

1. まえがき

ダムや鉄塔基礎あるいは地下空洞など岩盤上や岩盤内に建設される構造物の設計にあたっては、硬質岩盤の弾性係数の的確な評価が必要である。このためには、設計条件に応じた微小振幅領域から大振幅領域にわたる弾性係数の把握、及びこの弾性係数の岩盤の割れ目の量との関係の評価が望まれる。地震時に構造物基礎岩盤内には上部構造物の自重等による静的応力に加え地震による動的応力が発生する。この動的応力は振動レベルに応じ変化する。これに対し、原位置平板荷重試験は、応力ゼロまでの除荷と再荷重を繰り返す荷重方式¹⁾であり、地震時に岩盤に生じるものとは異なっている。そこで、著者らはこれまでに原位置平板荷重試験の応力-変位曲線より硬質岩盤の弾性係数の応力振幅依存性を求める方法を提案してきた^{2,3)}。本研究では、硬質岩盤の微小振幅領域の弾性係数²⁾を、原位置平板荷重試験の通常の荷重パターンによる応力-変位曲線を基準化して求める方法と荷重応力中心値を一定とした荷重パターンによる応力-変位曲線より求める方法を示す。そして、この基準化による算出法の妥当性を検証するとともに、弾性係数の応力振幅依存性について検討する。

2. 試験概要

対象とする岩盤はダムサイトや地下発電所サイトなどの硬質岩盤で、12地点において実施された通常の原位置平板荷重試験¹⁾をA試験とし、そのうち1地点においてA試験の後ある応力を荷重応力の中心値とし応力振幅を変えた平板荷重試験をB試験として実施した。

3. 原位置平板荷重試験の応力-変位曲線による微小振幅領域の弾性係数の算出

(1) 通常の荷重パターン(A試験)の応力-変位曲線を基準化して求めた弾性係数

基準化した応力-変位曲線より微小振幅領域の弾性係数を求める方法について述べる。まず、各サイトの同一試験位置での最大荷重応力段階における除荷時の応力-変位曲線において、応力-変位曲線の応力()、変位()をピーク応力(σ_p)、ピーク変位(δ_p)で除して基準化する。このように基準化した曲線は同一サイト、岩種、岩級において荷重応力段階によらずほぼ一致する⁴⁾。次に、図2のように、除荷側の基準化曲線に着目し、除荷の途中までの点を数点選び、最大応力比の点からそれぞれの点までの傾きをとる。そして、それぞれの点までの傾きを基準化曲線から元の応力-変位曲線と同等の次元に戻す際に相当する荷重応力段階の値(σ_p)は、例えば基準化曲線上の一点(σ_a, δ_a)までの傾きをとるとき $\sigma_p = \sigma_a / \delta_a$ の関係から次式で表される。

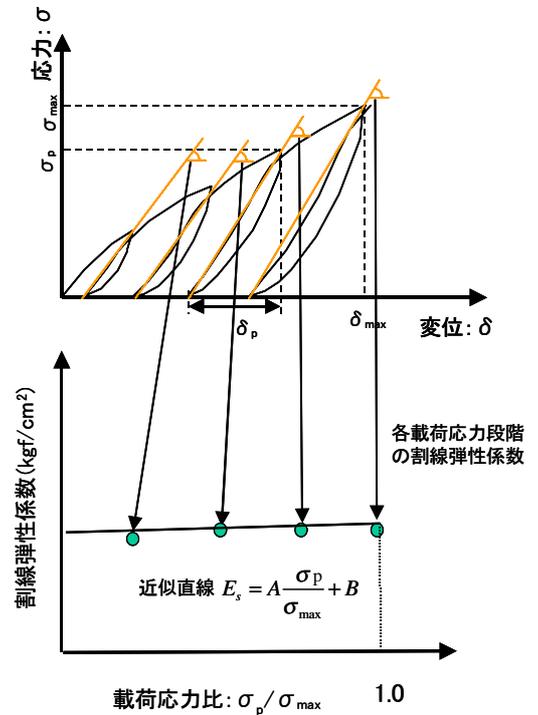


図1 原位置平板荷重試験の応力-変位曲線

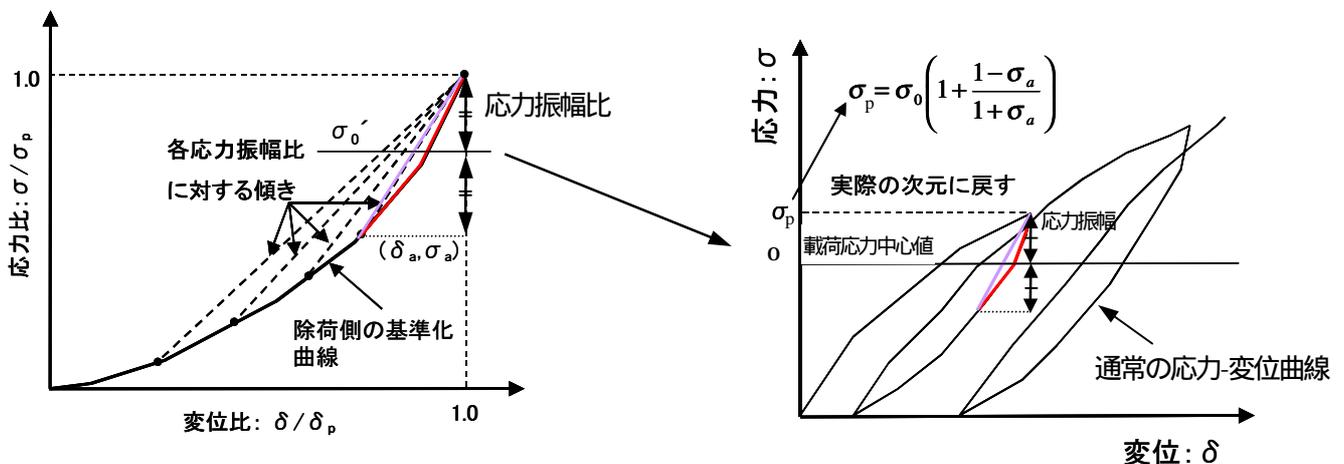


図2 基準化曲線を用いた応力振幅ごとの弾性係数の算出

$$p = o \left(1 + \frac{1-a}{1+a} \right) \quad (1)$$

ここに、 o は原位置における載荷応力中心値である。載荷応力段階の値 (p) を最大載荷応力段階でのピーク応力 (p_{max}) で除した載荷応力比 (p/p_{max}) は、

$$\frac{p}{p_{max}} = \frac{o}{p_{max}} \left(1 + \frac{1-a}{1+a} \right) \quad (2)$$

となる。各載荷応力段階における基準化曲線はほぼ一致する⁴⁾が、割線弾性係数(E_s)の値は図-1のように必ずしも一定でなく、載荷応力段階 (p) により異なることから、載荷応力の中心値 (o) により弾性係数が異なっている可能性があると考えられるため、この影響を割線弾性係数の各載荷応力段階ごとの値の変化を考慮して補正する。この関係は図-1に示すように直線的であるため割線弾性係数(E_s) の変化量を線形近似した式 $E_s = A \frac{p}{p_{max}} + B$ に式(2)を代入して

$$E_s = A \frac{o}{p_{max}} \left(1 + \frac{1-a}{1+a} \right) + B \quad (3)$$

よって、ここで (a , a) までの傾きをとったときの振幅に相当する弾性係数 (E) は、次式で表される。

$$E = \frac{\pi_a (1-v^2)}{2} \cdot \frac{(1-\sigma_a) \cdot \sigma_p}{(1-\delta_a) \cdot \delta_p} = E_s \frac{(1-\sigma_a)}{(1-\delta_a)} = \left\{ A \frac{o}{p_{max}} \left(1 + \frac{1-a}{1+a} \right) + B \right\} \frac{(1-a)}{(1+a)} \quad (4)$$

：載荷板半径， ν ：ポアソン比

上式によって算出された各応力振幅における弾性係数と、載荷応力振幅の載荷応力中心値に対する比との直線関係より応力振幅がゼロの時の弾性係数を微小振幅領域における弾性係数(E_0)とする。

(2) 載荷応力中心値を一定とした載荷パターン(B試験)の応力-変位曲線より求めた弾性係数

この載荷パターン微小振幅領域に相当する弾性係数(E_0)の算出は文献³⁾の通りである。

4. 算出した原位置平板載荷試験による微小振幅領域の弾性係数の評価

図-3に、同一サイトの岩種、岩級の同じ2ヶ所で実施したA試験の応力-変位曲線の基準化曲線と、A試験実施箇所と同一箇所で行ったB試験の応力-変位曲線³⁾より求めた応力振幅ごとの弾性係数とその近似直線を示す。両試験より求めた値は概ね一致しており、本研究で提案した基準化による方法はほぼ妥当であると思われる。図-4に図-3で示した地点を含む12の地点での最小弾性係数比(割線弾性係数/微小振幅領域の弾性係数)と岩級の関係を示す。この値はB級で0.6~0.45、 C_H 級で0.55~0.35、 C_M 級で0.45~0.2、 C_L 級で0.4~0.15程度の範囲にある。岩級ごとの範囲は広いが、岩級の低下にともなって値は低くなる。この最小弾性係数比の値は各応力振幅における弾性係数の応力振幅依存性を示す値であり、岩級に対する依存性が存在する。すなわち、岩級が下位なほど応力振幅依存による弾性係数の低下率が大きくなるといえる。

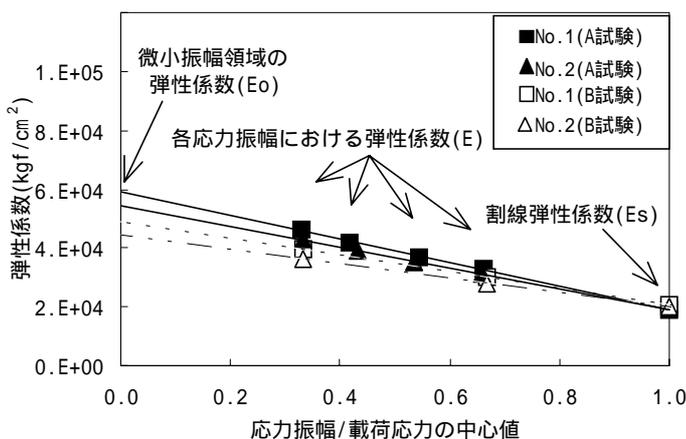


図-3 微小振幅領域の弾性係数の算出

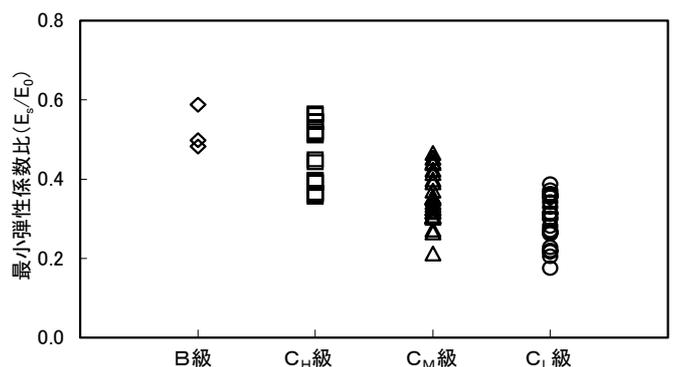


図-4 岩級と最小弾性係数比の関係

参考文献

- 1) 土木学会：原位置岩盤の変形およびせん断試験の指針 - 解説と設計の指針 - , pp.3-16,1983.
- 2) 佐藤正俊,上田稔,長谷部宣男,近藤寛通:硬質岩盤サイトの地震波伝播速度と原位置試験による波動伝播速度の比較,土木学会論文集,1997.
- 3) 山本健一郎他:硬質岩盤の弾性係数の応力振幅依存性を原位置平板載荷試験の応力-変位曲線より求める方法,土木学会年次学術講演会,1999.
- 4) 山本健一郎他:硬質岩盤の原位置平板載荷試験の基準化した応力-変位曲線の整合性について,土木学会年次学術講演会,1998.