

## 5. Die ingenieurgeologischen und geologischen Verhältnisse des Standortes

Die geotechnischen Daten bezüglich des Standortes werden aus drei Quellen gespeist:

- Vor der Standortsbestimmungen bzw. der im Zuge des Baus ausgeführten detaillierten bodenmechanischen und geotechnischen Bestimmung. Diese Festlegung entsprach den damaligen Baubedürfnissen. Die Bewegungen des Baus, seine Senkungen werden regelmäßig kontrolliert, woraus im wesentlichen festgestellt werden kann, dass die damalige bodenmechanische Datenaufnahme und die darauf beruhende Fundamentierung und die Planung korrekt waren.
- Eine zum guten Teil traditionelle, den ungarischen Baupraxis den Bauerfordernissen entsprechende bodenmechanische Untersuchung erfolgte auch im Bereich der KKÁT-Deponie. Im Falle der KKÁT war die maximale horizontale Bodenbeschleunigung für das größte Maßerdbeben 0,35 g. Deshalb musste man hier mit Erdfluss und einer beträchtlichen dynamischen Absenkung rechnen. Während der Fundamentierung erfolgte, um einen Erdfluss zu vermeiden, eine Geländestabilisierung. Neben den traditionellen bodenmechanischen Untersuchungen gab es auch eine Fülle dynamischen Sondierungen, da man aufgrund dieser Kriterien die Entsprechung der Geländestabilisierung beurteilte. Die dynamischen Untersuchungen wurden mittels des CPT-Verfahrens (Cone Penetration Test) durchgeführt. Sowohl die Date des CPT als auch jene des traditionellen Sondierungsverfahrens werden in der Regel mit dem international angenommen, dynamischen Merkmalen SPT (Standard Penetration Test) verglichen.
- Die Neubewertung der Seismizität des Standortes, die Bewertung der Möglichkeiten eines maximal bemessenen Maßerdbebens und der eines Erdflusses sowie die Wechselwirkungen zwischen Boden und Gebäude wurde eine ausgedehnte bodenmechanische Untersuchung durchgeführt, in erster Linie, um die von der Gestaltsveränderung abhängigen dynamischen Merkmale bestimmen zu können.

### a) Grundlegende Basis

Unter der oberen Humusschicht liegt eine fast fünfundzwanzig bis dreißig Meter dicke Schichteinheit aus dem Pleistozän, dessen obere, zwölf bis fünfzehn Meter dicke Schicht aus Überschwemmungsanschwemmungen eine feinere Schicht, klassifizierbaren Sand bildet. Die untere Schicht besteht aus Sandschotter, schottrigem, feinschottrigem Sand, dessen Dicke fünfzehn bis zwanzig Meter beträgt. Die obere Schicht hat die Donau im Holozän durchgewaschen und wiederum Sand, Schwemmschlamm, Schwemnton abgelegt. Die Schlammplatten der alten Donauarme in sieben bis neun Meter Tiefe wird von lokal vorkommenden organischen Schlammern und Gesteinslinsen charakterisiert. Unter den Schichten aus dem Pleistozän sind ober-pannonische Schichten unterschiedlicher Ausformung anzutreffen, die als Ursprung auf einen See verweisen. Sie bestehen aus feinkörnigem Sand, Gesteinsmehl, Ton, Tonmergel, sind in Sandbänke gegliedert. Diese Bänke zementieren und sind als Halbgestein zu betrachten.

### b) Situation der vorkommenden Böden, Bohr- und Schichtprofile

Das auf Abbildung 15 sichtbare freie Gebiet nördlich von Block 4 wurde ingenieurgeologisch untersucht. Die Profile sind auf den Abbildungen 16, 17, 18 zu sehen. Die vorkommenden Böden werden im folgenden aus ingenieursgeologischer Sicht wie folgt dargestellt:

Sandauffüllungen und Humussand wurde nur lokal in einer Dicke von 0,2 bis 0,5 Meter wahrgenommen. Bis zu einer Tiefe von 74-82 Meter baltischer Seehöhe wurden Sandschichten unterschiedlicher Farbe, die das Überschwemmungsgebiet formen, der fein- und mittelkörnig ist, gefunden. Im Sand wurden in großen Ausbreitungen organisches, spuren-organisches und weiches Material entdeckt. Die intermediären Schichten: weicher Ton, Schlamm, Schlammsand, schlammiges Sandmehl, kompressierbare, weiche organische Stoffe und

Schlamm. Die grobkörnigen Terrassensedimente werden vom Schottersand und Sandschotter vertreten. Oberfläche nicht gleichmäßig, die Oberflächen wurden von Bohrungen zwischen 74 und 82 Meter baltischer Seehöhe vermessen. Entsprechend den Erfahrungen von Paks ist die Zusammensetzung der Körnigkeit des Materials stark veränderlich, der Schottergehalt zeigt eine starke Streuung. Die Bohrungen in dreißig bis fünfzig Meter Tiefe klären die Situation der Oberflächenszusammensetzung der pannonischen Schicht, die sich 21 bis 28 Meter tief unter dem Erdboden auf 69-73 Meter baltischer Seehöhe befindet. Auch entsprechend dem früheren Bild bezüglich der Schichtung dieser Schicht zeigt sich der schnelle Wechsel zwischen den einzelnen Schichten entsprechend den Umständen der Sedimentierung in einem See. Unmittelbar in der Nähe des Standorts ist von der Existenz der Lössfraktion nichts bekannt.

Abbildung 15: Das ingenieurtechnologische, geotechnische Untersuchungsgebiet

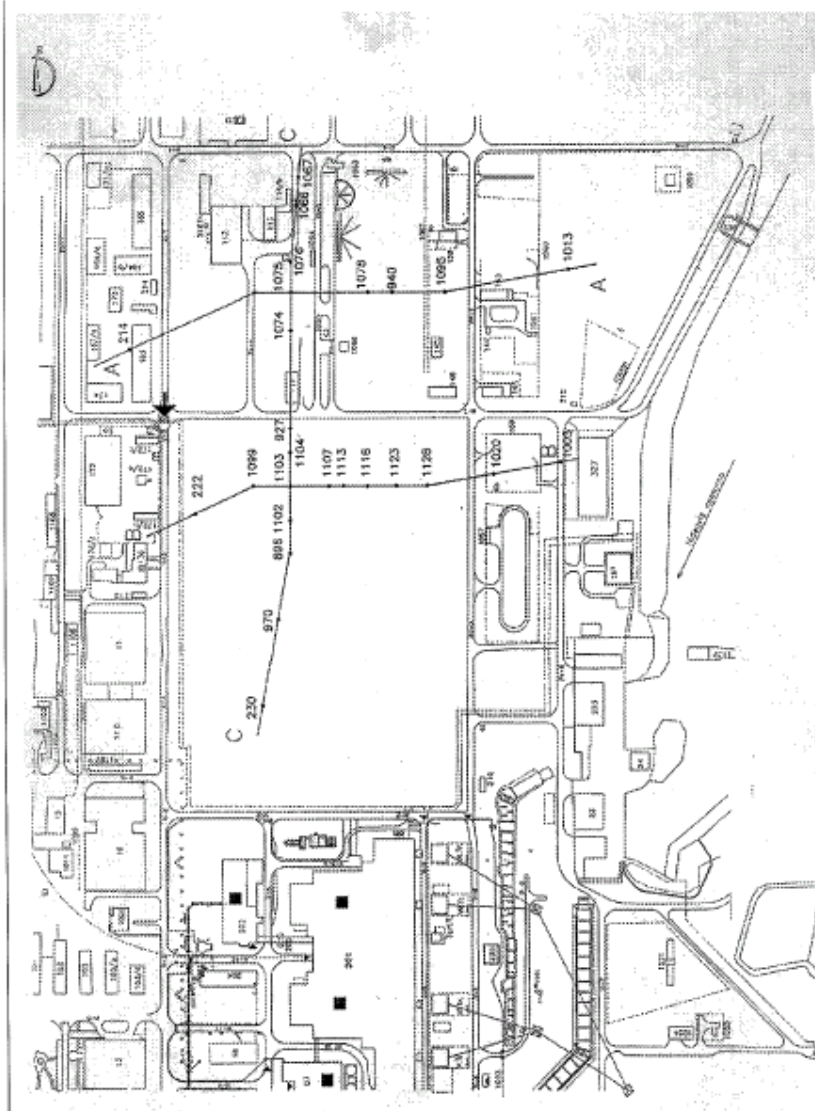


Abbildung 16: Ingenieurstechnologisches Profil

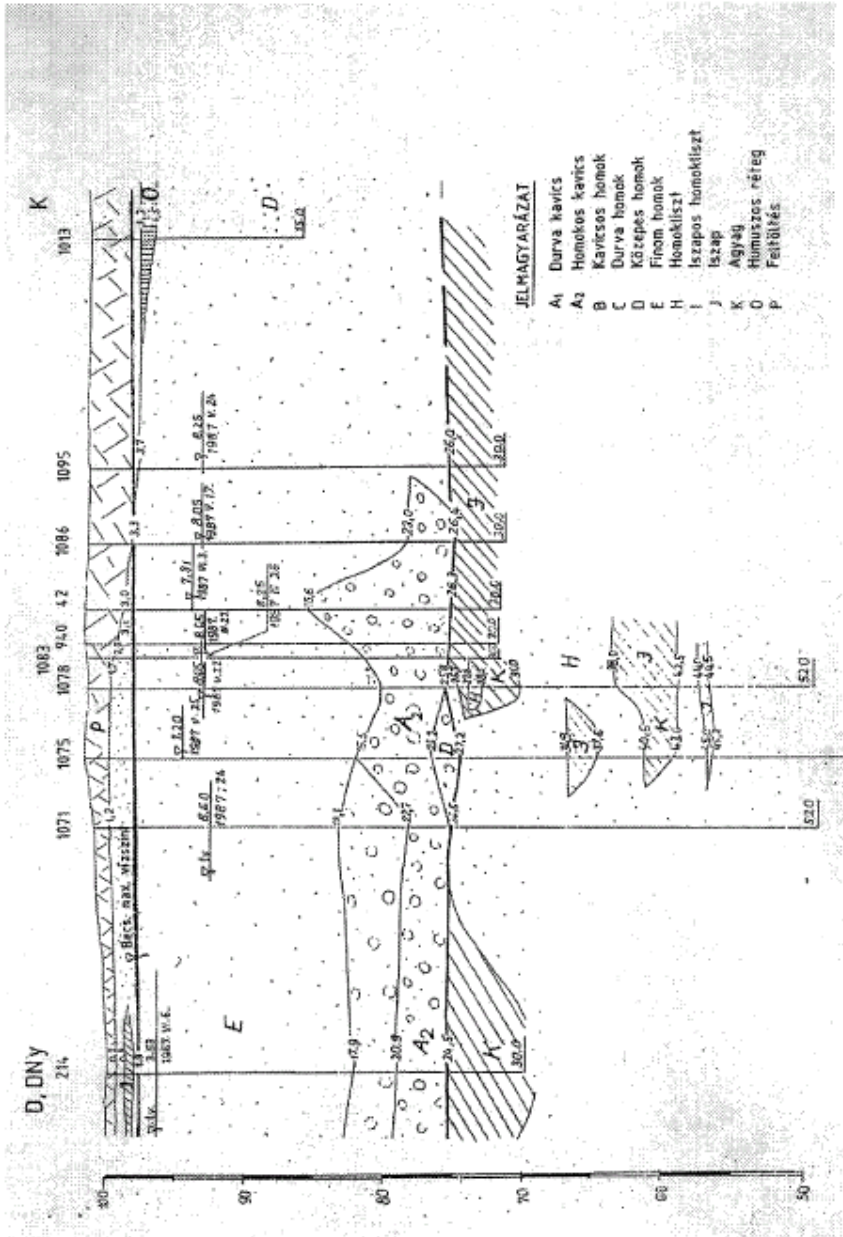


Abbildung 17: Ingenieurtechnologisches Profil

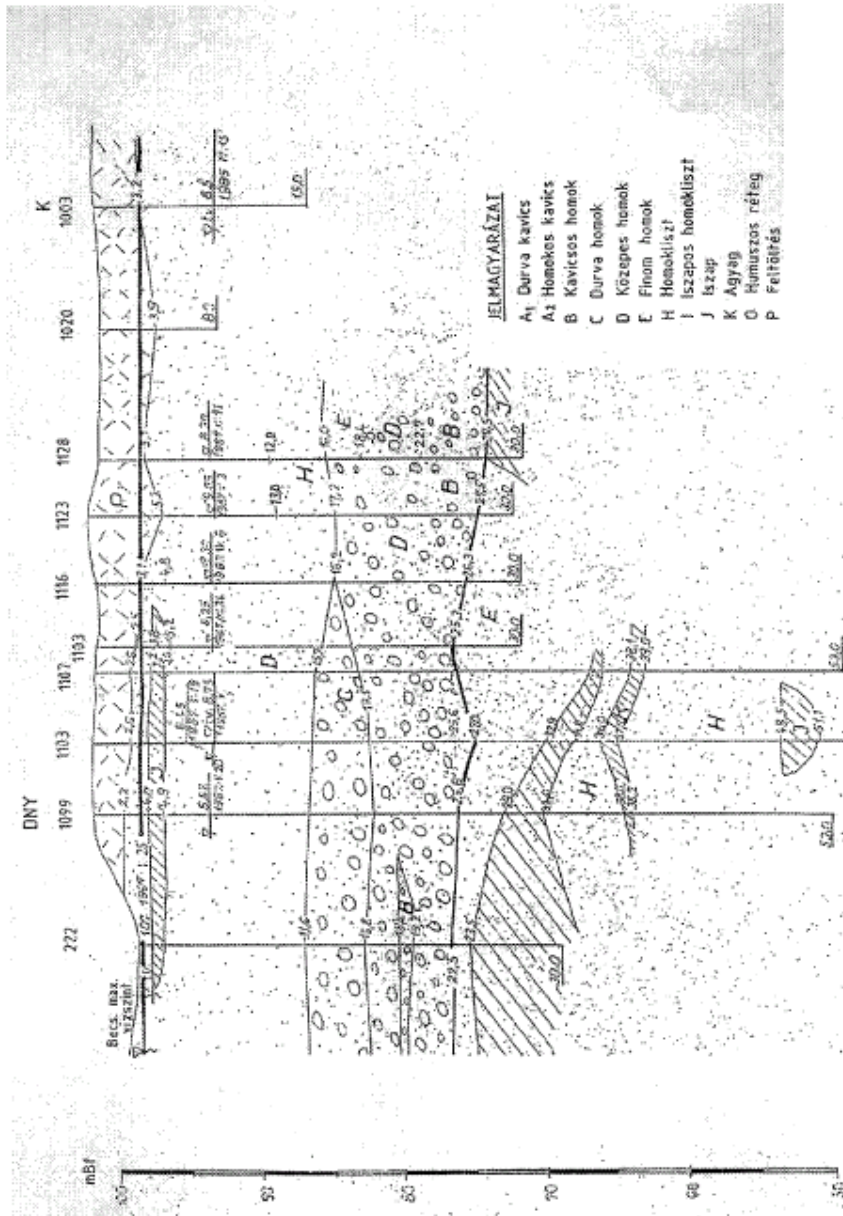
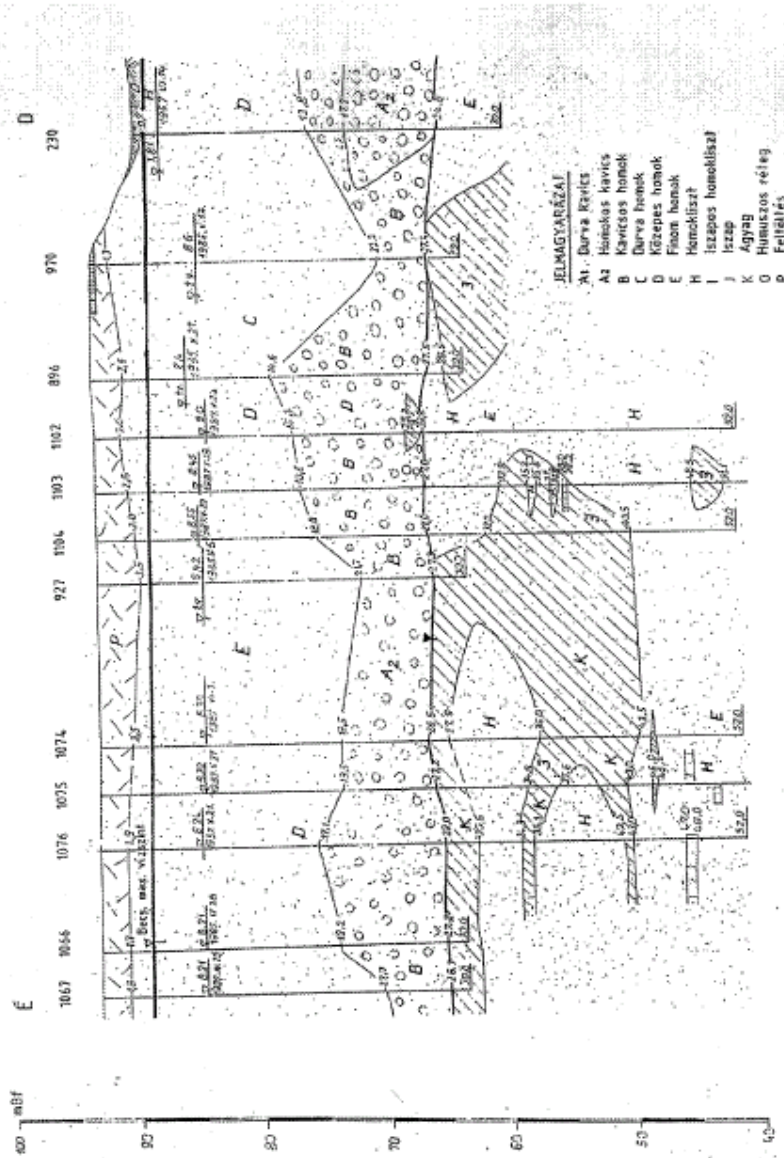


Abbildung 18: Ingenieurstechnologisches Profil



## Bodenphysikalische Charakterisierung einiger Böden

Die physikalischen und mechanischen Eigenschaften der Böden wurden mit Laborversuchen, die Dichte der körnigen Böden mit dynamischen Untersuchungen vor Ort festgelegt. Wegen der Bodengegebenheiten ist die überwiegende Mehrheit der Laboruntersuchungen eine Untersuchung bezüglich der Kornverteilung, in kleinerem Maß die Bestimmung der plastischen Fähigkeiten. Letztere wurden mit dem Verfahren Casagrande durchgeführt, die Klassifizierung erfolgte nach ungarischer Norm (MSZ) mit dem Unterschied, dass die Kornverteilungskurven im Interesse der Interpretierbarkeit nach dem British Standard angegeben wurden. Die Scherfestigkeit der körnigen Böden wurde aus gestörten Proben ermittelt mit schnellen Scherversuchen (Schergeschwindigkeit 1,2 mm/Minute; Oberfläche der Proben 48 cm<sup>2</sup>, Porenziffer  $e=0,65$ ). Die Klassifikation der Bodenschichten wie folgt:

### 1. Sandaufschüttungen und Humussand

locker, heterogene Zusammensetzung, Oberflächen nicht zur Fundamentierung geeignet

### 2. Schichten aus dem Pleistozän

#### Obere Schichten

##### **Sand**

Aufgrund der Daten der Sondierungen und aufgrund des Bohrwiderstands mitteldicht, in tieferen Ebenen dicht. Feiner und mittlerer Sand, unter Grundwasser voller Zustand, wegen Körnigkeit erosionssensibel, Tendenz auf seismische Einwirkung zu zerfließen

Maßgebender Korndurchmesser  $d_m=0,11-0,29$  mm  
Ungleichmäßigkeitsfaktor  $U=1,9-9,9$

Praktisch schwammfrei, örtlich ein wenig schwammig (3-5 Prozent), Schwammknoten (9-15 Prozent), Volumendichte durch frühere geophysikalische Messungen bestimmt  $\rho=1,87-2,10$  t/m<sup>3</sup>

Reibungswinkel:  $\varphi=27-34^\circ$   
Kohäsion:  $c=0$   
Wasserdurchlässigkeitskoeffizient  $K=1,2 \times 10^{-2}-9,8 \times 10^{-3}$  cm/s (aus Kornverteilung bemessener Wert)

Der im Zuge einer statischen (Gravitations)belastungen feststellbare Wert des Verdichtungsmodulus ( $E_s$ ) beträgt aufgrund der 15jährigen statistisch aufgearbeiteten Ergebnisse der in situ Versuche für die obere Zone der Schicht  $E_s=18-23$  MN/m<sup>2</sup>, für tiefere Zonen  $E_s=25-33$  MN/m<sup>2</sup>. In der Praxis kann man die Größe der Absenkung von auf Sand fundierten Strukturen (letzten Endes den Modulus) aufgrund halbempirischer Zusammenhänge schätzen. Aus den durchschnittlichen Absenkungen des bestehenden Reaktorblocks (55,5 – 72,6 mm) errechnete durchschnittliche Modulus ergab sich auf den Wert  $E_s=85-11$  MN/m<sup>2</sup> (Grenztiefe 47 Meter).

#### Intermediäre Schichten

##### **Schlammiger Sandmehl**

Mitteldichter Boden mit kleiner Plastizität, eine Übergangsschicht zwischen körnigen und gebundenen Böden

Maßgebender Korndurchmesser:  $d_m=0,03-0,09$  mm  
Ungleichmäßigkeitsfaktor:  $U=4,2-21,0$   
Schlammgehalt: 10-38 Prozent  
Plastischer Index:  $I_p=4-10$  Prozent  
Konsistenzindex:  $I_c=0,8-1,0$  über Grundwasser  
 $I_c=0,3-1,0$  unter Grundwasser  
Volumendichte:  $\rho=1,90-1,97$  t/m<sup>3</sup>  
Porositätszahl:  $e=0,48-0,78$   
Reibungswinkel:  $\varphi=22-32^\circ$   
Kohäsion:  $c=0-8,8$  kN/m<sup>2</sup>  
Sättigung:  $S_r=0,86-0,99$

Wasserdurchlässigkeitskoeffizient:  $K=(1,2-3,6 \times 10^{-4} \text{ cm/sec})$

### Schlamm

Sich stark verändernde Konsistenz, kompressierbare Schicht

$I_p=12-16$ Prozent	$\varphi=30^0$ (Versuche)
$I_c=0,2-1,1$	$c=16,8 \text{ kN/m}^2$ (Versuche)
$\rho=1,95 \text{ t/m}^3$	$E_s=7,3 \text{ MN/m}^2$ (berechnet)
$e=0,85$	$E_s=6,8 \text{ MN/m}^2$ (Versuche)
$S_r=1,0$	

### Ton

Gleiche Eigenschaften wie Schlamm

$I_p=17-18$ Prozent
$I_c=0,5-0,8$
$E_s=5,7-10,6 \text{ MN/m}^2$ (berechnet)

Der niedrige Konsistenzindex ist nicht nur dem weichen Zustand, sondern auch der Probenentnahme aus dem Grundwasser als unumgängliche Auswirkung zuzuschreiben.

### Organischer Schlamm

$W=51-93$ Prozent	$\rho=11,41 \text{ t/m}^3$
$W_L=53-166$ Prozent	$e=2,78$
$W_p=33-95$ Prozent	$S_r=0,91$
$I_p=19-21$ Prozent	$E_s=1,9 \text{ MN/m}^2$ (Versuche)
$I_c=1,1$	
Anteil an organischen Stoffen:	$I_{om}=4,2-25$ Prozent

### Organischer Ton

$W=39-115$ Prozent	$\rho=11,42-1,68 \text{ t/m}^3$
$W_L=60-178$ Prozent	$e=1,32-2,65$
$W_p=30-110$ Prozent	$S_r=0,90$
$I_p=28-68$ Prozent	$E_s=3,3-4,3 \text{ MN/m}^2$ (Versuche)
$I_c=0,6-0,9$	
Anteil an organischen Stoffen:	$I_{om}=5,9-30$ Prozent

Beide obigen Schichten sind kompressierbar, weich, sehr locker, wenig belastbar

### Organischer, organisch verschmutzter Sand

$U=2,9-3,1$	
$d_m=0,14-0,15 \text{ mm}$	
Anteil an organischen Stoffen:	$I_{om}=0,8-3,4$ Prozent

### Untere Schichten

Grobkörnige Schichten aus dem Pleistozän

### Schottersand, Sand mit Schotterspuren

Grobkörniger Sand mit 5-34 Prozent Schotteranteil, den Erfahrungen nach dicht, gut belastbar

$d_m=0,28-1,80 \text{ mm}$	$U=3,2-18,2$
$\varphi=30-34^0$ (Versuche)	$c=0$



$E_s=40-45 \text{ MN/m}^2$  (statistische Belastbarkeit aus früheren Versuchen)

### Sandschotter

dicht, gut belastbar

$U=3,8-47,4$

$d_m=0,42-11,26 \text{ mm}$

$E_s=60-80 \text{ MN/m}^2$  (statistische Belastbarkeit aus früheren Versuchen)

### 3. Schichten des pannonischen Bestands

#### Sand, schwach zementierter Sandstein

$U=2,1,-2,4$

Bruchfestigkeit (alter Versuch)

$d_m=0,11-0,16 \text{ mm}$

$R_c=125-227 \text{ kN/m}^2$

$\varphi=30^0$  ( $e=0,65$ )

#### Sandstein

$E=0,34-0,73$

$S_r=0,61-0,84$

$\rho=1,89-2,13 \text{ t/m}^3$

Bruchfestigkeit:  $R_c=2096 \text{ kN/m}^2$  (Versuche)

#### Schlammiger Sandmehl

$U=2,3-10,4$

$\rho=2,13-2,14 \text{ t/m}^3$

$d_m=0,04-0,08 \text{ mm}$

$\varphi=34^0$

$I_p=9$  Prozent

$e=0,48$

$I_c=1,1$

$S_r=0,86-0,93$

$E_s=15,3 \text{ MN/m}^2$

#### Schlamm

$I_p=10-14$  Prozent

$E_s=11-18 \text{ MN/m}^2$

$I_c=1,3$  (aus Erfahrungswerten berechnet)

#### Rotstoff aus dem Pleistozän

$I_p=19-26$  Prozent

$\rho=1,87-2,10 \text{ t/m}^3$

$I_c=0,8-1,4$

$\varphi=24^0$

$e=0,53-0,90$

$c=31,9 \text{ kN/m}^2$

$S_T=0,83-0,97$

$E_s=11,2-28,9 \text{ MN/m}^2$

Aufgrund von Versuchen mit dem Pressiometer beträgt  $E_s=40 \text{ MN/m}^2$  für die oberen fünfzehn bis zwanzig Meter Teile der pannonischen Schichten, darunter wird der Gesamtdruckmodulus für statische Belastungen laufend höher. Der reduzierte Schwermodulus beträgt im Bereich  $G=123 \text{ MN/m}^2$ .

#### Die dynamischen Charakteristika der Bodenschichten

Einer der wichtigen früher in den ungarischen Forschungen des Untersuchungsprogramms 1994 bis 1995 vernachlässigten Bereiche war die Festlegung der geophysikalischen Merkmale des Standortes, die in besonderer Hinsicht auf die offenen Charakteristika eines Erdbebens nach Maß, bezüglich es Erdflusses und der Stabilität des Fundaments des Gebäudes unerlässlich sind.

Eine geotechnische Ermessung des Standortes hieß folgendes:

1. die Aufarbeitung, Ordnung und computermäßige Aufarbeitung aller vorhandenen bodenmechanischen Angaben (Bohrungen, dynamische Sondierungen, statische Charakteristika usw.)
2. SPT- und CPT-Profilaufnahmen im Rahmen neuer Untersuchungen, Schichtbeschreibungen, die Geschwindigkeit der Scherwelle, die Poisson-Faktoren, Scher-G-Modulus, die Festsetzung der Dämpfung nach Formänderung per Schicht, Körnung und Dichteverteilung, Festigkeitsmerkmale (Kohäsion,  $\phi$ ).

Das Programm zur geotechnischen Vermessung des Standortes erfolgte nach den Vorschriften 50-SG-S9 der IAEA.

Die Untersuchungen wurden

- von der italienischen Firma ISMES unter technischer Kontrolle der OVE ARUP und der Techniker der AKW Paks AG
- von der belgischen Firma OREX unter der technischen Kontrolle der BELGATOM und der Techniker der AKW Paks AG

ausgeführt – mit der Beteiligung von ungarischen Firmen.

Die Untersuchungen wurden hundertfünfzig Meter nördlich des Blocks 4 auf einem Gebiet von 200 x 200 Meter ausgeführt, siehe Darstellung 15. Die auf Darstellung 15 umrissenen Ermessungsprogramme werden auf Abbildung 19 erläutert.

Wie dies aus obigem auch ersichtlich ist, befindet sich unterhalb des geordneten Geländes in der baltischen Seehöhe von neun Meter eine ca. acht Meter dicke Füllung (baltische Seehöhe 96,84-97,18) aus abwechselnd lockerem Sand, Schlamm und losen Stoffen. Unter Seehöhe 92,63-96,34 befindet sich eine neunzehn Meter dicke, vom Fluss ausgestaltete, mitteldichte bzw. dichte aus Schlamm sand bzw. in den tieferen Schichten aus Schotter sand bestehende Schicht aus dem Quartär, dessen westlicher Teil eine Terrasse formt, Alter ca. 45.000 Jahre, unter baltischer Seehöhe 69,53-70,34 Meter sind pannonische Sedimente großer Dichte zu finden. Das Grundwasserniveau ändert sich mit dem Wasserstand der Donau, aber dessen Schwankungen sind gemäßiger, Minimalebene 85,2 Meter baltischer Seehöhe, Maximalstand 90,1 Meter, als Planungsniveau kann 89 Meter festgesetzt werden.

### **Übersicht über das Untersuchungsprogramm**

CPT-Tests

Die CPT-Tests wurden an 27, auf Abbildung 15 dargestellten Stellen, dupliziert, um dem Komplex der Blöcke 1-4 an 17 Stellen, verdreifacht ausgeführt. Die CPT-Sondierungen um die Blöcke 1-4 (Abbildung 20) geschahen aus dem Grund, dass

- die Daten der Messungen und Bohrungen, die unter dem Bau vorgenommen wurden, noch vor dem Bau überprüfbar sind,
- und auf die neu aufgenommenen geotechnischen Profile, Daten bzw. auf die daraus geschlossenen Konsequenzen anwendbar sind.

Die Proben wurden mit mechanischen und elektrischen Kegeln ausgeführt.

Abbildung 19: Verteilung der geotechnischen Untersuchungen nach Gebiet auf Abbildung 15

ARUP

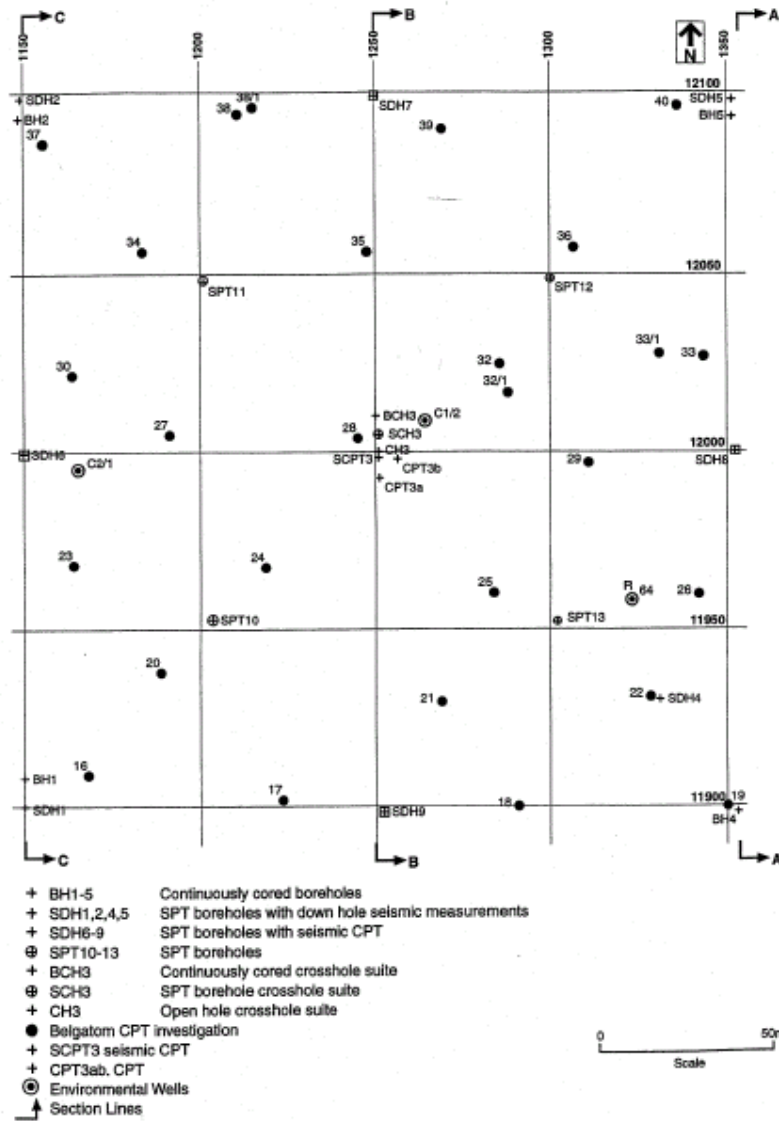
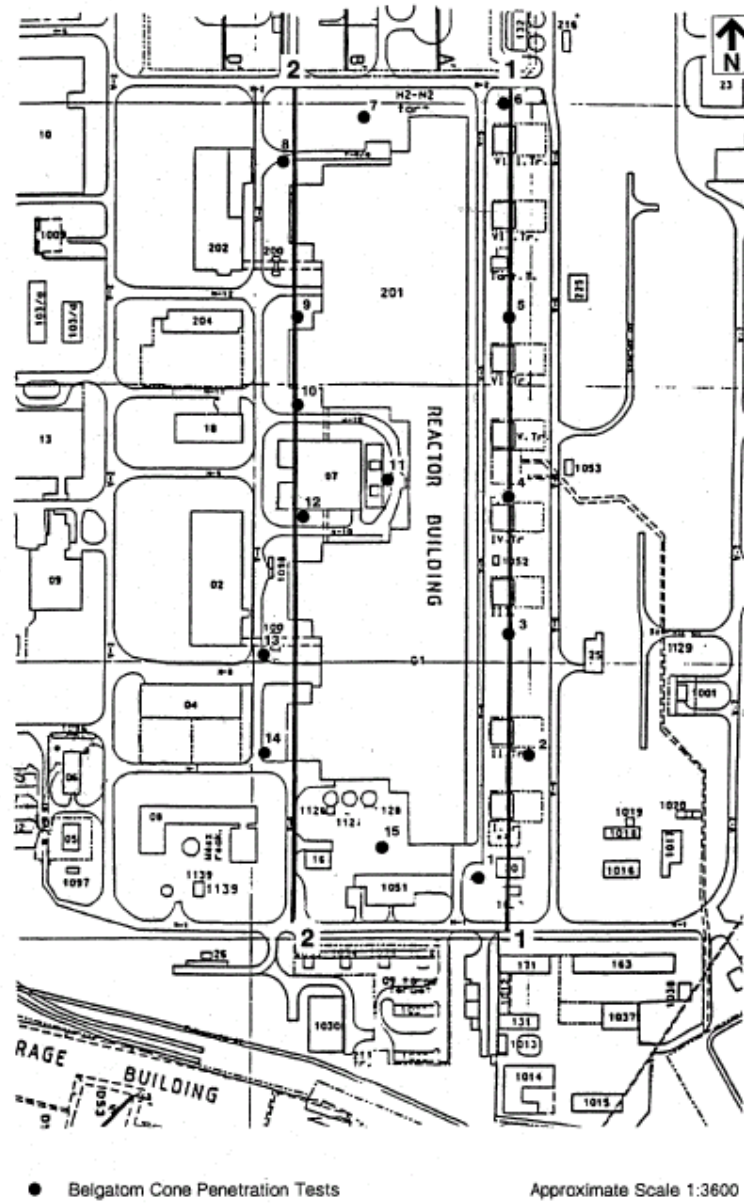


Abbildung 20: Ort der CPT-Test um den Komplex des Hauptgebäudes

ARUP



## Bohrungen

Ort und Art der Bohrungen sind auf Abbildung 19 dargestellt. Im untersuchten Gebiet wurden an festgelegten fünf Stellen je zwei Bohrungen durchgeführt: eine Bohrung zur laufenden Probenahme und eine Bohrung für die SPT-Tests. Die Bohrungen wurden auch zur Messung der Schergeschwindigkeiten down-hole und press-hole verwendet. Die Korrelation zwischen den SPT- und CPT-Proben wurde mit der Nähe der beiden Stellen zueinander gesichert. Eine Bohrung hatte eine Tiefe von einhundert Meter. In den Bohrlöchern wurde das ganze Spektrum der geophysikalischen Untersuchungen durchgeführt, die Untersuchungen zum  $\gamma$ -Hintergrund, zu der  $\gamma$ - $\gamma$ -Dichte, der Porosität, zu Potenzial und Widerstand, akustische Analysen usw. Die Untersuchungen erstreckten sich auf das Grundwasser und die Messung der Permeabilität.

## Labor- und in-situ-Tests

Über die bereits erwähnten SPT-, CPT-, down-hole-, cross-hole- und seismischen Tests hinausgehend wurde auch die Verteilung der Körnung, die Attenberg-Grenze, die Dichteverteilung untersucht. Die Labortests erstreckten sich auf zyklische, triaxiale Resonanzsäulen und Permeabilitätsuntersuchungen.

## Vorstellung der erzielten Ergebnisse

Wir sehen hier von der Wiederholung der traditionellen ingenieursgeologischen Charakterisierung des untersuchten Gebietes einmal ab. Die Feststellungen, vermessenen Charakteristika im vorigen Kapitel wurden von den Untersuchungen der IMES und der OREX mit ihren eigenen Mitteln im wesentlichen bestätigt. Hier werden nun im folgenden die Wechselwirkungsberechnungen, die geotechnischen Parameter, die für eine dynamische Analyse als Input nötig sind sowie die Daten zur Bewertung des Erdflusses.

Aus geotechnischer Sicht können am dynamischen Messort drei wesentliche Schichten identifiziert werden, diese sind

1. Typus: Flusswassersedimente aus dem Quartär, äolische Ablagerungen (eingeschlossen Auffüllungen), Dichte:  $1.900 \text{ kg/m}^3$
2. Typus: Flusswassersand und Schotter aus dem Quartär: Dichte  $2.000 \text{ kg/m}^3$
3. Typus: Flusswasserschotter aus dem Quartär: Dichte  $2.100 \text{ kg/m}^3$

Diese Schichten decken die pannonische Schicht zu, die mit einer Schergeschwindigkeit von 500 m/s, einer Dichte von  $2.100 \text{ kg/m}^3$  und einem Schermodulus von 525 MPa charakterisiert werden kann.

**In Tabelle 1 und Darstellung 21 werden die cross-hole-Scher- und P-Wellengeschwindigkeiten sowie die Tiefenverteilung des Poisson-Faktors dargestellt. Aus diesen bzw. aus den Laborergebnissen ist der Schermodulus, die Verteilung  $G_0$  bzw. dessen beste Schätzung feststellbar. Die von der Formveränderung abhängige Degradation des Schermodulus, die als normalisierte Kurve für alle Schichten angewandt werden kann, ist auf Abbildung 22 ersichtlich. Abbildung 23 wiederum zeigt die Formveränderungsabhängigkeit der Dämpfung.**

Die Ergebnisse der SPT in einer Tiefe von 0-30 Meter ist auf Abbildung 24 ersichtlich, die Korngröße auf Abbildung 25.

Der ganze Datensatz ist im Dokument der ISMES unter dem Titel "Paks NPP Site Investigation and Site Response and Liquefaction Potential, Final Report, 1995" zu finden, weiters im Dokument der BELGATOM unter dem Titel "Geotechnical Report on the Cone Penetration Test: Seismic Re-Evaluation of the Paks NPP, Interpretive Report, 1995".[3]

**Tabelle 1: Geotechnische Charakteristika des Standortes**

Ebene, m	Typus	$G_0$ , MP <sub>a</sub>	Schergeschwindigkeit	Poissonzahl
0	1	95,0	223,6	0,30
-1,5	1	114,5	245,5	0,30
-3,2	1	136,6	268,1	0,30
-5,0	1	160,6	290,2	0,30
-6,5	1	161,5	291,5	0,30
-8,0	2	163,0	285,5	0,30
-9,75	2	165,0	287,2	0,48
-11,5	2	167,0	289,0	0,48
-13,25	2	169,0	290,7	0,48
-15,0	3	171,0	285,4	0,48
-17,0	3	173,3	287,3	0,48
-19,0	3	175,6	289,2	0,48
-21,0	3	177,8	291,0	0,48
-23,0	3	180,0	292,8	0,48
-24,5	3	266,0	355,9	0,48

### Untersuchung zur Möglichkeit eines Erdflusses und zur Geländestabilisierung

Die SPT-Daten, aber im besonderen die Verteilung der Korngröße verweisen darauf, dass die feinen Sedimente, die den Standort abdecken, zum Erdfließen tendieren. Dies zeigt Abbildung 26.

Im Hinblick darauf, dass ein Erdfluss im nachhinein wohl nur schwer auszumergen sein wird, muss das Problem mit den modernsten Methoden untersucht werden. Die gewählte Vorgangsweise gibt die Bewertung der Möglichkeit eines Erdflusses über die Festlegung der Häufigkeit der Wiederkehr (return period) eines Erdflusses an.

Grundlage der Bewertung des Erdflusses bietet das parametrisierte empirische Verhältnis zwischen dem Verhältnis der durchschnittlichen Körnchengröße und dem effektiven Druck (effektives zyklisches Scherdruckverhältnis) und der Körnchenverteilung bezüglich der Schlagzahl des SPT (siehe Abbildung 27 und 18). Bei der Anwendung dieses empirischen Zusammenhangs muss eine Korrektur nach Magnitude erfolgen. Die Berechnung der zyklischen Schergeschwindigkeit erfolgte mit dem Oasys SIREN Programm der OVE ARUP, die jährliche Wahrscheinlichkeitsberechnung der Entstehung eines Erdflusses mit dem Oasys LIQEFY Programm. Die kritischen Verhältnisse von Scher- und Normalspannung bezüglich eines Erdflusses sind in Abbildung 29 dargestellt. Es ist festzustellen, dass die Schicht in einer Tiefe zwischen zehn und zwanzig Meter Tendenzen zum Erdfluss zeigt. Für die zehn Meter tief gelegenen Schicht ist eine 11.900 Jahre, für die 12,5 Meter tiefe eine von 11.300, für die fünfzehn Meter tiefe eine von 11.700 Jahren best-estimate-Schätzung bezüglich eines Erdflusses charakteristisch. Nach den detaillierten Sensibilitätsuntersuchungen macht die Periode auf einer Konfidenzebene von 15 bzw. 85 Prozent 8.000 und 33.000 Jahre aus.

Abbildung 21: Tiefenverteilung der cross-hole Scher- und P-Wellengeschwindigkeiten sowie der Poisson-Faktoren

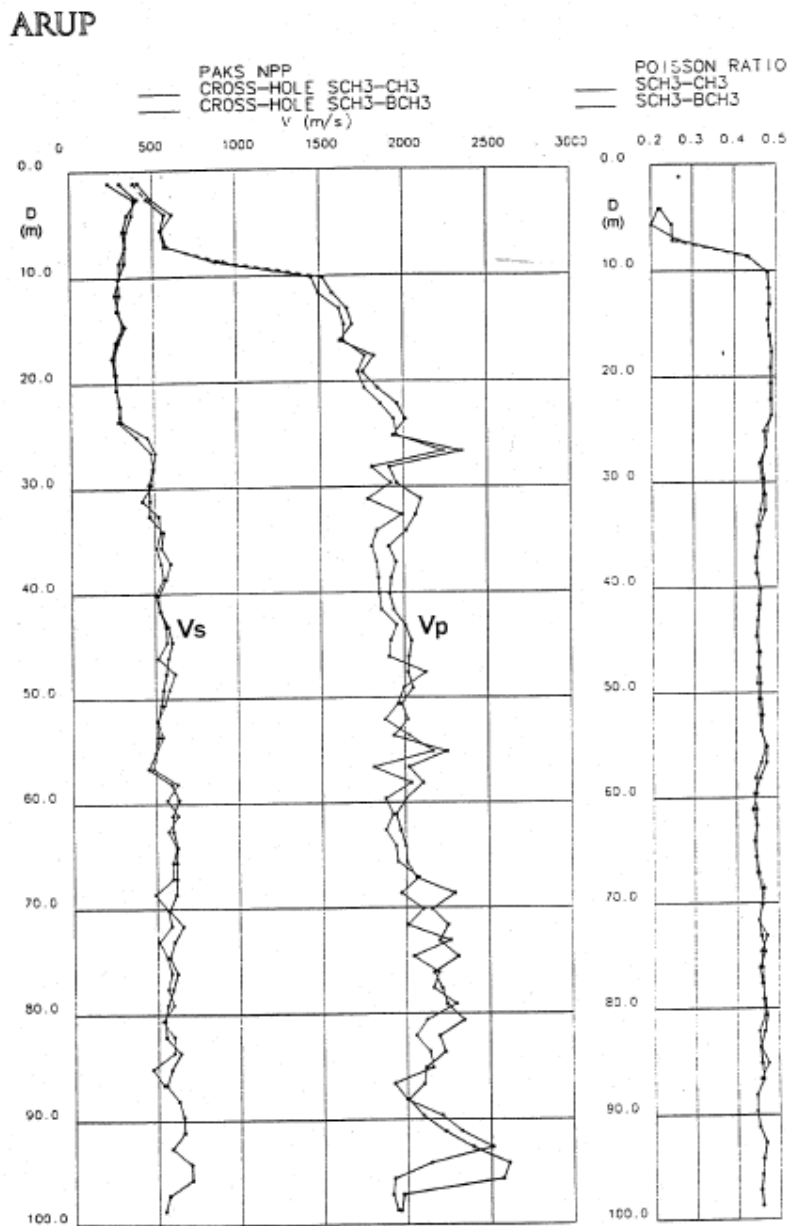
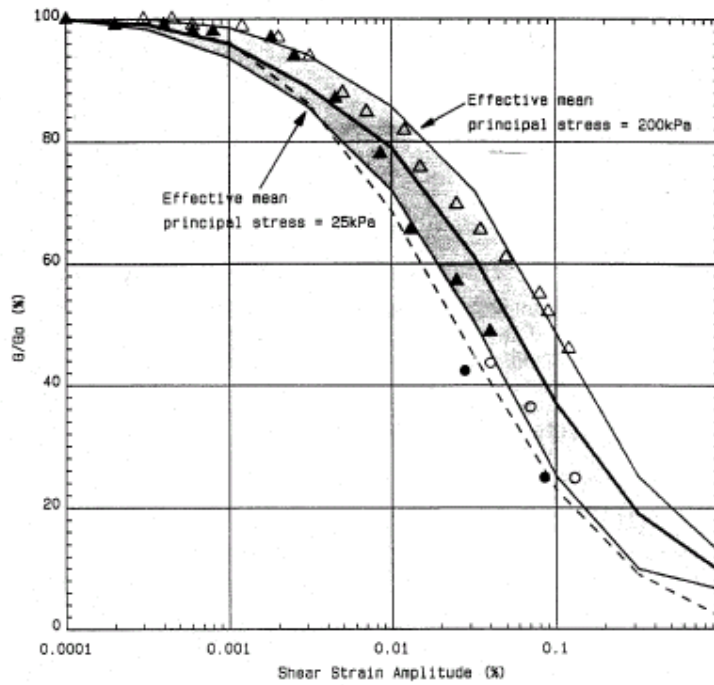


Abbildung 22: Funktion der abhängigen Degradation der Formveränderung des Schermodulus

ARUP

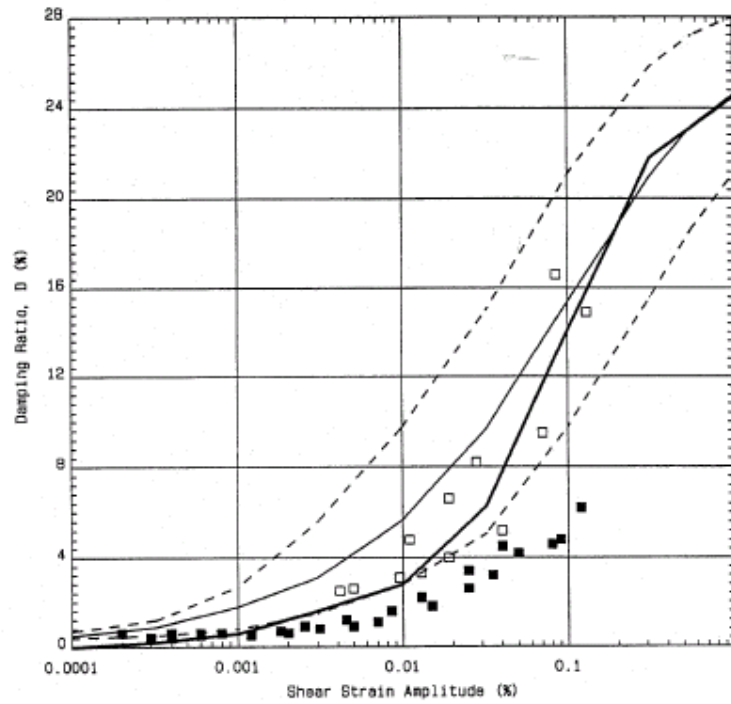


## LEGEND

- |  |                                    |  |                     |
|--|------------------------------------|--|---------------------|
|  | Iwasaki et al., 1976               |  | Best Estimate Curve |
|  | Vucetic & Dobry, 1991: PI = 0      |  |                     |
|  | Resonant Column Test Results       |  |                     |
|  | BH4 at 11.79m Cell Pressure 300kPa |  |                     |
|  | BH3 at 11.0m Cell Pressure 185kPa  |  |                     |
|  | Cyclic Triaxial Test Results       |  |                     |
|  | BH4 at 11.79m Cell Pressure 300kPa |  |                     |
|  | BH4 at 11.79m Cell Pressure 100kPa |  |                     |



Abbildung 23: Funktion der Gestaltsveränderung der Attenuation



## LEGEND

□ Cyclic Triaxial Test Results

■ Resonant Column Test Results

— Best Estimate Curve

Abbildung 24: SPT-Ergebnisse in 0 bis 30 Metern Tiefe

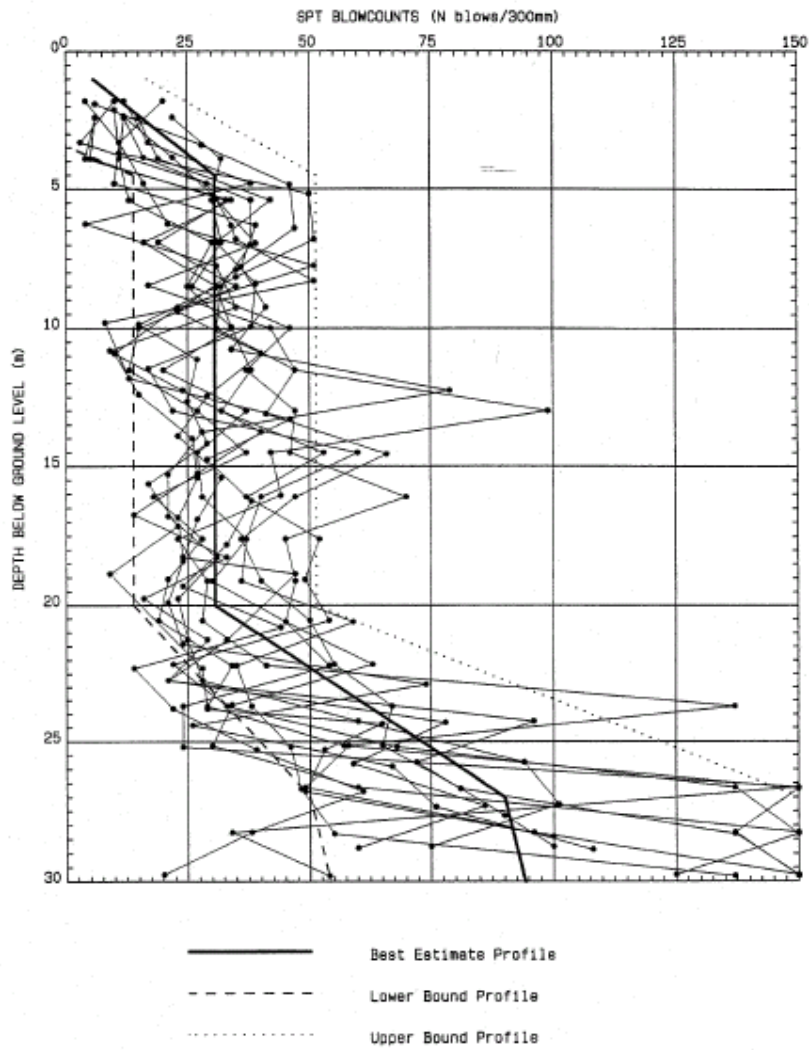
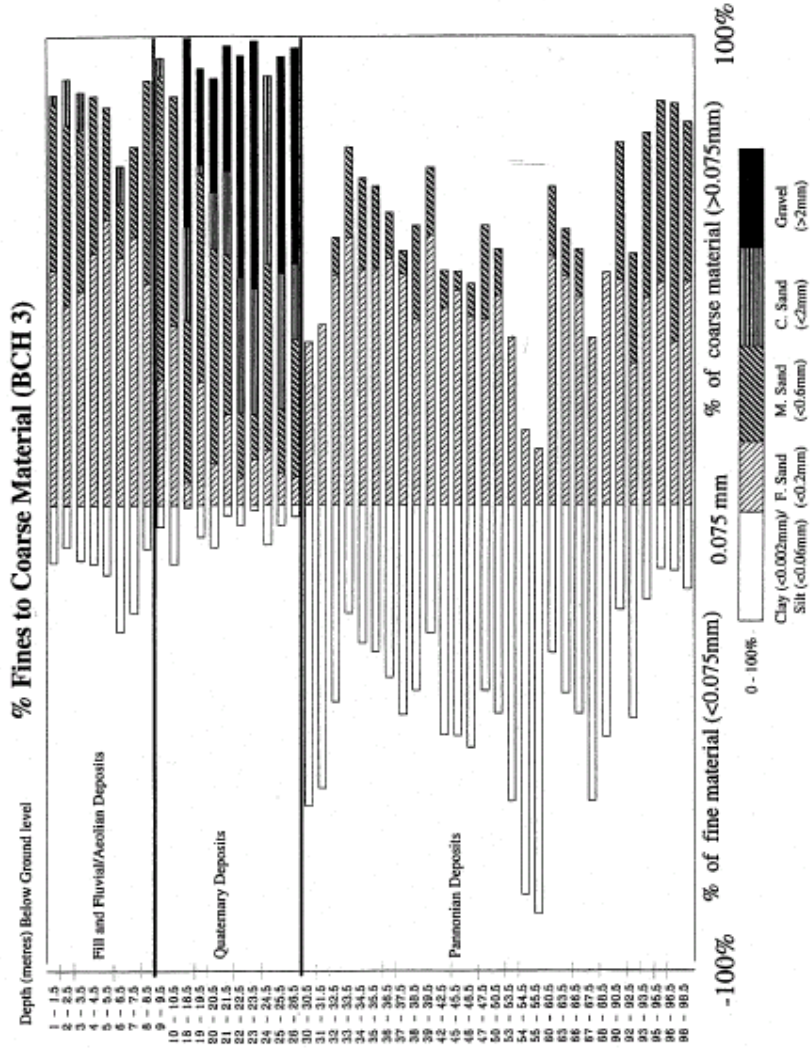


Abbildung 25: Verteilung der Teilchenmessung

ARUP



Der Basisdruck von 130 kPa verändert das Erdflusspotenzial. Dieses ist mit dem FLUSH-Programm zur Messung der Wechselwirkung von Gebäude und Boden bewertbar. Es lohnt sich anzumerken, dass FLUSH mit der Dekonvolution der Inputbewegung an der Oberfläche (0,25 g) bezüglich der Fundamenttiefe eine maximale Beschleunigung von 0,2 g ausgibt. Für die Berechnung des zyklischen, von der Wechselwirkung Gebäude-Boden veränderten Scherspannungsverhältnisses bei einer Bewegung mit der Wiederkehrzeit von 10.000 Jahren diente wiederum das Oasys LIQEFY-Programm als Grundlage. In einer Tiefe von –10 bis –20 Meter ist die best-estimate Wiederkehrperiode eines Erdflusses 14.800 Jahre, bei –15 Meter und bei der der Grundplatte am nächsten befindlichen Schicht 18.300 Jahre. Die Jahreshäufigkeit eines Erdflusses unter dem Hauptgebäude des Reaktors gibt Abbildung 30 an.

Nach den neuesten Ergebnissen ist mit einer Beschädigung der Fundamentierung nicht zu rechnen, wenn es über der zerfließenden Schicht eine entsprechend dicke, stabile Deckschicht gibt. Es ist feststellbar, dass unter dem Hauptgebäude mit einem globalen Erdfluss – als Grundlage eine Wahrscheinlichkeit von  $10^{-4}$  genommen – nicht zu rechnen ist. Die best-estimate-Rechnung gibt hier eine signifikant geringere Wahrscheinlichkeit aus, der Wert  $10^{-4}$  entspricht einem guten 85prozentigen Konfidenzniveau. Gleichzeitig beträgt der Wert einer Annäherung an eine Jahreswahrscheinlichkeit eines Erdflusses im Freien von unten um  $10^{-4}$ /Jahr, während die Schätzung mit einem Konfidenzniveau von 85 Prozent den Wert von  $2 \cdot 10^{-4}$  ergibt. Daraus folgt, dass im Falle des Gebäudes, das nach der Erdbebensicherheit unter Kategorie 1 fällt, unter Beachtung der Wechselwirkung von Gebäude und Boden ein Urteil abgegeben werden kann.

Die Untersuchung des Erdbeben ausgesetzten Gebäudes hinsichtlich Fundamentstabilität, der Belastbarkeit des Bodens, der Sicherheit gegen Erdfluss sowie der von einem Erdbeben verursachten Senkung erfolgte unter Berücksichtigung der Vorschriften (BS 8004, Draft Eurocode und Eurocode 8 Part 5 (1995)) für den Fall eines Erdflusses und für den Fall eines 10.000jährigen Maßerdbebens.

Die Grundplatte des Reaktorhauptgebäudes befindet sich unmittelbar über der Schicht, die zum Erdfluss tendiert, weshalb die Tragfähigkeit dieser Schicht nach einem Fluss kontrolliert werden musste. Es ist festzustellen, dass im Falle eines Sockeldruckes von 130 kPa die kritische Lasttragfähigkeit ausreichend für die Stabilität der Fundamentierung ist. Mit einem Abrutschen des Hauptgebäudes ist nicht zu rechnen. Wenn die unter der Grundplatte befindliche drei Meter dicke Bodenschicht infolge eines extremen Erdbebens zerfließt, betrüge die globale Senkung des Gebäudes sechzig Millimeter. Bei einem Erdbeben mit der Wiederkehrzeit von 10.000 Jahren ist eine Senkung von zwölf Millimeter zu erwarten.

Die das Planungsstadium überschreitenden Untersuchungen haben die Tendenzen zu einem Erdfluss unterhalb des Standortes sehr detailliert vermessen [5]. Au den Abbildungen 31 bis 32 sind die von einem Erdbeben verursachten Formveränderungen und Porendrucke bzw. Spannungsverteilungen im Boden ersichtlich. Auf den Abbildungen 33 bis 35 ist zu sehen, dass im Falle eines Erdbebens mit der Wiederkehrzeit von 10.000 Jahren, es noch beträchtliche Reserven für den Erdfluss gibt, während solche mit einer Wiederkehrzeit von 100.000 bis 1.000.000 Jahren umgehen zu einem führen. Aus dem in Abbildung 36 angeführten Antwortspektrum ist ersichtlich, dass ein Erdfluss den Charakter der Erdbewegungen an der Oberfläche drastisch verändern könnte.

Abbildung 26: Verteilung der Korngröße und Tendenz zum Erdfluss

ARUP

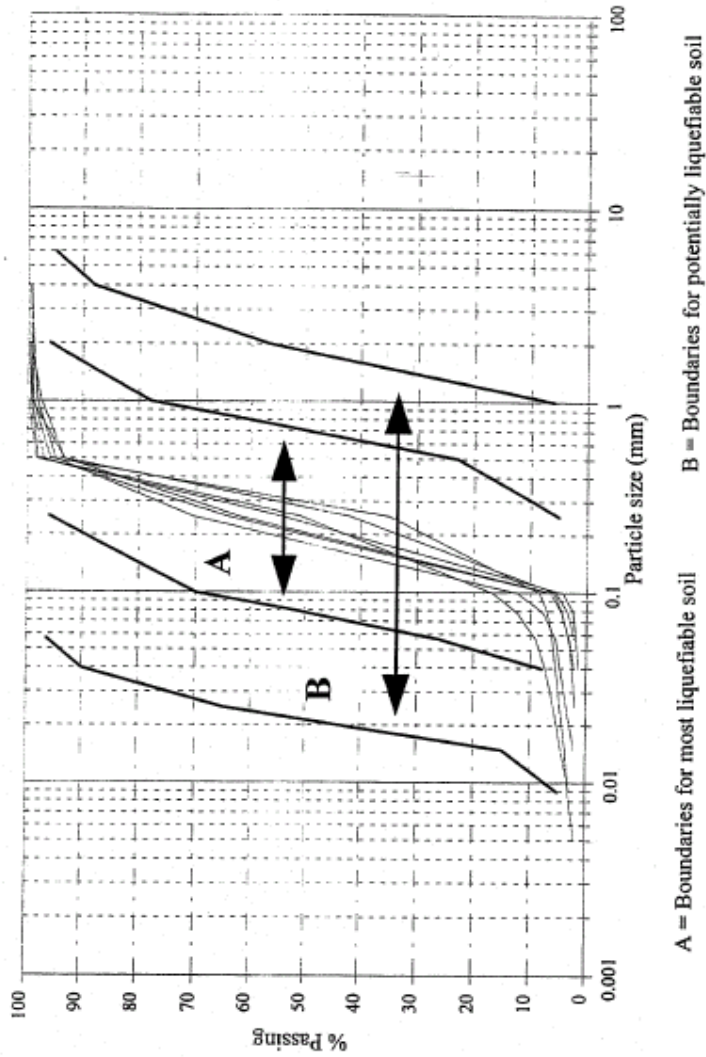


Abbildung 27: Korrigierte SPT-Schlagzahl und Verteilung der Körner

ARUP

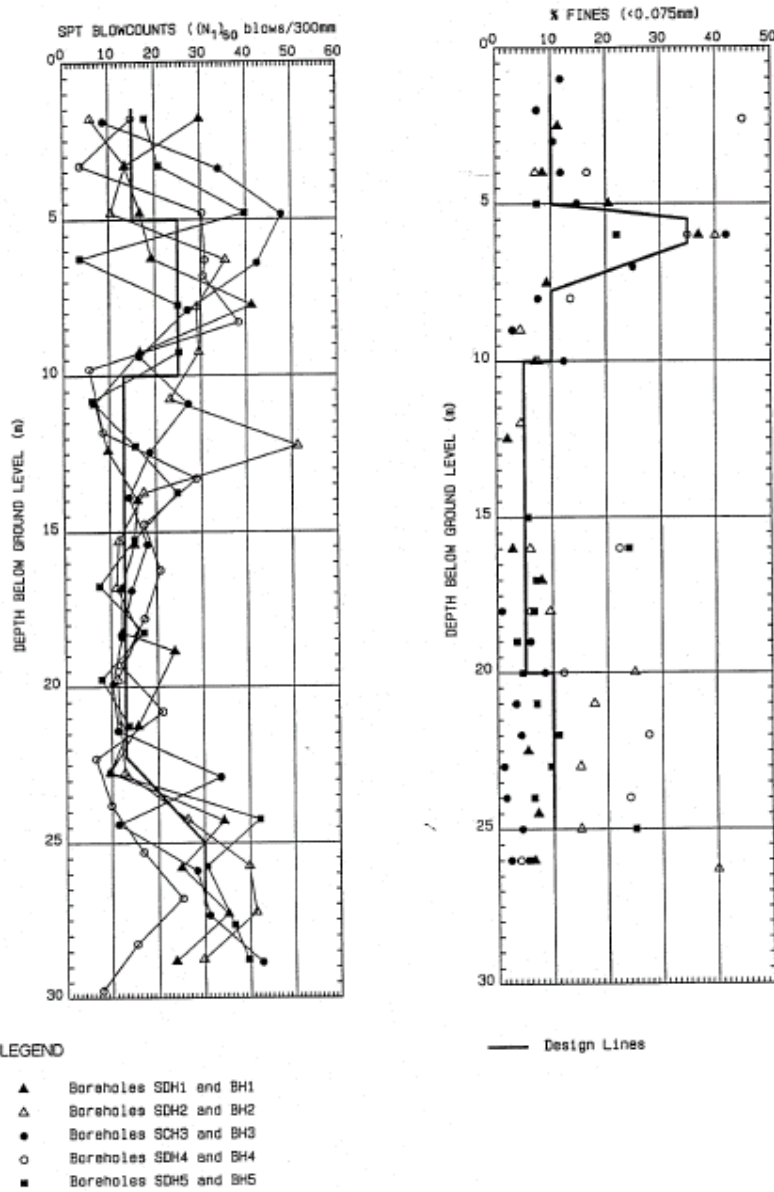
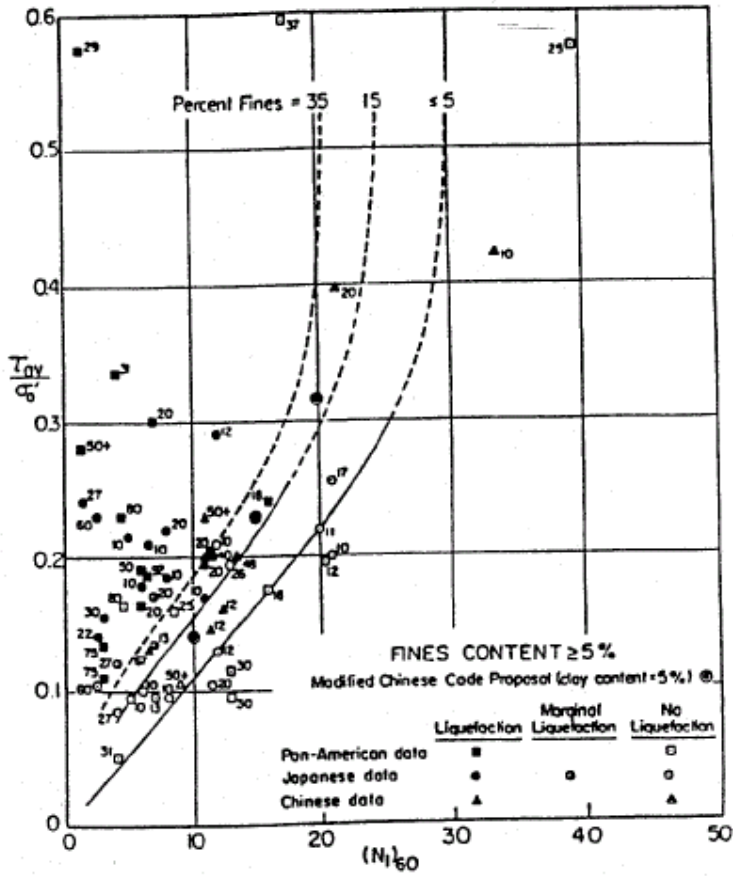


Abbildung 28: Empirischer Zusammenhang nach Seed

ARUP



Note: This figure is normalised for a magnitude 7.5 earthquake

Abbildung 29: Verteilung des kritischen Verhältnisses aus Sicht der Normal- und Scherspannung bei Erdfluss

ARUP

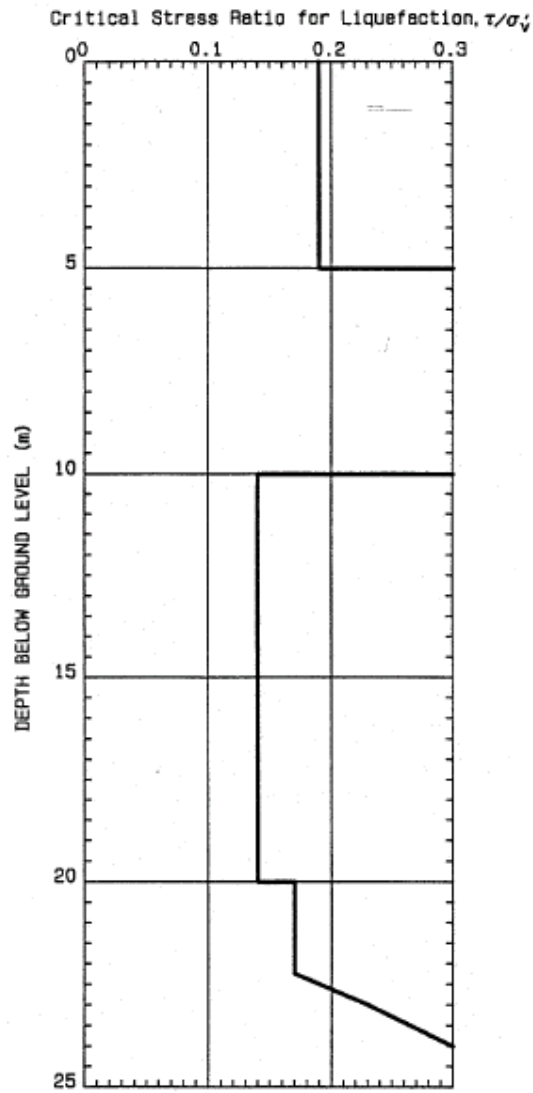




Abbildung 30: Ergebnis bezüglich Häufigkeit von Erdfluss unter Reaktorhauptgebäude

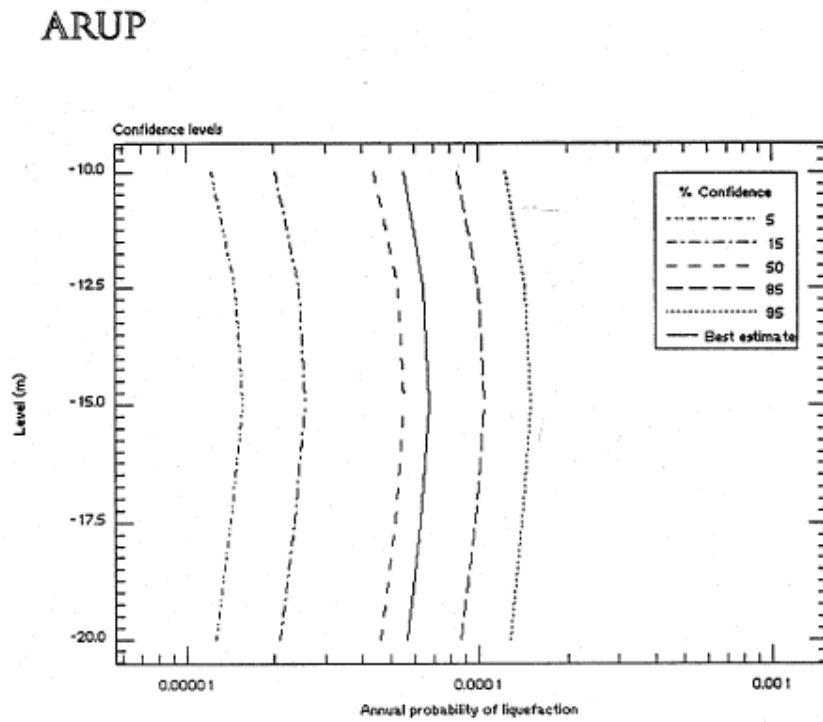


Abbildung 31: Spannungsfeld in Boden bei 10.000jährigem Erdbeben

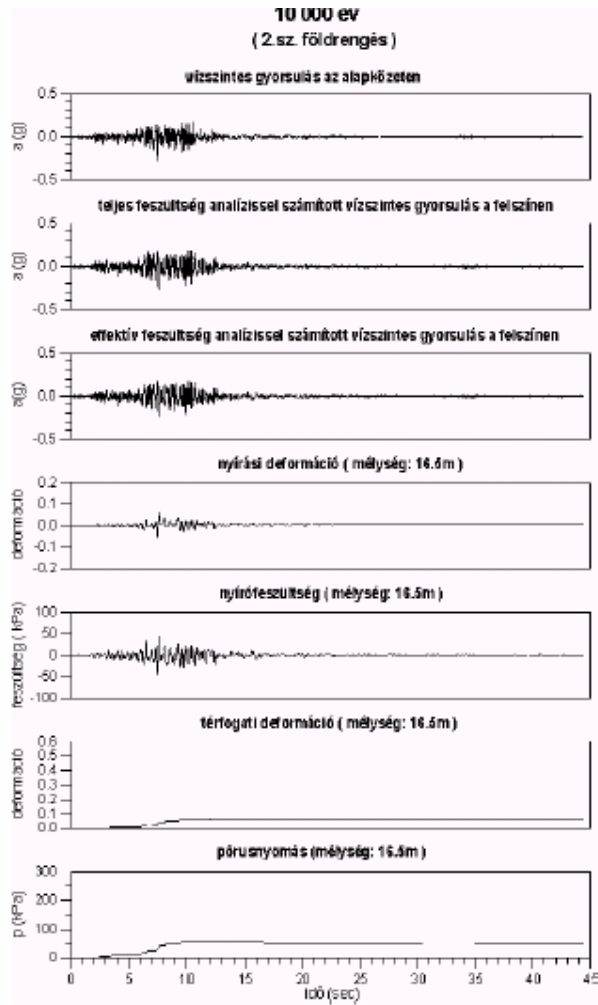


Abbildung 32: Spannungsfeld in Boden bei 100.000jährigem Erdbeben

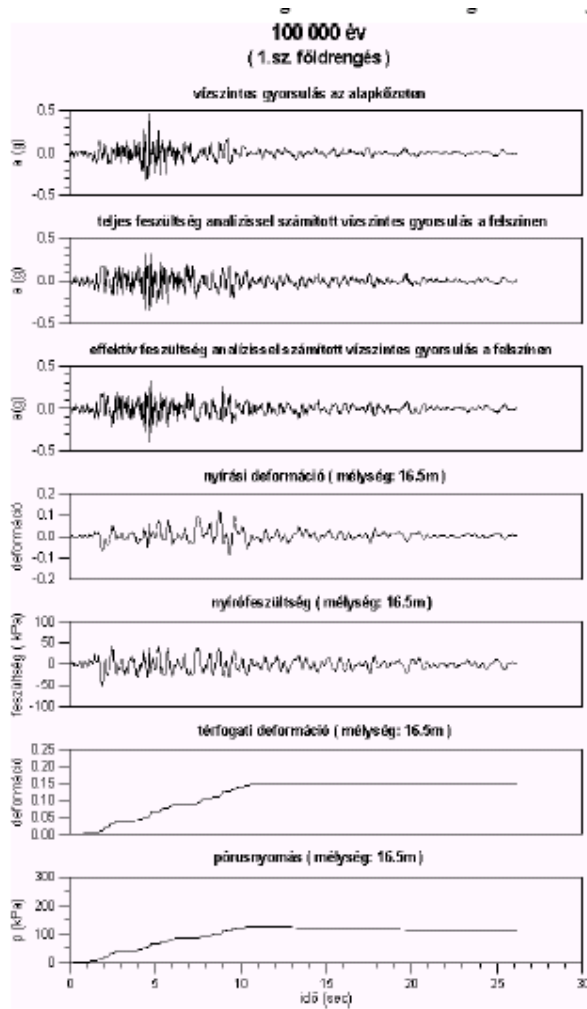


Abbildung 33: Entstehung von Erdfluss auf Niveau 10.000 Jahre

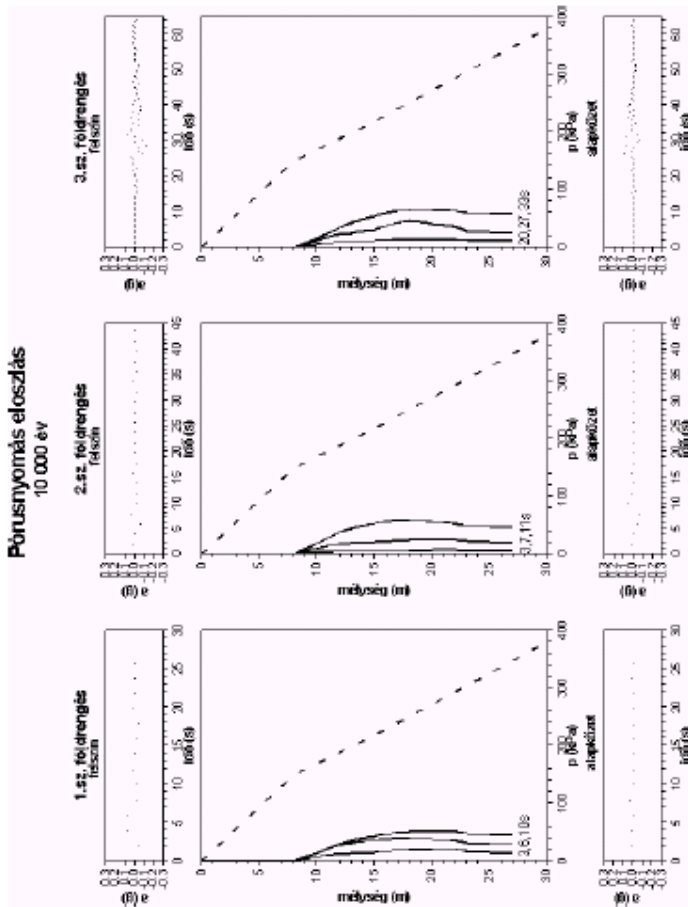


Abbildung 34: Entstehung von Erdfluss auf Niveau 100.000 Jahre

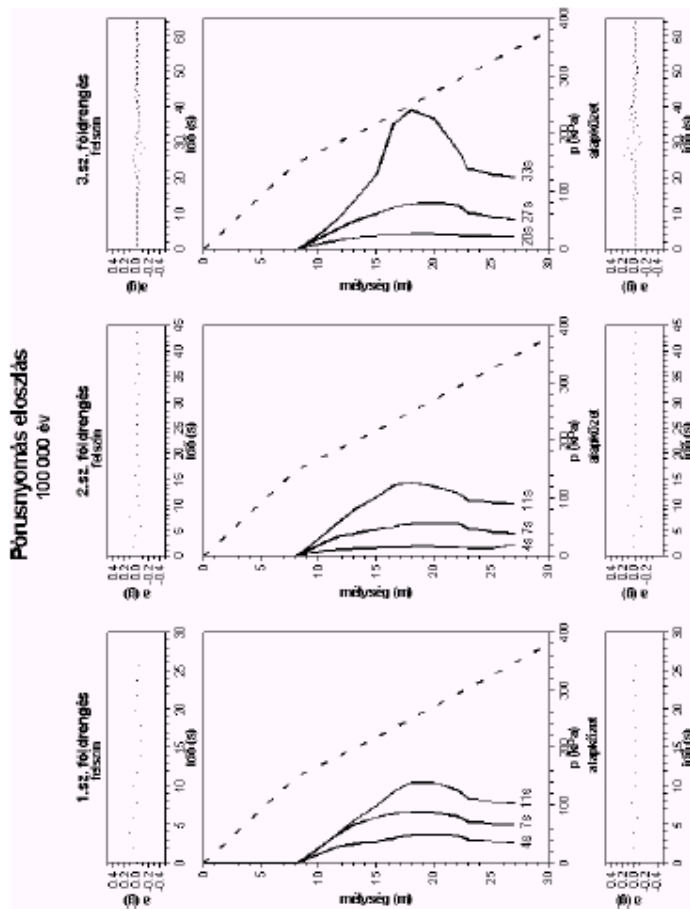


Abbildung 35: Entstehung von Erdfluss auf Niveau 1,000.000 Jahre

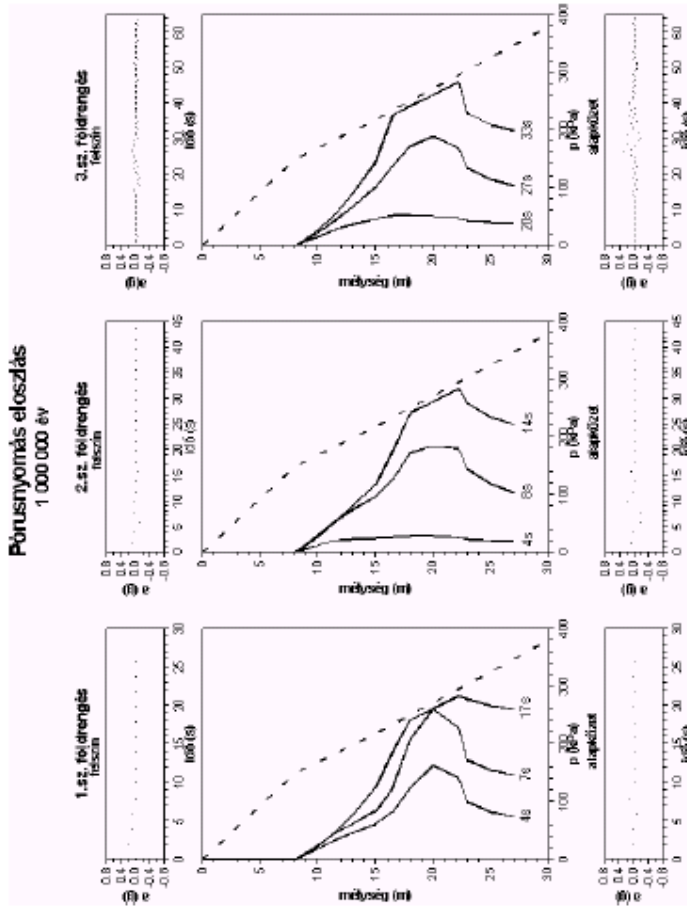


Abbildung 36: Antwortspektrum an der Oberfläche auf Häufigkeitsebene  $10^{-4}$ ,  $10^{-5}$ , und  $10^{-6}$ /Jahr