

(73) 地震観測用壁面動土圧計の信頼性について

榑 大 林 組 正 員 ○ 小 出 忠 男
後 藤 洋 三

1. はじめに

地下タンク等の大規模な地中、地下構造物に作用する地震時の土圧については未解明な点が多い。また、地下壁面に作用する地震時土圧の測定方法は加速度等の測定方法にくらべると未確立な状態であり、動土圧計そのものの信頼性も十分に確かめられていない。そこで、著者等は計器そのものの性能をまず検討することとし、3種の異なった形式の動土圧計を購入あるいは試作し、振動台と大型動的三軸装置を用いる方法によって作用動土圧に対する各土圧計の出力を測定、比較した。

2. 地震観測用壁面土圧計が満足すべき条件

(1) 受圧板の剛性

よく知られるように、土圧計の受圧板が変形すると受圧板周辺の土の応力状態が乱れ、土圧計は正確な値を指示しない。静的な土圧を測定する場合には、この乱れがクリープによって解消され影響は小さくなると考えられる。しかし、動的な土圧の場合にはクリープによる解消を期待することができず、応力の乱れは直接測定データに影響する。壁面土圧計の場合には、図-1に示すように、土圧計のみかけの剛性がコンクリート壁面と同等であることが土の応力を乱さないようにするうえで望ましい。

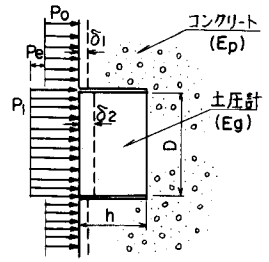


図-1 土圧作用状態

(2) 動的最小分解能

地震時土圧の観測が成功しない原因のひとつは最小分解能の不足である。震度 V, VI の設計地震動が作用した場合の地下タンクの側壁に作用する動土圧は 10 ton/m^2 前後と見積られるが、短期間の地震観測では比較的よく起る震度 III, N の地震動を観測の対象とする必要があり、最大の動土圧は 1 ton/m^2 前後となる。時刻歴の情報を得るため、分解能を最大値の $1/100$ (-40 dB) まで持たせようとする、最小分解能は 0.01 ton/m^2 (1 gr/cm^2) となる。他方、数十メートルの地中に埋設する場合を想定すると大きな静的土圧が作用することになるので土圧計のフルスケール (静的容量) は 100 ton/m^2 (10 kg/cm^2) とする必要がある。したがって、動的最小分解能はフルスケールの $1/10,000$ となる。

(3) 加速度感度

地震時には土圧計に加速度も作用する。加速度によってみかけの土圧が出力されると記録の精度が低下するので最大加速度感度を規定する必要がある。加速度の影響を最大動土圧の 0.5% (46 dB) 以下にするためには加速度感度は $20 \text{ gr/cm}^2/\text{G}$ 以下でなければならない。(G; 重力加速度)

(4) 測定可能振動数範囲

0.1 Hz ~ 数十 Hz の振動数範囲を一般的には対象とする必要があろうが、軟弱地盤における動土圧観測では振動数の上限を 20 Hz とすれば充分である。

(5) ドリフト特性

感度の高い土圧計は温度変化によるドリフトを生じやすい。地震観測用動土圧計で静的な測定も行なう場合にはドリフト特性の改善が重要となるが、今回の開発では動土圧計の機能を動的変動分の検出のみに限定し、(2)で述べた動的最小分解能の向上に力点を置くこととした。

3. 試作した動土圧計

3種の土圧計はそれぞれ、動的最小分解能の向上と加速度感度の低下に努めたもので、① 2次ダイヤフラム方式 (D1)、② ロードセル方式 (D2)、③ 1次ダイヤフラム方式 (D3) である。受圧板の直径は

15cm, フルスケールは $15 \frac{kg}{cm^2}$ とした。土圧計の剛さを
 載荷試験により測定した結果を表-1に示す。D1の土
 圧計については正確な実測が困難なため理論値との巾で
 示してある。

4. 試験装置及び方法

試験は図-2のフロー図に示すごとく、振動台試験
 と大型動的三軸試験の2種の方法で実施した。

(1) 振動台試験

図-3の円筒型水槽を用いて、振動台で上下方向に
 加振する試験である。土圧計は水槽底面に受圧面を上
 にして取り付け、その周囲をコンクリートで固めた。
 側壁のグラフィトグリース塗布とビニールのシール
 は地盤材料と側壁の摩擦を軽減するためのものである。
 また、水槽上部には気密の蓋を設置し、空気圧によっ
 て地盤材料表面を加圧できるようにした。

試験は図-2の順に実施した。受圧面に作用する動
 液圧と動土圧は、投入したベントナイトセメント液又
 は地盤材料が上下方向に剛体振動を行なうと見なし、
 その質量に水槽底部で測定した加速度をかけること
 によって求めた。本方法は小さな土圧を発生することができ、動的
 最小分解能試験に適した試験方法である。地盤材料には乾燥砂とベント
 ナイトセメントの2種を用いた。乾燥砂の場合には水槽上面から気密の
 蓋を設置して空気圧で砂層表面を加圧し、拘束圧を変化させること
 によって砂層の剛性を変化させた。ベントナイトセメントの場合にはそ
 の剛性が経時変化することを利用して剛性を変化させた試験を行な
 った。各試験時点で材料の弾性波速度を測定することにより求めた動弾
 性係数を表-2に示す。

(2) 大型動的三軸試験

図-4に装置の概念図を示す。本装置の基本原
 理は通常の動的三軸と異なる所はなく、砂柱の径が1m、高さ0.8m
 である。砂柱を支持する底盤はコンクリートで製作し、その表面に土
 圧計と面圧計を設置した。砂柱の上には載荷板を設置し、シリンダー
 を介して応力制御可能な動的ジャッキで動的荷重を載荷した。本
 装置を用いることにより、(1)の試験より高い拘束圧と大きな動土
 圧の領域で試験を行なうことができる。

砂柱には(1)の試験と同一の乾燥砂を用い、拘束
 圧を変化させて試験を行なった。弾性波速度の測定から求めた砂
 柱の動弾性係数を表-3に示す。

試験は図-2に示した2段階に分けて行なった。
 第1段階は砂柱下の底盤面に作用する動土圧分布を確認する
 試験で、図-5の右下に示す要領で13個の面圧計を底
 盤に配置している。第2段階では底盤の中心と周辺部に

表-1 受圧板の剛性

土圧計		D 1	D 2	D 3
剛さ	荷重 F 変形 $\Delta \delta$ ($\frac{kg}{cm^2}$)	1.78 × 10 ⁵ 6.7 × 10 ³	8.7 × 10 ⁵	4.3 × 10 ⁴
バネ定数				
変形係数	$\frac{h}{\Delta \delta} \cdot \frac{F}{A}$ ($\frac{kg}{cm^2}$)		9.8 × 10 ⁴	2.3 × 10 ³

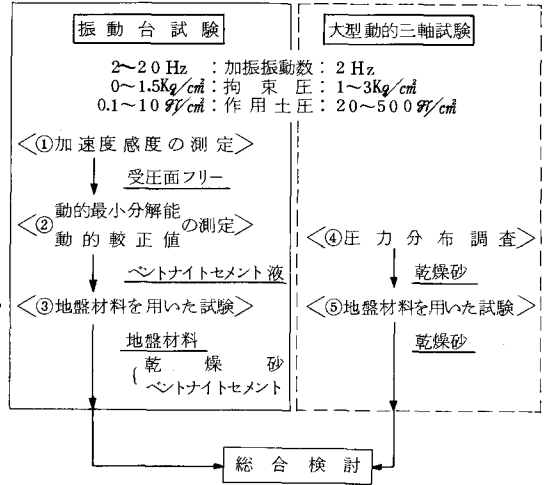


図-2 試験内容フロー図

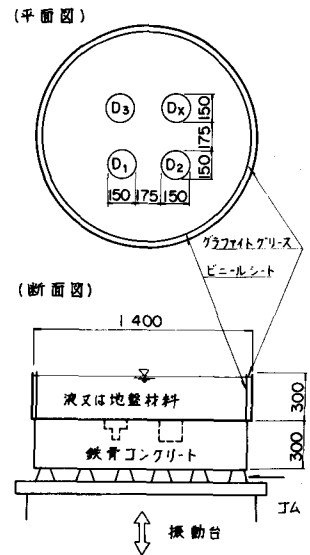


図-3 円筒型水槽

表-2 地盤材料の動弾性係数

乾燥砂 $\rho=1.689 \frac{g}{cm^3}, D_{10}=0.24, U_c=1.5, n=0.65$				
加圧力 kg/cm^2	0.2	0.5	1.0	1.5
Esd kg/cm^2	700	1100	1800	3300
ベントナイトセメント (重量比 B:4.9%, C:28.9%, W:66.2%)				
経日	1日目	3日目	5日目	7日目
Esd kg/cm^2	370	1000	2500	3400

面圧計を配置し、中間部に土圧計を配置して試験を行なった。土圧計の受圧面上に作用している動土圧（真の作用土圧）は、第1段階で得られた動土圧分布と第2段階の面圧計出力、およびロードセルと水圧計から求められる動的載荷力を勘案して決定した。

表-3 砂柱の動弾性係数

乾燥砂	$\rho = 1.6 \text{ g/cm}^3$ $D_{10} = 0.24$ $U_c = 1.5$			
拘束圧 kg/cm^2	0.5	1.0	2.0	3.0
E_{sd} kg/cm^2	1200	1850	2400	3450

5. 試験結果

(1) 加速度感度

各土圧計共に受圧面方向に加振した時に最も大きな加速度感度を示し、その出力は加速度の増加に比例して増加した。表-4が試験から得られた加速度感度（比例定数）を示したものである。D1が比較の大きな値を示しているのは検出部の部品の慣性力の影響によるものと考えられる。

表-4 加速度感度

土圧計	D1	D2	D3
加速度感度 $\text{g/cm}^2/\text{G}$	2.4	1.5	9.8

(2) 動的最小分解能及び動的較正值

加振時の液面は波もなく剛体振動をしていたものと見なし得るので投入液重量 29.97 g/cm^3 と測定加速度より動水圧を算出し、土圧計の出力と比例関係を見ることにより動的較正值を求めた。読み取りにはノイズ成分を除去し、加振振動数成分のみを読み取ることができるFFTアナライザーを用いた。この結果、各計器とも5%加振（液圧にして 0.1 g/cm^2 ）の場合まで比例関係を確認することができた。実際の地震観測では計器の設置環境も悪くなり、ケーブルの延長も長くなる。また、FFTアナライザーが適用不可でもあるので 0.1 g/cm^2 の最小分解能は期待できないが実用上の分解能は満足できると思われる。

(3) 地盤材料を用いた試験

図-6は大型動的三軸試験における拘束圧 3 kg/cm^2 の場合の誤差 (P_e/P_o) と作用動土圧 (P_o) との関係プロットしたものである。誤差は P_o の増加に関係なくほぼ一定で、D3がD1, D2に比べて大きな誤差を示した。

図-7は土圧計の誤差 (P_e/P_o) と動弾性係数 (E_{sd}) との関係プロットしたものである。振動台試験の結果については $0.5 \sim 10 \text{ g/cm}^2$ 、大型動的三軸試験の結果につい

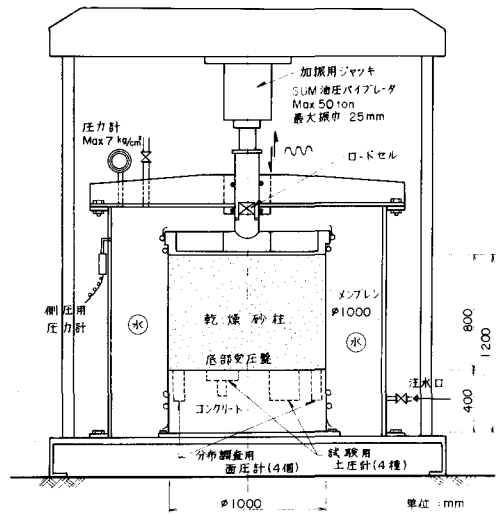


図-4 大型動的三軸載荷装置（概念図）

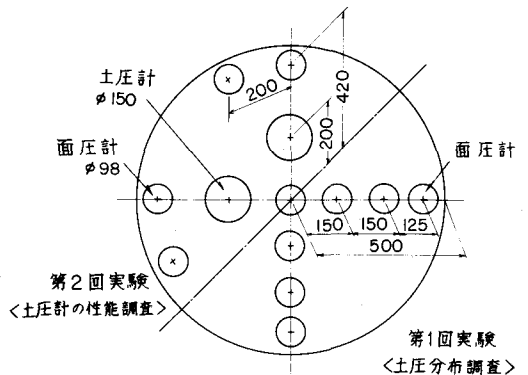


図-5 底部圧力盤図

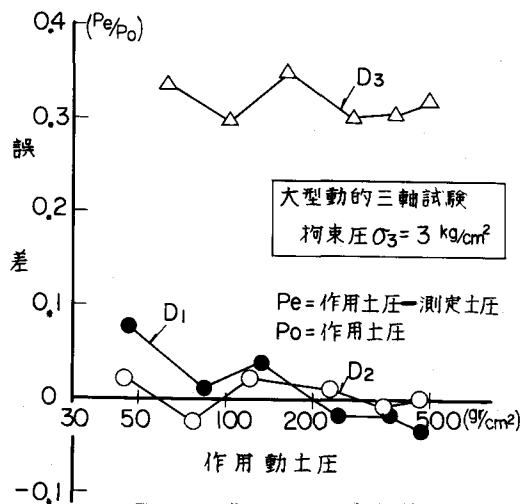


図-6 作用動土圧と誤差

ては $100\sim 500 \text{ gr/cm}^2$ の動土圧が作用した場合の誤差の平均値である。図中の曲線は Tsitovitch 等の理論誤差式に従い、各土圧計について地盤の E_{sd} と誤差の関係を求めたものである。土圧計の変形係数 (E_g) には表-1の値を用い、土圧計周囲のコンクリートの弾性定数 (E_p) は $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした。D1 については E_g の考えられる最大と最小の値で計算した曲線を示している。受圧板の比較的タワミ易い D3 の場合は E_{sd} が増加するほど誤差が増す傾向が明らかに現われており、理論値との対応も良い。D1 と D2 については振動台試験の砂の場合に誤差が大きくなっているが、他の試験の場合の誤差が小さいことからみて、計器特性による誤差ではなく実験誤差によるものと思われる。

理論値と実験結果の両者を考慮すると、誤差の少ない土圧計は D2, D1, D3 の順になる。

(4) 振動数特性

振動台試験におけるベントナイトセメント経日3日目に振動数を $2\sim 20 \text{ Hz}$ に変化させ、出力の変化を測定した。図-8 は 2 Hz で加振した時の測定土圧を基準として各振動数における測定土圧の変化を示したものである。土圧計 D1, D2 の出力が振動数の増加と共に増加する傾向を示すが、実験誤差の範囲と思われる。

6. 結 論

(1) 2次ダイヤフラム方式 (D1) とロードセル方式 (D2) の土圧計が優れた特性を示し、一般的な沖積地盤 ($V_s < 300 \text{ m/sec}$, N 値 < 20 程度) の剛性であれば使用可能である。

(2) 動的最小分解能は各方式とも充分にあった。

(3) $2\sim 20 \text{ Hz}$ の範囲で特異な振動数特性は認められなかった。

(4) 1次ダイヤフラム方式 (D3) の土圧計は受圧板の剛性が不足していた。今回の試験に用いた計器は 6 mm の鋼板を用いて特に剛性を高めたものであるが不十分であり、この方式は動土圧計に不適である。

(5) D1 の土圧計は加速度感度が大きい、検出器部分の設計を修正すれば改善可能と思われる。

(6) Tsitovitch 等の理論誤差式によって、壁面動土圧計の誤差を評価することが可能と思われる。

(7) 本研究では埋設方法について検討していない。今後の課題としたい。

< 参考文献 >

Tsitovitch N. A. and Baranov, D. S. : On the Accuracy of the Method for Direct Pressure Method for Direct Pressure Measurements in Soils, Proc. of the 5 the Jnt. Conf. on SMFE Vol III. PP 337~338, 1961

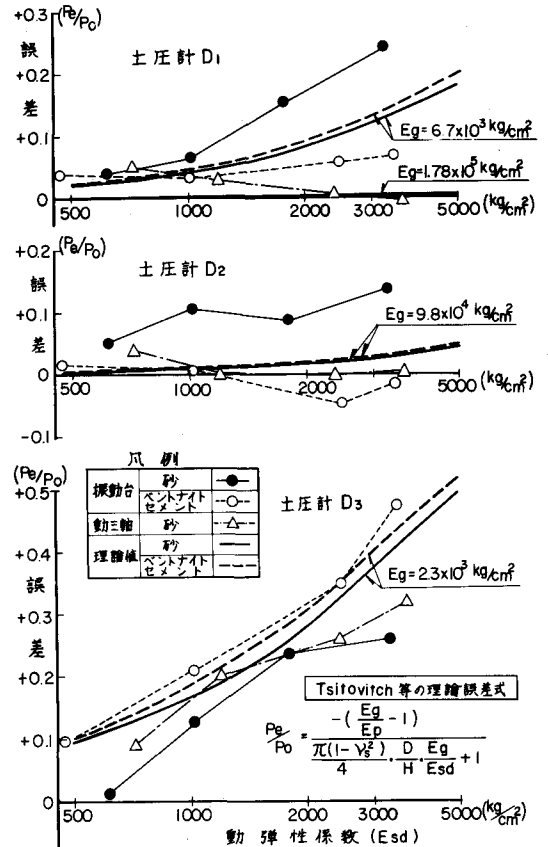


図-7 動弾性係数と誤差

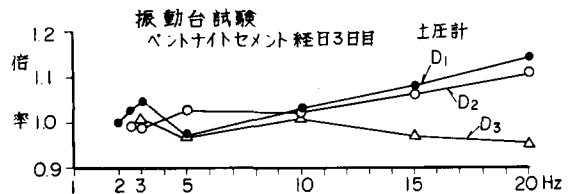


図-8 振動数特性