

(23) 封圧下において繰り返し圧縮荷重を受ける軟岩の力学的挙動

東北大学工学部 小林良二

東北大学工学部 松木浩二

○東北大学大学院 工藤裕文

1. 緒言

近年、橋梁や発電所などの構造物の建設にあたり、必ずしも良好な岩盤のみならず、いわゆる軟岩を選択せざるをえない状況が生じている。この場合、基礎岩盤は三軸圧、間隙水圧の作用のもとでかなり大きな変動荷重を受けることになる。従って、地盤調査に際し、三軸圧下で岩石の繰り返し疲労試験を行ない、その変形挙動を調べる必要がある。

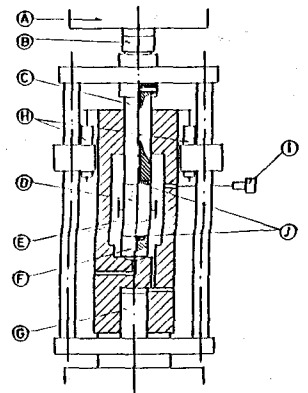
本研究では、岩石試験片に封圧と同隙水圧を加えた状態で繰り返し疲労試験を行なうことが出来る実験装置を試作し、岩石の繰り返し疲労特性を、特に、粘塑性軸ひずみに関して調べたので、これを述べる。

2. 岩石試料

岩石試料としては、島根県八束郡宍道町産の米阿砂岩と福島県双葉郡本野町産の本野砂質泥岩を用いた。米阿砂岩は水中に2日間、50℃の乾燥器中に2日間置いた後、さらにデシケータ中に2週間放置した気乾状態のものと、飽和含水状態のものを試験に供した。本野砂質泥岩については自然含水状態のものと飽和含水状態のものを試験に供した。なお、両岩種の飽和含水状態のものは、重量変化がなくなり水中に浸したものである。両岩石の試験片形状は直径35mm高さ70mmの内径であり、一軸圧縮強度と有効空隙率は、米阿砂岩で、それぞれ、540 kg/cm²、22.4%、本野砂質泥岩では、59 kg/cm²、54.3%である。また、本野砂質泥岩の自然含水状態の含水比は、46.1%、飽和度94.6%である。

3. 実験装置及び方法

オ1図は実験に用いた三軸圧縮試験装置である。図中、④はロードセル、⑤は環座、⑥は軸圧用ピストン、⑦は供試体、⑧は互いに垂直な2組の横ひずみ用カレンバゲージ、⑨は球座、⑩は⑥の運動による封圧の変動を消去するためのピストン、⑪は軸ひずみ用差動トランス、⑫は圧力変換器、⑬はフルタである。封圧は増圧器とガスポンプを組み合わせて±5%以内で一定に保った。軸荷重はサーボコントロール型疲労試験機（東京機械製エニバルス）を用いて加え、軸荷重、軸変位、横変位、封圧をペンレコーダーに記録した。



オ1図 三軸圧縮試験装置

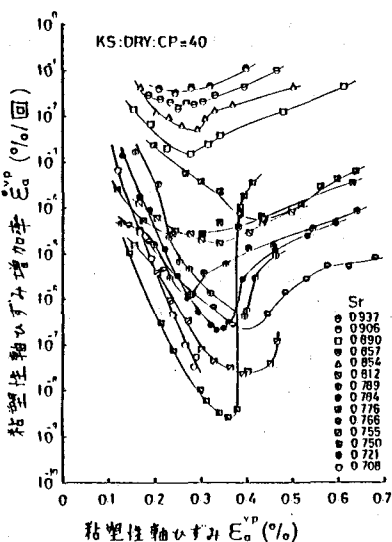
実験は三軸繰り返し疲労試験とともに繰り返し載荷-除荷試験を行なったが、疲労試験は1Hzの正弦波による片振り圧縮荷重で最大10回まで行ない、繰り返し載荷-除荷試験は、加える最大ひずみを繰り返しとともに漸増させて行なう一定ひずみ速度試験である。

実験条件としては、米阿砂岩では気乾状態の試料に対して封圧0、20、40 kg/cm²と変えた場合について、飽和含水状態に対しては、封圧40 kg/cm²、間隙水圧0 kg/cm²の場合について試験した。また本野砂質泥岩でも自然含水状態の試料に対しては封圧を0、5、10 kg/cm²に変えた場合について、飽和含水状態に対しては、封圧10 kg/cm²、間隙水圧0 kg/cm²の場合について試験を行なった。

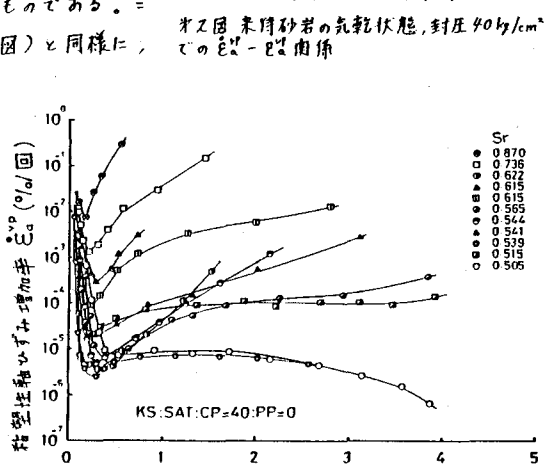
4. 実験結果及び考察

オ2～5図に繰り返し疲労試験の除荷時における軸ひずみの繰り返し数当りの増加率、すなわち粘塑性軸ひずみ増加率 $\dot{\epsilon}_v$ と粘塑性軸ひずみ ϵ_v との関係を示す。なお、図中の曲線のパラメータSは応力比であり、破壊繰り返し数が1のときの破壊強度で繰り返し疲労試験の最大主応力差を除いたものである。オ2図は米阿砂岩の気乾状

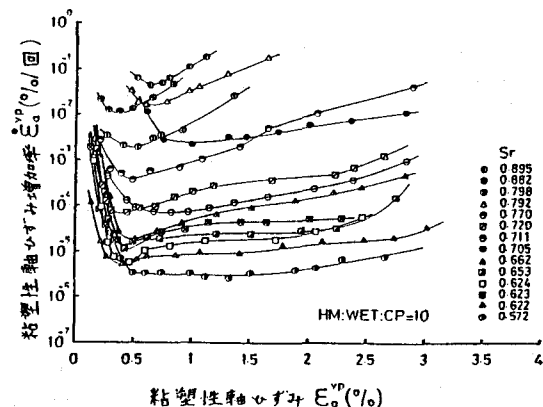
態のものを封圧40 kg/cm²で試験したものである。耐入限度付近のものである応力比0.708の場合(○印)を除けば、 $\dot{\epsilon}_a^V$ の増加につれ $\dot{\epsilon}_a^V$ が減少し、最小値に達した後、 $\dot{\epsilon}_a^V$ は増加に転じて破壊に至っている。 $\dot{\epsilon}_a^V$ が最小値をとる $\dot{\epsilon}_a^V$ は、ばらついてはいるものの、応力比によらずある範囲内におさまっている。10回の繰り返し載荷で耐入限度付近のものと考えられた応力比が0.708の場合、 $\dot{\epsilon}_a^V$ は減少するのみであり、また10回載荷した後でも、その $\dot{\epsilon}_a^V$ は、疲労破壊した場合における最小の $\dot{\epsilon}_a^V$ に対する $\dot{\epsilon}_a^V$ より小さい。このような傾向は、同じ気乾状態で封圧が0、20 kg/cm²の場合にも見られた。オ3図は未荷砂岩の飽和含水状態のものを封圧40 kg/cm²、間隙水圧0 kg/cm²で試験したものである。○と◎印は耐入限度付近のものである。 $\dot{\epsilon}_a^V$ が最小値をとるまでは気乾状態の場合と同様であるが、その後の $\dot{\epsilon}_a^V$ の増加率は、応力比の低下とともに小さくなり、耐入限度付近になると再び減少に転じて安定化する。また、この時の $\dot{\epsilon}_a^V$ はかなり大きい。



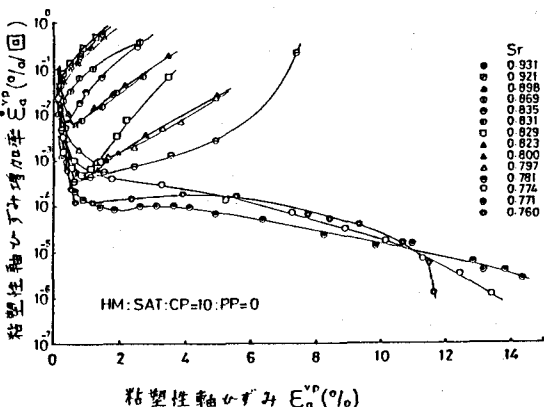
オ4図は広野砂質泥岩の自然含水状態、封圧10 kg/cm²のものである。 $\dot{\epsilon}_a^V$ - $\dot{\epsilon}_a^V$ 関係は、飽和含水状態の未荷砂岩のもの(オ3図)と同様に、 $\dot{\epsilon}_a^V$ の増加率が応力比の低下とともに小さくなるが、10回の繰り返し載荷の範囲内において、再び $\dot{\epsilon}_a^V$ が減少に転じるもの、換言すると、耐入限度を示すものは見られない。また $\dot{\epsilon}_a^V$ が最小となる $\dot{\epsilon}_a^V$ は、ばらついてはいるがほぼ一定と考えられる。このような傾向は、同じ自然含水状態で封圧が0、5 kg/cm²の場合にも見られた。オ5図は広野砂質泥岩の飽和含水状態、封圧10 kg/cm²のものである。この場合、 $\dot{\epsilon}_a^V$ が再び減少に転じる耐入限度付近のもの(○, ◎, ⊙)が見られた。



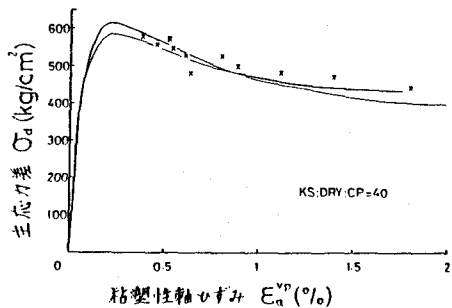
オ6~9図は繰り返し載荷-降荷試験から求めた主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ -粘塑性軸ひずみ $\dot{\epsilon}_a^V$ 線図である。なお、軸ひずみ速度は、繰り返し疲労試験における破壊繰り返し数 N_f のときの平均軸ひずみ速度である。オ6図は未荷砂岩の



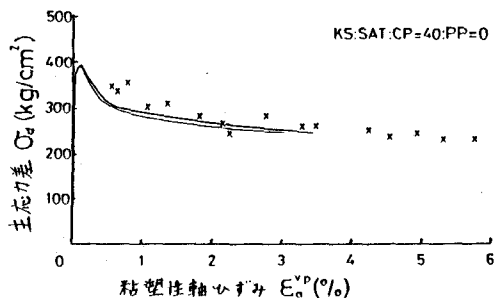
オ4図 広野砂質泥岩の自然含水状態、封圧10 kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^V$ - $\dot{\epsilon}_a^V$ 関係



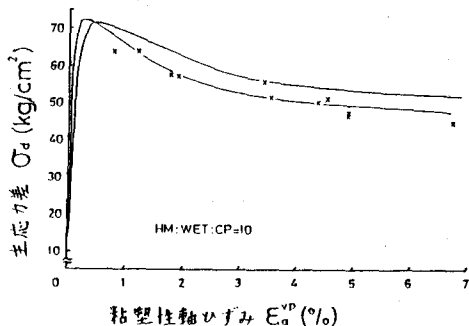
オ5図 広野砂質泥岩の飽和含水状態、封圧10 kg/cm²、間隙水圧0 kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^V$ - $\dot{\epsilon}_a^V$ 関係



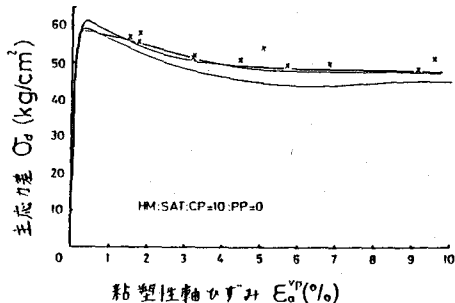
オ6図 東岸砂岩の気乾状態, 封圧40kg/cm²での σ_d - ϵ_p^v 関係



オ7図 東岸砂岩の飽和含水状態, 封圧40 kg/cm², 間隙水圧0 kg/cm²での σ_d - ϵ_p^v 関係



オ8図 広野砂質泥岩の自然含水状態, 封圧10kg/cm²での σ_d - ϵ_p^v 関係

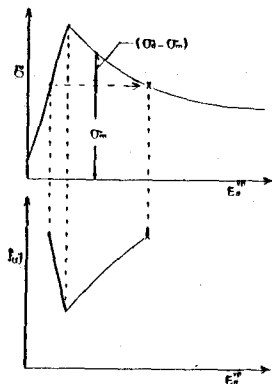


オ9図 広野砂質泥岩の飽和含水状態, 封圧10kg/cm², 間隙水圧0 kg/cm²での σ_d - ϵ_p^v 関係

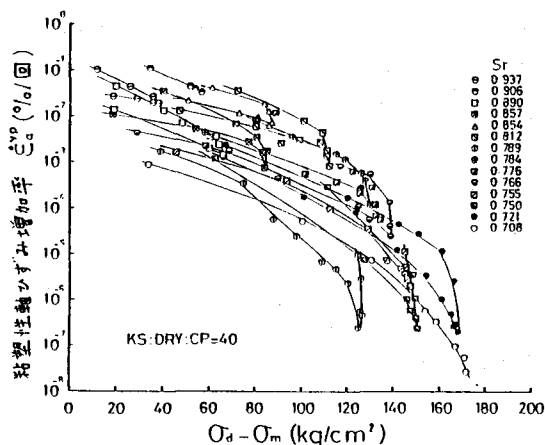
気乾状態, 封圧40kg/cm², オ7図は東岸砂岩の飽和含水状態, 封圧40kg/cm², 間隙水圧0 kg/cm², オ8図は広野砂質泥岩の自然含水状態, 封圧10kg/cm², オ9図は広野砂質泥岩の飽和含水状態, 封圧10kg/cm², 間隙水圧0 kg/cm²の場合である。図中の×印は, 同じ条件下の繰り返し疲労試験における最大主応力差 σ_m と破壊直前の ϵ_p^v との関係をプロットしたものである。これらの図を見ると, ばらつきはいるものの, 疲労破壊時の主応力差 σ_m と ϵ_p^v の関係は, 繰り返し載荷-除荷試験を行ない, 得られた σ_d - ϵ_p^v 線図のnegative slopeと良く一致している。このような傾向は本実験の全ての条件下で見られた。

次に, オス~5図の繰り返し疲労試験における ϵ_p^v - ϵ_p^v 線図とオ6~9図の繰り返し載荷-除荷試験における σ_d - ϵ_p^v 線図を見比べてみると, 両者の間には密接な関係が認められる。すなわちオ6~9図で, ϵ_p^v の増加とともに σ_d が増加しているときオス~5図の ϵ_p^v は減少し, σ_d が最大値をとった後, 減少し始めると ϵ_p^v は増加に転じて最終的に破壊する。これは, σ_d - ϵ_p^v 線図を岩石がある粘塑性軸ひずみ(または永久ひずみ)を受けた状態で変形に抵抗できる力を示すものと考えらるわかりやすい。オス~5図の ϵ_p^v - ϵ_p^v 線図で ϵ_p^v =最小値となる ϵ_p^v は各条件で一定であり, また, その時の ϵ_p^v がオ6~9図の σ_d - ϵ_p^v 線図のピーク時の ϵ_p^v と一致すると仮定して, ϵ_p^v - ϵ_p^v 線図と σ_d - ϵ_p^v 線図との関係を模式的に示したのがオ10図である。これは, 繰り返し疲労過程の ϵ_p^v が, σ_m を繰り返し疲労試験における最大主応力差として, 例えば, $(\sigma_d - \sigma_m)$ に支配されていることを意味している。

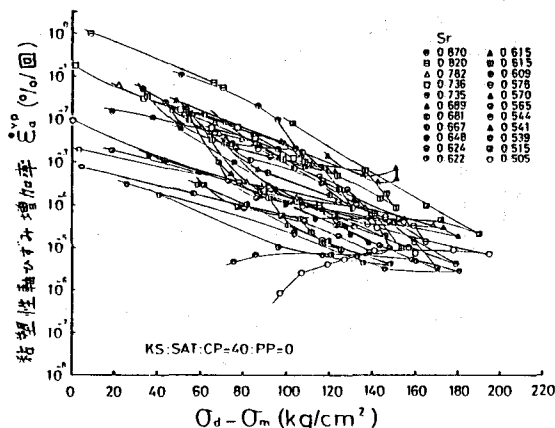
オ11~14図は, 上述した考え方に基づいて ϵ_p^v と $(\sigma_d - \sigma_m)$ との関係を示したものである。オ11図は東岸砂岩の気乾状態, 封圧40kg/cm²のものであり, 図中の○印は耐久限度付近のものである。ばらつきが大きく, また, 最小の ϵ_p^v 前後の関係がやや異なる傾向もあるが, ϵ_p^v と $(\sigma_d - \sigma_m)$ の間には応力比にあまり依存しない関係が認め



オ10図 仮定された σ_d - ϵ_p^v 線図と ϵ_p^v - ϵ_p^v 線図との関係

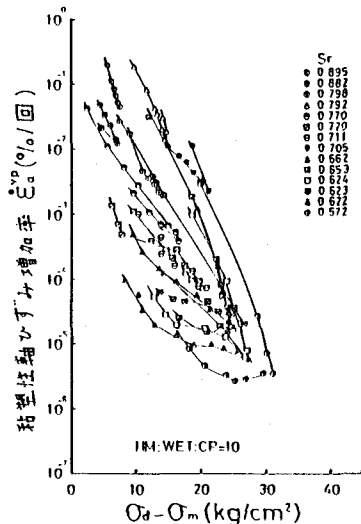


オ11図 東岸砂岩の乾燥状態、封圧40kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^{VP}-(\sigma_d-\sigma_m)$ 関係

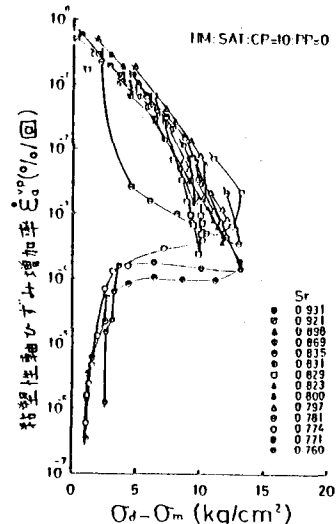


オ12図 東岸砂岩の飽和含水状態、封圧40kg/cm²、内隙水圧0kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^{VP}-(\sigma_d-\sigma_m)$ 関係

られる。また、耐久限度付近のもの（○印）は、変形に対する抵抗（ $\sigma_d-\sigma_m$ ）が最大になるところで $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ が急に小さくなる。オ11図は東岸砂岩の飽和含水状態、封圧40kg/cm²、内隙水圧0kg/cm²のものである。オ11図の乾燥状態のものに比べるとかなりばらつきが見られるが $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ と $(\sigma_d-\sigma_m)$ との間には同様な関係がある。○と◎印で表わされる耐久限度付近のものを見ると、抵抗（ $\sigma_d-\sigma_m$ ）が最大となる $\dot{\epsilon}_a^{VP}=0.2\%$ 付近までは $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ は減少し続けるが、 $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ が0.2%以上になって、抵抗（ $\sigma_d-\sigma_m$ ）が小さくなる、といえると考えられる領域に入っても $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ はそれほど大きくならず、 $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ が1.75%位になると減少に転じている。これはオ17図の $\sigma_d-\dot{\epsilon}_a^{VP}$ 係図のピーク後の部分が巨視的せん断キ裂を生じる過程であるのに対して、耐久限度付近のものは巨視的せん断キ裂を生じないためであろう。



オ13図 左野砂質泥岩の自然含水状態、封圧10kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^{VP}-(\sigma_d-\sigma_m)$ 関係



オ14図 左野砂質泥岩の飽和含水状態、封圧10kg/cm²、内隙水圧0kg/cm²での $\dot{\epsilon}_a^{VP}-(\sigma_d-\sigma_m)$ 関係

オ13図は左野砂質泥岩の自然含水状態、封圧10kg/cm²のものである。かなりのばらつきが見られるが、これは自然含水状態における含水比のばらつきのためであると考えられる。これと同様な傾向は、同じ自然含水状態に封圧が0、5kg/cm²の場合にも見られた。オ14図は左野砂質泥岩の飽和含水状態、封圧10kg/cm²、内隙水圧0kg/cm²の場合である。耐久限度付近の○、◎、◎印を除くと、 $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ と $(\sigma_d-\sigma_m)$ の間にはオ13図に示した自然含水状態の場合よりも、ばらつきの小さな関係が認められる。これは、含水状態が一定であるためと考えられる。耐久限度付近の○、◎、◎印は、オ12図に示した飽和含水状態の東岸砂岩における耐久限度付近のものと同様な挙動を示し、ある段階から $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ は急激に小さくなっている。

オ13図は左野砂質泥岩の自然含水状態、封圧10kg/cm²のものである。かなりのばらつきが見られるが、これは自然含水状態における含水比のばらつきのためであると考えられる。これと同様な傾向は、同じ自然含水状態に封圧が0、5kg/cm²の場合にも見られた。オ14図は左野砂質泥岩の飽和含水状態、封圧10kg/cm²、内隙水圧0kg/cm²の場合である。耐久限度付近の○、◎、◎印を除くと、 $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ と $(\sigma_d-\sigma_m)$ の間にはオ13図に示した自然含水状態の場合よりも、ばらつきの小さな関係が認められる。これは、含水状態が一定であるためと考えられる。耐久限度付近の○、◎、◎印は、オ12図に示した飽和含水状態の東岸砂岩における耐久限度付近のものと同様な挙動を示し、ある段階から $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ は急激に小さくなっている。

以上、片振り圧縮荷重下での繰り返し疲労過程における粘塑性軸ひずみ増加率 $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ が、その時点における粘塑性軸ひずみ $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ に対する繰り返し載荷-除荷試験から求められる主応力差 σ_d と繰り返し疲労試験における最大主応力差 σ_m との差 $(\sigma_d-\sigma_m)$ に基本的に依存していることについて述べた。

(23) MECHANICAL BEHAVIORS OF SOFT ROCKS UNDER CYCLIC LOADING IN TRIAXIAL COMPRESSION

by

Ryoji KOBAYASHI, Koji MATSUKI and Hiroyuki KUDO
(TOHOKU University)

In recent years, foundations of such as power stations or bridges have been constructed on so called soft rock mass. In these cases, soft rock mass is subjected to pretty severe cyclic loading in comparison with its strength under both confining pressure and pore pressure. For the safe design of soft rock foundation, it is prerequisite to clarify the cyclic fatigue characteristics of soft rock under triaxial compression.

In this work, cyclic fatigue test using 1Hz sinusoidal wave was conducted under confining pressure for two kinds of rocks; Hirono sandy mudstone and Kimachi sandstone. Their uniaxial compressive strengths are 59 and 540 kg/cm², respectively. In addition to the cyclic fatigue test, repeated loading-unloading test was also conducted using ramp wave of increasing maximum strain in order to know the fundamental relationship between differential stress and visco-plastic strain (permanent strain).

This paper mainly describes the cyclic fatigue process discussed from the view point of visco-plastic axial strain. Except the condition where the maximum differential stress is below the fatigue limit, the visco-plastic strain rate per number of cycles $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ initially decreases with the visco-plastic strain ϵ_a^{VP} until $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ reaches its minimum. After that, $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ begins to increase and finally the specimen collapses. On the other hand, in the relationship between differential stress σ_d and visco-plastic strain ϵ_a^{VP} , $\sigma_d - \epsilon_a^{VP}$ curve, which is obtained in the repeated loading-unloading test, differential stress σ_d increases with visco-plastic strain until σ_d becomes maximum, and, then, σ_d decreases and finally reaches the residual strength. Furthermore, the relationship between the maximum differential stress σ_m and the visco-plastic strain ϵ_a^{VP} at the failure point in the cyclic fatigue test well coincides with the $\sigma_d - \epsilon_a^{VP}$ curve as shown in Figs.6 to 9.

Considering the facts mentioned above, the fundamental concept of cyclic fatigue process is presented as schematically shown in Fig.10. In this concept, it is assumed that the visco-plastic axial strain rate per number of cycles $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ strongly depends on the difference between the differential stress σ_d in the $\sigma_d - \epsilon_a^{VP}$ curve and the maximum differential stress σ_m in the cyclic fatigue test ($\sigma_d - \sigma_m$) at the corresponding visco-plastic strain ϵ_a^{VP} .

As shown in Figs.11 to 14, the relationship between the visco-plastic strain rate $\dot{\epsilon}_a^{VP}$ and the stress difference ($\sigma_d - \sigma_m$) in the process of cyclic fatigue lies within a region except the cases where σ_m is below the fatigue limit. This relationship is almost independent of the magnitude of the maximum differential stress σ_m in the cyclic fatigue test. Thus the concept presented in this paper well explains the fundamental behaviors of the visco-plastic axial strain ϵ_a^{VP} in the cyclic fatigue process of rocks.