

Calcareous 砂の静的・動的非排水せん断挙動

兵動 正幸*・小浪 岳治**・安福 規之*
村田 秀一*・Adrian F.L.Hyde***

Static and Dynamic Undrained Shear Behaviour of Calcareous Sand

Masayuki HYODO*, Takeharu KONAMI**, Noriyuki YASUFUKU*,
Hidekazu MURATA* and Adrian F.L.Hyde***

Abstract

The purpose of the present study is to investigate and clarify the undrained behaviour of Calcareous sand under monotonic and cyclic loading. Undrained monotonic and cyclic triaxial tests were performed with various magnitudes of initial static shear stress. The test results of calcareous sand were compared with those of Toyoura sand. At first, as a result of monotonic triaxial tests, it was found that the strength in compression side of Calcareous sand is larger than that of Toyoura sand, while in the extension side, it was smaller. Then, after performing cyclic triaxial tests, it was shown that the relationship between cyclic shear stress ratio and number of cycles to develop a large amplitude of axial strain in Calcareous sand is almost as same as $D_r=70\%$ of Toyoura sand. Further, it was found that the dynamic strength increased with the initial static shear stress. Finally, it was recognized that there is a unique correlation between peak axial strain and peak effective stress ratio that can be evaluated by a hyperbola.

1. まえがき

1970年代後半から石油採取のためのプラットフォームをはじめ、大陸棚に多くの海洋構造物が建設されるようになった。油田の開発や人工島の建設計画等ともからんで海洋構造物の建造は、今後増加すると考えられる。このような海洋構造物基礎の建造において、炭酸カルシウム質からなる浅瀬の海底地盤に遭遇する場合が増加してきている。炭酸カルシウム質の砂地盤の挙動は十分に知られていないことから、設計において不確定要因が多いことが問題となっている。炭酸カルシ

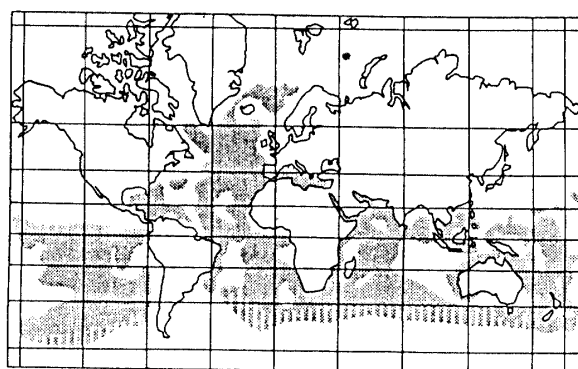


Fig. 1 Global distribution of sediments contain over 30% CaCO_3 (After Golightly¹⁾)

*社会建設工学科

**大学院 建設工学専攻

***University of Bradford

ウム質の海底地盤は、Fig. 1 に示すように熱帯、亜熱帯地域を中心に北部大西洋に至るまで全世界に広く分布している。炭酸カルシウム質の砂は、 CaCO_3 を50%

以上含む Carbonate 砂と CaCO_3 が 50% 以下の Calcareous 砂のように分類される。このような砂の構成粒子は海洋生物の死骸を含み、粒子自体に間隙があり不安定であることが調べられている¹⁾。従って、通常地盤材料と同じ方法で、この地盤を評価することは適当でないことが指摘されている。このような粒子を持つ地盤のせん断挙動については未だ解明されていないことが多く、海洋開発が進められている現在、Calcareous 砂の研究は国際的にも有意義である。

本研究の目的は、Calcareous 砂の静的、動的非排水せん断挙動を三軸試験機を用いて調べることである。構造物下の地盤要素は静的せん断応力が作用しており、その結果その後の静的及び動的非排水せん断挙動に影響を及ぼす²⁾ので、三軸試験は初期せん断応力の影響を調べるため等方及び種々の異方圧密応力下で行った。

本文では、まず、Calcareous 砂の物理的特性を示した後、非排水状態で行った静的圧縮試験と伸張試験の結果を示した。次に、静的有効応力経路と動的有効応力経路には密接な関係がある^{3),4)}ことに着目して、初期せん断下での非排水繰返し三軸試験結果を静的試験結果との対比により示した。更に、著者らは豊浦標準砂について同様の実験を行っており⁵⁾、Calcareous 砂のせん断特性を豊浦標準砂との比較により考察した。

2. 試料と実験方法

2.1 Calcareous 砂の物理特性

Calcareous 砂は、珊瑚礁など海洋生物の死骸を含む残積土であり、炭酸カルシウム分を多く含み、その粒子形状は角ばりをもった特異な形となっている。本研究対象の Calcareous 砂は、アイルランドの西海岸で採取したものである。Fig. 2 に Calcareous 砂と豊浦標準砂の各々の粒度曲線を示した。両者を比較すると Calcareous 砂は豊浦標準砂より均等係数が大きく粒度分布が良いといえる。Table 1 に Calcareous 砂と豊浦標準砂の物性値を示したが、Calcareous 砂の方が豊浦標準砂より比重が大きく、最大、最小間隙比もかなり大きいことなどが特徴的である。Fig. 3 は三軸試験機で行った等方圧縮試験の結果である。初期拘束圧を 10kPa とし、その時点での間隙比 $e_1 = 1.959$ の供試体に対して等方圧縮を 800kPa まで行った。また、100, 500, 800 kPa のそれぞれの応力からの除荷試験も行った。この図から、拘束圧が 300kPa 付近に降伏点が現れそれ以降の曲線の傾きは一定値に収束することが観察される。この結果から、Calcareous 砂は拘束圧 300kPa 付近から顕著な粒子破碎が生じ、大きな圧縮性を伴うことが

Table 1 Material property for Calcareous sand and Toyoura sand

	G_s	e_{\max}	e_{\min}	U_c
Calcareous sand	2.723	2.451	1.621	1.92
Toyouura sand	2.643	0.973	0.635	1.20

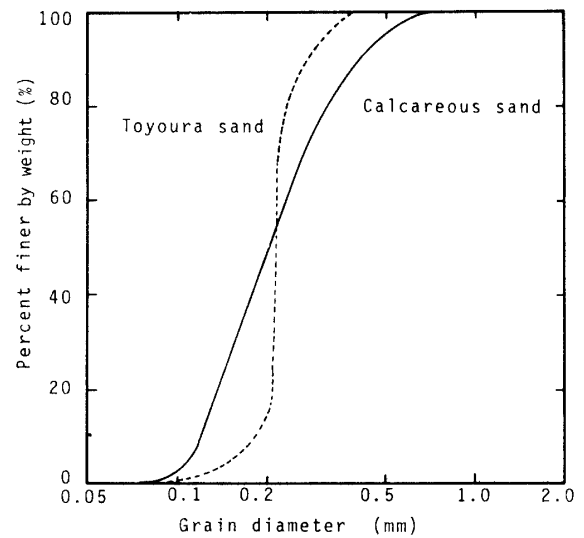


Fig. 2 Gradation curves for Calcareous sand and Toyoura sand

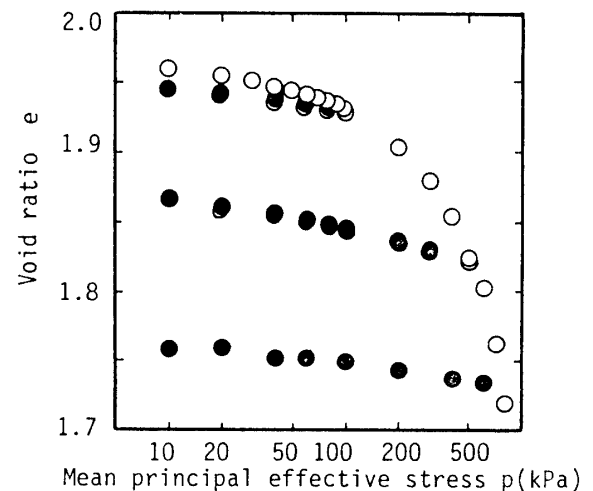


Fig. 3 Relationship between void ratio and mean principal effective stress

推察される。

2. 2 供試体作成方法

Calcareous 砂の粒子は粒子自体に微小な間隙を有するため飽和させるのが困難であった。そのため事前に試料を脱気水で満たした容器に入れ、その容器を真空セルに接続して0.70kgf/cm²程度の負圧で24時間脱気した。本研究においては、Calcareous 砂の非排水状態での静的、動的せん断挙動に対する初期せん断応力の影響を調べることを目的とし、等方及び種々の異方圧密応力下で三軸試験を行った。静的及び動的試験における供試体作成方法は同じであり、以下の手順で行った。

(1) 三軸装置の配管とポーラスストーンを飽和させる。

(2) 脱気したペースト状の試料を脱気水で満たされたモールド中にスプーンで静かに流し込み、最後に上部端面を整形して上部ペダスタルをセットする。

(3) 供試体を0.1kgf/cm²の負圧で自立させ、供試体の寸法を測定する。

(4) 三軸セルをセットして負圧を側圧に置き換えて、脱気水を供試体下部から通水する。

(5) 背圧2.0kgf/cm²を与えてB値を測定する。この時、B値が0.96以上のもののみに対して実験を継続する。

(6) 所定の圧力まで等方圧縮を行った後、排水状態で所定の初期せん断応力 $q_s (= \sigma_{1c} - \sigma_{3c})$ に至るまで軸圧を増加させて異方圧密状態にする。この時、全ての試験において異方圧密後の平均有効主応力 $p_c (= (\sigma_{1c} + 2\sigma_{3c})/3)$ が100kPa となるようにする。ただし、今回の試験においては初期せん断応力はすべて圧縮側に加えた。この方法で作成した供試体は平均有効主応力100kPa に圧密した時、相対密度はおよそ $Dr = 60\%$

であった。単調荷重は側圧一定下においてひずみ制御により非排水状態で圧縮試験と伸張試験を行った。その際、軸変位速度を0.1mm/min とし、荷重中の軸荷重、軸変位、間隙水圧を測定した。また、繰返し三軸試験は非排水状態で0.1Hzの正弦波軸荷重を繰返し荷重し、初期有効応力比 $\eta_s (= q_s/p_c)$ と繰返しせん断応力比 q_{cyc}/p_c の様々な組合せによって行った。測定は軸荷重、軸変位、間隙水圧のそれぞれについて行った。本研究において行われた単調荷重試験、繰返し三軸試験の実験条件をそれぞれ Table 2, 3 に示す。

3. 実験結果

3. 1 静的非排水せん断挙動

静的試験から得られた軸ひずみと軸差応力の関係を Fig.4 (a), (b) に示した。圧縮側荷重においては、同一ひずみレベルでの圧縮応力は初期せん断応力の増加と共に増大していることが認められる。また、いずれの初期せん断応力においても、ひずみの発達に伴い単調に軸差応力が増加していることがわかる。伸張側の荷重では、初期せん断応力の増加に伴い同一ひずみレベルにおける応力は低下している。また、軸差応力にピークが存在し、その点からひずみ軟化挙動が見られる。Fig. 5 は p-q 平面における有効応力経路を示すものであり、圧縮側荷重においては応力・ひずみ関係同様、顕著なひずみ軟化挙動は現れなかった。しかし、伸張側荷重の場合ひずみ軟化挙動が見られ、ひずみ軟化挙動を開始する応力比 (CSR) は初期せん断応力によらず一定となり、その値は $CSR = 0.58$ であった。有効応力が減少から増加に変化する点は、挙動が収縮から膨張に転じる点であり変相点と定義されている⁶⁾。それらを連ねると原点を通る直線 (変相線) を引くこと

Table 2 Condition of monotonic triaxial loading tests on Calcareous sand

Test No.	e_i	e_c	$D_{r,c} (\%)$	q_s (kPa)	Mode
10C0002S	1.952	1.921	64.00	0	Compression
10C0203S	1.953	1.931	62.65	20	Compression
10C0405S	1.944	1.929	62.88	40	Compression
10C1008S	2.011	1.980	56.80	100	Compression
10C1216S	1.957	1.928	63.04	120	Compression
10C0009E	1.986	1.961	59.07	0	Extension
10C0411E	1.979	1.938	61.83	40	Extension
10C0813E	1.945	1.916	64.45	80	Extension
10C1215E	2.004	1.964	58.67	120	Extension

Table 3 Condition of cyclic triaxial loading tests on Calcareous sand

Tent No.	e_1	e_c	$D_{rvc}(\%)$	q_s (kPa)	q_{cyc} (kPa)	q_{cyc}/q_s
10C0002	1.981	1.965	58.58	0	28.7	—
10C0005	1.965	1.922	63.75	0	36.5	—
10C0007	1.997	1.959	59.29	0	46.2	—
10C0009	2.009	1.971	57.85	0	37.4	—
10C0210	1.984	1.948	60.62	20	38.8	1.940
10C0213	1.917	1.884	68.36	20	41.1	2.070
10C0239	1.927	1.893	67.22	20	50.3	2.515
10C0415	1.951	1.914	64.65	40	53.0	1.325
10C0416	1.947	1.911	65.02	40	47.7	1.193
10C0417	1.934	1.898	66.63	40	61.6	1.540
10C0418	1.982	1.944	61.13	40	46.0	1.150
10C0419	1.985	1.948	60.66	40	42.0	1.050
10C0621	1.915	1.879	68.94	60	59.8	0.997
10C0622	1.963	1.929	62.44	60	48.9	0.815
10C0623	1.939	1.903	65.98	60	47.3	0.788
10C0643	1.913	1.878	69.05	60	65.8	1.097
10C0824	1.979	1.938	61.76	80	48.5	0.606
10C0825	1.940	1.900	66.37	80	68.2	0.853
10C0826	1.933	1.896	66.86	80	68.6	0.858
10C0827	1.956	1.918	64.27	80	77.9	0.974
10C0841	1.924	1.888	67.78	80	56.9	0.711
10C0849	1.993	1.971	57.80	80	87.8	1.100
10C1029	1.935	1.894	67.07	100	76.5	0.765
10C1030	1.953	1.909	65.36	100	71.5	0.715
10C1031	1.926	1.885	68.16	100	89.1	0.891
10C1032	1.940	1.900	66.36	100	95.8	0.958
10C1233	1.911	1.871	69.82	120	99.3	0.828
10C1235	1.928	1.882	68.57	120	108.1	0.901
10C1244	1.922	1.880	68.82	120	84.8	0.707
10C1436	1.949	1.902	66.19	140	111.0	0.793
10C1437	1.945	1.901	66.22	140	119.0	0.850
10C1438	1.985	1.930	62.74	140	126.7	0.905

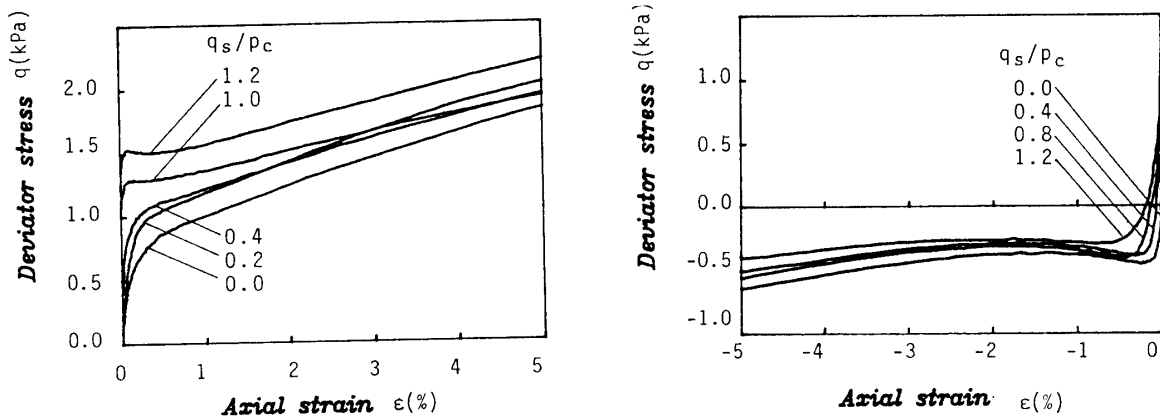


Fig. 4 Relationship between deviator stress and axial strain of Calcareous sand under undrained monotonic loading, (a):Compression loading, (b):Extension loading

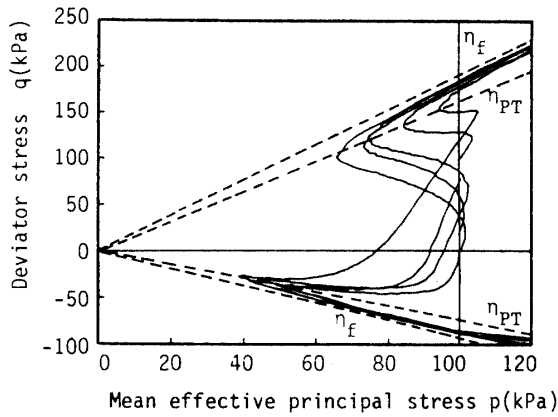


Fig. 5 Relationship between deviator stress and mean effective principal stress of Calcareous sand under undrained monotonic loading

ができ、その勾配は圧縮側と伸張側において各々 $\eta_{PT,c} = 1.61$, $\eta_{PT,e} = 0.72$ であった。また、変相点を通過した後の全ての有効応力経路は、同一の破壊線に収束して、圧縮側荷重と伸張側荷重による破壊時の最大有効応力比はそれぞれ $\eta_{t,c} = 1.85$, $\eta_{t,e} = 0.88$ であった。次に、Calcareous 砂について最大有効応力比が最大値 η_t に至った場合の応力状態におけるモールの円を描き Fig. 6 に示した。 η_t での軸ひずみは、圧縮側において 8.0~9.24% であり、伸張側では 5.34~7.46% であった。この状態を破壊とみなして、破壊包絡線を引くと圧縮側と伸張側の内部摩擦角は、 $\phi_f = 45.1, 22.6$ 度となり、圧縮側で特に大きく現れている。

変相点における応力比をより明確に見るために応力比 η と平均有効主応力 p の関係を取り Fig. 7 に示した。この関係からも変相点での応力比は、Fig. 5 と同様に圧縮荷重と伸張荷重において各々 1.61 及び 0.72 となっていることがわかる。また、せん断時の間隙水圧の挙動を見るために有効応力比 η と間隙水圧比 u/σ_{3c} の関係をまとめ、Fig. 8 に示した。ここで、 σ_{3c} は圧密時の最小主応力である。間隙水圧比の最大値は圧縮、伸張によらず初期せん断応力の増加により減少していくことが認められる。変相点での軸差応力 S_{PT} は、Fig. 5 において初期せん断応力の大きさにより異なることが観察された。初期せん断応力 q_s から S_{PT} までの軸差応力の差は、後述する軸ひずみの発達に影響する。そこで Fig. 9 に初期せん断応力 q_s から S_{PT} に至るまでの軸差応力を初期平均有効主応力 p_c で正規化した値 $|S_{PT} - q_s|/p_c$ を縦軸に取り、横軸に初期せん断応力比 η_s をとってプロットを行った。この図から、軸差応力軸

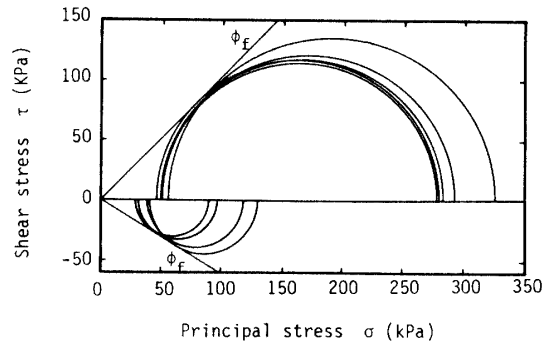


Fig. 6 Static failure envelope to Mohr's circle of undrained monotonic tests

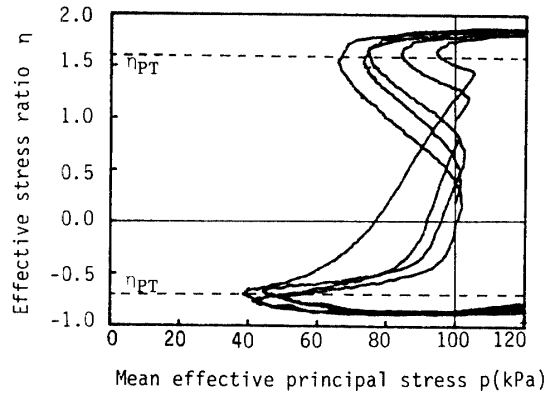


Fig. 7 Relationship between effective stress ratio and mean effective principal stress of Calcareous sand under undrained monotonic loading

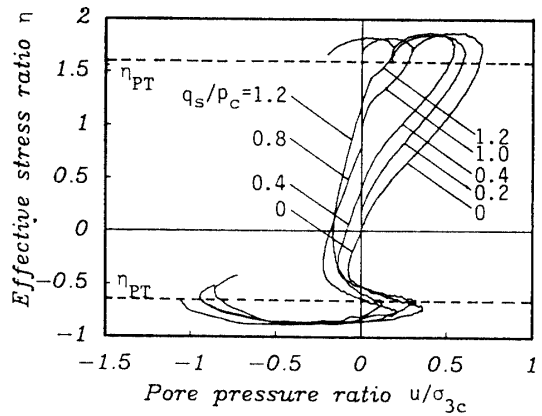


Fig. 8 Relationship between effective stress ratio and pore pressure ratio of Calcareous sand under undrained monotonic loading

における初期点から変相点までの距離は、初期せん断応力が大きくなるほど圧縮側で短くなり、伸張側では長くなっていることがわかる。また、 $\eta_s < 0.4$ の初期応力状態では伸張側の変相点に近いが、 $\eta_s \geq 0.4$ になるとむしろ圧縮側に近くなっていくことが認められる。Fig.10は比較のため豊浦標準砂 ($Dr=70\%$) について同様の関係を示したものである。豊浦標準砂において初期圧密点は、 $\eta_s < 0.2$ のとき伸張側の変相点に近

く、 $\eta_s \geq 0.2$ では圧縮側の変相点に近いことがわかる。両者を比較すると、 q_s から S_{PT} までの距離は全ての初期せん断応力において Calcareous 砂の方が圧縮側で大きく、伸張側では逆に小さいことが認められる。このことから、Calcareous 砂は異方性の強い砂であり、特に圧縮側においてはかなり大きな強度を持つが伸張側の強度は小さいことが特徴として挙げられる。

Fig.11 (a), (b) は有効応力比と軸ひずみの関係を

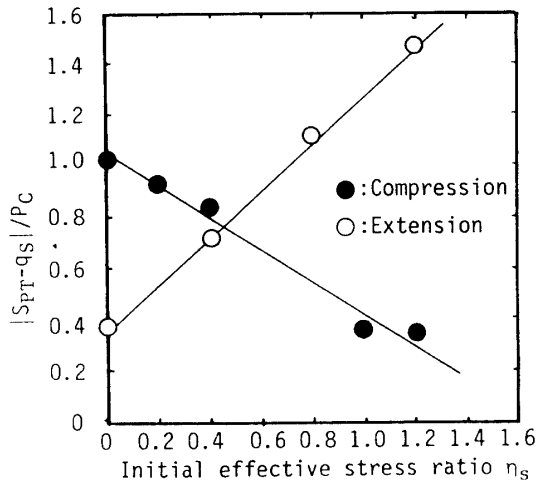


Fig. 9 Relationship between $|S_{PT} - q_s|/p_c$ and initial effective stress ratio for Calcareous sand

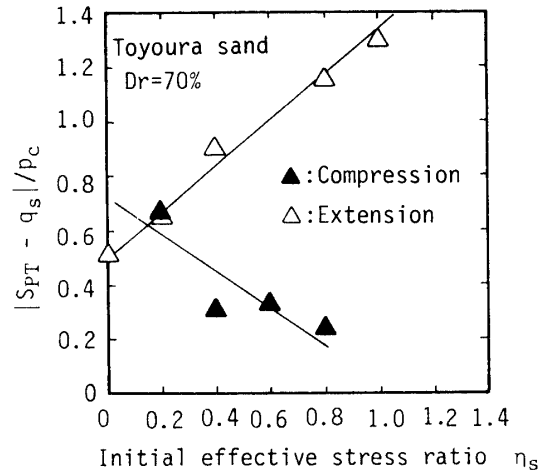
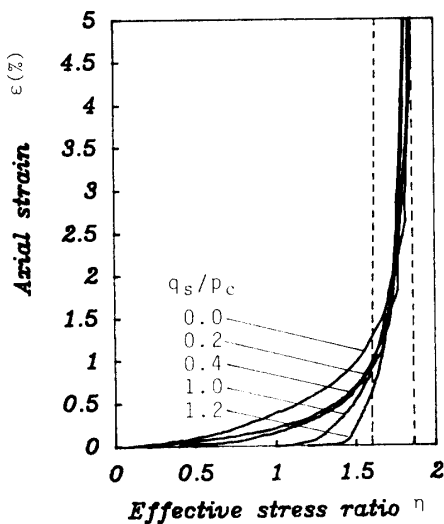
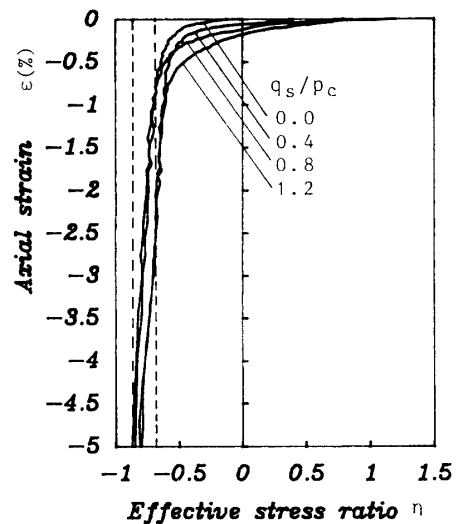


Fig.10 Relationship between $|S_{PT} - q_s|/p_c$ and initial effective stress ratio for Toyoura sand



(a)



(b)

Fig.11 Relationship between axial strain and effective stress ratio under undrained monotonic loading for Calcareous sand, (a):Compression loading, (b):Extension loading

示したものである。図中の破線は変相線の勾配 η_{PT} と破壊線の勾配 η_t をそれぞれ表している。変相点に至るまでに生じた軸ひずみは、全ての初期せん断において圧縮側で0.89~1.11%であり、伸張側では1.71~2.62%の程度となり、比較的小さいひずみであった。また、圧縮側載荷と伸張側載荷のいずれにおいても η_{PT} を越えた後軸ひずみ急増加傾向が認められ、その時の有効応力比と軸ひずみの関係は初期せん断の大きさによらず一義的に決まることがわかる。つまり、軸差応力の変相点 S_{PT} を上回る部分の作用により軸ひずみが急激に増加することを意味しており、同一の軸差応力が加えられた場合、先に述べた $|S_{PT}-q_s|/p_c$ が小さい程より大きなひずみを生じることが明かとなった。以上の結果

と比較を行うため、豊浦標準砂 ($D_r=70\%$) の応力比と軸ひずみの関係を Fig.12 (a), (b) に示した。豊浦標準砂の圧縮側での $\eta_{PT,c}$ と $\eta_{t,c}$ はそれぞれ1.12, 1.45であり先に述べた Calcareous 砂の値に較べて小さく現れているが、逆に伸張側での $\eta_{PT,e}$ と $\eta_{t,e}$ は0.83, 1.00であり Calcareous 砂の値より大きくなっている。このことから Calcareous 砂が異方性の強い材料であることが明かである。

3. 2 非排水繰返しせん断挙動

非排水繰返し三軸試験より得られた等方及び異方圧密供試体における実験結果の例を Fig.13 (a), (b) に示した。等方圧密状態においては、繰返し応力は常に

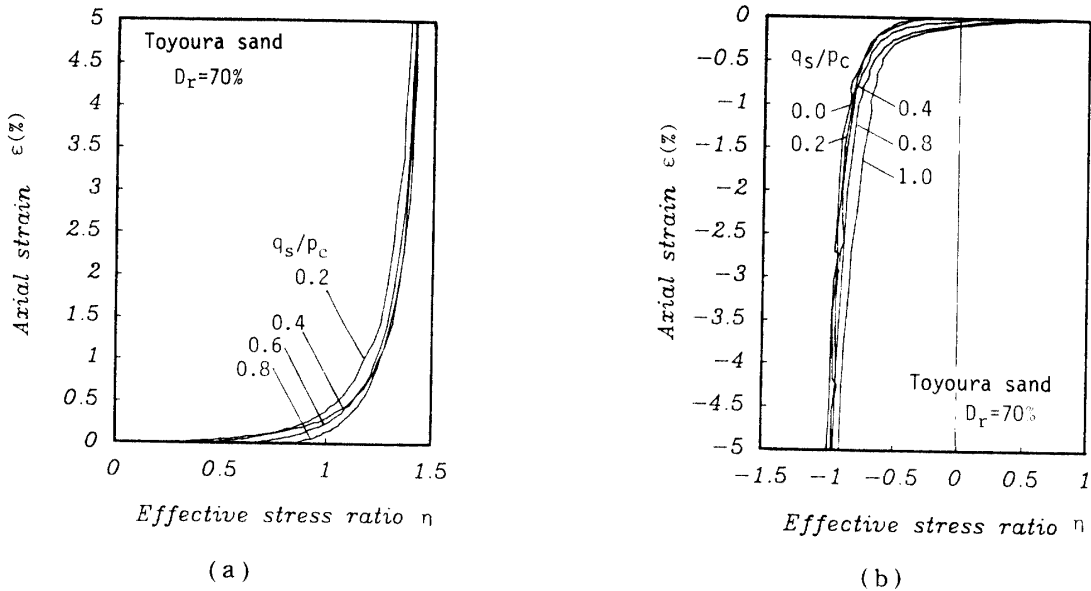


Fig.12 Relationship between axial strain and effective stress ratio under undrained monotonic loading for Toyoura sand, (a):Compression loading, (b):Extension loading

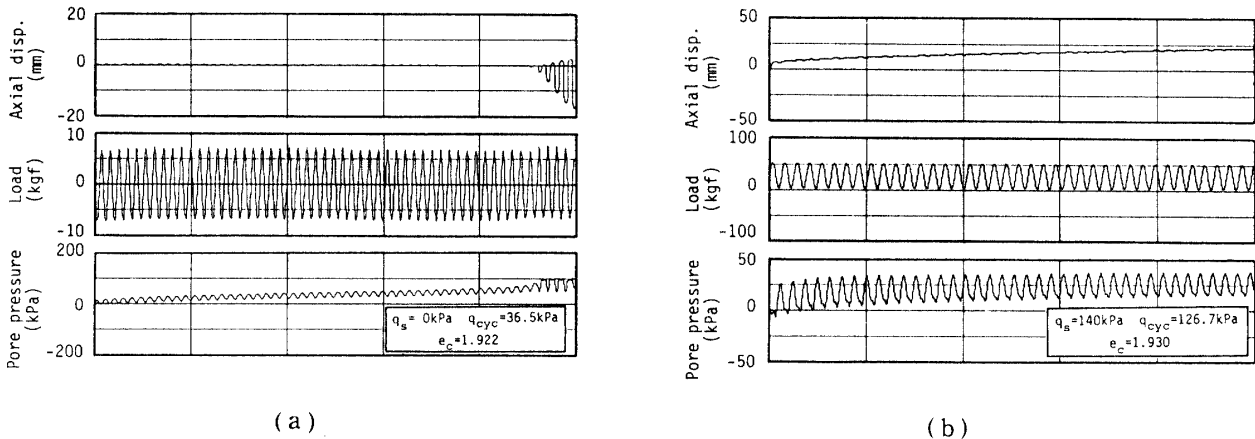
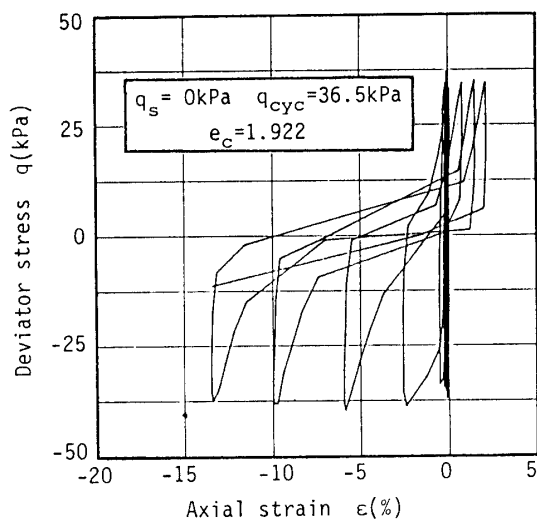


Fig.13 Typical records of cyclic triaxial test's results of Calcareous sand in the case of (a): $q_{cyc}/q_s > 1.0$, (b): $q_{cyc}/q_s < 1.0$

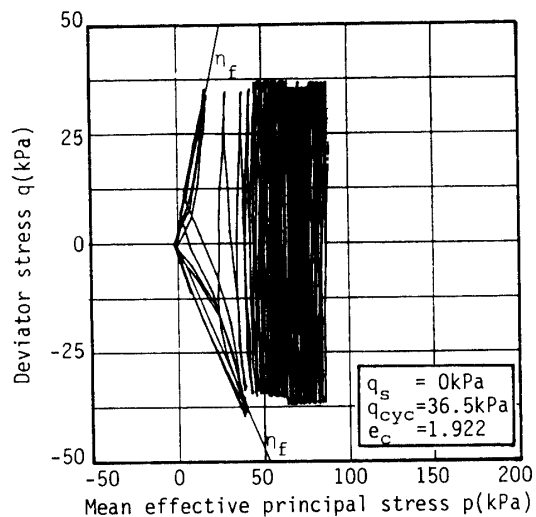
圧縮側及び伸張側を交互にせん断し、その結果平均有効主応力を徐々に減じている。間隙水圧が有効拘束圧と等しくなる時点、つまり初期液状化付近から大きな伸張軸ひずみが生じ、その後ひずみ両振幅が発達している。一方、異方圧密においては、繰返し応力の伸張側への反転がない場合、次第に大きな圧縮軸ひずみを生じている。異方圧密の場合でも繰返し応力の反転があれば、間隙水圧が初期拘束圧 σ_{3c} と等しくなり、ひずみ両振幅が生じる結果も得られている。

動的試験から得られた軸差応力と軸ひずみの代表的な関係を Fig.14 (a), (b) に示した。等方圧密のもの

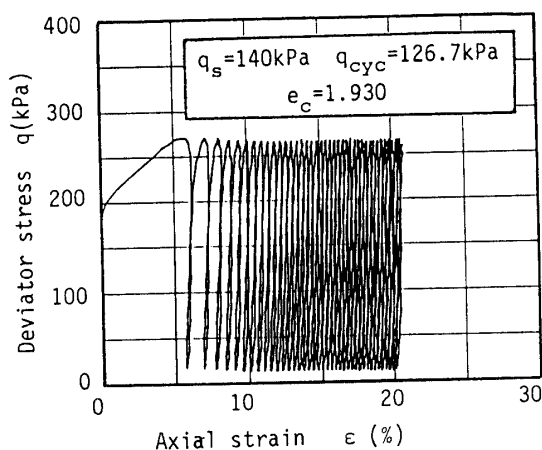
においては、間隙水圧の発達と共に大きな伸張軸ひずみを生じた後、ひずみ振幅が発達していく様子が見られている。一方、異方圧密で伸張側への応力反転がない場合においては、軸ひずみは圧縮側片側のみに残留し、繰返し回数が増加するにつれて増分は小さくなっていくことが認められる。これは、静的試験からわかるように、圧縮側載荷においては軸ひずみの増加に伴い強度が増加することによって考えられる。つまり、一定振幅の繰返し応力の載荷により生じた軸ひずみが土の非排水強度を増加させる結果となり、ひずみ硬化挙動となるからである。



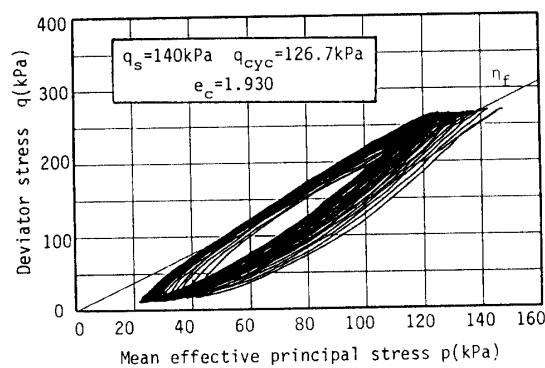
(a)



(a)



(b)



(b)

Fig.14 Typical relationship between deviator stress and axial strain of Calcareous sand under cyclic loading in the case of (a): $q_{cyc}/q_s > 1.0$, (b): $q_{cyc}/q_s < 1.0$

Fig.15 Typical relationship between deviator stress and mean effective principal stress of Calcareous sand under cyclic loading in the case of (a): $q_{cyc}/q_s > 1.0$, (b): $q_{cyc}/q_s < 1.0$

次に、実験から得られた有効応力経路を Fig.15(a), (b) に示した。図中に静的試験から得られた破壊線も記した。静的試験による破壊線を動的試験の有効応力経路が越えているが、これは動的試験については断面補正を行っていないためであり、図から静的及び動的破壊線はほぼ等しい位置にあることが推察される。等方圧密の場合の有効応力経路は、最初に伸張側の破壊線に達して破壊に至ることがわかる。また、図の異方圧密の有効応力経路からは一回目の載荷によって破壊線に到達し、その後一端が破壊線に接する形で定常ループを描いている状態が観察される。このような有効応力の挙動は、著者らの行った中密あるいは密な豊浦標準砂においても見られたものである⁹⁾。

次に、繰返し応力の圧縮側のピークに着目して断面積補正を行って求められたピーク応力比 η_p と、ピーク軸ひずみ ϵ_p の関係を Fig.16 にプロットした。これらの関係は、初期せん断応力と繰返し応力に関係なく一本の双曲線で表すことができるようである。この両者の関係は先に静的試験結果として示した Fig. 6 (a) と同様の傾向である。この関係から軸ひずみは有効応力比のみに依存して変化し、有効応力比を知ることさえできれば、初期せん断応力と繰返し応力によらず、軸ひずみを予測することができることを意味している。

動的強度は、一般にある大きさの破壊ひずみを規定し、そのひずみに至るに必要な繰返し応力と繰返し回

数の関係で評価される。今回は、様々な大きさのひずみ振幅、残留軸ひずみ、ピーク軸ひずみなどを破壊ひずみに設定し、それぞれに対し繰返し応力と繰返し回数との関係を求め、各初期せん断応力毎に動的強度を評価した。Fig.17は、ひずみ両振幅 $DA=2, 5, 10\%$ に至るまでの繰返し応力と繰返し回数との関係をプロット

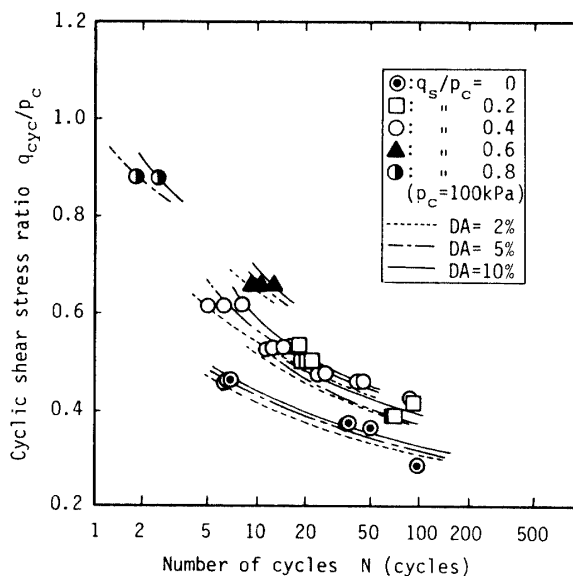


Fig.17 Cyclic stress ratio versus number of cycles to induce 2, 5, 10% double amplitude of axial strain for Calcareous sand

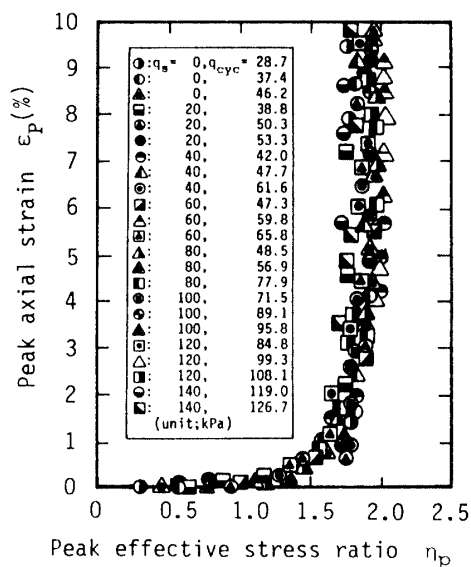


Fig.16 Relationship between peak axial strain and peak effective stress ratio of Calcareous sand under cyclic loading

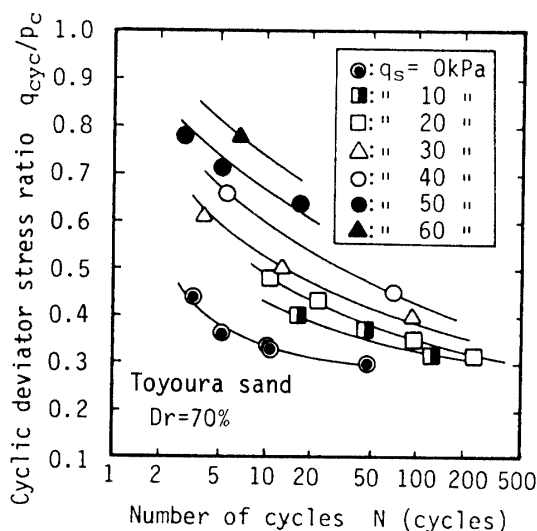
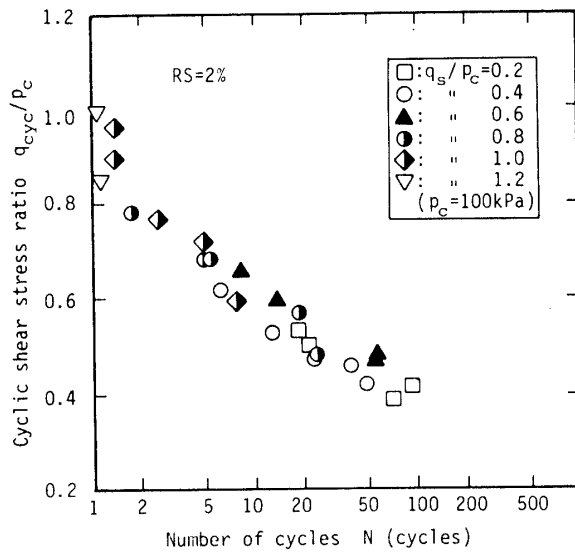


Fig.18 Cyclic stress ratio versus number of cycles to induce 5% double amplitude of axial strain for Toyoura sand

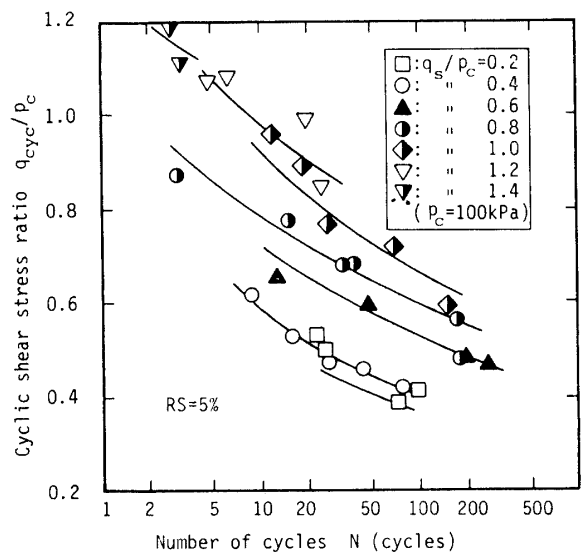
したものである。いずれの初期せん断応力についても、破壊を規定したひずみ両振幅は初期液状化とはほぼ同時に生じており、ひずみ両振幅 2, 5, 10%のそれぞれに至るまでの繰返し回数には、大差はないことが示されている。また、初期せん断応力の増加に伴い、この規定に基づく動的強度は増加し、繰返し応力の伸張側への反転のないところでは、これらのひずみ振幅を生じ得ないことが明らかとなった。比較のため Fig.18に

豊浦標準砂 ($D_r=70\%$) の $DA=5\%$ に至るまでの繰返し応力と繰返し回数の関係を示した。Fig.17と Fig.18を比較してみると Calcareous 砂と豊浦標準砂の所定のひずみ両振幅に対する動的強度はほぼ同程度であることが認められる。

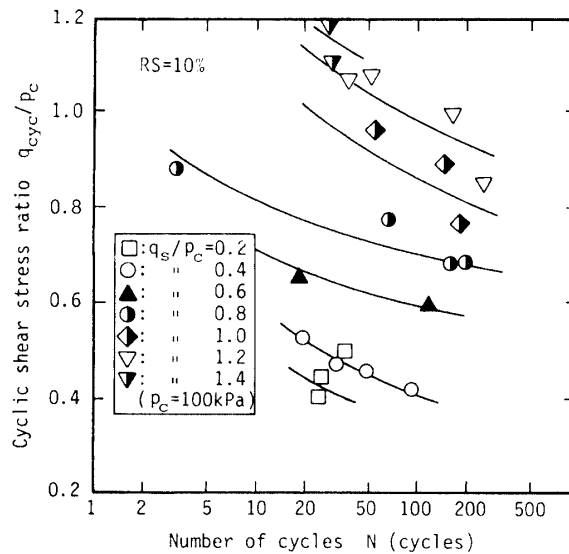
Fig.19 (a), (b), (c) は、残留軸ひずみ $RS=2, 5, 10\%$ を破壊ひずみと規定し、それぞれに至るまでの繰返し応力と繰返し回数の関係を示したものである。



(a)

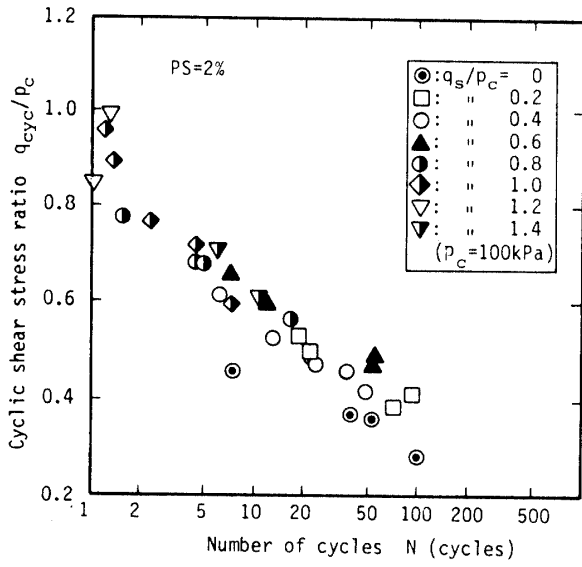


(b)

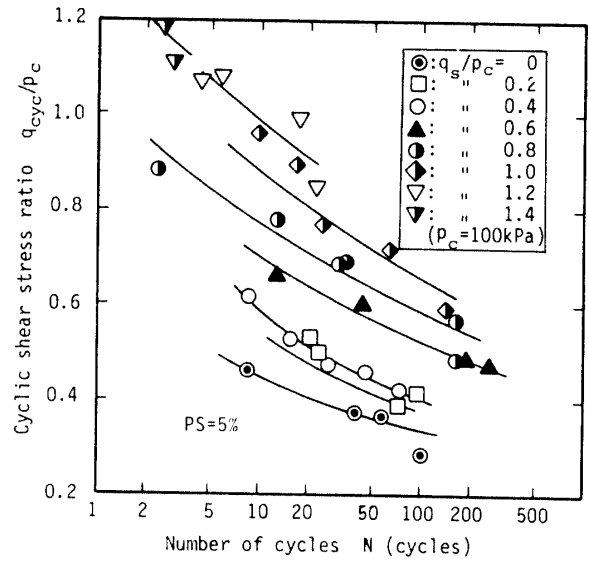


(c)

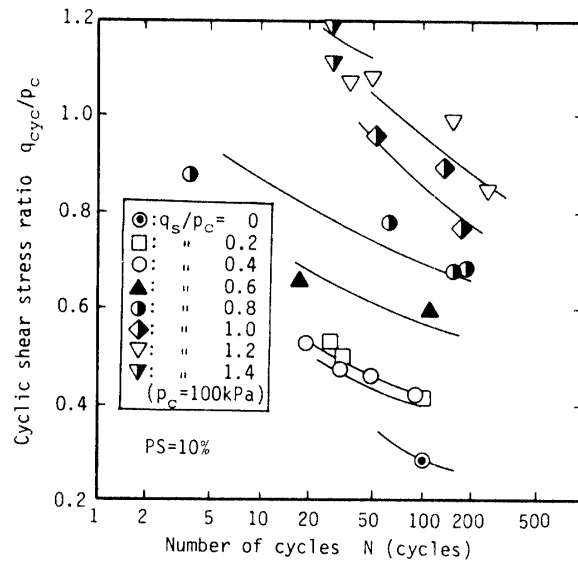
Fig.19 Cyclic stress ratio versus number of cycles to induce a specified magnitude of residual axial strain for Calcareous sand, (a): $RS = 2\%$, (b): $RS = 5\%$, (c): $RS = 10\%$



(a)



(b)



(c)

Fig.20 Cyclic stress ratio q_{cyc}/p_c versus number of cycles to induce a specified magnitude of peak axial strain for Calcareous sand, (a):PS = 2%, (b):PS = 5%, (c):PS = 10%

ここで等方圧密供試体では残留軸ひずみは生じないので、等方圧密のプロットは存在しない。図のようにRS=2, 5, 10%のそれぞれに対する強度曲線が異なることから、ひずみ振幅が急激に増加したのとは対象的に、残留軸ひずみは徐々に増加することがわかる。まず、RS=2%についての動的強度は初期せん断の違いに

よって、明確な差が現れなかった。次に、RS=5%に対する動的強度は初期せん断と共に増加していく傾向が認められる。また、RS=10%についての傾向はRS=5%の場合と同様であるが、動的強度は大きく増加している。このような Calcareous 砂の残留軸ひずみに対する動的強度は $Dr=70\%$ の豊浦標準砂とほぼ同じ程度

である⁸⁾。

Fig.20 (a), (b), (c) は、圧縮ピーク軸ひずみ PS=2, 5, 10%を破壊ひずみとみなして、それぞれに対する動的強度を表したものである。Fig.14から観察されるように各サイクルのピーク軸ひずみと残留軸ひずみはほぼ等しく、繰返し応力ピーク点で生じる軸ひずみは塑性ひずみと考えることができる。等方圧密供試体の液状化破壊は伸張側に依存しているが、初期せん断が作用している場合には残留軸ひずみが蓄積して破壊に至り、その破壊は圧縮側に依存している。このように、初期せん断応力と繰返し応力の組合せによって破壊形態の異なるものを統一的に評価することは有意義であるが、一つのひずみによって動的強度を評価することは困難である。Fig.9でもわかるように圧縮側に依存する破壊と、伸張側に依存する破壊に対して異なる破壊基準が必要といえる。

4. まとめ

炭酸カルシウムを多く含む Calcareous 砂の初期平均有効主応力 $P_c=1.0\text{kgf/cm}^2$ の圧密条件で行った非排水静的・動的試験の結果を豊浦標準砂との比較によりまとめると以下のようなことがいえる。

- 1) 静的載荷による変相点の有効応力比は初期せん断応力の大きさによらず一定であり、圧縮側で $\eta_{P,T,c}=1.61$ となり豊浦標準砂の1.10よりも大きく、伸張側では $\eta_{P,T,c}=0.72$ となって豊浦標準砂の0.83より小さい結果となった。すなわち、Calcareous 砂は圧縮側で強く、伸張側で弱い異方性の強い砂であることが判明した。
- 2) Calcareous 砂の変相点での軸差応力 $S_{P,T}$ は、 $Dr=70\%$ の豊浦標準砂のと比較すると圧縮側で大きく、伸張側で小さい。
- 3) 各サイクルの繰返し応力の圧縮側ピークの有効応力比とピーク軸ひずみの間には、初期せん断応力と繰返し応力に依存せず一義的關係が存在し、静的試験においても両者に同様の關係が存在した。また、Calcareous 砂の最大有効主応力比は $\eta_{f,c}=1.85$ となり、豊浦標準砂 ($Dr=70\%$) の $\eta_{f,c}=1.45$ をはるかにしのぐものとなった。
- 4) 所定のひずみ両振幅に対する繰返し軸差応力と繰返し回数との關係は初期せん断応力毎に見ても $Dr=70\%$ の豊浦標準砂の場合とほぼ同じである。一方、所定の大きさの残留軸ひずみ、ピーク軸ひずみに対する動的強度は初期せん断応力の大きさと共に増加する。

謝 辞

本研究の実施において、実験計画及び試験機の整備等協力いただいた本学社会建設工学科山本修三技官、ならびに実験やデータ整理を手伝ってくれた地域開発研究室の山本陽一君、木村健一君、岸本洋君に感謝の意を表します。

5. 参考文献

- 1) C. R. Golightly : Engineering Properteis of Carbonate Sands, Ph.D Thesis, University of Bradford U. K., 1990.
- 2) 兵動正幸・村田秀一・安福規之・藤井照久・谷水秀行・長井正 : 飽和砂の非排水繰返しせん断変形・強度におよぼす初期せん断応力の影響, 山口大学工学部研究報告, 第40巻, 1989.
- 3) 谷水秀行・兵動正幸・村田秀一・安福規之・小浪岳治・加藤剛 : 初期せん断を受けるゆるい飽和砂の非排水繰返しせん断挙動, 第25回土質工学研究発表会講演集, pp.743-746, 1990.
- 4) 小浪岳治・兵動正幸・村田秀一・安福規之 : ゆるい飽和砂の非排水繰返しせん断強度に及ぼす初期せん断の影響, 土木学会第45回年次学術講演会講演集, pp.766-767, 1990.
- 5) 兵動正幸・村田秀一・安福規之・藤井照久・谷水秀行 : 初期せん断を受ける飽和砂の動的強度について, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.797-800, 1989.
- 6) K. Ishihara, F. Tatsuoka and S. Yasuda, : Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses, Soils and Foundations, Vol.4, No.1, pp.29-44, 1975.
- 7) Y. P. Vaid and J. C. Chern : Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands, Advances in The Arts of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, Convention, Detroit, pp.120-147, 1985.
- 8) M. Hyodo, H. Murata, N. Yasufuku, and T. Fujii : Undrained Cyclic Shear Strength and Deformation of Sands Subjected to Initial Static Shear Stress, Proc. of 4th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico-city, pp.81-103, 1989.

(平成2年10月15日受理)