

# 繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性

松田博<sup>1</sup>・柳楽英希<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 山口大学助教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 (株)大本組 (〒700-0824 岡山市内山下1-1-13)

粘土層の地震後沈下を推定するための簡便な手法を見出すことを目的として、種々の粘土について繰返し単純せん断試験および再圧密試験を行い、繰返しせん断後の再圧密沈下特性について調べた。用いた試料は、カオリン及び海成の再構成粘土である。その結果、繰返しせん断中に生じる有効応力減少量は塑性指数が大きい粘土ほど小さいこと、ひずみ振幅が小さい場合、沈下曲線は過圧密粘土と類似した曲線形状を示すこと、塑性指数が大きいほど地震後沈下ひずみは小さいことがわかった。さらにポートアイランドでの第2期埋立て工事において測定された地震後の沈下-時間関係および室内試験結果をもとに、沖積粘土層の地震に起因した沈下について検討した。

*Key Words* : earthquake, settlement, clay, effective stress, consolidation

## 1. まえがき

兵庫県南部地震での被害報告<sup>1)</sup>によるとポートアイランド、六甲アイランドをはじめとして沿岸部の埋立て地においては地震後に地表面の沈下が生じたことが報告されており、たとえばポートアイランドにおいては護岸から500m以上離れた場所で20~30cm以上の沈下が生じたことが確認されている<sup>2)</sup>。このような沈下は主として埋立て土層の液状化に起因して生じたものと考えられるが、粘性土においてもその低透水性を考慮すると地震後に沈下が生じている可能性が高いことが指摘されている<sup>3)</sup>。また、粘性土に非排水状態で繰返しせん断が作用すると、過剰間隙水圧が蓄積し、その値が拘束圧と等しくならぬ場合でも、その消散によって二次圧密沈下より大きい沈下が生じることが報告されている<sup>4)</sup>。

実際、粘性土地盤の地震後沈下の例としては、後述するポートアイランドでの沈下の例以外に、メキシコ地震<sup>5), 6), 7)</sup>や宮城沖地震<sup>7), 8)</sup>での事例が報告されている。

このような粘性土の地震後沈下については室内試験に基づいた沈下予測手法が報告<sup>9)</sup>されているが、現時点では地震被害調査データの蓄積、再整理をも含めた研究の必要性も指摘されている<sup>3)</sup>。

一方安原ら<sup>10)</sup>は粘性土基礎地盤が地震時のような繰返し荷重を受けた場合に生じる沈下増分 $\Delta S_{cy}$ は、

繰返し載荷時に生じる即時沈下 $\Delta S_{i,cy}$ と非排水繰返し載荷履歴後の沈下 $\Delta S_{vr}$ とから成り立つと仮定すると、次式が成り立つとした。

$$\Delta S_{cy} = \Delta S_{i,cy} + \Delta S_{vr} \quad (1)$$

水平地盤上に盛土などの構造物がない場合、すなわち粘土層が一次元圧密状態にあるとき、式(1)の右辺の $\Delta S_{i,cy}$ はゼロとみなされ、沈下に寄与するものは $\Delta S_{vr}$ となる。そこで改めて地震によって生じる粘土層の一次元沈下量を $\Delta H$ として表すと、 $\Delta H$ は次式で与えられることがすでに示されている<sup>10), 11)</sup>。

$$\Delta H = H \frac{C_{dm}}{1+e_0} \log SRR \quad (2)$$

ここに、 $H$ は粘土層厚、 $C_{dm}$ は動的圧縮指数、 $e_0$ は初期間隙比であり、 $SRR$ は応力減少比(=Stress Reduction Ratio)であって、次式で表される。

$$SRR = \frac{1}{1 - \frac{u_{dm}}{\sigma_{vo}}} = \frac{1}{1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma_{vo}}} \quad (3)$$

ここに、 $u_{dm}$ は繰返しせん断によって粘土層内に蓄積する過剰間隙水圧であり、 $\Delta \sigma'_v$ は対応する有効応力

減少量であって、 $u_{dyn} = -\Delta\sigma'_v$ である。また、 $\sigma'_{vo}$ は繰返しせん断が作用する直前の有効土かぶり圧である。なお、粘土層内に蓄積した過剰間隙水圧が拘束圧に等しくなるとSRRは無量大となる。したがって式(2)(3)の適用には限界がある<sup>9)</sup>。一方、式(2)の動的圧縮指数 $C_{dyn}$ について、安原ら<sup>10)</sup>は圧縮指数との関係として次式を示すとともに、

$$C_{dyn} = 0.225C_c \quad (4)$$

$C_c$ が塑性指数によって決まることから、粘性土層の地震後沈下の予測が可能であるとした。

しかしながら、一次元圧密状態にある粘土層に対してこのような手法を適用する場合、式(2)における応力減少比SRRの予測が必要となる。SRRについては粘土層が受けたひずみ履歴によって推定する方法が示されている<sup>4)</sup>が、その方法を任意の粘性土に適用する場合、個々の試料について単純せん断試験を実施する必要があることから実用性に欠けるという問題点が残されている。

そこでここでは、種々の粘土について繰返し単純せん断試験および再圧密試験を行い、後述するように粘土層の地震後沈下を推定する上で必要とされる実験定数を求めた。そして、より簡便に粘性土層の地震後沈下の推定が可能となるように、実験定数の設定法を新たに提案した。

さらに実験で得られた結果とすでに報告されているポートアイランドの第2期工事において測定された兵庫県南部地震の前後の沈下-時間関係<sup>9)</sup>に新たなデータを追加して得た結果を比較することによって、沖積粘土層の沈下に及ぼす地震の影響について検討した。

## 2. 飽和粘土の繰返し単純せん断と再圧密試験

### (1) 繰返しせん断後に生じる沈下ひずみとひずみ振幅、繰返し回数との関係

繰返しせん断によって生じる有効応力の減少～せん断ひずみ振幅の関係、再圧密沈下～せん断ひずみ振幅の関係については、繰返し回数の影響も含めてその基本的な考え方がすでに報告<sup>4)</sup>されているので、ここではその概略について述べる。

先述したように、一次元圧密状態にある飽和した

粘土層に非排水状態で繰返しせん断が作用した場合、即時沈下はほぼゼロであるが、繰返しせん断後に粘土層内部に蓄積した過剰間隙水圧が消散することによって再圧密沈下 $\Delta H$ が生じ、その大きさは式(2)で与えられる。

したがって式(2)において、応力減少比SRRが求まると、繰返しせん断によって生じる粘土層の再圧密沈下量の計算が可能である。

正規圧密粘土が非排水条件のもとで繰返しせん断ひずみを受けるとせん断ひずみ振幅の大きさにもよるが、繰返し回数 $n$ の増加とともに有効応力が減少する。ここではその大きさを $\Delta\sigma'_v$ で表すことにする。一方、繰返しせん断中に蓄積する過剰間隙水圧 $u_{dyn}$ と繰返し回数 $n$ の間には双曲線関係のあることが示されている<sup>4),9)</sup>ことから、 $u_{dyn} = -\Delta\sigma'_v$ なる関係より、次式が得られる。

$$\frac{u_{dyn}}{\sigma'_{vo}} = -\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} = \frac{n}{\alpha + \beta \cdot n} \quad (5)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$ は次式で与えられる。

$$\alpha = A \cdot \gamma_{dyn}^m \quad (6)$$

$$\beta = \frac{\gamma_{dyn}}{B + C \cdot \gamma_{dyn}} \quad (7)$$

$$\text{ただし } \gamma_{dyn} > -\frac{B}{C}$$

ここに $\gamma_{dyn}$ は繰返しせん断ひずみ振幅であり、 $A$ 、 $m$ 、 $B$ 、 $C$ は係数である。したがって式(2)～(7)によって任意の振幅の繰返しせん断ひずみが $n$ 回粘土層に作用した場合に生じる沈下量が求まる。

そこで、ここでは以下に示すような種々の粘土について繰返し単純せん断試験を行い、繰返しせん断中に生じる有効応力減少量 $\Delta\sigma'_v$ と繰返しせん断ひずみ振幅 $\gamma_{dyn}$ 、繰返し回数 $n$ の関係を調べた。

### (2) 飽和粘土の繰返し単純せん断試験

#### a) 繰返しせん断によって生じる有効応力の減少

粘土層の地震に起因した沈下を予測するためには、対象とする個々の粘土について式(2)～(7)における係数( $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $m$ および $C_{dyn}$ )を知る必要がある。

表-1 試料の物理的性質

	Kaoline	Yanai clay	Ariake clay	Onoda clay	Yokohama clay
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.718	2.661	2.629	2.628	2.676
$w_L$ (%)	47.4	77.4	67.6	81.1	103.2
$w_P$ (%)	31.0	28.9	17.0	27.2	35.5
$I_p$	16.4	48.5	50.6	53.9	67.7
$C_c$	0.270	0.385	0.410	0.669	0.595

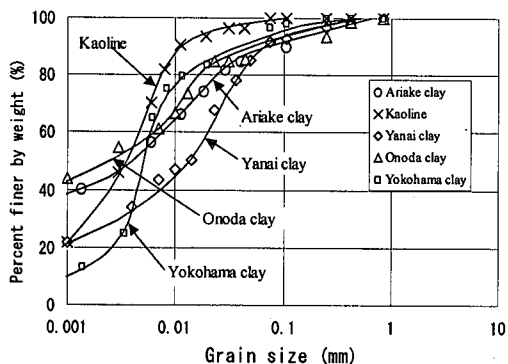


図-1 粒径加積曲線

しかし、これらの係数を得るためには単純せん断試験装置を用いて多くの実験を行わなければならないため汎用性に欠ける一面が残されている。そこで、ここでは種々の粘土について一連の繰返し単純せん断試験および再圧密試験を行い、各粘土の係数  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $m$  および  $C_{dm}$  の値を調べた。

用いた粘土はカオリン、柳井粘土、有明粘土、小野田粘土、横浜粘土である。ここに柳井粘土、小野田粘土、横浜粘土は港湾浚渫工事に際して採取したものであり、有明粘土は佐賀県内の有明海沿岸にて採取したものである。またカオリンは市販の粘土である。それぞれの試料の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示した。

用いた実験装置はひずみ制御型の繰返し単純せん断試験装置である。実験装置の詳細についてはすでに報告している<sup>4)</sup>のでここではその概要についてのみ述べる。供試体の直径は75mm、高さは20mmであって、供試体側面はゴムスリーブで覆われ、その外側には厚さ2mmのアクリルリングが16~18枚積み

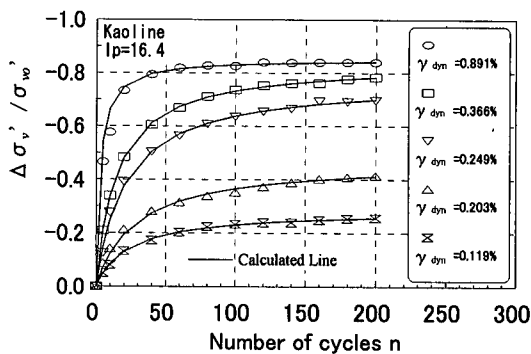


図-2(a) 繰返しせん断に伴って生じる有効応力減少 (カオリン)

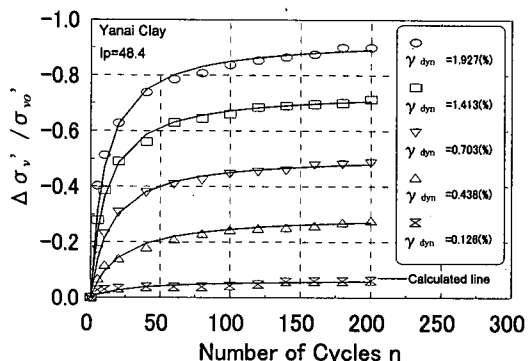


図-2(b) 繰返しせん断に伴って生じる有効応力減少 (柳井粘土)

重ねられており、供試体は鉛直方向の圧縮及び水平方向のせん断に対してのみ自由で、水平方向の膨張は拘束されている。実験では各試料の含水比を液性限界の1.5倍にした上で攪拌し、その後真空容器にて脱気した。脱気後せん断箱に詰め、圧密圧力49kPaで圧密した。その後供試体の底部は非排水、上部は排水とした上で、鉛直変位を拘束した状態、すなわち定体積条件のもとでひずみ制御繰返しせん断試験を行った。繰返しせん断の周期は2秒とし、ひずみ振幅は0.05%~2%の間で変化させた。また、繰返しせん断の回数は200回とした。繰返しせん断終了後は鉛直変位の拘束を解除し、鉛直応力49kPaで再圧密した。再圧密中は供試体底部の過剰間隙水圧および鉛直変位を所定の時間ごとに測定し、圧密は供試体底部の間隙水圧が消散するまで行った。

図-2(a), (b), (c), (d), (e)は、各粘土について繰返し回数とひずみ振幅の関係を示したものである。いずれの図においてもプロットした点は実測値であ

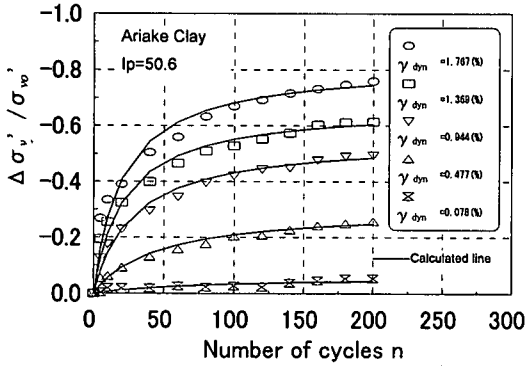


図-2(c) 繰返しせん断に伴って生じる有効応力減少 (有明粘土)

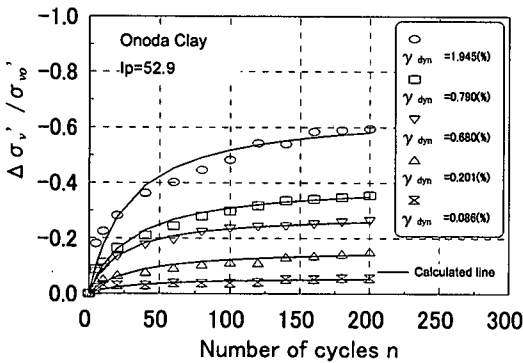


図-2(d) 繰返しせん断に伴って生じる有効応力減少 (小野田粘土)

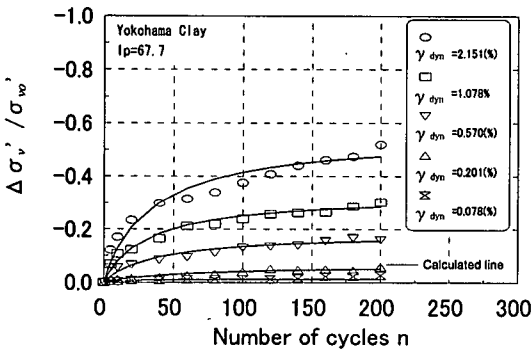


図-2(e) 繰返しせん断に伴って生じる有効応力減少 (横浜粘土)

り、曲線は式(5)によって近似したものである。近似曲線は実測値とよく一致している。同図より、カオリンではひずみ振幅が0.89%のとき $|\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo}|$ は0.8を超えているのに対して、小野田粘土、横浜粘土

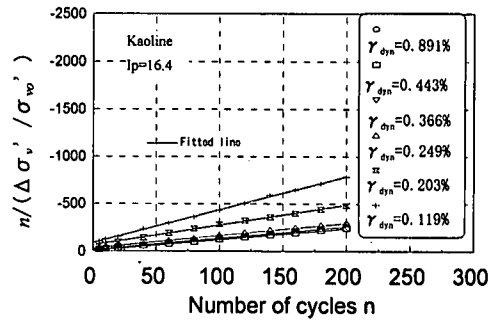


図-3(a)  $n/(\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo})$ と $n$ の関係 (カオリン)

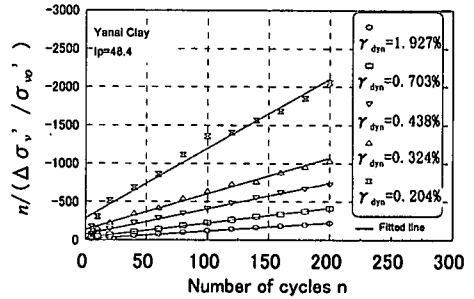


図-3(b)  $n/(\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo})$ と $n$ の関係 (柳井粘土)

ではひずみ振幅が1.9%以上であるにもかかわらず $|\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo}|$ は0.6に到達していない。そして $|\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo}|$ が小さいという傾向は塑性指数が増加するにしたがって顕著になっている。このような傾向は安原ら<sup>10)</sup>によっても示されており、粘性土においては、大きいひずみ振幅を与えても必ずしも有効応力がゼロになるという意味で液状化が生じることはなく、ひずみ振幅が大きいかもかかわらず応力減少比が小さいという傾向は塑性指数が大きいほど顕著になるといえる。さらに、カオリンでは繰返しせん断開始直後の繰返し回数が少ない段階で $|\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo}|$ が急増するのに対して、横浜粘土ではカオリンに比べて曲線の立上りの勾配は緩やかであって、有効応力減少-繰返し回数の関係は異なるといえる。

しかし、繰返しせん断の回数 $n$ と有効応力減少量の間には、式(5)で示した双曲線関係のあることが図-2(a)-(e)のいずれの図からもいえる。そこで、各曲線について $n/(\Delta\sigma'_v/\sigma'_{vo})$ と繰返し回数 $n$ の関係を示したものが図-3(a)-(e)であって、それぞれカオリン、柳井粘土、有明粘土、小野田粘土、横浜粘土についての結果である。小野田粘土、横浜粘土におい

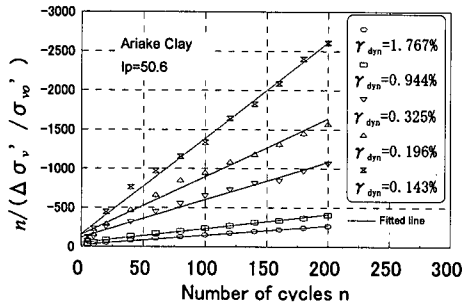


図-3(c)  $n/(\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}')$  と  $n$  の関係 (有明粘土)

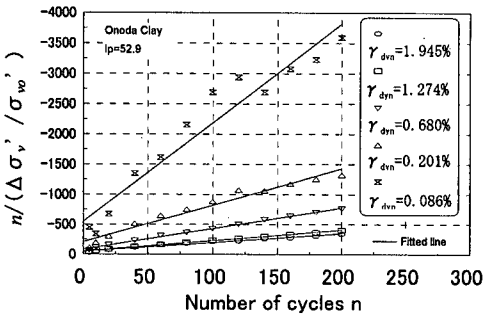


図-3(d)  $n/(\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}')$  と  $n$  の関係 (小野田粘土)

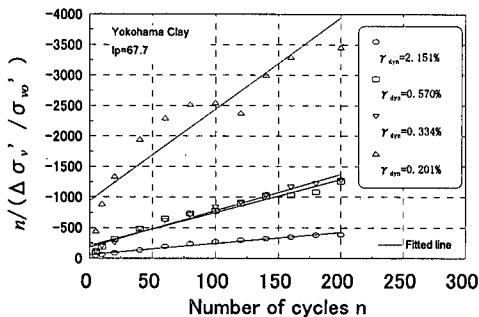


図-3(e)  $n/(\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}')$  と  $n$  の関係 (横浜粘土)

て、ひずみ振幅が小さい場合に実測値にばらつきが見られるものの、いずれの粘土についても  $n/(\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}')$  と  $n$  の間には、ほぼ直線関係がみられる。同図の各直線の勾配と切片の値は、式(5)における係数  $\alpha$  と  $\beta$  に対応する。また、 $\alpha$  と  $\beta$  はひずみ振幅との関係で式(6)、(7)のように表されることが報告されている<sup>4)</sup>。そこで  $\alpha$  および  $\beta$  とひずみ振幅  $\gamma_{dyn}$  の関係をもとに、式(6)、(7)における係数  $A, B, C$ 、および  $m$  を各粘土について整理し、その結果を表-2に示した。

表-2 式(6)、(7)における係数  $A, m, B, C$

	Kaoline	Yanai clay	Ariake clay	Onoda clay	Yokohama clay
$A$	4.057	23.168	50.596	51.314	84.931
$m$	-1.391	-1.285	-1.032	-0.763	-1.225
$B$	-0.078	-0.232	-0.185	-0.152	-0.144
$C$	1.014	0.910	0.818	0.653	0.581

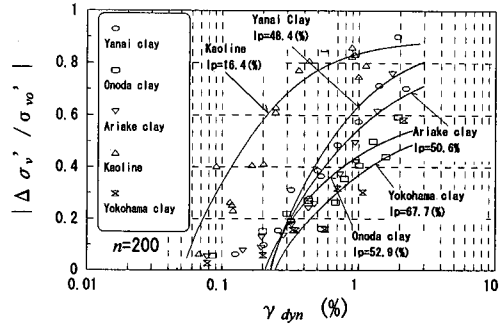


図-4  $\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}'$  とせん断ひずみ振幅の関係

また、図-4は表-2に示された係数を用いて、ひずみ振幅  $\gamma_{dyn}$  と応力比  $\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}'$  の関係を示したもので、繰返し回数  $n=200$  に対する結果である。今回の実験では繰返しせん断の回数を200回として行ったが、これは実験の目的が、係数  $A, B, C, m$  および  $C_{dyn}$  を求めることにあり、図-3(a), (b), (c), (d), (e)からも明らかなように、繰返し回数を200回とすることで十分な直線関係が得られること、また後述する  $\Delta e \sim SRR$  の関係は、繰返し回数の影響を受けないことが報告<sup>4)</sup>されていることに基づいている。図-4の曲線は式(5)によって得られた結果であり、記号は実測結果である。同図より、実測値にばらつきがみられるが、実測値と計算値は比較的よく一致している。ただ、ひずみ振幅が小さい場合においては  $|\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}'|$  を過小評価する傾向が見られる。

表-2において各粘土について係数  $A, m, B, C$  の値が得られたので、これらの係数と各粘土の塑性指数  $I_p$  の関係を示したものが図-5(a), (b), (c), (d)である。なお、各図中には既報の結果<sup>4), 12), 13)</sup>も合わせて示した。また各図中の実線のうち、図-5(a)については  $\log A \sim \log I_p$  関係において線形関係を仮定し、図-5(b), (c), (d)については  $m \sim I_p, B \sim$

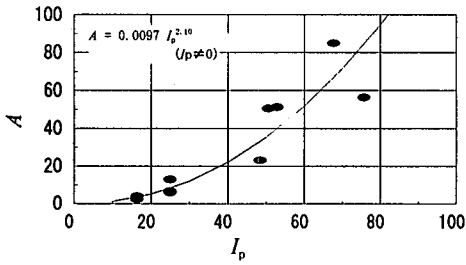


図-5(a) 係数Aと塑性指数の関係

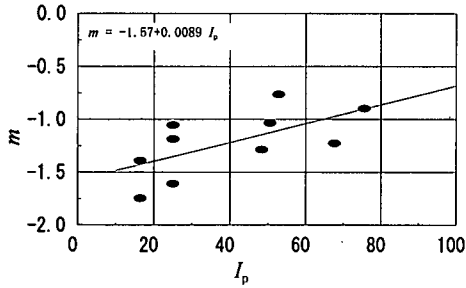


図-5(b) 係数mと塑性指数の関係

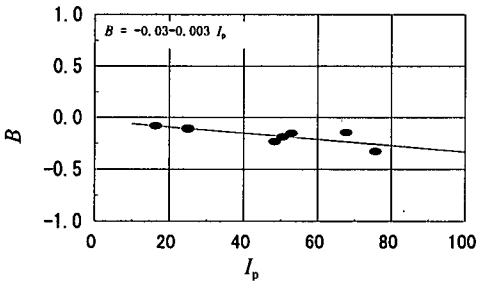


図-5(c) 係数Bと塑性指数の関係

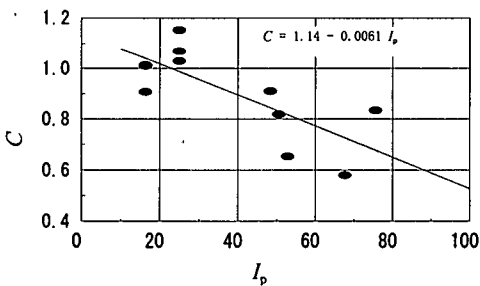


図-5(d) 係数Cと塑性指数の関係

$I_p$ ,  $C \sim I_p$  関係について線形関係を仮定して得たもので、各々の関係式については図中に示した。

実測値にばらつきが見られるが、図-5より、係

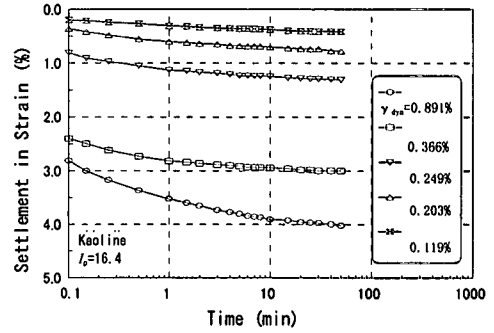


図-6(a) 再圧密沈下-時間関係 (カオリン)

数Aと係数mは  $I_p$  が大きい粘土ほど大きいことがわかる。すでに図-2において  $I_p$  が大きい粘土ほど曲線の立上りの勾配が小さいという結果を得ているが、ここでの結果はそのことと一致している。また、係数Bと係数Cは  $I_p$  が大きい粘土ほど小さくなる。すなわち、式(7)より、ひずみ振幅が一定のとき、 $I_p$  が大きいほど  $\beta$  は大きくなることを意味している。式(5)において繰返し回数が増加した場合の  $|\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}'|$  の収束値は  $1/\beta$  で与えられることから、 $I_p$  が大きい粘土ほど  $|\Delta\sigma_v'/\sigma_{vo}'|$  は小さくなるといえる。

ただ、繰返しせん断によって発生する間隙水圧や沈下の性状は、応力履歴、年代効果(aging)、堆積構造等に強く依存することはいうまでもなく、塑性指数のみでそのような依存性を表現できないことは周知のことであって、そのために予測沈下量に誤差を生じることが考えられる。

#### b) 繰返しせん断後の再圧密沈下

繰返し単純せん断試験が終了後は、鉛直変位の拘束を解放し、再び圧密圧力49kPaで再圧密を行った。再圧密中は供試体上面から排水、底面は非排水として過剰間隙水圧の測定を行った。

図-6(a), (b), (c), (d), (e)は各粘土について再圧密過程における沈下ひずみ-時間関係を示したものである。図-6(a)はカオリンについての結果であるが、過剰間隙水圧の消散が早いために6秒経過後において2%程度の沈下ひずみを生じる場合がある。他の粘土では、圧密の進行は遅く、またせん断ひずみ振幅が小さい場合は沈下ひずみも小さく、過圧密粘土の沈下ひずみ-時間関係と類似した曲線形状になっている。しかしひずみ振幅の増加とともにいわゆる逆S字型の沈下曲線形状を示すようになる。

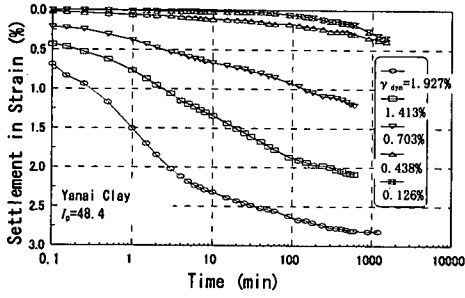


図-6(b) 再圧密沈下-時間関係 (柳井粘土)

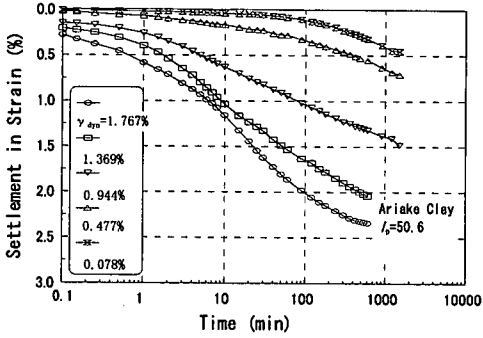


図-6(c) 再圧密沈下-時間関係 (有明粘土)

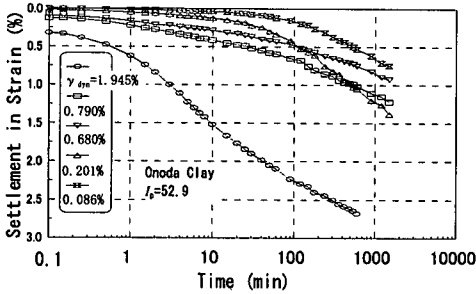


図-6(d) 再圧密沈下-時間関係 (小野田粘土)

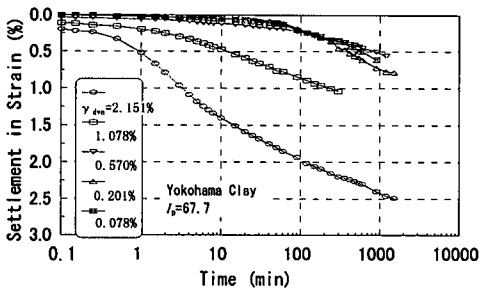


図-6(e) 再圧密沈下-時間関係 (横浜粘土)

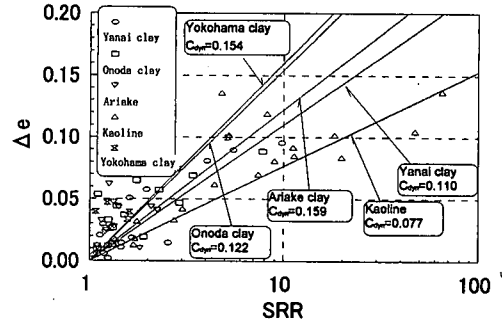


図-7 応力減少比 SRR と間隙比減少量  $\Delta e$  の関係

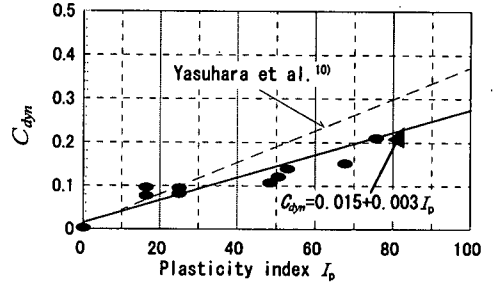


図-8 動的圧縮指数  $C_{dyn}$  と塑性指数  $I_p$  の関係

力減少比 SRR の対数の関係を示したものである。図中の直線は各粘土について得られた結果に対して直線近似したものである。これらの直線の勾配は、先述した動的圧縮指数  $C_{dyn}$  に一致することから、塑性指数が大きい粘土ほど動的圧縮指数も大きいことがわかる。

そこで、各粘土の動的圧縮指数と塑性指数の関係を図-8に示した。図中において  $I_p=0$  についての結果は、Nagase and Ishihara<sup>14)</sup>によって得られた砂の液状化実験結果において、初期液状化に到達する直前における沈下ひずみをもとに得たものである。また図中の実線は実測値を次式によって直線近似した結果である。

$$C_{dyn} = 0.015 + 0.003 I_p \quad (8)$$

また、破線は安原等によって示された結果<sup>10)</sup>である。

図-8より、塑性指数が小さい場合、式(8)で与えられる値は安原らによって示された結果とほぼ等しいが、塑性指数の増加とともに式(8)による結果は安原らの結果より小さくなる。この相違の原因について

図-7は再圧密開始後、供試体底部の過剰間隙水圧が消散するまでに生じた間隙比の減少量  $\Delta e$  と応

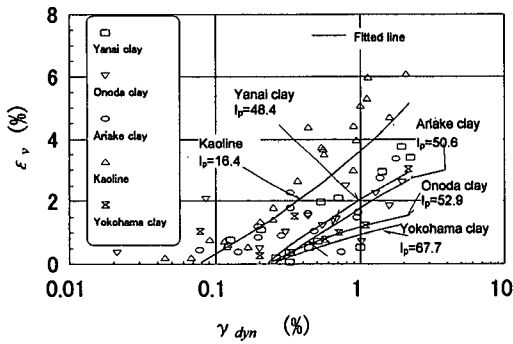


図-9 せん断ひずみ振幅  $\gamma_{dyn}$  と沈下ひずみ  $\epsilon_v$  の関係

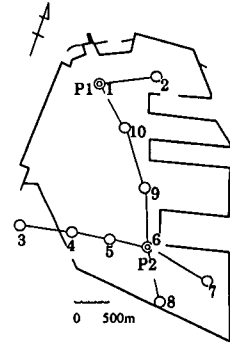


図-10 層別沈下計測位置及びボーリング位置

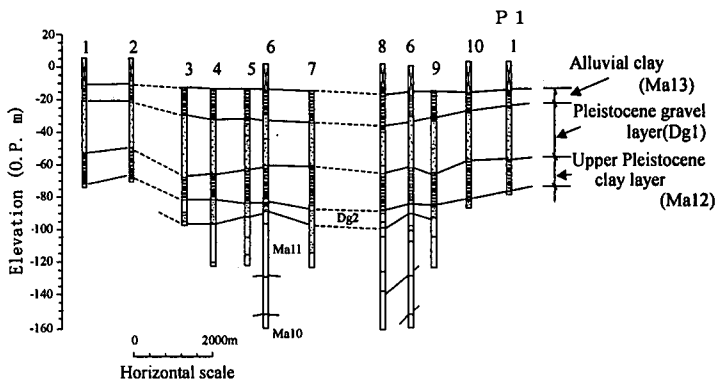


図-11 ポートアイランドの土質柱状図<sup>15)</sup>に加筆

ては、安原らは繰返し三軸圧縮試験結果に基づいているのに対して、式(8)は単純せん断試験によって得られた結果であって、試験条件の相違に起因することも考えられるが、現時点においては明確ではない。

以上の結果より、粘土層に繰返しせん断が作用した場合に生じる沈下ひずみ  $\epsilon_v$  は次式によって得ることができる。

$$\epsilon_v = \frac{C_{dyn}}{1 + e_0} \log SRR \quad (9)$$

図-9は再圧密時における粘土の沈下ひずみ  $\epsilon_v$  と繰返しせん断ひずみ振幅  $\gamma_{dyn}$  の関係を示したものである。図中の記号は実測結果であり、実線は先に得られた実験定数をもとに、式(3)、(5)、(9)によって得たものである。ばらつきはみられるが、塑性指数が小さいカオリンではひずみ振幅の大きさにもよ

るが、 $\gamma_{dyn}$  が1%のとき、沈下ひずみも4%に達すること、また、塑性指数が大きくなると沈下ひずみも小さくなるのがわかる。

### 3. 地震によって生じた地盤の沈下実測例

#### (1) ポートアイランド下部層における層別沈下-時間関係

ポートアイランドはその第1期埋立て工事が1966年に開始し1980年に終了しており、現在は第2期埋立て工事が進行中である。この第2期埋立て工事に際しては、層別沈下の計測が兵庫県南部地震の約2年半前から開始され、地震後も継続して計測が行われ現在に至っている。すでにその結果の一部については報告されている<sup>2),9)</sup>が、ここでは新たにデータを追加して粘土層の地震後沈下について検討した。



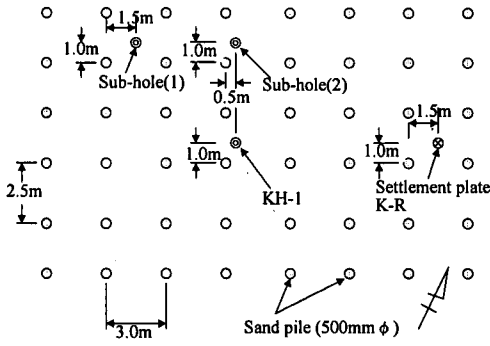


図-12 層別沈下計設置位置平面図  
(ポートアイランド第2期, 図-10のP2地点)

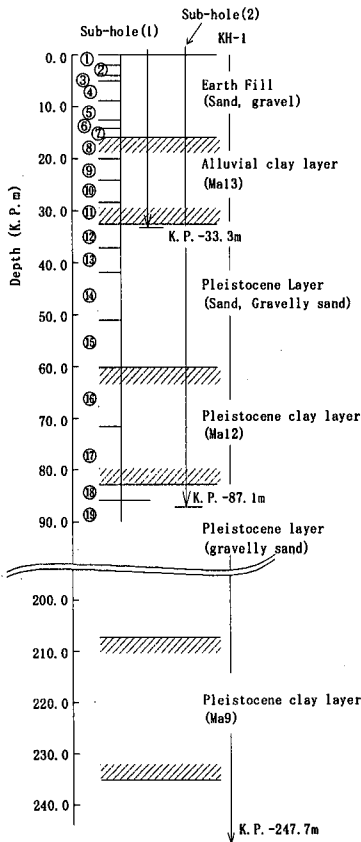


図-13 沈下板設置深度 (①~⑱は地震応答計算に用いた層区分)

層別沈下の計測が行われた地点は、図-10のP2点 (No. 6) であってポートアイランド2期工事の現

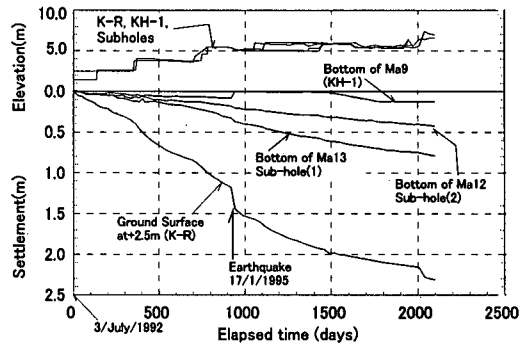


図-14 各深度の沈下-時間関係  
(ポートアイランド第2期)

場である。また、後述する地震計設置場所<sup>17)</sup>はP1点 (No. 1) である。ポートアイランド内の柱状図を示したものが図-11であって、P1点とP2点での柱状図を比較すると、P2点における沖積粘土層の層厚がP1点の層厚の約2倍になっているものの、層序はよく一致している。さらに層別沈下の計測が行われた位置 (P2) は岸壁から約400m離れているが、GPS測量によると地盤の水平変位量は南東方向に約30cm生じたことがわかっている<sup>2)</sup>。

層別沈下計設置位置の平面図を示したものが図-12である。現場において沈下板は、図-13に示したように地表面 (K.P. +2.5m)、沖積粘土層 (Ma13) 下端 (副孔 (1) K.P. -33.3m)、上部洪積層 (Ma12) 下端 (副孔 (2) K.P. -87.1m)、洪積粘土層 (Ma9) 下端 (KH-1, K.P. -247.7m) に設置された。埋立てに際して沖積粘土層 (Ma13) については、サンドドレーンによる地盤改良が実施された。ドレーンの直径は50cmで、打設間隔は図-12に示したように2.5m及び3.0mである。

図-14は各沈下板の沈下-時間関係を示したもので地盤高の変化についても示している。図-14の結果のうち1995年末までの結果については報告<sup>2), 9)</sup>されているが、今回1998年3月までのデータを新たに追加した。

層別沈下の計測は1992年7月3日に開始されたが、1995年1月17日の兵庫県南部地震の前後に測定された地表面沈下量の差は26.4cmであって、その後も地震によると思われる沈下が続いて生じている。また、沖積粘土層下端および上部洪積粘土層下端の沈下-時間関係をみると、地震の影響と思われる沈下が見られるが、その大きさは地表面沈下に比べると著しく小さいことがわかる。

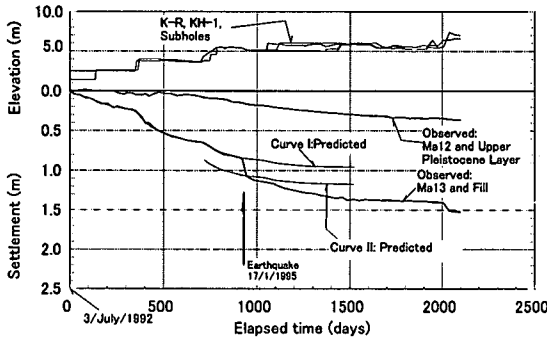


図-15 層別沈下-時間関係  
(ポートアイランド第2期)

そこで地表面の沈下量と副孔(1)の沈下板の沈下量の差を求め、時間との関係で整理した。その結果を示したものが図-15である。同図には副孔(1)と副孔(2)での沈下量の差についても示した。また、図中に示した曲線 I は、沖積粘土層について、 $C_h=C_v=100\text{cm}^2/\text{d}$ 、 $C_c=0.80$  として<sup>15)</sup>沈下予測した結果であり、曲線 II は曲線 I を地震後に計測された点(1995年2月2日)まで下方に平行移動したものである。また、曲線 II は盛土荷重の増加の影響も考慮して予測した結果であるが、実測沈下曲線と比較すると明らかに実測値が大きくなっており、地震が沖積粘土層の地震後の沈下に影響していることがわかる。

## (2) 室内試験結果と実測沈下の比較

ここでは図-10のP2地点における沖積粘土層の地震に起因した沈下量を予測し、図-15に示した実測沈下-時間関係と比較する。先述したように粘土層に地震力が作用した場合に生じる沈下ひずみは式(2)-(9)によって得られる。一方、ポートアイランド内の多くの地点において土層断面、液性限界、塑性限界、塑性指数の分布等がすでに報告<sup>2), 15), 16)</sup>されている。そこで、それらの結果をもとにP2地点における沖積粘土層(Ma13)の塑性指数を $I_p=65.7$ と仮定して、式(2)-(9)における係数を求めた。その結果を表-3に示した。

先述したようにポートアイランド内のP1地点(図-10)においては地震計が設置され、兵庫県南部地震時に地震加速度の計測が行われた<sup>17)</sup>。一方、層別沈下の計測が行われた地点はP2地点であって、

表-3 沈下の計算で用いられた係数

	Ma13
$I_p$	65.7
$A$	62.59
$m$	-0.985
$B$	-0.227
$C$	0.738
$C_{dyn}$	0.212

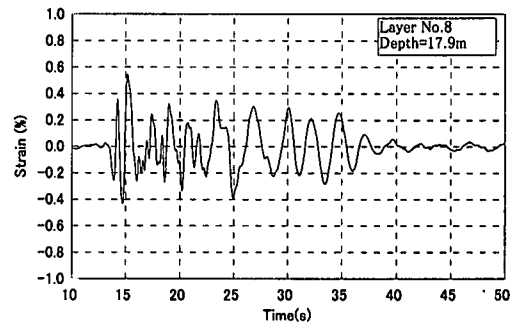


図-16 沖積粘土層(Ma13)におけるせん断ひずみの時刻歴

両者の地点は位置的に異なる。しかし、図-11で指摘したように両地点の土層分布を比較した場合、類似点も多いことから、P1点において得られた地震加速度記録波形を用いてP2地点で応答計算<sup>18)</sup>を行い、得られたせん断ひずみの時刻歴をもとに、P2地点における沖積粘土層の地震後沈下量の推定を行った。

地震加速度はP1点の深さ83mで測定された加速度波形を用い、図-13において洪積砂礫層上部(深さ86m)に入力した。応答計算で用いる地盤定数はP1地点で得られている値<sup>9), 17)</sup>を用いることとし、地震加速度の南北方向成分(NS)と東西方向成分(EW)に対して沖積粘土層のせん断ひずみの時刻歴を計算した。図-16は応答計算によって得られた沖積粘土層上部(図-13の⑧層)でのせん断ひずみ時刻歴を一例として示したものである。

地震後に生じる沈下量を計算するためには、ランダムなせん断ひずみ時刻歴を等価な一樣振幅の繰返

表-4 沖積粘土層の地震後沈下 (P2地点)

Accelerograms	Layer number	Thickness Hi (cm)	$\gamma_{max}$ (%)	N'	$\gamma_{dyn}$ (%)	$U_{dyn}/\sigma'_{vo}$ 式(5)	SRR 式(3)	$\epsilon_v$ (%) 式(9)	$\Delta H$ (cm) 式(2)	$\Sigma \Delta H$ (cm)
EW at P1 Depth=83m	⑧	420	0.546	4	0.355	0.019	1.019	0.06	0.27	0.78
	⑨	420	0.527	3	0.342	0.014	1.014	0.05	0.20	
	⑩	420	0.519	3	0.337	0.013	1.013	0.05	0.19	
	⑪	420	0.486	3	0.316	0.009	1.009	0.03	0.12	
NS at P1 Depth=83m	⑧	420	1.483	5	0.964	0.067	1.072	0.24	0.99	4.12
	⑨	420	1.635	5	1.063	0.073	1.079	0.26	1.09	
	⑩	420	1.633	5	1.062	0.073	1.079	0.25	1.05	
	⑪	420	1.549	5	1.007	0.070	1.075	0.24	1.00	

しせん断に置換する必要がある。この置換方法に関しては、すでにカオリン粘土についての結果が報告されている<sup>19)</sup>。また、Schnabel等<sup>18)</sup>はランダムなせん断ひずみと等価な一様振幅のせん断ひずみ振幅時刻歴を求める際、一様せん断ひずみ振幅と最大せん断ひずみ振幅の比 $\gamma_{dyn}/\gamma_{max}$ は0.55~0.65の範囲にあり、その値が大きいほど適切な結果を与えると報告している。また、一様振幅の繰返し回数 $n$ に関しては、有効繰返し回数 $N'$ (沈下ひずみを生じる限界の繰返しせん断ひずみ振幅<sup>20)</sup> $\gamma_i$ より大きいせん断ひずみが生じる回数)に近似した値を用いると誤差が最も小さくなることが示されている<sup>19)</sup>。そこで、ここでは繰返しせん断ひずみ振幅 $\gamma_{dyn} = 0.65\gamma_{max}$ とし、一様振幅の繰返し回数 $n$ は $n = N'$ として沈下量の推定を行った。なお、 $\gamma_i$ については式(7)より $\gamma_i = -B/C$ とした。

表-4は地震加速度の東西方向成分(EW)と南北方向成分(NS)に対する沖積粘土層の地震後沈下量の推定値を示したものであって、式(2)、(3)、(5)、(9)との対応についても示した。

同表において、地震によって生じる沖積粘土層の沈下量は入力地震加速度の方向によって異なり、地震加速度の南北方向成分を用いた場合、4.1cmという結果が得られた。先述したように、沈下計算を行った現場(P2地点)においては、沖積粘土層に対してサンドドレーンによる地盤改良が行われており、約320日で圧密度90%に達する。そこで、図-15において地震発生から320日経過後の実測曲線と曲線IIの沈下量の差を求めると12.8cmが得られる。この値は、地震に起因した沈下と考えられるが、表-4の結果と比較すると、明らかに大きいことがわかる。この原因については明確ではないが、沈下の計

算過程において用いた地震加速度は1期埋立て工事域のP1地点に設置された地震計によって測定された結果<sup>17)</sup>であること、また土層断面はポートアイランドでは南北方向に比較的類似しているものの、応答計算結果に相違が生じている可能性は否定できないといった点等が考えられる。

さらに、今回実験で用いた試料が再構成試料であるために、自然粘土との相違による影響も考えられる。

#### 4. 結語

任意の粘土について簡便に地震後沈下の推定が行えるようにすることを目的として、種々の繰返し再圧密粘土について非排水繰返し単純せん断試験および再圧密試験を行い、繰返しせん断後の再圧密沈下特性について調べた。またポートアイランドの2期工事において兵庫県南部地震の前後に測定された沈下一時間関係をもとに、沖積粘土層の沈下に及ぼす地震の影響について検討した。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 繰返しせん断中に生じる有効応力減少量とせん断の繰返し回数の間には双曲線関係があり、塑性指数が大きい粘土ほど有効応力減少量は小さい。
- 2) ひずみ振幅が小さい場合、再圧密時に生じる沈下ひずみも小さく、過圧密粘土と類似した沈下曲線形状を示す。ひずみ振幅が増加するといわゆる逆S字型の沈下曲線形状を示す。
- 3) 塑性指数が小さい場合、ひずみ振幅の大きさにもよるが、沈下ひずみが4%にも達する場合がある。また、塑性指数が大きくなると沈下ひずみも小さく

なる。

4) ポートアイランドでの2期埋立て工事において測定された地震後の層別沈下-時間関係によると、地震が沖積粘土層の沈下に影響している。

5) 室内試験結果をもとに沖積粘土層の地震後沈下量を推定した結果、沈下量は約4cmという結果が得られた。一方、地震後沈下の実測値は約13cmであって、予測値に比べて大きいという結果が得られた。

この相違は主として地震加速度の計測位置と沈下板の設置位置が異なることに起因していると考えられるが、粘土の応力履歴、年代効果、堆積構造等の影響も考えられる。

謝辞：なお、本稿をまとめるにあたって層別沈下のデータは神戸市役所よりご提供頂いた。また神戸大学、田中泰雄先生から貴重なご意見を賜った。さらに、応答計算で用いた地震波は関西地震観測協議会から提供して頂いた。末筆ながら感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会：阪神淡路大震災調査報告書（解説編），p. 258, 1996.
- 2) 神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査（ポートアイランド，六甲アイランド）報告書，pp. 88-105, 1995.
- 3) 松井 保：粘性土の動的性質，7. 講座を終えるにあたって，土と基礎，47-4，pp. 59-61, 1999.
- 4) O-hara, S. and Matsuda, H. : Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 103-113, 1988.
- 5) Zeevaert, L. : Foundation engineering for difficult subsoil conditions, New York, Van Nostrand Reinhold Company, 1972.
- 6) Jaime, A. P., Romo, M. P. and Jasso, M. R. : Seismic induced settlement in a building, 8th Pan-American Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 257-275, 1987.
- 7) 安原一哉, 常田賢一, 松尾修, 那須誠: 粘性土の動的性質, 3. 粘性土の動的問題に関するケースヒストリーと現象のメカニズム, 46-7, pp. 57-62, 1998.
- 8) 鈴木猛康: 動的応力履歴を受けた飽和粘性土の沈下挙動, 応用地質, 25巻, 3号, pp. 21-31, 1984.
- 9) 松田 博: 粘土層の地震後沈下過程の推定, 土木学会論文集, No. 568/III-39, pp. 41-48, 1997.
- 10) 安原一哉, 村上哲, 豊田紀孝: 粘性土の動的性質, 5. 粘性土の動的性質(その3), 土と基礎, 47-1, pp. 51-56, 1999.
- 11) 松田博, 安原一哉: 土の繰返し圧密, 7. 非排水繰返しせん断を受けた飽和粘土の圧密, 土と基礎, 39-12, pp. 71-77, 1991.
- 12) 松田博, 大原資生: 繰返しせん断に起因した粘土層の沈下に及ぼす周期の影響, 土木学会論文集, No. 418/III-13, pp. 173-179, 1990.
- 13) 松田博, 財満英希: 地震に起因した沖積粘土層の地盤沈下に関する研究, 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム, B-13, pp. 145-148, 1996.
- 14) Nagase, H. and Ishihara, K. : Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp. 65-76, 1988.
- 15) 海底地盤-大阪湾を例として-土質工学会関西支部, pp. 146-156, 1995.
- 16) 谷本喜一, 田村健一郎: 臨海埋立て地盤の沈下性状について, 建設工学研究所報告, 第31号, pp. 229-243, 1989.
- 17) 関西地震観測研究協議会, 1995.
- 18) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC Reports, (EERC 72-12), pp. 1-88, 1970.
- 19) Matsuda, H. and Hoshiyama, E. : Uniform strain series equivalent to seismic strain, Proc. of the 10th WCEE, pp. 1329-1334, 1992.
- 20) Matsuda, H. and O-hara, S. : Threshold strain of clay for pore pressure buildup, Earthquake Geotechnical Engineering, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 127-130, 1989.

(1999. 6. 28 受付)

# DECREASE IN EFFECTIVE STRESS AND RECONSOLIDATION OF SATURATED CLAY INDUCED BY CYCLIC SHEAR

Hiroshi MATSUDA and Hideki NAGIRA

To find a simple method for predicting the post-earthquake settlement of clay layer, the settlement characteristics in the recompression stage following the undrained cyclic shear were observed. Tested samples were kaoline and reconstituted marine clays. In conclusion, 1) the smaller the plasticity index of clay, the larger the decrease in effective stress during the cyclic shear and also the larger settlement during the recompression stage was observed, 2) when the amplitude of cyclic shear strain is small, the settlement-time relations are similar to those for the over consolidated clay, 3) the apparent earthquake-induced subsidence in the alluvial clay layer in the Port Island, Kobe, Japan, was observed.