

地震時の地盤における過剰間隙水圧

佐田 頼光* 林 宏親**

1. はじめに

地震時に発生する地盤内の過剰間隙水圧を、地震加速度と地盤性状から簡易に求めることが出来れば、斜面や埋設物の安定性、地震発生後に起る沈下現象などの検討に有効である。破局的な地盤の液化現象は、過剰間隙水圧による動水勾配 (i_{sis}) が地盤の限界動水勾配 (i_c) に到達した時点の現象と解釈されるが、地震動の規模と地盤の性状に対して中間状況すなわち $i_{sis} < i_c$ の場合についても実務の見地において検討を要する問題が存在するものと考えられる。

以下に、地震動による過剰間隙水圧 (u_{sis}) あるいは i_{sis} を求める簡易的手法と 2、3 の測定例を紹介し、諸兄の参考に供したい。

2. 地震時の過剰間隙水圧

Leonardo Zeevaert は、図 - 1 のひずみ～応力関

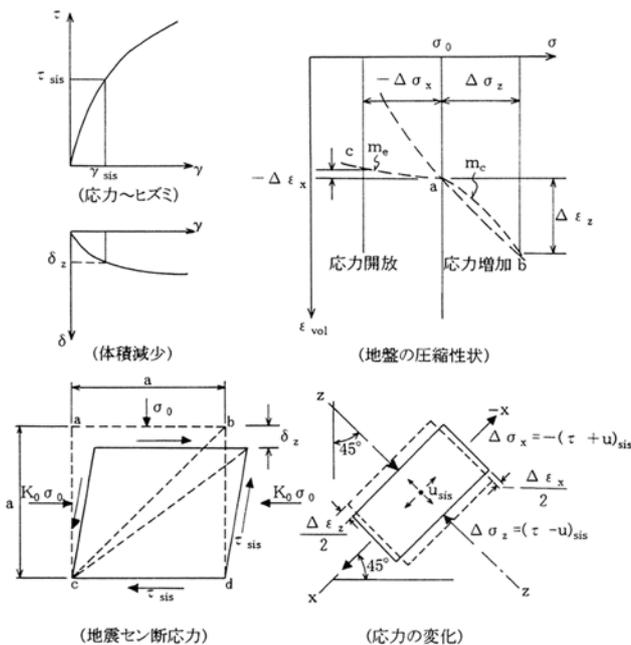


図 - 1 地震せん断応力作用時の応力～ひずみの状態¹⁾

係を適用して地震せん断応力 (τ_{sis}) 作用下の応力状態を考察し、 i_{sis} と過剰間隙水圧 (u_{sis}) の関係を以下のように提示している¹⁾。

増加応力 $\Delta \sigma_z$ に対する正割圧縮係数 (secant compression modulus) を m_c で表すと、圧縮ひずみ ($\Delta \epsilon_z$) は $\Delta \epsilon_z = m_c \cdot \Delta \sigma_z$ である。また、応力解放に対する正割応答係数 (secant response modulus) を m_e とすれば、伸びひずみ ($\Delta \epsilon_x$) は $\Delta \epsilon_x = m_e \cdot \Delta \sigma_x$ である。体積ひずみ $\Delta \epsilon_v$ は有効応力の増加によって生じるから、(1) 式のように表される。

$$\Delta \epsilon_v = m_c \cdot \Delta \sigma_z + m_e \cdot \Delta \sigma_x = \left(1 + \frac{m_e \cdot \Delta \sigma_x}{m_c \cdot \Delta \sigma_z} \right) m_c \cdot \Delta \sigma_z \quad (1)$$

いま、地震時に過剰間隙水圧 (u_{sis}) が発生することを想定すると、45° の面における有効応力はそれぞれ以下のように表示される。

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_z &= (\tau - u)_{sis} \\ \Delta \sigma_x &= -(\tau + u)_{sis} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

したがって、(1) 式は (3) 式ようになる。

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ 1 - \frac{m_e \cdot (\tau + u)_{sis}}{m_c \cdot (\tau - u)_{sis}} \right\} m_c (\tau - u)_{sis} \quad (3)$$

せん断応力の即時的作用に対して、 $\Delta \epsilon_v = 0$ と想定されるから、(3) 式は (4) 式ようになり、 i_{sis} と u_{sis} の関係を係数比 λ をパラメータとして表示することもできる。

$$u_{sis} = \frac{1 - \lambda}{1 + \lambda} \cdot \tau_{sis} \quad \text{ここに、} \lambda = \frac{m_e}{m_c} \quad (4)$$

ゆるい沖積層の砂に対して $m_e = 0$ と考えられるから $\lambda = 0$ 、したがって $u_{sis} = \tau_{sis}$ となる。 $0 < \lambda < 1.0$ の範囲に対しては当然ながら $u_{sis} < \tau_{sis}$ である。また、均質な弾性的材料の場合には $\lambda = 1$ であり、 $u_{sis} = 0$ である。

なお、石原は地震動による間隙水圧の増加についてつぎのように述べている²⁾。

「非排水状態でのせん断が行なわれる場合を想定すると、等体積でのせん断変形が起っている訳であるが、砂はせん断によって体積を減少しようとしている。こ

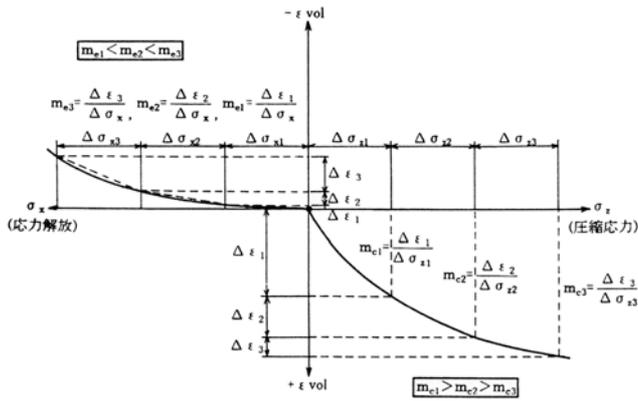


図-2 $\Delta\sigma_z$ と $\Delta\sigma_x$ に対応する応答ひずみの概念図

の傾向に反して、等体積の変形を保持するためには、体積を膨張させるような力が一方で働いていなくてはならない。これは、有効応力の減少、つまり、粒子の接点を通して伝わる力の除荷という形で達成されている。あるいは、これに伴って起こる間隙水圧の増加によって果たされているともいえる。」

さて、(4)式により u_{sis} を定量的に評価するには、地震動による地盤内のせん断応力 τ_{sis} と係数比を得る必要がある。逆順となるが、まず λ について考察してみよう。図-1に示される土塊要素の応力 $\Delta\sigma_z$ と $\Delta\sigma_x$ は交互に発生するのでなく、一回の変形に伴う同時発生の変力であり、これらの応答係数が m_c と m_e で表示されている点に留意する必要がある。両係数の静的応力との関係を概念的に示したのが図-2であるが、正規圧密に近い状態の場合には、 m_c は圧縮応力の増加に対して減少するであろうし、 m_e は開放応力の増加に対して徐々に大きくなるのが一般的傾向であろう。動的応力の場合においても、このような静的法則³⁾の準用が許されるならば、図-3に示すような $m_c, m_e \sim u_{sis} / \tau_{sis}$ の関係を得ることもできる。しかし、これらについては今後、動的実験のデータを蓄積して、慎重な検討を行うことが必要と考えられる。

τ_{sis} については、地震応答解析によるのが最も理論的と考えられるが、実務の見地からの近似的手法や簡易推定法が提示されている⁴⁾⁵⁾。これらの手法は地表面の最大加速度あるいは SI (Spectrum Intensity) に着目し、土被り荷重と深さ方向の減衰などを用いて巧妙に τ_{sis} を算定するものである。以下に紹介する手法は、Leonardo Zeevaert によるもので筆者らは実務上において適用性が高いと判断している。全層厚 D が均質弾性体との仮定にもとづく波動方程

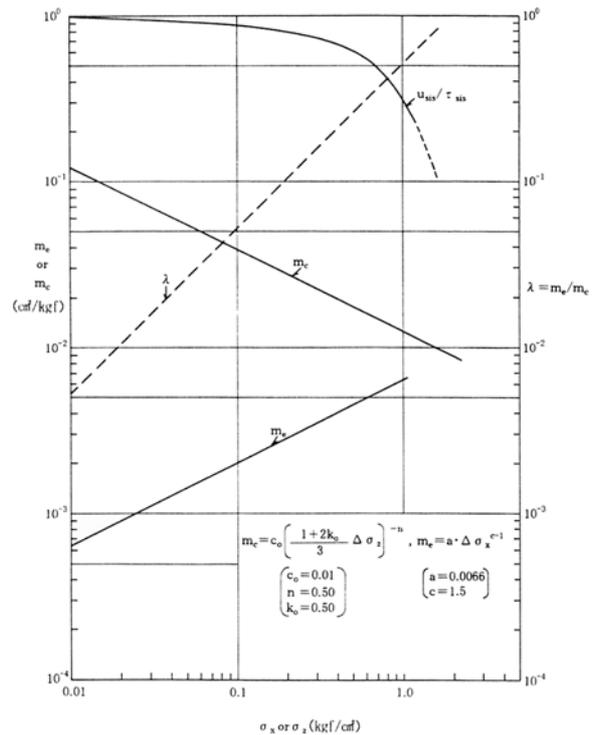


図-3 $m_c, m_e \sim \lambda \sim u_{sis} / \tau_{sis}$ の関係

式を、変位 u について解き、せん断応力 $\tau = G \cdot (u / Z)$ を求めると、 Z なる深さの n 次モードの τ_{nz} は(5)式で示される⁵⁾。

$$\tau_{nz} = \frac{\alpha_m}{g} (\gamma_m \cdot Z) \left\{ \frac{16}{(2n-1)^3 \pi^3} \left(\frac{D}{Z} \right) \sin \frac{(2n-1)\pi}{2D} \cdot Z \right\} \quad (5)$$

- m : 地表面における最大加速度 (m/sec²)
- g : 重力の加速度 (m/sec²)
- $m \cdot Z$: 深さ Z における全上載圧 (tf/m²)

均質な土塊において求められる最大せん断応力 τ_{sis} は、

$$\tau_{sis} = \left(\frac{\alpha_m}{g} \right) \gamma_m \cdot Z \sum_1^n \phi_n \left(\frac{Z}{D} \right) \quad (6)$$

$$\phi_n \left(\frac{Z}{D} \right) = \frac{16}{(2n-1)^3 \pi^3} \left(\frac{D}{Z} \right) \sin \frac{(2n-1)\pi}{2D} \cdot Z$$

$$F_1 \left(\frac{Z}{D} \right) = \sum_1^n \phi_n \left(\frac{Z}{D} \right)$$

第3次のモードは顕著に小さくなるので、最初の第2次モードのみ考慮すれば、

$$F_1 \left(\frac{Z}{D} \right) = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{D}{Z} \left\{ \frac{8}{\pi^2} \sin \frac{\pi}{2D} \cdot Z + \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \right) \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi}{2D} \cdot Z \right\}$$

となり、これを整理すると(7)式となる。

$$F_1 \left(\frac{Z}{D} \right) = 0.52 \frac{D}{Z} \left\{ \sin \frac{\pi Z}{2D} + 0.078 \sin \frac{3\pi Z}{2D} \right\} \quad (7)$$

したがって、地震時の過剰間隙水圧 u_{sis} は (8) 式で求められる。

$$u_{sis} = \left(\frac{1-\lambda}{1+\lambda} \right) \left(\frac{\alpha_m}{g} \right) \gamma_m \cdot Z \cdot F_1 \left(\frac{Z}{D} \right) \quad (8)$$

(補正係数)・(最大せん断応力)

$\therefore \alpha_m = \alpha_v + \alpha_h$

なお、(7) 式の関数 $F_1(Z/D)$ は、図-4 のように示される。つぎに u_{sis} による動水勾配 i_{sis} について考察してみよう。周知のように $i = h/Z$ であるから、

$$i_{sis} = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u_{sis}}{\partial Z} \quad (9)$$

簡単のため、補正係数を 1.0 とし (8) 式を整理すると、

$$u_{sis} = \left(\frac{\alpha_m}{g} \right) \gamma_m \left\{ 0.52D \left(\sin \frac{\pi}{2D} Z + 0.078 \sin \frac{3\pi}{2D} Z \right) \right\} \quad (10)$$

$$\frac{\partial u_{sis}}{\partial Z} = \left(\frac{\alpha_m}{g} \right) \gamma_m \left\{ 0.816 \left(\cos \frac{\pi}{2D} Z + 0.234 \cos \frac{3\pi}{2D} Z \right) \right\}$$

$$i_{sis} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u_{sis}}{\partial Z} = \left(\frac{\alpha_m}{g} \right) \frac{\gamma_m}{\gamma_w} f_1 \left(\frac{Z}{D} \right) \quad (11)$$

$$f_1 \left(\frac{Z}{D} \right) = 0.816 \left\{ \cos \frac{\pi}{2D} Z + 0.234 \cos \frac{3\pi}{2D} Z \right\}$$

関数 $F_1(Z/D)$ は図-4 に併示した。(11) 式による i_{sis}

は α_m と γ_m によって支配され、その深さ方向の分布性状は $f_1(Z/D)$ で決まることになる。すなわち、 i_{sis} は軟弱層の底部 ($Z=D$) 付近では小さく、地表面に向かい漸増することがわかる。

3. 過剰間隙水圧の実測例

地震時における過剰間隙水圧の測定例としては、こ

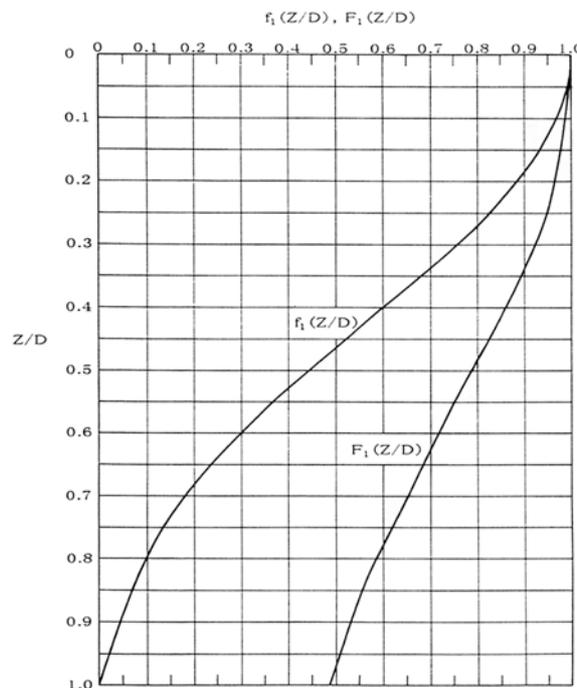


図-4 関数 $F_1(Z/D)$ 、 $f_1(Z/D)$

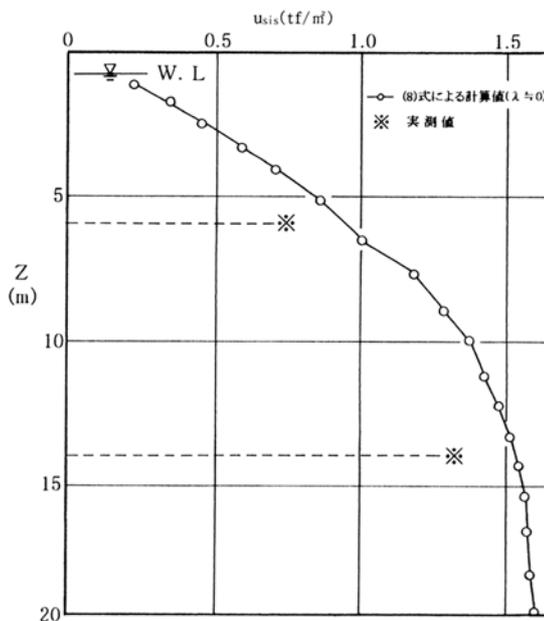
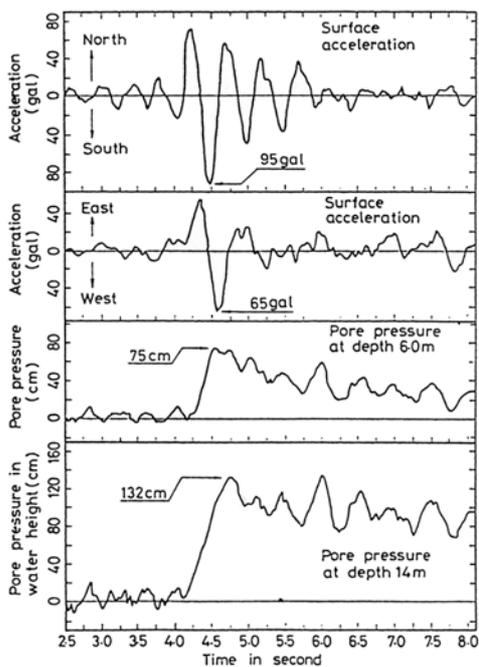


図-5 u_{sis} と α の記録と計算値の対比¹⁾

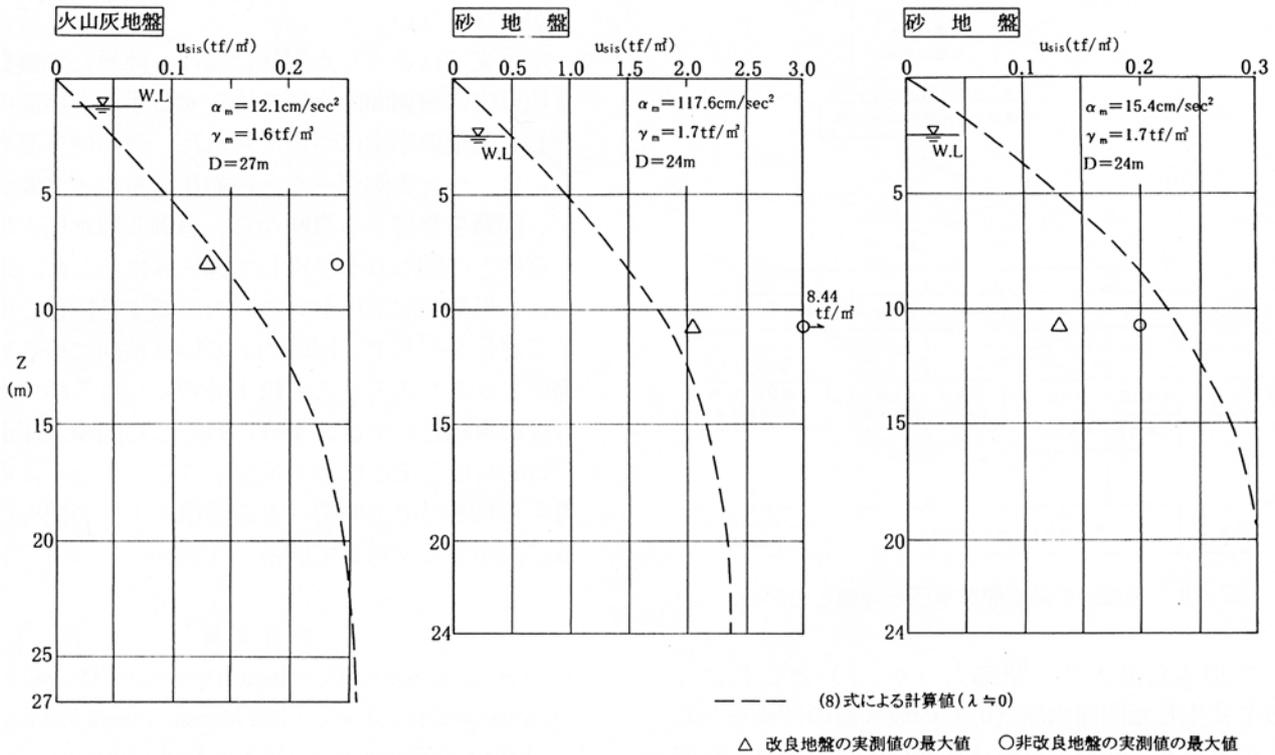


図-6 u_{sis} の計算値と実測値の対比

れまでにいくつかの報告がある。

石原らによって、東京湾の大井埠頭 No.1 観測地点において、昭和 55 年 (1980) 9 月 25 日に起こった地震に対する地表面加速度 (a_m) と深度方向の過剰間隙水圧 (u_{sis}) 測定結果が公表されている⁷⁾。そしてこのデータ提供を受けた Leonardo Zeevaert は、自ら提示する (8) 式による近似的計算値との対比を行ない、理論値の妥当性を検証するに至った¹⁾。数少ない貴重なデータと考えられるので図-5 を紹介したい。同図によれば、理論値と実測値はよい対応を示しているが、理論値の方が若干大きい値を与える傾向が認められる。

また、西川らは液状化アレー観測プロジェクトの一環として、日高自動車道盛土基礎地盤に加速度計と間隙水圧計を埋設し、平成 3 年 (1991) の浦河沖地震、平成 5 年 (1993) に起こった釧路沖地震などにおける貴重な記録を行なっている⁸⁾。提示されたデータにもとづき、(8) 式による概略の計算値と実測値を対比すると図-6 のとおりである。なお、同図の計算において a_m は地表面の加速度ではなく、G.L.-2.0m の値を準用していることをお断りしておく。

つぎに、著者の一人である佐田が行なった三軸供試体の間隙水圧測定結果を報告する。表-1 には、6 供試体それぞれの物理定数を一括し、図-7 はこれらに

表-1 供試体の物理定数

(標準的供試体の寸法 $H_0=10^*$, $D_0=5^*$)

供試体番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	備考
土粒子の密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.675	2.546	2.658	2.689	2.713	2.695	
含水比 $w (\%)$	65.2	58.1	33.4	44.5	25.5	26.0	
湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	1.685	1.702	1.768	1.690	1.902	1.914	
間隙比 e_s	1.62	1.36	1.00	1.29	0.79	0.77	
粒	礫分 (%)	0	0	0	3	8	
	砂分 (%)	0	2	22	43	52	88
	シルト分 (%)	34	73	53	26	45	4
成	粘土分 (%)	66	25	25	31	0	0
	中央粒径 (mm)	1.76×10^{-1}	1.67×10^{-1}	3.37×10^{-2}	3.64×10^{-2}	8.5×10^{-2}	2.8×10^{-1}
	最大粒径 (mm)	7.5×10^{-1}	2.0	8.5×10^{-1}	9.5	4.7	9.5
液性限界 (%)	68.5	61.8	40.4	63.0	NP	NP	
塑性限界 (%)	29.0	39.9	22.0	31.6	—	—	
塑性指数 (%)	39.5	21.9	18.4	31.4	—	—	
間隙圧係数 B 値	0.95以上	0.95以上	0.95以上	0.95以上	0.95以上	0.95以上	飽和化作業実施

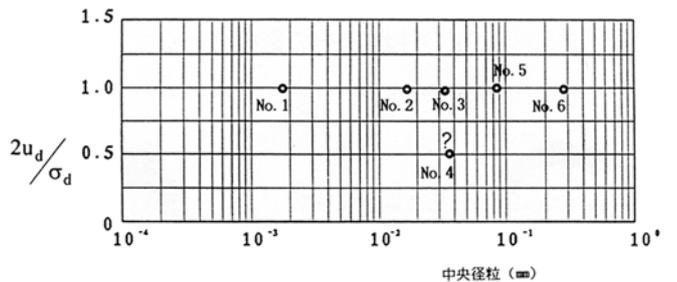


図-7 動的三軸供試体の最大せん断強度 ($\sigma_d/2$) と間隙水圧 (U_d)

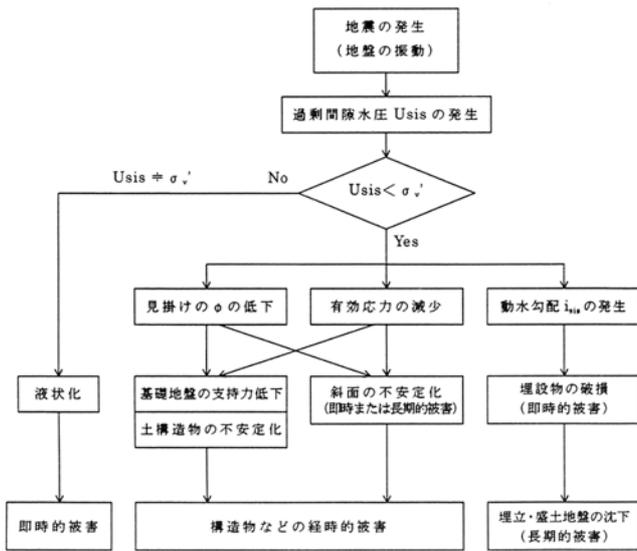


図-8 地震時の過剰間隙水圧と地盤との関係

対して加えた最大せん断応力 ($\sigma'_d/2$) とこれに伴って発生した間隙水圧 (u_d) の最大値の関係を示したものである。No.4 の供試体を除けば、いずれも粒度構成に関係なく、 $2u_d / \sigma'_d \approx 1.0$ を示している点に注目する必要がある。これは本小文の冒頭において触れた、応答係数比 m_e/m_c が限りなくゼロに近いことを示唆しているのかも知れない。これらの供試体はいずれも飽和化作業を終えた後、軸圧を加えており、実際の地盤における補正係数 $(1 - m_e / (1 + m_c))$ を知るために動的三軸試験を適用しようとする場合には、自然状態の飽和度において軸圧を加えることも検討に値しよう。いずれにしても、動的せん断応力と間隙水圧は極めて密接な関係にあることをこれらのデータは示しているようである。

4. まとめ

液状化の予測や対策についての試験や解析手法は着実な進展を見るに至っているが、液状化現象以前における過剰間隙水圧の性状とその影響については不明な

点が少なくない。

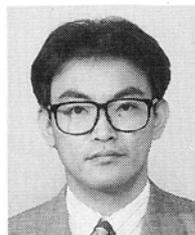
本小文ではこうした現状に鑑み、簡易に地震動による地盤内の過剰間隙水圧を推定する手法と実測例を紹介し、若干の応用について触れた。適用性を高めるためには、今後実測データとの対比を重ねる必要があるが、問題を整理する意味から、過剰間隙水圧と地盤の安定性との関わりを整理して図-8に示した。地震動による過剰間隙水圧が有効応力の減少を招き、地盤の不安定化を促して、即時的あるいは長期に亘る被害を発生させるであろうことは十分考えられるのである。今後の課題としては、土質に対応した間隙水圧消散の経時的特性とその影響を検討することがとくに重要と考えられるので実測データの蓄積と土性の把握に努める必要があると考えている。

参考文献

- 1) Leonardo Zeevaert : Seismic Pore Water Pressure Analysis Confronted with Field Measurements in Fine Sand, Soils and Foundations, Vol.23 No.4, 1983
- 2) 石原研而 : 土質動力学の基礎、鹿島出版会、p232 ~ 235, 1976
- 3) Leonardo Zeevaert : Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, 2nd editions, Van Nostrand Reinhold Company, p62 ~ 70, p300 ~ 310, 1983
- 4) 安田 進ほか : 地盤の地震時せん断応力の簡易推定法、土木学会論文集 No.610/ - 45、p83 ~ 96、1998
- 5) Joseph E. Bowles : Physical and Geotechnical Properties of Soils, 2nd edition, McGraw-Hill Book Company, p486 ~ 495, 1984
- 6) 前掲3) p489 ~ 554
- 7) Kenji Ishihara et al : Pore Water Pressure Measured in Sand Deposits During on Earthquake, Soil and Foundations, Vol.21 No.4, 1981
- 8) 西川純一ほか : 1993 年釧路沖地震における液状化アレー観測、土と基礎、vol.42 No.3, 1994



佐田 頼光*
北海道土質試験
協同組合
専務理事



林 宏親**
開発土木研究所
構造部
土質基礎研究室
研究員