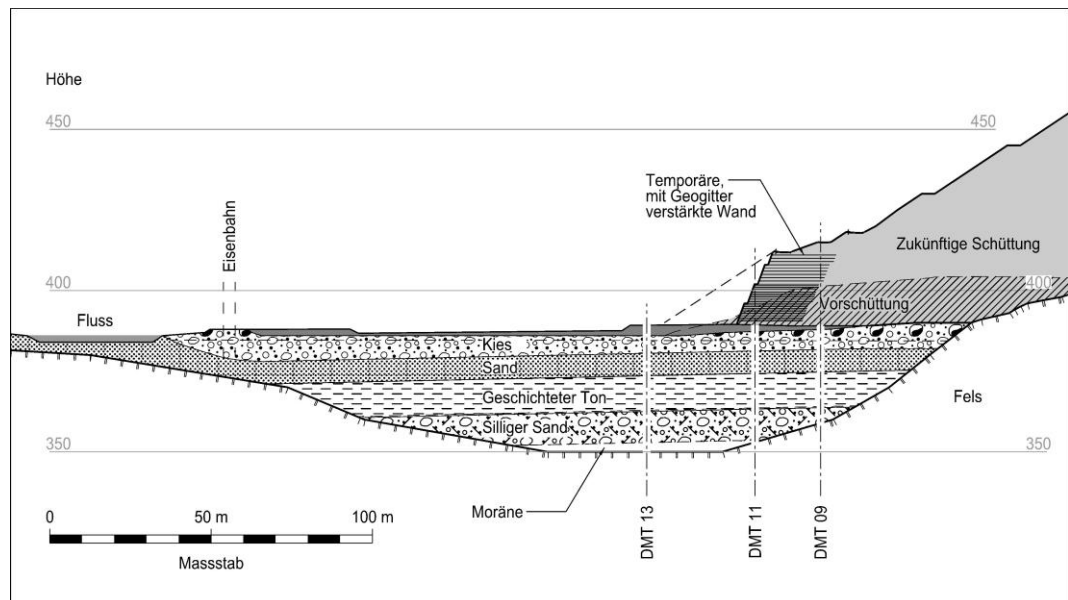


Abb. I-21 Querschnitt durch den Untergrund der Deponie Sigrino.

Die undrainierten Scherfestigkeiten, ermittelt aus DMT Versuchen, sind in Abb. I-22 dargestellt. Die Wirkung der Vorschüttung ist für die verschiedenen Messungen klar ersichtlich. Die Scherfestigkeiten in DMT09 widerspiegeln die 9 m hohe Vorschüttung. Diese erscheint in der Mitte nicht voll konsolidiert. Direkt unter der Vorschüttung wurden keine Drains erstellt, nur unter der Böschung. Deshalb konnte die Mitte der Tonschicht wahrscheinlich nicht vollständig drainieren.

Die Messungen in DMT 13 lagen ausserhalb der Vorschüttung des Erkundungsstollens und zeigen einen Verlauf einer normalkonsolidierten Schicht. Bei den dazwischen liegenden Sondierungen zeigen sich die Auswirkungen leichter Vorbelastungen.

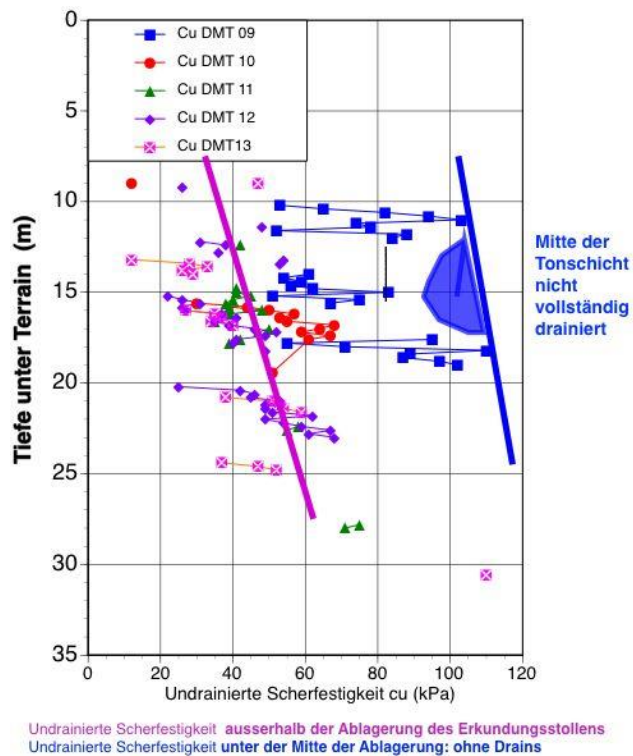


Abb. I-22 Undrainierte Scherfestigkeiten ermittelt mit DMT im geschichteten Ton.

Die Resultate einer typischen Drucksondierung sind in Abb. I-23 dargestellt. Oberhalb 7 m Tiefe wurde die Vorbohrung durchquert und von 7.7 m bis 12.5 m die Sandschicht, was sich vor allem im nahezu hydrostatischen Porenwasserdruck zeigt. Unter 12.5 m wurde der geschichtete Seeton durchfahren, der bei der Versuchsdurchführung teilweise drainierte. Dies zeigt sich in grossen Schwankungen des Porenwasserdrucks.

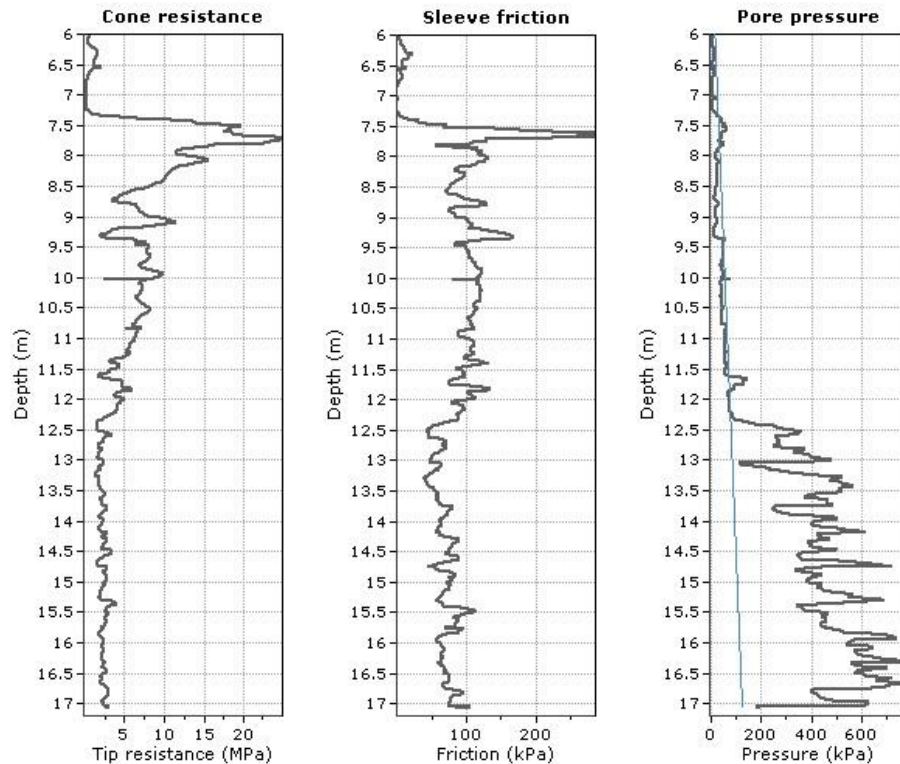


Abb. I-23 Drucksonde CPTu-02 mit Messdaten von Spitzenwiderstand, Mantelreibung und Porenwasserdruck.

Die Auswertung von drei Drucksonden mit unterschiedlicher Vorbelastung ist in Abb. I-24 dargestellt. Die Drainage während dem Ankuppeln der Stangen und Nachgreifen beim Vorschub zeigt sich in den Spitzen der errechneten Scherfestigkeit, da eine teilweise Drainage stattgefunden hat.

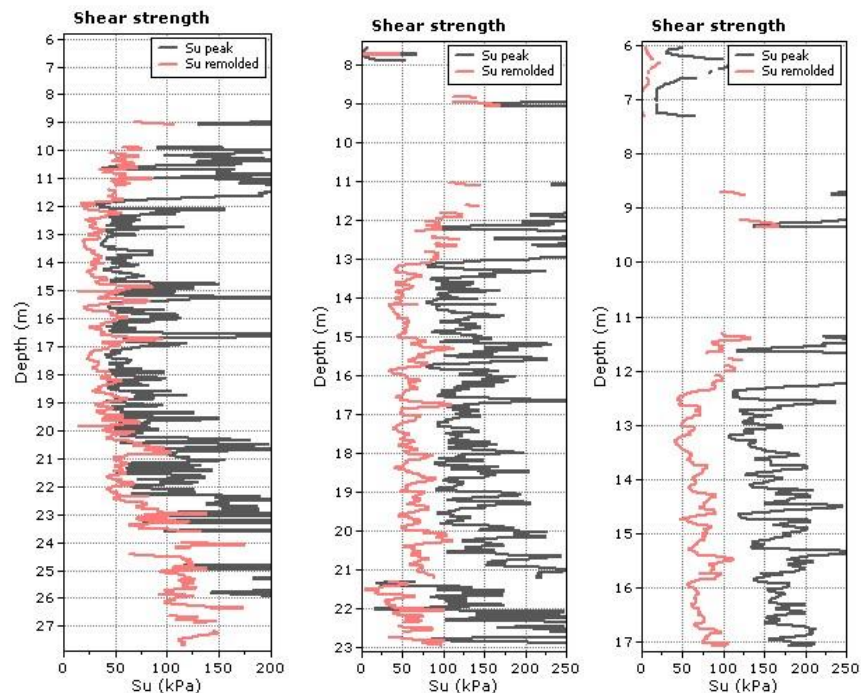


Abb. I-24 „Undrainierte“ Scherfestigkeit ermittelt mit Drucksonde CPTu: links ausserhalb Vorbelastung, Mitte unter Böschung der Vorschüttung und rechts unter Vorschüttung.

Mit den CPTu wurden in den geschichteten Tonen systematisch alle 2 Meter Dissipationsversuche durchgeführt. Diese 28 Dissipationsversuche ergaben viel (bis tausendfach)

höhere horizontale Durchlässigkeiten und Konsolidationskoeffizienten als in vertikaler Richtung.

Tab. I-2 Vergleich der horizontalen und vertikalen Konsolidationskoeffizienten und Durchlässigkeiten

Wert	Einheit	Minimum	Maximum	Median
C_h	m^2/s	3.79E-05	2.76E-04	1.11E-04
c_v (Lab)	m^2/s	5.00E-08	5.00E-07	
k_h	m/s	9.79E-09	3.78E-07	5.50E-08

Die bodenmechanischen Vorgänge um die Spitze der Drucksonde werden sich je nach Bodeneigenschaften und Eindringgeschwindigkeit der Sonde drainiert oder undrainiert verhalten. Die normalisierte Eindringrate P ist folgendermassen definiert:

$$P = \frac{v \cdot d}{C_h}$$

v = Vorschubgeschwindigkeit = penetration rate of cone = 2 cm/s

d = Durchmesser der Spitze = 31.6 mm für 10 cm² Konus

C_h = horizontaler Konsolidationskoeffizient m^2/s , siehe Tab. I-2

Der Boden ist vollständig drainiert für $P < 0.05$ und undrainiert für $P > 10$. Für Siginfo ist die normalisierte Eindringrate $2.6 < P < 19$, diese liegt also im teilweise drainierten Bereich auf der Seite undrainiertes Verhalten und reicht in den undrainierten Bereich hinein. Mit dieser Auswertung können die unregelmässigen Verläufe der undrainierten Scherfestigkeiten (Abb. I-22) erklärt werden.

Die Feldversuche zeigten die Zunahme der undrainierten Scherfestigkeit mit der Tiefe und auch die Wirkung der Vorbelastung durch die Schüttung des Tunnelausbruchs des Sondierstollens. Die Flachdilatometer-Versuche und Drucksonden ergaben auch Daten über die Scherfestigkeit und Verformbarkeit der beiden Sandschichten.

Für die Charakterisierung der Scherfestigkeit des geschichteten Tons wurden Triaxversuche mit Stauchung in vertikaler Richtung (TC = Triaxial Compression) und horizontaler Stauchung bzw. vertikaler Ausdehnung (TE = Triaxial Extension) ausgeführt sowie parallel der Schichtung Direktscherversuche mit Messung der Porenwasserspannungen (DSS = Direct simple shear tests).

Die Kombination der Feld- und Laborversuche erlaubte eine zuverlässige Projektierung der Schüttung, Planung der Überwachungsmethoden und eine sichere Ausführung der Schüttung (Steiner et al, 2015).

I.8 Nationalstrasse N5, Westportal Brugg: Foundation Hilfsbrücke

Der Längholtunnel der Nationalstrasse N5 unterfährt beim Westportal bei Brugg die Bahnlinie Bern – Biel mit dem Tagbauabschnitt beim Westportal. Die zweigleisige Hauptstrecke liegt in einer Kurve und bedingte die Erstellung von Hilfsbrücken auf Bohrpfehlen, um die Vertikallasten sowie die Horizontallasten in Quer- und Längsrichtung zu übernehmen.

Für die Projektierung standen Untersuchungen mit Kernbohrungen (Abb. I-26) und normgemäss ausgeführten Standard Penetrationsversuchen SPT über 3×15 cm zur Verfügung. Die ermittelten massgebenden Schlagzahlen waren teilweise sehr niedrig ($N < 10$), streuten stark und erschienen nicht glaubwürdig auf Grund der geologischen Situation mit randglazialen Ablagerungen. Man entschloss sich daher, ergänzende Untersuchungen mit der mechanischen Drucksonde CPT-M und Vorbohrungen durchzuführen.

Bei der mechanischen Drucksonde CPT-M (Abb. I-25) wird zuerst die Spitze um 40 mm vorgestossen, die Kraft des Spitzenwiderstandes gemessen und q_c ermittelt. Anschliessend wird gleichzeitig für weitere 40 mm auch der Mantel mitgeschleppt, damit wird die Summe von Spitzenwiderstand und Mantelreibung ermittelt. Durch Subtraktion des im vorangehenden Schritt ermittelten Spitzenwiderstandes (q_c) ergibt sich die Mantelreibung (f_s). Das gesamte Gestänge wird um 120 mm nach- und vorgestossen. Nach 200 mm Vorschub wird ein neuer Messzyklus ausgeführt bis die erwünschte Tiefe erreicht ist oder der Widerstand zu gross wird.

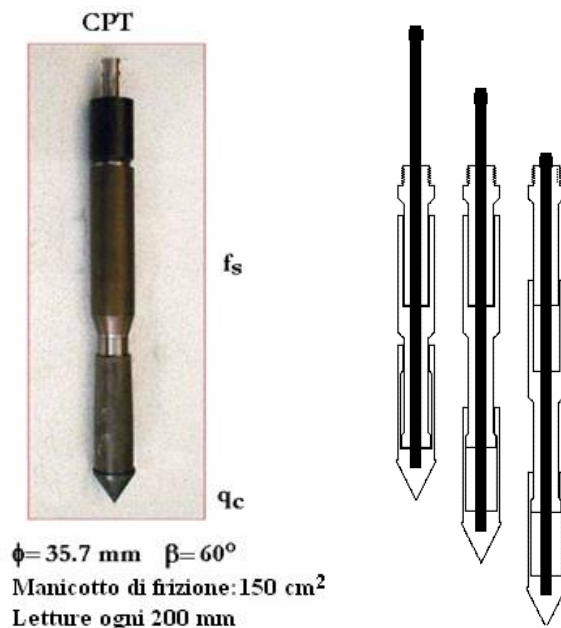


Abb. I-25 Mechanische Drucksonde CPT-M mit Messung des Spitzenwiderstands über erste 40 mm, dann Mitschleppen des Reibungsmantels und Messung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung, anschliessend Vorschub um 120 mm zum Abschluss eines Messzyklus.

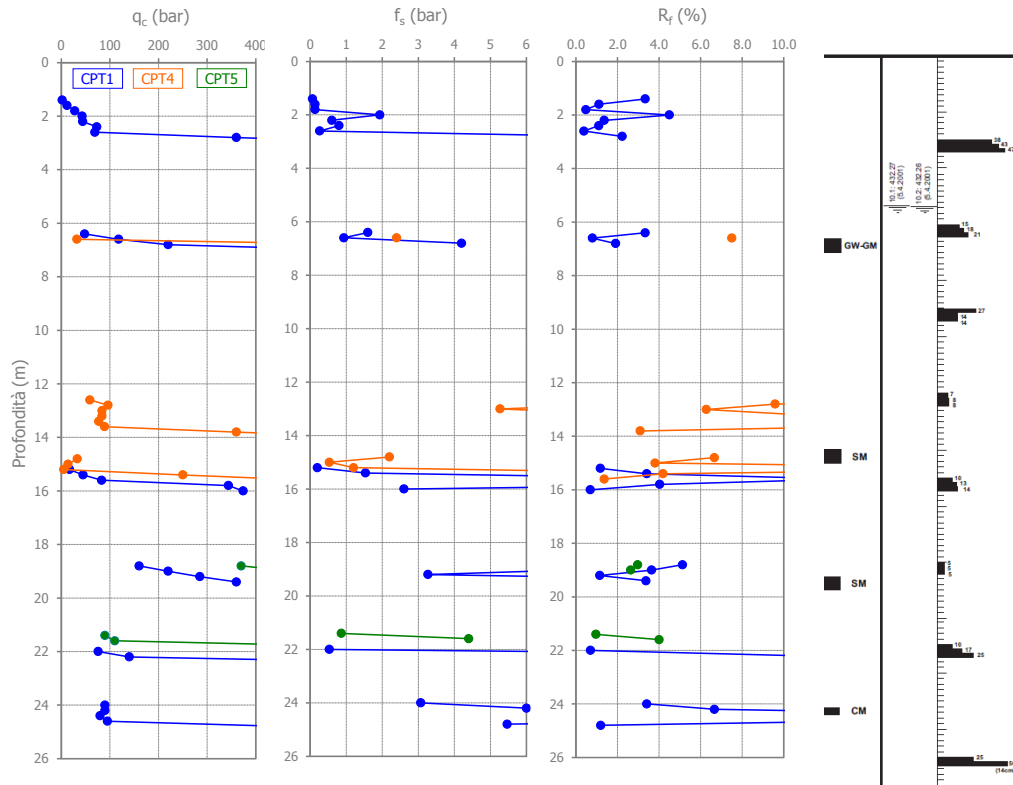


Abb. I-26 Profil der CPT-M in ergänzenden Bohrungen ausgeführt und frühere SPT.

Die durchgeführten Messungen ergaben, dass für die drei ersten Messungen bis in 600 mm unter der Bohrlochsohle die Widerstände gering blieben, danach aber rasch auf $q_c > 40$ MPa anstiegen und anschliessend die Sonde nicht mehr vorgestossen werden konnte.

Unterhalb der Bohrung war der Boden für etwa einen halben Meter gestört, sowohl bei den CPT-M wie vermutlich auch bei den früheren SPT Versuchen.

Tab. I-3 Mit CPT-M abgeschätzte Bodeneigenschaften

Eigenschaft	Symbol	Einheit	Kiessande	Rückstausedimente	Seetone
Spitzenwiderstand	q_c	MPa	40	30	20
Reibungsverhältnis	R_f	%	1–2	3–4	2–5
Raumgewicht	γ	kN/m ³	20	22	21
Reibungswinkel	Φ'	(°)	42	40	32
Kohäsion	c'	kPa	--	--	6
Zusammendrückungsmodul	M_E	MPa	70	100	$350 \cdot \sigma'_v$

Die abgeschätzten charakteristischen Werte waren damit wesentlich höher als auf Grund der ursprünglichen Schlagzahlen hätte angenommen werden müssen.

Diese Erfahrung stützt auch den Vorschlag, den Standard Penetration Test SPT im Bohrloch statt nur über 3 Stufen von 15 cm auszuführen, diesen über mehr Stufen durchzuführen und so die gestörte Zone zu durchfahren.

I.9 Nationalstrasse N9, Gedeckter Einschnitt Raron

Durch die Ortschaft Raron verläuft die Autobahn A9 in einem im Grundwasser liegenden Tagbautunnel mit einer Länge von 1'000 m. An den Tunnel, der nur gering überschüttet wird, schließen sich Zufahrtswannen an, so dass der Gesamtabschnitt in Summe 1'460 m lang ist.

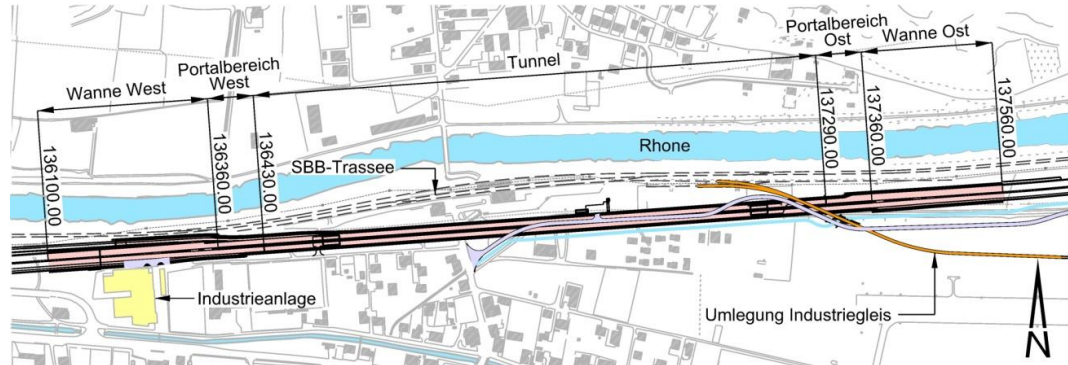


Abb. I-27 Projektübersicht.

Der Tunnel verläuft durch Lockergesteinsformationen, die durch frühere Flussläufe der nahe liegenden Rhône geprägt sind. Unter künstlichen Auffüllungen und einer feinkörnigen Deckschicht stellt sich der Baugrund als eine Wechselfolge von limnischen Ablagerungen, bestehend aus Silten bzw. siltigen Sanden, und Rhoneschottern/-sand, in Form von siltigen Kiesen sowie kiesig-siltigen Sanden, dar. Durch die Flussprägung ist die Baugrundsichtung äußerst heterogen. Die Baugrundeigenschaften sind durch eine geringe Steifigkeit und Scherfestigkeit geprägt.

Aufgrund des oberflächennah anstehenden Grundwassers sowie möglicher Hochwasserszenarien müssen die Wannen mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert werden. Zur Optimierung der Verankerungslängen wurde eine zusätzliche Sondierkampagne mittels SPT-, DMT- und CPTU-Versuchen durchgeführt. Ziel der Kampagne war eine verlässliche Analyse des anstehenden Baugrundes sowie die Bestimmung der mobilisierbaren Pfahlmantelreibung.

In Summe wurden 41 SPT-Versuche in den Rhoneschottern unter Verwendung einer Sonde nach EN ISO 22476-3 ausgeführt. Die Sondierstrecke wurde auf bis zu 225 cm erhöht (Abb. 8), um einen grösseren Tiefenbereich abzudecken. Die Auswertung erfolgte sowohl auf den ersten 45 cm als auch auf den letzten 45 cm. Erwartungsgemäss war für den Anfangsbereich, der durch das Bohren beeinflusst ist, eine geringere Lagerungsdichte als für den Endbereich zu verzeichnen. Im Mittel ergab sich für die aufgeschlossene Schicht eine mitteldichte bis dichte Lagerung.

Neben den SPT-Versuchen wurden 5 CPTU-Versuche durchgeführt. Zur Anwendung kam der Sondentyp Pagani ME81 (Grundflächenfaktor der Sonde $a = 0.58$). Um eine grössere bzw. die massgebende Sondiertiefe zu erreichen, wurde zunächst vorgebohrt. Die Versuche setzten dann am Ende der Vorbohrung an.

Abb. I-28 zeigt exemplarisch den gemessenen Spitzenwiderstand sowie die zugehörige gemessene Mantelreibung über die Tiefe. Die Sondierstrecke lag gemäss Baugrundmodell und nahe liegenden Kernbohrungen in den sandigen Rhoneschottern. Zur Ersteinschätzung der Messdaten ist das geometrische Mittel der Messdaten (stärkere Minimierung des Einflusses von Ausreissern im Vergleich zum arithmetischen Mittel) eingezeichnet.

Zur Ableitung der zur Pfahlbemessung notwendigen charakteristischen Pfahlmantelreibung q_{sk} wurden folgende Verfahren, die im Allgemeinen auf den Ergebnissen von CPTU-Versuchen, Korrelationen und empirischen Erfahrungen beruhen, verwendet:

- Auswertung auf Basis der gemessenen lokalen Mantelreibung: Die zur Pfahlbemesung erforderliche charakteristische Mantelreibung q_{sk} ist nicht identisch mit der gemessenen lokalen Mantelreibung, sondern folgt aus ihr unter Verwendung eines zu wählenden Korrekturbeiwertes K (für Bodenart, Pfahltyp, Pfahlmaterial usw.). Korrekturbeiwerte finden sich beispielsweise in Schmertmann (1978).
- Auswertung auf Basis EAP: In den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (kurz EAP) der DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.) werden empirische Korrelationen zur Ableitung der charakteristischen Pfahlmantelreibung q_{sk} aus dem gemessenen Spitzenwiderstand in Abhängigkeit der Bodenart und des Pfahltyps angegeben.
- Auswertung nach Togliani (2008): Dabei wird die charakteristische Pfahlmantelreibung q_{sk} aus dem Reibungsanteil (vgl. Kapitel IV), dem Spitzenwiderstand und einem Korrekturwert ermittelt.
- Auswertung nach Eslami & Fellenius (1997): Bei dieser Methode wird die charakteristische Pfahlmantelreibung q_{sk} aus dem effektiven Spitzenwiderstand, der aus dem korrigierten (totalen) Spitzenwiderstand und dem gemessenen in-situ Porenwasserdruck folgt, und einem Koeffizienten abgeleitet:

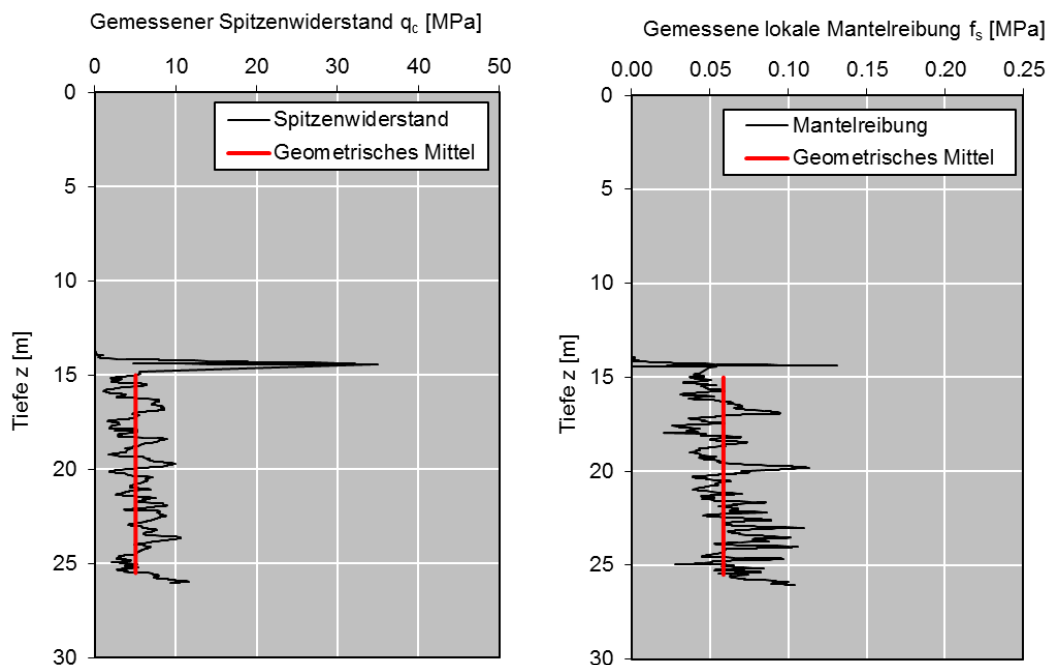


Abb. I-28 CPTU-Versuch in Bohrung BW5-CPT (Sondierstrecke liegt in den sandigen Rhoneschottern).

Nur die Methode nach EAP erlaubt eine klare Zuordnung der Messergebnisse zu verschiedenen Pfahltypen. Die sonstigen Verfahren sind in der Regel auf der Datenbasis von Ramm- und Bohrpfählen abgeleitet. Mehrere Verfahren verwenden Korrekturbeiwerte, die nicht transparent hinterlegt sind, so dass eine Ableitung der Pfahlmantelreibung trotz guter Versuchsergebnisse weiterhin mit grossen Unsicherheiten behaftet ist. Im vorliegenden Fall ergab sich für Bohrpfähle eine charakteristische Pfahlmantelreibung von $q_{sk} = 55\text{--}75$ kPa. Entscheidend für den Erfolg der CPTU-Messkampagne war das Vorbohren. Nur damit konnten zuverlässige Messungen in der relevanten Tiefe erfolgen.

Zur weiteren Sondierung des Baugrundes wurden 11 Flachdilatometer-Versuche nach CEN ISO/TS 22476-11 ausgeführt. Ziel war die exaktere Bestimmung des Zusammendrückungsmoduls für die Prognose der Verformungen des Baugrubenabschlusses. Die Auswertung der Versuche erfolgte gemäss Kapitel V. *Abb. I-29* zeigt auszugsweise das Ergebnis eines DMT-Versuches über die Tiefe.

Bei den DMT-Versuchen war eine deutliche Streuung der Ergebnisse zu verzeichnen. Insbesondere abgeleitete Werte, wie der Zusammendrückungsmodul, weisen eine gros-

se Spannweite auf, die auf eine Auflockerung unterhalb des Bohrlochs hinweisen. Die Streuung vermindert sich wesentlich, wenn die ersten 3 bis 5 Messungen ausgeschlossen werden, da diese vom Bohrvorgang gestört wurden. Die ermittelten Dilatometermoduli E_D betragen 30 bis 50 MPa und vertikalen Zusammendrückungsmoduli $M_{D,DMT}$ betragen dann etwa 40 – 60 MPa.

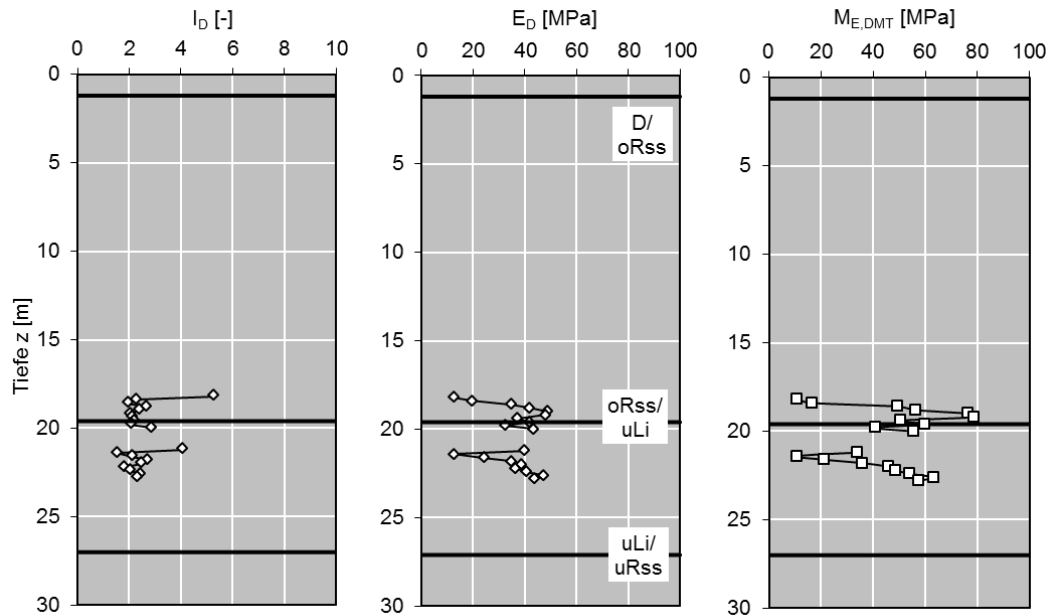


Abb. I-29 DMT-Versuch in Bohrung BW3-DMT.

I.10 Baugrunduntersuchungen in Gordola und Stabio TI

I.10.1 Einleitung und Geologie

Die im Jahr 2001 in Gordola und Stabio im Kanton Tessin durchgeführten Baugrunduntersuchungen wurden 2004 von Togliani und Beatrizotti veröffentlicht. Die Bodenschichtung an den beiden Untersuchungsstellen ist in *Abb. I-30* dargestellt. Die Schichtung ist wechselhaft und enthält feinkörnige, bindige (tonig, tonig-siltige), nichtbindige (Silt, Feinsande und Sande) und grobkörnige Böden.

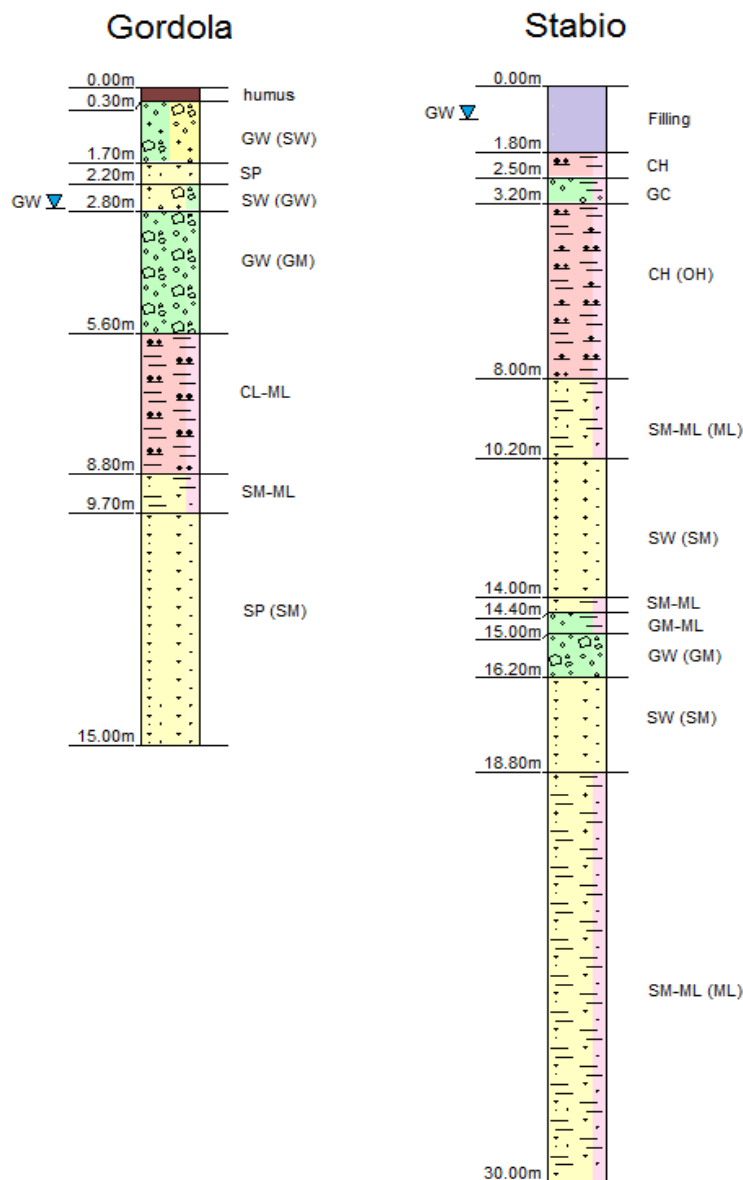


Abb. I-30 Bohrungen von Gordola und Stabio mit Stratigraphie.

Die Abmessungen und Massen der verwendeten Rammsonden sind in *Tab I-4* zusammengefasst.

Tab I-4 Abmessungen der verrohrten und nicht verrohrten Rammsonden

Bezeichnung des Gerätes von Pagani			TG 30-20	TG 73-200
Rammsonden Typ			DPL/M VAWE – von Moos	DPSH
Fallgewicht (Masse)	$M_{\text{Bär}}$	kg	30	63.5
Fallhöhe	H	mm	200	750
Spitze (Kegel)	Durchmesser	mm	35.7	50.8
	Öffnungswinkel	°	60	60
	Querschnitt (A)	cm ²	10	20
Gestänge	Durchmesser	mm	20	32
	Länge	mm	1000	1000
	Gewicht	kg	2.4	6.5
Eindringung pro 10 cm	$\Sigma N_{10} = e$	cm	10/ N_{10}	10/ N_{10}
Verrohrung	Durchmesser	mm	33	48
	Länge	mm	1000	1000
	Gewicht	kg	3.5	5.5
Eindringung ΣN_{20}	N_{20} (pro 20 cm)	cm	20/ N_{20}	20/ N_{20}
Wirksamkeit		%	–	73

Im Folgenden werden die Resultate der Rammsonden mit den Rammenergien verglichen.

Die angewandte Rammenergie (Rammarbeit) beträgt auch nach EN ISO 22476-2:

$$r_d = M_{\text{Bär}} H / (e A_{\text{Spitze}}) \quad (1)$$

Die für die Energie des Gestänges korrigierte Rammarbeit beträgt:

$$q_d = (M_{\text{Bär}})^2 H / \{e A_{\text{Spitze}} [M_{\text{Bär}} + (m_{\text{Gestänge}})]\} \quad (2)$$

Der äquivalente Spitzenwiderstand beträgt:

$$q_{c \text{ equiv.}} = \alpha r_d \quad [\text{Korrekturfaktoren: } 0.3 \text{ (Ton)} \leq \alpha \leq 1.2 \text{ (Kies)}] \quad (3)$$

Mit den Messungen der Schlagzahlen beim Nachtreiben der Verrohrung lässt sich die Mantelreibung abschätzen:

$$f_d = M_{\text{Bär}} H / [(Tiefe / \Sigma N_{20}) A_{\text{Verrohrung}}] \quad (4)$$

$$f_d \leq f_{s \text{ equiv.}} = f_d 0.6 \ln (N_{20}) \quad (\text{alle Böden}) \quad (5)$$

I.10.2 Durchgeführte Untersuchungen

An beiden Untersuchungsstellen wurden je eine gekernte Bohrung mit Flachdilatometer, eine Drucksondierung mit Messung der Porenwasserspannung, eine überschwere Rammsonde DPSH mit Verrohrung und ohne Verrohrung sowie eine mittelschwere Rammsonde VAWE oder von Moos nach SN 640 314 (früher SN 640 317) durchgeführt.

Im Folgenden werden die Resultate der unterschiedlichen Versuche und deren abgeleitete Auswertungen miteinander verglichen. Einerseits werden die Resultate der unterschiedlichen Versuche innerhalb eines Standortes verglichen, andererseits auch die Resultate der beiden Untersuchungsstellen miteinander.

I.10.3 Vergleich der Rammsonden mit und ohne Verrohrung

Die Messungen und Resultate von Gordola sind in *Abb. I-31*, die von Stabio in *Abb. I-32* dargestellt. Der Vergleich der Schlagzahlen zeigt, dass diese bei der verrohrten Rammsonde mit der Tiefe für den Fall Gordola nur wenig zunehmen. Bei der unverrohrten Rammsonde nehmen die Schlagzahlen mit der Tiefe zu (*Abb. I-31*, linkes Bild). Für den Fall Stabio ist der Verlauf ähnlich, in der Kiesschicht von 14 bis 16 m zeigen sich deutlich erhöhte Schlagzahlen. Die umgerechneten äquivalenten Spitzenwiderstände der Rammsonden stimmen gut mit dem Spitzenwiderstand der Drucksonde q_t überein (rechtes Diagramm auf *Abb. I-31* und *Abb. I-32*).

Die Resultate der mittelschweren Rammsonde VAWE (von Moos) sind für Gordola in *Abb. I-33* und für Stabio in *Abb. I-34* dargestellt. In beiden Fällen ist der unregelmässige Verlauf der Schlagzahlen mit der Tiefe für die unverrohrte und verrohrte Rammsonde zu erkennen. Die Rammsonden müssen in Gordola bei 20 m Tiefe abgebrochen werden, in Stabio in der Kiesschicht.

Die Resultate der schweren und der mittleren Rammsonden sind für Gordola in *Abb. I-35* und für Stabio in *Abb. I-36* dargestellt. In beiden Fällen zeigen sowohl die verrohrte wie die unverrohrte Rammsonde eine unregelmässige Zunahme. Es können also keine Korrelationen zwischen den Rammsondentypen hergeleitet werden.

Aus den Schlagzahlen N_{20} für das Nachtreiben der Verrohrung wurde die spezifische Mantelreibung $f_{s,eq}$ hergeleitet und mit der Mantelreibung f_s der Drucksondenmessung CPTu verglichen; für Gordola in *Abb. I-37*, für Stabio in *Abb. I-38*. Die Übereinstimmung der beiden Werte sowie auch der ermittelten Reibungsverhältnisse F_R ist erstaunlich gut.

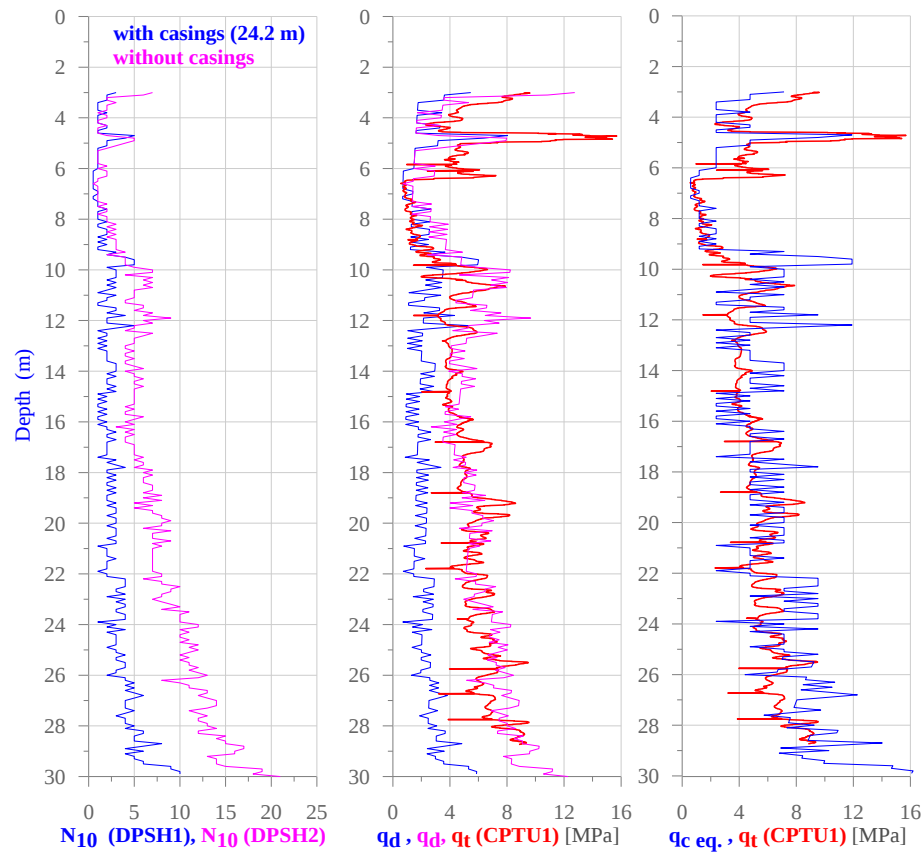


Abb. I-31 Gordola: Vergleich der verrohrten Rammsonde DPSH1 mit nicht verrohrter DPSH2 und Drucksonde CPTU1.

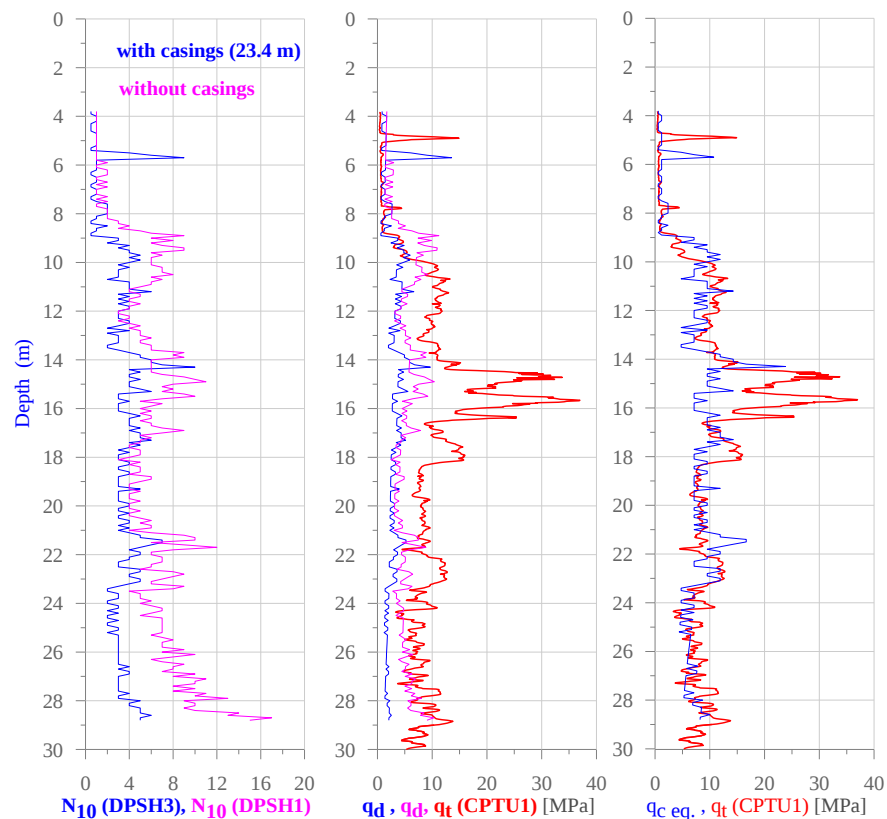


Abb. I-32 Stabio: Vergleich verrohrte Rammsonde DPSH3 und Rammsonde ohne Verrohrung DPSH1 mit Drucksonde CPTU1.

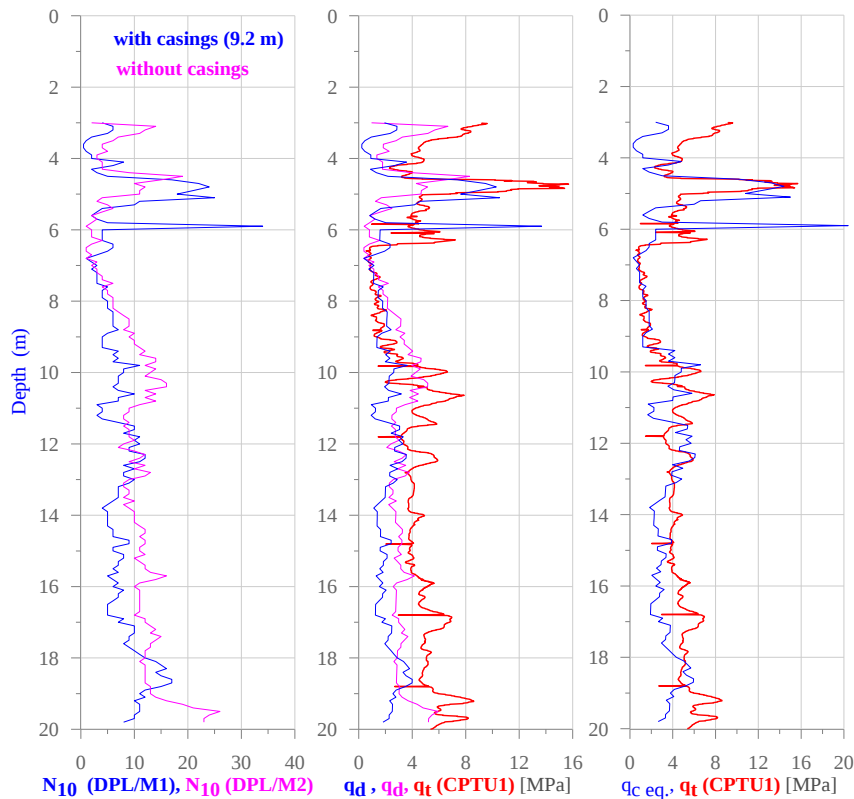


Abb. I-33 Gordola: Vergleich Rammsonde VAWE (von Moos) *mit* und *ohne* Verrohrung mit Spitzenwiderstand der *Drucksonde* CPTu1.

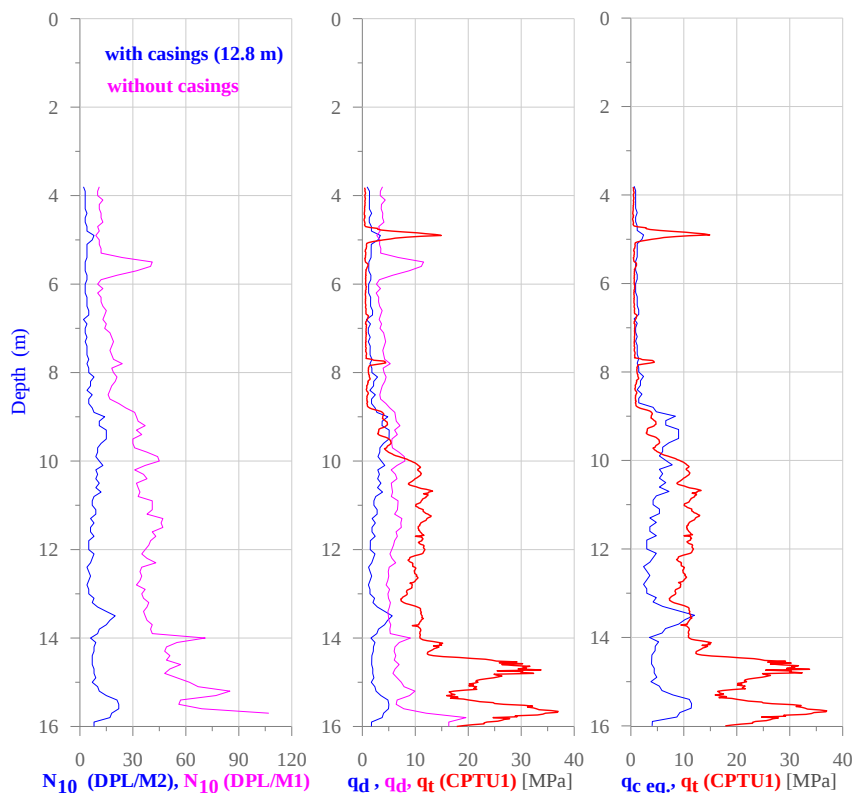


Abb. I-34 Stabio: Vergleich *verrohrte* und *unverrohrte* VAWE (von Moos) Sonde mit Spitzenwiderstand der *Drucksonde* CPTu1.

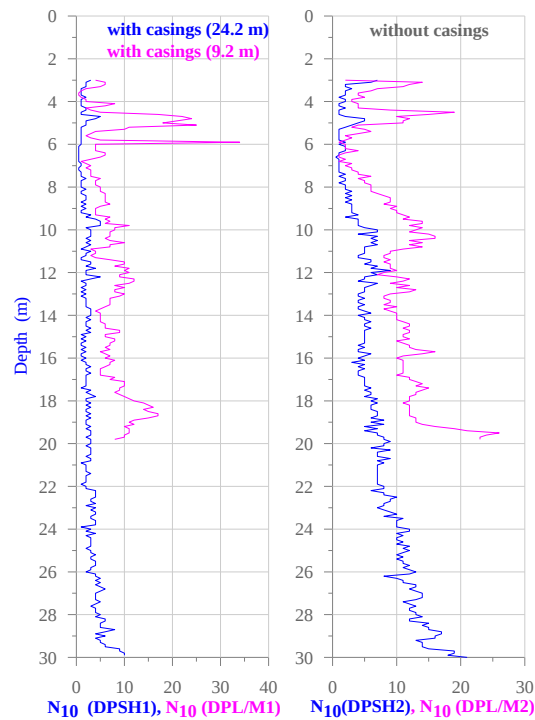


Abb. I-35 Gordola: Vergleich verrohrte Rammsonden (linkes Bild) und nicht verrohrte Rammsonden (rechtes Bild) *DPSH* und *VAWE* (von Moos) Sonden.

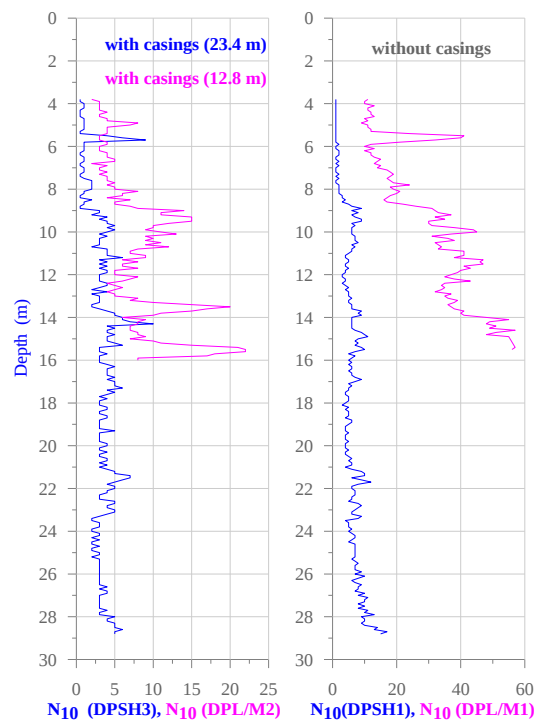


Abb. I-36 Stabio: Vergleich der verrohrten (linkes Bild) mit den unverrohrten (rechtes Bild) Rammsonden *DPSH* mit *VAWE* (von Moos) Sonden.

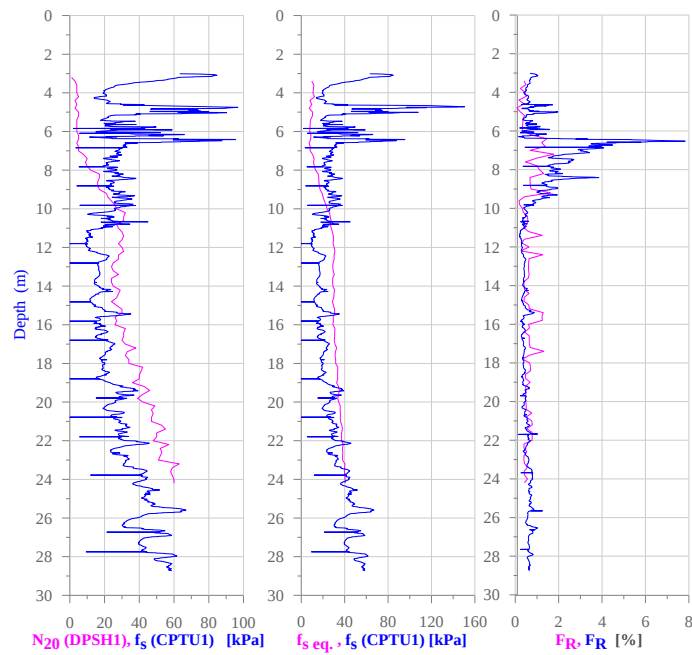


Abb. I-37 Gordola: Vergleich der hergeleiteten Mantelreibung aus Schlagzahlen des Nachtreibens der Verrohrung mit am Mantel der Drucksonde gemessenen Werten.

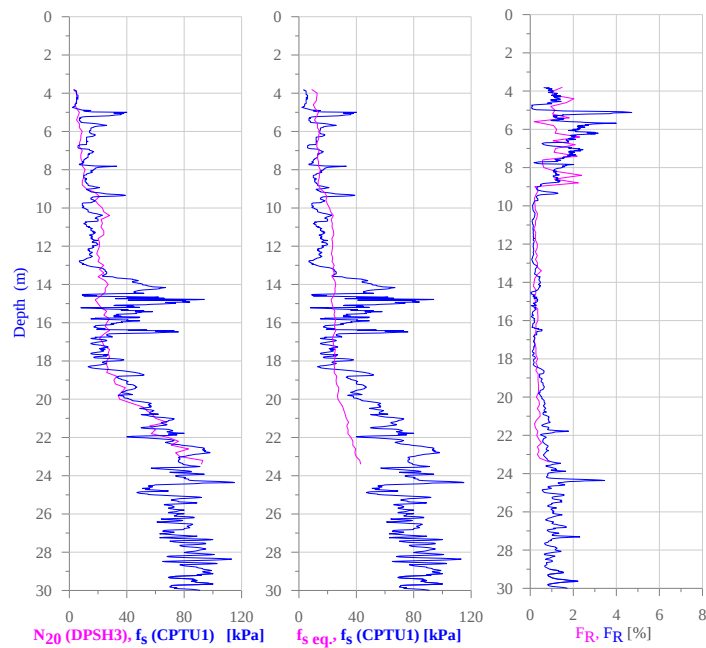


Abb. I-38 Stabio: Vergleich der hergeleiteten Mantelreibung aus Schlagzahlen des Nachtreibens der Verrohrung mit am Mantel der Drucksonde gemessenen Werten.

II Sondierungen angewandt bei Projekten Dritter in der Schweiz

II.1 Nationalstrasse N5, Umfahrung Biel Westast

Der Westast der Nationalstrasse N5, in Biel, ist einer der letzten Abschnitte zur Vervollständigung des Nationalstrassennetzes. Der Westast liegt im Bereich des östlichen Randes des Bielersees in weichen Sedimenten. Im Bereich des Westastes wurden fünf Drucksondierungen von 17.25 bis 39.36 m Tiefe ausgeführt und in drei Bohrungen wurden in 14 bis 15 m Tiefe Flachdilatometer-Versuche DMT durchgeführt. Die Versuche wurden vom Bauherr und den geotechnischen Büros einer Spezialfirma in Auftrag gegeben. Diese lieferte die Resultate mit dem Programm CPeiT-iT ausgewertet, ohne Kommentar, den Auftraggebern ab. Wir haben vom beauftragten Geotechnikbüro die Daten als EXCEL Output des Programms erhalten und diese selber interpretiert.

Die zusammengefassten Resultate sind in *Abb. II-1* und *Abb. II-2* dargestellt.

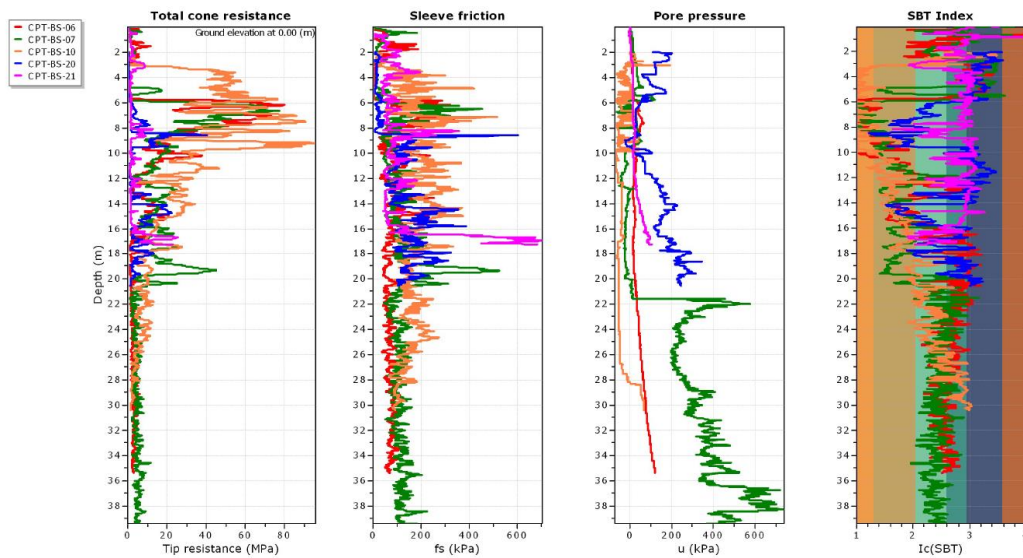


Abb. II-1 Zusammengefasste Messdaten der Drucksondierungen Biel Westast N5.

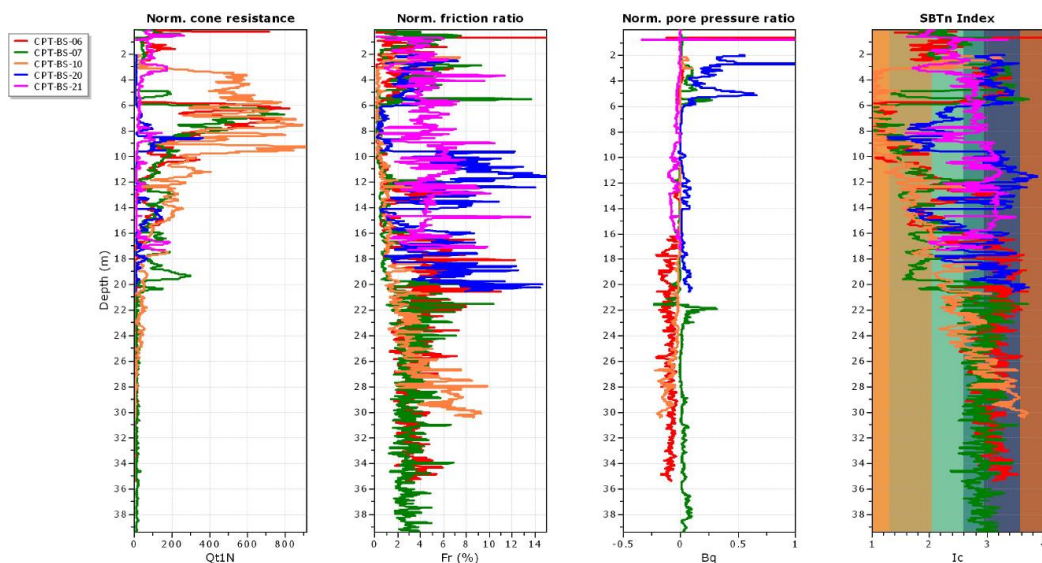


Abb. II-2 Normalisierte Daten der Drucksondierungen CPTu Biel Westast N5.

Die aus allen fünf Sondierungen stammenden Messungen von Spitzenwiderstand q_c (Total cone resistance), Mantelreibung f_s in kPa, Porenwasserdruck u_2 in kPa und die Bodenverhaltensklassifikation SBT sind in *Abb. II-1* dargestellt. In oberen Schichten von 6 bis etwa 10 m Tiefe wurden extrem hohe Spitzenwiderstände bis 100 MPa und Mittelwerte um 50 MPa gemessen. Es handelt sich dabei um Kies (Schüss Schotter). Unterhalb 20 m Tiefe wurden vor allem tonig-siltige Seeablagerungen angetroffen. Der mittlere Spitzenwiderstand beträgt weniger als 5 MPa, in Abschnitten nur 2 MPa. Die Genauigkeit der Messung des Spitzenwiderstand ist 0.1 % des Messbereichs. Für die hier verwendeten Sonden mit 100 MPa Belastung beträgt die Genauigkeit also ± 0.1 MPa. Für die Messungen im tonigen Silt mit $q_c = 2$ MPa beträgt die Genauigkeit der Ablesung dann nur noch 5 %. Die Messungen der Porendrücke zeigen Werte unterhalb des hydrostatischen Wasserdrucks. Der Untergrund ist dicht gelagert und verhält sich dilatativ. Die gemessenen Parameter haben zum Teil eigenartige Verläufe. Wahrscheinlich sind Probleme mit der Sättigung der Porenwasserdruckmessungen aufgetreten (Robertson, 2009). Bei der Auswertung der Messdaten ist deshalb entsprechende Vorsicht anzuwenden.

Der Verlauf der Porenwasserdrücke ist extrem unterschiedlich für die 5 Sondierungen. Für BS 06 und BS 10 wurde unterhalb von 10 m Tiefe über die ganze restliche Tiefe ein Unterdruck unter dem hydrostatischen Unterdruck gemessen und in BS 10 sogar unter dem atmosphärischen Druck. Bei Sondierung BS 07 verläuft der Porenwasserdruck im Sand bis in 21.5 m Tiefe unter dem atmosphärischen Druck. Bei 21,5 m Tiefe springt der Druck auf über 500 kPa über den hydrostatischen Druck. Die Baugrundverhältnisse dürften nicht so stark variieren, wir vermuten deshalb, dass der Porendrucksensor während dem Vorstossen nicht überall gesättigt war.

Aufgrund der gemeinsamen Darstellung in den *Overlay reports* (*Abb. II-1* und *Abb. II-2*) wurden die Spitzenwiderstände der Sondierungen BS 06, BS 07 und BS 10 detaillierter überprüft. In *Abb. II-3* sind die Verläufe des Spitzenwiderstands q_c für die Sondierungen BS 06, BS 07 und BS 10 mit einem Bereich bis 50 MPa dargestellt, in *Abb. II-4* beträgt der Bereich 10 MPa. Unterhalb 3 bis 5 m Tiefe übersteigen die Spitzenwiderstände $q_c > 50$ MPa und erreichen in BS 10 die Kapazitätsgrenze der Druckspitze. Diese kiesige Schicht (Schüss Schotter) reicht bis etwa 18 m, wobei unter 10 m Tiefe die Spitzenwiderstände abnehmen. Unterhalb 20 m ist der Spitzenwiderstand im Mittel etwa konstant, in BS 06 (*Tab. II-1*) mit weniger als 3 MPa, in BS 07 hingegen nahezu der doppelte Wert mit 5 MPa. In BS 10 nimmt der gemessenen Spitzenwiderstand von 16 bis 30 m Tiefe linear auf 2 MPa ab.

Tab. II-1 Sondierung mit Tiefe und Neigung der Sonde unten, korrigierte Spitzenwiderstände q_t in weichen Ablagerungen und undrainierte Scherfestigkeiten ohne und mit Glättung

Sonde	Tiefe (m)	Neigung der Sonde unten	q_t [MPa] (ohne Glättung)	q_t [MPa] (mit Glättung)	S_u [kPa] (ohne Glättung)	S_u [kPa] (mit Glättung)
BS 06	35.35	15.3°	2.75 $\pm$ 1.22	2.84 $\pm$ 0.9	152 $\pm$ 66	165 $\pm$ 61
BS 07	39.36	18.7	4.87 $\pm$ 2.35	5.04 $\pm$ 1.09	286 $\pm$ 103	313 $\pm$ 88
BS 10	30.36	8.3	Stark abnehmend	Linear abnehmend		

Die Werte der ermittelten Spitzenwiderstände und deren Verläufe zeigen Widersprüche auf. Die Grösse der Werte zwischen BS 06 und BS 07 variiert um nahezu einen Faktor zwei und in BS 10 nimmt der Spitzenwiderstand linear ab, was bodenmechanisch nicht plausibel erscheint. Die durchgeführten Messungen erscheinen deshalb suspekt.

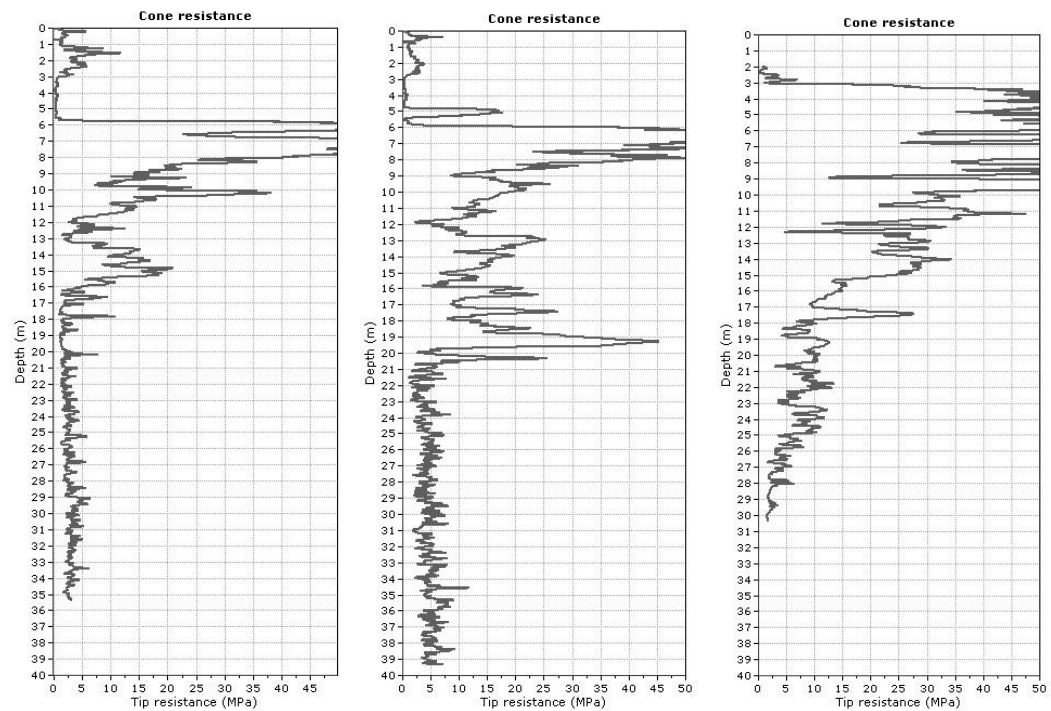


Abb. II-3 Vergleich der Spitzenwiderstände q_c von BS 06, BS 07 und BS 10 über die gesamte Tiefe der Sondierung mit 50 MPa Skala.

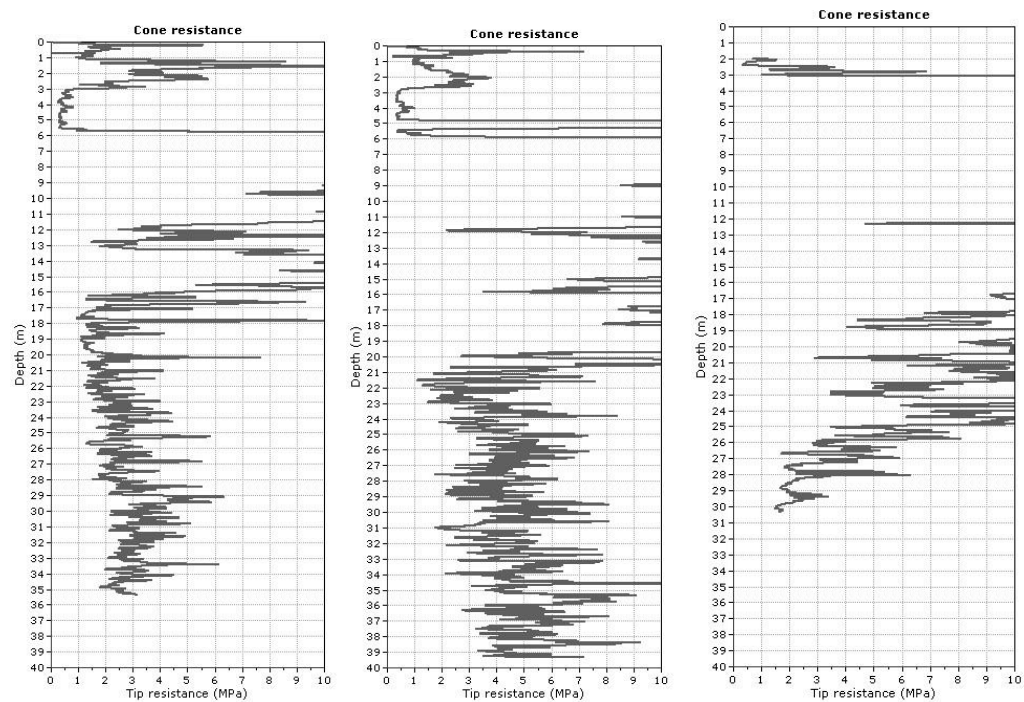


Abb. II-4 Vergleich der Spitzenwiderstände von BS 06, BS 07 und BS 10 im unteren Bereich auf der 10 MPa Skala.

Abb. II-5 zeigt Vergleiche der undrainierten Scherfestigkeit in BS 06, links ohne wesentliche Mittelbildung (Ausglätten) mit 3 Punkten, rechts mit Glättung über 30 Punkte. In Abb. II-6 sind die Resultate für Sondierung BS 07 dargestellt. Bei den geglätteten Kurven ist zu erkennen, dass die Schwankungen etwa alle Meter stattfinden, also mit der Länge der Stangen übereinstimmen. Ein Zusammenhang mit möglicher teilweiser Drainage kann nicht ausgeschlossen werden. In CPT BS 06 zeigt der Porenwasserdruck Unterdruck, in BS 07 wurde in 21.5 m Tiefe ein abrupter Anstieg des gemessenen Porenwasserdrucks festgestellt.

Diese Beobachtungen deuten auf Probleme mit der Messung der Porenwasserspannung hin, wie sie von Robertson (2009) beschrieben werden. Während der Ausführung der Versuche kann die Sättigung im Boden verloren gehen. Robertson (2009) erwähnt verschiedene Gründe, dass Porenwasserdrücke schwierig zu bestimmen sind:

- Der Spannungs- und Verschiebungszustand um die Druckspitze ist komplex und ändert sich stark.
- Stark dilatierende Böden wie dicht gelagerte Sande oder Kiessande können an der Messstelle U2 negative Porendrücke erzeugen.
- Die Sättigung kann während dem Versuch verloren gehen.
- In feinkörnigen, gesättigten Böden können grosse positive Porenwasserdrücke auftreten. Es sollten keine grossen Strecken mit ungesättigten Böden durchfahren werden.

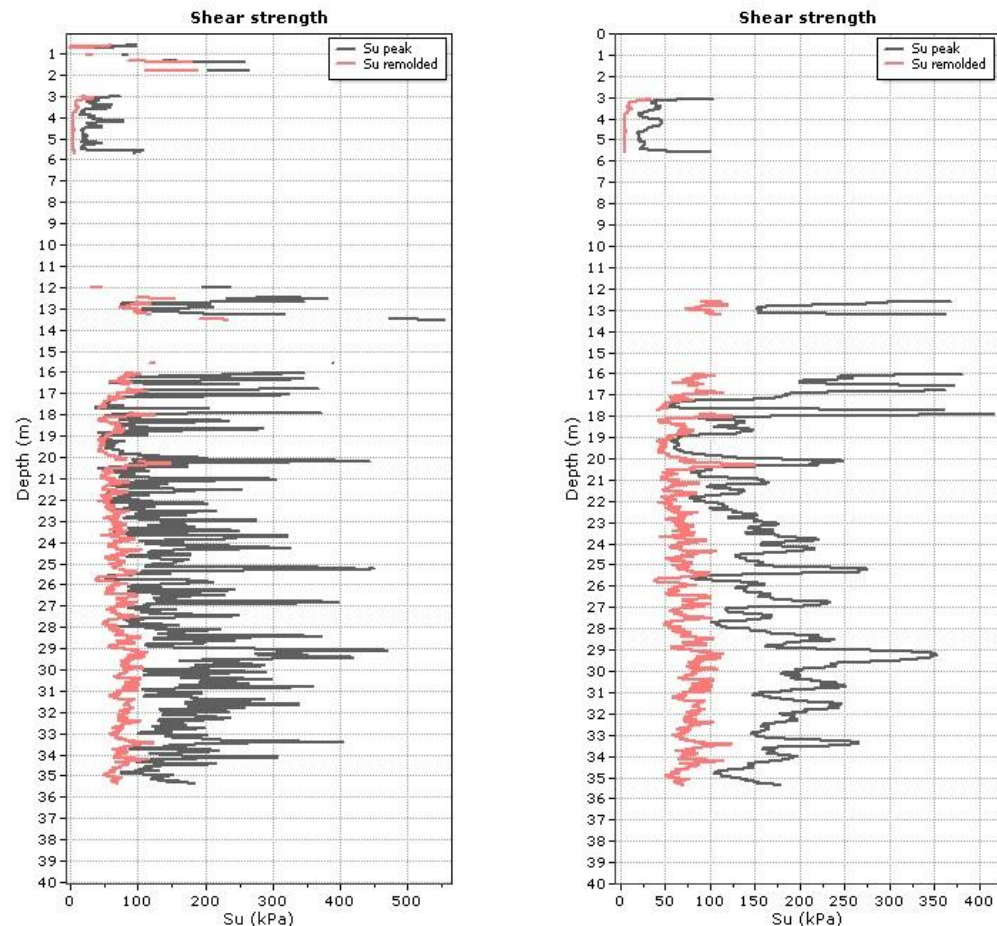


Abb. II-5 Sondierung BS 06: Undrainierte Scherfestigkeit ermittelt mit automatischer N_{kt} ohne Glättung (3 Punkte) links und mit Glättung (Averaging) über 30 Werte (entspricht 60 cm) rechts.

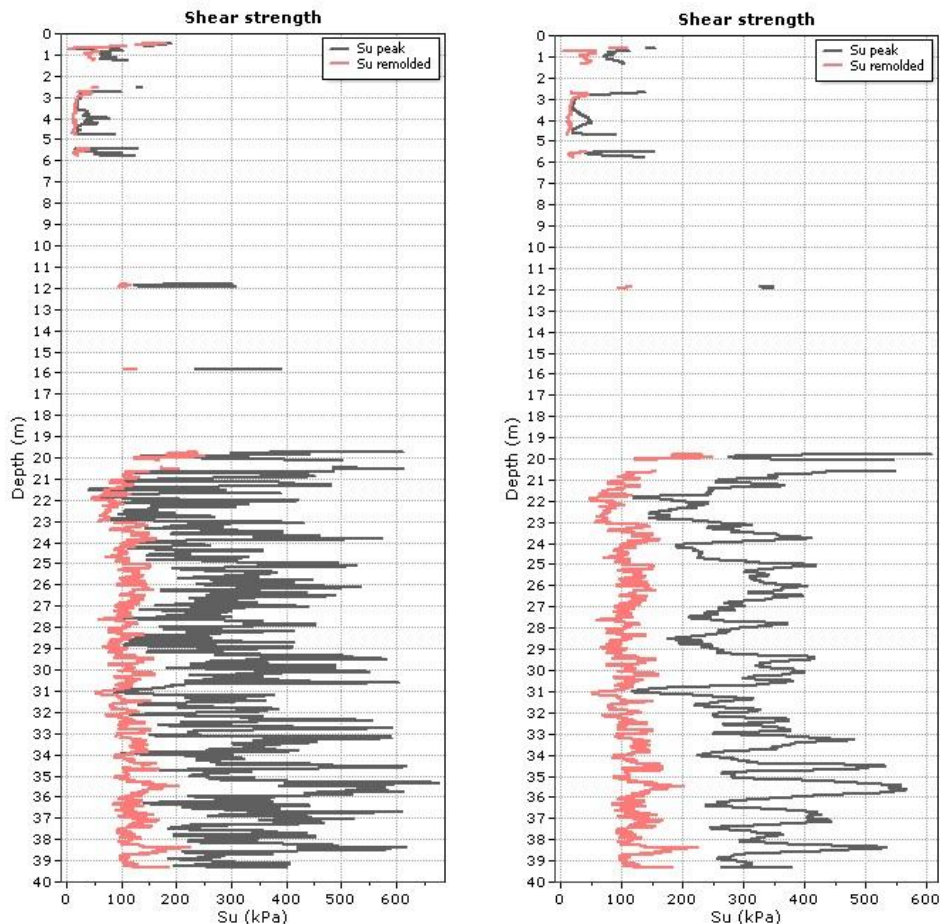


Abb. II-6 Sondierung BS 07: Undrainierte Scherfestigkeit ermittelt mit automatischer N_{kt} ohne Glättung (3 Punkte) links und mit Mittelbildung (Averaging) über 30 Werte (entspricht 60 cm) rechts.

Die Analyse führt zum Schluss, dass bei den durchgeführten Untersuchungen verschiedenen Probleme aufgetreten sind. Die Drucksonden durchfuhren eine dichtgelagerte Kies Schicht von 15–20 m Mächtigkeit und drangen dann in die weichere Schicht ein. Infolge der aufgetretenen grossen Spitzendrücke kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Sonde gewisse mechanische Beschädigungen erlitten hat. Insbesondere der mit der Tiefe abnehmende Spitzenwiderstand in BS 10 deutet auf eine Beschädigung oder ein Verklemmen der Drucksonde hin. Auch der grosse Unterschied der Spitzenwiderstände zwischen den Sondierungen BS 06 und BS 07 deutet auf mechanische Probleme hin. Die Schwankungen der Spitzenwiderstände im Rhythmus der Stangenlänge lässt zudem eine teilweise Drainage vermuten: handelt es sich um eine Wechsellagerung Ton mit Silt und Sand (Warvenschichtung)? Die Bohrprofile der parallelen Bohrung B6 und B7 zeigen eher sandige Böden.

Eigene Auswertungen der Messungen in BS 06 und BS 07:

Trotz der oben erwähnten Probleme wurde versucht alternative Auswertungen der Messungen durchzuführen. Diese konzentrierten sich auf die Messungen in Sondierungen BS 06 und BS 07. Die spezifische Auswertung der Sondierung BS 06 und BS 07 und des DMT in B6 (14–16 m Tiefe) zeigen eine gute Übereinstimmung der aus DMT Messungen umgerechneten Spitzenwiderständen und Mantelreibungen von Drucksonden (Abb. II-7).

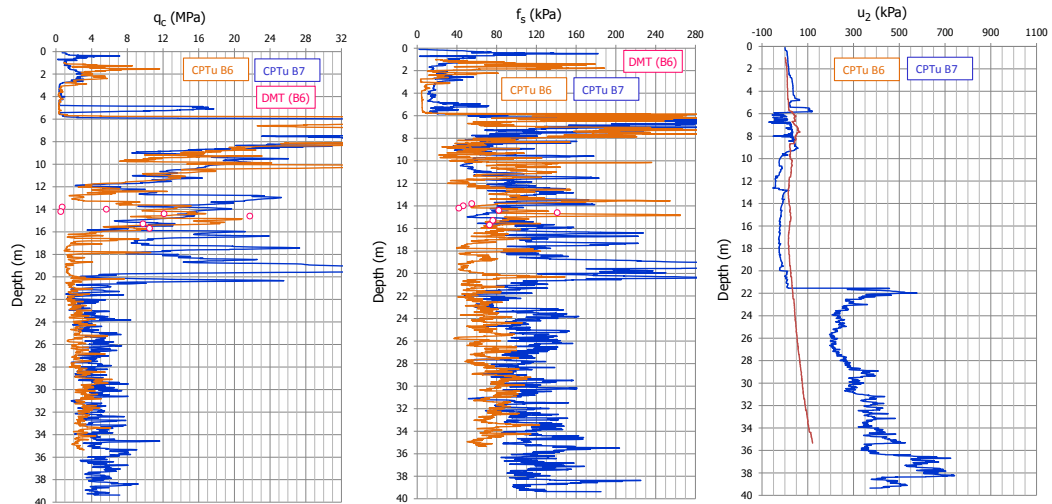


Abb. II-7 Messungen der Drucksonden CPTu BS 06 und BS 07 und Vergleich mit Resultaten aus DMT in Bohrung B6 in 14–16 m Tiefe.

Die Auswertung der Messdaten von Sondierung BS 07 mit dem Programm CPeT-iT hat für die undrainierten Scherfestigkeiten eine grosse Streuung ergeben. Für unsere Auswertung wurde die in Anhang III beschriebene Methode verwendet (Abb. II-8). Mit der Korrelation von Yi (2010) wurden die Datenpunkte mit einem Feinanteil $FC > 60\%$ ermittelt. Für diese Werte wurde der Überkonsolidationsgrad OCR (Abb. II-8, links) ermittelt und daraus die undrainierte Scherfestigkeit (Abb. II-8, Mitte). Für die Böden mit geringem Feinanteil wurden die Reibungswinkel abgeschätzt.

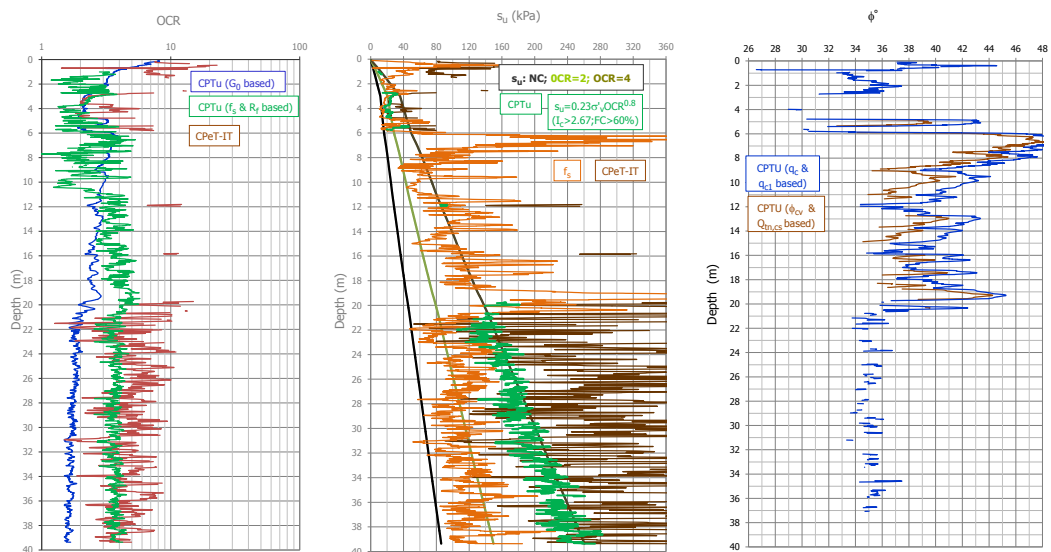


Abb. II-8 Auswertung der Daten in BS 07 mit Korrelationen des Programms CPeT-iT und eigenen Korrelationen nach Anhang III für Überkonsolidationsgrad OCR (links) und undrainierte Scherfestigkeit (Mitte) und für Reibungswinkel (rechts) mit direkter Korrelation oder über Zustandsparameter.

Die gemessenen Grundlagendaten erscheinen als nicht zuverlässig. Insbesondere die gemessenen Porenwasserdrücke mit dem gegenüber dem hydrostatischen Druck grossen Unterdruck und dem zwischen Sondierung B6 und B7 wesentlich unterschiedlichen Druckverlauf bei sonst nahezu identischen geologischen Verhältnissen gemäss den entsprechenden Bohrprofilen lassen Probleme mit der Sättigung der Porendruckmessungen vermuten. Im Bereich von 6 bis 12 m Tiefe wurden die Schüss Schotter durchfahren. In den Bohrprofilen wurden diese als Feinkiese beschrieben. Die Drucksondierungen ergaben Spitzenwiderstände bis 80 MPa in BS 06 und BS 07 und gar 95 MPa in BS 10.

Wahrscheinliche Ursachen der Fehler

Aus der Literatur (Robertson, 2009; Steenfelt & Sørensen, 1995; O'Kelly, 2014) ist bekannt, dass beim Durchfahren dichtgelagerter Sande und Kiese mit der Drucksonde, diese Böden dilatieren und sehr hohe negative Porenwasserdrücke entstehen können. Dies war bei den Sondierungen BS06 und BS 07 (Abb. II-9) der Fall. Im Bereich der Schüss Schotter bis in rund 20 Meter Tiefe zeigen beide Sondierungen geringe Porenwasserdrücke bei BS 06 von 20 kPa und bei BS 07 sogar negative Porenwasserdrücke. In BS 06 bleiben die an der Sonde gemessenen Porendruck rund 200 kPa unter dem hydrostatischen Druck. In BS 07 nahm der Porenwasserdruck in 21.5 m um 500 kPa (50 m Wassersäule) und überstieg den hydrostatischen Druck um das Doppelte. Die beiden Sondierungen verlaufen in ähnlichen geologischen Verhältnissen und diese Abweichungen sind der Entsättigung des Porenwasserdruckes zu zuschreiben.

Der spezifische Spitzenwiderstand erreichte nahezu die mechanische Grenzbeanspruchung der Druckspitze ($q_c = 100$ MPa). In Kies kann die Beanspruchung auch exzentrisch sein, deshalb wäre es auch möglich, dass die Druckmessung nicht mehr richtig kalibriert war.

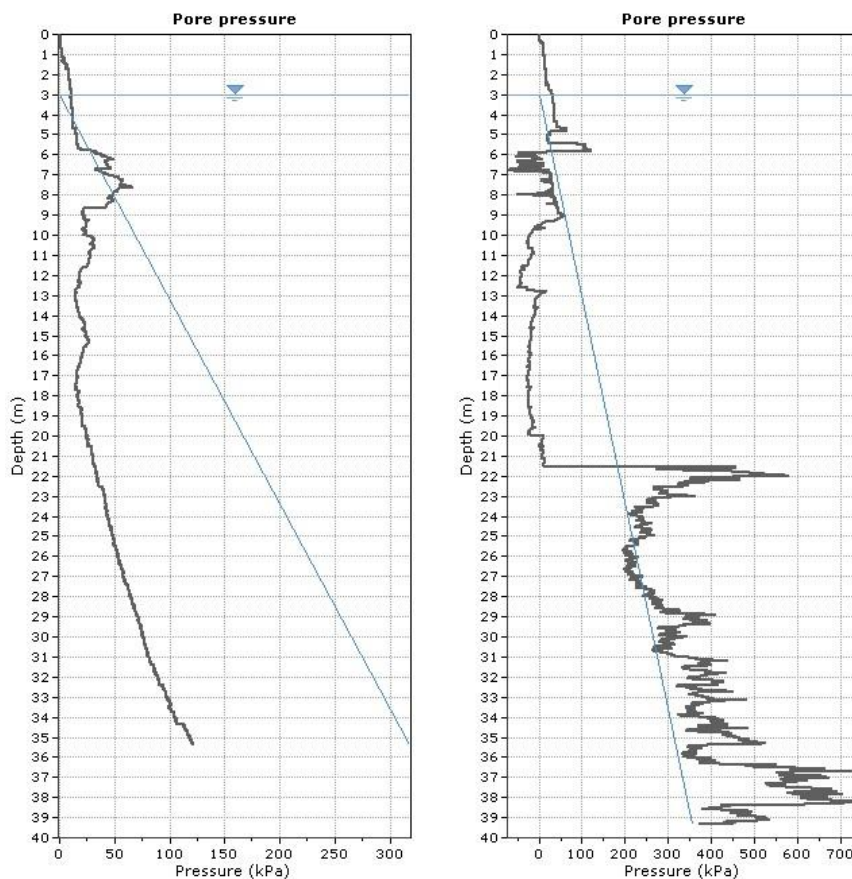


Abb. II-9 Gemessene Porenwasserdrücke in Sondierung BS 06 und BS 07 (rechts)

Unseres Ermessens müssten durch die Schüss Schotter, d.h. bis in rund 21 m, vorgebohrt werden, dieses Bohrloch mit Sand aufgefüllt werden und dann der CPTU durchgeführt werden. Die Filter könnte statt mit Wasser mit Silikonöl oder Glycerin gesättigt werden (Robertson, 2009; Sandven, 2010).

II.2 Untersuchungen im Hang Dietli der N1 bei St. Gallen

Im Hang Dietli wurden mehrere Drucksondenversuche durchgeführt, ein Versuch im unteren Teil des Hanges, der als Rutschhang bekannt ist. Die Resultate wurden uns von Bauherr und Sondierunternehmung zur Verfügung gestellt. Die Rohdaten sind in *Abb. II-10* dargestellt, die undrainierte und residuale Scherfestigkeit sowie der SBTn Index in *Abb. II-11*. Der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung zeigen einen stetigen Anstieg mit der Tiefe und ein hohes Reibungsverhältnis (Friction ratio) von nahezu $Fr = 10\%$.

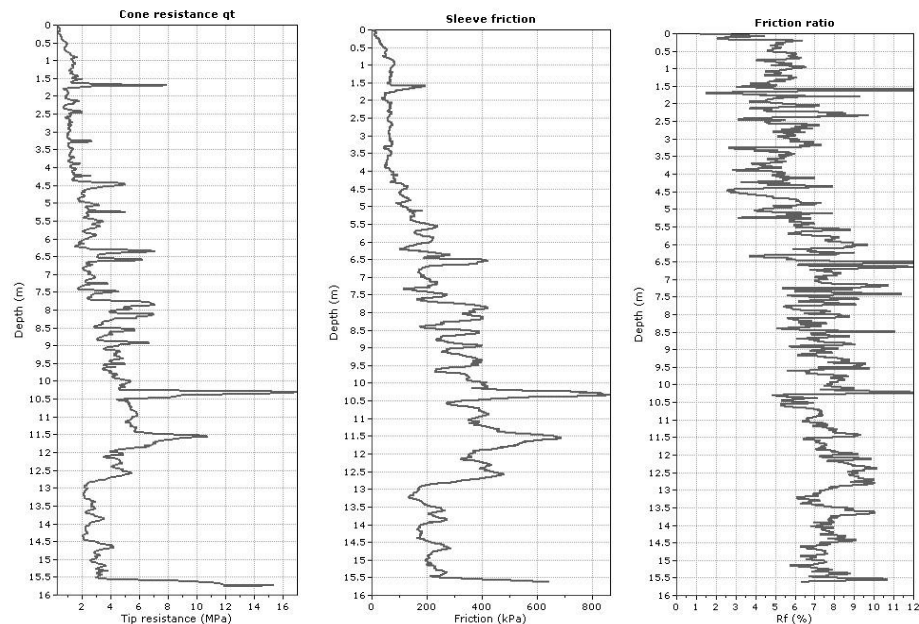


Abb. II-10 Spitzenwiderstände, Mantelreibung und Reibungsverhältnis für CPT-05 am Fuss des Hangs Dietli.

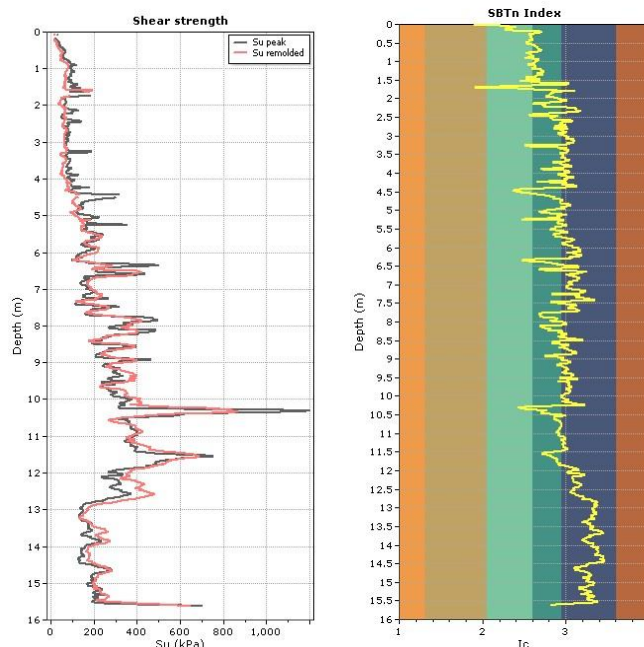


Abb. II-11 Gemessene Porenwasserspannungen, undrainierte Scherfestigkeit und Bodenverhaltensindex.

Die undrainierte Scherfestigkeit und die residuale Scherfestigkeit (remoulded shear strength) sind nahezu identisch. Dies lässt darauf schliessen, dass der Untergrund ein Residualboden ist und es sich in diesem Fall um verwitterte Molasse handelt.

Der normalisierte Bodenverhaltensindex SBT_n (Abb. II-11) und der nicht gezeigte SBT sind nahezu identisch und geben einen tonigen bis siltig tonigen Boden an. Aus dem Verlauf der gemessenen Grössen lässt sich keine Gleitfläche identifizieren analog den Verfahren von Mahmoud et al. 2002 oder Totani et al. 1997.

III Untersuchungen in Governolo südlich Mantua

III.1 Grundlagen

Im Jahr 2013 organisierte Dr. Togliani mit dem Verband der Geologen der Lombardei (*Ordine dei Geologi della Lombardia*) einen Weiterbildungskurs. Dieser bestand aus Vorträgen in Mantua und praktischen Ausführungen auf einem Bauernhof in Governolo, südlich von Mantua. Durch die praktische Ausführung verschiedener Untersuchungstechniken sollten die Teilnehmer mit den verfügbaren Methoden vertraut gemacht werden. Es wurde eine Kernbohrung mit verschiedenen Felduntersuchungen und Probennahmen für Laboruntersuchungen durchgeführt. Weiter wurden geophysikalische Untersuchungen von der Oberfläche durchgeführt sowie CPTu, SCPTU, DMT, SDMT, Rammsonden DPSH und SPT.

Die parallele Durchführung verschiedener Versuchsarten ergab eine umfangreiche Datenmenge und erlaubte Verbindungen und Korrelationen zwischen den verschiedenen Untersuchungsmethoden zu entwickeln. Die Resultate wurden von Togliani et al. (2015) veröffentlicht. Dieser Anhang ist eine deutsche Fassung dieser Publikation.

Diese Vergleiche waren nur möglich, da zu Vorführungszwecken unterschiedliche Sondiermethoden am gleichen Ort durchgeführt wurden, was bei normalen Baugrunduntersuchungen meistens nicht der Fall ist. Aus den Vergleichen konnten Umrechnungen zwischen den verschiedenen Untersuchungsmethoden, wie DMT auf CPT und zurück, entwickelt werden. Diese Transformationen erlauben mit Umrechnungen auf grössere Datenbasen anderer Versuche wie CPTu, CPT, SPT zurückzugreifen.

III.2 Lage der Untersuchungen

Das Dorf Governolo (Abb. III-1) liegt 15 km südöstlich von Mantua in der Poebene, wo der Mincio aus dem Gardasee in den Po mündet. Die Ablagerungen sind durch die Gletscher beeinflusst (Amphitheater der Moränen des Gardasees) und kalkhaltig, da sie ursprünglich aus den Dolomiten stammen.

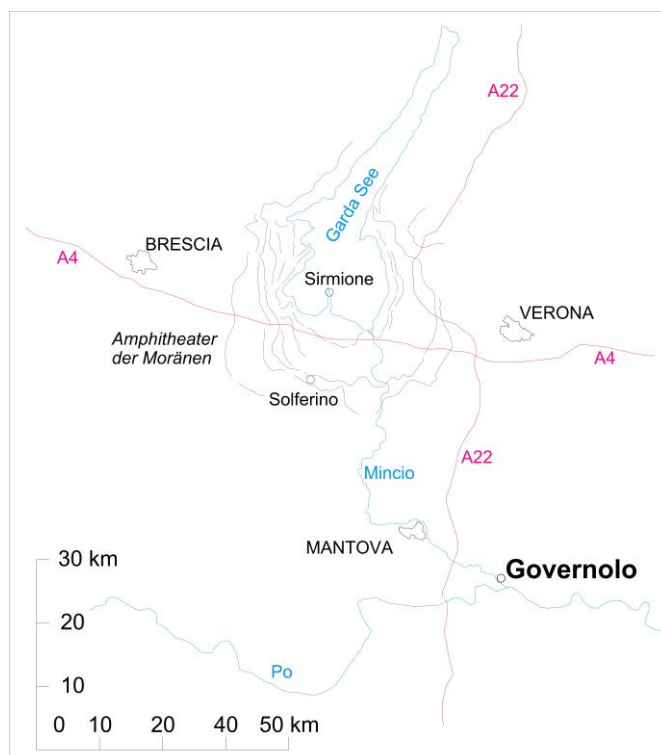


Abb. III-1 Lage von Governolo 30 km südlich des Moränenkranzes des Gardasees.

III.3 Durchgeführte Untersuchungen

Es wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- Aktive und passive seismische Tomographie
- Kernbohrung, 20 m tief, mit:
 - Langem SPT: Der SPT-C mit Spitze wurde in Stufen von 0.15 m über die genormte Länge von 0.45 m verlängert, um unter die durch die Bohrung gestörte Tiefe zu gelangen.
 - Flachdilatometer Tests (DMT) vom Bohrloch vorgestossen
 - Laborklassifikation

Die folgenden Penetrationsversuche wurden ausgeführt:

- Überschwere Rammsonde mit verrohrtem Gestänge: DPSH-B (entsprechend den italienischen Vorschriften)
- Rammsonde nicht verrohrt: DPSH-B
- Drucksonde mit:
 - Mechanischer Messung: CPTM
 - Elektrischer Messung der mechanischen Widerstände und der Porenwasserspannung: CPTu
- Seismische Drucksonde: S-CPTu
- Seismische Dilatometer: S-DMT

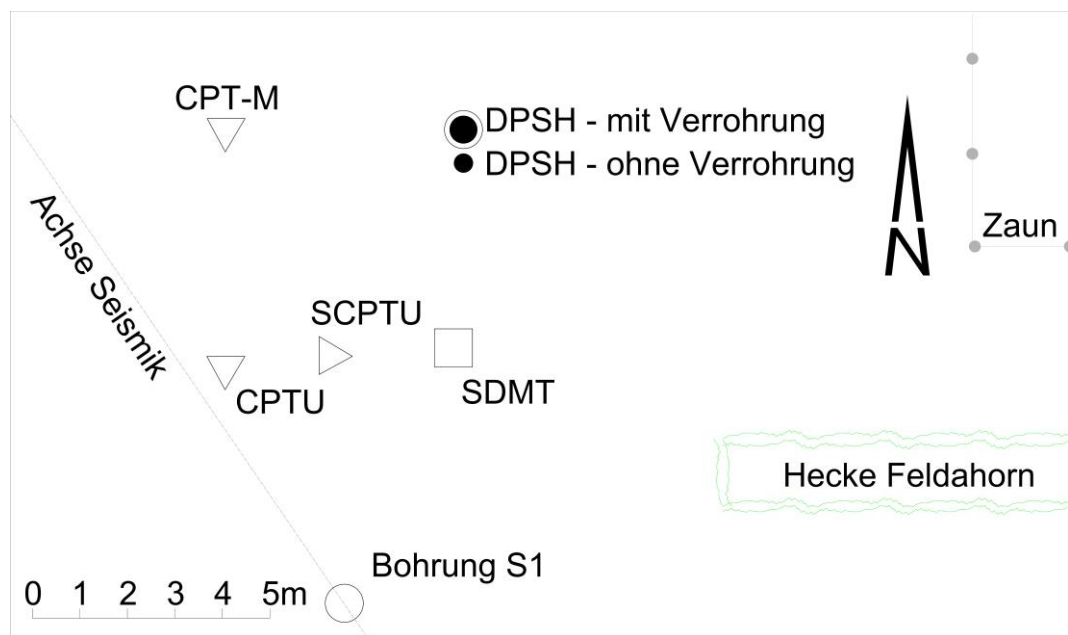


Abb. III-2 Anordnung der Sondierungen in Governolo.

III.4 Daten der Untersuchungen

Die grundlegenden Daten der CPTu, DMT, SPT, DPSH und mechanischem CPT Plots zusammen mit der Aufnahme der Schichtung in der Bohrung (S.1) sind in Abb. III-3 bis Abb. III-5 dargestellt.

In Abb. III-5 ist die Mantelreibung (f_s) dargestellt, ermittelt mit dem mechanischen CPT-M und der elektrischen Drucksonden CPTu.

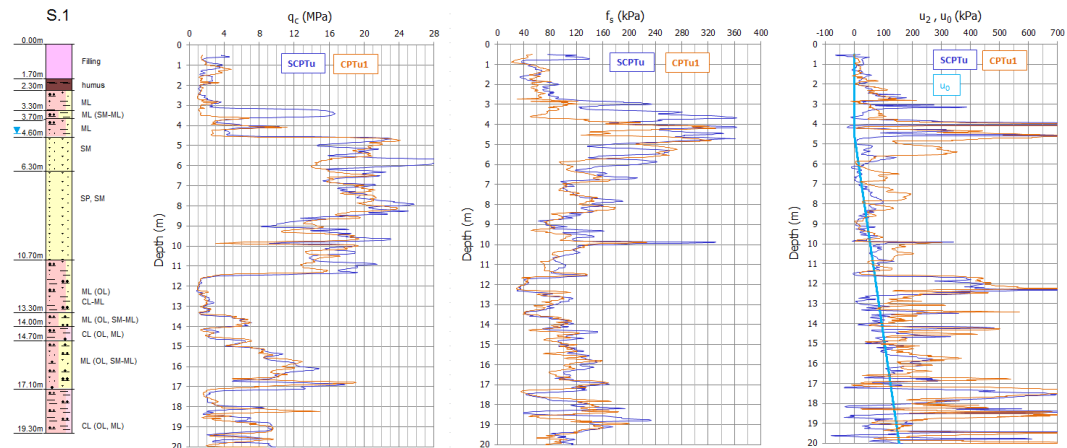


Abb. III-3 Resultate der Drucksondierungen CPTu1 und SCPTu mit seismischer Messung

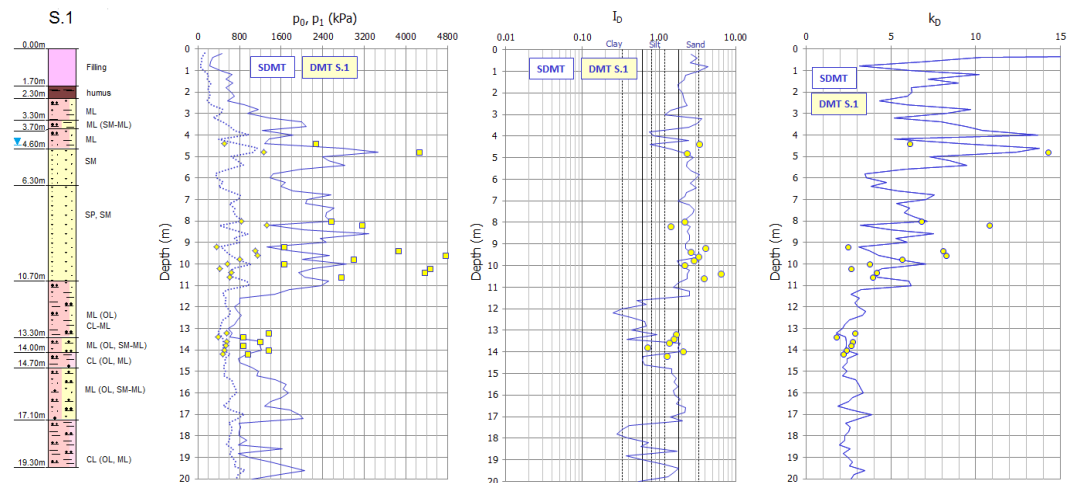


Abb. III-4 Aufzeichnung der Parameter des DMT in Bohrung S.1 und Profil SDMT.

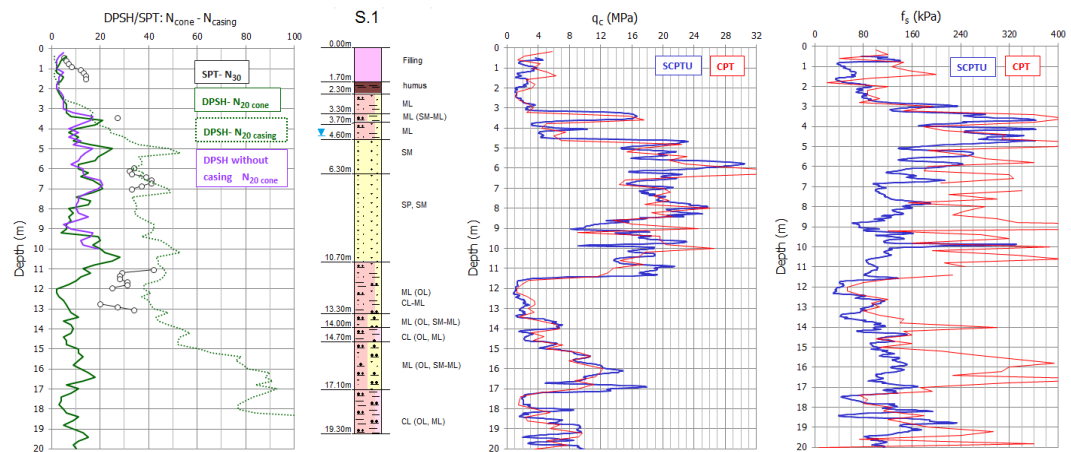


Abb. III-5 Vergleich von SPT, verrohrtem und unverrohrtem DPSH, elektrischem und mechanischem CPT.

Die Resultate der seismischen Untersuchungen aus Oberflächenseismik und Messungen kombiniert mit Sonden (SCPTu, SDMT) sind in Abb. III-6 ersichtlich.

Ebenso sind die mit Korrelationen Baldi et al. (1989) ermittelten V_s Werte dargestellt, denen die folgenden Gleichungen zu Grunde liegen:

$$\text{Falls } \sigma'_v \leq 100 \quad V_s = 277 q_c^{0.13} \sigma'_v^{0.22} \quad (1)$$

$$\text{sonst} \quad V_s = 277 q_c^{0.13} \sigma'_v^{0.17} \quad (2)$$

$$V_s = (G_0 / \rho)^{0.5} \quad (3)$$

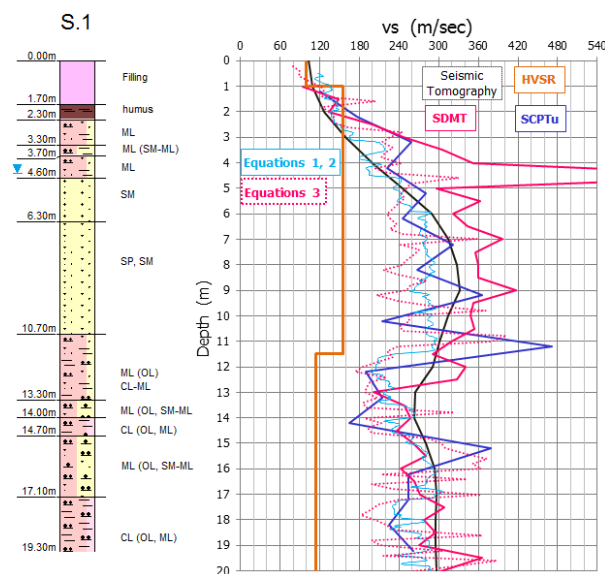


Abb. III-6 Scherwellengeschwindigkeiten mit verschiedenen Methoden ermittelt.

Weiter ist in *Abb. III-6* die beste mit passiver Seismik HVSR ermittelte Wellengeschwindigkeit dargestellt. Diese Kurve erscheint wenig zuverlässig, weicht sie doch wesentlich von den direkt gemessenen V_s Werten und auch vom Baugrundaufbau ab. Mit dem Verlauf der Druckwellengeschwindigkeit V_p , mittels Oberflächenseismik ermittelt, kann die Lage des Grundwasserspiegels direkt oder über den Verlauf der Querdehnungszahl (*Abb. III-7*) ermittelt werden. Der Grundwasserspiegel GWT liegt in rund 4 m Tiefe. Darunter liegt die Querdehnungszahl $\nu > 0.45$. Die V_p nimmt stark zu; von 400 m/s in 3 m Tiefe auf 1.2 km/s in 6 m Tiefe. Dies sind niedrigere Werte als die üblichen 1.5-1.6 km/sec in gesättigten Böden und mag der Tatsache zugeschrieben werden, dass es sich um karbonatische Böden handelt.

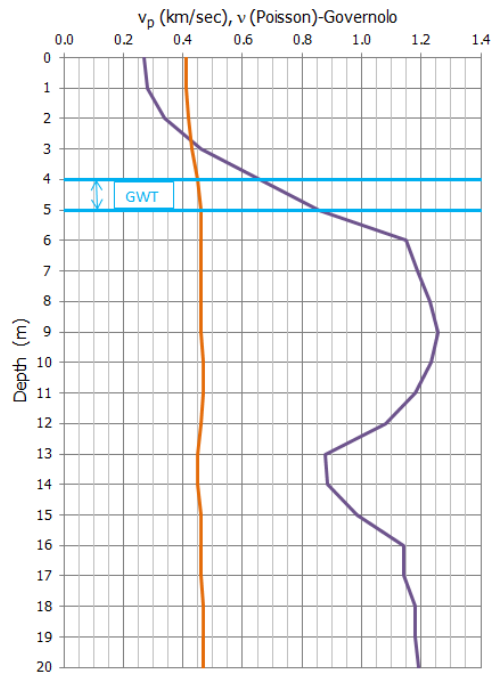


Abb. III-7 Verlauf der Druckwellengeschwindigkeit und Querdehnungszahl mit Grundwasserspiegel.

Die Laboruntersuchungen in *Tab. III-1* zeigen, dass der Karbonatgehalt 50 % übersteigt und die Konsistenzgrenzen wesentlich beeinflusst.

Plastizitätsindizes (IP) zwischen 2 und 6 % deuten an, dass die Feinanteile im Wesentlichen aus karbonatischen Gesteinen bestehen. Weiter liegt der natürliche Wassergehalt meist nahe bei der Ausrollgrenze, was auf eine Vorbelastung der Böden hinweist.

Tab. III-1 Laboruntersuchungen für Governolo

Tiefe	W_n	W_l	W_p	I_p	γ	Ton	Silt	Sand	Kies	CaCO_3
(m)	(%)	(%)	(%)	(%)	(kN/m^3)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
3.0	19.4	21	19	2		24.3	59.8	13.1	2.8	
3.5	19.5	21	18	3		26.9	56.8	15.1	1.2	48.4
4.0	18.1	25	19	6	21.4	33.4	61.8	4.6	0.2	
5.3	17.8					2.8	31.4	63.1	2.7	53.7
7.3	15.6					5.8	20.5	73.3	0.4	51.9
12.0	28.1	33	27	6	19.7	29.4	67.9	2.7		
12.6	29.9	39	27	12	19.3	30.4	67.1	2.5		
17.7	33.4	42	28	14	18.9	42.2	54.6	3.1	0.1	

Die Auswertung der Eigenschaften aus SCPT (V_s und q_c) nach Robertson et al., 1997, deutet darauf hin, dass der saubere Sand ($I_c < 1.8$) eine geringe Zementierung aufweist oder leicht verwittert ist (residual).

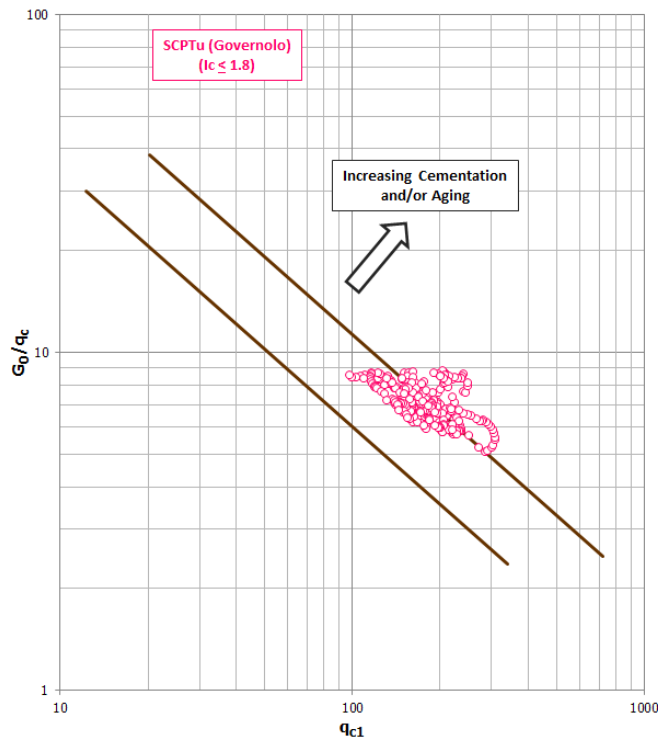


Abb. III-8 Verhalten von Sanden infolge Vorbelastung.

III.5 Umrechnung von SPT, DPSH, CPT Parameter in CPTU

Sowohl in der Schweiz wie in Italien treten wechselnde Schichten von feinkörnigen und kiesigen Böden auf. Es ist deshalb nötig, Sondiermethoden zu verwenden, welche auch für grobkörnige Böden geeignet sind. In verrohrten Bohrungen wird meist der SPT mit der konischen Spitze verwendet. Aufgrund unserer Erfahrung verlängern wir die Ausführung des SPT über die üblichen 0.45 m hinaus, um die unvermeidlichen Auflockerungen unterhalb des Bohrlochs zu durchfahren.

Bei den Versuchen wurden keine Messungen der übertragenen Energie durchgeführt. Deshalb wird vorgeschlagen, die Schlagzahlen für 15 cm zuerst in einen dynamischen Rammwiderstand umzurechnen und daraus mit einem Koeffizienten, der vom Schichtaufbau und der Lagerungsdichte abhängt, in einen statischen Spitzenwiderstand umzurechnen. Ebenso wurden die Schlagzahlen der überschweren Rammsonde DPSH umgerechnet.

Die Haupteigenschaften der Sonden sind in Tab. III-2 zusammen gefasst. Darunter sind die Umrechnungsformeln dargestellt.

Tab. III-2 Eigenschaften der Rammsonden SPT und DPSH

DP Type			SPT	DPSH
Hammer	(M)	(kg)	63.5	63.5
Fallhöhe	(H)	(cm)	76	75
Spitze:	Durchmesser	(mm)	50.8	50.8
	Winkel β	(°)	60	60
	Querschnitt	(A)	(cm ²)	20.3
Stange:	Durchmesser	(mm)	50	32
	Länge	(mm)	1500	1000
	Gewicht	(kg)	7	6.5
Schläge über Länge	(e)	(cm)	30 (N ₃₀)	20 (N ₂₀)
Verrohrung: D		(mm)	-	48
	Länge	(mm)	-	1000
	Gewicht	(m)	(kg)	5.5
Schläge pro Länge		(cm)	-	20 (N ₂₀)

III.5.1 SPT

$$q_d \text{ (bar)} = \{(M^2 H) / [Ae (m + M_1)]\} \quad (4)$$

$$q_c \text{ (bar)} = \alpha q_d \quad (5)$$

III.5.2 DPSH

$$r_d \text{ (bar)} = M H / Ae \quad (6)$$

$$q_c \text{ (bar)} = \alpha r_d \quad (7)$$

wobei: M_1 = Gewicht von Hammer + Amboss;
 α = Umrechnungsfaktor (Tab. III-3).

Tab. III-3 Richtwerte der Umrechnungsfaktoren α und I_c

α	USCS	I_c
1.2	GW, GP, GM, GC	≤ 1.25
1.1	GM-ML, GC-CL	≤ 1.25
1.0	SW-GW	≤ 1.80
0.9	SW,SP,SM	≤ 1.80
0.8	SC, SM-ML	≤ 2.40
0.7	SC-CL	≤ 2.40
0.6	ML, CL-ML	≤ 2.67
0.5	CL	> 2.67
0.4	CH, MH, OL	≥ 3.22
0.3	Pt, OH	≥ 3.22

Mit Gleichung 4 werden Umrechnungen in Tiefen über 12 m zu ungünstig beurteilt (Togliani et al., 2004 und Togliani, 2012). Deshalb wurde eine Überprüfungsformel eingeführt, wobei die Werte $N_{\text{cone}} - N_{\text{sampler}}$ gleich sein sollten, was genau nur für kiesige Böden gilt.

Die Gleichung von Jefferies & Davies (1993), entwickelt um aus q_c die Schlagzahl N_{30} zu erhalten, wurde umgekehrt. Mit der Anwendung von I_c aus Tab. III-3 für die Mittelwerte für

jede Bodenklasse nach USCS ergibt sich die folgende Gleichung nach Jefferies & Davies (1993):

$$q_c \text{ (bar)} = 8.5 N_{\text{Conus}} [1 - (I_c / 4.6)] \quad (8)$$

Weiter werden folgende Gleichungen zur Berechnung von f_s aus SPT und DPSH vorgeschlagen:

$$f_s = 0.4 \sigma'_v \text{OCR}^{0.8} \quad \text{für bindige Böden} \quad (9)$$

$$\text{mit } \text{OCR} = 0.106 (V_s^{1.47}) / \sigma'_v \quad (10)$$

$$f_s = q_c^{0.5} \quad \text{für sandige Böden} \quad (11)$$

Gleichung 9 entspricht der Gleichung von Ladd et al. (1991) zur Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit (wobei der Faktor von 0.23 auf 0.4 erhöht wurde), da f_s der gestörten s_u entspricht, während der Überkonsolidationsgrad OCR nach Mayne et al. (1998) ermittelt wird.

Zur Ermittlung von f_s bei mechanischen CPT wird die Mantelreibung R_l wie folgt ermittelt (R_l und q_c in kPa):

$$\text{Für } \text{OCR} \geq 3 \quad f_s = (R_l - q_c)^{0.59} \quad (12)$$

$$\text{sonst} \quad f_s = (R_l - q_c)^{0.56} \quad (13)$$

Weiter wird der Porenwasserdruck u_2 mit der Formel von Robertson (2009) berechnet, mit einigen Eingrenzungen:

$$\text{Für } R_f > 2 \quad u_2 = (K_D \sigma'_v) + u_0 \quad (14)$$

$$\text{sonst} \quad u_2 = u_0 \quad (15)$$

$$\text{Falls } R_f > 2 \quad K_D = 0.4 Q_{t1}^{0.6} + 0.8 \quad (16)$$

$$\text{sonst} \quad K_D = 0.2 Q_{t1}^{0.6} + 0.8 \quad (17)$$

Diese Berechnungen sind in Abb. III-9 dargestellt und es ergeben sich die folgenden Erläuterungen:

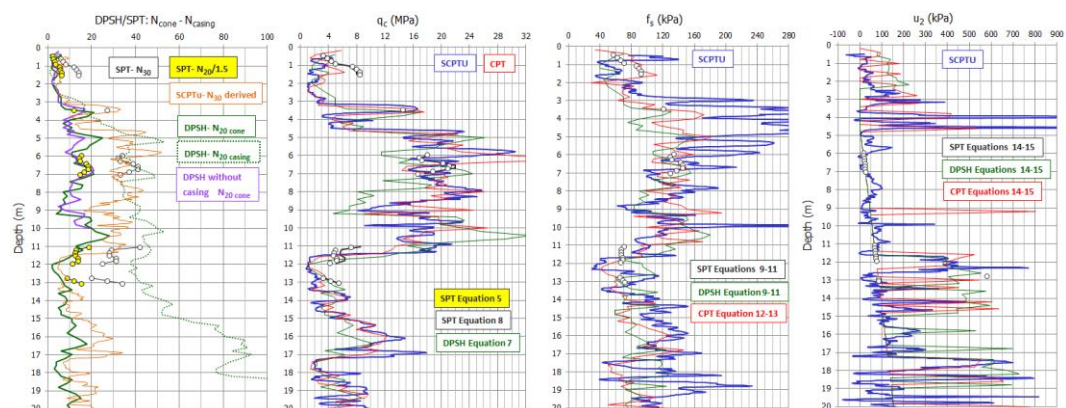


Abb. III-9 Vergleich der aus N_{cone} berechneten Spitzenwiderstände q_c , Mantelreibung f_s und Porenwasserdruck u_2 .

- Wie zu erwarten war, zeigte der vorwiegend kohäsionslose Boden bis in 10 m Tiefe keine Probleme beim Eindringen der nicht verrohrten überschweren Rammsonde DPSH (die wegen Anbruch der Dunkelheit in 12 m Tiefe abgebrochen wurde). Die Schlagzahlen N_{20} der verrohrten und unverrohrten Rammsonde stimmen überein. Es wäre deshalb auch möglich gewesen, einen überlangen SPT auszuführen.

- Der Vergleich der umgerechneten N_{30} aus SPT zu den N_{20} DPSH zeigt für den Fall, dass keine Mantelreibung auf das Gestänge wirkt, eine gute Korrelation.
- Für nicht kiesige Böden stimmen $N_{\text{cone}} - N_{\text{sampler}}$ überein, deshalb stimmen auch die Umrechnungen von q_c .
- N_{30} , berechnet aus Drucksondierungen SCPTu, stimmt bis 12 m Tiefe überein und ist auch vergleichbar mit der Rammsonde als Alternative zu DPSH N_{20} .
- Verrohrte, schwere Rammsonden DPSH können zur Beurteilung verwendet werden in wechselnden Böden mit grobkörnigen Schichten.
- Diese Korrelationen sollten weiter überprüft und kalibriert werden.

III.6 Umrechnung von DMT in CPTu

Die Publikationen von Tsai et al. (2009) und Robertson (2014) zeigen zumindest für saubere Sande, dass es möglich ist, die Beziehung K_D zu $Q_{t1,cs}$ zu verwenden und daraus q_c abzuleiten. Dies misslang im vorliegenden Fall wegen der grossen Streuung der Werte, wie aus Abb. III-10 ersichtlich ist. Deshalb wurden Korrelationen von K_D mit Q_t und q_c ermittelt.

III.6.1 q_c Beziehung

$$\begin{aligned} \text{Für } OCR > 4 \quad q_c &= 3.3 (p_i - p_0) K_D^{0.2} & (18) \\ \text{sonst} \quad q_c &= 6.6 (p_i - p_0) K_D^{0.35} & (19) \end{aligned}$$

III.6.2 Q_t Beziehung

$$\begin{aligned} \text{Für } I_D \leq 1.8 \quad Q_t &= K_D^{1.7} & (20) \\ \text{sonst} \quad Q_t &= 9 I_D K_D & (21) \end{aligned}$$

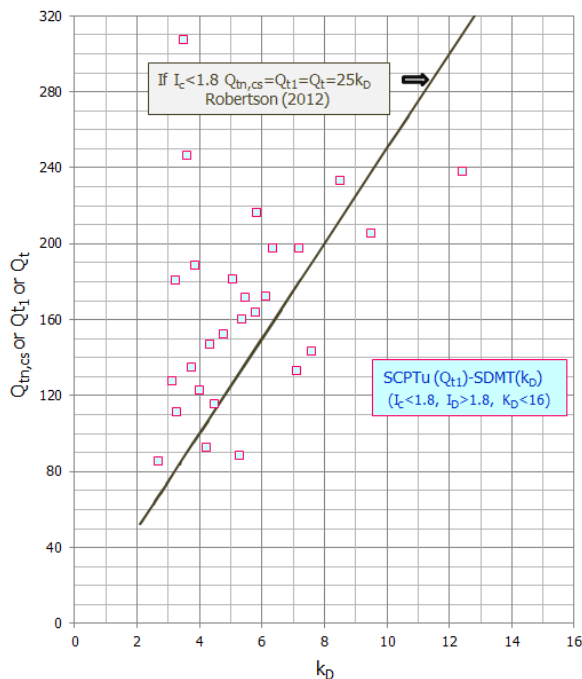


Abb. III-10 Korrelation $Q_{t1} - K_D$.

Die Gleichungen 18 bis 21 ergeben mit OCR aus Gleichung 10:

$$q_c = Q_t \sigma'_v + \sigma_v \quad (22)$$

die in Abb. III-11 dargestellten Beziehungen.

Mit der paarweisen Umrechnung Q_t - K_D in Abb. III-12 ergibt sich, dass sich die Werte für sauberen Sand konzentrieren, wie von Tsai et al. (2009) vorgeschlagen. Das gleiche gilt für andere Bodenarten.

Für die Ermittlung der Mantelreibung wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$f_s = (p_1 - p_0)^{0.68} \quad (23)$$

Für Porenwasserdrücke gilt Gleichung 14 und die bekannte Formel für K_D mit einer Begrenzung für I_D anstelle für R_f :

$$\text{Falls } I_D \leq 1.5 \quad u_2 = p_0 \quad (24)$$

$$\text{sonst} \quad u_2 = u_0 \quad (25)$$

Die Umrechnungen von f_s und u_2 sind in Abb. III-13 und Abb. III-14 dargestellt.

Bezüglich u_2 ist hervorzuheben, dass in Abb. III-14 neben p_2 auch der initiale Porendruck u_{initial} , aus Dissipationversuchen hergeleitet, verwendet wird. Der Verlauf bei dilatativem Verhalten mit zuerst ansteigendem Porenwasserdruck Abb. III-15 ist dabei mit zu berücksichtigen.

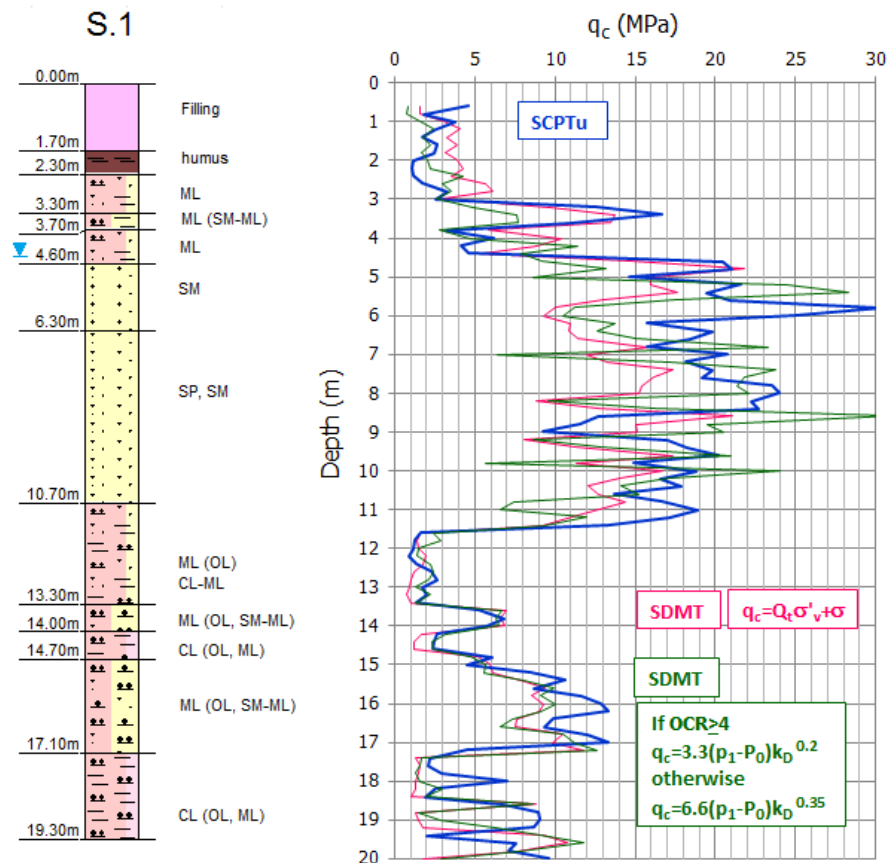
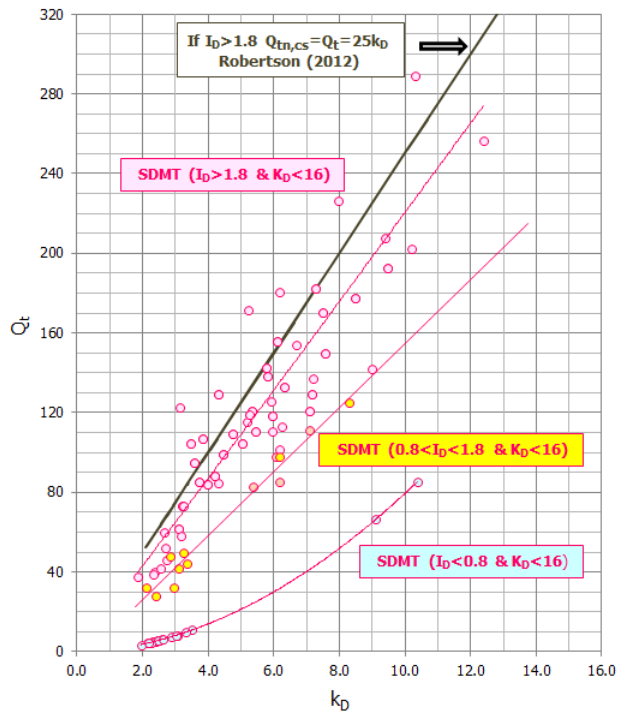
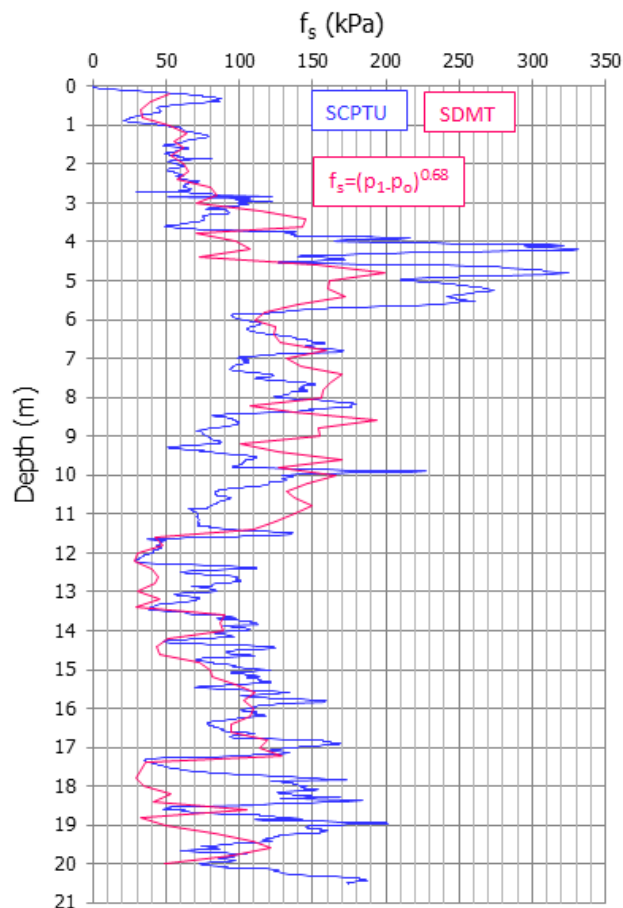


Abb. III-11 Vergleich des Spitzenwiderstandes q_c .

Abb. III-12 Vergleich Q_t abgeleitet – K_D gemessen.Abb. III-13 Vergleich der Mantelreibung f_s gemessen beim SCPTu und umgerechnet aus SDMT.

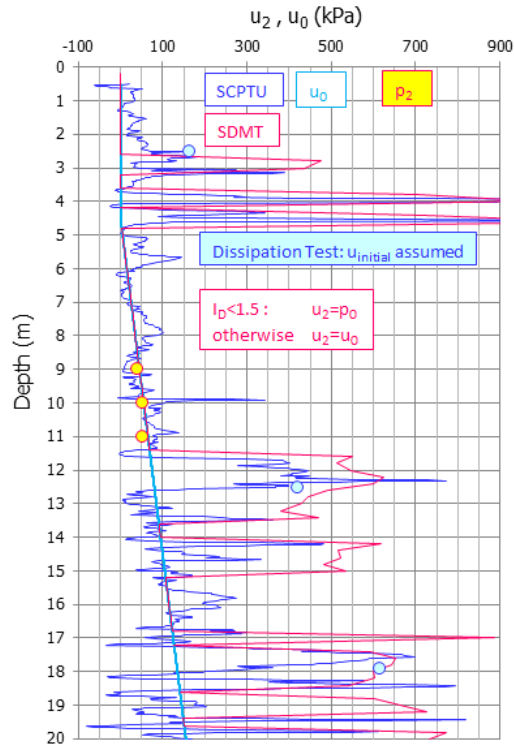
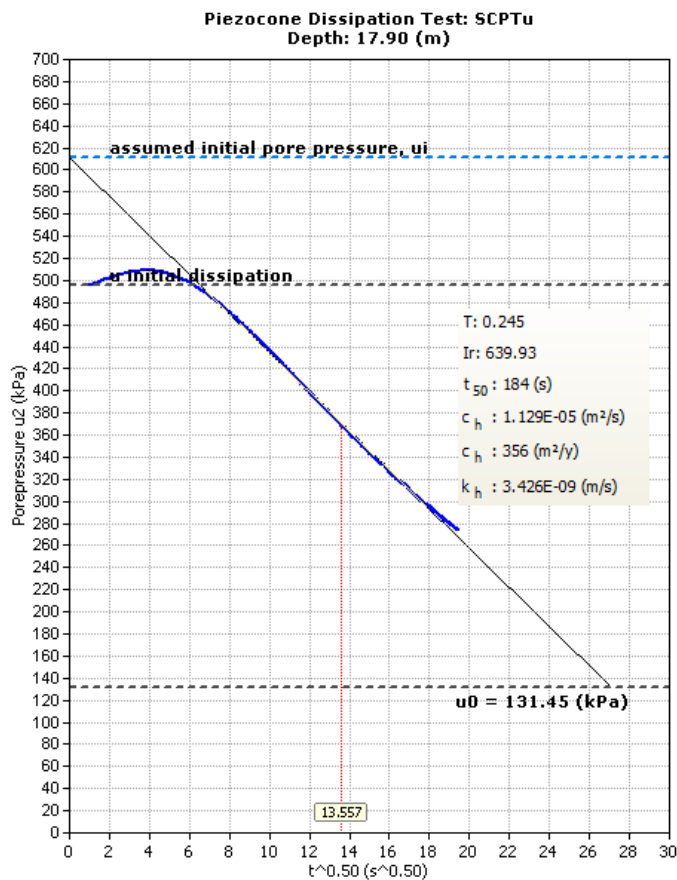
Abb. III-14 Vergleich des Wasserdrucks u_2 .

Abb. III-15 Rückwärtsprojektion zur Ermittlung des wirksamen Ausgangswasserdruckes bei dilatierendem Verhalten des Untergrundes.

III.7 Umrechnung von CPTu in DMT

Die Referenz (Benchmark) ist in diesem Fall durch die q_c und f_s Werte des seismischen Piezocone Versuchs gegeben (Abb. III-3).

Die Umrechnungsformeln basieren auf Robertson (2009) mit folgenden Beziehungen:

$$I_D = 10^{(1.67 - 0.67 I_c)} \quad (26)$$

$$K_D = 0.144 Q_{t1} / I_D \quad (27)$$

die gemäss untenstehenden Formeln angepasst wurden:

$$\text{Für } I_c \geq 2.67 \quad I_D = 10^{(1.67 - 0.67 I_c)} \text{OCR}^{0.3} \quad (28)$$

$$\text{Für } 1.8 \leq I_c < 2.67 \quad I_D = 10^{(1.67 - 0.67 I_c)} \text{OCR}^{0.2} \quad (29)$$

$$\text{sonst} \quad I_D = (0.7) 10^{(1.16 - 0.67 I_c)} \quad (30)$$

$$\text{Wenn } I_c \geq 2.67 \quad K_D = (0.9) 0.144 Q_{tn} / I_D \quad (31)$$

$$\text{sonst} \quad K_D = (0.6) 0.144 Q_{tn} / I_D \quad (32)$$

Die Gründe für diese Anpassung sind:

- Böden mit mehr Feinanteilen (FC) werden stärker von der Spannungsgeschichte beeinflusst. Dieser Faktor wird bei der Umrechnung in DMT berücksichtigt.
- Q_{tn} Werte sind abhängig von I_c .

Die aus SCPTu umgerechneten Werte verglichen mit den im SDMT gemessenen Werte sind in Abb. III-17 dargestellt. Die beiden Sondierungen liegen 6 m auseinander.

Mit bekannten I_D und K_D können auch p_0 und p_1 rückgerechnet werden (Abb. III-16). Auch hier zeigt sich eine annehmbare Übereinstimmung.

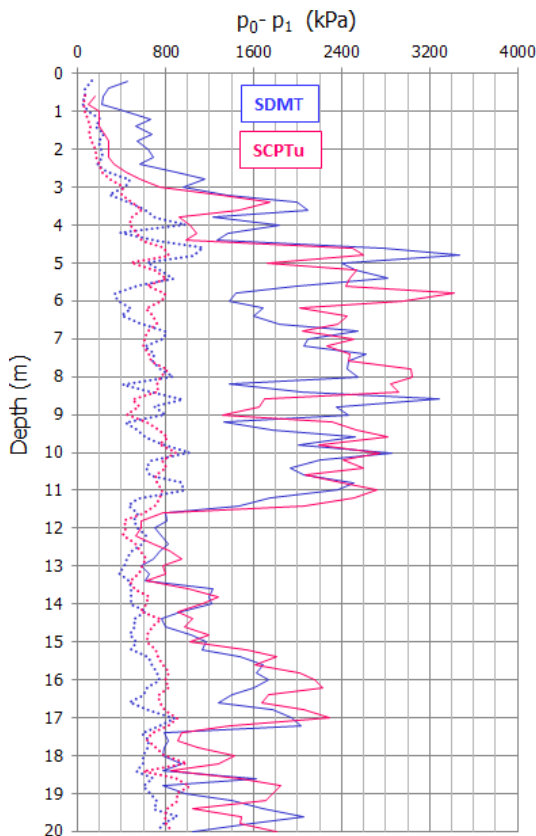


Abb. III-16 Vergleich $p_0 - p_1$.

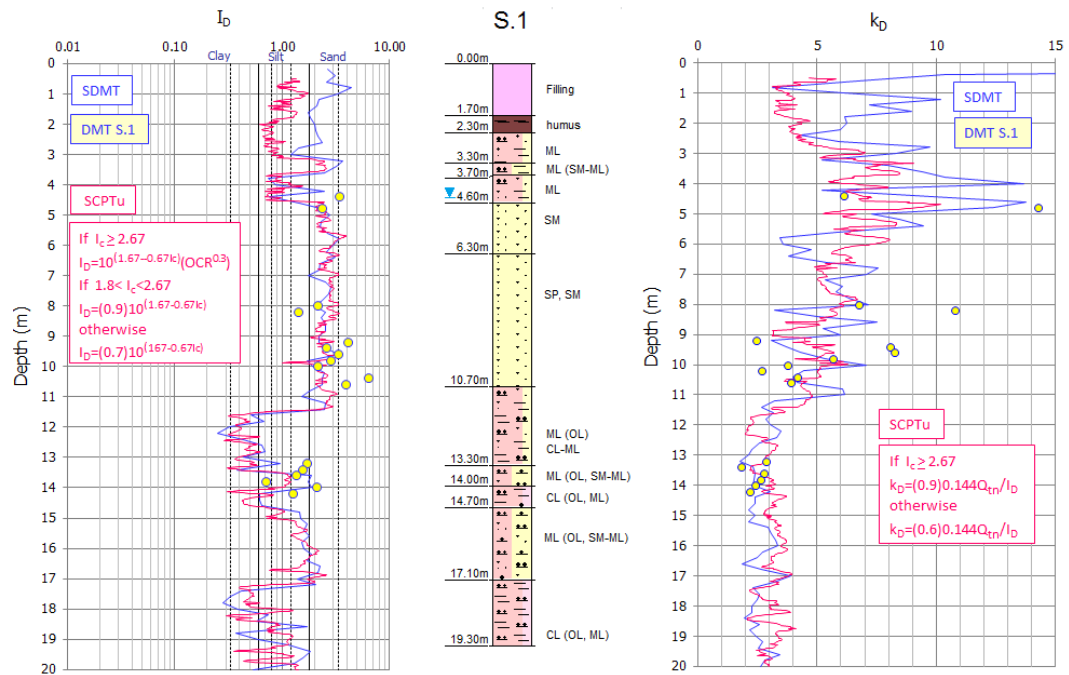


Abb. III-17 I_c mit I_D & Q_t mit K_D Kurven.

III.8 Geotechnische Charakterisierung

Für die Auswertung der Daten sind auf dem Markt verschiedene gute bis ausgezeichnete Programme vorhanden, welche die geotechnische Charakterisierung vereinfachen.

Für die Auswertung von CPTu wurde das Programm CPeT-IT verwendet. Die Daten wurden in eine Tabellenkalkulationsblatt (Excel Spreadsheet) übertragen, wo Vergleiche mit anderen bekannten, veröffentlichten oder eigenen Korrelationen durchgeführt wurden, die sich mit der lokalen Erfahrung als zweckmässig erwiesen haben. Die Entscheidung, welche Parameter zu wählen sind, beruhen oft auf persönlichen Überzeugungen statt dem Vorschlag der Software. Die Software ist oft zu generell und kann lokale Erfahrung nicht berücksichtigen. Bei der Interpretation ist „Engineering Judgement“ anzuwenden.

Im vorliegenden Fall wurde in einem ersten Schritt die Bodenverhaltensart (Ton oder Sand ähnlich) mit dem Kriterium von Ku et al. (2010) ermittelt (Abb. III-18) und gleichzeitig wurde der Boden mit der Methode von Yi (2010) klassiert (Abb. III-19).

Der Vergleich $FC-I_c$ war besonders nützlich für die Bestimmung der Stratigraphie, insbesondere der Schichten, wo die undrainierte Scherfestigkeit ermittelt werden muss, wo beide Kriterien: $I_c \geq 2.67$ und $FC_{\text{mean}} \geq 60 \%$ erfüllt sein müssen.

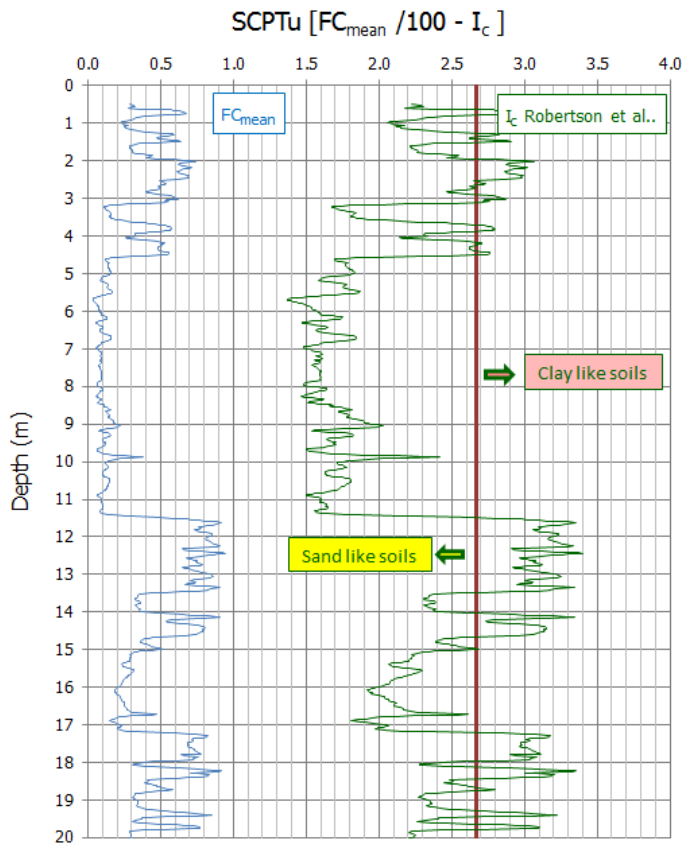


Abb. III-18 Kurven des Feinanteils FC und des Klassifikationsparameters I_c .

Aus Abb. III-19 ist klar ersichtlich, dass die Werte der Klassifikation FC über die Probenhöhe (0.2 - 0.3 m) sowohl konzentriert sein als auch stark streuen können. Diese Beobachtung liefert ein wichtiges Beurteilungskriterium, wie die Resultate zu bewerten sind. Die Methode von Yi (2010), die ausreichend genaue Resultate liefert, kann deshalb zweckmässig eingesetzt werden, falls kein direkter Aufschluss mit Klassifikationsversuchen an Proben aus einer Bohrung vorhanden ist.

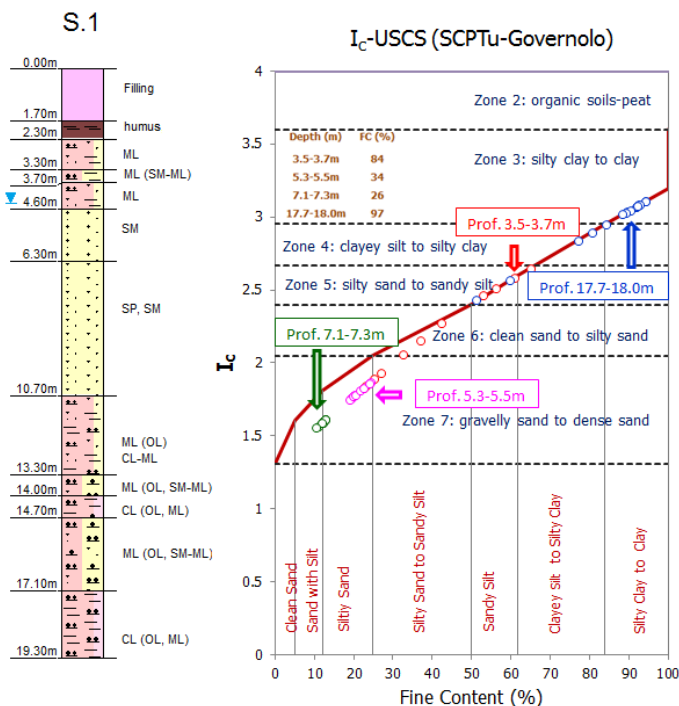


Abb. III-19 Bodenklassifikation nach Yi. I_c -USCS.

III.8.1 Überkonsolidationsgrad OCR und undrainierte Scherfestigkeit s_u

Der Überkonsolidationsgrad OCR und die undrainierte Scherfestigkeit sind stark miteinander verbunden und sollten in Bereichen übereinstimmen. Widersprüchliche Resultate, wie sie bei der unkritischen Auswertung mit kommerzieller Software entstehen können, müssen vermieden werden. Deren Gründe sind aus *Abb. III-19* ersichtlich.

Beim DMT wird der OCR generell mit folgenden Gleichungen abgeschätzt:

$$\text{Für } R_M \leq 1.5 \quad \text{OCR} = K_D^{0.5} \quad (33)$$

$$\text{Für } I_D \leq 0.8 \quad \text{OCR} = R_M^{2.8} \quad (34)$$

$$\text{sonst} \quad \text{OCR} = R_M^{1.6} \quad (35)$$

Sowohl für DMT als auch CPTu kann OCR mit Gleichung 10 aus der abgeleiteten Scherwellengeschwindigkeit V_s ermittelt werden. Die Übereinstimmung mit der direkten Bestimmung mit Hilfe der Formel von Marchetti (1980) ist gut (*Abb. III-21*).

Bei der undrainierten Scherfestigkeit s_u , ermittelt aus der Drucksonde CPTu, wird mit der Formel von Ladd (1991) ausgewertet:

$$s_u = 0.23 \sigma'_v \text{OCR}^{0.8} \quad (36)$$

Die Werte der berechneten undrainierten Scherfestigkeit s_u sowohl für DMT und CPTu mit den Grenzen $I_D \leq 0.8$ und $I_c \geq 2.67$ & $\text{FC}_{\text{mean}} \geq 60$ fallen zwischen die obere und untere Grenze, wie in *Abb. III-21* gezeigt.

Der mittlere Feinanteil FC_{mean} wurde mit den Formeln von Robertson et al. (1998), Idriss et al. (2008) und Yi (2010) ermittelt.

III.8.2 M Zusammendrückungsmodul (Me-Wert)

Die Formeln für die Auswertung aus CPTu wurden so dargestellt, dass die Spannungsgeschichte OCR aus Gleichung 10 und den ermittelten Verläufen von M (*Abb. III-20*) mit den direkt ermittelten M-Werten aus DMT gut überein stimmt.

Im Folgenden die Gleichungen:

$$\text{Wenn } I_c > 2.67 \quad M = I_c^{1.4} q_c \text{OCR}^{0.4} \quad (37)$$

$$\text{Wenn } I_c > 1.8 \quad M = I_c^{1.55} q_c \text{OCR}^{0.4} \quad (38)$$

$$\text{sonst} \quad M = I_c^2 q_c \text{OCR}^{0.4} \quad (39)$$

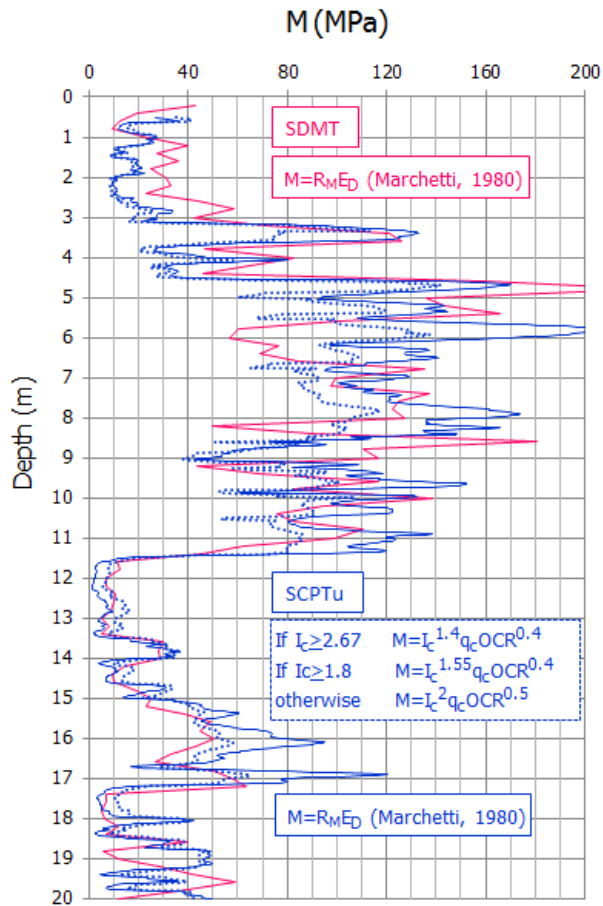
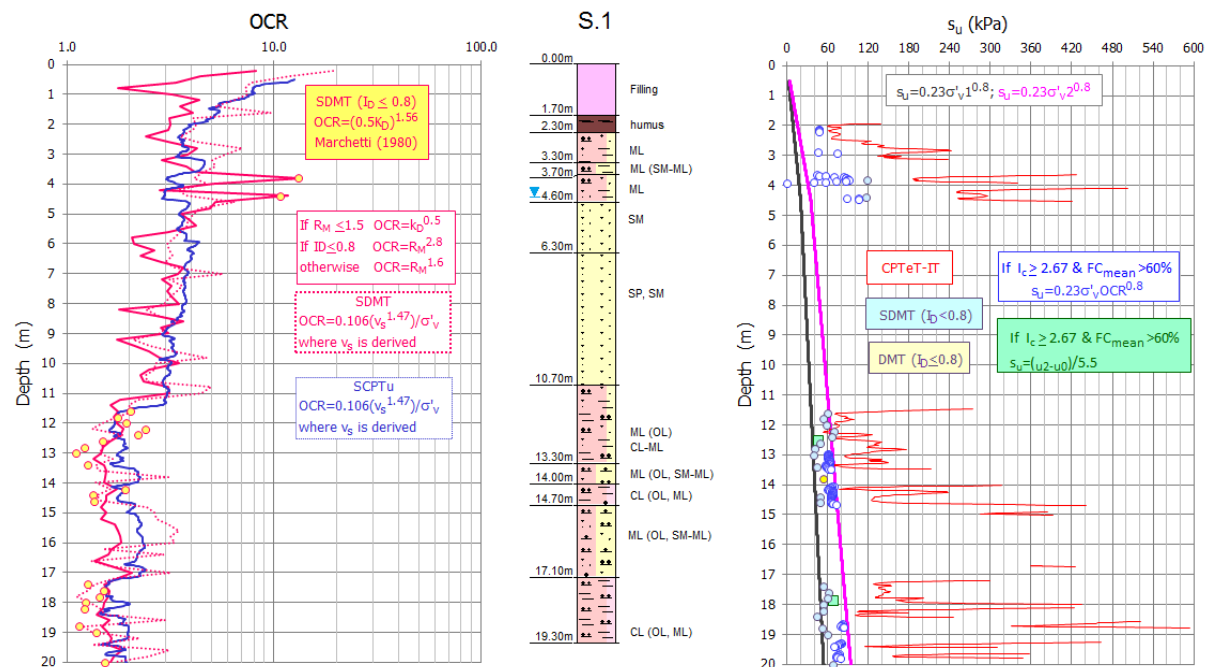
III.8.3 Relative Dichte (D_r) und ϕ_{peak}

Die vorgeschlagenen Beziehungen stimmen mit denen von Jamiolkowski et al., 2001 und Kulhawy & Mayne, 1990 (*Abb. III-22*) gut überein.

$$\text{Falls } I_D \geq 1.8 \text{ \& } 4 \leq K_D \leq 7 \quad D_r = 43 \text{ LN}(K_D) \quad (40)$$

$$\text{falls } I_D \geq 1.8 \text{ \& } K_D < 4 \quad D_r = 48 \text{ LN}(K_D) + 9 \quad (41)$$

$$\text{für } I_D \geq 1.2 \text{ \& } K_D \leq 7 \quad \phi_{\text{peak}} = 17 + 11 I_D^{0.32} K_D^{0.32} \quad (42)$$

Abb. III-20 Vergleich der Verformungsmodule M .Abb. III-21 Vergleich Überkonsolidationsgrad OCR mit undrainierter Scherfestigkeit. s_u .

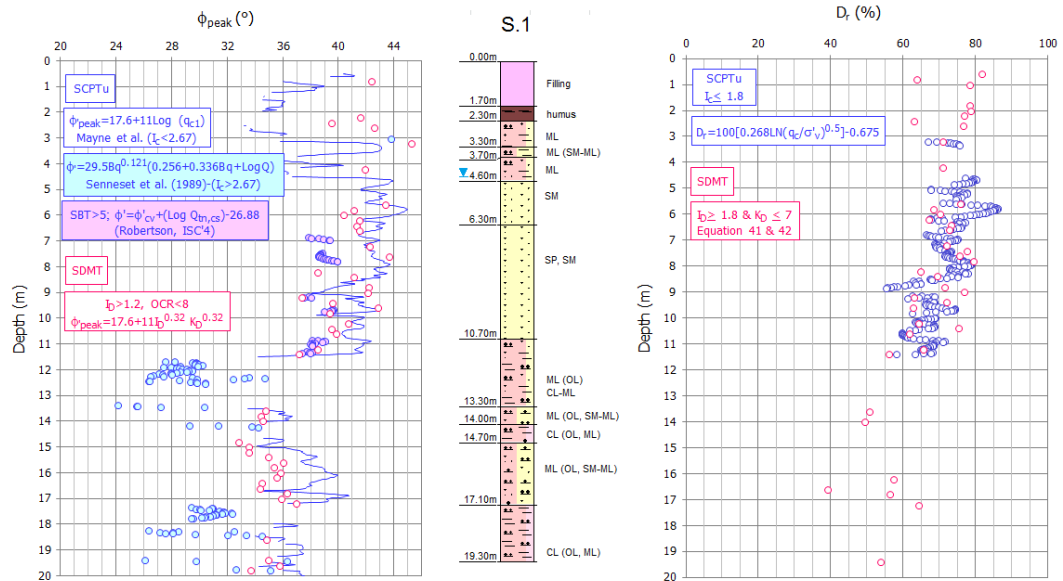


Abb. III-22 Vergleich relative Dichte D_r – mit Spitzenschwink ϕ'_{peak} .

In der Gleichung von Jamiolkowski sollte für normalkonsolidierte, kalkhaltige Böden anstatt (-0.675) (-0.525) verwendet werden. Da die Böden überkonsolidiert sind (Abb. III-8) wurde diese Korrektur nicht vorgenommen.

III.8.4 Durchlässigkeit

Die mit Dissipationsversuchen (Druckabnahmeversuchen) direkt ermittelten Durchlässigkeiten (Abb. III-23) stimmen gut mit den Werten aus den Korrelationen von Robertson, implementiert in CPeT-IT, überein.

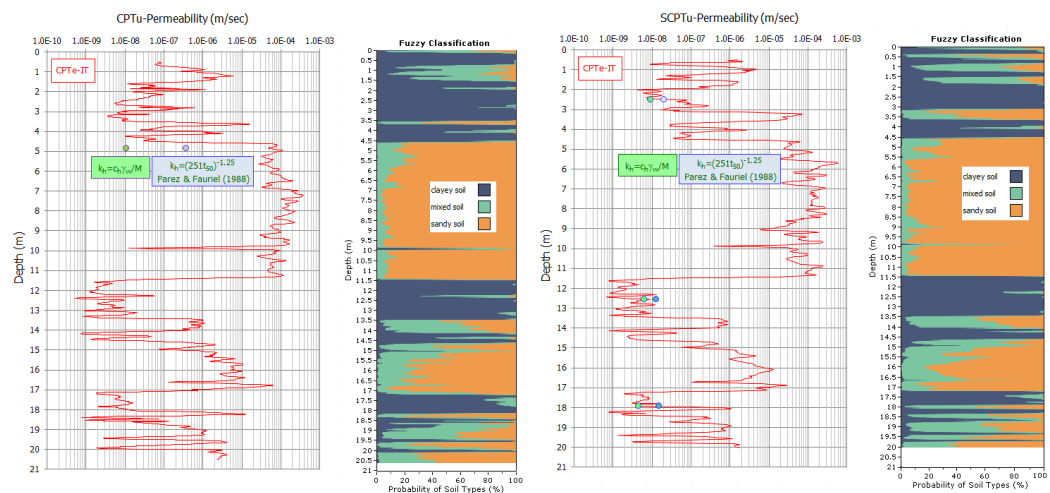


Abb. III-23 Durchlässigkeit aus CPTu, SBTn und Druckabnahmeversuchen (Dissipation tests).

III.9 Verflüssigung des Untergrundes

Die Untersuchungen wurden weniger als 100 m entfernt von der Kirche Governolo aus dem Jahr 1735 durchgeführt, die während dem Erdbeben im Mai 2012 beschädigt wurde. In Abb. III-24 sind einige Schäden dargestellt.



Abb. III-24 Schäden an der Kirche Governolo durch das Erdbeben von Mai 2012.

Mit den folgenden Inputdaten ($a_{\max} = 0.17$, $M_w = 6.14$, GW in 4.5 bis 1.5 m Tiefe) und der Beziehung für CRR von Marchetti (2015) konnten einige Schichten mit Verflüssigungspotential ermittelt werden.

Einige dieser Schichten wurden zwar visuell als Lehm (Clay like) klassiert (Abb. III-25), weisen aber einen geringen Plastizitätsindex $I_p \leq 6$ auf. Deshalb handelt es sich um Böden im Zwischenbereich Silt und Ton nach USCS, die nach Boulanger et al. (2006) auch durch Bodenverflüssigung gefährdet sind.

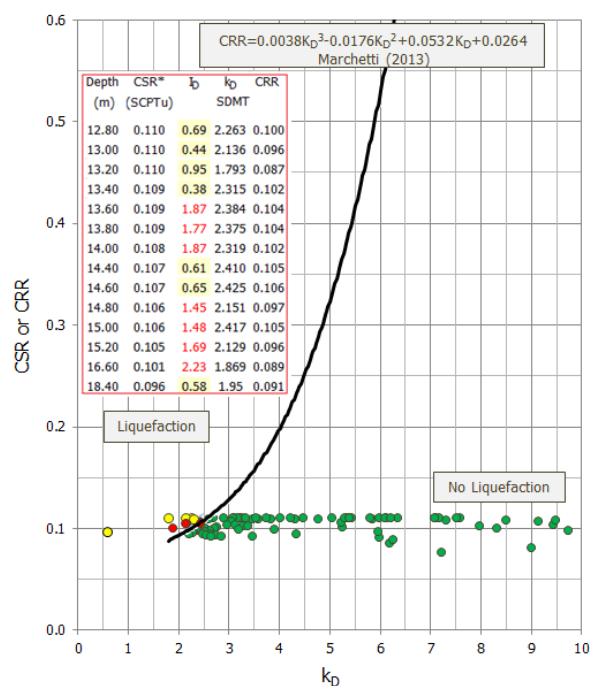


Abb. III-25 k_D – CSR^* Plot.

Werden nur die Böden mit $I_p > 1.2$ berücksichtigt und die Paare Zustandsparameter ψ (state parameter) – k_D aufgezeichnet (Abb. III-26), so zeigt sich auch, dass Bodenverflüssigung wahrscheinlich ist. Grössere Schäden sind vermutlich nicht aufgetreten, da der Boden linsenförmig geschichtet ist und der darüber liegende Boden günstigere Eigenschaften aufweist.

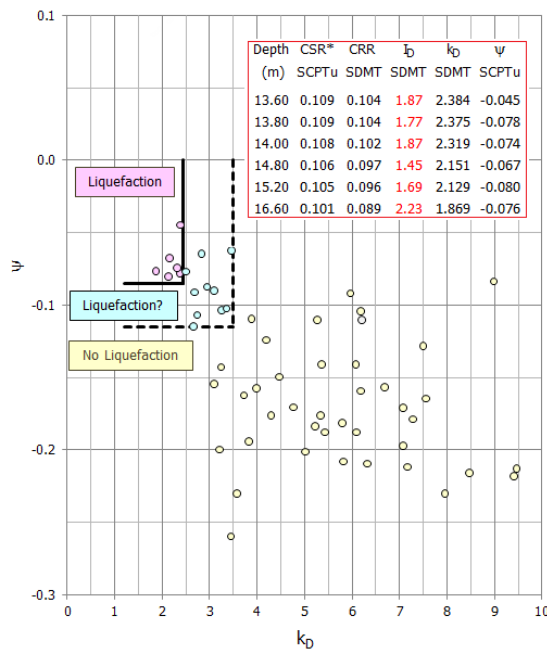


Abb. III-26 Beurteilung der Bodenverflüssigung mit $\psi - K_D$ Plot.

III.10 Folgerungen

Zur Charakterisierung des Untergrundes sind beide Methoden miteinander zu verwenden, der Flachdilometer DMT und die Drucksonde mit Porendruckmessung CPTu. Diese ergänzen sich und lassen eine gegenseitige Kontrolle der Messungen zu, um eine zuverlässige, glaubwürdige Rekonstruktion des geotechnischen Verhaltens zu ermöglichen. Zusätzlich wird eine durchgehende Kernbohrung als notwendig erachtet. Einerseits um den Schichtaufbau zu erfassen, andererseits um Laboruntersuchungen zur Klassifikation und zusätzliche punktuelle (präziser über eine begrenzte Länge) Feldversuche (DMT und SPT) durchzuführen. Dies insbesondere beim Auftreten von kiesigen Schichten, die nicht durch Einpressen über die ganze Sondiertiefe durchfahren werden können.

Ebenso werden geophysikalische (seismische) Untersuchungen von der Oberfläche als zweckmässig betrachtet, wie die Messung von Schwerwellengeschwindigkeiten mit den eingepressten Sonden SDMT und SCPTu.

Der Flachdilometer DMT kann die Spannungsgeschichte besser ermitteln als CPUu und SPT und sollte als Referenzversuch immer ausgeführt werden.

Es wurden Umrechnungsformeln von CPTu zu DMT entwickelt, um die vielen Korrelationen für CPTu auszunutzen.

Weiter sollte nicht vergessen werden, dass die Korrelationen mit den Rammsonden, die zwar nur einen Einzelparameter liefern (wie SPT, DPSH, mechanischer CPT), trotzdem in äquivalente Werte von CPTu umgerechnet werden können. Mit diesem Hilfsmittel könnten vorhandene Untersuchungen als Hintergrundinformation verwendet werden.

IV Messung und Interpretation mit Drucksonde CPTu

IV.1 Grundlagen

Die Interpretation der Drucksonden besteht in der Auswertung der Messwerte Spitzenwiderstand q_c , Mantelreibung f_s und Porenwasserdruck u_2 . Die Messungen erfolgen nach Norm alle 20 mm, die Sonden erlauben aber auch Messungen alle 10 mm. Bei einer Sondierlänge von 20 m ergeben sich also je 1000 Messpunkte der drei Messparameter, also 3000 Datenpunkte. Diese können nur mit Software analysiert werden. Die heutigen Darstellungen können grafisch und farblich einen sehr guten Eindruck machen, die Resultate von Drucksondierungen und deren Basis müssen trotzdem kritisch hinterfragt werden.

IV.2 Normen

Die Ausführung von elektrischen und mechanischen Drucksonden ist in internationalen Normen geregelt, die als Schweizer Normen gelten:

SN 670 318-1 mit EN ISO 22476-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Felduntersuchungen – Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtung für den Porenwasserdruck.

SN 670 318-12 mit EN ISO 22476-12: Geotechnische Erkundung und Untersuchung. Felduntersuchungen – Teil 12: Drucksondierungen mit mechanischen Messwertaufnehmern.

IV.3 Anforderungen an die Ausbildung von Drucksonden

Die Ausbildung von Drucksonden ist zwar in Normen festgelegt, aber einige Details und Anforderungen sind nicht dargelegt.

Die Auslegung der Drucksonde für Messungen der Kräfte kann unterschiedlich sein, dies ist in der EN ISO 22476-1 (SN 670 318-1) dargestellt. Die Kräfte aus der Spitze und dem Mantel können getrennt gemessen werden. Bei Drucksonden werden die Kräfte mit Dehnmessstreifen gemessen. Die Kräfte aus Spitzenwiderstand q_c und der Mantelreibung f_s können entweder in klar getrennten Lastzellen oder mit Subtraktions-Lastzellen gemessen werden. Bei den mechanisch widerstandsfähigeren Subtraktions-Lastzellen wird die gesamte Kraft auf die Spitze und den Mantel am Übergang zum Gestänge gemessen. Die Spitzenlast wird getrennt gemessen, daraus wird die Mantelreibung als Differenz errechnet. Bei der Subtraktion zweier grosser Zahlen wird die Genauigkeit der Differenz (Mantelreibung) geringer. Die getrennte Messung des Spitzenwiderstandes und der Mantelreibung ist zur Erreichung einer höheren Genauigkeit vorzuziehen.

Die meisten kommerziell verwendeten Spitzen haben einen vollen Messbereich $q_c = 100$ MPa, auf das Gestänge wirken dann 100 kN bzw. 10 Tonnen. Die Genauigkeit der Messzellen beträgt ± 0.1 % des Messbereichs, also ± 0.1 MPa. Für Sand mit $q_c > 10$ MPa kann somit eine Genauigkeit (accuracy) von 1 % erreicht werden. Bei weichem Ton mit niedrigem Spitzenwiderstand von $q_c < 1$ MPa kann die Genauigkeit 10 % überschreiten.

IV.4 Interpretation von CPTu gemäss Leitfaden für Drucksonden

Dieser Abschnitt beruht zum Teil auf dem „Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering“, 6th Edition (2014), verfasst von P.K. Robertson und K.L. Cabal-Robertson mit Zustimmung von Gregg Drilling & Testing Inc. Signal Hill, CA, USA. Die

wesentlichen Punkte für die Anwendung in heterogenen Böden werden hier in deutscher Sprache zusammengefasst und mit eigener Erfahrung beurteilt.

Der CPT Guide stellt eine konzentrierte Fassung der über die letzten Jahrzehnte gewonnene Erkenntnisse mit Drucksonden weltweit dar. Der CPT Guide selber ist eine Kurzfassung und Ergänzung zum Buch von Lunne, Robertson und Powell (1997) „CPT in Geotechnical Practice“. Viele neue Referenzen wurden seither an Konferenzen veröffentlicht und sind über Webseiten wie die der folgenden Tagungen zugänglich:

www.cpt10.com im Jahr 2010 in Huntington Beach

www.cpt14.com im Jahr 2014 in Las Vegas

Es bestehen zahlreiche meist halb-empirische Korrelationen zwischen den mit der Drucksonde gemessenen und abgeleiteten Parametern und bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes. Viele dieser Herleitungen weisen Grenzen auf, was aus den Computerprogrammen, wo diese implementiert sind, oft nicht hervorgeht. Hier werden die Herleitungen der wichtigsten Parameter dargelegt.

IV.4.1 Ermittlung der Bodenart und des Bodenprofils

Die Drucksonde wird angewandt, um ein Profil des Untergrundes und die Bodenart zu ermitteln. Der Spitzenwiderstand (q_t) ist hoch in Sand und niedrig in Ton, das Reibungsverhältnis ($R_f = f_s/q_t$) ist niedrig in Sand und hoch in Ton. Dies ergibt einen grundsätzlichen Hinweis auf die Bodenarten. Die Klassifikation entspricht nicht einer präzisen Klassifikation auf Grund physikalischer Eigenschaften wie der Kornverteilung. Die mechanischen Eigenschaften des Untergrundes (Festigkeit, Steifigkeit und Zusammendrückbarkeit) werden in dieser Beschreibung des Bodenverhaltenstyps (Soil Behaviour Type, SBT) auch berücksichtigt. Umfangreiche Untersuchungen zeigten, dass diese Klassifikation mit der Drucksonde einen wiederholbaren Index des Untergrundes darstellt. Die ersten Diagramme zur Klassifikation der Bodenverhaltenstypen wurden von Robertson et al. (1986) veröffentlicht, die ergänzte dimensionslose Version von Robertson (2010) ist in Abb. IV-1 dargestellt.

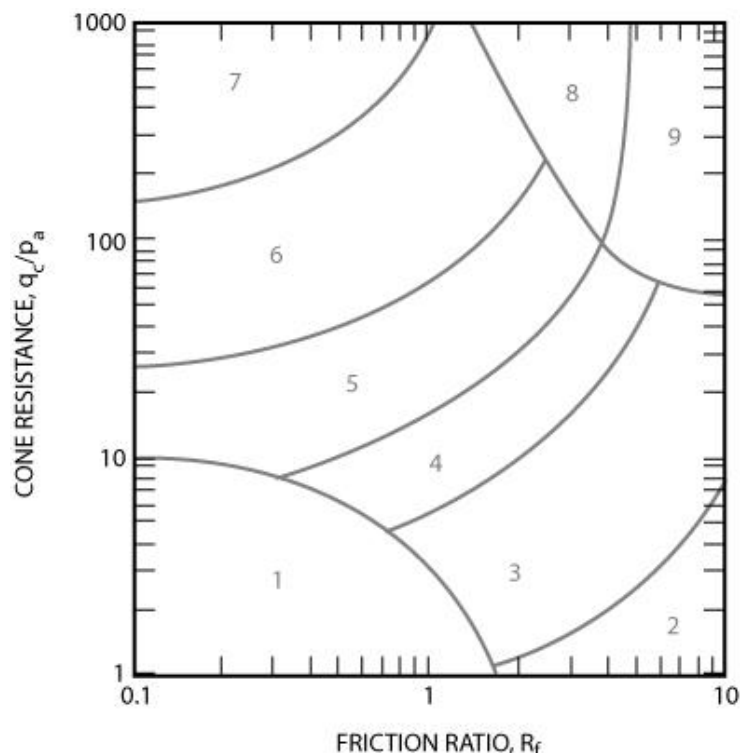
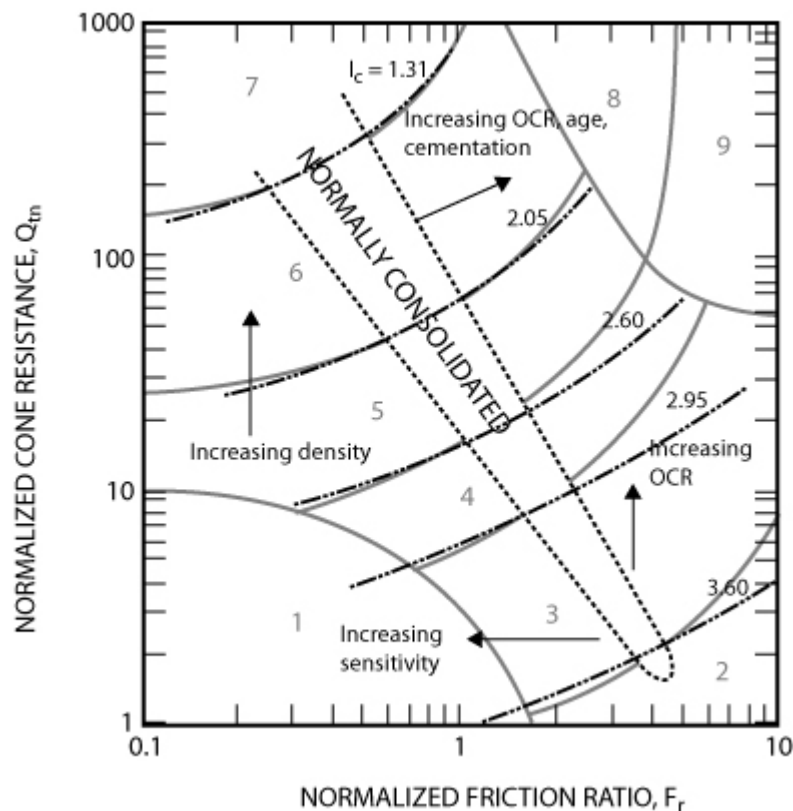


Abb. IV-1 Bodenverhaltenstyp SBT aus CPT, nicht normalisiert zur Überlagerungsspannung (nach Robertson et al. 1986 und Robertson 2010).

Tab. IV-1 Beschreibung der Bodenverhaltenstypen zu Abb. IV-1 und Abb. IV-2

Zone	Bodenverhaltenstyp (Soil Behaviour Type)	I_c für SBT_n
1	Sensitiv, feinkörnig	NA
2	Organische Böden – Ton	> 3.6
3	Ton – siltiger Ton bis Ton	2.95 – 3.6
4	Silt Mischungen – toniger Silt bis siltiger Ton	2.60 – 2.95
5	Sand Gemische – siltiger Sand bis sandiger Silt	2.05 – 2.6
6	Sande – sauberer Sand bis siltiger Sand	1.31 – 2.5
7	Kiesiger Sand bis dichtgelagerter Sand	< 1.31
8	Sehr steifer Sand bis toniger Sand, überkonsolidiert oder zementiert	NA
9	Sehr steif und feinkörnig, überkonsolidiert oder zementiert	NA

**Abb. IV-2** Normalisierter Bodenverhaltenstyp SBT_n für Drucksonde CPT nach Robertson 1990, ergänzt von Robertson, 2010.

Das von Robertson (1990) vorgeschlagene voll normalisierte Diagramm SBT_n enthält auch zwei Diagramme mit dem normalisierten Porendruckparameter B_q .

$$B_q = \Delta u / q_n$$

mit überschüssiger Porenwasserdruck $\Delta u = u_2 - u_0$
 Netto Spitzenwiderstand $q_n = q_t - \sigma_{v0}$

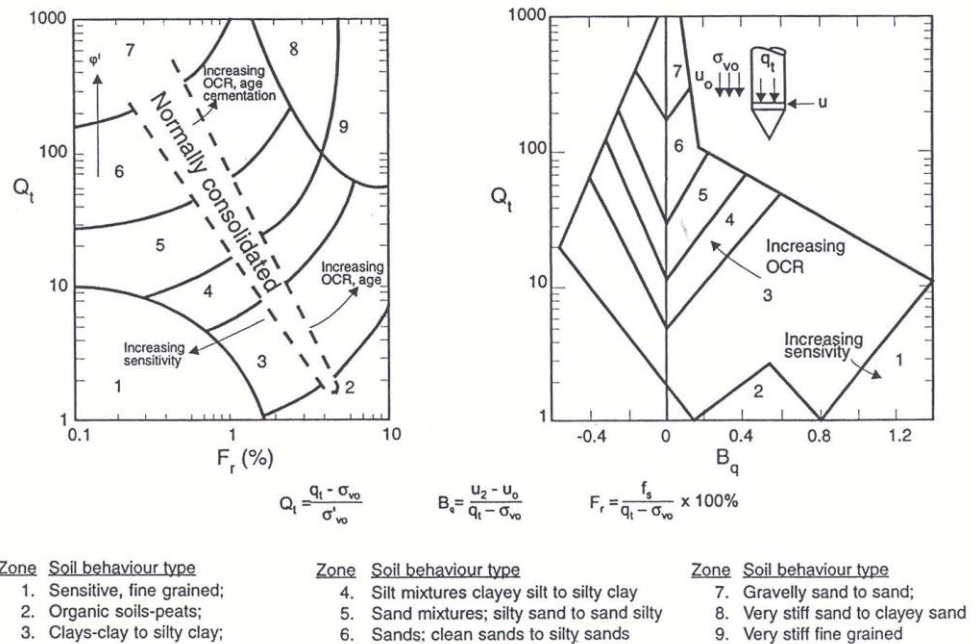


Abb. IV-3 Normalisiertes Bodenverhaltens-Diagramm für Drucksonden mit Spitzenwiderstand Q_t und Reibungsverhältnis Diagramm F_r (%) sowie Spitzenwiderstand mit Porenwasserdruckparameter B_q (nach Robertson, 1990).

Die Anwendung der Diagramme für die Klassifikation des Bodenverhaltens SBTn (Abb. IV-2) kann vereinfacht werden, indem aus dem normalisierten Spitzendruck Q_t und dem normalisierten Reibungsverhältnis F_r der Drucksonde ein kombinierter Bodenverhaltensindex I_c berechnet wird.

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

Q_t = normalisierter Spitzendruck (dimensionslos) = $(q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$

F_r = normalisiertes Reibungsverhältnis in % = $(f_s / (q_t - \sigma_{vo})) \times 100 \%$

Die Grenzen zwischen den Zonen des Bodenverhaltens SBTn werden durch Raten des Index I_c (Abb. IV-2 und Tab. IV-1) gebildet werden.

Eine weitere Klassifikation wurde von Schneider et al. (2008) entwickelt, die auf dem normalisierten Spitzenwiderstand Q_t und der normalisierten Überschuss-Porenwasser-spannung ($\Delta u_2 / \sigma'_{vo}$) beruht. Diese dient zur Beurteilung, wie sich die untersuchten Böden während der Drucksondierung verhalten, ob teilweise Drainage auftritt.

IV.4.2 Undrainierte Scherfestigkeit s_u

Die undrainierte Scherfestigkeit s_u ergibt sich aus:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

dabei ist q_t der um den Porenwasserdruck korrigierte Spitzenwiderstand, abzüglich der Überlagerungsspannung. Die Umrechnungsfaktoren N_{kt} variieren von 10 bis 18, mit 14 als Mittelwert. Der N_{kt} Wert nimmt mit höherer Plastizität zu und mit höherer Sensitivität ab. Der Umrechnungsfaktor N_{kt} wird in einer Methode aus der Mantelreibung f_s abgeleitet, die Mantelreibung ist allerdings grossen Schwankungen unterworfen.

Robertson et al (2014) geben eine umfangreiche Darstellung möglicher Einflüsse die den Umrechnungsfaktor N_{kt} beeinflussen.

Der N_{kt} Wert kann an der mit dem Flachdilometer DMT ermittelten undrainierten Scherfestigkeit kalibriert werden.

IV.4.3 Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit

Das Verhältnis der undrainierten Scherfestigkeit zur Überlagerungsspannung kann verwendet werden, um den Vorbelastungsgrad abzuschätzen. Für normalkonsolidierte Tone gilt:

$$s_u / \sigma'_{vo} (NC) \sim 0.22 \quad \text{im direkten Scherversuch für } (\phi' = 26^\circ)$$

Aus der Drucksonde CPT ergibt sich:

$$(s_u / \sigma'_{vo}) = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) (1 / N_{kt}) = Q_t / N_{kt}$$

IV.4.4 Der Überkonsolidationsgrad OCR: Spannungsgeschichte

Der Überkonsolidationsgrad (OCR) beschreibt die Spannungsgeschichte eines Bodens und ist definiert als das Verhältnis maximale Vorbelastungsspannung σ'_p zu heutiger Vorbelastungsspannung σ'_{vo} . Diese Formulierung gilt für durch Gewicht vorbelastete Böden. Für zementierte und/oder gealterte Böden kann der Vorbelastungsgrad aus dem „Fließverhältnis“ (yield stress ratio) ermittelt werden.

Der Überkonsolidationsgrad beträgt für vorbelastete Tone:

$$s_u / \sigma'_{vo} (OC) = s_u / \sigma'_{vo} (NC) (OCR)^{0.8}$$

Daraus entwickelte Robertson (2009) folgende Näherung:

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.25}$$

Kulhawy und Mayne (1990) schlugen zur Ermittlung des Überkonsolidationsgrades eine einfachere Methode vor:

$$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) = k Q_t \quad \text{oder} \quad \sigma'_p = k (q_t - \sigma_{vo})$$

Das Horizontalspannungsverhältnis K_0 kann mit der Drucksonde nicht zuverlässig ermittelt werden. Kulhawy und Mayne (1990) schlugen folgendes vereinfachtes Vorgehen mit folgender Beziehung vor:

$$K_0 = (1 - \sin\phi') (\text{OCR})^{\sin\phi'} \text{ und weiter vereinfacht } K_0 \sim 0.5 (\text{OCR})^{0.5}$$

IV.4.5 Zustandsparameter (state parameter) Ψ

Der Zustandsparameter Ψ aus der Theorie der Bodenmechanik mit kritischen Zuständen (critical state soil mechanics) wird definiert als die Differenz zwischen der Porenziffer (void ratio) im betrachteten Zustand zur Porenziffer im kritischen Zustand e_{cr} bei gleicher mittlerer effektiver Spannung in körnigen (sandigen) Böden. Auf der Grundlage des Konzeptes der kritischen Zustände (critical state concepts) haben Jeffries und Bean (2006) eine detaillierte Beschreibung entwickelt, mit einer langen Reihe von Vorbehalten, wie aus den Messungen mit der Drucksonde der Parameter ψ hergeleitet werden kann. Aus dem Zustandsparameter ψ kann der Dilatanzwinkel von Böden abgeleitet werden. Der Basis Reibungswinkel Φ'_{cv} wird auch von der Mineralogie beeinflusst.

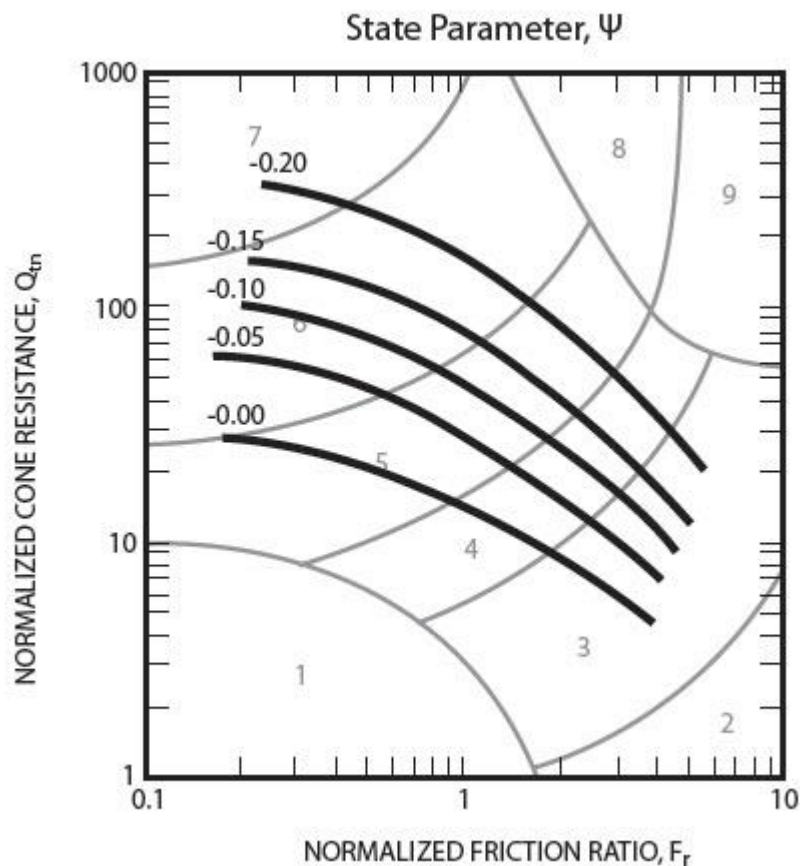


Abb. IV-4 Kurven für die Ermittlung des Zustandsparameters (State Parameter) ψ für nicht zementierte, jüngere Böden (nach Robertson 2009).

Robertson (2009) präsentierte eine vereinfachte, ungefähre Beziehung zwischen ψ und dem gleichwertigen Spitzenwiderstand für sauberen Sand $Q_{tn,cs}$, die lautet:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

IV.4.6 Reibungswinkel (Φ')

Wie im Kapitel 3.5 beschrieben ist die Ermittlung der Scherfestigkeit mittels Drucksonden Untersuchungen ein schwieriges Unterfangen, da viele nicht erfassbare und deshalb unbekannte Parameter einen Einfluss haben. Die praktische Auswertung von Messungen wird deshalb meist mit empirischen Relationen ermittelt, welche auf Versuchen in Kalibrierkammern beruhen.

Für nicht zementierte, nicht gealterte, gering zusammendrückbare Quarzsande schlagen Robertson und Campanella (1983), basierend auf Versuchen in der Kalibrationskammer, folgende Formel vor:

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Diese Formel ergibt für stärker zusammendrückbare Sande (Karbonatsande oder hoher Glimmeranteil) zu niedrige Reibungswinkel.

Kulhawy und Mayne (1990) schlagen für saubere, nicht zementierte Rundsande auf Grund qualitativ hochstehender Versuche vor:

$$\phi' = 17.6 + 11 \log (Q_{tn})$$

Eine weitere Formel wurde von Jeffries und Bean (2006) entwickelt, die einen Zusammenhang herstellt zwischen dem Zustandsparameter (State Parameter) ψ , dem Reibungswinkel bei konstantem (critical state) Volumen ϕ'_{cv} und dem Spitzenreibungswinkel Φ' mit folgender Beziehung:

$$\phi' = \phi'_{cv} - 48 \psi$$

Der Reibungswinkel bei konstantem Volumen (critical state) wird von der Mineralogie beeinflusst (Bolton, 1986). Er beträgt für Quarzsand etwa 33° und kann für karbonatischen Sand oder Sande mit Feldspat 40° erreichen.

Mit folgender Beziehung kann der Spitzenreibungswinkel Φ' aus dem normalisierten Spitzenwiderstand $Q_{tn,cs}$ für sauberen Sand und dem Reibungswinkel im kritischen Zustand (konstantes Volumen) ϕ'_{cv} direkt berechnet werden:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84 [\log Q_{tn,cs}] - 26.88$$

Für feinkörnige Böden schlägt Robertson (2015) vor, den Reibungswinkel im Labor an qualitativ hochstehenden Laborproben zu ermitteln. Das Gleiche gilt für überkonsolidierte Böden, Fels oder Böden mit Rissen, stark zementierten oder strukturierten Ton.

In Norwegen (Senneset et al., 1989) wurde eine Methode entwickelt, basierend auf einer Plastizitätsanalyse aus undrainierten Drucksondenversuchen mit Piezocone u_2 Messungen, um die effektive Scherfestigkeit (c' und Φ') abzuleiten. Eine vereinfachte Lösung, welche im Bereich $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$ und $0.1 \leq B_q \leq 1.0$ gilt, wurde von Mayne (2006) veröffentlicht:

$$\phi' \text{ (deg)} = 29.5^\circ B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t]$$

IV.4.7 Verformungsmodul und Steifigkeit

Aus Messungen mit der Drucksonde q_c können Verformungsmodule E (Young's Modul) abgeschätzt werden. Diese Korrelationen werden aber von weiteren wesentlichen Faktoren wie Spannungs- und Verformungsgeschichte, Alterung und Mineralogie des Bodens beeinflusst.

Für erste Abschätzungen kann die in (Abb. IV-5) dargestellte Beziehung verwendet werden:

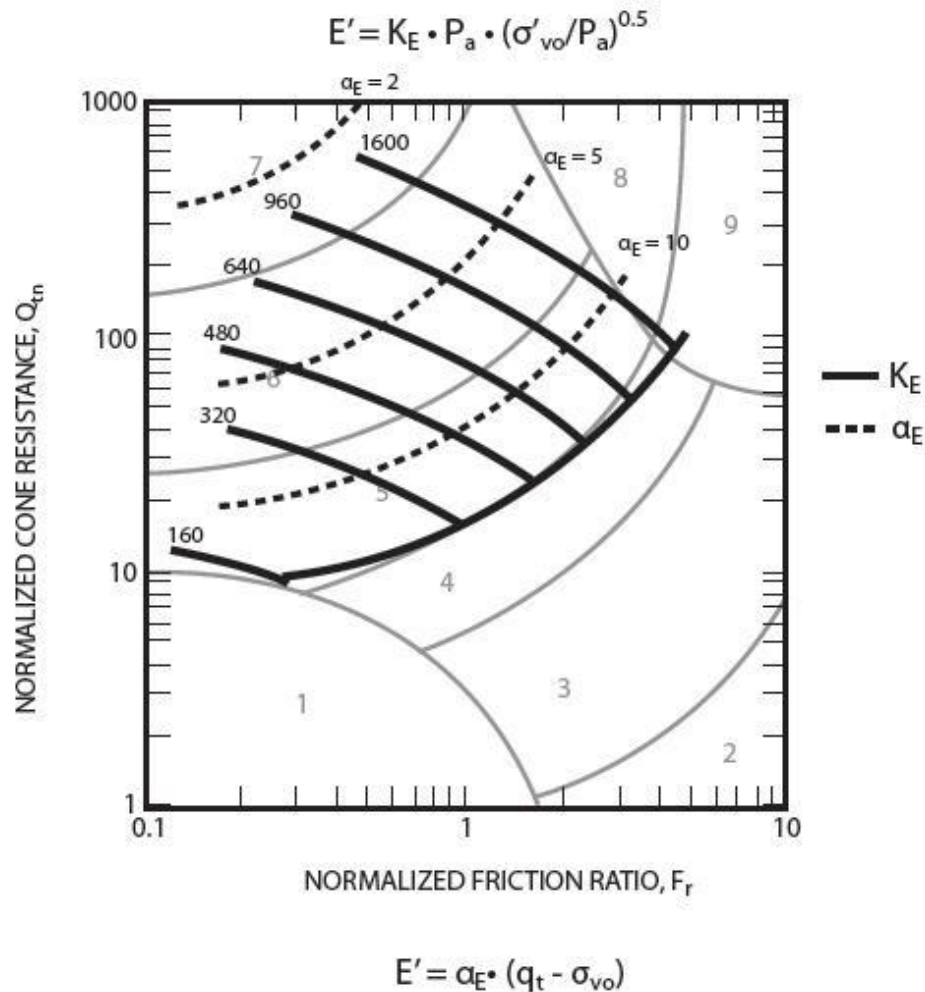


Abb. IV-5 Verlauf der Faktoren K_E und α_E als Funktion der normalisierten CPT Klassifikation. Diese Korrelation gilt nur für $SBT_n > 5$ und nicht zementierte, neu abgelagerte Sande.

Die Formel für die Berechnung des E-Moduls für drainierende Böden $I_c < 2.6$ lautet:

$$E = \alpha_E (q_t - \sigma_{vo})$$

$$\text{mit } \alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$$

IV.4.8 Einachsiger vertikaler Zusammendrückungsmodul M_{CPTu}

Verschiedene Autoren schlagen folgende empirische Beziehung vor:

$$M_{CPTu} = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$$

Sanglerat (1972) schlug vor, dass α_M mit der Plastizität des Bodens und dem Wassergehalt variiert, wobei die Daten nur von q_c abhängen.

Meigh (1987) schlug für α_M einen Bereich von 2 bis 8 vor, während Mayne (2001) einen allgemeinen Wert von 5 vorschlug.

Ein erweiterter Vorschlag stammt von Robertson (2009), wobei gilt:

Für $I_c > 2.2$ (feinkörnige Lockergesteine, nicht drainierend):

$$\alpha_M = Q_t \quad \text{für } Q_t < 14$$

$$\alpha_M = 14 \quad \text{für } Q_t > 14$$

falls $I_c < 2.2$ (grobkörnige Lockergesteine, drainierend):

$$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$$

Abschätzungen des einachsigen Zusammendrückungsmoduls unter drainierten Bedingungen aus Messungen der Drucksonden bei undrainiertem Verhalten sind ungenau und werden durch verschiedene Parameter wie Konsistenzgrenzen und Wassergehalt beeinflusst.

IV.4.9 Weitere Parameter

Die Auswertprogramme enthalten weitere Korrelationen wie:

- Abschätzung der Scherwellengeschwindigkeit aus Messungen mit der Drucksonde
- Durchlässigkeit
- Konsolidationseigenschaften
- Raumgewicht
- Rückgerechnete SPT-Werte

Dabei werden den SBT Kategorien meist auf Grund von Tabellen aus Lehrbüchern typische Werte zugeordnet, was wenig Sinn macht. Diese Parameter sollen und können mit anderen Feld- und/oder Laborversuchen zuverlässiger ermittelt werden.

Mit Dissipationsversuchen können die Konsolidationseigenschaften c_h und die Durchlässigkeit k_h im Untergrund in feinkörnigen Lockergesteinen vor allem in horizontaler Richtung abgeschätzt werden. Die Eigenschaften in vertikaler Richtung können an Laborversuchen aus ungestörten Bodenproben ermittelt werden. Diese erlauben eine Beurteilung der Anisotropie der Lockergesteine.

Die Scherwellengeschwindigkeit ist eine wichtige Grösse zur Beurteilung der Verflüssigung von Bodenschichten bei Erdbeben und auch des Verformungsmoduls bei kleinen Dehnungen. Eine direkte Messung ist mit entsprechend ausgerüsteten Drucksonden (S-CPTU) und auch dem SDMT möglich.

IV.5 Ergänzungen zur Interpretation auf Grund der Erfahrungen in glazialen Böden

Glaziale Lockergesteine haben einen weitgespannten Bereich der Bodenarten, also der Kornverteilung und der Konsistenzgrenzen, mit drainiertem, undrainiertem und dazwischen liegendem bodenmechanischen Verhalten. Die Ermittlung des drainierten Verhaltens aus Feldversuchen mit undrainiertem Verhalten ist schwierig, um nicht zu sagen unmöglich. Für eine zuverlässige geotechnische Charakterisierung erscheint die Durchführung entsprechender Laborversuche, die das drainierte Verhalten abbilden, zweckmässiger, so z.B.

- Oedometer- oder Konsolidationsversuche
- Direktscherversuche
- Triaxialversuche mit Konsolidation ohne seitliche Ausdehnung (K_o)
 - Abscheren mit vertikalem Stauchen (TC)
 - Abscheren mit vertikaler Ausdehnung (TE).

Bei Proben aus dem Untergrund tritt bei der Entnahme meist eine Störung der Struktur auf. Die mit Laborversuchen ermittelten Vorbelastungen sind deshalb meist zu niedrig. Mit in-situ Versuchen kann die Ermittlung der Vorbelastung genauer erfolgen.

Die Laborversuche sollten auf mit den wirklichen (*true*) Vorbelastungsbedingungen (Spannungsgeschichte) rekonsolidierten Probenkörpern durchgeführt werden, entsprechend dem von Ladd & Foott, 1974, formulierten Prinzip SHANSEP, das heisst:

SHANSEP: Stress history and normalized soil engineering properties

Deutsch: Spannungsgeschichte und normalisiertes bodenmechanisches Verhalten.

Für die Ermittlung des vertikalen Zusammendrückungsmoduls heisst dies:

Mit Feldversuchen wird die Vorbelastung (Spannungsgeschichte) ermittelt und aus Laborversuchen werden die bodenmechanischen Verformungseigenschaften mit der Drainage ermittelt.

Bei glazialen Böden kommen verschiedene teilweise drainierende Lockergesteine vor, d.h. während der Durchführung der Versuche ändert sich der Porenwasserdruck unzulässig und die ermittelten Parameter werden verfälscht. Diese Phänomene müssen erkannt und wenn möglich korrigiert werden.

V Ausführung und Interpretation des Flachdilatometers DMT

V.1 Grundlagen

Über die Anwendung des Flachdilatometers bestehen umfangreiche Veröffentlichungen der Internationalen Gesellschaft für Bodenmechanik und Geotechnik ISSMGE, wie der Bericht des TC-16 (Marchetti et al. 2001). Weitere Grundlagen und Erfahrungsberichte wurden an den Konferenzen über den Flachdilatometer veröffentlicht (Failmezger und Anderson, 2006 sowie Marchetti et al., 2015).

V.2 Geltende Normen zur Ausführung

Es besteht die technische Spezifikation CEN ISO/TS 22476-11, die unter der SN 670 318-11 im Schweizer Normenwerk mit dem Titel „Geotechnische Untersuchung – Felduntersuchungen Teil 11: Flachdilatometerversuch“ eingereiht ist. In diesem Dokument wird die Ausführung der Versuche beschrieben. Die Interpretation ist dem Anwender überlassen, der sich auf die entsprechende Literatur stützen kann.

V.3 Interpretation der Versuche gemäss ISSMGE TC-16

In diesem Abschnitt wird eine Kurzfassung der Beschreibung im umfangreichen, detaillierten Dokument des ISO TC-16 bzw. neu ISO TC-102 dargelegt und auf die wesentlichen Faktoren hingewiesen, die der anwendende Geotechniker kennen sollte.

V.3.1 Die Ausrüstung des Flachdilatometer DMT

Der Flachdilatometer DMT ist ein spatenförmiges Gerät aus rostfreiem Stahl von 96 mm Breite, rund 200 mm Länge und 16 mm Dicke (*Abb. V-1*). Auf einer Seite ist eine Membrane von 60 mm Durchmesser eingelassen. Die Membrane hat eine Dicke von 0.2 mm und einen Durchmesser von 60 mm und trennt die Druckkammer innerhalb des Spatens vom Boden. Der Flachdilatometer wird mit dem Bohrgestänge oder dem Gestänge eines Sondiergerätes vorgestossen. Der Spaten kann eine Kraft von 250 kN übernehmen. Im Hohlraum innerhalb des Spatens wird ein Gasdruck (Stickstoff) aufgebaut (*Abb. V-3*). Im Boden werden die Membran und der Zylinder des elektrischen Schalters zurückgedrückt, so dass ein elektrischer Kontakt besteht. Bei der Messung wird der Druck unter der Membrane aufgebaut und bei einer geringen Bewegung von 0.1 mm geht der Kontakt verloren, der Innendruck gleicht den wirkenden Erddruck aus. Dieser Druck ist die erste Ablesung. Der Druck wird weiter erhöht bis die Verschiebung 1.1 mm beträgt, der Zylinder macht Kontakt mit der darüber liegenden Platte. Dies ergibt die zweite Ablesung B. Die Verbindung vom Ablesegerät an der Oberfläche (*Abb. V-4*) zum Flachdilatometer im Untergrund besteht aus einer Leitung für Druckgas und integriertem elektrischen Kabel. Die Rückleitung erfolgt über Erdung (Masse) über das Gestänge.



Abb. V-1 Flachdilatometer DMT an Gestänge geschraubt vor Einsatz im Feld (mit Angabe der Resultate der Kalibrierungsmessungen).

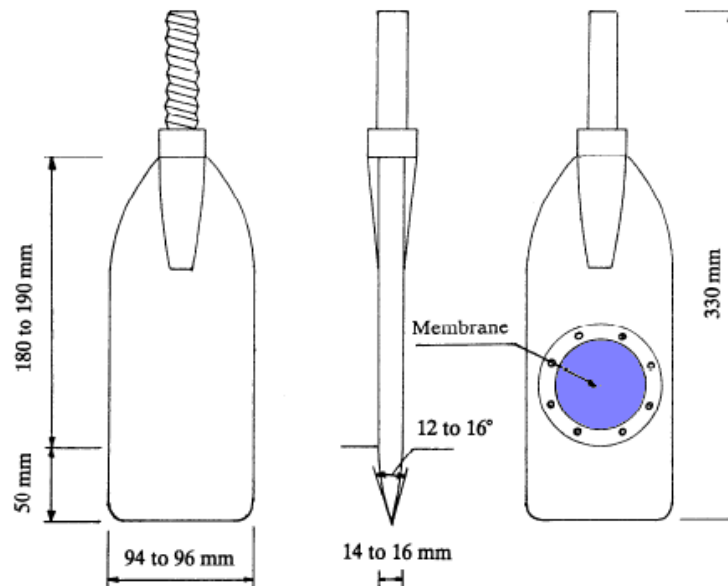


Abb. V-2 Abmessungen des Flachdilatometer DMT.

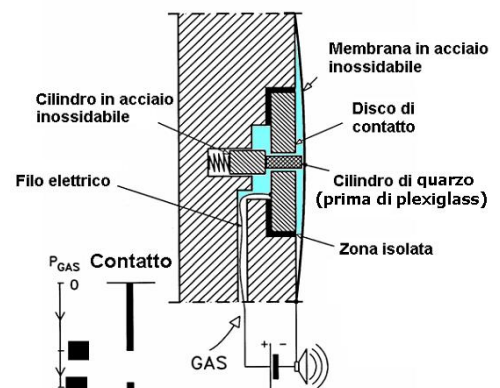
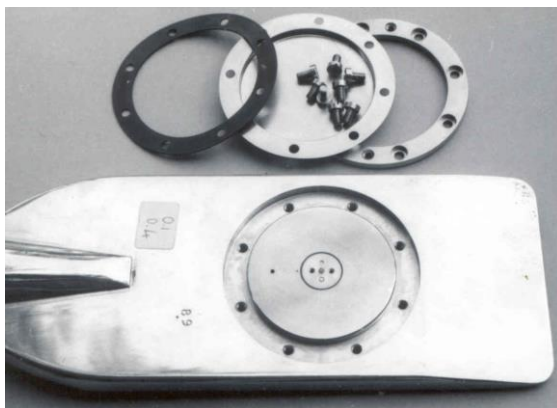


Abb. V-3 Geöffneter Spaten mit Hohlraum unter Membrane (links) und Querschnitt durch Spaten mit dem elektrischen Schalter im Zentrum der Membrane.



Abb. V-4 DMT Ablesegerät, Gasflasche neben Gerät zum Einpressen des Flachdilatometers DMT.

Die Membrane des Flachdilatometers DMT muss am Ablesegerät kalibriert werden, wenn der Flachdilatometer an der Oberfläche ist. Dazu wird eine Luftpumpe (Abb. V-5) verwendet, welche am Ablesegerät angeschlossen wird. Der Korrekturwert ΔA wird ermittelt, indem mit der Kolbenpumpe rasch Luft (Gas) abgesogen wird und der Kolben währen 5 s festgehalten wird. Es ertönt das Signal des Ablesegertes, anschliessend wird der Kolben langsam entlastet. Der Korrekturwert ΔB wird abgelesen während der Kolben langsam hineingedrückt wird bis die Membrane Kontakt anzeigt. Die Werte der Korrektur müssen vor und nach Durchführung einer Versuchsserie überprüft werden, die Bereiche der Richtwerte betragen: $5 \text{ kPa} < \Delta A < 30 \text{ kPa}$ (15 kPa); $5 \text{ kPa} < \Delta B < 80 \text{ kPa}$ (40 kPa). Die Veränderungen von Beginn bis Ende dürfen 25 kPa nicht berschreiten.



Abb. V-5 Kalibrierung der Ablesekorrekturen des Flachdilatometers.

Die Korrekturwerte sind wichtig, um korrekte Messwerte zu erhalten, da die Metallmembrane eine gewisse Steifigkeit aufweist. Der Wert ΔA ist der äussere Druck mit dem die Membrane bei freiliegendem Flachdilatometer angedrückt werden muss, damit diese perfekt anliegt (Abb. V-6). Der Wert ΔB ist der Druck mit dem die Membrane bei freiem Gerät um 1.1 mm aus der Ruhelage angehoben werden muss.

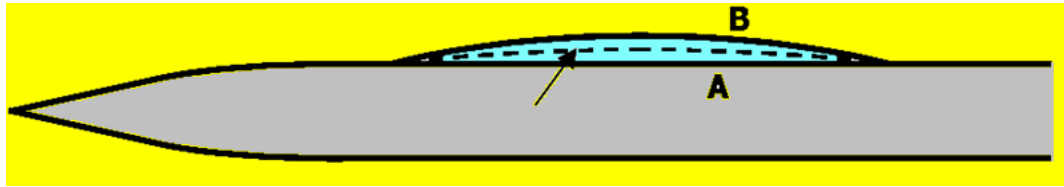


Abb. V-6 Flachdilatometer mit den Stellungen A und B der Membrane.

V.3.2 Prinzip der Messung und Ablesung

Das manuelle Ablesegerät ist in Abb. V-7 abgebildet.



Abb. V-7 Das Kontrollgerät des Flachdilatometers DMT (manuelle Ablesung).

Das Prinzip der Messung ist in Abb. V-8 dargestellt. Der Flachdilatometer wird durch ein Gestänge in den Untergrund vorgetrieben, entweder von der Oberfläche aus oder vom Bohrlochtiefsten. Die Ablesung der Drücke kann manuell oder mit elektronischer Aufzeichnung erfolgen.

Da der Erddruck die Membrane zudrückt, wird das Signal des Messgeräts ertönen. Wenn die erwünschte Tiefe der Messstelle erreicht ist, wird das Entlüftungsventil geschlossen und der Durchflussregler langsam geöffnet. Wenn das Signal anhält, d.h. wenn die Membrane vom Auflager abhebt und beginnt gegen den Boden zu drücken, wird der Druck abgelesen. Dies ist die Ablesung A. Die Membrane wird weiter aufgeblasen bis das Signal wieder ertönt. Die Membrane hat 1.1 mm Bewegung erreicht. Der Druck wird abgelesen, dies ist die Ablesung B. Diese wird entweder von Hand aufgeschrieben oder elektronisch registriert. Nach Ablesung B wird das Entlüftungsventil geöffnet und der Zuflussregler geschlossen. Der Flachdilatometer kann nach Druckentlastung vorgeschoben werden und ein neuer Ablesesyklus kann ausgelöst werden.

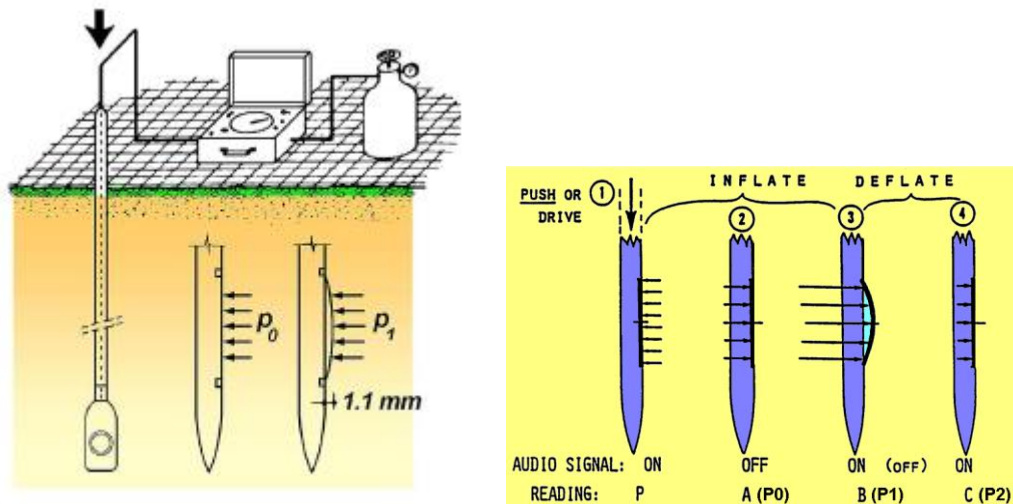


Abb. V-8 Prinzip der Messung des Flachdilatometers und der Ablesephasen.

Wird die C-Ablesung ausgeführt, so wird der Druckverlauf weiter kontrolliert, während die Membrane über das langsame Entlüftungsventil entlastet wird und sich zurückzieht. Beim Unterschreiten des Punktes B wird das Signal aufhören und erst nach Erreichen der Ausgangsposition wieder ertönen (Punkt A). Nach vollständiger Rückkehr der Membrane in die Ausgangsposition ist der Druck (Ablesung C) abzulesen.

Der Druck C entspricht in drainierenden Böden, also Sanden, meist dem Wasserdruck, da das Korngerüst des Bodens eine Gewölbewirkung über der Membrane bildet und deshalb nicht auf die Membrane drückt. In tonigen Böden bewegt sich der Untergrund mit der Membrane zurück, deshalb wird $C > u_0$ sein.

In Sand soll die Ablesung C etwa alle 1 bis 2 Meter durchgeführt werden, um den Verlauf des hydrostatischen Wasserdruck zu ermitteln. Ist man daran interessiert, drainierende von nicht drainierenden Schichten zu unterscheiden, so soll die Ablesung C bei jedem Versuch durchgeführt werden. Böden, die zwischen drainierend und undrainierend liegen, somit teilweise drainieren, zeigen eine Abnahme von C während dem Versuch.

V.3.3 Interpretation der Messungen mit dem Flachdilatometer

Aus den Messwerten A und B und den zugehörigen Korrekturwerten werden die korrigierten Ablesungen p_0 und p_1 hergeleitet (Tab. V-1). Die weiteren Herleitungen der Formeln sind in Tab. V-1 dargestellt.

Bei der Auswertung werden zuerst die drei Indices ausgewertet:

Der Materialindex I_D widerspiegelt das bodenmechanische Verhalten beim Herausschieben der Membrane. In einem weichen Ton ist der Wert niedrig, bei einem Sand hoch. Er ist aber nicht nur von der Bodenart abhängig, sondern auch von der Belastungsgeschichte. Ein steifer Ton kann einen ähnlichen Materialindex wie ein Silt aufweisen.

Der Index der Horizontalspannung K_D kann als ein infolge des Eindringens des Flachdilatometers erhöhter Horizontalspannungsbeiwert betrachtet werden und das Diagramm K_D mit der Tiefe gibt einen ersten Hinweis auf den Grad der Überkonsolidation.

Der Dilatometer Modul E_D stellt den rückgerechneten Elastizitätsmodul des Eindringens des Gerätes in einen elastischen Raum dar. Die Spannungsgeschichte des Bodens ist darin nicht berücksichtigt. Mit empirischen Korrekturfaktoren, die auf dem Materialindex I_D und dem Index der Horizontalspannung K_D beruhen, wird der vertikale Zusammendrückungsmodul M_{DMT} berechnet (Tab. V-1).

Tab. V-1 Ableitung von geotechnischen Eigenschaften aus Messungen mit Flachdilatometer DMT mit Herleitung über Zwischenparameter

Symbol	Beschreibung	Formeln zur Auswertung der DMT Daten	
p_0	Erste korrigierte Ablesung	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	Z_M = Ablesung des zur Atmosphäre offenen Manometers. Falls ΔA , ΔB mit dem gleichen Manometer gemessen werden wie die Ablesung A, B des laufenden Versuchs, dann ist $Z_M = 0$, d.h. ist kompensiert.
p_1	Zweite korrigierte Ablesung	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
p_2	Dritte Ablesung nach Durchführung des Versuchs	$p_2 = C - Z_M + \Delta A = u_0$	In Sand entspricht $C \sim u_0$ für $B > 2.5 A$. In tonigen Böden ist C grösser.
I_D	Material Index	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	u_0 = Porenwasserdruck vor Versuch
K_D	Index der Horizontalspannung	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{v0} = effektive Vertikalspannung vor Versuch
E_D	Dilatometer Modul	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D ist kein Elastizitätsmodul des Bodens (Young's Modul) und darf nur verwendet werden mit Berücksichtigung von K_D (Spannungsgeschichte). Zuerst Ermitteln von R_M , daraus E-Modul mit Korrektur. $M_{DMT} = R_M E_D$
K_0	Horizontaler Erddruck Koeffizient in-situ	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	Falls $I_D < 1.2$
OCR	Überkonsolidationsgrad (Vorbelastung)	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	Falls $I_D < 1.2$
c_u	Undrainierte Scherfestigkeit	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	Falls $I_D < 1.2$
Φ	Scherwinkel	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	Falls $I_D > 1.8$
c_h	Konsolidationskoeffizient (horizontal)	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	t_{flex} aus Verlauf der Messung A ($\log t$) aus DMT-A
k_h	Durchlässigkeit	$k_h = C_h \gamma_w / M_h (M_h \approx K_0 M_{DMT})$	
γ	Raumgewicht	$\gamma = [1.17 (E_D/pa)^{0.1(d)-0.05}] \gamma_w$	
M	Vertikaler drainierter Zusammen-drückungsmodul	$M_{DMT} = R_M E_D$	
		für $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$	
		für $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$	
		für $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ mit $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$	
		für $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$	
		für $R_M < 0.85$ ersetzen $R_M = 0.85$	
u_0	Gleichgewichts Porenwasserdruck	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	In drainierenden Böden

V.3.4 Das seismische Flachdilatometer SDMT und seine Anwendung

Das seismische Flachdilatometer SDMT weist im Gestänge zwei Geophone auf (Abb. V-9), die horizontale Scherwellen empfangen, welche an der Geländeoberfläche erzeugt werden analog wie beim SCPTU (Abb. 11). Aus der Differenz der Distanz der beiden Sensoren und der Differenz der Ankunftszeit kann die Scherwellengeschwindigkeit ermittelt werden.

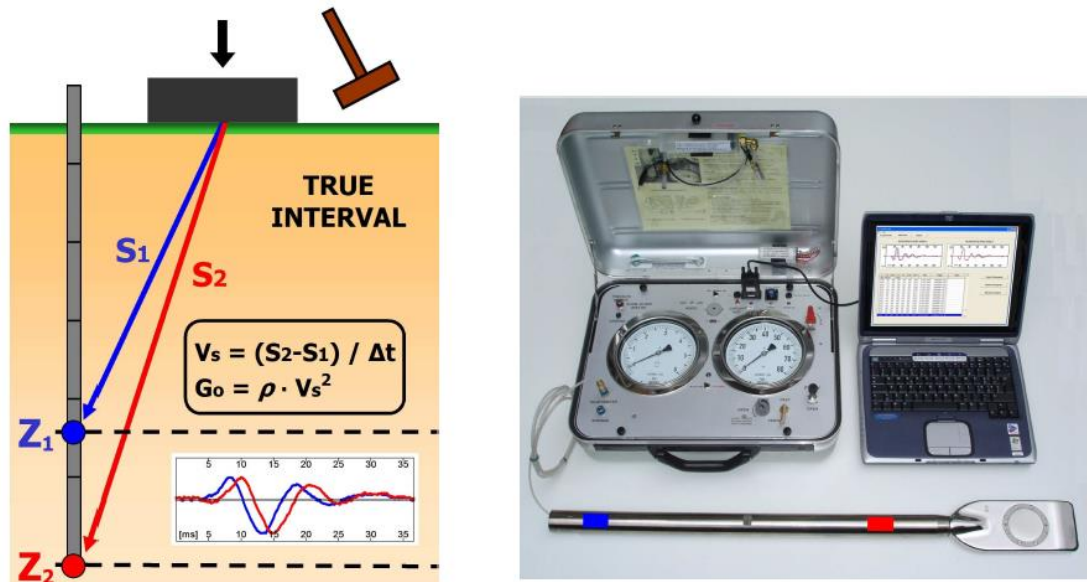


Abb. V-9 Seismischer Flachdilatometer SDMT, links Prinzip und rechts Gerät und Ableseseinheiten.

Mit dem seismischen Dilatometer und dem seismischen CPT kann die Scherwellengeschwindigkeit v_s (m/s) ermittelt werden und daraus der Schermodul bei kleinen Dehnungen $G_0 = \rho \cdot v_s^2$.

Die Scherwellengeschwindigkeit kann zur Beurteilung der Erdbebensicherheit (Marchetti et al., 2008; Grasso & Maugeri, 2006) und der Sicherheit gegen Bodenverflüssigung verwendet werden.

Weiter bestehen Ansätze, um aus dem Schermodul G_0 bei geringen Schubdehnungen von $\gamma = 10^{-5}$ bis 10^{-4} (0.001 – 0.01 %) und dem umgerechneten Zusammendrückungsmodul Abminderungskurven des Schubmoduls G in Abhängigkeit der Schubdehnungen γ herzuleiten.

Aus dem Zusammendrückungsmodul M_{DMT} bei einer Dehnung $\gamma = 0.05 - 0.1$ % nach Mayne (2001) ergibt sich $G_{DMT} = M_{DMT} / 2.67$ für $\nu = 0.2$.

Ansätze für Abminderungskurven G/γ wurden von Marchetti, et al. (2008); Amoroso, Lehane, Fahey (2013); Amoroso, Monaco, Marchetti (2013) sowie Pepe et al. (2015) veröffentlicht. Diese sollten für glaziale Böden weiterentwickelt werden.

V.4 Neue Erkenntnisse für glaziale Böden

Anweisungen zur Ausführung von DMT Versuchen in teilweise drainierenden Böden („Nischen Silt“)

V.4.1 Einleitung

In den meisten Fällen wird der DMT in Sand, Silt oder Ton ausgeführt. In „durchlässigem“ Sand und in Ton ist die Interpretation einfach und klar, da der Versuch während der Versuchsdauer von etwa einer halben Minute (≈ 0.5 min) entweder unter vollständig drainierten oder nicht drainierten Bedingungen verläuft. Schwieriger wird die Interpretation bei besonderen gesättigten Böden, die eine dazwischen liegende Durchlässigkeit aufweisen und sich teilweise drainiert verhalten. Die Interpretation des DMT muss diesem Verhalten Rechnung tragen.

Folgende Punkte sind wichtig:

- Es muss erkannt werden, dass es sich um einen teilweise drainierenden Boden handelt (Nischen Silt).
- Wenn der Boden als Nischen Silt erkannt wird, ist ein besonderes Auswerteverfahren anzuwenden.

Falls in diesen teilweise drainierenden Böden eine „normale“ Auswertung durchgeführt wird, so können die ermittelten Parameter falsch sein. Teilweise drainierende Böden können während der Durchführung von DMT Versuchen erkannt werden. Während dem Vorschieben des DMT wird der Verlauf der A-Ablesung beobachtet. Diese vereinfachten Dissipationsversuche sollten bei der Ausführung von DMT Versuchen systematisch durchgeführt werden, um abzuklären, ob der Boden teilweise drainiert.

Profile von I_D und M_{DMT} wie in Abb. V-10 dargestellt sind Alarmzeichen, dass die Böden teilweise drainieren.

V.4.2 Wie kann ein teilweise drainierender Boden bestimmt werden: „Nischen Silt“

Der einfachste Weg zur Ermittlung, ob der Boden für den DMT Versuch rasch drainiert, besteht darin, die Probe in der Mitte des 20 cm Vorschubs anzuhalten und die Änderung der Spannung in Position A zu beobachten. Das heisst ein kurzer Dissipationsversuch von ein bis zwei Minuten Dauer. Damit kann ermittelt werden, ob sich die Kontaktspannung der Membrane während der Ausführung eines DMT Versuches wesentlich ändert. Findet während der ersten halben Minute (30 Sek.) ein wesentlicher Abfall des A-Wertes statt, so handelt es sich um einen teilweise drainierenden Boden (Nischen Silt). Bleibt die Ablesung des A-Wertes während einer halben Minute (30 Sek.) nahezu konstant, so handelt es sich entweder um einen vollständig drainierenden Versuch oder um einen undrainierten Versuch. Für Sand bleibt der A-Wert konstant, weil keine Überschuss-Porenwasserspannung auftritt und im Ton wird die Porenwasserspannung während dem Versuch nicht abgebaut.

V.4.3 Mehrdeutigkeit bei sehr niedrigem I_D (oft auch M_{DMT})

Eine Folge der teilweisen Drainage ist, dass B nicht korrekt zu A passt, da der gemessene Überschussporenwasserdruck A zu niedrig ist. Ebenso zu niedrig ist die Differenz B-A und als Folge davon die abgeleiteten Parameter Material Index I_D und E_D sowie M_{DMT} . Die extrem tiefen Werte des Material Index I_D (im Bereich $I_D = 0.1-0.2$) und der Zusammendrückungsmodul M_{DMT} können in Abb. V-10 gut erkannt werden und lassen teilweise Drainage vermuten.

Die Mehrdeutigkeit in Abb. V-10 hat folgende Ursache: Ist I_D sehr niedrig, weil der Boden sehr tonig ist oder weil er teilweise drainiert? Ist der Zusammendrückungsmodul M_{DMT} wirklich so niedrig oder liegt die Ursache in der teilweisen Drainage?

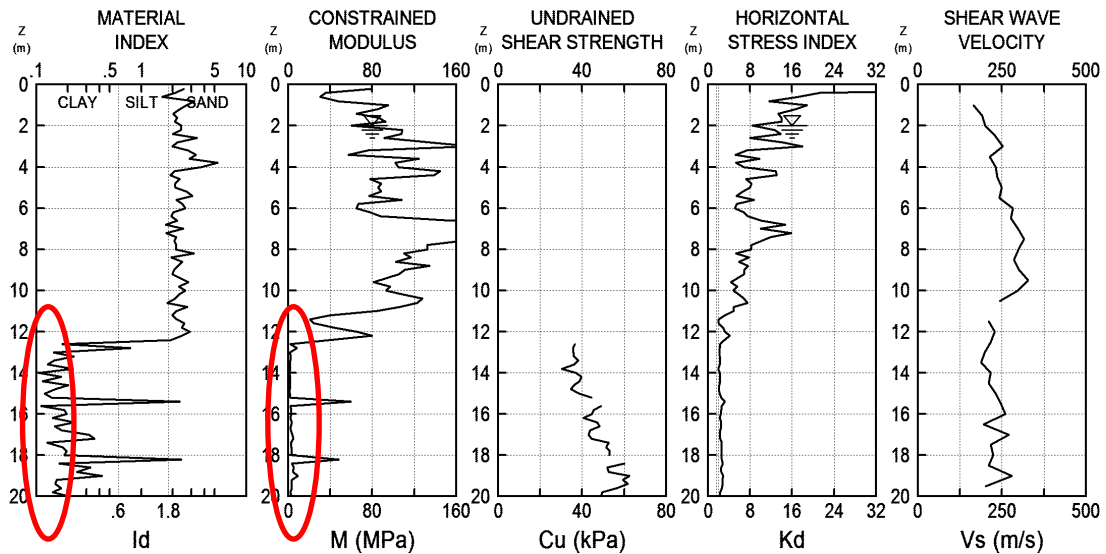


Abb. V-10 Ermittelte Parameter von DMT Versuchen mit teilweiser Drainage von 12–20 m Tiefe mit niedrigem Materialindex und Verformungsmodul.

V.4.4 Versuch den B Wert zu korrigieren

Durch Ablesung A wird die rote Kurve in Abb. V-11a erhalten, die einen erheblichen Abbau der Porenwasserspannung während dem DMT Versuch anzeigt. Die beiden Kurven wurden mit der Membrane in Position A und Messung der Druckänderung ($\approx 20\text{--}30$ Sek. nach der Erstablesung A) ermittelt.

Aus der Kurve des Abbaus der Kontaktspannung während dem Aufdrücken von A nach B kann die Korrektur ermittelt werden, die gemäss Abb. V-11 $\Delta p = 35$ kPa beträgt. Diese Korrektur kann dann bei allen Ablesungen B angefügt werden, um die Auswirkung der teilweisen Drainage zu kompensieren.

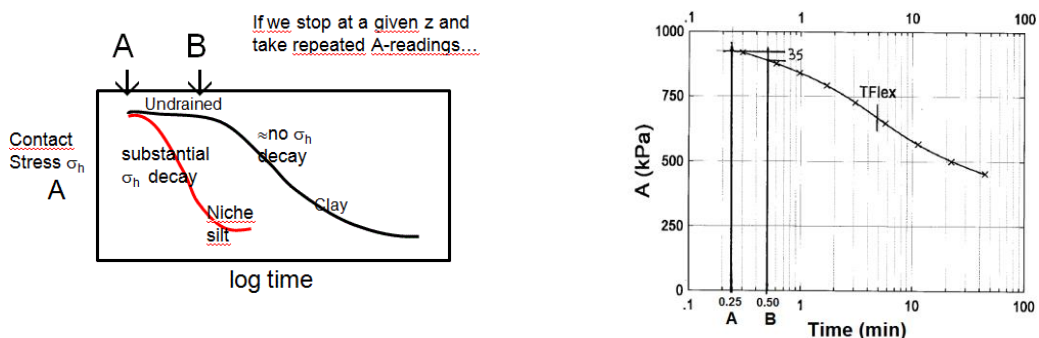


Abb. V-11 Links: Abbau der Kontaktspannungen in teilweise drainierendem Silt und Ton (A-Ablesungen); Rechts: Ermittlung des Druckabfalls während der Versuchsdurchführung während 15 Sek. aufblasen.

V.4.5 Undrainierte Scherfestigkeit c_u in teilweise drainierenden Böden

Die benötigte Zeit zur Ablesung A beträgt etwa 10–15 Sek., deshalb wird die Ablesung A meist in undrainierten Verhältnissen durchgeführt werden. K_D und c_u können relativ zuverlässig ermittelt werden, da diese Parameter vor allem von Messung A abhängen. Falls während 12 Sek. kein wesentlicher Druckabfall beobachtet wird, können die Randbedingungen als drainiert angesehen werden.

Ist der Abfall der Kontaktspannung grösser, so kann der anfängliche Druck A durch Rückwärtsprojektion abgeschätzt werden und die undrainierte Scherfestigkeit c_u kann ermittelt werden.

In natürlichen Ablagerungen (mit Ausnahme von glazialen Sedimenten) und Abraumdungen sind teilweise drainierende Böden eher selten. Die zuverlässige Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit und undrainierte Stabilitätsanalysen werden möglich.

V.4.6 Zeitpunkte der Ablesungen

Da in Sand und Ton die Ablesezeit (ASTM D6635-01 Standard Test Method DMT) bis um einen Faktor 2 schwanken kann, reagieren in teilweise drainierenden Böden die Ablesungen A und B empfindlich auf den zeitlichen Ablauf der Ablesungen.

Die folgenden typischen Ableseintervalle werden meist angewandt mit $t = 0$. Dabei ist $t = 0$ der Zeitpunkt, wenn die DMT Sonde die Messtiefe erreicht hat:

- Beginn des Aufblasens der Membrane nach Erreichen der Versuchstiefe (praktische Dauer 2 Sek.): Zeitpunkt $t \approx 2$ Sek.
- Zeit zum Aufbringen des Druckes A : 10–15 Sek., Zeitpunkt der Ablesung A nach Zeit $t \approx 12$ –17 Sek.
- Zeit zum Erhöhen des Druckes von A nach B: 10–15 Sek., deshalb B abgelesen nach $t \approx 22$ –32 Sek.

Erfahrene Operatoren verkürzen die Versuchszeit oft durch raschen Druckaufbau auf etwa 70 % der erwarteten Ablesung (A oder B) und vermindern dann die Geschwindigkeit, um den Druck genau abzulesen. Diese Methode des Druckaufbaus vermindert den Druckabfall entlang dem Schlauch, wenn der Ablesewert erreicht wird. Mit dieser Ablesemethode kann die Ablesezeit von etwa 15 Sek. auf 7 Sek. vermindert werden. Bei dieser beschleunigten Versuchsdurchführung hat der Boden weniger Zeit zur Drainage, die Auswertung wird präziser und das Fenster drainierender Böden kleiner.

VI Direkte Bemessung von Pfählen mit der Drucksonde CPT und Flachdilatometer DMT

Die hier dargestellten Methoden zur direkten Bemessung von Pfählen mit Resultaten aus Drucksonden oder Flachdilatometer wurden von Togliani entwickelt. Die vollständige Herleitung findet sich in den Publikationen (Togliani, 2008 und Togliani, 2016).

Die ursprüngliche Methode von Togliani (2008) beruht auf den folgenden Parameter:

- Spitzenwiderstand q_c
- Reibungsverhältnis R_f und deshalb auch Mantelreibung f_s

Zusätzlich wird hier eine zweite Methode (Togliani, 2016) für die Bemessung mit Daten aus Drucksondierungen CPTU vorgeschlagen, die nur auf dem Spitzenwiderstand q_c beruht, da dieser oft geringere Variationen als die Mantelreibung der Drucksonde aufweist. Für die Bemessung mit Parametern aus dem Flachdilatometer DMT wird eine dritte Methode vorgeschlagen.

Die Mantelreibung weist bei der Bestimmung eine grössere Streuung auf und wiederholte Messungen können grösser Abweichungen anzeigen. Für diese dritte Bemessungsmethode wird vorgeschlagen, dass zur Unterscheidung zwischen nicht bindigen und bindigen Böden die Differenz der Porenwasserspannung $\Delta u = U_2 - U_0 < 100$ kPa verwendet wird. Ebenso wird der Wert der Mantelreibung $f_s < 20$ kPa als Grenze zu weichen und lockeren Böden verwendet.

Weitere verwendete Parameter wie (V_s , γ_T , G_0 , OCR) wurden mit Korrelationen ermittelt, die den Spitzenwiderstand „ q_c “ verwenden.

Die für alle Methoden anwendbaren Grundgleichungen sind für den parallelen Pfahlmantel, konische Abschnitte und die Spitze:

$$\text{Mantel:} \quad R_{\text{Mantel}} = \Sigma[(\pi d_{\text{aver.}} h_i q_s)] \quad (1)$$

$$\text{Konus:} \quad R_{\text{Konus}} = \Sigma[\pi / 4 (d_{\text{top}}^2 - d_{\text{bottom}}^2) q_c (k d_{\text{aver.}} / d_{\text{base}})] \kappa \quad (2)$$

$$\text{Fuss:} \quad R_{\text{Fuss}} = (\pi / 4 d_{\text{base}}^2 q_b) \quad (3)$$

$$\text{Total:} \quad R_{\text{ult.}} = R_{\text{Mantel}} + R_{\text{Konus}} + R_{\text{Fuss}} \quad (4)$$

Dabei ist: h_i = Schichtstärke; $d_{\text{aver.}} = (d_{\text{top}} + d_{\text{bottom}}) / 2$; d_{base} = Durchmesser Pfahlfuss

Der spezifische Fusswiderstand (q_b) ist bei beiden Methoden gleich:

$$q_b = q_{c, \text{base}} [\lambda + (0.005 L_{\text{Pfahl}} / d_{\text{base}})] \quad (5)$$

wobei q_c zwischen $+8 d_{\text{base}}$ und $-4 d_{\text{base}}$ gemessen wird.

Die mittlere Mantelreibung am Pfahl wird mit folgenden Formeln ermittelt:

Für die ursprüngliche Methode mit Spitzenwiderstand und Reibung (q_c , R_f):

$$\text{Falls } f_s < 20 \text{ kPa} \quad q_s = \beta q_c^{0.4} \quad (6)$$

$$\text{Für } R_f > 1.5 \quad q_s = \beta \{q_c^{0.52} [1.1 (0.4 + \ln(R_f))]\} \quad (7)$$

$$\text{Für } 1 < R_f \leq 1.5 \quad q_s = \beta \{q_c^{0.51} [0.8 + (1 - R_f) / 8]\} \quad (8)$$

$$\text{Sonst} \quad q_s = \beta \{q_c^{0.53} [0.8 + (1.1 - R_f) / 8]\} \quad (9)$$

Vergleichsmethode nur mit Spitzenwiderstand (q_c):

$$\text{Für } u_2 - u_0 = \Delta u < 100 \text{ kPa} \quad q_s = \beta q_c^{0.48+\alpha} \quad (10)$$

$$\text{Wobei} \quad \alpha = 0.06 \text{ LOG(OCR)} \quad (11)$$

$$\text{Für } f_s < 20 \text{ kPa} \quad q_s = \beta q_c^{0.40} = \text{Pfahlmantelreibung} \quad (12)$$

$$\text{Sonst} \quad q_s = \beta q_c^{0.50} \quad (13)$$

$$\text{Und} \quad q_{s, \text{ final}} = \beta (q_s \sigma'_v)^{\delta} \quad (14)$$

$$\text{Dabei gelten} \quad \delta = 0.020 \text{ (} L_{\text{Pfahl}} < 10 \text{ m)}$$

$$\delta = 0.025 \text{ (} L_{\text{Pfahl}} < 20 \text{ m)}$$

$$\delta = 0.030 \text{ (} L_{\text{Pfahl}} < 30 \text{ m)}$$

$$\delta = 0.035 \text{ (} L_{\text{Pfahl}} < 40 \text{ m)}$$

$$\delta = 0.040 \text{ (} L_{\text{Pfahl}} < 50 \text{ m)}$$

Für die Bemessung mit Resultaten aus **Flachdilatometermessungen DMT** wurde die Methode von Togliani und Reuter (2015) leicht modifiziert mit folgenden Gleichungen:

$$\text{Für } I_D > 1.8 \quad q_s = \beta (p_0^{0.68} K_D^{0.3} I_D^{0.4}) \quad (15)$$

$$\text{Für } 0.6 < I_D < 1.8 \quad q_s = \beta (p_0^{0.66} K_D^{0.3}) \quad (16)$$

$$\text{Für } I_D \leq 0.6 \quad q_s = \beta (p_0^{0.55} K_D^{0.1} I_D^{0.4}) \quad (17)$$

$$\text{Für } p_1 \text{ (DMT)} \approx q_c \quad q_b = p_1, \text{ Fuss} [\lambda + (0.005 L_{\text{Pfahl}} / d_{\text{Fuss}})] \quad (18)$$

$$\text{Sonst gilt} \quad q_b = p_1, \text{ Fuss} \quad (19)$$

Dabei wird für der Pfahlsitzenwiderstand $p_1, \text{ Fuss}$ zwischen den Tiefen $+8 d_{\text{Fuss}}$ und $-4 d_{\text{Fuss}}$ ermittelt.

Die Ermittlung der Koeffizienten β , λ , e , κ , in Abhängigkeit der Pfahlart ist in *Tab. VI-1* zusammengefasst.

Tab. VI-1 Berechnungsfaktoren für verschiedene Pfahlarten

Pfahltypen	β	λ	κ (Konizität)
Vorfabriziert gerammt	1.00	0.30	1.3 falls $q_c \leq 2 \text{ MPa}$
Vorfabriziert eingepresst			1.2 falls $2 < q_c \leq 3 \text{ MPa}$ 1.1 falls $3 < q_c \leq 10 \text{ MPa}$ 1.0 falls $2 < q_c > 10 \text{ MPa}$
DD (Bauer, Omega, etc.)	0.90	0.25	
Rohr (offener Fuss)	0.70	0.20	
HP (Walzträger)	0.65	0.15	
CFA kontinuierliche Drehbohrpfähle (verrohrt, kohäsionslos)	0.60	0.10	
Bohrpfähle (verrohrt) in kohäsivem oder residualem Boden	0.50	0.10	
Bohrpfähle (mit Bentonit Stützung, abgeminderte Mantelreibung)	0.40	0.05	

Glossar

Begriff	Bedeutung
CPT	Drucksonde <i>Pénétromètre statique</i> Cone Penetration Test
CPTu	Drucksonde mit Messung des Porenwasserdrucks – Piezocone <i>Essai de pénétration au cône électrique et au piézocône</i> Cone penetration test with pore pressure measurements – piezocone test
SCPTu	Drucksonde mit Messung des Porenwasserdrucks und der Scherwellengeschwindigkeit <i>Piézocone avec mesurages des ondes de cisaillement v_s</i> <i>Piezocone test with measurement of shear wave velocities</i>
Spitze Cône Cone	Kegelförmige Sondierspitze, an welcher der Spitzenwiderstand gemessen wird <i>Partie inférieure conique de la pointe pénétrométrique et de la partie cylindrique</i> Conical shaped bottom part of the cone penetrometer and the cylindrical extension
Drucksonde <i>Pointe pénétrométrique</i> Cone penetrometer	Gerät bestehend aus Druckspitze, Reibungsmantel, weiteren Sensoren und Messgeräten und Verbindung zum Gestänge <i>Assemblage comportant le cône, le manchon de frottement, tous les autres capteurs et systèmes de mesure ainsi que la connexion aux tiges de fonçage</i> Assembly containing the cone, friction sleeve, any other sensors and measuring systems as well as the connection to the pushing rods
Spitzenwiderstand q_c <i>Résistance au cône</i> Cone resistance q_c	Die auf die Spitze wirkende Kraft Q_c , geteilt durch die Querschnittsfläche des Kegels, A_c , $q_c = Q_c / A_c$ <i>La force Q_c agissant sur la pointe divisée par la section du cône A_c. $q_c = Q_c / A_c$</i> The force acting on the cone, Q_c , divided by the projected area of the cone, A_c . $q_c = Q_c / A_c$
q_t Korrigierter Spitzenwiderstand <i>résistance au cône corrigée q_t</i> corrected cone resistance q_t	Der Spitzenwiderstand q_c korrigiert für die Wirkung des Porenwasserdrucks. $q_t = q_c + u_s (1 - a)$ <i>Résistance au cône q_c corrigée en fonction de la pression interstitielle.</i> $q_t = q_c + u_s (1 - a)$ The cone resistance q_c corrected by the effects of pore pressures. $q_t = q_c + u_s (1 - a)$
Netto Spitzenwiderstand q_n <i>Résistance au cône net q_n</i> Net cone resistance q_n	Korrigierter Spitzenwiderstand abzüglich vertikale Totspannung: $q_n = q_t - \sigma_{vo}$ <i>Résistance au cône corrigée moins la contrainte verticale: $q_n = q_t - \sigma_{vo}$</i> Corrected tip resistance minus the total vertical stress: $q_n = q_t - \sigma_{vo}$
Q_t Normalisierter Spitzenwiderstand <i>résistance au cône normalisée Q_t</i> normalized cone resistance Q_t	Der dimensionslose Spitzenwiderstand bezogen auf die Vertikalspannung $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$ <i>La résistance au cône normalisée à la contrainte verticale efficace $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$</i> The net cone resistance normalized to the effective in-situ vertical stress $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$
Q_{tn} Normalisierter Spitzenwiderstand <i>résistance au cône normalisée Q_{tn}</i> normalized cone resistance Q_{tn}	Normalisierter Spitzenwiderstand für exponentielle Variation des Exponenten n je nach Bodenart und Spannungsniveau. Für $n = 1$ gilt $Q_{tn} = Q_t$. $Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$ <i>Résistance au cône normalisée à une variation exponentielle (n) de la contrainte et du sol. Pour le cas $n = 1$ $Q_{tn} = Q_t$.</i> The cone resistance expressed in a non-dimensional form taking account of the in-situ vertical stresses and where the stress exponent (n) varies with soil type and stress level. When $n = 1$, $Q_{tn} = Q_t$.
Reibungshülse <i>Manchon de frottement</i> Friction sleeve	Zylindrischer Teil der Drucksonde hinter dem Kegel mit paralleler Wand <i>Partie de la sonde cylindrique derrière le cône pour mesurer le frottement latéral</i> Cylindrical section of penetrometer behind cone to measure friction

Mantelreibung F_s	Auf die Reibungshülse wirkende Kraft
<i>Frottement latérale F_s</i>	<i>Force de frottement latéral agissant sur le manchon de frottement</i>
Sleeve friction F_s	Friction force acting on the sleeve
Spezifische Mantelreibung f_s	Auf Reibungshülse wirkende Kraft F_s dividiert durch die wirksame Fläche: $f_s = F_s / A_s$
<i>Frottement spécifique f</i>	<i>Force de frottement F_s sur le manchon divisé par la surface A_s du manchon: $f_s = F_s / A_s$</i>
Spec. sleeve friction f_s	Friction force acting F_s on sleeve divided by surface of sleeve A_s : $f_s = F_s / A_s$
Reibungsverhältnis R_f (%)	Quotient aus der gemessenen, auf die Reibungshülse wirkenden Mantelreibung f_s zum Spitzenwiderstand q_c : $R_f = (f_s / q_c) \times 100 \%$
<i>Rapport de frottement</i>	<i>Rapport entre le frottement spécifique f_s et la résistance au cône q_c: $R_f = (f_s / q_c) \times 100 \%$</i>
Friction ratio R_f (%)	Ratio, expressed as percentage of the specific sleeve friction f_s to the cone resistance q_c measured at the same depth $R_f = (f_s / q_c) \times 100 \%$
Porenwasserdruck	Während der Drucksondierung generierter Porendruck, gemessen mit Druckgeber: u_1 an der Front des Kegels, u_2 hinter dem Kegel am Übergang zur Reibungshülse.
<i>Pression interstitielle</i>	<i>Pression interstitielle mesuré pendant la pénétration du cône avec un capteur: u_1 à la face du cône, u_2 derrière le cône à la transition au manchon de frottement.</i>
Pore pressure	Pore pressure generated during cone penetration and measured by a pore pressure sensor: u_1 when measured on the cone face, u_2 measured behind the cone on the transition to the friction sleeve.
Porenüberdruck Δu	Der gemessene Porendruck abzüglich des in-situ Porenwasserdrucks. $\Delta u = u_2 - u_0$
<i>Pression interstitielle excessive Δu</i>	<i>La pression interstitielle mesurée moins la pression interstitielle en place ou pression interstitielle net, $\Delta u = u_2 - u_0$</i>
Excess (or net) pore pressure Δu	The measured pore pressure less the in-situ equilibrium pore pressure: $\Delta u = u_2 - u_0$
Porendruckverhältnis B_q	Generierter Porenwasserüberdruck Δu dividiert durch den Nettospitzenwiderstand q_n : $B_q = \Delta u / q_n$
<i>Rapport de pression interstitielle B_q</i>	<i>La pression interstitielle excessive divisée par la résistance au cône net: $B_q = \Delta u / q_n$</i>
Pore pressure ratio B_q	The net pore pressure divided by the net cone resistance: $B_q = \Delta u / q_n$
DMT	Flachdilatometer nach Marchetti <i>Dilatometre plat selon Marchetti</i> Flat Dilatometer according to Marchetti
SDMT	Flachdilatometer DMT mit Messung der Scherwellengeschwindigkeit <i>Dilatometre plat avec mesurages des ondes de cisaillement</i> Flat Dilatometer DMT with measurement of shear wave velocity
I_D	Material Index des DMT <i>Indice du matériel du DMT</i> Material index for DMT
K_D	Index der Horizontalspannung <i>Indice de la contrainte horizontale</i> Horizontal Stress index
E_D	Dilatometer Modul (ist kein Elastizitätsmodul des Bodens) <i>Module de dialtomètre DMT (pas un module du sol)</i> Dilatometer Modul (is not a Young's Modulus of soil)
M	Vertikaler drainierter Zusammendrückungsmodul <i>Module de compressibilité verticale</i> Vertical constrained modulus
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute <i>Association suisse des professionnels de la route et des transports</i> Swiss Association of Road and Traffic Experts
CEN	Europäisches Komitee für Normung <i>Comité européen de normalisation</i> European Committee for Standardization
SN	Schweizer Norm <i>Norme Suisse</i> Swiss Standard

Literaturverzeichnis

Normen

<i>SN 670 002-2-NA Nationales Element zu EN 1997-2: „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung des Baugrundes“.</i>
<i>SN 670 302-1. Nationales Element zu EN ISO 22475-1: „Geotechnische Untersuchungen: Probeentnahmeverfahren und Grundwassermessungen – Teil 1“; „Méthodes de prélèvement et mesurages piézométriques – Partie 1“.</i>
<i>SN 670 314: „Rammsondierung „von Moos““</i>
<i>SN 670 318-1 zu EN ISO 22476-1: „Felduntersuchungen: Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck“; „Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône et au piézocone“.</i>
<i>SN 670 318-2 zu EN ISO 22476-2: „Felduntersuchungen: Teil 2: Rammsondierungen“; „Partie 2: Essai de pénétration dynamique“.</i>
<i>SN 670 318-3 zu EN ISO 22476-3: „Felduntersuchungen: Teil 3: Standard Penetration Test“; „Partie 3: Essai de pénétration au carottier“.</i>
<i>SN 670 318-11 zu EN ISO/TS 22476-11: „Felduntersuchungen: Teil 11: Teil 11: Flachdilatometerversuch“; „Partie 11: Essai au dilatomètre plat“.</i>
<i>SN 670 318-12 zu EN ISO 22476-12: „Felduntersuchungen: Teil 12: Drucksondierungen mit mechanischen Messwertaufnehmern“; „Partie 12: Essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique“.</i>
<i>DIN 4094-2: „Baugrund Felduntersuchungen Teil 3: Bohrlochrammsondierung“, 2003.</i>

Dokumentation

Amoroso, S.; Lehane, B.M.; Fahey, M. (2013), „ Determining G-γ Decay curves in sand from a seismic Dilatometer Test (SDMT) “, <i>Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4</i> , Recife, Brazil, Coutinho & Mayne eds., S. 457–472.
Amoroso S.; Monaco, P.; Marchetti, D. (2013), „ Use of the Seismic dilatometer (SDMT) to estimate in-situ G-γ Decay curves in various soil types “, <i>Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4</i> , Recife, Brazil, Coutinho & Mayne eds., S. 489–497.
Baligh, M.M. (1976), „ Cavity Expansions in sands with curved Envelopes “, <i>ASCE Jnl GE</i> , Vol. 101, Nr. GT11, Nr. GT9, S. 1108–1136.
Baligh, M.M.; Azzouz, A.S.; Wissa, A.Z.E.; Matyin, R.T. & Morrison, M.H. (1981), „ The piezocone penetrometer. Cone penetration testing and experience “, <i>Proc. ASCE Nat. Convention</i> , St. Louis, USA, S. 247–263.
Baligh M.M. & Levadoux J.N. (1980), „ Pore pressure dissipation after cone penetration “, <i>MIT, Report 80-11</i> .
Baligh, M.M. & Scott, R.F. (1975), „ Quasi Static Deep Penetration in Clays “, <i>ASCE Jnl GE</i> , Vol. 101, Nr. GT11, S. 1119–1133.
Bianchi, C.; Lüthi, Th.; (2014), „ Bestimmung der Steifigkeitsparameter für die Setzungsberechnung “, <i>Fachtagung Geotechnik</i> , Hochschule Rapperswil. 42 S.
Boggess R; Robertson, P.K. (2010), „ CPT for soft sediments and deepwater investigations “. 2 nd <i>International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT10</i> , Huntington Beach, California, www.cpt10.com.
Bolton, M.D (1986), „ The strength and dilatancy of sand “, <i>Géotechnique</i> , Vol. 36, Nr. 1, S. 65–78.
Boulanger R.W.; Idriss I.M. (2006), „ Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays “, <i>Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE</i> .
Broms, B.B.; Flodin, N. (1988), „ History of Soil Penetration Testing “, <i>Proceedings Penetration Testing ISOPT-1</i> , Orlando, Balkema, S. 157–220.
Bustamante M.; Ghaneselli L. (1982), „ Pile bearing capacity predictions by means of static penetrometer CPT “, <i>Proceedings of 2nd European symposium on penetration testing (ESOPT-II)</i> , Amsterdam, S. 493–500.
Campanella, R.; Robertson, P.K.; Gillespie, D. (1983), „ Cone Penetration Testing of Deltaic Soils “, <i>Canadian Geotechnical Journal</i> , Vol. 20, Nr.1, S. 25–35.
Canadian Geotechnical Society (2006), „ Canadian Foundation Engineering Manual “, 4th Edition.
Carroll, R.; Long, M.; Ward, D. (2013), „ Use of CPTU and SDMT to characterize silty soil “, <i>Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4</i> , Recife, Brazil, Coutinho & Mayne eds., S. 241–249.
Cestari, F. (1990), „ Prove Geotechniche in sito “ <i>Geo-Graph</i> , segrate, 401 S.,

- Crettaz, P. & Zeindler, H. (1974), „**Penetration Testing in Switzerland, State-of-the art report**“, *ESOPT, European Symposium on Penetration testing*, Stockholm.
- DeGroot, D.J.; Ladd, C.C. (2012), „**In-Situ Characterization for cohesive soil deposits using combined in-situ and laboratory testing**“, *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, Keynote Lectures from GeoCongress 2012, ASCE GSP 226, S. 565–607.
- De Jong, E. (2016), „**Forensic engineering in geotechnics, the Dutch approach on CPT interpretation**“, *Proc. VI ECSMGE*, Edinburgh, ICE publishing, S. 3499–3504.
- DeJong, J.T.; Jaeger, R.A.; Boulanger, R.W.; Randolph, M.F.; Wahl, D.A.J. (2013), „**Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils**“, *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Recife, Brazil, Coutinho & Mayne eds., S. 3–24.
- Durgunoglou, H.T.; Mitchell, J.K. (1975a), „**Static penetration resistance analysis of soils I: analysis**“, *Proc. ASCE Spec. Conf. on In-Situ Measurement of Soil properties*, ASCE, New York, Vol.1, S. 151–171.
- Durgunoglou, H.T.; Mitchell, J.K. (1975b), „**Static penetration resistance analysis of soils II: Evaluation of theory and implications for practice**“, *Proc. ASCE Spec. Conf. on In-Situ Measurement of Soil properties*, ASCE, New York, Vol.1, S. 172–189.
- EAP (2012), „**Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle**“, 2. Auflage, Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DDGT, Ernst & Sohn, A Wiley Company, 498 S.
- Eslami, A. & Fellenius, B.H. (1997), „**Pile Capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories**“, *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 6 886–898.
- Failmezger, R.A.; Anderson, J.B. eds. (2006), „**Proc. 2nd Conference on the Flat dilatometer**“, Washington.
- Failmezger, R.A.; Bullock, P.J. (2008), „**Which in-situ test should I use –a designer's guide**“, *Ohio River Valley Soils Seminar 39*, Cincinnati, Ohio.
- Geoprofile (2014), „**Geotechnische Untersuchungen Rutschhang Dietli, N1 St. Gallen**“, Projekt Nr. 60-394, Bundesamt für Strassen, ASTRA, Filiale Winterthur.
- Geotest (1996), „**N5 BS 20, Aarebrücke; Statische Drucksondierungen im Juni 1996**“, Resultate mit erster, provisorischer Interpretation; *Bericht aus Baugrund Archiv*, WWA, BVE, Bern.
- Geotest (1992), „**Detailuntersuchung zur Brückenfundation, Aarebrücke Arcxh, Objekt BS 26**“, Büro für Nationalstrassen, Solothurn, *Bericht aus Baugrundarchiv*, WWA, BVE, Bern.
- Goldmann, N. (1699) zitiert von Zweck (1969), „**Baugrunduntersuchungen durch Sonden**“, Ernst & Sohn, Heft 71.
- Grasso, S. & Maugeri, M. (2006), „**Using K_0 and V_s from Seismic Dilatometer (SDMT) for evaluating soil liquefaction**“, *Proc. 2nd Conference on the Flat Dilatometer, 2006*, Failmezger, R.A. & Anderson, J.B. eds. Washington, S. 281–288.
- Häefeli, R. & Fehlmann, H.B. (1957), „**Messung der Zusammendrückung mit Hilfe eines Modellpfahls**“, *Deutsche Originalfassung eines Beitrages zum Erdbaukongress*, 1957 in London, Mitteilung 10, Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Foundationstechnik, S. 10–16.
- Hegazy, Y.A. (1998), „**Delineating geostratigraphy by cluster analysis of piezocone data**“, *PhD Thesis, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta*, 464 S.
- Heim R. (2015), „**Geotechnik - eine Quantité négligeable?**“ *Panorama in TEC21*, Nr. 1–2, S.12–13.
- Hird, C.C.; Springman, S.M (2006), „**Comparative performance of 5 cm² and 10 cm² piezocones in a lacustrine clay**“, *Géotechnique* 56; Nr. 6, S. 427–438.
- Holtz, R.D.; Kovacs, W.D. (1981), „**Introduction to Geotechnical Engineering**“, Prentice-Hall, 733 S.; en français (1991), „**Introduction à la géotechnique**“, Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal.
- Holtz, R.D.; Kovacs, W.D.; Sheahan, T.C. (2011), „**An Introduction to Geotechnical Engineering, 2nd edition**“, Pearson – Prentice-Hall, 853 S.
- ISSMGE (1989), „**Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing – TC 16 with reference Test procedures, CPT, SPT,DP, WST**“, *Swedish Geotechnical Institute*, Information 7, 49 S.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Germaine, J. T.; & Lancellotta, R. (1985), „**New developments in field and laboratory testing of soils**“ *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering*, Vol. 1, San Francisco, S. 57–153.
- Jeffries, M. & Bean, K. (2006), „**Soil liquefaction – A critical state approach**“, Taylor & Francis Group, London and New York.
- Ku, C.S. et al. (2010), „**Reliability of CPT I_c as an index for mechanical behaviour classification of soils**“, *Geotechnique* 60.
- Ku, T. & Mayne, P.W. (2014), „**Stress history profiling in soils using OCD - G_0 anisotropy relationships**“, *Geotechnical Engineering*, Vol. 167 (GE5), Institution of Civil Engineers, London: 476 –490.
- Kulhawy, F.H. & Mayne, P.W. (1990), „**Manual on estimating soil properties for foundation design**“, *Electric Power research Institute (EPRI)*, Palo Alto, California, Report EL-6800.
- Lacasse, S. (1985), „**Design parameters of clays from in-situ and lab tests**“, *Proc. Symposium on New Concepts in Geotechnical Engineering*, Rio de Janeiro, also NGI report Nr. 52155-50.
- Ladd, C.C. (1990), „**Stability Evaluation during staged Construction**“, 22nd Terzaghi Lecture, *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, Nr. 4, S. 537–615.

-
- Ladd, C.C. & Foott, R. (1974), „**New Design procedure for Stability of Soft Clays**“, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Proceedings ASCE, Vol. 100, Nr. GT 7; S. 763–785.
-
- Ladd, C.C.; Foott, R.; Ishihara, K.; Schlosser, F.; Poulos, H.G. (1977), „**Stress-deformation and strength characteristics**“, *SOA Report, Proc. 9th ICSMFE*, Tokyo, 2, S. 421–4.
-
- Ladd, C.C., DeGroot, D.J. (2003), „**Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization: Arthur Casagrande Lecture**“, *Soil and Rock America 2003, 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 57 S.
-
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1969), „**Soil mechanics**“, Wiley & Sons, New York, 507 S.
-
- Lancellotta, R. (1987, 1993, 2004, 2012), „**Geotecnica**“, Erste bis vierte Auflage, Zanichelli, 530 S.
-
- Lancellotta, R. (2007), „**Geotechnical Engineering**“, Taylor & Francis, London, 499 S.
-
- Lang, H.-J. & Huder, J. (1982), „**Bodenmechanik und Grundbau**“, Springer, Berlin.
-
- Lang, H.-J.; Huder, J.; Amann, P.; Puzrin, A.M. (2007), „**Bodenmechanik und Grundbau**“, 8. Auflage, Springer, Berlin, 336 S.
-
- Larsson, R. (1997), „**Investigations and load tests in silty soils, Results from a series of investigations in silty soils in Sweden**“, *Report 54, Swedish Geotechnical Institute*, 257 S.
-
- Lee, M.-J.; Choi, S.-K.; Kim, M.T.; Lee, W.J. (2011), „**Effect of stress history on CPT and DMT results in sand**“, *Engineering Geology, Elsevier*, 117, S. 259–265.
-
- Long, M. (2008), „**Design parameters from in-situ tests in soft ground – recent developments**“, *Proc. ISC3, Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taipei, Huang & Mayne eds., Taylor & Francis group, London, S. 89–116.
-
- Long, M. (2010), „**Regional report for Northern Europe**“, *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, CA, USA, May 2010.
-
- Lo Presti, D. & Meisina, C. (2014), „**Use of cone penetration test for soil profiling and design of shallow and deep foundations**“, *CPT Handbook by Pagani Geotechnical Equipment*. 68 S.
-
- Lo Presti, D.; Squeglia, N. (2008), „**Prove Penetrometriche Dinamiche**“, *Argomenti di Ingegneria Geotecnica*, Helvelus Edizioni, 84 S.
-
- Lo Presti, D.; Squeglia, N.; Meisina, C. & Visconti L. (2010), „**Use of CPT and CPTu for soil profiling of “intermediate” soils: a new approach**“, *Proc. CPT10*, Huntington Beach Paper 2–44.
-
- Lunne, T.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M (1997), „**Cone penetration testing in geotechnical practice**“, Blackie Academic, Imprint of Chapman & Hall, London, 312 S.
-
- Mahmoud, M., Woeller, D., Robertson, P.K. (2002), „**Detection of shear zones in natural clay slopes using the cone penetration test and continuous dynamic sampling**“, *Can. Geotechnical. Journal*, 37, S. 652–661.
-
- Marchetti, D.; Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G. (2008), „**Experience with seismic dilatometer (SDMT) in various soil types**“, *Proc. ISC3, Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taipei, Huang & Mayne eds., Taylor & Francis, London, S. 1339–1345.
-
- Marchetti, S. (1980), „**In-situ tests by flat dilatometer**“, *ASCE Journal Geotech. Eng.* 106 (3), S. 299–321.
-
- Marchetti, S. (1997), „**The flat dilatometer: design applications**“, *Proc. 3rd Geotechnical Engineering Conference*, Cairo.
-
- Marchetti, S. (1999), „**The Flat Dilatometer and its applications to Geotechnical Design**“, *Lecture notes Seminar on DMT held at the Japanese Geot. Society*, Tokyo, 12. Feb. 1999.
-
- Marchetti, S. (2006), „**Origin of the Flat Dilatometer**“, *Proc. 2nd Conference on the Flat dilatometer*, 2006, Failmezger, R.A. & Anderson, J.B. eds. Washington, S. 2–3.
-
- Marchetti, S. (2015a), „**Some 2015 Updates to the TC 16 DMT report 2001**“, *Proceedings DMT 15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, S. 43–68. and Supplementum (2016) to Chapter: Partially draining saturated silts. (personal communication by Marchetti, S).
-
- Marchetti, S. (2015b), „**Incorporating the stress history Parameter K_0 into the liquefaction correlations in clean uncemented sands**“, *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*
-
- Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, G.; Calabrese, M. (2001), „**The Flat Dilatometer test (DMT) in soil investigations**“, *A report by the ISSMGE Committee TC-16, Proc. 2nd Conference on the Flat dilatometer*, 2006, Failmezger, R.A. & Anderson, J.B. eds. Washington, S. 8–48.
-
- Marchetti, S.; Monaco, P.; Totani, F.; Marchetti (2008), „**In Situ Tests by Seismic Dilatometer (SDMT), From research to practice in geotechnical engineering**“, Laier J.E.; Crapps, D.K.; Hussein, M.H. eds., *ASCE GSP*, Nr. 180, S. 292–311.
-
- Marchetti, S.; Monaco, P.; Viana de Fonseca, A.; editors (2015), „**Proc. Of the 3rd International Conference on the Flat Dilatometer DMT’15**“, Rome, Italy. June 14 -16, 2015, 579 S.
-
- Marchetti, S. & Totani, G. (1989), „ **C_h evaluations from DMTA dissipation curves**“, *Proc. XII ICSMFE*, Rio de Janeiro, Vol.1, S. 281–286.
-
- Mayne, P.W. (2001), „**Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests**“, *Proceedings, Intl. Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories (In-Situ 2001)*, Bali, Indonesia, S. 47–69.
-

- Mayne, P.W. (2007), „**NCHRP SYNTHESIS 368, Cone Penetration Testing A Synthesis of Highway**“, *National Cooperative Highway Research Program*, www.TRB.org; TRB Washington, D.C.
- Mayne, P. W. (2012), „**Quandary in geomaterial characterization, new versus the old**“ *Research Record*, Keynote SFGE, uin McCabe, B., Rantanizoudou, Philips, D, eds. Shaking the Foundations of Geoen지니어ing, CRC Press.
- Mayne, P.W. (2014), „**Engineering Design Using the Cone Penetration Test, Geotechnical Applications Guide**“, Conetec, Richmond, B.C, Kanada, 165 S.
- Mayne, P.W.; Christopher, B.R.; DeJong, J. (2001), „**Manual on Subsurface Investigations**“, *NHI Publication* NHI-01-031.
- Mayne, P.W.; Coop, M.R.; Springman, S.; Huang, A-B. & Zornberg, J. (2009), „**State-of-the-Art Paper (SOA-1): Geomaterial Behaviour and Testing**“, *Proc. 17th Intl. Conf. Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*, Vol. 4 (ICSMGE, Alexandria, Egypt), Millpress/IOS Press Rotterdam, 2777–2872.
- Meardi, G.; Meardi, P. (1974), „**Employment of the Dynamical Conical Penetrometer in Italy with External Protecting Casing**“, *Proc. ESOPT I*, Stockholm, 2, S. 259–263.
- Mitchell, J.K. & Lunne, T.A. (1978), „**Cone resistance as measure of sand strength**“, *Journal of the Geotechnical Engineering Divison*, ASCE, Vol. 104, GT7, S. 995–1012.
- Mollé, J. (2005), „**The accuracy of interpretation of CPT-based soil classification methods for soft soils**“, *MSc Thesis, Section of Engineering Geology, Delft University of technology*, Memoirs of the Centre of Engineering Geology in the Netherland, Nr. 242, Report AES/IG/05-25, December.
- Niazi, F.S. & Mayne, P.W. (2013), „**Cone penetration test based direct methods for evaluating static axial capacity of single piles**“, *Geotechnical and Geological Engineering*, 31 (4), Springer, 979–1009.
- O'Kelly, B. C. (2014), „**CPT testing Dublin Boulder Clay**“, *3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'14*, Las vegas, NV, USA, www.cpt14.com, S. 761–768.
- Olsen, R.S. & Mitchell, J.K. (1995), „**CPT Stress normalization and prediction of soil classification**“, *Proc CPT '95*, Linköping, Schweden, Vol. 2., S. 257–262.
- Pepe et al. (2015), „**SDMT Testing for the Estimation of In-Situ G-γ-Decay curves in soft alluvial and organic soils**“ *Proceedings DMT 15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, S. 423–430.
- Poulsen, R.; Nielsen, B.N.; Ibsen, L.B. (2013), „**Correlation between cone penetration rate and measured cone penetration parameters in silty soils**“, *Proceedings 18th ICSMGE, Paris*, S. 603–606.
- Puzrin, A. M.; Messerklinger, S. & Schmid, A. (2008), „**The in situ stiffness of the sliding layer in a creeping landslide**“, *Proc. of the 4th Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Atlanta, GA, September 2008*, Vol. 1, S. 407–412. Rotterdam, The Netherlands: Balkema.
- Puzrin, A.M. & Schmid, A. (2011), „**Progressive failure of a constrained creeping landslide**“, *Proceedings of the Royal Society of London A*, Vol. 467, Nr. 2133, S. 2444–2461.
- Robertson, P.K (1990), „**Soil classification using the cone penetration test**“, *Canadian Geotechnical Journal*, (27) 1, S. 151–158.
- Robertson, P.K. (2009a), „**CPT-DMT Correlations**“, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE.
- Robertson, P.K. (2009b), „**Interpretation of cone penetration tests – a unified approach**“, *Canadian Geotechnical Journal*, 46, S. 1337–1355.
- Robertson, P.K. (2010a), „**Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from the CPT**“, *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA, www.cpt10.com
- Robertson, P.K. (2010b), „**Soil behavior type from CPT: an update**“, *2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT10*, Huntington Beach, California, www.cpt10.com.
- Robertson, P.K. (2011), „**Automatic Detection of CPT transition zones**“, *Geotechnical News*, June 2011, Bi-Tech, Canada, S. 33–35.
- Robertson, P.K. (2012), „**Interpretation of in-situ tests – some insights**“, *Mitchell Lecture, ISC'4, Proceedings*, Porto de Galinhas, Brazil, 18.–21. Sept. 2012.
- Robertson, P.K. (2013), „**The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests – some insights**“, *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Recife, Brazil, Coutinho & Mayne eds. S. 3–24.
- Robertson, P.K & Cabal-Robertson, K.L. (2014), „**Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, 6th Edition**“, Gregg Drilling & Testing Inc. Signal Hill, CA, USA.
- Robertson, P.K. & Campanella, R.G. (1983), „**Interpretation of cone penetration test, Part I: Sand and Part 2, Clay**“, *Canadian Geotechnical Journal* 20, (4), S. 718–733 und 734–745.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D. & Greig, J. (1986), „**Use of Piezometer Cone data**“.
- Robertson, P.K.; Sasitharan, S.; Cunning, J.C.; Segs, D.C. (1995), „**Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction**“, *JGED, ASCE*, Vol.121, Nr. 3, S. 151–158.
- Sandven, R. (2010), „**Influence of test equipment and procedures on obtained accuracy in CPTU**“, *Keynote Session 1, CPT10*, Huntington Beach, 26 S.
- Sanglerat, G. (1972), „**The Penetrometer and Soil Exploration**“, Elsevier Pub., Amsterdam, 488 S.

- Schmertmann, J.H. (1978), „**Guidelines for cone penetration test, performance and design**“, *Report FHWA*, TS-78-209, 145 S.
- Schmid, A. (2012), „**Analysis and Monitoring of constrained landslides**“, *Dissertation ETH Zürich*, Nr. 20830
- Schnaid, F. (2009), „**In situ testing in Geomechanics – the main tests**“, Taylor & Francis, London, 327 S.
- Schnaid, F. & Odebrecht, E. (2015), „**Challenges in the Interpretation of the DMT in Tailings**“, *Proceedings DMT 15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, S. 13–23.
- Schneider, J.A.; Randolph, M.F.; Mayne, P.W.; Ramsey, N. (2008), „**Influence of partial consolidation during penetration on normalized soil classification**“, *Proc. ISC3, Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taipei, Huang & Mayne eds., Taylor & Francis, London, S. 1159–1165.
- Senneset, K.; Sandven, R.; Janbu, N. (1989), „**Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Test**“, *Transportation Research Record*, Nr. 1235, Washington, DC, S. 24–37. Auch Bulletin 26 Geotechnical Division of Norwegian Institute of Technology.
- Steenfelt, J.S.; Sorensen, C.S. (1995), „**CPT – Contraption for probing in tills**“, *Proc. CPT' 95*, Linköping, Sweden, Vol. 2, S. 307–312.
- Steiner, W. (1994a), „**Settlement of an avalanche protection gallery founded on loose sandy silt**“, *Proc. Settlement '94, ASCE Conference on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments*, New York, S. 207–221.
- Steiner, W. (1994b), „**Stabilitätsprobleme beim Bau der Voreinschnitte des Grauholztunnels**“, *Frühjahrstagung der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik*, Mitteilungen Nr. 129 der SGBF, S. 47–60.
- Steiner, W. (2001), „**Experience from many facets of a cut-and-cover tunnel construction**“, *Proc 15th International Conf. on Soil mechanics and Geotechnical engineering*, Istanbul, Balkema, S. 1419–1424.
- Steiner, W. (2008), „**Design based on in-situ and laboratory tests in soft glacial soil**“, *Proc. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Focus On Ground Improvement*, 3.–5. Sept. 2008, University of Strathclyde, Glasgow, UK.
- Steiner, W. (2009), „**Ermittlung wichtiger geotechnischer Eigenschaften für weichen Baugrund**“, *Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik*, Nr. 159.
- Steiner, W. (2010), „**Characterization of postglacial clay for the design of building foundations**“, *Proceedings CPT 10*, Huntington Beach.
- Steiner, W. (2012), „**Characterization of soft glacial soils: a tricky business**“, *Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, ISC' 4*, Pernambuco, Brazil, Taylor & Francis.
- Steiner, W.; Irngartinger, S.; Martinenghi, T.; Guandalini, S. (2015), „**Construction of a deposit of tunnel muck on soft soil**“, *Proc. XVI ECSMGE*, Edinburgh, S. 521–526.
- Steiner, W.; Metzger, R.; Marr, W.A (1992), „**An Embankment on Soft Clay with an adjacent cut**“, *Proceedings ASCE Conference Stability and Performance of Slopes and Embankments II*, Berkeley, 1992, ASCE, New York, S. 705–720.
- Steiner, W.; Rieder, U. (1997), „**Einfluss des komplexen Baugrunds auf einen Tagbautunnel**“, *12. Veder Kolloquium*, Technische Universität Graz.
- Steiner, W.; Schulte, M. (2015), „**Long-Term Settlements of an Avalanche Gallery on Loose Soil**“, *Proceedings DMT15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, S.153–158.
- Steiner, W.; Togliani, G. (1998), „**Experience from Site Investigations in Glacial Soils of the Alpine Region**“, *Proc. First Int. Conf. on Site Characterization*, Atlanta, Balkema, S. 1171–1176.
- Steinmann, G. (2010), „**Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts**“, *LMS-EPFL, Mandat de recherche VSS 2008/501*.
- Taylor, D.W. (1948), „**Fundamentals of Soil mechanics**“, Wiley, New York, 1968, 712 S.
- Terzaghi, K. (1923), „**Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage**“, Deuticke, Leipzig und Wien, 399 S.
- Terzaghi, K. (1943), „**Theoretical Soil Mechanics**“, Wiley, New York, 510 S.
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1948), „**Soil Mechanics in Engineering Practice**“.
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1967), „**Soil Mechanics in Engineering Practice**“, 2nd edition, Wiley, New York, 729 S.
- Terzaghi, K.; Peck, R. & Mesri, G. (1996), „**Soil Mechanics in Engineering Practice**“, 3rd edition.
- Tiggelman, L.; Beukema, H.J. (2008), „**Sounding ring investigation**“, *Proc. ISC3, Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taipei, Huang & Mayne eds., Taylor & Francis, London, S. 757–762.
- Togliani, G. (2008), „**Pile capacity predictions for in-situ test**“, *Proc. ISC3, Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Taipei, Huang & Mayne eds., Taylor & Francis group, London, S. 1187–1192.
- Togliani, G. (2012), „**Some considerations about SOA-1. Summary (Alexandria, 2009)**“, *ISC'4 Proceedings*, Porto de Galinhas, Brazil, 18.–21. Sept. 2012.
- Togliani, G. (2016), „**Virtual DMT: An Opportunity for Pile design**“, *Symposium Benevento*.

-
- Togliani, G.; Beatrizotti, G. (2004), „**Experimental in-situ test sites**“, *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, Porto, S. 1731–1738, Rotterdam: Mill press.
-
- Togliani, G.; Calzolari, L.; Menghini, A. (2015), „**Governolo (Italy) Experimental Site: In Situ Test Comparisons and Mutual Conversions**“, *Proceedings DMT 15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome.
-
- Togliani, G.; Reuter, G. (2015), „**Pile Capacity Prediction (Class C): DMT vs. CPTu**“, *Proceedings DMT 15, 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, S. 271–281.
-
- Totani, G.; Calabrese, M.; Marchetti, S.; Monaco, P. (1997), „**Use of in-situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization in the stability analysis of slopes**“, *Proceedings XV ICSMFE Hamburg, Vol. 1*, S. 607–610.
-
- Tsai, P.H.; Lee, D.H.; Kung, G.T.C.; Juang, C.H. (2009), „**Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils**“, *Engineering Geology*, 103 (1-2), S. 13–22.
-
- Yi, F. (2010), „**Case study of CPT application to evaluate seismic settlement in dry sand**“, *CPT'10 Proceedings*, Huntington Beach, CA.
-
- Yu, H.S.; Mitchell J.K. (1998), „**Analysis of cone resistance: review of methods**“, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124 (2), S. 140–149.
-
- Zeindler, H. (1966), „**Baugrunduntersuchungen für ARA Belp**“, unveröffentlichter *Bericht der Geotest AG*.
-
- Zweck, H. (1969), „**Baugrunduntersuchungen durch Sonden**“, Ernst & Sohn, Heft 71.
-

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 10.03.2016

Grunddaten

Projekt-Nr.: VSS 2011/507
Projekttitel: Anwendung genormter Feldversuche in heterogenen (alpinen) Lockergesteinen
Enddatum: 04. April 2016

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Die Erfahrung der Verfasser und Dritter mit den hauptsächlich angewandten Feldversuchen:

- Rammsonde überschwer DPSH-B mit und ohne Verrohrung
- SPT (Standard Penetration Test) im Bohrloch
- Drucksonde CPTU mit elektronischer Messung der Messdaten und des Porenwasserdrucks
- Flachdilatometer DMT nach Marchetti

an zahlreichen Fallbeispielen wurden ausgewertet und verglichen. Die Anwendung von Feldversuchen und die Anpassung an heterogene Verhältnisse erlaubten eine zuverlässigere Charakterisierung der bodenmechanischen Eigenschaften des Untergrundes, was eine bessere Projektierung erlaubte und bei verschiedenen ausgeführten Projekten zu wesentlichen Einsparungen führten, so konnte auf Pfahlfundationen verzichtet werden und eine Plattenfundation ausgeführt werden. Die Anwendbarkeit der Feldversuche und deren Aussagekraft wurden in Tabellen in drei Sprachen zusammengefasst. Bei der Ausführung der Feldversuche in heterogenen Böden sind einige besondere Regeln zu beachten: Der Boden unterhalb einer Sondierbohrung kann für mehrere Durchmesser bis etwa in 1 Meter gestört sein. Die Feldversuche sollten deshalb bis in ausreichende Tiefe, bis etwa 2 m, ausgeführt werden, um die ungestörte Zone zu durchfahren. Der SPT Versuch mit der geschlossenen Spitze muss tiefer als die bisherige Normtiefe von 0.45m ausgeführt werden. Bei der Rammsonde DPSH-B sollte ein verrohrtes Gestänge verwendet werden. Auch Flachdilatometerversuche, ausgeführt vom Bohrlochtieftiefen, sollte ausreichend tief bis in etwa 2 m unter die Bohrlochsohle ausgeführt werden.

Die Anwendung der Drucksonde CPTU und des Flachdilatometers DMT ist auf Böden mit einem Korndurchmesser $d < 2$ mm begrenzt. Die Messmethoden der beiden Verfahren sind unterschiedlich und ergänzen sich, deshalb kann eine kombinierte Anwendung der beiden Methoden zu einer zuverlässigeren Charakterisierung der Bodeneigenschaften führen. Bei undrainiertem Verhalten des Lockergesteins während der Feldversuche ist die Durchführung von Laborversuchen, die die Spannungsgeschichte berücksichtigen und das drainierte Verhalten des Bodens erfassen, zweckmässig. Also auch die Kombination von unterschiedlichen Feldversuchen und entsprechenden Laborversuchen kann zu einer zuverlässigeren Charakterisierung des Untergrundes führen.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Die Anwendung von Feldversuchen hilft Baugrunduntersuchungen verbessern. Die Grenzen der Versuche in glazialen (siltigen) Böden wurden aufgezeigt. Für die Interpretation wird entweder drainiertes oder undrainiertes Verhalten vorausgesetzt. Viele glaziale (vor allem siltige) Lockergesteine zeigen bei der Versuchsdurchführung ein dazwischen liegendes, teilweise drainiertes, bodenmechanisches Verhalten. Es wurden Empfehlungen aufgestellt, wie die Messungen und Interpretationen verbessert werden können.

Die Anwendung eines einzelnen Feldversuchs allein führt meist nicht zum Ziel. Eine Schlüsselbohrung mit Profilaufnahme und Laborversuchen (Klassifikation, Kornverteilung) ist notwendig, ebenso können Proben für bodenmechanische Versuche im Labor entnommen werden. Die Kombination unterschiedlicher Feldversuche verbessert die Aussagen, ebenso die Durchführung von Laborversuchen mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die europäischen Normen über die Durchführung von Rammsonden sollten ergänzt werden mit Vorgaben über die Verrohrung des Gestänges. In einem ersten Schritt könnte der nationale Anhang ergänzt werden, damit diese Empfehlung in der Schweiz rascher umgesetzt werden kann. Der SPT sollte über eine verlängerte Strecke durchgeführt werden, diese Normen bzw. Nationale Elemente sind entsprechend zu ergänzen.

Die Anwendung von Laborversuchen, die die Spannungsgeschichte berücksichtigen sollte noch ausführlicher behandelt und beschrieben werden. Diese Erfahrungen sind im zentraleuropäischen Raum wenig bekannt. Eine Kombination von Feldversuchen mit fortschrittlichen Laborversuchen kann zu einer wesentlich besseren Charakterisierung des Untergrundes führen.

Die Empfehlungen zur Durchführung der Versuche (Feld- und Laborversuche, sowie Kombination derselben) sollten in einem Handbuch oder einer Empfehlung zusammengefasst werden.

Publikationen:

Über viele der verwendeten Fallbeispiele wurden Publikationen verfasst, diese sind in den Referenzen aufgeführt.

Eine Publikation in Strasse & Verkehr könnte für die Schweizer Praxis sehr nützlich sein. Ein dreisprachiges Handbuch (deutsch, französisch, englisch) in Anlehnung an das Buch von Dysli & Steiner (2011) Korrelationen in der Bodenmechanik könnte zweckmässig sein, da damit auch ein Link, als Übersetzungshilfe, zur umfangreichen englischsprachigen Literatur für die Praxis geschaffen wird.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Walter

Vorname: Steiner

Amt, Firma, Institut: B+S AG, Bern

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:

Walter Steiner



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Optimierung bei der Bemessung von geotechnischen Bauwerken steht seit längerem vermehrt im Vordergrund und somit nimmt der Bedarf an genaueren Angaben zu geotechnischen Kennwerten anhand von Feldversuchen stetig zu. Der Forschungsbericht vermittelt einen guten Überblick über die Entwicklung der Felduntersuchungen der Geotechnik in der Schweiz. Er zeigt auch auf, wo die Grenzen der Versuche sind und was zu einer verlässlichen Interpretation der Versuche notwendig ist. Der Bericht gibt konkrete Hinweise, wie Feldversuche in Kombination mit bodenmechanischen Laborversuchen und klassischen Methoden einzusetzen sind.

Umsetzung:

Der Bericht richtet sich an ein breites Publikum und kann als eine Art Wissensspeicher verstanden werden. Anhand von konkreten Beispielen kann die Sinnhaftigkeit des Einsatzes eines Feldversuches durchaus abgeschätzt werden und der Bericht bietet Ansatzpunkte wie bei der Durchführung von Versuchen Einfluss zu nehmen ist, resp. die notwendigen Vorgaben in Sachen Interpretation zu machen sind.

weitergehender Forschungsbedarf:

Es ist denkbar, dass auch noch für andere Versuche eine ähnliche Zusammenstellung gemacht wird.

Einfluss auf Normenwerk:

Die vom Autor formulierten Anträge für die Normierung werden vollumfänglich unterstützt. Neben kleineren Änderungen erachten wir die Erstellung eines Handbuchs als sinnvoll.

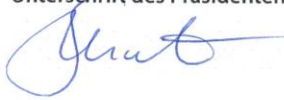
Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Montani

Vorname: Sara

Amt, Firma, Institut: Geotechnisches Institut AG, Bern

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:


VSS FK3: 

Forschung im Strassenwesen des UVEK: Formular 3

Seite 3 / 3

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Das Verzeichnis der in der letzten Zeit publizierten Schlussberichte kann unter www.astra.admin.ch (*Dienstleistungen --> Forschung im Strassenwesen --> Downloads --> Formulare*) heruntergeladen werden.