

III-A 406 硬質岩盤の地震観測記録と原位置平板載荷試験から求めた 微小変形領域の弾性係数の整合性について

中部電力 電力技術研究所 正会員○佐藤正俊 上田稔 近藤寛通
名古屋工業大学 正会員 長谷部宣男

1. まえがき

ダムなど岩盤上や地下空洞など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。一般的に硬質岩盤は不規則な割れ目を有する。このため、原位置平板載荷試験結果のばらつきはかなり大きく、サイトを代表する弾性係数を十分な信頼度をもって評価することは、かなり難しいのが実状である。この点に関し、サイトでの鉛直アレー地震観測記録から地震波伝播速度や弾性係数を求めれば、その値は鉛直アレー観測点間の平均値なので、サイト全体の巨視的な平均の弾性係数が評価できる。しかし、一般的には小地震による微小変形領域の弾性係数の評価にとどまり、より大きな変形領域の弾性係数の評価は、強震記録が得られない限り不可能である。一方、原位置平板載荷試験によれば測定精度上、微小変形領域での弾性係数の評価が難しい反面、大変形領域での弾性係数を求めることが可能である。以上原位置平板載荷試験や地震観測記録による硬質岩盤の弾性係数の評価は、それぞれの長所、短所を有する。よって、両者の結果を総合的に評価することで、よりの確に岩盤の弾性係数をとらえることも可能になると考えられる。本研究はこのような観点から、硬質岩盤の弾性係数の評価に係る基礎的な研究を行うものである。原位置平板載荷試験結果から微小変形領域の弾性係数を求める方法を示すとともに、地震観測記録と原位置平板載荷試験結果から得られる微小変形領域の弾性係数の整合性について、実サイトでの観測、試験結果をもとに検討する。

2. 地震観測記録からの微小変形領域の弾性係数の算出

対象とする地点は、アーチダムサイトである。地質は流紋岩（中生代）でありかなり堅硬な岩盤である。図-1に岩盤内の地震計設置位置（A,Bの2ヶ所）を示す。サイトに対してほぼ鉛直上方に伝播している地震波を対象とするために、震源距離が長い地震を解析対象地震（8地震）とした。それらは全て弱震であり、最大加速度の範囲は1~7galである。地震計A,Bで観測した、鉛直動の主要動の立ち上がりのゼロクロスする時刻の時間差 ΔT と、観測点間の鉛直距離 ΔH より地震波伝播速度（P波） V_p を $V_p = \Delta H / \Delta T$ で求め、 V_p より E を弾性波動論に基づいて $E = 2\rho V_p^2(1 + \nu)(1 - 2\nu) / (1 - \nu)$ で算出した。ここに、 ν はポアソン比、 ρ は密度であり、 $\nu = 0.25, \rho = 2.5\text{g/cm}^3$ とした。

3. 原位置平板載荷試験に基づく微小変形領域の弾性係数の算出

(1) 荷重-変形曲線と小地震の観測記録による弾性係数

硬質岩盤の弾性係数は、載荷応力や応力振幅の大きさにより異なる¹⁾。地震観測記録により算出した地震波伝播速度に対応する岩盤の弾性係数は、対象とした地震の振動が微小であるので、図-2に示すとおり原位置の載荷応力レベルでの微小振幅の応力-変形曲線（ $\sigma - \delta$ 曲線）の勾配により求められる弾性係数である。この微小振幅の $\sigma - \delta$ 曲線は線形で可逆的で弾性係数は一定である¹⁾。一方通常原位置平板載荷試験は、 $\sigma = 0$ までの除荷と再載荷をくり返す載荷パターンである（図-3）。よって、原位置平板載荷試験の $\sigma - \delta$ 曲線から直接地震観測記録による弾性係数に対応する値を求めることができない。そこで次の方法で算出する。

(2) 原位置の載荷応力を中心値とする除荷・載荷曲線に対する平均弾性係数の算出

原位置の載荷応力 σ_0 を中心値とし、 σ_0 と原位置平板載荷試験の段階載荷におけるピーク応力（図-3の A_1 や B_1 ）の差（図-3のa,b）を片振幅とする除荷・載荷の $\sigma - \delta$ 曲線は、図-3のそれぞれ $A_1A_2A_3A_4A_5, B_1B_2B_3B_4B_5$ で表わされる。除荷曲線は原位置平板載荷試験の $\sigma - \delta$ 曲線と同じで、載荷曲線は図中の点線である。片振幅が小さい時は $A_1 = A_5$ 、片振幅が大きい時は $B_1 \neq B_5$ である。この除荷・載荷の $\sigma - \delta$ 曲線の平均の勾配は、片振幅が小さい時は直線 A_1A_3 の勾配、片振幅が大きい時は、直線 B_1B_3 と B_3B_5 の勾配の平均である。この平均勾配より弾性係数を算出した。なお、 B_3 まで除荷した後の載荷曲線は、厳密には B_5 （原位置平板載荷の $\sigma = 0$ まで除荷した後の載荷曲線が達している点）の変位に達せず、幾分か小さいと考えられる。しかし本検討の場合、 B_1 の応力が 60kgf/cm^2 であるのに対し、 B_3 の応力は 6kgf/cm^2 と小さいので、この影響は小さいと考え B_5 に達するとした。原位置の載荷応力は地震観測記録より弾性係数を算出している区間を代表する値として、地震計Aと

Bの設置位置の中間標高位置の地山被りに ρ を乗じた値（33kgf/cm²）とした。

(3) 原位置の応力を中心とする微小変形領域の弾性係数の算出

応力を中心とする場合、硬質岩盤の弾性係数は振幅の大きさにほぼ反比例する¹⁾。従って、図-4に示すように(2)で求めた2つの大きさの片振幅に対する弾性係数を直線で結び、切片の値(縦軸との交点)を微小振幅に対する弾性係数とした(図-4)。

(4) ひずみ速度依存性の影響

岩盤ブロックの弾性係数には荷重速度依存性が存在する²⁾。そこで、弾性係数を算出した地震観測記録や原位置平板荷重試験でのひずみ速度を比較する。地震波伝播速度は鉛直動の主要動の立ち上がりのゼロクロスする時刻から求めた。ゼロクロス部の最初の1山程度の加速度のピーク値は0.5gal前後である。この程度のピーク加速度の無限弾性体中を伝播する平面正弦波に対しひずみ速度を求めると、約1 μ sである。一方、原位置平板荷重試験のひずみ速度は、試験を実施した荷重速度5kgf/cm²/minを(3)で求めた微小変形領域の弾性係数で除して求めると、約1 μ sで、地震観測記録でのひずみ速度とほぼ一致する。

4. 地震観測記録と原位置平板荷重試験結果から求めた微小変形領域の弾性係数の比較

図-5に地震観測記録より算出した弾性係数の範囲を斜線表示で示す。地震計A,Bの設置位置標高間にある調査横坑内で実施した8ヶ所(図-1)の原位置平板荷重試験結果より算出した微小変形領域の弾性係数を Δ 印で示す。原位置平板荷重試験結果による値のばらつきは大きい、その平均値は地震観測記録による値と大体一致している。以上、地震観測記録と原位置平板荷重試験結果から求めた微小変形領域の弾性係数は、弾性係数の影響要因である荷重応力とひずみ速度が等しい場合に整合することを示した。

参考文献 1) 著者ら：硬質岩盤の弾性係数の振幅レベル依存性について、本概要集

2) 著者ら：硬質岩盤の動的剛性の荷重速度依存性について、第50回土木学会年次講演概要集第3部(A), pp694-695, 1995.

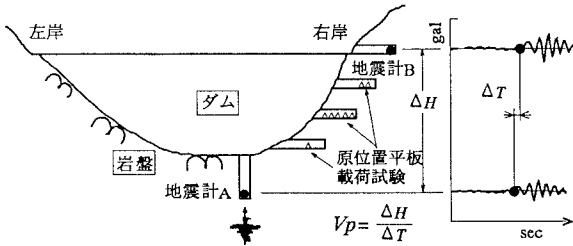


図-1 地震計設置位置及び原位置平板荷重試験実施位置と地震波伝播速度の算出方法

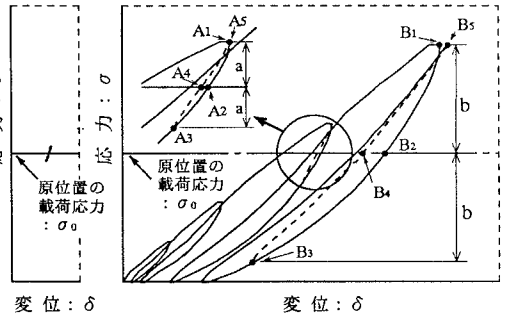


図-2 地震による微小振動に対する応力-変形曲線
図-3 原位置平板荷重試験の応力-変形曲線と原位置の荷重応力を中心とする応力-変形曲線に対する平均弾性係数の算出

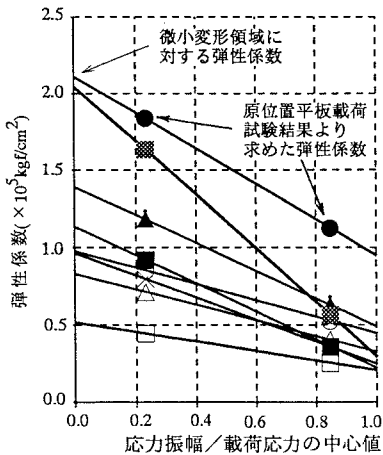


図-4 弾性係数と応力振幅/荷重応力の中心値の関係

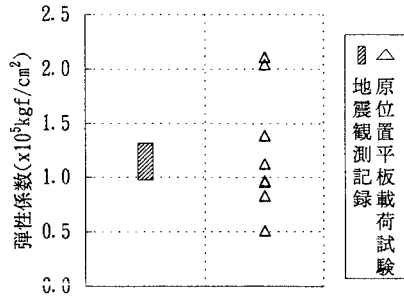


図-5 地震観測記録と原位置平板荷重試験結果より求めた微小変形領域の弾性係数の比較