

粘着力をもつ土の地震時主働土圧に関する実験的研究

Experimental studies on the seismic active earth pressure of cohesive soil

おお はら すけ お生*
大 原 資 生*

やま もと てつ ろう**
山 本 哲 朗**

1. 緒 言

地震時土圧の計算式には、物部・岡部の公式が用いられていることは周知のことである。

しかし、この公式には粘着力の影響が考えられていない。このことは物部・岡部の公式^{1),2)}が岸壁に作用する地震時土圧を計算することを目的として提案されたことによるのかもしれない。いずれにせよ、一般の土の場合や通常の擁壁の地震時土圧では粘着力の影響を考えるのが望ましい。

これについての理論的な研究は2, 3あるが^{3),4)}、この結果を実験的に確かめるのには、種々難しい面がある。すなわち模型実験においては、粘着力による限界高さ以上の壁高さをもつ模型擁壁を用いる必要があることや均一な単位体積重量をもつ粘性土層を作ることが難しいことなどである。

我々は以上の点をできるだけ容易に行うために、砂にグリセリンを質量比で10:1の割合で混ぜて、わずかに粘着力をもたせた試料を作り、これを深さ50cmのジュラルミン板製の砂箱に詰め、振動台を用いて実験を行った。

実験では、地震時主働土圧を求めるために、振動中に壁面をわずかに外側に変位させる方法をとった。このようにして測定した実験結果を図解法をはじめ理論的な解^{3),4)}と比較した。

2. 実験装置

砂箱は、厚さ6mmのジュラルミン板で作られており、内寸法は長さ98cm、幅50cm、深さ50cmである。砂箱は振動台に取り付けてあり、その外観は写真-1に示す。図-1はその断面図である。これより分かるように、箱の振動方向に直角な壁はいずれも下端がヒンジとなっていて下端を中心にして外側に変位できる可動壁となっている。今回の実験では一方の可動壁をボルト締めすることで固定壁とした。また、もう一方の可動壁の上端は2本のスピンドルの先で支えられてある。このスピンドルをハンドルに連結したウォームギヤーで前後に動かすことで壁は可動壁となる。今回の実験では、振動中、ハンドルを回して壁を外側に変位させている。

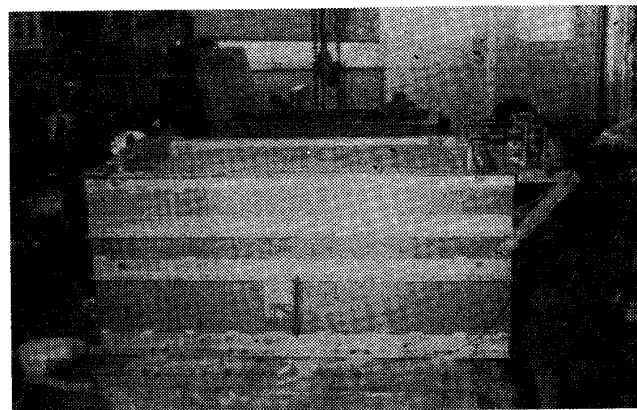


写真-1 実験装置外観

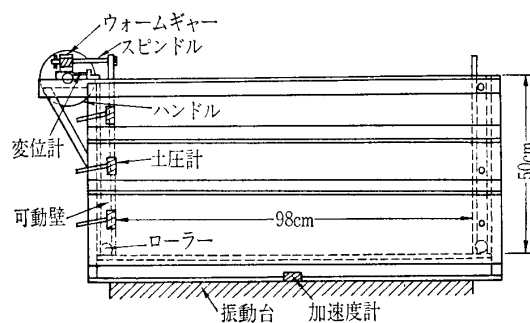


図-1 実験装置

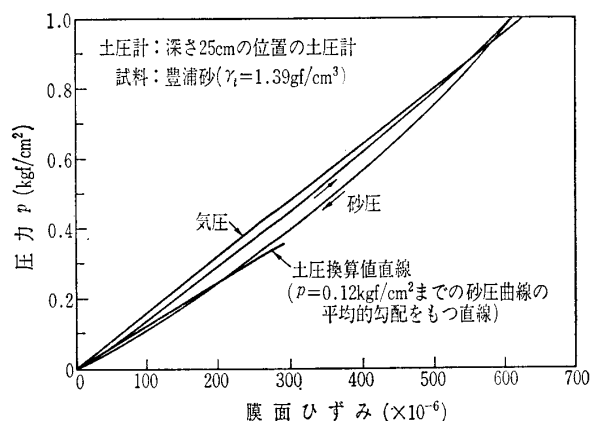
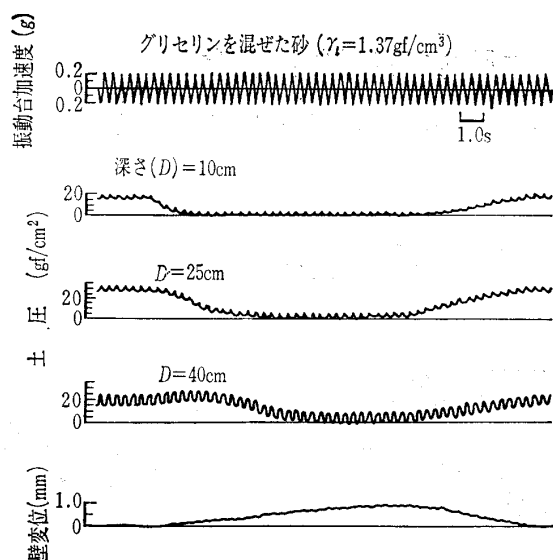


図-2 三軸室と類似の土圧検定装置による土圧計の検定曲線

この可動壁には、深さ10, 25, 40cmの位置に土圧計が、受圧面が壁の内面とツラーとなるように取り付けられており、壁に作用する土圧分布を測定するようになっている。

土圧計は、受圧面の径が5.0cmのダイヤフラム型である。図-2に砂圧によって求められた土圧計の換算曲線を

*山口大学教授 工学部
**山口大学工業短期大学部講師



図—3 グリセリンを混ぜた砂の地震時主働土圧測定実験の記録例

表—1 試料の強度定数

試料	砂	グリセリンを混ぜた砂
	単位体積重量(γ_t) $=1.37 \text{ gf/cm}^3$	$\gamma_t=1.40 \text{ gf/cm}^3$
内部摩擦角(度)	36.5	28.0
粘着力(kgf/cm ²)	0	0.012

表—2 豊浦砂の諸性質

比重	G_s	2.644
均等係数	U_c	1.38
平均粒径	D_{50}	0.205 mm
最大粒径	D_{max}	0.420 mm
最大間隙比	e_{max}	0.964
最小間隙比	e_{min}	0.603

示す。

3. 試料および実験方法

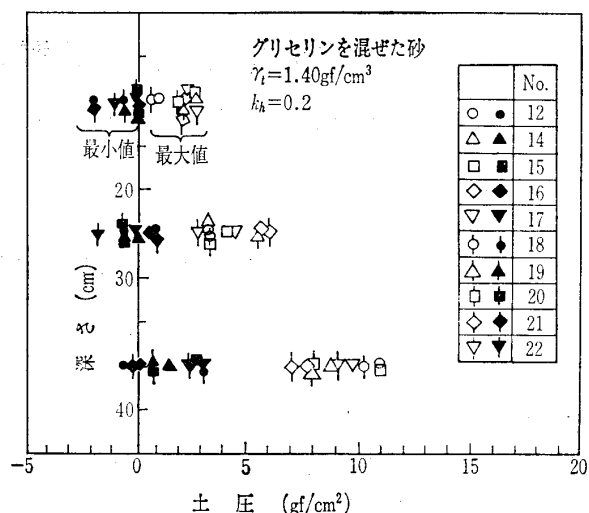
試料は、気乾状態の豊浦砂と、それにグリセリン（比重 1.252）を混ぜて、わずかの粘着力をもたせた豊浦砂とを用いた。

気乾試料としては、市販の豊浦砂を十分に水洗いして塩分を除き、炉乾燥後、0.42mm のふるいでふるい分け、その通過分を準備した。

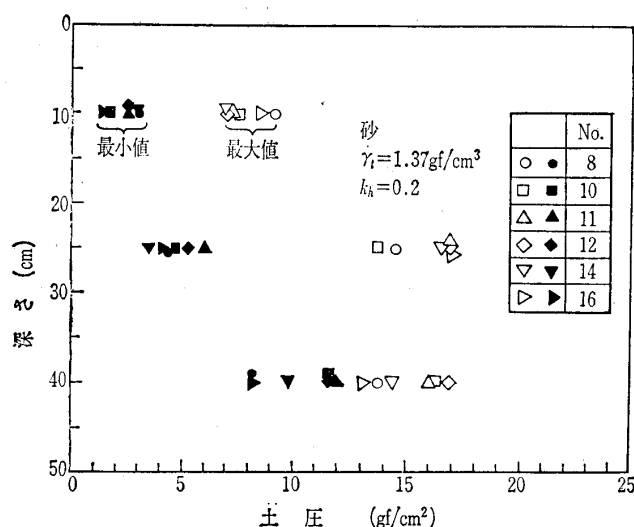
グリセリンを混ぜた試料は、上述の方法で準備した豊浦砂に、グリセリンを質量比で 10:1 の割合で入れ、かくはん機によって十分に混ぜ合わせて作製した。

実験に用いる前に三軸試験を行って、これらの試料の強度定数を測定した。その結果は表—1 に示す。また、豊浦砂の諸性質は表—2 のとおりである。

グリセリンを混ぜた砂の実験では、まず試料を 6 層に分けて、各層ごとにタンパーで軽くついて砂箱内に詰めた後、可動壁を上端で 1 mm 程度外側に変位させて静的主働土圧



図—4 グリセリンを混ぜた砂の地震時主働土圧 ($k_h=0.2$)



図—5 砂の地震時主働土圧 ($k_h=0.2$)

を測定した。すべての実験の試料の単位体積重量から、このときの試料の単位体積重量 (γ_t) の算術平均値は 1.40 gf/cm^3 であった。なお、個々の実験では、試料の単位体積重量は 3 層目の試料から測定した。

次に、壁を元の位置に戻し、振動台を駆動して振動数が 3 Hz で、水平震度 (k_h) が 0.1 の振動を与えた状態で、可動壁を 0.1 mm/s の変位速度で、各深さでの土圧が主働状態となるまで外側に変位させた。その後、水平震度 0.1 の振動を与えたままの状態では壁を元の位置に戻した後、震度を 0.2 まで増加し、同様な実験を行う。以下、震度を 0.3, 0.4 とした場合についても同様な実験を行った。

実験中の各深さでの土圧変化、壁変位量、振動台の加速度はそれぞれのピックアップで測定されペン書きオシロに記録した。

気乾砂の実験では、ホッパーに入れた砂を高さ 50 cm の位置から砂箱の中に流し込んで詰めた。これらの実験での試料の単位体積重量の算術平均値は 1.37 gf/cm^3 であった。なお個々の実験では、試料の単位体積重量は砂層の中央部で測定した。実験はグリセリンを混ぜた砂の場合と同様で

ある。

4. 実験結果およびその考察

図-3はグリセリンを混ぜた砂の地震時主働土圧の測定記録の一例であり、水平震度0.2のときの記録である。5本の記録線は、上から振動台の加速度、深さ10, 25, 40 cmの土圧変化、可動壁の変位を示す。

図-3から、可動壁を外側に変位させるに従って、すべての深さでの土圧は、ある振幅をもちながら減少していることが分かる。

そして、可動壁の変位がある程度以上となると土圧は一定値に落ち着く。このときを主働状態と考え、土圧波形の山の値と谷の値とをとり、それぞれ最大値、最小値とする。擁壁の耐震設計では、土圧の最大値は安全側の値となるので、本文ではこの最大値を地震時主働土圧値と考えた。なお、土圧の最大値と最小値の差が振動土圧振幅となる。

図-4はグリセリンを混ぜた砂の地震時主働土圧の深さ分布であり、10回の実験値を示している。土圧の最大値（主働土圧）と最小値を示しており、水平震度は0.2の場合である。

図-4にみられるように、土圧の最小値の分布では深さ

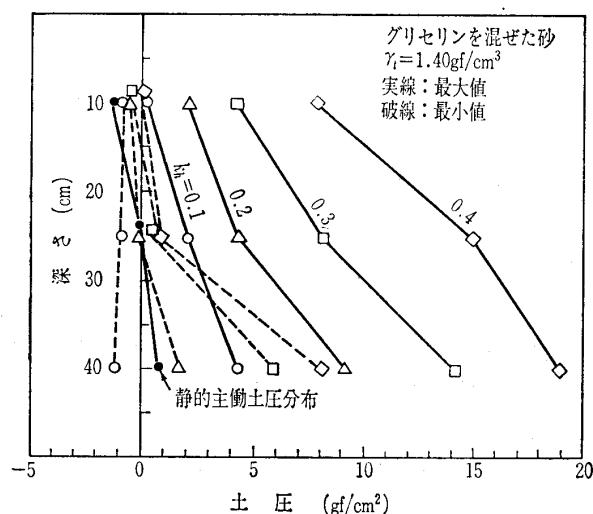


図-6 グリセリンを混ぜた砂の地震時主働土圧分布

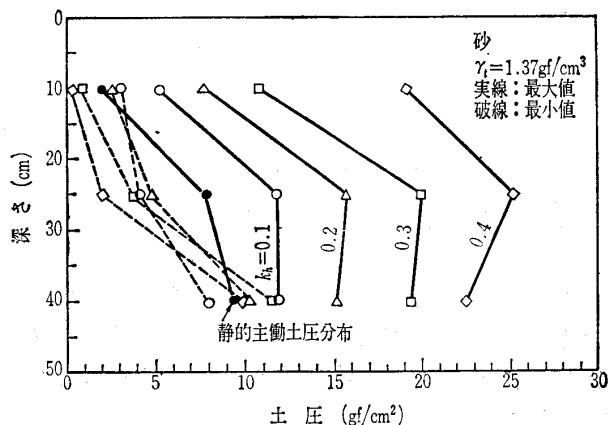


図-7 砂の地震時主働土圧分布

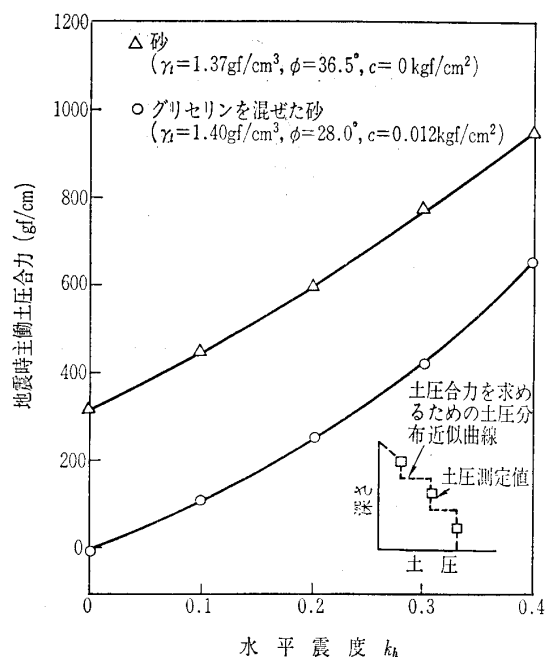


図-8 地震時主働土圧合力

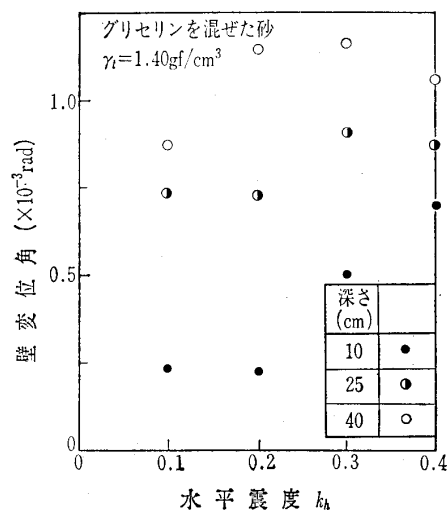


図-9 主働状態となるまでの壁変位角

10 cm および 25 cm の最小土圧値が負となっている。粘着力のない砂質土などではこのような負の土圧は生じることはない、このことは粘着力の影響と考えてよい。

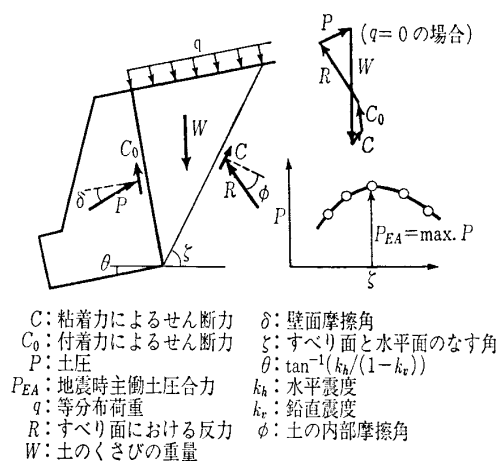
すなわち限られた深さで土圧最小値が負となるのは砂粒子間の粘着力によって壁面に引張り応力が生じるためと考えられる。

図-5は気乾砂の地震時主働土圧の深さ分布であり、6回の実験値を示している。水平震度は0.2の場合である。

図-5においては土圧の最小値が負となった深さはない。

図-6, 7はそれぞれ図-4, 5に示したと同じ各震度での土圧分布の平均値を示したものである。図-6がグリセリンを混ぜた砂で、図-7が気乾砂である。実線および破線はそれぞれ土圧の最大値、最小値を示す。

また、図中の黒丸印は振動実験の前に測定した常時の主働土圧（静的な主働土圧）の測定値である。常時の主働状態



図—10 図解法による土圧の計算

になったと判断したとき、壁の変位をその高さで除して求めた変位角は、グリセリンを混ぜた砂では $1.26 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、気乾砂では $2.16 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。

図—6 と図—7 を比較して分かるように、図—6 では地震時主働土圧の分布はほぼ三角形になっているが、図—7 では深さ 25cm での地震時主働土圧がやや大きいために三角形分布とは異なった土圧分布が得られている。そして、その傾向は震度が大きいときに顕著となる。

また、両者の土圧値を比べたとき、図—6 のほうが図—7 より土圧値が全体的に小さくなっていることが分かる。常時の主働土圧は粘着力によってその値が減少するので、地震時土圧においてもこの影響が現れたと考えられる。

図—6, 7 で示した地震時主働土圧分布からその合力を求めたのが図—8 である。

合力の求め方はその計算を簡単にするために図—8 の右下にある小さい図に示したように各深さの土圧値から、点線のような土圧分布形を仮定して合力を計算した。そのため計算値に幾分の誤差が入っているが、図—8 でも分かるように、粘着力のある砂の地震時主働土圧合力はかなり小さいことが分かる。

図—9 は、裏込め土が地震時主働状態になるのに要した可動壁の変位角を求めた結果である。深さの大きいところほど主働状態となるに要する変位角は大きくなっていることは明らかである。また、震度の違いによる変化は深さ 10 cm の場所では顕著であるが、深さの大きい場所では大きい変化はみられない。砂層の振動変位の深さ分布と壁の変位の大小の関係によるものと考えられる。

主働土圧がゼロとなる限界深さ H_c についても興味のあるところである。図—6 の静的な主働土圧分布から H_c を求めると、ほぼ 25 cm であることが分かる。そこで $H_c = 25 \text{ cm}$ とし、三軸試験で求めたグリセリンを混ぜた砂の内部摩擦角 $\phi = 28.0^\circ$ 、単位体積重量 $\gamma_t = 1.40 \text{ gf/cm}^3$ を用いて、 $H_c = 2c \tan(45^\circ + \phi/2)/\gamma_t$ より粘着力 c を求めると 0.010 kgf/cm^2 となった。三軸試験では 0.012 kgf/cm^2 の値が得

表—3 地震時主働土圧合力の計算値（図解法）と実験値の比較（壁面と試料間の付着力 $(C_0) = 0.006 \text{ kgf/cm}^2$ 、壁面摩擦角 $(\delta) = 14.9^\circ$ ）

水平震度	実験値 (gf/cm)	計算値 (gf/cm)	実験値/計算値
0.1	110	-116	-0.95
0.2	253	15	16.87
0.3	423	186	2.27
0.4	655	410	1.60

表—4 地震時主働土圧合力の計算値（道路橋示方書）と実験値の比較（壁面摩擦角 $(\delta) = 14.9^\circ$ ）

水平震度	実験値 (gf/cm)	計算値 (gf/cm)	実験値/計算値
0.1	110	-64	-1.72
0.2	253	13	19.46
0.3	423	126	3.36
0.4	655	308	2.13

表—5 地震時主働土圧合力の計算値（市原）と実験値の比較（壁面摩擦角 $(\delta) = 18.7^\circ$ ）

水平震度	実験値 (gf/cm)	計算値 (gf/cm)	実験値/計算値
0.1	110	110	1.00
0.2	253	210	1.20
0.3	423	363	1.17

られており、両者はほぼ等しくなった。

そこで、 $c = 0.012 \text{ kgf/cm}^2$ の値を用いて、地震時主働土圧の計算法による値と我々の実験値とを比較検討してみよう。

計算法としては、図—10 に示す図解法、道路橋示方書 V、耐震設計編の中にある地震時土圧の計算式³⁾、および市原松平が Sokolovski (ソコロフスキー) の方法で求めた地震時主働土圧の計算式⁴⁾ の 3 種のものを考え、それぞれの計算値と実験値とを比較した。道路橋示方書の計算式は物部・岡部の公式を基にして粘着力をもつ土に拡張して適用できる式となっている。表—3, 4 および 表—5 がそれぞれの計算値と実験値の比較結果である。いずれの計算値も実験値より小さいことが分かるが、特に注目になるのは市原の値が実験値にかなりよく一致していることである。ただし、粘着力のある土圧の計算式は粘着力の値のわずかな変化によっても土圧値が大きく変化する性質があるので、今後更に吟味する必要はあろう。

5. 結 語

地震時土圧における粘着力の影響を調べるために、振動砂槽による模型実験を試みた。

試料としては、豊浦砂にグリセリンを質量比で 10:1 の割合に混ぜたものを用いた。

その理由は、粘着力のあまり大きい試料では限界深さが大きくなって、我々が用いた深さ 50 cm の砂槽では実験が行えないので、わずかの粘着力をもつ試料を得るために上述のようにした。

試料の強度定数は三軸試験および限界深さからそれぞれ

($\phi=28.0^\circ$, $c=0.012 \text{ kgf/cm}^2$), ($\phi=28.0^\circ$, $c=0.010 \text{ kgf/cm}^2$) と求められた。

地震時主働土圧の測定は、振動台を所定の水平震度で振動している間に可動壁の下端をヒンジとして静かにわずかずつ可動壁を外側に倒していくという方法によった。

気乾状態の豊浦砂についても地震時主働土圧を測定し、土圧分布および土圧合力に関して前回とほぼ同様な結果が得られた⁵⁾が、粘着力のある試料と比較した結果、地震時主働土圧は粘着力によって、かなり小さくなることが分かった。

粘着力のある試料の地震時主働土圧合力について、3種の計算値と実験値を比較したが、現在のところ市原松平がSokolovskiの方法で求められた値が最もよい近似を示していることが分かった。

なお、本実験は昭和55年度の科学研究費によって行われたものである。

参 考 文 献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察並に振動雑論，土木学会誌，10巻，5号，pp. 1063-1094，1924.10.
- 2) Okabe, S.: General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌，10巻，6号，pp. 1277-1323，1924.12.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp. 10-12，1980.5.
- 4) 市原松平・山田公夫・梶井源一朗：裏込め土が内部摩擦をもつ粘性土の地震時主働土圧の算定，土木学会論文報告集，302号，pp. 89-101，1980.10.
- 5) 大原資生・前原 博・永田洋文：地震時主働土圧について，土と基礎，Vol. 18, No. 2, pp. 27-35, 1970.2.

(原稿受理 1981.8.24)

土質工学会発行

土質基礎工学ライブラリー

A5判 布クロス上製本 送料1冊 350円

	ページ数	会員特価	定 価
1 軟弱地盤の調査・設計・施工法	310ページ	3,200円	4,200円
3 掘削のポイント(第1回改訂版)	399ページ	3,800円	4,900円
4 土質調査試験結果の解釈と適用例(第1回改訂版)	365ページ	3,400円	4,400円
7 土と基礎実用数式・図表の解説	443ページ	4,100円	5,300円
9 土と構造物の動的相互作用	567ページ	4,200円	5,500円
10 日本の特 殊 土	356ページ	3,200円	4,200円
11 土留め構造物の設計法	358ページ	3,900円	5,000円
12 切 土 ノ リ 面	395ページ	4,000円	5,200円
13 軟弱地盤における工事実施例(その2)	375ページ	4,600円	5,900円
14 実施例に見る構造物基礎	310ページ	3,900円	5,000円
15 土質工学における化学の基礎と応用	326ページ	3,400円	4,500円
16 風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用	316ページ	3,500円	4,500円
17 掘削用機械・特殊な掘削	285ページ	3,000円	3,900円
18 土と基礎の沈下と変形の実態と予測	301ページ	3,200円	4,200円
19 建設工事と地下水	319ページ	3,400円	4,400円
20 緑化・植栽工の基礎と応用	319ページ	3,400円	4,400円
21 土と基礎の物理探査	308ページ	3,400円	4,400円

発売：(社)土質工学会 ☎03-251-7661(代)

〒101 東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)