

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

**No.1278**      December 2013

岩ずりの繰返しせん断による体積収縮特性と密度特性

後藤 佑介  
佐々 真志  
山崎 浩之  
高橋 英紀  
小濱 英司

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. 岩ずりの大型単純せん断試験 .....               | 4  |
| 2.1 試料 .....                         | 4  |
| 2.2 試験方法 .....                       | 4  |
| 2.3 試験結果 .....                       | 5  |
| 2.4 体積収縮特性の考察 .....                  | 7  |
| 2.5 せん断応力比およびせん断ひずみと残留体積ひずみの関係 ..... | 9  |
| 3. 岩ずりの大型三軸試験 .....                  | 10 |
| 3.1 試料 .....                         | 10 |
| 3.2 試験方法 .....                       | 10 |
| 3.3 試験結果 .....                       | 11 |
| 4. 岩ずりの密度特性 .....                    | 12 |
| 4.1 試験概要 .....                       | 12 |
| 4.2 試験方法 .....                       | 13 |
| 4.3 試験結果 .....                       | 14 |
| 5. まとめ .....                         | 16 |
| 6. あとがき .....                        | 17 |
| 謝辞 .....                             | 17 |
| 参考文献 .....                           | 17 |

# Volume Contraction induced by Cyclic Shearing and Density Characteristics of Rock Debris

**Yusuke GOTOH\***

**Shinji SASSA\*\***

**Hiroyuki YAMAZAKI\*\*\***

**Hidenori TAKAHASHI\*\*\*\***

**Eiji KOHAMA\*\*\*\*\***

## Synopsis

Rock debris is used in reclaimed land of quay wall for liquefaction countermeasure, because it is a highly permeable material. However, rock debris ground has the potential for settlement by cyclic shearing due to earthquake motions because it is reclaimed in water and loosely deposited. In the present study, in order to clarify such dynamic characteristics of rock debris, a comprehensive set of large simple shear tests and large triaxial tests were carried out with various rock debris. As a result, it was found that the volume contraction characteristics of rock debris subjected to cyclic shearing depends on its density, confining stress, and cyclic shear stress ratio applied. Indeed, the residual volumetric strain developed markedly, when the confining stress was higher, and the relative density was lower, and the cyclic shear stress ratio was higher. In addition, we confirmed the wet density and void state of the rock debris ground when it was deposited in water by direct pouring. On the basis of the test results and their analysis, we presented a chart which can be used for assessment and prediction of the residual volumetric strain and settlement of rock debris ground under future earthquakes.

**Key Words:** rock debris, reclamation material, cyclic shear test, volumetric strain, density

---

\* Member, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\* Group Leader, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\* Director for Special Research  
\*\*\*\* Senior Researcher, Soil Dynamics Group, Geotechnical Engineering Field  
\*\*\*\*\* Group Leader, Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Engineering Field  
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan  
Phone : +81-46-844-5054 Fax : +81-46-844-4577 e-mail:gotoh-y84qc@pari.go.jp

# 岩ずりの繰返しせん断による体積収縮特性と密度特性

後藤 佑介\*・佐々 真志\*\*・山崎 浩之\*\*\*・高橋 英紀\*\*\*\*・小濱 英司\*\*\*\*\*

## 要 旨

岩ずりは排水性が高いことから液状化しにくい材料として、液状化対策を目的に岸壁の埋立て材に使用される。しかし、岩ずり地盤は水中への直接投入により造成されるため緩く堆積している場合があり、地震時に液状化は起こさなくても地震動の繰返しせん断により大きな沈下を起こす可能性がある。本研究では、このような岩ずりの動的特性を明らかにすることを目的として、各種の岩ずりを用いた一連の大型単純せん断試験と大型三軸試験を実施した。その結果、岩ずりの種類によらず、その体積収縮特性は、密度、拘束圧、繰返しせん断応力比に依存し、密度が低く、拘束圧が高く、繰返しせん断応力比が大きいほど、残留体積ひずみが顕著に増加することを明らかにした。さらに、岩ずりを水中投入した場合の湿潤密度・間隙状態についても確認し、岩ずりを埋立材に使用する際の将来の地震動による残留体積ひずみおよび沈下評価・予測に有用なチャートを提示した。

キーワード：岩ずり，埋立材，繰返しせん断試験，体積ひずみ，密度

---

\* 地盤研究領域動土質研究チーム研究員

\*\* 地盤研究領域動土質研究チームリーダー

\*\*\* 特別研究官

\*\*\*\* 地盤研究領域動土質研究チーム主任研究官

\*\*\*\*\* 地震防災研究領域耐震構造研究チームリーダー

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5054 Fax：046-844-4577

e-mail:gotoh-y84qc@pari.go.jp

## 1. まえがき

2011年東北地方太平洋沖地震では、地震動や津波が港湾・道路・河川等の構造物や建築物に多大な被害をもたらした<sup>1)~3)</sup>。本研究で注目するのは港湾の岸壁の裏込材等に使用される“岩ずり”で、仙台港高砂埠頭や常陸那珂港北埠頭では当該地震時に岩ずりを埋立て材に使用した岸壁が沈下し荷役に支障が生じたことが報告されている<sup>1)</sup>。常陸那珂港での被災状況を写真-1.1に示す。

岩ずりは石材生成時に発生する岩屑であり<sup>4), 5)</sup>、排水性が高いことから液状化しにくい材料として、液状化対策を目的に岸壁の埋立て材に使用される。しかし、岩ずり地盤は水中への直接投入により造成されるため緩く堆積している場合があり、地震時に液状化は起こさなくても地震動の繰返しせん断により大きな沈下を起こす可能性がある。したがって、岩ずりを土木材料として用いる場合、その動的特性を把握した上で使用することが重要である。また既往の研究<sup>5)~10)</sup>では、岩ずりの力学特性や液状化特性、振動台実験により沈下特性を調べたものが一部あるものの、地震時の繰返しせん断に伴う岩ずりの動的特性を詳しく調べたものはない。そこで本研究では、岩ずり地盤の動的特性を明らかにすることを目的として、各種の大型せん断試験を実施し、繰返しせん断を受ける岩ずりの体積収縮特性について調べた。なお、試験方法の違いによる体積収縮特性の違いを確認するため、大型単純せん断試験と大型三軸試験<sup>4)</sup>の2種類の試験方法で繰返しせん断試験を行った。

また、各種の大型せん断試験により、地震による岩ずり地盤の沈下にはその密度がひとつの要因となることを確認した。そこで、現場で造成する場合の岩ずり地盤の密度を把握するため、現場での施工を模擬した方法で地盤を作製し、その密度特性についても調査したので併せて報告する。



写真-1.1 常陸那珂港の被災状況

## 2. 岩ずりの大型単純せん断試験

### 2.1 試料

岩ずりの種類による体積収縮特性の違いを把握するため、大型単純せん断試験に用いた試料は、常陸那珂産の岩ずりA、千葉産の岩ずりB、砕石C-40の岩ずりCの3種類とした。各試料の物理特性を表-2.1に、粒径加積曲線を図-2.1に示す。岩ずりAおよび岩ずりBは粒径が大きく最大粒径300mmのものも含まれるため、試験装置の供試体サイズの制約から最大粒径53mmに調整した後試験に供した。

表-2.1 試料の物理特性

|   | 岩ずりA  | 岩ずりB  | 岩ずりC  |
|---|-------|-------|-------|
| 土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )    | 2.777 | 2.646 | 2.739 |
| 最小密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.514 | 1.259 | 1.798 |
| 最大密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 2.100 | 1.628 | 2.254 |
| 礫分含有率 (%)                               | 93.8  | 85.7  | 69.1  |
| 細粒分含有率 (%)                              | 1.6   | 5.3   | 3.0   |
| 50%粒径 $D_{50}$ (mm)                     | 22.5  | 15.9  | 6.2   |
| 均等係数 $U_c$                              | 6.7   | 31.3  | 30.0  |

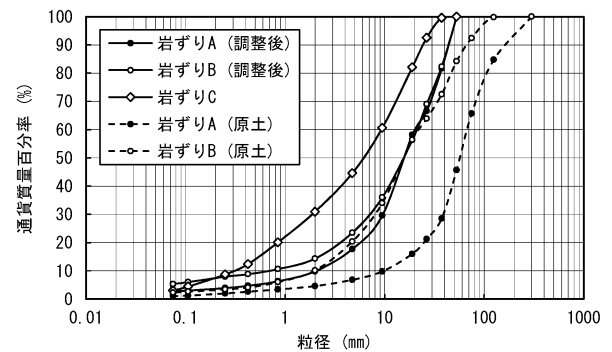


図-2.1 試料の粒径加積曲線

### 2.2 試験方法

大型単純せん断試験装置を写真-2.1に示す。本装置は、20段の積層板内の幅30cm、長さ30cm、高さ40cmの供試体に水平方向から繰返し荷重を載荷できるものである。

各試験ケースの一覧を表-2.2に示す。供試体は、炉乾燥した試料を4層に分けてバイブレーターにより締めめて所定の密度に作製した。供試体の相対密度は  $D_r = 35\%$ 、 $70\%$ の2種類である。供試体作製後、所定の圧密圧力  $\sigma'_{v0}$  で圧密した後、周波数0.01Hzで200波の正弦波、または不規則波を排気条件で載荷した。正弦波を載荷する場合の圧密圧力は、 $\sigma'_{v0} = 49 \text{ kN/m}^2$ 、 $98 \text{ kN/m}^2$ の2種類である。

不規則波形を図-2.2に示す。不規則波には2011年東日本太平洋沖地震による常陸那珂港の工学基盤での推定波を用いてSHAKEで応答計算をしてGL.-6m、-12mで得られたせん断応力波形を用いた。不規則波を載荷する

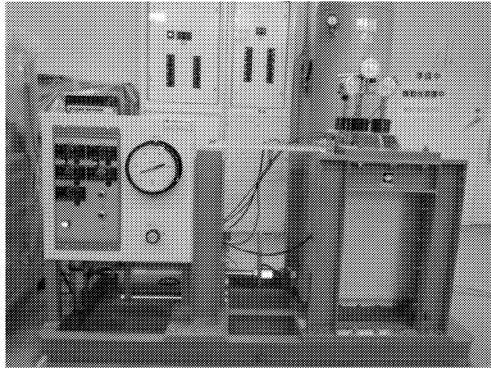


写真-2.1 大型単純せん断試験装置

表-2.2 単純せん断試験条件一覧

| 試料   | 相対密度<br>(公称)<br>$D_r$ (%) | 圧密圧力<br>$\sigma_{v0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 載荷波形 | せん断応力比<br>$\tau/\sigma_v'$ |
|------|---------------------------|---|------|----------------------------|
| 岩ずりA | 35, 70                    | 49, 98                                      | 正弦波  | 大, 中, 小                    |
|      |                           | 84.144                                      | 不規則波 |                            |
| 岩ずりB | 35, 70                    | 49, 98                                      | 正弦波  | 大, 中, 小                    |
|      |                           | 84.144                                      | 不規則波 |                            |
| 岩ずりC | 35, 70                    | 49, 98                                      | 正弦波  | 大, 中, 小                    |
|      |                           | 84.144                                      | 不規則波 |                            |

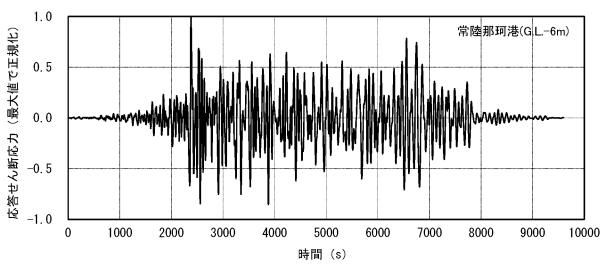


図-2.2(a) 不規則波 A

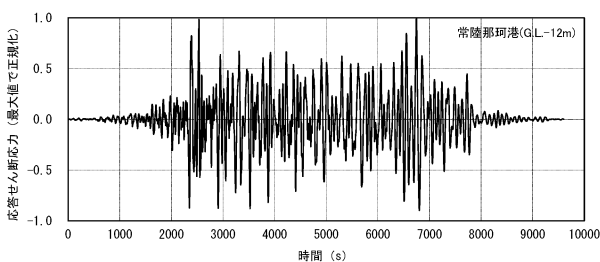


図-2.2(b) 不規則波 B

場合の圧密圧力は各波形に対応する深度の土被り圧相当として GL-6m の波形 (図 2.2(a)) では  $\sigma_{v0}'=84\text{kN/m}^2$ , GL-12m で観測された波形 (図 2.2(b)) では  $\sigma_{v0}'=144\text{kN/m}^2$  とした. なお, これらの波形は荷重制御の精度を確保するため時間軸を元の波形の 80 倍にしている.

### 2.3 試験結果

圧密後 (繰返し載荷前) の供試体の間隙比を表-2.3 に示す. 各試料の間隙比は, 岩ずり A で 0.465~0.638, 岩ずり B で 0.757~0.922, 岩ずり C で 0.298~0.408 であり試料の種類によって, 多様な値をとることがわかる.

繰返し載荷時のせん断応力 ( $\tau$ ), せん断ひずみ ( $\gamma$ ), および体積ひずみ ( $\epsilon_v$ ) の時刻歴の例を図-2.3 に示す. 体積ひずみは, 圧縮側を正としている. 図-2.3 は, 岩ずり B の正弦波, 相対密度  $D_r=35\%$ , 圧密圧力  $\sigma_{v0}'=98\text{kN/m}^2$ , 繰返しせん断応力比  $\tau/\sigma_v'=0.52$  の条件に対応している. ただし, 横軸は, 載荷開始から 10 波 (1000 秒) までのもので, 実際には 200 波 (20000 秒) 載荷されている. 同図から, せん断応力の繰返し載荷に伴い体積ひずみが蓄積していることがわかる. 図-2.4 は不規則波を載荷した場合で岩ずり A, 相対密度  $D_r=35\%$ , 圧密圧力  $\sigma_{v0}'=84\text{kN/m}^2$ , 最大せん断応力比  $\tau/\sigma_v'=0.45$  の条件に対応している. 同図から, 不規則波を載荷した場合においても, 正弦波と同様に体積ひずみが蓄積している.

図-2.5 にせん断応力とせん断ひずみの関係, 図-2.6 に体積ひずみとせん断ひずみの関係を示す. これらは, 正弦波を載荷した場合である. 繰返し載荷に伴い, せん断ひずみの振幅ならびに体積ひずみの増分が双方とも, 小さくなっていく様子が見られる. これは, 岩ずり試料が繰返しせん断に伴い密になっていくためである.

次に残留体積ひずみで試験結果を整理し, その発達特性に着目する. 図-2.3(c) の体積ひずみは, 繰返し載荷によって増減, すなわち圧縮と膨張を繰返しつつも, 圧縮

表-2.3 圧密後の間隙比

| 岩ずり A         |                                     |               |              | 岩ずり B         |                                     |               |              | 岩ずり C         |                                     |               |              |
|---------------|-------------------------------------|---------------|--------------|---------------|-------------------------------------|---------------|--------------|---------------|-------------------------------------|---------------|--------------|
| 相対密度<br>(圧密前) | 圧密圧力<br>(拘束圧)                       | 相対密度<br>(圧密後) | 間隙比<br>(圧密後) | 相対密度<br>(圧密前) | 圧密圧力<br>(拘束圧)                       | 相対密度<br>(圧密後) | 間隙比<br>(圧密後) | 相対密度<br>(圧密前) | 圧密圧力<br>(拘束圧)                       | 相対密度<br>(圧密後) | 間隙比<br>(圧密後) |
| $D_{r0}$ (%)  | $\sigma_{v0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $D_{rc}$ (%)  | $e$          | $D_{r0}$ (%)  | $\sigma_{v0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $D_{rc}$ (%)  | $e$          | $D_{r0}$ (%)  | $\sigma_{v0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | $D_{rc}$ (%)  | $e$          |
| 35            | 49                                  | 38            | 0.638        | 35            | 49                                  | 38            | 0.922        | 35            | 49                                  | 37            | 0.408        |
| 35            | 98                                  | 39            | 0.633        | 35            | 98                                  | 39            | 0.917        | 35            | 98                                  | 39            | 0.402        |
| 35            | 84                                  | 38            | 0.638        | 35            | 84                                  | 38            | 0.920        | 35            | 84                                  | 39            | 0.404        |
| 35            | 144                                 | 40            | 0.631        | 35            | 144                                 | 39            | 0.914        | 35            | 144                                 | 42            | 0.394        |
| 70            | 49                                  | 71            | 0.470        | 70            | 49                                  | 71            | 0.761        | 70            | 49                                  | 72            | 0.303        |
| 70            | 98                                  | 72            | 0.468        | 70            | 98                                  | 72            | 0.757        | 70            | 98                                  | 72            | 0.301        |
| 70            | 84                                  | 72            | 0.468        | 70            | 84                                  | 72            | 0.759        | 70            | 84                                  | 72            | 0.302        |
| 70            | 144                                 | 72            | 0.465        | 70            | 144                                 | 72            | 0.757        | 70            | 144                                 | 73            | 0.298        |

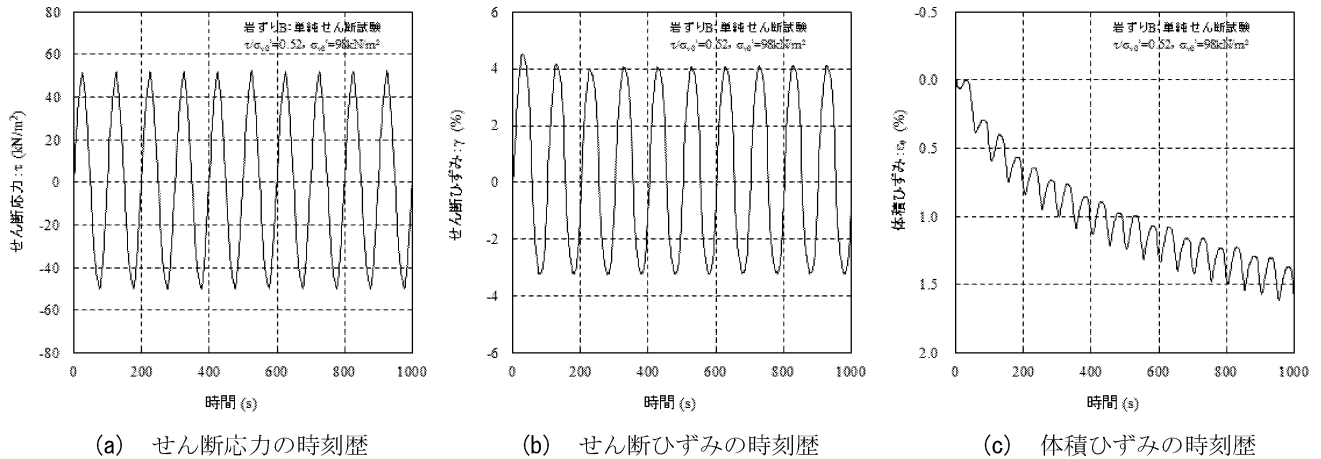


図-2.3 正弦波の単純せん断試験結果 (岩ずり B,  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$ ,  $\tau/\sigma'_{v0}=0.52$ )

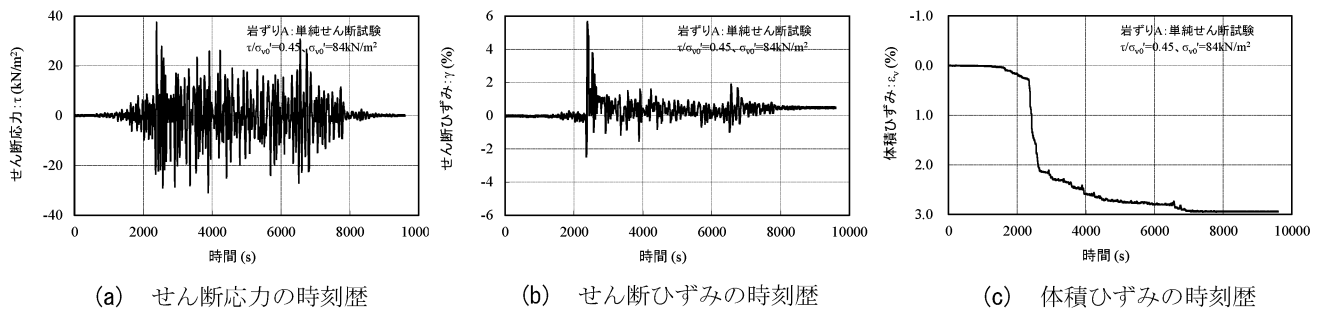


図-2.4 不規則波の単純せん断試験結果 (岩ずり A,  $\sigma'_{v0}=84\text{kN/m}^2$ ,  $\tau/\sigma'_{v0}=0.45$ )

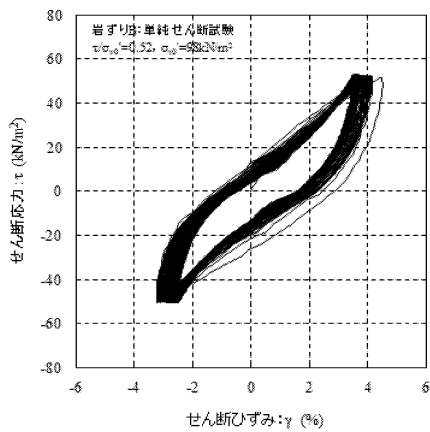


図-2.5 せん断応力とせん断ひずみ (岩ずり B,  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$ ,  $\tau/\sigma'_{v0}=0.52$ )

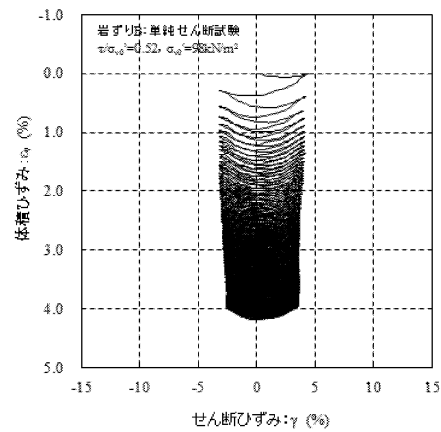


図-2.6 体積ひずみとせん断ひずみ (岩ずり B,  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$ ,  $\tau/\sigma'_{v0}=0.52$ )

が膨張を上回るために、その残留成分が蓄積していく様子を表している。以後の分析のために、繰返し回数 0.5 回毎の体積ひずみの極大値を取り出すことにより、この変動成分を除き、残留体積ひずみとした。なお、不規則波の場合には、図-2.4 のとおり、変動成分はほとんどないため、体積ひずみは実質的に全て残留体積ひずみを表している。

岩ずり A, 岩ずり B, 岩ずり C の残留体積ひずみと繰返し回数の関係を図-2.7, 図-2.8, 図-2.9 に示す。各図の細線は拘束圧  $\sigma'_{v0}=49\text{kN/m}^2$  の結果を、太線は拘束圧  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$  を示し、線の形の違いはせん断応力比  $\tau/\sigma'_{v0}$  の違いを示す。また、各図の (a) は  $D_r=35\%$  の結果を、(b) は  $D_r=70\%$  の結果を示し、密度が緩い場合と密な場合の違いを示す。これらの結果から、残留体積ひずみは

繰返し载荷初期に多く発生し、繰返し回数が大きくなるとある値に漸近していく傾向にあることがわかる。また、3種類の岩ずりのいずれの結果においても、せん断応力比の振幅が大きくなるほど、また、拘束圧が高いほど、大きな残留体積ひずみが発生していることがわかる。各図の(a)と(b)で密度による違いを比較すると、相対密度が小さい方が発生する残留体積ひずみは大きい。さらに、岩ずりの種類により体積ひずみの発生量は異なることがわかる。したがって、岩ずりの残留体積ひずみの発生は、試料の種類、密度、拘束圧およびせん断応力比の条件に依存することがわかる。

## 2.4 体積収縮特性の考察

砂の体積ひずみ  $\varepsilon_v$  と繰返し回数  $N$  の間には、次式の双曲線関係<sup>11)</sup>があることが知られており、この関係を岩ずりの残留体積ひずみと繰返し回数の関係に用いて体積ひずみの最大値を推定する。

$$\varepsilon_v = \frac{N}{a + b \cdot N} \quad (2.1)$$

ここに、 $a$ 、 $b$  は実験定数である。

式(2.1)は次式のように変形される。

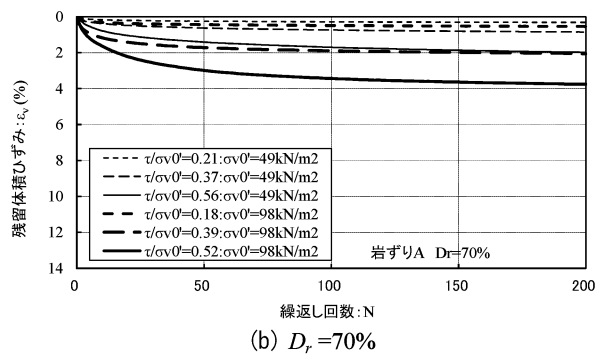
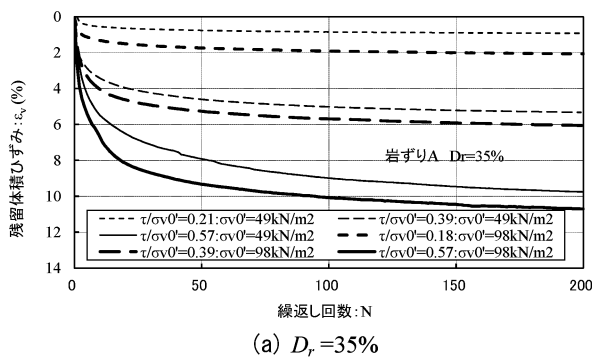


図-2.7 残留体積ひずみと繰返し回数の関係(岩ずり A)

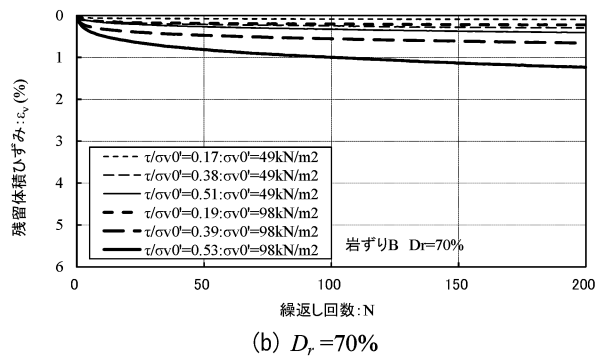
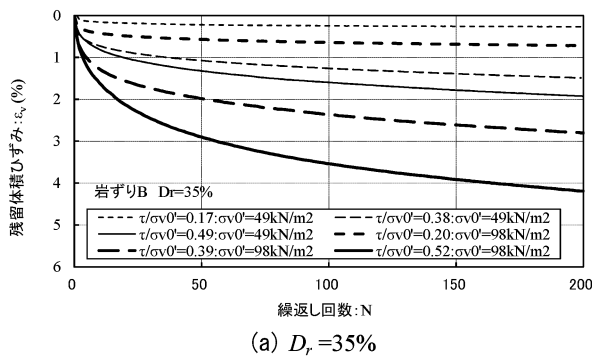


図-2.8 残留体積ひずみと繰返し回数の関係(岩ずり B)

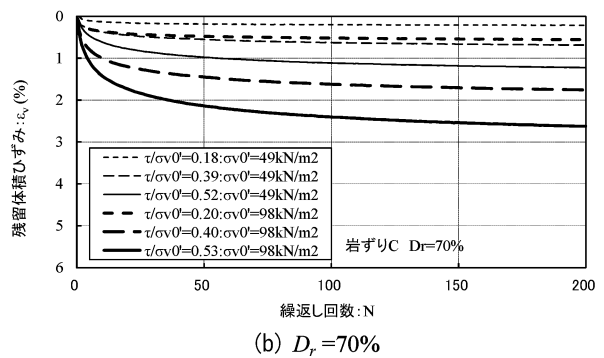
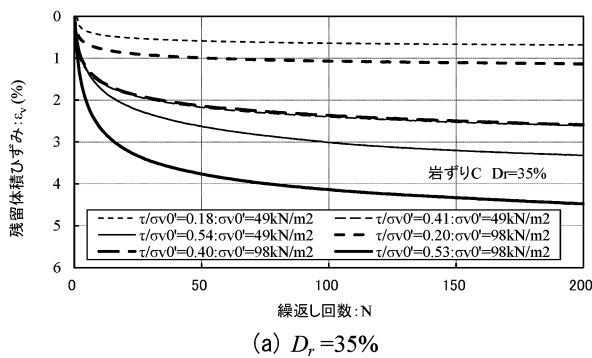
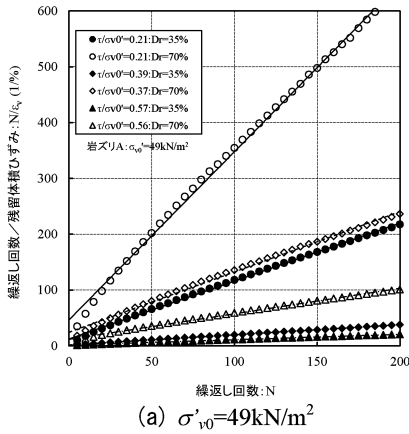
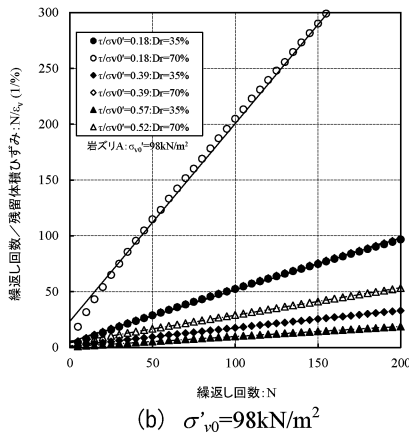


図-2.9 残留体積ひずみと繰返し回数の関係(岩ずり C)

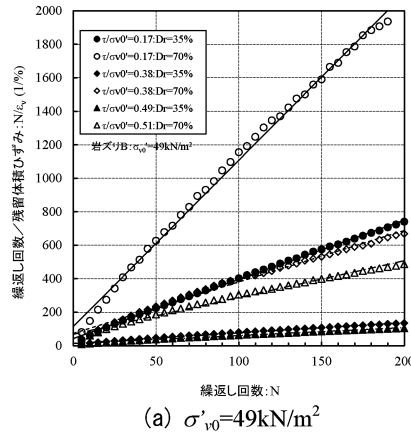




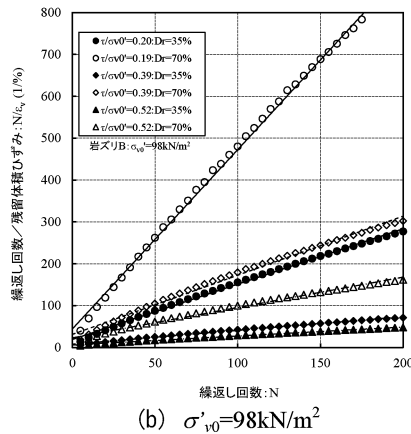
(a)  $\sigma'_{v0}=49\text{kN/m}^2$



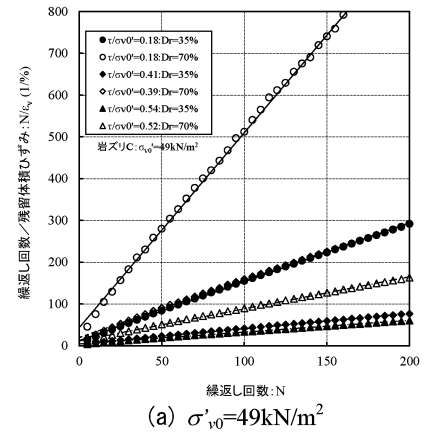
(b)  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$



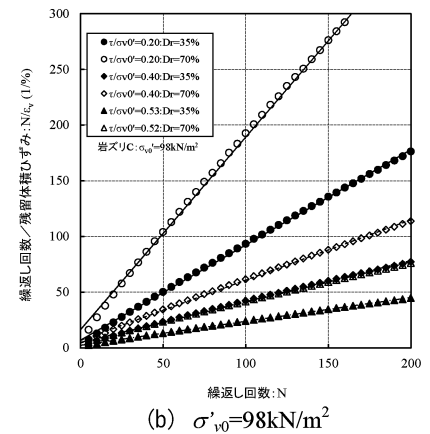
(a)  $\sigma'_{v0}=49\text{kN/m}^2$



(b)  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$



(a)  $\sigma'_{v0}=49\text{kN/m}^2$



(b)  $\sigma'_{v0}=98\text{kN/m}^2$

図-2.10 式(2-2)による整理 (岩ずり A) 図-2.11 式(2-2)による整理 (岩ずり B) 図-2.12 式(2-2)による整理 (岩ずり C)

$$\frac{N}{\varepsilon_v} = a + b \cdot N \quad (2.2)$$

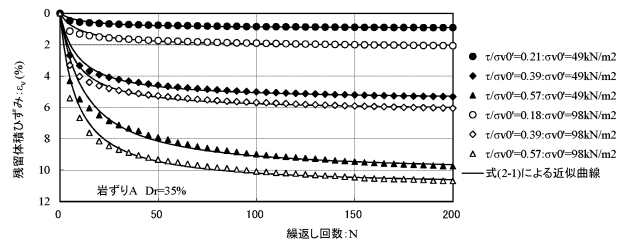
上式は、繰返し回数  $N$  を残留体積ひずみで除したものが、 $N$  と線形関係になることを示している。

図-2.7～図-2.9 の各試料の実験データを式(2.2)の形式で整理した結果を、図-2.10～図-2.12 に示す。これらの図は、上述の岩ずりの実験結果が、式(2.2)の関係を満たすことを示している。実際、岩ずりの残留体積ひずみと繰返し回数の関係も、式(2.1)の双曲線関係によって精度良く近似再現できていることがわかる(図-2.13)。

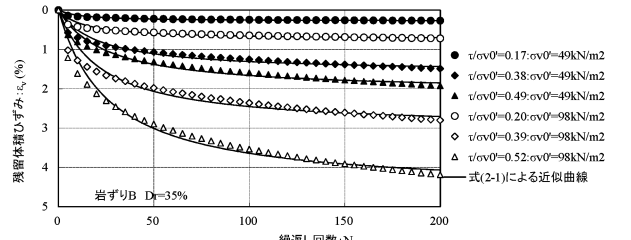
ここで、式(2-1)において  $N \rightarrow \infty$  の極限操作を行うと次式が得られる。

$$\varepsilon_v(N \rightarrow \infty) = \frac{1}{b} \quad (2.3)$$

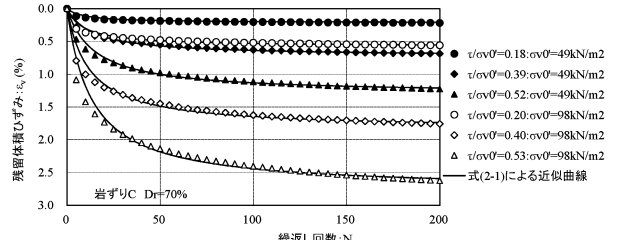
式(2.3)から、繰返し回数  $N$  が無限大における残留体積ひずみ  $\varepsilon_v(N \rightarrow \infty)$ 、すなわち、各せん断応力比振幅の下での最大残留体積ひずみを得ることができる。その結果を、図-2.14 に示している。これらの図のプロットは、白抜きが相対密度  $D_r=35\%$ 、黒塗りが  $D_r=70\%$  の結果を表し、



(a) 岩ずり A



(b) 岩ずり B



(c) 岩ずり C

図-2.13 残留体積ひずみと繰返し回数 (実測値と計算値)

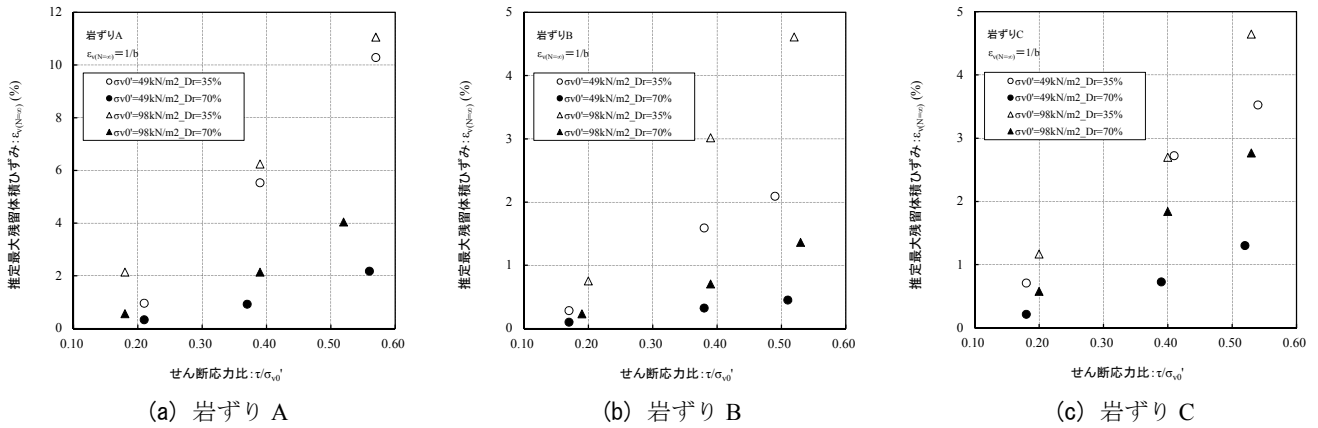


図-2.14 実験定数 b から推定した最大残留体積ひずみとせん断応力比の関係

丸形が拘束圧 49kN/m<sup>2</sup>、三角が拘束圧 98kN/m<sup>2</sup>を表している。

図-2.14 から本試験の範囲では、繰返しせん断（正弦波）を排気状態で受けた場合の残留体積ひずみの極限值（最大値）は、岩ずり A で 11%，岩ずり B で 4.6%，岩ずり C で 4.6%であると推定された。また、最大残留体積ひずみは、岩ずりの種類によらず、密度が低く、拘束圧が高く、繰返し応力比が大きいほど、顕著になることがわかる。

## 2.5 せん断応力比およびせん断ひずみと残留体積ひずみの関係

岩ずりの種類、密度、拘束圧、せん断応力比、载荷する波形を変えて行った計72ケースのせん断応力比と発生した最大残留体積ひずみの関係のまとめを図-2.15に示す。本結果から、せん断応力比が大きいほど、発生する

体積ひずみが大きくなることが明瞭に確認できる。図-2.15の紫色の実線（太実線）は不規則波を载荷したときのせん断応力比に対する最大残留体積ひずみの上限を、紫色の破線（太破線）は正弦波を载荷したときのせん断応力比に対する推定最大残留体積ひずみの上限を示している。同じせん断応力比でも、不規則波に比べ正弦波を载荷した場合には、上限値が大きいことがわかる。これは、正弦波の場合、所定のせん断応力比が、繰返し载荷中、常に作用するのに対して、不規則波の場合には、波形の不規則性から、それよりも低い応力比が作用するためである。実験で载荷した不規則波形は、2011年東日本太平洋沖地震による常陸那珂港の2深度で推定した波形であり、不規則波B（図-2.2(b)）では、液状化予測判定において地震動によって有効に作用する波数を表す“有効波数<sup>12)</sup>”にして10波と従来の地震動に比して厳しい波形となっている。一方、正弦波の結果は所定のせん断

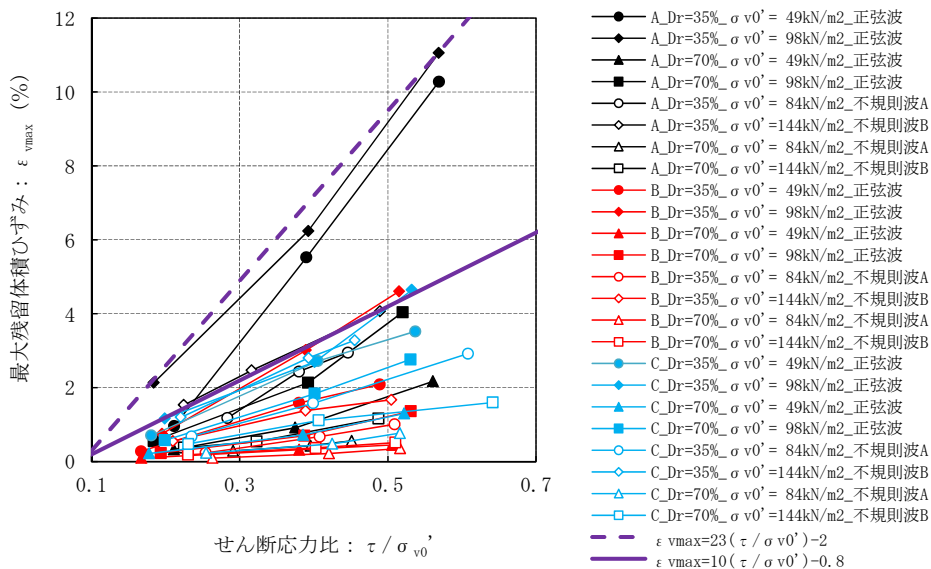


図-2.15 せん断応力比と残留体積ひずみ

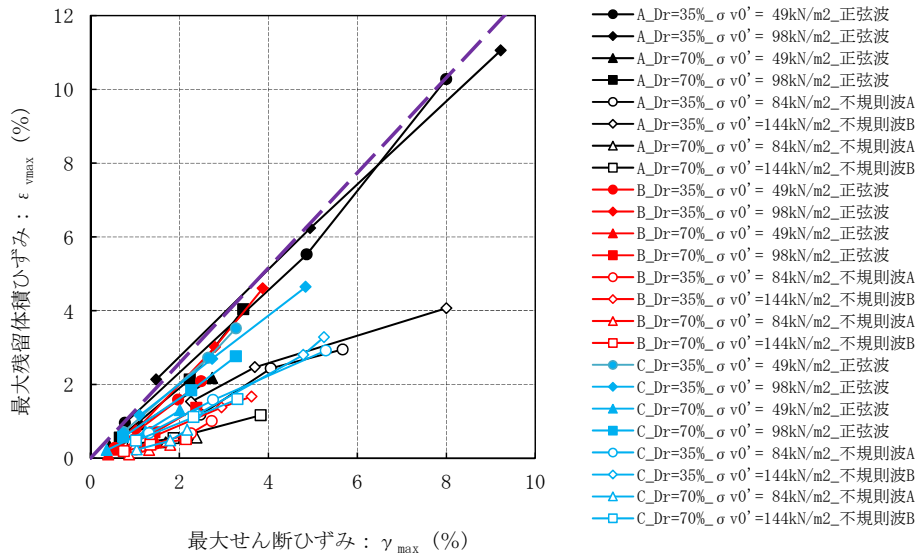


図-2.16 せん断ひずみと残留体積ひずみ

応力比で無限回载荷した際の推定値から導かれた上限値である。それゆえ、これらの不規則波および正弦波の下で、異なる3種類の岩ずりを用いて得られた最大残留体積ひずみとせん断応力比の間の上限関係は、限られた試料・実験条件に対応したものであるものの、それぞれ、想定する地震動の下で地震動応答計算を通じて得られる繰返しせん断応力比に対して発達し得る残留体積ひずみ、および、岩ずり地盤の供用期間中において本震・余震を含めて何度も地震動が作用した際に発達し得る終局状態の最大残留体積ひずみの評価予測の基準値として活用することができる。

次に、最大せん断ひずみと最大残留体積ひずみの関係を図-2.16に示す。同図より、発生するせん断ひずみが大きくなると、それに伴い発生する残留体積ひずみも大きくなることがわかる。せん断ひずみの増分に対する残留体積ひずみの増分の比にも、ある上限関係があることがわかる。当該境界線を図-2.16に破線で示している。本線は、上述のひずみ増分比が1:1.29の原点を通る直線である。地震動応答計算では、せん断応力と併せてせん断ひずみも得られることから、本ひずみ比の関係は、上述のせん断応力比と最大残留体積ひずみの関係と併せて活用し得るといえる。

### 3. 岩ずりの大型三軸試験

第2章に記した大型単純せん断試験によって、地震時の繰返しせん断を受ける岩ずりの体積収縮特性は、試料

の種類、密度、拘束圧およびせん断応力比に依存すること、ならびに、正弦波を負荷した場合の残留体積ひずみと繰返し回数の関係は双曲線関係にあることを明らかにした。本章では、試験方法の違いによって、岩ずりの体積収縮特性に違いがあるか否かについて確認するため、大型三軸試験装置による繰返しせん断試験を行っている。

#### 3.1 試料

大型三軸試験に用いた試料は、仙台港高砂埠頭の岸壁から採取した岩ずりDと仙台産の岩ずりEの2種類である。各試料の物理特性を表-3.1に、粒径加積曲線を図-3.1に示す。岩ずりDおよびEは最大粒径53mmの岩ずりであり、事前の粒度調整は行っていない。

#### 3.2 試験方法

大型三軸試験装置は、直径30cm、高さ60cmの供試体に軸方向から繰返し荷重を載荷できるものである。

供試体は、必要に応じて電動パイプレーターで5層締固めによりモールド内に所定の密度で作製した。密度は、相対密度 $D_r=0\%$ 、 $35\%$ の2種類である。供試体の飽和は $\text{CO}_2$ と脱気水(1時間以上)により行った。圧密圧力は $\sigma'_{c0}=49\text{kN/m}^2$ 、 $196\text{kN/m}^2$ の2種類で、背圧は $98\text{kN/m}^2$ とした。

圧密終了後、周期100s(0.01Hz)の正弦波を300波、排水条件で載荷した。載荷は圧縮側と伸張側の主応力比を同一に保ち、平均主応力一定で繰返し載荷を実施した。試験ケースの一覧を表-3.2に示す。

表-3.1 試料の物理特性

|   | 岩ずりD  | 岩ずりE  |
|---|-------|-------|
| 土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )    | 2.658 | 2.620 |
| 最小密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.617 | 1.459 |
| 最大密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> ) | 1.952 | 1.756 |
| 礫分含有率 (%)                               | 61.6  | 88.7  |
| 細粒分含有率 (%)                              | 10.2  | 1.8   |
| 50% 粒径 $D_{50}$ (mm)                    | 5.8   | 15.5  |
| 均等係数 $U_c$                              | 153.1 | 12.2  |

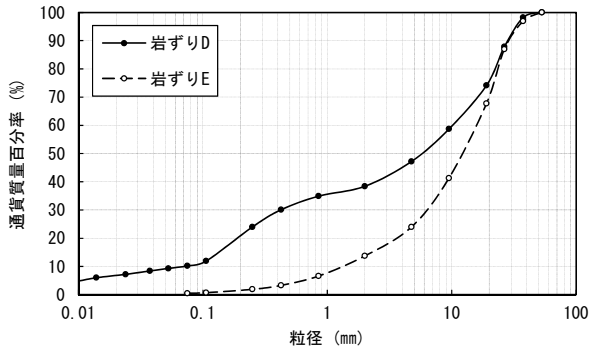


図-3.1 試料の粒径加積曲線

表-3.2 大型三軸試験条件一覧

| 試料   | 相対密度<br>(公称)<br>$D_r$ (%) | 圧密圧力<br>$\sigma_{c0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 載荷波形 | 主応力比<br>(公称)<br>$R = \sigma_1 / \sigma_3$ |
|------|---------------------------|---|------|---|
|      | 0, 35                     | 49, 196                                     |      | 1.5, 2.0                                  |
| 岩ずりD | 0, 35                     | 49, 196                                     | 正弦波  | 1.5, 2.0                                  |
| 岩ずりE | 0                         | 49, 196                                     |      | 1.5, 2.0, 3.0                             |

### 3.3 試験結果

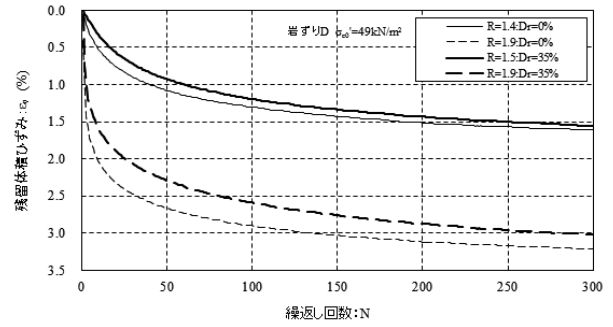
圧密後(繰返し載荷前)の供試体の間隙比を表-3.3に、大型三軸試験の繰返し載荷時の残留体積ひずみと繰返し回数の関係を図-3.2、図-3.3に示す。この際、図-3.2は岩ずりD、図-3.3は岩ずりEの結果である。これらの図から、残留体積ひずみは載荷初期に多く発生し、繰返し回数が大きくなるとある値に漸近していくことがわかる。また、主応力比が大きくなるほど、大きな残留体積

表-3.3 圧密後の間隙比

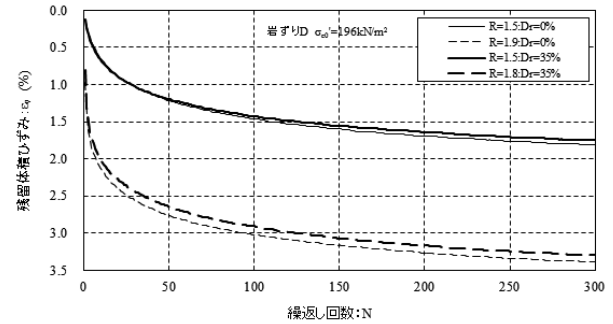
| 岩ずりD                          |  |                               |                     |
|-------------------------------|--|-------------------------------|---------------------|
| 相対密度<br>(圧密前)<br>$D_{r0}$ (%) | 圧密圧力<br>(拘束圧)<br>$\sigma_{c0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 相対密度<br>(圧密後)<br>$D_{rc}$ (%) | 間隙比<br>(圧密後)<br>$e$ |
| 0                             | 49   | 26                            | 0.568               |
| 0                             | 196  | 48                            | 0.507               |
| 35                            | 49   | 45                            | 0.518               |
| 35                            | 196  | 61                            | 0.471               |

| 岩ずりE                          |  |                               |                     |
|-------------------------------|--|-------------------------------|---------------------|
| 相対密度<br>(圧密前)<br>$D_{r0}$ (%) | 圧密圧力<br>(拘束圧)<br>$\sigma_{c0}'$ (kN/m <sup>2</sup> ) | 相対密度<br>(圧密後)<br>$D_{rc}$ (%) | 間隙比<br>(圧密後)<br>$e$ |
| 0                             | 49   | 41                            | 0.672               |
| 0                             | 196  | 58                            | 0.620               |

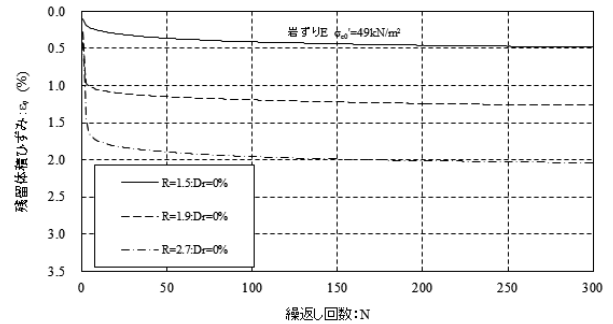


(a) 圧密圧力  $\sigma'_{c0}=49\text{kN/m}^2$

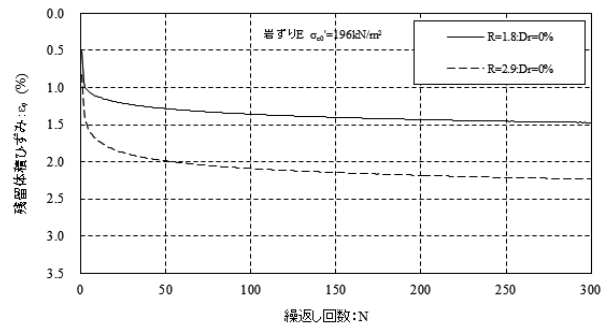


(b) 圧密圧力  $\sigma'_{c0}=196\text{kN/m}^2$

図-3.2 残留体積ひずみと繰返し回数の関係(岩ずりD)



(a) 圧密圧力  $\sigma'_{c0}=49\text{kN/m}^2$



(b) 圧密圧力  $\sigma'_{c0}=196\text{kN/m}^2$

図-3.3 残留体積ひずみと繰返し回数の関係(岩ずりE)

ひずみが発生していることが確認できる。岩ずり D は 2 種類の相対密度で試験を行っており、図-3.2 でその結果を比較すると、密度が少し低くなると、僅かではあるがより大きな残留体積ひずみが発生していた。これらの結果は、第 2 章で記述した大型単純せん断試験の結果と調和的である。

ここで、残留体積ひずみと繰返し回数の関係について確認する。第 2 章 4 節と同様に式 (2.2) のかたちで、図-3.2 と図-3.3 の各試料の実験結果を整理したものが図-3.4、図-3.5 である。図-3.4 は岩ずり D、図-3.5 は岩ずり E の結果に対応している。これらの図から、大型三軸試験の結果においても、大型単純せん断試験結果と同様に、岩ずりの残留体積ひずみと繰返し回数の関係は式 (2.1) の双曲線関係にあることがわかる。なお、第 2 章 4 節と同様に繰返し回数を無限としたときの最大残留体積ひずみの推定値は、図-3.6 に示すように、岩ずり D で 3.5%、岩ずり E で 2.3% であった。結局、上述の結果は、繰返しせん断を受ける岩ずりの残留体積ひずみの発達特性は、試験方法の違いによらず、密度・拘束圧・応力比に依存することを明らかにした。

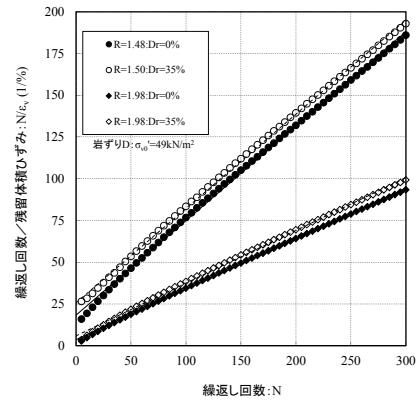
#### 4. 岩ずりの密度特性

##### 4.1 試験概要

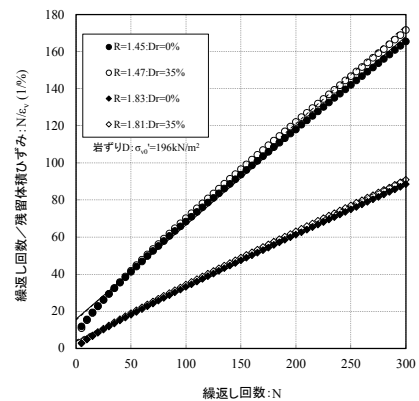
上述の大型単純せん断および三軸試験結果を受けて、繰返しせん断を受ける岩ずりの体積収縮は、試料の密度が関係しており、岩ずりの種類によっても違いが見られることがわかった。したがって、岩ずり地盤の沈下特性を評価する際には、現場で施工した際の岩ずりがどの程度の密度になるか把握しておくことが重要である。ただし、岩ずりは粒径が大きく、通常の室内試験レベルの規模では、その密度を計測することができないため、大型の土槽を用いて湿潤密度を計測できるような新たな試験方法を模索する必要があった。

また、既設の岸壁においては、岩ずりで形成された現場の地盤の調査方法が課題となっており、密度と標準貫入試験の N 値や現場密度試験による密度との関係を把握しておくことも併せて重要である。

そこで、岩ずりの密度特性を把握するため、寸法の異なる複数の土槽を用いて地盤を作製し、その寸法が岩ずりの湿潤密度へ与える影響について調査するとともに、湿潤密度と N 値、RI 密度の関係を調査した。



(a)  $\sigma'_{c0}=49\text{kN/m}^2$



(b)  $\sigma'_{c0}=196\text{kN/m}^2$

図-3.4 式 (2-2) による整理 (岩ずり D)

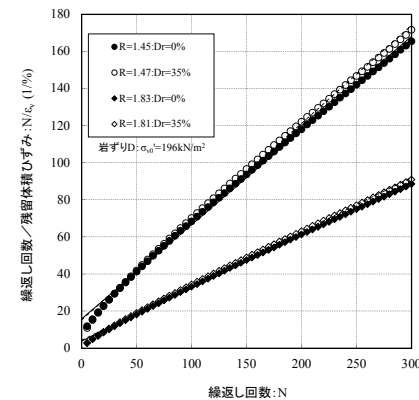


図-3.5 式 (2-2) による整理 (岩ずり E,  $\sigma'_{c0}=49\text{kN/m}^2$ )

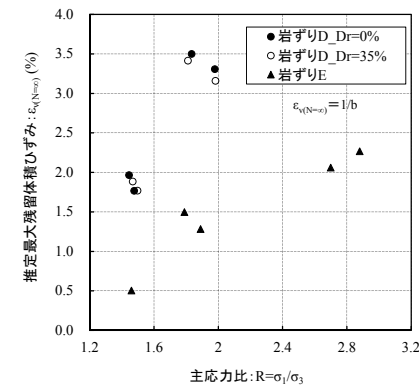


図-3.6 実験定数 b から推定した最大残留体積ひずみと主応力比の関係

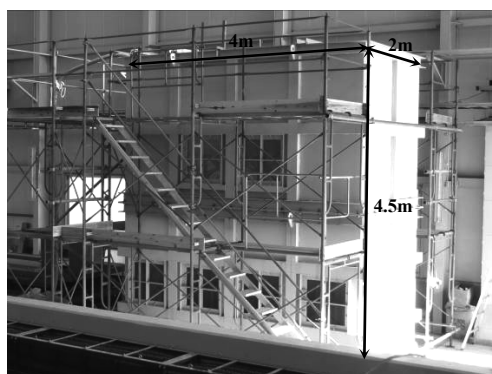
## 4.2 試験方法

### (1) 湿潤密度試験

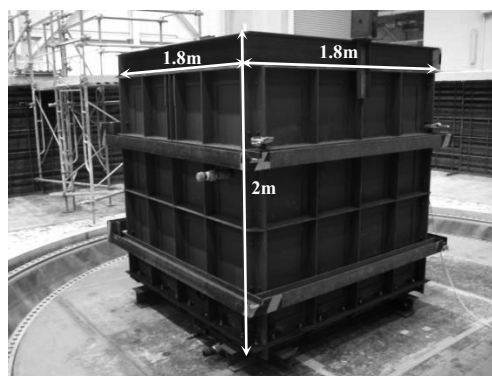
本試験では、土槽の寸法効果が密度へ及ぼす影響を調べるため、大きさの異なる3種類の箱型の鋼製剛土槽を使用した。各土槽の外観を写真-4.1に示す。大型の土槽①は、容量約32 m<sup>3</sup>、寸法が長さ4 m×幅2 m×高さ4.5 mである。中型の土槽②は、容量約5.8 m<sup>3</sup>、寸法が長さ1.8 m×幅1.8 m×高さ2 mである。小型の土槽③は、容量約0.4 m<sup>3</sup>、寸法が長さ0.7 m×幅0.7 m×高さ0.9 mである。

試験条件の一覧を表-4.1に示す。地盤作製は、水を張った土槽に試料を投入する水中落下により行った。具体的には、あらかじめ試料を詰めたトンパックを土槽の上方に吊り、この底面を開放する方法で試料を投入した。試験に用いた試料は岩ずりA、岩ずりD、岩ずりEの3種類である。岩ずりAは、第2章1節で述べたとおり、最大粒径が大きい（最大粒径300mm）、土槽の寸法が密度に与える影響は大きいと考え、土槽①・②・③で試験した。なお、本試験においては、事前の粒度調整を行っていない。岩ずりD、Eは平均的に粒径が小さいため、それぞれ土槽②および土槽②・③を用いて試験した。地盤作製後、地表面の高さ、投入重量から湿潤密度を算出した。

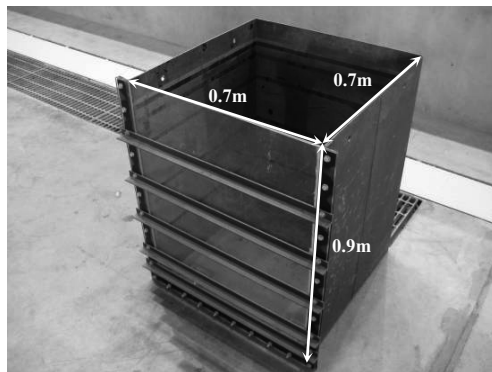
また、岩ずりの密度とN値の関係を調べるために、岩ずりを締固めた。締固めは、上記②の土槽を用いて加振し行った。そして、地表面の沈下量から締固め後の湿潤密度を算出した。



(a) 土槽①



(b) 土槽②



(c) 土槽③

表-4.1 湿潤密度試験条件一覧

| ケース名      | 土槽  | 密度計測 | 締固め後の密度計測 | 試料   |
|-----------|-----|------|-----------|------|
| CASE-A1   | 土槽① | ○    | —         | 岩ズリA |
| CASE-A2-1 | 土槽② | ○    | ○         | 岩ズリE |
| CASE-A2-2 | 土槽② | ○    | ○         | 岩ずりD |
| CASE-A2-3 | 土槽② | ○    | ○         | 岩ズリA |
| CASE-A3-1 | 土槽③ | ○    | —         | 岩ズリE |
| CASE-A3-2 | 土槽③ | ○    | —         | 岩ズリA |

### (2) 標準貫入試験・RIによる密度試験

湿潤密度と原位置試験の関係を調査するため、土槽①と②を用いて作製した地盤に対し標準貫入試験とRIによる密度試験を行った。原位置試験の試験ケースを表-4.2に示す。標準貫入試験は日本工業規格(JIS A 1219:2001)に準拠したが、地盤の高さに限りがあるため、地表面から土槽底面まで連続して貫入した。RIによる密度試験は、地盤工学会基準(JGS 1614-2003)の密度測定原理に基づいて行った<sup>13)</sup>。原位置試験は、最も寸法が大きい土槽①の試験では、土槽平面の中心部および端部(土槽壁面から約0.7mの位置)の2か所、土槽②の試験で

写真-4.1 湿潤密度試験用土槽

表-4.2 原位置試験の試験ケース

| ケース名        | 土槽  | 試料   | 加振による締固め | 原位置試験  |        |
|-------------|-----|------|----------|--------|--------|
|             |     |      |          | 標準貫入試験 | RI密度試験 |
| CASE-A1_1   | 土槽① | 岩ズリA | 締固めなし    | ○      | ○      |
| CASE-A1_2   |     |      | 〃        | ○      | ○      |
| CASE-A2-1_1 | 土槽② | 岩ズリE | 締固め前     | ○      | ○      |
| CASE-A2-1_2 |     |      | 締固め後     | ○      | ○      |
| CASE-A2-2_1 | 土槽② | 岩ずりD | 締固め前     | ○      | ○      |
| CASE-A2-2_2 |     |      | 締固め後     | ○      | ○      |
| CASE-A2-3_1 | 土槽② | 岩ずりA | 締固め前     | ○      | ○      |
| CASE-A2-3_2 |     |      | 締固め後     | ○      | ○      |

は、土槽平面の中心部において、加振による締固め前後で1か所ずつ行った。

### 4.3 試験結果

#### (1) 湿潤密度試験

土槽の寸法が湿潤密度に与える影響を把握するため、土槽の大きさによる湿潤密度の違いに着目する。図-4.1に各試験ケースの地盤作製後の湿潤密度と土槽容量の関係を示す。同図は土槽容量が大きくなる方から順に、土槽①、土槽②、土槽③の結果を示している。

粒径の大きな岩ずり A の場合、小型土槽③では湿潤密度が極端に小さい結果となり、土槽が小さいと寸法効果によって湿潤密度も小さくなるのがわかる。これは、土槽壁付近で空隙が大きくなり密度が小さくなるのが要因と考えられる。一方、土槽①と土槽②では同程度の湿潤密度であり、土槽の大きさによる密度への影響は小さいといえる。したがって、岩ずり A のように粒径が大きい（最大粒径 300mm）場合は、土槽②の 1.8m 四方程度（容積約 6m<sup>3</sup>）の土槽であれば現場における水中投入時の初期湿潤密度の把握が可能といえる。

岩ずり E は土槽②と土槽③で湿潤密度が同程度であり、土槽の大きさが密度へ与える影響が小さい。よって、岩ずり E のような平均的な粒径が比較的小さな岩ずり（最大粒径 53mm）の場合は、土槽③のような 0.7m 四方程度（容積約 0.4m<sup>3</sup>）の土槽でも湿潤密度の把握が十分可能と考えられる。

岩ずり D は土槽②でのみ試験を行った。この試料は、岩ずり E と同様に平均的に粒径の小さな岩ずりであり、上記のとおり、岩ずり E は土槽③でも密度の把握が可能であることを踏まえると、土槽②の試験で得られた岩ずり D の湿潤密度は妥当な値を示していると推察される。

以上を踏まえ、各試料で現地造成された地盤の湿潤密度は岩ずり A で 20.8kN/m<sup>3</sup>程度、岩ずり E で 18.5kN/m<sup>3</sup>程度、岩ずり D で 21.8kN/m<sup>3</sup>程度になると推定される。

これらの岩ずりの水中投入時の初期湿潤密度と、上述の大型せん断試験に用いた岩ずりの初期密度・間隙比との対応を把握確認しておくことは重要である。岩ずりの湿潤密度試験では、粒度調整を行っていないため、地盤工学会基準（JGS0162-2009）の礫の最小・最大密度試験を適用することはできない。このため、相対密度ではなく、間隙比で比較する。

上述の湿潤密度試験の寸法効果に関する議論・考察に基づき、各岩ずり試料を用いて土槽②で水中投入・作製した地盤の初期間隙比を表-4.3に示す。本表から、岩ずり試料によって初期間隙比が異なり 0.392~0.688 であっ

た。一方、試料の種類、密度、拘束圧を変えて行った大型単純せん断試験の繰返し載荷前の供試体（圧密後）の間隙比は 0.298~0.922 と、上述の湿潤密度試験における初期間隙比の範囲を内包していることがわかる。それゆえ、図-2.14、図-2.15に記したまとめの関係は、現場施工した岩ずり地盤の将来の地震動による残留体積ひずみの発達と沈下評価に有効に活用し得るといえる。

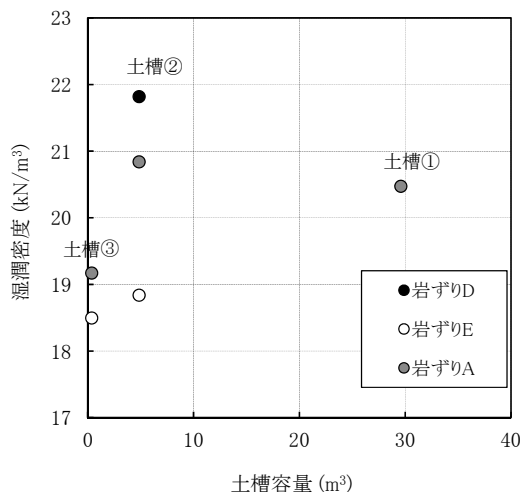


図-4.1 湿潤密度と土槽容量

表-4.3 各試料で作製した地盤の間隙比

| 試料   | 間隙比   |
|------|-------|
| 岩ずりA | 0.653 |
| 岩ずりE | 0.688 |
| 岩ずりD | 0.392 |

#### (2) 標準貫入試験と湿潤密度

土槽①と土槽②の地盤に対して標準貫入試験を行った結果を図-4.2に示す。ここでのN値とは、打撃1回当たりの貫入量aを用いた換算N値=30/aを表している。また、全深度のN値を平均したものを平均N値として併せて示す。なお、同図の縦軸はすべて土槽底版からの標高である。

図-4.2(a)より、土槽①の試験（CASE-A1：岩ずりA）のN値は、深度が深くなるにしたがって増加する傾向を示した。これは、深い地盤では拘束圧が高くなるためである。土槽平面の中心部と端部を比較すると、地盤上部で中心部の方がN値が大きく、地盤下部では、両者のN値は類似していた。土槽の端部では壁面の影響で密度が低く緩い地盤になることから、N値も同様に小さな傾向を示すものと考えられる。一方、深度の深いところでは拘束圧や土槽底面の影響が大きくなるため、両者に明確な差が表れないと理解することができる。

図-4.2 (b)～(d)により、加振による締固め前後のN値を比較する。実線が締固め前、破線が締固め後を表しており、N値の深度分布、平均N値ともに締固め後の方が大きいことがわかる。図-4.3に湿潤密度試験で得られた湿潤密度と平均N値の関係を示す。三角プロットで試料ごとにみると、湿潤密度が増加し地盤が密になると、平均N値も上昇する一方、その上昇の仕方は試料の種類に

よって異なることが確認できる。

岩ずりAの場合、粒径の大きなものは300mmにもなり、このような大きな岩ずりにサンプラーが当たった場合、ほとんど貫入できずN値が極端に大きくなっている。このように粒径の大きな岩ずり地盤に対しては、標準貫入試験を行うと、過大なN値が得られる場合があり、評価の際には注意が必要と考えられる。

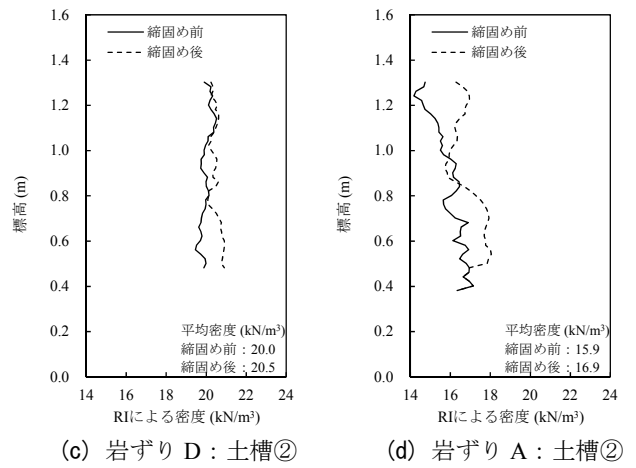
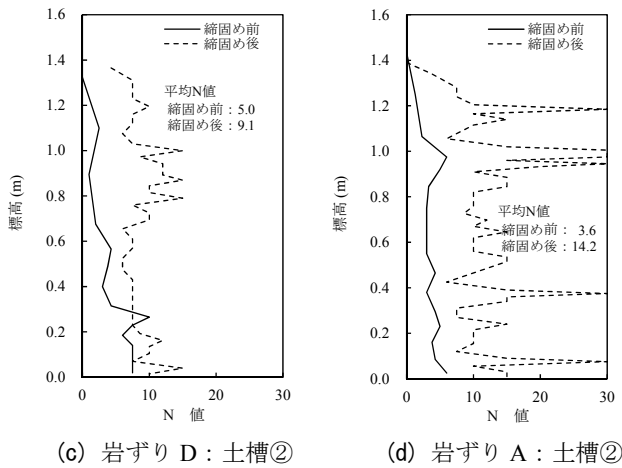
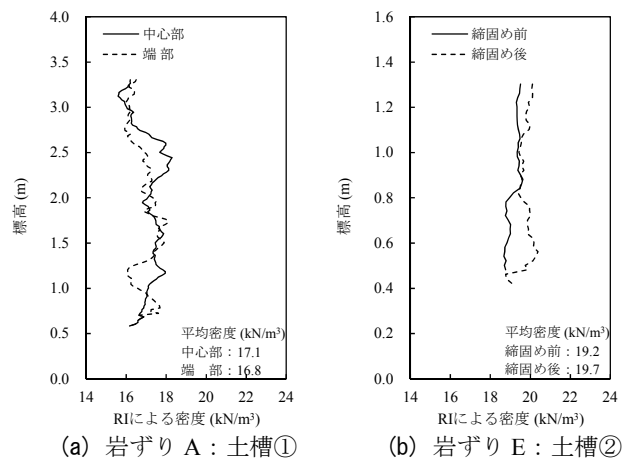
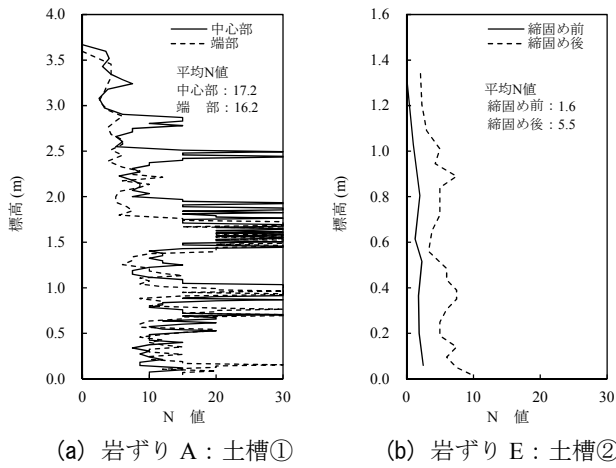


図-4.2 標準貫入試験結果

図-4.4 RI密度試験結果

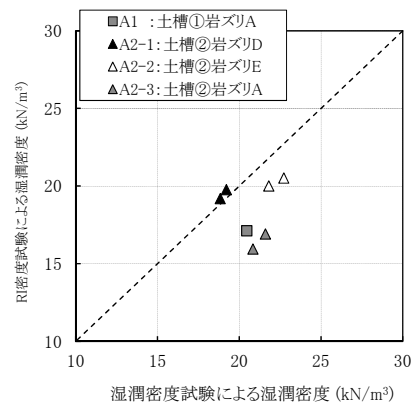
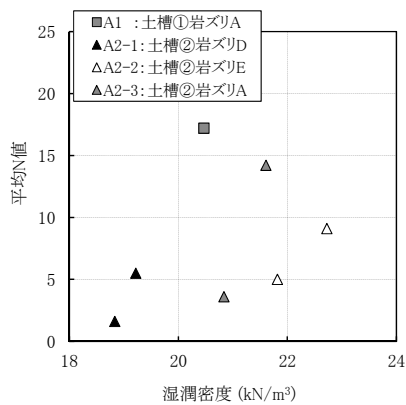


図-4.3 湿潤密度と平均N値の関係

図-4.5 湿潤密度試験とRI密度試験の湿潤密度の比較



(3) RI による密度試験と湿潤密度

RI 密度試験による深度方向の密度分布を図-4.4 に示す。また、全深度の密度を平均したものを平均密度として併せて示す。なお、同図の縦軸はすべて土槽底版からの標高である。

図-4.4(a)は土槽①の試験 (CASE-A1 : 岩ずり A) の結果で、実線は土槽平面の中心部の深度分布、破線は土槽平面の端部の深度分布である。密度は深度方向に概ね一定値を示した。土槽平面の中心部と端部それぞれの平均密度を比較すると、湿潤密度は中心部の方がやや大きい。

図-4.4(b)~(d)より、締固め前後の密度を比較する。実線が締固め前の密度、破線が締固め後の密度分布である。締固め後の湿潤密度は、深度分布、平均密度ともに締固め前よりも大きくなっていることが確認できる。

図-4.5 に RI による密度試験を通じて得られた湿潤密度と湿潤密度試験で得られた密度の関係を示す。これより、岩ずり D では両者の値は同程度であるが、岩ずり E と岩ずり A では RI 密度試験による値が小さいことがわかる。また、この減少割合は試料ごとに異なっており、岩ずり E、岩ずり A でそれぞれ約 1 割、約 2 割過小評価している。したがって、RI による密度試験では、得られる密度値に誤差があるといえる。

この要因は、試験の誤差の他に、試験装置のキャリブ

レーションに用いた材料にあると推察される。本試験のキャリブレーションには砂を用いており、岩ずりとは質の異なる材料で較正している。そのため、較正曲線が対象となる岩ずりのものと差違が生じ、RI 密度試験による湿潤密度に誤差が生じている可能性がある。

5. まとめ

地震時の繰返しせん断に伴う岩ずりの体積収縮特性を明らかにすることを目的として、一連の大型単純せん断試験および大型三軸試験を行い、以下の結果を得た。

- 繰返しせん断を受ける岩ずりの残留体積ひずみの発達は、試験の種類や岩ずりの種類に依らず、概ね同様の傾向を示し、密度が低く、拘束圧が高く、繰返しせん断応力比が大きいほど、体積収縮特性は顕著になることを明らかにした。
- このような岩ずりの残留体積ひずみの発達と繰返し載荷回数との関係は、砂と同様に双曲線関係で十分に近似再現できることを示した。そして、この関係に基づき、所定のせん断応力比で無限回繰返しせん断を受けた際の岩ずりの最大残留体積ひずみの評価を可能とした。
- 異なる 3 種の岩ずりに正弦波および 2011 年東日本太

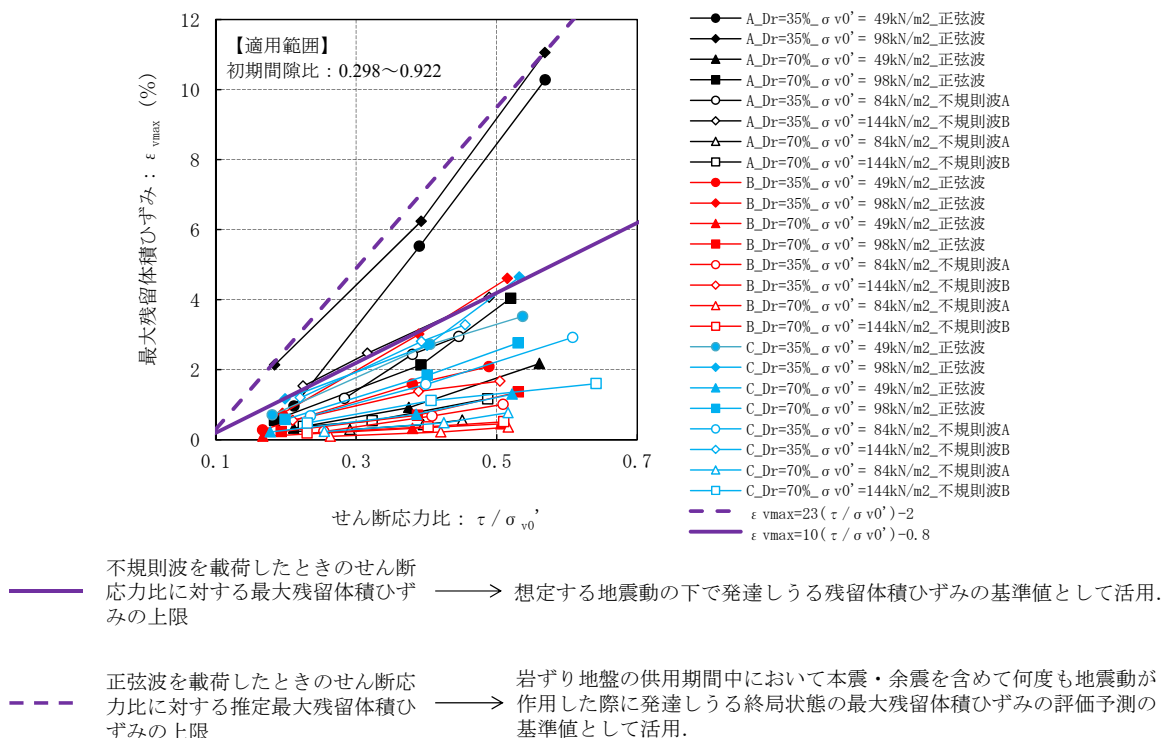


図-5.1 残留体積ひずみの評価・予測チャート

平洋沖地震による不規則波を載荷した場合の計 72 ケースの実験結果と分析に基づいて、岩ずりの最大残留体積ひずみの密度・拘束圧・応力比依存性と繰返しせん断応力比に対する残留ひずみの上限関係を明らかにした。また、岩ずりのせん断ひずみ増分に対する残留体積ひずみ増分のひずみ増分比においても、上記と同様の上限関係があることを示した。残留体積ひずみの評価・予測チャートを図 5.1 に示す。このチャートは、限られた試料・実験条件下で得られたものであるものの、地震動応答計算を通じて、岩ずり地盤の地震時の繰返しせん断による残留体積ひずみの発達と沈下特性の評価・予測に有効に活用し得る。

岩ずりの体積収縮特性には、その密度が関係していることを踏まえ、現場施工時の岩ずり地盤の初期密度・間隙状態を把握するために、大きさの異なる土槽で湿潤密度を計測し、岩ずり地盤の密度がどの程度になるかを調査した。また、併せて岩ずりの密度と原位置試験の関係を調査し、以下のことを確認した。

- 1) 岩ずりの水中投入時の初期湿潤密度の把握には、粒径の大きな岩ずり（例えば最大粒径 300mm）の場合には、1.8m 四方程度（容量約 6m<sup>3</sup>）、平均的な粒径が比較的小さな岩ずり（例えば最大粒径 53mm）の場合には、0.7m 四方程度（容量約 0.4m<sup>3</sup>）が必要な土槽サイズの目安である。これ以下のサイズでは、寸法効果により、密度を過小評価する可能性がある。
- 2) 造成された岩ずり地盤の湿潤密度は、岩ずり A で 20.8kN/m<sup>3</sup> 程度、岩ずり E で 18.5kN/m<sup>3</sup> 程度、岩ずり D で 21.8kN/m<sup>3</sup> 程度であった。
- 3) 上記の湿潤密度試験で得られた異なる 3 種の岩ずり地盤の初期密度・間隙比は、上述の大型単純せん断試験で用いた岩ずりの初期間隙比の範囲に内包されていることを確認した。
- 4) 岩ずり地盤の密度の上昇とともに、標準貫入試験の N 値も上昇した。ただし、粒径の大きな岩ずりの場合は N 値を過大に評価する可能性があるため注意が必要である。
- 5) 岩ずり地盤の密度が上昇すると RI 密度試験による密度も上昇することを確認した。ただし、RI 密度試験のキャリブレーションの方法によっては、得られる密度に誤差が生じる可能性があることに留意する必要がある。

## 6. あとがき

岩ずりは大きな排水性をもつことから、液状化対策を目的に岸壁の埋立て材に使用される。しかし、岩ずり地盤は水中に直接投入して造成されるため緩く堆積している場合があり、地震動の繰返しせん断により大きな沈下を起こす可能性がある。本研究は、各種の大型の繰返しせん断試験を実施することにより、岩ずりの体積収縮特性を明らかにするとともに、岩ずりを水中投入した場合の湿潤密度・間隙状態についても確認し、岩ずりを埋立て材に使用する際の将来の地震動による残留体積ひずみおよび沈下評価・予測に有用なチャートを提示したものである。この際、岩ずりの体積収縮特性は、岩ずり試料に依存するため、より詳細な検討には所定の岩ずりを用いた大型単純せん断試験等を実施することが有用である。また、対象とする岩ずり地盤の初期密度を事前に把握するために、どの程度の規模の土槽が必要かについても併せて明らかにしている。今後は、これらの結果が岩ずりを現場で使用する際のガイドラインに有効に活用されることを期待したい。

(2013 年 8 月 8 日受付)

## 謝辞

本研究は、応用地質(株)、基礎地盤コンサルタンツ(株)、五洋建設(株)の協力と東北地方整備局、関東地方整備局のご協力をいただいたものです。ここに深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 高橋重雄, 他33名: 2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報, 港湾空港技術研究所資料, No.1231, 2011年.
- 2) 地盤工学会: 2011年東北地方太平洋沖地震調査宮城県北部の地盤災害調査速報, 2011年.
- 3) 気象庁: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震調査報告, 2012年.
- 4) 山崎浩之, 後藤佑介, 小濱英司, 大矢陽介, 楠謙吾: 繰返し載荷を受ける岩ずりの体積圧縮特性に関する実験, 第47回地盤工学研究発表会講演集, pp.411-412, 2012年.
- 5) 塩見雅樹, 戸引勲, 木内誠, 水上純一, 藤原幸彦, 中嶋英勝, 中島啓祐: 大型三軸試験による砂岩ずりの強度特性, 第30回土質工学研究発表会, pp.743-744, 1995年.

- 6) 水上純一, 槌田和徳, 平井宜典, 吉江宗生: 砂岩ずりの圧縮特性について, 第31回地盤工学研究発表会講演集, pp.609-610, 1996年.
- 7) 西林清茂, 細谷芳巳, 日笠山徹巳, 柴田健司: 岩砕埋立地盤の特性に関する研究(その2)-振動台実験によるゆすり込み沈下特性-, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.1791-1794, 1989年.
- 8) 笹井剛, 大島健, 深沢健, 河村健輔, 福本裕哉: 大規模埋立工事に使用する岩ズリ材料の大型透水試験結果, 第42回地盤工学研究発表会, pp.451-452, 2007年.
- 9) 河村健輔, 新舎博, 笹井剛, 遠藤敏雄, 福本裕哉: 大規模埋立工事に使用する岩ズリ材料の液状化に関する模型振動台実験, 第42回地盤工学研究発表会, pp.453-454, 2007年.
- 10) 高橋英紀, 立花祐二, 西川文博, 後藤 寿: 大型鋼板セル中詰材に用いた岩ずりの物理および力学試験, 第 47 回地盤工学研究発表会講演集, pp.431-432, 2012年.
- 11) 八木則夫: 繰返しせん断による砂の体積変化と過剰間隙水圧, 第7回土質工学研究発表会講演集, pp.297-300, 1972年.
- 12) 佐々真志, 山崎浩之, 後藤佑介: 地震動波形と継続時間の双方を考慮した新たな液状化予測判定法とその検証, 土木学会論文集B3, Vol.69, No.2, 2013年.
- 13) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, 地盤工学会, pp.135-137, 2007年.

港湾空港技術研究所資料 No.1278

2013. 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 株式会社ワコー

Copyright © (2013) 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。



古紙配合率70%再生紙を使用しています