



Schweizerischer Erdbebendienst
Service Sismologique Suisse
Servizio Sismico Svizzero
Swiss Seismological Service

ETH zürich

SITE CHARACTERIZATION REPORT

Site Rennaz (VD) - Hôpital Riviera Chablais

Clotaire Michel, Paolo Bergamo, Walter Imperatori, Manuel Hobiger, Donat Fäh



Last Modification: 8th December, 2016

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

ETH Zurich
Sonneggstrasse 5
8092 Zurich
Schweiz
clotaire@sed.ethz.ch

Contents

Contents	3
1 Introduction	5
2 Geological setting	6
3 Site characterization using passive measurements	7
3.1 Measurements and data set	7
3.2 Measurement results	10
3.2.1 H/V curves	10
3.2.2 Polarization analysis	13
3.3 3-component high-resolution FK	14
3.4 WaveDec	15
3.5 Interpretation	18
3.6 Data inversion	20
3.6.1 Misfit function	20
3.6.2 Parametrization of the model space	20
3.6.3 Results	20
4 CPTu and SCPT measurements	25
4.1 Measurement setup	25
4.2 CPTu results	25
4.3 SCPT processing and results	29
5 Interpretation of the velocity profiles	33
5.1 Velocity profiles	33
5.2 Quarter-wavelength representation	34
5.3 SH transfer function	34
6 Conclusions	37
References	37
Appendix: CPTu report from Geoprofile GmbH	40

Summary

The installation of a new strong-motion station is planned at the site of the hospital Riviera-Chablais (Rennaz VD) currently under construction. It is located in the Rhone valley where about 600 m deep Quaternary deposits are present. Passive array measurements, CPTu and SCPT measurements have been performed to investigate the properties of the underground, especially in terms of shear-wave velocity, and the liquefaction potential of the site. The goal of these measurements is to provide information on the relevance of a possible borehole installation, which would monitor ground motion not only at the surface but also at depth and record possible non-linear phenomena. Three potential locations were investigated that showed a limited variability. The first five to six meters of clays and silts of the profile have a velocity of about 150 m/s. Below, a layer of sand with few gravels shows a velocity of about 300 m/s. Below 65 m, the velocity increases and reaches 450 m/s at about 160 m depth, where the velocity increases rapidly to 700 m/s. This velocity is relatively constant down to the bedrock found at about 600 m depth. $V_{s,30}$ is 245 m/s and the site corresponds to ground type C in the Eurocode 8 (CEN, 2004) and D in the SIA261 (SIA, 2014). The theoretical 1D SH transfer function computed from the inverted profiles shows large amplifications of about a factor 5 in a broad frequency range.

The liquefaction analysis shows a relatively low probability of liquefaction for the ground motion from the design code ($PGA = 0.22 g$, ground type D). Moreover, the potentially liquefiable layers are thin (less than 1 m).

1 Introduction

In the framework of the second phase of the Swiss Strong Motion Network (SSMNet) renewal project, a new installation at the site of the new hospital Riviera-Chablais (Rennaz VD) was decided (Fig. 1). It is located in the Rhone valley where very deep Quaternary deposits are present (see Fig. 2). The upper layers have been recognized by experts for the construction site as susceptible of liquefaction. Therefore, the site was proposed for a possible borehole installation to study this phenomenon. This report investigates the site conditions and brings information to decide if a borehole installation is relevant or not.



Figure 1: Hospital project superimposed on the aerial view of the area. Red zones correspond to pre-selected zones for a possible installation of the seismic station (orthophoto: © 2016 swisstopo JD100042).

2 Geological setting

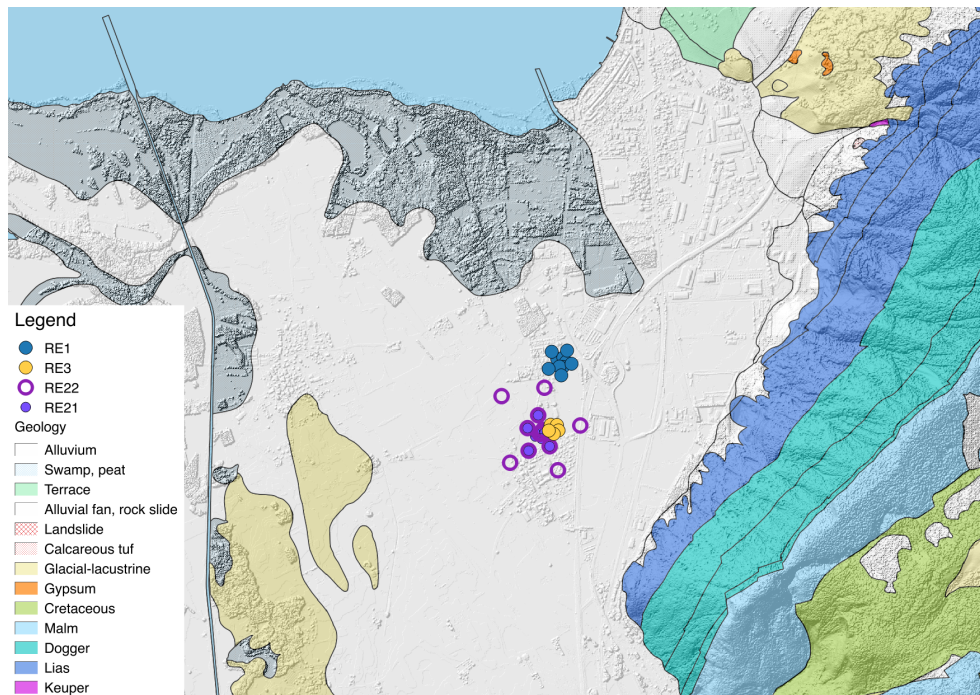


Figure 2: Geological map of the Rhone valley in the area of Rennaz including the performed passive measurement (data: © 2016 swisstopo JD100042).

The site is located in the alluvial plain of the Rhone. According to the sediment thickness map available on map.geo.admin.ch, the site is located at the edge of the basin with approximately 450 m of sediments, while the centre of the valley is about 800 m deep. According to the results of Rosselli (2001) using gravimetry data, the bedrock is however at about 700 m depth at this location. Finally, assuming that the slope of the bedrock is the same at depth as for the flanks of the valley, one finds a bedrock depth of 700 m at the Rennaz site. From these results, it is clear that the geometry of the valley edge is poorly known and these values should be taken with care.

The ground below the future buildings has been compacted to improve its geotechnical performance, hence no measurement was performed in this area.

Geotechnical investigations have been performed for the construction site including CPT measurements.

This site is included in the microzonation of the Chablais region in zone S5 that shows spectra with a lower amplitude compared to the rest of the valley.

3 Site characterization using passive measurements

3.1 Measurements and data set

We investigated the local underground structure below the construction site by passive seismic array measurements that took place on May 10 and 11, 2016. The layout of the seismic arrays is shown in Figs. 3 and 4. The goal was to sample the 3 sites pre-selected for the station installation (Fig. 1). The array REN1, performed on the 11th, samples site 1 in the North; array REN2, with 2 configurations and the largest aperture, samples site 2; array REN3, with a small aperture, samples site 3, close to site 2. Due to the storage of a crane, this array was shifted from the the centre of site 3 in the direction of array 2.

The parameters of all arrays are given in Table 1. For these measurements, 12 Nanometrics Centaur dataloggers named NR42 to NR49 and NR52 to NR55 and 14 Lennartz 3C 5 s seismometers were available. Each datalogger can record on 2 ports: A (channels EH1, EH2, EH3 for Z, N, E directions) and B (channels EH4, EH5, EH6 for Z, N, E directions). Time synchronization is ensured by GPS. The sensors were placed on metal tripods, in a 20 cm deep hole, when possible, for better coupling with the ground.

The sensor coordinates were measured using a differential GPS device (Leica Viva GS10), including only a rover station and using the Real Time Kinematic technique provided by Swisstopo. It allows an absolute positioning with an accuracy better than 4 cm on the Swissgrid.

Table 1: List of the seismic array measurements in Rennaz.

Array name	Number of sensors	Minimum interstation distance [m]	Aperture [m]	Recording time [min]
REN1	14	10	160	123
REN21	14	12	200	120
REN22	13	13	490	123
REN3	14	5	60	125

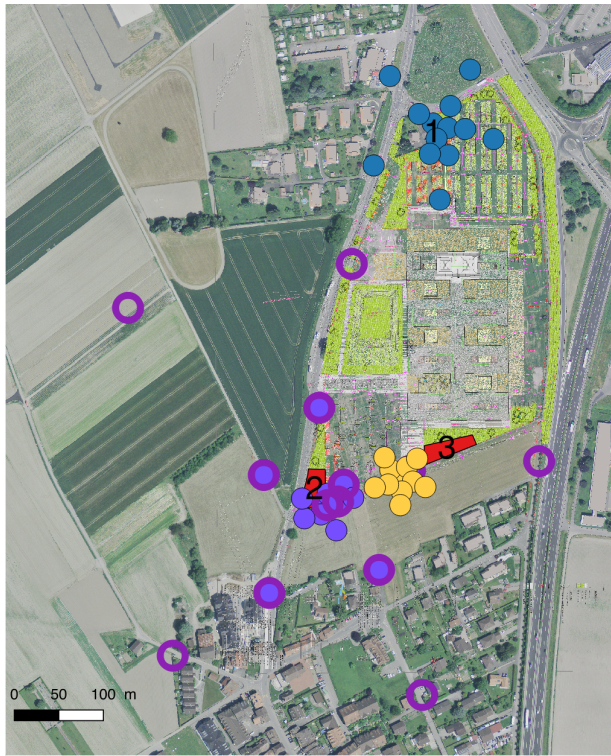


Figure 3: Layout of the array measurements around the site of the hospital Riviera Chablais - Overview. The red zones named 1 to 3 correspond to the 3 pre-selected sites for a possible station installation.

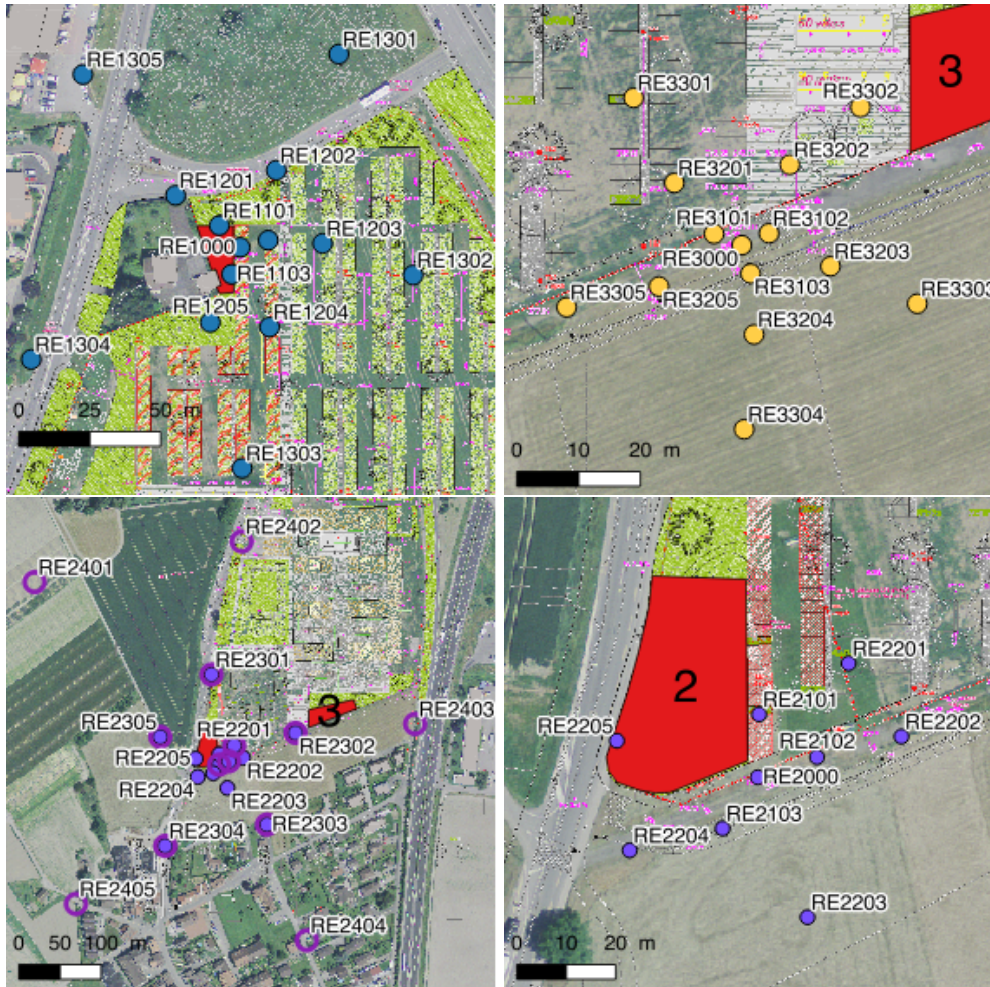


Figure 4: Layout of the array measurements around the site of the hospital - Individual arrays. From left to right and top to bottom: arrays REN1, REN3, REN2 overview and REN2 zoom.

The largest time windows were extracted, for which all the sensors of the array were correctly placed and the GPS synchronization was ensured. Recording amplitudes are variable for arrays 1 and 2 performed during daytime when the construction site was active and very consistent for array 3 that was performed in the evening. The activity in the construction site was however limited and the strongest disturbances are related to the road: sensors close to the road suffered from tilts due to the airflow of the cars passing at a high speed (low frequency disturbance). Harmonic disturbances were found at 3.22, 4.64, 5.78 and 5.88 Hz. During array REN3, one sees on the horizontal components two damped peaks at 1 and 1.17 Hz. Looking at their amplitude, across the array, they seem to find their source in the construction site and may come from the pole where the CCTV camera is installed (<http://www.avisec.ch/webcams/hospital-riviera-chablais/#>). One can notice in the spectra the strong domination of the basin fundamental resonance around 0.3 Hz.

Orientations of the sensors were checked by maximizing the correlation with the central station at low frequencies (Poggi et al., 2012b). Deviations lower than 4° were found for all points in REN3 and less than 10° in REN1 and REN2. Original and rotated datasets are available for the 3C array analysis.

3.2 Measurement results

3.2.1 H/V curves

The H/V curves show an identical shape below 0.6 Hz with a fundamental peak at 0.3 Hz (Fig. 5). A second peak can be observed around 0.85 Hz with some differences in the shape across the arrays. Finally, at array REN1, a third peak can be seen with a higher variability around a frequency of about 5 Hz. The mapping of these three peaks is presented in Fig. 6. The fundamental frequency shows slight variations that can be explained by the dipping of the bedrock to the NW. The third frequency is probably related to a shallow interface that is present only in the north of the study area.

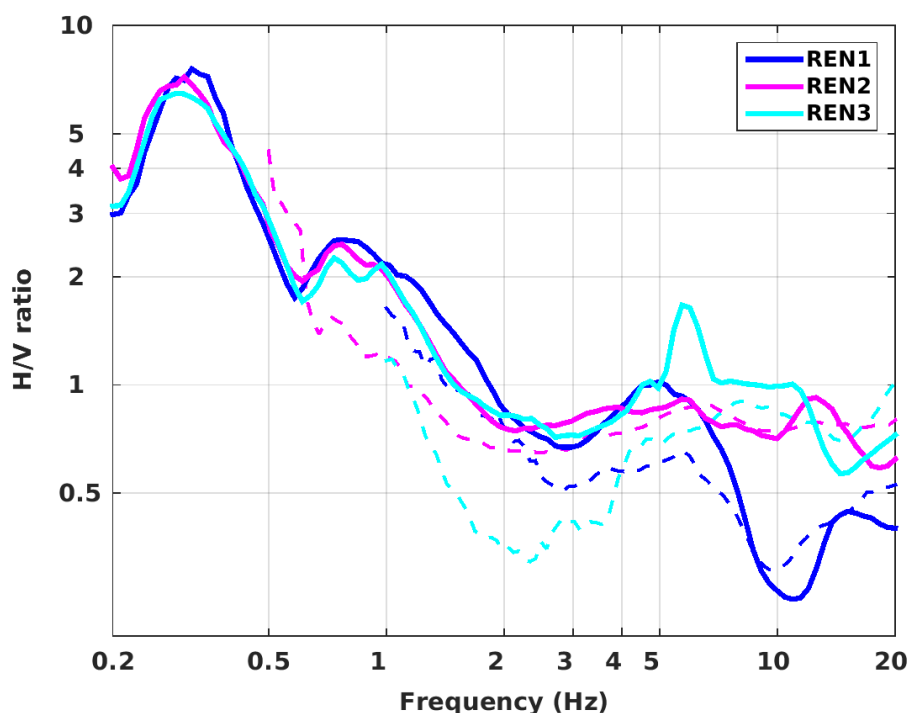


Figure 5: Comparison of H/V spectral ratios (solid lines: time-frequency analysis code (Poggi et al., 2012b); dashed lines: FK analysis) between the different arrays.

Moreover, all the methods to compute H/V ratios are compared at the three array centres in Fig. 7, in which the classical methods were divided by $\sqrt{2}$ to correct for the Love wave contribution (Fäh et al., 2001). The classical and TFA methods match well except that the division by $\sqrt{2}$ is not justified below 5 Hz. The 3C FK analysis (Capon method Poggi and Fäh, 2010) and the WaveDec method (Maranò et al., 2012) do not have resolution down to the peak but match well with the H/V analysis at high frequency. The sign of the ellipticity shows that the polarization of Rayleigh waves is retrograde from 1.6 to 5 Hz, no singularity is found in this frequency band.

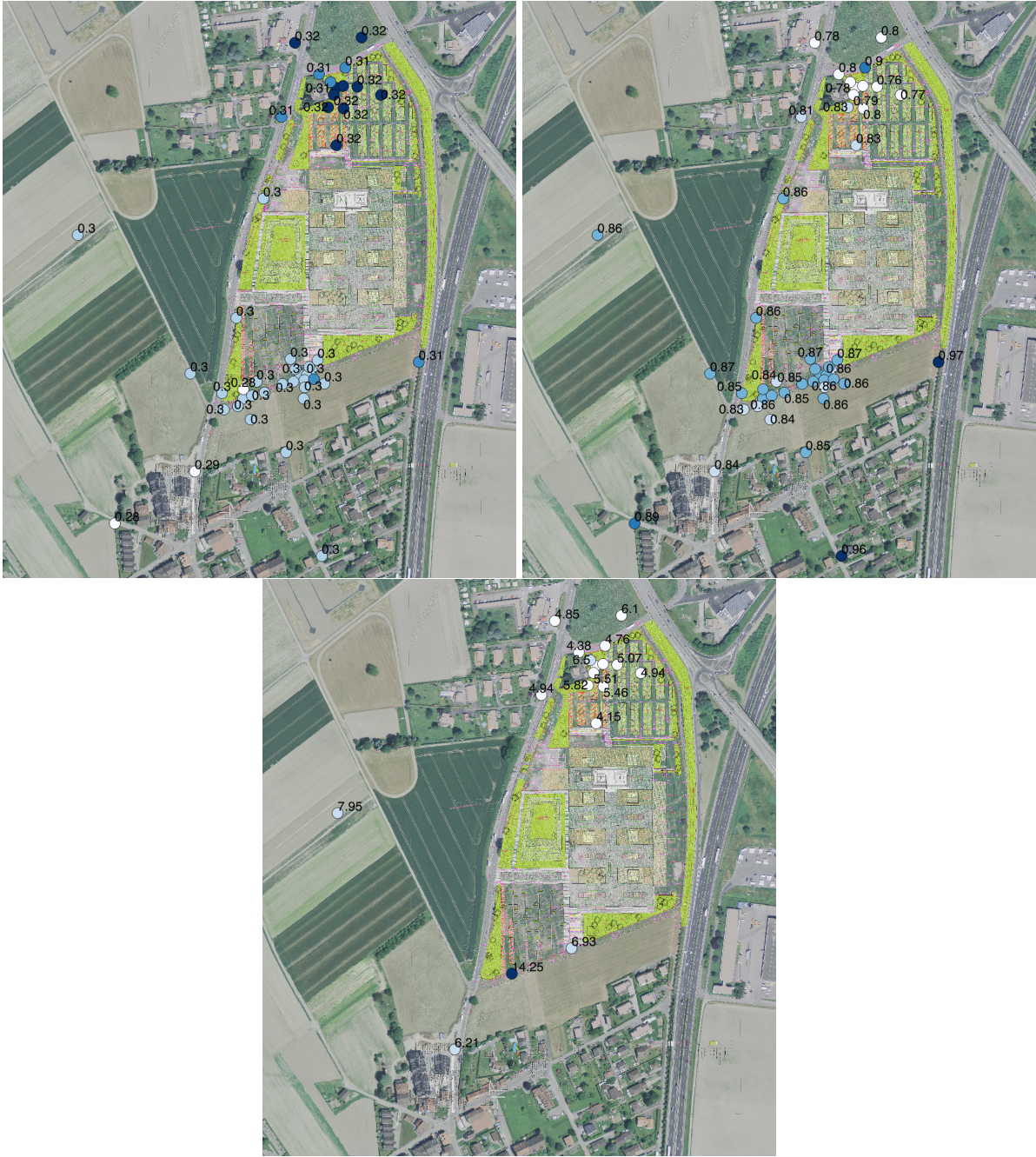


Figure 6: Maps of the three identified peaks in the H/V ratios (top left: fundamental peak; top right: second peak; bottom: third peak).

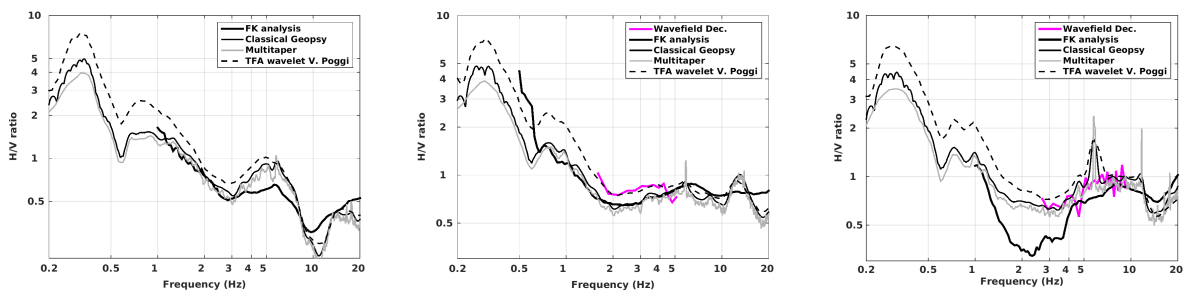


Figure 7: H/V spectral ratios at the array centres (points RE1000 (left), RE2000 (centre) and RE3000 (right)) using the different codes. Classical methods were divided by $\sqrt{2}$.

3.2.2 Polarization analysis

Considering the shape of the Rhone basin, a 2D resonance could occur. Therefore, polarization analysis on the array data was performed using the method of Burjánek et al. (2010). All points (Fig. 8) show a flat motion at the fundamental frequency (0.3 Hz) with a relatively clear polarization towards NE. The angle of the polarized motion is slightly different for array 1 and arrays 2/3. It seems to be perpendicular to the local bedrock slope but it is different from the main valley axis (Fig. 9). Moreover, in Fig. 9, one can see that the direction of the polarization may correspond to that of the highway that probably produces a large part of the ambient vibrations. We assume therefore that there is no 2D behaviour of the valley at this site.

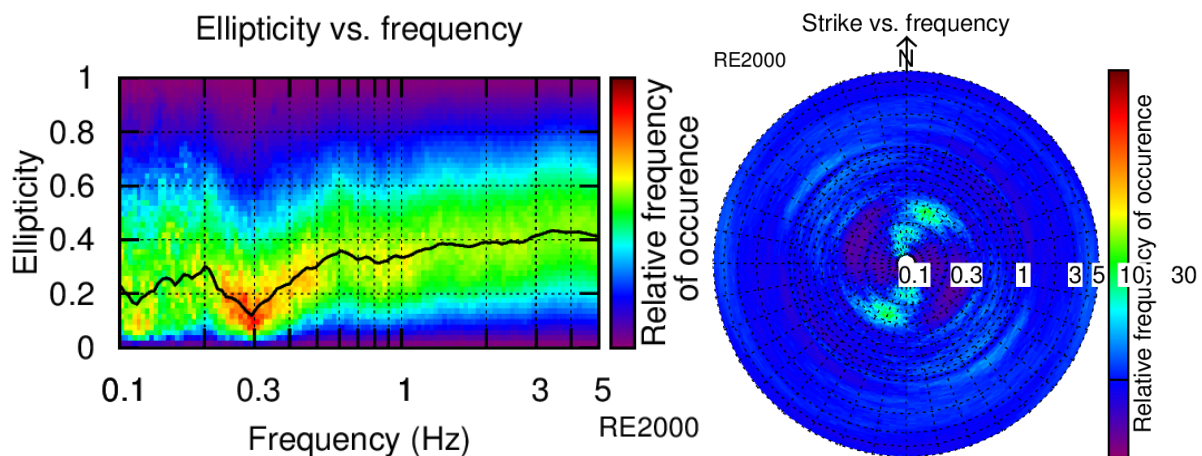


Figure 8: Polarization analysis at the centre of array REN2 (point RE2000). Left: Ellipticity (A trough in the ellipticity corresponds to polarized motion). Right: Strike of the polarization.

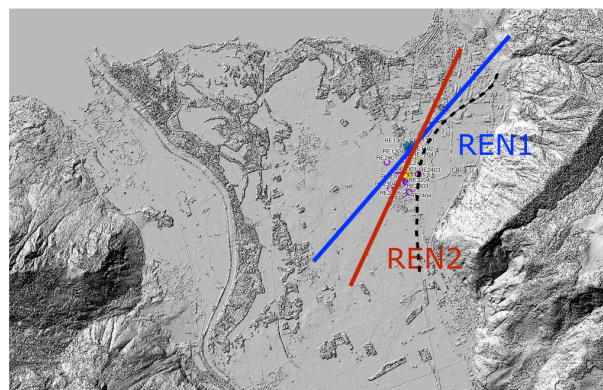


Figure 9: Direction of polarized motion at arrays REN1 and REN2 compared to the relief and the highway (dashed line).

3.3 3-component high-resolution FK

The results of the 3-component high-resolution FK analysis (Poggi and Fäh, 2010) of the three arrays are shown in Fig. 10. The fundamental modes of Rayleigh and Love waves are clearly determined from this analysis in a frequency band depending largely on the array geometry. The first higher mode can be seen, in general, on the vertical component, less clearly on the radial and transverse components.

The ellipticity curves determined with the 3-component HRFK analysis are shown in the interpretation section.

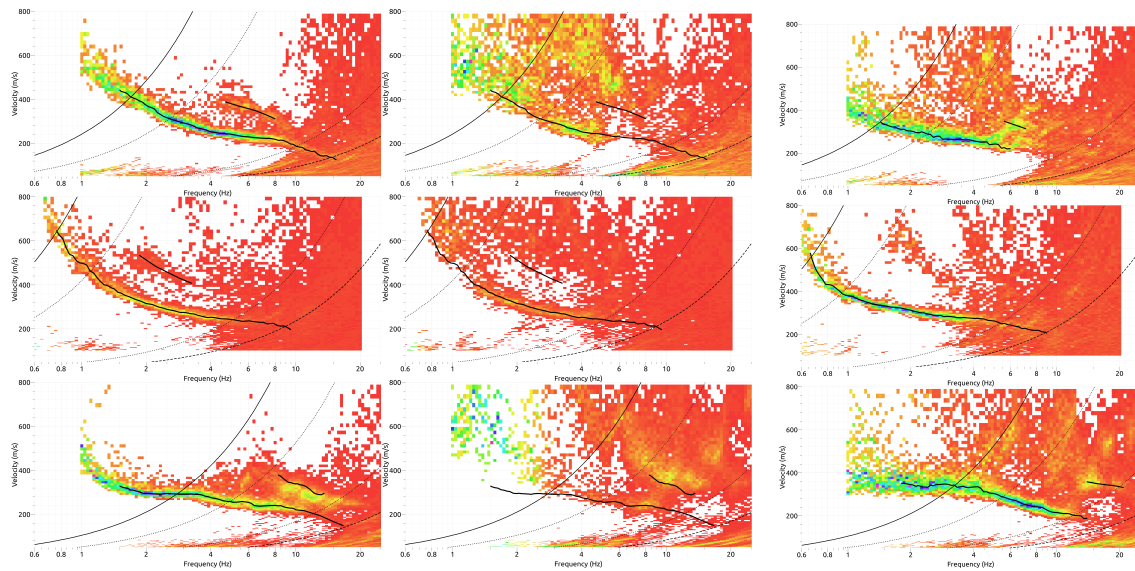


Figure 10: Dispersion curves obtained from the 3C HRFK analyses (from left to right: vertical, radial, transverse components; from top to bottom: REN1, REN2 and REN3). The picked curves correspond to the final interpretation (see following sections).

3.4 WaveDec

WaveDec (Maranò et al., 2012) has also been used for the REN22 (large array at site REN2, see Tab. 1) and REN3 arrays. This technique estimates the properties of single or multiple waves simultaneously with a maximum likelihood approach. It was applied assuming the presence of 3 waves.

In both cases, the fundamental Love and Rayleigh waves dispersion curves could be picked (Fig. 11 and Fig. 12) and are compared to the other analyses in section 3.5. The ellipticity of the fundamental mode of Rayleigh waves (Fig. 13) shows a retrograde sense of rotation between 1.6 and 5 Hz. However, the sense of rotation seems to change very quickly between 1.3 and 1.6 Hz (ellipticity trough) in the REN22 array. It does not fit with the other observations but the hypothesis of a trough around 1.5 Hz should be considered. The comparison with other proxys for the ellipticity curve is available in Fig. 7.

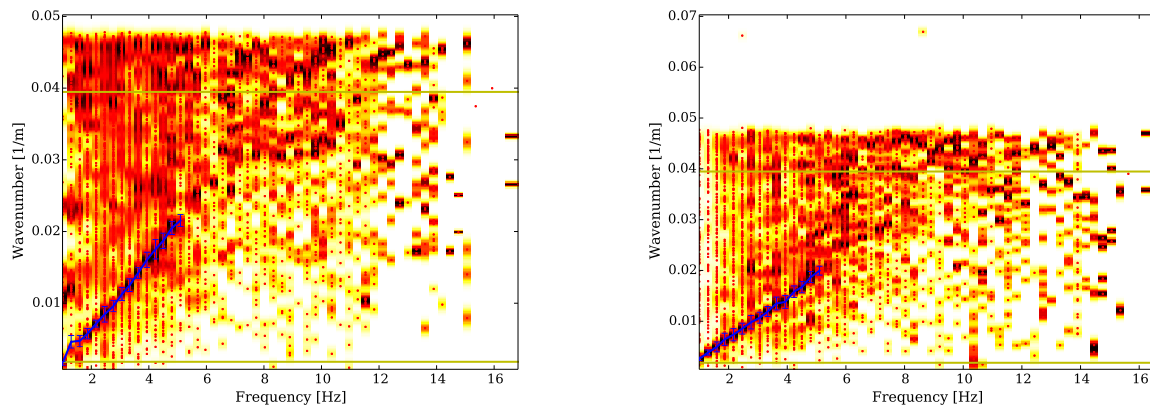


Figure 11: Rayleigh and Love wave dispersion curves obtained with the WaveDec technique for array REN22 (Maranò et al., 2012). The yellow lines indicate the theoretical array resolution limits.

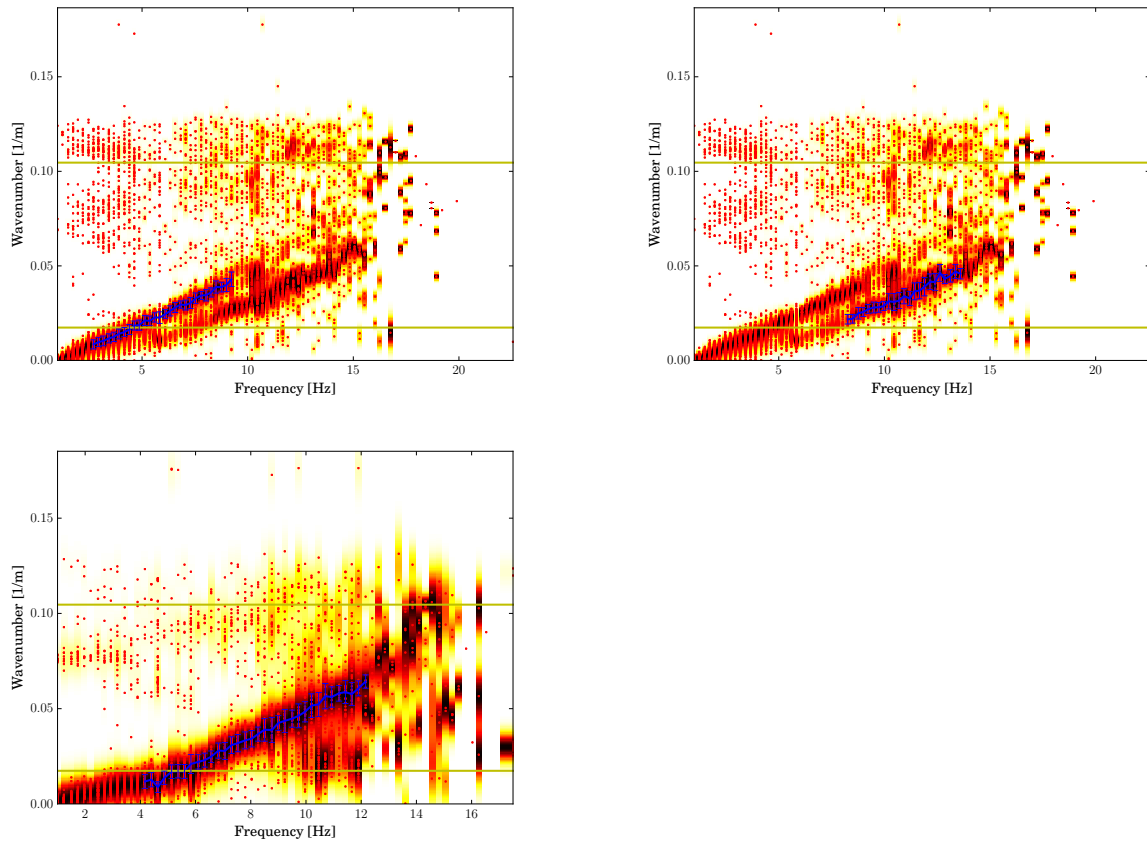


Figure 12: Rayleigh (top) and Love (bottom) wave dispersion curves obtained with the WaveDec technique for array REN3 (Maranò et al., 2012). The yellow lines indicate the theoretical array resolution limits.

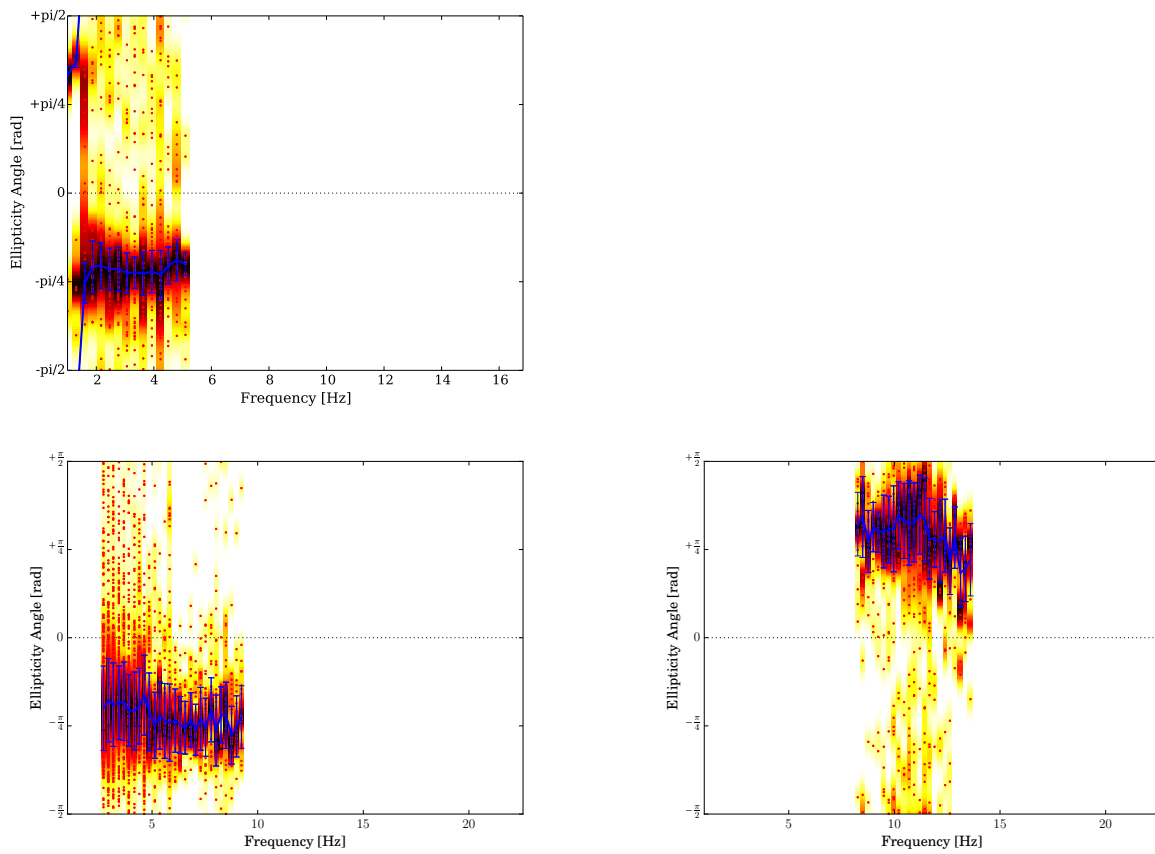


Figure 13: Rayleigh ellipticity curve obtained with the WaveDec technique (Maranò et al., 2012) for the REN22 (top) and REN3 (bottom) arrays, for the fundamental (left) and first higher (right) modes.

3.5 Interpretation

Fig. 14 gives an overview of the dispersion curves determined by the different methods and the different datasets for arrays REN2 and REN3 (only one processing available for REN1, see Fig. 15). A good agreement is found for the fundamental modes, it is less the case for the higher modes. Out of these comparisons, a selection of curves has been performed for each array and is presented in Fig. 15. Moreover, these selected curves for Rayleigh and Love waves are presented in Fig. 16. This figure shows surprisingly a better agreement between curves of arrays REN1 and REN2 than between REN2 and REN3 that are located closer to one another. The curves are retrieved between 0.8 and 15 Hz with velocities ranging from about 600 m/s at 0.8 Hz down to 130 m/s at 15 Hz for the fundamental Rayleigh waves mode. The difference between the sites in terms of velocity on the relatively flat zones of the dispersion curves is about 10 to 20%.

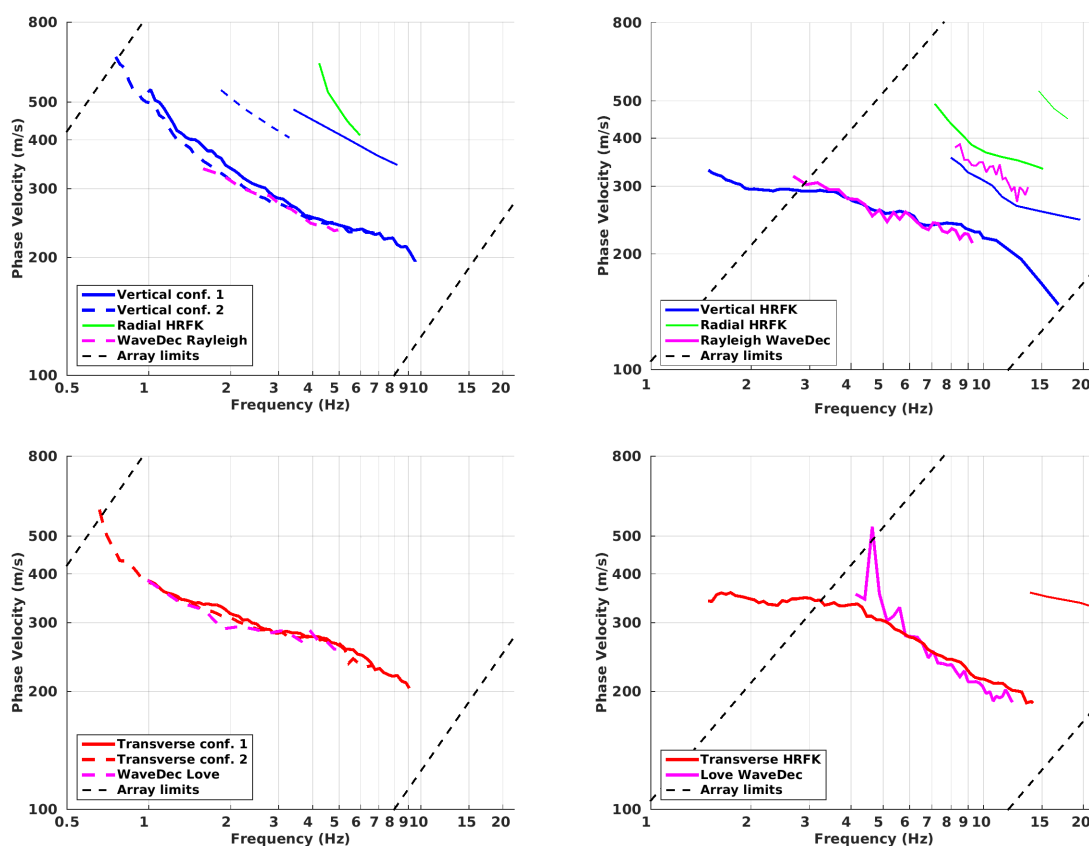


Figure 14: Picked dispersion curves from 3C HRFK and WaveDec methods. Top: Rayleigh waves; Bottom: Love waves; Left: array REN2; Right: array REN3.

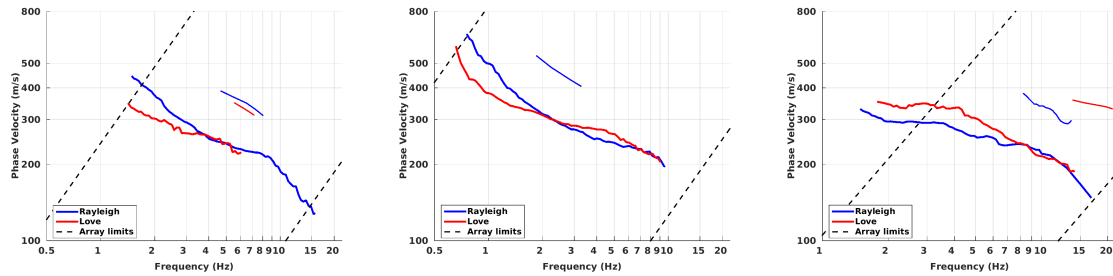


Figure 15: Selected dispersion curves for arrays REN1, REN2 and REN3 (from left to right).

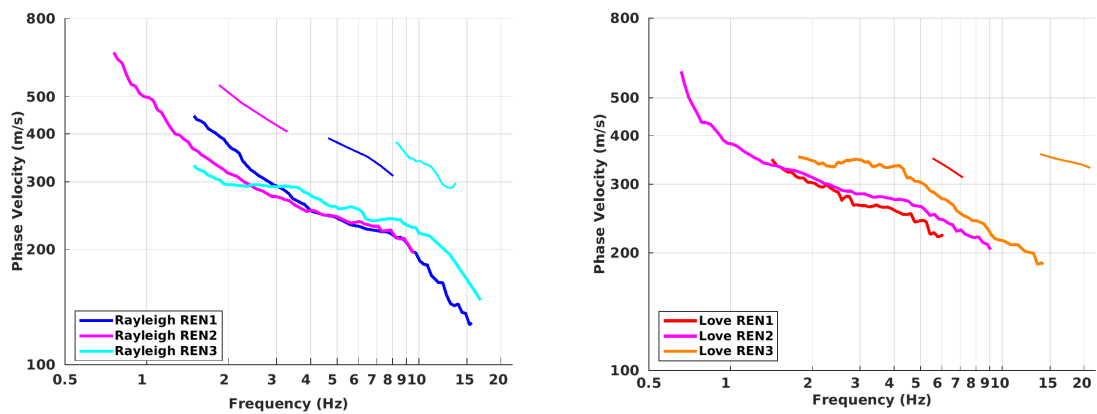


Figure 16: Selected dispersion curves for all arrays for Rayleigh (left) and Love (right) waves.

3.6 Data inversion

The inversion of the surface waves properties into 1D velocity profiles was performed using the Improved Neighborhood Algorithm (Wathelet, 2008) implemented in the Dinver software.

3.6.1 Misfit function

Two inversions have been performed: one at REN2 site, where the most information is available and one at REN3 site where the dispersion curves were most different as compared to REN1 and REN2. For the inversion, the Rayleigh fundamental and first higher mode dispersion curves, the Love fundamental dispersion curve, a part of the fundamental ellipticity curve (TFA of Poggi et al., 2012b) and the fundamental frequency at 0.30 Hz were used as simultaneous targets without standard deviation. At REN2 site, the high frequency Rayleigh wave dispersion was completed using the REN1 dispersion curve.

A weight of 0.1 and 0.2 was assigned to the ellipticity curve and the ellipticity peak for this inversion, respectively. All curves were resampled using 50 points between 0.2 and 25 Hz in log scale.

3.6.2 Parametrization of the model space

The velocity was assumed to increase with depth. A posteriori, we showed that no velocity inversion is needed to explain the observed data. The Poisson ratio was inverted in each layer in the range 0.2-0.4, up to 0.47 in the first 10 m, where water may influence this parameter. The density was assumed to be 1800 kg/m^3 in the 5 first meters, 2000 kg/m^3 below and 2500 kg/m^3 in the bedrock. The velocity of the bedrock is assumed to be 2500 m/s. Inversions with free layer depths as well as fixed layer depths were performed. For the REN2 site, 5 independent runs of 3 different parametrization schemes (5 layers over a half space and 15 and 18 layers with fixed depth) were performed. For the REN3 site, 5 independent runs of 2 different parametrization schemes were performed: 5 layers with free depth and 5 layers with fixed depth on top of 5 layers with fixed properties from the inversion at REN2.

3.6.3 Results

Examples of retrieved ground profiles for these two strategies are presented in Fig. 17 for REN2 and Fig. 19 for REN3. When comparing to the target curves (Fig. 17 at REN2 and Fig. 19 at REN3), dispersion curves are well reproduced but ellipticity is not matching well with the ellipticity from the array analysis. It could be due to a mixture of different wave types.

For further elaborations, the best models of these 15 and 10 runs, respectively, were selected and are compared to other retrieved profiles in section 5.1.

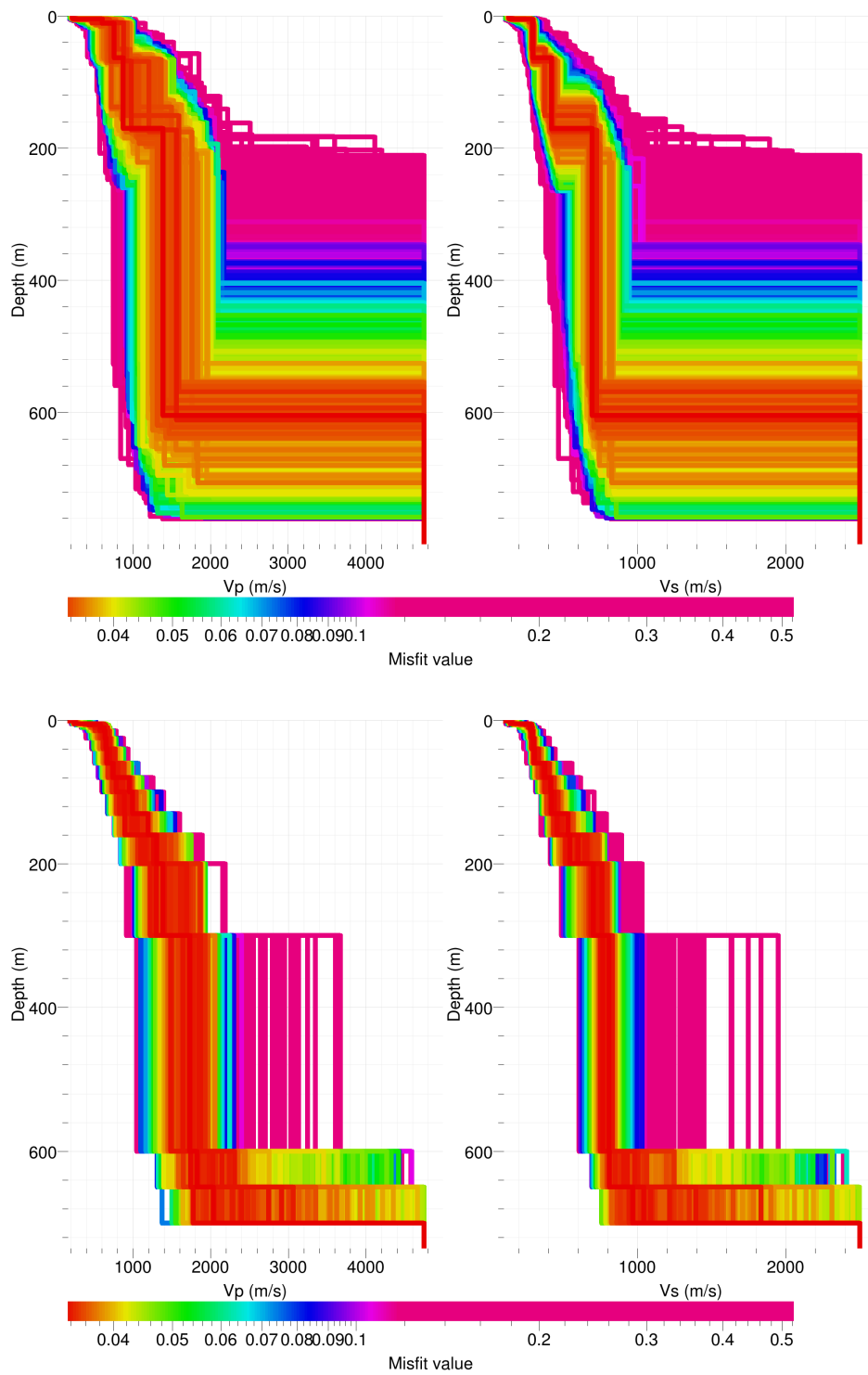


Figure 17: Inverted ground profiles at REN2 in terms of V_p and V_s ; top: free layer depth strategy; bottom: fixed layer depth strategy.

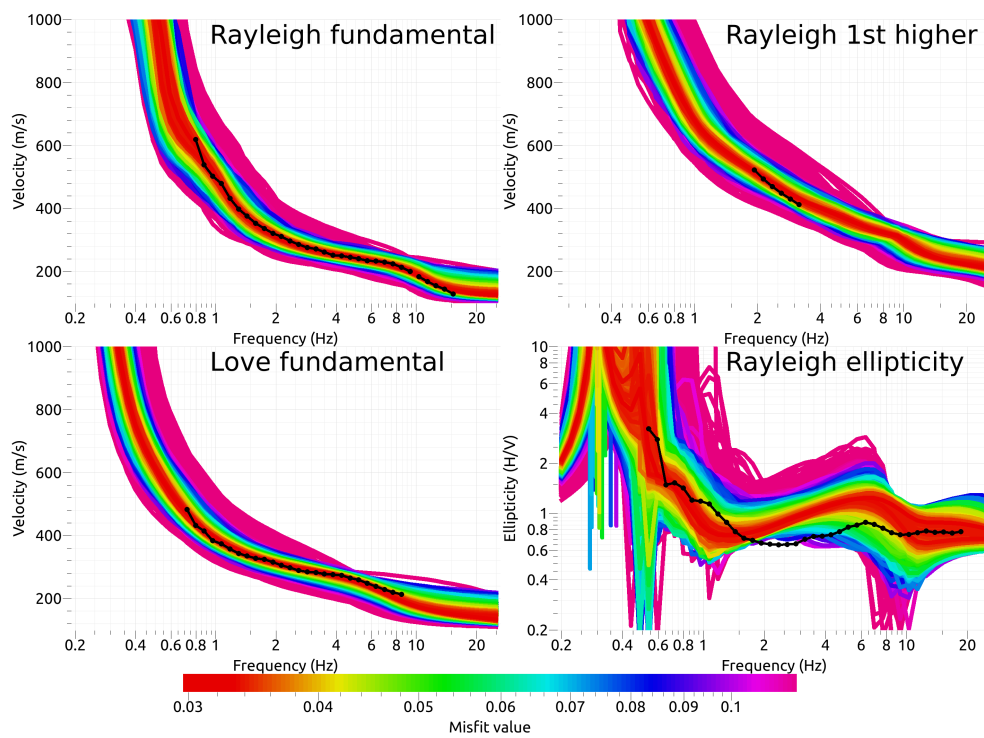


Figure 18: Comparison between inverted models and measured Rayleigh and Love modes and corresponding ellipticity at REN2.

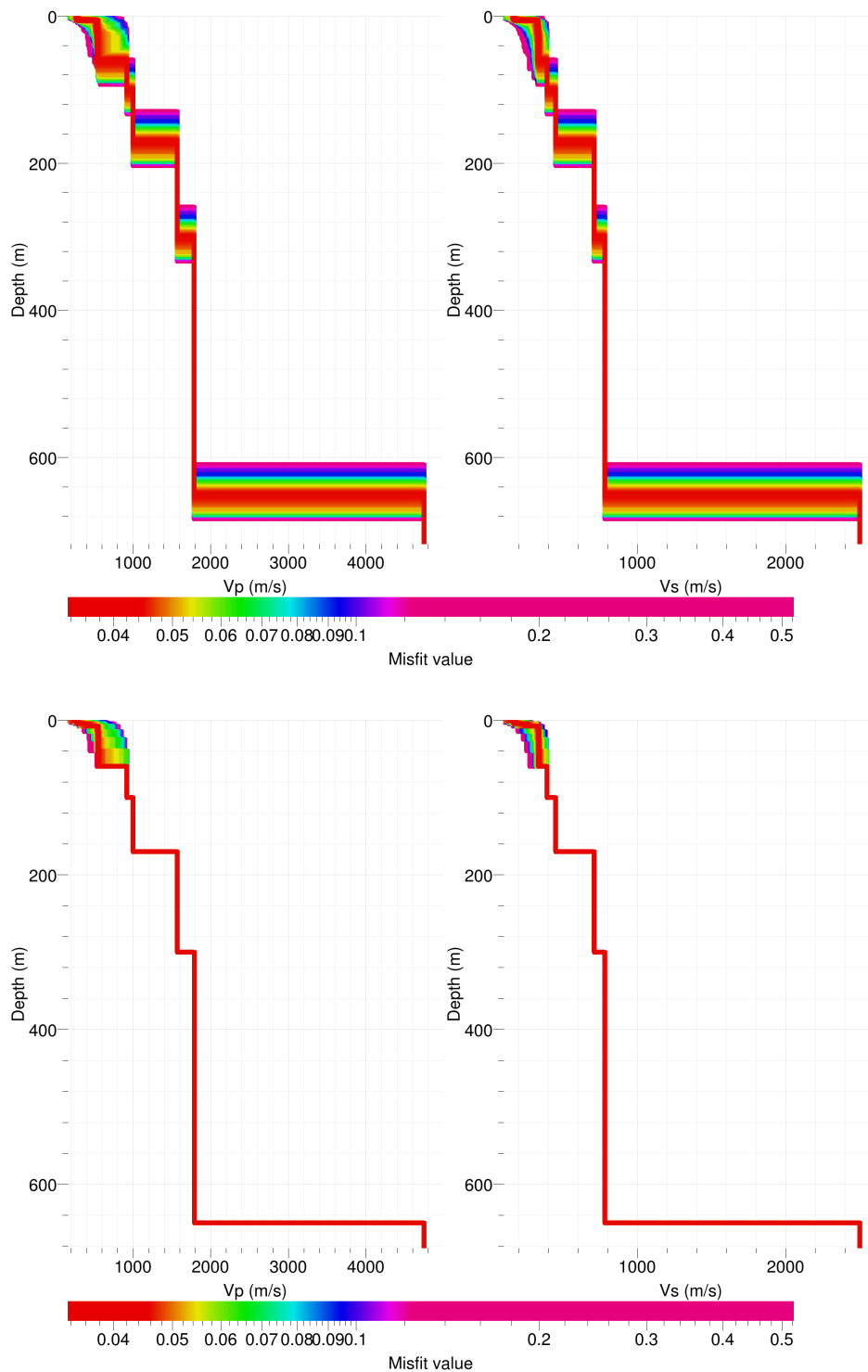


Figure 19: Inverted ground profiles at REN3 in terms of V_p and V_s ; top: free layer depth strategy; bottom: fixed layer depth strategy.

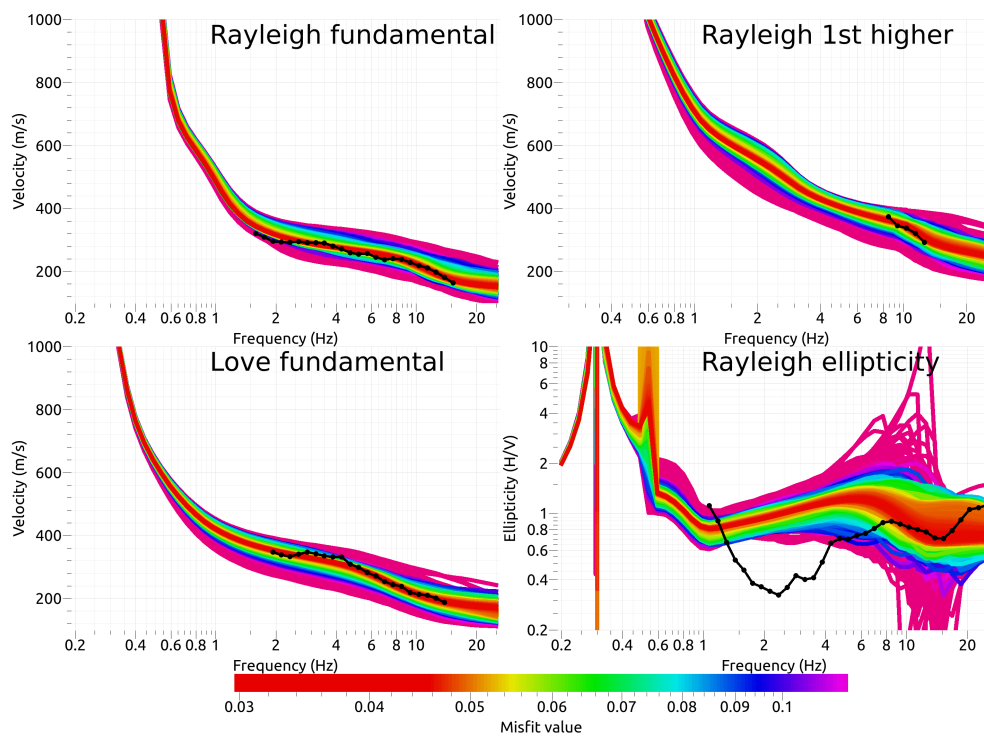


Figure 20: Comparison between inverted models and measured Rayleigh and Love modes and corresponding ellipticity at REN3.

4 CPTu and SCPT measurements

4.1 Measurement setup

On the 21.04.2016 and 22.04.2016, Geoprofile GmbH carried out three CPTu measurements and one SCPT to obtain the local shear wave velocity profile. The SCPT was reserved to site REN2. In addition, a liquefaction potential analysis for magnitude 5.5, 6.0 and 6.5 was produced for site REN2. Typically, during a CPTu measurement, four values are recorded: tip resistance, sleeve resistance, angle respect to the vertical axis and pore-water pressure. These values are measured every 1 cm. All CPTu measurements reached 30 m depth.

For the seismic CPT (in the following referred to as SCPT), the pore-water pressure transducer is replaced by a three component geophone. The raw seismic data produced by SCPT is made up of a set of 25 seismic traces recorded by this instrument. The geophone, following the penetration of the CPT probe into the ground, was successively shifted by 1 m depth intervals (depth range 1-25 m). At every positioning, a seismic signal was generated by hitting a beam placed on the soil surface, close to the top opening of the CPT borehole, and firmly coupled to the ground thanks to the self-weight of the CPT truck. The purpose of the test is to record the propagation of SH waves through the subsoil, so in order to reconstruct a S-wave velocity (V_S) profile. The time sampling interval was 3.3210^{-5} s; at every recording, 14250 time samples were collected (about 0.47 s). Fig. 21 represents the recorded seismic traces. Note that in Fig. 21 and in the following "Z" identifies the vertical component, while "X" and "Y" refer to the horizontal components, whose orientation with respect to the source position and polarization are not known (as these were not recorded during the acquisition process).

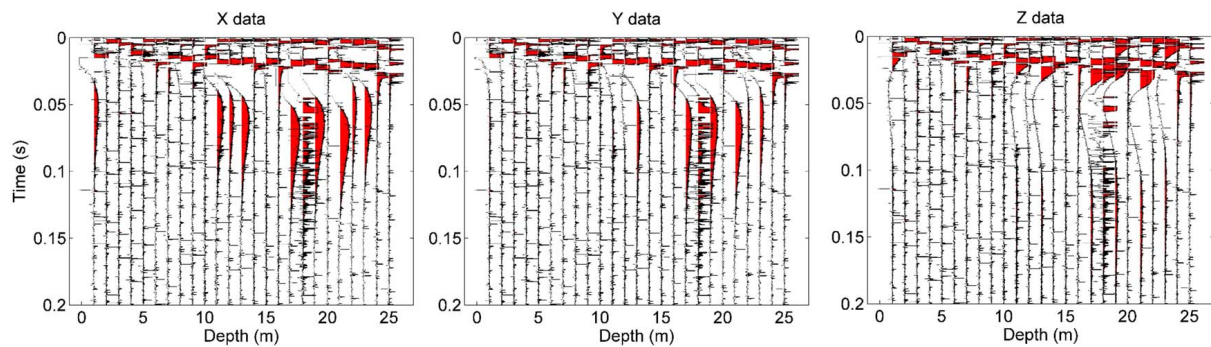


Figure 21: Seismic traces recorded during SCPT testing. Only the first 0.2 s of recordings are shown.

4.2 CPTu results

Geoprofile GmbH provided a detailed report (see Annexes), including also a lithological interpretation of the measured data based on empirical relationships. As shown in Fig. 22, the sites share a similar lithology at depths generally larger than 14 m, while some differences can be noted at shallower depth. In particular, clays and silts dominate the first 5-7 m of the soil column at site REN1 and REN3, while silty sands are more

common at site REN2. Below this first level, all sites present two consolidated gravel layers of different thickness, embedding a layer of silt (REN1) or clay and sand (REN2 and REN3). In all cases, gravels are replaced by normally consolidated sands from about 17-18 m depth.

It is possible to estimate V_s (and hence V_{s30}) from the cone penetration data by using empirical relationships. Fig. 23 shows V_s values for the three sites and different relations, assuming the ground water table at 1 m below the surface. However, it should be noted that such empirical relationships are characterized by a large uncertainty.

The liquefaction analysis report provided by Geoprofile GmbH is based on the analysis method of Robertson (2009). The report reveals that only limited parts of the soil column may be subject to liquefaction during earthquakes of magnitude ranging between 5.5 and 6.5 for a fixed ground acceleration. Indeed, the liquefaction analysis of Geoprofile GmbH is based on an acceleration value as prescribed by the current Swiss earthquake hazard map (about 0.13 g). Such value is then multiplied by two factors accounting for the soil class (1.4) and the type of building (1.2). The only parameter changing between each analysis for the three magnitudes is the cyclic shear ratio (CSR), which, in turn, determines the factor of safety.

The potentially liquefiable layers are thin (less than 1 m) and mostly composed of sands and silty sands, at depths smaller than 12 m. As an example, Fig. 24 shows part of the liquefaction analysis for a magnitude 6.0 earthquake (liquefaction is possible only where the safety factor is lower than 1).

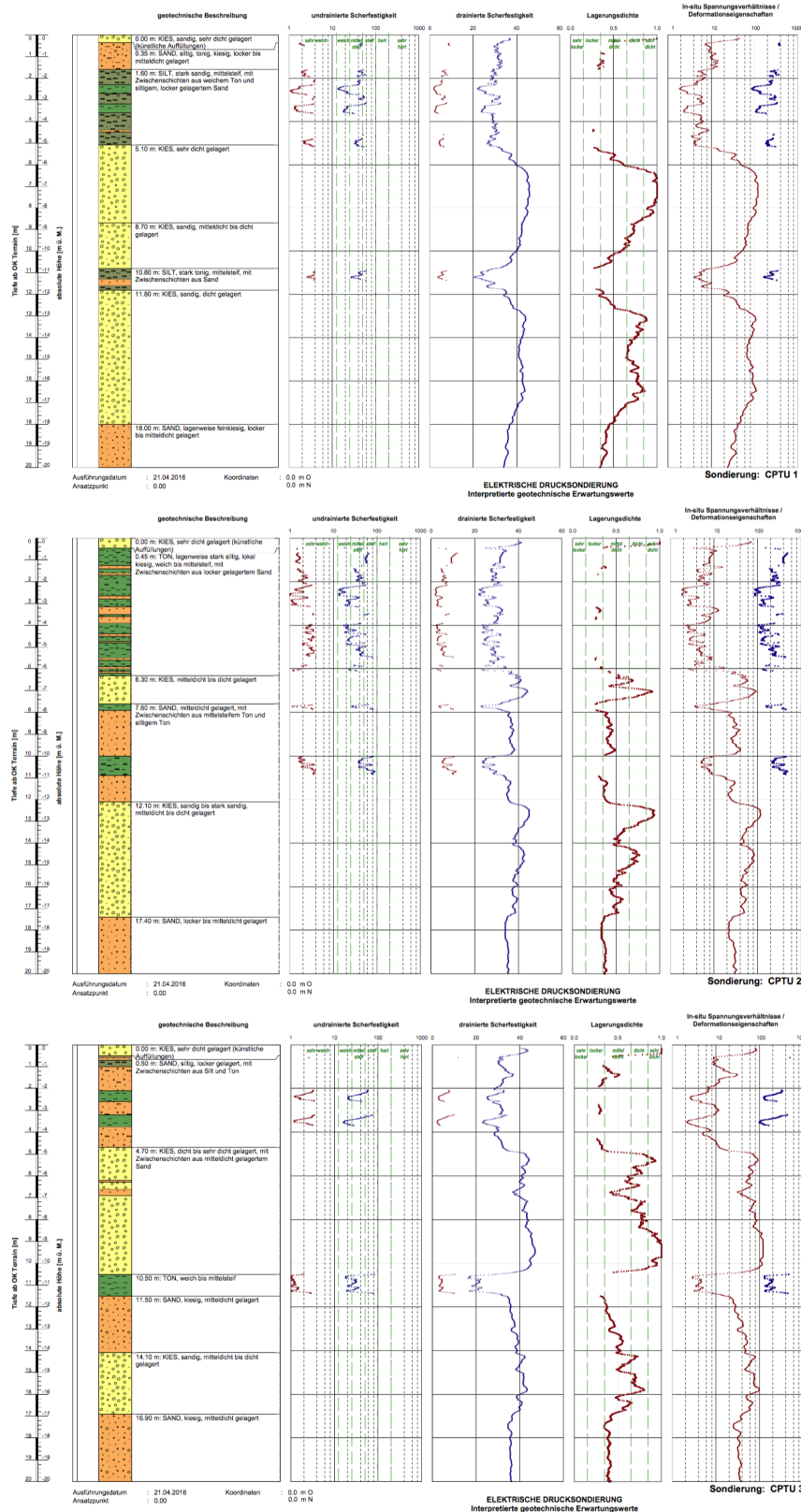


Figure 22: Lithological interpretation and other geotechnical parameters as provided by Geoprofile GmbH at site REN1 (top), REN2 (centre) and REN3 (bottom). Only values down to 20 m are shown.

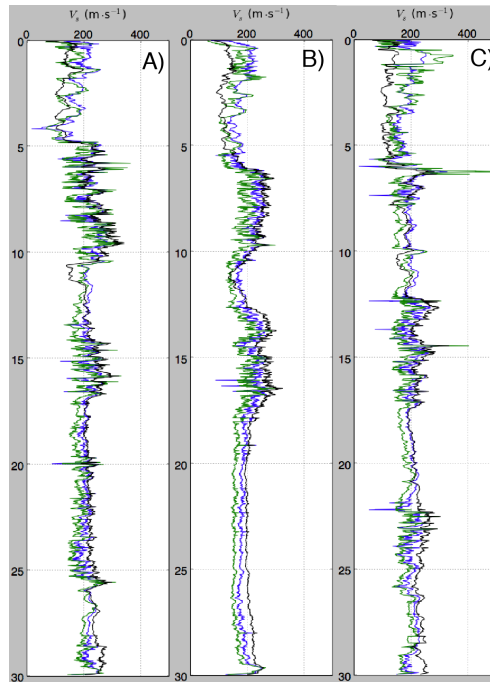


Figure 23: Vs values as predicted by empirical relationships correlating shear wave velocity and cone penetration data proposed by Mayne (2006) (blue), Hegazy and Mayne (2006) (green) and Robertson (2012) (black).

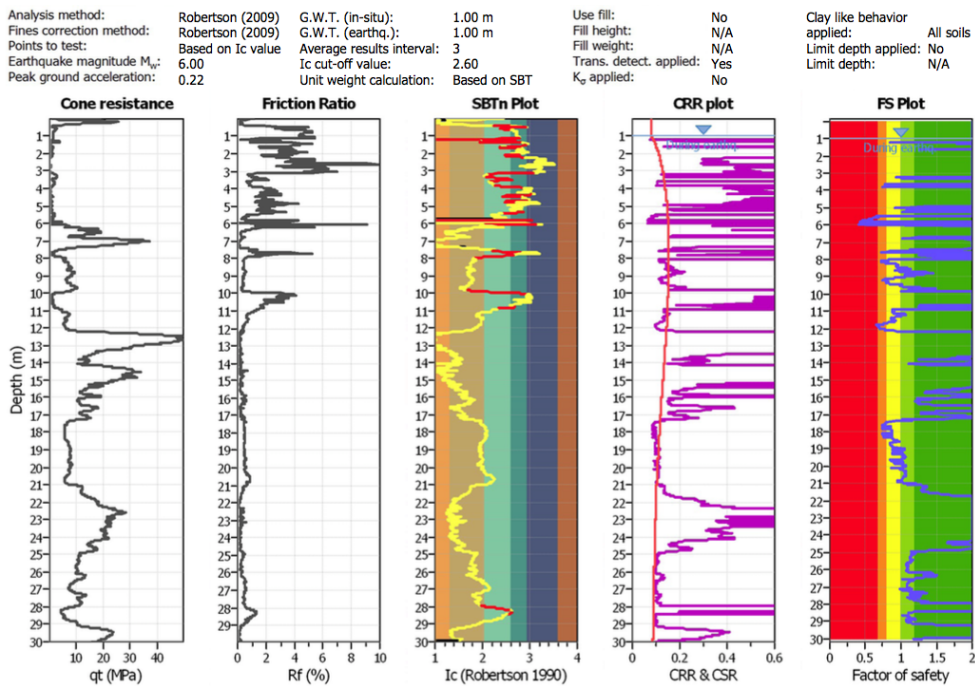


Figure 24: Part of the liquefaction analysis of Geoprofile GmbH for a magnitude 6.0 earthquake. Only limited sections of the soil column show a factor of safety (right-most plot) lower than 1.

4.3 SCPT processing and results

It was found that the SCPT data were contaminated by large noise hiding direct S-waves (see Annexes). The origin of the noise is unknown. As a result, the interpretation provided by Geoprofile GmbH was considered unreliable. In Fig. 21 no useful signal can be visually identified; the dominant feature is a seismic event travelling with a velocity of about 2500 m/s, recorded by all three components, which can be ascribed to the propagation of the source signal through the push rods connecting the CPT probe to the truck. To track the desired signal in the acquired seismogram (i.e. the propagation of produced SH excitation through the subsoil), two processing steps were applied to the raw traces:

1. Band pass filtering 40 - 120 Hz, this being the frequency range generally associated to body waves generated by hammer-on-plate/beam sources;
2. Gradual rotation of horizontal components by 5 degree steps, so to align one of the two horizontal components with the source polarization. The optimal rotation angle was determined to be $\theta = 45$ degrees, the Y component being now aligned with the source polarization.

The outcomes of these processing steps are represented in Fig. 25.

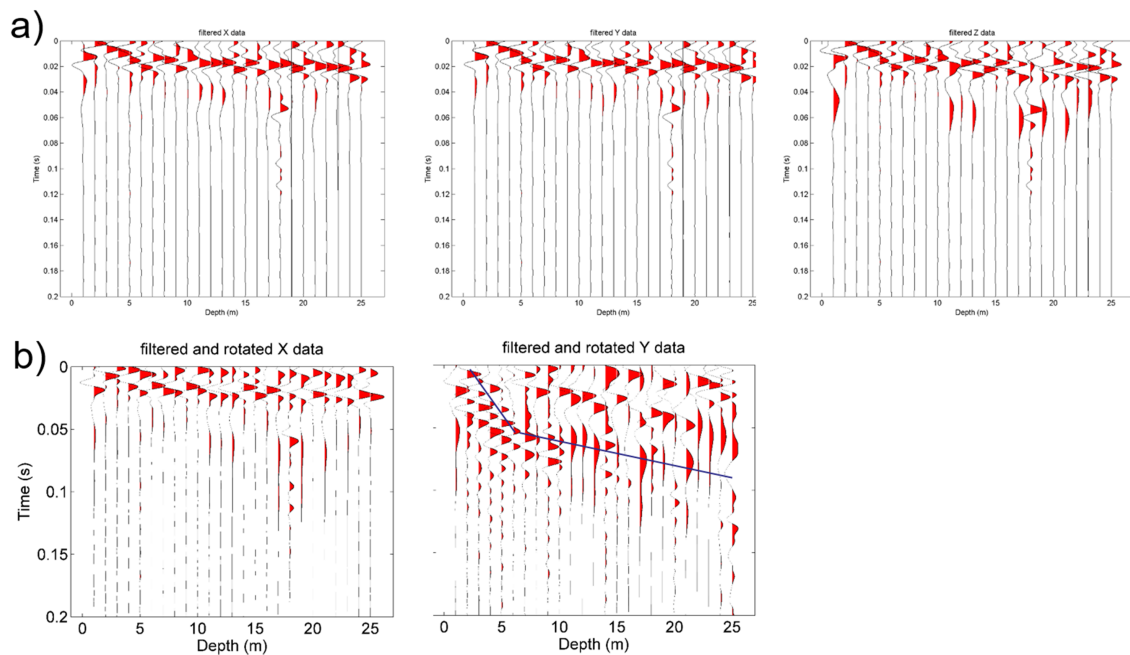


Figure 25: a) band pass filtered seismic traces; b) traces recorded by horizontal components rotated by $\theta = 45$ degrees. The seismic signal generated by the seismic source and propagating through the subsoil can be now clearly identified in the Y component seismogram (highlighted with a blue line).

In Fig. 25b, Y component seismogram, the desired seismic event is now visible; however, due to the presence of significant noise in the useful frequency band and to the weakness of the source signal itself, no reliable picking of the first break arrival times of SH waves could be performed. The domain of analysis was then switched from time-depth to

time-frequency domain. Fig. 26 presents the spectrogram of filtered and rotated Y traces. A transient feature with frequency content in the range of 50 - 100 Hz, progressing along the time axis as the depth increases, was associated to the propagation of generated SH waves through the subsurface (white circles in Fig. 26).

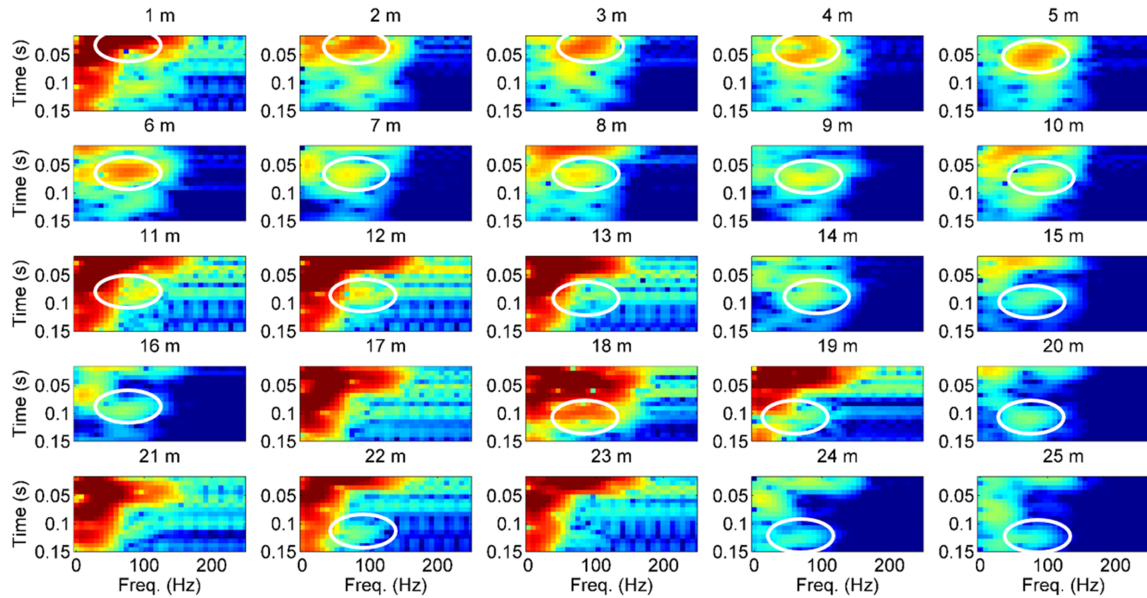


Figure 26: Spectrograms of filtered and rotated Y traces. The event associated with the propagation of the generated source signal through the ground is highlighted with white circles.

In order to allow an univocal identification of the event of interest along the time axis, the spectrogram columns corresponding to the 50 - 100 Hz frequency band were averaged for every panel of Fig. 26; the picking of the maxima was then automatically performed for every depth interval, so that the arrival time for the wave package associated with the source signal could be determined (Fig. 27, left panel). The local values of V_S as a function of depth were determined by evaluating the local slope of the arrival time - depth curve by applying a moving window of 4 m length. The obtained S-wave velocities are shown in Fig. 27, right panel (blue circles). The average V_S for the first 25 m resulting from the SCPT data interpretation is hence 266 m/s. Based on the distribution of the estimated V_S values, a stratigraphic interpretation was also attempted, again presented in Fig. 27, left panel (black line). The resulting S-wave velocity profile is constituted by 4 layers, having a thickness of 5.5, 5, 9 and 6 m (from the shallowest to the deepest formation), with corresponding V_S of 121, 230, 387 and 234 m/s, respectively.

The reconstructed S-wave velocity model shows a reasonable correlation with the profiles of sleeve resistance f_s and cone end resistance q_c measured during the CPT, as well as with the geotechnical log provided by the company that performed the test (see Annexes). Moreover, a comparison is presented in Fig. 28. The identified shallowest layer of the V_S profile (0 - 5.5 m depth, $V_S = 121$ m/s) roughly corresponds to the surficial, mostly clayey formation from the geotechnical log; the second layer (5.5 - 10.5 m depth) covers two thin formations of gravel and sand; the third layer (10.5 - 19.5 m depth), showing a greater V_S (387 m/s), matches a gravel formation followed by a loose to medium dense sand layer from the geotechnical interpretation; finally, the deepest layer (19.5 - 25 m depth) approximately corresponds to a gravelly sand formation. The match between

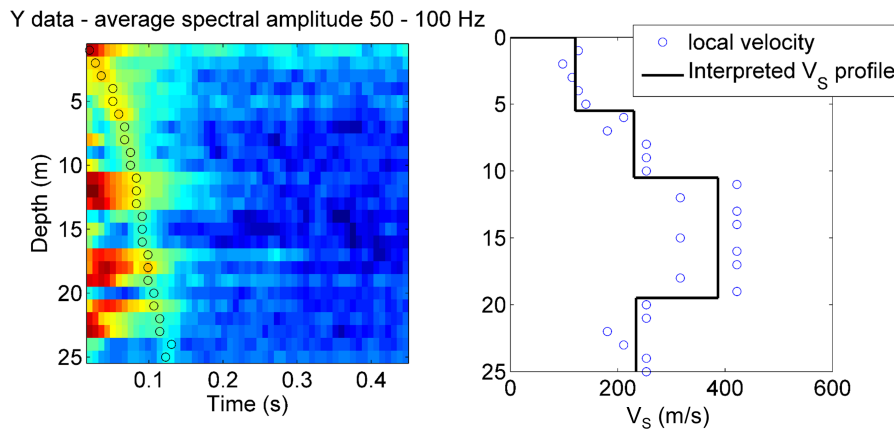


Figure 27: left: average spectral amplitudes for the frequency range 50 - 100 Hz, reported as a function of the depth of the corresponding seismic traces. Black points represent the automatically picked arrival times. Right: local values of S-wave velocity (blue dots) and interpreted V_S profile (black line).

the V_S values from SCPT and the raw data from the CPT (Fig. 28, right panel) is also generally satisfying, with higher S-wave velocities retrieved for depths where both q_c and f_s increase, and vice versa lower V_S corresponding to lower q_c and f_s . This is in agreement with the outcome of studies available in literature correlating CPT data to S-wave velocity (Sykora and Stokoe, 1983; Baldi et al., 1989; Hegazy and Mayne, 1995; Mayne and Rix, 1995; Piratheepan, 2002; Mayne, 2006; Andrus et al., 2007; Robertson, 2009). As for our data, a quantitative comparison is provided in Fig. 29, where local values of V_S (black circles in Fig. 28) are represented as a function of the average q_c or f_s for the corresponding 4 m depth window. Both graphs of Fig. 29 depict direct relationships for $q_c - V_S$ and $f_s - V_S$.

5 Interpretation of the velocity profiles

5.1 Velocity profiles

The obtained velocity profiles at points REN2 and REN3 are compared in Fig. 30. The results from SCPT (blue) and passive array (red) at REN2 site are well matching. The SCPT picking from the company (green) cannot be trusted. Moreover, the velocity profiles from the CPT measurements obtained using 3 different empirical relationships do not show the velocity contrast at 5 m that was retrieved using seismics and can therefore not be trusted neither.

The first five to six meters of the profile are found to have a velocity of 120 to 170 m/s and correspond to the first layer of clays and silts found by the CPT measurement. Below, site REN3 shows a slightly higher velocity (about 325 m/s), while REN2 is at about 290 m/s. According to the SCPT measurement, variations exist in this layer, while the array measurement can see a single interface. In terms of geotechnics, this layer is made first of dominating gravels and then sand below 17-18 m according to the CPT measurements. Below 65 m, the velocity, only constrained by the passive data, starts to increase and reaches 450 m/s at about 160 m depth, where a strong velocity increase to 700 m/s occurs. This velocity is relatively constant down to the bedrock found at about 600 m depth. The velocity in the bedrock was fixed in the inversion.

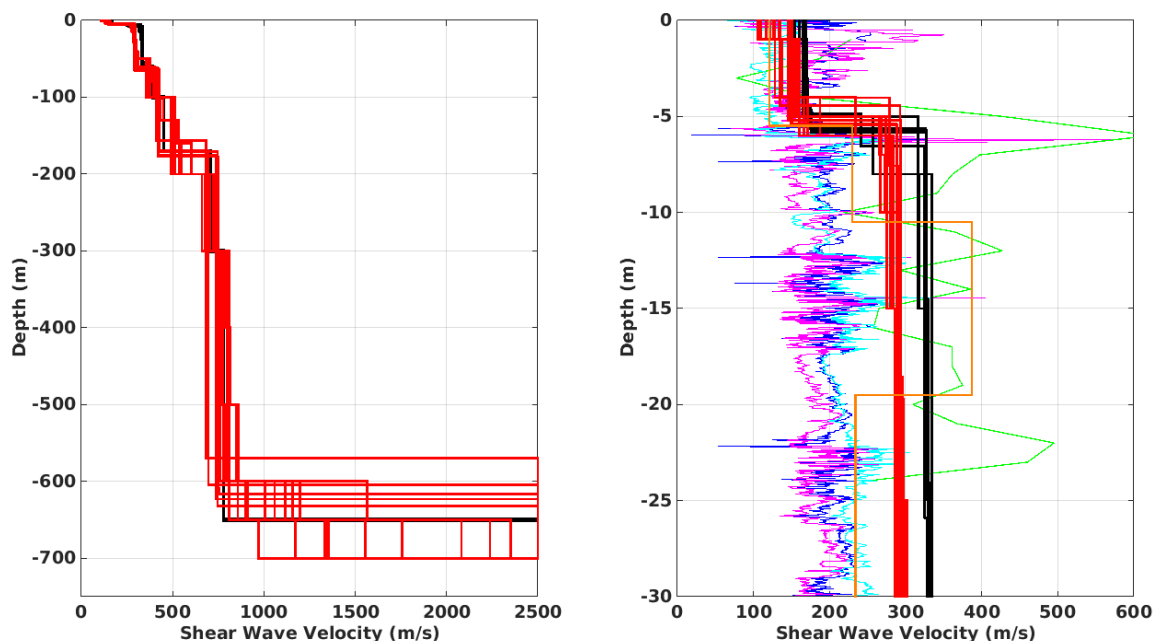


Figure 30: Shear-wave velocity profiles of the selected models from the passive analysis (REN3: black and REN2: red), the profile from the SCPT measurement at REN2 picked by the authors (orange) and the Geoprofile company (green) and the profiles from the empirical relationships from CPT (magenta, cyan and blue).

The distribution of the travel time average velocities at different depths was computed from the selected models. $V_{s,30}$ is found to be 245 m/s at REN2 (222 m/s according to the SCPT measurement) and 280 m/s at REN3. These sites correspond to class C in the Eurocode 8 (CEN, 2004) and D in the SIA261 (SIA, 2014).

5.2 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 (fundamental frequency at 0.3 Hz and minimum frequency in dispersion curves at 0.66 Hz for REN2, 1.5 Hz for REN3). The results using this proxy show that the dispersion curves constrain the profiles down to 130 m for REN2 and 50 m for REN3, while the fundamental frequency constrains the profile down to 450 m (Fig. 31). Moreover, the quarter wavelength impedance-contrast introduced by Poggi et al. (2012a) 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., 2012a). It shows a trough (inverse shows a peak) at the resonance frequency.

5.3 SH transfer function

The theoretical SH-wave transfer function for vertical propagation (Roesset, 1970) is computed from the selected profiles at site REN2 (site REN3 is not significantly different). It is corrected with respect to the Swiss Reference Rock model (Poggi et al., 2011) following Edwards et al. (2013). It shows large peaks up to a factor of 5 at various frequencies above the fundamental frequency (Fig. 32). Higher values can even be expected due to 2D effects in the Rhone valley, not accounted for in this analysis. The closest comparable station, located in Collombey-Muraz in the centre of the valley shows broadband amplifications of a factor of 8 (station SMUK) with respect to the Swiss reference rock (Edwards et al., 2013). In the town of Aigle, located at the edge of the valley, this factor is about 3 (station SAIG) (Edwards et al., 2013; Michel et al., 2014).

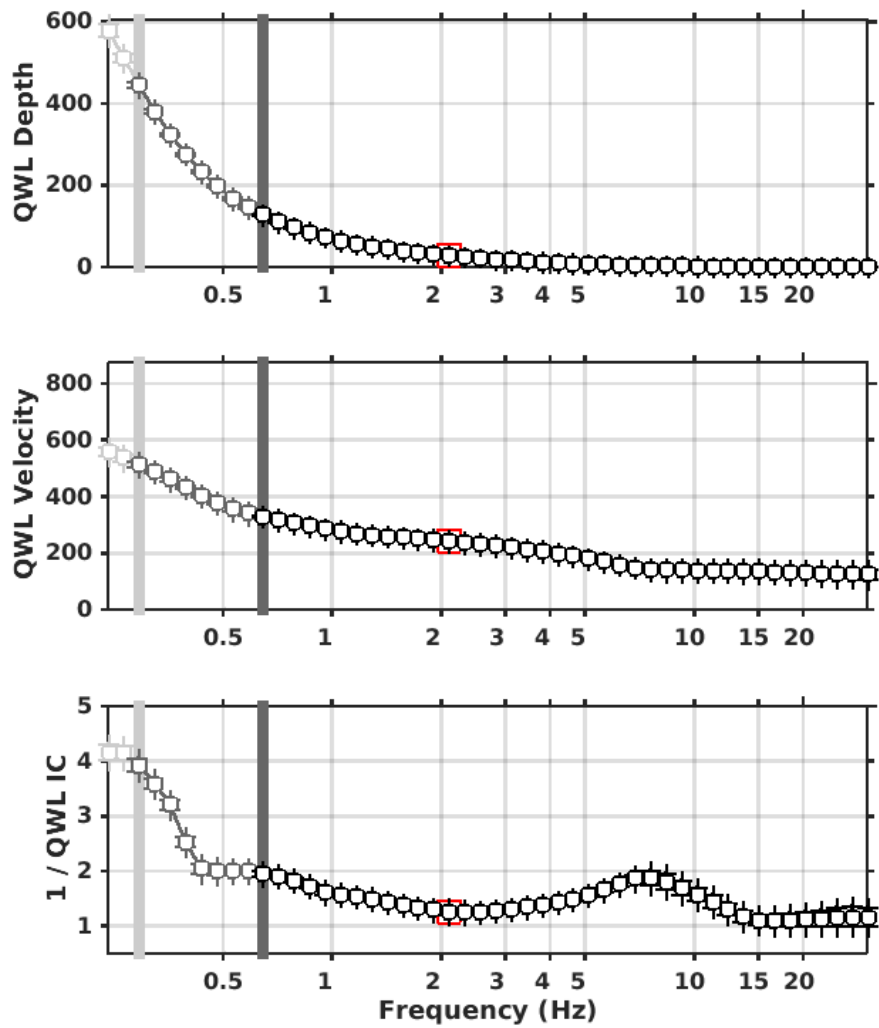


Figure 31: Quarter wavelength representation of the velocity profile for the selected velocity profiles at REN2 (top: depth, center: velocity, bottom: inverse of the impedance contrast). The black curves are constrained by the dispersion curves, the light grey curves are not constrained by the data. The red square corresponds to V_{S30} .

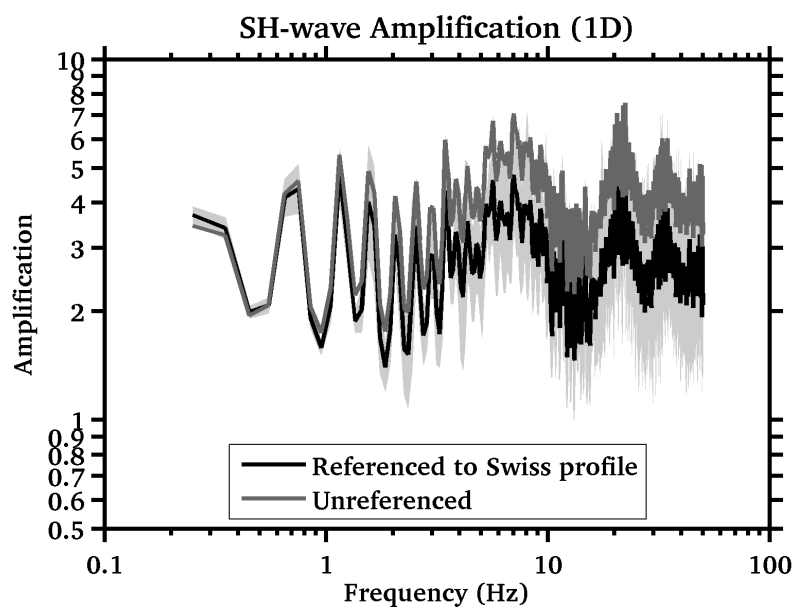


Figure 32: Amplification at site REN2 with respect to the local bedrock and to the Swiss reference rock model with its standard deviation.

6 Conclusions

The measurements presented in this study were successful in deriving a velocity model for the site of the new hospital in Rennaz. Spatial variability at short distances could be found, but with limited amplitude. The first five to six meters of clays and silts of the profile have a velocity of about 150 m/s. Below, a layer of sand with few gravels shows a velocity of about 300 m/s with variations of $\pm 10\%$ at sites REN2 (slower) and REN3 (faster). Below 65 m, the velocity increases and reaches 450 m/s at about 160 m depth, where the velocity increases to 700 m/s. This velocity is relatively constant down to the bedrock found at about 600 m depth. $V_{s,30}$ is 245 m/s at site REN2 and the site corresponds to ground type C in the Eurocode 8 (CEN, 2004) and D in the SIA261 (SIA, 2014). The theoretical 1D SH transfer function computed from the inverted profiles shows large amplifications of a factor about 5 in a broad frequency range as expected in the Rhone valley.

The liquefaction analysis shows a relatively low probability of liquefaction for the ground motion from the design code (0.22 g). Moreover, the potentially liquefiable layers are thin (less than 1 m).

Acknowledgements

The authors thank the hospital Riviera Chablais, GD architects and the company Steiner SA for their support and the plan of the construction site. The authors are also thankful to David Farsky for his help with the array measurements.

References

- Andrus, R. D., Mohanan, N. P., Piratheepan, P., Ellis, B. S., and Holzer, T. L. (2007). Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance. In *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, number 1454, page 12.
- Baldi, G., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C. F., Manfredini, G., and Rix, G. J. (1989). Italian Experience in assessing shear wave velocity from CPT and SPT. *Earthquake Geotechnical Engineering, Proc. of Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Brasil*, pages 157–168.
- Burjánek, J., Gassner-Stamm, G., Poggi, V., Moore, J. R., and Fäh, D. (2010). Ambient vibration analysis of an unstable mountain slope. *Geophysical Journal International*, 180(2):820–828.
- CEN (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization, en 1998-1: edition.
- Edwards, B., Michel, C., Poggi, V., and Fäh, D. (2013). Determination of Site Amplification from Regional Seismicity : Application to the Swiss National Seismic Networks. *Seismological Research Letters*, 84(4).

- Fäh, D., Kind, F., and Giardini, D. (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios. *Geophysical Journal International*, 145(2):535–549.
- Hegazy, Y. A. and Mayne, P. W. (1995). Statistical correlations between Vs and cone penetration data for different soil types. In *Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT*, volume 95, pages 173–178.
- Hegazy, Y. A. and Mayne, P. W. (2006). A Global Statistical Correlation between Shear Wave Velocity and Cone Penetration Data. In *Site and Geomaterial Characterization*, number Gsp 149, pages 243–248, Reston, VA. American Society of Civil Engineers.
- 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. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 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. *Geophysical Journal International*, 191(1):175–188.
- Mayne, P. and Rix, G. (1995). Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays. *Soils and Foundations*, 35(2):107–110.
- Mayne, P. W. (2006). The Second James K. Mitchell Lecture Undisturbed sand strength from seismic cone tests. *Geomechanics and Geoengineering*, 1(4):239–257.
- Michel, C., Edwards, B., Poggi, V., Burjánek, J., Roten, D., Cauzzi, C., and Fäh, D. (2014). Assessment of Site Effects in Alpine Regions through Systematic Site Characterization of Seismic Stations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(6):2809–2826.
- Piratheepan, P. (2002). *Estimating shear-wave velocity from SPT and CPT data*. Clemson University.
- Poggi, V., Edwards, B., and Fäh, D. (2011). Derivation of a Reference Shear-Wave Velocity Model from Empirical Site Amplification. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 101(1):258–274.
- Poggi, V., Edwards, B., and Fäh, D. (2012a). Characterizing the Vertical-to-Horizontal Ratio of Ground Motion at Soft-Sediment Sites. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(6):2741–2756.
- Poggi, V. and Fäh, D. (2010). Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophysical Journal International*, 180(1):251–267.
- Poggi, V., Fäh, D., Burjánek, J., and Giardini, D. (2012b). The use of Rayleigh-wave ellipticity for site-specific hazard assessment and microzonation: application to the city of Lucerne, Switzerland. *Geophysical Journal International*, 188(3):1154–1172.
- Robertson, P. (2012). Interpretation of In-situ Tests - Some Insights. In *Fourth International Conference on Site Characterization*, pages 1–22.

- Robertson, P. K. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. In *International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering: From Case History to Practice*, number June, pages 15–18.
- Roesset, J. (1970). Fundamentals of soil amplification. In Hansen, R. J., editor, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pages 183–244. M.I.T. Press, Cambridge, Mass.
- Rosselli, A. (2001). *Modélisation gravimétrique bi- et tridimensionnelle du substratum rocheux des vallées alpines - Applications à la Vallée du Rhône (Suisse), à la vallée de l'Adige (Italie) et au glacier de Lobbia (Italie)*. PhD thesis, Université de Lausanne.
- SIA (2014). *SIA 261 Einwirkungen auf Tragwerke*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, Switzerland.
- Sykora, D. W. and Stokoe, K. (1983). Correlations of in situ measurements in sands of shear wave velocity, soil characteristics, and site conditions, Report GR 83-33. *Civil Engineering Department, University of Texas at Austin*.
- Wathelet, M. (2008). An improved neighborhood algorithm: Parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, 35(9):1–5.

Appendix

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

STANDORTCHARAKTERISIERUNG STARKBEBENSTATION RENNAZ PARZELLE NR 157, PRAZ-RIOND 8 1847 RENNAZ

**Projekt Nr.: 60-748
Band 1 von 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
STANDORTCHARAKTERISIERUNG STARKBEBENSTATION RENNAZ
PARZELLE NR 157, PRAZ-RIOND 8
1847 RENNAZ**

Bauherrschaft	Schweizerische Erdbebendienst SED
Auftraggeber	Schweizerische Erdbebendienst SED
Adresse	Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Walter Imperatori
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-748
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft betreibt an der Brühlstrasse 120 auf der Parzelle GB 2029 in 4500 Solothurn eine Messanlage für Starkerdbeben (Bezeichnung SOLB).

Zwecks einer erweiterten Charakterisierung der lokalen Untergrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, eine elektrische Drucksondierung abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden geotechnischen Leistungen:

- Abteufen von 3 elektrische Drucksondierung mit einer Länge von insgesamt 90.0 m (CPTU1 – CPTU3);
- Messung der Laufzeit zwischen einer an der Oberfläche eingeleiteten Scherwelle und dem Geophon in verschiedenen Tiefen (CPTU2);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten;
- Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit als Funktion der Tiefe;

Feldarbeiten: 21. April 2016

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	13.06.2016	Vorabzug Schlussbericht	bshs	hjt

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A: Ausführungspraxis

Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

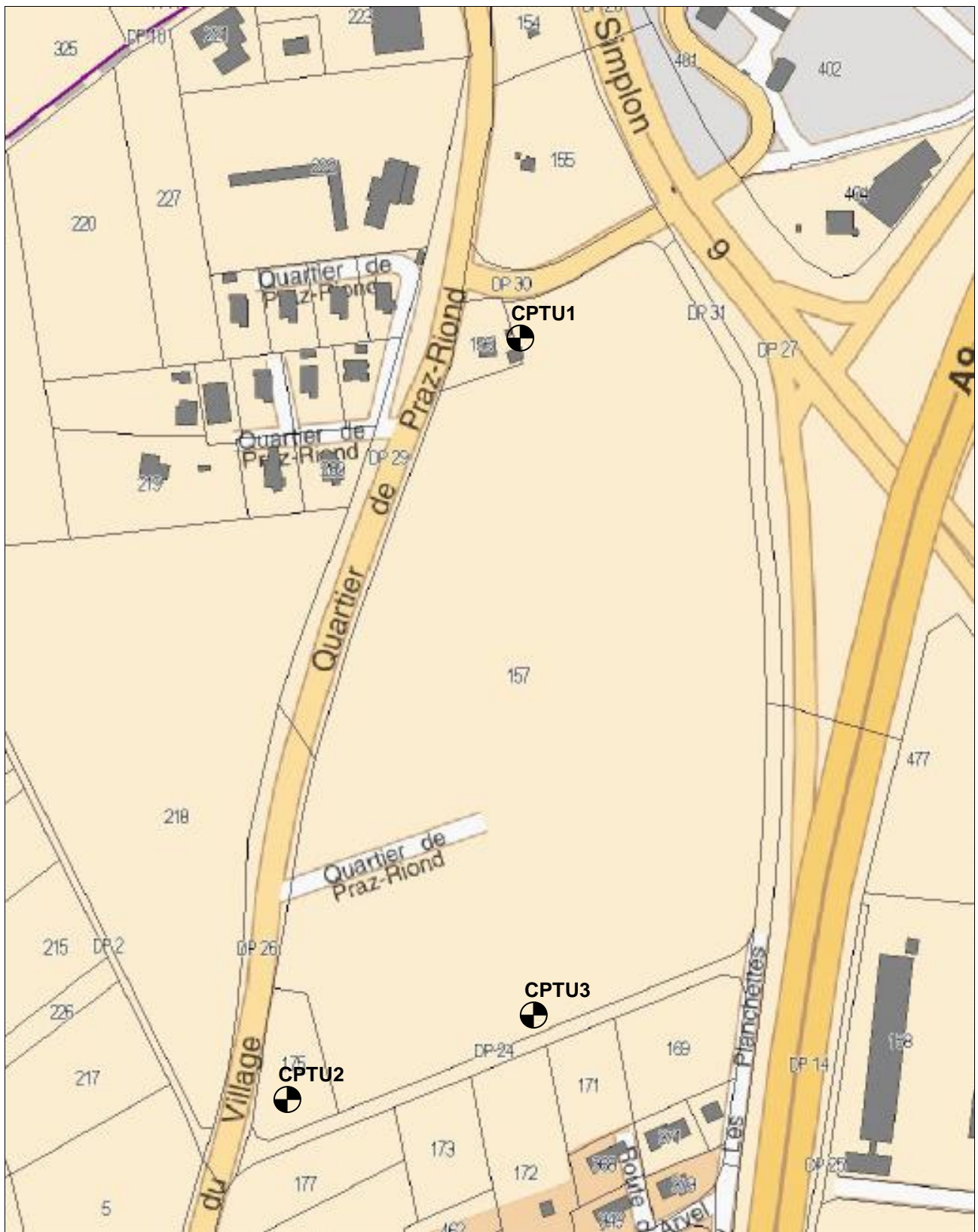
Beilage D: Bestimmung des Bodenverflüssigungspotenzials

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3: Detaillierte Beschreibung des Verfahrens zur Bestimmung des Bodenverflüssigungspotenzials



M. 1:3000

SITUATION MIT LAGE DER SONDIERSTELLEN

Standortcharakterisierung Starkbebenstation Rennaz, Parzelle Nr. 157, 1847 Rennaz

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:	Seismische Sondierung CPTU2
Vorbohren:	-

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung:	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung:	Allein stehend
Reaktionsmasse:	Sondierlastwagen 18to
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:	Korrektion der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU1

B1 – B2

Elektrische Drucksondierung CPTU1

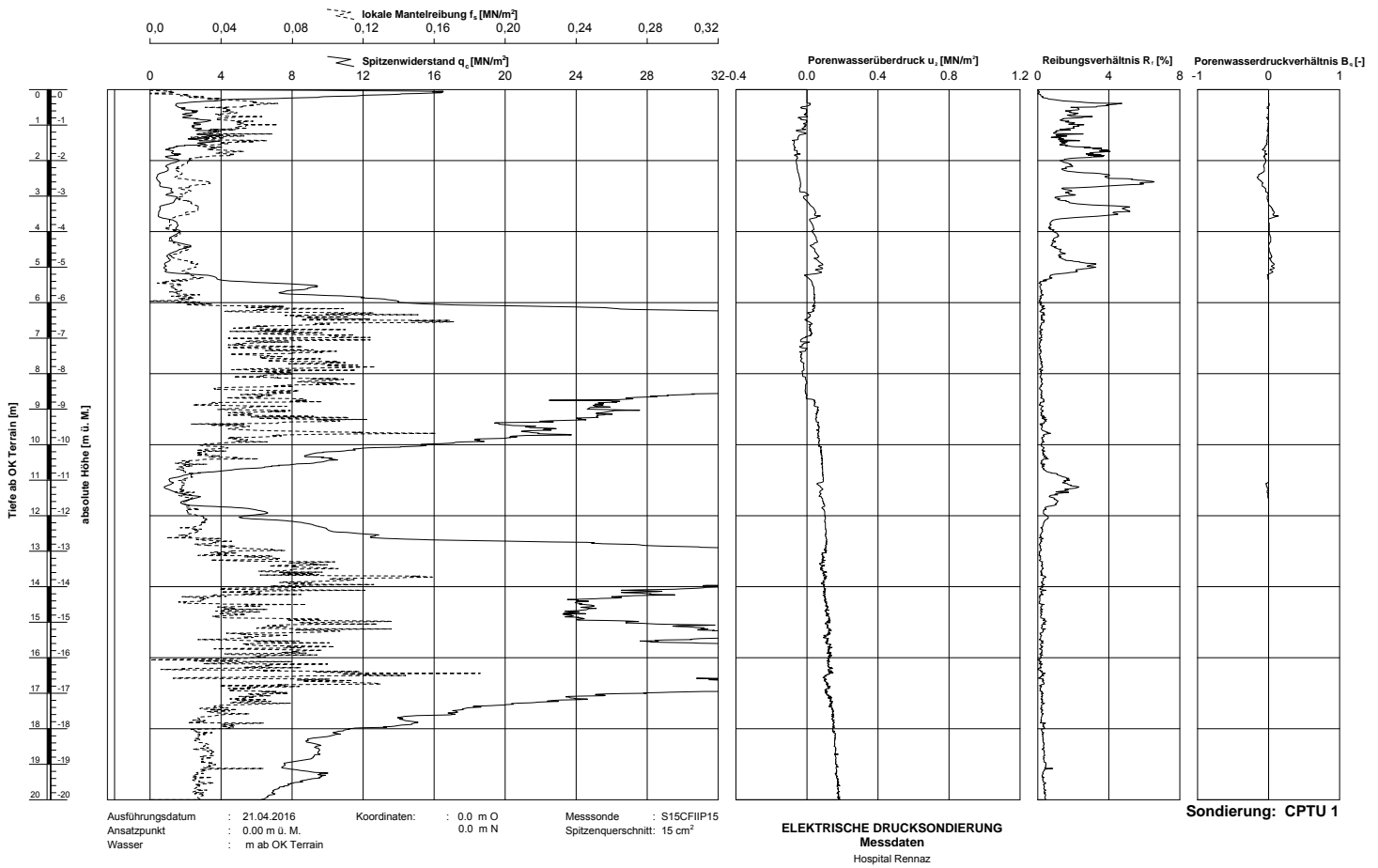
B3 – B4

Elektrische Drucksondierung CPTU1

B5 – B6

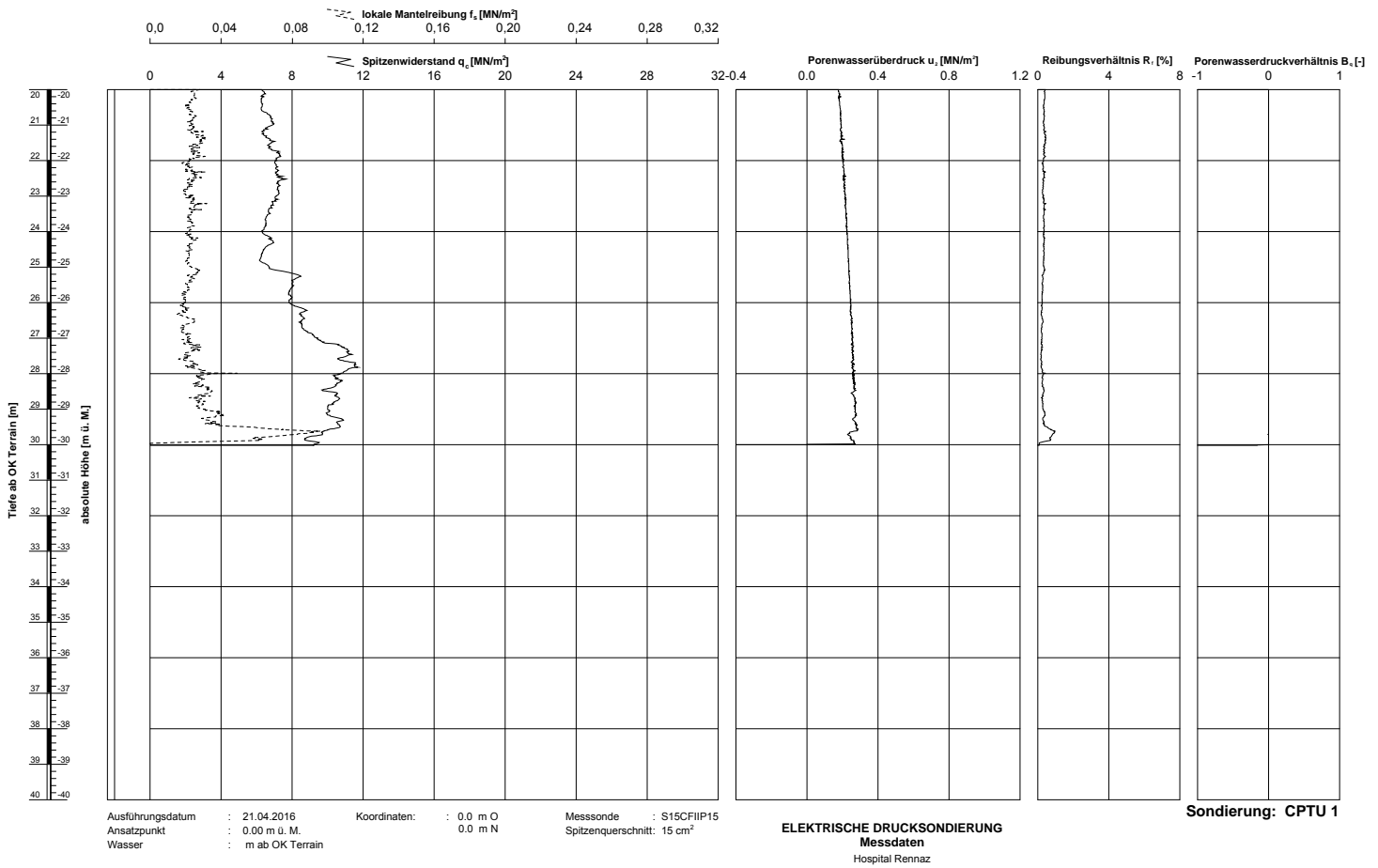
geostand: Virginia Herweg - 05 - korrektiert

GeoDataSystem / CPT Daten / ACH_1_100_v17.03.0 / 28.04.2016 14:05:00



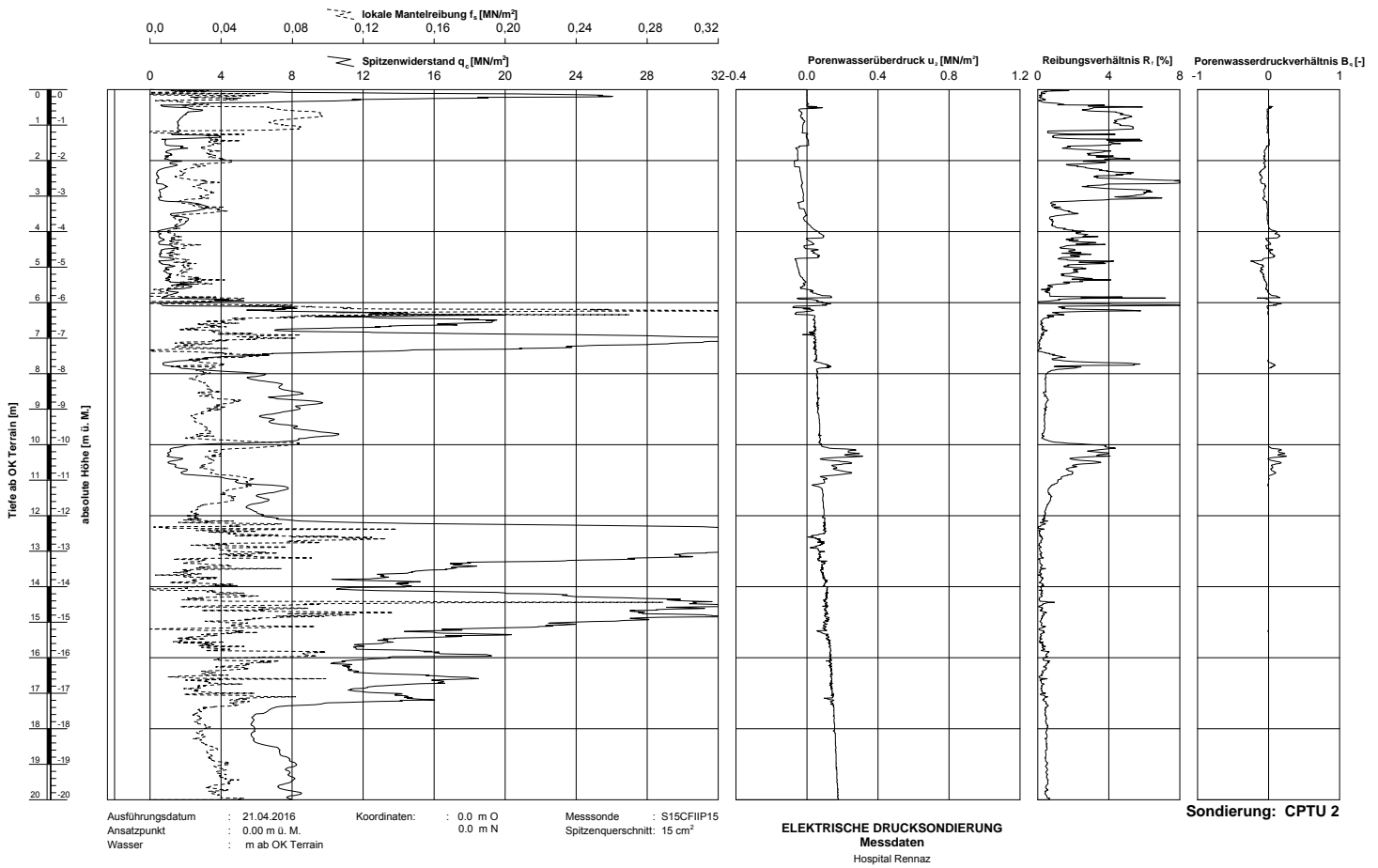
geostand: Virginia Herweg - 05 - korreliert

GeoDataSystem / CPT Daten / CA_CPT_1_100_V17_03.0 / 28.04.2016/14:04:01



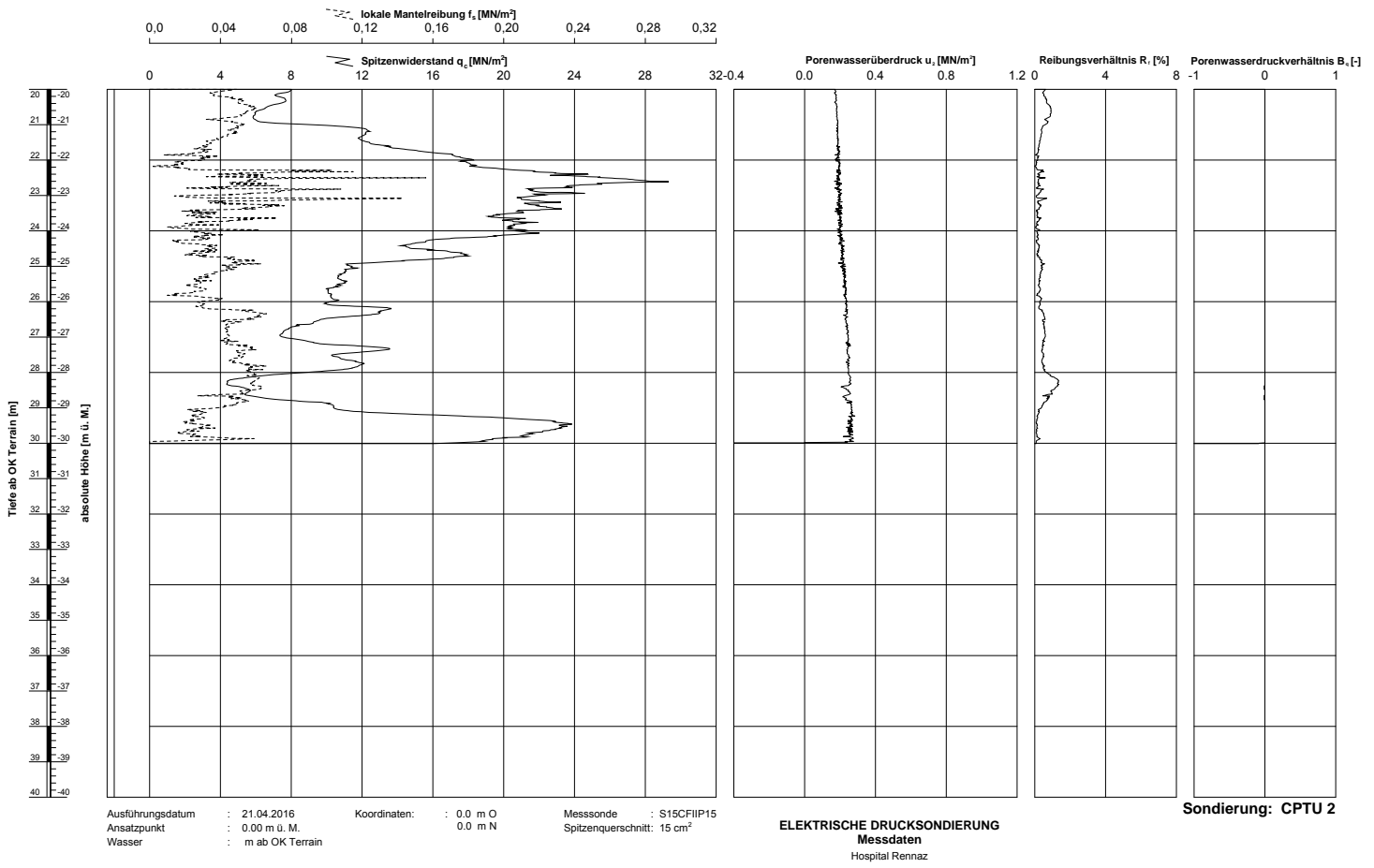
geostand: Virginia Herweg 05 korreliert

GeoBisSystem / CPT Daten\A\CH1_100_V1\GSD_28.04.2016\14.21.24



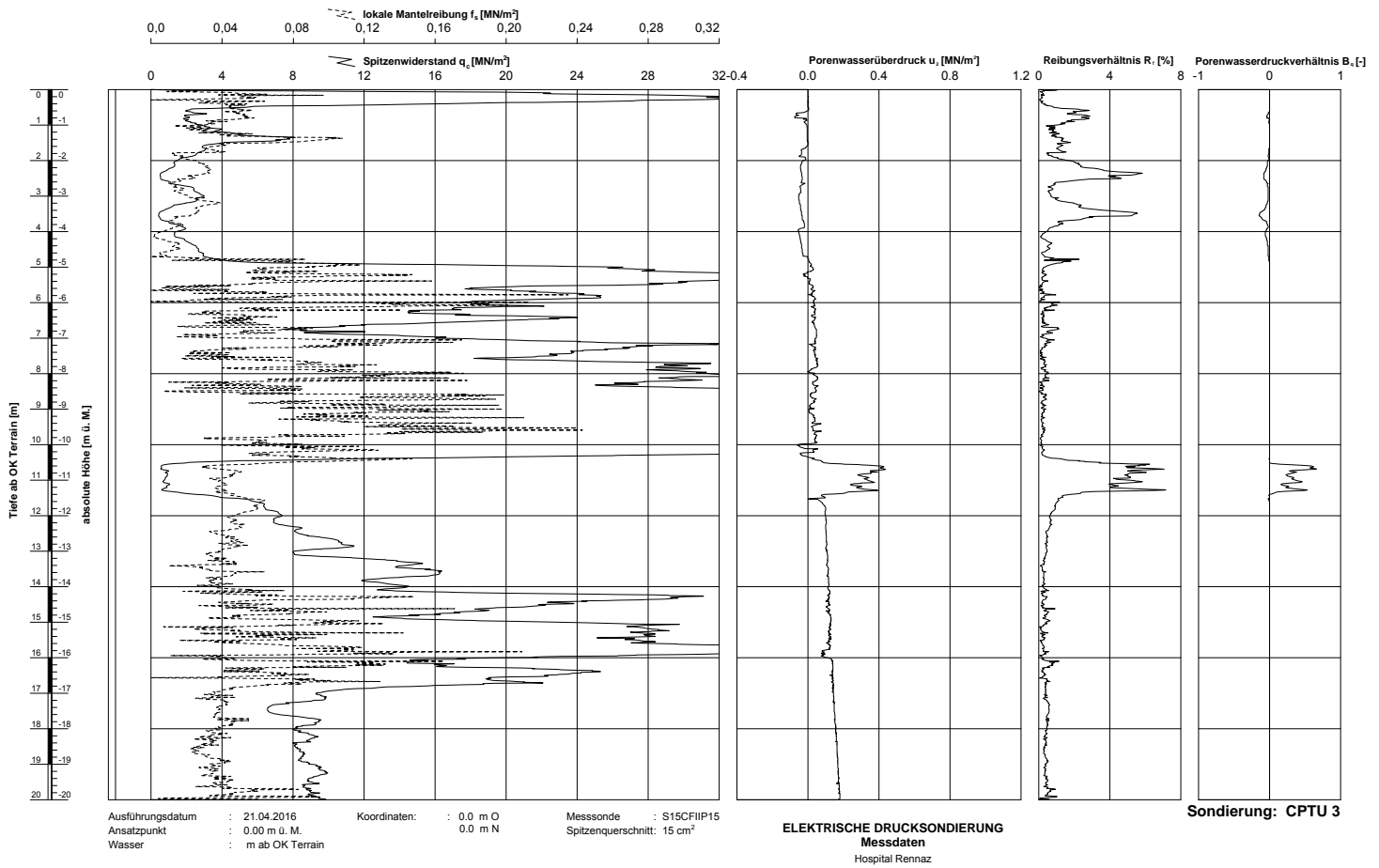
geotechn. Virginia Herweg - 05 - konsolidiert

GeoDataSystem / CPT Daten\A\CHI_100_V17.03.0 / 28.04.2016\14.21.24



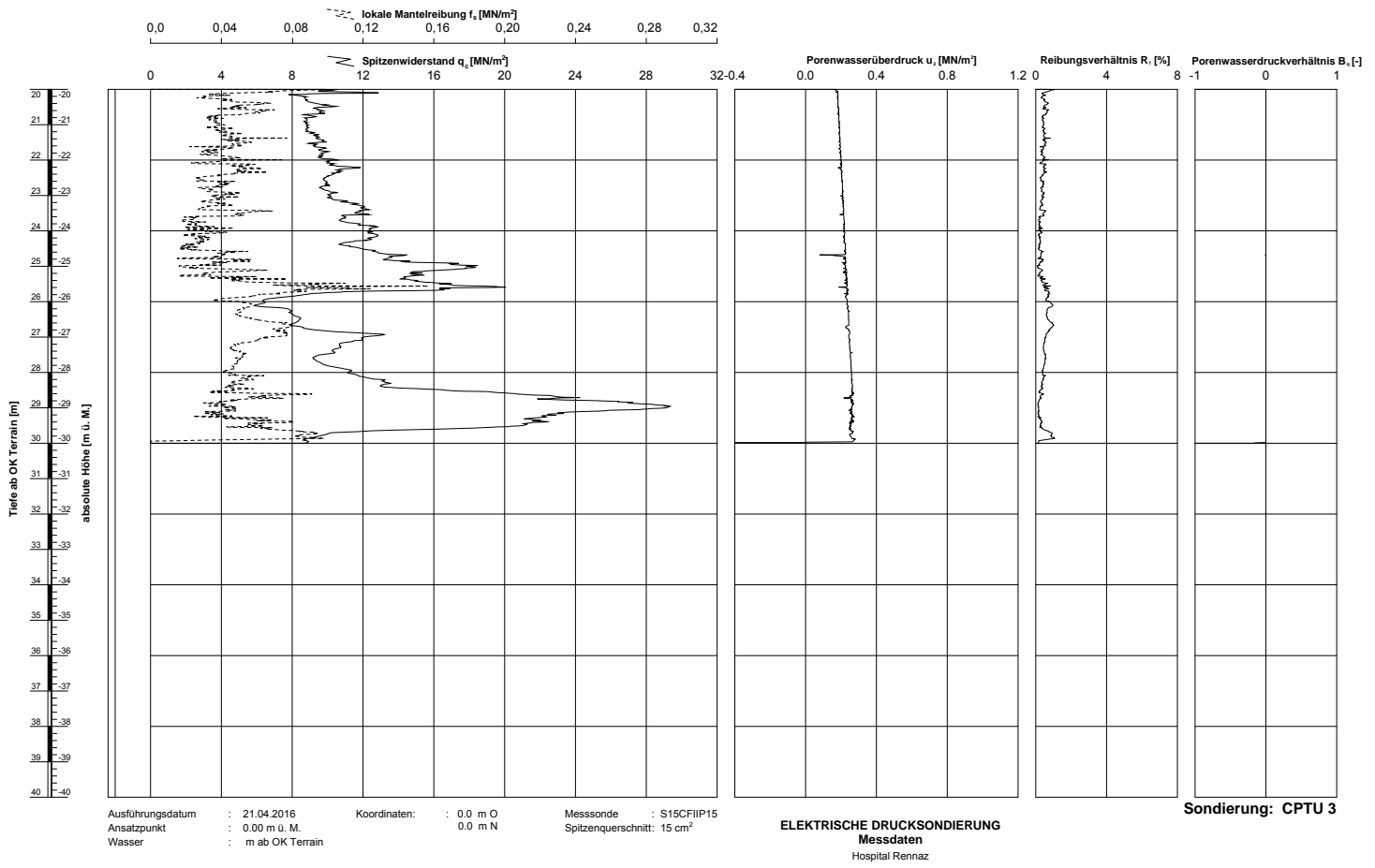
geostand: Virginia Herweg - 05 - korrektur:

GeoBS-System / CPT Daten\A\CPT_100_V17.03.0 / 28.04.2016\14.26.48



geoprofile, Virginia Herweg, 05, korrektiert

GeoDataSystem / CPT Daten / A_CPT_1_100_V17_03.0 / 28.04.2016 / 14.26.49



BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU1

C1 – C2

Elektrische Drucksondierung CPTU1

C3 – C4

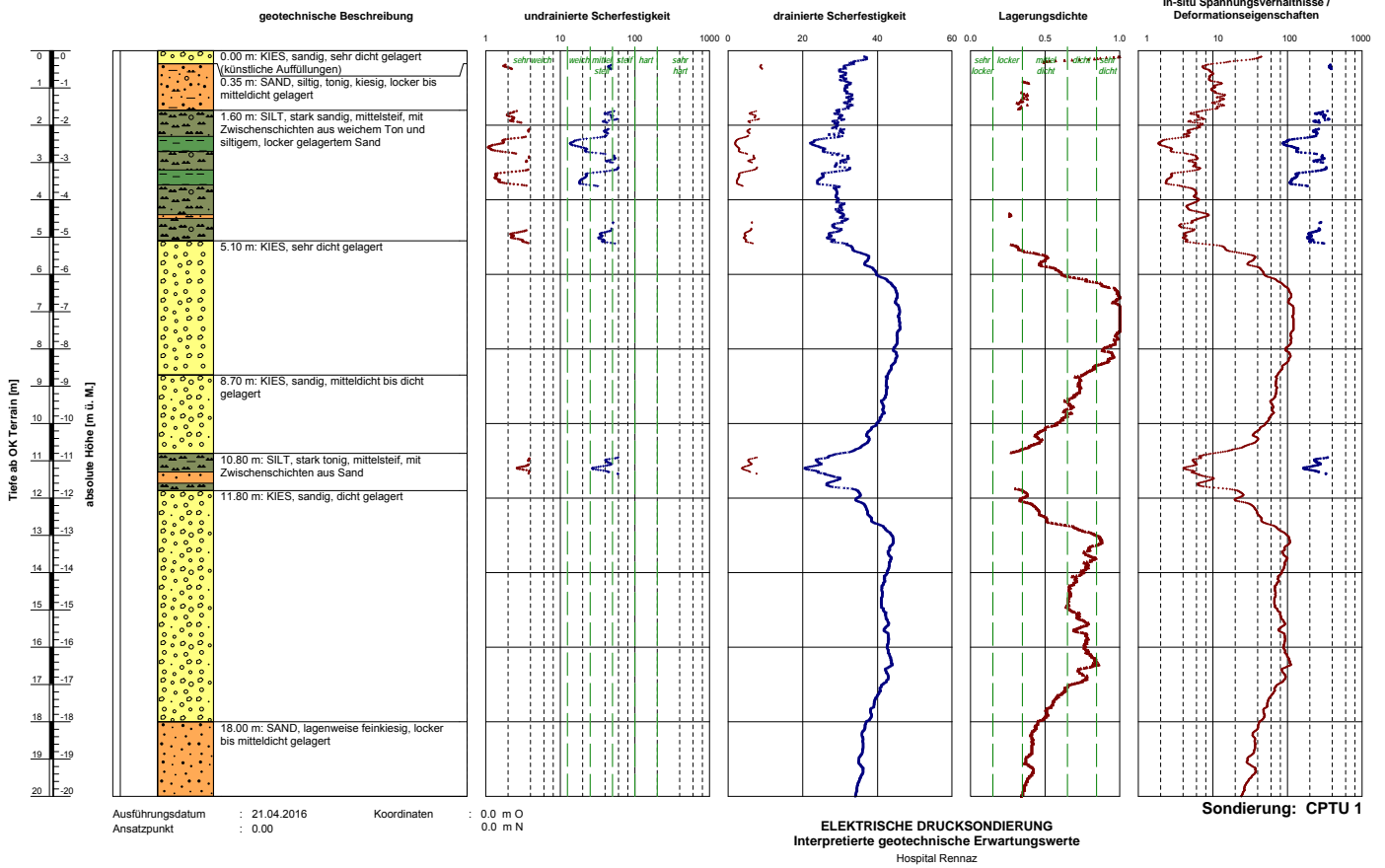
Elektrische Drucksondierung CPTU1

C5 – C6

- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- o Sensitivität S_v [%]
- x effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{p0} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{e,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

geoprofile_vhm Datum: 22.04.2016 sonderer_cds

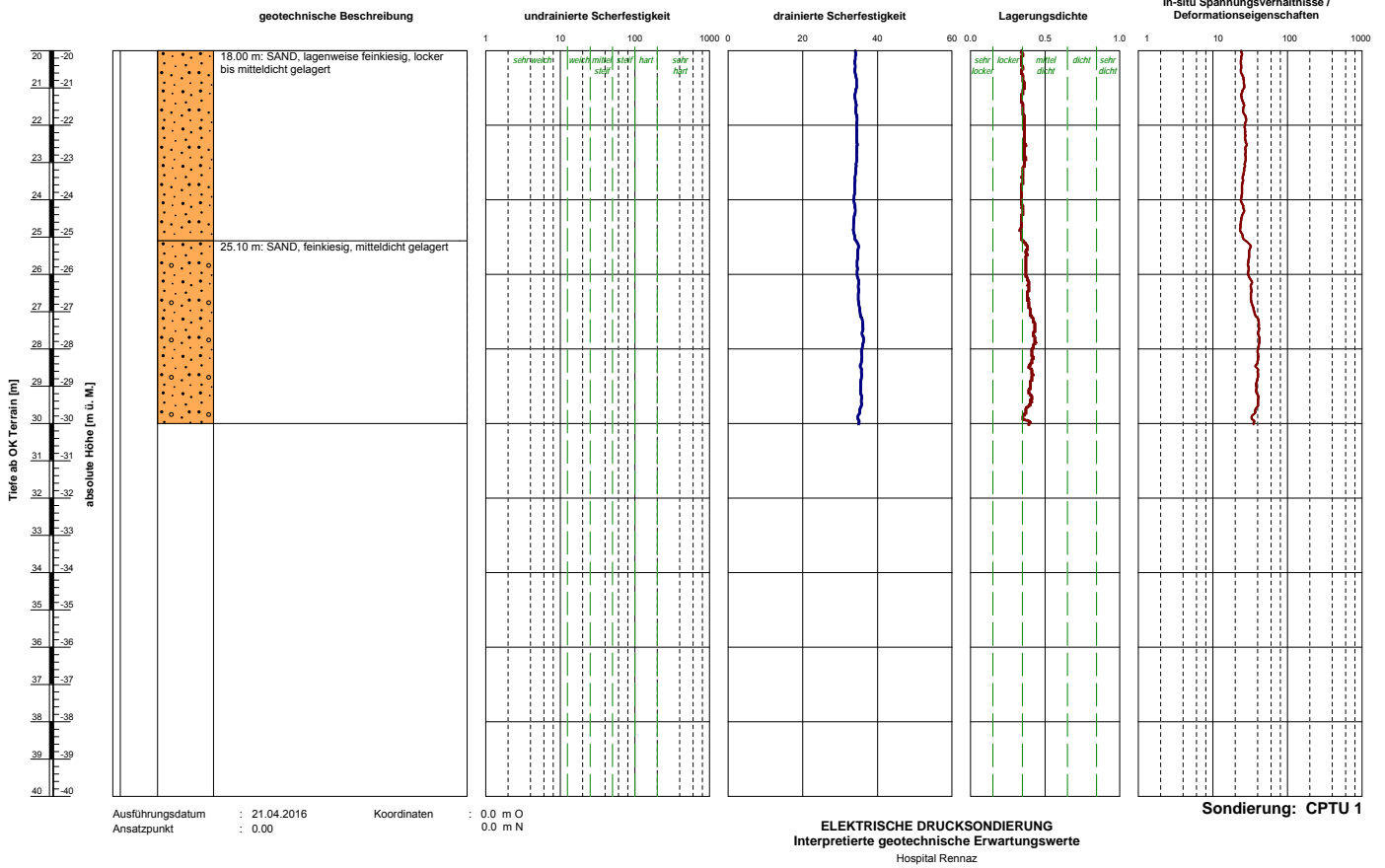
GeoDataSystem / CPT Interp AG CH_1_100_7_05.01.02.08.2016/12.28.22



- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- o Sensitivität S_v [%]
- x effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{p0} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{e,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

geotechnic_vhm Datum: 22.04.2016 sonderer.ctd

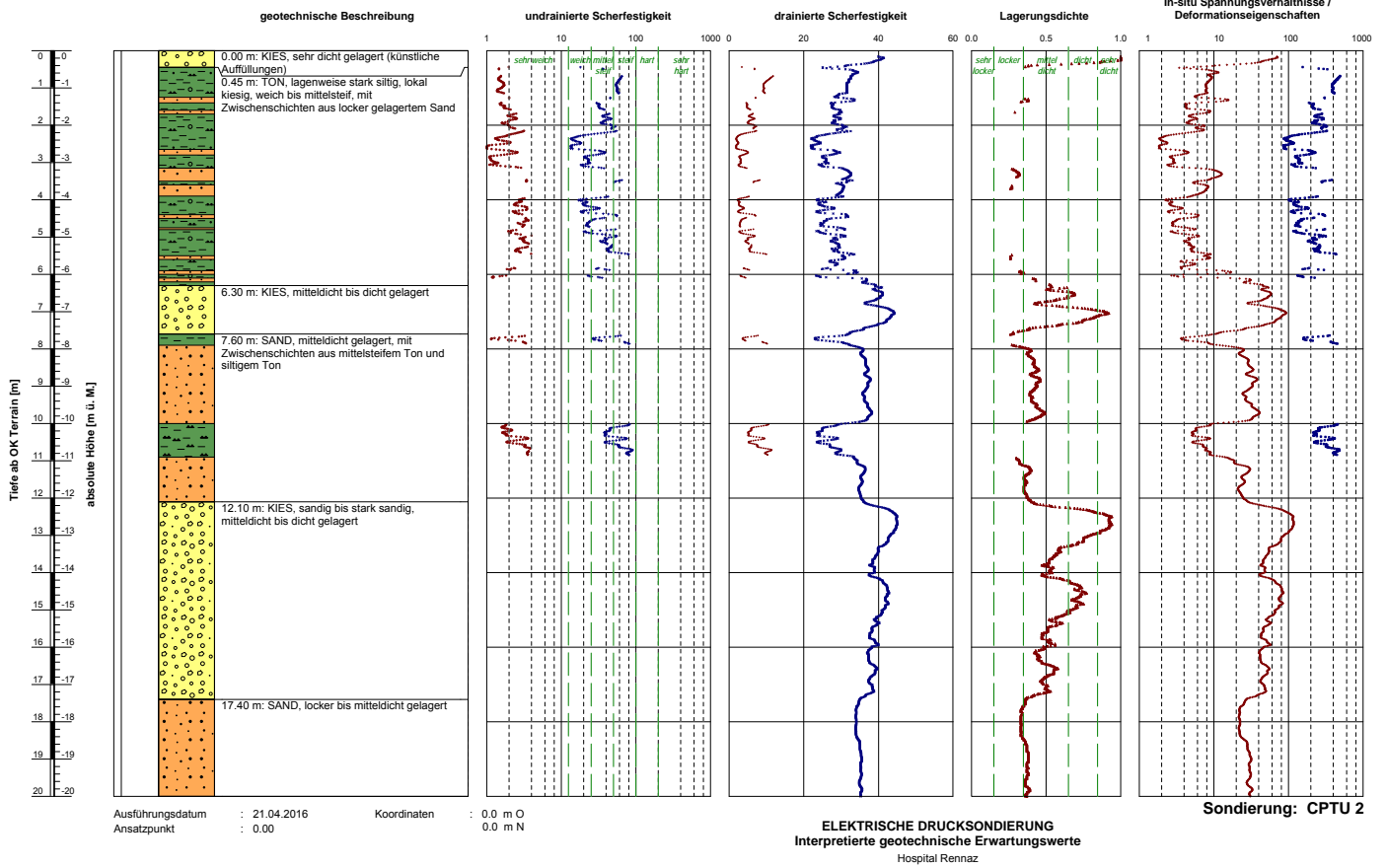
GeoDataSystem / CPT Interp / CH_1_100_7 / GLO / 02.06.2016 / 12.26.23



- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- o Sensitivität S_v [%]
- x effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{cs} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{e,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

geoprofile_vhm Datum: 22.04.2016 konradler_cds

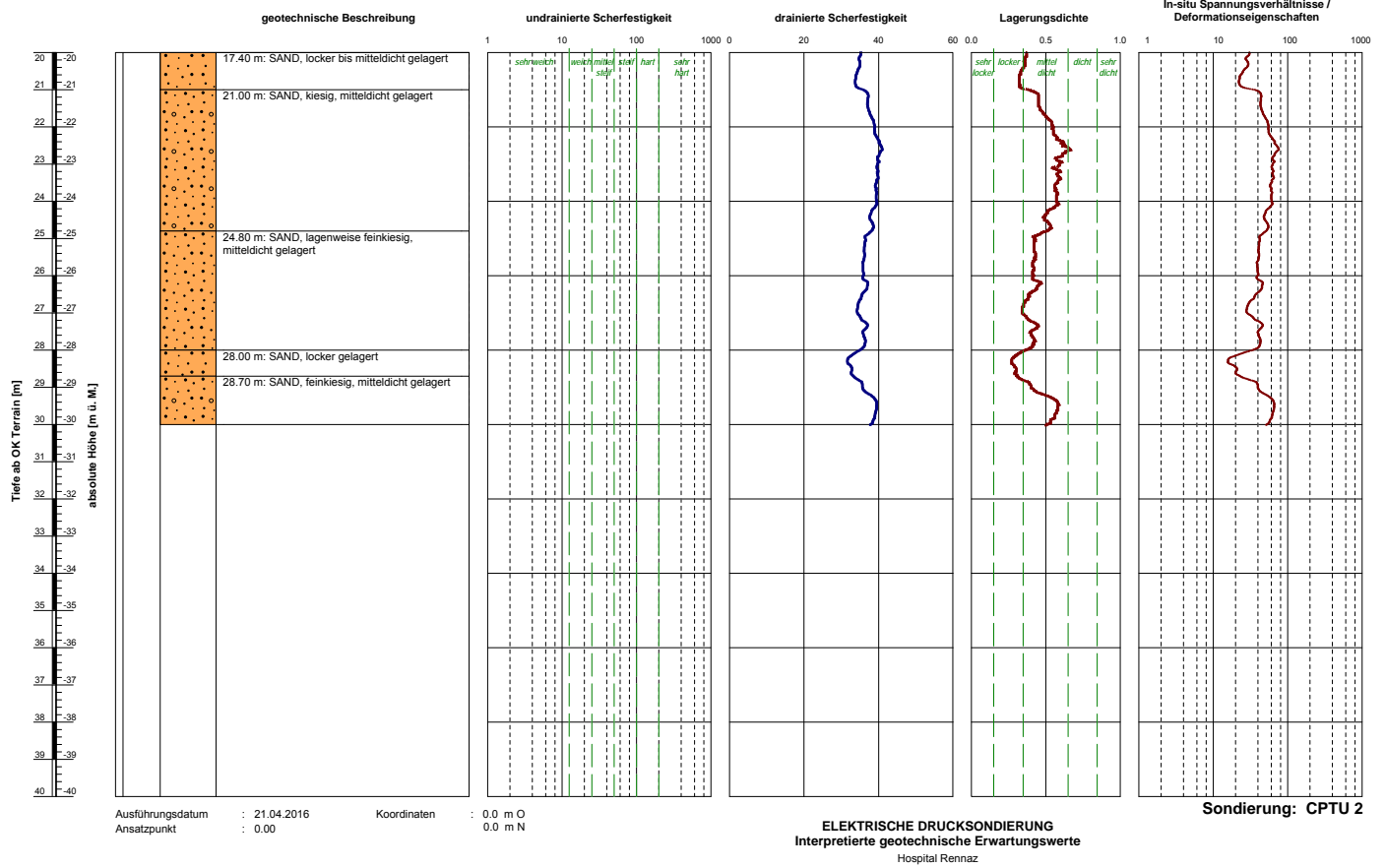
GeoDataSystem / CPT Interp AG CH_1_100_v7.0.0.0 / 02.08.2016 / 12.15.38



- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- o Sensitivität S_v [%]
- x effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_{p0} [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{e,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

geoprofile_vhm Datum: 22.04.2016 sonndrdr.ctb

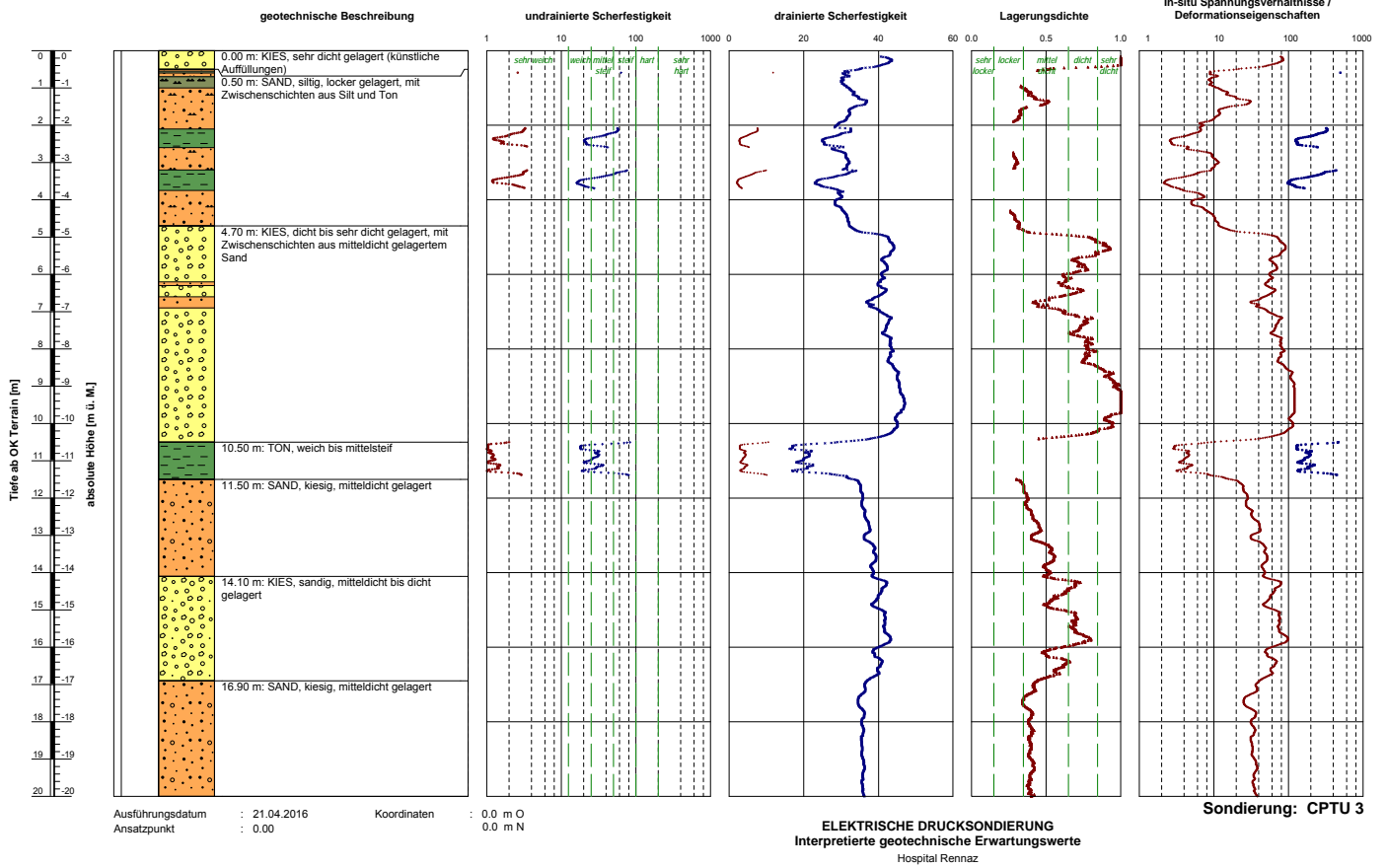
GeoDataSystem / CPT Interp AG CH_1_100_7_05.07.02.06.2016/12.15.39



- + undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]
- Sensitivität S_v [%]
- × effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]
- effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △ bezogene Lagerungsdichte I_p [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_v [kN/m²]
- + oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{e,1}$ bzw. E_s) [MN/m²]

geoprofile_vhm Datum: 22.04.2016 sonderer_cds

GeoBusSystem / CPT Interp AG CH_1_100_v7.0.0.0 (02.06.2016) 12:26:03



BEILAGE D
ANALYSE DES BODENVERFLÜSSIGUNGSPOTENZIALS

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU2, Magnitude 5.5

D1

Elektrische Drucksondierung CPTU2, Magnitude 6.0

D2

Elektrische Drucksondierung CPTU2, Magnitude 6.5

D3

BEMERKUNGEN ZUR ANALYSE

Analysemethode

Die Bestimmung des Bodenverflüssigungspotenzials, welches sich primär auf sandigen Schichten bezieht, richtet sich nach dem Verfahren gemäss Robertson und Wride (1998) und Robertson (2009):

1. Bestimmung des Schichtaufbaus des Untergrundes aufgrund von elektrischen Drucksondierungen;
2. Bestimmung der zyklischen Erdbebenlast aufgrund der zu erwartenden, maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung (cyclic stress ratio, CSR);
3. Bestimmung des Widerstands der einzelnen Schichten gegen einer zyklischen Erdbebenlast für Sandschichten (cyclic resistance ratio, CRR);
4. Bestimmung der Wahrscheinlichkeit einer Verflüssigung von Sanden aufgrund historischer Daten.

Anhang 3 dokumentiert die oben erwähnten Analysemethoden im Detail.

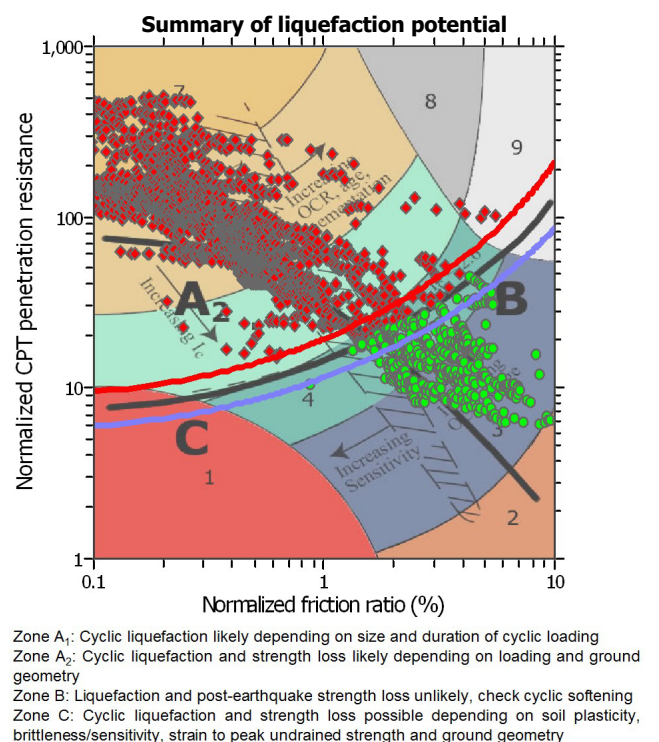
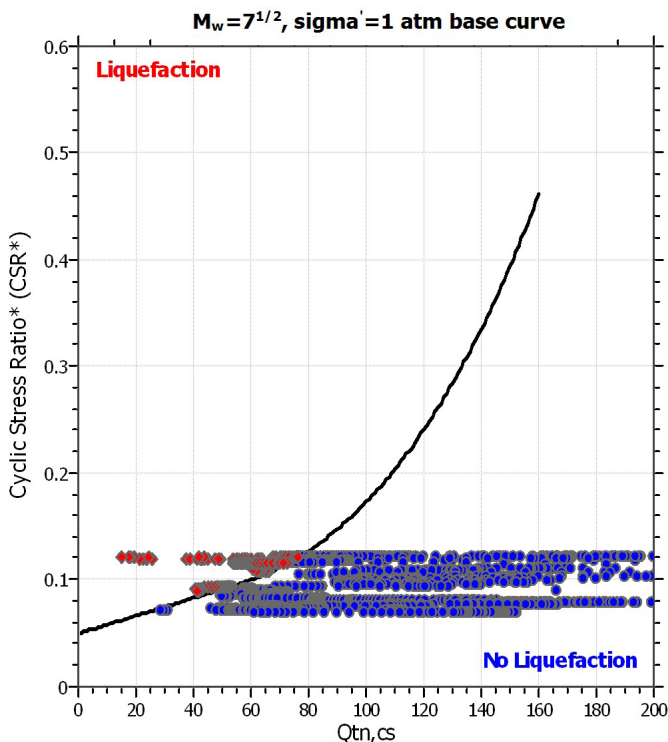
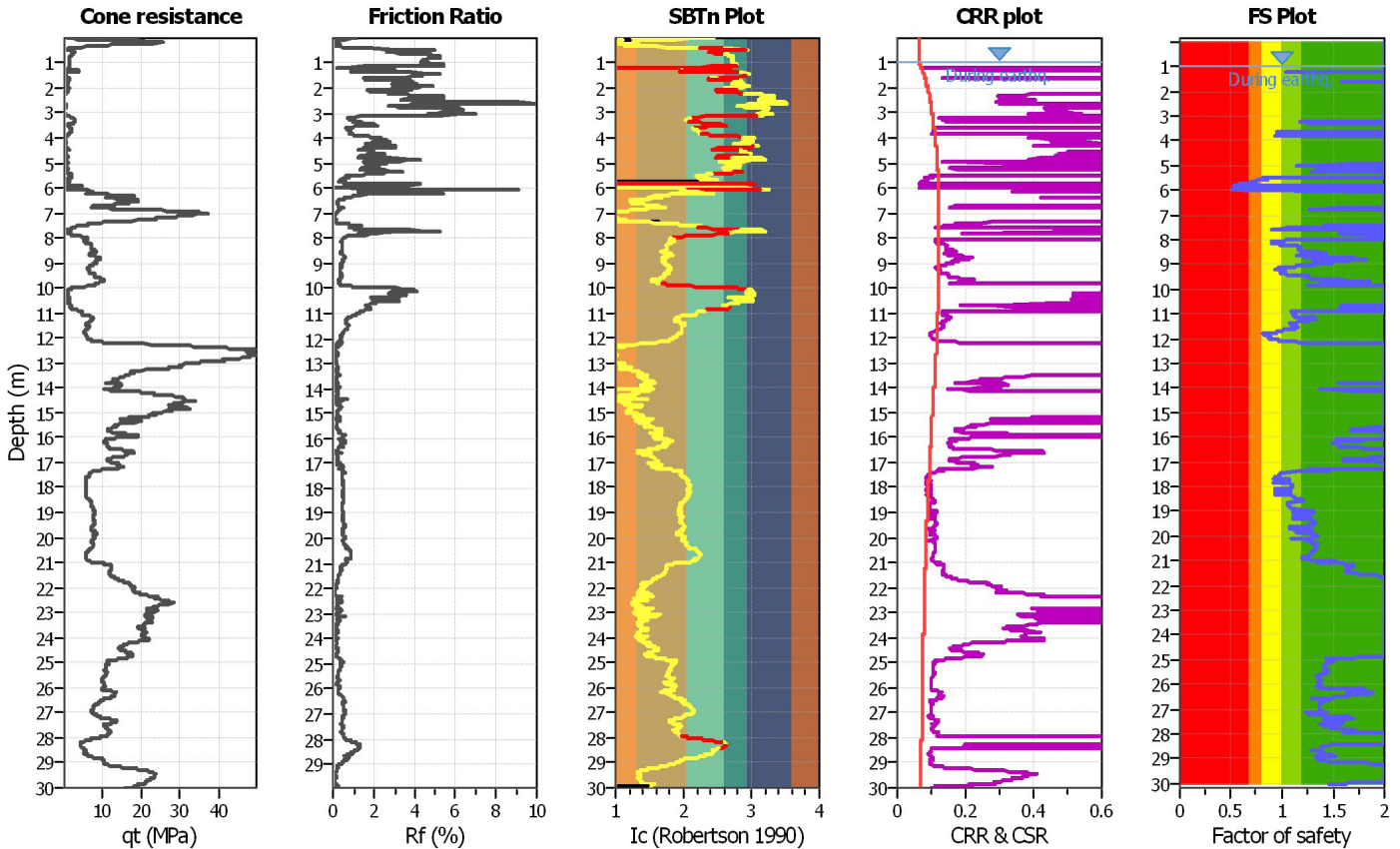
Gemäss der Seismischen Mikrozonierung des Rhônetals im Kanton Waadt¹⁾ liegt Rennaz in Zone S5. Gemäss der Erdbebengefährdungskarte des Schweizerischen Erdbebendienstes liegt Rennaz in Gefährdungszone Z3a, womit als Bemessungswert für die horizontale Bodenbeschleunigung a_{gd} 1.3 m/s^2 anzunehmen ist. Zudem wurde angenommen, dass der Grundwasserspiegel im Falle eines Erdbebens 1 m unter OK Terrain liegt. Es handelt sich bei dem geplanten Neubau um ein Bauwerk der Klasse III. Der Analyse wurden Beben der Magnituden 5.5, 6.0 und 6.5 zugrunde gelegt.

Die Analyse von Sondierungen lässt für alle untersuchten Magnituden über grosse Abschnitte des Profils Bodenverflüssigungspotential erkennen.

¹⁾Microzonage sismique spectral de la vallée du Rhône vaudois 2009

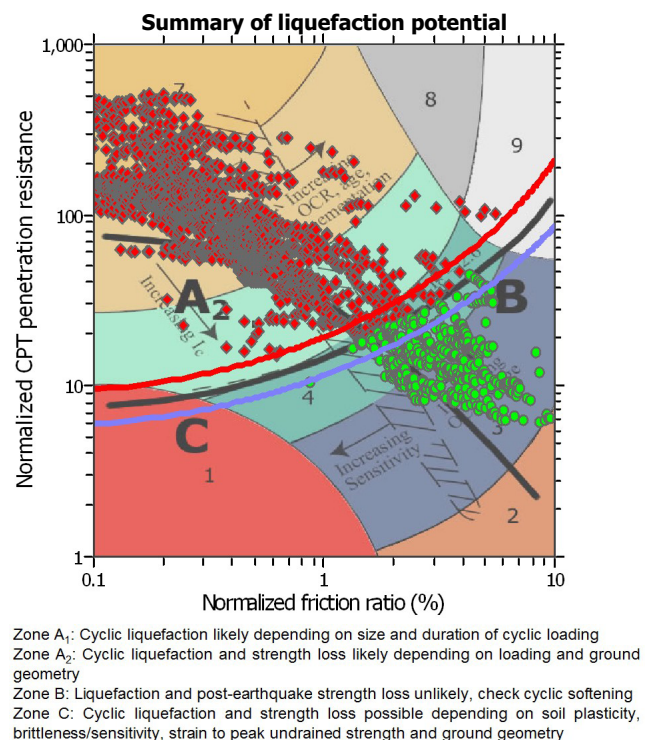
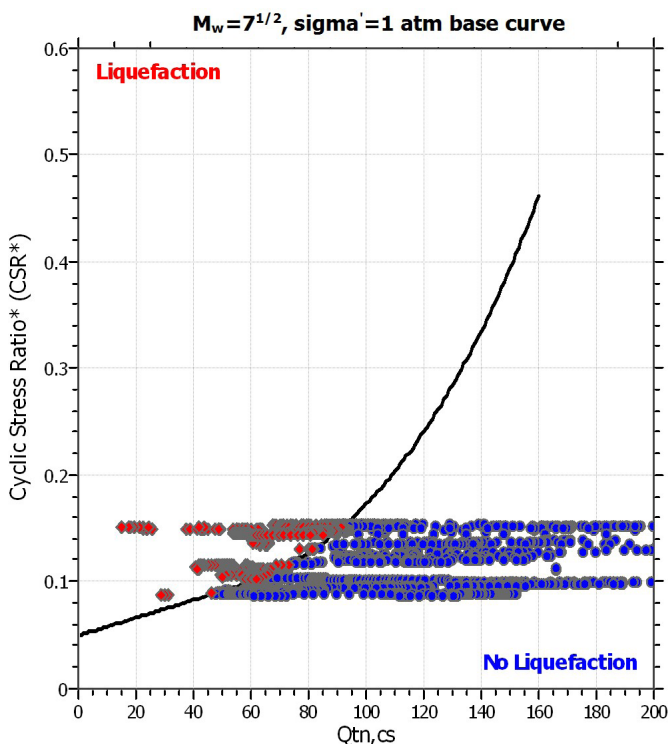
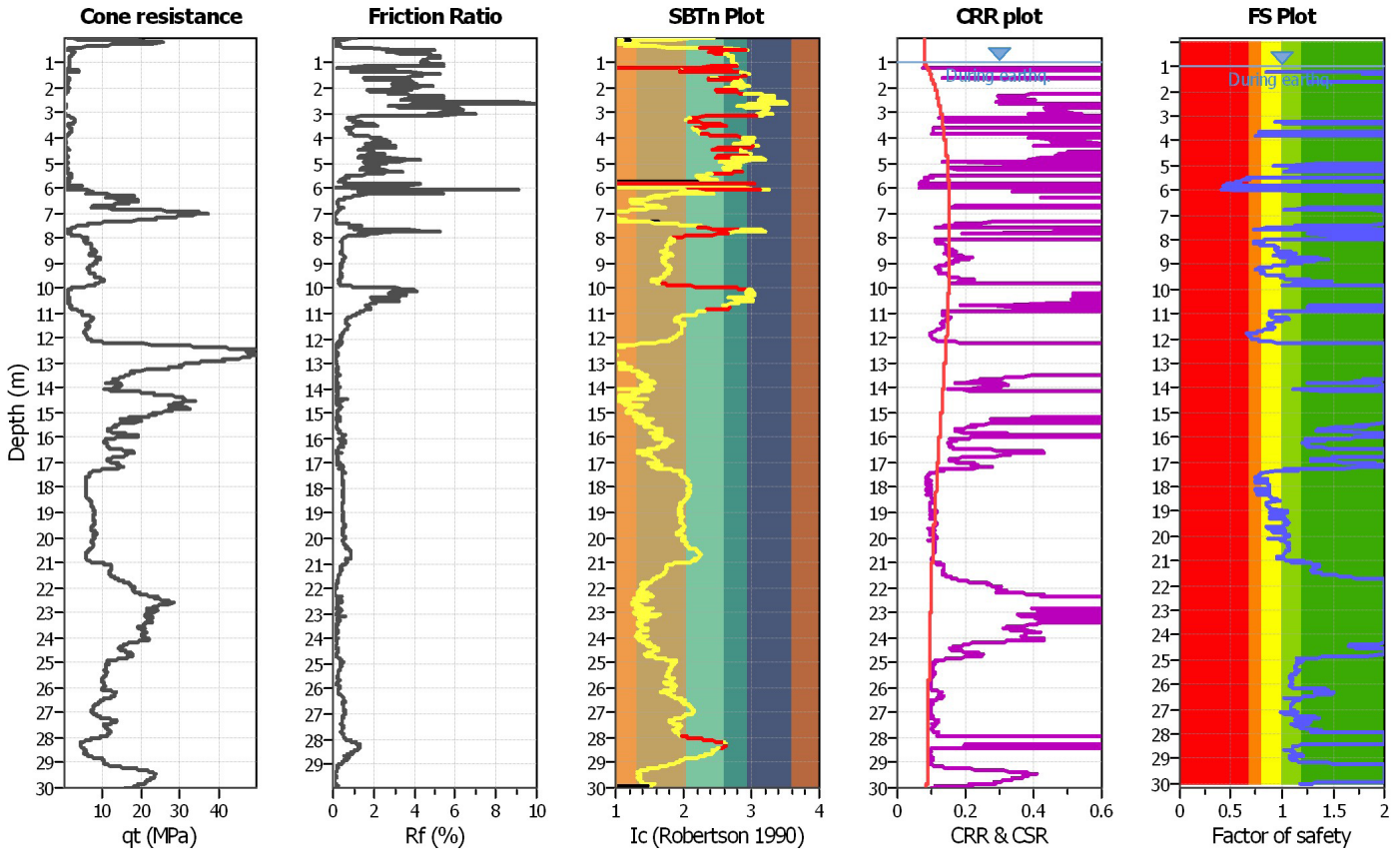
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT
Project title : 60-748 Hopital Rennaz
Location :
CPT file : Interp CPTU 2
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	No		



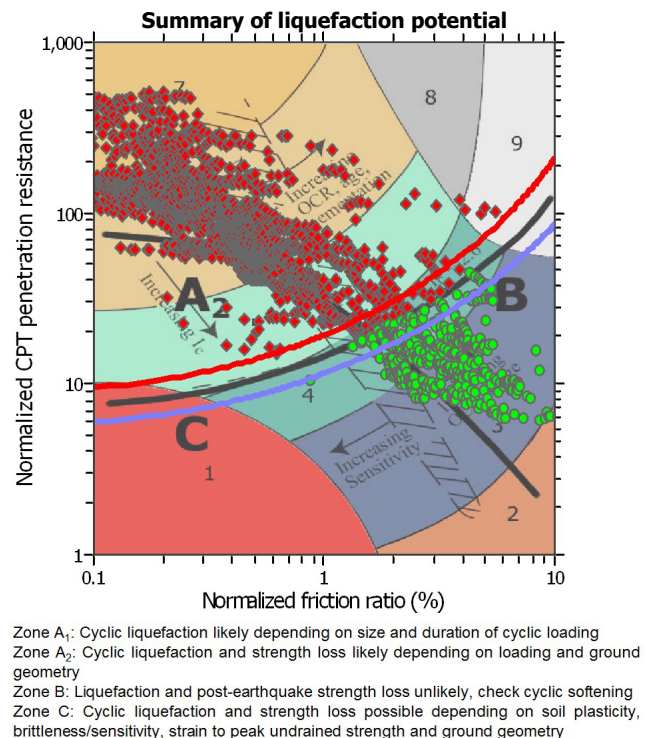
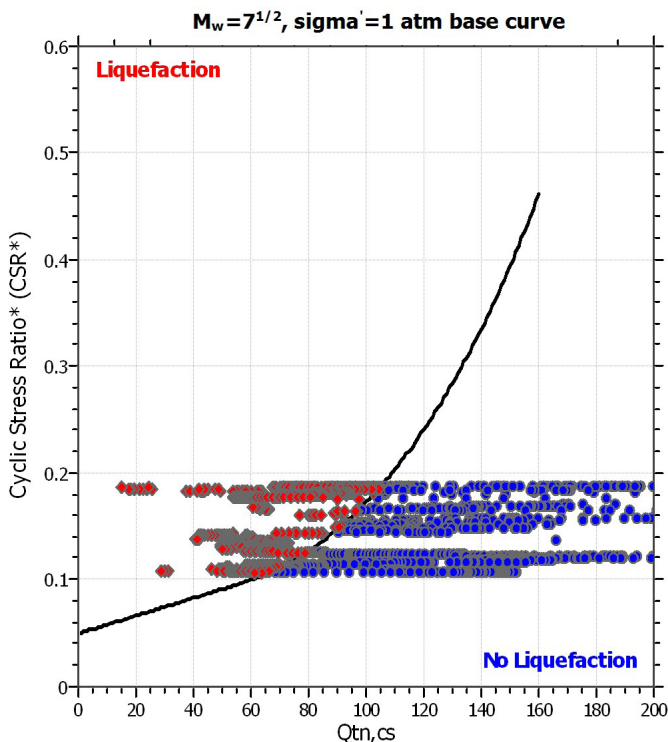
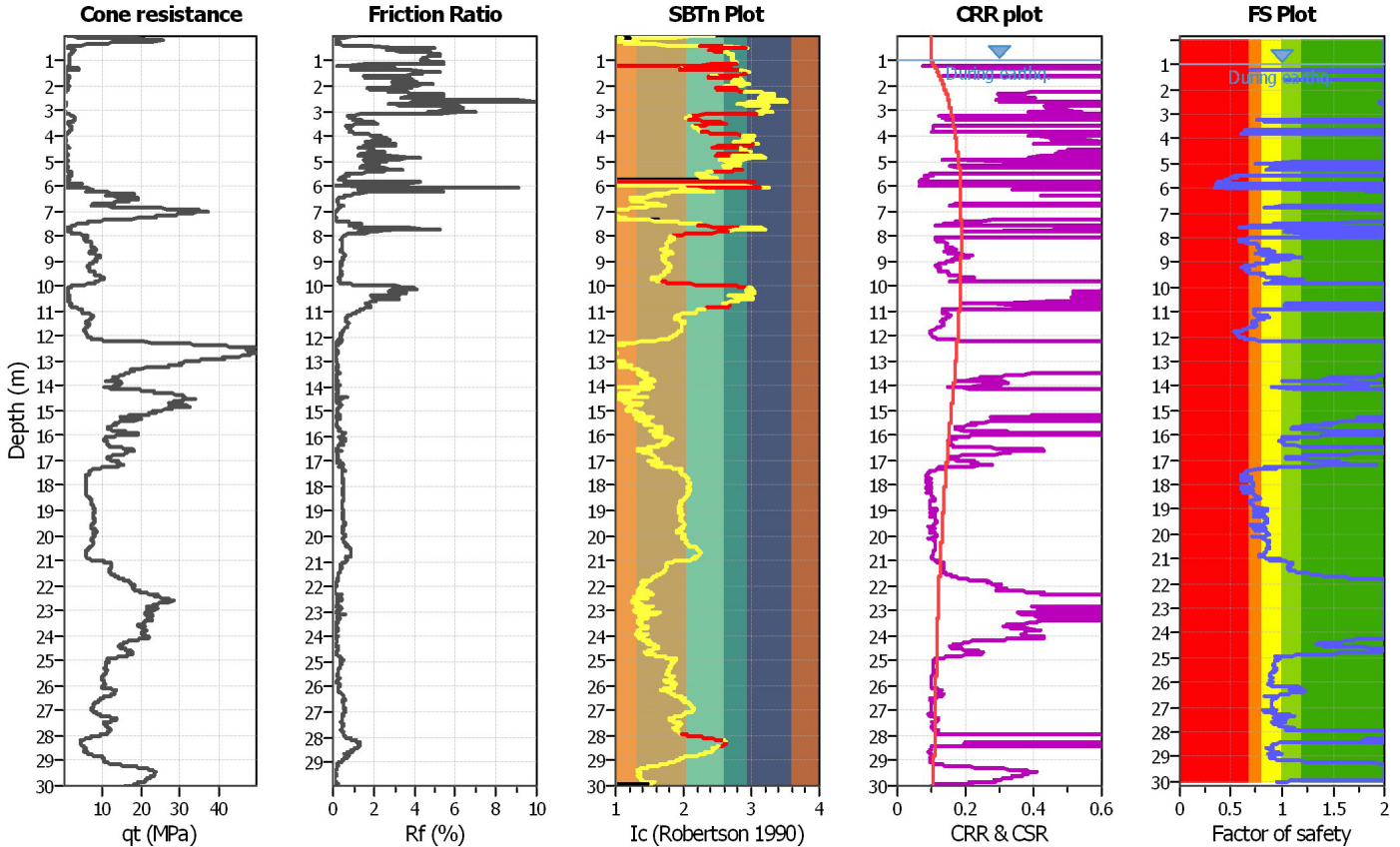
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT
Project title : 60-748 Hopital Rennaz
Location :
CPT file : Interp CPTU 2
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	6.00	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	No		



LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT
Project title : 60-748 Hopital Rennaz
Location :
CPT file : Interp CPTU 2
Input parameters and analysis data

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	6.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	No		



ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

Anhang 3: Detaillierte Beschreibung des Verfahrens zur Bestimmung des Bodenverflüssigungspotenzials

ALLGEMEINES

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

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

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

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

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

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

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

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

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

dabei ist:

z =Eindringtiefe

l =Eindringlänge

i =vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

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

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

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

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

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

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

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

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

Dabei gilt:

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

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

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

B_q = Porendruckverhältnis:

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

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

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

EINLEITUNG

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

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

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

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

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

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

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

EINDRINGVERHALTEN

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

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

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

KLASSIFIZIERUNG

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

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

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

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

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

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

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

wobei:

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

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

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

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

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

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

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

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

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

LITERATURANGABEN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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