



Schweizerischer Erdbebendienst
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Swiss Seismological Service

ETH zürich

SITE CHARACTERIZATION REPORT

Buochs (NW) - Hafen

Manuel Hobiger, Walter Imperatori, Paolo Bergamo, Donat Fäh



Last Modification: 22nd December, 2017

Schweizerischer Erdbebendienst (SED)
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Servizi da Terratrembels Svizzer

ETH Zürich
Sonneggstrasse 5
8092 Zürich
Schweiz
manuel.hobiger@sed.ethz.ch

Contents

Contents	3
1 Introduction	5
2 Geological setting	6
3 Overview of the site characterization measurements	8
4 CPTu measurements	10
5 SCPT measurements	11
5.1 Data acquisition	11
5.2 Processing	12
5.3 Inversion	13
5.4 Additional analyses and discussion	15
6 Passive seismic measurements	18
6.1 Measurement results	19
6.1.1 H/V and RayDec ellipticity curves	19
6.1.2 Polarization measurements	20
6.1.3 3-component high-resolution FK	20
6.1.4 WaveDec	22
6.1.5 SPAC	23
6.2 Summary	25
6.3 Data inversion	26
6.3.1 Inversion targets	26
6.3.2 Inversion parameterization	27
6.3.3 Inversion results	27
6.4 Discussion of the inversion result	34
7 Further results from the inverted profiles	35
7.1 SH transfer function	35
7.2 Quarter-wavelength representation	36
8 Discussion of the results	37
9 Conclusion	37
References	38
A Report of the CPTU measurements	39

Zusammenfassung

Der Hafen von Buochs (NW), am südlichen Ufer des Vierwaldstättersees, wurde als möglicher Standort für eine seismische Bohrlochinstallation identifiziert. Um den Untergrund bezüglich seiner Eignung für solch ein Vorhaben genau zu untersuchen, wurde er mit verschiedenen Methoden untersucht. Mittels CPTu-Messungen wurde das Bodenverflüssigungspotential im Falle eines starken Erdbebens untersucht. Die oberflächennahen Bodenschichten sind nicht verflüssigbar, die vorwiegend sandigen Schichten in Tiefen zwischen 5.7 und 15.8 m zeigen jedoch ein sehr starkes Bodenverflüssigungspotential. Mittels SCPT-Messungen wurde das Geschwindigkeitsprofil der Scherwellen in den oberen 20 m gemessen. V_{S30} , die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m, beträgt ca. 303 m/s, was Bodenklasse C nach EC8 entspricht und nach SIA261 an der Grenze zwischen den Bodenklassen D und C liegt. Die Inversion der Daten des passiven seismischen Arrays ergibt Bodenprofile mit Scherwellengeschwindigkeiten von unter 400 m/s bis in eine Tiefe von ca. 100 m, wo ein starker Geschwindigkeitskontrast liegt. Darunter beträgt die Geschwindigkeit der Scherwellen ca. 1200 m/s bis zum Felsuntergrund in 400 bis 500 m Tiefe.

Nach den Ergebnissen der Messungen bietet sich der Standort für eine Bohrlochinstallation an, die aus drei seismischen Sensoren bestehen würde, von denen einer an der Oberfläche, einer unterhalb der verflüssigbaren Schichten und einer in grösserer Tiefe am identifizierten Geschwindigkeitskontrast in ca. 100 m Tiefe liegen sollte. Hinzu käme noch ein zusätzliches Bohrloch mit sechs Porenwasserdrucksensoren innerhalb der verflüssigbaren Schichten.

Summary

The port of Buochs (NW), on the shore of Lake Lucerne, was identified as a possible site for a borehole seismometer installation. In order to better assess the local underground, we performed site characterization measurements with different techniques. CPTu measurements show a rather high risk of liquefaction in case of a strong earthquake. Even if the soil layers directly at the surface are not susceptible of liquefaction, the sandy layers between 5.7 and 15.8 m of depth show a very pronounced liquefaction potential. SCPT measurements yield a shear-wave velocity profile of the upper 20 m. The V_{S30} value of the site is about 303 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and between soil class D and C in SIA261. The inversion of the passive seismic array measurements yields velocity profiles with shear-wave velocities of less than 400 m/s down to about 100 m, where a strong velocity contrast is found. Below that contrast, the shear-wave velocity is about 1200 m/s and the seismic bedrock is found at 400 to 500 m of depth.

From the results of our investigation, the site seems to be a very good place for a borehole installation. Such an installation would consist of three seismic sensors at the surface, directly below the liquefiable layer and at greater depths, and an additional line of porewater pressure sensors inside the liquefiable layer.

1 Introduction

In the framework of the second phase of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet) renewal project, four borehole stations are planned, which shall be located in areas of potential liquefaction in case of a strong earthquake. We identified the site of Buochs, on the southern shore of Lake Lucerne, as a potential site for such a borehole installation. The location of the study site with respect to Lake Lucerne is shown in Fig. 1.

In order to investigate the site and assess the liquefaction potential, we performed different field measurement campaigns. The liquefaction potential itself was investigated using CPTu measurements, the shallow shear-wave velocity structure using SCPT measurements and the deeper structure using a passive seismic array measurement.



Figure 1: Map showing the location of the potential borehole site (red circle) on the southern shore of Lake Lucerne. ©2017 swisstopo (JD100042)

2 Geological setting

A geological map of the surroundings of the site in Buochs is shown in Fig. 2. All stations of the passive array measurement lie on quaternary alluvia, which were deposited by the Engelberger Aa. Two stations of the array measurement lie just north of this river. During the reconstruction and extension works of the port, very close to the site of the planned station installation, a borehole was drilled in 2013. The corresponding geological profile is shown in Fig. 3. According to this profile, the upper 4 m are mainly silt, followed by sand and gravel layers down to about 38 m. The borehole reached a depth of 55 m without hitting the bedrock.

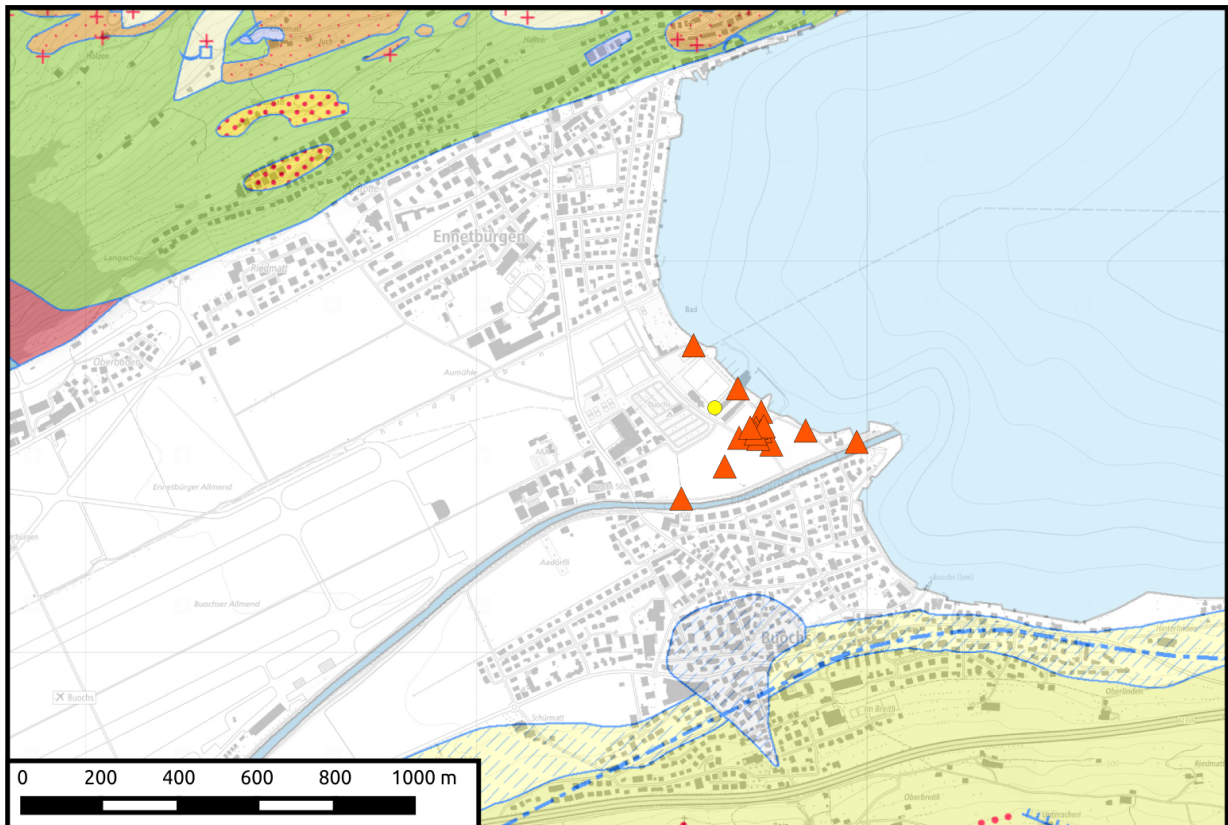


Figure 2: Geological map of the area around Buochs. The yellow circle indicates the location of the borehole, where the profile of Fig. 3 was obtained. The stations of the passive array recording are indicated by the orange triangles for comparison reasons.

BAUHERR: Genossenschaft Buochs, Bürgerheimstrasse 10a 6374 Buochs	BERICHT: 2310162	BELAGE: 2	GEOTEST
OBJEKT: Hafen, 6374 Buochs	Luern, dm 20.01.2014	GEZEICHNET: Ruf	
Bohrprofil KB1	Plan Nr.: A1306259-KB1	FORMAT: 29.7 x 72	MENGIS Bohrunternehmung
	MERESSEHÖHE OK TERRAIN: 455.3 m ü.M.	KI0502: 674609/030624	
MASSSTAB: 1:100	AUSFÜHRUNGS-DATUM: 11.-19.12.2013	BOHRWEITER: F. Hiltnerfelder	<small>Geol. Messg. AG CH-6003 Luern Bohrunternehmung www.mengis.ch Tel. 041 210 10 32</small>
	PROFIL AUFGENOMMEN DURCH: Dr. Beat Kaufmann, Geotest AG, 6048 Horw		

LEGENDE ● Standard-Penetrationstest (je nach Schicht 30 cm mit Teilergebn) * Prosskorenversuch mit Teilergebn ▭ Ungeröhrte Bodenprobe mit Teilergebn ▭ Geröhrte Bodenprobe mit Teilergebn ◊ Wasserstand	Grundwasserlage mit Datum und Teilergebn Scherfestigkeit (je nach) (Flügelversuch) mit Teilergebn Grundbruch Durchlässigkeit k-Wert mit (Rosenkrensch) Durchlässigkeit k-Wert mit (Blag oder Pumpversuch)
---	---

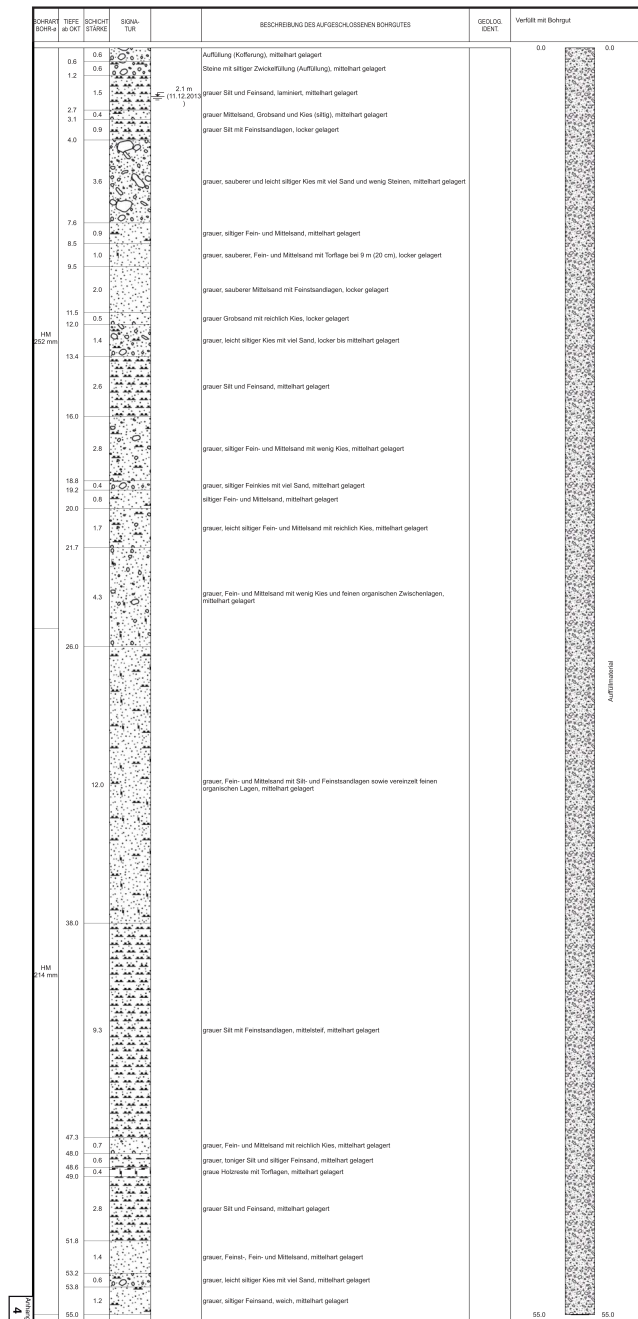


Figure 3: Geological profile from the port in Buochs. The yellow circle in Fig. 2 indicates the location of the borehole.

3 Overview of the site characterization measurements

To characterize the shallow and deeper underground structure around the planned borehole station, a number of different measurements have been performed. A cone penetration test including pore-pressure measurement (CPTu) took place on 13 September 2017. It was performed by Geoprofile GmbH. The same company performed an SCPT measurement (seismic cone penetration test, Robertson et al., 1986) on 15 September 2017. Finally, passive seismic array measurements were carried out on 18 October 2017. The locations of the CPTu and SCPT measurements and the layout of the passive seismic measurements are shown in Fig. 4. The CPTu measurement was performed on the path along the port wall. The SCPT measurement was performed approximately 20 m south-east of the CPTu borehole. The central station of the passive seismic array was located in close vicinity of the SCPT location.

The details and results of the respective measurements will be described in the following.

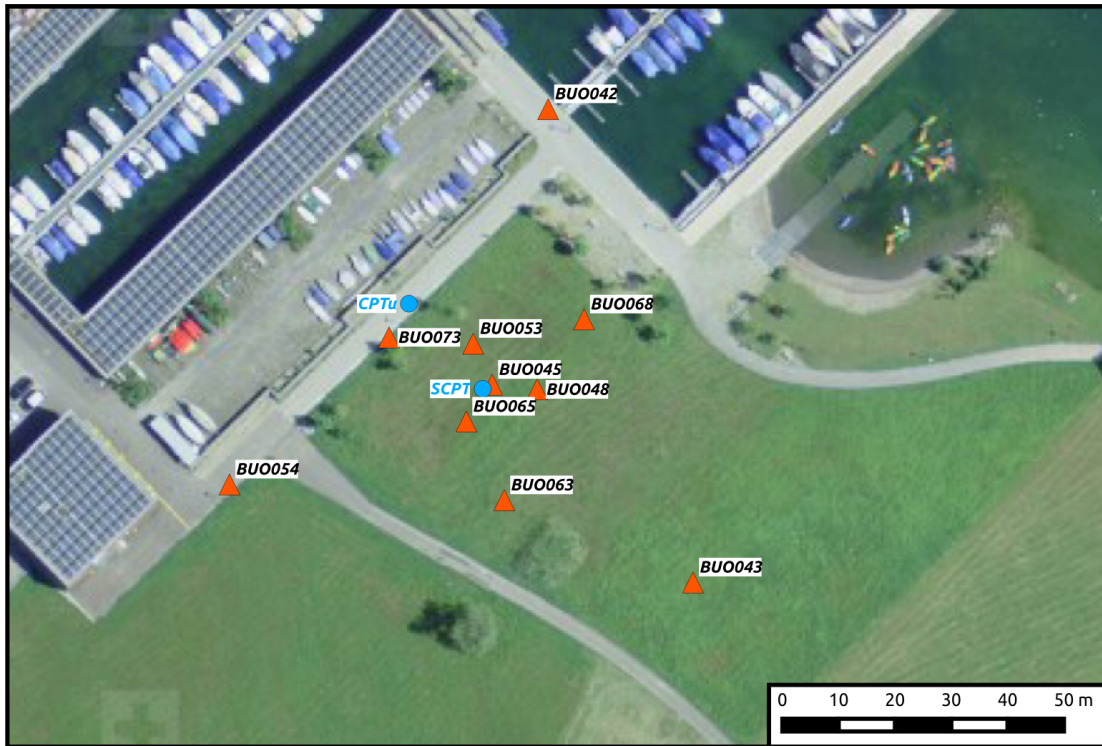


Figure 4: Layout of the array measurement in Buochs (top) and zoom on the central part (bottom). The locations of the stations for the passive seismic measurement are indicated by the orange triangles, the location of the CPTu and approximate location of the SCPT measurement by blue circles. ©2017 swisstopo (JD100042)

4 CPTu measurements

The CPTu data were recorded down to 25.94 m, where a rather stiff layer prevented the probe to reach the target depth of 30 m. The company Geoprofile GmbH, which performed the measurement, compiled a geotechnical report (see Appendix), evidencing three main layers: a first one, between 0 m and 5.70 m, is characterized by the presence of rather compacted gravels, with minor sand content; a second layer, extending from 5.70 m to 15.80 m, is mainly composed by loose or mildly compacted sand, with local gravels and silt stratifications; a third layer, between 15.80 m and 25.94 m, composed by mildly compacted gravels, completes the soil column.

The geotechnical report is complemented by a liquefaction potential assessment analysis, developed at the SED. The analysis follows closely the standard geotechnical engineering practice (Robertson and Wride, 1998), although a final liquefaction estimate is computed by taking into account the probabilities associated to specific empirical cyclic resistance ratio (CRR) and peak ground acceleration (PGA) values. For the current site we consider PGA values predicted by the ground motion prediction equation of Boore and Atkinson (2008) for an M_W 6.0 earthquake located at 0, 5, 10 and 20 km of distance, respectively. For this analysis, we assume $V_{S30} = 250$ m/s based on empirical CPT- V_{S30} relationships and the ground water table at 2 m. Results are summarized in Fig. 5, showing the liquefaction probability as function of depth (vertical axis) and soil behavior type index (horizontal axis). The analysis evidences moderate to high liquefaction probability in the second (sandy) layer, extending from 5.70 m to 15.80 m. It should be noted that the liquefaction probability increases slightly if V_{S30} is set to 300 m/s.

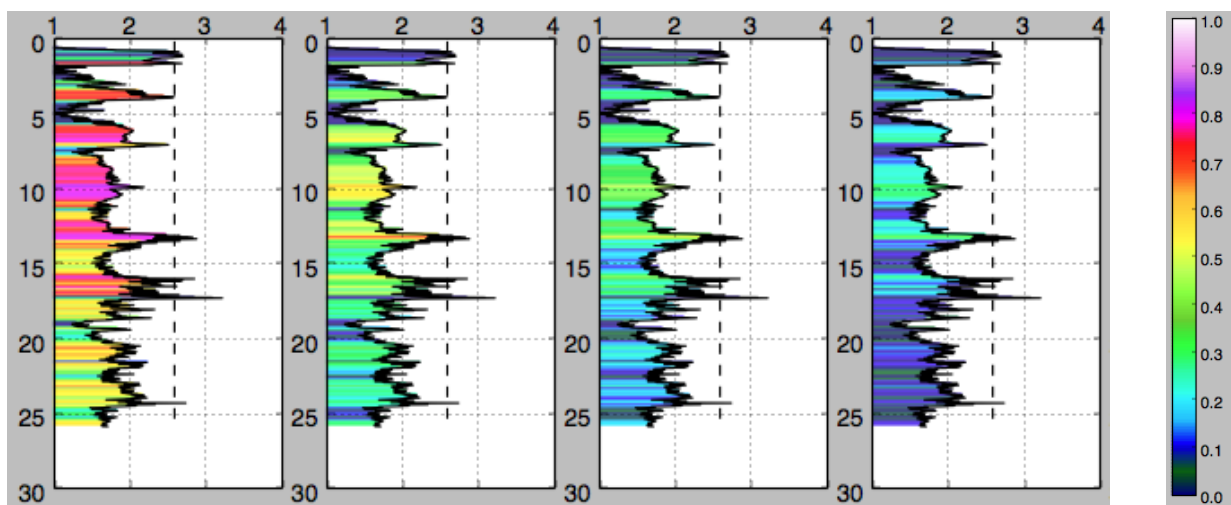


Figure 5: Liquefaction probability estimated for the entire soil column for an earthquake (M_W 6.0) at 0, 5, 10 and 20 km of distance. V_{S30} and depth of ground water table are set to 250 m/s and 2 m, respectively. The vertical dashed line denotes a soil behavior type index of 2.6, separating silty sand from silty clay (the latter are expected to experience only large strains, not liquefaction).

5 SCPT measurements

5.1 Data acquisition

The data acquisition was performed by Geoprofile GmbH. The used source was a sledgehammer hitting a side face of a metal shear beam; the intention was to excite an input signal constituted predominantly by SH-waves. The shear beam was anchored to the ground thanks to spikes piercing the soil; the worker handling the sledgehammer was standing on top of the beam, thus ensuring its coupling with the soil surface. The horizontal distance between the shear beam and the SCPT borehole was 1.5 m. A three-component geophone was progressively lowered (by 1 m intervals) into the subsurface by means of a system of rods (thus following a down-hole acquisition fashion). At every depth interval, the seismic source was operated (once or more times) and the corresponding seismic signals acquired by the receiver were saved in separate .txt files. The three recording components of the geophones were oriented vertically (z-component) and horizontally (x-, y-component); the y-component is longitudinal to the shear beam axis (therefore suitably oriented to record the produced SH-wave excitation), while the x-component is transversal to it.

The acquisition depths range from 1 to 20 m, with 1 m intervals. For depths down to 15 m, a single stack was recorded; for 16 and 17 m two stacks; for 18 and 19 m three stacks; for 20 m five stacks. The time window length was 0.5 s, with a sampling interval of $3.32 \cdot 10^{-5}$ s and a pre-trigger delay of 5 ms. The top panels of Fig. 6 show the raw seismic sections for each component. Focusing on the y-component seismogram, we identify, at short times, the vibrations generated by the active source propagating through the metal rods; the first-break SH-wave arrival times (relevant to the propagation through the subsoil) are also quite clear, followed by their multiples induced by the ringing of the shear beam.

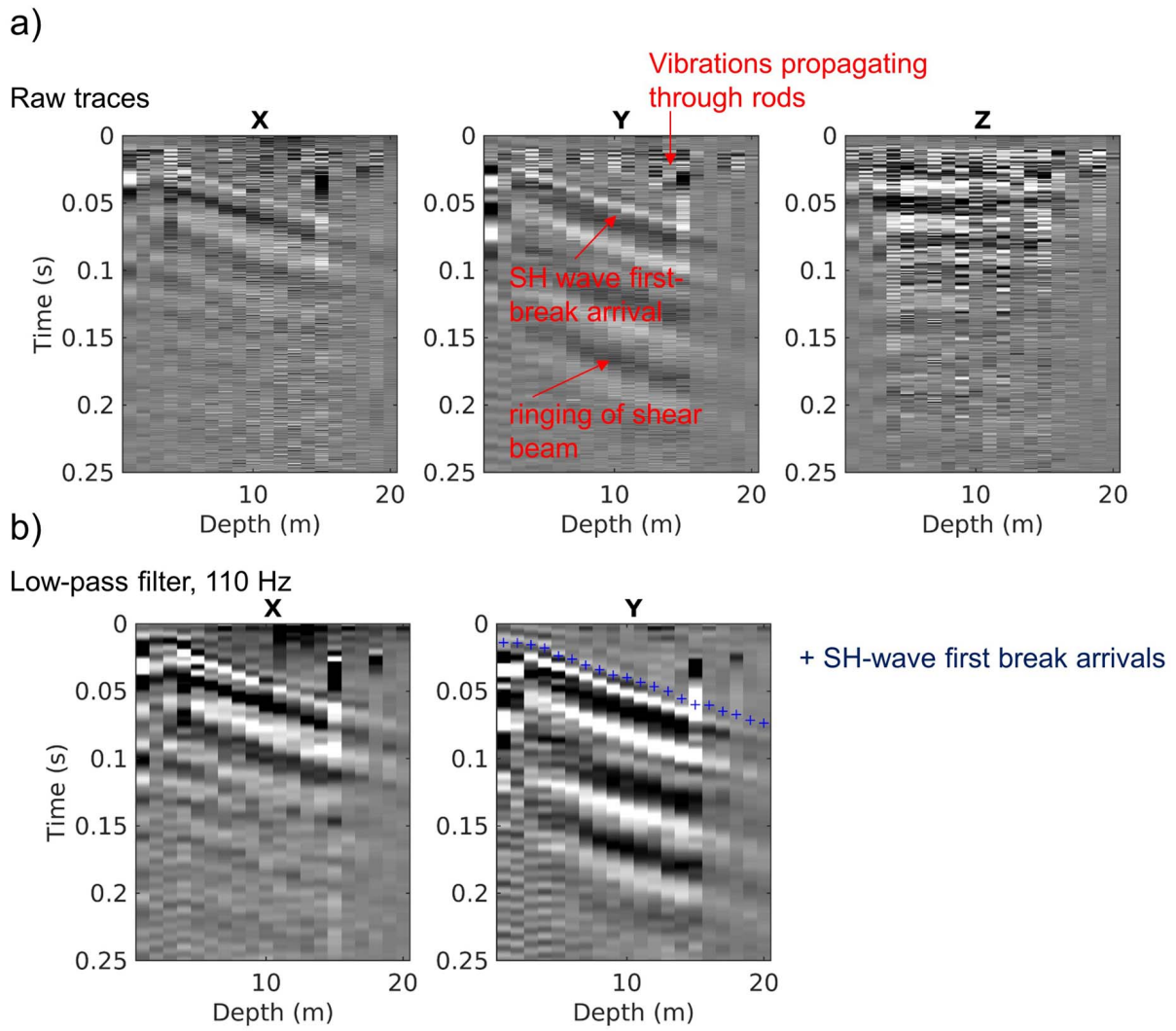


Figure 6: a) Acquired raw seismograms, x-, y- and z-components. b) Low-pass filtered (110 Hz) x- and y-component traces. The picked SH first-break arrivals are indicated by blue crosses.

5.2 Processing

Prior to the picking of the SH-wave first-break arrivals, the seismic sections were low-pass filtered at 110 Hz to remove high-frequency noise (Fig. 6b). The SH-wave first-break arrivals were then manually picked on the y-component seismic section (Fig. 6b, right panel).

5.3 Inversion

The picked arrivals were inverted for the 1D shear-wave velocity profile of the subsurface, modeled as a stack of 20 homogeneous layers, each 1 m thick. The inversion approach is a damped least-squares, including (vertical) spatial regularization (Tarantola, 2005). The vector of the 20 unknown S-wave slownesses \hat{s} is obtained by solving the damped least-squares equation

$$\hat{s} = [G^T G + k^2 D^T D]^{-1} G^T t_{obs}, \quad (1)$$

where G is the matrix of the seismic raypaths relating observed travel-times t_{obs} to slownesses, k is the damping parameter (defined as = 1), and D is the smoothing matrix constraining each slowness s_i to its upper (s_{i-1}) and lower (s_{i+1}) neighbor. The obtained vector of slowness estimates \hat{s} minimizes the distance between modeled and observed travel-times and at the same time the difference among neighboring slownesses. To take into account the fact that the seismic ray paths are not straight lines but deviate according to Snell's law (the source-borehole offset is nonzero), equation (1) is iteratively solved. In the first attempt, matrix G is built assuming straight ray paths; then it is gradually corrected using the vector of slownesses obtained from the previous iteration, until the estimated \hat{s} are stable.

Fig. 7a shows the obtained velocity profile (left panel), and the difference between modeled and observed travel-times (right panel). The effect of vertical smoothing is displayed in Fig. 7b, where we compare the results of regularized (as in Fig. 7a) and unregularized inversion; spatial smoothing ensures the estimation of a profile without unrealistic velocity jumps between neighboring layers (left panel), without compromising the adherence between modeled and observed travel-times (right panel).

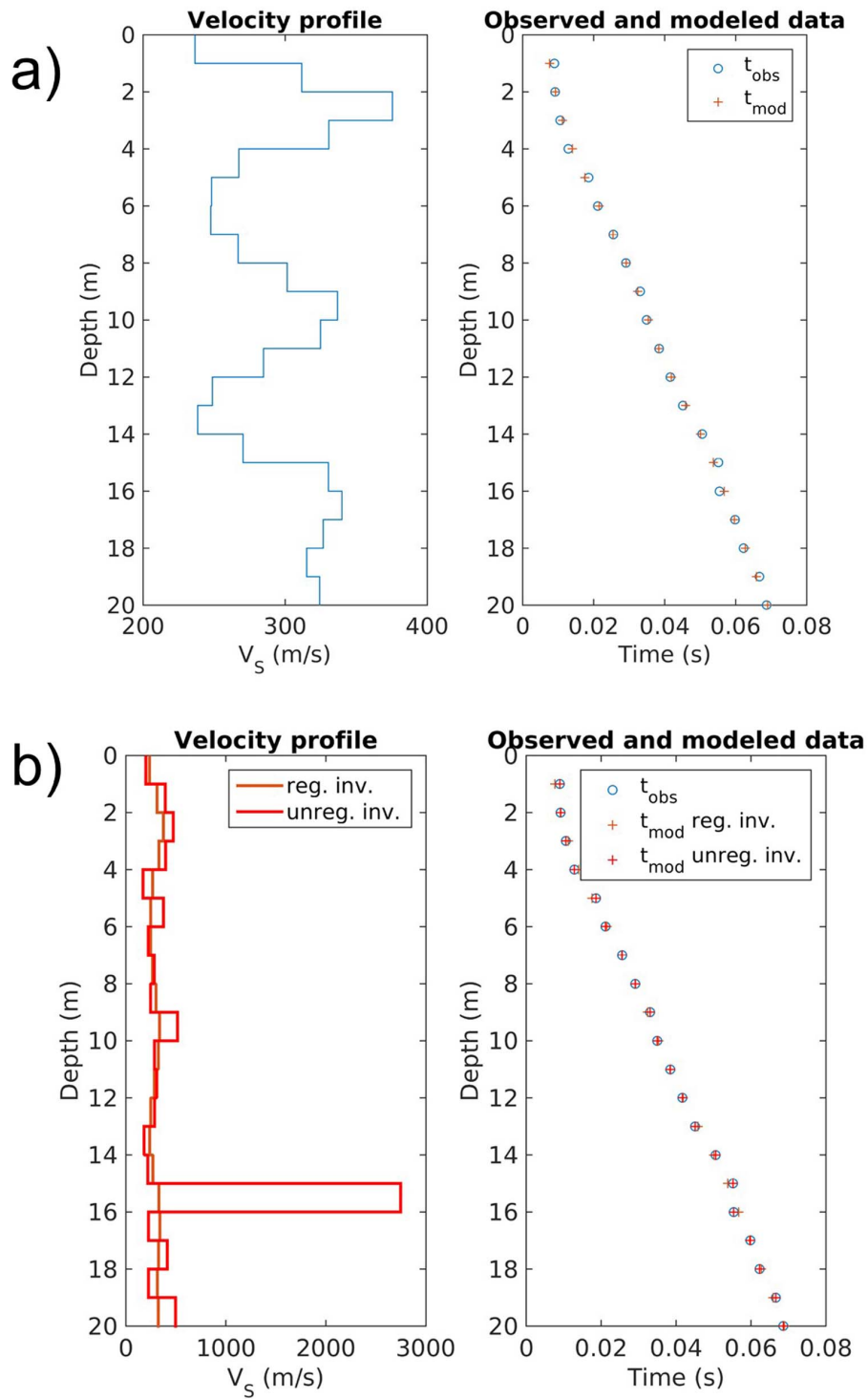


Figure 7: a) Obtained shear-wave profile (left) from vertically-regularized inversion of the picked SH-wave arrival times; right: comparison between modeled and observed travel-times. b) Comparison between the results of regularized (as in (a)) and unregularized inversion.

5.4 Additional analyses and discussion

In Fig. 8, the obtained shear-wave velocity profile is shown together with the data from the CPTu measurement (sleeve friction f_s , cone tip resistance q_c , pore water pressure u_2), and its interpreted profile (see Appendix). We remind that the SCPT test was not carried out exactly at the same location as the CPTu measurement (the distance between the two boreholes is approximately 20 m).

The S-wave velocity model shows a good consistency with the trend observed in f_s, q_c and with the resulting geological profile. In fact, the shallowest 5 m, constituted by gravel mixed with fractions of clay and silt, reach relatively high v_s values (up to 375 m/s), that correlate with the peaks in f_s and q_c . Vice versa, the depth interval between 5 and 15 m has on average lower velocities (average $v_s = 276 \text{ m/s}$), which correspond to the identification of this layer as mostly constituted by sand (f_s and q_c are also lower within this formation). A feature of disagreement between the v_s model from SCPT and the CPTu data is the hump in S-wave velocity at 10 m depth, which can be attributed to a gravel lens embedded within the sandy layer, not present at the location of the CPTu borehole. Below 15 m, we find again high S-wave velocities (average $v_s = 327 \text{ m/s}$), that are consistent with the higher values of f_s and q_c from CPTu which indicate the presence of gravel.

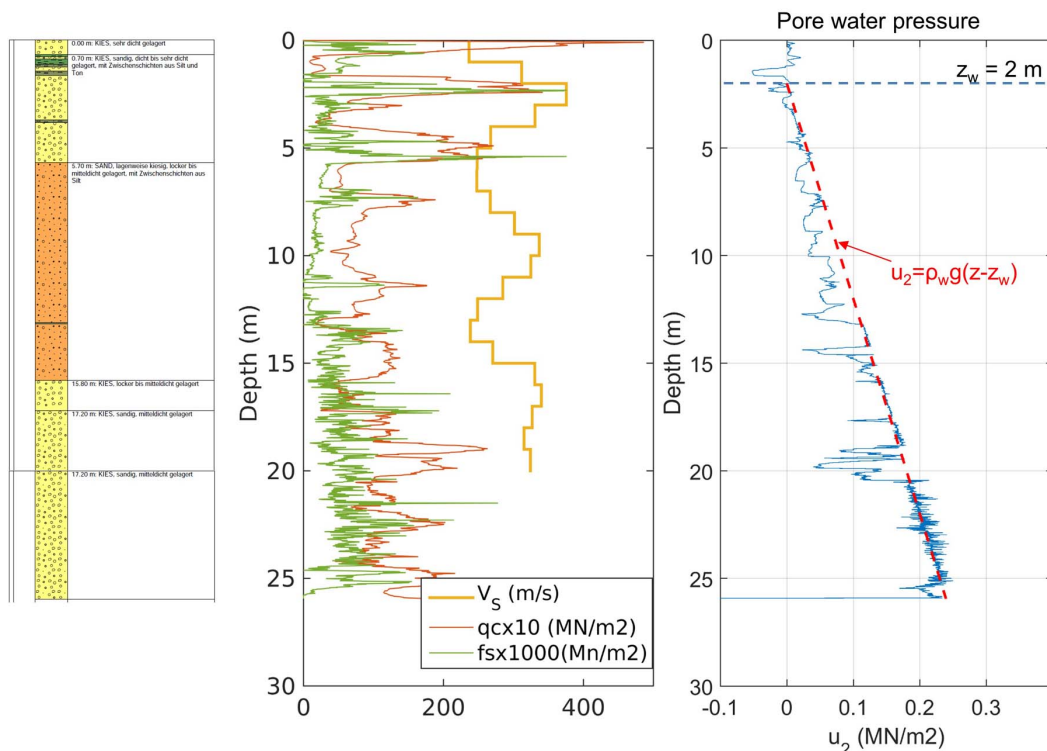


Figure 8: Left: interpreted profile from the CPTu measurement. Center: v_s profile from the SCPT test, q_c and f_s profiles from CPT. Right: pore water pressure profile measured by CPTu (blue line); the interpreted profile of hydrostatic pressure is represented as a red dashed line, the water table as a blue dashed line (depth = 2 m). The equation reported in red defines the hydrostatic pressure at depth z as a function of water table depth (z_w), water density (ρ_w) and gravitational acceleration (g).

Considering the limited depth extent of the SCPT measurement (20 m), we attempted to extend this velocity model until the lower limit of the CPTu test (26 m), using the CPTu data as base for the extrapolation. We used two (out of many available in literature) empirical equations estimating from the f_s and q_c profiles the corresponding v_S values; one is the exponential relationship developed by Baldi et al. (1989) for sandy soil, the other one was obtained combining the linear equation of Sykora and Stokoe (2009) and the logarithmic equation of Mayne (2006), expressing the dependence of v_S on f_s and q_c , respectively. Having verified the poor performance of these relationships in their original form (leading to a consistent underestimation of v_S of around 30 % on our data), we re-estimated the coefficients and/or exponents appearing in these equations, calibrating their values from the collation between the S-wave velocity profile (from SCPT) and the CPTu quantities f_s and q_c from the upper 20 m. The values of these exponents and/or coefficients were determined to minimize the distance between predicted and measured v_S (from SCPT) in a least-squares sense; once the final form of these equations was defined, we fed them with the full (down to 26 m) profiles of f_s and q_c , thus obtaining an estimate of v_S also for the lacking depth interval between 20 and 26 m (Fig. 9). Although the velocity profiles obtained from these re-calibrated empirical relations do not have an excellent agreement with the V_s model from SCPT (Fig. 9a), it is possible to argue that, on average, the velocity values they propose for the depth range from 20 to 26 m are realistic and compatible with those of a gravel layer: $v_{S,mean} = 304 \text{ m/s}$ from the adapted model by Baldi et al. (1989); $v_{S,mean} = 315 \text{ m/s}$ from the combined and adapted model by Sykora and Stokoe (2009) and Mayne (2006).

We also used a similar empirical equation (Robertson and Cabal, 2010) to estimate the soil bulk density (ρ_b) from the CPTu data f_s and q_c . The obtained ρ_b profile, oscillating around 1800 kg/m^3 , is displayed in Fig. 9b.

Finally, we interpreted the pore pressure data from CPTu (u_2 profile, see Fig. 8) with the objective of estimating the water table depth, a key parameter to assess the likelihood of liquefaction phenomena. Despite the deviations caused by suction during the penetration of the CPTu tip in the subsoil (particularly evident in sandy and clayey areas, less in the gravel layers, as expected), it is possible to argue for a linear increase of pore pressure starting from 2 m depth, compatible with the hydrostatic pressure determined by a water column whose upper surface is therefore located at -2 m (red dashed line).

From the swisstopo height data, the surface height at the SCPT site is about 437.7 m, while the lake level is 435.6 m. We conclude that the water table is at the same height as the lake surface.

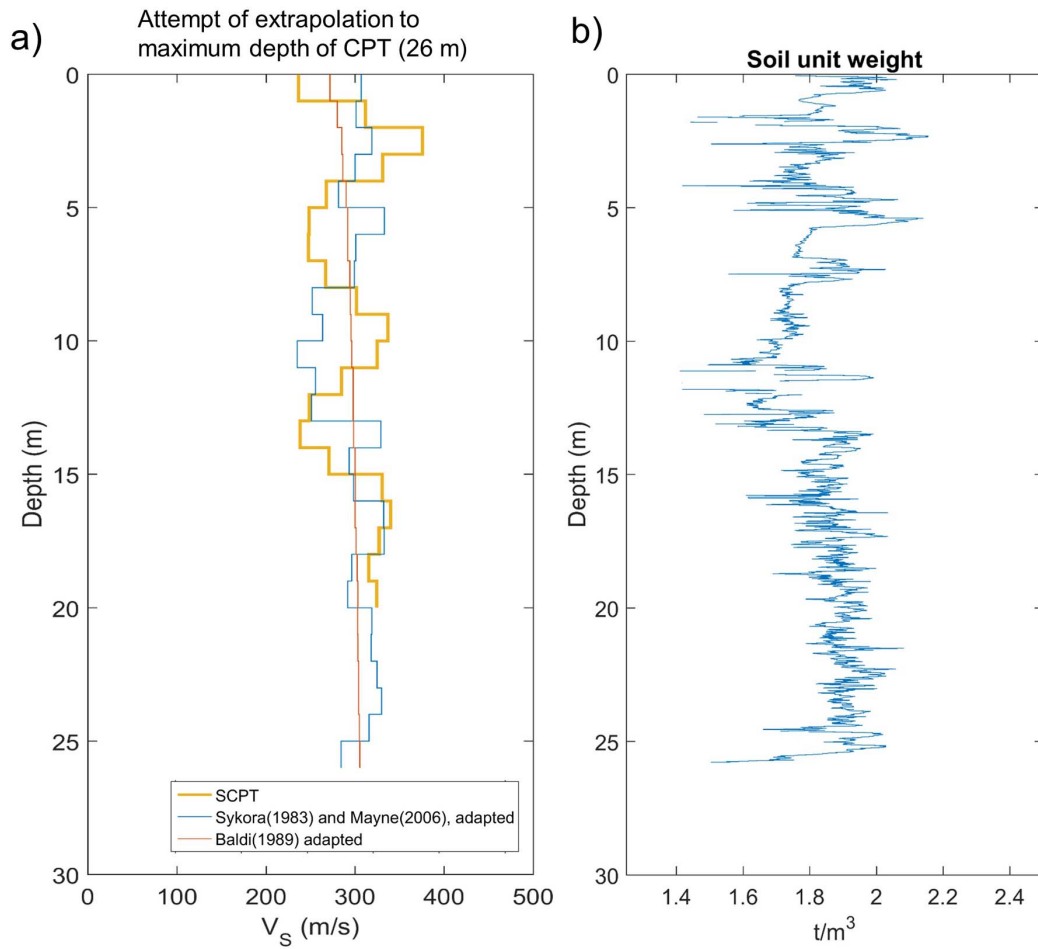


Figure 9: a) Extrapolation of the v_s profile from SCPT down to the maximum investigation depth of CPTu (26 m) using re-calibrated empirical equations estimating the S-wave velocity as a function of cone tip resistance and sleeve friction. b) Bulk density profile estimated from CPTu data with the empirical relation proposed by Robertson and Cabal (2010).)

6 Passive seismic measurements

A single array of 16 stations was installed (see Fig. 4). The stations were planned to be located on five rings of different radii around a central station. The inner three rings were planned in regular forms with angular distances of 120° between the different stations on the ring. These three rings had radii of 8, 20 and 50 m, respectively. The inner ring had one station facing directly eastward from the central station. The second and third rings were rotated by 40° with respect to the first and second rings, respectively. These three rings were installed in the field using a measuring tape and a plan of the intended orientations from the central station. The fourth ring was planned to have a distance of 125 m from the central station and the single stations to have angles of 90° , 224° and 335° with respect to the north direction as seen from the array center. The stations of the fifth ring were placed on suitable sites in further distance. The minimum and maximum interstation distances in the finally installed array were 8.0 and 484.9 m, respectively.

Each station consisted of a Lennartz 5s sensor connected to a Centaur digitizer, where four stations in the central part had two sensors connected to the same digitizer. The station names of the array are composed of "BUO" followed by a three-digit number between 42 and 49, 52 and 55, 63, 65, 68 and 73 (corresponding to the Centaur digitizer serial number for numbers lower than 60 and serial number plus 20 for higher numbers; sensors with numbers below 60 were connected to channel A and sensors with higher numbers to channel B of the digitizers). The array recording time was 170 minutes (10200 s).

The station locations have been measured by a differential GPS system (Leica Viva GS10) which was set up to measure with a precision better than 5 cm. This precision was achieved for all stations, the maximum precision error was 3.3 cm.

6.1 Measurement results

6.1.1 H/V and RayDec ellipticity curves

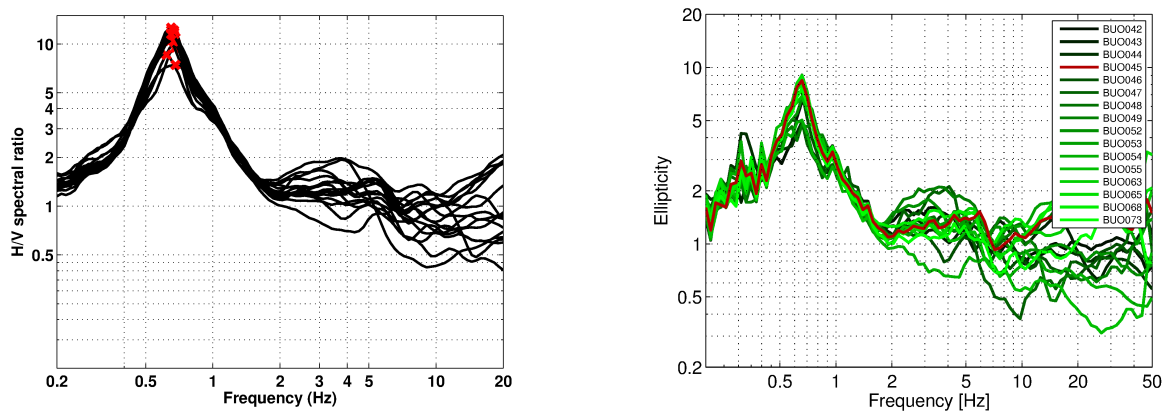


Figure 10: Left: H/V curves of the different stations of the array measurements in Buochs. Right: RayDec ellipticities for all stations of the array. The curve of BUO045, the array center, is highlighted in red.

Figure 10 shows the H/V curves determined with the time-frequency analysis method (Fäh et al., 2009) for all stations of the passive array. The H/V curves are very homogeneous and show clear peaks between 0.62 and 0.68 Hz. Above 2 Hz, the different curves show more variability.

The RayDec technique (Hobiger et al., 2009) is meant to eliminate the contributions of other wave types than Rayleigh waves and give a better estimate of the ellipticity than the classical H/V technique. The RayDec ellipticity curves for all stations of the array measurements are shown in Fig. 10.

The RayDec curves of the different stations are also very similar and show a clear peak around 0.65 Hz.

6.1.2 Polarization measurements

The polarization analysis was performed according to Burjánek et al. (2010) and Burjánek et al. (2012). The results for all stations of the array are similar. Only the results for BUO045 are shown in Fig. 11.

Around 0.65 Hz, there is a slight, but not very pronounced, preference in the strike direction for northeastern directions visible, corresponding to the valley axis, but it is too small to be a sign for a 2-dimensional polarization effect.

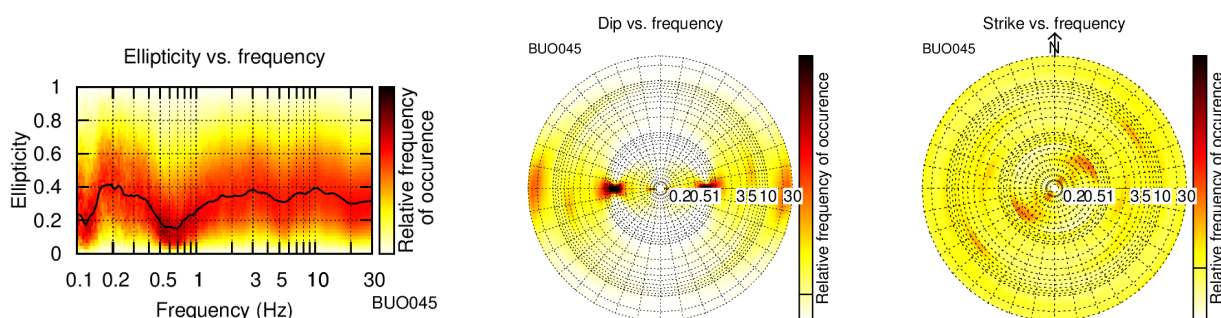


Figure 11: Polarization analysis of station BUO045.

6.1.3 3-component high-resolution FK

The results of the 3-component high-resolution FK analysis (Poggi and Fäh, 2010) are shown in Fig. 12. On the transverse component, we can clearly identify the dispersion curve of the fundamental mode of Love waves from 1.0 to 22.6 Hz. Some parts of a higher mode can be seen above 10 Hz.

On the vertical component, we can see the dispersion curves of two modes. The first one can be picked between 1.4 and 5.3 Hz, the second one between 3.8 and 21.5 Hz. The higher-frequency part of the latter might also belong to the first picked mode. On the radial component, we see some patches but it is unclear how a dispersion curve could be picked there.

The corresponding ellipticity curves of the two picked modes on the vertical component are clearly identified in the respective frequency ranges and are mostly flat.

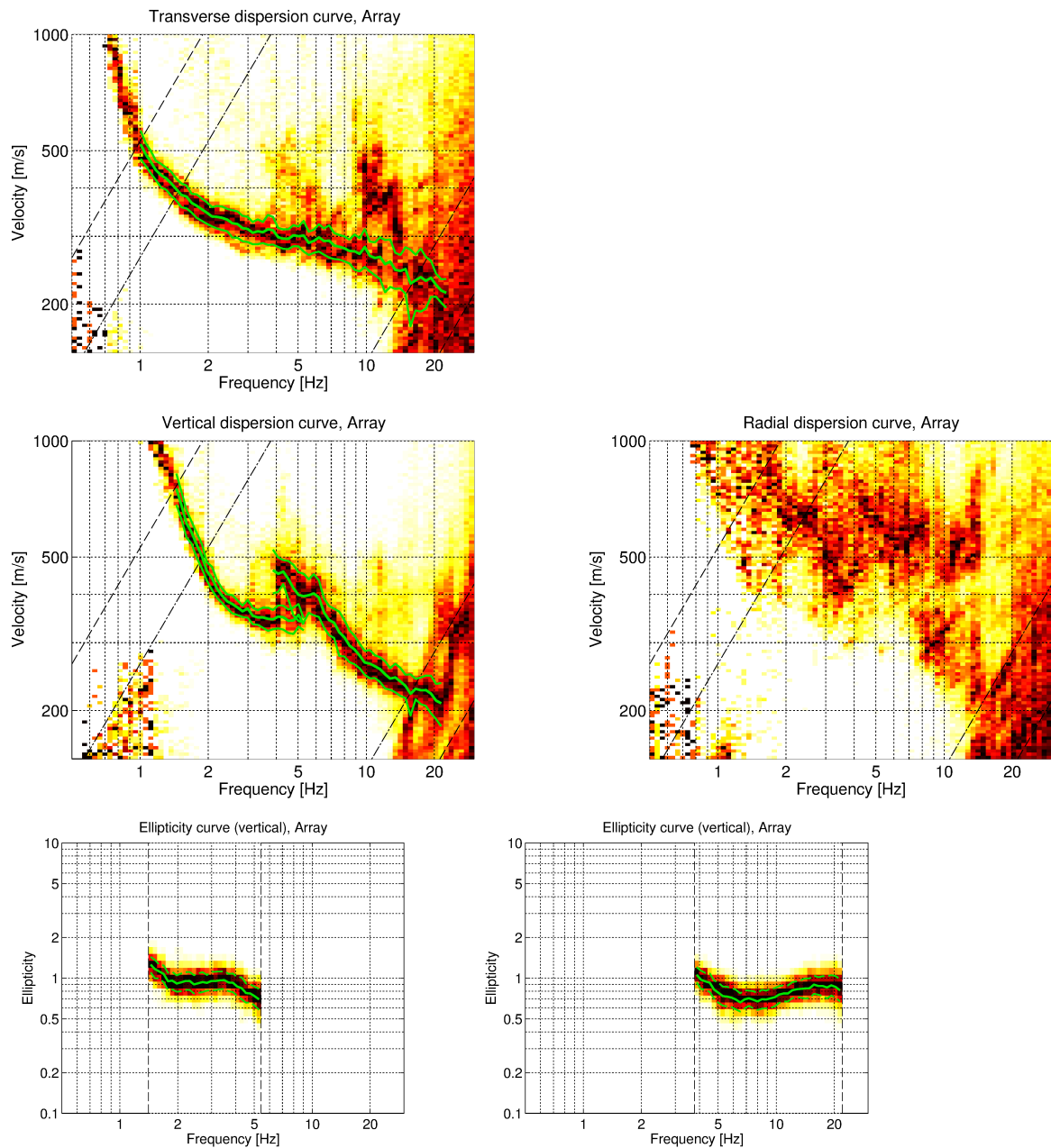


Figure 12: Dispersion and ellipticity curves obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010). The dispersion curves for the transverse, vertical and radial components are shown, as well as the ellipticity curves for the two modes picked on the vertical component. The dashed and dotted black lines are the array resolution limits. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two outer lines the standard deviation.

6.1.4 WaveDec

The results of the WaveDec (Maranò et al., 2012) processing are shown in Fig. 13. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. In order to get good results, the parameter γ has been tuned to modify the sharpness of the wave property estimation between purely maximum likelihood estimation and a Bayesian Information Criterion. Here, a value of $\gamma = 0.2$ was used, corresponding to a mostly maximum likelihood estimation.

The Love wave dispersion curve of the fundamental mode is clearly retrieved between 0.9 and 13.6 Hz, the Rayleigh wave dispersion curve between 1.2 and 7.0 Hz. No higher modes are visible. The ellipticity angle for the picked Rayleigh wave dispersion curve is positive below 1.6 Hz, indicating prograde particle motion, and negative above 1.6 Hz, indicating retrograde particle motion. but the change from one to the other is very abrupt. The ellipticity curve obtained by applying the \tan function to the absolute value of the ellipticity angle results in a singular peak at 1.6 Hz, which seems not well founded from the data at lower and higher frequencies. Using the ellipticity or H/V curves, we saw an ellipticity peak at 0.65 Hz. If this peak is an ellipticity singularity, the particle motion should be prograde between 0.65 Hz and the trough frequency, which is not clearly visible, but is located somewhere around 1.6 Hz in the ellipticity curves. Therefore, it makes sense to measure prograde particle motion with WaveDec below 1.6 Hz.

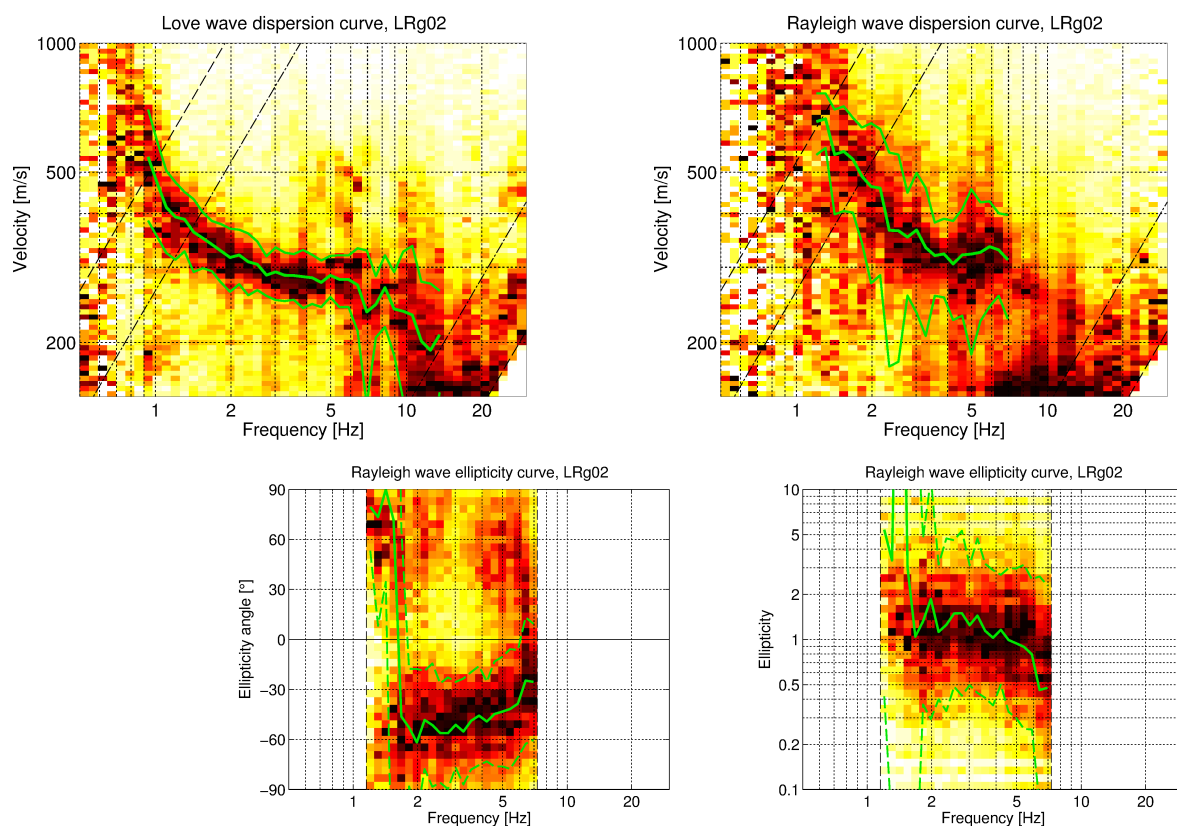


Figure 13: Love and Rayleigh wave dispersion (top) and ellipticity (bottom) curves obtained with the WaveDec technique (Maranò et al., 2012). The dashed lines indicate the theoretical array resolution limits.

6.1.5 SPAC

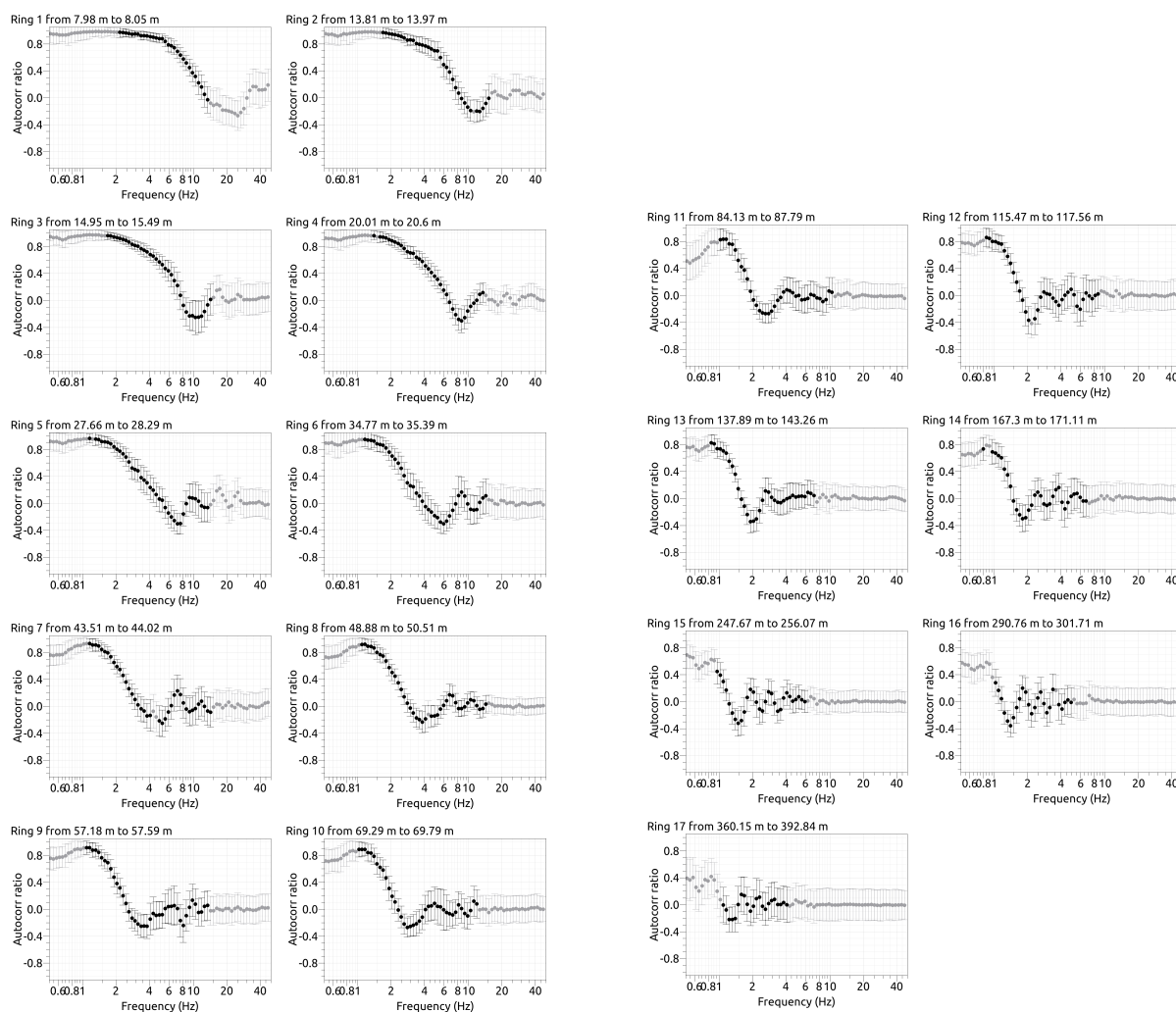


Figure 14: SPAC curves. The black data points contributed to the dispersion curve estimation.

The SPAC (Aki, 1957) curves of the vertical components have been calculated using the M-SPAC (Bettig et al., 2001) technique implemented in geopsy. Rings with different radius ranges are defined and for all station pairs with distances inside this radius range, the cross-correlation is calculated in different frequency ranges. These cross-correlation curves are averaged for all station pairs of the respective ring and give the SPAC curves. The rings are defined in such a way that at least three station pairs contribute and that their connecting vectors have a good directional coverage.

The SPAC curves for all defined rings are shown in Fig. 14. The black points indicate the data values which contributed to the final dispersion curve estimation, which was made with the function `spac2disp` of the geopsy package. The resulting dispersion curve is shown in Fig. 15.

Using SPAC, we can pick a Rayleigh wave dispersion curve between 0.9 and 13.7 Hz.

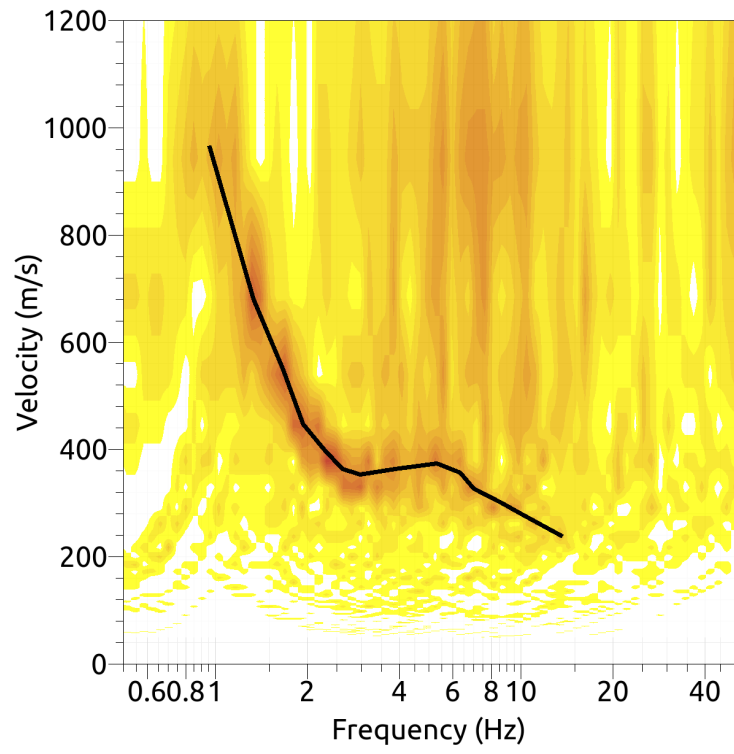


Figure 15: Resulting Rayleigh wave velocities. The black line corresponds to the picked dispersion curve.

6.2 Summary

Fig. 16 gives an overview of the dispersion and ellipticity curves determined by the different methods.

For Love waves, WaveDec gives a dispersion curve that is qualitatively similar to HRFK, but systematically lower.

For the Rayleigh waves, there is a very good agreement between the different methods, with some differences below 2 Hz. The dispersion curve picked as the first higher mode in HRFK is partly also retrieved by SPAC. If it is really linked with the first harmonic mode or if the downgoing part above 7 Hz corresponds to the fundamental mode, will be clarified using the inversion.

The ellipticity curves retrieved using the different methods are quite variable. The RayDec curve shows a clear peak at 0.65 Hz, which we interpret as a singular peak. The HRFK ellipticity curves are mainly flat and below 1. The WaveDec curve has a strange shape when represented as ellipticity and not as ellipticity angle. Anyhow, it tells us that the particle motion is prograde below 1.6 Hz and retrograde above. This frequency would therefore correspond to the trough of the ellipticity curve and is not easily seen in the RayDec curve.

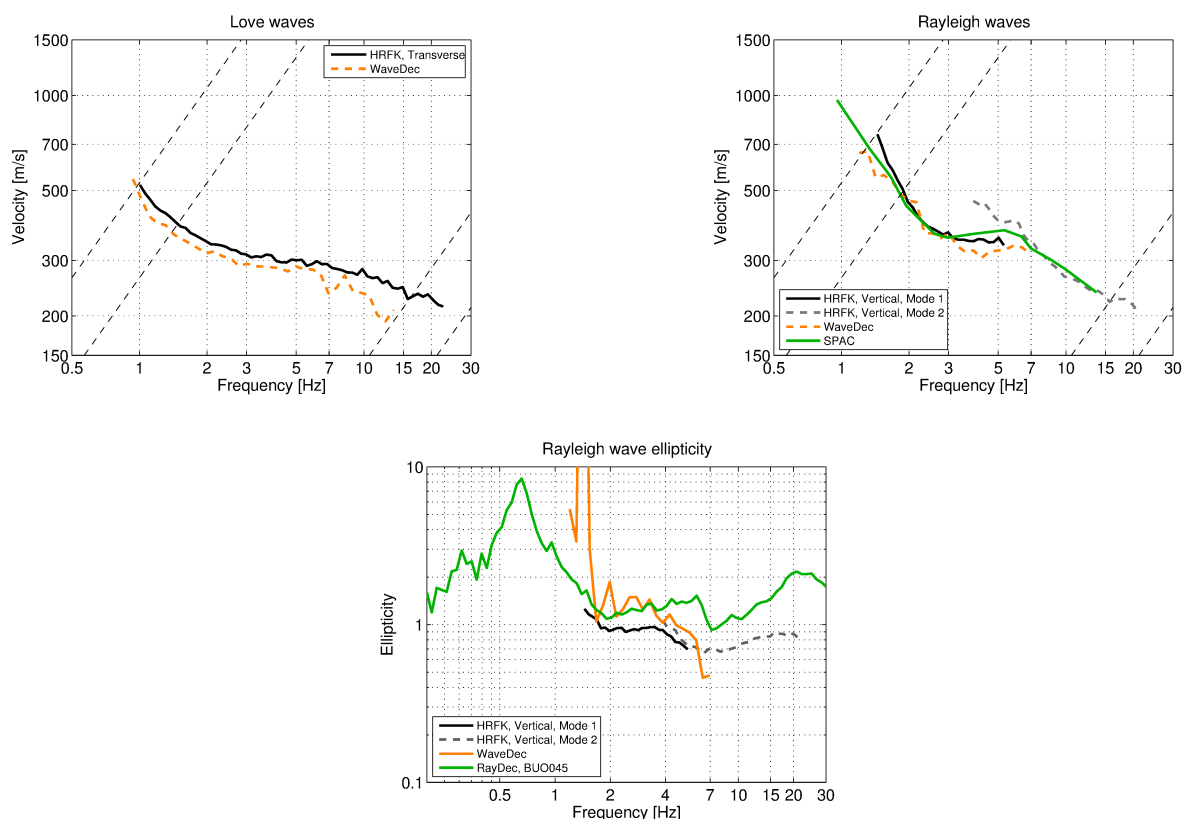


Figure 16: Overview of the Love and Rayleigh wave dispersion curves as well as the ellipticity curves for both arrays. The dashed lines indicate the theoretical resolution limits of the array. The RayDec ellipticity curve corresponds to station BUO045.

6.3 Data inversion

6.3.1 Inversion targets

We performed inversions using as much information as possible. For Love waves, the HRFK curve was used as fundamental mode. For Rayleigh waves, we tried to use the two HRFK curves as fundamental and first harmonic mode, but were unable to find velocity profiles explaining both the Rayleigh and Love wave dispersion curves then. Using both curves as fundamental mode (removing the data points below 7 Hz in the grey curve in Fig. 16), it was perfectly possible to fit both Rayleigh and Love waves. Therefore, this mode identification is used in the following.

As a target for the Rayleigh wave ellipticity, we used the RayDec ellipticity curve of station BUO045, the central station of the array, focusing on the fundamental peak. Only parts of the left and right flank of the peak were used.

The details of the inversion targets are indicated in Table 1 and the corresponding curves are shown in Fig. 17.

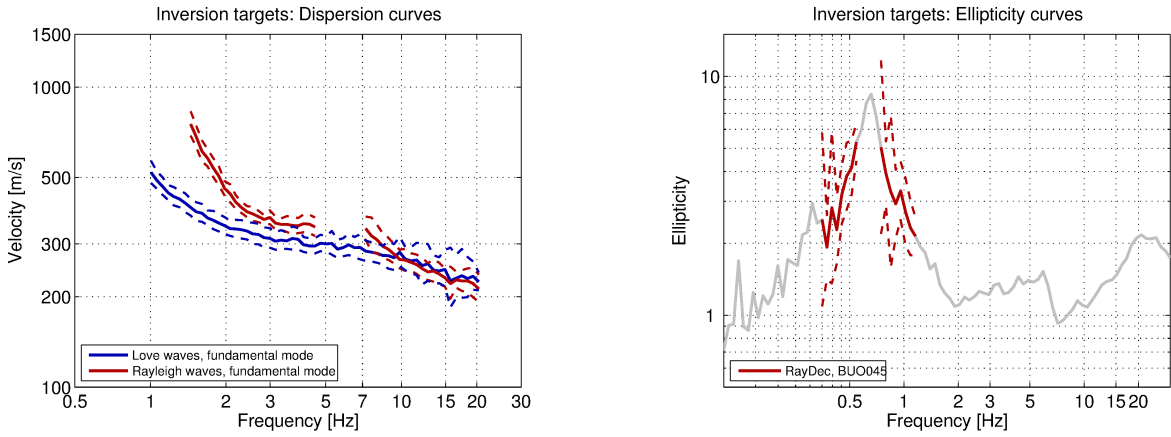


Figure 17: Overview of the dispersion curves used as targets for the different inversions.

Table 1: List of the data curves used as target in the inversion.

Method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
HRFK (T)	Love	fundamental	dispersion	1.0 - 20.6
HRFK (V)	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.5 - 4.6
HRFK (V)	Rayleigh	fundamental	dispersion	7.3 - 20.6
RayDec (BUO045)	Rayleigh	fundamental	ellipticity	0.36 - 0.53
RayDec (BUO045)	Rayleigh	fundamental	ellipticity	0.76 - 1.12

6.3.2 Inversion parameterization

Although the SCPT measurements gave us a shear-wave velocity profile of the upper 20 m, we did not use this profile for the inversions. Firstly, the profile includes two low-velocity zones, which are difficult to model in the inversion. Secondly, the main goal of the passive data inversion is to constrain the deeper parts of the velocity profile. We can combine the SCPT profile later with the profiles resulting from the inversions to define a final model of the underground.

For the inversion, six different parameterizations are used in total. The first five have free values of the depths and velocities of the different layers, ranging from four to eight layers (including half-space). The last parameterization has fixed layer depths and consists of 17 layers in total, with the deepest interface at 500 m depth. S- and P-wave velocities are allowed to range from 50 to 3500 m/s and from 100 to 5000 m/s, respectively, restricting the P-wave velocities for layers below the first layer to at least 1500 m/s to account for the water table. The deepest layer interfaces were allowed to range to a depth of 500 m for all parameterizations. The density was fixed to 2300 kg/m^3 for the bedrock layer and to 2000 kg/m^3 for all other layers.

6.3.3 Inversion results

We performed a total of six inversions with different parameterizations (see Table 2). Each inversion run produced 200 000 total models in order to assure a good convergence of the solution. The results of these inversions are shown in Figs 18 - 23.

All inversions fit the data comparably well and give similar minimum misfit values. Using the fixed layer approach, the minimum misfit was slightly smaller than for the other inversions.

Table 2: List of inversions

Inversion	Number of layers	Number of models	Minimum misfit
BUO4l	4	200 000	0.510
BUO5l	5	200 000	0.454
BUO6l	6	200 000	0.476
BUO7l	7	200 000	0.501
BUO8l	8	200 000	0.505
BUOfix	17	200 000	0.409

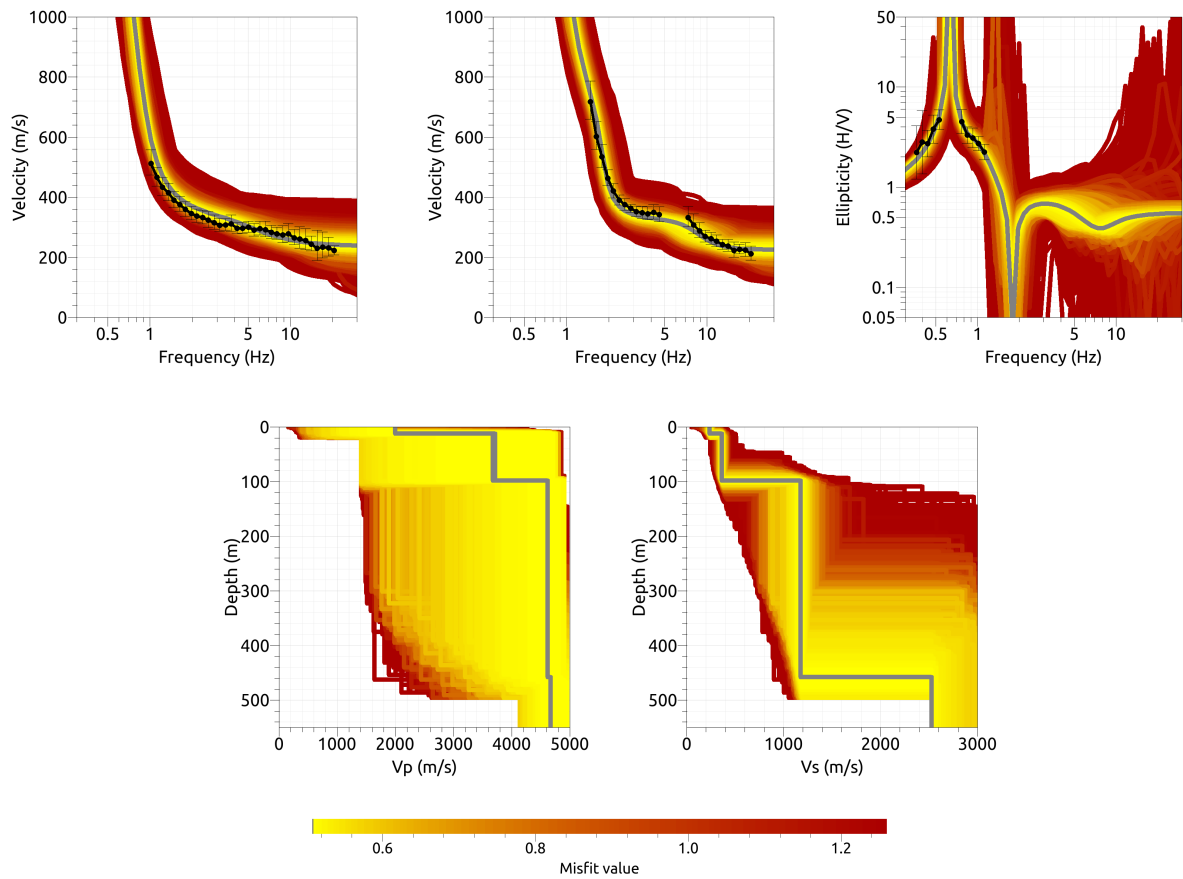


Figure 18: Inversion BUO4I. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

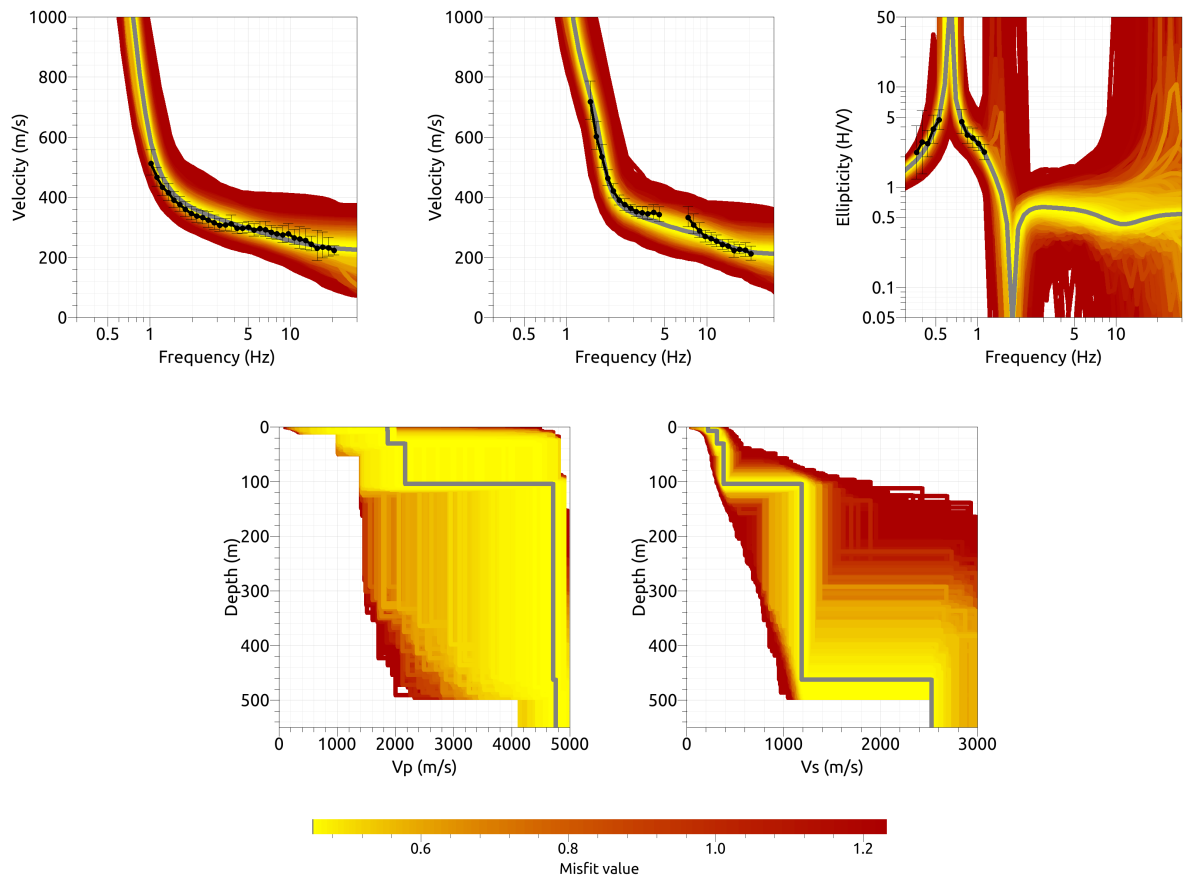


Figure 19: Inversion BUO51. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

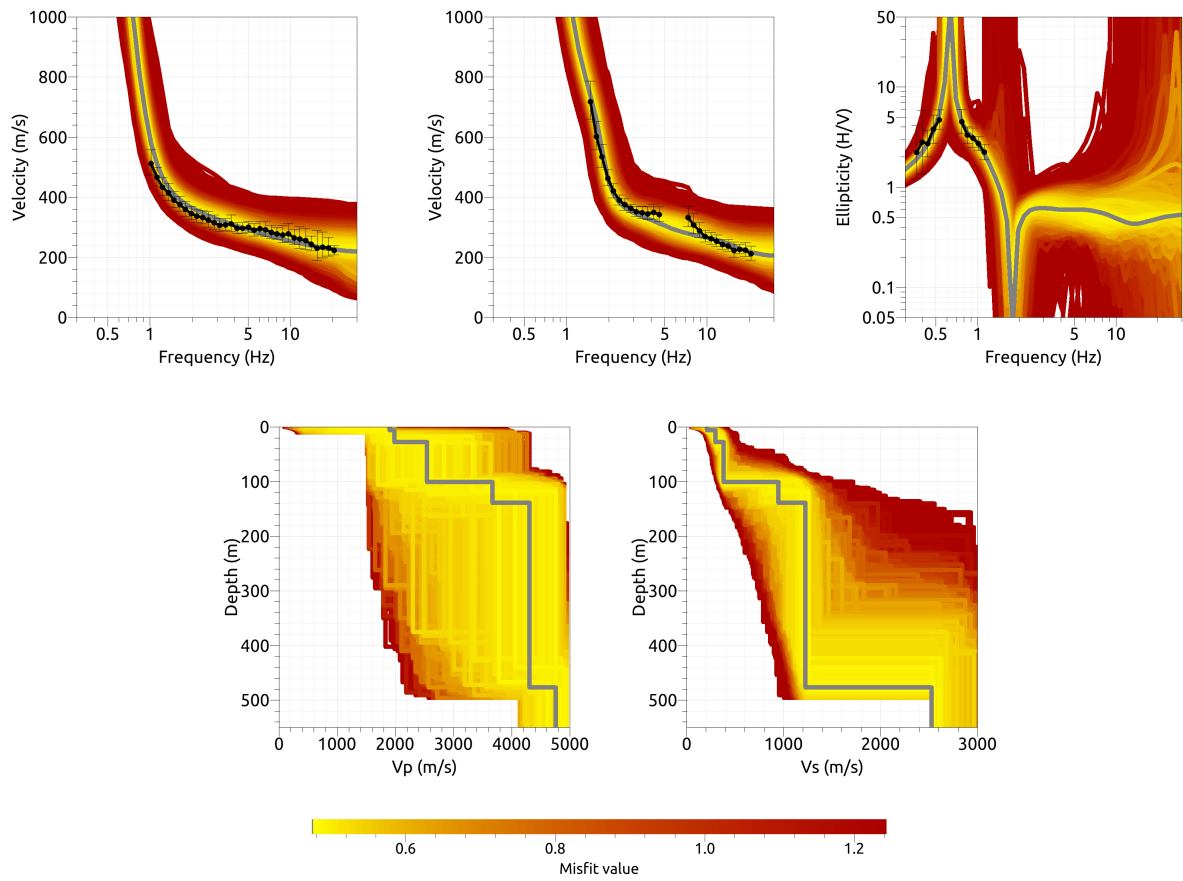


Figure 20: Inversion BUO6l. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

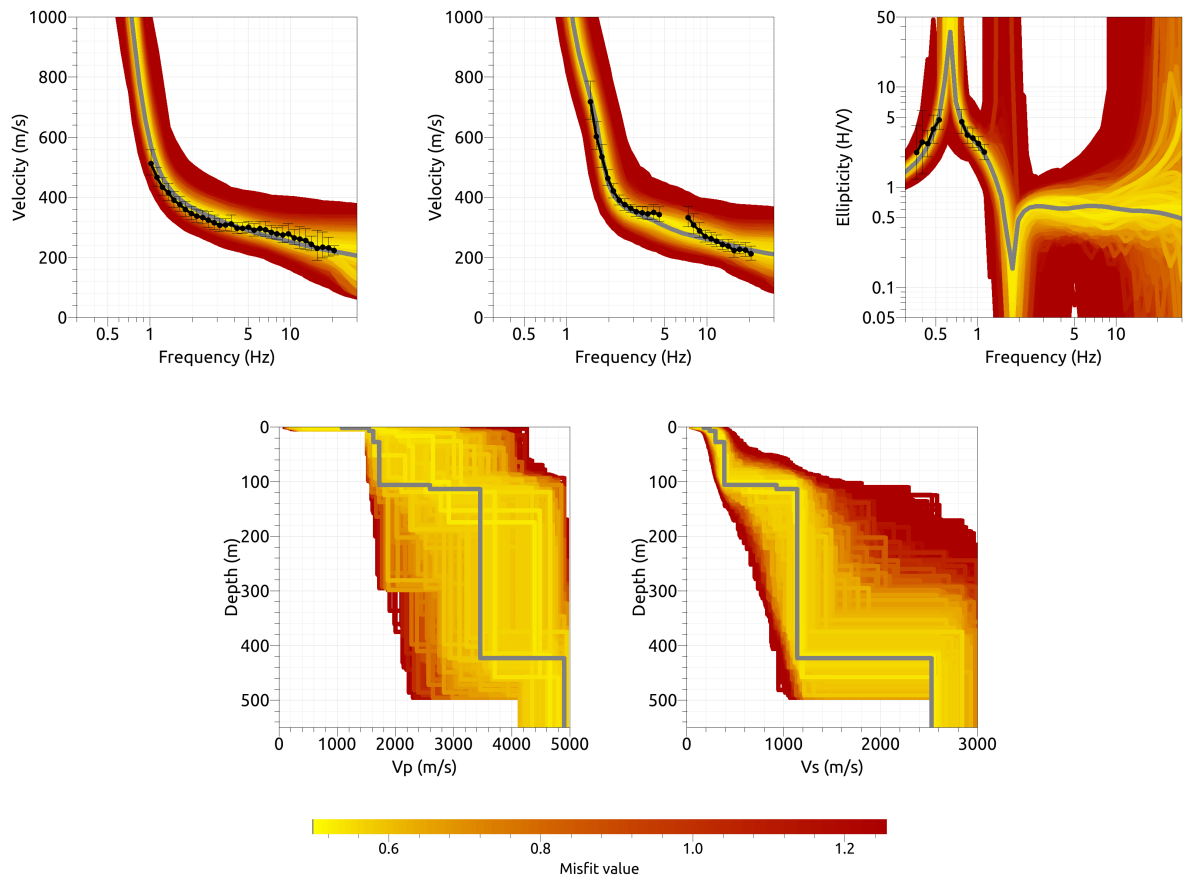


Figure 21: Inversion BUO71. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

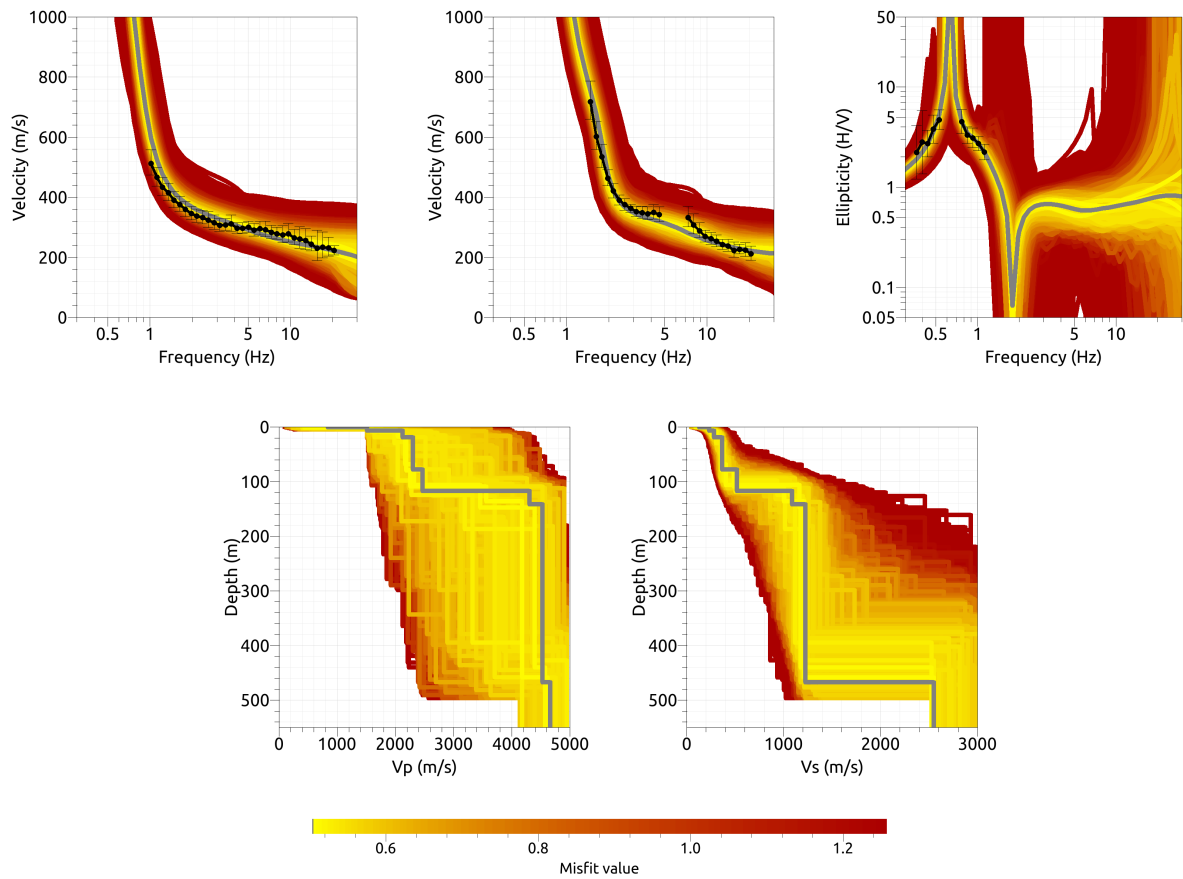


Figure 22: Inversion BUO81. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

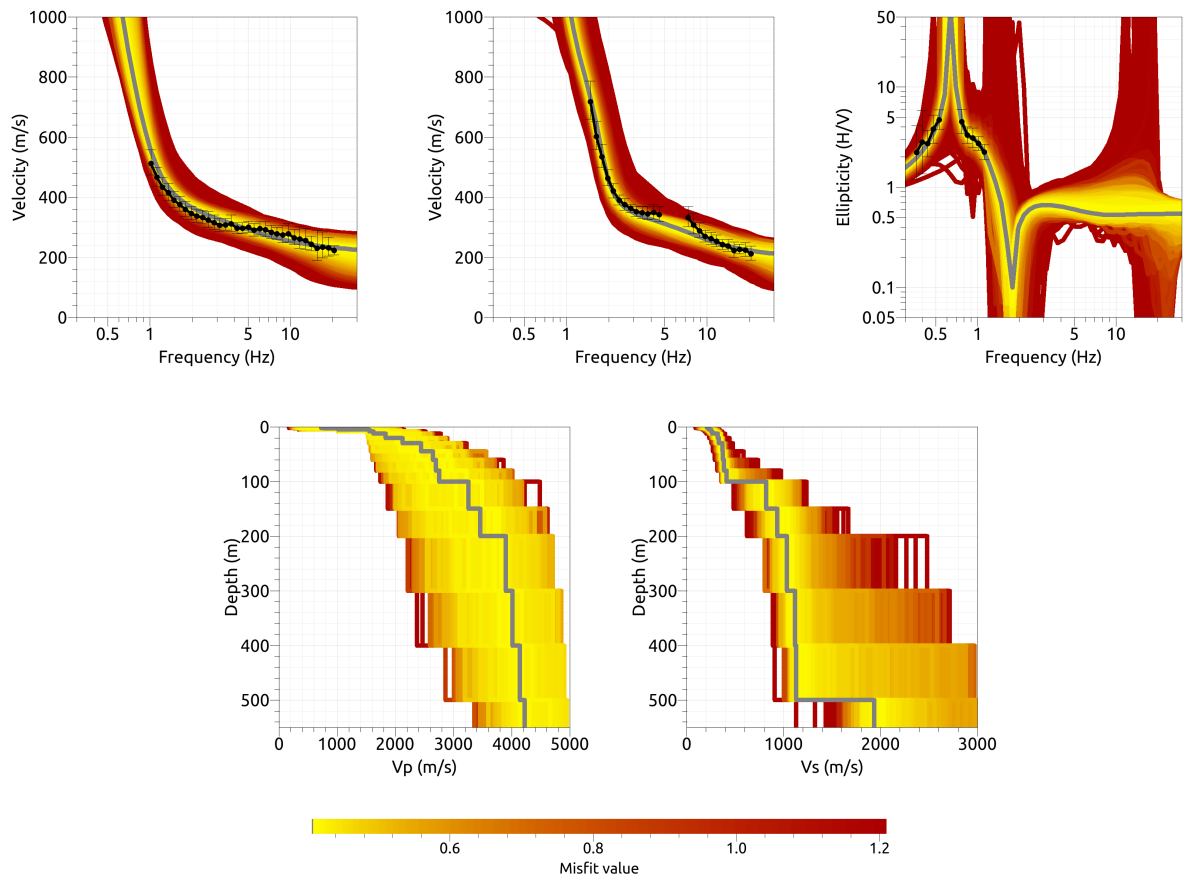


Figure 23: Inversion BUOfix. Top line: Dispersion curves for the Love wave fundamental mode (left) and the Rayleigh wave fundamental mode (center), ellipticity curve of the Rayleigh wave fundamental mode (right). Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

6.4 Discussion of the inversion result

The best-fitting models of the inversions are shown in Fig. 24. There are several main characteristics that all models have in common. The seismic bedrock is found at depths between 420 and 500 m. Above, the S-wave velocity is about 1200 m/s. Another strong velocity contrast is found at depths between 98 and 117 m. Above that contrast, the S-wave velocity is between 360 and 390 m/s to about 30 m of depth. In the upper 30 m, the velocity profiles show more variability, but they all seem compatible with the SCPT profile, which naturally is more detailed than the inverted models.

The velocity profiles resulting from the different inversions have V_{S30} between 276.9 and 298.0 m/s, with an average value of 284.6 ± 7.3 m/s. Replacing the upper 20 m with the shear-wave velocity and density profiles of the SCPT measurement and setting the P-wave velocity of the upper two layers to 1000 m/s and of the layers between 2 and 20 m depth to 1500 m/s, we can generate new velocity profiles. These profiles have systematically higher V_{S30} values which range between 297.8 and 311.9 m/s, with an average value of 303.4 ± 6.6 m/s.

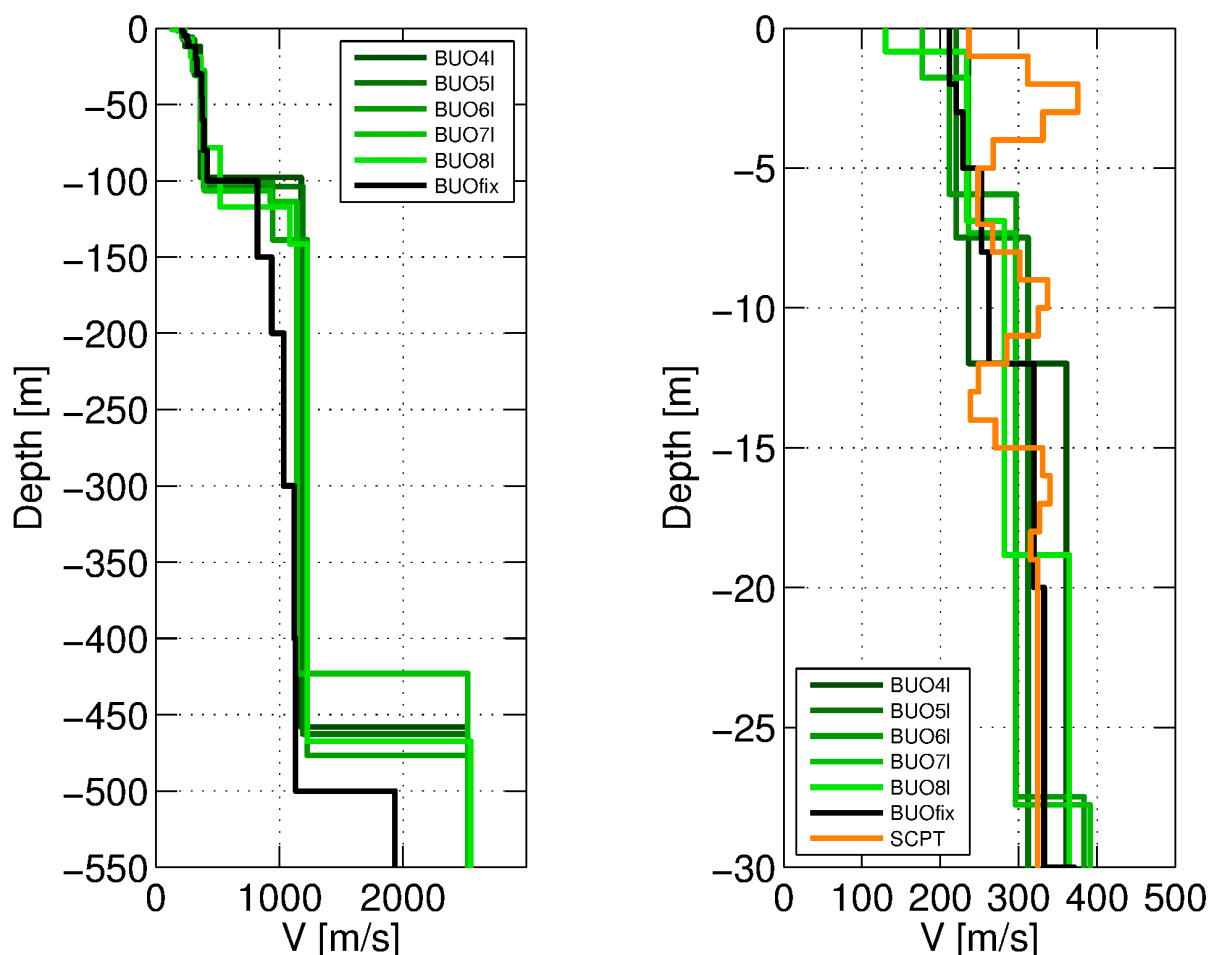


Figure 24: Overview of the shear-wave velocity profiles of the the different inversions (left) and zoom on the upper 30 m of the profiles of the inversions in comparison with the SCPT profile.

7 Further results from the inverted profiles

7.1 SH transfer function

In Fig. 25, the theoretical shear-wave transfer functions for the inverted models are shown. The top part of the figure shows the curves for the profiles resulting from the passive data inversion alone, the bottom part the curves where the upper 20 m are replaced by the SCPT profiles.

In the lower frequency part, both curves are virtually identical and show a first resonance peak at 0.65 Hz which forms a double peak with the peak at 1.14 Hz. Major differences between the upper and lower plots are significant only above 5 Hz.

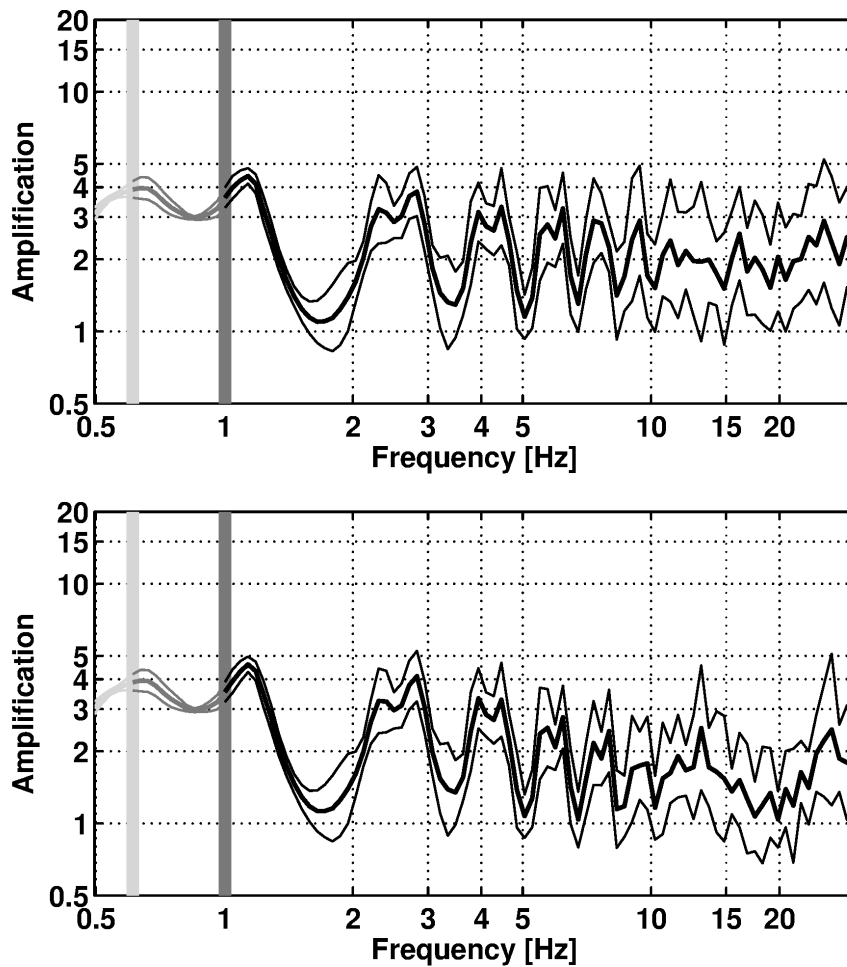


Figure 25: Top: Modeled amplification for the best models of the six inversions. Bottom: Modeled amplification for the best models with the upper 20 m of the profiles replaced by the SCPT profile.

7.2 Quarter-wavelength representation

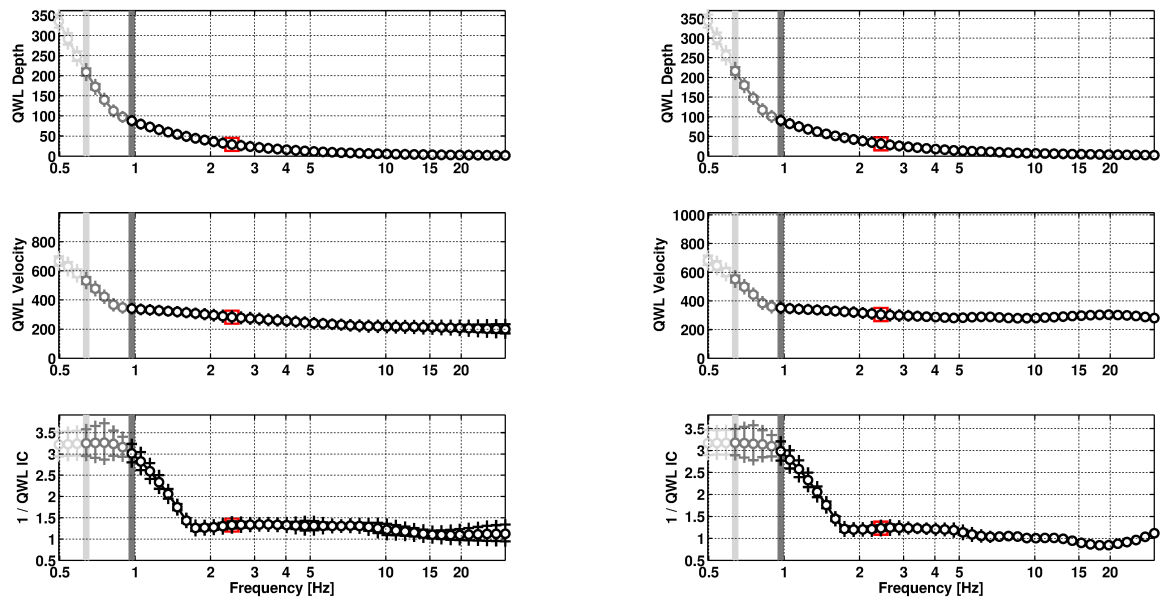


Figure 26: Quarter wavelength representation of the velocity profiles for the best models of the inversions (top: depth, center: velocity, bottom: inverse of the impedance contrast). The black curves are constrained by the dispersion curves, the light grey curves are not constrained by the data. The red square corresponds to V_{S30} . Left: Profiles resulting directly from the inversion. Right: Profiles with the SCPT profile in the upper 20 m.

8 Discussion of the results

The CPTu measurements show a rather high risk of liquefaction during a strong earthquake. Even if the soil layers directly at the surface are not susceptible of liquefaction, the sandy layers between 5.7 and 15.8 m of depth show a very pronounced liquefaction probability.

The SCPT measurements yield a shear-wave velocity profile of the upper 20 m. The V_{S30} value of the site is determined as about 303 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and between soil class C and D in SIA261. Although the V_{S30} may appear high for a site prone to liquefaction, it should be noted that this value is determined not only by the shear-wave velocity of the sandy layer susceptible of liquefaction, whose S-wave velocity is lower and around 250 m/s; this formation is in fact embedded between faster gravel layers that increase the overall V_{S30} value.

The inversion of the passive seismic array measurements yields velocity profiles with shear-wave velocities of less than 400 m/s down to about 100 m, where a strong velocity contrast is found. Below that contrast, the shear-wave velocity is about 1200 m/s and the seismic bedrock is found at 400 to 500 m of depth.

The site seems well suited for a borehole installation. This installation would consist of three seismic sensors and a line of porewater pressure sensors: the first sensor would be a strong-motion accelerometer sensor at the surface, the second seismometer would be installed in a borehole below the potentially liquefiable layers, i.e. between 16 and 20 m of depth. The third seismic sensor shall be installed at depth. As the bedrock depth at over 400 m depth would be too expensive to reach, the contrast at 100 m of depth is a reasonable target for this sensor.

The line of porewater pressure sensors would be installed in another borehole. It would consist of six different sensors installed at different depths inside the liquefiable layers, i.e. between 5.7 and 15.8 m of depth.

9 Conclusion

We performed different measurements to characterize the underground at the possible borehole site of Buochs. The site presents a relatively high liquefaction potential and seems to be a good place to install a borehole station. Using different techniques, we could determine the velocity profile from the shallow surface down to the seismic bedrock at 400 to 500 m of depth. The V_{S30} of the best models is about 303 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and between class C and D in SIA261.

Acknowledgements

The authors thank Sanjay Bora, Agostiny Lontsi, and Simon Rouwendaal for their help during the array measurements.

References

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bull. Earthquake Res. Inst. Tokyo Univ.*, 35:415–456.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., and LoPresti, D. C. F. (1989). Modulus of sands from cpts and dmts. In *Proc. 12th Inter. Conf. Soil Mech. and Foundation Eng., Rio de Janeiro*.
- Bettig, B., Bard, P.-Y., Scherbaum, F., Riepl, J., Cotton, F., Cornou, C., and Hatzfeld, D. (2001). Analysis of dense array noise measurements using the modified spatial auto-correlation method (SPAC): application to the Grenoble area. *Boll. Geof. Teor. Appl.*, 42:281–304.
- Boore, D. M. and Atkinson, G. M. (2008). Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, 24:99–138.
- Burjánek, J., Gassner-Stamm, G., Poggi, V., Moore, J. R., and Fäh, D. (2010). Ambient vibration analysis of an unstable mountain slope. *Geophys. J. Int.*, 180:820–828.
- Burjánek, J., Moore, J. R., Molina, F. X. Y., and Fäh, D. (2012). Instrumental evidence of normal mode rock slope vibration. *Geophys. J. Int.*, 188:559–569.
- Fäh, D., Wathelet, M., Kristekova, M., Havenith, H., Endrun, B., Stamm, G., Poggi, V., Burjanek, J., and Cornou, C. (2009). Using ellipticity information for site characterisation. NERIES deliverable JRA4 D4, available at <http://www.neries-eu.org>.
- Hobiger, M., Bard, P.-Y., Cornou, C., and Le Bihan, N. (2009). Single station determination of Rayleigh wave ellipticity by using the random decrement technique (RayDec). *Geophys. Res. Lett.*, 36.
- Maranò, S., Reller, C., Loeliger, H.-A., and Fäh, D. (2012). Seismic waves estimation and wavefield decomposition: Application to ambient vibrations. *Geophys. J. Int.*, 191:175–188.
- Mayne, P. W. (2006). In situ test calibrations for evaluating soil parameters. In *Proc. Characterization and Engineering Properties of Natural Soils II, Singapore*.
- Poggi, V. and Fäh, D. (2010). Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophys. J. Int.*, 180:251–267.
- Robertson, P. K. and Cabal, K. L. (2010). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, Inc., Signal Hill, 4th edition.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespiel, D., and Rice, A. (1986). Seismic cpt to measure in situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(8):791–803.

- Robertson, P. K. and Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Can. Geotech. J.*, 35:442–459.
- Sykora, D. E. and Stokoe, K. H. (2009). New circular-array microtremor techniques to infer Love-wave phase velocities. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 99:2912–2926.
- Tarantola, A. (2005). *Inverse problem theory and methods for the parameter estimation*. SIAM, Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia.

A Report of the CPTU measurements

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

**STANDORTCHARAKTERISIERUNG
KANUWELT BUOCHS
SEEFELDSTRASSE 8
6374 BUOCHS**

**Projekt Nr.: 60-1002
Band 1 von 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
STANDORTCHARAKTERISIERUNG
KANUWELT BUOCHS
SEEFELDSTRASSE 8
6374 BUOCHS**

Bauherrschaft	
Auftraggeber	Schweizerische Erdbebendienst SED
Adresse	Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-1002
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft plant an der Seefeldstrasse 8 in 6374 Buochs eine Messanlage für Erdbeben. Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 1 elektrische Drucksondierung abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen:

- Abteufen von 1 elektrischen Drucksondierung mit einer Länge von insgesamt 25.94 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU1);
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten: 13. September 2017

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	19.09.2017	Schlussbericht	mm	bshs

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A: Ausführungspraxis

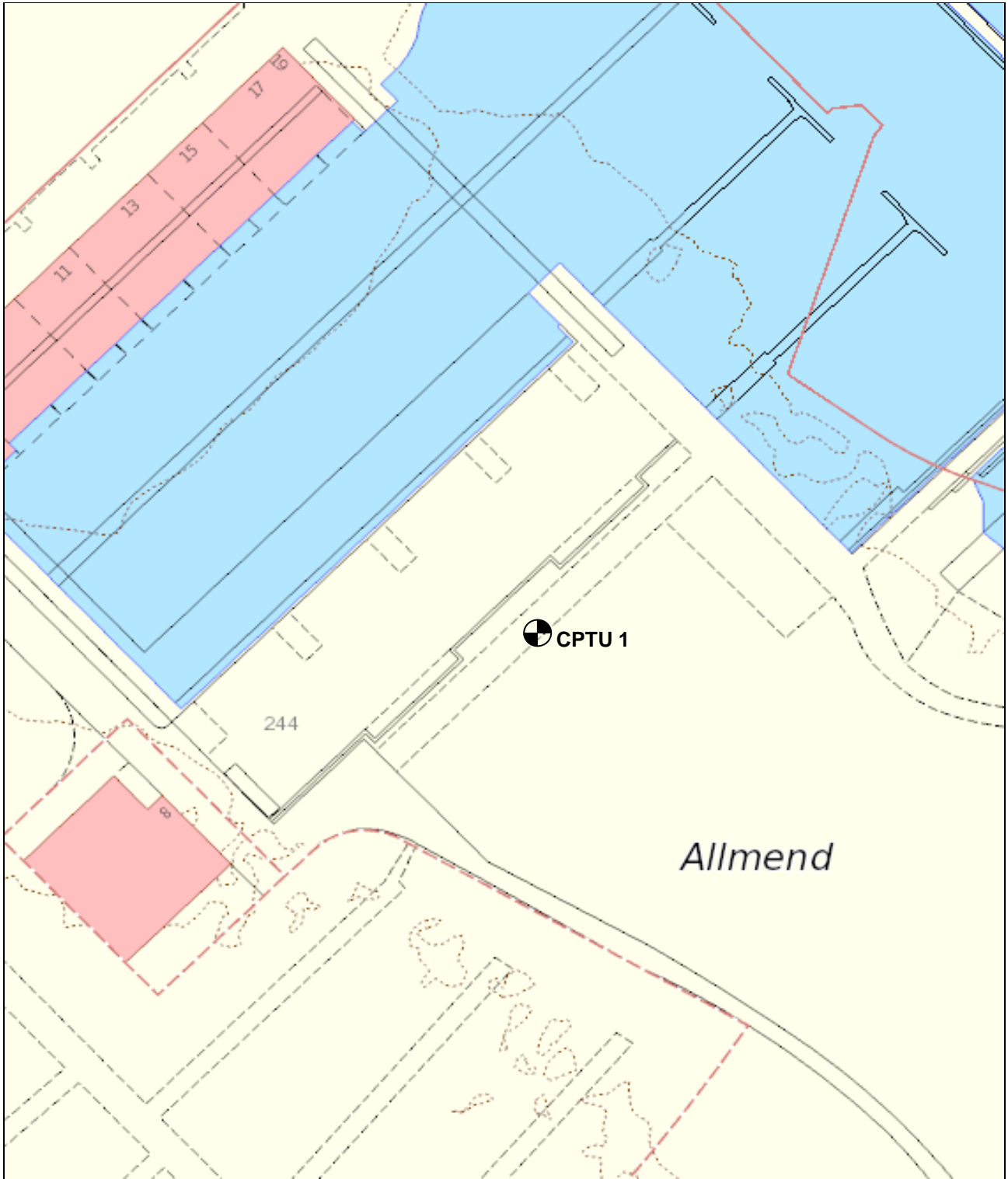
Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M 1:1000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Standortcharakterisierung, Kanuwelt Buochs, Seefeldstrasse 8, 6374 Buochs

BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf:	Siehe Anhang 1, “elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase:	<ul style="list-style-type: none"> – Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH – Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in Sonnenblumen-Öl während 24 Stunden – Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung
Einmessen und Nivellement:	<ul style="list-style-type: none"> – Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Nivellement durch Auftraggeber
Testphase:	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch:	Siehe Anhang 1, “elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen:	keine
Vorbohren:	Nein

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung:	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung:	Allein stehend
Reaktionsmasse:	Sondierlastwagen
Schubgestänge:	36 mm A.D.
Schutzverrohrung:	Nicht zutreffend
Reibungsminderer:	Integriert in der Messsonde
Penetrometer:	<ul style="list-style-type: none"> – Typ S15CFIIP15 – Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands q_c, lokale Mantelreibung f_s, Porenwasserüberdruck u_2, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (i_x und i_y) – Spitzenquerschnitt 15 cm^2 – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm^2 – Netto Flächenverhältnis $a: 0.85$

DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

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

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

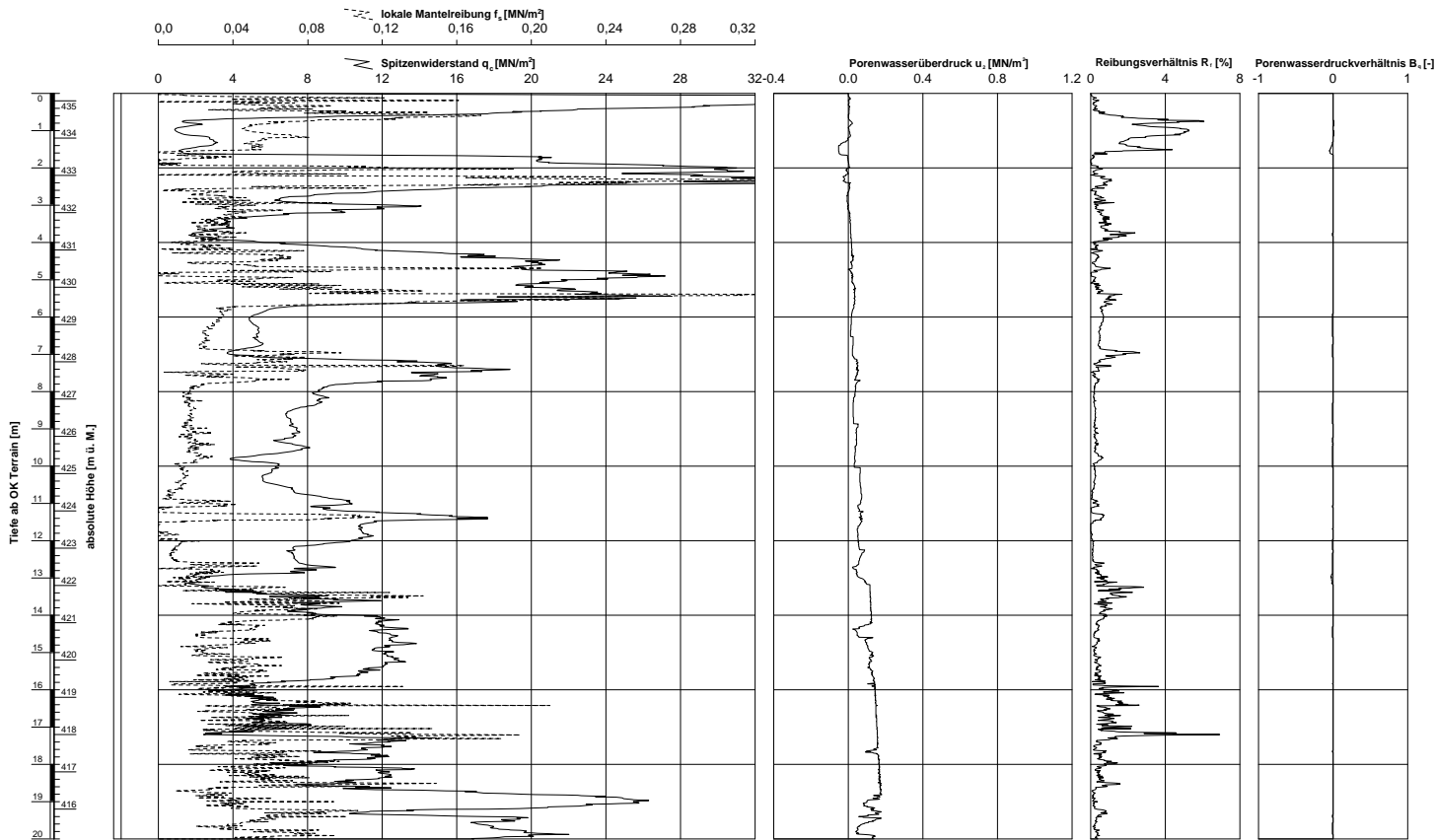
INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU1

B1 – B2

GeoData-System / CPT Daten / ACHT_1_100_07_GLD_19.09.2017/11.52.47
geotechn. Messdaten - 05 - Sondiert



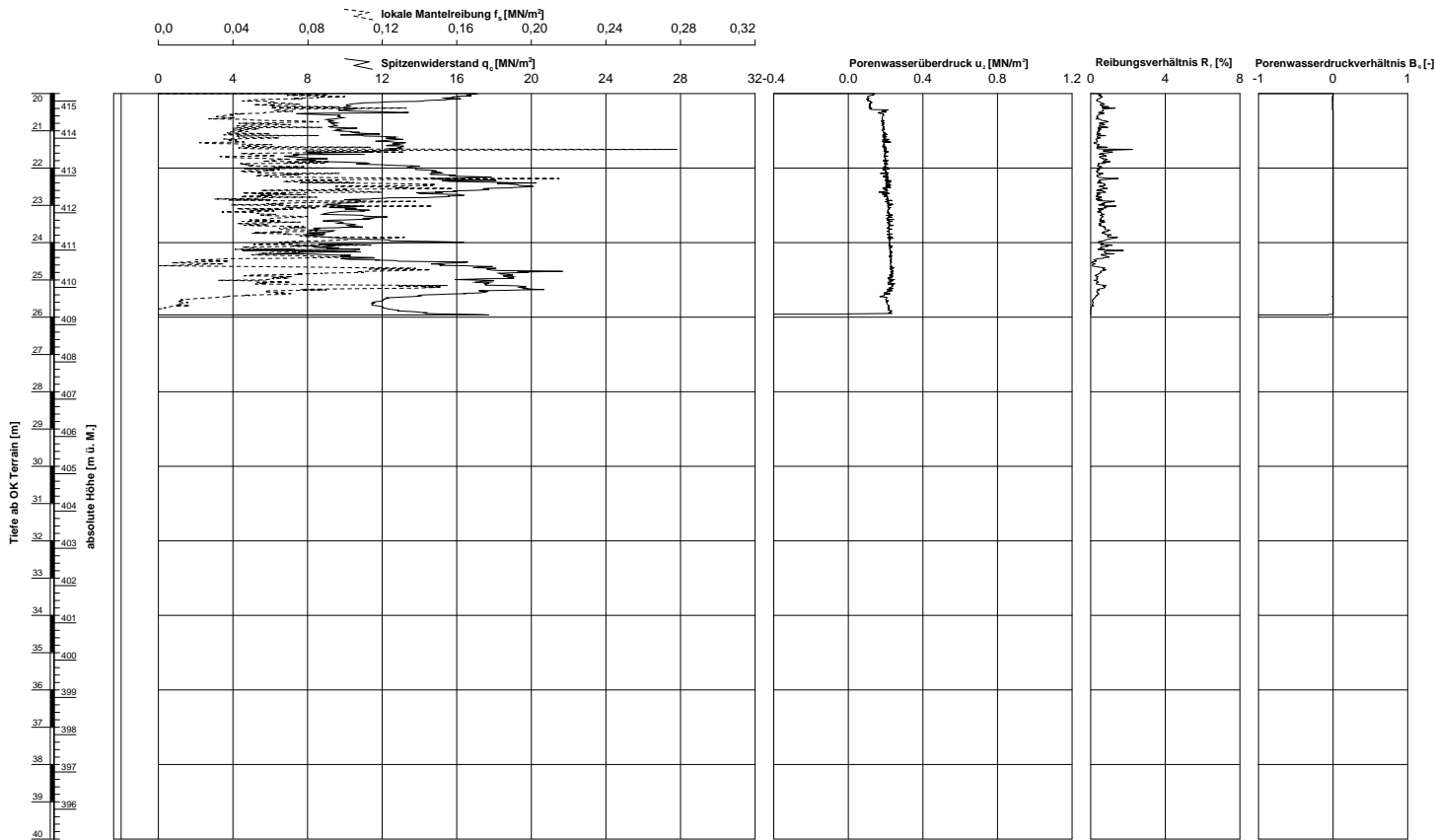
Ausführungsdatum : 13.09.2017 Koordinaten: 674700.4 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 435.20 m ü. M. 203584.0 m N Spitzquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU 1

Standortcharakterisierung, Kanuwelt Buochs, Seefeldstrasse 8, 6374 Buochs

GeoData-System / CPT Daten / ACHT_1_100_07_GLD_19.09.2017/11.52.47
geotechn. Messdaten - 05 - Sondiert



Ausführungsdatum : 13.09.2017 Koordinaten: 674700.4 m O Messsonde : S15CFIIP15
 Ansatzpunkt : 435.20 m ü. M. 203584.0 m N Spitzquerschnitt: 15 cm²
 Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sondierung: CPTU 1

Standortcharakterisierung, Kanuwelt Buochs, Seefeldstrasse 8, 6374 Buochs

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

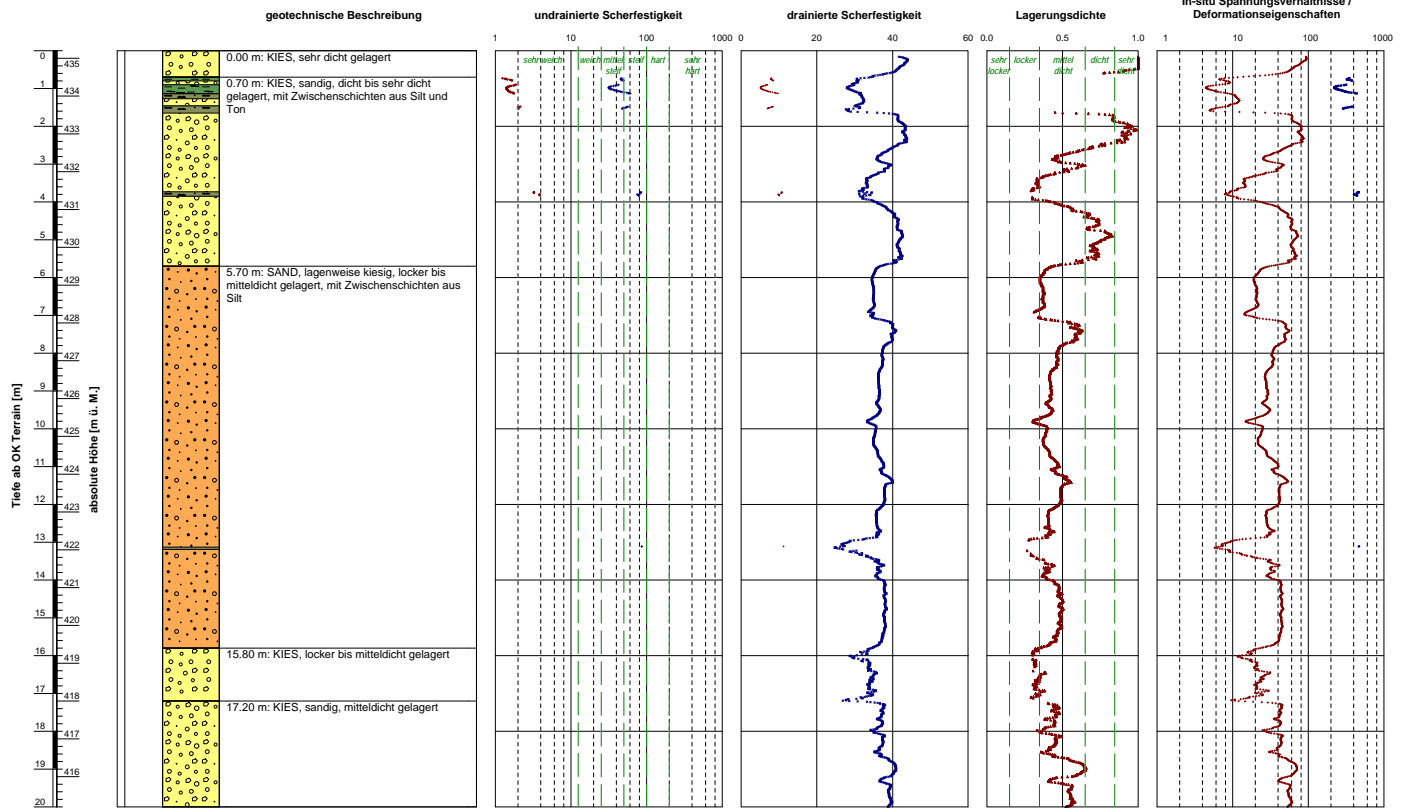
Elektrische Drucksondierung CPTU1

C1 – C2

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: M_{e1} bzw. E_1) [MN/m²]

geotechn. mm Datum: 13.09.2017 konsolidiert: da

G:\DBS-System\GPT\Imp\A\CH1_100_V7.GLD - 19.09.2017\112229



Ausführungsdatum : 13.09.2017 Koordinaten : 674700.4 m O
 Ansatzpunkt : 435.20 203584.0 m N

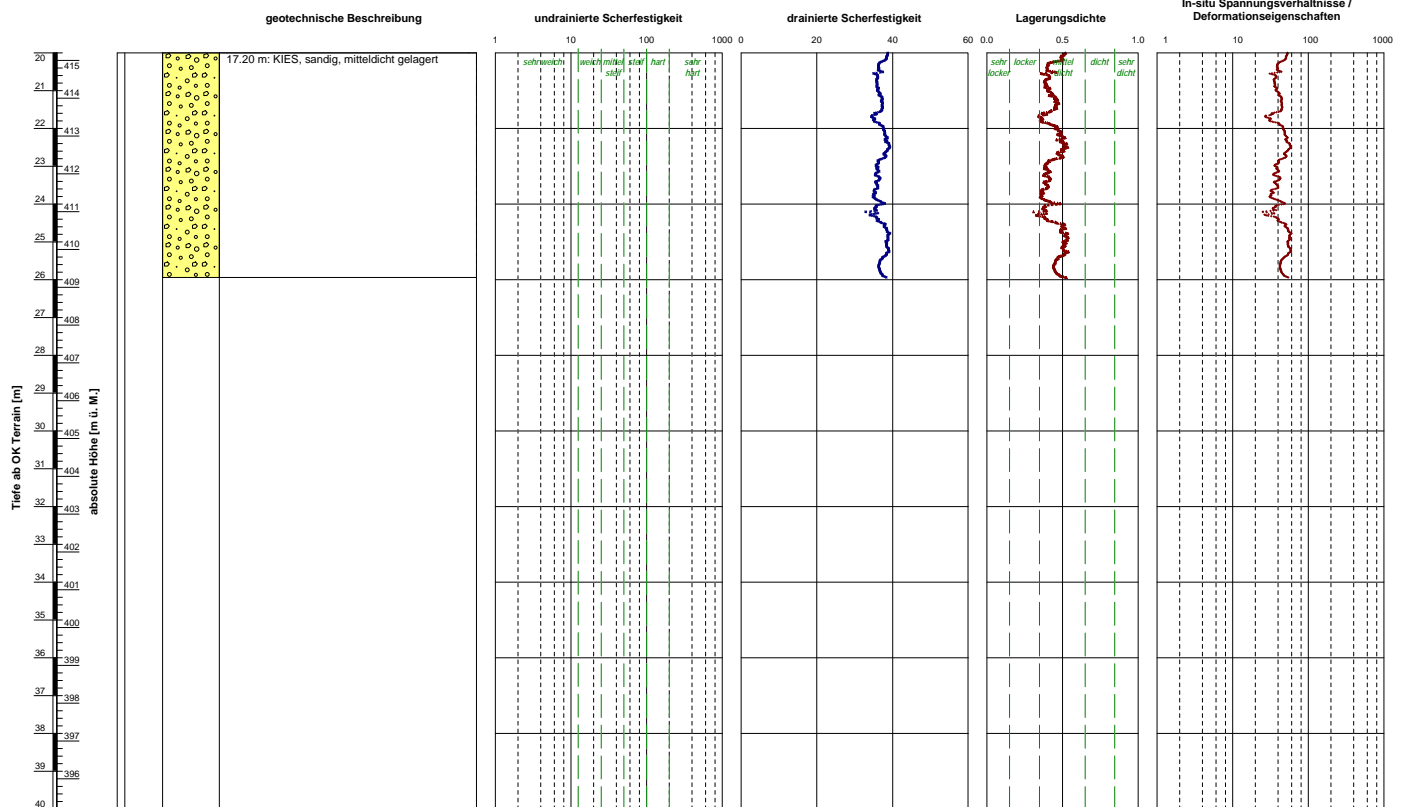
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung, Kanuwelt Buochs, Seefeldstrasse 8, 6374 Buochs

Sondierung: CPTU 1

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: M_{e1} bzw. E_1) [MN/m²]

geotechn. mm Datum: 13.09.2017 konsolidiert: da

G:\DBS-System\GPT\Imp\A\CH1_100_V7.GLD - 19.09.2017\112230



Ausführungsdatum : 13.09.2017 Koordinaten : 674700.4 m O
 Ansatzpunkt : 435.20 203584.0 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
 Standortcharakterisierung, Kanuwelt Buochs, Seefeldstrasse 8, 6374 Buochs

Sondierung: CPTU 1

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

ALLGEMEINES

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

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

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

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

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

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

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

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

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

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

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

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

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

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

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

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

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

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

Dabei gilt:

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

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

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

B_q = Porendruckverhältnis:

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

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

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

EINLEITUNG

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

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

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

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

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

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

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

EINDRINGVERHALTEN

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

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

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

KLASSIFIZIERUNG

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

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

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

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

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

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

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei:

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

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

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

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

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

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

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

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

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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