



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

**ETH**

Eidgenössische Technische Hochschule Zürich  
Swiss Federal Institute of Technology Zurich

---

# **Yverdon - Philosophes (SYVP)**

## **SITE CHARACTERIZATION REPORT**

**Clotaire MICHEL, Stefano MARANÒ, Jan BURJANEK**

**Valerio POGGI, Daniel ROTEN, Carlo CAUZZI, Donat FÄH**

---



Sonneggstrasse 5 CH-8092 Zürich Switzerland; E-mail: [clotaire.michel@sed.ethz.ch](mailto:clotaire.michel@sed.ethz.ch)

Last modified : November 5, 2013

## Abstract

Ambient vibration array measurements were performed to characterize the lacustrine deposits at site Yverdon Philosophes. The site, where the new station SYVP of the Swiss Strong Motion Network was installed, is located on the ruins roman Castrum. SYVP replaces the dial-up station SYVJ. In order to characterize the velocity profile under the station, array measurements with a 240 m aperture were performed. The measurements were successful and allowed deriving a velocity model for this site. The soil column underlying station SYVP is made of a first layer of approximately 8 m with a very low velocity around 160 m/s. Qualitative and quantitative comparisons with borehole and CPT data were performed. Below, a homogenous layer is found down to 60 m with a velocity of 300 m/s. Velocities are slightly increasing down to 80 m to 500 m/s and then start to increase linearly rapidly but with a poor constraint. The bedrock is actually not clearly visible on these profiles, but certainly below 80 m. The fundamental resonance frequency is 1.15 Hz at station SYVP.  $V_{s,30}$  is low (257 m/s). The soil class is C for EC8 [CEN, 2004], D for SIA261 [SIA, 2003]. The theoretical SH transfer function and the impedance contrast of the quarter-wavelength velocity computed from the inverted profiles show large amplifications up to 9, with values of 5 over a broad frequency range. Recordings on the new station will allow to validate these simple 1D models.

## Contents

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Previous studies</b>	<b>6</b>
2.1	Geology and geotechnics . . . . .	6
2.2	Geophysics . . . . .	7
<b>3</b>	<b>Experiment description</b>	<b>7</b>
3.1	Ambient Vibrations . . . . .	7
3.2	Equipment . . . . .	8
3.3	Geometry of the arrays . . . . .	8
3.4	Positioning of the stations . . . . .	8
<b>4</b>	<b>Data quality</b>	<b>10</b>
4.1	Usable data . . . . .	10
4.2	Data processing . . . . .	10
<b>5</b>	<b>H/V processing</b>	<b>11</b>
5.1	Processing method and parameters . . . . .	11
5.2	Results . . . . .	11
<b>6</b>	<b>Array processing</b>	<b>14</b>
6.1	Processing methods and parameters . . . . .	14
6.2	Obtained dispersion curves . . . . .	14
<b>7</b>	<b>Inversion and interpretation</b>	<b>18</b>
7.1	Inversion . . . . .	18
7.2	Comparison with CPT measurements . . . . .	22
7.3	Travel time average velocities and soil class . . . . .	22
7.4	SH transfer function and quarter-wavelength velocity . . . . .	23
<b>8</b>	<b>Conclusions</b>	<b>26</b>
	<b>References</b>	<b>28</b>
	<b>Appendix: CPT measurement</b>	<b>28</b>

# 1 Introduction

The station SYVP (Yverdon-Philosophes) is part of the Swiss Strong Motion Network (SSM-Net) in the Western part of Switzerland. SYVP has been installed in the framework of the SSMNet Renewal project in 2011, replacing the SYVJ (Yverdon Jordils) dial-up station. This project includes also the site characterization. The passive array measurements have been selected as a standard tool to investigate these sites. Such a measurement campaign was carried out on 28th September 2011 in the Castrum park of Yverdon (Fig. 1), with a centre close the station SYVP, in order to characterize the sediments under this station. According to historical and geological literature, this station is located on a former sandbank surrounded by former swamps, in a lacustrine sedimentary basin (lake Neuchâtel). This report presents the previous available data, the new measurement setup, the results of the H/V analysis and of the array processing of the surface waves (dispersion curves). Then, an inversion of these results into velocity profiles is performed. Standard parameters are derived to evaluate the amplification at this site.

<b>Canton</b>	<b>City</b>	<b>Location</b>	<b>Station code</b>	<b>Site type</b>	<b>Slope</b>
Vaud	Yverdon	Castrum romain	SYVP	Lacustrine sediments	Flat

Table 1: Main characteristics of the study-site.



Figure 1: Picture of the site.

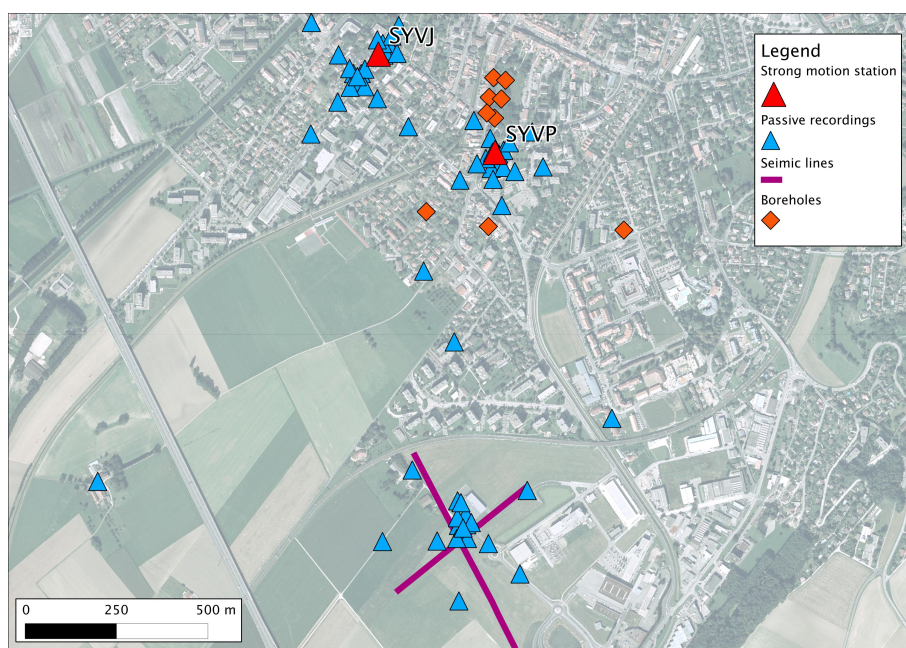


Figure 2: All existing datasets in the surroundings of station SYVP in Yverdon.



## 2.2 Geophysics

Numerous geophysical studies were already performed in Yverdon to evaluate the site effects in the city (Fig. 1). Widmer et al. [2003] detailed the microzonation project in Yverdon. A map of the foundation classes following SIA261 [SIA, 2003] is proposed. A H/V survey of 24 points in the southern part of the city was performed in 2002 by these authors. Moreover, they used borehole data down to 102 m (not reaching the bedrock) to propose a 1D model and SH transfer function in the industrial zone (Y-parc) with velocities between 200 and 500 m/s. The bedrock depth is estimated at 110 m with a velocity of 1500 m/s at this location. Amplifications up to 3.5 at 1 Hz are retrieved.

In 2005, the company Geoexpert performed 2 crossing seismic profiles (source=weight drop) in the industrial zone Y-Parc and interpreted them using reflexion seismic, refraction seismic and MASW. Comparison with previous and following results is difficult, but the bedrock mapping is accurate between 100 and 200 m in the profile, dipping to the south. This dipping is not recognized on the resonance frequencies from H/V.

Another H/V measurement campaign more centered on the city was performed by Orou in 2005 with 20 points.

In 2006, Stamm and Fäh performed 3 array measurements, a large one in the industrial zone Y-Parc with an aperture of 1.4 km, a medium-size array (aperture 390 m) close to the dial-up station SYVJ and a small one at the site of the station SYVJ (aperture 65 m).

Finally in 2009, the company Resonance performed a H/V survey with 40 points to cover the basin regularly, in order to finalize the microzonation of the city.

In the urban area, resonance frequencies are found around 1 Hz, i.e. with a shallower basin compared to the industrial zone where the majority of studies were performed. Array measurements close to station SYVJ were performed relatively close to the new station SYVP, but uppermost layer may be relatively different.

## 3 Experiment description

### 3.1 Ambient Vibrations

The ground surface is permanently subjected to ambient vibrations due to:

- natural sources (ocean and large-scale atmospheric phenomena) below 1 Hz,
- local meteorological conditions (wind and rain) at frequencies around 1 Hz ,
- human activities (industrial machines, traffic...) at frequencies above 1 Hz [Bonneyfoy-Claudet et al., 2006].

The objective of the measurements is to record these ambient vibrations and to use their propagation properties to infer the underground structure. First, the polarization of the recorded waves (H/V ratio) is used to derive the resonance frequencies of the soil column. Second, the arrival time delays at many different stations are used to derive the velocity of surface waves

at different frequencies (dispersion). The information (H/V, dispersion curves) is then used to derive the properties of the soil column using an inversion process.

### 3.2 Equipment

For these measurements 12 Quanterra Q330 dataloggers named NR01 to NR12 and 14 Lennartz 3C 5 s seismometers were available (see Tab. 2). 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 was ensured by GPS. The sensor were placed on a metal tripod in a 20 cm deep hole, when possible, for better coupling with the ground.

<b>Digitizer</b>	<b>Model</b>	<b>Number</b>	<b>Resolution</b>
	Quanterra Q330	12	24 bits
<b>Sensor type</b>	<b>Model</b>	<b>Number</b>	<b>Cut-off frequency</b>
Velocimeter	Lennartz 3C	14	0.2 Hz

Table 2: Equipment used.

### 3.3 Geometry of the arrays

Two array configurations were used, for a total of 4 rings of 15, 30, 60 and 120 m radius around a central station. The first configuration includes the 3 inner rings with 14 sensors; the second configuration includes the 2 outer rings (plus 1 sensor of the first ring) with 12 sensors. The minimum inter-station distance and the aperture are therefore 15 and 120 m and 15 and 240 m, respectively. The experimental setup is displayed in Fig. 4. The final usable datasets are detailed in section 4.2.

### 3.4 Positioning of the stations

The sensor coordinates were measured using a differential GPS device (Leica Viva), including only a rover station and using the Real Time Kinematic technique provided by Swisstopo. It allows an absolute positioning with an accuracy of about 3 cm on the Swissgrid. However, the system did not work for point YVP402, located in a courtyard, with a precision of 25 cm (GPS only). This precision was assumed sufficient for these processing but raw data are available for post-processing if necessary.



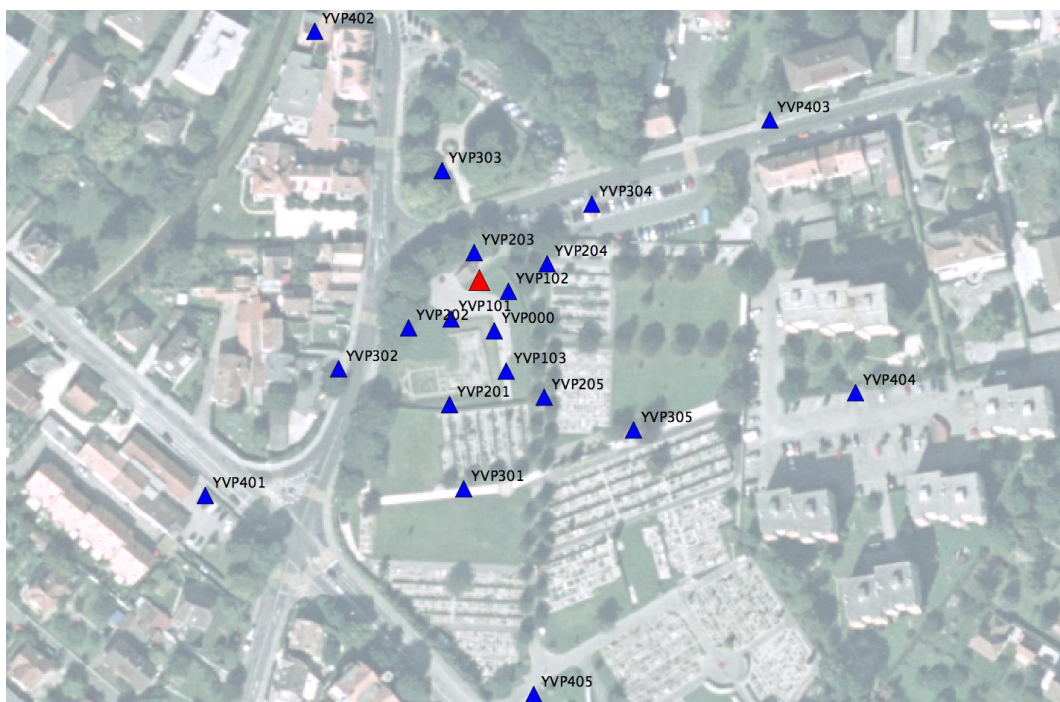


Figure 4: Geometry of the arrays.

## 4 Data quality

### 4.1 Usable data

The largest time windows were extracted, for which all the sensors of the array were correctly placed and the GPS synchronization was ensured. For the first configuration, two events delayed the starting time: station NR06 synchronized late because of a defective antenna and point YVP201 was found out not to be well oriented at 12:51 and was therefore reoriented. Therefore, in addition to the dataset processed in the following, other datasets with longer recording time but less points are provided. In particular, for 1C processing (Z component), a longer recording could be extracted. The second dataset was performed during the night when less cars were crossing the array even if it was not the most quiet part of the night.

The spectra show that points YVP302 and YVP304 have abnormal amplitudes below 1 Hz. Point YVP305 has higher amplitudes than the other points at high frequencies.

The characteristics of the datasets are detailed in Tab. 3.

### 4.2 Data processing

The data were first converted to SAC format including in the header the coordinates of the point (CH1903 system), the recording component and a name related to the position. The name is made of 3 letters characterizing the location (YVP here), 1 digit for the ring and 2 more digits for the number in the ring. Recordings were not corrected for instrumental response.

Dataset	Starting Date	Time	Length	$F_s$	Min. inter-distance	Aperture	# of points
1	2011/09/28	12:53	111 min	200 Hz	15 m	120 m	14
1 13pts	2011/09/28	11:47	167 min	200 Hz	15 m	120 m	13
1 12pts	2011/09/28	11:04	220 min	200 Hz	15 m	120 m	12
1 Z14pts	2011/09/28	11:47	167 min	200 Hz	15 m	120 m	14 - Z only
1 Z13pts	2011/09/28	11:04	220 min	200 Hz	15 m	120 m	13 - Z only
2	2011/09/28	19:55	148 min	200 Hz	15 m	240 m	12

Table 3: Usable datasets.

## 5 H/V processing

### 5.1 Processing method and parameters

In order to process the H/V spectral ratios, several codes and methods were used. The classical H/V method was applied using the Geopsy <http://www.geopsy.org> software. In this method, the ratio of the smoothed Fourier Transform of selected time windows are averaged. Tukey windows (cosine taper of 5% width) of 50 s long overlapping by 50% were selected. Konno and Ohmachi [1998] smoothing procedure was used with a b value of 80. The classical method computed using the method of Fäh et al. [2001] was also performed.

Moreover, the time-frequency analysis method [Fäh et al., 2009] was used to estimate the ellipticity function more accurately using the Matlab code of V. Poggi, available in the software repository of the engineering seismology group of SED. In this method, the time-frequency analysis using the Wavelet transform is computed for each component. For each frequency, the maxima over time (10 per minute with at least 0.1 s between each) in the TFA are determined. The Horizontal to Vertical ratio of amplitudes for each maximum is then computed and statistical properties for each frequency are derived. A Cosine wavelet with parameter 9 is used. The mean of the distribution for each frequency is stored. For the sake of comparison, the time-frequency analysis of Fäh et al. [2001], based on the spectrogram, was also used, as well as the wavelet-based TFA coded in Geopsy.

The ellipticity extraction using the Capon analysis [Poggi and Fäh, 2010] as well as fundamental mode obtained using the wavefield decomposition method [Maranò et al., 2012] (see section on array analysis) were also performed.

Method	Freq. band	Win. length	Anti-trig.	Overlap	Smoothing
Standard H/V Geopsy	0.2 – 20 Hz	50 s	No	50%	K&O 80
Standard H/V D. Fäh	0.2 – 20 Hz	30 s	No	75%	-
H/V TFA Geopsy	0.2 – 20 Hz	Morlet m=8 fi=1	No	-	-
H/V TFA D. Fäh	0.2 – 20 Hz	Specgram	No	-	-
H/V TFA V. Poggi	0.2 – 20 Hz	Cosine wpar=9	No	-	No

Table 4: Methods and parameters used for the H/V processing.

### 5.2 Results

H/V curves are consistent for all the recordings (Fig. 5). For the third and more particularly the fourth ring, slight differences in the H/V shape and the peak frequency appear. A map of the resonance peak (Fig. 6) shows a gradient from North-East (deeper part  $f_0 = 1$  Hz) to South-West (shallower part of the basin  $f_0 = 1.35$  Hz). Points YVP402 and YVP303 have slightly lower resonance frequencies, whereas points YVP404 and YVP405 have clearly higher resonance frequencies than the rest of the array.

Moreover, all the methods to compute H/V ratios are compared at the array centre on Fig. 7, in which the classical methods were divided by  $\sqrt{2}$  to correct from the Love wave contribution

[Fäh et al., 2001]. The classical, TFA and FK Capon methods match well for the right flank of the peak but the peak value is slightly different for each method. The 3C FK analysis (Capon method) does not have resolution down to the peak. The wavefield decomposition method provides a picture much closer to theoretical ellipticity curves: the peak and the trough are very well constrained thanks to the sign of the ellipticity. The peak at the SYVP station is therefore at 1.15 Hz, with a large peak amplitude (around 10 for the classical and TFA methods). An amplification of noise at this frequency can also be seen clearly on the spectra.

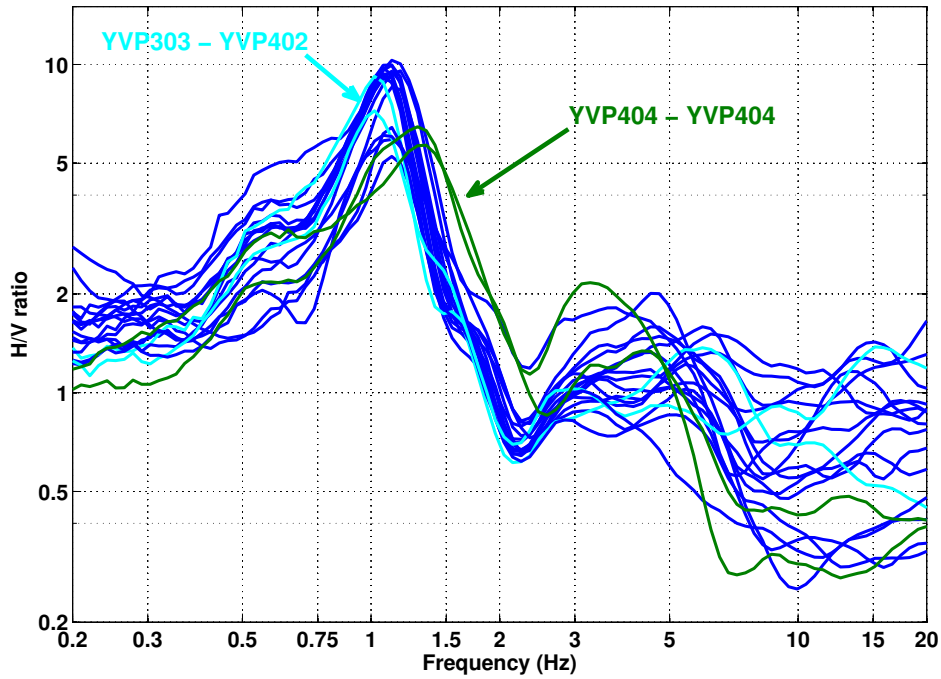


Figure 5: H/V spectral ratios (time-frequency analysis code V. Poggi).

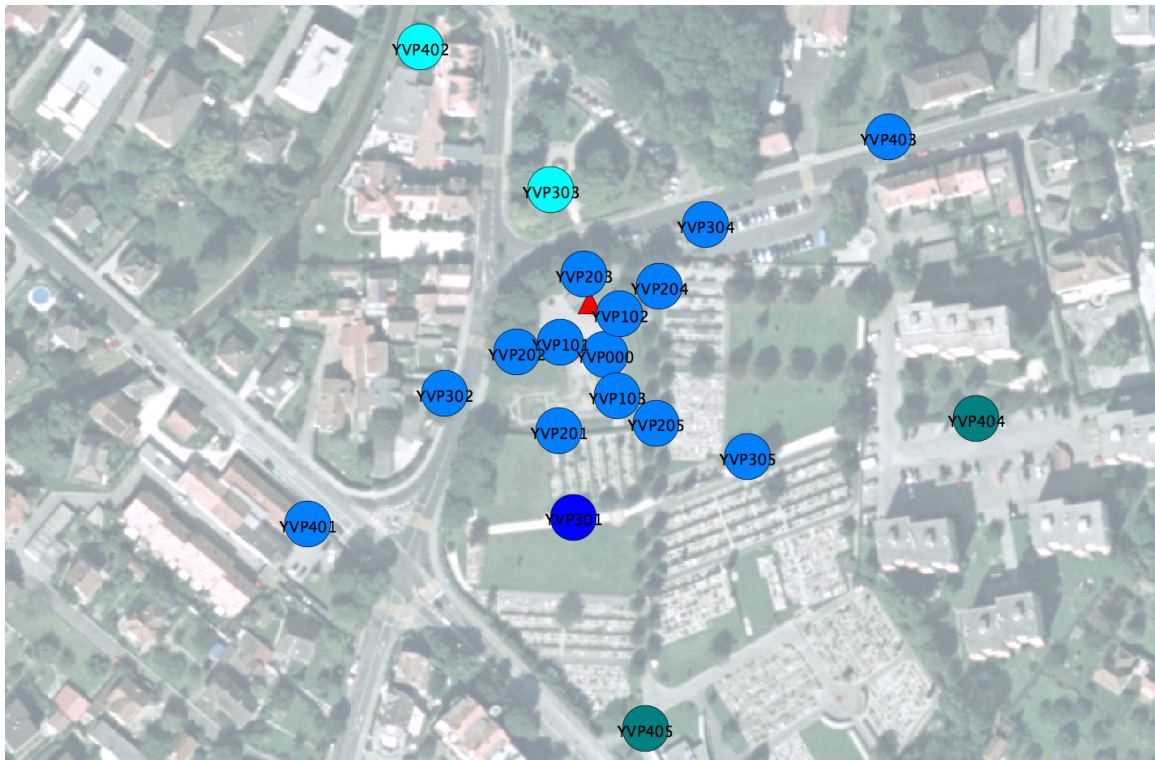


Figure 6: Map of the resonance frequencies in the array (code V. Poggi), from 1 (light blue) to 1.35 Hz (green).

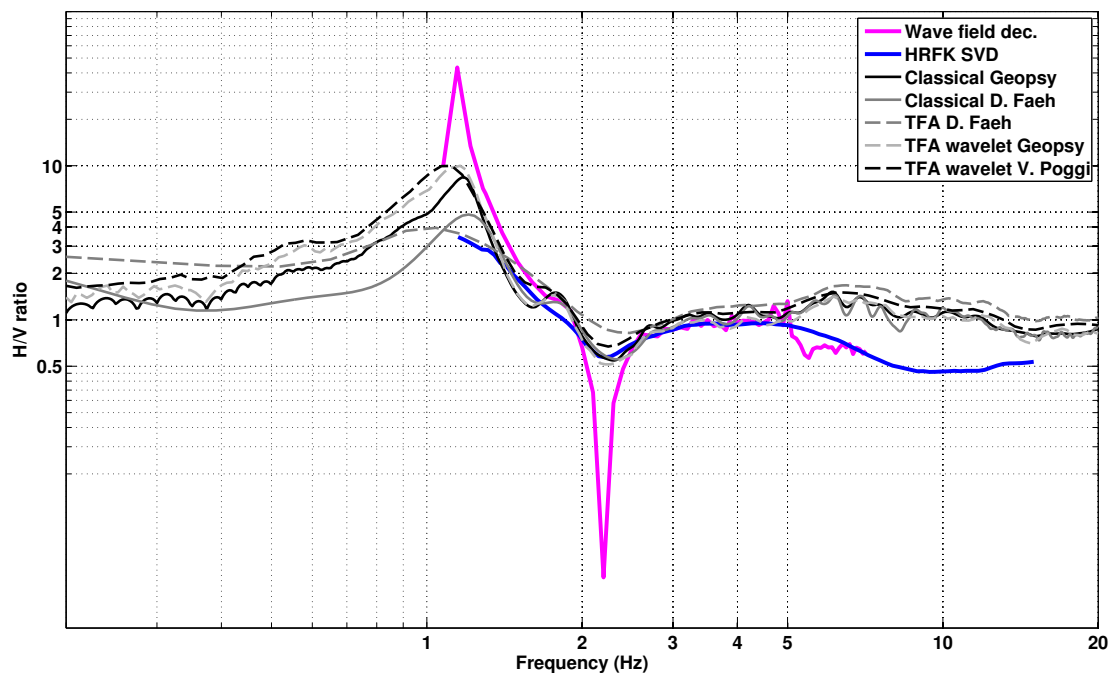


Figure 7: H/V spectral ratios for point YVP000 using the different codes. Classical methods were divided by  $\sqrt{2}$ .

## 6 Array processing

### 6.1 Processing methods and parameters

The vertical components of the arrays were processed using the FK and the High-resolution FK analysis [Capon, 1969] using the Geopsy <http://www.geopsy.org> software. Better results were obtained using large time windows (300T). The results of computations of both datasets were merged to estimate the dispersion curves.

Moreover, a 3C array analysis [Fäh et al., 2008] was also performed using the 3C\_array\_analysis software [Poggi and Fäh, 2010]. It allows to derive Rayleigh and Love modes including the Rayleigh ellipticity. The results of computations of both datasets were merged to estimate the dispersion curves.

The array was also processed following the method proposed in Maranò et al. [2012]. Results are obtained jointly modeling up to three propagating plane waves at each time window and frequency. The recording is split in windows of 20 second. Parameter estimation is done via maximum likelihood. Model selection (choice of wave type and number of waves) is performed using the Bayesian information criterion.

Method	Set	Freq. band	Win. length	Anti-trig.	Overlap	Grid step	Grid size	# max.
HRFK 1C	1	0.5 – 30 Hz	300T	No	50%	0.001	0.5	5
HRFK 1C	2	0.5 – 30 Hz	300T	No	50%	0.001	0.5	5
HRFK 3C	1	1 – 15 Hz	Wav. 10 Tap. 0.2	No	50%	200 m/s	1500 m/s	5
HRFK 3C	2	1 – 15 Hz	Wav. 10 Tap. 0.2	No	50%	200 m/s	1500 m/s	5
Wavef. dec.	1&2	0 – 10 Hz	20s					

Table 5: Methods and parameters used for the array processing.

### 6.2 Obtained dispersion curves

The first mode (Rayleigh) in the 1C FK analysis could be picked between 1.6 and 8.5 Hz (Fig. 8) including its standard deviation. The dispersion curve can be followed below the lower array limit thanks to the Capon technique. The velocities are ranging from 860 m/s at 1.6 Hz down to 240 m/s at 8.5 Hz. Moreover, it can clearly be seen from Fig. 8 that the velocities for the frequencies above 3 Hz are 5% lower in the second dataset. It can be due to lateral variability of the upper layers, since the central part of the array is in a Roman castle, the foundation soil was probably stiffer than the surroundings (external ring of the array).

Using the 3C component, both fundamental Rayleigh and Love modes can be picked, as well as the two first higher Love modes (Fig. 9). The fundamental Rayleigh mode shows no difference with the 1C analysis (Fig. 10). Rayleigh fundamental mode is picked from 1.65 to 8.2 Hz and Love from 1.15 to 7.2 Hz (Fig. 10). The first higher Love mode is picked from 2.9 to 4.2 Hz and the second higher from 4.6 to 5.8 Hz (Fig. 11).

Finally, using the wavefield decomposition method, the fundamental and the first 3 higher modes of the Rayleigh and Love waves and the ellipticity could be retrieved. The fundamental mode is picked below the array limit but is not used in the following. The comparison between all methods is displayed in Fig. 10 and Fig. 11 and the ellipticity in Fig. 12. They are in accordance except the second higher Love mode that is shifted.

The comparison (Fig. 13) with the array 1+2 performed close to the SSMNet dial-up station SYVJ in 2006 (Stamm and Fäh, 2006), with a centre located 400 m towards ENE, shows a shift in the frequencies of the Rayleigh and Love fundamental modes indicating probably a difference in the depth of the bedrock. This is also shown by the H/V fundamental frequency that is 0.9 – 1 Hz versus 1.1 – 1.2 Hz in the present study. The bedrock depth is therefore shallower at the new SYVP station compared to the dial-up station SYVJ.

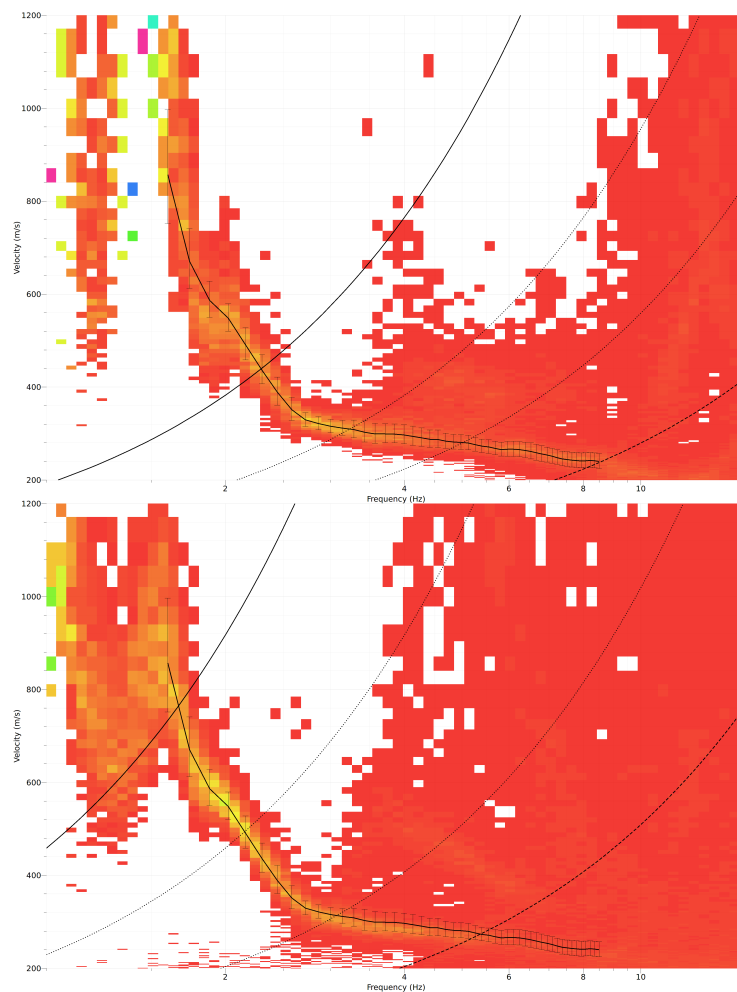


Figure 8: Dispersion curves obtained from the 1C array analysis (top: dataset 1, bottom: dataset 2).



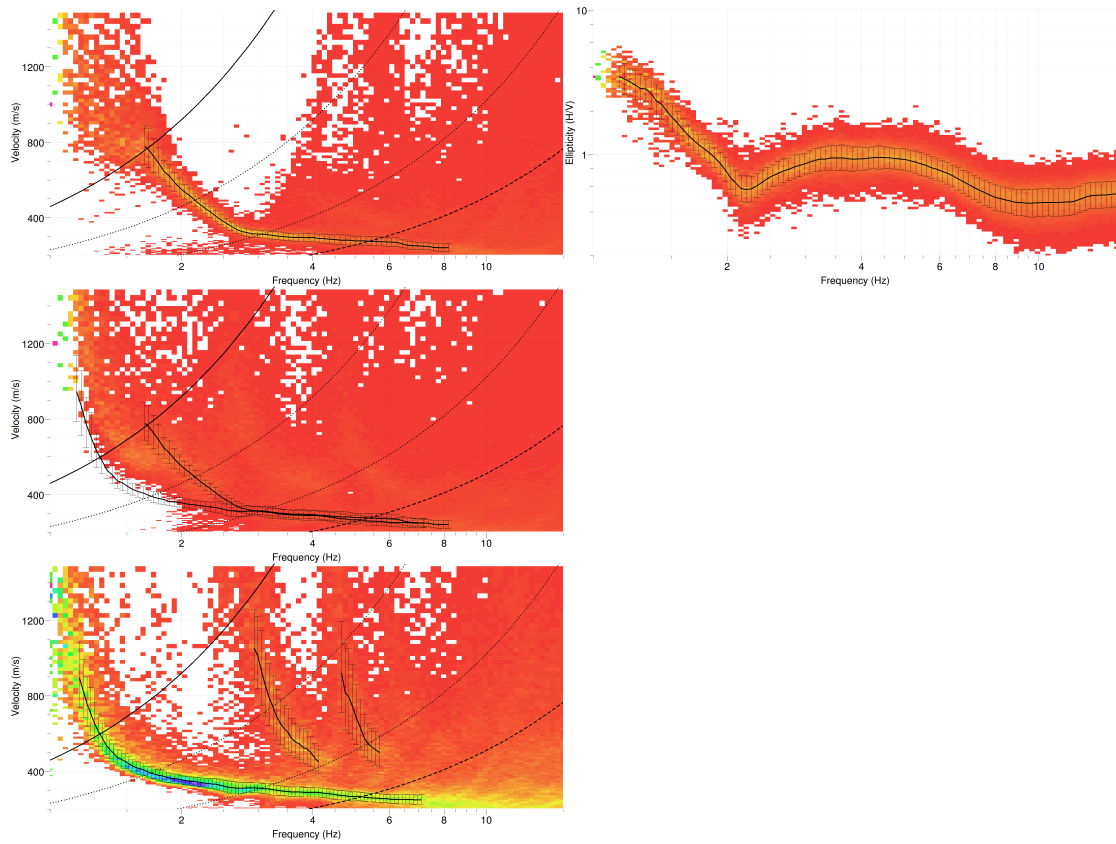


Figure 9: Dispersion curves and ellipticity obtained from the 3C array analysis.

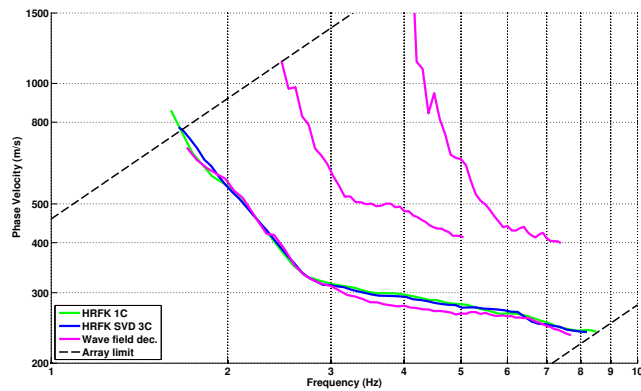


Figure 10: Picked Rayleigh dispersion curves from HRFK 1C, HRFK 3C analyses and wavefield decomposition method.



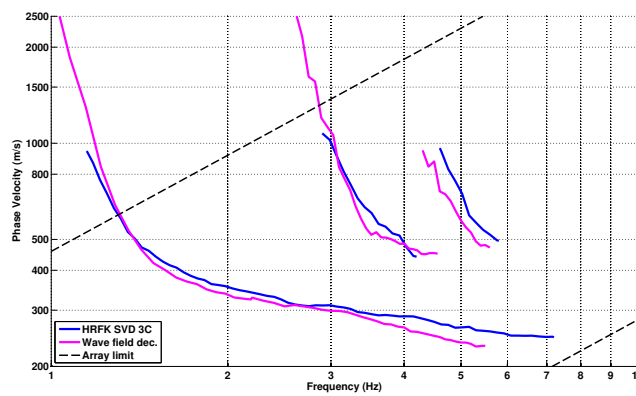


Figure 11: Picked Love dispersion curves from HRFK 3C analysis and wavefield decomposition method.

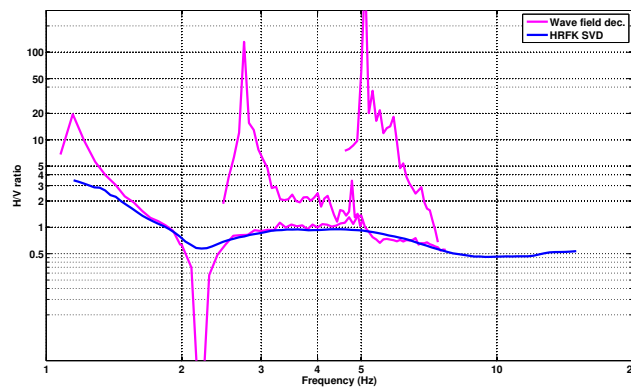


Figure 12: Ellipticity curves extracted from HRFK 3C analysis and wavefield decomposition method.

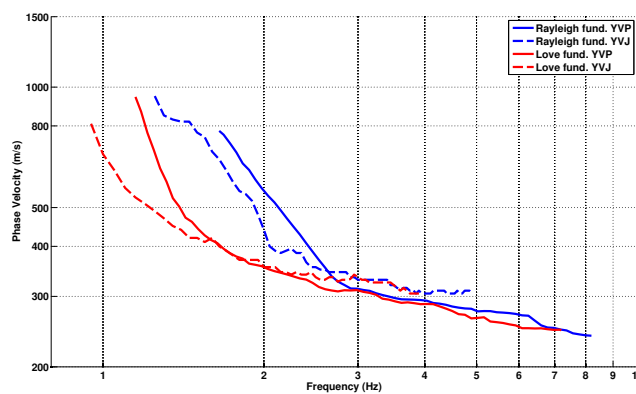


Figure 13: Comparison of the fundamental Rayleigh and Love modes obtained by Stamm and Fäh at SYVJ station and this study for SYVP station.

## 7 Inversion and interpretation

### 7.1 Inversion

For the inversion, Rayleigh and Love fundamental and 2 first higher modes dispersion curves, as well as the ellipticity of the fundamental and 2 first higher Rayleigh modes without standard deviation to avoid different weighting were used as simultaneous targets. The results from the wave field decomposition were used except for the fundamental Rayleigh, where the 1C results were chosen. A weight of 0.3 was assigned to the ellipticity curves. All curves were resampled using 50 points between 1 and 15 Hz in log scale.

The inversion was performed using the Improved Neighborhood Algorithm (NA) Wathelet [2008] implemented in the Dinver software. In this algorithm, the tuning parameters are the following:  $N_{s_0}$  is the number of starting models, randomly distributed in the parameter space,  $N_r$  is the the number of best cells considered around these  $N_{s_0}$  models,  $N_s$  is the number of new cells generated in the neighborhood of the  $N_r$  cells ( $N_s/N_r$  per cell) and  $It_{max}$  is the number of iteration of this process. The process ends with  $N_{s_0} + N_r * \frac{N_s}{N_r} * It_{max}$  models. The used parameters are detailed in Tab. 6.

$It_{max}$	$N_{s_0}$	$N_s$	$N_r$
500	10000	100	100

Table 6: Tuning parameters of Neighborhood Algorithm.

During the inversion process, low velocity zones were allowed in the upper part only. The Poisson ratio was inverted in each layer in the range 0.2-0.4, up to 0.5 just below the water table (4 m). The density was supposed equal to  $2000 \text{ kg/m}^3$  except for the deepest layer ( $2400 \text{ kg/m}^3$ ). Inversions with free layer depths as well as fixed layer depths were performed. 5 layers are enough to explain most of the targets (dispersion and ellipticity), but more layers are used to smooth the obtained results and better explore the parameter space. 5 independent runs of 5 different parametrization schemes (4 and 6 layers over a half space and 13, 15 and 17 layers with fixed depth) were performed. For further elaborations, the best models of these 25 runs were selected (Fig. 17).

A first layer of approximately 8 m is found with a very low velocity 160 m/s, nearly the lowest allowed in the inversion (Fig. 14 and Fig. 17). As for the borehole data, consolidated material is found below 12 m. The ground water table that can be seen on the  $V_p$  profile with a sudden increase in velocity also at 8 m. It is different from the value of 4 m in the borehole, but the resolution of our inversion is anyway poor at the surface. A homogenous layer is then found down to 60 m with a velocity of 300 m/s. Velocities are slightly increasing down to 80 m to 500 m/s and then start to increase linearly rapidly but with a poor constraint. The bedrock is actually not clearly visible on these profiles, but certainly below 80 m.

When comparing to the target curves (Fig. 15 and Fig. 16), all curves, imposing a heavy constraint, are well represented except the second higher Love mode.

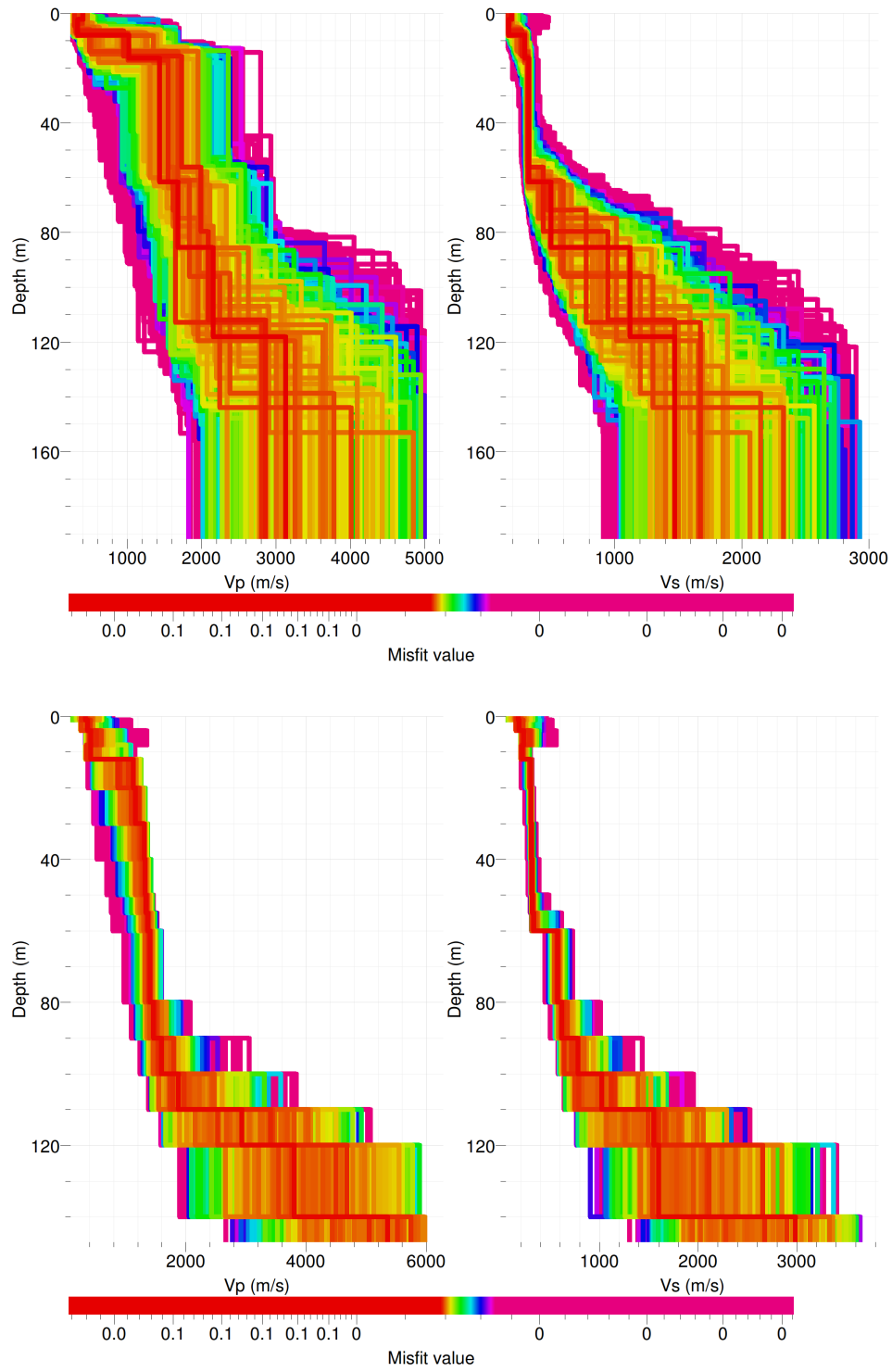


Figure 14: Inverted ground profiles in terms of  $V_p$  and  $V_s$ ; top: free layer depth strategy; bottom: fixed layer depth strategy.

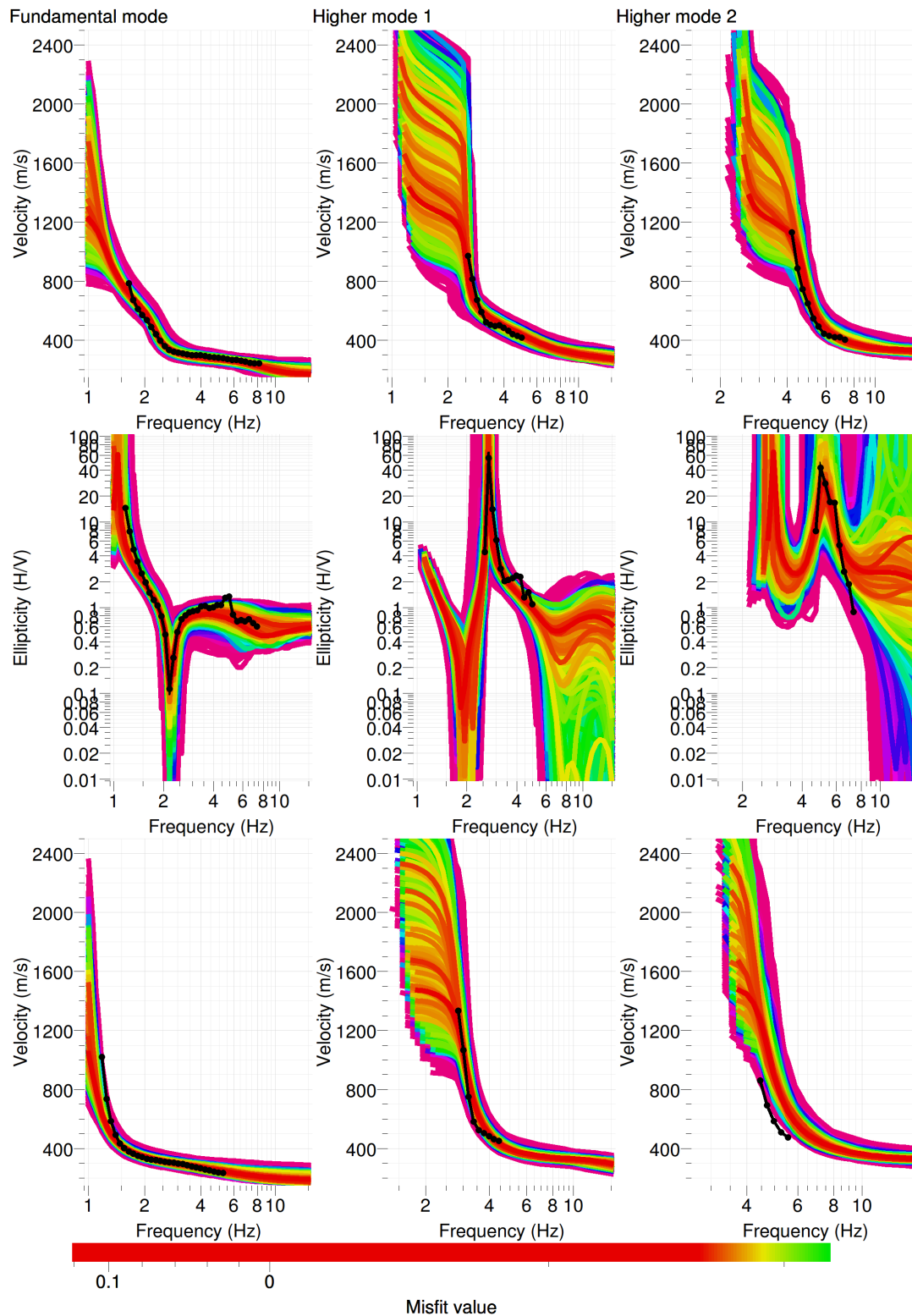


Figure 15: Comparison between inverted models and measured Rayleigh and Love modes and corresponding ellipticity, free layer depth strategy.

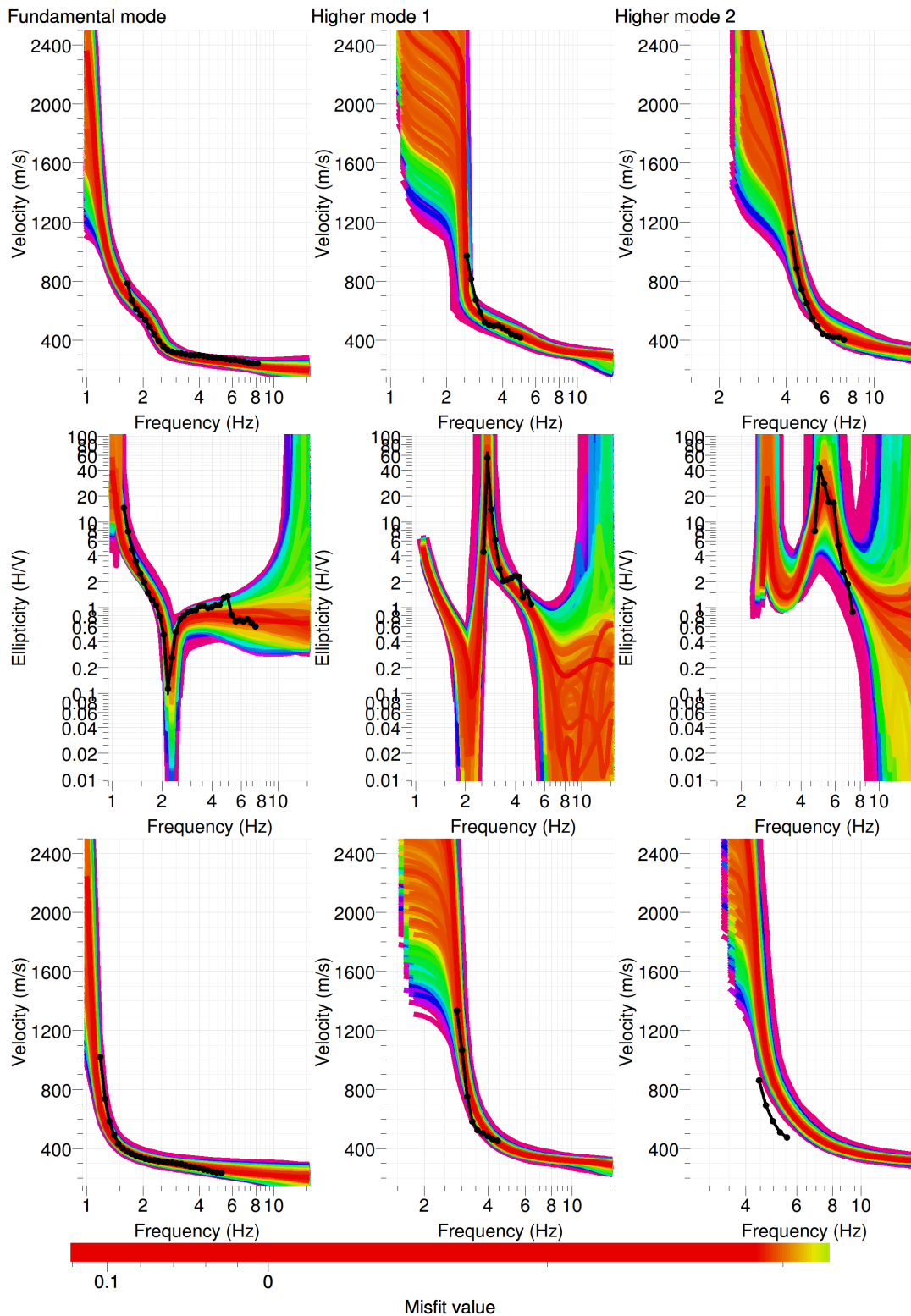


Figure 16: Comparison between inverted models and measured Rayleigh and Love modes and corresponding ellipticity, fixed layer depth strategy.

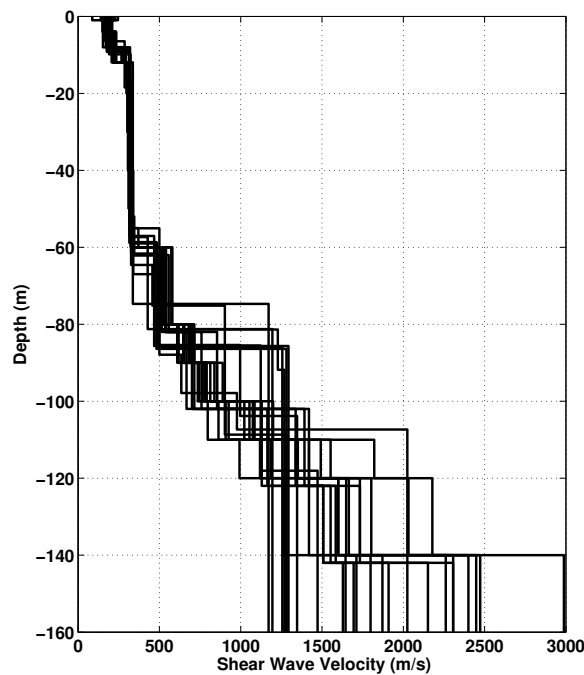


Figure 17:  $V_s$  ground profiles for the selected 25 best models.

## 7.2 Comparison with CPT measurements

The CPT measurements allowed also to derive  $V_s$  profiles based on empirical relationships from both tip resistance and sleeve friction or from sleeve friction alone [Mayne, 2007]. For the SYVP site, the comparison between these two approaches (time-average for each meter) with the  $V_s$  obtained by the geophysical measurements are presented on Fig. 18. It shows that the first interface is located at 11 – 12 m, whereas the inversion found it at 8 m. It should be reminded that the array has a 240 m aperture so that this error is probably within the variability of this layer in the array. The CPT results are also showing small velocity inversions in the first layer, and at the top of the second layer. These details cannot be retrieved by the array measurement. Their effect on the ground motion is anyway limited. The absolute velocity values are not reliable with the CPT tests, but show good agreement in overall.

## 7.3 Travel time average velocities and soil class

The distribution of the travel time average velocities at different depths was computed from the selected models. The uncertainty, computed as the standard deviation of the distribution of travel time average velocities for the considered models, is also provided, but its meaning is doubtful.

$V_{s,30}$  is found to be 257 m/s, which corresponds to class C in Eurocode 8 and class D in SIA261. Widmer et al. [2003] also considers this site as class D in the SIA261, the whole plain

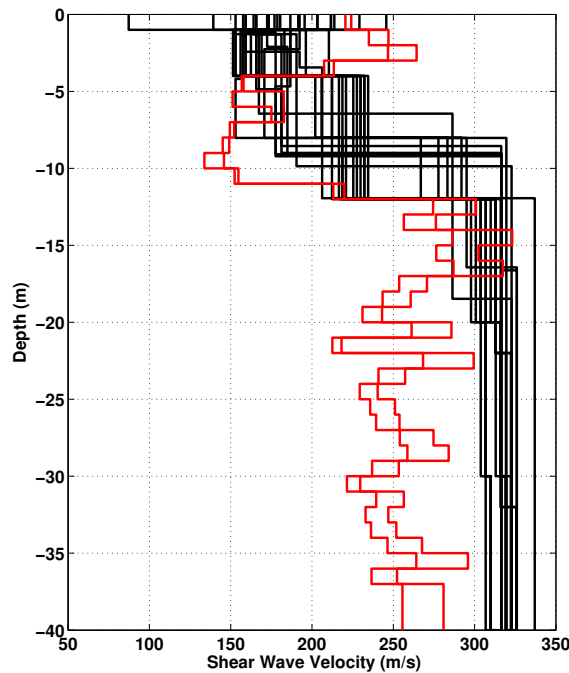


Figure 18:  $V_s$  ground profiles for the selected 25 best models (black) and obtained from CPT measurements and empirical relationships (red).

being in classes D and F (extremely soft material without defined spectrum in the SIA261).

#### 7.4 SH transfer function and quarter-wavelength velocity

The quarter-wavelength velocity approach [Joyner et al., 1981] provides, for a given frequency, the average velocity at the corresponding depth. It is useful to identify the frequency limits of the experimental data (minimum frequency in the dispersion curves 1.18 Hz). The results using this proxy show that no data is controlling the results below 66 m.

Moreover, the theoretical SH transfer function [Roesset, 1970] is computed from the inverted profiles. It is compared to the quarter-wavelength impedance contrast that is a proxy for amplification, that however cannot take resonances into account [Joyner et al., 1981] (Fig. 20). In this case, both approaches match well above 1.18 Hz with a predicted amplification around 5 along the frequencies. Moreover, the SH transfer function predicts a peak amplification of 9 at 0.9 Hz, that is however not really constrained. This will be compared to observations at this station.

	Mean (m/s)	Uncertainty (m/s)
$V_{s,5}$	176	8
$V_{s,10}$	194	9
$V_{s,20}$	235	5
$V_{s,30}$	257	3
$V_{s,40}$	270	3
$V_{s,50}$	279	3
$V_{s,100}$	253	19
$V_{s,150}$	-	-
$V_{s,200}$	-	-

Table 7: Travel time averages at different depths from the inverted models. Uncertainty is given as one standard deviation from the selected profiles.

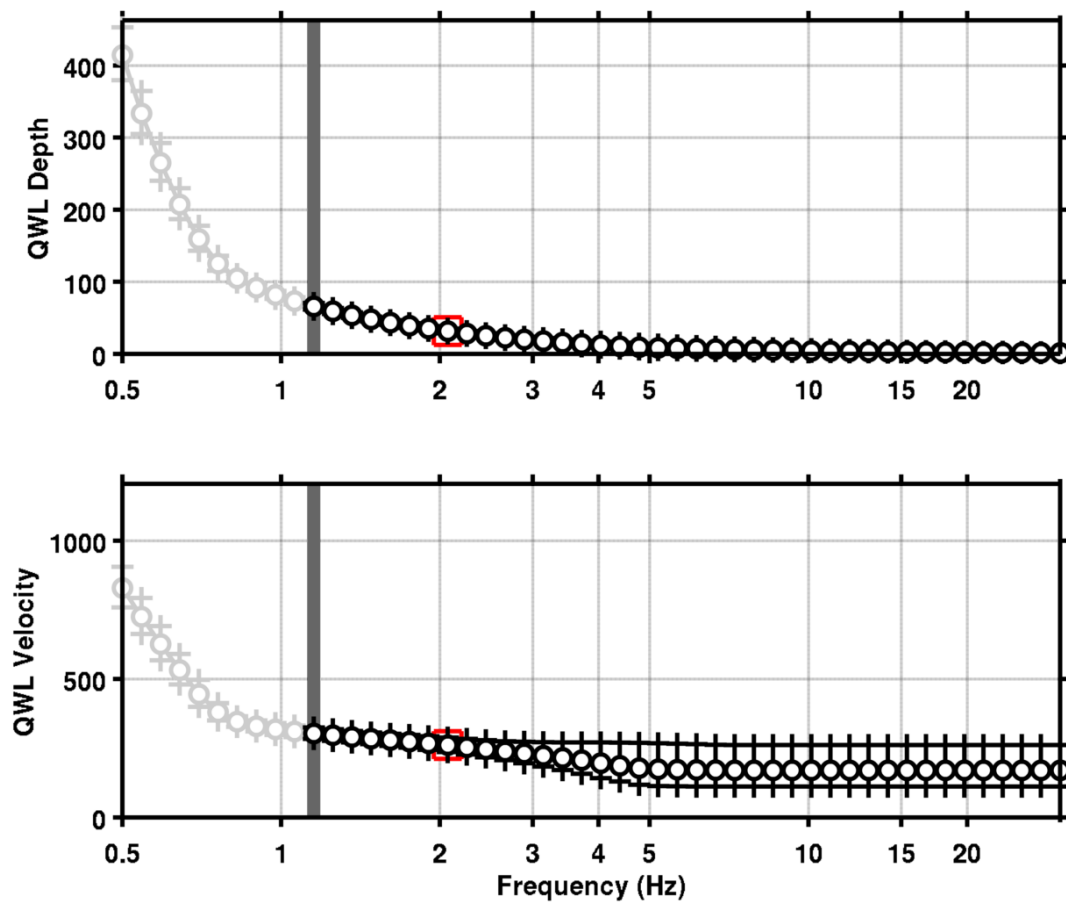


Figure 19: Quarter wavelength velocity representation of the velocity profile. Black curve is constrained by the dispersion curves, light grey is not constrained by the data. Red square is corresponding to  $V_{s,30}$ .



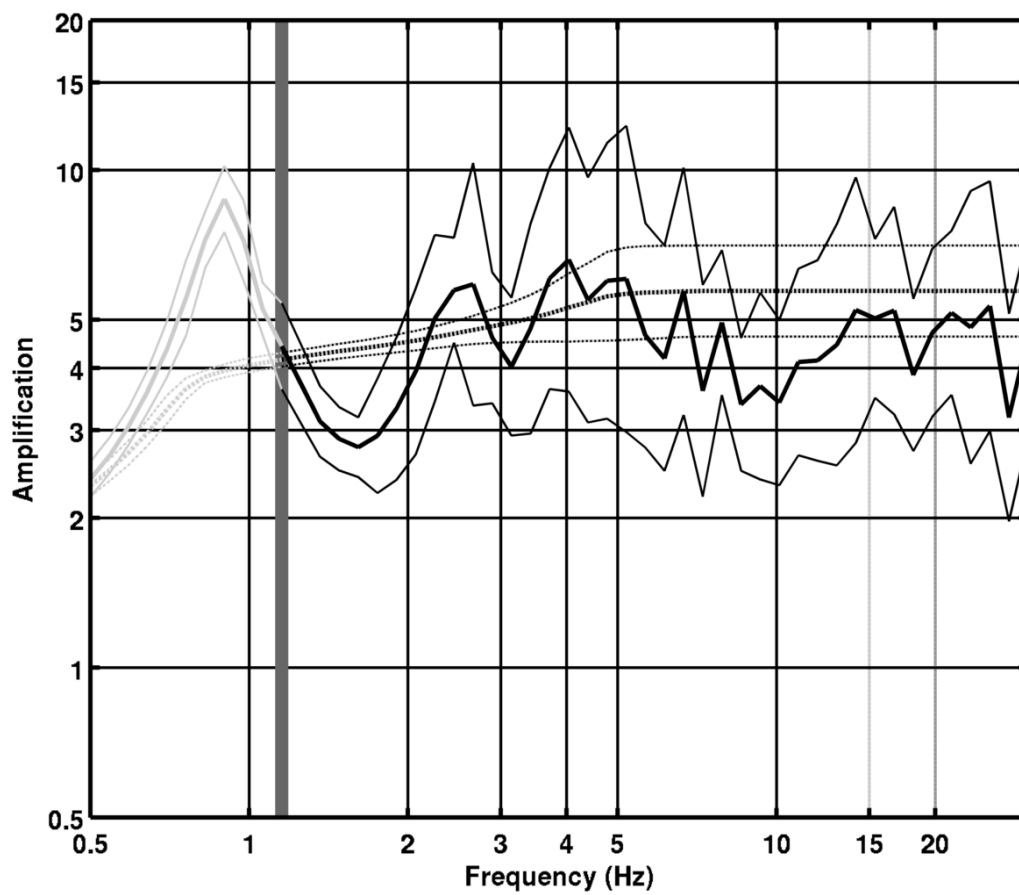


Figure 20: Theoretical SH transfer function (solid line) and quarter wavelength impedance contrast (dashed line) with their standard deviation. Grey scale represents the constraint by the data as in Fig. 19.

## 8 Conclusions

The array measurements presented in this study were successful in deriving a velocity model for the Philosophes site in Yverdon, below the SYVP station. We found a first layer of approximately 8 m with a very low velocity around 160 m/s, nearly the lowest allowed in the inversion. A homogenous layer is then found down to 60 m with a velocity of 300 m/s. Velocities are slightly increasing down to 80 m to 500 m/s and then start to increase linearly rapidly but with a poor constraint. The bedrock is actually not clearly visible on these profiles, but certainly below 80 m.  $V_{s,30}$  is low at 257 m/s. The soil class is C for EC8, D for SIA261. The theoretical SH transfer function and impedance contrast of the quarter-wavelength velocity computed from the inverted profiles show large amplification up to 9, with values of 5 over a broad frequency range. Recordings on the new station will allow to validate these simple models.

## Acknowledgements

The author thanks Javier Revilla for the help during these measurements.

## References

- Sylvette Bonnefoy-Claudet, Fabrice Cotton, and Pierre-Yves Bard. The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies. *Earth-Science Reviews*, 79(3-4): 205–227, December 2006. ISSN 00128252. doi: 10.1016/j.earscirev.2006.07.004. URL <http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/S0012825206001012>.
- J. Capon. High-Resolution Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis. *Proceedings of the IEEE*, 57(8):1408–1418, 1969.
- CEN. *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, 2004.
- Donat Fäh, Fortunat Kind, and Domenico Giardini. A theoretical investigation of average H / V ratios. *Geophysical Journal International*, 145:535–549, 2001.
- Donat Fäh, Gabriela Stamm, and Hans-Balder Havenith. Analysis of three-component ambient vibration array measurements. *Geophysical Journal International*, 172(1):199–213, January 2008. ISSN 0956540X. doi: 10.1111/j.1365-246X.2007.03625.x. URL <http://doi.wiley.com/10.1111/j.1365-246X.2007.03625.x>.
- Donat Fäh, Marc Wathelet, Miriam Kristekova, Hans-Balder Havenith, Brigitte Endrun, Gabriela Stamm, Valerio Poggi, Jan Burjanek, and Cécile Cornou. Using Ellipticity Information for Site Characterisation Using Ellipticity Information for Site Characterisation. Technical report, NERIES JRA4 Task B2, 2009.
- William B. Joyner, Richard E. Warrick, and Thomas E. Fumal. 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, 1981.
- Katsuaki Konno and Tatsuo Ohmachi. Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1):228–241, 1998.
- Stefano Maranò, C. Reller, H.-A. Loeliger, and Donat Fäh. Seismic waves estimation and wave field decomposition: Application to ambient vibrations. *Geophysical Journal International*, submitted, 2012.
- Paul W. Mayne. *Cone Penetration Testing - A synthesis of Highway practice*. Transportation Research Board, 2007. ISBN 978-0-309-09784-0.
- Valerio Poggi and Donat Fäh. Estimating Rayleigh wave particle motion from three-component array analysis of ambient vibrations. *Geophysical Journal International*, 180(1):251–267, January 2010. ISSN 0956540X. doi: 10.1111/j.1365-246X.2009.04402.x. URL <http://doi.wiley.com/10.1111/j.1365-246X.2009.04402.x>.
- J.M. Roesset. Fundamentals of soil amplification. In R. J. Hansen, editor, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, pages 183–244. M.I.T. Press, Cambridge, Mass., 1970. ISBN 978-0-262-08041-5. URL <http://mitpress.mit.edu/catalog/item/default.asp?ttype=2&tid=5998>.

SIA. *SIA 261 Actions sur les structures porteuses*. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zürich, sia 261:20 edition, 2003.

Marc Wathelet. An improved neighborhood algorithm: Parameter conditions and dynamic scaling. *Geophysical Research Letters*, 35(9):1–5, May 2008. ISSN 0094-8276. doi: 10.1029/2008GL033256. URL <http://www.agu.org/pubs/crossref/2008/2008GL033256.shtml>.

Florian Widmer, Blaise Duvernay, Donat Fäh, and Aurèle Parriaux. Projet pilote de microzonage sismique à Yverdon (VD). *Bulletin für Angewandte Geologie*, 8(1):5–16, 2003.

## Appendix

# **ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN**

## **STANDORTCHARAKTERISIERUNG STARKBEBENSTATION, PARZELLE NR. 100, 1400 YVERDON-LES-BAINS**

---

**Projekt Nr.: 60-329  
Band 1 von 1**

---

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN  
STANDORTCHARAKTERISIERUNG STARKBEBENSTATION,  
PARZELLE NR. 100,  
1400 YVERDON-LES-BAINS**

Bauherrschaft	Schweizerische Erdbebendienst SED
Auftraggeber	Schweizerische Erdbebendienst SED
Adresse	Sonneggstrasse 5 8092 Zürich Hr. Daniel Roten
Referenz Nr. des Auftraggebers	-
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	<b>60-329</b>
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

**Kurzbeschreibung**

Die Bauherrschaft betreibt an der Rue du Philosphes auf der Parzelle GB 100 in 1400 Yverdon-les-bains eine Messanlage für Starkerdbeben.

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 1 elektrische Drucksondierung mit einer Länge von insgesamt 39.1 m (CPTU1);
- Auswertung der Messdaten;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten: 29. Mai 2013

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	10.06.2013	Schlussbericht	bshs	hjt

**INHALTSVERZEICHNIS**

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

**BEILAGEN**

Beilage A: Ausführungspraxis

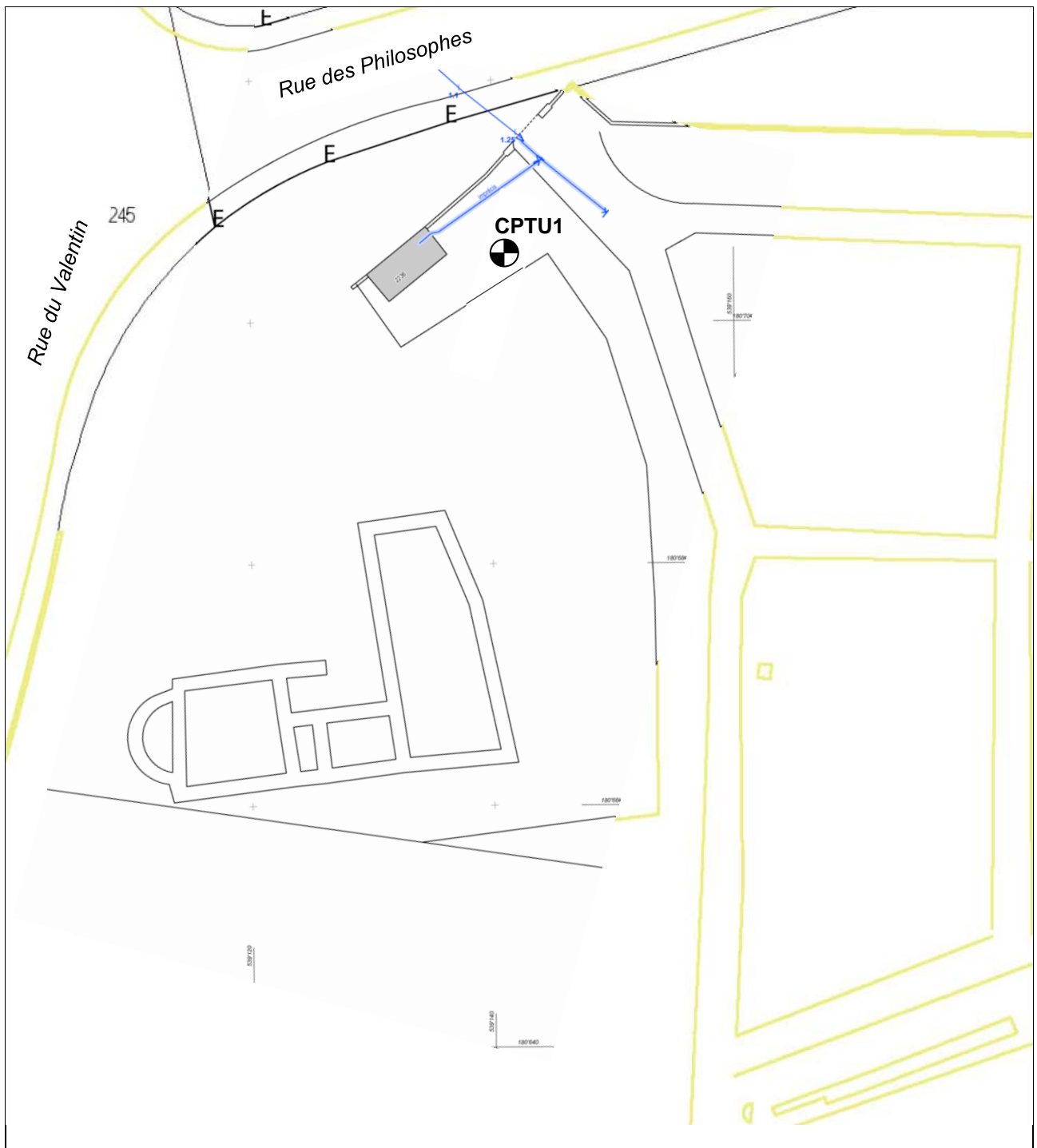
Beilage B: Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C: Elektrische Drucksondierung – Interpretation

**ANHÄNGE** (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M. 1:500

**SITUATION MIT LAGE DER SONDIERSTELLEN**

Standortcharakterisierung Starkbeben, Rue des Philosophes, 1400 Yverdon-les-bains



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

### SONDIERGERÄT

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

### 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**

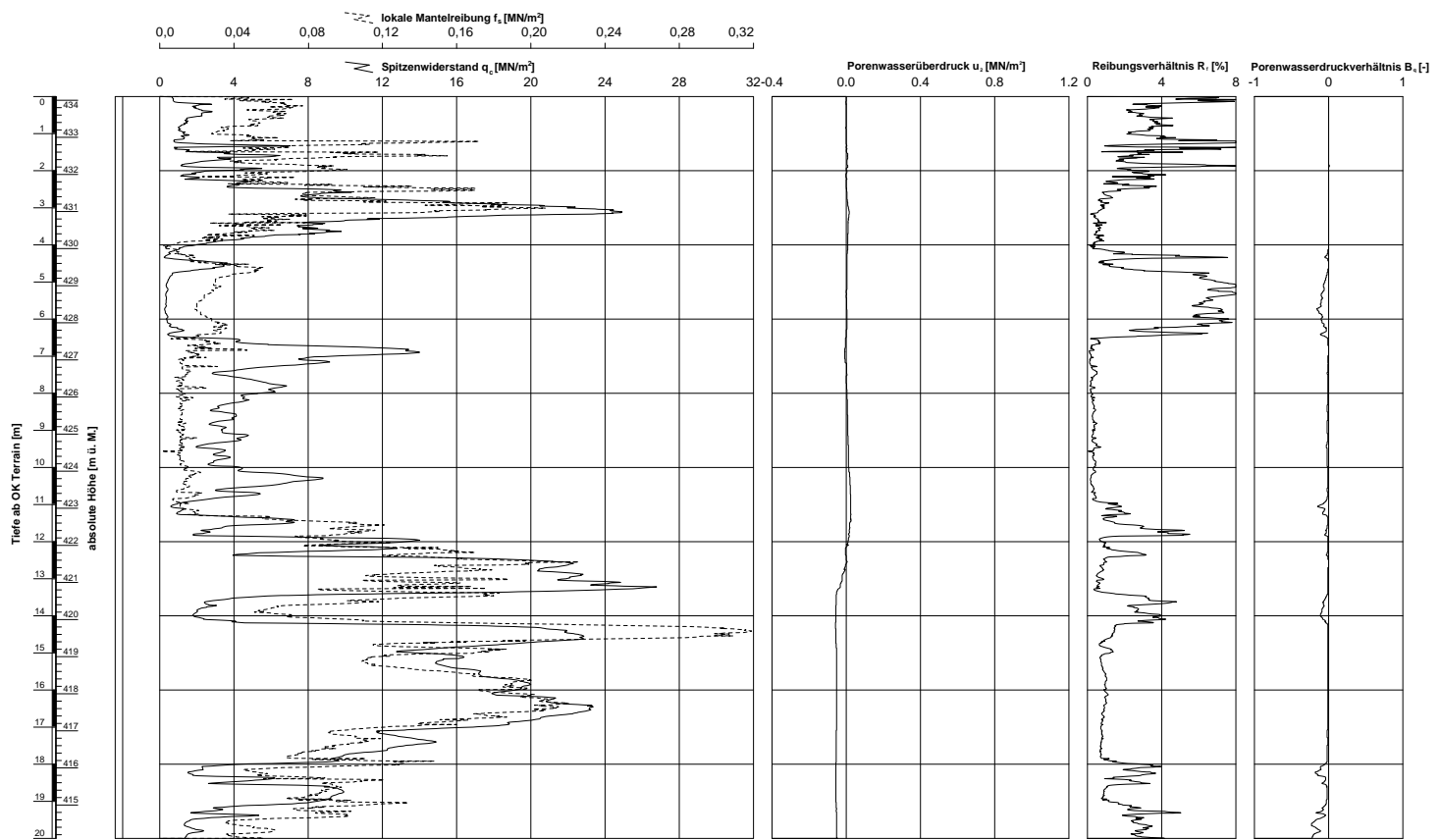
Beilage

Elektrische Drucksondierung CPTU1

B1 – B2

geotechn. Büro Schenker AG - Konradstr.

GeoDataSystem / CPT Daten / ACH1\_100\_v17/03.0 / 10.08.2013/14.28.14



Ausführungsdatum : 29.05.2013      Koordinaten: 539142.0 m O      Messsonde : S15CFIIP15  
 Ansatzpunkt : 434.10 m ü. M.      180706.0 m N      Spitzenquerschnitt: 15 cm<sup>2</sup>  
 Wasser : m ab OK Terrain

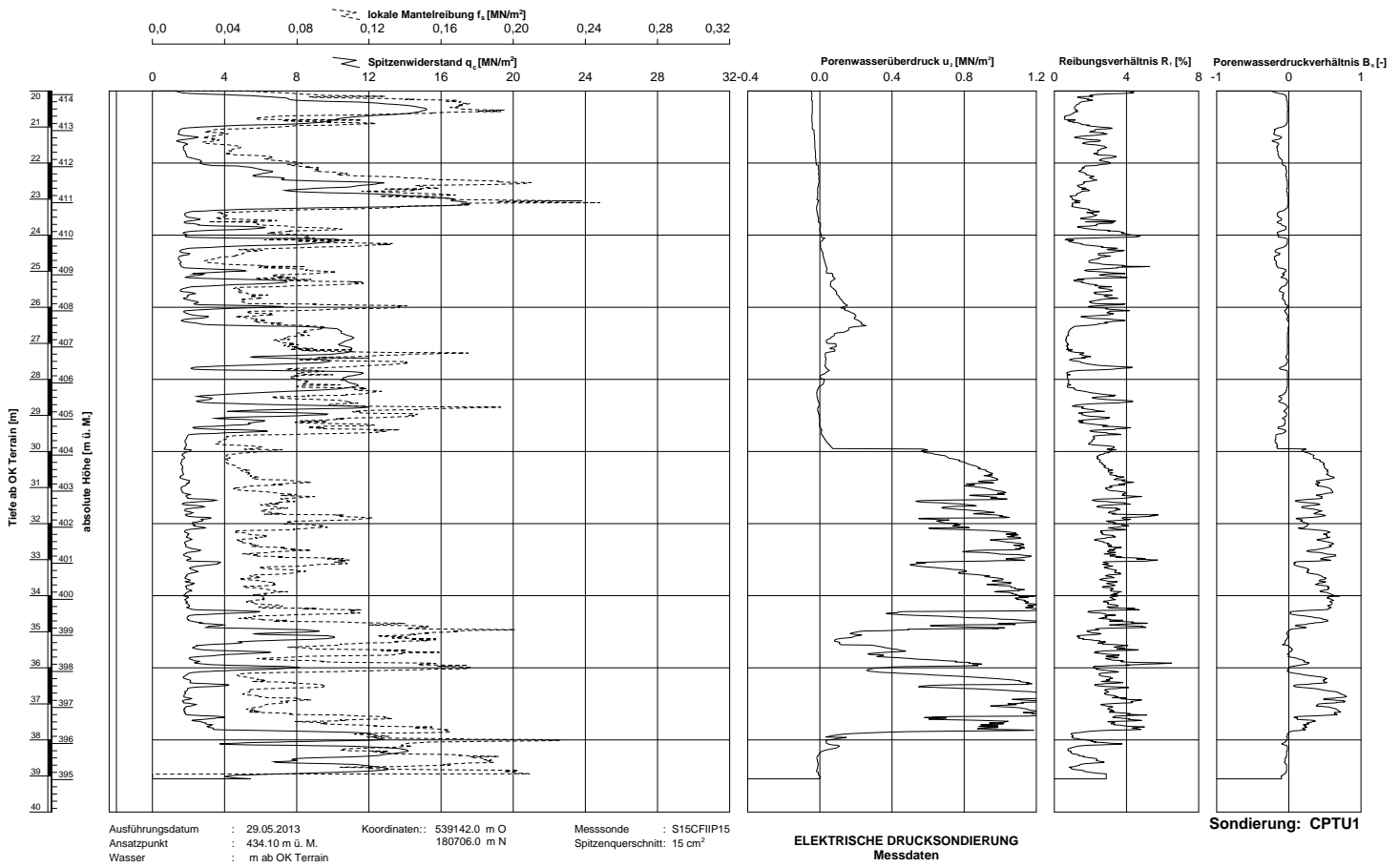
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
**Messdaten**

**Sondierung: CPTU1**

Standortcharakterisierung Starkbebenstation, Rue des Philosophes, 1400 Yverdon

geoprofile, Biot-Schneider AG, Konradstr.

GeoDataSystem / CPT Daten / A / CH\_1\_100\_V17\_03.0 / 10.08.2013 / 14.28.14



**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG**  
Messdaten

Sondierung: CPTU1

Standortcharakterisierung Starkbebenstation, Rue des Philosophes, 1400 Yverdon

**BEILAGE C**  
**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - INTERPRETATION**

**INHALT**

Beilage

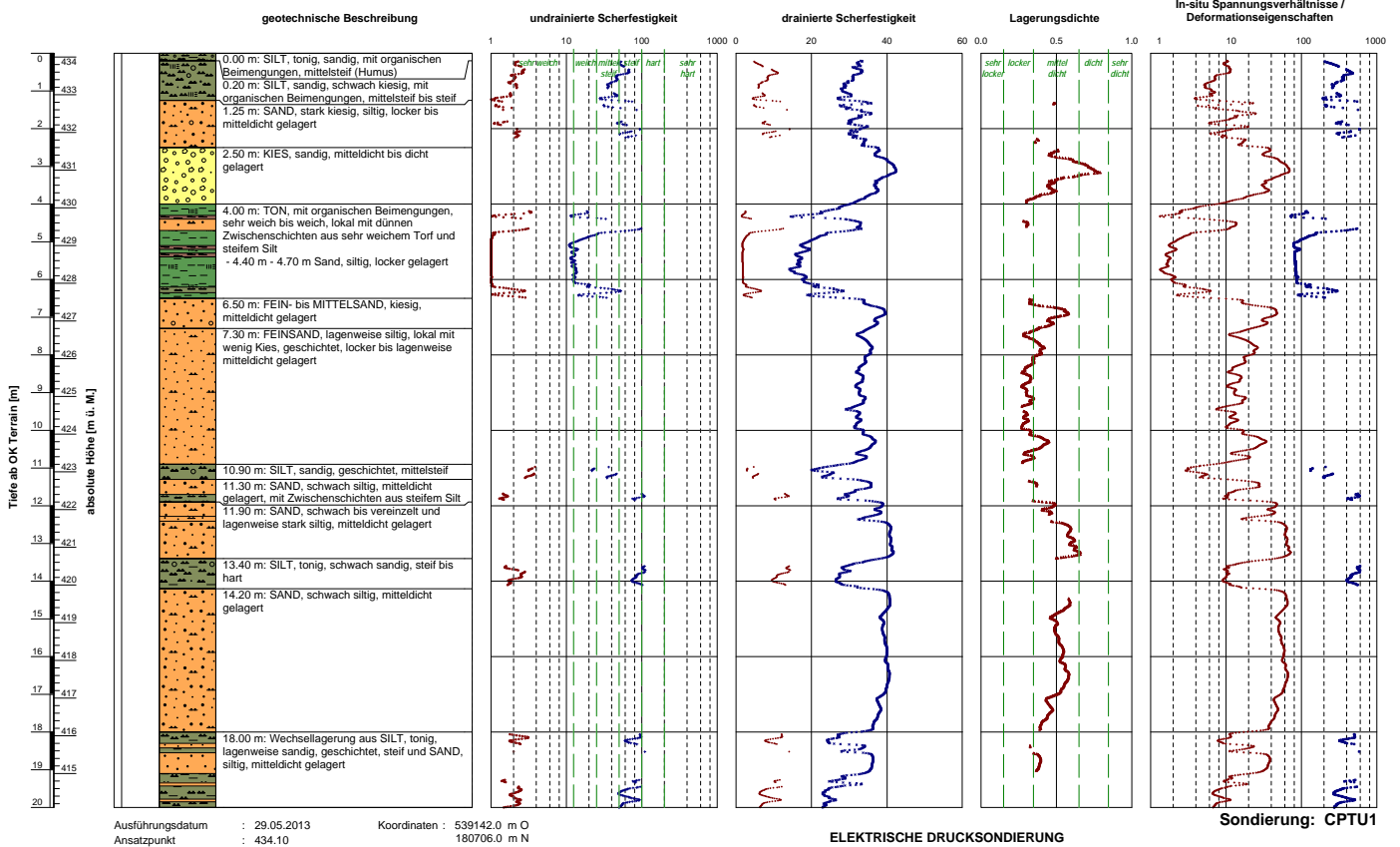
Elektrische Drucksondierung CPTU1

C1 – C2

- + undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  [kN/m<sup>2</sup>]
- o Sensitivität  $S_v$  [%]
- x effektiver innerer Reibungswinkel  $\phi$  [°]
- effektive Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- △ bezogene Lagerungsdichte  $I_p$  [-]
- Vorkonsolidationsdruck  $\sigma'_v$  [kN/m<sup>2</sup>]
- + Zusammendrückmodul  $M_e$ , bzw.  $E_p$  [MN/m<sup>2</sup>]

gezeichnet: bsh, Datum: 20.05.2013, korrigiert: ds

GeoSoft-System / CPT Interp v01.1.100, User: YV.GLOJ, 10.08.2013/14.28.36







**ANHÄNGE**  
**ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION**

**INHALT**

Anhang 1: Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2: Interpretation der elektrischen Drucksondierung

## ALLGEMEINES

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

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

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

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als  $15^\circ$ ,
- 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:

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

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 der 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 der 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 geschehen während dem Eindringen eines dicht gelagerten Sands oder eines überkonsolidierten Tons.

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

$q_t$  = Totale 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:

$\sigma_{vo}$  = 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 der horizontalen Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf der benötigten 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 der 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. die 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, zementierte 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  $\varphi'$  ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung  $\sigma'_v$  kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung  $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$  meist unbekannt and hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel  $\varphi'$  [°] ab:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

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 dem Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für  $K_0$  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 an der effektiven horizontalen Spannung. Der Koeffizient des passiven Erddrucks für 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 verkittete Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welche grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für  $K_0$  und  $K_p$  ergibt einer 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  $\alpha$ -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass einen Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt die Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen  $\alpha$ -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  $\sigma'_p$  ergibt sich aus die Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

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

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



## EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

Der effektive innere Reibungswinkel  $\varphi'$  ist keine Konstante. Es 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  $\varphi'_{krit}$  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  $\varphi'$  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  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$  (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  $\varphi'$  für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

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

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

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen auf 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 eine Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

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

wobei:

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

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

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

$\beta$  = 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 der effektiven inneren Reibungswinkel ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für  $\beta$  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  $\sigma'_p$  (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

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

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks  $\sigma'_p$  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 den 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 den niedrigsten oder den höchsten Wert für den Porenraum  $e_{max}$  bzw.  $e_{min}$  ermittelt wird. Der 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  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte  $I_D$  mit  $q_c$ ,  $\sigma'_{vo}$  und  $\sigma'_{ho}$

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in der 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):

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

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

$$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100) \quad (t \text{ in Jahren})$$

≈ 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:

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

Die Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnigen 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  $\alpha$  einen Korrelationskoeffizient dar, welche unter anderem von der Plastizität, Korngröße, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für  $\alpha_c$ , 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  $\alpha_n$  zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für  $\alpha_n$  von 5 als praktikabel.

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsdruck  $\sigma'_p$  richtet sich nach [5].

**UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT**

Die undrainierte Scherfestigkeit  $s_u$  ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und -richtung, die 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 den einfachen 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  $\Lambda$  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  $\varphi'$  und einem  $\Lambda$  von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf eine direkte 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 den Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist die 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  $\varphi'$ ) 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. Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise liegt die Abschätzung der Sensitivität einen 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.