

1. はじめに

長大吊橋の耐震設計において基礎の振動挙動と安定性を確認することは不可欠であり、そのため基礎を支持する地盤の動的な変形係数は重要な定数の一つとなっている。また基礎と地盤の動的相互作用といわれるような現象を検討するためにも地盤の動的な変形係数をできるだけ詳細に知ることが必要である。一般に構造物の設計に考慮する地震動は基岩の振動によって、その上層にある地盤がせん断振動をすることにより生ずるものとしており、重要な構造物ではこのような地震動の伝達機構をも考慮すると、周辺の地盤の変形によって表現される基礎の固有振動の評価だけでは十分に基礎の振動挙動を表わしきれない場合がある。この場合主にせん断振動に関係する地盤の変形と主に基礎周辺での地盤の変形とでは応力状態、歪状態が異なる。地盤の変形係数は応力、歪に依存するから広い範囲の応力条件、歪条件での地盤の変形係数を和らねることが必要となるのである。地盤変形係数の測定には種々の方法があるが比較的小さい歪の範囲では弾性波探査等によって、また比較的大きな歪の範囲では載荷試験によって求められる。このような見地から明石海峡大橋(計画中)の架橋地点付近に分布している明石層と呼ばれる積世の飽和した砂礫土層の比較的大きな歪領域における動的変形係数および履歴減衰定数について動的な三軸実験を行なう調査した。

2. 実験諸元

(a) 供試体

供試体はすべて攪拌した試料を用いている。試料土は神戸市垂水海岸で採取した明石層である。これを良く攪拌混合して粒度分析を行ない粒径 $50\mu\text{m}$ 以上の礫を取り除いた後に締め固めて供試体とした。試料土の粒度分析の結果は表-1のようであり、粒度分布のよい砂礫土である。供試体の締め固めは乾燥状態の試料土を8層に分けてハンドバイブレータで土粒子を破碎しないように注意深く締め固めた。なお締め固めによる土粒子の破碎を調べるために実験の終了後の供試体についても粒度分析を行ない、たが礫分が若干減少している程度と大差ない。表-1. 試料土の粒度分析結果

礫分	70 %
砂分	26 %
シルト分	4 %
粘土分	0 %
最大粒径	50 mm
平均粒径	9.5 mm
均等係数	31.9

(b) 実験装置

実験装置は建設省土木研究所土質研究室所有の軸圧振動型の大型三軸試験機である。その主な仕様は以下の通りである。

最大軸圧	35 t g/cm^2	供試体寸法	{	直径	358 mm
最大側圧	7 t g/cm^2			高さ	800 mm
最大軸歪	150 mm				
最大横歪	50 mm				

(c) 載荷方法

載荷方法は次のように行なった。

- (i) 供試体を試験機にセットしヒータから真空ボンプで脱気しながら下から給水し供試体を水で飽和させる。
- (ii) 等圧圧密する。
- (iii) 排水コックをしめ側圧は圧密時と同じに保ちながら軸圧を一定の振中、振動数で30波振動載荷する。
- (iv) 軸圧を静的に一定量増してから前と同じ応力振中、振動数で30波振動載荷する。
- (v) 以後破壊するまで(iv)を繰り返す。

これを合計12個の供試体に対して試験を行った。その載荷条件を表-2に示す。

表-2 各供試体の載荷条件

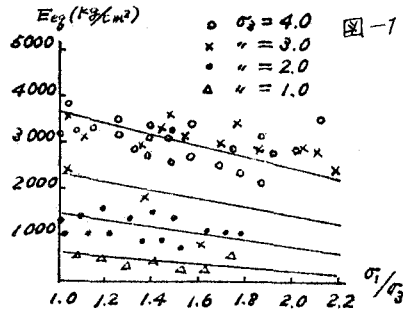
供試体番号	1-1	2-1	2-2	2-3	2-4	3-1	3-2	3-3	4-1	4-2	4-3	4-4
側圧 σ_3	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	3.0	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0	4.0
軸圧振巾 σ_1	0.5	1.0	0.5	0.45	0.5	1.3	1.0	0.5	1.6	1.3	1.1	0.55
振動数 Hz	1.0	1.0	1.0	0.3	3.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

3. 実験結果

各応力レベルでの σ_1 波目および σ_3 波目の軸歪、軸応力の履歴曲線を描いて動的変形係数と等価履歴減衰定数を求めた。 σ_1 波目と σ_3 波目を比較するとややバラツキがあるが概ね σ_3 波目のものが変形係数減衰定数ともに σ_1 波目のものよりも15~20%低下している。以下すべて σ_1 波目の値について述べる。

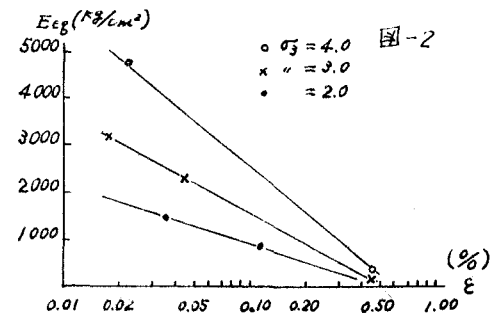
(a) 動的変形係数について

圧縮側と引張側との履歴曲線の勾配が異なり、総じて圧縮側の σ_1 が引張側よりもわずかに大きい。ここでは圧縮側と引張側の平均した値として履歴曲線のピークとピークを結んだ直線の勾配を動的変形係数(以下 E_d)とした。 E_d と σ_3/σ_1 の相関を図-1に示す。非常にバラツキが多いが概ね側圧 σ_3 が大い程 E_d は大きく主応力差が大い程 E_d は小さくなることがわかる。 E_d と等応力状態 σ_3 の歪振巾との相関は図-2のようになる。歪振巾が0.5%を越えるとほぼ破壊に近い状態とみられる。



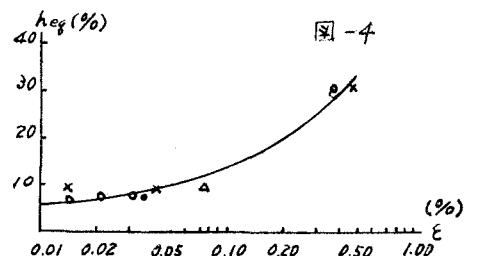
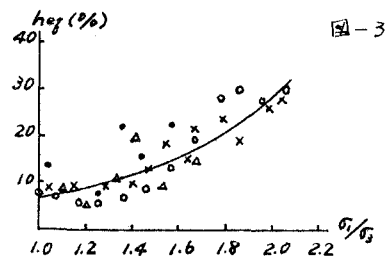
(b) 履歴減衰定数について

履歴減衰定数(以下 h_{eq})は履歴曲線の1サイクルにおいて消失する歪エネルギー(ループの面積)と前記の E_d で表わされる弾性歪エネルギーの比を 2π で割ったものとして計算した。 h_{eq} と σ_3/σ_1 の相関は図-3の通りであり、主応力差が大い程 h_{eq} は小さくなる。側圧 σ_3 による差は明瞭には表われなかった。 h_{eq} と等応力状態 σ_3 の歪振巾との相関は図-4のようになる。歪振巾が0.5%を越えるとほぼ破壊に近い状態とみられる。



(c) 振動数の影響について

側圧 2.0 kg/cm^2 の時に振動数を変えた試験も行った。たが E_d は大差なく h_{eq} では 0.3 Hz で載荷したものが 1 Hz , 3 Hz で載荷したものよりも5割ほど大きくなった。



4. まとめと問題点

今回の実験により、明石層の動的変形係数等について一応の目安が得られたが、このような実験で得られた変形係数を実際の構造物の解析あるいは設計に適用するにはさらには頼るべき指針もないので今後検討を進めていきたいと考えている。また測定法についてもこのような下型の供試体では全分荷の問題があると懸念があるので今後検討を進めていきたい。

最後に本実験の実施に際し御助言をいただいた土木研究所土質研究室矢部正器室長ならびに中村康夫研究員に謝意を表します。