

地震動によって惹起される 間隙水圧と埋設物の安定性について

佐 田 頼 光 福 田 正 人

1. はじめに

地震動による埋設物の変状・機能喪失の事例がしばしば報告されている。特に、下水道管や人孔等の浮上りや管路の折損等は被災地の特徴的現象として報道され、復興に多大の費用とエネルギーを要するのであるが、これらの発生要因の詳細については検討の余地があるように考えられる。すなわち、これらの現象は全て地盤の液状化(Liquefaction)として片付けてよいものかどうかという点と液状化に至る中間的状态において安定性をいかに評価すべきかなど課題も多い。これらの検討を進めるには、地震時の地盤に発生するであろう間隙水圧(u_{sis})を知る必要がある。

2. 静止平衡状態における間隙水圧(u_{sis})

地震時の地盤内に発生する間隙水圧(u_{sis})は近似的に(1)式で示される^{注-1)}。

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

ここに、

$$\lambda = \frac{m_e}{m_c} \left(\begin{array}{l} \text{ゆるい砂 } m_e \div 0 \rightarrow \lambda \div 0 \\ \text{均質な材料 } m_e \div m_c \rightarrow \lambda = 1.0 \end{array} \right)$$

α_m : 地表面における最大加速度(m/sec²)

g : 重力の加速度(m/sec²)

p_z : 深さ Z における全上載圧(t/m²)

m_e : 応力解放に対する応答係数

m_c : 増加応力に対する応答係数

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

また、 $F_1 \left(\frac{Z}{D} \right)$ は(2)式で表わされる関数で図-1で示される。 u_{sis} に対する動水勾配(i_{sis})は、 $i_{sis} = \partial hw / \partial Z$ であるから、簡単のため $\lambda \div 0$ として i_{sis} を求めると(3)式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} i_{sis} &= \left(\frac{a_m}{g} \right) \cdot \frac{p_z}{Z \gamma_w} \cdot f_1 \left(\frac{Z}{D} \right) \\ f_1 \left(\frac{Z}{D} \right) &= 0.816 \left\{ \cos \frac{\pi Z}{2D} + 0.234 \cos \frac{3\pi Z}{2D} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$f_1 \left(\frac{Z}{D} \right)$ は図 1 に併示したが、 i_{sis} は、(4)式で示される限界動水勾配(critical hydraulic gradient) i_c に対応するものである。

$$\text{すなわち、} i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (4)$$

$e = 0.5$ 、 $G_s = 2.67$ とすれば、 $i_c = 1.11$

$e = 1.0$ 、 $G_s = 2.67$ の場合、 $i_c = 0.835$ となる。

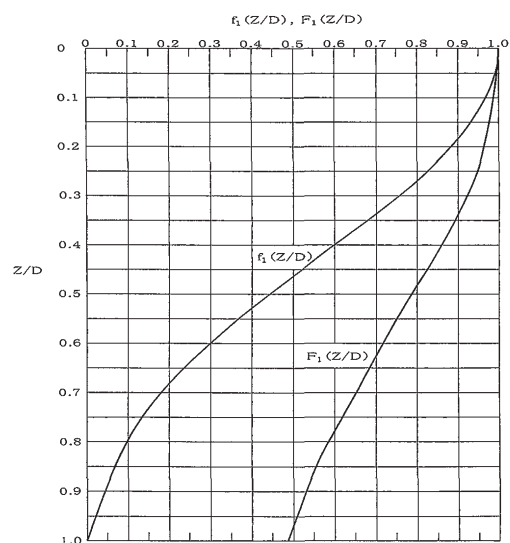


図-1 関数 $F_1(Z/D)$ 、 $f_1(Z/D)$

3. 人孔の浮上り検討例

図-2 に釧路市低地部(中心部)の地盤構成を示した。

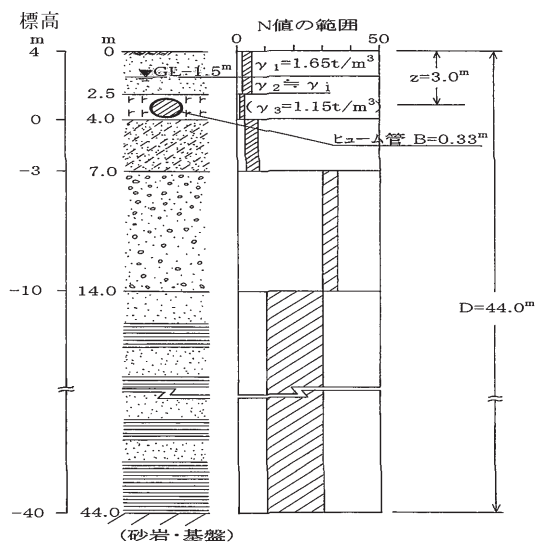


図-2 釧路市低地部の地盤構成

標高 -40 m 前後の位置に浦幌層群(古第三紀)に属する砂岩が潜行し基盤層を構成する。上部には粘土層を介在する砂層が標高 -10 m まで覆っている。標高 -3 ~ -10 m 間には、砂礫層があってこの上部にはシルト質砂に続いて泥炭が堆積し最上

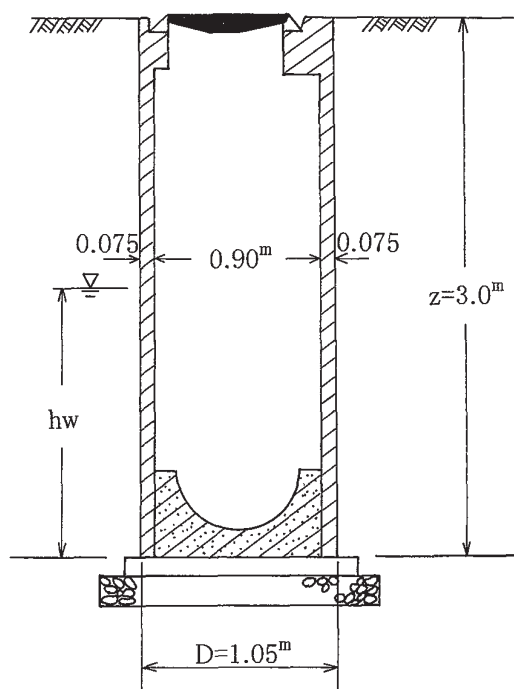


図-3 人孔設置条件図

部には盛土が 2.5 m の厚さで認められる。宅造地においては 2.5 m 前後の厚さをもつ泥炭層が圧縮されて 1.5 m 前後の厚さに減少している。地下水位は GL - 1.5 m 付近に認められている。

この地盤に図-3 の人孔が設置された場合の地震時の安定性を検討してみよう。浮上りに対する安定性は、自重と浮力の釣合いを考慮すればよいから、

○自重 (W_t) : 2.31 t, (0.56 + 1.65 + 0.10)

○浮力 (W_u)

$$\text{平時} \quad W_u = \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot h_w \cdot r_w$$

$$\text{地震時} \quad W_{usis} = \frac{1}{4} \pi D^2 (h_w \cdot r_w + u_{sis})$$

平時においては $h_w = 1.5$ m とすれば、

$$W_u = 0.865 \times 1.5 \times 1.0 = 1.297 \text{ t} < W_t$$

であり十分安定である。

地震時における GL - 3.0 m ($Z = 3.0$ m) 付近の u_{sis} は、

$$u_{sis} = P_{oi} F_1 \left(\frac{Z}{D} \right) \frac{\alpha_m}{g}$$

1993.1.15 釧路沖地震 $E - \bar{W}$ は $\alpha_m = 922$ gal であるから、

$$u_{sis} = 1.4 \times 3.0 \times 0.98 \times \frac{922}{980} = 3.87 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore W_{usis} = 0.865 (1.5 \cdot 1.0 + u_{sis}) = 0.865 (1.5 + 3.87) = 4.65 \text{ t} > W_t = 2.31 \text{ t}$$

であり、不安定となる。安定を確保する為の付加重量 (ΔW_t) は、

$$\Delta W_t = W_{usis} - W_t = 4.65 - 2.31 = 2.34 \text{ t} \text{ となる。}$$

一方、埋設下水道管と人孔の相対的安定性については、人孔の方が地震時の浮上り安定性が低いので、人孔の浮上りに影響され、折損等の機能不全を引き起こす可能性が高いといえよう。

4. むすび

地震動による地下埋設物等の挙動については、これまでもいくたびか報告^{注-2)}があり、将に古くて新しい問題でもある。

この小論では、極めて限定的な条件下での人孔の

安定性を地震時の間隙水圧と浮力というコンセプトを適用して検討を加えた。この種の業務に携わる実務者への一助になれば望外の喜びとするところである。

最後になったが、人孔の浮上りの実証的記録として写真-1 を示す。1993 年 1 月 15 日に発生した釧路沖地震による釧路町木場における人孔の浮上り記録で、基礎地盤コンサルタンツ北海道支社の斉藤和夫氏により提供いただいた貴重な資料であり、記して謝意を表したい。



写真-1

補遺「極めて限定的条件下」について

標題の「限定的条件下」とは、地盤の飽和度 (Sr) を 100% とした場合に対する考察を意図するものである。実際の地盤では一般に $Sr \leq 100\%$ であるから「有効応力法」に基づく間隙圧係数 (pore pressure-parameters) が考慮されねばならないと考えられる^{*1)}。

一般に、間隙圧係数については、応力の作用条件に対して次の三つの係数 (C、B、A) が提示されている。

すなわち、横方向ヒズミが拘束された一次元の応力条件に対して、 $C = \Delta u / \Delta \sigma_1$

等圧の拘束圧 ($\Delta \sigma$) に対して、 $B = \Delta u / \Delta \sigma$

三軸作用応力 ($\Delta \sigma_1$ 、 $\Delta \sigma_3$) に対して、

$$A = \frac{\Delta u - \Delta \sigma_3}{\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3} \text{ である。}$$

地震時の地中応力の様相は複雑であって、筆者の不十分な知識では理解が十分でないことを痛感するものであるが、B 値で考察することが許されるならば飽和度 (Sr) と B 値の関係を次のように示すことが出来る。図-1 に示す等方性応力の条件下で土の骨格の体積変化 (ΔV_{sk}) と間隙部分の体積変化 (ΔV_p) は、次のように表示される。

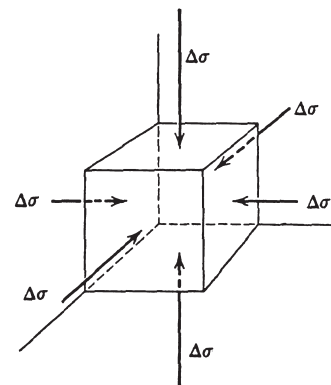


図-1 等方性三次元応力

$$\begin{aligned} \Delta V_{sk} &= V_o C'_{e1} \cdot \Delta \sigma + V_o C'_{e2} \cdot \Delta \sigma + V_o C'_{e3} \cdot \Delta \sigma \\ &= V_o \cdot \Delta \sigma (C'_{e1} + C'_{e2} + C'_{e3}) \\ \Delta V_p &= n V_o \cdot C_{wa} \cdot \Delta u \end{aligned}$$

ここに、 V_o ：土と水で構成される要素の初期全体積、 C'_c ：三次元方向におけるそれぞれの体積圧縮係数、 $\Delta \sigma$ ：増加応力、 C_{wa} ：水と空気の混合体の体積圧縮係数、 n ：間隙率 ($e_0 / 1 + e_0$)、 Δu ：間隙圧である。

$\Delta V_{sk} = \Delta V_p$ であるから、

$$n V_o \cdot C_{wa} \cdot \Delta u = V_o (\Delta \sigma - \Delta u) (C'_{e1} + C'_{e2} + C'_{e3})$$

これより、 $\Delta u / \Delta \sigma$ を求めると、

$$\frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = B = \frac{(C'_{e1} + C'_{e2} + C'_{e3})}{nC_{wa} + (C'_{e1} + C'_{e2} + C'_{e3})} = \frac{1}{1 + n(C_{wa} / C'_{e3})} \quad \dots (1)$$

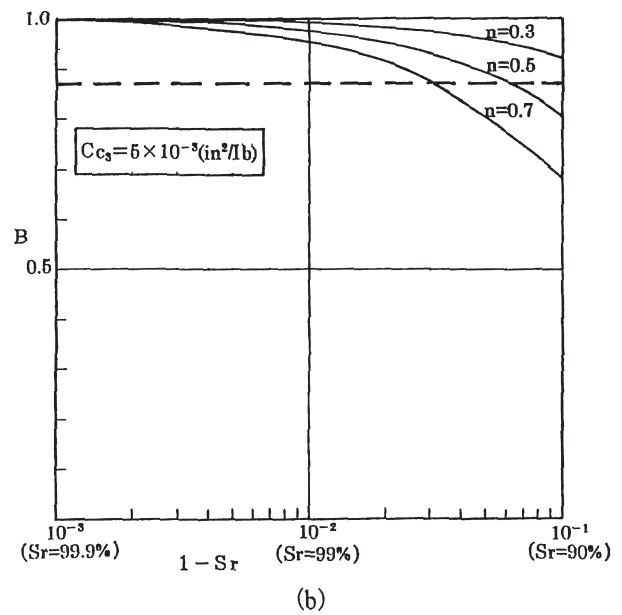
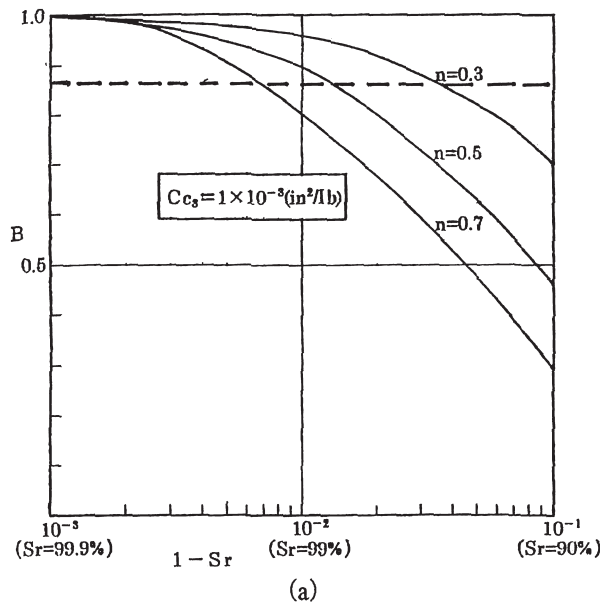


図-2 飽和度(Sr)とB値の関係

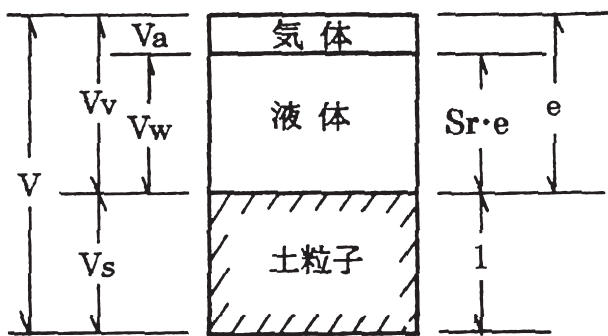


図-3 土の要素の構成

ただし、 C_{c3} は $C_{c1} = C'_{c2} = C'_{c3}$ (均質等方向) とした (2) 式から得られる体積圧縮係数を表わす。

$$C_{c3} = (\Delta V/V_0) \cdot \frac{1}{\Delta \sigma} \quad (2)$$

(1) 式からわかるように B 値は C_{wa}/C_{c3} の値で左右される。

飽和度 $S_r = 100\%$ の場合

$$C_{wa} \rightarrow C_w \div 3.22 \times 10^{-6} \text{ (psi)} \quad \text{(水の体積圧縮係数)}$$

飽和度 $S_r = 0\%$ の場合

$$C_{wa} \rightarrow C_a \div 4.80 \times 10^{-2} \text{ (psi)} \quad \text{(空気の体積圧縮係数)}$$

一般に粘性土の C_{c3} は、 $1 \sim 5 \times 10^{-3}$ (psi) の範囲と考えられるから $S_r = 100\%$ では $B \div 1.0$ と

なる。問題は S_r の変動により C_{wa} がどのように変化して B 値に影響するかである。

以下に S_r と C_{wa} の関係を検討してみよう。

水と空気の混合した状態の体積 V における体積弾性係数 K_{wa} は (3) 式で示すこともできる。

$$K_{wa} = \frac{K_w}{1 + \frac{V_a}{V} \left(\frac{K_w}{K_a} - 1 \right)} = \frac{K_w}{1 + n(1 - S_r) \left(\frac{K_w}{K_a} - 1 \right)} \quad (3)$$

ここに、 V_a : 空気部分の体積、 K_a 、 K_w はそれぞれ空気と水の体積弾性係数である。 K_a と K_w は、 $K_a = 1/C_a$ 、 $K_w = 1/C_w$ に等しい。(1) 式にもどって B 値と飽和度 S_r の関係を間隙率 n をパラメーターとして表示すると図-2 のようになる。

これらの結果から、以下の点が指摘されよう。

- 1) B 値は S_r 、 n および土の骨格部の圧縮係数 C_{c3} などによって変化するが特に S_r によって決定的な影響を受ける。
- 2) C_{c3} の小さい方が大きい場合より B 値に与える S_r の影響が大きい。
- 3) S_r が B 値に影響する主な理由は、間隙部分の水と空気の混合体の圧縮係数 C_{wa} が S_r によって顕著に変化するためである。

以上、飽和度 S_r と間隙圧係数 B 値の関係について概略を述べた。なお、Leonardo Zeveaert 博士

の論文による地震時の細粒砂における間隙水圧の測定値との比較結果^{※ 2)}によると、深度 5.9 m 付近の実測値 $U_{mes.} = 0.75 \text{ t/m}^2$ に対して理論値 $U_{sis} = 0.862 \text{ t/m}^2$ 、深度 13.7 m の実測値 $U_{mes.} = 1.32 \text{ t/m}^2$ に対する理論値 $U_{sis} = 1.51 \text{ t/m}^2$ となっておりいずれも $U_{mes.} < U_{sis}$ を示し、 $U_{mes.}/U_{sis} \div 0.87$ となる。 $U_{mes.}/U_{sis}$ の値は図-2 に破線で併示した。

本文参考資料

- 注-1) 佐田・林：地震時の地盤における過剰間隙水圧(1999 年 7 月。開発土木研究所月報 No.554)
- 注-2) 斉藤和夫：地震時における下水道管渠施設の被害、三地震における地盤液状化と浮上りについて(地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号 P67～74)

補遺参考文献

- ※ 1) D. G. Fredlund, H. Rahardjo:
Soil Mechanics for Unsaturated Soil.
P178～216
- ※ 2) LEONARDO ZEEVAERT:
SEISMIC PORE WATER PRESSURE
CONFRONTED WITH FIELD
MEASUREMENTS IN FINE SAND
SOIL AND FOUNDATIONS vol. 23 No.
4 Dec. 1983

佐田 頼 光(さだ よりみつ)
技術士(建設部門)

拓北地下開発株式会社



福田 正 人(ふくだ まさと)
技術士(建設部門)

拓北地下開発株式会社

