

減衰振動・共振に着目したベンダーエレメント 試験による土の変形特性の評価

荻野 俊寛¹・三田地 利之²・対馬 雅己³・及川 洋⁴

¹正会員 工修 秋田大学助手 工学資源学部土木環境工学科 (〒010-8502 秋田市手形学園町1番1号)

E-mail:ogino@ce.akita-u.ac.jp

²フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

³正会員 工博 秋田工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (〒011-8511 秋田市飯島文京町1番1号)

⁴正会員 工博 秋田大学教授 工学資源学部土木環境工学科 (〒010-8502 秋田市手形学園町1番1号)

ベンダーエレメント試験(以下BE試験)の受信波によって、土の減衰振動ならびに共振を観察することができるという仮定に基づき、共振法土質試験の理論を援用して2通りの方法でせん断弾性係数および減衰比を求める手法を示している。粘土、泥炭試料についての実験結果からこれらの方法によって求めたせん断弾性係数の値は、せん断波の到達時刻を受信波のピーク点で定義した場合よりは(試料によって3~7倍)大きな値となること、また、減衰比についてはBE試験による既往の報告例はないが、繰返し三軸試験によって従来報告されている値と近いことを示している。これらの結果をふまえ、従来の方法に加えて本研究で提案する2通りの方法を併用することにより、BE試験の活用範囲がさらに広がることを示唆している。

Key Words : bender element, shear modulus, damping ratio, damped free vibration, resonance

1. はじめに

土の変形特性を把握するための試験は、土を伝わる波(波動)を利用して求める方法、土の振動を利用して求める方法、土の応力-ひずみ関係から直接求める方法、などその背景となっている理論によっていくつかに大別することができ、ベンダーエレメント(以下BE)試験はこのうち、波動を利用した試験(これを波動試験と呼ぶ)に分類され、同じ波動試験である超音波試験や原位置弾性波試験に比べると比較的新しい試験方法である。BE試験は装置が簡単であるというメリットから、基準化はされていないものの、2000年に改訂された「土質試験の方法と解説」¹⁾にも取り上げられ、徐々に試験方法が浸透しつつある。一般に波動試験は走時法、すなわち波動の伝播時間と距離から速度を計算することによって、せん断弾性係数 G を求めるものであるが、理論が明解で測定項目が少ないといった特徴を有する反面、 G を決定するための最も重要な要素である波動の伝播時間の決定方法については統一的な見解が得られていない。この点はBE試験についても例外ではなく、その決定方法はこれまでいくつかの見解が存在する。さらに“near-field-effect”²⁾の影響などから、伝播時間の決定自体が困難なケースもあり、この不確実性がBE試験の弱点となっている。

本論文は、BE試験は波動試験としての一面を有する一方で、冒頭で述べた振動を利用して変形特性を求め

る試験(これを振動試験と呼ぶ)としての一面も合わせ持っている、との観点から、代表的な振動試験の一つである共振法土質試験の理論をBE試験に援用し、変形特性として G に加えて、従来のBE試験では求めることが難しかった減衰比 D の評価方法を示すものであり、従来の波動試験としての方法と併用することによって、試験の信頼性をより高めるとともに、その適用可能性をさらに広げることを目的とするものである。

2. 既往の研究

BE試験は波動試験の中で比較的新しい方法で、Shirley & Hampton³⁾によって開発された。波動試験としてはその他に超音波パルスや衝撃波を利用した方法^{4),5)}、加速度計を利用した方法⁶⁾等があげられるが、いずれもオシロスコープ等を用いて送信波と受信波の時刻歴から波の発生時刻と到達時刻を読みとり、その差から伝播時間を求める点は共通している。冒頭でも述べたように、これらの方法の目下の最大の問題は、その伝播時間をどのように決定するかということである。従来のBE試験についての報告例によると、送信波については矩形波を用いて波の立ち上がり点(=ピーク点)の時刻を波の発生時刻とすることが多いが、受信波は送信波とは波形が異なり、波の立ち上がり点とピーク点の時刻が異なるため、例えばJamiolkowski et al⁷⁾は受信波の立ち上がり点で定義しているのに対し、Dyvik &

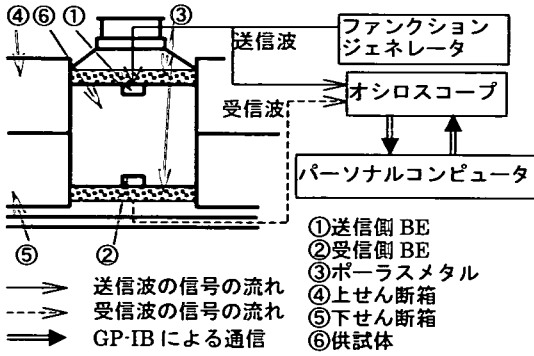


図-1 せん断箱周辺と BE システムの概略図

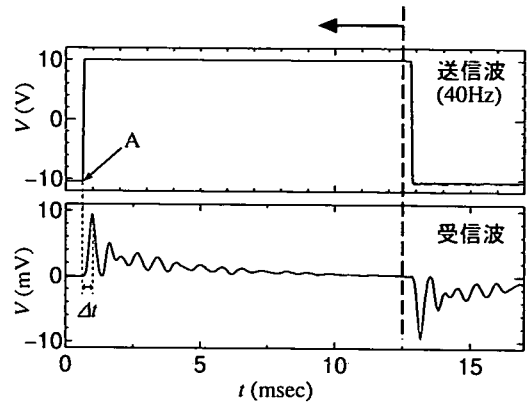


図-2 代表的な BE 試験の送・受信波形 (秋田泥炭, $\sigma_v = 40 \text{ kPa}$)

Madshus⁸⁾, Viggiani & Atkinson⁹⁾, Rampello et al¹⁰⁾は受信波のピークで到達時刻を定義しているように、これまで、大きく二通りの解釈が存在してきた。確かにこれらの方法によってある程度定量的な評価をすることは可能であるが、理論的根拠が乏しい点是否めず、さらに、受信波の立ち上がり点付近の波形がドリフトする“near-field-effect”²⁾が生じた場合、到達時刻の見極めがいつそう困難になることなどを考えると、受信波の時刻歴から直接真の到達時刻を決定し、この問題を根本的に解決するのは困難であるように思われる。そのため、妥当な伝播時間を実験的に見いだそうとしたり、人為的な誤差をのぞくような試みもなされている。Viggiani & Atkinson⁹⁾は送信波形と受信波形の相互相関関数を利用することにより伝播時間を決定することを提案しており、また、川口ら¹¹⁾は様々な波形、振動数の送信波を用いた BE 試験結果から“near-field-effect”の影響を見極めた上で、送信波、受信波それぞれの立ち上がり点の時間を伝播時間とするのが適当であるとしている。また、“near-field-effect”については Jovičić et al¹²⁾が解析、実験の両面から検討を行っており、その結果から、最近では送信波に sin 波を用い、送・受信波立ち上がり時刻の差を到達時刻とする報告例が多く見られる^{13),14),15)}。到達時刻の明確な定義ができない以上、このような解析的、実験的手法によって適切な値を模索することはこの問題の現実的な解決策の一つとしては有効な手段であるように思われる。

このように BE 試験では主に波の伝播時間についての問題が注目されてきたが、BE 試験において送信波の振動数を適当な値に設定すると共振現象が見られることは既に報告されており^{11),12),16)}、Jovičić et al¹²⁾、Lohani et al¹⁶⁾はこれを利用して伝播時間の評価を試みているが、本報告のように共振という振動現象自体に主眼がおかれることはこれまでない。

一方、共振法土質試験に関する報告例は 1960 年代か

ら多く見られるようになる。Hardin & Richart¹⁷⁾は砂やシルトについて共振振動数と供試体高さから弾性理論に基づいて疎密波、せん断波の速度を求めており、共振法土質試験の理論および試験方法が Hardin & Music¹⁸⁾によってまとめられている。また、特に減衰については Hardin¹⁹⁾が詳細な理論を展開している。しかしながら、共振法土質試験はこのように理論が確立しているにもかかわらず、装置が複雑であることや繰返し载荷試験の精度の向上によってその地位を取って代わられたことから、近年の研究例は少ない。

3. 振動試験としての BE 試験

通常、BE 試験は供試体の一端から発したせん断波が他端に到達するまでの時間からせん断波速度を計算し G を求めるもので、走時法の一つととらえることができる。図-1 は一面せん断試験装置に装着し、本実験に用いた BE 試験システムの概略図であり、図-2 は代表的な送受信波の様子を示している。供試体は一辺 70mm の正方形断面であり、高さは 30~35mm である。また、送信側および受信側 BE の供試体への貫入量はそれぞれ約 7mm である。この場合、 G は例えば図-2 に示されるようにオシロスコープ等で送信側および受信側 BE の電圧の時刻歴からせん断波の伝播時間 Δt を求め、式 (1) で与えられる。

$$G_t = \rho_t \left(\frac{l}{\Delta t} \right)^2 \quad (1)$$

ここに、 G_t は走時法による G 、 ρ_t は供試体の湿潤密度、 l はせん断波の伝播距離である。しかしもともと BE をはじめとするパイモルフ型圧電アクチュエータは素子に生じる変形と電圧の(またはその逆の)変換をするものである。BE は通常は素子全体がたわむような変形を生じるが、BE 試験では端部が試験装置に剛に支持されて

いるため、片持ち梁のような曲げ変形を生じる。BEは高周波数帯(約30kHz)では応答性が低下するものの¹²⁾、その先端の変形量と電圧はほぼ比例関係にあるため、図-2の送受信波形はBEの変形の様子と近似していると考えられる。特に、受信側BEの変形はその周辺の供試体の変形に追従して生じるので、受信波形はBE近傍の供試体要素の変形の様子を反映しているものと考えられる。このことから受信波形の振動成分がBE近傍の供試体要素の振動を表していると仮定すれば、図の電圧の時刻歴からBE近傍の供試体の振動の様子を知ることが可能となる。ただし厳密には受信波形はBEの供試体への貫入部分(7mm)の変形によるもので、BEの支持点では変形は生じていないと考えられる。これは供試体要素についても同様で、供試体の上下端面は剛な境界条件であるため、この面では供試体要素の変形は生じず、BEおよびその近傍の供試体要素の変形によって観測される受信波形はこの境界面の変形ではなく、境界面上ではBE、供試体要素とも変形はゼロであると考えられる。

代表的なケースとして図-2を考えると、送信波に矩形波を用いた場合は電圧の変化は図のA点で瞬間的に発生し、その後、次の電圧の変化点まで電圧はほぼ一定となる。変形もこれに追従するので送信側BE周辺ではA点で瞬間的に供試体に変位が生じ、その後はその状態が維持されることになる。ここで発生した変位は供試体中をせん断波として伝播するので、最終的に他端の受信側BEを変形させることによって受信波としてとらえられ、図に示されるような波形となって現れる。いいかえると、送信波を変位についての入力波、受信波をその応答波として考えるのである。特に、このケースのように送信波に矩形波を用いた場合は送信側BEの役割はいわば瞬間的に衝撃力を加えているのと同じであるので、受信波はその衝撃に対する変位応答、つまり一種のインパルス応答と考えることができる。

ここで、受信波が減衰しながら振動している間、供試体には衝撃は加えられていないので、これはA点で加えられた衝撃によるものと考えられる。前述の仮定から、この減衰振動がBE近傍の供試体の振動を表しているとすれば、BE試験が波動試験としての一面を有する一方で、冒頭で述べた、振動試験としての一面も同時に合わせ持っていると考えられる。このとき供試体の振動は、供試体の上下端面の境界では変形が生じないことから一次モードであると考えられ、供試体高さ h は波長の $1/2$ に等しい。したがって、供試体をVoigt型の粘弾性体と仮定すれば、 G はこのとき減衰自由振動の固有周波数を f_d として、式(2)で表される。

$$G_d = 4\rho_i h^2 f_d^2 \quad (2)$$

ここに、 G_d は減衰自由振動による G である。また、受

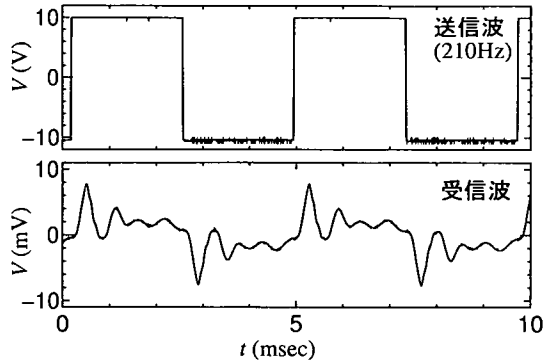


図-3 受信波同士の干渉(秋田泥炭, $\sigma'_v = 40$ kPa)

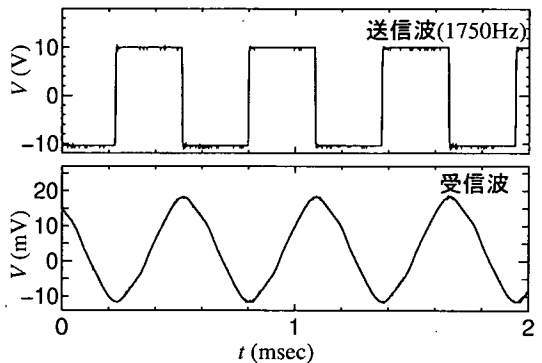


図-4 共振時の送受信波(秋田泥炭, $\sigma'_v = 40$ kPa)

信波の減衰自由振動の対数減衰率を δ とすれば減衰比 D は式(3)で表される。

$$D_d = \frac{\delta}{2\pi} \quad (3)$$

ところで、図-2のように送信波の周期が受信波の減衰自由振動の継続時間に比べて大きな場合はBE試験は自由振動の問題に置き換えることができるが、送信波の周期が小さくなっていく(周波数が大きくなる)と図-2中の波線より右側の部分が左方向に移動する形になるため、一つの送信波による減衰自由振動の継続中に次の波が到達し、次第に互いの受信波が干渉するようになる(図-3)。この状態では、BE試験は供試体にその周波数(振動数)の振動を強制的に与えていると解釈することができる。この状態からさらに送信波の周波数を漸次増加させていくと、ある周波数帯で受信波の振幅が急激に増大し、共振現象が起きる。図-4はその様子について代表的な例を示しており、共振時の送受信波形を示している。減衰振動の場合と同様の仮定を用いれば、送信側BEによる強制振動によって受信側BE近傍の供試体要素が共振していると考えられ、このとき、振動は一次のモードで減衰振動の場合と同様、 h は

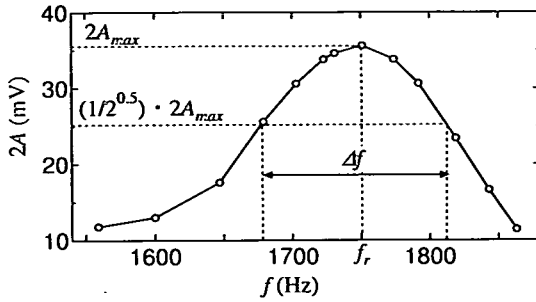


図-5 共振曲線の模式図

波長の1/2に等しい。したがって共振周波数を f_r とすれば、 G は式(4)で表される。

$$G_r = 4\rho_t h^2 f_r^2 \quad (4)$$

ここに、 G_r は共振による G である。また、 f_r 近傍の周波数帯において周波数 f と受信波の両振幅 $2A$ の関係から図-5に示されるような共振曲線を得ることができ、共振時の振幅 $2A_{max}$ の $1/\sqrt{2}$ 倍に等しい振幅の起きる時の周波数の差を Δf とすれば(図-5)、 D は式(5)で表される。

$$D_r = \frac{\Delta f}{2f_r} \quad (5)$$

ここに、 D_r は共振による D である。

式(2)と式(4)を比較すると両式の違いは周波数に関する項のみであるから、 G_d と G_r の値の差は f_d と f_r の差のみによって決まる。Voigt型モデル(パネ定数 k 、粘性定数 c)における一自由度質点系(質量 m)では f_d および f_r はそれぞれ式(6)、(7)で表される。

$$f_d = f_0 \sqrt{1 - D^2} \quad (6)$$

$$f_r = f_0 \sqrt{1 - 2D^2} \quad (7)$$

ここに、 $f_0 = 1/(2\pi) \sqrt{k/m}$ である。したがって厳密には G_d と G_r は一致しないが、 $D \ll 1$ ならば $G_d \approx G_r$ となることがわかる。

これらの解釈は振動に着目しているという点で、せん断波の伝播時間と距離から G を求めるという、これまでのBE試験の考え方とは異なるものであり、その原理はむしろ共振法土質試験と共通している。実際、上に述べた二つの方法は共振法土質試験のそれと対応関係にあることがわかる。すなわち、共振法土質試験によって土の動的特性を求める場合、主に二つの方法が考えられていて²⁰⁾、一つは供試体の上部または下部に静的変位を与え、瞬時に解放することによって生じる自由振動を観察する方法で、もう一つは供試体の上端または下端に強制振動を与え、他端の変位を観察し、共振点を探るものである。これらはそれぞれ上述の減衰自由振動によるBE試験、共振によるBE試験によく対

応しており、式(2)~(5)の関係は対応する共振法土質試験のそれとほとんど同じ形をしている。

しかしながら、境界条件に関しては共振法土質試験とは異なっている。まず共振法土質試験ではふつう供試体上下端の一方が固定端、他方が自由端であるため供試体高さが波長の1/4となるが減衰自由振動および共振によるBE試験では上下端面とも固定端であるため、供試体高さは波長の1/2となっている。さらに本実験の場合供試体の側面はせん断箱に接しており、上下端面同様、剛な境界となっているが、式(2)~(5)を導く過程では側方の境界は自由として考えており、側方の境界条件は考慮されていない。本報告の場合、側方の境界面とBEの距離は35mmと比較的大きいこともあり、BE近傍においては振動が観測されているが、側面の境界が剛な場合、自由な場合よりも供試体の振動は拘束されるものと考えられる。この点に関しては側面の拘束が自由な三軸供試体を用いたBE試験結果などと比較し、その影響を検証する必要があると考えられる。

4. 実験概要

(1) 試料および実験

実験には粘土試料および泥炭試料の2種類の試料を用いている。粘土試料は市販の粉末状粘土(NSF粘土)に液性限界の約2倍になるよう、蒸留水を加え攪拌したものであり、泥炭試料は秋田市近郊、地表面下約2mの泥炭層からスコップで採取した泥炭に含水比約800%になるように蒸留水を加え、攪拌して調整したもので、いずれもペースト状態のものである。NSF粘土の物性値は土粒子の密度 $\rho_s = 2.78 \text{ g/cm}^3$ 、液性限界 $LL = 55\%$ 、塑性指数 $I_p = 26$ 、粘土分は99%であり、秋田泥炭の物性値は $\rho_s = 1.64 \text{ g/cm}^3$ 、強熱減量 $L_{ig} = 76.5\%$ 、分解度 $H = 75.5\%$ であり、比較的繊維質の少ない、分解の進んだ試料である。

実験は基本的に段階載荷・除荷による圧密試験であり、筆者らの一人が開発した一面せん断試験装置²¹⁾を基本にしてベンダーエレメントを装着し、さらに泥炭試料にも適用可能なように改良した²²⁾せん断箱を利用して行っている。圧密はペースト状の試料をせん断箱内に直接流し入れ、所定の鉛直圧密応力 σ'_v で段階的に載荷(または除荷)する。段階載荷の応力は粘土試料で $\sigma'_v = 20 \text{ kPa}$ から 200 kPa まで、泥炭試料で $\sigma'_v = 20 \text{ kPa}$ から 80 kPa までそれぞれ増分 20 kPa として設定している。除荷は最大の σ'_v において圧密の後、引き続き行い、その応力は粘土試料では $\sigma'_v = 140, 120, 100, 80, 60 \text{ kPa}$ 、泥炭試料では $\sigma'_v = 60, 40 \text{ kPa}$ としている。圧密および除荷の打ち切りは3t法によって行い、打ち切り後直ちに次に示す3種類のBE試験を実施している。

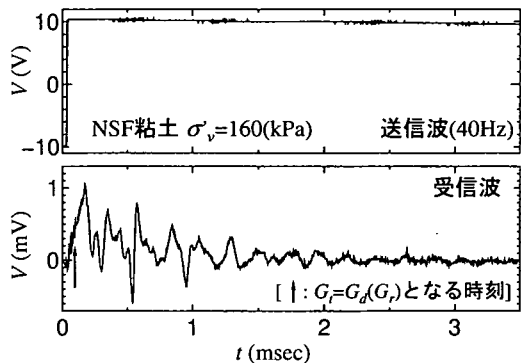


図-6 減衰振動 BE 試験における送受信波の時刻歴 (NSF 粘土)

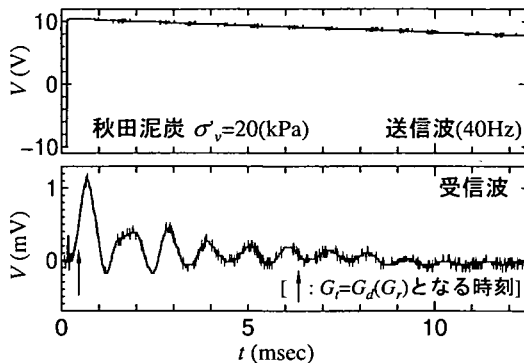


図-8 減衰振動 BE 試験における送受信波の時刻歴 (秋田泥炭)

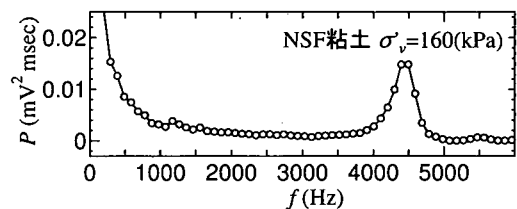


図-7 図-6の受信波のパワースペクトル

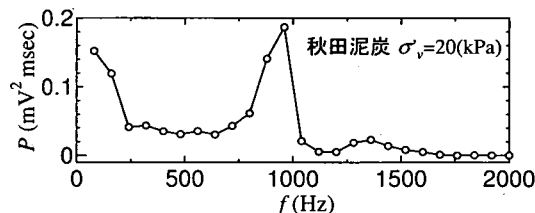


図-9 図-8の受信波のパワースペクトル

- (a) 減衰振動 BE 試験：送信波に 40Hz の矩形波を用いた BE 試験で、これは前節の減衰自由振動によって G_d を求める場合の BE 試験に相当する。
- (b) 矩形波による共振法 BE 試験：送信波に矩形波を用い、周波数を 40Hz から漸次増加させて供試体の一次共振点を探る試験で、前節の共振によって G_r を求める場合の BE 試験に相当する。
- (c) sin 波による共振法 BE 試験：送信波に sin 波を用いて (b) と同様の行程を行う試験で、(b) と同様に共振によって G_r を求める場合の BE 試験に相当する。

なお、(a) は減衰振動 BE 試験であると同時に、従来の BE 試験において送信波に矩形波を用いた場合にも相当する。したがって、(a) から走時法によって G_r を求める BE 試験を走時法 BE 試験と呼ぶ。なお、圧密に際して、試料が漏れ出すのを防ぐため、せん断箱のすき間は開けていない。また、圧密後、せん断は行っていない。

(2) BE システム

本研究で用いた BE システムは筆者らが開発したものの²²⁾改良を加えたもので、オシロスコープにパソコンを接続することにより、波形データの記録が可能となっている。図-1 はシステムの概要である。オシロスコープに入力された信号は、GP-IB を介してパソコン側で設定した任意の間隔でパソコンに転送され、モニタ

上で波形を確認し、ハードディスクに記録できるようになっている。波形データの最大分解能は計算上、0.04mV となっている。送信波はファンクションジェネレータによってドライブされ、電圧は両振幅で 20V である。直流アンプ等による電圧の増幅は行っていない。なお、BE の結線方法は Dyvik & Madshus⁸⁾ に沿い、送信側 BE は並列に、受信側 BE は直列に結線している。

5. 実験結果および考察

(1) 減衰振動 BE 試験による f_d , δ の決定

減衰振動 BE 試験から式 (2) によって G_d を求めるためには受信波から減衰振動の固有周波数 f_d を知る必要がある。したがって受信波を時間領域で考えるよりも、周波数領域で考える方が都合がよい。図-6 は NSF 粘土の代表的な減衰振動 BE 試験の結果について、送・受信波の時刻歴を示しており、図-7 は受信波のパワースペクトルを示している。また、図-8、図-9 は同様の関係を秋田泥炭について示したもので、それぞれ図-6、図-7 に対応している。パワースペクトルには NSF 粘土の場合 4500Hz 付近に、秋田泥炭の場合 1000Hz 付近に卓越周波数が認められ、受信波の減衰振動はこの周波数帯の成分によって表されていることがわかる。前述の仮定からこの周波数成分が BE 近傍の供試体の振動成分となるので、受信波形のパワースペクトルのピーク

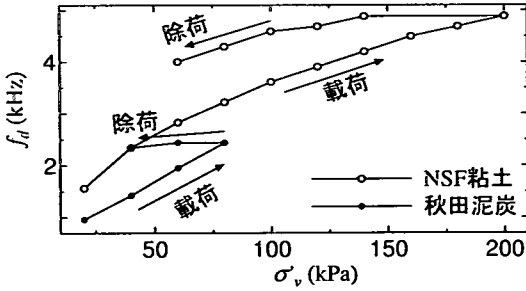


図-10 圧密・除荷に伴う f_d の変化

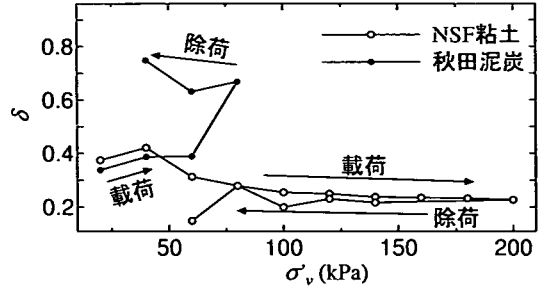


図-12 圧密・除荷に伴う δ の変化

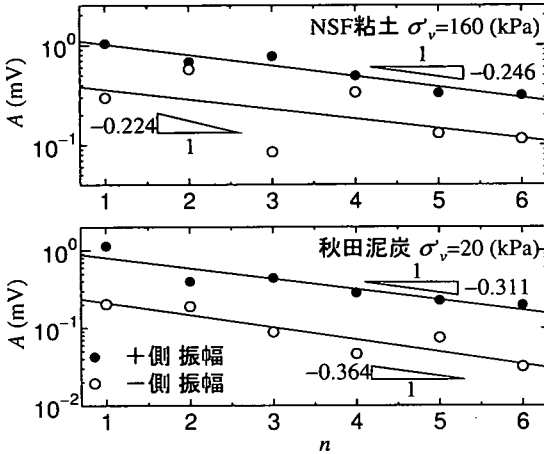


図-11 NSF 粘土, 秋田泥炭の対数減衰率

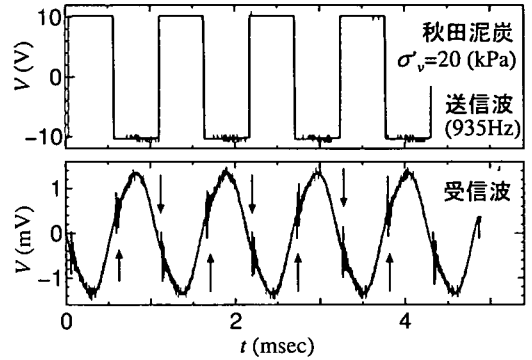


図-13 共振時の送・受信波の時刻歴 (矩形波)

によって減衰振動の固有周波数 f_d を求めるものとする。図-10は圧密・除荷各段階における f_d を σ_v に対してプロットしたものである。 f_d は σ_v の変化に伴い、増加・減少していることが確認できる。また、図-6、図-8の受信波の初期部分には Jovčić et al¹²⁾ の指摘する“over shooting”が確認できる。

一方、式(3)から減衰比 D_d を求めるには受信波の対数減衰率 δ を求める必要がある。 δ は本来一周期毎の波の振幅の比の対数で定義されるが、波の山をはじめから順次数えた数 n に対し、片振幅 A の対数をプロットした関係(図-11)の近似線の傾きとして与えられる²⁰⁾。図-11は図-6、図-8の受信波について n と $\ln A$ の関係を示したものである。受信波形は波の初期部分ほど波形が上方(+側)にシフトして、+側振幅と-側振幅が完全に対称とはなっていないため、+側振幅による δ と-側振幅による δ は9~16%程度の差が生じているが、本報告では両者の近似線の傾きの平均値を $-\delta$ としてこれを決定することとする。なお、理想的には受信波の振幅は+側と-側で対称形となると考えられるが、これが計測上の問題であるかどうかについては、今後

検討が必要であるが、これがノイズや BE 自体の特性によるものなど、計測上の問題である場合にはフィルタを用いてこの周波数帯の成分を除去することも有効であると考えられる。図-12は圧密・除荷の各段階における δ を σ_v に対してプロットしたものである。NSF粘土、秋田泥炭とも δ の値は圧密・除荷によって明確な変化は認められず、粘土ではおおよそ0.2~0.4の範囲となっているが、泥炭では0.35~0.75と粘土に比べ大きな値となっている。

(2) 共振法 BE 試験による f_r , Δf の決定

共振法 BE 試験では送信波の周波数を徐々に上げていき、受信波の振幅が最大になる点から、一次の共振周波数 f_r を探ることになる。図-13、図-14はそれぞれ送信波に矩形波、sin波を用いた場合の共振時における送・受信波の時刻歴を示している。当然ながらこのとき受信波の周波数(= f_r)と送信波の周波数とは等しくなっていて、矩形波の場合、935Hz、sin波の場合、933Hzである。送信波が矩形波の場合とsin波の場合の f_r の差は2Hzと小さい。図-15は送信波が矩形波の場合とsin波の場合の f_r を各圧密・除荷段階で比較したものであるが、図-13、図-14に限らず、いずれの段階において

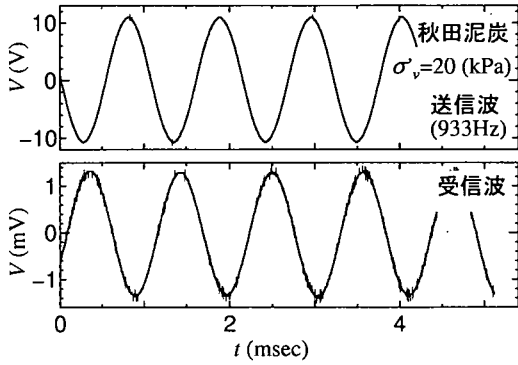


図-14 共振時の送・受信波の時刻歴 (sin 波)

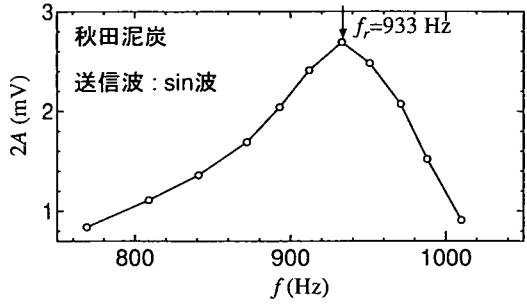


図-17 共振法 BE 試験における共振曲線 (sin 波)

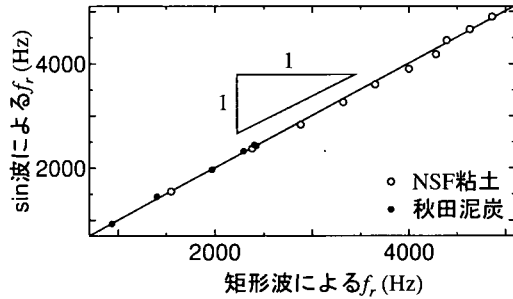


図-15 送信波形の違いによる f_r の比較

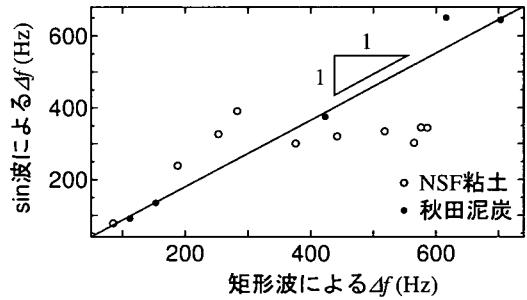


図-18 送信波形の違いによる Δf の差

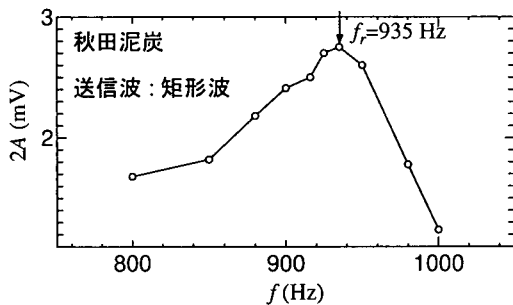


図-16 共振法 BE 試験における共振曲線 (矩形波)

も試料の違いによらず f_r はほぼ等しく、送信波の波形の影響は小さいことがわかる。図-16、図-17は図-13、図-14に示した f_r 周辺の周波数帯において周波数と受信波の両振幅 (2A) の関係を表した、いわゆる共振曲線である。これらの共振曲線から共振法 BE 試験において D を求めるために必要な Δf を得ることができる (図-5参照)。図-18は送信波の波形の違いによる Δf の差を各圧密・除荷段階について示したものであるが、 f_r の場合 (図-15) に比べ波形の違いによる差は大きく、両者の一致度はあまりよくない。これは、送信波に sin 波を

用いた場合 (図-17) と矩形波を用いた場合 (図-16) の共振曲線の形状の差によるものであるが、この差は送信波に矩形波を用いた場合に見られる“over shooting”に起因している。矩形波を用いた場合、これがノイズとなって図-13中の受信波に混入している (図中矢印) ため、周波数によっては受信波の振幅のピークとノイズが重なってしまい、共振曲線にノイズによる誤差の影響が含まれることが大きな原因となっている。これに加えて、供試体を共振させる目的においては、送信波は共振時の受信波の波形と同じ形状の sin 波を用いるのが最も理想的であると考えられることから、共振法 BE 試験には矩形波よりも sin 波を用いるのが適当であると考えられる。なお、本節では代表的な例として、秋田泥炭についての実験結果を示しているが、NSF 粘土についても全く同様の傾向が得られていることを付け加えておく。

(3) せん断弾性係数の比較

以上に示した減衰振動 BE 試験、共振法 BE 試験は同一の供試体について試験が可能であり、走時法 BE 試験を加えると同一の供試体から同一条件下の G を 3 通りの方法で計算することができる。図-19、図-20はそれぞれ NSF 粘土および秋田泥炭について圧密・除荷の各段階においてこれら 3 通りの G を比較したもので、3 通

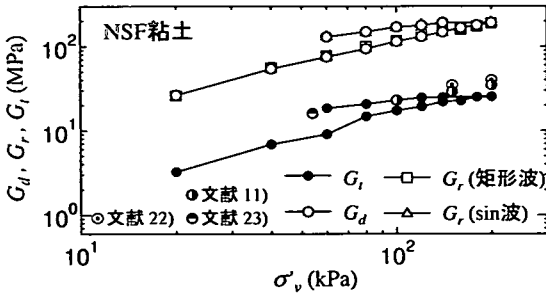


図-19 減衰振動，共振法，走時法 BE 試験による G の比較 (NSF 粘土)

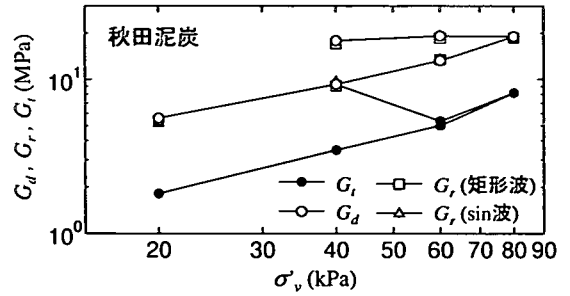


図-20 減衰振動，共振法，走時法 BE 試験による G の比較 (秋田泥炭)

りの G と σ_v の関係を両対数軸上に示してある。なお、 G_d および G_r はそれぞれ式 (2), (4) によって計算しており、 G_i に関しては、前述のように Δt の決定法について様々な議論があるものの、本報告では Δt を送信波の立ち上がり時刻と受信波のピーク時刻の差で定義し、 l を BE 先端間の距離として式 (1) によって計算している。また、共振法 BE 試験については送信波に矩形波を用いた場合と sin 波を用いた場合の 2 種類が示されている。まず、これらの位置関係から NSF 粘土、秋田泥炭に共通して、 G_d と G_r はほとんど等しい値となっていることがわかる。これは減衰振動 BE 試験と共振法 BE 試験の差はほとんどないことを意味しており、Voigt 型の粘弾性振動理論 (式 (6), (7)) にも矛盾しない。しかし一方で、 G_d , G_r は G_i に比べ NSF 粘土の場合約 7 倍、秋田泥炭の場合約 3 倍程大きな値となっている。図-19 にはこれまでの報告例^{11), 22), 23)}による結果も合わせて示されており、これらの G_i の値は、本報告における G_i とほぼ一致していることがわかる。 G_d , G_r が従来報告されている値 (G_i) と大きくかけ離れている原因としては、第一に前述した供試体側方の境界面の拘束の影響が考えられるが、その他、BE 自体の特性 (サイズや素材など) の影響も考えられ、今後さらに適切な G の値を得るためには、これらの影響について検討が必要と考えられる。図-21 には別の調整粘土²⁴⁾ およびタイで採取した不攪乱粘土²⁵⁾ について別途行った BE 試験の G_d , G_i を示しているが、この場合も G_d は G_i よりも大きな値を示している。しかし、 G の変化傾向という面では G_d , G_r と σ_v の関係はこれまでの報告例と同様に正規圧密領域では両対数軸上で直線関係を示しており、またその傾きは $G_i - \sigma_v$ 関係とほぼ等しくなっている。

ところで、 G_i を決定する際に Δt をピーク点と立ち上がり点で定義した場合の G_i の違いについて考えてみる。本実験のような供試体寸法の場合、図-6、図-8 から計算される両者の値はおおよそ 5~9 倍の違いがあり、前述の G_d , G_r と G_i との差よりもさらに大きい。

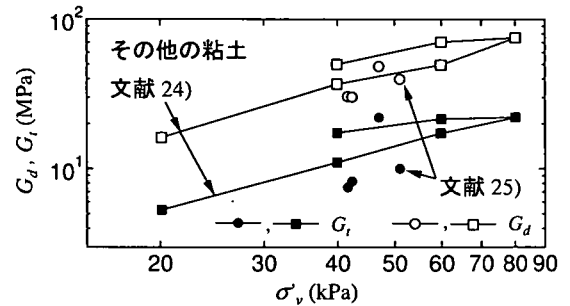


図-21 各種粘土の減衰振動，走時法 BE 試験による G の比較

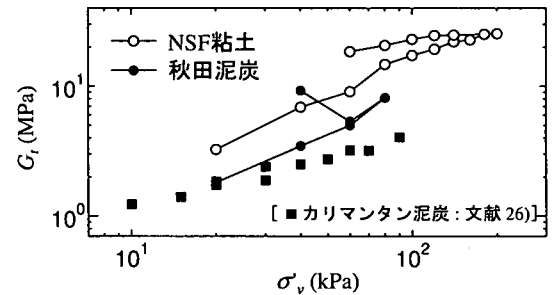


図-22 試料の違いによる G_i の比較

次に試料による G の違いについてみると、秋田泥炭の G は NSF 粘土の G よりも小さい。図-22 は $G_i - \sigma_v$ 関係を示しているが、同一の σ_v で比較すると、秋田泥炭の G は NSF 粘土のおおよそ 1/2 となっている。この開きは G_d や G_r で比較 (図-19, 図-20) した場合さらに大きく、このとき秋田泥炭の G は NSF 粘土の約 1/5 となる。図中にはカリマンタンで採取された熱帯性泥炭²⁶⁾ についての BE 試験から求めた G_i も併せて示してあるが、やはり NSF 粘土の G_i よりも小さい。一方でその変化傾向は試料によって大きな差は見られず、 G の変化という面では NSF 粘土と秋田泥炭は近い性質を示している。泥炭についてはこれまで高い圧縮性や不均質

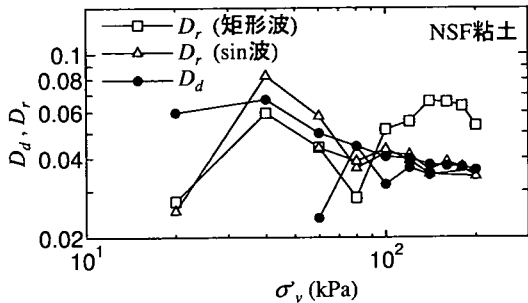


図-23 減衰振動，共振法 BE 試験による D の比較 (NSF 粘土)

性に起因する実験上の難しさから，変形特性について述べられた報告は少ない。土岐ら²⁷⁾をはじめとする一連の研究では繰返し三軸試験結果から計算によって求めた G について報告しているものの，本報告のように直接泥炭の G を測定した例はほとんどないため，泥炭を対象とした場合，BE 試験の持つ意味は特に大きいと思われる。

(4) 減衰比の比較

走時法 BE 試験ではふつう， D を求めることは困難であるが，減衰振動 BE 試験，共振法 BE 試験では式(3)，(5)によってこれを求めることができる。図-23，図-24 はそれぞれ NSF 粘土，秋田泥炭について D_d ， D_r の変化を σ_v に対して示している。図中には矩形波，sin 波それぞれを用いた場合の D_r および D_d の 3 種類の方法による D が示されているが，この中で，矩形波，sin 波の違いによる D_r の差は矩形波を用いた場合に生じる“over shooting”に起因するノイズの誤差が影響していると考えられる。なお，矩形波を用いた場合の D_r の一部についてはこの影響から D_r を求めることが困難であったため，圧密過程のみを示している。NSF 粘土の D はおよそ 0.03~0.08 の範囲となっていて，送信波が矩形波の場合を除いて，特に σ_v が比較的大きな領域では σ_v が大きくなると減少する傾向を示している。土の減衰は応力が大きくなるほど小さくなるという見解は過去の報告^{19),27)}にも見られ，実験結果と一致している。また，筆者らの一人は繰返し三軸試験(ひずみレベル 10^{-5} ~ 10^{-4} オーダー)から求めた NSF 粘土の D としておよそ 0.05 の値を報告しており²⁸⁾，本報告の値の範囲と一致している。一般に D は強いひずみレベル依存性を示し，ひずみが大きいほど D の値は大きくなることが知られている。したがってこの点を考慮すると，BE，三軸，両試験による D の値が一致していることから，BE 試験と繰返し三軸試験のひずみレベルは同等 (10^{-5} ~ 10^{-4}) と考えられるが，これは BE 試験において一般にいわれている値 (10^{-5} オーダー⁸⁾)とも一致し，矛盾しない。これ

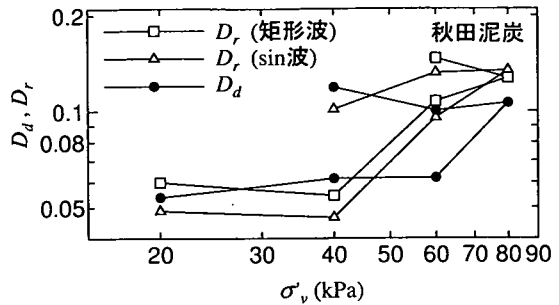


図-24 減衰振動，共振法 BE 試験による D の比較 (秋田泥炭)

に対し秋田泥炭の D はおよそ 0.05~0.15 の範囲に位置しており，全体的に NSF 粘土の D よりもやや大きいようである。全体として G に比べ， D の値はそれぞれの方法でばらつきが大きく，測定精度が十分でないため，今後，送信波の印加電圧の増加や受信側 BE の感度，測定装置の分解能および S/N 比の向上など，測定精度の向上を計り，さらに詳細な挙動を検討するとともに，これらの結果を再確認する必要があると考えられる。

(5) f_d ， f_r と Δt の関係

図-19，図-20 において，同一の供試体であるにも関わらず， G_t と G_d ， G_r の間には値にかなりの差が生じている。供試体の G はただ一つであるから，本来これらの値は一致すべきことはいうまでもない。したがって理想状態では式(1)と式(2)において $G_t = G_d$ とおいて，

$$\frac{l}{\Delta t} = 2hf_d \quad (8)$$

l を BE の先端間の距離とすれば，送・受信各 BE の高さの和を h_{BE} とし， $l = h - h_{BE}$ を式(8)に代入すれば

$$\Delta t = \frac{1 - h_{BE}/h}{2f_d} \quad (9)$$

となり， $G_t = G_d$ となるとき Δt と f_d の関係が得られる。本報告の場合， h (約 35mm) に対し， h_{BE} (約 14mm) であり， h_{BE}/h は比較的大きいが，BE の高さが供試体高さに対して非常に小さく，BE の高さを無視できる場合， l と h は等しいとみなせる。このとき $h_{BE}/h \doteq 0$ とし，

$$\Delta t = \frac{1}{2f_d} \quad (10)$$

となり， Δt と f_d の関係は非常に簡単な関係式となる。この関係は Δt と f_r についても全く同様で，式(8)~(10)において f_d を f_r に置き換えればよい。図-25 は NSF 粘土，秋田泥炭について，実験から得られた $\Delta t - f_d(f_r)$ の関係を示しており，同時に $f_d(f_r)$ の実験結果とそれをもとに $G_t = G_d(G_r)$ となるよう，式(9)によって逆算した Δt の関係を示している。図-19，図-20 に示されるように，実験値の G_t と $G_d(G_r)$ との間に差があるこ

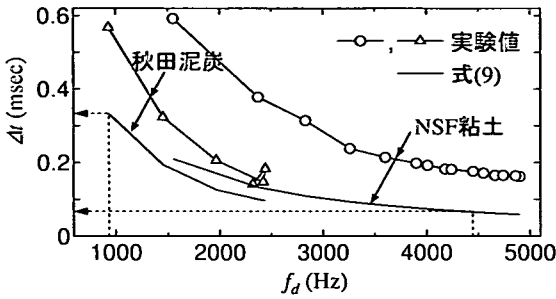


図-25 減衰振動 BE 試験の f_d 、共振法 BE 試験の f_r と走時法 BE 試験の Δt の関係

とから実験値と式(9)の関係は一致していない。仮に走時法 BE 試験において $G_d(G_r)$ と等しい G の値を与えるような Δt を図-6、図-8のケース (NSF 粘土で $f_d = 4492\text{Hz}$ 、秋田泥炭で $f_d = 933\text{Hz}$) について式(9)から計算(図-25 参照)すると、図-6、図-8中に矢印で示す点となり、受信波の立ち上がり点とピーク点の中間に位置している。このことから、送信波に矩形波を用い本研究の提案法によって得られる $G_d(G_r)$ は、 Δt を受信波のピーク点で定義した場合の G_r と立ち上がり点で定義した場合の G_r の中間の値を与えることがわかる。

6. 結論

本報告で示した減衰振動 BE 試験ならびに共振法ベンダーエレメント試験は、従来の走時法によるベンダーエレメント試験とは異なり、振動試験としての立場から変形特性を求めるもので、基本的に共振法土質試験の理論を援用している。これまでベンダーエレメント試験を用いた研究では供試体の振動について注目されることはなかったが、本報告ではベンダーエレメント試験の受信波にはベンダーエレメント周辺の供試体要素の振動成分が含まれていると仮定することにより、ベンダーエレメント試験を振動試験として解釈し、せん断弾性係数に加えて減衰比をも求め得ること示している。

これらの方法は、従来のベンダーエレメント試験に加えてさらなる情報を得ることができるもので、ベンダーエレメント試験の適用範囲をさらに広げるものと考えられる。加えて、これらの方法では、従来の走時法と合わせると同一の供試体による一度の実験で3通りの解析が可能であり、従来の試験装置以外には特別な装置を必要としない。そのため、試験が簡便である、というベンダーエレメント試験の最大の利点を損なうことはない。本研究から得られた知見をまとめると以下の通りである。

(a) ベンダーエレメント試験において、送信波の波形

や周波数を適当に設定することで得られる受信波の固有周波数および共振周波数は、圧密・除荷にともなって増加・減少する。

(b) 減衰振動ベンダーエレメント試験と共振法ベンダーエレメント試験は基本的にほぼ等しい結果を与える。また、共振法ベンダーエレメント試験では送信波としては sin 波を用いる方がよい。

(c) これらの試験によって得られるせん断弾性係数は、従来のベンダーエレメント試験においてせん断波の到達時刻をピーク点とした場合の値よりも NSF 粘土の場合 7 倍、秋田泥炭の場合 3 倍程度大きい値を示すが、到達時刻を立ち上がり点とした場合よりは小さく、両者の中間の値となる。減衰振動・共振法ベンダーエレメント試験で得られるせん断弾性係数の値の妥当性については、今後、供試体側面の拘束の影響やベンダーエレメント自体の特性の影響についてさらに検討が必要と考えられるが、せん断弾性係数-圧密応力関係は到達時刻をピーク点とした従来のベンダーエレメント試験結果とほぼ平行な関係を示す。また、本研究で示した方法を適用した場合、減衰比の値として NSF 粘土では 0.03~0.08、秋田泥炭では 0.05~0.15 が得られた。

参考文献

- 1) 地盤工学会：土質試験の方法と解説-第一回改訂版-、第7編、第8章、pp.703-725, 2000.
- 2) Salinero, I. S., Roesset, J. M. and Stokoe, K. H.: Analytical studies of body wave propagation and attenuation, *Report GR86-15*, University of Texas at Austin, 1986.
- 3) Shirley, D. J. and Hampton, L. D.: Shear-wave measurements in laboratory sediments, *Journal of the Acoustical Society of America*, 63, No.2, pp.607-613, 1977.
- 4) 八木 則男, 石井 義明: 土または岩石における超音波伝播速度とその力学的特性, 京都大学防災研究所年報, 12B, pp.1-12, 1969.
- 5) 柴田 徹, 土岐 賢三, 寺田 邦雄: 砂質土の弾性波速度に関する研究, 京大防災研年報, 13B, pp.1-17, 1970.
- 6) Nishio, S. and Tamaoki, K.: Measurement of shear wave velocities in diluvial gravel samples under triaxial conditions, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 2, pp. 35-48, 1988.
- 7) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Lo Presti, D.C.F.: Remarks of the stiffness at small strains of six Italian clays, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Vol.2, pp.817-836, 1994.
- 8) Dyvik, R. and Madshus, C.: Laboratory measurement of G_{max} using bender elements, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers Annual Convention*, pp.186-196, 1985.
- 9) Viggiani, G. and Atkinson, J. H.: Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
- 10) Rampello, S., Viggiani, G. and Amorosi, A.: Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio pass, *Géotechnique*, Vol.47, No.7, pp.475-489, 1997.
- 11) 川口 貴之, 三田地 利之, 澁谷 啓, 佐野 信房: 室内ベンダー

- エレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp.195-207, 2001.
- 12) Jovičić, V., Coop, M. R. and Simić, M. : Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, *Geotechnique*, Vol.46, No.2, pp.357-362, 1996.
 - 13) Jovičić, V. and Coop, M. R. : The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender element tests in the triaxial apparatus, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.21, No.1, pp.3-10, 1998.
 - 14) Pennington, D. S., Nash, D. F. T. and Lings, M. L. : Horizontally mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.24, No.2, pp.133-144, 2001.
 - 15) Fioravante, V. and Capoferri, R. : On the use of Multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.24, No.3, pp.243-255, 2001.
 - 16) Lohani, T. N., Imai, G. and Shibuya, S. : Determination of shear wave velocity in bender element test, *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, pp.101-106, 1999.
 - 17) Hardin, B. O. and Richart, F. E. : Elastic wave velocities in granular soils, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, vol. 89, No. SM1, pp.33-65, 1963.
 - 18) Hardin, B. O. and Music, J. : Apparatus for vibration of soil specimens during the triaxial test, *American Society for Testing and Materials Special Technical Publication 392*, pp.55-74, 1963.
 - 19) Hardin, B. O. : The nature of damping in sands, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 91, No. SM1, pp.63-97, 1965.
 - 20) 石原 研而:土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
 - 21) 澁谷 啓, 三田地利之, 高田増男:粘性土の一面せん断試験に関するいくつかの提案, 直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, pp.127-134, 1995.
 - 22) 荻野 俊寛, 三田地利之, 澁谷 啓, 及川 洋:圧密定体積一面せん断試験による粘性土の変形・強度特性 -ベンダーエレメントによるせん断弾性係数の測定-, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.15-26, 2001.
 - 23) 黄 聖春, 三田地利之, 澁谷 啓, 館市 弘達:微小ひずみレベルから破壊に至るまでの乱さない粘土の変形と非排水強度特性, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.305-319, 1998.
 - 24) 荻野 俊寛, 三田地利之, 対馬 雅己:ベンダーエレメント試験における土の減衰振動に着目した動的変形特性の評価, 土木学会第 57 回年次学術講演会, pp.1167-1168, 2002.
 - 25) 真田 昌慶, 三田地利之:不攪乱粘性土の変形・強度特性に及ぼす応力履歴と年代効果の影響, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 58 号, III-6, pp. 546-549, 2002.
 - 26) 三田地利之, 工藤 豊, 真田 昌慶, 荻野 俊寛, 神谷 光彦:ベンダーエレメント併用一面せん断試験による熱帯性泥炭の強度・変形特性, 土木学会第 56 回年次学術講演会, pp.620-621, 2001.
 - 27) 土岐 祥介, 能登 繁幸, 熊谷 守晃, 峯田 一彦:泥炭の動的変形特性に関する実験的研究, 泥炭に関する研究討論会論文集, pp.51-60, 1986.
 - 28) 澁谷 啓, 三田地利之, 細見 明彦, 古川 卓, 杉本 大:粘性土の微小ひずみでの応力-ひずみ関係に及ぼすせん断ひずみ速度の影響, 土木学会第 50 回年次学術講演会, pp.468-469, 1995.

(2002. 9. 12 受付)

EVALUATION OF DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SOIL BY BENDER ELEMENT TEST

Toshihiro OGINO, Toshiyuki MITACHI, Masaki TSUSHIMA and Hiroshi OIKAWA

Damped free vibration and resonance of soil are observed by using bender element system. Shear modulus and damping ratio are evaluated in two ways by applying the theory of resonance. Based on the test results on NSF-clay and Akita peat, it is shown that shear modulus can be estimated properly and is larger than that in case that the travel time is defined by the peak of receive wave on usual bender element test. In addition, it is also shown that damping ratio from these methods is almost coincident with that past report. It is proposed that bender element test can be performed in three ways; above two and an usual methods, so that information on damping ratio as well as shear modulus is given.