

## 地盤の液状化とその判定

建設省土木研究所 研究調整官 岩崎 敏 男

同 振動研究室長 佐々木 康

### 1. 地震被害と地盤

昨年末の昭和62年12月17日に久々に被害をもたらす地震（マグニチュード $M=6.7$ ）が関東地方（千葉県東方沖地震）を襲った。大正12年の関東大地震以降、大正13年、昭和28年、昭和31年に関東地方で地震被害が生じているが、それ以来のものであった。

写真-1は、この地震で見られた千葉港の噴砂状況の一例である。地震による被害は地盤の良否と密接に関連しており、軟弱地盤、新しい埋立地などで被害が大きくなる。その理由は、地盤が悪いと地震動のうちやや長い周期成分が選択的に増幅され影響を受け易い構造物が多くなることと、地盤に液状化が生じて支持力が失われることがあるためであ

る。

写真-1に示した噴砂や噴水は地盤に液状化が生じた明らかな証拠である。地盤に液状化が生じると、その上に設置された構造物は



写真-2 日本海中部地震（58.5.26,  $M=7.7$ ）による八郎潟堤防の被害



写真-1 千葉県東方沖の地震（63.12.17,  $M=6.7$ ）による千葉港の噴砂



写真-3 日本海中部地震（58.5.26,  $M=7.7$ ）による八郎潟堤防の法尻の噴砂の状況

写真—2, 3に示すように大きな被害を被ることになる。従って地震災害を軽減するためには地盤が液状化するおそれがあるかどうかを知って適切に対策を講じることが必要である。

## 2. 地盤の液状化とは

写真—1に示した千葉港は海浜を砂で埋立造成したところであるから、地下水位は比較的高いが、それでも常時の地下水位は地上から1~2mの深さにある。そのような深さにある地下水が地上まで噴出したり、噴出にともなって砂と一緒に噴出するメカニズムは、図—1に示すような過程をたどる現象が生じるためである。

ゆる詰めの状態にある砂はせん断にともなって体積を減じようとする特性がある（これを負のダイランシーと呼ぶ）。逆に密に締った砂ではせん断にともなって体積が膨張する（これをダイランシーと呼ぶ）。従って水で飽和したゆるい砂がせん断を受けると水がしほり出されるか、又はしほり出される時間がないとその水圧が高くなる。

これが液状化のメカニズムであるが、ここに説明したことと、図—1とから、地盤に液状化が発生するかどうかを判定する上で知っておかなければならない次のような基本的な事項を指摘できる。

- ①粒子の大きさ……ゆる詰めの状態で負のダイランシーを呈する特徴があるか。
- ②密度……せん断にともなって負のダイランシーを呈するゆるい状態にあるか。
- ③地下水位……粒子と粒子の間隙は水で飽和されているか。
- ④地震力……地震時に発生する地盤内応力

は、液状化を生じるだけ大きいか。

## 3. 砂質土の液状化強度

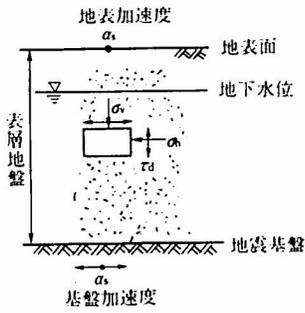
図—1の(c)から(d)に至る過程を室内で再現するためには、土の要素に、地震動の作用によって繰り返し生じるせん断力 $\tau_d$ を加えることのできる試験装置が用いられる。図—2に幾つかの試験方法を模式的に示す。このうちもっとも広く用いられるのは(a)の繰返し三軸試験である。円筒供試体に等方的な拘束圧をかけておき、軸方向の荷重を $\sigma_d$ だけ加えると供試体には $\tau_d = \sigma_d / 2$ のせん断力が作用することになる。

実際の地震によるせん断力は、図—1(b)に示すように不規則な形をしているが、通常の繰返し三軸試験では $\sigma_d$ を正弦波的に一定振幅で変動させることが多い。

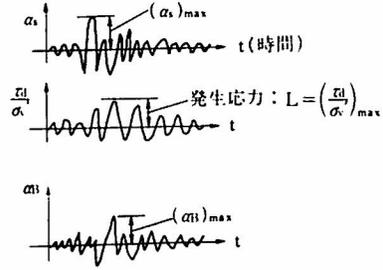
図—3に、このような試験結果の一例を示す。図に示すようにある大きさの $\sigma_d$ の軸荷重を加えると、徐々に供試体内の間隙水圧が上昇し、ひずみも大きくなって強度が失われてしまう。 $\sigma_d$ の大きさを色々変えると供試体の密度が同じでも強度が失われるまでに加える $\sigma_d$ の繰返し回数 $N_c$ は異なる。

図—4に、加えるせん断力とこのような $N_c$ との関係を示す。ただしせん断力のかわりに初期拘束圧との比で示してある。

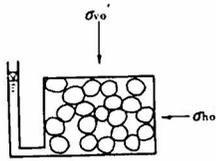
このようにして得られるせん断応力比( $\sigma_d / 2 \sigma_{3,0}$ )と $N_c$ の関係をもとに $N_c = 20$ 回に相当する $\sigma_d / 2 \sigma_{3,0}$ の値を読みとって、これを砂の液状化強度 $R_{l20}$ と呼ぶ（繰返し強さ応力比と呼ばれることもある）。繰返し回数を20回とする理由は大きな地震では主要動の繰返し回数が概ねこの程度になるからである。強度が失われたことを知る指標として



(a) 地盤内のエレメントと応力

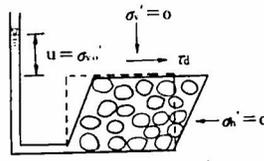


(b) 加速度と地盤内応力



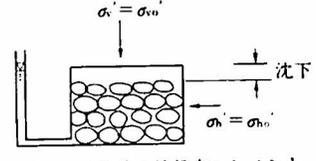
(c) 地震前の地盤内エレメント

(砂粒はゆるくつまっているが上載荷重は粒子間力  $\sigma_v'$  で支えられている。従って間隙の水圧は静水圧分しかない。)



(d) 地震力によってせん断変形した地盤のエレメント

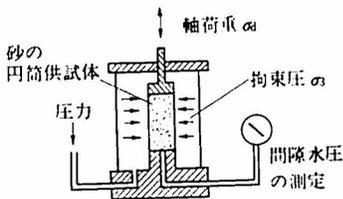
(砂粒は水中に浮遊した状態となる。上載荷重を粒子間の力で支えられないので  $\sigma_v' = 0$  となり、その分だけ間隙水の圧力  $u$  が増える。)



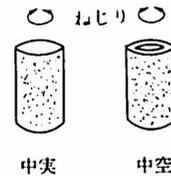
(e) 地震後の地盤内エレメント

(間隙水の圧力はもとの水圧にもどり、粒子も互いに接触する状態にもどる。このときゆるい状態が密になるので沈下が生じる。)

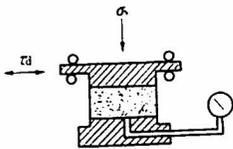
図一 地震動の作用による地盤液状化の発生の説明図



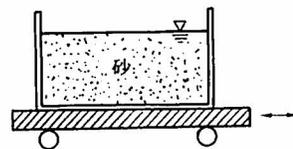
(a) 縦返し三軸試験  
(振動三軸試験とも呼ばれる。軸荷重を変動させる。)



(b) 縦返しねじり試験  
(a)と同じようにチャンバー内に設置した円筒供試体にねじりを与える。)



(c) 単純せん断試験  
(高さの低い円筒供試体の上載荷重を加えた状態でせん断力を作用させる。)



(d) 振動台と砂箱

図二 砂の液状化強度を調べる室内試験

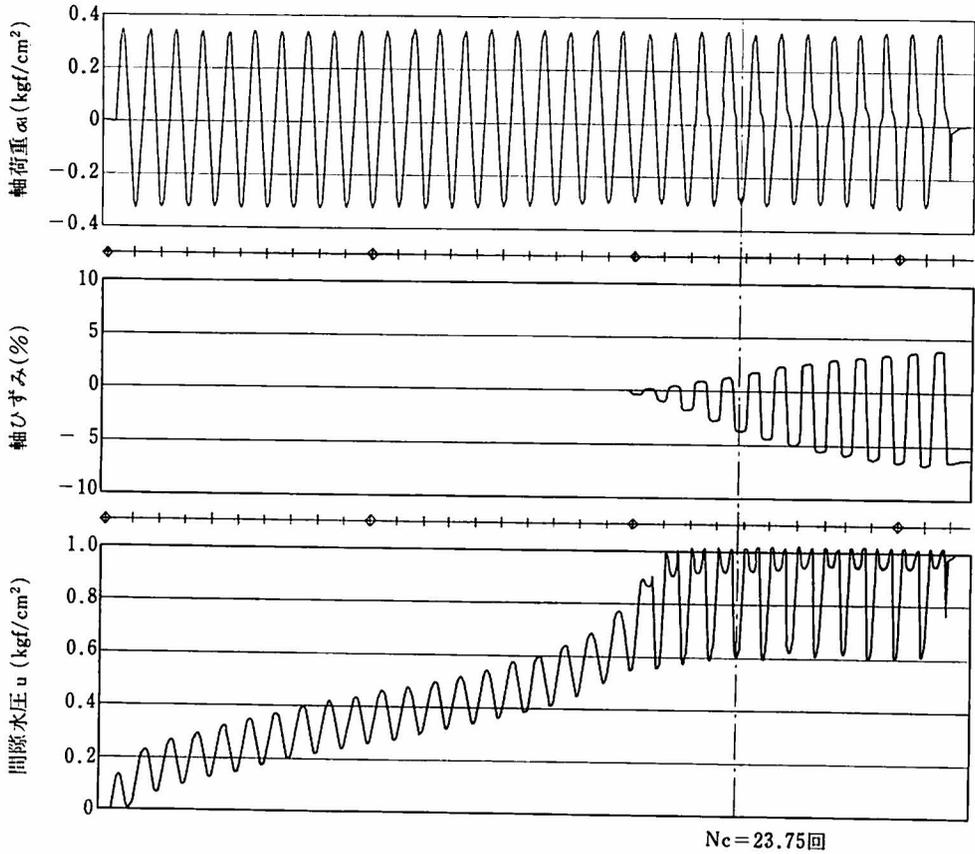


図-3 振動三軸試験結果の一例

間隙水圧や、軸ひずみが用いられる。通常は図-4を描くために必要な  $N_c$  は軸ひずみ（両振幅）が3%または5%になったときとされることが多い。

砂質土の液状化強度  $R_l$  は密度が大きく（密に）なると大きくなる。また、砂質土の粒度組成や、堆積年代によっても異なり、細粒分が多くなると  $R_l$  は大きくなる。新しい堆積年代の砂よりも古い砂や、過圧密になっていると  $R_l$  が大きくなる傾向があるなどの特徴がある。

#### 4. 地盤の液状化抵抗 $F_L$

地盤内から採取した不攪乱試料を用いて液

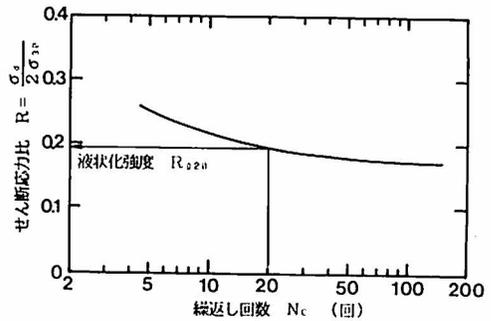


図-4  $R (= \frac{\sigma_d}{2\sigma_{30}})^{1/2} \sim N_c$  との関係

状化強度  $R_l$  が求まると、これを用いて地盤に作用するおそれのあるせん断力よりも大きい小さいかを比べることによって地盤の液状化抵抗の程度を知ることができる。

上に延べた  $R_t$  は、等方的な拘束応力のもとで調べた結果であり、また不規則な変動をする実際の  $\tau_d$  のかわりに一定振幅の  $\sigma_d$  を用いて得られたものである。従って地盤内における実際の液状化強度に換算するためには、これらの条件の違いを考慮した補正が必要になるが、都合のよいことに幾つかの補正によって地盤の液状化強度  $R$  はほぼ  $R_t$  に等しくなることが判っている。

したがって地盤の液状化抵抗  $F_L$  は次式によって求めることができる。

$$F_L = R / L \approx R_t / L$$

ここに、 $L$  は図—1 に示すように地盤内に生じる地震時のせん断応力比の最大値である。

$L$  の値は地盤の地震時応答を計算することによって求めることができる。

## 5. $F_L$ の簡易判定法

砂の不攪乱試料の採取は高度な専門技術を要し、また地盤内に作用する地震時応力を応答計算によって求めることも簡単ではない。

このため、繰返し三軸試験や応答計算を行わなくても  $F_L$  を求めることのできる簡易判定法が提案され、道路橋の設計実務をはじめ広く使われている。

この方法は地盤を構成する土の種類や状態を調べるための標準貫入試験から得られる  $N$  値と、地表の最大加速度が判れば  $F_L$  が計算できるものである。次のような手順により計算をすすめる。

- ①地盤の有効上載圧  $\sigma_v'$  (kg/cm<sup>2</sup>) と  $N$  値から  $R_1$  を求める。

$$R_1 = 0.0882 \times \sqrt{N / (\sigma_v' + 0.7)}$$

- ②平均粒径  $D_{50}$  (mm) から  $R_2$  を求める。

$$0.02 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{mm のとき } R_2 = 0.225 \log_{10} (0.35 / D_{50})$$

$$0.6 < D_{50} \leq 2.0 \text{mm のとき } R_2 = -0.05$$

- ③地表面の震度（地表の最大加速度を重力加速度で割ったもの） $k_s$  と  $\sigma_v'$  ならびに全上載荷重  $\sigma_v$  を用いて  $L$  を求める。

$$L = k_s \times (\sigma_v / \sigma_v') \times (1 - 0.015 Z)$$

ただし  $Z$  は深さ (m) である。また図—1 より  $k_s = (a_s)_{\max} / g$  で与えられ、通常  $k_s = 0.15 \sim 0.18$  程度の値がとられる。

- ④①～③の結果を用いて  $F_L$  を求める。

$$F_L = (R_1 + R_2) / L$$

以上の手順に従って計算した結果の例を表—1 に示す。

新潟地震によって液状化を生じた地点、液状化を生じなかった地点でのボーリング結果をもとに、上述の手順に従って求めた  $F_L$  の値を図—6 に示す。液状化を生じた地点ではほぼ  $F_L < 1.0$  となっており、 $F_L > 1.0$  となると液状化を生じていないことが判る。また深さ 11m よりも浅い砂層で  $F_L < 1.0$  ではほとんど液状化しているが、深い場合には  $F_L < 1.0$  でも液状化しない場合もあることが判る。

## 6. 液状化被害を防ぐ

地盤の液状化被害を防ぐ方法を大別すると次のようになる。

- ①液状化する地盤には構造物を作らない。
- ②地盤が液状化しないように地盤改良する。
- ③地盤が液状化しても安全なように杭基礎などで構造物を支えるなどの構造的な対策をする。
- ④地盤が液状化しても被害が生じないように発生した間隙水圧を遮断したり、速やかに

表-1 FLの計算例

Z (m)	N (回)	$\gamma_t$ (t/m)	$\gamma'_t$ (t/m)	D <sub>50</sub> (mm)	$\sigma_v$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'_v$ ( $\phi$ )	$\sigma'_v + 0.7$ ( $\phi$ )	R <sub>1</sub> = $0.0882 \times \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$	R <sub>2</sub> = $0.225 \times \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}}$	R= R <sub>1</sub> +R <sub>2</sub>	1 - 0.015Z	L	FL= R/L	1-FL	W(Z)= 10-0.5Z	(1-FL)· W(Z)
1	2	1.6	—	0.06	0.16	0.16	0.86	0.135	0.172	0.307	0.985	0.177	1.73	—	—	—
2	3	1.6	—	0.08	0.32	0.32	1.02	0.151	0.144	0.295	0.970	0.175	1.69	—	—	—
3	4	1.8	0.8	0.08	0.50	0.40	1.10	0.168	0.144	0.312	0.955	0.215	1.45	—	—	—
4	5	1.7	0.7	0.1	0.67	0.47	1.17	0.182	0.122	0.304	0.940	0.241	1.26	—	—	—
5	5	1.7	0.7	0.1	0.84	0.54	1.24	0.177	0.122	0.299	0.925	0.259	1.15	—	—	—
6	4	1.6	0.6	0.05	1.00	0.60	1.30	0.155	0.190	0.345	0.910	0.273	1.26	—	—	—
7	3	1.6	0.6	0.03	1.16	0.66	1.36	0.131	0.240	0.371	0.895	0.283	1.31	—	—	—
8	5	1.8	0.8	0.1	1.34	0.74	1.44	0.164	0.122	0.286	0.880	0.287	1.00	0.00	6.0	0.00
9	6	1.8	0.8	0.12	1.52	0.82	1.52	0.175	0.105	0.280	0.865	0.289	0.97	0.03	5.5	0.17
10	8	1.9	0.9	0.2	1.71	0.91	1.61	0.197	0.055	0.252	0.850	0.288	0.88	0.12	5.0	0.60
11	7	1.9	0.9	0.15	1.90	1.00	1.70	0.179	0.083	0.262	0.835	0.286	0.92	0.08	4.5	0.36
12	8	1.9	0.9	0.15	2.09	1.09	1.79	0.186	0.083	0.269	0.820	0.283	0.95	0.05	4.0	0.20
13	9	1.9	0.9	0.2	2.28	1.18	1.88	0.193	0.055	0.248	0.805	0.280	0.89	0.11	3.5	0.39
14	10	1.9	0.9	0.3	2.47	1.27	1.97	0.199	0.015	0.214	0.790	0.277	0.77	0.23	3.0	0.69
15	10	2.0	1.0	0.3	2.67	1.37	2.07	0.194	0.015	0.209	0.775	0.272	0.77	0.23	2.5	0.58
16	12	2.0	1.0	0.4	2.87	1.47	2.17	0.207	-0.013	0.194	0.760	0.267	0.73	0.27	2.0	0.54
17	13	2.0	1.0	0.5	3.07	1.57	2.27	0.211	-0.035	0.176	0.745	0.262	0.67	0.33	1.5	0.50
18	12	2.0	1.0	0.4	3.27	1.67	2.37	0.198	-0.013	0.185	0.730	0.257	0.72	0.28	1.0	0.28
19	13	2.0	1.0	0.4	3.47	1.77	2.47	0.202	-0.013	0.189	0.715	0.252	0.75	0.25	0.5	0.13
20	16	2.0	1.0	0.5	3.67	1.87	2.57	0.220	-0.035	0.185	0.700	0.247	0.75	0.25	0.0	0.00

(FL)<sub>mean</sub> = 1.03    PL ≒ 4.44

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot Z$$

$$\sigma'_v = \gamma_t Z + \gamma'_t (Z - Z_w) \quad Z_w = 2.0m$$

$$R = R_1 + R_2 = 0.0042 \times 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}}$$

$$= 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}}$$

$$L = k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} (1 - 0.015Z) = 0.18 \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} (1 - 0.015Z)$$

$$PL = \int_0^{20} (1 - FL) W(Z) \cdot dz \quad W(Z) = 10.0 - 0.5Z$$

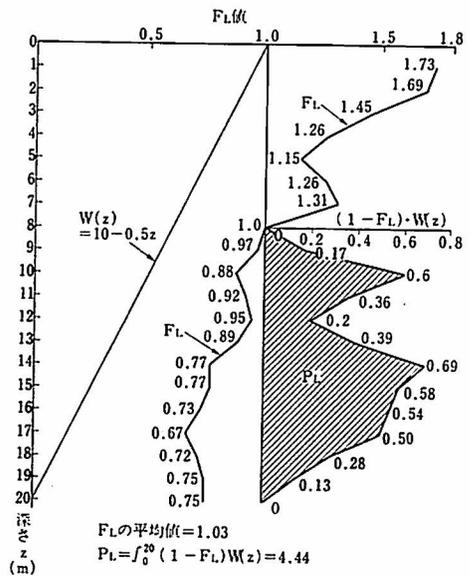
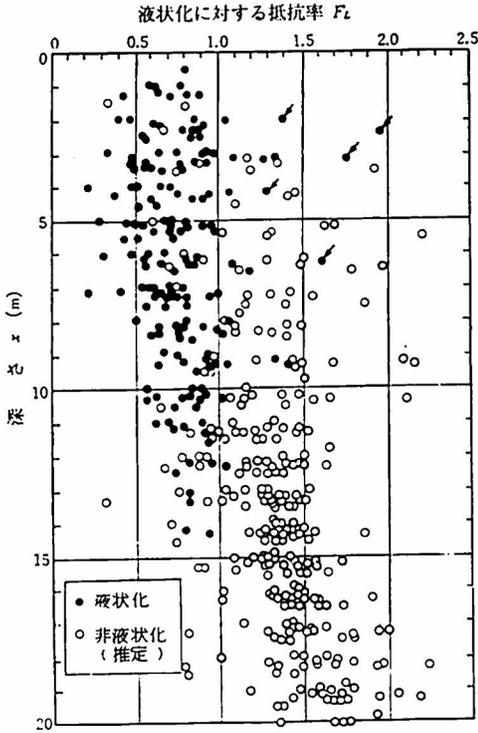


図-5 FL, PLの計算例 (表-1 参照)



注) 1) 〇印のところでは薄いシルト質層がかんんでいる。  
 2) 液状化深度は推定によるものである。とくに深くなると液状化の有無については不確実となる。

図一六 新潟地震によって液状化が生じた地点と生じなかった地点の多数地点での  $F_L$  の分布

消散させる工夫をする。

①はわが国のように土地利用の高度化したところではかなり実現が難しい。②の地盤改良

として用いられる工法の中では地盤を締固める工法が一般に多く用いられている。特に重要な構造物では③の対応が多くとられている。最近では、液状化にともなう被害の形態には支持力の低下や発生した間隙水圧による揚圧力だけでなく、地盤全体が流動する現象も生じることが判ってきた。このため③の方法と併用して④の工法を用いた事例もできている。

液状化による被害を防ぐ第一歩は地盤内の土層が十分な大きさの液状化強度を有するかどうかを知ることである。このためには前述の  $F_L$  を計算することによって判断ができる。しかし  $F_L < 1.0$  でもその部分が深い場合やその層厚が薄い場合には必ずしも構造物被害に直結しない。液状化のおそれの高い地域とそうでない地域をゾーニングする場合には、 $F_L$  の値だけではなく、その深さや層厚も考慮することが必要であろう。実際静岡県の実施したゾーニング作業にはこの考え方が反映されている。

できるだけ平易に液状化のメカニズムとその判定について基本的なことを説明した。地震災害の軽減に役立てば幸いである。