

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1167

December 2007

地震動継続時間の違いによる砂地盤の液状化に関する振動台実験

金田 一広
山崎 浩之
永野 賢次

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 水平堆積砂地盤の振動台実験	4
2.1 振動台実験の概要	4
2.2 振動台実験の結果	6
2.3 水平堆積砂地盤の振動台実験のまとめ	8
3. 水平堆積砂地盤の振動台実験の数値解析	8
3.1 SYSカムクレイモデルの概要	9
3.2 解析条件	9
3.3 解析結果	10
3.4 水平堆積砂地盤振動台実験の数値解析のまとめ	11
4. ケーソン式岸壁地盤の振動台実験	14
4.1 振動台実験の概要	14
4.2 振動台実験の結果	15
4.3 側方流動発生メカニズム	19
4.4 ケーソン式岸壁地盤の振動台実験のまとめ	21
5. 結論	21
6. あとがき	22
謝辞	22
参考文献	22
付録	24

Shaking Table Test on the Liquefaction Considering Different Earthquake Continuation Time

Kazuhiro KANEDA*
Hiroyuki YAMAZAKI**
Kenji NAGANO***

Synopsis

The continuation time is relatively long during a major subduction-related earthquake such as the expected Tokai and Tonankai Earthquake; in this case, it is predicted to cause shaking for longer than 1 minute. Further investigation about the influence which an earthquake motion with long continuation time has on the present liquefaction judgment is therefore required. It is speculated that the liquefaction resistance of soil decreases with long continuation time; i.e., with the number of shocks imparted to the soil. However, pore water is also drained from the soil at the same time, which is expected to lead to increased liquefaction strength. The aim of this study was to make some basic observations of the properties of sand during liquefaction in a shaking table test.

A horizontal sand substrate was laid in both loosely and densely packed (dense) configurations and subjected to table vibrations. The loose sand showed a prolonged excess pore-pressure ratio after liquefaction, while the pore pressure showed a rapid decline in the dense sand soon after the onset of vibration. There was a degree of dependence on maximum acceleration rate, but the collapse of pore pressure showed some delay with increasing earthquake continuation time; settlement also tended to increase with continuation time.

A soil-water coupled static/dynamic analysis was carried out to simulate the shaking table test using an SYS Cam clay model that incorporated variations in soil structure (i.e., structure, overconsolidation, and anisotropy). This model was presented at **GeoASIA**. The results of the analysis showed some agreement with the time history of settling and pore pressure during and after vibration.

A caisson-type quay wall model was also constructed on the shaking table, and soil liquefaction and caisson displacement were observed with varying durations of earthquake continuation time.

Caisson shifting due to lateral flow was observed after vibration for short continuation times on loose bases. This was caused by a sustained high excess pore pressure ratio after liquefaction of the backfill. Continuation time influenced the results in a dense substrate to a greater degree than in a loose substrate. Irregular wave experiments also showed that caisson displacements were affected by continuation time and maximum acceleration rates, in addition to other factors. Density was also shown to affect the conversion of irregular waves into sinusoidal waves.

Key Words: liquefaction, earthquake continuation time, shaking table test, pore pressure, Caisson type quay wall, lateral flow

* Research Engineer of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Chief of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

*** Research Engineer of Soil Dynamics Laboratory, Geotechnical Engineering Division
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-445054 Fax : +81-468-440618 e-mail:kaneda@pari.go.jp

地震動継続時間の違いによる砂地盤の液状化に関する 振動台実験

金田 一広*
山崎 浩之**
永野 賢次***

要 旨

今後発生が懸念される東海・東南海地震のような海溝型巨大地震は、地震動の継続時間が長くなり、1分を越えると予測されている。このような継続時間の長い地震動が現行の液状化判定にどのように影響するか検討が必要である。継続時間が長くなると地盤に衝撃を与える回数が増すため、液状化抵抗が下がることが予想される。一方で、継続時間が長くなると間隙水が排水され液状化強度が増加することも予想される。本研究では、継続時間の違いによる砂地盤の基本的な液状化特性を把握することを目的として小型振動台実験を行い、以下のような知見を得た。

まず、水平に堆積された砂地盤を作製し、ゆるい地盤と密な地盤を対象に振動台実験を行っている。ゆるい地盤は液状化後に高い過剰間隙水圧比がしばらく続くが、密な地盤は加振中・加振後すみやかに過剰間隙水圧の消散が見られる。最大加速度の違いもあるが、継続時間が長くなると過剰間隙水圧の消散が遅れ、地盤の沈下量も増加する傾向にある。

骨格構造（構造・過圧密・異方性）が考慮できるSYSカムクレイモデルを搭載した水～土連成動的／静的有限要素解析（解析コード：GEOASIA）を用いて、振動台実験をシミュレートした。その結果、加振中・加振後に排水による地盤の沈下ならびに間隙水圧の時刻歴応答についてある程度の整合性が得られた。

ケーソン式岸壁の振動台実験を行い、継続時間の違いによる砂地盤の液状化およびケーソンの変位について調べた。ゆるい地盤で継続時間の短い場合には、加振終了後に側方流動によるケーソンの変動が観測された。これは、裏込め砂が液状化して高い過剰間隙水圧比がしばらく続くことに起因することを示した。ゆるい地盤より密な地盤ほど継続時間の影響があることを示した。また、不規則波での実験を行った結果、ケーソンの変位は継続時間、最大加速度などに影響があり、また、不規則波を規則波に換算するには密度の影響もあることも示した。

キーワード：液状化，地震動継続時間，振動台実験，間隙水圧，ケーソン式岸壁，側方流動

* 地盤構造部動土質研究室研究官

** 地盤構造部動土質研究室室長

*** 地盤構造部動土質研究室研究員

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

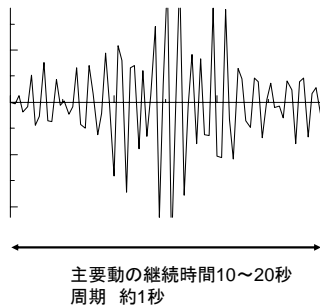
電話：0468-44-5054 Fax：0468-44-018 e-mail:kaneda@pari.go.jp

1. まえがき

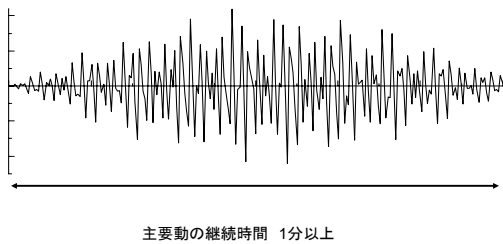
今後数十年の間で、東南海・南海地震のような海洋プレート境界型の巨大地震の発生が懸念されており、また、このような地震の特徴は、長周期でかつ継続時間が長いといわれている。今まで対象としてきた地震動は主要動の継続時間が10秒から20秒で、波数は20回程度のものであった。図-1(a)に概念図を示す。また、図-2に示すように、現行の繰返し三軸試験結果を用いた液状化判定では、液状化曲線で繰返し回数20回の液状化抵抗を液状化判定基準にとっている。ところが、図-1(b)に示すように、このような巨大地震では主要動の継続時間が1分を超えるものが想定されており、波数が増加すると同時に、地震時および地震後の排水による液状化抵抗の増加も考えられる。

そこで本研究は、振動台実験を用いて継続時間の違いによる砂地盤の液状化の違いについて検討することを目的としている。次の3点について検討を行った。

- (1) ゆるい地盤、密な地盤の2種類の水平堆積砂地盤を作製し間隙水圧に着目して液状化特性について調べた。
- (2) 水平堆積砂地盤において、水～土連成動的／静的有限要素計算を行い、加振中・加振後の砂地盤の沈下について検討した。



(a) 地震動



(b) 予想される地震動

図-1 対象地震動

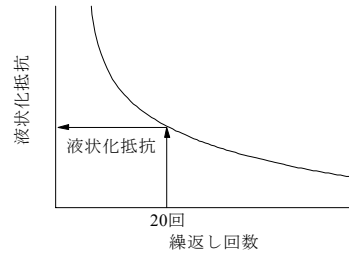


図-2 液状化抵抗曲線

(3) ゆるい状態と密な状態の2種類の裏埋め地盤をもつケーソン式岸壁砂地盤を作製し、地震動継続時間の違いによる液状化、ケーソン変位について調べた。

また、ゆるい地盤で加振時間が短い場合は、加振終了後にケーソンの変位（側方流動）が観測されたので、簡単なモデルでこの発生メカニズムを検討している。

2. 水平堆積砂地盤の振動台実験

2.1 振動台実験の概要

(1) 用いた試料

用いた試料は、相馬6号砂で、物理特性は表-1に示す。土粒子密度 $\rho_s=2.656 \text{ g/cm}^3$ 、最大密度 $\rho_{dmax}=1.513 \text{ g/cm}^3$ （最小間隙比 $e_{min}=0.755$ ）、最小密度 $\rho_{dmin}=1.147 \text{ g/cm}^3$ （最大間隙比 $e_{max}=1.316$ ）である。また、透水係数 k は地盤の密度の影響をやや受けるが、 $k=1.0 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。図-3に粒径加積曲線を示す。

表-1 相馬6号砂の物理特性

土粒子密度 $\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	最大乾燥密度 $\rho_{dmax} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	最小間隙比 e_{min}
2.656	1.513	0.755
	最小乾燥密度 $\rho_{dmin} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	最大間隙比 e_{max}
	1.147	1.316

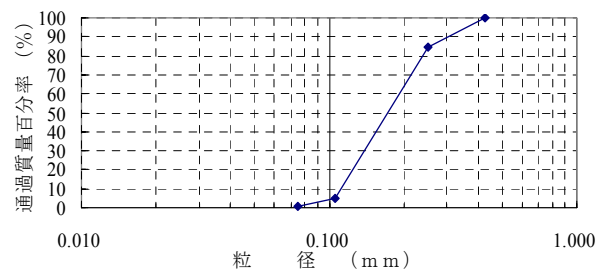


図-3 粒径加積曲線

(2) 試験方法

実験土層の概要を図-4に示す。振動箱の下部に層厚150mmの碎石層を基盤層として設けその上に砂を十分に締固めて200mmの基礎地盤を作製した。基礎地盤の上に、Dr(相対密度)50,60,70,80および90%の地盤を作製した。作製方法は各相対密度で50mmごとに堆積させるのに必要な砂の重量をあらかじめ計算し、それを水中落下法で堆積させ、水平方向に振動を与えて砂の層厚が50mmになるようにした。その工程を4回行い、200mmの地盤を作製した。図-4のように間隙水圧計、加速度計を設置し、地表面の沈下は加振後にアクリルの土槽の外側から計測した。図-5に入力加速度を示す。周波数20Hz、振幅100,200Gal、継続時間1秒の正弦波と、3つの不規則波(最大加速度160,487,137Gal)とした。図-6に不規則波の振幅特性を示す。最大加速度の60%以上の加速度の波数を示したものである。不規則波1(a)は1秒以内に最大振幅の60%が発生しているが、次に述べる不規則波2,3に比べ波数は少ない。この地震波は通常よく使われるものである。不規則波2(b),3(c)は5秒以上続く地震波で不規則波2は最大振幅が大きく加振3秒以内に最大振幅の60%以上波が集中している。一方、不規則波3は2に比べて最大振幅は小さく最大振幅の60%以上の波は加振後2秒から4秒の間に集中している。不規則波2,3は本研究で用いた継続時間の長い地震波である(金田ら(2007))。

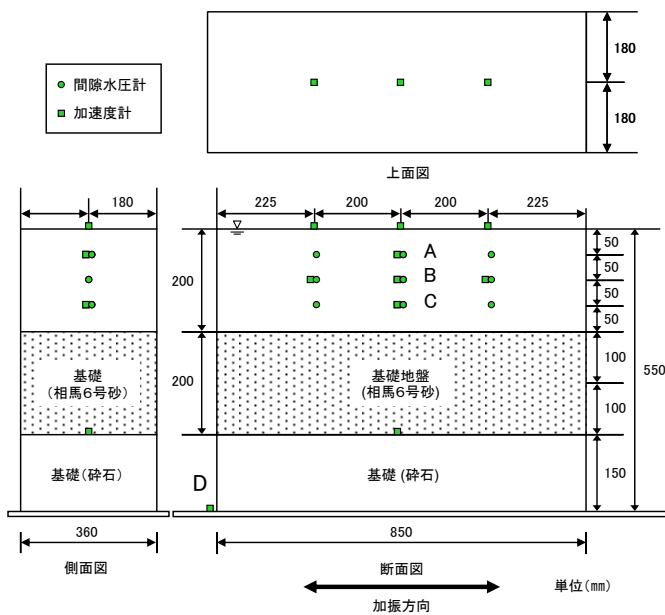


図-4 実験土層

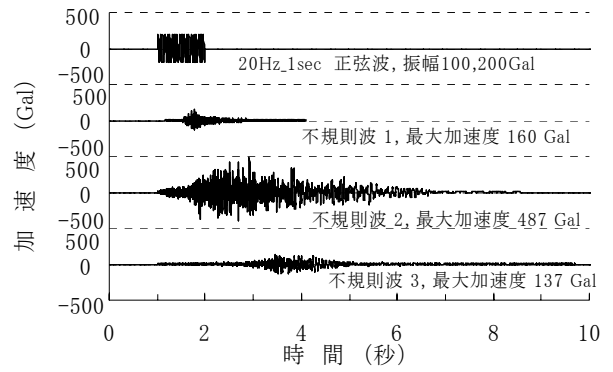
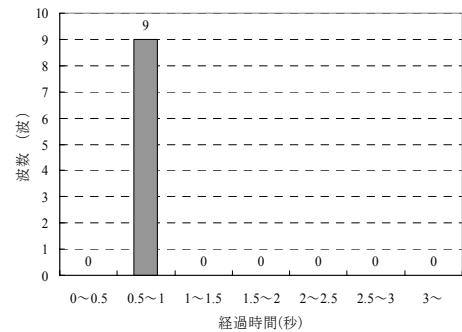
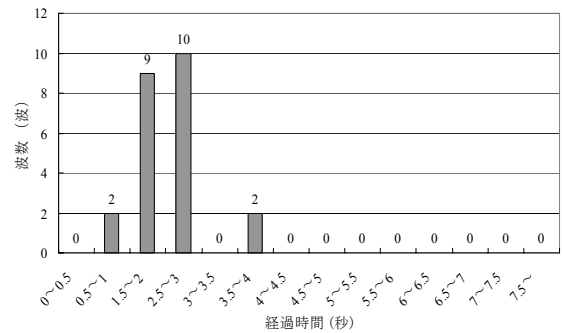


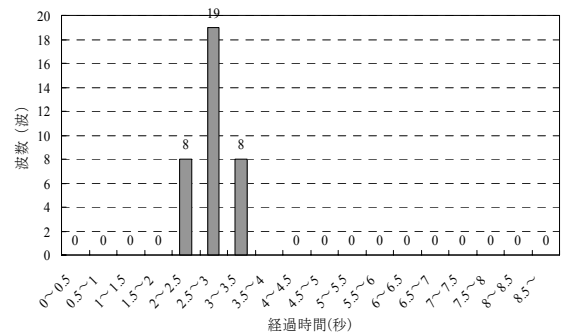
図-5 入力加速度



(a) 不規則波1



(b) 不規則波2



(c) 不規則波3

図-6 不規則波の振幅特性

(3) 実験ケース

表-2 に試験ケース, 表-3 に縮尺 (香川(1978))を示す. 表-3 から模型縮尺は 1/50 である. したがって, 液状化の可能性のある砂地盤は実験では 20cm であるが, 実物では 10m の層厚の砂地盤となっている. また, 実時間では不規則波 1 は 30 秒程度のもので, 不規則波 2, 3 は約 90 秒の継続時間である. また, 正弦波の周波数については実際では約 1Hz となる.

表-2 試験ケース

ケース	地盤の状態	入力波
ケース1	Dr 50 %	正弦波 100Gal
ケース2	Dr 80 %	正弦波 200Gal
ケース3	Dr 50 %	不規則波1
ケース4	Dr 80 %	不規則波1
ケース5	Dr 50 %	不規則波2
ケース6	Dr 80 %	不規則波2
ケース7	Dr 50 %	不規則波3
ケース8	Dr 80 %	不規則波3
ケース9	Dr 60 %	不規則波2
ケース10	Dr 70 %	不規則波2
ケース11	Dr 90 %	不規則波2

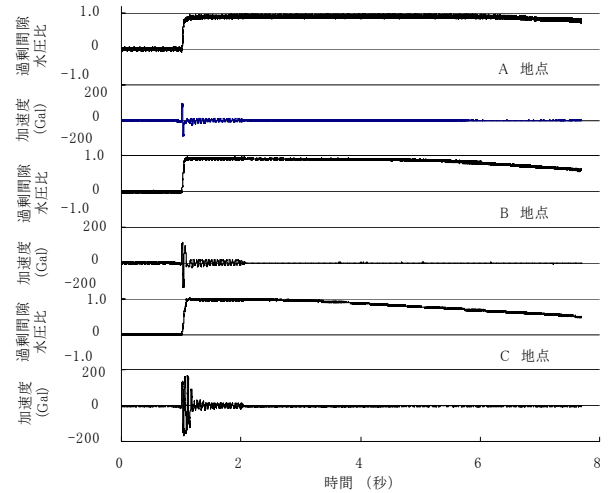
表-3 縮尺

	実物/模型
距離	50
時間	50 ^{3/4}
加速度	1
質量密度	1

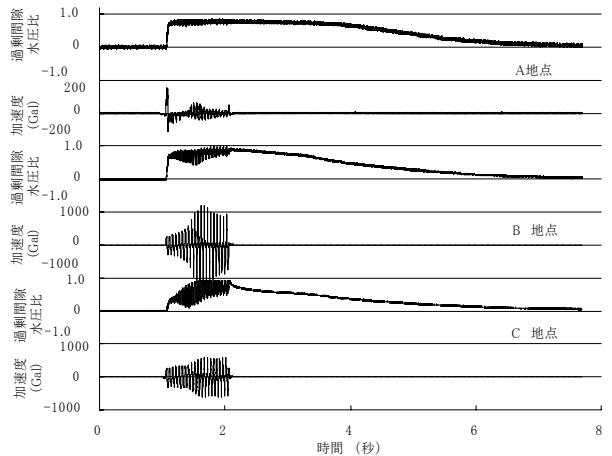
2.2 振動台実験の結果

(1) 正弦波の場合

図-7 (a)はDr 50% の地盤に振幅100 Galの正弦波を加振させた時 (ケース1) の, (b) はDr 80% の地盤に振幅200 Galの正弦波を加振させた時 (ケース2) の図-4のA, BおよびC点での過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)と加速度の時刻歴を示す. 以下, 過剰間隙水圧比が0.95を超えたときを液状化と定義する. Dr 50% の地盤はどの深度でも加振後すぐに液状化し, 加振終了後も高い水圧を保ちながら徐々に消散している. Dr 80% の地盤は, 深い位置にあるB, C地点で加振後に液状化するが, その後すみやかに消散している. 密な地盤とゆるい地盤は液状化後の間隙水圧の消散に違いが見られる.



(a) Dr 50%の地盤 (ケース1, 正弦波, 100 Gal)

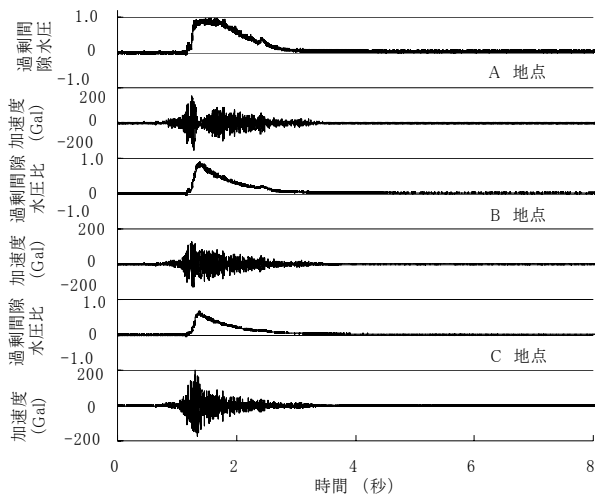


(b) Dr 80%の地盤 (ケース2, 正弦波, 200 Gal)

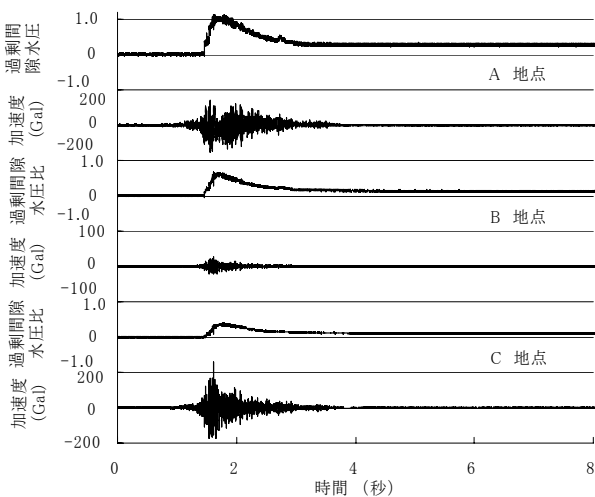
図-7 過剰間隙水圧比・加速度の時刻歴

(2) 不規則波の場合

図-8に不規則波1を加振させた時の, (a) ケース3 (Dr 50%), (b) ケース4 (Dr 80%) の地盤の図-4のA, B およびC点の過剰間隙水圧比, 加速度の時刻歴を示す. 最大過剰間隙水圧比はDr 50%の時はA, B, Cの順で, 0.98, 0.90, 0.68, Dr 80%の時は1.11, 0.67, 0.40となり, 上の砂層のみ液状化している. どちらの地盤も過剰間隙水圧は加振と共に上昇し, 加振終了前から消散が始まる.



(a) Dr 50%の地盤 (ケース3)

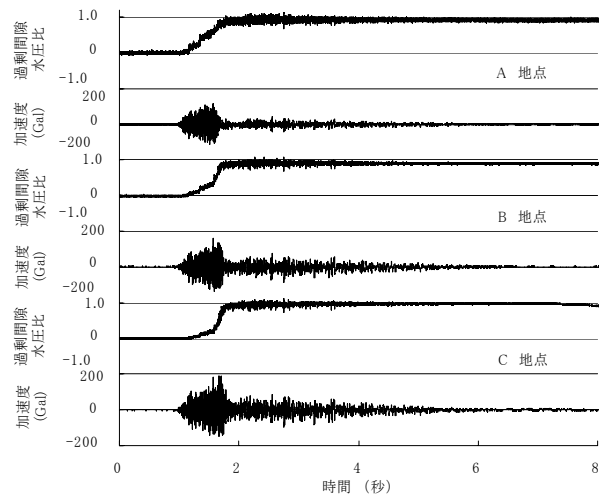


(b) Dr 80%の地盤 (ケース4)

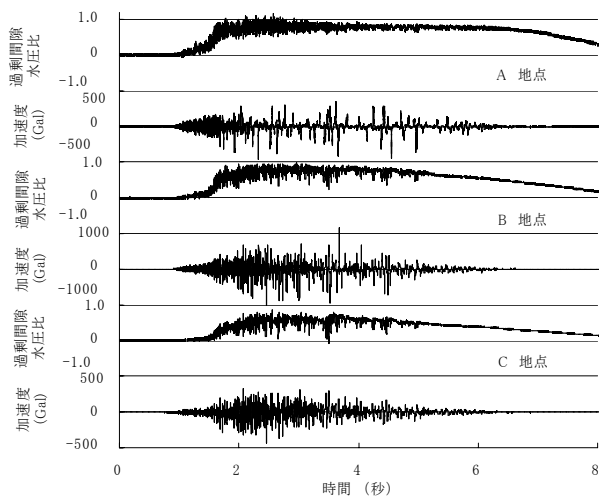
図-8 過剰間隙水圧比・加速度の時刻歴 (不規則波1)

図-9に不規則波2 (ケース5, 6) を, 図-10に不規則波3 (ケース7, 8) を加振させた時の (a) Dr 50%, (b) Dr 80%の地盤の過剰間隙水圧比, 加速度の時刻歴を示す. Dr 50%の地盤は不規則波2, 3とも加振後に液状化して, 高い過剰間隙水圧比を保持した状態がしばらく続く. 不規則波3は最大振幅が加振後1秒たって出現するため, 時間的に遅れて過剰間隙水圧の上昇がみられる. 一方, Dr 80%の地盤は加振時に徐々に過剰間隙水圧比が上昇し, 不規則波2, 3とも比較的上部のAおよびB地点で液状化する. これは, 加振中・後に地盤の深部から過剰間隙水圧の消散が始まり, 上部に伝達されるためである. さらに, どの地点においても加振中に間隙水圧の消散が見られる. この場合もDr 50%の場合と同様に, 不規則波3は遅れて過剰

間隙水圧の上昇が見られる. 密な砂地盤ほど加振中, 加振後の過剰間隙水圧の消散が早いことが分かる. また, 継続時間の長い不規則波2, 3は不規則波1に比べて間隙水圧の消散が全体的に遅い傾向にあるといえる.



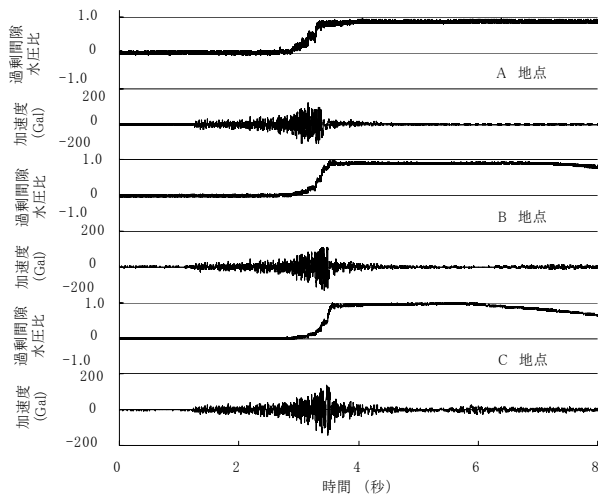
(a) Dr 50%の地盤 (ケース5)



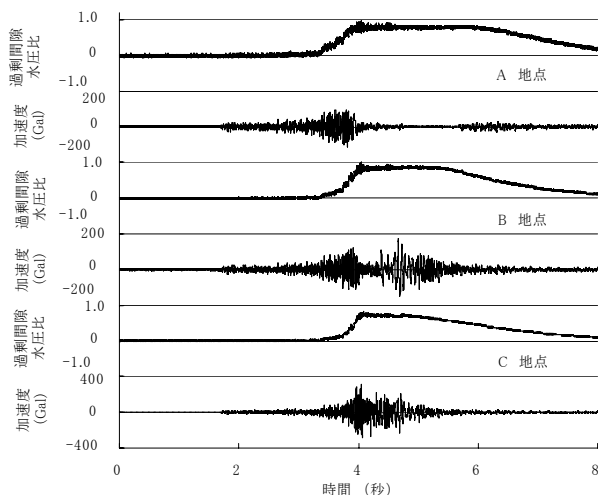
(b) Dr 80%の地盤 (ケース6)

図-9 過剰間隙水圧比・加速度の時刻歴 (不規則波2)

表-4にこれらの試験の地表面の平均の沈下量を示す. 最大振幅の大きい不規則波2のケース5, 6の沈下量が大きくなっている. ただ, 不規則波1のケース3, 4についてDr 80%の地盤の方が若干沈下量が大きくなっているが, 計測の誤差であると考えられる. 不規則波1 (ケース3, 4) と不規則波3 (ケース7, 8) の最大加速度はほぼ同じであるが, 不規則波3の沈下量が大きいのは, 不規則波3の方が継続時間が長いと考えられる.



(a) Dr 50%の地盤 (ケース7)



(b) Dr 80%の地盤 (ケース8)

図-10 過剰間隙水圧比・加速度の時刻歴 (不規則波3)

表-4 地表面沈下量

ケース	地盤の状態	沈下量の平均(cm)	ひずみ(%)
ケース1	Dr 50 %	-0.16	0.8
ケース2	Dr 80 %	-0.1	0.5
ケース3	Dr 50 %	-0.03	0.15
ケース4	Dr 80 %	-0.05	0.25
ケース5	Dr 50 %	-0.35	1.75
ケース6	Dr 80 %	-0.18	0.9
ケース7	Dr 50 %	-0.17	0.85
ケース8	Dr 80 %	-0.07	0.35

次に、地盤の密度の影響について調べる。図-11に不規則波2で加振させた時の、Dr 50, 60, 70, 80 および90% (ケース5, 6, 9, 10, 11) の図-4のB点 (10cmの深度) の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。どの相対密度でも液状化しているが、相対密度が大きく密な地盤になるほど間隙水圧の消散が早く始まり、Dr 80と90%では加振中からの間隙水圧の消散がみられる。

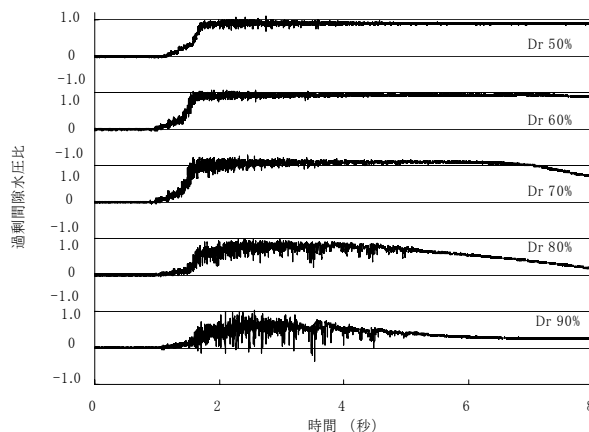


図-11 過剰間隙水圧比の時刻歴 (地盤の密度の違い)

2.3 水平堆積砂地盤の振動台実験のまとめ

振動台実験を行い、水平堆積砂地盤の液状化特性について調べた。ゆるい地盤は液状化した後、高い間隙水圧比を保つ。一方、密な地盤は加振中・加振後に過剰間隙水圧の消散が早い。加振の継続時間が長くなると地盤の密度によらず過剰間隙水圧の消散が遅れ、沈下量は大きくなる。なお、不規則波については最大加速度の違いで液状化に影響があると考えられるが、詳細については今後の課題としたい。

3. 水平堆積砂地盤の振動台実験の数値解析

本研究の数値解析では名古屋大学地盤力学研究室が開発した GEOASIA(Asaoka and Noda (2007))を用いている。これは、砂～中間土～粘土までの力学挙動を同じ理論的枠組みの中で表現できる土の骨格構造 (構造・過圧密・異方性) とその働きを記述できる弾塑性構成式 (SYS カムクレイモデル(Asaoka et al. (2002))) を搭載している。土骨格の構造が塑性変形の進展によって、すなわち、構造の劣化、過圧密の解消、異方性の発達・解消を同時に評価できるものであり、これらの変化によって「砂質土」から「粘性土」まで統一的に表現できるものである。

3.1 SYS カムクレイモデルの概要

ここではSYSカムクレイモデルの概要を簡単に示す。なお、付録や参考文献(Asaoka et al. (2002))に詳しい説明を記す。

SYSカムクレイモデルは土の「骨格構造」の働きを記述する弾塑性モデルで、土の「骨格構造」とは構造・過圧密・異方性を示す。構造は土のかさばりを意味していて、高位な構造とは、砂の場合はゆるく詰まった間隙が大きな状態を示し、粘土の場合は自然堆積された状態である。過圧密は過去に受けた荷重から除荷された状態であるが、粘土の場合は過去に荷重履歴がないにもかかわらず過圧密な状態を示すいわゆる「擬似過圧密」といわれるものもある。異方性は重力に起因する堆積過程や、砂の繰返しせん断に起因するものが考えられている。修正カムクレイモデルを基準に、異方性は関口・太田(Sekiguchi and Ohta (1977)), 橋口 (Hashiguchi and Chen (1998))の回転硬化概念を、構造は浅岡ら(Asaoka et al. (2000))による上負荷面概念を、過圧密や繰返し塑性は橋口(Hashiguchi (1978, 1989))による下負荷面概念を取り入れて作られたのがSYSカムクレイモデルである。

以下にこのモデルを用いた三軸圧縮試験の計算例を示す。図-12は、ゆるい砂に側圧一定($p'=100$ kPa), 振幅20 kPaで繰返しを与えた排水試験の構成式の応答である。繰返しによって間隙比が0.3ほど減少している。 R ($0 < R \leq 1$)は過圧密比の逆数で、0に近いほど過圧密比が大きく、1は正規圧密状態を示す。 R^* ($0 < R^* \leq 1$)は構造の程度を示し、0に近いほど高位な構造で、1は低位な構造を示している。繰返しせん断を加えると R は減少し、 R^* は増加している。つまり、構造の劣化と過圧密の蓄積が同時に起こり、大きな間隙の減少が起こっている。次に、ゆるい砂から排水繰返しせん断を行い、繰返し回数 $n=2, 54, 250$ の時に、側圧一定の非排水圧縮試験を行った場合の計算結果が図-13である。図にはほぼ同じ間隙比で行った側圧一定の三軸非排水試験の実験結果も示している。図の実線は実験結果を、点線は計算結果を示す。実験と数値計算は良い対応を示している。これは、初期にゆるい状態から繰返し載荷によって間隙が減少(排水)した後の砂のせん断強度を評価できていることを示している。砂は密度に応じてせん断挙動が異なるため、パラメータを密度に応じて変化させる場合もある。しかし本結果から、このモデルは土の骨格構造の変化に応じた弾塑性構成式であるため間隙比に応じて計算パラメータを変化させる必要のないことが分かる。加えて、骨格構造(構造・過圧密・異方性)は塑性変形に追従してその状態を変える。すなわち、塑性変形の進展とともに、高位な構造から低

位な構造へ、過圧密土から正規圧密土へ変化する。砂と粘土はこの状態の変化の速度の違いによって説明される。この構成式を用いて、水～土連成有限変形動的/静的解析を実施した。

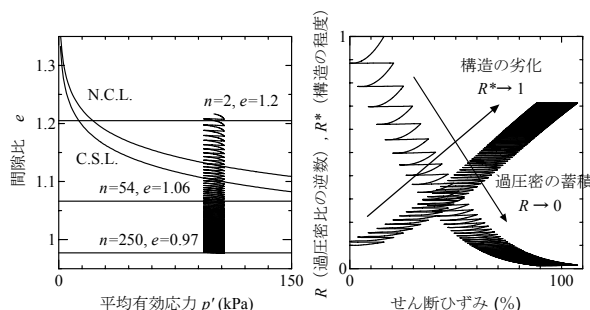


図-12 繰返しせん断応答

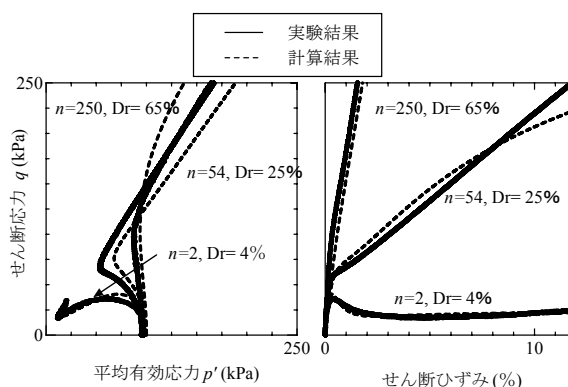


図-13 非排水せん断試験 (実験・解析)

3.2 解析条件

図-14に解析メッシュと境界条件を示す。振動台実験を参考に、85cm×55cmの土槽を仮定し、1要素は2.5cm四方の正方形メッシュとした。下から14メッシュ(35cm)は基盤層として、十分締まった砂を想定した。基盤層(砕石を密な砂でモデル化)の上の20cmの砂地盤の相対密度を3パターン(Dr 40, 60, 80%)に変えてその応答を調べた。土槽の左右の境界は、変位の拘束条件(Asaoka et al.(1998))を課した。すなわち、各有限要素節点の角度不変条件および、鉛直と水平の方向不変(90°)条件である。水理境界条件として、左右側面および底部は非排水条件、上部は排水条件とした。基盤面に図-5に示す不規則波2を入力させた。この際、粘性境界は用いず、完全な固定端を仮定している。表-5に用いた弾塑性パラメータ、発展則パラメータおよび初期値を示す。弾塑性パラメータや発展則パラメータなどの詳細な意味については付録および参考文献(Asaoka et al. (2002))を参照していただきたい。

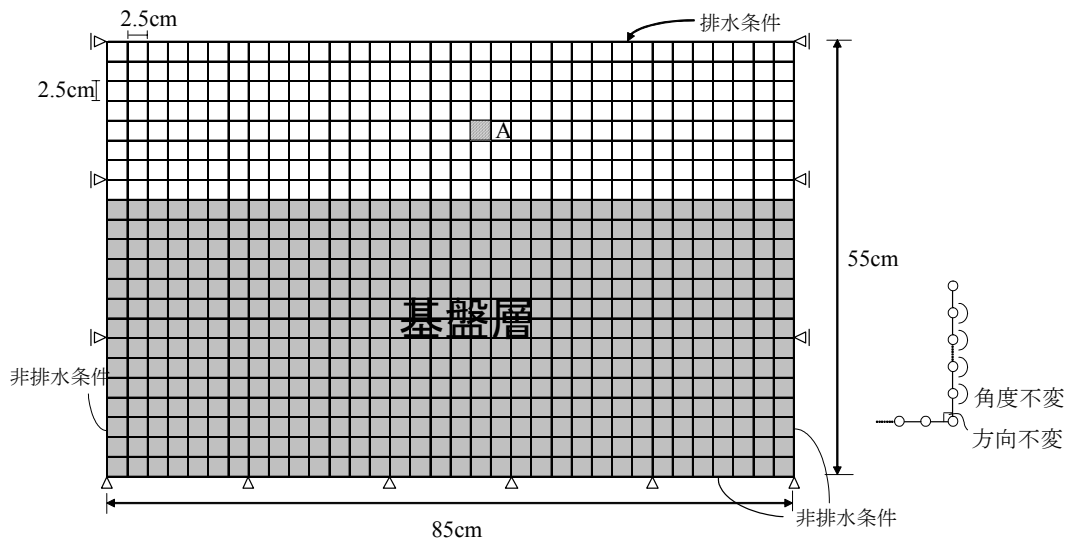


図-14 解析メッシュと境界条件

表-5 弾塑性パラメータ，発展則パラメータ，初期値

	基礎地盤	Dr 40%	Dr 60%	Dr 80%
[弾塑性パラメータ]				
圧縮指数 λ			0.05	
膨潤指数 κ			0.012	
限界状態定数 M			1.00	
$p^*=98\text{kPa}$ の時の比体積 N			1.98	
ポアソン比 ν			0.3	
土粒子の密度 $\rho_s(\text{t/m}^3)$			2.65	
[発展則パラメータ]				
正規圧密土化指数 m			0.06	
構造劣化指数 a			2.2	
構造劣化指数 b			1.0	
構造劣化指数 c			1.0	
回転硬化指数 b_r			3.5	
回転硬化限界定数 m_b			0.7	
[初期条件]				
初期構造の程度 R_0^*	1.0	4.0	3.0	2.0
初期側圧係数 K_0			0.6	
初期異方性の程度 ζ_0			0.23	
初期間隙比 e_0	0.755	1.092	0.975	0.867
透水係数 $k(\text{cm/sec})$			1.0×10^{-2}	

3.3 解析結果

図-15 に地表面沈下量～時間関係を示す。相対密度が大きくなるにつれて沈下量が抑えられている。図-16 に加振中の沈下と加速度の時刻歴を示す。図-16 から加振中にもかかわらず、Dr 40%の地盤は排水による沈下傾向が見られる。このことから本モデルは液状化とともに、

排水による地盤沈下も解析できるプログラムであることが分かる。

実験では、Dr 40%は0.5cm、Dr 60%は0.35cm、Dr 80%は0.2cmの沈下量が観測されており、Dr 60、80%で若干最終沈下量が異なるが、密な砂ほど沈下量が小さくなっている傾向など実験結果を説明できている。Dr 40と60%の初期にわずかに膨張しているのは、土槽の影響である。

これは、境界に近い要素が沈下（圧縮）するため、間隙水の排水が間に合わず、わずかに中央部に膨張傾向があらわれるためと考えられる。

図-17にDr 60%の地盤の図-14の図中のA要素における過剰間隙水圧の時刻歴を実験結果と合わせて示す。解析と実験結果を比較すると、初期の立ち上がりや継続時間に違いが見られるが両者ともある程度よい対応をしている。図-18にDr 40, 80%のせん断ひずみの分布を示す。加振は7秒程度で終了するが、Dr 40%の場合は、その後せん断ひずみが増加し、砂の圧縮がみられる。一方、Dr 80%の場合は、境界の影響や、密な砂のダイレイタンシー効果もあり、振動箱の中央部分は両端部分にくらべて沈下量が少ない傾向がみられる。図-19にDr 40%の過剰間隙水圧と間隙比変化の分布を示す。上の2つが加振中、下の2つが加振後の分布を示している。加振中は液状化して過剰間隙水圧が発生しているが、加振後に過剰間隙水圧の消散とともに間隙比の減少がおこる。本プログラムではこのように加振中・加振後の一連の計算が可能である。

3.4 水平堆積砂地盤振動台実験の数値解析のまとめ

最も単純化された条件・状態を仮定して、水～土連成動的／静的解析を行い、1G振動台実験の数値解析を示した。

- 1) 1G小型振動台の水～土連成動的／静的解析を行い、実験結果と解析結果を比較しある程度の整合性があることが分かった。
- 2) 骨格構造の記述が可能である弾塑性構成式（SYSカムクレイモデル）は加振時および加振後の砂の圧縮を適切に表現できるモデルであることが示された。

なお、1G小型振動台によるモデル実験は、振動台の剛性、境界での波の反射に関する条件、基盤地盤（碎石）の砂によるモデル化ならびに実験における計測精度（特に液状化時）等に多くの不明な点を残して、しかも地盤の初期条件にも予期しない不確実性が存在する可能性がある。これらを考えると1G小型振動台によるモデル実験は境界条件などについて三軸試験に比べ数段不明な点が多く、実験と解析との整合性はさらに詳しく調べていく必要がある。

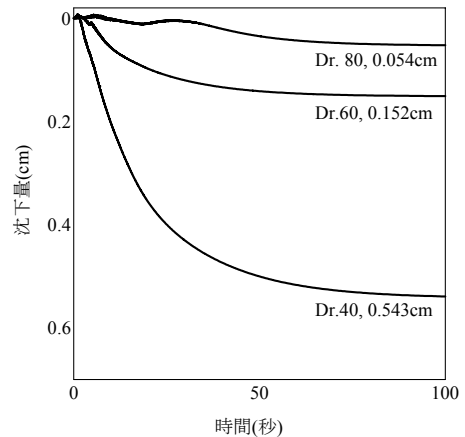


図-15 沈下量—時間関係

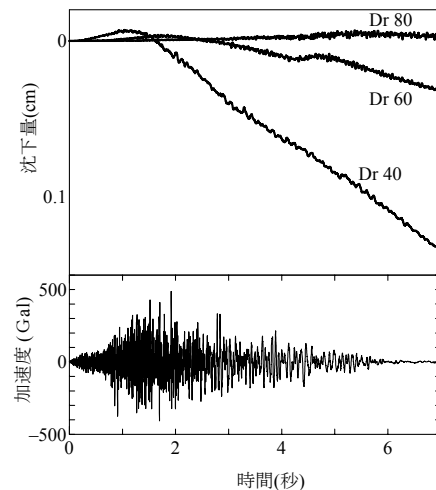


図-16 沈下履歴と加速度履歴

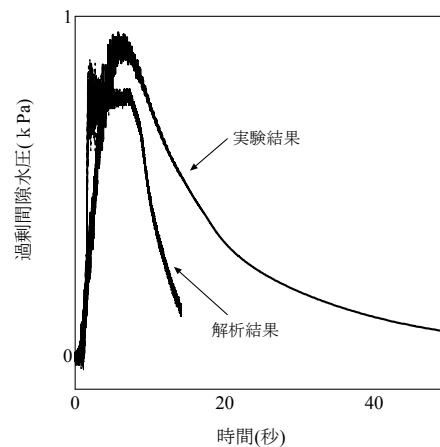
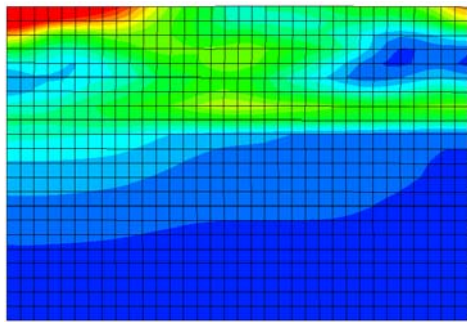
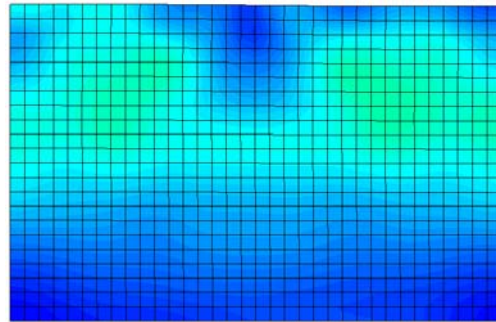


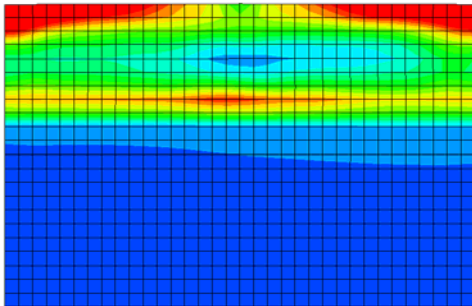
図-17 間隙水圧の時刻歴



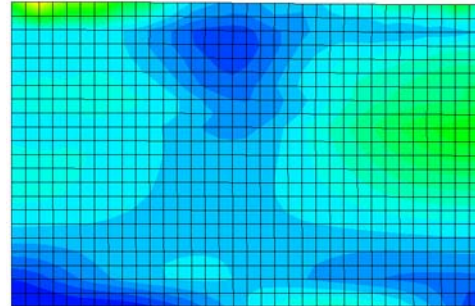
4.4 秒 (加振中)



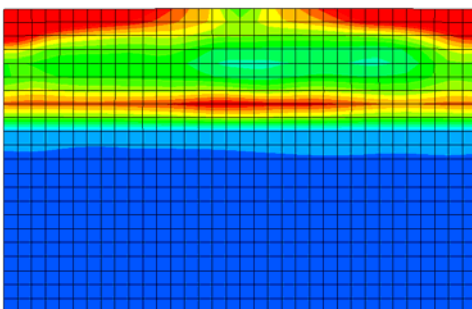
4.4 秒 (加振中)



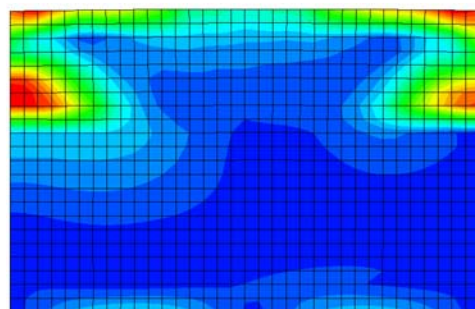
10.4 秒 (加振後)



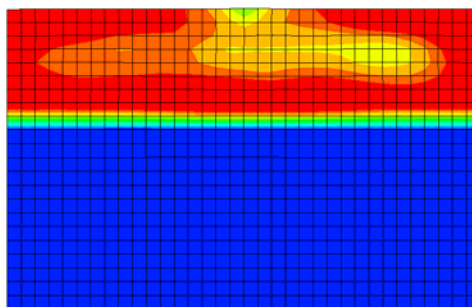
10.3 秒 (加振後)



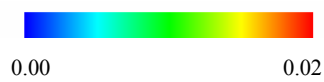
23.4秒 (加振後)



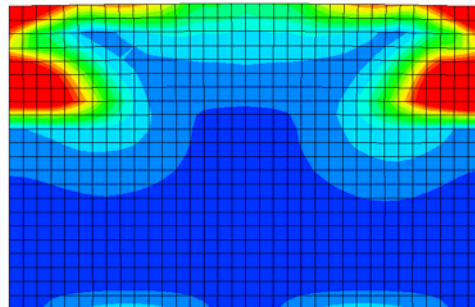
24.3 秒 (加振後)



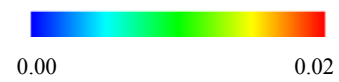
最終



Dr 40%



最終



Dr 80%

図-18 せん断ひずみ分布

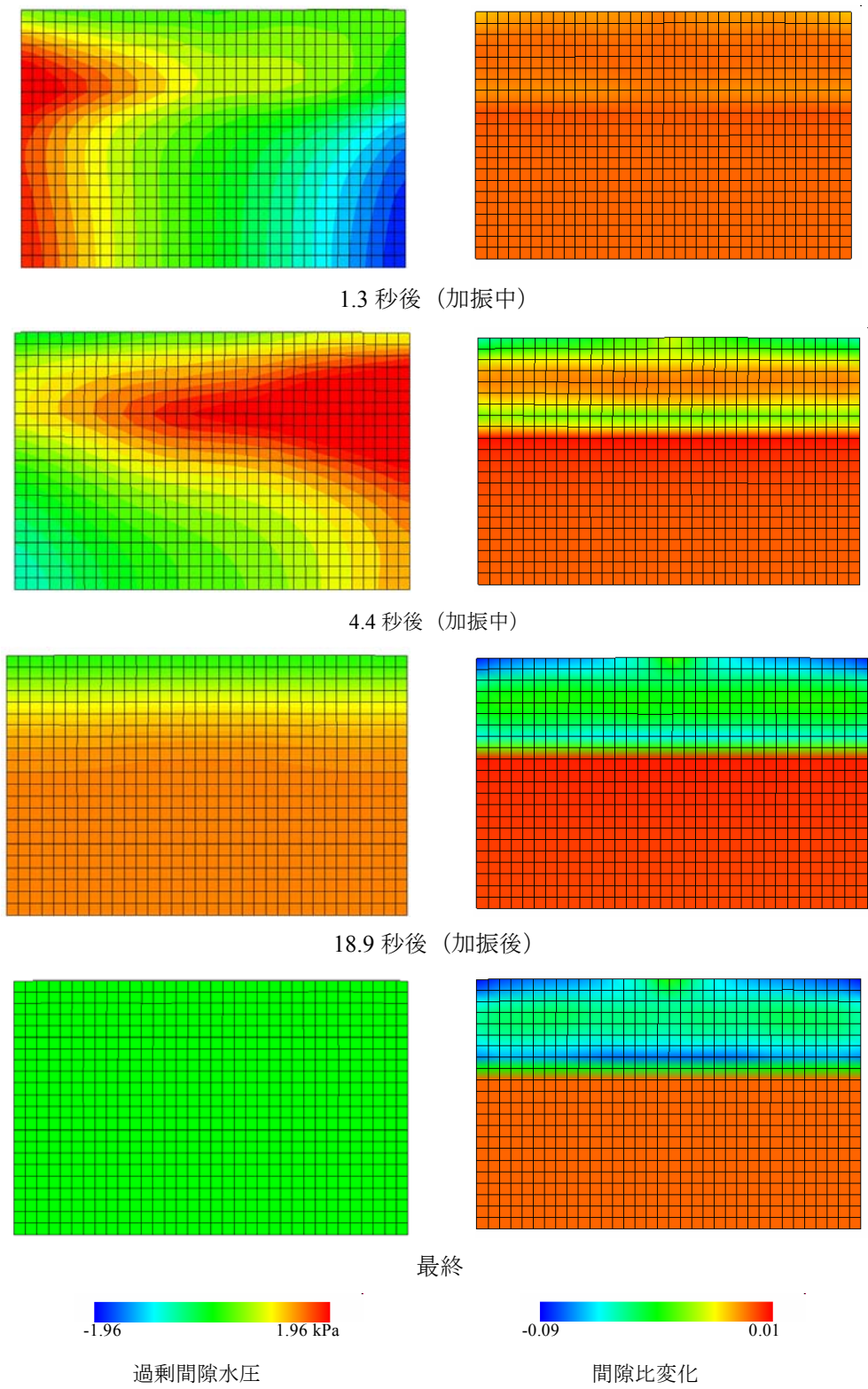


図-19 過剩間隙水圧・間隙比変化 (Dr 40%)

4. ケーソン式岸壁地盤の振動台実験

2. では水平堆積砂地盤を対象に継続時間の影響について検討を行った。本章では、ケーソン式岸壁を対象にした構造物がある場合の継続時間の影響について調べる。

4.1 振動台実験の概要

(1) 試験方法

実験土槽の概要を図-20に示す。図-4と同様に、振動箱の下部に層厚15cmの砕石層を基盤層として設けその上に砂を十分に締固めて20cmの基礎地盤を作製した。基礎地盤の上に、ケーソン模型を設置した。ケーソン模型は幅10cm、高さ20cmで奥行き方向に3分割されており、中央のケーソンが計測用である。ケーソン模型はアルミ製で、総質量は14.5 kg、重心はケーソンの中央である。ケーソンの底面もアルミできており、砂との摩擦係数は0.6である。また、このように奥行き方向に3分割したのは、計測用ケーソンの両側にダミーケーソンを置き、計測に対する土槽側壁の摩擦の影響を低減するためである。裏埋め土は20cmの層厚で、Dr 40 及び 80%の地盤を作製した。作製方法は水平堆積砂地盤の時と同様に、各相対密度で5cmごとに堆積させるのに必要な砂の重量をあらかじめ計算し、それを水中落下法で堆積させ、密な地盤では水平方向に振動を与えて砂の層厚が5cmになるようにした。その工程を4回行い、20cmの裏埋め地盤を作製した。図-20に示すように裏埋め部に間隙水圧計9個、加速度計8個、さらにケーソン上部、基礎地盤、振動台に加速度計を各1個設置した。ケーソンの変位はレーザー変位計を用いて、ケーソン上部の水平方向、鉛直方向の測定をした。

入力地震動は図-21 (a)に示す周波数20 Hzの正弦波で、継続時間が0.25秒（繰返し回数5回）、1.0秒（繰返し回数20回）および5.0秒（繰返し回数100回）の3ケースと、図-21(b)に示す4つの不規則波で加振を行っている。また、正弦波は水平一方向に加速度振幅200Gal、不規則波の最大加速度振幅は不規則波1、170 Gal、不規則波2、160 Gal、不規則波3、487 Gal、不規則波4、137 Galである。なお、図-5で示した不規則波1、2、3と同じもので図-21では新たに継続時間の短い不規則波1を付け加え、順番を並び替えている。すなわち、図-5の不規則波1、2、3は図-21の不規則波2、3、4と同じである(山崎ら(2006, 2007), 永野ら(2007), Yamazaki et al. (2006)).

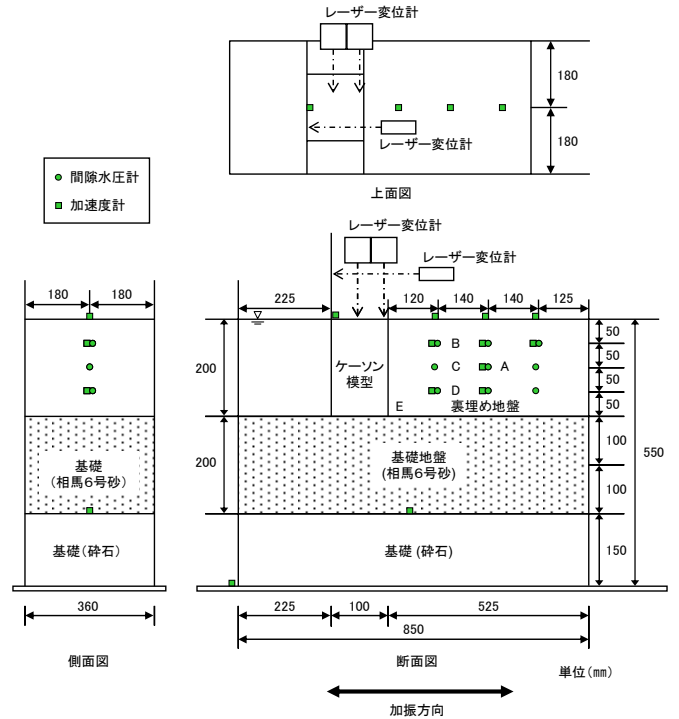
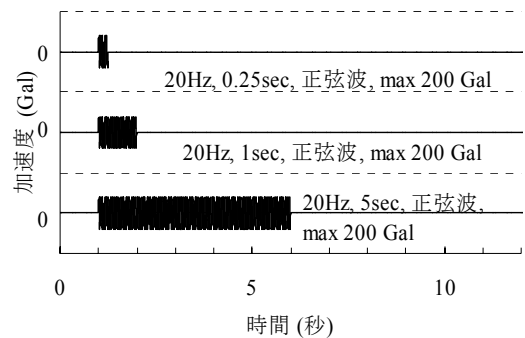
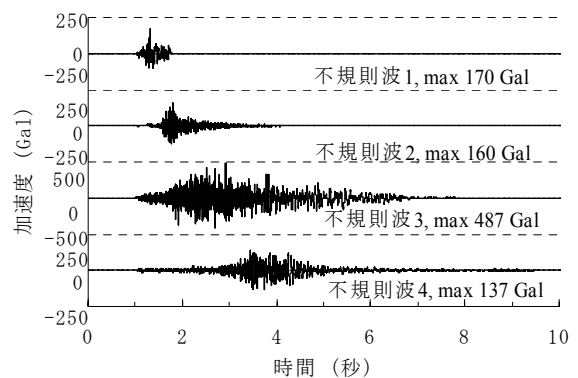


図-20 実験土槽



(a) 正弦波



(b) 不規則波

図-21 入力加速度

(2) 試験ケース

表-6に試験ケースを示す。本実験も表-3の縮尺を適用する。模型縮尺は1/50であるので、ケーソン模型の高さが20cmであるが実物では10mのケーソン岸壁を想定した実験となっている。

表-6 試験ケース

ケース No.	相対密度 (%)	継続時間 (sec)	最大加速度 (Gal)
1		0.25	
2	40	1.00	
3		5.00	
4		0.25	200
5	80	1.00	
6		5.00	

ケース No.	相対密度 (%)	不規則波	最大加速度 (Gal)
7		1	170
8	40	2	160
9		3	487
10		4	137
11		1	170
12	80	2	160
13		3	487
14		4	137

4.2 振動台実験の結果

(1) 正弦波の場合

図-22にケーソン天端での各ケースの残留合成変位を示す。(a)はDr 40% , (b)はDr 80% の場合である。ここで残留合成変位は次式である。

$$\delta_{vh} = \sqrt{\delta_h^2 + \delta_v^2} \quad (1)$$

δ_{vh} は残留合成変位, δ_h , δ_v はそれぞれ模型ケーソン天端の水平変位, 鉛直変位である。ケーソンの加振時の挙動は海側への水平移動と、ゆすりこみ沈下による鉛直移動が発生するが、初期に設置した位置から水平移動, 鉛直移動をあわせた上記の残留合成変位でケーソンの挙動を大局的にまず把握することにする。図-23(a), (b)にケーソン模型の水平変位および鉛直変位の時刻歴を示す。すべて、1秒後から加振が始まっている。図-24にケーソンの変位状態の一例としてケース3 (Dr 40%, 5秒加振, 正弦波) のケーソン部分の写真を示す。図-24の写真から加振後のケーソンは傾いているが水平変位が卓越していることが分かる。これは図-23の鉛直変位の時刻歴を見るとDr 40, 80%の地盤ともに値が小さく、ケーソンの変動は水平変位が卓越していることが確認できる。

図-22より、Dr 40, 80%の地盤とも継続時間が長くなれば残留合成変位が大きくなる。Dr 80%の地盤をまずみると、ケース4とケース5の残留合成変位の比は3.3倍（継続

時間は4倍）、ケース5とケース6は同じく2.0倍（継続時間は5倍）となり、継続時間の比率にはなっていない。同様に、Dr 40%の地盤はケース1とケース2は1.1倍（継続時間は4倍）、ケース2とケース3は2.3倍（継続時間は5倍）となっていて、Dr 80%の地盤と同様に継続時間と比例していない。ところで、ケース1の残留合成変位がケース2と比較すると大きく出ていることが分かる。そのため、全体的にはDr 80%の地盤の方がDr 40%の地盤に比べて継続時間が長くなると残留合成変位量の増加比率が大きくなっている。

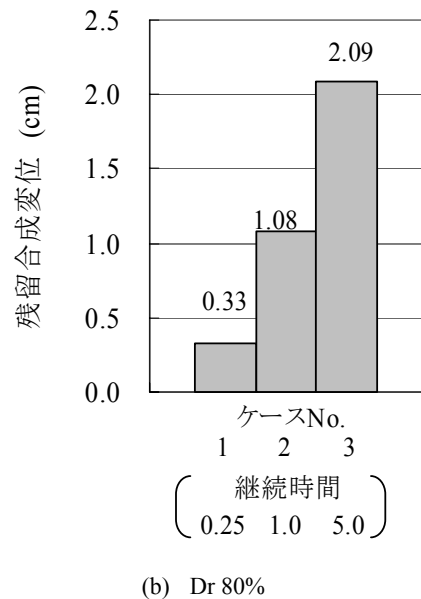
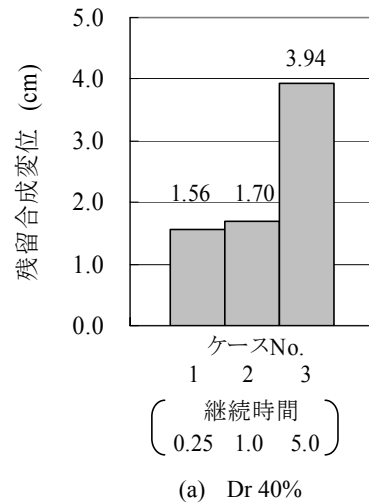
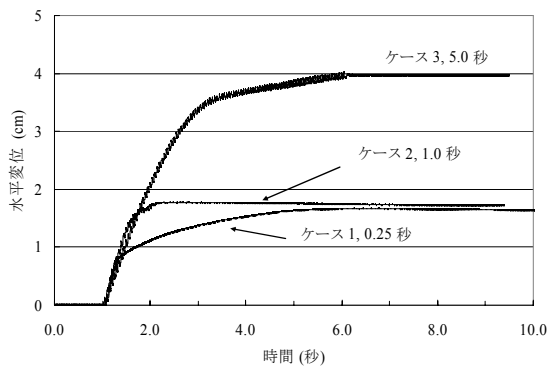
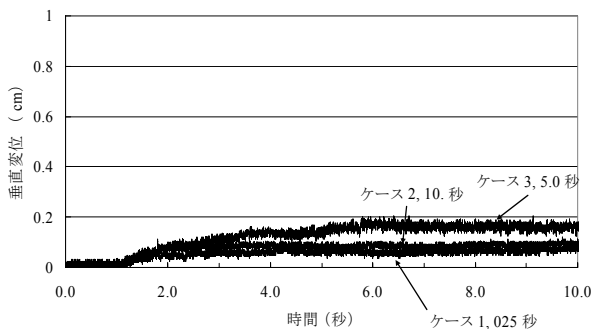


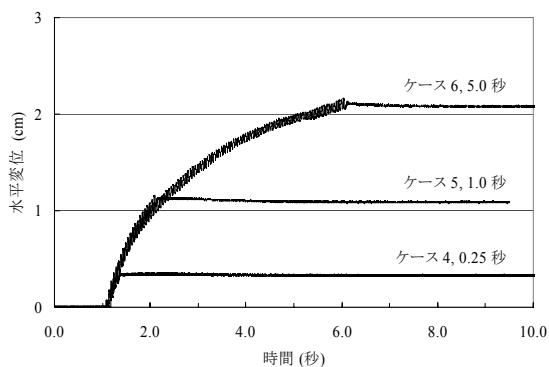
図-22 残留合成変位



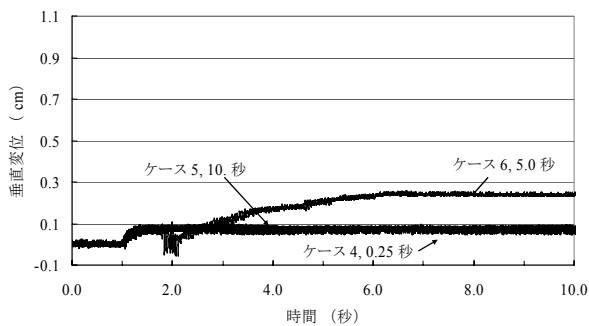
(a) Dr 40% 水平変位



(a) Dr 40% 鉛直変位



(b) Dr 80% 水平変位



(b) Dr 80% 鉛直変位

図-23 水平・鉛直変位の時刻歴

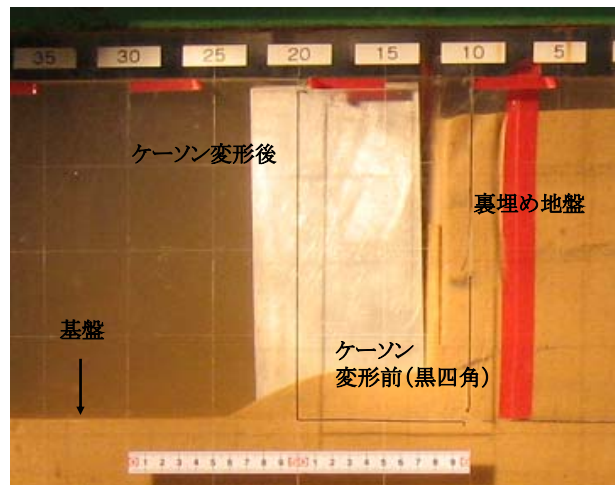
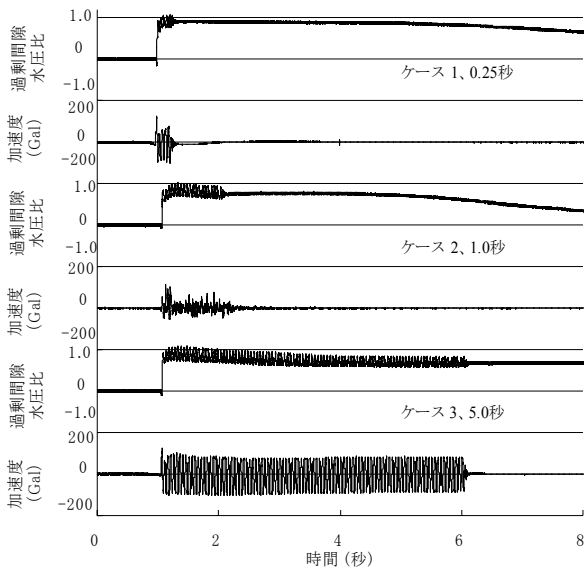


図-24 加振後のケーソンの様子 (ケース3)

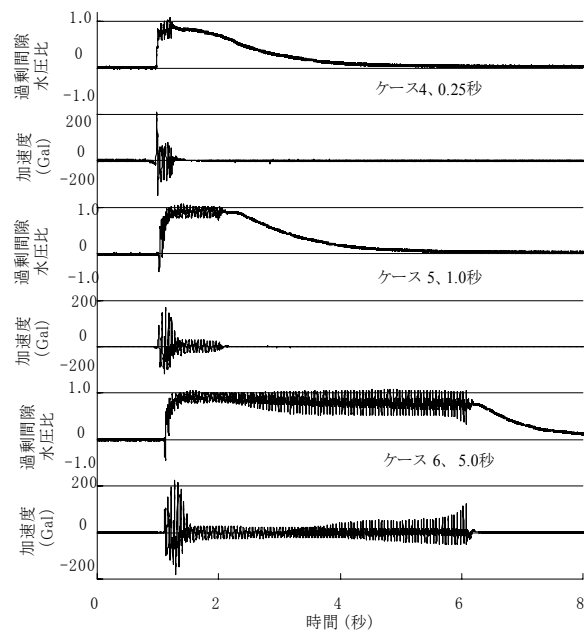
次に、図-23の水平変位に着目する。まず、Dr 80%の地盤はケース6の経路をケース5, 4が辿っていることが分かる。Dr 40%の地盤もケース3の経路をケース1, 2が辿っている。ケース1に着目すると、加振終了後(0.25秒後)に約5秒間、加振終了時に比べて倍近く of 水平変位が発生している。この加振後に見られる変位によってケース1とケース2の継続時間の影響が少なくなっているといえる。一方、密度にかかわらず他のケースでは加振後の水平変位は観測されていない。この理由を図-25に示す裏埋め中央部の深さ10cmの位置(図-20ではA点)での過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の時刻歴より考察する。

ケース1の過剰間隙水圧比を見ると、加振後すぐに液状化し、6秒ほど高い状態が続き、その後間隙水圧の消散が見られる。一方、ケース2, 3は加振中、加振後の過剰間隙水圧比はケース1に比べて小さい。また、Dr 80%の地盤であるケース4, 5, 6は加振中、加振後にすみやかに間隙水圧の消散が見られる。したがってDr 40%のケース1では高い間隙水圧比がしばらく続くために、加振後のケーソンの移動、すなわち側方流動が発生したと考えられる。

また、この側方流動の発生メカニズムについて次節で簡単に説明をする。



(a) Dr 40%



(b) Dr 80%

図-25 過剰間隙水圧・加速度の時刻歴

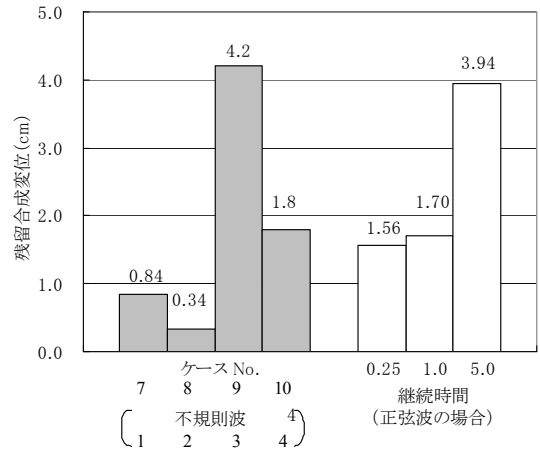
(2) 不規則波の場合

図-26(a), (b)に各不規則波の残留合成変位を示す。後の比較のため、図-22の正弦波で継続時間の異なる結果も同時に示す。図-27(a), (b)にケーソン模型の水平変位の時刻歴を示す。すべて、1秒後から加振が始まっている。図-28(a), (b)に裏埋め中央部の深さ10cmの位置(図-20ではA点)での過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の時刻歴を示す。(a)

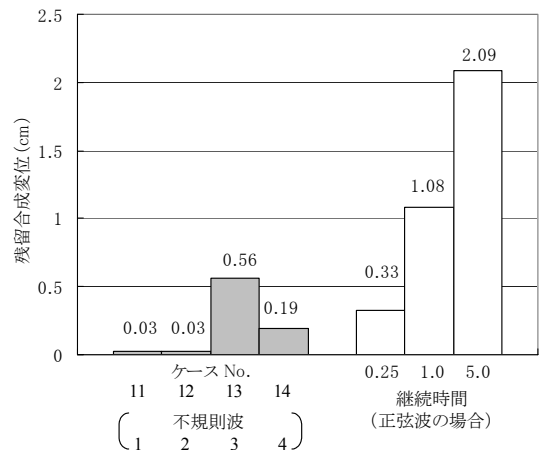
はDr 40%, (b)はDr 80%の地盤である。

図-27から、ケース7は加振時間が1秒程度であるが、水平変位が加振終了後もわずかではあるが発生している。これは、(1)の後半で述べたような側方流動が発生しているためと考えられる。また、Dr 80%の場合(ケース11~14)は水平変位が全体的に小さい。これは密な砂の三軸試験に見られるように水平変位の増減が繰り返しているためと考えられる。

図-28の過剰間隙水圧比を見ると、Dr 40%の地盤はすべてのケースで液状化しているが、Dr 80%の地盤はケース13のみ液状化している。また、ケース14は大きな加速度が加振開始2秒後に発生するため、その時間に合わせて過剰間隙水圧の上昇が見られる。Dr 80%の地盤の過剰間隙水圧比は加振中・加振後にすみやかに消散するが、Dr 40%の地盤ではなかなか消散していない。

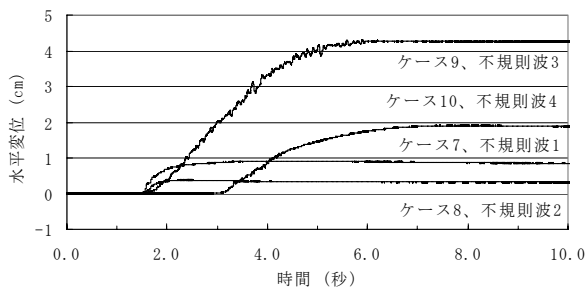


(a) Dr 40%

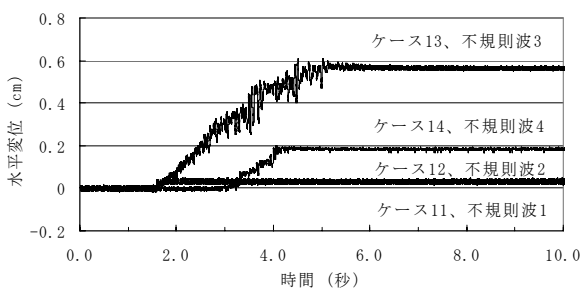


(b) Dr 80%

図-26 残留合成変位



(a) Dr 40%

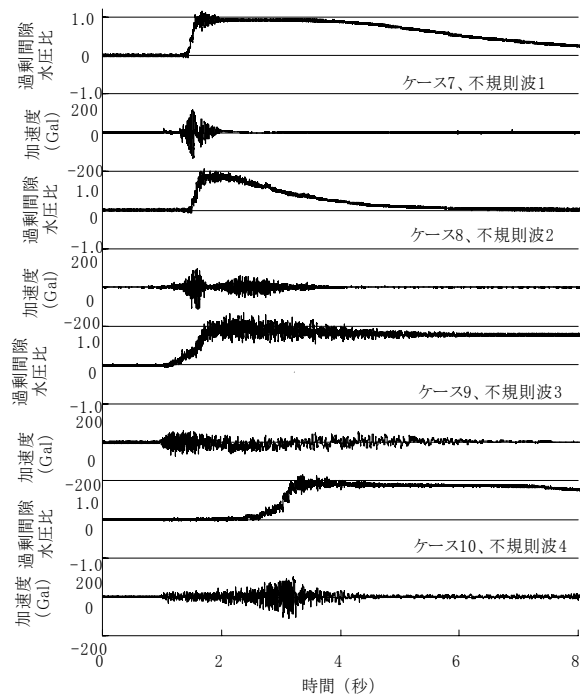


(b) Dr 80%

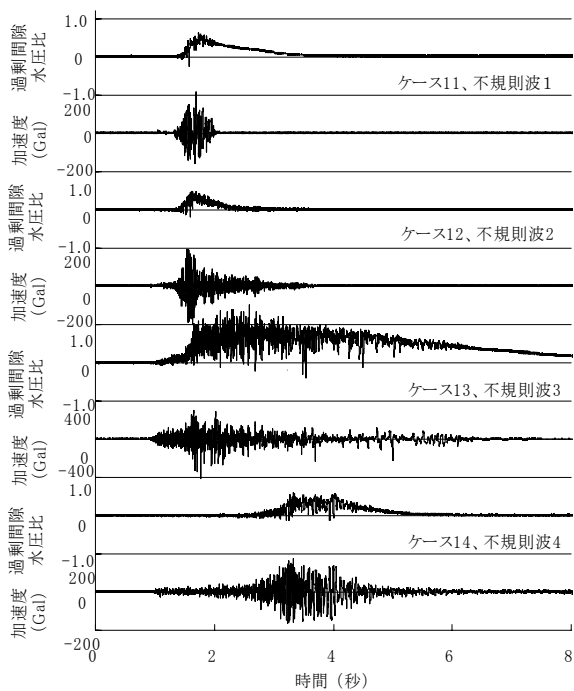
図-27 水平変位

また、不規則波1, 2, 4の最大加速度はほぼ同じであるが、図-26を見ると残留合成変位の発生量が異なっている。ここで、図-29に不規則波の振幅特性を示す。図-6と同様に最大加速度の60%以上の加速度振幅となる波数を示したものである。不規則波4は1, 2に比べて継続時間が長くこの波数が大きいことが分かる。以上から、液状化およびケーソンの変位には最大加速度、波数、継続時間が大きく影響を与えていることが分かる。

ここで、不規則波を規則波で換算することを考える(石原(1978))。不規則波3に着目すると、Dr 40%の地盤では継続時間5秒(繰返し回数100回)の規則波と、Dr 80%の地盤は継続時間0.25秒(繰返し回数5回)の規則波とほぼ一致している。したがって規則波を不規則波に変換する場合には先の要因に加えて密度の影響も考慮する必要があるといえる。



(a) Dr 40%



(b) Dr 80%

図-28 過剰間隙水圧・加速度の時刻歴

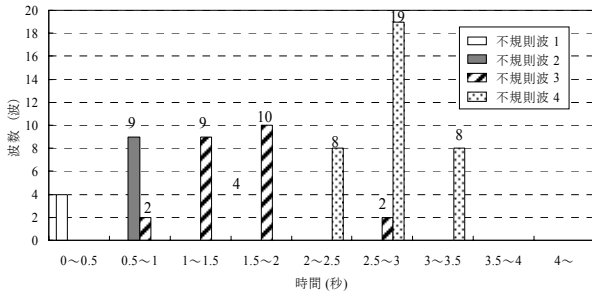


図-29 波数と時間の関係

4.3 側方流動発生メカニズム

本節ではゆるい砂地盤に見られた加振後に発生する側方流動現象の発生メカニズムについて考察する。加振前（静止状態）と加振直後（慣性力なし）の状態を以下のように考える。

a) 加振前（静止状態）

図-30に加振前のケーソンに作用する力を示す。ここで、

M : ケーソンの総重量(N)

γ_c : ケーソンの単位体積重量 (N/cm³)

P_e : ケーソンの底面にかかる水圧 (N/m²)

P_{ec} : ケーソンの側面にかかる水圧の合力 (N)

P_{ep} : ケーソンの底面にかかる水圧の合力 (N)

P_f : 水平方向の土の有効応力の合力 (N)

R_s : 地盤からの反力の合力(N)

R_f : 地盤とケーソンの間の摩擦力の合力(N)

である。また、

D : ケーソンの幅 (m)

H : ケーソンの高さ (m)

W : ケーソンの奥行き (m)

とする。

鉛直方向の釣合いは、

$$M(=\gamma_c \cdot D \cdot H \cdot W) = P_{ep} + R_s \quad (2)$$

となり、ここで、

$$P_{ep} = P_e \cdot D \cdot W \quad (3)$$

$$P_e = H \cdot \gamma_w \quad (4)$$

で、 γ_w は水の単位体積重量(kN/m³)である。 P_{ep} がケーソンの浮力に相当する。

水平方向の釣合いは、

$$R_f = P_f \quad (5)$$

となり、ここで、

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma'_i \cdot H^2 \cdot K_0 \cdot W \quad (6)$$

で、 γ'_i は土の水中単位体積重量(kN/m³)、 K_0 は土の静止土圧係数である。

ケーソンと砂の静止摩擦係数を μ とすると、

$$\mu \cdot R_s \geq R_f \quad (7)$$

の時、静止している条件となる。

実験では、以下の条件で行われている。

$\gamma_c = 0.019736$ (N/cm³), $H=0.2$ (m), $D=0.1$ (m), $W=0.36$ (m), $\mu=0.6$, $K_0=0.5$, $\gamma'_i=8.23$ (kN/m³), $\gamma_w=9.8$ (kN/m³), これらを式(7)に代入すると、

$$\mu \cdot R_s = 0.6 \times 71.5 = 42.924 \geq R_f = 29.6 \quad (N) \quad (8)$$

となり、ケーソンは静止している。

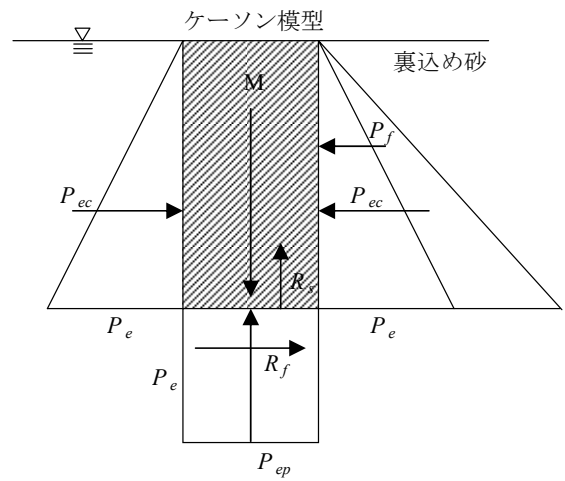


図-30 加振前のケーソンの釣合い

b) 加振直後（慣性力なし）

図-31に加振後のケーソンに作用する力を示す。ここで、

Δu : ケーソンの底面にかかる過剰間隙水圧 (kN/m²)

P_{ep}' : ケーソンの底面にかかる過剰間隙水圧の合力 (N)

P_{fe} : 土・水混合体による水平圧の合力 (N)

である。

ここで、 P_{fe} に関して次の仮定を設ける。

(i) 液状化しているときは過剰間隙水圧分の水圧が等方的にケーソンに作用する。この過剰間隙水圧の水圧分布はケーソンの上端は0 (kPa), 下端は Δu (kPa)とする。

(ii) 過剰間隙水圧の消散に伴って等方的な過剰間隙水圧が減少し、土圧がケーソンに作用し始める。有効土圧の分布は土の上端は0 (kPa), 下端は $\gamma'_i \cdot H$ (kPa)とする。

(iii) 過剰間隙水圧が完全に消散したときは、土圧のみがケーソンに作用する。

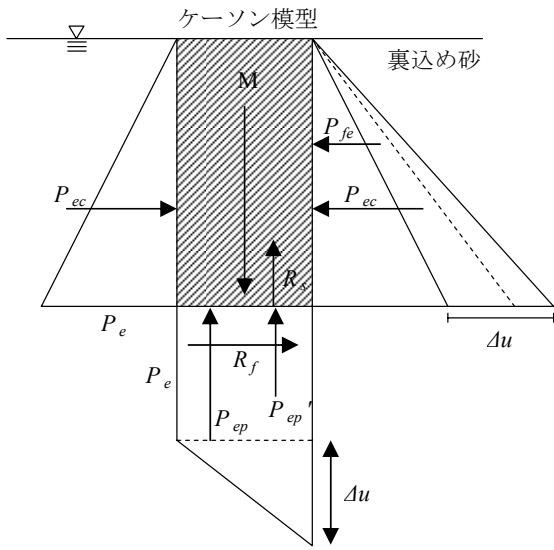


図-31 加振後のケーソンの釣合い

過剰間隙水圧（過剰間隙水圧比）の消散を図-32のように仮定すると P_{fe} は次式となる。

$$P_{fe} = a\gamma'_t H^2 W \left\{ \frac{\Delta u}{\sigma'_c} + K_0 \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right) \right\} \quad (9)$$

ここで、

a : 過剰間隙水圧分布の換算係数

とする。なお、図での換算係数は $a=0.5$ （三角形分布）としている。

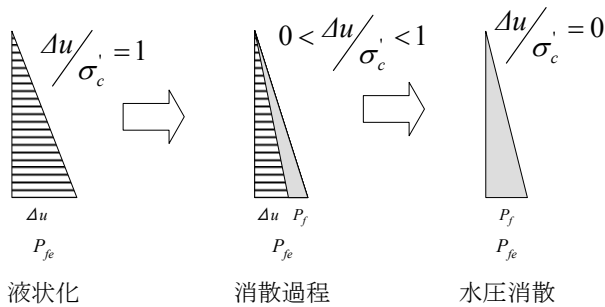


図-32 間隙水圧の消散に伴う土の有効応力の回復過程

また、 P_{ep} に関して、海側の水位は変わらず、陸側のみ過剰間隙水圧分が作用するとして、

$$P_{ep}' = \frac{1}{2} \Delta u \cdot D \cdot W \quad (10)$$

で与える。

鉛直方向の釣合いは、

$$M (= \gamma'_c \cdot D \cdot H \cdot W) = P_{ep} + R_s + P_{ep}' \quad (11)$$

水平方向の釣合いは、

$$R_f = P_{fe} \quad (12)$$

となり、

$$\mu \cdot R_s \leq R_f \quad (13)$$

のとき、側方流動が発生する。

c) 振動台実験での検証

ケース1で加振終了時の、図-20のB, C, Dの過剰間隙水圧は、B : 0.38 (kN/m²), C : 0.85 (kN/m²), D : 1.26 (kN/m²)と計測され、分布を線形と仮定して、

$$\Delta u = 1.6 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (14)$$

とする（図-20のE点）。

図-33にD点での過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比、ケーソンの水平変位および加速度の時刻歴を示す。加振後、約5.8秒後に水平変位が止まっている、その時の過剰間隙水圧比は0.57である。

$\gamma'_c = 0.019736 \text{ (N/cm}^3\text{)}$, $H = 0.2 \text{ (m)}$, $D = 0.1 \text{ (m)}$, $W = 0.36 \text{ (m)}$, $\mu = 0.6$, $\gamma'_t = 8.23 \text{ (kN/m}^3\text{)}$, $\gamma_w = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ として、式(11), (12)を計算し、 $\mu \cdot R_s - R_f$ と過剰間隙水圧比の関係を図-34に示す。 K_0 と a （水圧の換算）をパラメータとしている。 $\mu \cdot R_s - R_f$ が負の時はケーソンが動き、正になるとケーソンの移動が止まることを意味する。 $K_0 = 0.3$, $a = 0.4$ の場合には $\mu \cdot R_s - R_f = 0.57$ となり、実験とほぼ一致している。

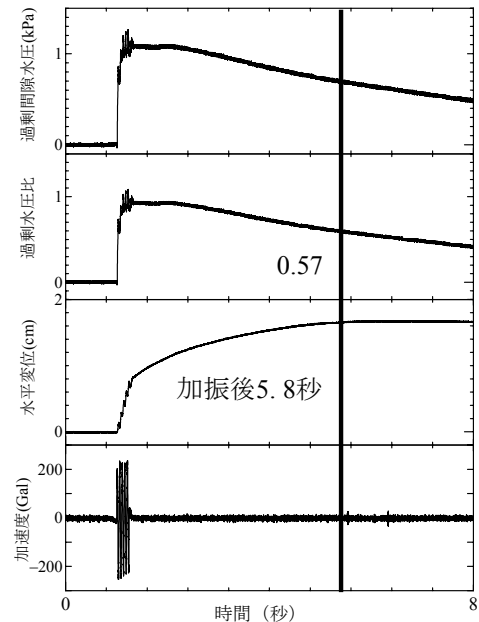
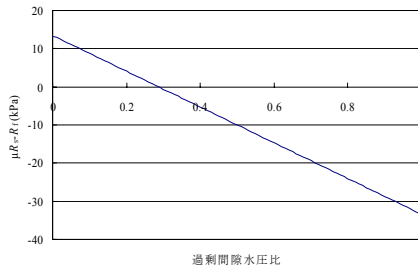
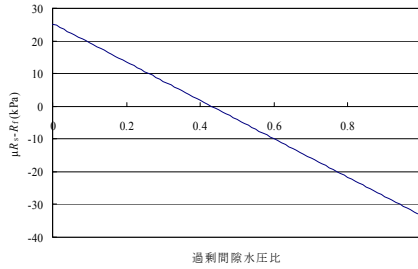


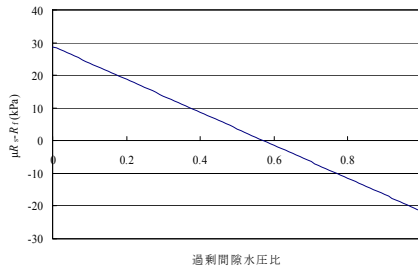
図-33 加振中～加振後の間隙水圧・間隙水圧比・水平変位・加速度の履歴



$K_0=0.5, a=0.5$ の場合 ($\Delta u/\sigma'_c = 0.28$)



$K_0=0.3, a=0.5$ の場合 ($\Delta u/\sigma'_c = 0.43$)



$K_0=0.3, a=0.4$ の場合 ($\Delta u/\sigma'_c = 0.57$)

図-34 過剰間隙水圧比と滑動の関係

d) 移動距離と時間の関係

図-35より、加振中の動摩擦力が一定で、ケーソンが剛体水平運動をすると仮定し、運動量保存則、エネルギー保存則から、次式が得られる。

$$\frac{1}{2} v_1 t = s, t = t_2 - t_1 \quad (15)$$

ここで、

t_1 : 加振終了時の時刻 (秒)

t_2 : ケーソンの水平移動が終了した時刻 (秒)

v_1 : 加振終了時のケーソンの速度 (cm/秒)

t : 移動時間 (秒)

s : 移動距離 (cm)

である。

実験結果より、 $v_1=0.6\text{cm/秒}$ 、 $t=5.8\text{秒}$ であり、式(15)に代入すると、 $s=1.74\text{ cm}$ となる。実際の計測では1.2cmであ

り、両者はほぼ一致しているといえる。

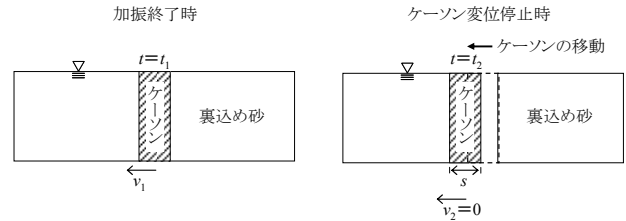


図-35 加振終了時およびケーソン変位停止時の様子

e) まとめ

簡単なモデルであるが、ゆるい砂地盤で継続時間の短い場合に発生した加振終了後のケーソンの移動（側方流動）のメカニズムについて考察した。また、本実験では長い継続時間あるいは密な砂地盤になるとケーソンの移動は観測されなくなった。継続時間との違いと砂の密度はこのように間隙水圧の発生や消散に影響があると考えられる。なお、密な砂地盤でも過剰間隙水圧の発生によってはこのような側方流動が観測される可能性があると考えられる。

4.4 ケーソン式岸壁地盤の振動台実験のまとめ

ゆるい砂地盤で継続時間の短い時に加振後にケーソンが移動する側方流動が観測された。これは液状化に伴い高い間隙水圧比がしばらく続いたためである。また、密な砂地盤ほど継続時間の影響があり、ゆるい砂地盤は影響が小さくなった。不規則波を規則波で換算する場合は、密度の影響も考慮する必要があるといえる。

5. 結論

本研究で以下の結論を得た。

- (1) 水平堆積砂地盤の振動台実験では、ゆるい砂は、継続時間が長くなると液状化した後の過剰間隙水圧の消散が遅く、しばらく高い過剰間隙水圧比を保持している。一方、密な砂は、継続時間の長い地震動では、加振中に過剰間隙水圧の消散が見られる。
- (2) 振動台実験を対象に、土骨格構造（構造・過圧密・異方性）を考慮できるSYSカムクレイモデルを用いた水～土連成動的／静的有限要素計算を行い、計算と実験との比較を行った。排水による密度変化を記述できるモデルで、実験とある程度よい対応が得られた。
- (3) ケーソン式岸壁の振動台実験では、ゆるい砂地盤で加振後にケーソンの変位が生じる側方流動が観測され、この発生メカニズムを示した。この原因は液状化した

後高い間隙水圧が保たれ、ケーソンの浮力が見かけ上増加し、さらにケーソン背後に液状化による土・水圧が作用するためである。

- (4) ゆるい砂地盤では比較的小さい加速度のときに継続時間の影響が大きく出て、継続時間の長いほどケーソンの残留合成変位（水平変位）が大きく出る。一方、密な砂地盤は、継続時間が長くなると残留合成変位も大きくなり、継続時間の影響があるといえる。密な砂地盤では、過剰間隙水圧は加振中・加振後にすみやかに消散する。
- (5) シナリオ波のような実際の不規則波を正弦波のような規則波に換算する場合は、地盤の密度や継続時間、波形の影響を考慮する必要がある。

6. あとがき

シナリオ波の振幅特性（最大加速度・波数・継続時間など）と液状化の関係についてはさらに検討が必要である。また、本研究では模型実験での議論をしているが、実際には透水係数が小さくなっていると考えられ、過剰間隙水圧の消散過程も異なることも考えられる。また、今後の課題として不規則波などは要素試験との対応が必要であり、また側方流動の発生メカニズムについては数値計算による検証を行う必要があると考えている。

(2007年9月13日受付)

謝辞

本研究の数値計算はGEOASIA（名古屋大学地盤力学研究室開発）を用いており、名古屋大学浅岡顕教授、中野正樹教授、野田利弘准教授にはご指導をいただいた。ここに謝意を記す。

参考文献

浅岡顕、中野正樹、野田利弘、山田英司、金田一広、中井健太郎(2002)：構造・過圧密・異方性の3つの発展側を有する砂の弾塑性構成式，第37回地盤工学研究発表会，pp.483-484.

石原研而(1978)：土質動力学の基礎，鹿島出版。

金田一広、山崎浩之、永野賢次(2007)：継続時間の違いによる水平地盤の液状化に関する振動台実験，第42回地盤工学研究発表会，688，pp. 1375-1376.

香川崇章(1978)：土構造物の模型地震動実験における相似則，土木学会論文報告集，No. 275, 7, pp. 69-77.

永野賢次、山崎浩之、金田一広(2007)：継続時間の違いによる岸壁裏埋め土の液状化に関する振動台実験，第42回地盤工学研究発表会，687，pp. 1373-1374.

山崎浩之、金田一広、永野賢次(2006)：地震動継続時間の影響に関するケーソン式岸壁の模型振動台実験，土木学会第61回年次学術講演会，3-292.

山崎浩之、金田一広、永野賢次(2007)：継続時間の違いによるケーソン式岸壁の振動台実験，第29回土木学会地震工学論文集，pp.467-476.

Asaoka, A. Noda, T. and Kaneda K. (1998): Displacement / traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 4, pp. 173-181.

Asaoka, A. Nakano, M, and Noda, T.(2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99-110.

Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47-57.

Asaoka A.(2003)：Consolidation of Clay and Compaction of Sand –An elasto-plastic description-, Keynote lecture, Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al. Singapore, Aug., Vol. 2, pp. 1157-1195.

Asaoka, A. and Noda, T.(2007): All Soils All States All Round Geo-analysis Integration, International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp. 11-27.

Dienes, J.K (1979)：On the Analysis of Rotation and Stress Rate in Deforming Bodies, *Acta. Mech*, Vol. 32, pp. 217-232.

Henkel, D.J.(1960): The shear strength of saturated remoulded clay, *Proc. of Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils at Boulder*, Colorado, pp. 533-540.

Hashiguchi, K. (1978): Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. US-Japan Seminar on Continuum Mech. Stast. Appr. Mech. Granular Materials (Cowin, S.C. and Satake, M. eds.)*, Sendai, pp. 321-329.

Hashiguchi, K. (1989): Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solid and Structures*, 25, pp. 917-945.

Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P. (1998): Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface

and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 22, pp. 197-227.

Sekiguchi, H. and Ohta H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, Tokyo, pp. 229-238.

Yamazaki H., Kaneda K., Nagano K. and Hazarika H. (2006): Shaking table test of caisson on the effect of earthquake continuation time, *Proc. of International Conference on New Developments in Geoenvironmental and Geotechnical Engineering*, Incheon, pp. 283-290.

付録A SYSカムクレイモデルの概要(浅岡ら(2002))

(a) e-log p'の土質力学 (Asaoka et al. (2002))

Henkel (Henkel (1960))は繰り返し粘土を用いて、「体積変化は有効応力経路によらず、最初と最後の応力だけで決まる」ことを実験から見出し、この事実は塑性体積ひずみが土の塑性ポテンシャルを与えることを示している。十分に繰り返した粘土の等方圧縮試験から、

$$\eta (= q/p') = 0 \text{ のとき } v = N - \tilde{\lambda} \ln p' \quad (1)$$

が得られ、この直線上の異なる初期拘束圧 p'₀ における一連の排水・非排水三軸圧縮試験から、

$$\eta = M \text{ のとき } v = \Gamma - \tilde{\lambda} \ln p' \quad (2)$$

が得られるので、この二直線の N と Γ を η について線形補間すれば、「状態境界面」の e ~ log p' 関係

$$v = N - \tilde{\lambda} \ln p' - \frac{N - \Gamma}{M} \eta \quad (3)$$

を得る。ここに、v は比体積 1+e, q はせん断応力、傾き $\tilde{\lambda}$ (圧縮指数) は両式共通で、切片 N, Γ は N > Γ なる材料定数である。式(2)の M は限界状態定数である。式(3)は、土の体積変化が log p' と応力比 η の変化に起因することを表す。今、p' 一定の条件で η=0 から η=M まで変化させた場合、体積変化(圧縮)量は、高々負の dilatancy により生じる最大量 N-Γ で、極少量となる。次に、膨潤指数 $\tilde{\kappa}$ を用いて、弾性体積ひずみを

$$\varepsilon_v^e = \frac{\tilde{\kappa}}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (4)$$

で仮定すると、式(3)から塑性体積ひずみが

$$\varepsilon_v^p = f(p', \eta) = \frac{\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{N - \Gamma}{M(1+e_0)} \eta \quad (5)$$

で決まる。式(4), (5)では、簡単のため、初期応力状態を e=e₀ で q/p'₀=0 とする。さて、Henkel の実験事実に従えば、式(5)は塑性ポテンシャルとみなすことができるが、オリジナルカムクレイの「降伏関数」として知られていたものと一致する。ポテンシャル式(5)の応力勾配をとれば、カムクレイの塑性ひずみ速度が決まり(関連流れ則)、限界状態では

$$\dot{\varepsilon}_v^p = 0 \text{ より, } N - \Gamma = \tilde{\lambda} - \tilde{\kappa} \quad (6)$$

の関係を得る。これらは結局二つの e-log p' 関係式(1), (2)に基づくから、カムクレイモデルのことは e ~ log p' の土質力学と呼んでよいことがわかる。

(b) 構造・過圧密・異方性の定量的表現と「別の」圧縮メカニズム

自然に堆積した土は、粘性土でも砂質土でも大抵は「構造」が発達した過圧密状態にある。これらの変形挙動を表すために、Asaoka et al. (2000)は、カムクレイが十分に繰り返された正規圧密土の挙動を表現するとともに、「構

造」概念を表すためにカムクレイの外側に相似な上負荷面(相似中心は原点 p'=q=0 でその相似率を R*) を、過圧密状態については Hashiguchi (1978, 1989) に倣い、上負荷面の下側に相似な下負荷面(相似中心は原点 p'=q=0 でその相似率を R) を導入し、構造を有する過圧密土の塑性ポテンシャルを定式化(図 A.1 も参照)した。ε_v^p について書き直したものを次に示す。

$$\varepsilon_v^p = f(p', \eta) + \frac{\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}}{1+e_0} (\ln R^* - \ln R) \quad (7)$$

$$R = \frac{p'}{\bar{p}'} = \frac{q}{\bar{q}} \quad (0 < R \leq 1, 1/R : \text{過圧密比に相当}) \quad (8)$$

$$R^* = \frac{\tilde{p}'}{\bar{p}'} = \frac{\tilde{q}}{\bar{q}} \quad (0 < R^* \leq 1) \quad (9)$$

構造が高位なほど、過圧密の程度が大きいくほど、それぞれ R* と R が小さく、また、塑性変形を伴う負荷時には、過圧密解消 (R→1) と構造劣化 (R*→1) が生じるとして発展則を与えている。ゆえに、ln R* と -ln R が ε_v^p と同列で表されることになる。つまり、構造劣化について言えば、ln R* の増大 (R*→1) が ε_v^p の増大をもたらすから、これが「別の」圧縮メカニズムを与える。

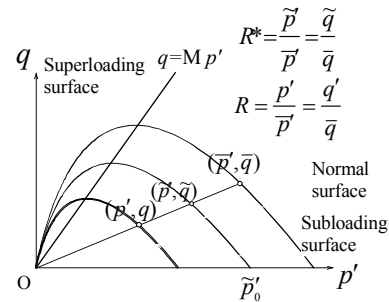


図 A.1 上負荷面カムクレイ

(c) 構造・過圧密・異方性を有する土の塑性ポテンシャルと発展則

以下では、構造のない正規圧密土も異方性が存在すると仮定して定式化する。つまり、構造のない正規圧密土の挙動は、関口・太田 (Sekiguchi and Ohta (1977)) による異方性を表す応力パラメータ η* とその発展を考慮した回転硬化概念 (Hashiguchi and Chen (1998)) を有する修正カムクレイで記述する。このため、式(6)に対応する関係は、

$$N - \Gamma = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) \ln 2 \quad (10)$$

に代わる。3つの負荷面の位置関係は図 A.2 で、構成式の詳細は、Asaoka et al. (2002) を参照されたし。なお、(そのまま記号 f を用い、) 修正カムクレイポテンシャルと構造を有する過圧密土の現有効応力がある下負荷面はそれ

ぞれ次式になる．なお，以下では有限変形対応で記述する．

修正カムクレイポテンシャル：

$$f(\tilde{p}', \eta^*) = \text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}'_0} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} (= \varepsilon_v^p) = - \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \quad (11)$$

下負荷面：

$$f(p', \eta^*) + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R + \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0 \quad (12)$$

ここに， $\mathbf{D} = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / (1 + \mathbf{e}_0)$ は dilatancy 係数， \mathbf{D}^p は塑性ストレッチング $J = (1 + \mathbf{e}) / (1 + \mathbf{e}_0)$ (\mathbf{e} は時刻 $t=t$ での間隙比) である．また異方性を表す η^* は，回転硬化変数 β と有効応力(引張：正) \mathbf{T}' を用いて次式で与える．

$$\eta^* = \sqrt{3/2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}, \quad \hat{\eta} = \boldsymbol{\eta} - \boldsymbol{\beta},$$

$$\boldsymbol{\eta} = \mathbf{S}' / p', \quad \mathbf{S}' = \mathbf{T}' + p' \mathbf{I} \quad (13)$$

また，本論文では， R^* (構造)， R (過圧密)ならびに β (異方性)の発展則は，それぞれ次式で与える．

$$R^* \text{の発展則} : \dot{R}^* = J U^* \|\mathbf{D}_s^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^* (1 - R^*)^c \quad (14)$$

$$R \text{の発展則} : \dot{R} = J U \|\mathbf{D}^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (15)$$

$$\beta \text{の発展則} : \dot{\beta} = J \frac{b_r}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{D}_s^p\| \|\hat{\eta}\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \right) \quad (16)$$

ここに， \mathbf{D}_s^p は偏差塑性ストレッチング， $\|\cdot\|$ はノルムを表す．式(16)については，Hashiguchi and Chen (1998) にな

らい，客観性を有する β の Dienes 速度 $\dot{\beta}$ (Dienes (1979)) を用いている．式(14)~(16)の発展則パラメータは， a , b , c を構造劣化指数， m を正規圧密土化指数， b_r を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ．

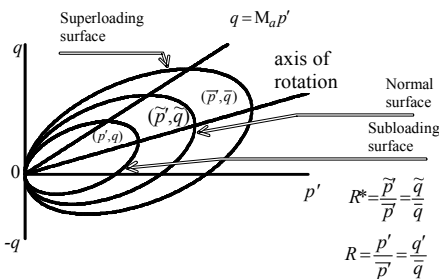


図 A.2 回転硬化ポテンシャル (軸対称)

(d) 塑性定数と構成式

関連流れ則，後続負荷面に関するプラグーの適応条件，および有効応力変化は弾性応答によることなど普通の弾塑性諸法則に基づく，塑性乗数 $\lambda (>0)$ と構成式は式(17)，(21)として与えられる．

$$\text{塑性定数} : \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}'}{J \frac{\text{MD}}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (17)$$

$$M_s^2 = M_a^2 + b_r \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \boldsymbol{\beta})$$

$$- \sqrt{6} \text{MD} \frac{U^*}{R^*} \eta^* + \text{MD} \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (18)$$

および，

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2 \quad (19)$$

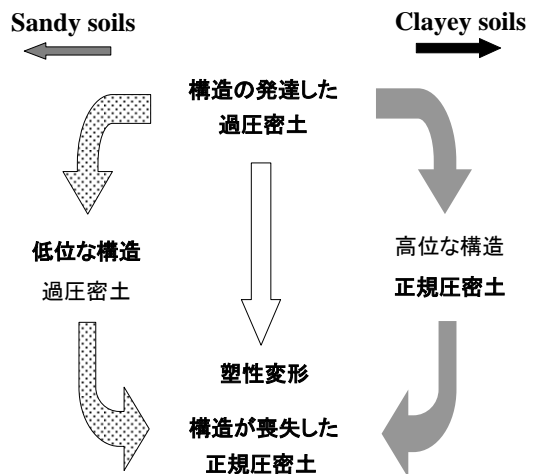
$$\zeta = \sqrt{\frac{3}{2}} \boldsymbol{\beta} \cdot \boldsymbol{\beta} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\boldsymbol{\beta}\| \quad (20)$$

$$\text{構成式} : \dot{\mathbf{T}}' = \mathbf{E} \mathbf{D} - \Lambda \mathbf{E} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \quad (21)$$

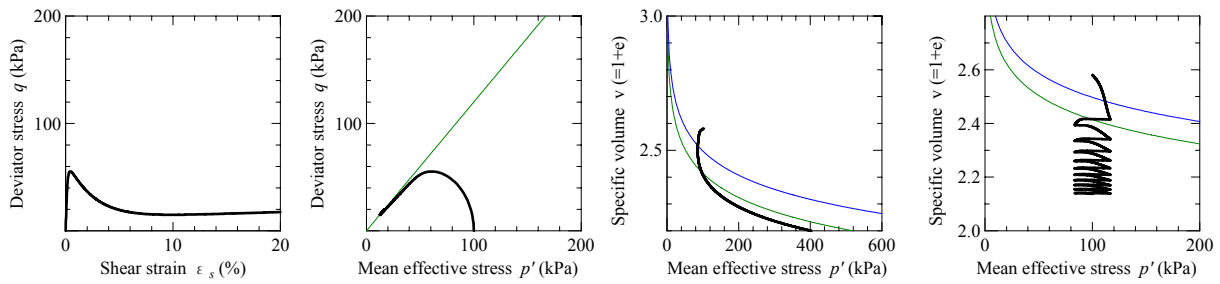
ここに，式(21)で \mathbf{E} は弾性係数テンソル， $\dot{\mathbf{T}}'$ は \mathbf{T}' の Dienes 速度， Λ はストレッチング \mathbf{D} による λ の別表現である．

(e) 負荷時の挙動 (硬化と軟化，塑性圧縮と塑性膨張)

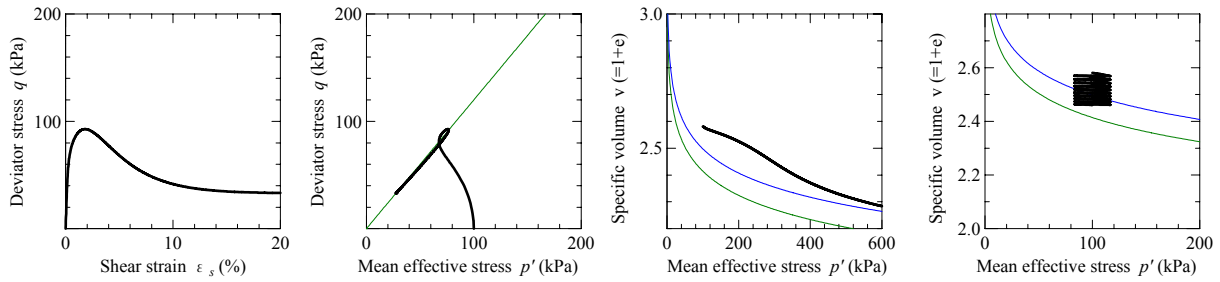
式(17)の塑性乗数で負荷時は $\lambda > 0$ であるから， $\eta^2 = M_s^2$ が硬化・軟化の數居線を表す．すなわち， $\eta^2 > M_s^2$ のときは軟化を， $\eta^2 < M_s^2$ のときは硬化を示す．この M_s は，構造低位化，過圧密解消，異方性の発達・消滅および現応力比の値によってめまぐるしく変化する．また，同時に式(19)の $\eta^2 = M_a^2$ は，塑性ポテンシャルの形から，塑性圧縮と塑性膨張の數居線を与えるが，異方性の発達・消滅に伴いポテンシャル面も回転するのでこの數居線も変化する．



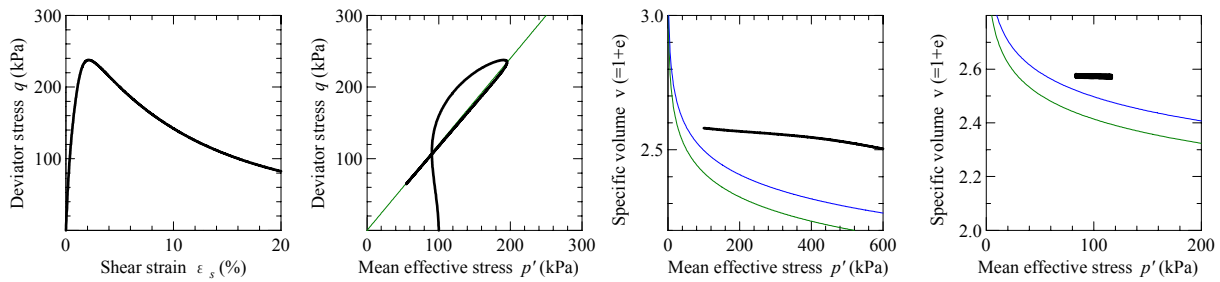
図A.3 砂と粘土の違い



典型的なゆるい砂の挙動



砂と粘土の中間的な挙動の1例



典型的な骨格構想が発達した粘土の挙動

せん断応答

有効応力経路

1次元圧縮応答

側圧一定の繰返し挙動

図 A.4 砂から粘土までの挙動

(f)砂, 中間土, 粘土の違い (Asaoka (2003))

砂, 粘土, 中間土の違いは, 塑性変形の進展に伴う構造劣化, 過圧密の解消および異方性の発達 (構造・過圧密・異方性の発展則) のしやすさで表現できる. すなわち, 砂は構造の劣化が早く, 遅れて過圧密の解消が起こり, 異方性の発達も早い. 一方, 粘土は過圧密の解消が早く, 構造の劣化や異方性の発達が緩慢である. 前者 (砂) で, 塑性圧縮を伴う構造の劣化が先に起こるため排水条件では砂の締固め, 非排水条件では液状化が起こる. 後者 (粘土) では, 構造の劣化が遅れて起こり, 2次圧密などの時間依存挙動がいわゆる「先行圧密応力」 p_c' を超えた正規圧密領域に見られるのはこのためである. 図A.3に砂と粘土の違いの図を示す. 図A.4は構造・過圧密の発展則を変えて典型的な (ゆるい) 砂から (骨格構造の発達

した) 粘土までの応答を示している.

左からせん断応答, 有効応力経路, 1次元圧縮応答, 側圧一定の排水繰返し挙動である. 側圧一定の繰返し挙動をみると, 砂は締固め材のように大きな圧縮を示すが, 粘土になるほど圧縮が少なくなる. 有効応力経路から, ゆるい砂では限界状態線での軟化が見られ, 粘土になると限界状態線を越えた巻き返し挙動が表現できる. 1次元圧縮応答では, 砂は圧縮初期に大きな圧縮を示す (即時沈下) が見られ, 粘土になると初めは過圧密な挙動を示すようになる. 砂と粘土の間は中間土と考えられ, その力学挙動を表現している.

港湾空港技術研究所資料 No.1167

2007. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 ポートサイド印刷

Copyright © (2007) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。