

(61) 液状化する砂質地盤と杭基礎の模型振動実験

建設省土木研究所 正員 常田 賢一  
 〇 木全 俊雄  
 〇 後藤 勝志

1. まえがき

本文は、砂質地盤の液状化と杭基礎構造物の動的応答特性を明らかにし、地盤の耐震性調査並びに基礎構造物の耐震設計に反映させることを目的として、大型振動台を用いた実施した模型振動実験の結果を報告するものである。

2. 実験方法

実験は土木研究所の振動実験施設内の大型振動台(6m x 8m)を用いて実施した。この振動台上に大型実験土槽(6m x 3m x 2m)を塔載し、土槽内に杭基礎構造物を設置するとともに、豊後標準砂による飽和砂地盤模型を作成した。模型の概要を図-1に示す。地盤模型は水中への自然落下により作成されたゆるい詰め地盤であり、初期高さは約95cmである。また、杭基礎模型は固有振動数と杭長を変えた4種とした。加振方向は水平一軸方向であり表-1に示すように、7Hzの定常正弦波で台加速度を8段階に変えて加振した。加振時の地盤および杭基礎の応答特性は図-1のように設置した検出器により計測した。

3. 実験結果

加振前に対する地盤模型の梁さ方向の沈下率(全層厚に対する表面沈下の割合)および沈下量に基づいて推算した間隙比(e)、相対密度(Dr)、乾燥密度( $\gamma_d$ )および湿潤密度( $\gamma_w$ )の結果を図-2に示す。図-3は各加振段階ごとの静的コーン貫入試験結果である。同図から液状化による密度化が下層から進行すること、同一加速度での再加振でも密度化が進行すること、入力加速度が大になると密度が増加する層の範囲がより狭くまた広がることなどがわかる。また、地盤の応答加速度( $\alpha$ )、過剰間隙水圧(u)、杭頭変位(d)および杭頭の加速度応答倍率(B)の加振中の時間変化特性結果の一例を図-4に示す。同図は全層にわたって完全液状化が発生した加振段階の結果である。地盤が液状化するとせん断抵抗がなくなるため、地盤の応答加速度は小さくなるが、この現象は上層から進行することがわかる。

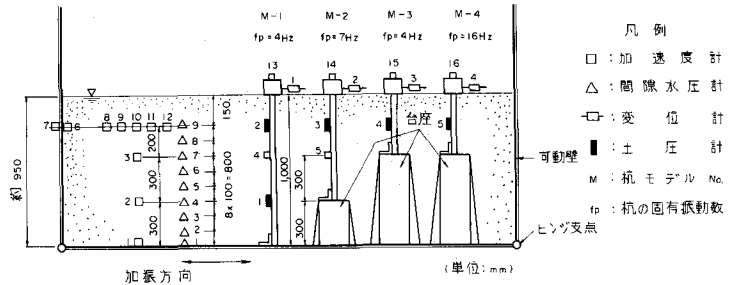
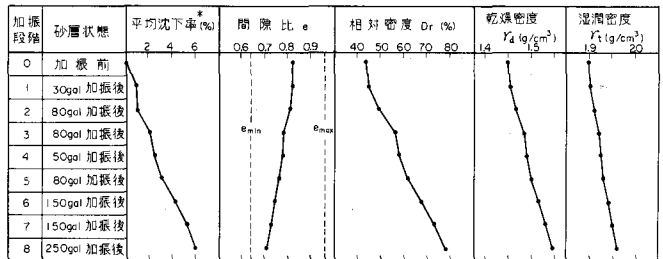


図-1 実験模型および計測の概要

表-1 加振方法

加振段階	入力波形	振動数	入力加速度
0	加振前		
1	30gal 加振後	7Hz	30 gal
2	80gal 加振後		80 gal
3	80gal 加振後		80 gal
4	50gal 加振後		50 gal
5	80gal 加振後		80 gal
6	150gal 加振後		150 gal
7	150gal 加振後		150 gal
8	250gal 加振後		250 gal



\*: 平均沈下率 = 表面沈下量 / 全層厚

図-2 地盤模型の特性

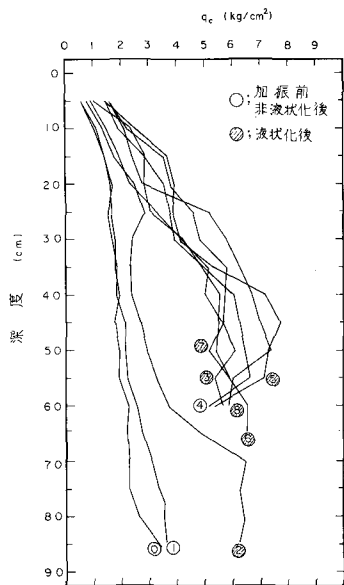
また、過剰間隙水圧は上層部より順にピークに達しており、過剰間隙水圧の発生特性からも液状化が上層から始まることわかる。さらに、過剰間隙水圧の最大値は、各深度とも(1)式で計算される加振前の有効上載圧にほぼ等しい値を示しており、完全液状化時には有効上載圧がゼロになることがわかる。

$$\sigma_v' = (\gamma_t - \gamma_w) z \quad \text{----- (1)}$$

ここに  $\sigma_v'$ : 有効上載圧 ( $\text{g/cm}^2$ )、  $\gamma_t$ : 地盤の湿潤密度 ( $\text{g/cm}^3$ )、  $\gamma_w$ : 水の単位重量 ( $= 1.0$ ) ( $\text{g/cm}^3$ )

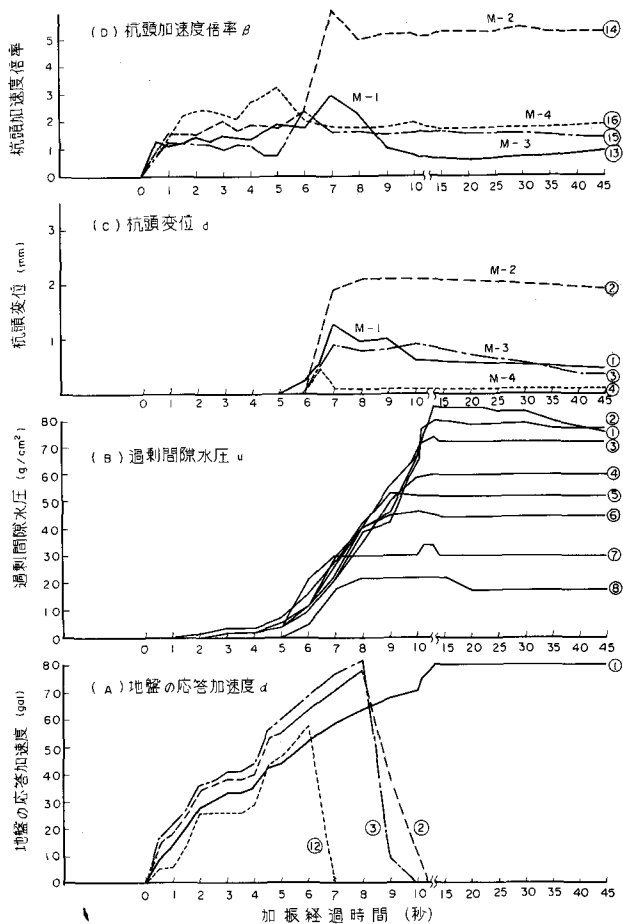
$z$ : 検出器の地表面からの深度 (cm)

C図の杭頭変位については、表層部の地盤加振度が低下を始めたいかゼロになるまでの間に応答量が急増する。応答量はM-1が最も大きく、M-2、M-3は同程度であり、M-4は最も小さい。杭頭加速度倍率については、その応答は加振直後から始まり、ピーク値の発生時刻および応答量の大小は杭頭変位と類似した結果を示す。



・図中の番号は図-2の加振段階に対応

図-3 静的コーン貫入試験結果



・図中の番号は図-1の検出器の番号に対応

図-4 実験結果例(加振段階2, 80gal入力, 完全流動化)

#### 4. 考察

##### 1) 地盤液状化の範囲と杭頭変位

過剰間隙水圧の発生量による地盤液状化の程度を  $L_u (= \Delta u / \sigma_v')$  と定義し、杭基礎構造物の杭頭変位に及ぼす地盤液状化の範囲の影響を調べた。図-5は全層にわたり完全液状化した一例として、加振段階2について  $L_u$  の深度分布の時間変化を示したものである。ここでは、地表面より  $L_u = 1.0$  の層の最下面までを完全液状化層の範囲とした。また、液状化層の範囲とその時刻における杭頭の応答変位との関係はM-2の杭基礎模型について示したのが図-6にある。ここでは加振前の全層厚 ( $H_0$ ) に対する完全液状化層厚 ( $H_L$ ) と液状化範囲を示した。同図によれば  $H_L/H_0$  が増加するに伴い杭頭変位が増大するが、 $H_L/H_0$  がある値に達するとその後全層が完全液状化する場合

( $H_L/H_0 = 1.0$ )に至るまで、抗頭変位の増加はほとんど見られなくなる事がわかる。これは、完全液状化がある程度の深さまで進むと、杭の固有振動数が既に入力振動数の $\Gamma$ にほぼ等しくなる程度まで低下して共振現象を起していると考えられる。

2) 地盤の強度と液状化発生地盤加重後の関係

図-7は、各地盤の応答加速度( $\alpha_g$ )と加振前の地盤のコンクリート貫入抵抗値( $q_c$ )との関係を実験時の完全液状化層と非完全液状化層に区別して示している。同図によれば、同一の $q_c$ 値であっても $\alpha_g$ の値により完全液状化の有無が生ずることがわかる。また、同一加速度 $\alpha_g$ であっても $q_c$ の値によって液状化発生の有無が異なることがわかる。ただし、この関係は $N$ 値が小さい領域( $N < 2$ )に相当するものである。また、地盤の動的せん断強度( $R_d$ )と地盤の応答加速度( $\alpha_g$ )との関係を示すと図-8のようになる。ここで、 $R_d$ は後述する地盤の液状化の簡易判定法(A法)により算出した地盤の動的せん断強度比 $R$ に等しい。

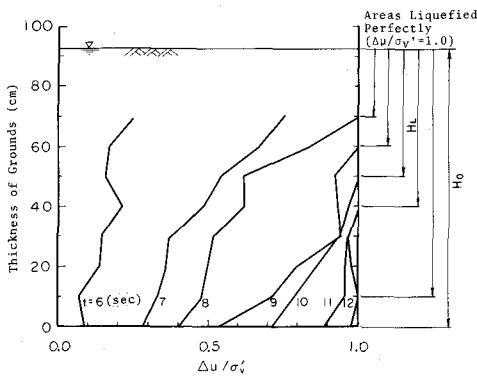


図-5 地震液状化程度の変化例(加振段階による)

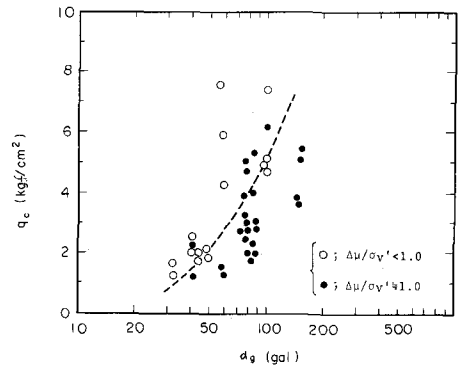


図-7 地盤加速度と静的コンクリート貫入抵抗値の関係

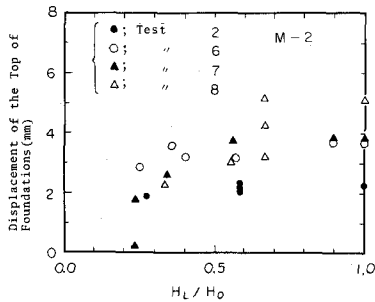


図-6 地盤液状化の範囲と抗頭変位の関係例(杭基礎模型M-2)

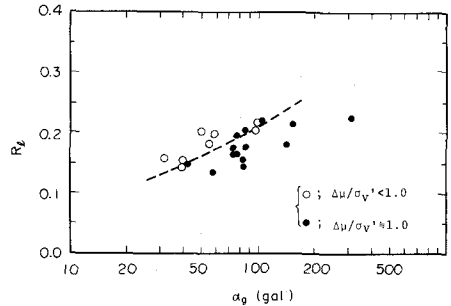


図-8 地盤加速度と動的せん断強度の関係

3) 地盤の液状化現象と $N$ 値の判定

道路橋示方書V耐震設計編<sup>3)</sup>に規定された液状化の判定法を今回の模型地盤に適用して、模型地盤の耐震性を検討するにともな、本実験結果との対応づけを行い、液状化判定法の妥当性についての検討を行った。

初期砂層高30cm、60cmおよび80cmの3梁度において、(2)式で定義する液状化に対する抵抗率( $F_L$ )を求めた。

$$F_L = R/L \quad \text{----- (2)} \quad \text{ここに、} R: \text{動的せん断強度比、} L: \text{地震時せん断応力比}$$

ここで、 $R$ の推定は、耐震設計編の(3.7.1)~(3.7.2)式により行い、その計算に必要な $N$ 値はコンクリート貫入試験による貫入抵抗値 $q_c$  (kg/cm<sup>2</sup>)を用いて、(3)式により推定した。

$$q_c = 4N \quad \text{----- (3)}$$

室内模型振動実験での模型地盤は、有効上載圧および $N$ 値が原地盤と比較してかなり小さい。そこで、他の

推定法として(4)式を用いた推定を行った。

$$R = 0.0042 D_r \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 $D_r$ : 相対密度 (%)

(4)式の関係は、いわゆるきれいな砂について実験的に確認されているものである。

ここで(3.7.1)~(3.7.2)式により  $R$  を求める場合をA法とし、(4)式による場合をB法とよぶことにする。

また、 $L$ は耐震設計編(3.7.3)式により推算した。

図-9および図-10は $L$ および地盤内の発生過剰間隙水圧と地盤内加速度の時間変化を対比した例であるが、図-9は加振段階1で完全液状化に至らない場合であり、図-10は全層にわたり完全液状化した加振段階2の場合である。

これらの図から液状化の発生していない段階1での $L$ 値は1.0より大きく、それに対して液状化の発生している段階2の $L$ 値は1.0以下であり、両者の間には明確な差異があるのがわかる。

図-11は全加振段階において、初期砂層高30cm, 60cmおよび80cmの3層度の砂地盤の液状化の程度とA法により求めた $L$ の関係を示したものである。ここで地盤の液状化の程度は前述の $L$ で定義した。同図によれば、 $L$ の分布に幅があるものの、液状化の程度が進行するに従って $L$ 値が減少する。そして、このデータにおいては、その変化特性を图中的実線が代表させることが出来る。これより、 $L$ が0.5以上になると $L$ が1.0以下となり、 $L$ が1.0の場合の $L$ は0.6程度になることがわかる。

5. あとがき

本実験は土木研究所の大型振動台を用いた最初の実験であるが、今までに実施してきたこの種の実験結果と比較して、現象的に異なるものはなく、妥当な結果を得ることができた。

現在のところ、実際の構造物の耐震設計においては、液状化に対する抵抗力( $L$ )の値を元にして土質定数を低減することにより対応しているが、今後、種々の地盤条件、構造物における模型振動実験を実施することにより、液状化時の構造物の挙動をより合理的な形で耐震設計に反映させてゆく所存である。

参考文献

1. 岩崎、菅田、吉田、後藤：砂質地盤の液状化および杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験、土木研究所資料 第1605号、1980.8
2. 栗林：地震防災技術研究会建設、土木技術資料Vol.22, NO.1, 1980.1
3. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、昭和55年5月
4. 大橋、岩崎、龍岡、菅田：東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査、土木研究所資料第1170号、昭和51年9月

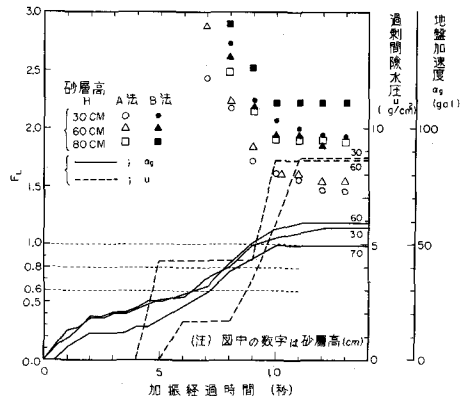


図-9 地盤の非液状化と $L$ の関係例(加振段階1)

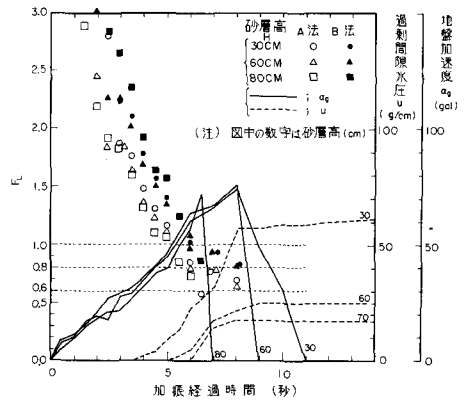


図-10 地盤の液状化と $L$ の関係例(加振段階2)

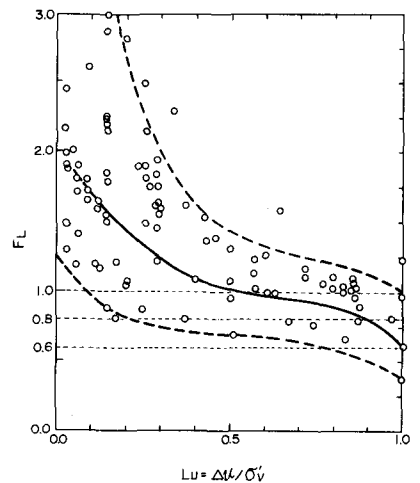


図-11 地盤液状化の程度と $L$ の関係