

SITE CHARACTERIZATION REPORT

Sennwald (SG) - Strafanstalt Saxerriet

Manuel Hobiger, Paolo Bergamo, Walter Imperatori, Donat Fäh



Last Modification: 05/09/2019

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

1	Introduction	6
2	Overview of the site characterization measurements	7
3	Geological setting	8
4	CPTu measurements	9
5	Passive seismic measurements	10
5.1	H/V and RayDec ellipticity curves	12
5.2	Polarization measurements	14
5.3	3-component high-resolution FK	15
5.4	WaveDec	18
5.5	SPAC	20
6	Active measurements	22
6.1	Acquisition	22
6.2	Pre-processing	23
6.3	P-wave refraction processing	24
6.4	Rayleigh wave dispersion curve extraction	26
6.5	Rayleigh wave dispersion curve inversion	28
6.6	Stratigraphic interpretation and comparison with H/V peaks	30
7	Summary	31
8	Data inversion	33
8.1	Inversion targets	33
8.2	Inversion parameterization	36
8.3	Inversion results	36
8.4	Overview of the inversion result	49
8.5	SH transfer function	51
8.6	Quarter-wavelength representation	52
9	Discussion of the results	53
10	Conclusion	54
	References	54
A	Report of the CPTU measurements	56

Zusammenfassung

Die Strafanstalt Saxerriet in Sennwald (SG) wurde als möglicher Standort für eine seismische Bohrlochinstallation identifiziert. Um den Untergrund bezüglich seiner Eignung für solch ein Vorhaben genau zu untersuchen, wurden zwei Standorte auf dem Areal mit verschiedenen Methoden untersucht.

Aufgrund harter Kiesschichten konnten die CPTu-Messungen nur die obersten Schichten durchdringen und erreichten eine maximale Tiefe von 9 m. Am westlichen untersuchten Standort konnte eine Rammsondierung die harte Kiesschicht in ca. 9 m Tiefe lokalisieren. Am östlichen untersuchten Standort liegt diese Schicht in lediglich 5 m Tiefe. Die oberflächennahen Schichten bestehen aus Ton und Silt und neigen nicht zur Bodenverflüssigung. Im Falle starker Erschütterungen sind in diesen Schichten jedoch starke Deformationen zu erwarten.

Durch eine Kombination von aktiven und passiven seismischen Methoden kann das Scherwellengeschwindigkeitsprofil des Untergrunds bestimmt werden. Am westlichen Standort, der für eine Bohrlochinstallation geeigneter ist, beträgt die Scherwellengeschwindigkeit weniger als 150 m/s bis in ca. 10 m Tiefe, wo die Geschwindigkeit auf ca. 300 m/s zunimmt. Unterhalb von 30 m Tiefe beträgt die Geschwindigkeit ca. 550 m/s, bis bei ca. 300 m der seismische Felsuntergrund mit einer Geschwindigkeit von über 2500 m/s beginnt. V_{S30} , die durchschnittliche Scherwellengeschwindigkeit in den oberen 30 m, beträgt ca. 195 m/s für den westlichen Standort, was Bodenklasse C nach EC8 und D nach SIA261 entspricht. Am östlichen Standort beträgt V_{S30} ca. 221 m/s.

Die Messungen ergeben, dass sich der westliche Standort für eine Bohrlochinstallation anbietet, die aus drei seismischen Sensoren bestehen würde, von denen einer an der Oberfläche, einer in ca. 15 bis 20 m Tiefe und einer in ca. 100 m Tiefe liegen sollte. Hinzu kämen noch bis zu sechs Porenwasserdrucksensoren, die in einem oder mehreren Bohrlöchern oberhalb bzw. in der harten Kiesschicht installiert werden sollen.

Summary

The Saxerriet prison in Sennwald (SG) was identified as a possible site for a borehole seismometer installation. In order to better assess the local underground with respect to this purpose, we performed site characterization measurements at two different sites of the area with different techniques. Because of relatively hard near-surface gravel layers, CPTu measurements could only be performed in the shallow surface down to maximum 9 m. At the western investigated site, a Dynamic Probing Super Heavy measurement located the hard gravel layer at around 9 m depth. On the eastern investigated site, this layer is found at around 5 m depth. The near-surface layers consist of clay and silt and are not susceptible to soil liquefaction. In case of strong shaking, strong strain values are nevertheless expected.

Combining active and passive seismic measurements, we can invert for the shear-wave velocity profiles. For the western site, which is more suited for a borehole installation, we find shear-wave velocities lower than 150 m/s down to about 10 m, where the velocity increases to about 300 m/s. Below 30 m of depth, the velocity is about 550 m/s down to about 300 m, where the seismic bedrock with velocities above 2500 m/s starts. The V_{S30} value of the western site is about 195 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and D in SIA261. The eastern site has a V_{S30} of about 221 m/s.

From the results of our investigation, the western site seems to be a better place for a borehole installation. Such an installation would consist of three seismic sensors, one at the surface, one between 15 and 20 m of depth and one at greater depth of around 100 m, and an additional line of up to six pore-pressure sensors above and inside the hard gravel 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 or large deformations in case of a strong earthquake. A possible site was found in Sennwald (SG) in the Rhine valley, on the site of the Strafanstalt Saxerriet. The location of the study site is shown in Fig. 1.

Two locations at the site were identified as potential locations for a borehole installation: One is located to the north-east of the football field (point DPSH 1 in Fig. 2), the other more to the east (point DPSH 2/CPTU 2 in Fig. 2).

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 MASW measurements and the deeper structure using a passive seismic array measurement.

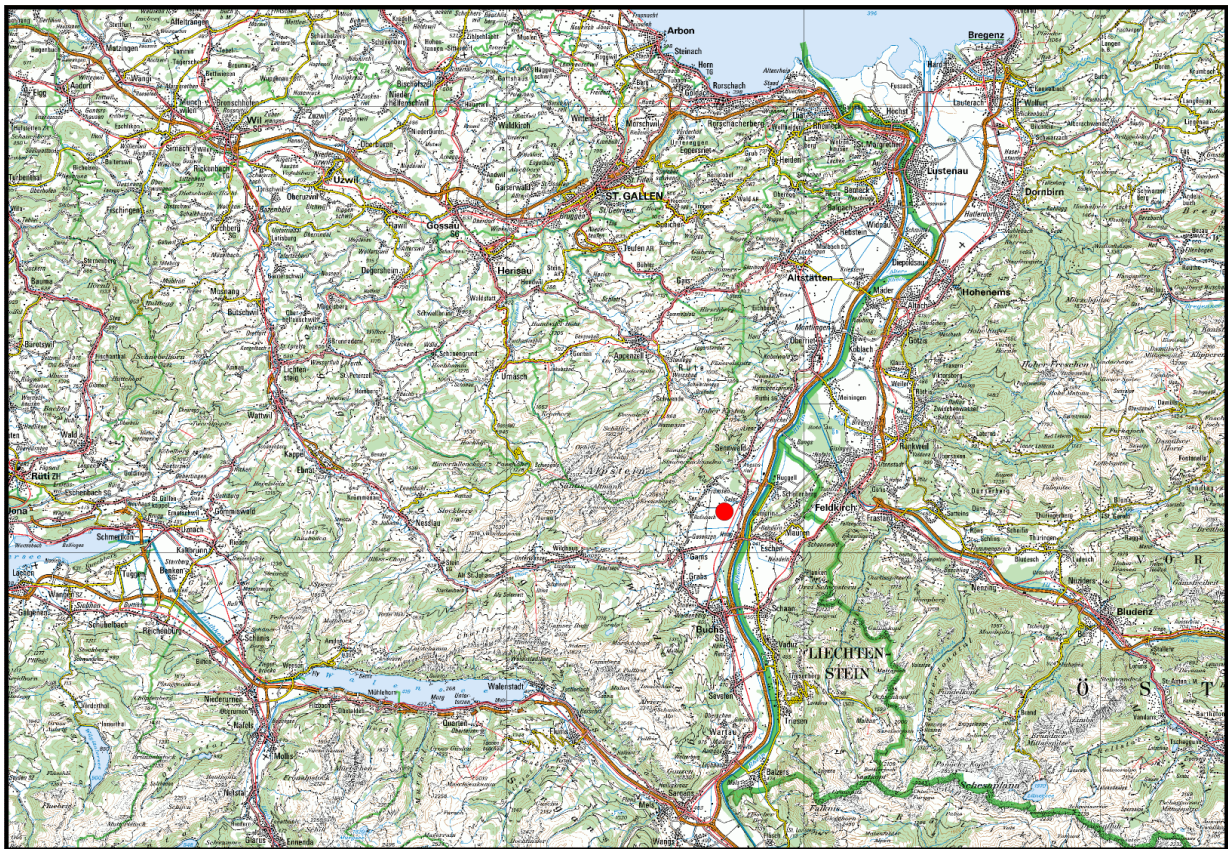


Figure 1: Map showing the location of the potential borehole site (red circle) in the Rhine valley. ©2019 swisstopo (JD100042)

2 Overview of the site characterization measurements

To characterize the shallow and deeper underground structure and find the best location for a possible borehole station, a number of different measurements have been performed. Active measurements have been carried out on 22 September 2017. Passive seismic array measurements were carried out on 12 October 2017. Cone penetration tests including pore-pressure measurements (CPTu) were performed by Geoprofile GmbH between 30 July and 29 November 2018. The locations of all measurements are shown in Fig. 2. The details and results of the respective measurements will be described in the following.

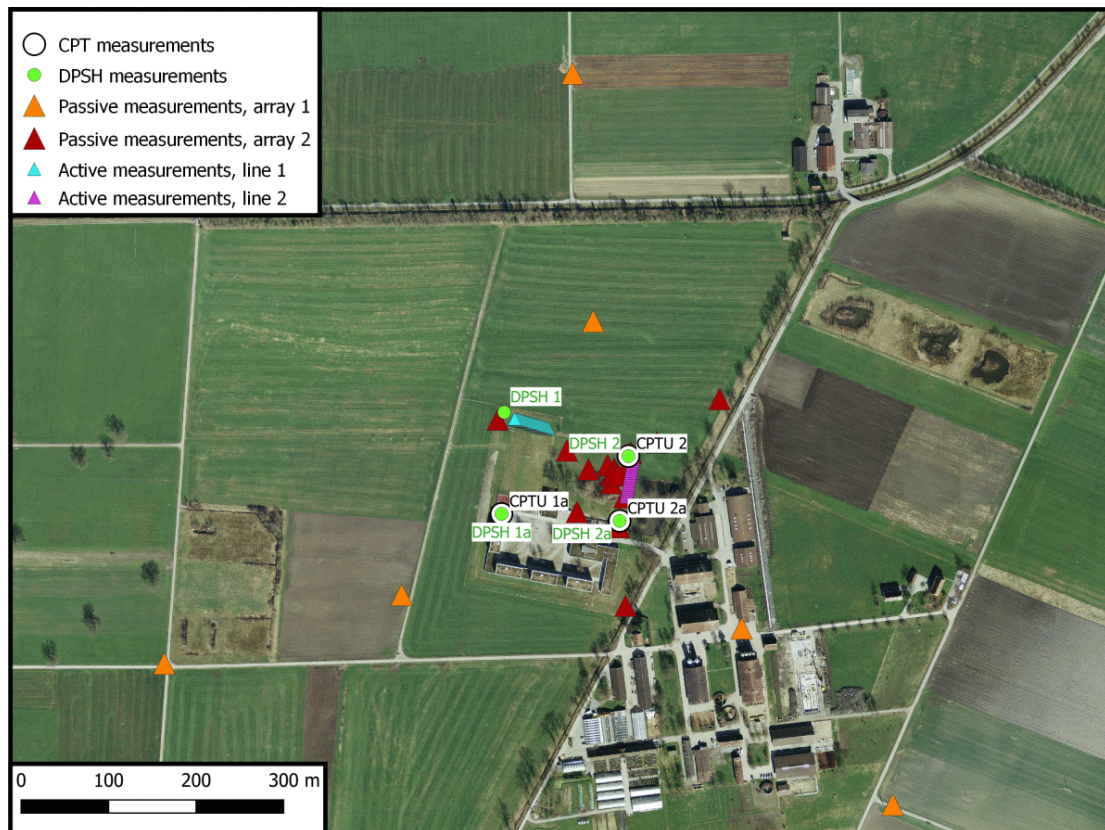


Figure 2: Overview of the different measurements in Saxerriet. The CPTu points are indicated by white points, the locations of the Dynamic Probing Super Heavy tests (DPSH) are shown in green. The locations of the geophones for the active measurements are indicated by the small turquoise and magenta triangles, and the stations for the passive seismic measurement by the large red and orange triangles. ©2019 swisstopo (JD100042)

3 Geological setting

A geological map of the surroundings of the investigated site is shown in Fig. 3. The stations of the passive seismic measurements were all located inside the alluvial basin of the Rhine.

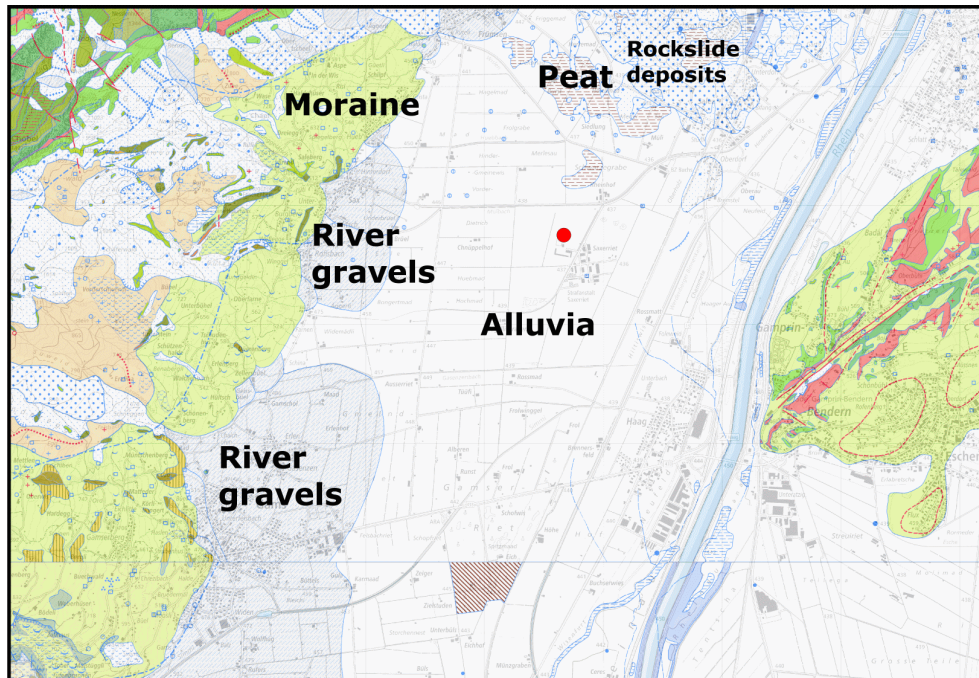


Figure 3: Geological map of the area around Saxerriet. The red circle indicates the location of the study site.

4 CPTu measurements

The CPTu data were recorded at three different locations reaching 9 m depth at most, as the presence of a spatially continuous, stiff gravel 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 A) evidencing an overall uniform soil column in the area under investigation. Three geological logs obtained during the CPTu campaign are shown in Fig. 4 (see Fig. 2 for the measurement locations). To summarize, all columns are characterized by a first layer between the surface and 5 to 7 m depth composed mainly by clay, particularly soft and rich in organic matter, and by mildly rigid to rigid silt. Below, a compacted gravelly layer, containing rock fragments, completes the explored soil profiles.

In addition to the CPTu measurements, four Dynamic Probing Super Heavy tests were attempted in order to pass through the gravel layer. All of them failed, except one marked as DPSH1 (see appendix A), which found the heavy gravel layer at around 9 m. At this point, a CPTu measurement was not possible because the soil was too soft. Other deeper hard layers prevented the probing to reach the target depth also at DPSH1.

Due to the large content of clay materials, the lack of clean sand layers and the limited depth reached, no liquefaction potential analysis could be performed. However, it is reasonable to conjecture that the first layer may experience large strains if subject to sufficiently high ground motion levels.

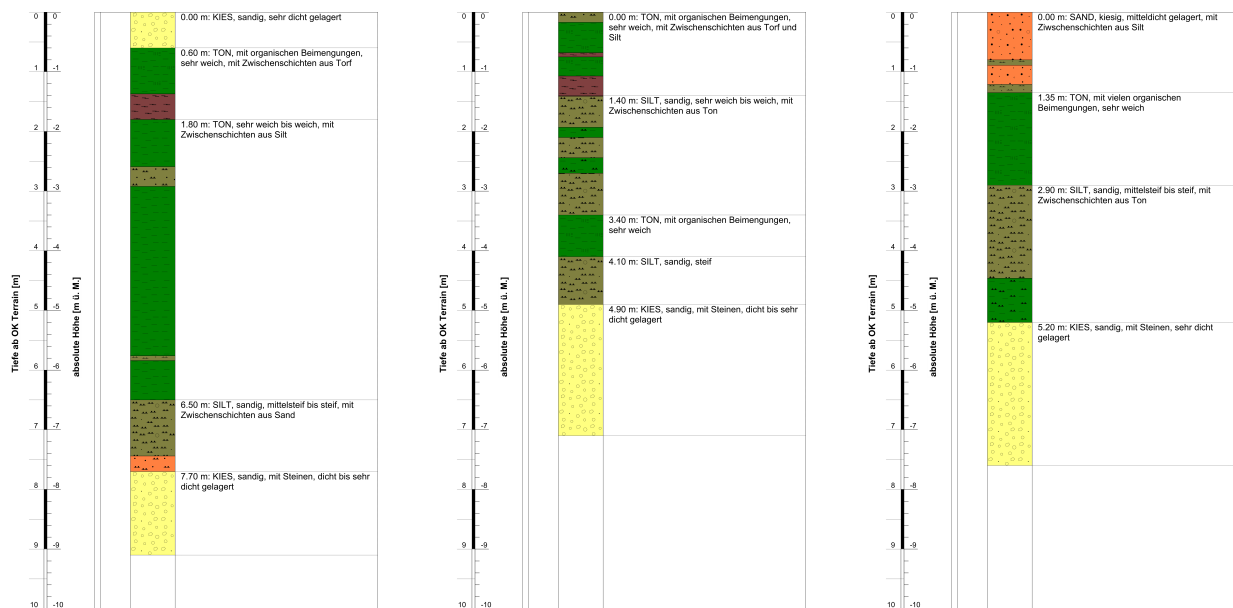


Figure 4: Geological profiles of the measurement points CPTU 1a (left), CPTU 2 (center) and CPTU 2a (right), obtained during the CPTu campaign (see appendix A for details).

5 Passive seismic measurements

In order to characterize the site on a wide range of scales, we installed two passive seismic arrays (see Fig. 5). The first array consisted of seven seismic stations. The six outer stations were located on two rings with radii of about 220 and 500 m, respectively, around the central station. As the two rings were aligned, the array configuration consisted in three lines with a 120° spacing. The minimum and maximum inter-station distances were 218.5 and 911.8 m, respectively.

The second array consisted of 17 stations in total. One station was the central station of the first array. The other 16 stations were arranged around a new central station on five concentric rings, where three stations spaced by 120° were placed on each ring. The radii of these rings were planned to be 4.8 m, 12 m, 30 m, 61 m, and 147 m, respectively, and the rings were rotated with respect to each other. The minimum and maximum inter-station distances of the finally deployed array were 4.8 and 259.4 m, respectively.

Each station consisted of a Lennartz 5s sensor connected to a Centaur digitizer, where five digitizers in the central part of array 2 had two sensors connected. The station names of the array are composed of "SAX" followed by three-digit numbers for both arrays. For array 1, these numbers start with 1 and the last two digits correspond to the Centaur digitizer serial number. For array 2, the first digit is a 2, followed by numbers between 42 and 49, 52 and 55, 62, 63, 64, 69 and 72 (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 205 minutes (12300 s) for array 1 and 120 minutes (7200 s) for array 2.

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 for array 1 and 2.2 cm for array 2.

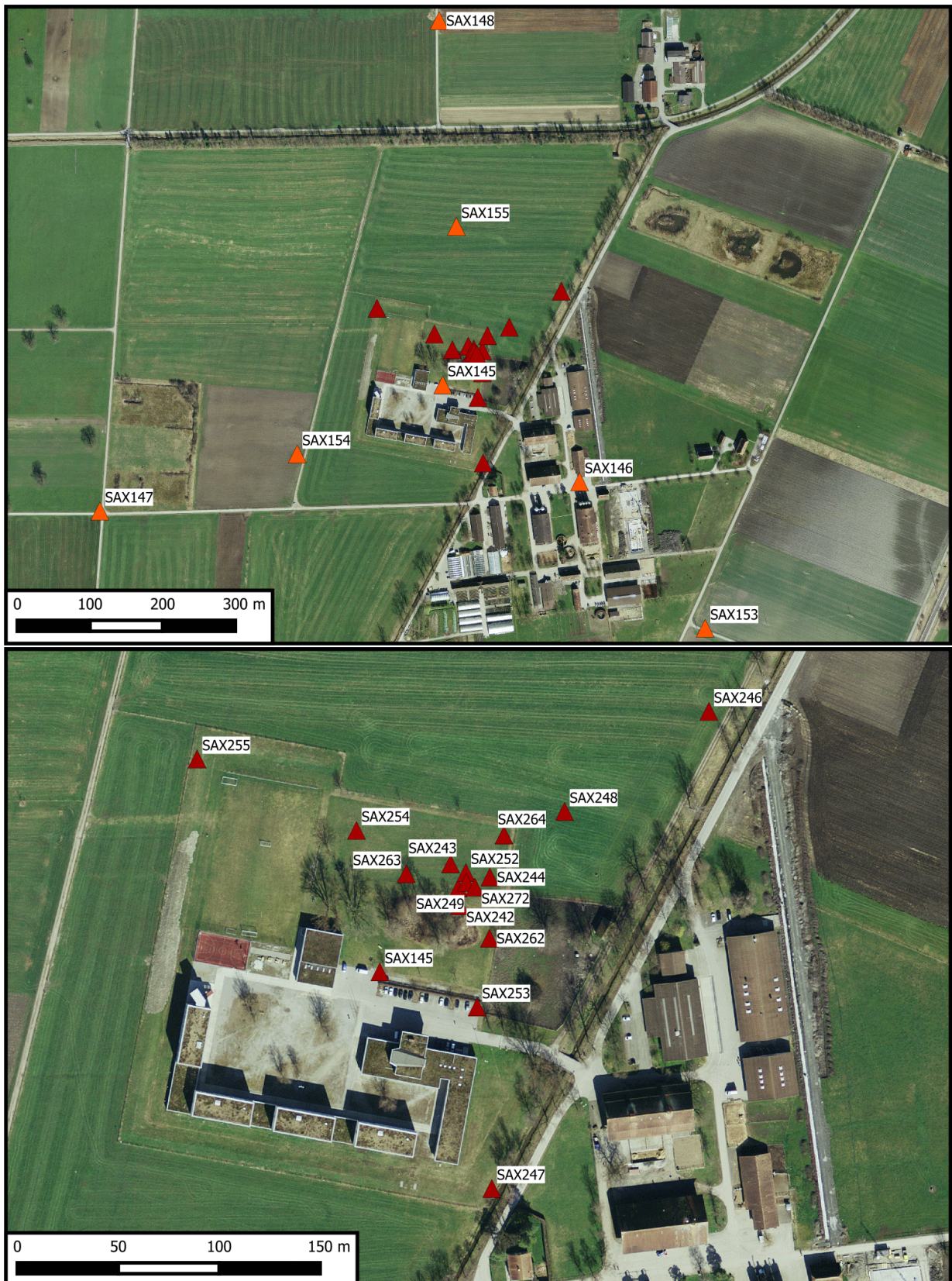


Figure 5: Maps of the two passive seismic arrays deployed at Saxerriet.

5.1 H/V and RayDec ellipticity curves

The left part of Fig. 6 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 show a consistent fundamental peak at frequencies between 0.45 and 0.49 Hz, except for the two stations located in the southeast. SAX146 has a peak frequency of 0.57 Hz and SAX153 of 0.72 Hz. We assume that the fundamental peak is related with a deep velocity contrast between the sediments and the underlying bedrock. The shift towards higher frequencies at these two stations indicates that the sedimentary cover is getting thinner in this direction.

More variability is seen in the second peak at higher frequencies, which is found between 2.16 and 5.95 Hz. One outlier, the southwesternmost station, shows it at 1.03 Hz. We interpret this peak frequency as being related with another velocity contrast in the shallow substructure, which shows more variability. Fig. 7 gives an overview of the picked frequencies of the second peak for the inner array stations. They range around 4 Hz in the central part and decrease towards the northwest.

On the right of Fig. 6, the curves obtained with the RayDec technique (Hobiger et al., 2009), which 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, are shown. The curves are similar to the H/V curves. The curves for array 1 show more scattering, also around the fundamental frequency, than the curves for array 2, which are quite homogeneous.

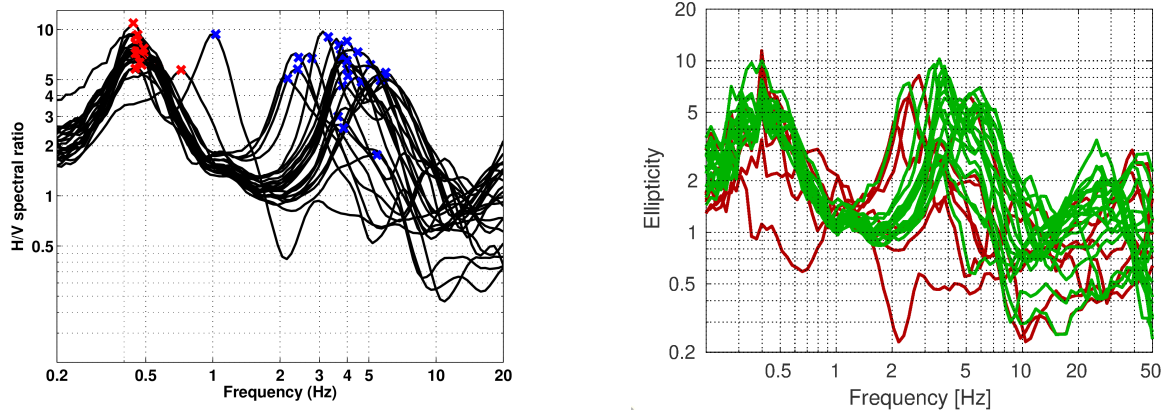


Figure 6: Left: H/V curves of the different stations of the array measurements in Saxerriet. Right: RayDec ellipticities for all stations. Array 1 is shown in red, array 2 in green.

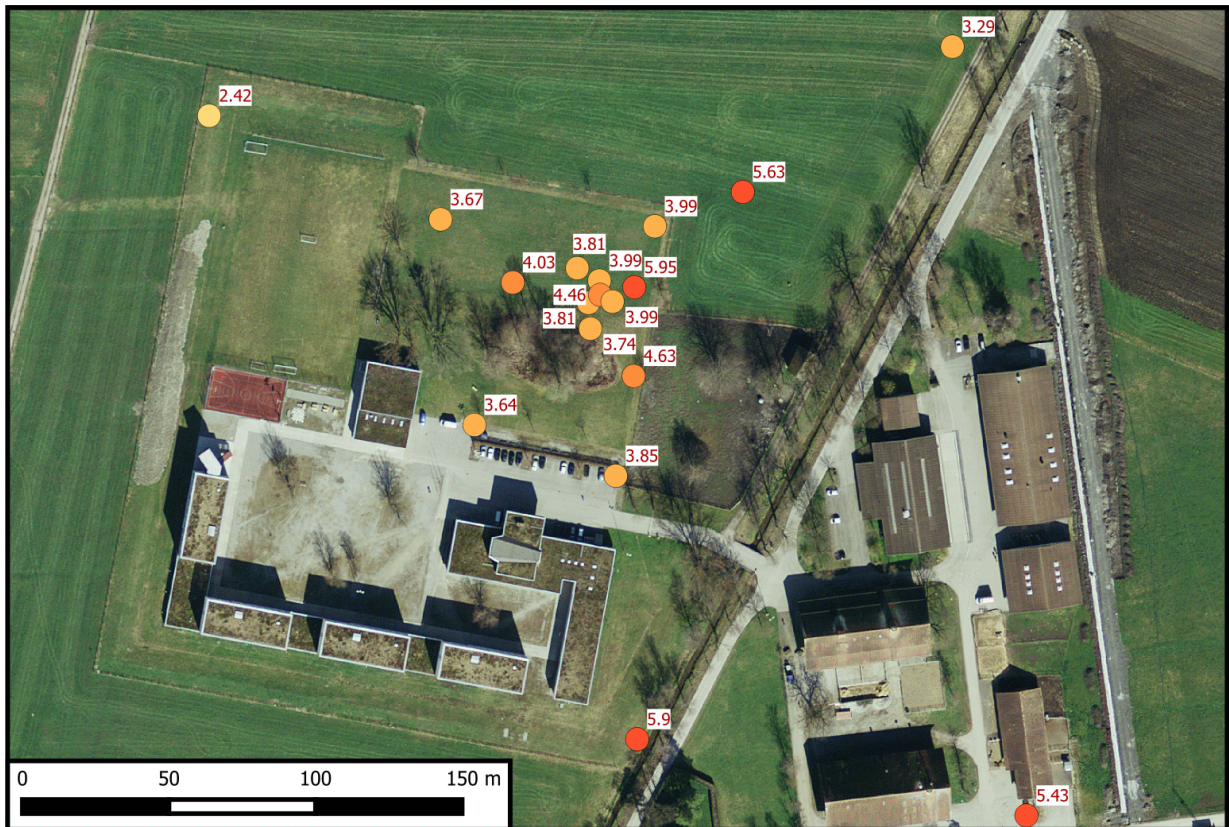


Figure 7: Overview map of the secondary peak frequencies of the H/V curves for array 2.

5.2 Polarization measurements

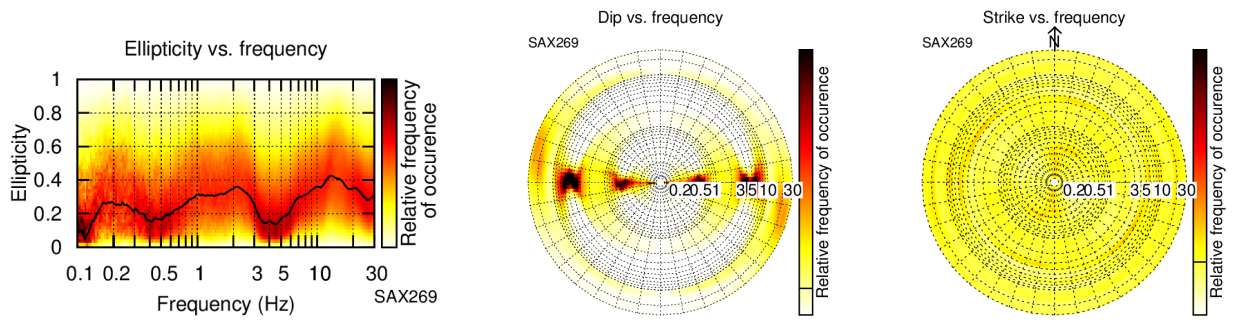


Figure 8: Polarization analysis of station SAX269.

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 SAX269 are shown in Fig. 8. In some frequencies, especially around the peak frequencies of the H/V curve, the particle motion is more polarized, but no two-dimensional polarization effects can be seen.

5.3 3-component high-resolution FK

The results of the 3-component high-resolution FK analysis (Poggi and Fäh, 2010) are shown in Figs 9 and 10 for both arrays. On the transverse component, we can clearly identify the dispersion curve for array 1 between 0.6 and 1.8 Hz. For array 2, we can only identify it to about 7 Hz and do not reach the upper resolution limit of the array. The curve has a remarkable bend at 4 Hz, which might indicate that two different modes are present.

On the vertical component, we can clearly identify the dispersion curve between 0.7 and 1.7 Hz for array 1 and between 1.4 and 9.2 Hz for array 2. Around 4 Hz, the observed velocities are higher and might be linked with a higher mode. This frequency corresponds to the second peak observed in the H/V curves and is therefore related with low energy on the vertical component. This might be the reason why a second mode is dominant here on the vertical component. The two branches at lower and higher frequency seem to belong to the same mode.

On the radial component, we cannot identify a dispersion curve for array 1. For array 2, we can pick a dispersion curve between 1.6 and 5.0 Hz.

The corresponding ellipticity curves of the picked modes on the vertical and radial components are shown in Fig. 10. They will be discussed together with the curves from the other methods later.

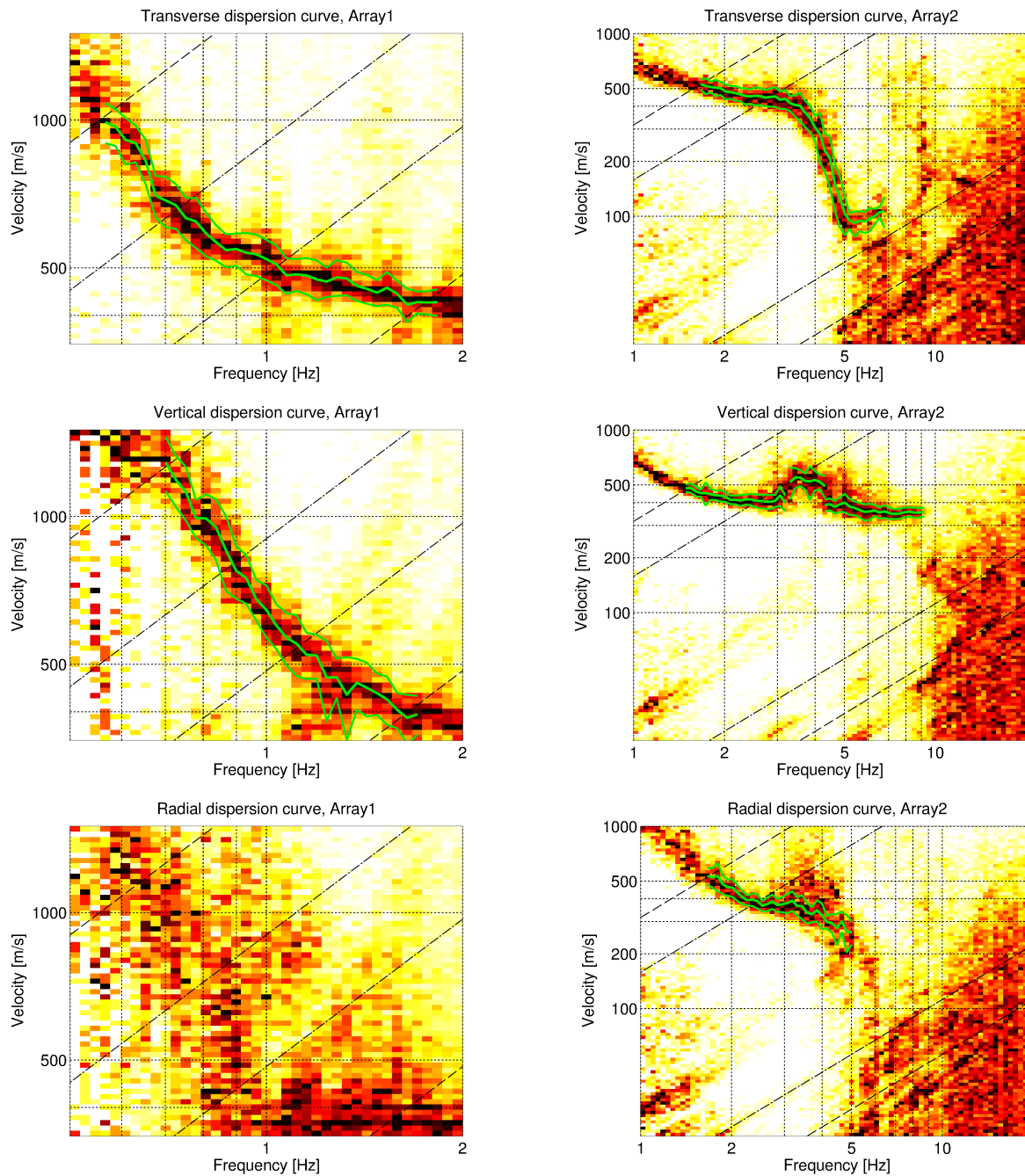


Figure 9: Dispersion curves obtained with the 3-component HRFK algorithm (Poggi and Fäh, 2010) for array 1 (left) and array 2 (right). The dispersion curves for the transverse, vertical and radial components are shown. The dashed and dotted black lines are the array resolution limits, where the inner lines correspond to classical FK and the outer ones to high-resolution FK. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

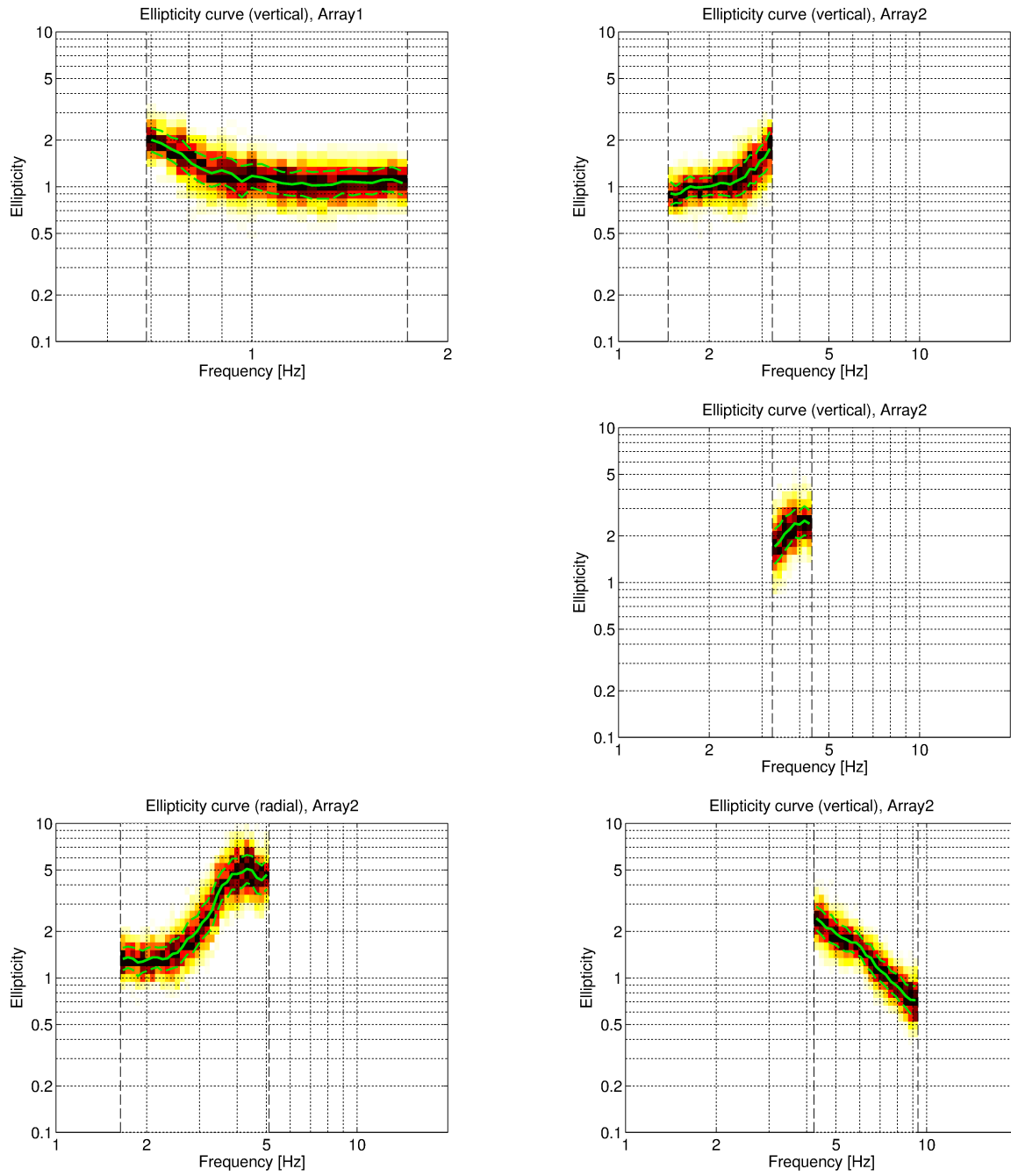


Figure 10: Ellipticity curves for the modes picked in Fig. 10 for the vertical and radial components. The solid green lines are picked from the data, where the central line indicates the best values and the two dashed outer lines the standard deviation.

5.4 WaveDec

The dispersion curves obtained by the WaveDec (Maranò et al., 2012) processing are shown in Fig. 11. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. The parameter γ modifies 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 mainly maximum likelihood estimation.

For array 1, we can identify neither Love nor Rayleigh wave dispersion curves. This problem can arise if the wave field is not homogeneous and therefore the signals at the single sensors are not similar enough. For array 2, however, we can clearly identify the dispersion curve for one or two modes. We picked the first mode between 1.5 and 2.8 Hz and the second one between 2.5 and 6.5 Hz, but it is not clear if they belong to two modes or a single mode. For Rayleigh waves, a dispersion curve can be clearly picked between 1.5 and 4.5 Hz. Around 5 Hz, there is a downgoing trend visible, but it is unclear if this is really a dispersion curve and we didn't pick it. The ellipticity angle (Fig. 12) for the picked Rayleigh wave dispersion curve is negative below 3.8 Hz, corresponding to retrograde particle motion, and positive above, corresponding to prograde particle motion. This indicates that there is a singularity in the ellipticity at this frequency. In the ellipticity curve, obtained by applying the *tan* function to the absolute value of the ellipticity angle, this behavior is not clearly visible.

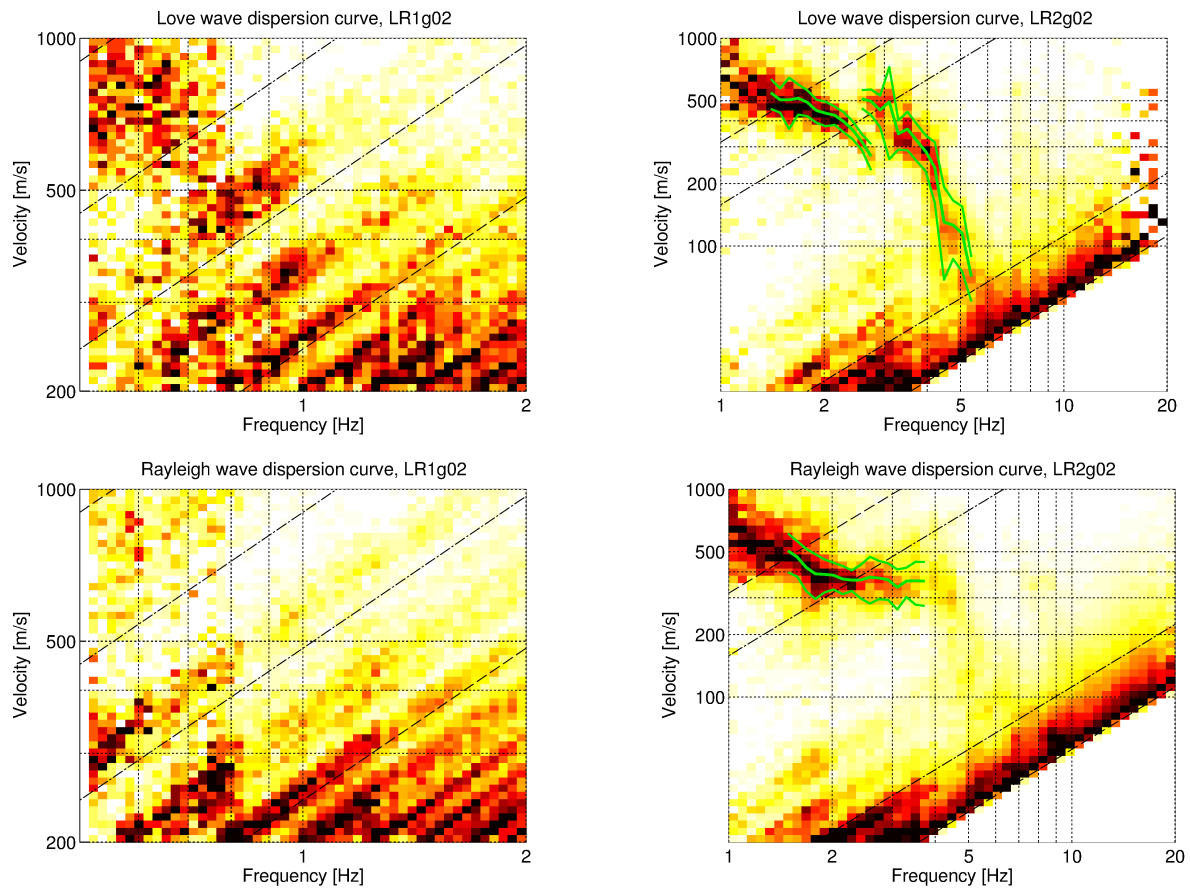


Figure 11: Love (top) and Rayleigh (bottom) wave dispersion curves obtained with the WaveDec technique (Maranò et al., 2012). The dashed lines indicate the theoretical array resolution limits, the green lines the picked dispersion curves.

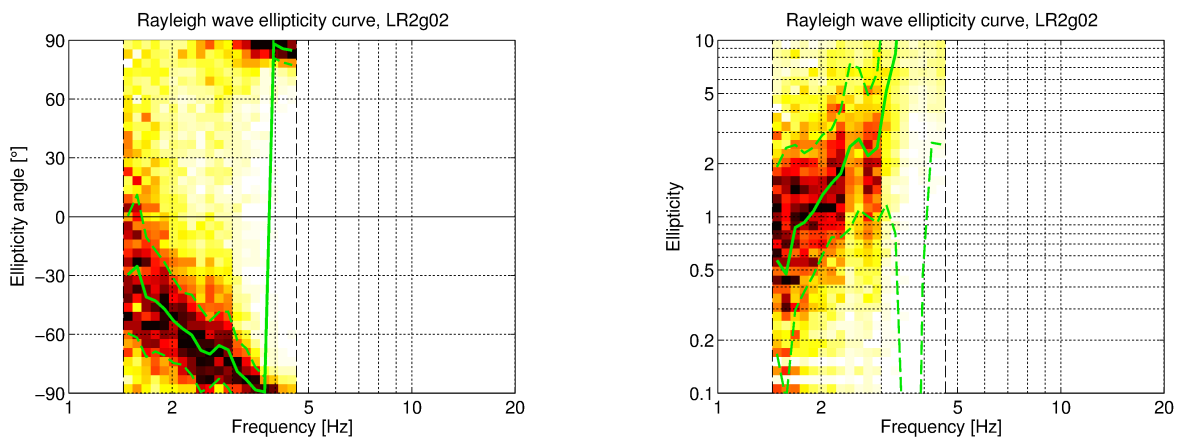


Figure 12: Rayleigh wave ellipticity angle (left) and absolute ellipticity (right) curves for the Rayleigh wave dispersion curve picked in Fig. 11 for array 2.

5.5 SPAC

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 at different frequencies. 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 of array 1 are shown in Fig. 13 and for array 2 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 curves for both arrays are shown in Fig. 15.

Using SPAC, we can pick a Rayleigh wave dispersion curve between 0.6 and 1.6 Hz for array 1 and between 1.0 and 9.1 Hz for array 2.

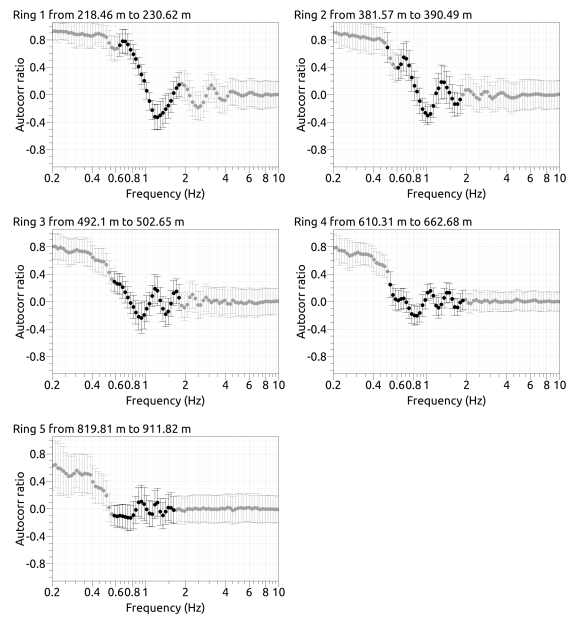


Figure 13: SPAC curves for array 1. The black data points contributed to the dispersion curve estimation.

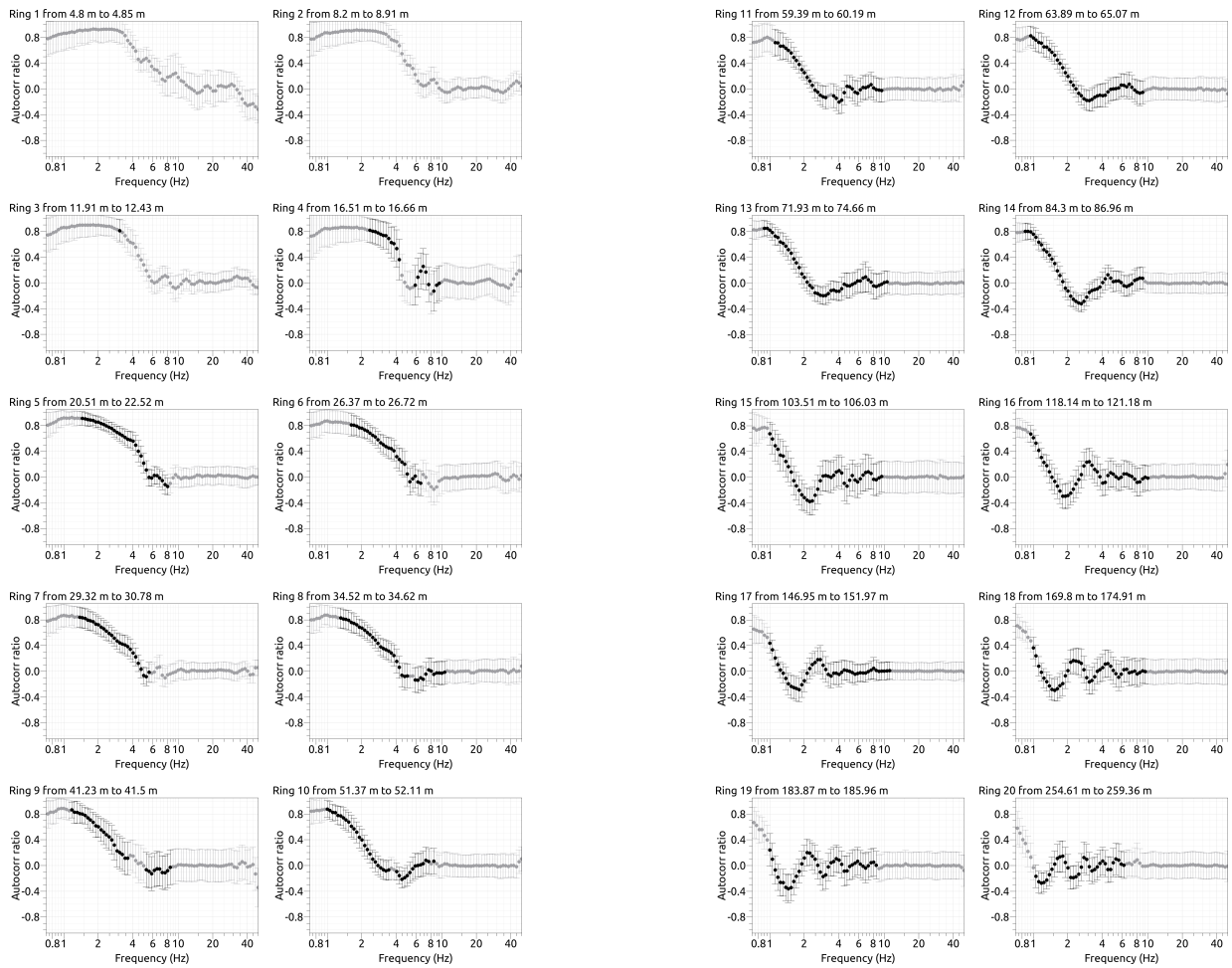


Figure 14: SPAC curves for array 2. The black data points contributed to the dispersion curve estimation.

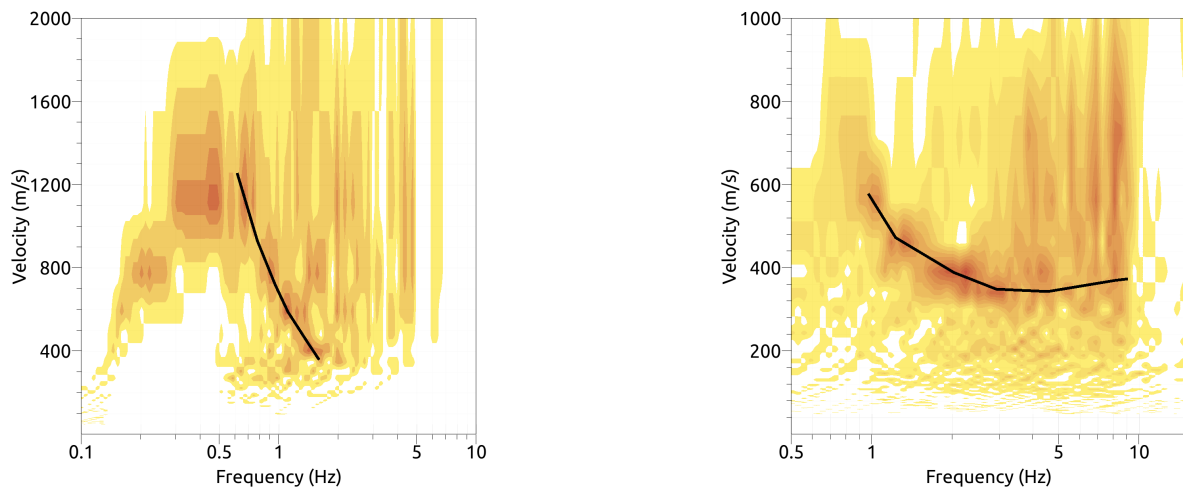


Figure 15: Resulting Rayleigh wave velocities for array 1 (left) and array 2 (right). The black line corresponds to the picked dispersion curve.

6 Active measurements

6.1 Acquisition

Two active seismic surveys were carried out on 22 September 2017 (see Fig. 16):

- Line 1 was deployed to the north of the prison buildings, stretching approximately from east to west.
- Line 2 was deployed north-east of the prison buildings, spreading from north to south, approximately.

For both lines three-component geophones were used, with a 4.5 Hz corner frequency:

- Line 1 consists of 24 receivers, spaced by 1.75 m.
- Line 2 consists of 24 receivers, with a 2 m spacing.

All geophones were connected to Geode digitizers.

The seismic source was a 5 kg sledgehammer hitting a flat metal plate. It was employed at four locations for each survey line:

- 2 shot points at the first and last geophone of the receiver spread.
- 2 shot points at an offset of 10 m from the first and last geophone of the receiver spread (off-end shooting for Rayleigh wave data acquisition, e.g. Ivanov et al. (2004)).

At each shot location, the hammer was blown ten times for Line 1 and five times for Line 2. The time recording parameters were $62.5 \mu\text{s}$ as sampling interval, 2 s record length and 0.05 s pre-trigger delay for both Lines 1 and 2.



Figure 16: Left: overview map of the active seismic surveys. Right: photo showing the deployment at line 2.

6.2 Pre-processing

Single-shot seismograms (top line of Fig. 17) were stacked in time domain (Foti et al., 2015) to improve the signal-to-noise ratio of the acquired traces. In the sample stacked seismic sections shown in Fig. 17, P-wave arrivals and Rayleigh waves are clearly visible. For Line 1, the presence of a low-frequency (8 - 20 Hz), low-velocity (phase velocity of about 30 m/s) signal (green dashed line) is evident that partly shadows the surface waves. The cause for this disturbance is not clear, although it shows some similarity with the "source ringing" effect observed by Bergamo et al. (2014), and can probably be related to the extremely soft soil at the top surface of Line 1. To remove the effect of this signal, the seismogram portions from Line 1 below the green line were muted.

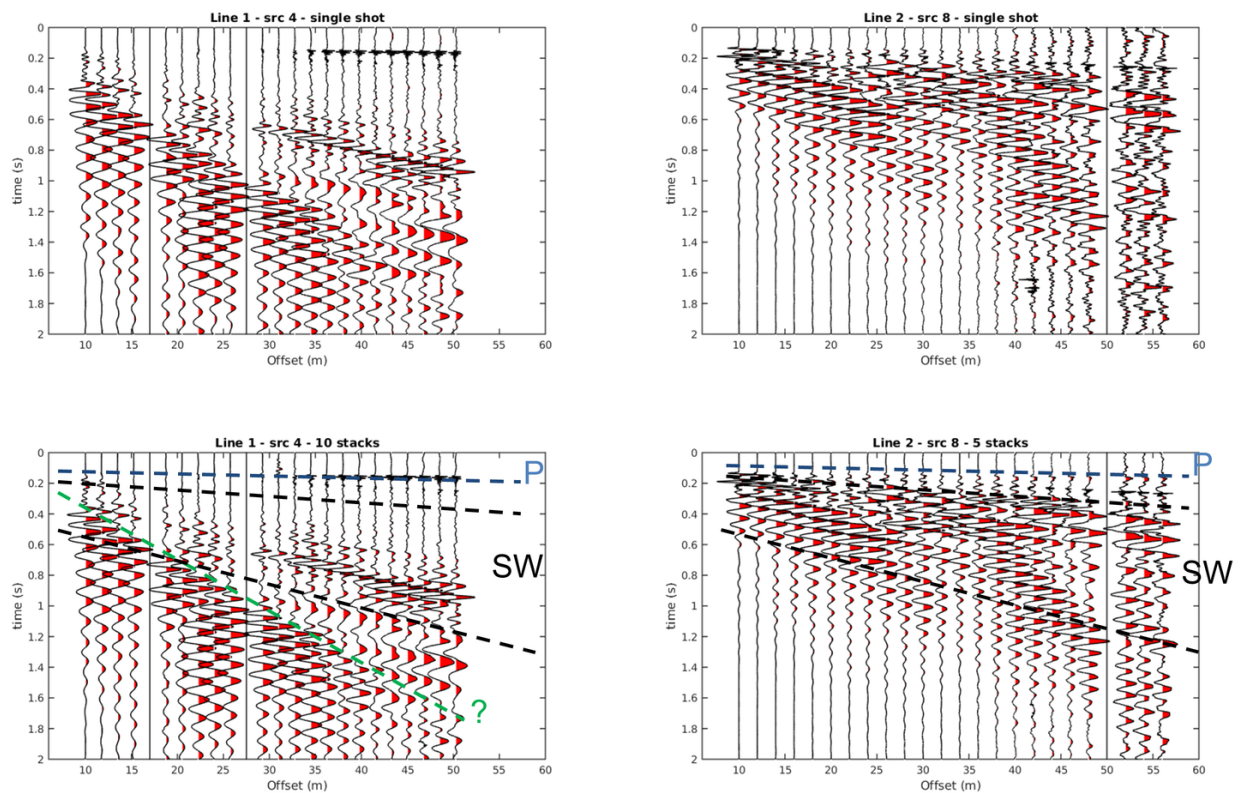


Figure 17: Acquired data and stacking. Top: single shot, vertical component seismic traces from Line 1 (left) and Line 2 (right). Bottom: obtained seismic sections after the stacking of single-shot seismograms (left: Line 1, right: Line 2). P-wave first break arrivals are highlighted with a blue dashed line; the Rayleigh wave signal is indicated with black dashed lines and the label "SW". In the left panel (Line 1), a low-frequency and low-velocity disturbance is highlighted with a green dashed line.

6.3 P-wave refraction processing

P-wave first-break arrivals were manually picked on the vertical-component seismograms from all shots available for Line 1 and 2 (Fig. 18). The obtained travel-time curves show a consistent pattern along both receiver spreads, suggesting a 1D geometry for the underlying subsurface at each site. Therefore, the hodocrones from the same seismic line were collapsed in a single travel-time curve (Fig. 19) and interpreted with the intercept time method (Reynolds, 2011). The two resulting surficial P-wave velocity profiles are displayed in Fig. 19. They both define a shallow layer with P-wave velocity of around 200 m/s, overlying a half-space with a P-wave velocity of about 1550 m/s at 2-2.5 m depth, which probably corresponds to the water table.

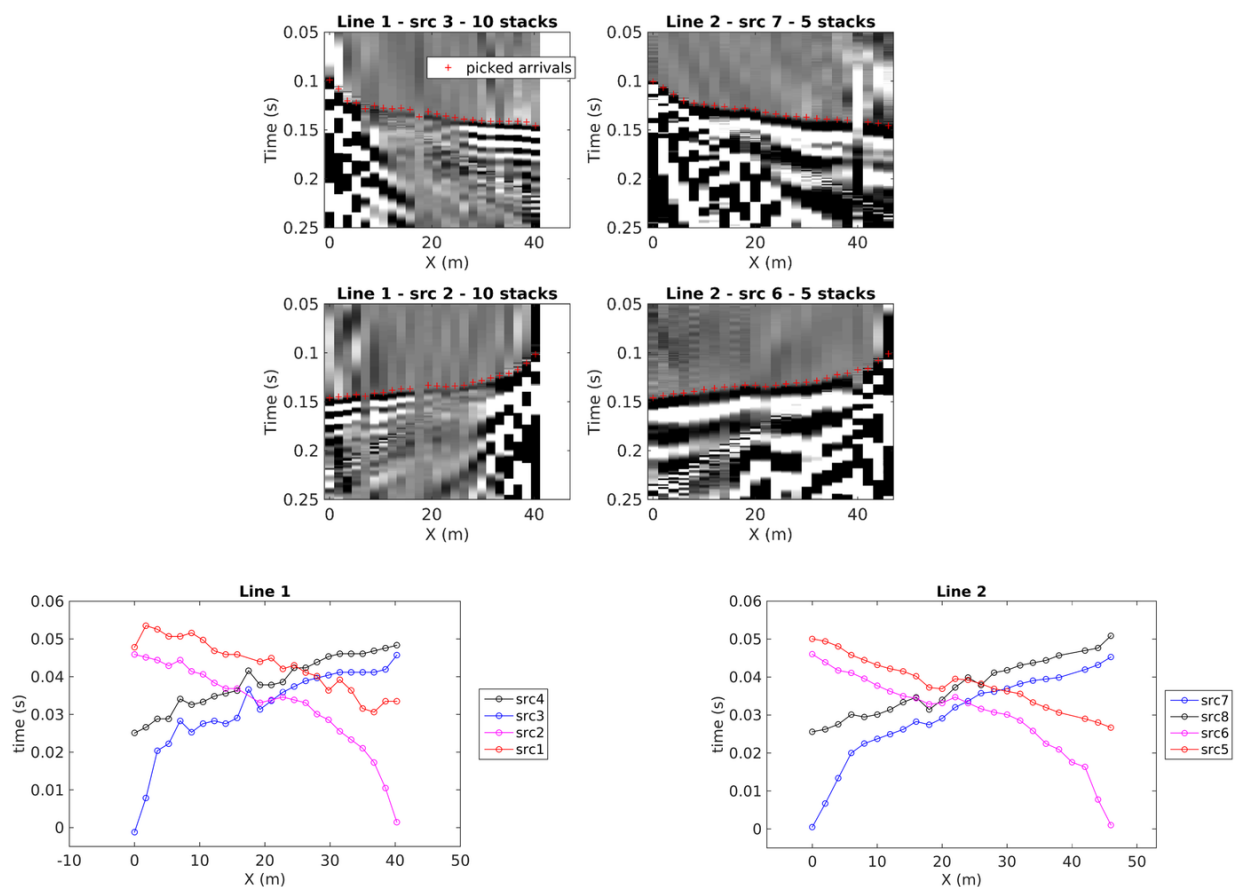


Figure 18: Picking of P-wave first-break arrival times. Top: picking of P-wave arrival times (red crosses) for some sample seismic sections. Bottom: travel-time curves picked at Lines 1 and 2.

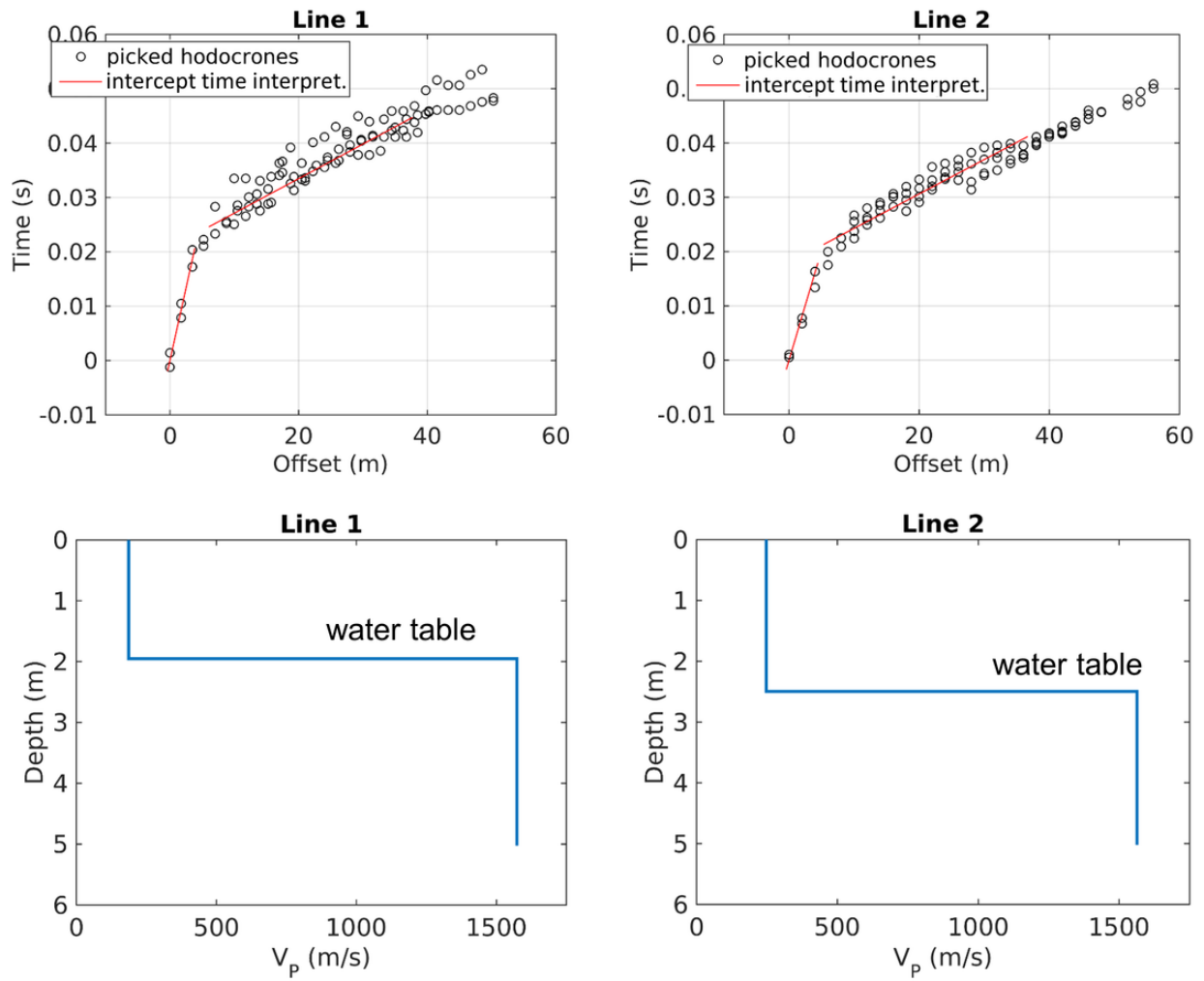


Figure 19: Top: interpretation of travel-time curves with the intercept-time method (Reynolds, 2011). Bottom: obtained surficial v_p models.

6.4 Rayleigh wave dispersion curve extraction

Rayleigh wave dispersion curves were obtained from the processing of shots acquired with the source located at an offset of 10 m from both extremities of both survey lines. Both vertical and longitudinal component traces were considered. The employed technique was the *fk* analysis via a 2D Fourier transform of the considered seismograms (Socco and Strobbia, 2004). The results are shown in Figs 20 and 21. For both lines, the obtained curves (from the two shot points and both considered components) show good internal consistency.

For Line 1 (Fig. 20), we identify a lower velocity branch in the frequency range from 6 to 40 Hz (phase velocities between 80 and 200 m/s), which can be attributed to the fundamental mode of Rayleigh wave propagation. At higher velocities, other dispersion curve segments are present, probably belonging to higher modes.

For Line 2 (Fig. 21), the experimental curve appears to be more irregular, with two branches (identified as fundamental and first higher mode) extending almost continuously between about 5 and 20 Hz, and several segments at higher velocities and between 10 and 40 Hz.

A comparison between the experimental curves from Lines 1 and 2 (Fig. 22) shows that the fundamental mode phase velocities at around 20 Hz are quite similar (90 to 100 m/s), while at lower frequencies the velocities at Line 2 are indeed higher than their Line 1 equivalents. Both curves seem anyhow to be able to join the dispersion curves from the passive measurements at their higher frequency limit of about 5 Hz, see Fig. 22.

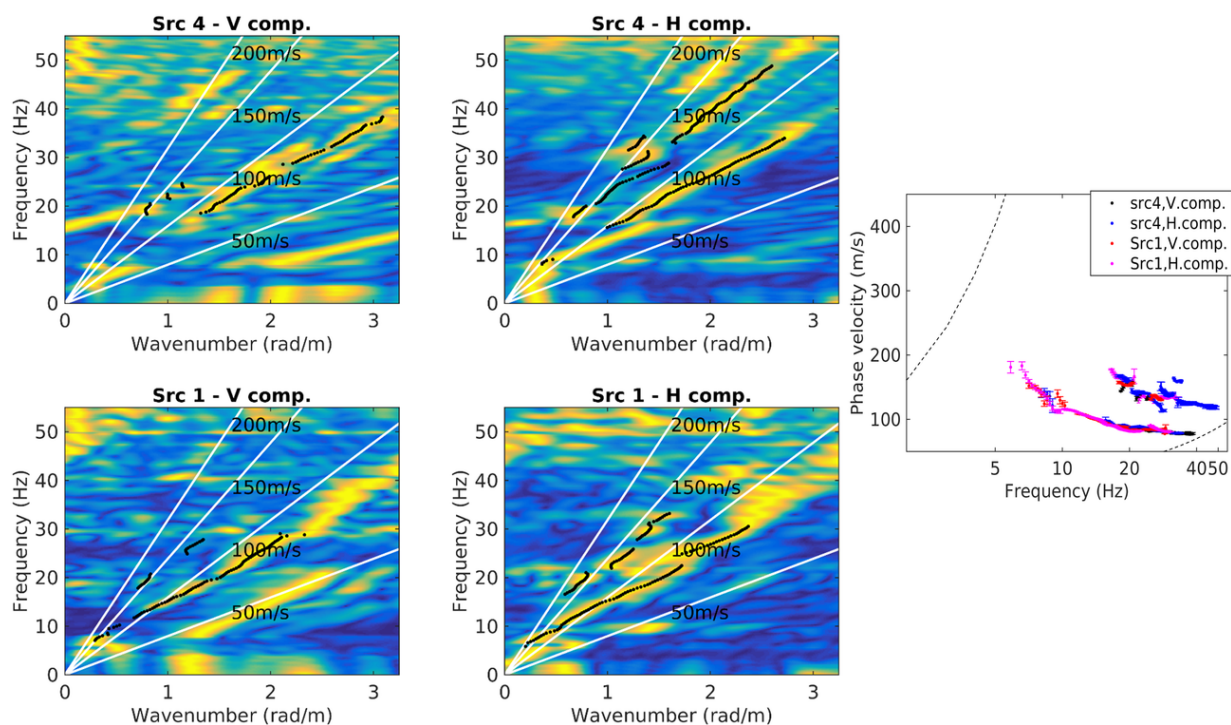


Figure 20: Line 1: Extraction of Rayleigh wave phase velocity curves by *fk* analysis. Left: *fk* panels obtained from vertical and longitudinal (radial) component seismic traces from both shots beyond the two extremities of the array. Picked energy maxima are represented by black dots. Right: obtained phase velocity dispersion curves.

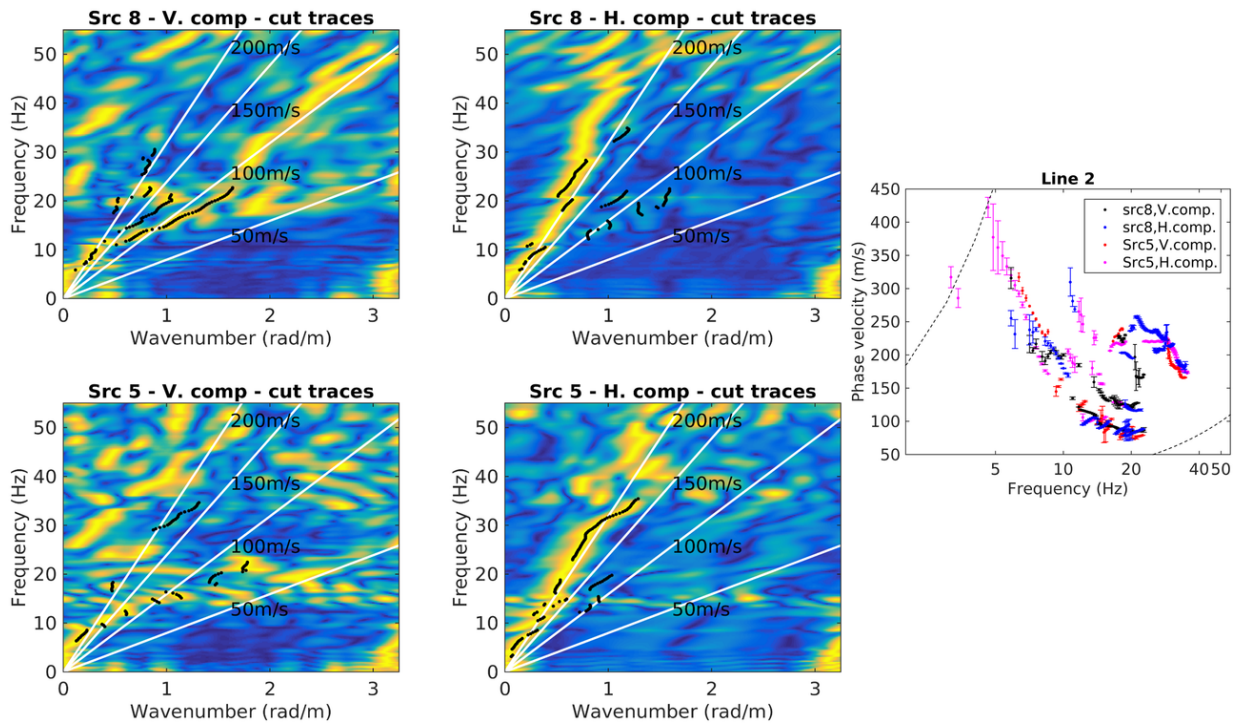


Figure 21: Line 2: Extraction of Rayleigh wave phase velocity curves by fk analysis. Left: fk panels obtained from vertical and longitudinal (radial) component seismic traces from both shots beyond the two extremities of the array. Picked energy maxima are represented by black dots. Right: obtained phase velocity dispersion curves.

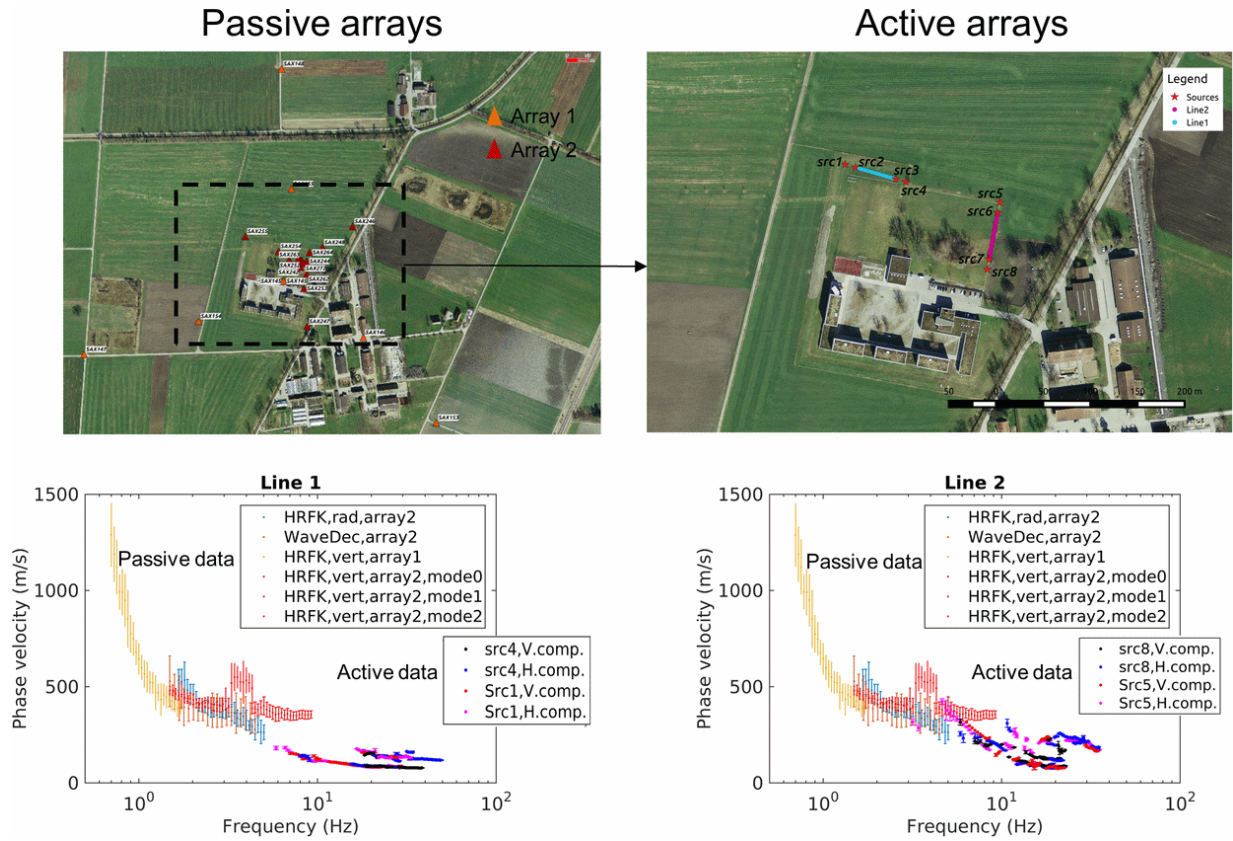


Figure 22: Comparison between Rayleigh wave dispersion curves obtained from the active surveys at Line 1 (left) and Line 2 (right), and collation with dispersion curves from passive measurements (various methods used).

6.5 Rayleigh wave dispersion curve inversion

The inversion results contained in this section do not represent the final product of the report. Rather, they represent an attempt to characterize in detail the shallow subsurface (about 40 m of maximum depth) based primarily on the results of the active seismic data processing; the goal is identifying shallow saturated formations which are potentially prone to liquefaction (constituted by unconsolidated sediments with intermediate grain size, i.e. sand).

Before the inversion, the higher velocity branches of the experimental dispersion curves (Figs 20 and 21) were attributed to the second, third and fourth higher mode of Rayleigh wave propagation (see Fig. 23), thanks to a procedure for mode numbering inspired by that of Maraschini and Foti (2010), but based on the computation of a "classical" Euclidean misfit between experimental and synthetic curves (see Bergamo et al., 2018, for an extended description). As the site is quite soft (i.e. low phase velocities, even at a low frequency), the longest observable wavelengths at the lower end of the frequency band accessible by the type of geophones (4.5 Hz) do not allow us to investigate the subsurface down to the desired depth of 30 to 40 m. Therefore, for both Lines 1 and 2 we merged the active array dispersion curves with the curve derived from the processing of passive array 2 (Fig. 22), with a maximum wavelength of 100 m for this inversion for the shallow subsoil model. These added data points can be distinguished in Fig. 23 because they have wider uncertainty boundaries at frequencies between 3 and 5 Hz.

At both lines, the subsurface was modeled as a stack of 6 layers plus half-space, with fixed bulk density (increasing with depth from 1700 to 1900 kg/m^3) and Poisson's ratio free to vary within pre-defined intervals (0.2 – 0.4 for the two shallowest layers above the water table, extending to 0.49 for the saturated layers below).

Following a Monte Carlo inversion strategy, we randomly generated 1 million of coupled v_S - v_P profiles, computed the corresponding synthetic phase velocity curves (Herrmann, 2013) and finally evaluated their misfit with respect to the experimental curves. The 20 best-performing v_S profiles for the two lines are displayed in Fig. 24, while the agreement between the corresponding synthetic and the experimental curves is shown in Fig. 23.

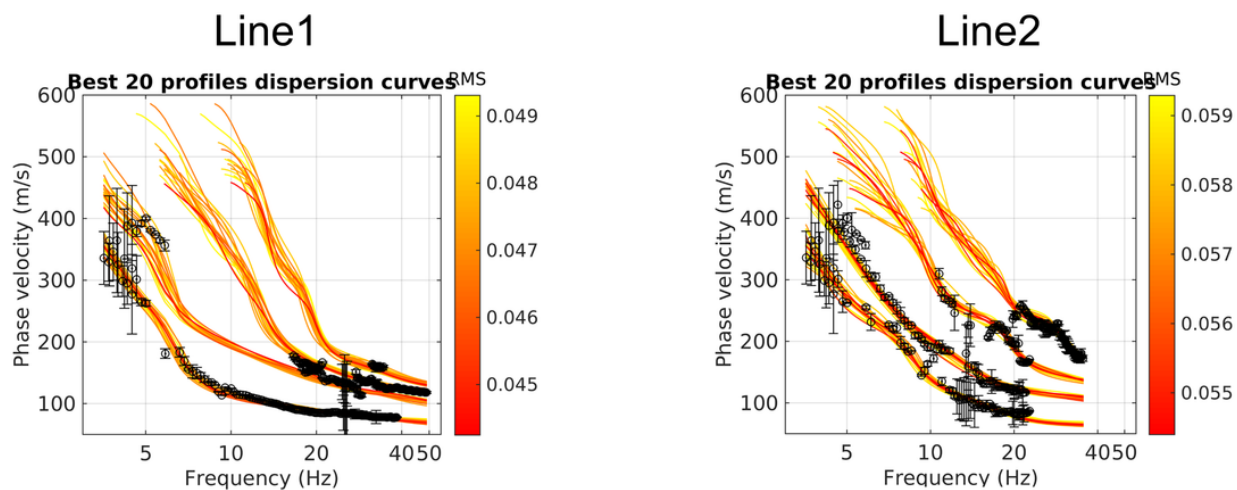


Figure 23: Data fit between the experimental curves (black circles) and the 20 best-fitting synthetic curves (colored lines).

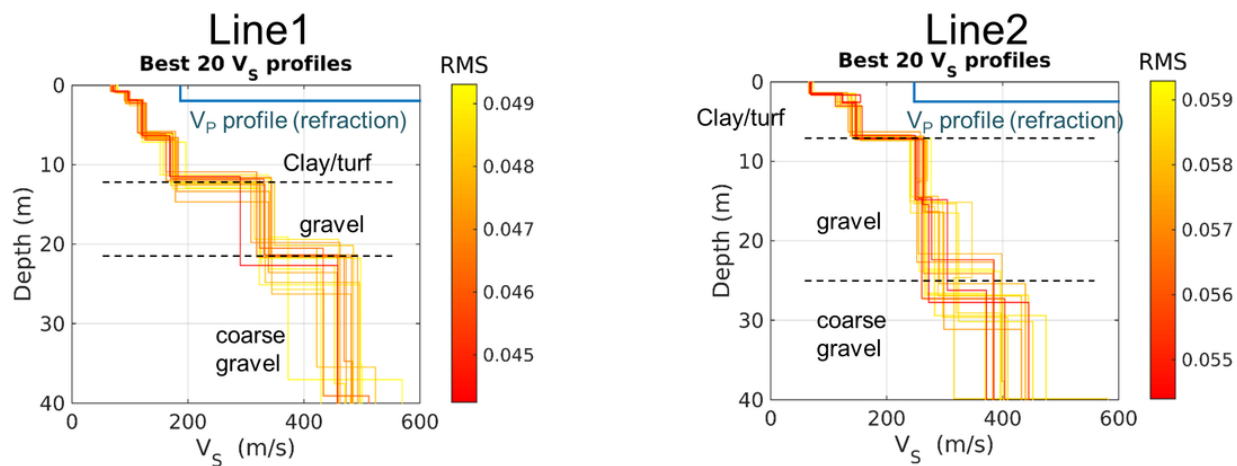


Figure 24: 20 best-fitting S-wave velocity profiles for Line 1 (left) and Line 2 (right). The stratigraphic interpretation is based on the CPTu measurements .

6.6 Stratigraphic interpretation and comparison with H/V peaks

A stratigraphic interpretation was attempted for both profiles (Fig. 24), starting from the CPTu measurements, where the near-surface structure was found to consist of mainly silt and clay, followed by gravel.

It is therefore plausible to propose that the shallowest four layers of Line 1 (down to a depth of 12 m), and the shallowest three layers from Line 2 (7 m), with velocities between 70 and 190 m/s, belong to a succession of soft materials such as clays and silts. Below, v_S increases to 300 to 350 m/s, values that can be related to gravel. At around 22 m depth for Line 1 and 26 m depth for Line 2, S-wave velocities further increase to 400 to 500 m/s, which might indicate the presence of more coarse gravel, but we do not have information on these layers from the CPTu measurements. In conclusion, the two profiles differ mainly for the thickness of an intermediate 300–350 m/s layer (probably constituted by sand) that is about 10 m thick for Line 1 and about 20 m thick for Line 2. This difference between the two sets of velocity profiles was related to the spatial distribution of a secondary peak observed in the H/V measurements from the passive array recordings. This peak (blue crosses in the left panel of Fig. 25) is generally comprised between 2 and 6 Hz, and decreases from east to west. These values were compared with the resonance peaks from the estimated velocity profiles related to the interface between the soft weathering soil of clay/silt and the stiffer gravel layer below. The resonance peaks were computed with the simplified formula $f = v_S / (4H)$, where v_S and H refer to the average velocity and thickness of the first four layers for Line 1 and three layers for Line 2. The obtained values of resonance frequencies are displayed in the right panel of Fig. 25: they correlate quite well with those obtained from the H/V measurements surrounding the two lines. Therefore, it is possible to propose the attribution of this 2–6 Hz secondary peak to the interface between the surficial soft materials and the stiffer sand, whose depth increases from east to west.



Figure 25: Left: H/V curves from passive array measurements (black lines), with fundamental (red crosses) and secondary peaks (blue crosses). Center: map of the geographical distribution of the secondary peak frequencies. Right: theoretical resonance frequencies corresponding to the clay/turf–sand interface obtained from the best-performing velocity profiles from Fig. 24.

7 Summary

Fig. 26 gives an overview of the dispersion and ellipticity curves determined by the different methods, both active and passive.

For Love waves, only HRFK was able to retrieve the dispersion curve using the array 1 recordings. For array 2, the dispersion curves of HRFK and WaveDec partially match. The HRFK curve consists in a single curve which is strongly decreasing in velocity above 4 Hz. Using WaveDec, two separate curves were measured, the one at lower frequencies is in bad agreement with the HRFK curve. The higher-frequency WaveDec curve matches the HRFK curve up to about 5 Hz, where both curves diverge. It is unclear if the strong decrease in velocity between 4 and 7 Hz is realistic.

For Rayleigh waves, there is also a very good agreement between the different methods, the passive methods all give virtually the same results, even if WaveDec was not able to retrieve a curve for array 1. The curves from the passive array above 5 Hz seem not to fit with the MASW curves. The MASW curves from both lines differ, but seem in principle both compatible with the passive data.

The Rayleigh wave ellipticities are shown as absolute ellipticity (ϵ) values and as ellipticity angles (α), which are linked via $\epsilon = |\tan \alpha|$. In the figure, the RayDec curves are shown for four stations at different locations: SAX253 is located in the southeastern corner of the central part of array 2 (close to point CPTU 2a); SAX255 is located in the northwestern corner of that array (close to DPSH 1); SAX264 is located in the northeast (close to CPTU 2) and SAX269 is the central station of array 2.

As RayDec and HRFK do not distinguish between retrograde and prograde particle motion and therefore are not sensitive to the sign of the ellipticity angle, two curves are plotted for these techniques in the ellipticity angle plot, one corresponding to retrograde and one to prograde particle motion. The WaveDec results from the passive array indicate a change from retrograde (negative ellipticity angle) to prograde (positive ellipticity angle) particle motion at around 3.8 Hz, which is compatible with the RayDec ellipticity curves for stations SAX264 and SAX269, i.e. the more central stations. For SAX253, the peak is lower; for SAX255, the peak is shifted towards lower frequencies. The WaveDec curve cannot resolve the fundamental peak below 0.5 Hz and therefore doesn't indicate us if this peak corresponds to a singularity or not. Anyhow, as the ellipticity peaks there are rather high, we assume a singularity there.

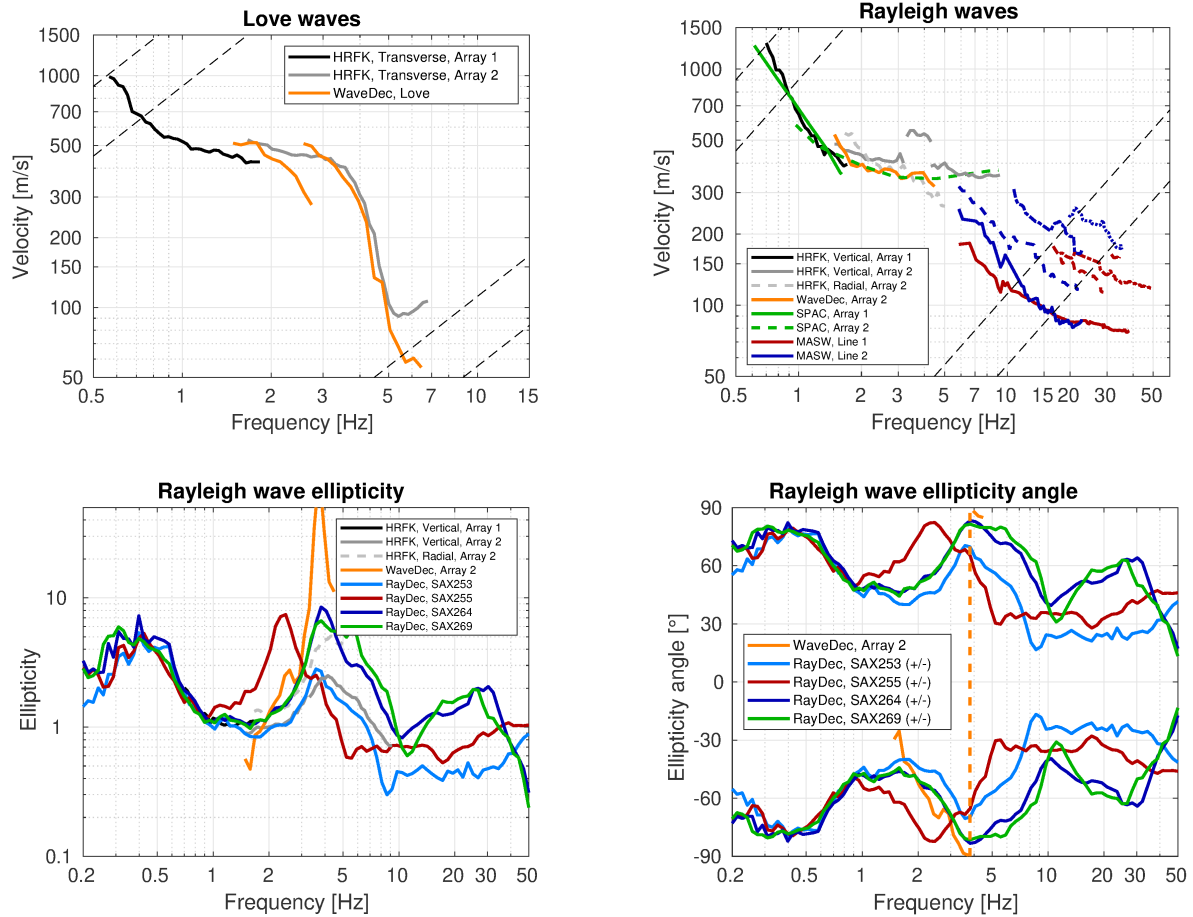


Figure 26: Top line: Overview of the Love wave dispersion curves obtained with the different passive array processing methods (left); Overview of the Rayleigh wave dispersion curves obtained with the different methods, including the passive array and the active measurements at lines 1 and 2 (right). The dashed lines indicate the theoretical resolution limits of the passive arrays.

Bottom line: Comparison of the ellipticity curves of the different methods represented as absolute ellipticity values (left) and ellipticity angle (right). As HRFK and RayDec do not allow us to determine the sign of the ellipticity angle, the two curves shown for these methods correspond to both signs.

8 Data inversion

8.1 Inversion targets

As the MASW dispersion curves for both lines and also the ellipticity curves at the different locations differ, we performed two different inversions, one using the ellipticity curve from SAX255 (close to DPSH 1 in the northwest), together with the active dispersion curves from line 1, and one using the ellipticity curve from SAX264 (close to CPTU 2 in the northeast), together with the active data obtained using line 2. The data used as target 1 and target 2 are indicated in Tables 1 and 2 and shown in Fig. 27. A newer version of the *dinver* software was used, which makes it possible to use the ellipticity angle instead of the absolute value and consequently to better fix singularities in the ellipticity curve.

For Love waves, the HRFK curve of array 1 was used as fundamental mode for both inversion targets. Higher-frequency Love wave curves were not used because of the unclear attribution. For Rayleigh waves, for both inversion targets the HRFK curve of array 1 was used as fundamental mode, followed by the WaveDec curve of array 2 at higher frequencies. For target 1, the WaveDec curve was cut at 3.08 Hz to make it easier to fit the curve with the dispersion curve of the fundamental mode measured by MASW. For both target 1 and 2, the first to third higher mode measured by MASW were also used.

For the ellipticity angle, the ellipticity peaks were interpreted as singular peaks. For target 1, the RayDec ellipticity angle curve for SAX255 was interpolated between 0.39 and 0.73 Hz to force a singularity in the ellipticity curve at 0.45 Hz. Another singularity at around 2.4 Hz was forced by interpolating the same RayDec curve between 1.66 Hz and 4.55 Hz. For target 2, the RayDec ellipticity angle curve for SAX264 was interpolated between 0.39 and 0.96 Hz to force a singularity at around 0.47 Hz. For the second peak, the WaveDec ellipticity angle curve between 1.48 and 4.55 Hz was used.

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

Source and method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
HRFK (T), array 1	Love	fundamental	dispersion	0.57 - 1.58
HRFK (V), array 1	Rayleigh	fundamental	dispersion	0.72 - 1.67
WaveDec, array 2	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.86 - 3.08
MASW, line 1	Rayleigh	fundamental	dispersion	6.71 - 37.9
MASW, line 1	Rayleigh	first higher	dispersion	18.3 - 28.7
MASW, line 1	Rayleigh	second higher	dispersion	28.6 - 47.3
MASW, line 1	Rayleigh	third higher	dispersion	32.0 - 33.9
interpolated RayDec (SAX255)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.39 - 0.44
interpolated RayDec (SAX255)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.46 - 0.73
interpolated RayDec (SAX255)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	1.66 - 2.33
interpolated RayDec (SAX255)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	2.46 - 4.55

Table 2: List of the data curves used as target 2 in the inversion.

Source and method	Wave type	Mode	Curve type	Frequency range [Hz]
HRFK (T), array 1	Love	fundamental	dispersion	0.57 - 1.58
HRFK (V), array 1	Rayleigh	fundamental	dispersion	0.72 - 1.67
WaveDec, array 2	Rayleigh	fundamental	dispersion	1.86 - 4.30
HRFK (V), array 2	Rayleigh	second higher	dispersion	4.54 - 8.88
MASW, line 2	Rayleigh	fundamental	dispersion	6.00 - 21.7
MASW, line 2	Rayleigh	first higher	dispersion	6.00 - 21.7
MASW, line 2	Rayleigh	second higher	dispersion	11.0 - 21.7
MASW, line 2	Rayleigh	third higher	dispersion	20.4 - 33.9
interpolated RayDec (SAX264)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.39 - 0.47
interpolated RayDec (SAX264)	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	0.48 - 0.96
WaveDec, array 2	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	1.48 - 3.64
WaveDec, array 2	Rayleigh	fundamental	ellipticity angle	3.84 - 4.55

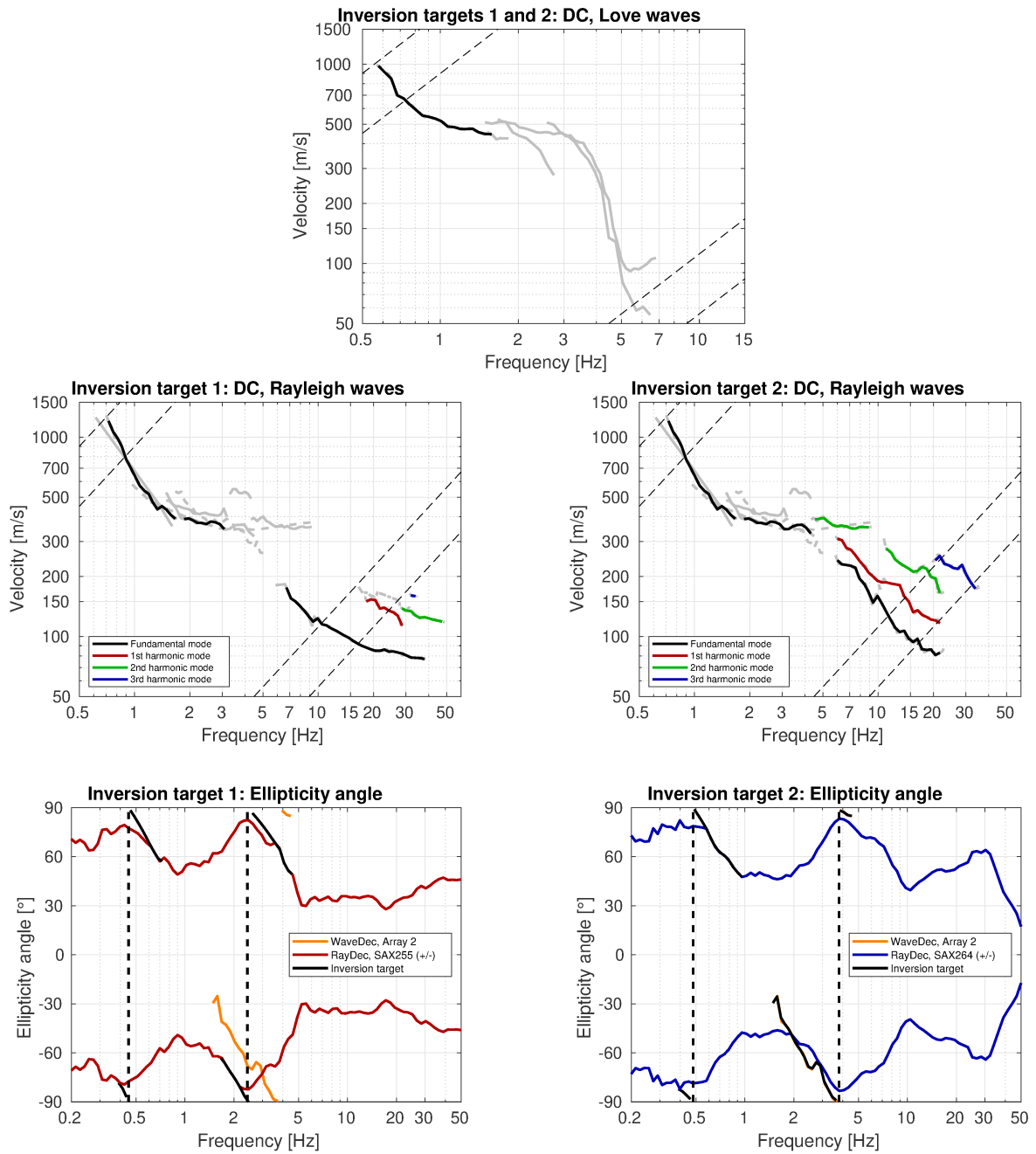


Figure 27: Overview of the dispersion and ellipticity angle curves used as targets for the different inversions.

8.2 Inversion parameterization

For the inversion, six different parameterizations were used for each inversion target. The first five parameterizations 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 400 m depth. S- and P-wave velocities are allowed to range from 40 to 3500 m/s and from 100 to 5000 m/s, respectively, restricting the P-wave velocities for layers below the topmost layer to at least 1400 m/s to account for the water table in cases with free layer depths and below the second layer for the fixed-depth inversions. The deepest layer interfaces were allowed to range to a depth of 500 m for all parameterizations with free layer depths except the inversions with four and five layers and target 2, where this value was fixed to 300 m. As the inversions of the active data did not result in low-velocity zones, no such features were allowed in all inversions. The density was fixed to $1\,800\text{ kg/m}^3$ for the topmost layer (the first two layers in the fixed-depth inversions), $2\,300\text{ kg/m}^3$ for the bedrock layer and to $2\,000\text{ kg/m}^3$ for all other layers.

8.3 Inversion results

We performed a total of twelve inversions with different parameterizations (see Table 3). Each inversion run produced around 150 000 total models in order to assure a good convergence of the solution, except for the four-layer inversions, where 100 000 generated models were sufficient for a good convergence. The results of all inversions are shown in Figs 28 - 39.

For target 1, all inversions using more than four layers fit the data comparably well and give similar minimum misfit values. For target 2, inversions with at least six layers yield comparable minimum misfit values. As the data used for the inversions using target 1 and target 2 are different, the misfit values between both targets should not be compared.

Table 3: List of inversions

Inversion	Number of layers	Number of models	Minimum misfit
SAX411	4	100 014	0.903
SAX511	5	150 054	0.686
SAX611	6	150 052	0.625
SAX711	7	150 064	0.654
SAX811	8	150 013	0.685
SAXfix1	17	150 005	0.696
SAX412	4	99 996	1.143
SAX512	5	150 018	0.906
SAX612	6	150 084	0.741
SAX712	7	150 082	0.754
SAX812	8	150 068	0.763
SAXfix2	17	150 089	0.766

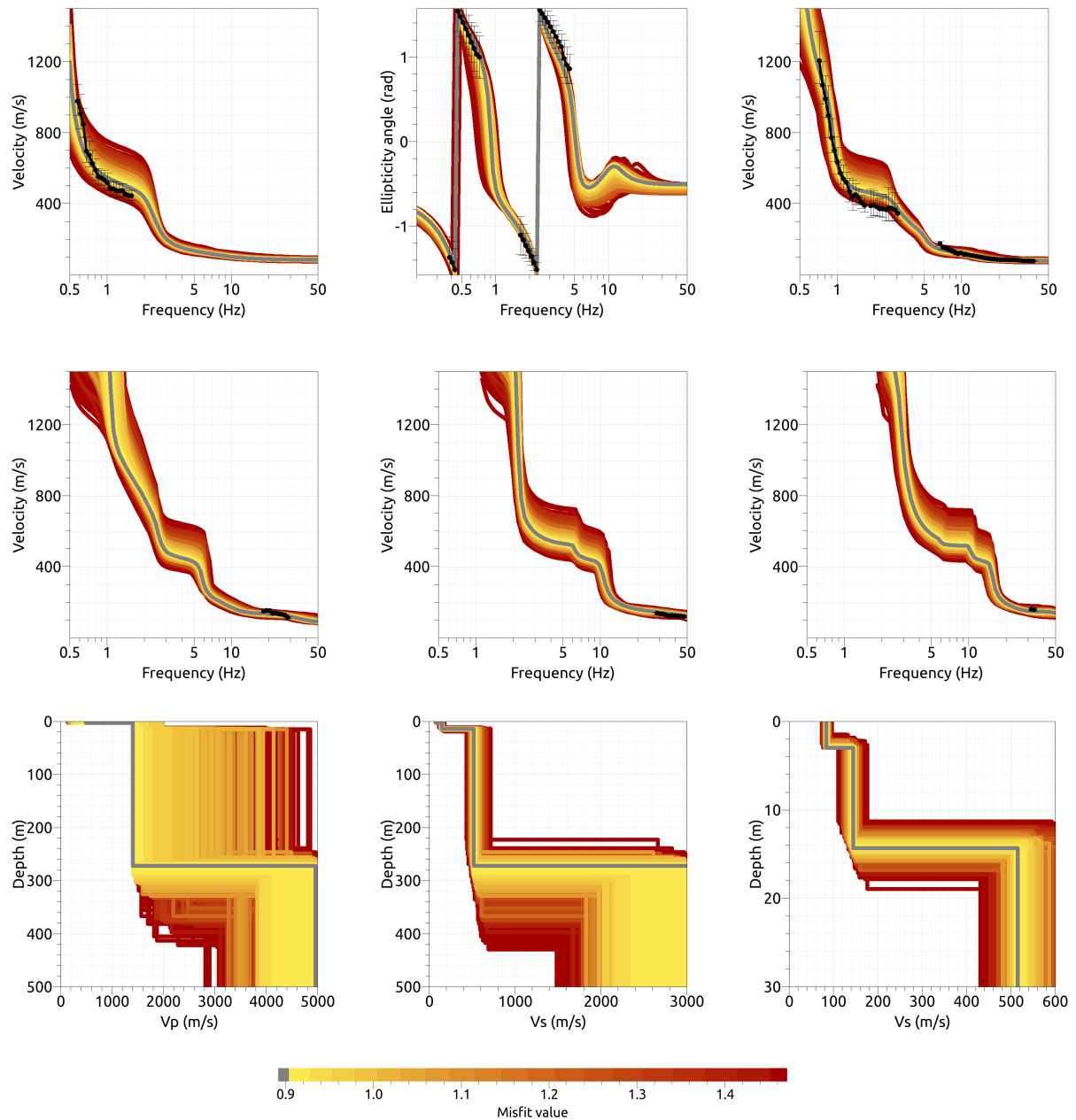


Figure 28: Inversion SAX411. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

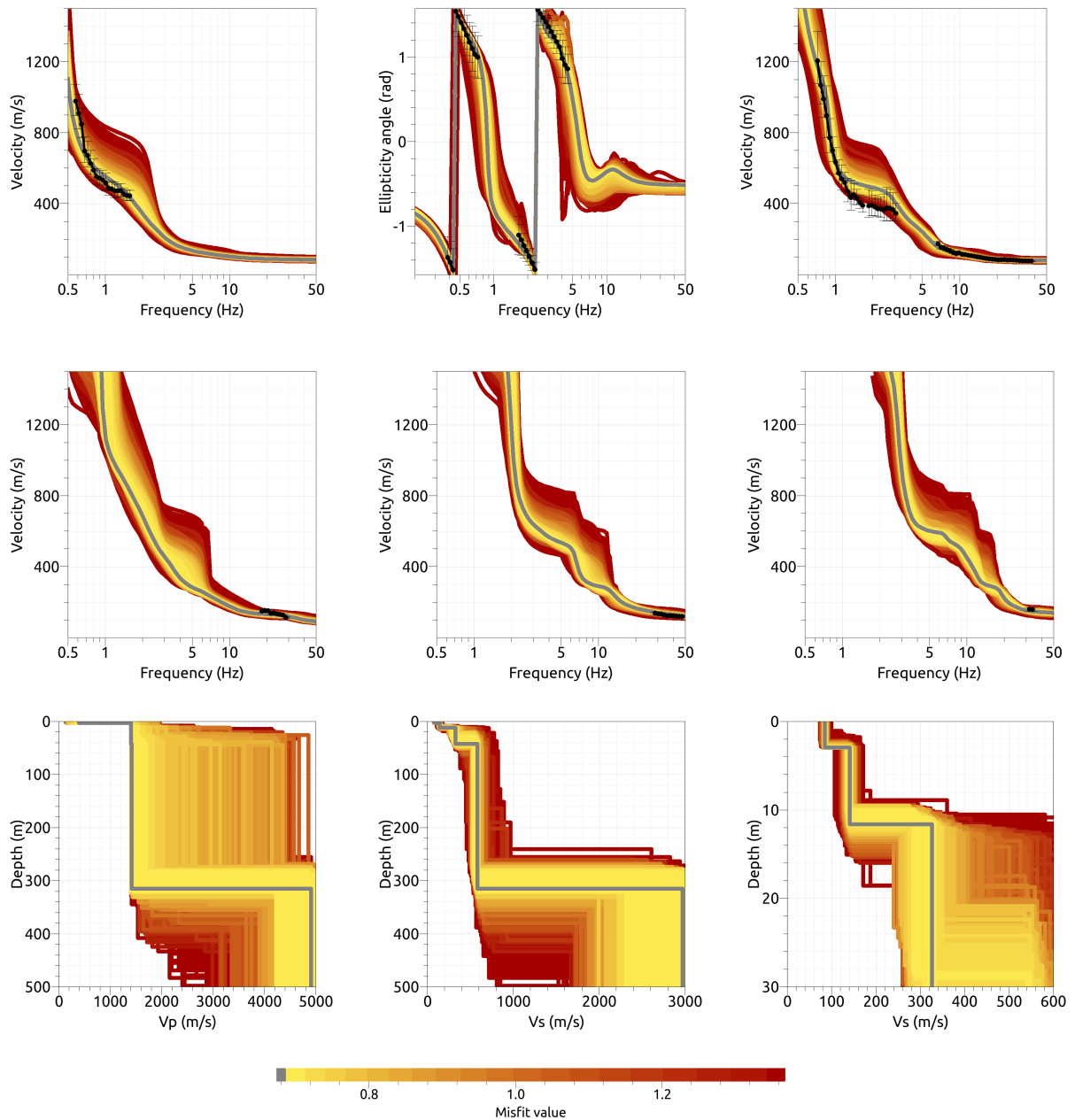


Figure 29: Inversion SAX511. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

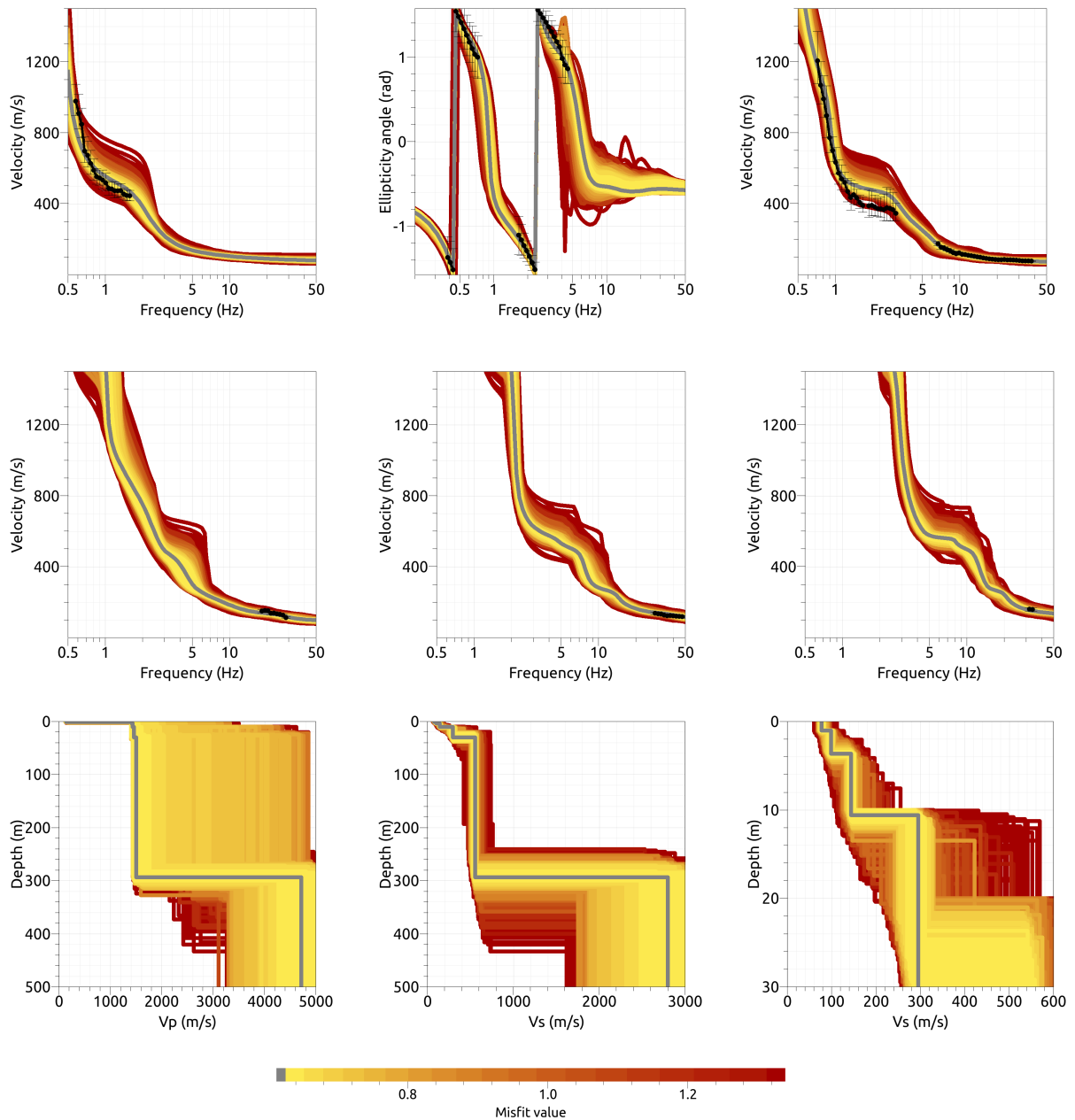


Figure 30: Inversion SAX611. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

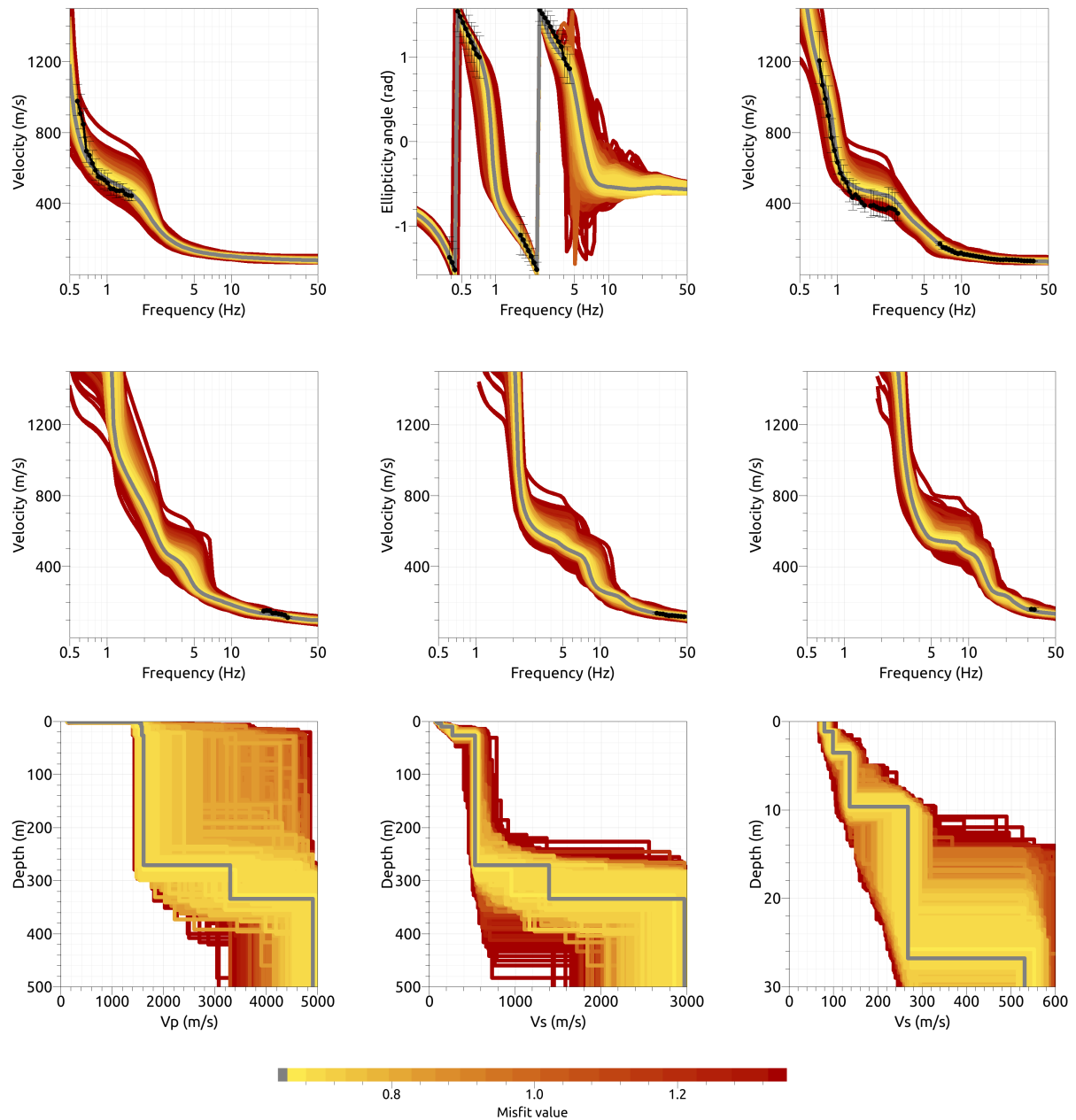


Figure 31: Inversion SAX711. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

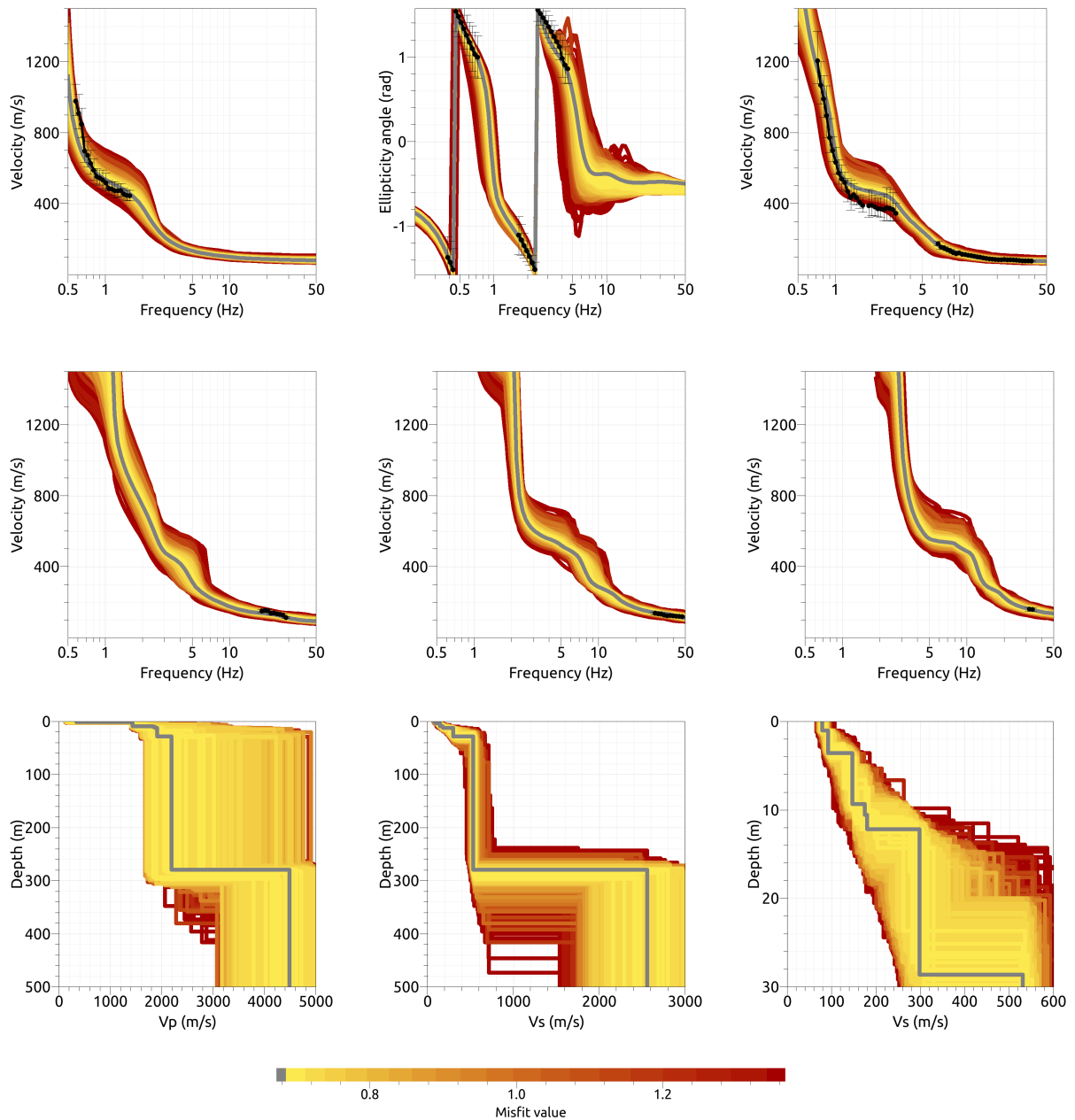


Figure 32: Inversion SAX811. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

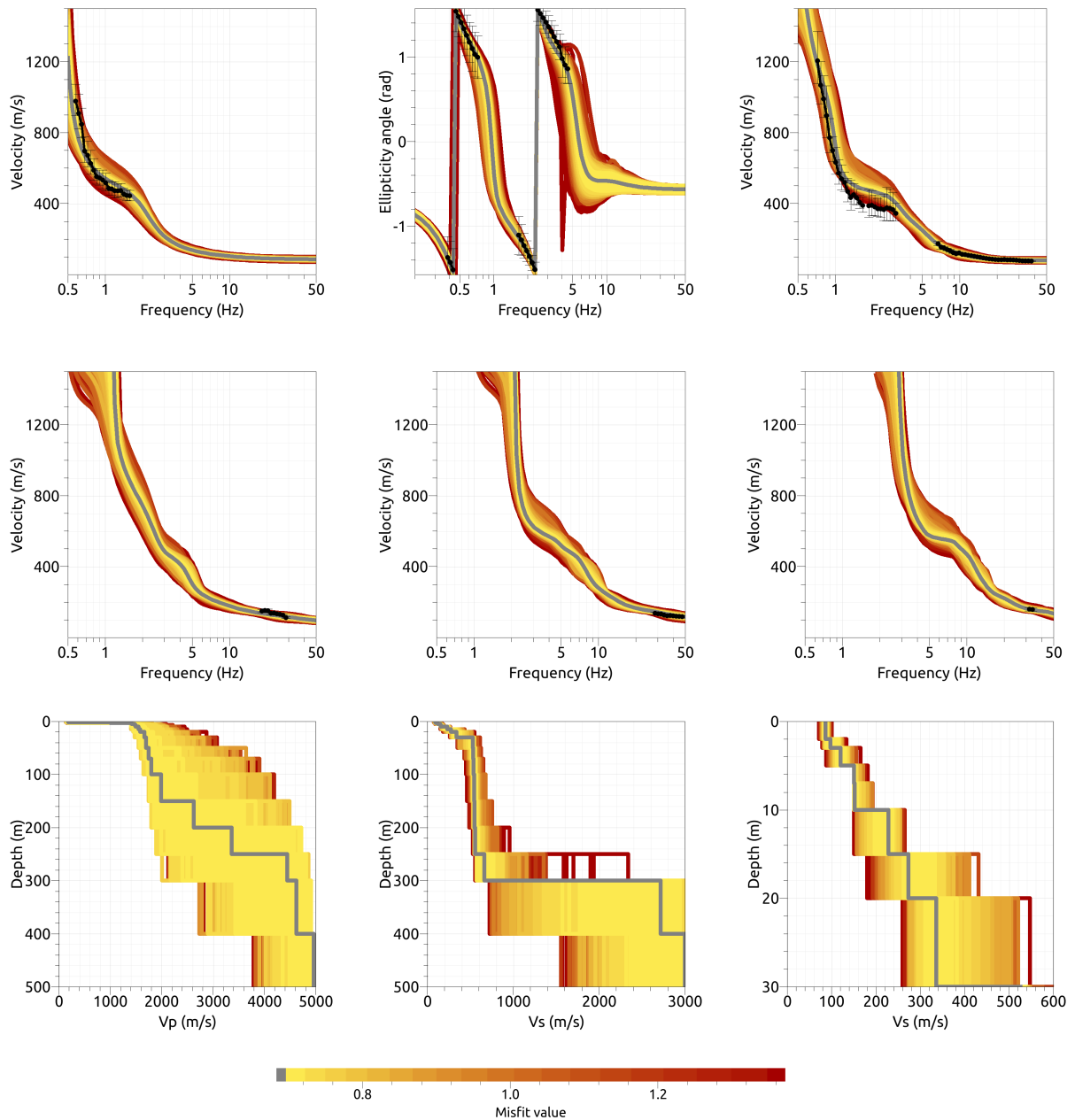


Figure 33: Inversion SAXfix1. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

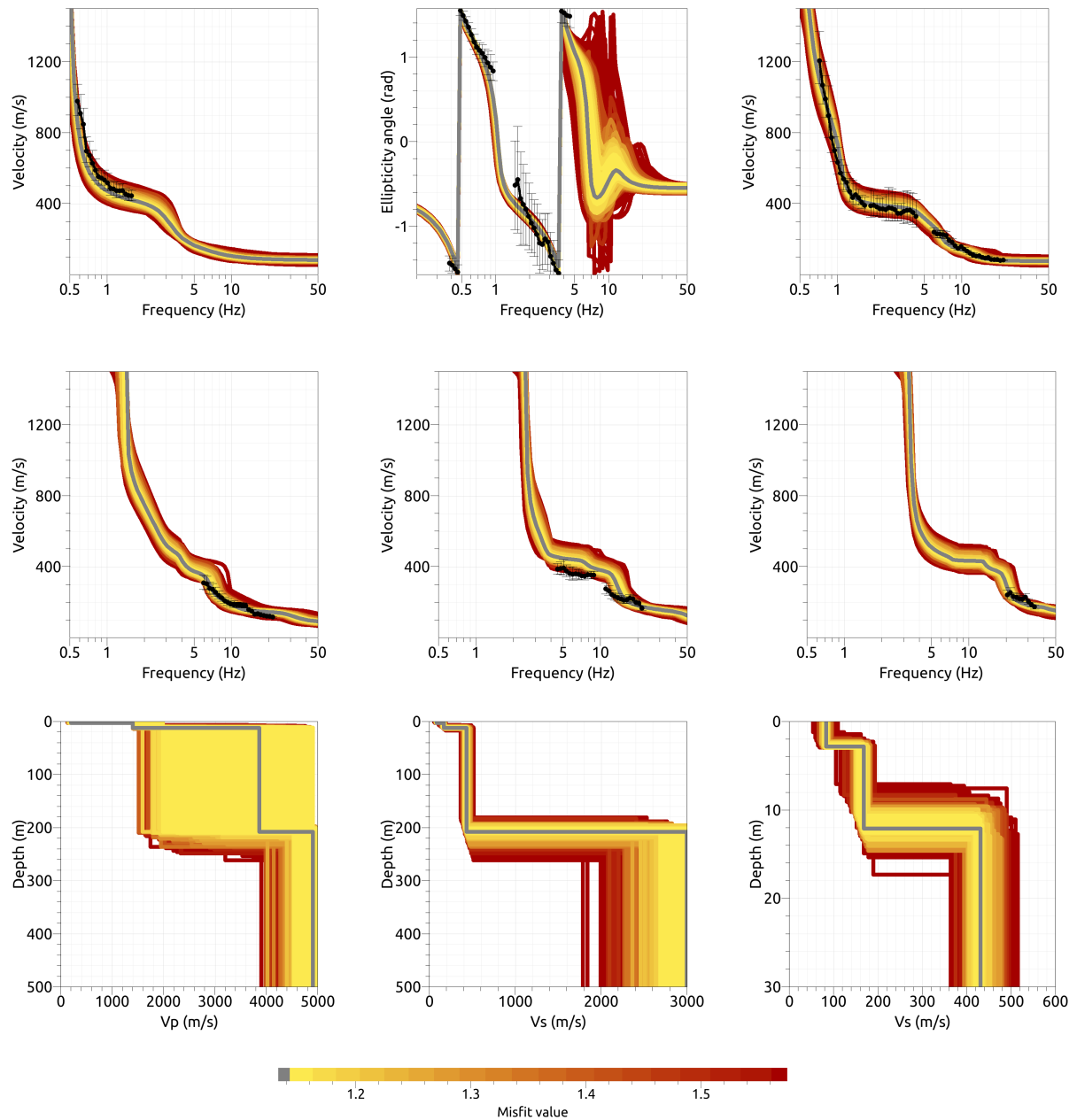


Figure 34: Inversion SAX412. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

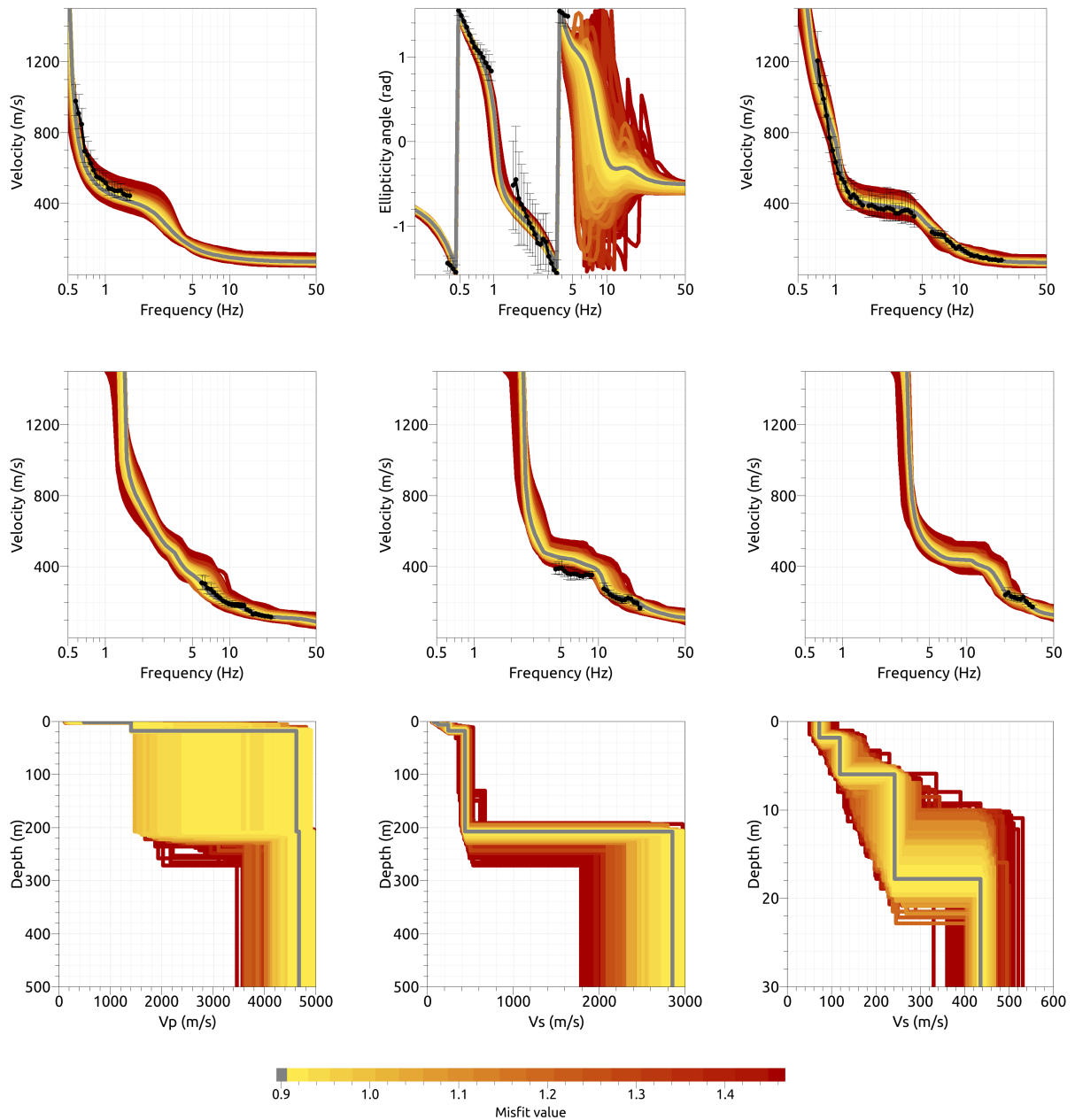


Figure 35: Inversion SAX512. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

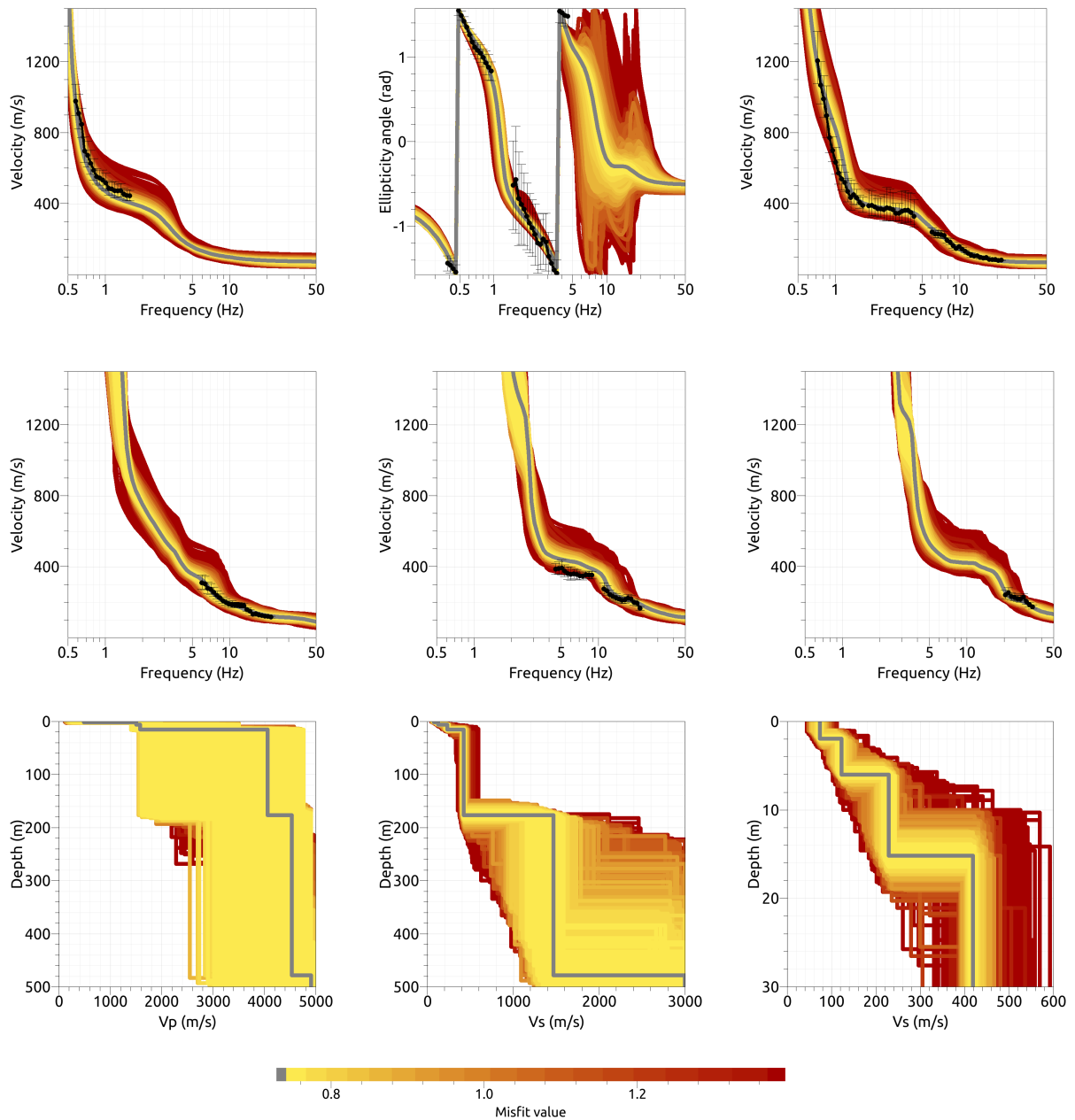


Figure 36: Inversion SAX612. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

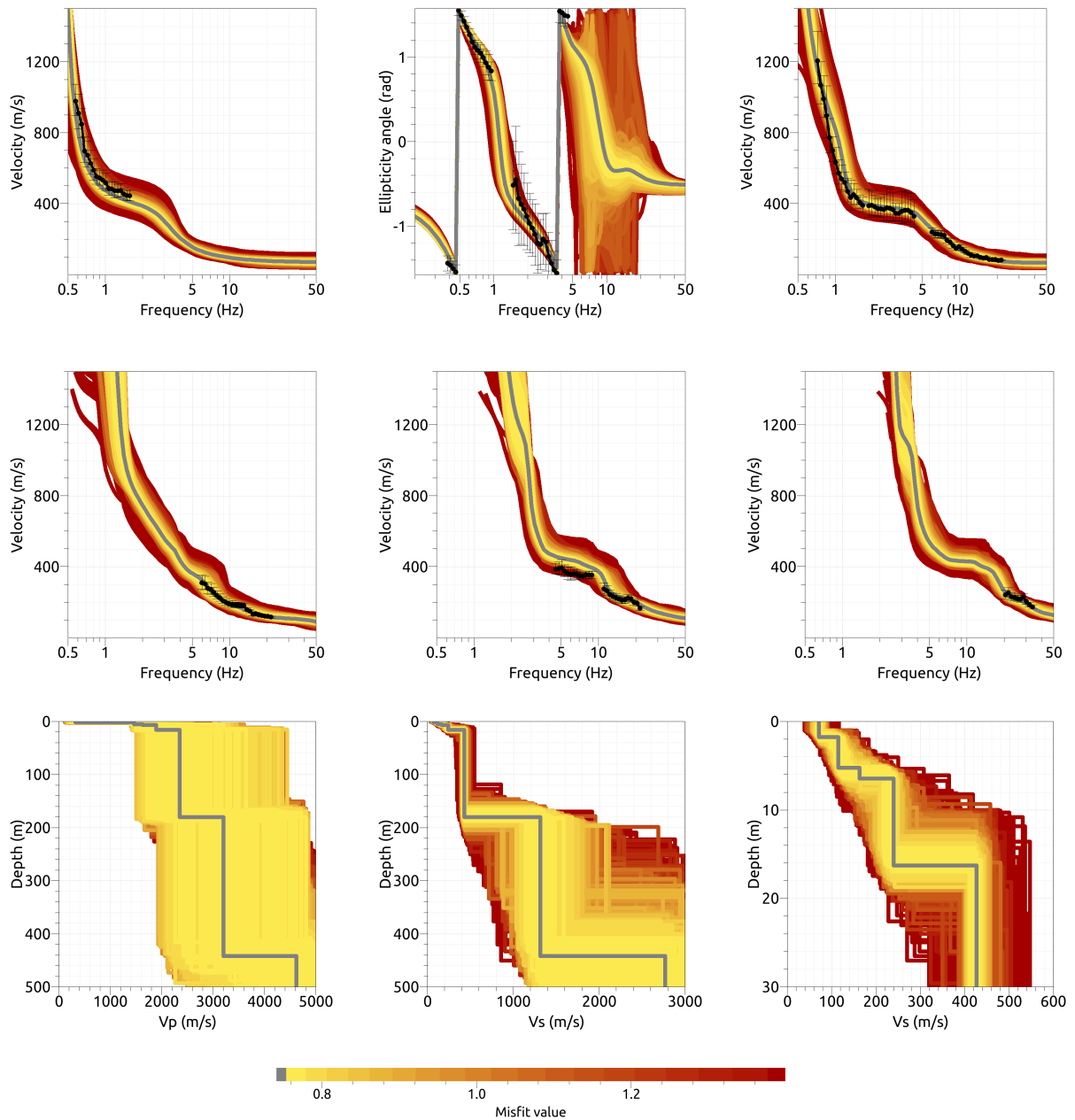


Figure 37: Inversion SAX712. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

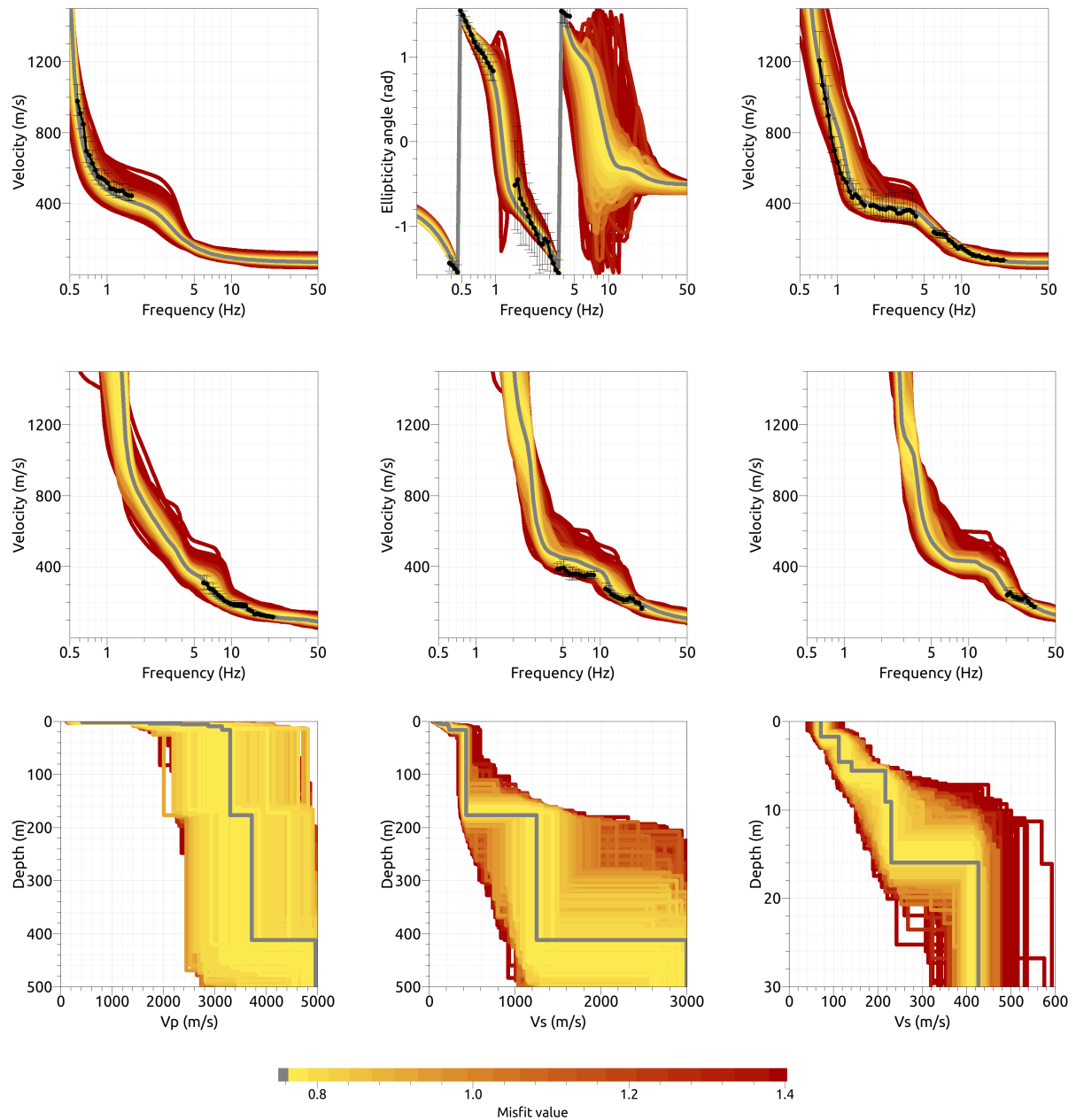


Figure 38: Inversion SAX812. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

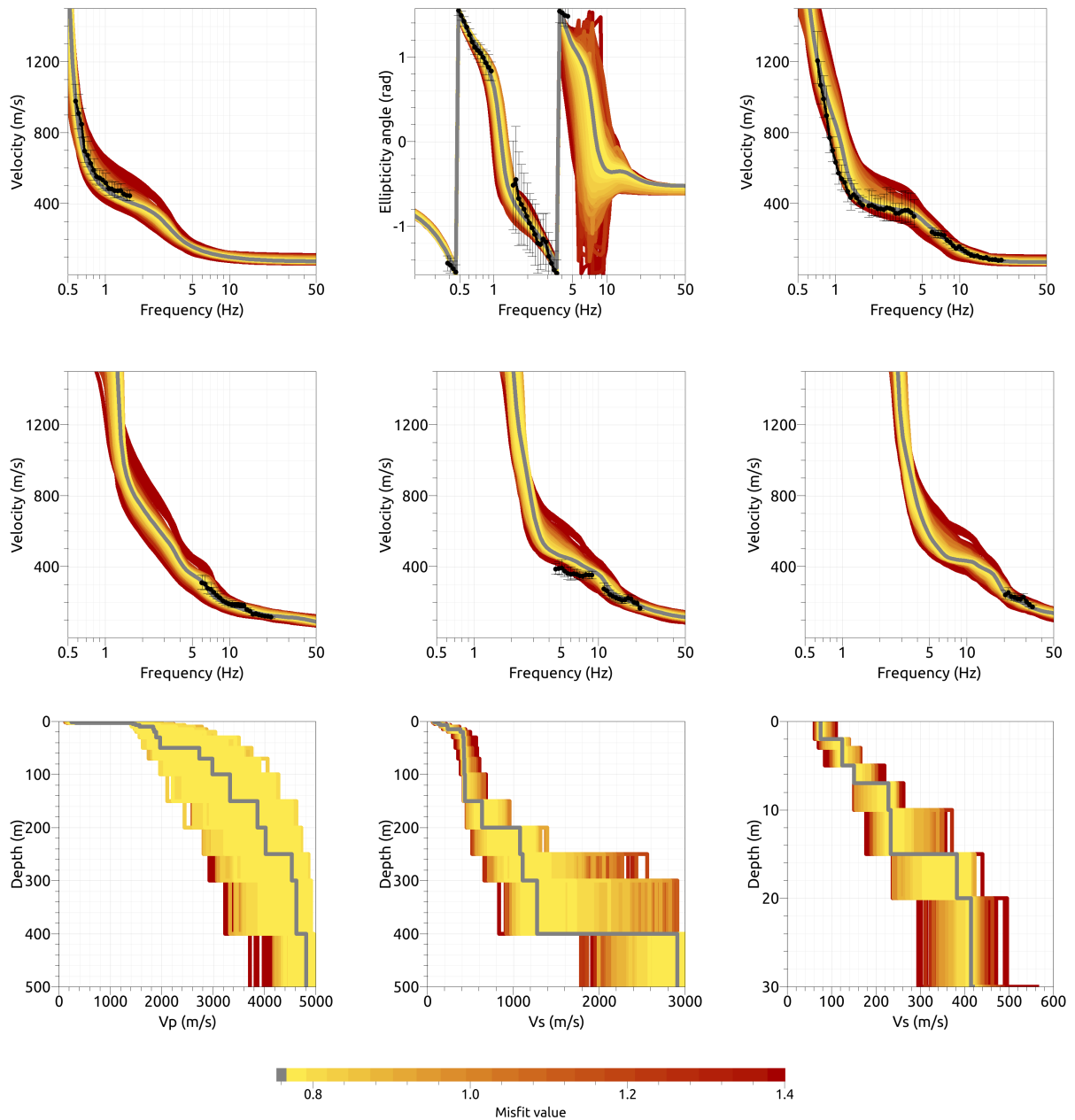


Figure 39: Inversion SAXfix2. Top line: Dispersion curve for the Love wave fundamental mode (left), ellipticity curve (center) and dispersion curve (right) for the Rayleigh wave fundamental mode. Center line: Dispersion curves for the first (left), second (center) and third (right) higher Rayleigh wave modes. Bottom line: P-wave velocity profiles (left) and S-wave velocity profiles (center and zoom on the right). The black dots indicate the data points used for the inversion, the gray line indicates the best-fitting model.

8.4 Overview of the inversion result

The best-fitting models of the inversions are shown in Fig. 40. For both targets, models with similar misfit values are similar, but the models with four layers for target 1 and with four and five layers for target 2 differ from the other models and will not be selected as representative solutions for the respective targets.

For target 1, the resulting models can be described as follows: The first layer has an S-wave velocity of 80 to 85 m/s with a thickness of about 3.5 m, followed by a layer of about 140 m/s down to about 10 m. Another layer with a velocity of around 300 m/s down to about 30 m follows. Below, the velocity is around 550 m/s down to depth of about 300 m, where the seismic bedrock with velocities of over 2500 m/s is encountered. For target 2, we find a first layer with a thickness of around 2 m and an S-wave velocity of about 75 m/s, followed by a velocity of around 120 m/s down to about 6 m, where the velocity increases to about 230 m/s. At a depth of around 15 to 18 m, the velocity increases to 415 to 435 m/s. The next velocity contrast is found at 175 m depth with an increase in velocity to over 1200 m/s, followed by another velocity contrast to over 2700 m/s at depths larger than 400 m.

These results are in agreement with the previous findings of the active data inversion and the CPTu geology profiles, which indicated a depth of about 10 m for the stiff gravel layer at target 1 and about 5 m at target 2.

The largest wavelength of the dispersion curve data used for the inversion was about 1.8 km. We should expect to be able to resolve the velocity to about a third or a quarter of this depth and the retrieved bedrock depths for both targets are in that range. However, we would expect to see differences in the uppermost structure for both targets, but not for the deeper structure, where we also used the same dispersion curve information in the inversions. Therefore, it seems that the deeper structure can be explained in a similar way by either a single strong velocity contrast at around 300 m of depth as for the inversions using target 1 or by two velocity contrasts at 175 and 400 m as observed for the inversions with target 2.

In the superficial structure, we actually see differences. In the superficial 5 m, the average velocities for target 1 are actually higher than for target 2, but it is the opposite for the average velocities down to 30 m of depth. The average V_{530} for the best models with target 1 is 194.8 ± 0.7 m/s and 220.6 ± 0.4 m/s for target 2. This corresponds to soil class D according to SIA261 and C according to EC8 in both cases.

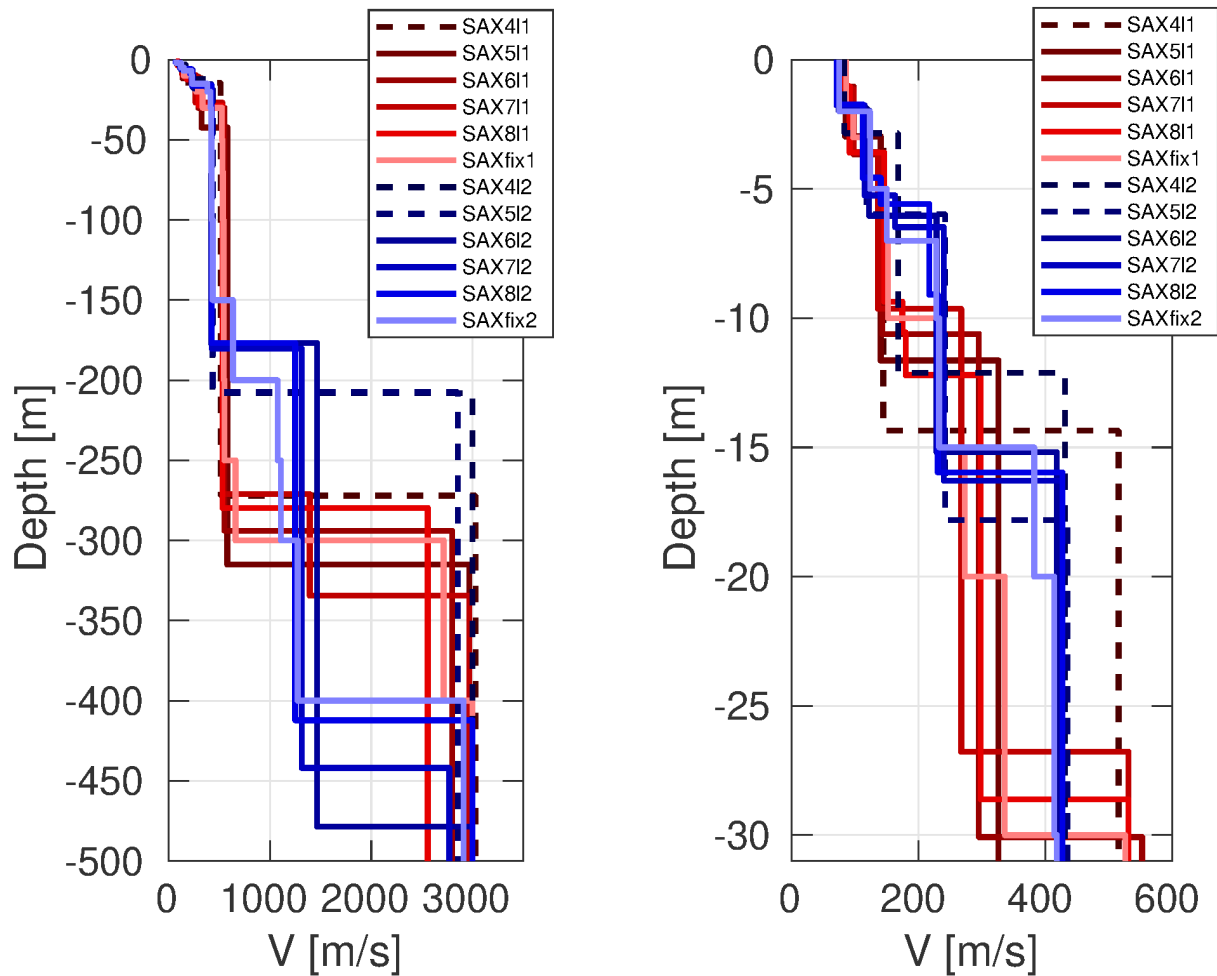


Figure 40: Overview of the shear-wave velocity profiles of the the different inversions (left) and zoom on the upper 30 m of the profiles of the inversions. The profiles belonging to the inversions with target 1, i.e. for the northwestern point, are shown in shades of red and the profiles for target 2, i.e. for the northeastern point, in blue. The dashed profiles were disregarded because they have significantly higher misfit values than the other profiles and do not have enough complexity to explain the measurements.

8.5 SH transfer function

In Fig. 41, the theoretical shear-wave transfer functions for the inverted models for target 1 and target 2 are shown. The main amplification is expected around 0.5 Hz at both locations, but for target 1, a slightly lower fundamental frequency is expected.

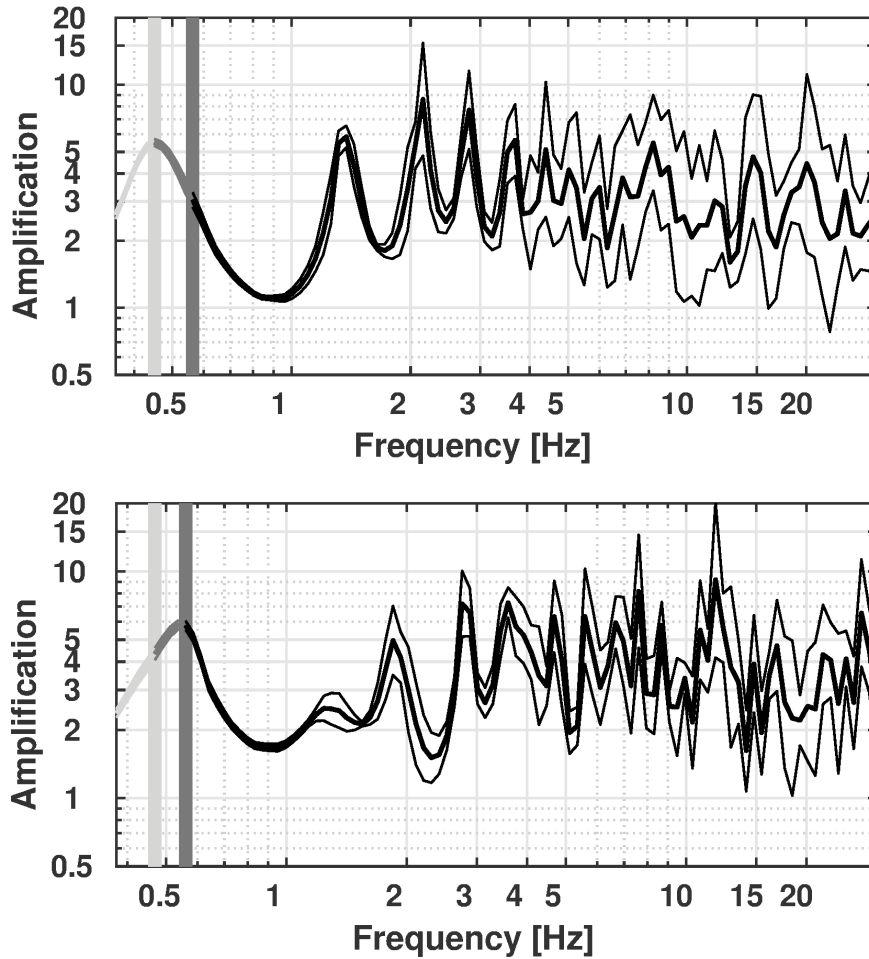


Figure 41: Modeled amplification for the five best models of the inversions using target 1 (top) and the four best models of the inversions using target 2 (bottom).

8.6 Quarter-wavelength representation

The quarter-wavelength velocity approach (Joyner et al., 1981) provides, for a given frequency, the average velocity at a depth corresponding to 1/4 of the wavelength of interest. It is useful to identify the frequency limits of the experimental data (the minimum frequency of the dispersion curve used in the inversion is 0.57 Hz, the fundamental ellipticity peak 0.45 Hz for target 1 and 0.47 Hz for target 2). The results using this proxy show that the dispersion curves constrain the profiles down to less than 200 m and the ellipticity information down to less than 300 m (Fig. 42). Moreover, the quarter wavelength impedance-contrast introduced by Poggi et al. (2012) is also displayed in the figure. It corresponds to the ratio between two quarter-wavelength average velocities, respectively from the top and the bottom part of the velocity profile, at a given frequency (Poggi et al., 2012). These curves show a strong contrast at the fundamental frequency of the site.

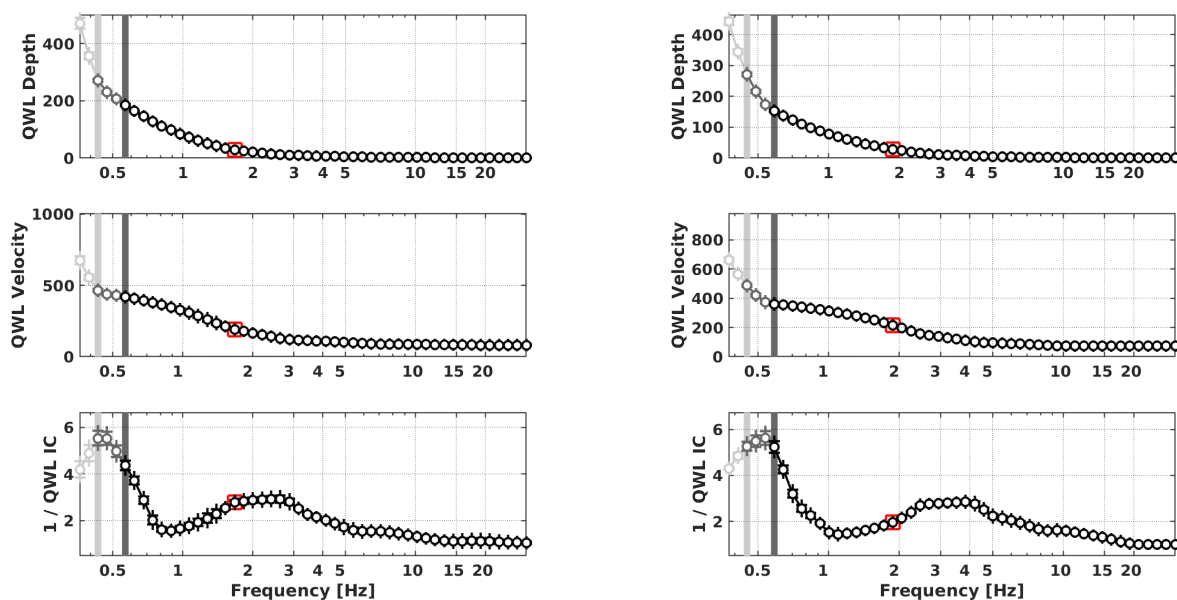


Figure 42: Quarter wavelength representation of the velocity profiles for the best models of the inversions (top: depth, center: velocity, bottom: inverse of the impedance contrast) for target 1 (left) and target 2 (right). The black curves are constrained by the dispersion and ellipticity angle curves, the dark gray curves only by the ellipticity angle information and the light gray curves are not constrained by the data. The red square corresponds to V_{S30} .

9 Discussion of the results

The CPTu measurements failed to reach deeper layers. From the available space, two possible installation sites for a borehole installation were identified: The western point was located to the north-west of the football field, the eastern point in the northeastern corner of a field. The CPTu measurements found clay and silt in the superficial layers down to the hard gravel layer which prevented the CPTu measurements to go deeper. The depth of this gravel layer is found at around 9 m at the western location and at only 5 m at the eastern point. We do not expect the clay and silt layers to liquefy during a strong earthquake, but large strains are expected.

We performed passive seismic measurements at different scales. The fundamental H/V peak lies between 0.45 and 0.49 Hz in the whole area of interest. The second H/V peaks are found at frequencies between 2.16 and 5.95 Hz and are probably related with the layer above the hard gravel layer. Using the passive array recordings, we can determine dispersion curves for Love and Rayleigh waves in the frequency range from around 0.6 to about 9 Hz. Active measurements at the two potential installation sites complement these measurements with Rayleigh wave dispersion curves between 6 and 50 Hz.

We performed two inversions, using the measurements of the passive and active measurements obtained at the western and eastern points, to retrieve the velocity profiles of the underground structure. At the western point, the S-wave velocities in the superficial layers are below 150 m/s down to about 10 m, where a velocity contrast, that we interpret as the hard gravel layer, is found. The seismic bedrock at this point is found at around 300 m depth. For the eastern point, the final models have S-wave velocities below 120 m/s down to about 6 m, where the first velocity contrast is found, followed by a second one at around 15 m. At depth, there are two gradual contrasts at around 175 m and below 400 m found. The V_{S30} values at the western and eastern points are around 195 and 221 m/s, respectively, corresponding to soil class C in EC8 and D in SIA261.

From the results, the western point is more suited for a borehole installation because the soft superficial layers are thicker there. Such an installation would consist of three seismic sensors and a line of pore-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 first hard gravel layer, i.e. at about 15 to 20 m of depth. The third seismic sensor shall be installed at a depth of about 100 m.

The pore-pressure sensors would be installed in one or several other boreholes, where up to six sensors should be mainly installed inside the shallow layers and below the water table, i.e. between around 2 and 9 m of depth, and at least one of the sensors in the harder gravel layer below.

10 Conclusion

We performed different measurements to characterize the underground at the possible borehole site at the Saxerriet prison. We investigated two locations in detail and determined velocity profiles. The westernmost of the two investigated locations is more interesting for the installation of a borehole station. At this place, the V_{S30} of the best models obtained by the inversion is about 195 m/s, corresponding to soil class C in EC8 and D in SIA261.

Acknowledgements

The authors thank David Farsky, Agostiny Lontsi, and Simon Rouwendaal for their help during the 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.
- Bergamo, P., Bodet, L., Socco, L. V., Mourgues, R., and Tournat, V. (2014). Physical modelling of a surface-wave survey over a laterally varying granular medium with property contrasts and velocity gradients. *Geophys. J. Int.*, 197:233–247.
- Bergamo, P., Hobiger, M., and Fäh, D. (2018). Site characterization report sbik: Biel/bienne (be), kongresshaus/palais des congrès. Swiss Seismological Service (SED).
- 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.
- 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>.
- Foti, S., Lai, C. G., Rix, G. J., and Strobbia, C. (2015). *Surface Wave Methods for Near-Surface Site Characterization*. CRC Press, Taylor & Francis Group LLC.
- Herrmann, R. B. (2013). Computer programs in seismology: An evolving tool for instruction and research. *Seism. Res. Lett.*, 84:1081–1088.
- 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.

- Ivanov, J., Miller, R. D., Dunbar, J. B., and Stefanov, J. (2004). Interrogating levees using seismic methods in southern Texas. In *SEG International Exposition and 74th Annual Meeting, Denver, 10-15 October 2004: Expanded Abstracts*.
- Joyner, W. B., Warrick, R. E., and Fumal, T. E. (1981). The effect of Quaternary alluvium on strong ground motion in the Coyote Lake, California, earthquake of 1979. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 71(4):1333–1349.
- 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.
- Maraschini, M. and Foti, S. (2010). A monte carlo multimodal inversion of surface waves. *Geophys. J. Int.*, 182:1557–1566.
- Poggi, V., Edwards, B., and Fäh, D. (2012). Characterizing the Vertical-to-Horizontal ratio of ground motion at soft-sediment sites. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 102(6):2741–2756.
- 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.
- Reynolds, J. M. (2011). *An introduction to applied and Environmental Geophysics*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Socco, L. V. and Strobbia, C. (2004). Surface-wave method for near-surface characterization: a tutorial. *Near Surface Geophysics*, 2:165–185.

A Report of the CPTU measurements

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

STANDORTCHARAKTERISIERUNG SAXERIET 9465 SENNWALD

**Projekt Nr.: 60-1115
Bericht Nr.: 1115 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
STANDORTCHARAKTERISIERUNG
SAXERIET
9465 SENNWALD**

Bauherrschaft	
Auftraggeber	Swiss Seismological Service
Adresse	SED – ETHZ Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-1115
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Der Schweizerische Erdbebendienst untersucht die Erdbebengefährdung im Rheintal im Kanton St. Gallen.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 2 elektrische Drucksondierung bis in Tiefen von ca. 30 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen für den Untersuchungsstandort der Strafanstalt Saxerriet:

- Abteufen von 3 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 20.6 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (CPTU 1a – CPTU 2a);
- Abteufen von 4 Superschweren Rammsondierungen Typ B mit einer Länge von insgesamt 18.5 m (DPSH 1 – DPSH 2a)
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten:

Feldarbeiten: 30. Juli – 29. November 2018

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	10.12.2018	Schlussbericht	aks	bshs

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A: Ausführungspraxis

Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

Beilage D: Superschwere Rammsondierung – Messdaten

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3: Rammsondierung



Masstab: 1: 2000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Standortcharakterisierung Saxeriet, 9465 Sennwald

**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:	Messung der Scherwellengeschwindigkeiten
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:	Bodenanker (DPSH-1 und CPTU 2); Sondiertlastwagen (CPTU 1a und CPTU 2a)
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 cm² – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm² – 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

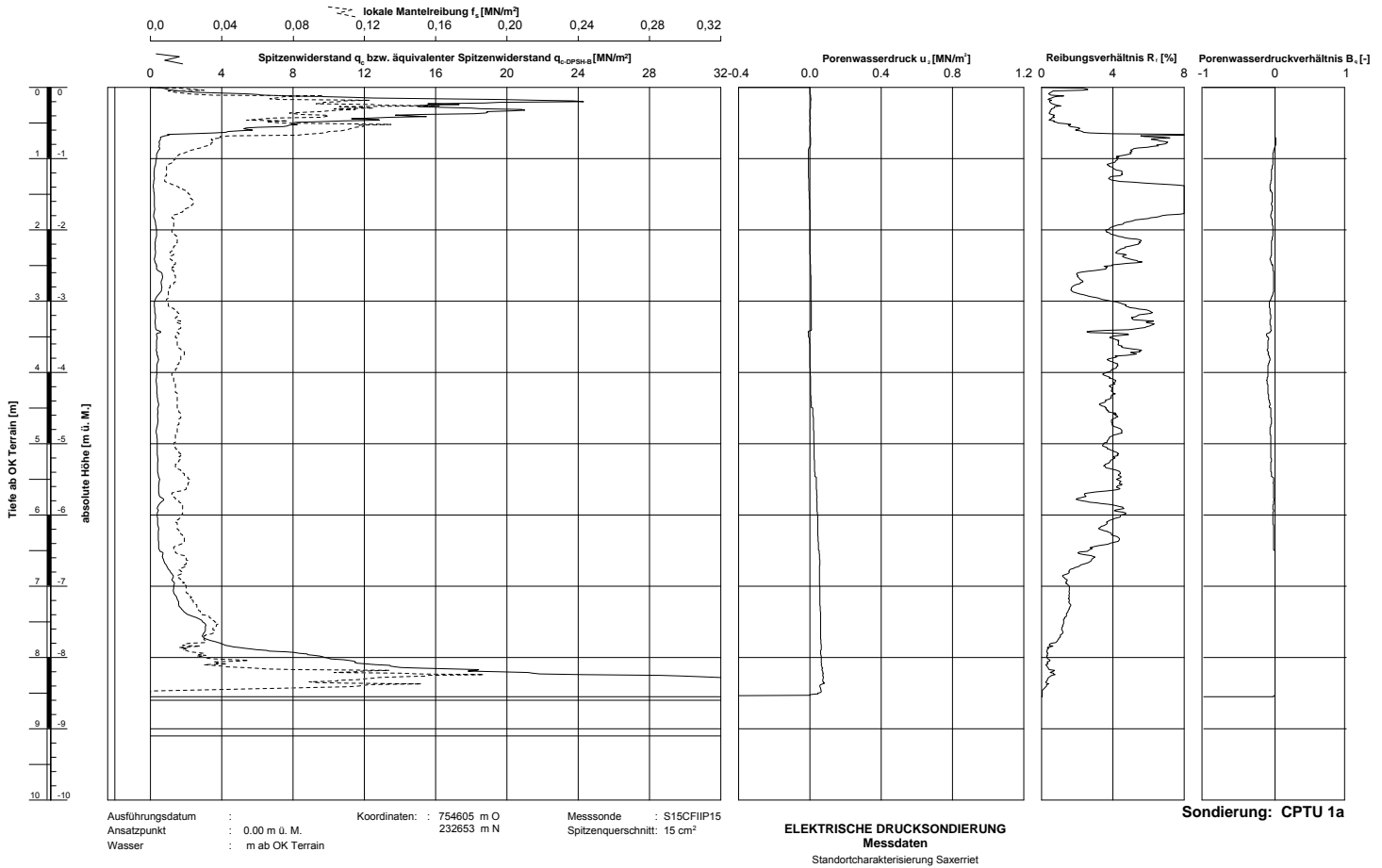
INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU 1a
Elektrische Drucksondierung CPTU 2
Elektrische Drucksondierung CPTU 2a

B1
B2
B3

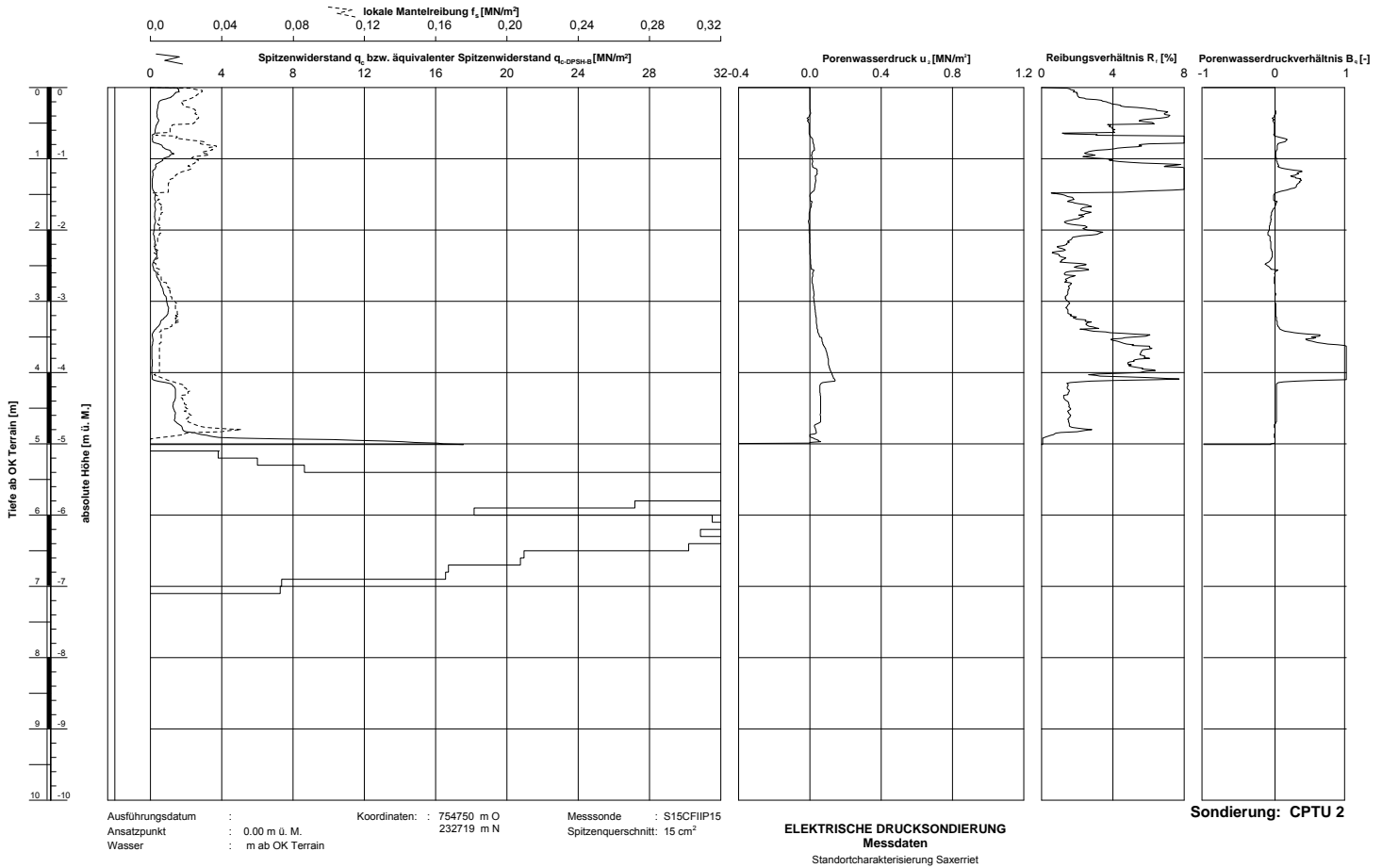
GeoData-System / CPT / DSR4AS.1_20.03.27 / 10 m (SLO) / 08.12.2018 / 13:27:27



Bericht Nr.: 60-1115

Beilage B1

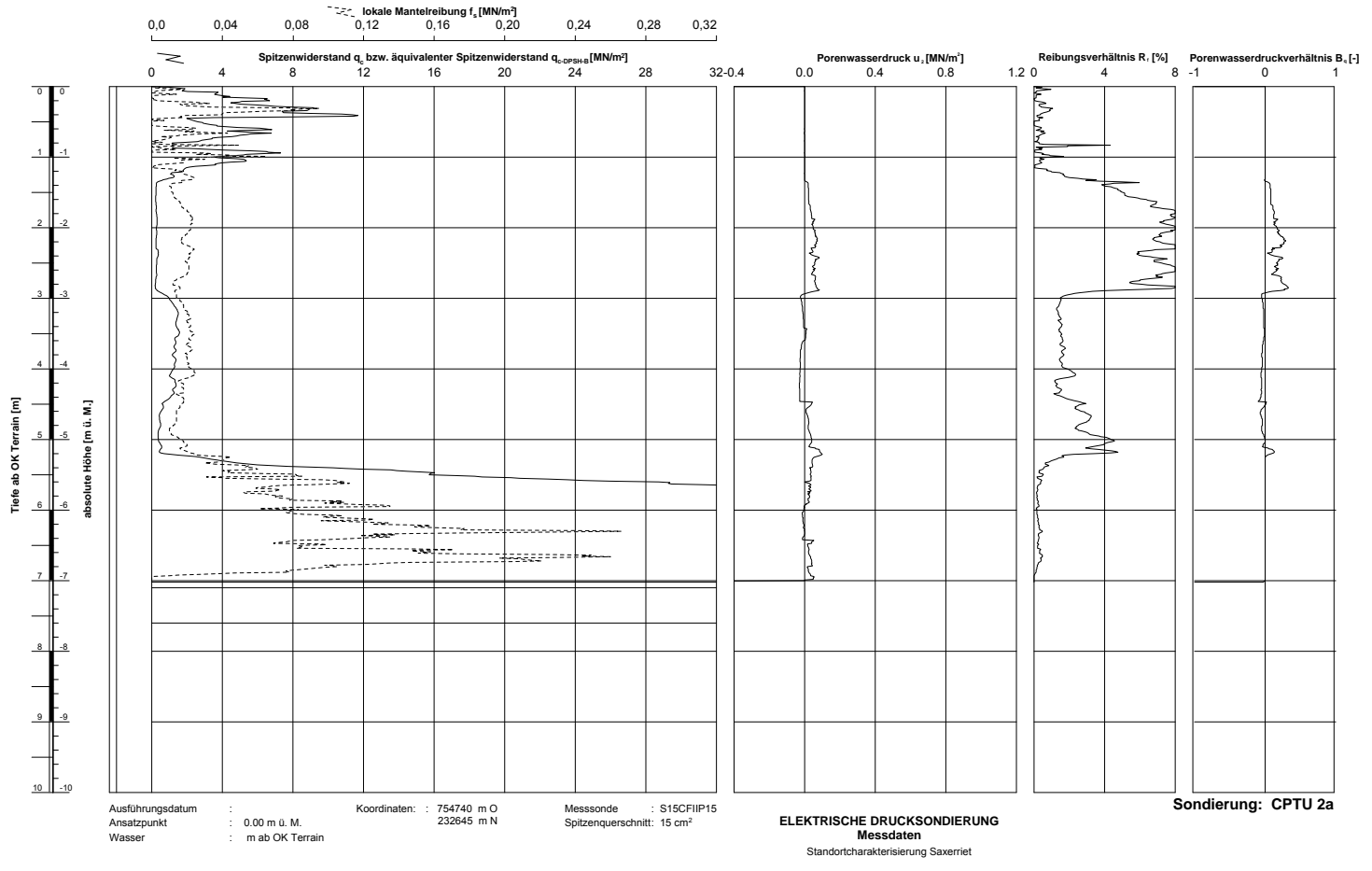
GeoData-System / CPT / DSR4AS.1_20.03.27 / 10 m (SLO) / 08.12.2018 / 13:28:41



Bericht Nr.: 60-1115

Beilage B2

GeoData-System CPT DSRH4.1_20.03.27 (10 m) (SLO 100.12.2018)13:57:49
gezeichnet: Bodo Schneider oss korrigiert



BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

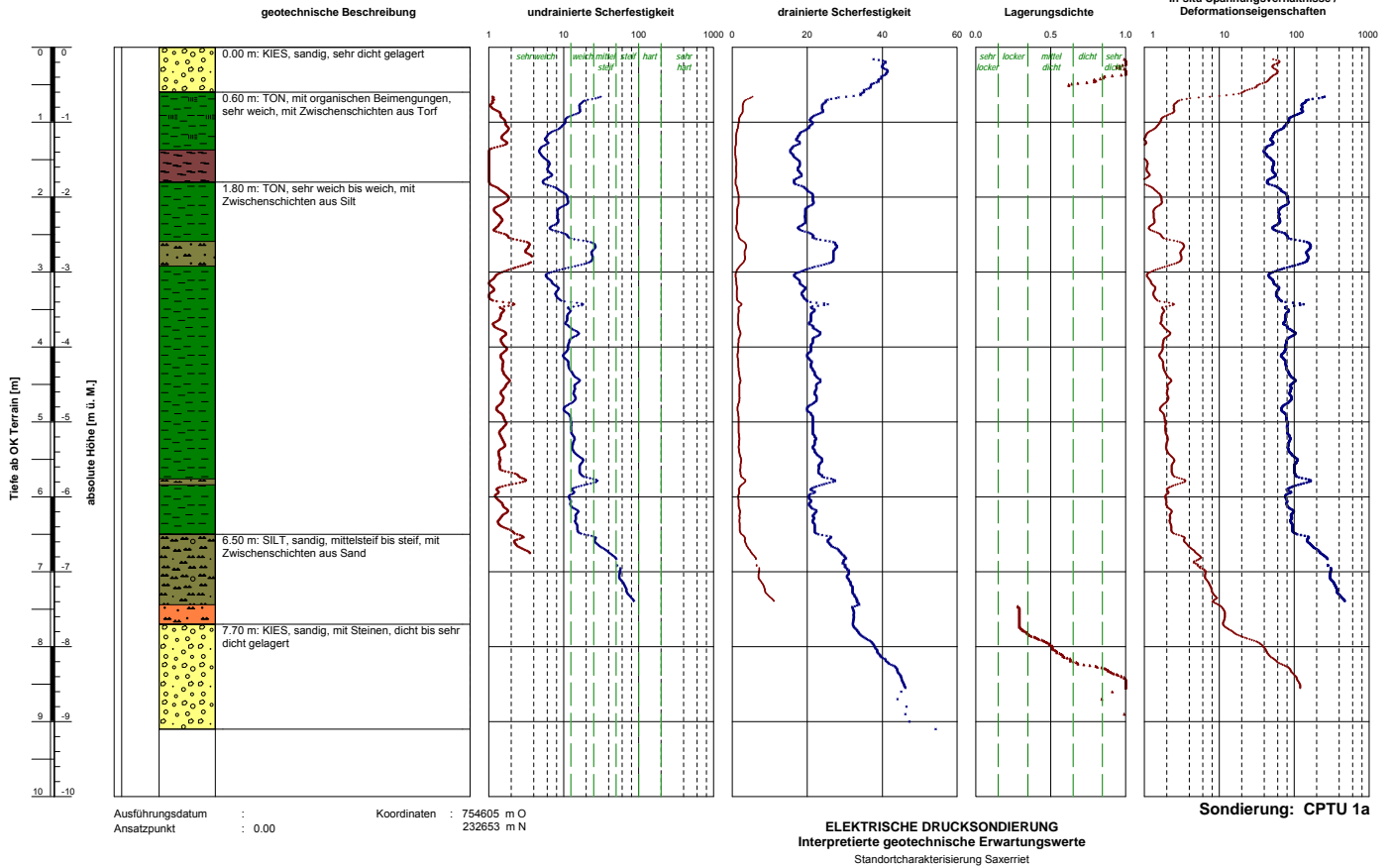
Elektrische Drucksondierung CPTU 1a
Elektrische Drucksondierung CPTU 2
Elektrische Drucksondierung CPTU 2a

C1
C2
C3

- + undrainierte Scherfestigkeit s_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]

GeoObs-System / CPT / Impedanz / CH1_S0_07 (000) / GLO / 08.12.2018 / 13:28:08

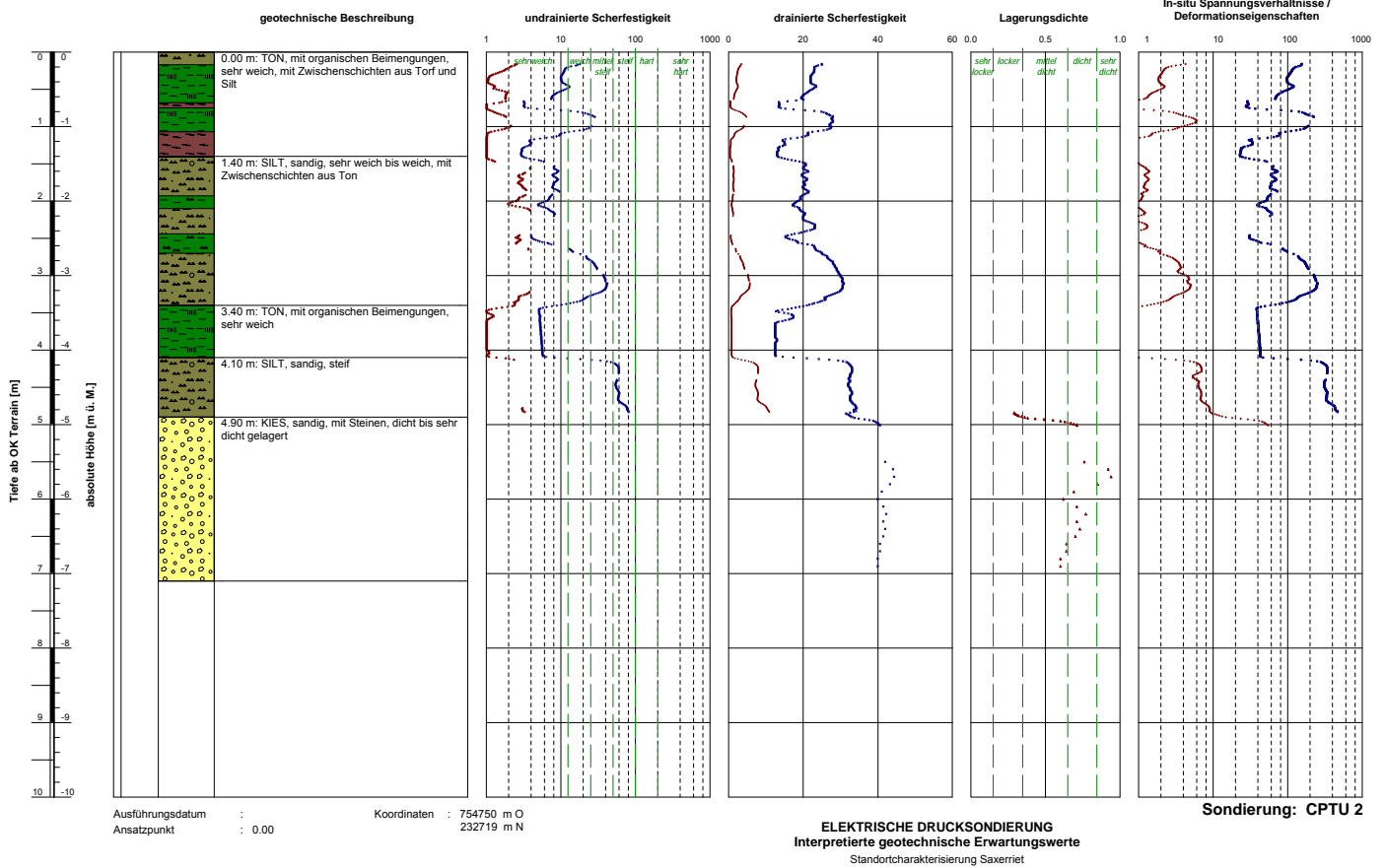
GeoObs-System / CPT / Impedanz / CH1_S0_07 (000) / GLO / 08.12.2018 / 13:28:08



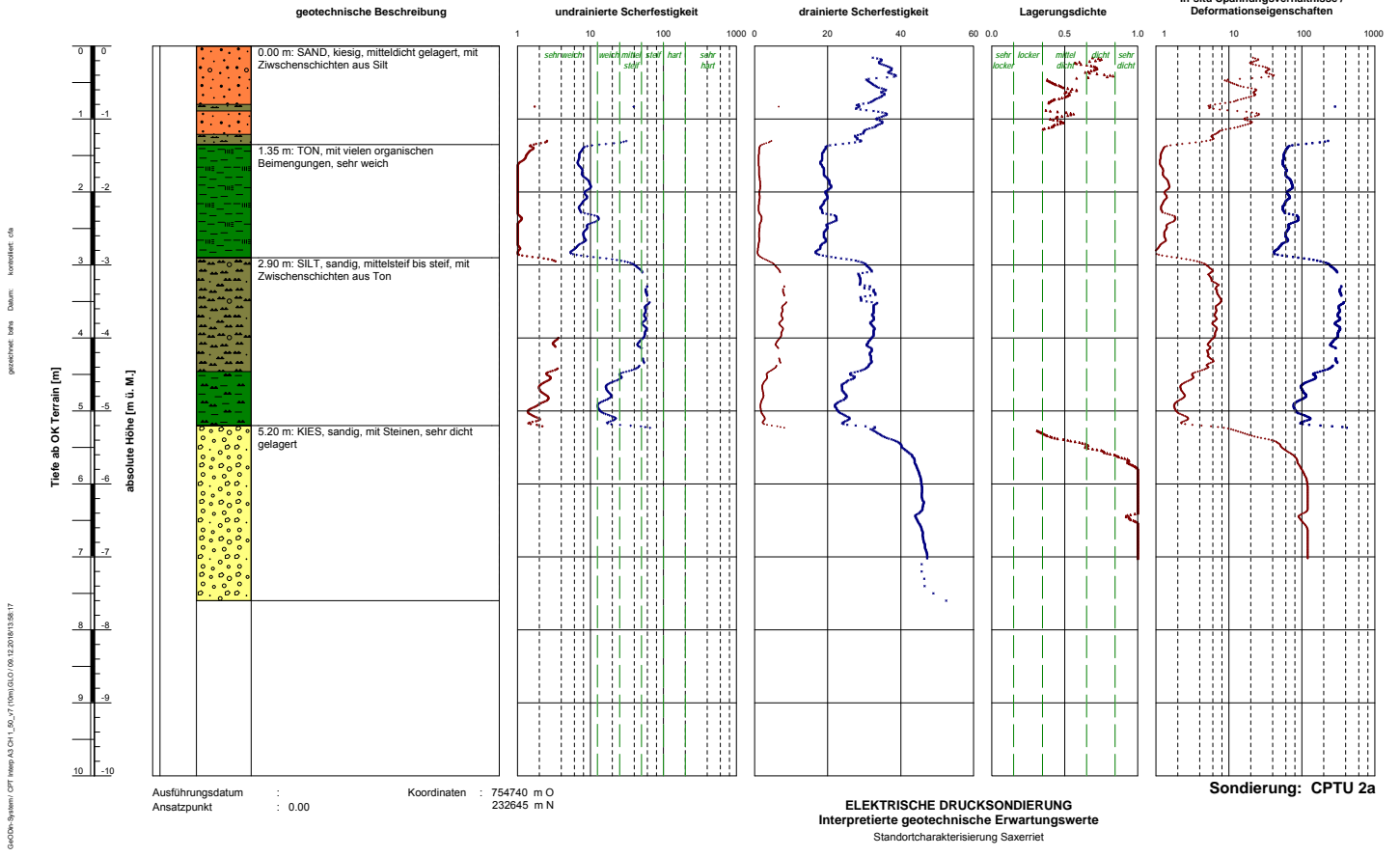
- + undrainierte Scherfestigkeit s_u [kN/m²]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- Sensitivität S_t [-]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: M_{e1} bzw.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

GeoObs-System / CPT / Impedanz / CH1_S0_07 (000) / GLO / 08.12.2018 / 13:28:20

GeoObs-System / CPT / Impedanz / CH1_S0_07 (000) / GLO / 08.12.2018 / 13:28:20



- + undrainierte Scherfestigkeit s_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_s) [MN/m²]



BEILAGE D
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

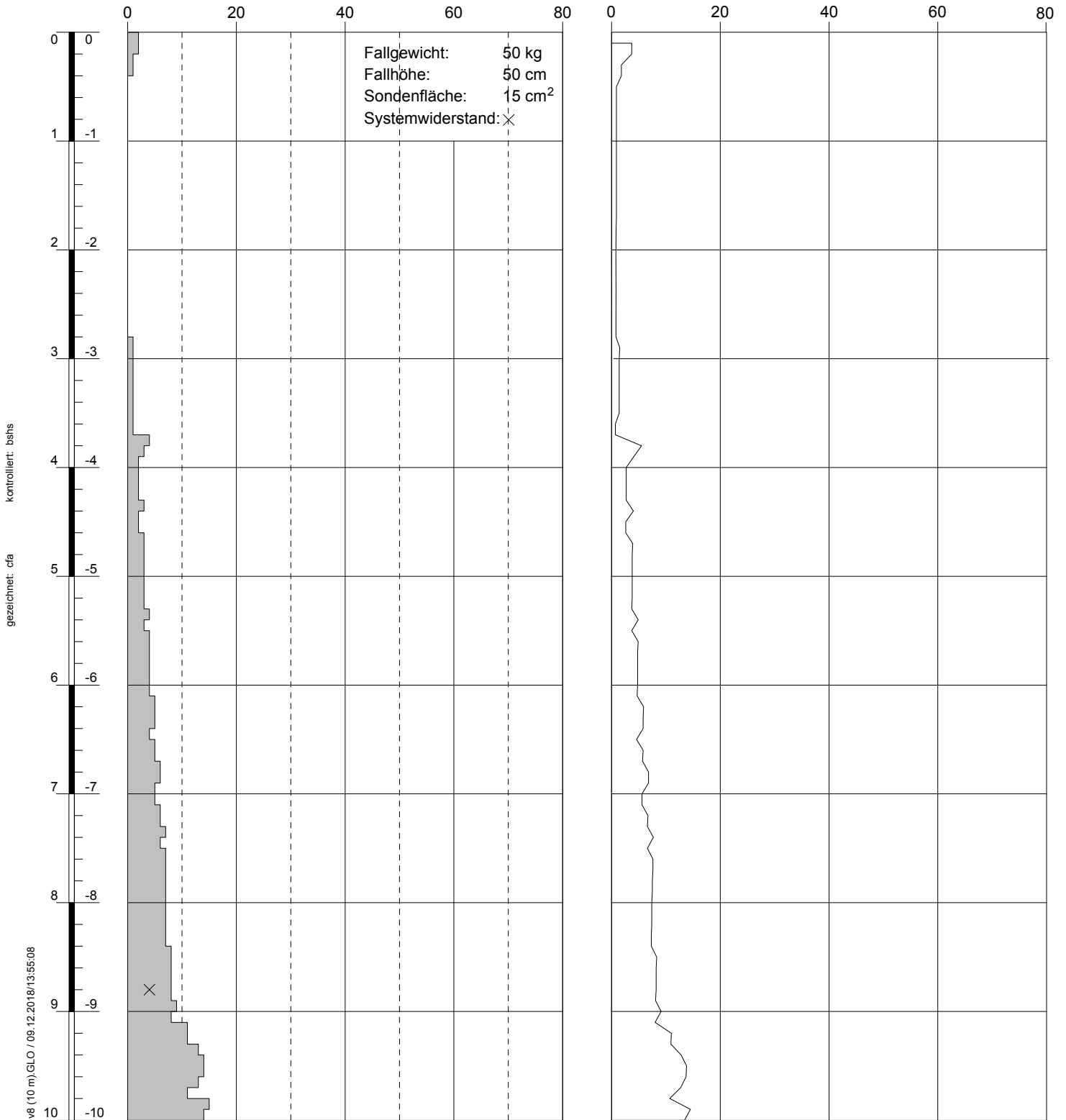
Beilage

Rammsondierung DPSH 1
Rammsondierung DPSH 1a
Rammsondierung DPSH 2
Rammsondierung DPSH 2a

D1 – D2
D3
D4
D5

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPST Messdaten v8 (10 m).GLO / 09.12.2018/13:55:08

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

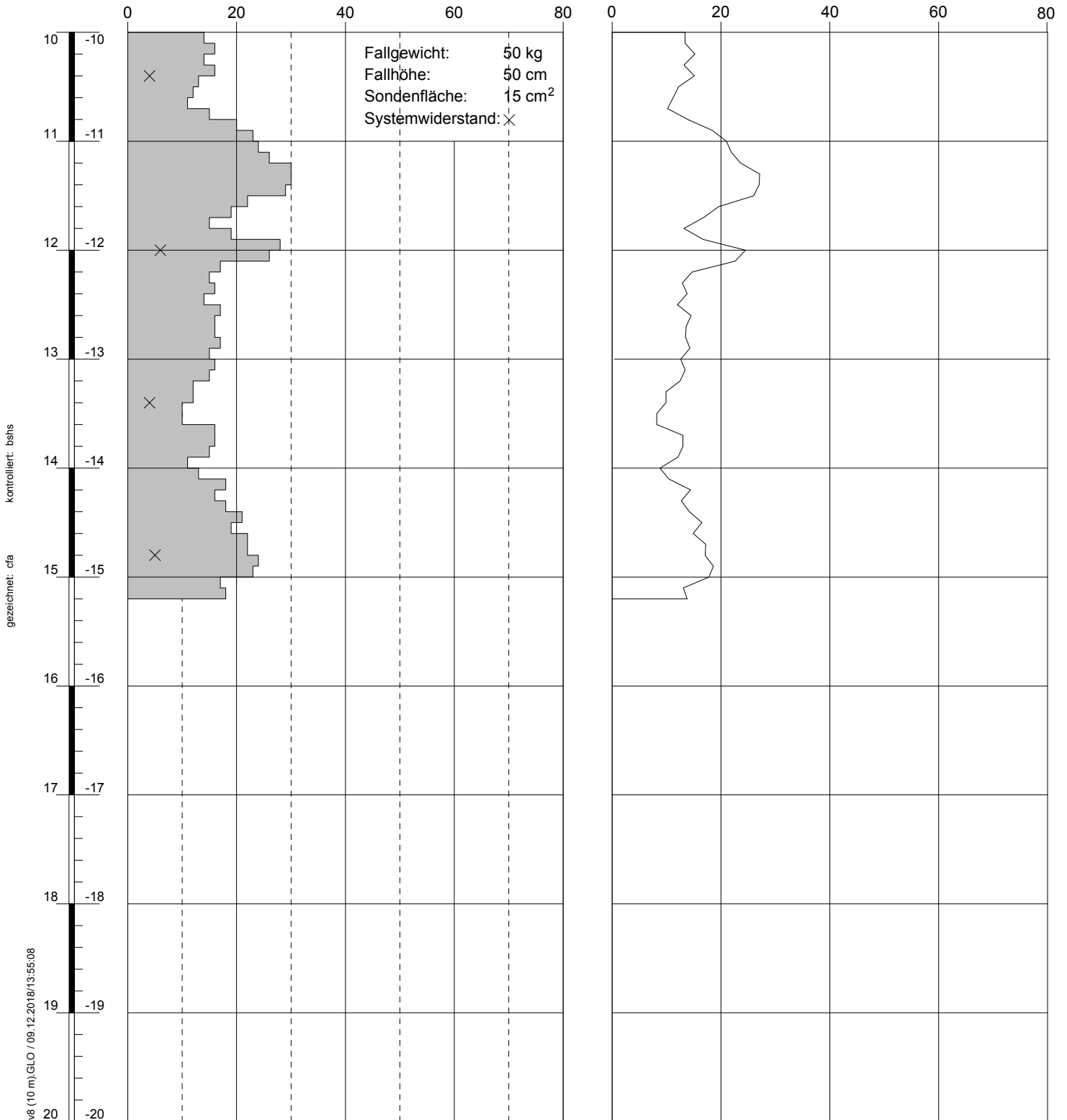
Koordinaten: 754608 m O
232769 m N

Sondierung: CPTU 1

RAMMPROTOKOLL
Schwere Rammsondierung DPH gemäss EN 22476-2:2005
Standortcharakterisierung Saxerriet

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

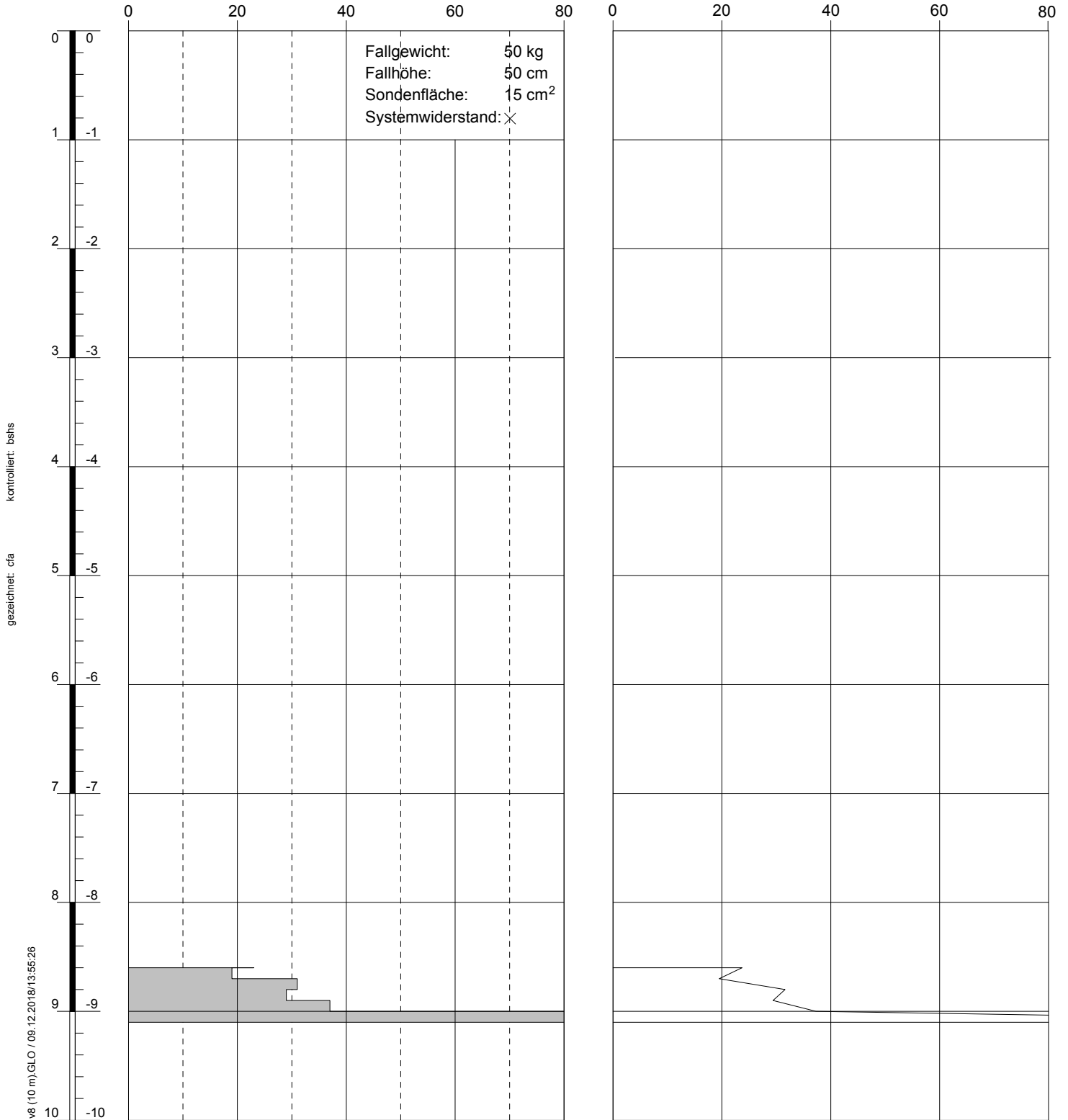
Koordinaten: 754608 m O
232769 m N

Sondierung: CPTU 1

RAMMPROTOKOLL
Schwere Rammsondierung DPH gemäss EN 22476-2:2005
 Standortcharakterisierung Saxerriet

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

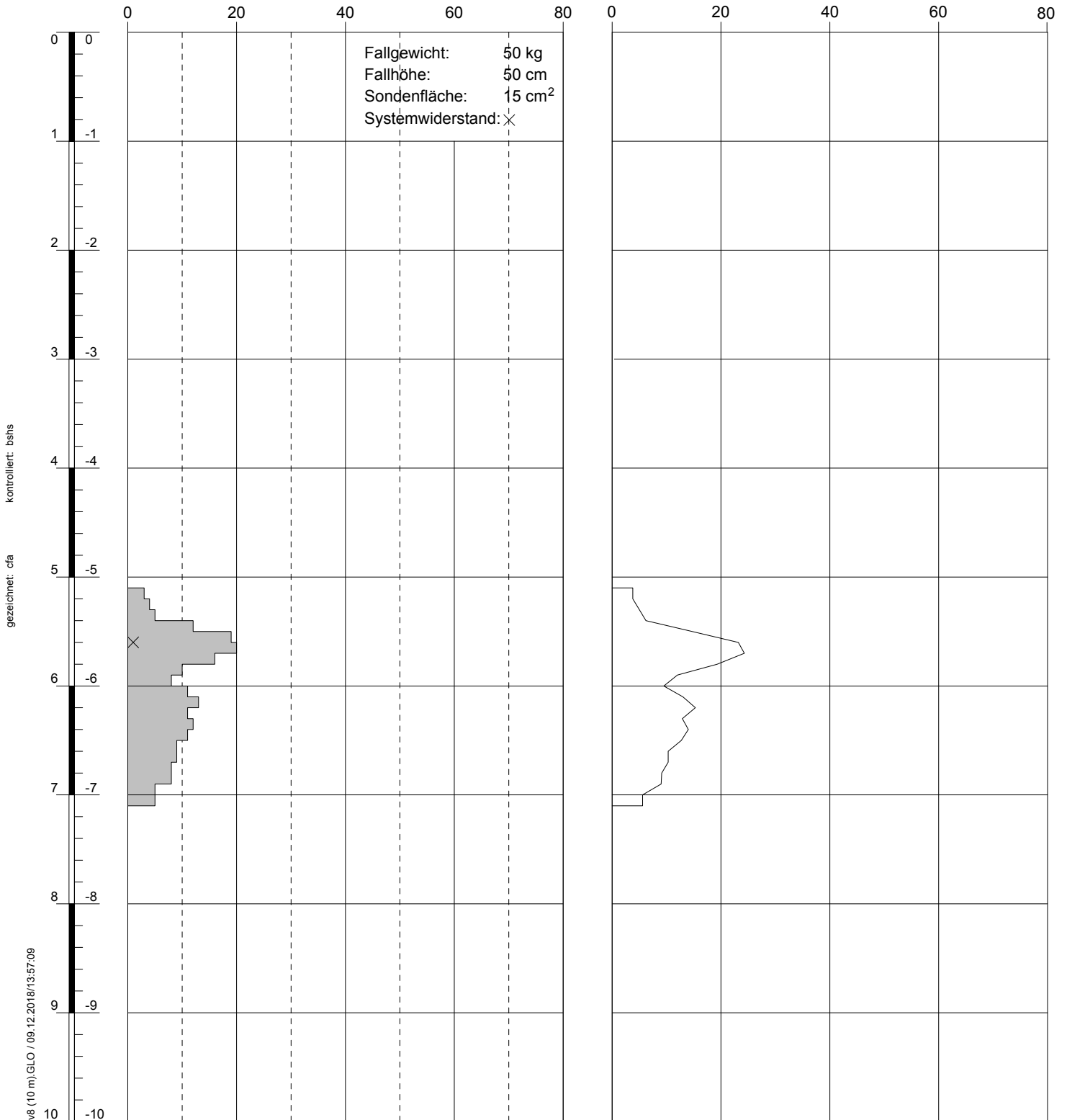
Koordinaten: 754605 m O
232653 m N

Sondierung: CPTU 1a

RAMMPROTOKOLL
Schwere Rammsondierung DPH gemäss EN 22476-2:2005
 Standortcharakterisierung Saxerriet

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



kontrolliert: bshs

gezeichnet: cfa

GeODin-System / DPST Messdaten v8 (10 m).GLO / 09.12.2018/13:57:09

Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

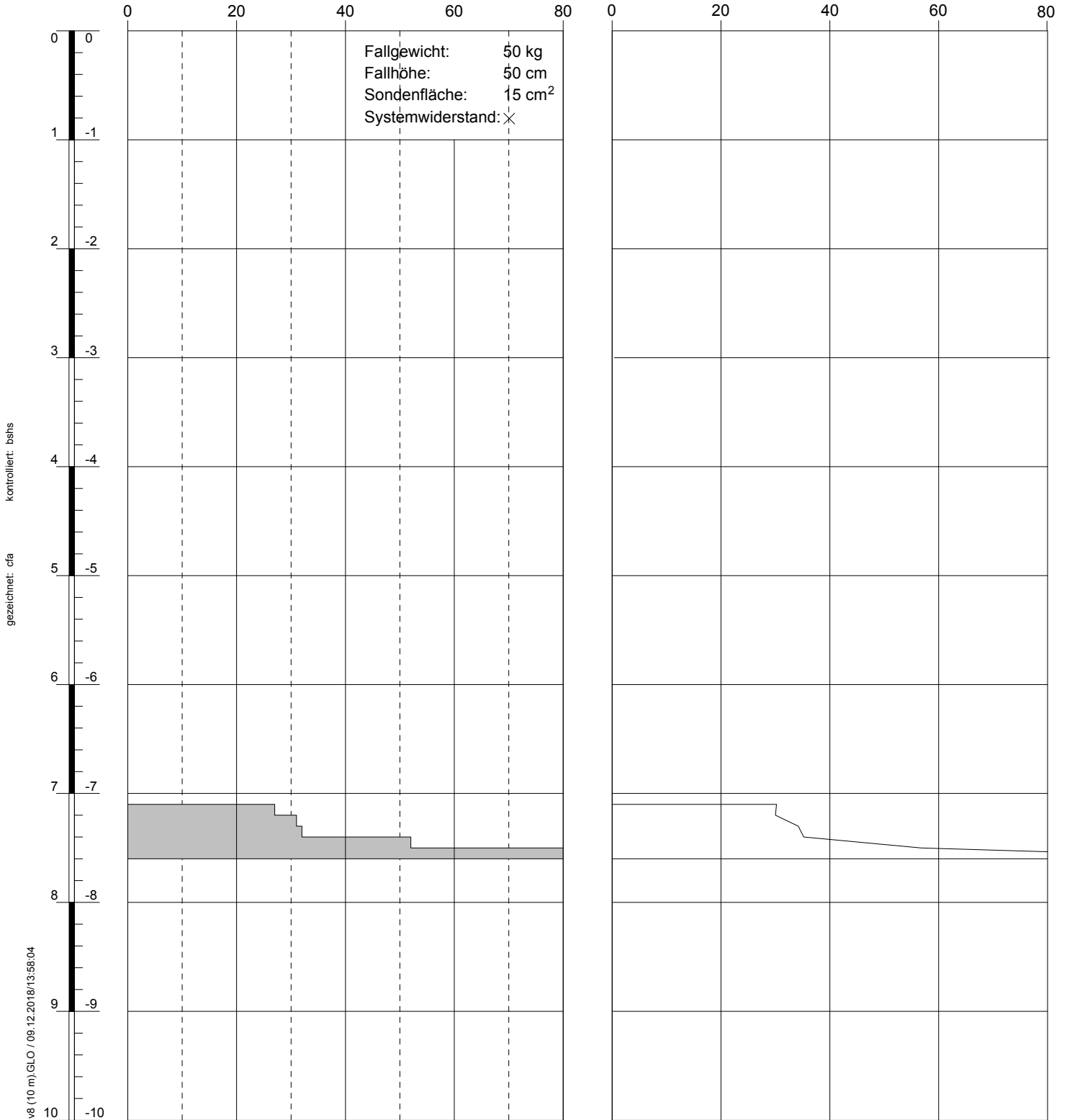
Koordinaten: 754750 m O
232719 m N

Sondierung: CPTU 2

RAMMPROTOKOLL
Schwere Rammsondierung DPH gemäss EN 22476-2:2005
Standortcharakterisierung Saxerriet

Schlagzahl pro 10 cm Eindringung [-]

dynamischer Spitzenwiderstand q_d [MN/m²]



Ausführungsdatum:
Ansatzpunkt: 0.00 m ü.M.

Koordinaten: 754740 m O
232645 m N

Sondierung: CPTU 2a

RAMMPROTOKOLL
Schwere Rammsondierung DPH gemäss EN 22476-2:2005
 Standortcharakterisierung Saxerriet

ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3: Rammsondierung

ALLGEMEINES

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

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

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

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

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

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

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

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

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

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

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

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

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

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

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

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

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

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

Dabei gilt:

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

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

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

B_q = Porendruckverhältnis:

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

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

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

EINLEITUNG

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

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

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

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

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

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

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

EINDRINGVERHALTEN

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

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

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

KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in 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_0 Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

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

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

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

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

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

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_0 - OCR Relationships in Soil", *ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

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

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

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

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

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

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

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

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

ALLGEMEINES

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







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

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

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

AUSFÜHRUNGSVARIANTEN

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

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

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

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Rammsondierung umfasst:

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

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

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

Dabei gilt

- m = Masse des Fallgewichts [kg]
- g = Erdbeschleunigung [9.8 m/s²]
- h = Fallhöhe [m]
- E_r = Energieverhältnis bzw. Schlageffizienz (geräteabhängig) [-]
= E_{meas} / E_{theor} , mit E_{meas} = gemessene Rammenergie und E_{theor} = theoretische Rammenergie
- A_c = Spitzenfläche [m²]
- e = mittlere Eindringung pro Schlag [m]
= Messintervall / N
- m_H = Masse des Fallgewichts
- m_G = die Gesamtmasse der Verlängerungsstangen, des Ambosses und der Führungsstangen

INTERPRETATION UND ANWENDUNGSGRENZEN

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

Systemwiderstand

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

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

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

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

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

Gerätetechnische Einflüsse

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

Geotechnische Einflüsse

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

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

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