

砕石材料の変形係数に及ぼす繰り返し载荷の影響 I

——試験方法および強度——

Effect of Cyclic Prestraining on Deformation Characteristics of a Crushed Sandstone

——Testing Method and Strength——

孔 憲 京*・龍 岡 文 夫**・佐 藤 剛 司**

木 幡 行 宏**・小長井 一 男*

Xian Jing KONG, Fumio TATSUOKA, Takeshi SATO,
Yukihiro KOHATA and Kazuo KONAGAI

1. 序 言

礫・ロック材は、ロックフィルダムの主要な建設材料の一つである。しかし、このような粗粒材の強度・変形特性の研究には大型三軸試験などの大型せん断試験機が必要なため、粘土や砂などに比べると試験例が非常に少ない。特に、建設後にダム内に生じる0.1%以下の小ひずみレベルで単調载荷と繰り返し载荷での変形特性の精密な試験を系統的に行った研究例は非常に少ない。

今回、大型三軸実験装置を使って上記課題の研究を行った。その中で、今までほとんど不明であった砕石の強度と変形特性に及ぼす繰り返し载荷履歴の影響を調べた。今回用いた試験材料は、表面遮水壁型ロックフィルダム模型の振動実験(田村, 孔ら, 1992)に用いた砕石砂岩であり、模型実験の数値解析にこの試験結果を用いた。

2. 実 験 方 法

2.1 試料と試験条件

用いた砂岩砕石の粒径加積曲線を図1に、粒子を図2に示す。最大間隙比と最小間隙比は、内径20 cm 高さ40 cm のモールドを用いて土質工学会の方法に準拠して求めた。粒形は角ばっていて貧配合である。供試体寸法は直径30 cm 高さ60 cm であり、試料は空気乾燥状態である。拘束圧0.2 kgf/cm²で測定した初期間隙比 $e_{0.2}$ ($e_{initial}$) は0.582~0.692の範囲である。模型の状態に対応させた低い拘束圧 σ_c (0.2 kgf/cm²以下) 一定で、それぞれのせん断試験を行った(表1)。

2.2 実験方法

2.2.1 供試体製作

供試体は6層に分けて、一層ごとに振動バイブレー

*東京大学生産技術研究所 第1部

**東京大学生産技術研究所 第5部

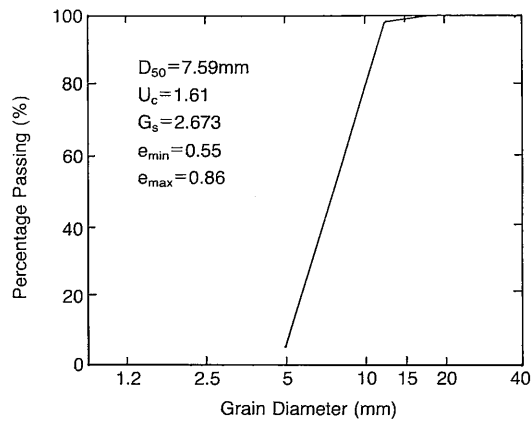


図-1 砕石砂岩の粒径加積曲線

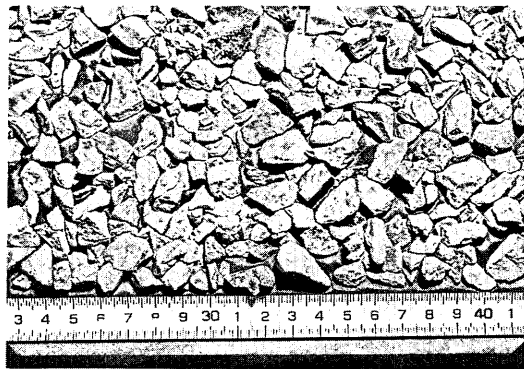


図-2 砕石砂岩の粒子写真

ター(重さ20.5 kgf, 振動数50 Hz)を使って所定の時間締固めて作成した(表1参照)。全体として比較的緩詰めである。供試体の有効拘束圧は負圧によって与え、せん断中は排気状態である。

2.2.2 実験システム

軸ひずみは供試体キャップの鉛直変位をギャップセン

表-1 試験ケース

供試体 番号	間隙比 $\epsilon_{0.2}$	荷重方法	締め固め方法	q_{max} kgf/cm ²	E_{max} kgf/cm ²	ϵ_{1r} (%)
k-1	0.582	単調	振動20秒	1.742	1800	
k-2	0.673	単調	振動6秒	1.486	1600	
k-3	0.677	繰り返し、単調	振動6秒	1.501	1700	0.360
k-4	0.692	繰り返し、単調	模型実験と同様に手で積み上げ	1.401	1950	0.279

サーで測定するとともに、供試体側面で局所変形測定装置 L.D.T. (Local Deformation Transducer, Goto et al., 1991) を用いて測定した。供試体の側方ひずみ ϵ_r は、図3に示すようにクリップゲージを用いて供試体高さ方向3ヶ所の直径変化を測定して求めた。この方法は、供試体の拘束圧が変化するとメンブレンペネトレーションの影響による誤差を含むが、拘束圧が一定のもとの試験では非常に精度良く、0.001%以下から数%までの側方ひずみを測定できる。この測定結果と局所変形測定装置による軸ひずみを併せて体積ひずみ ϵ_v を正確に求めることができた。

2.2.3 荷重方法

(1) 単調荷重三軸圧縮試験：供試体を0.2 kgf/cm²で等方圧密してから、側圧一定のもとで軸ひずみ速度

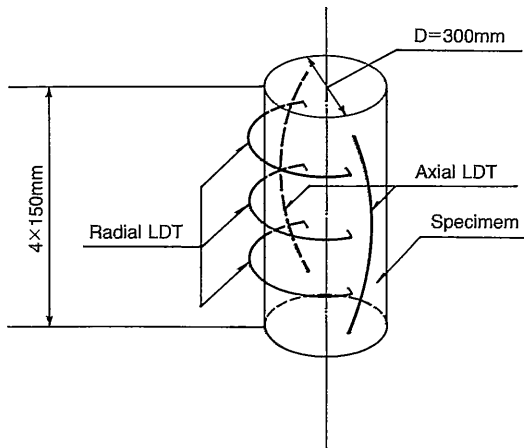


図-3 供試体の軸圧縮と半径変化の直接測定法

表-2 繰り返し荷重履歴中の最も大きなひずみレベルでの繰り返し荷重

供試体番号	片振幅 軸ひずみ (%)	片振幅偏差応力 dq (kgf/cm ²)	中立応力 (kgf/cm ²) σ_1, σ_3
k-3	3.89×10^{-2}	0.278	0.458, 0.071
k-4	3.30×10^{-2}	0.248	0.407, 0.096

0.06%/分でせん断した。ただし、弾性的ヤング率に対する応力比 σ_1/σ_3 の影響を調べるために、単調荷重の途中で微小繰り返し荷重を何回も加えた。

(2) 繰り返し荷重：拘束圧 σ_c 一定のもとで荷重制御で行った。すなわち、

(a) まず供試体を0.2 kgf/cm²で等方圧密してから、三軸圧縮

と三軸伸張で対称な正弦波繰り返し偏差応力を振幅 $\Delta q = |\sigma_a \text{ (軸応力)} - \sigma_r \text{ (側方応力)}|$ で0.1 Hz で加えた。しかし、このまま繰り返し荷重を増加して繰り返し荷重すると、次のような問題が顕在化する。すなわち、三軸伸張応力状態での最大主応力比： $(\sigma_1/\sigma_3)_{max \cdot TE} = \sigma_c / (\sigma_c - \Delta q)$ は、三軸圧縮中の応力状態での最大主応力比： $(\sigma_1/\sigma_3)_{max \cdot TC} = (\sigma_c + \Delta q) / \sigma_c$ よりもはるかに大きくなり、変形が三軸伸張状態に片寄るようになる。そこで、① $(\sigma_1/\sigma_3)_{max \cdot TC} = (\sigma_1/\sigma_3)_{max \cdot TE}$ になり、② かつ繰り返し荷重中の中立応力状態での平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_a + 2\sigma_r) / 3$ が Δq の大きさに左右されないように、側圧を適切に下げ軸応力を適切に増加して、そこを中立点として側圧一定のもとで対称な繰り返し偏差荷重 Δq を加えた。上記のような方法で、軸ひずみ片振幅 10^{-5} 程度から 5×10^{-4} 程度までの12回繰り返し荷重を加えた。これを10段階行った。

(b) 繰り返し荷重履歴の影響を調べるために、上記(a)での最大の軸ひずみ片振幅 (4×10^{-4} 程度) の繰り返し荷重の段階で、6,000回繰り返し荷重を加えた。この正確データを表2に示す。

(c) 最初の所定の等方応力状態に戻り、(a)の繰り返し荷重を繰り返した。

(d) 最後に、最初の所定の等方応力状態に戻って、単調荷重三軸圧縮試験をした。

3. 実験結果とその考察

3.1 ベディングエラーの影響

過圧密履歴や繰り返し荷重を受けていない砂や礫の供試体 (Virgin 供試体) の三軸圧縮試験において供試体上下端面でポーラスストーン、端面摩擦軽減層を用いても、供試体キャップの軸変位から求めた軸ひずみはベディングエラーの影響を受けており、変形係数を過小評価することがわかっているが (龍岡ら, 1989, Tatsuoka and Shibuya, 1992), 繰り返し荷重を受けた供試体 (Prestrained 供試体) の場合は、ベディング

研究速報
 エラーが無視できるようになるかまだ不明であった。図 4 (a), (b)は、初期間隙比および拘束圧が類似な Virgin 供試体と Prestrained 供試体の試験結果の例である。ここで External と Local はそれぞれ軸ひずみを供試体キャップの動きと供試体側面での局所圧縮から求めたことを意味している。この結果から、繰り返し荷重を受けることによりベディングエラーは小さくなるが、なくなることはないことが分る。

3.2 圧縮強度および内部摩擦角

図 5 に、すべての実験の全体の偏差応力~軸ひずみ関係 ($q \sim \epsilon_a$ 関係) を示す。Prestrained 供試体の場合は降伏点をはっきり見られ、この降伏点以前の剛性は cyclic prestraining によって非常に増加しており、Prestrained 供試体の応力~ひずみ関係はあたかも弾・完全塑性体のようなものである (厳密には正しくはないが)。

図 6 に、内部摩擦角 $\phi = \arcsin \{(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)\}_{\max}$ と初期間隙比の関係を示す。繰り返し履歴によって強度は全く増加していない。これは、破壊近くになると供試体内にひずみの局所化が生じ、局所化したひずみは図 5 に示す供試体平均ひずみよりはるかに大きく、繰り返し履歴の影響は消えてしまい、また、ひずみが局所化した領域 (せん断層) の特性が供試体の強度を決定するために、繰り返し履歴は強度に影響を及ぼさないためかも知れない。

3.3 微小ひずみレベルでの変形特性

図 7 に、Virgin 供試体の単調載荷三軸圧縮試験における $q \sim \epsilon_a$ 関係を、図 8 に対応する $q \sim$ 局所変位で測ったせん断ひずみ $\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r$ 関係を示す。これらの図から、0.001% 程度以下のひずみレベルでは応力~ひずみ関係はほぼ線形であり弾性的であることがわかる。す

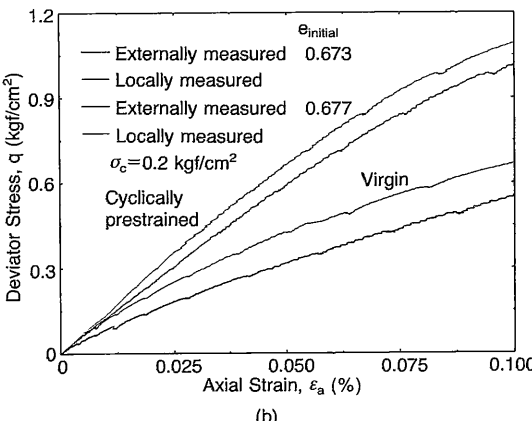
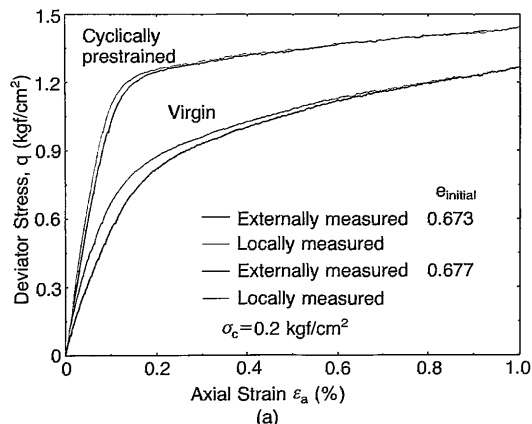


図-4 供試体キャップの軸変位から求めた軸ひずみ (External) と供試体側面での局所圧縮から求めた軸ひずみ (Local) の比較

なわち、このような微小ひずみレベルでの変形係数がひずみ速度の影響を受けなければ、この変形係数はせん断弾性波速度測定・共振法土質試験・繰り返し載荷試験・

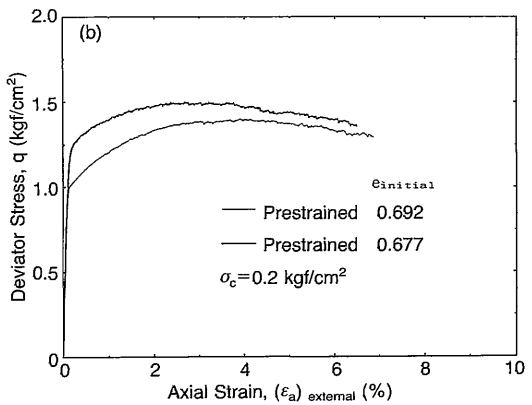
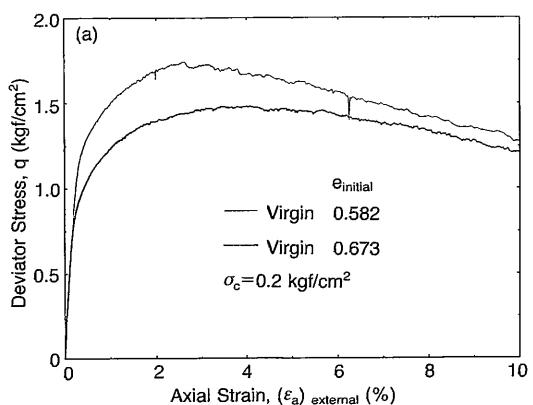


図-5 全体の応力~軸ひずみ関係 (次ページに図 5(C))

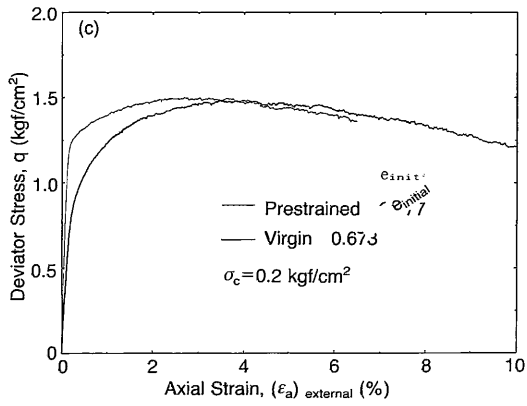


図-5 全体の応力～軸ひずみ関係

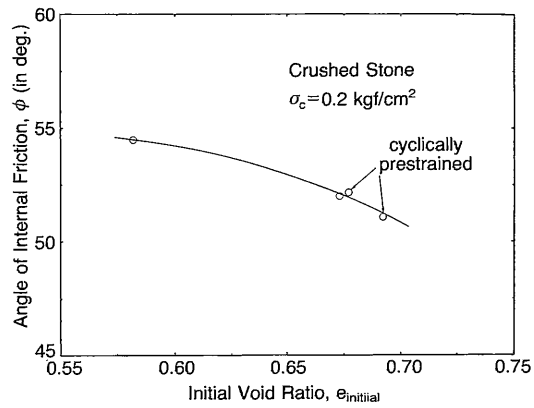


図-6 $\phi = \arcsin \{ (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) \}_{\max}$ と間隙比の関係

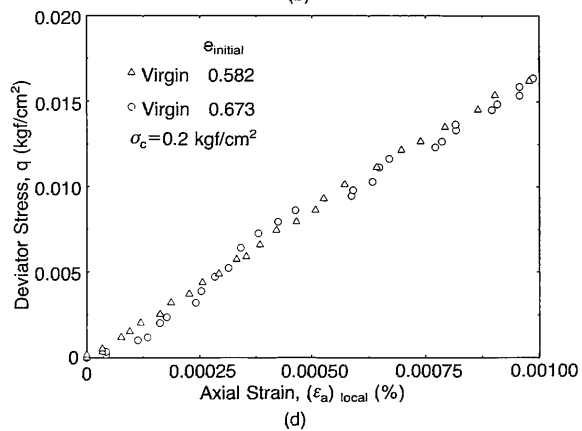
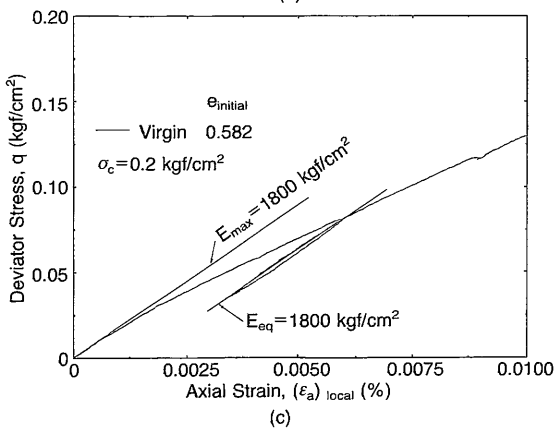
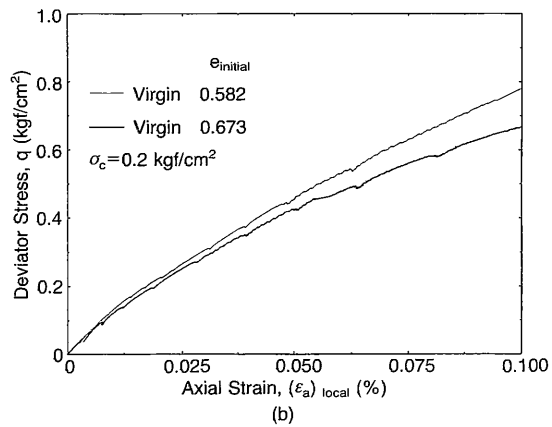
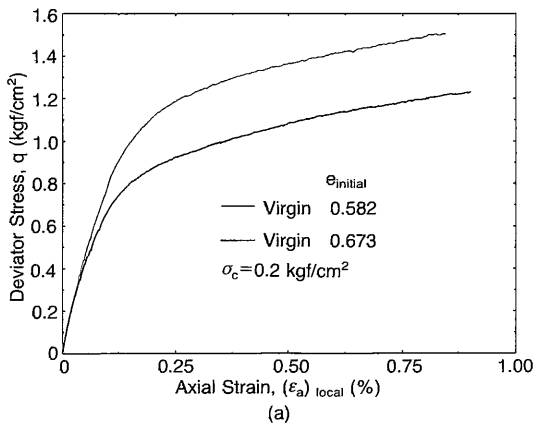


図-7 微小ひずみレベルでの応力～軸ひずみ関係：Virgin 供試体

単調載荷試験で同一の値になることを示唆している。

4. ま と め

0.001%以下の微小ひずみレベルからピーク強度まで精密で連続的に軸ひずみと側方ひずみを測定した礫(碎

石)の大型三軸試験を行った。その結果、繰り返し載荷履歴によって、礫の全体的応力～ひずみ関係は大きく変化するか、圧縮強度は増加しないことがわかった。また、履歴を受けない供試体でも0.001%程度以下の微小ひずみレベルでは線形弾性的挙動を示すことがわかった。

研究速報

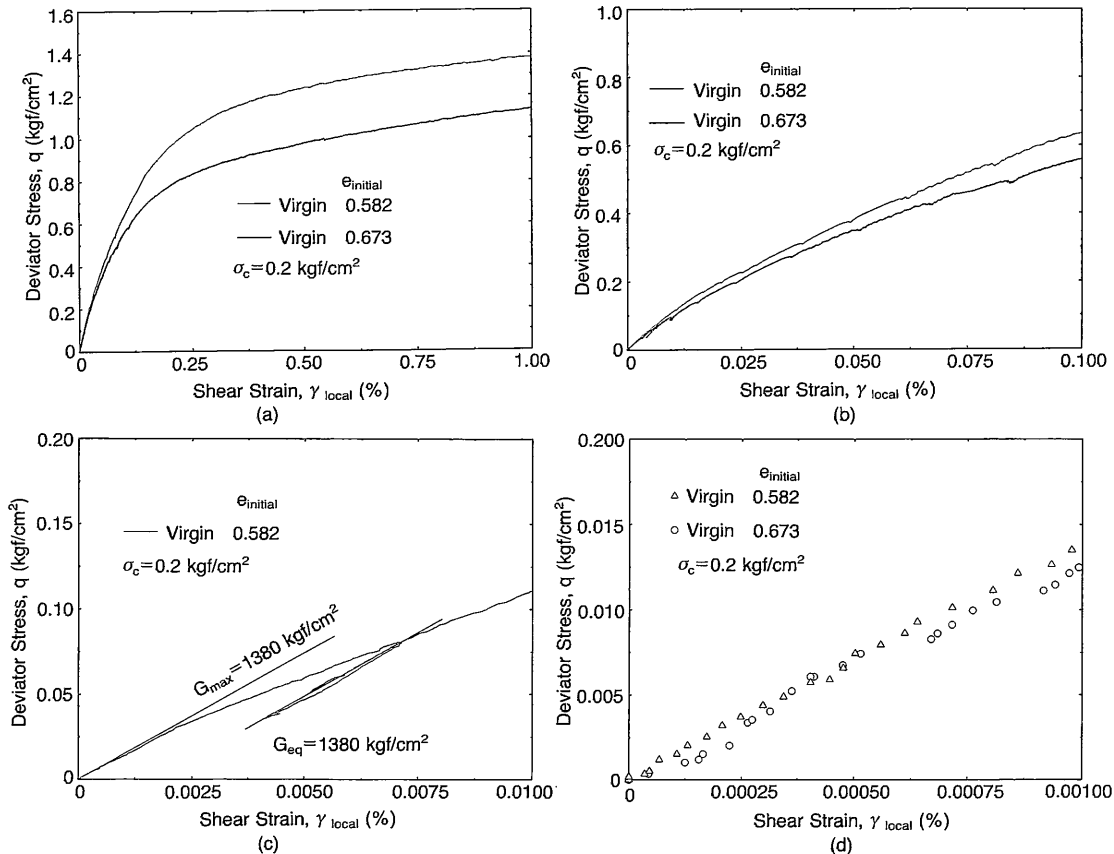


図-8 微小ひずみレベルでの応力～せん断ひずみ関係：Virgin 供試体

5. 謝 辞

本研究を遂行するにあたって、東京大学生産技術研究所鳥光道枝技官、大学院生 Supot Teachavorasinskun 氏、Ling Hoe-Ing 氏に御世話になった。深く感謝したい。(1992年4月16日受理)

参考文献

- 1) 田村重四郎, 孔憲京, 小長井一男, 羅休, コンクリート表面遮水壁ロックフィルダムの破壊性状に関する基礎的研究Ⅰ, 一型式が異なるロックフィルダム模型の破壊実験一, 生産研究, Vol. 44, No. 5, 1992. 5
- 2) 田村重四郎, 孔憲京, 小長井一男, 羅休, コンクリート表面遮水壁ロックフィルダムの破壊性状に関する基礎的研究Ⅱ, 一表面遮水壁ロックフィルダムの破壊性状に及ぼす断面形状の影響一, 生産研究, Vol. 44, No. 6, 1992. 6

- 3) 田村重四郎, 孔憲京, 小長井一男, 羅休, コンクリート表面遮水壁ロックフィルダムの破壊性状に関する基礎的研究Ⅲ, 一表面遮水壁ロックフィルダムの破壊性状に及ぼす鉛直地震動の影響一, 生産研究 Vol. 44, No. 6, 1992. 6
- 4) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S. and Sato, T. (1991): "A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory", Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, pp. 169-180
- 5) 龍岡文夫, 後藤聡, 洪谷啓, 佐藤剛司, 孔憲京, 礫の微小ひずみレベルでの変形特性Ⅰ, 一実験システムの開発一, 生産研究, Vol. 41, No. 10, 1989. 10
- 6) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992): Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session 1, 9th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, pp. 53-114.