

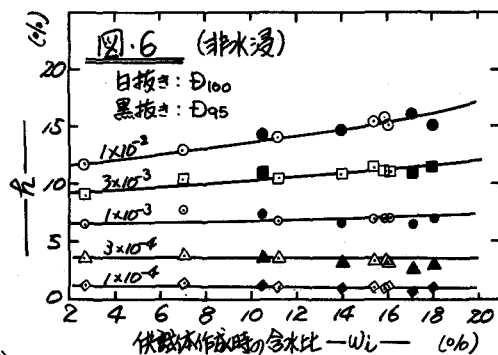
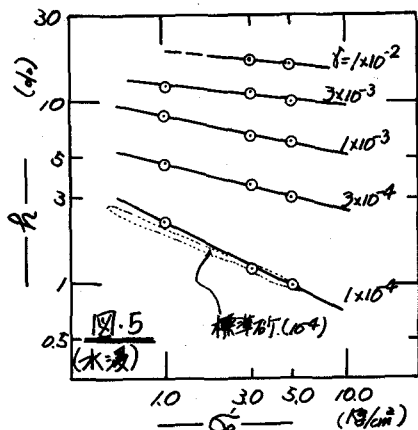
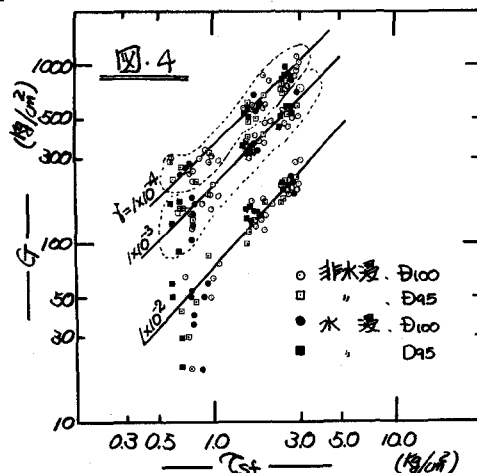
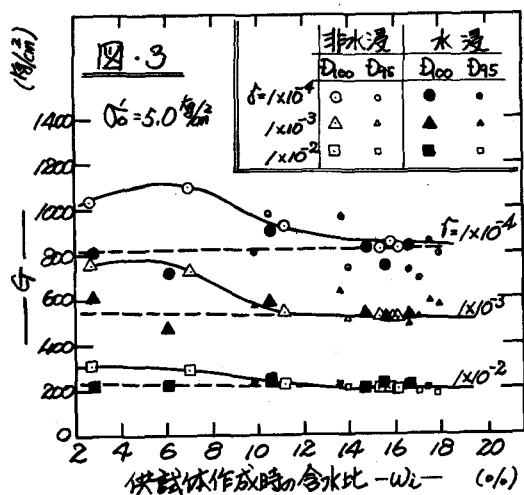
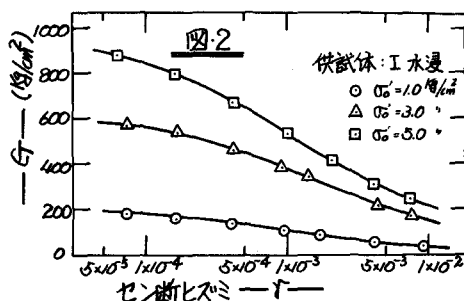
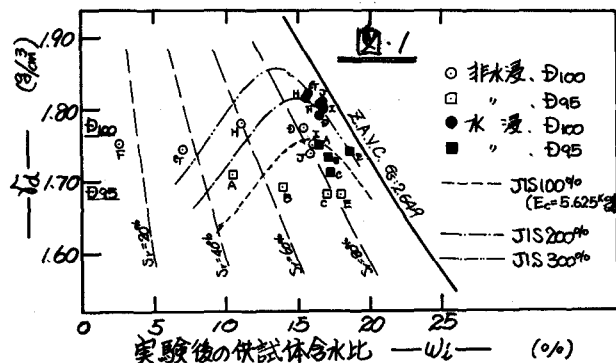
1. はじめに 近年、土質構造物の耐震設計法の開発に関連して土の動的変形特性に関する研究が盛んに行われ、この結果砂質土のせん断弾性係数(G)はせん断ひずみ(γ)、拘束圧(σ_3)および間隙比(e)の関数として表わし得ることが知られた。ところで、フルタム河川堤防の堤体の締固めは土を転圧することによって行われる。この場合、 G は上記の要因以外に締固め現象に関連した種々の要因による影響を受けると考えられる。また、この種の構造物は、その完成後常時飽和状態となる部分が存在する場合があり、飽和することによる堤体材料の G の変化も考えられる。ここでは、フルタム材料を対象として締固め砂質土の G に及ぼす含水比、密度、水浸等の影響を調べその結果を示した。さらに、 G と静的破壊強度(τ_{sf})の関数として表わし得ることを示した。なお、減衰定数(β)についても若干の結果を示した。

2. 試料および実験 試料の粒度組成は、砂分82.5% シルト分10.5% 粘土分7.0%であり、三角座標分類では砂に属する。また、最大粒径 d_{max} 、 $G_s=2.649$ 、 $T_c=37$ 、 $D_{50}=0.38$ mmである。供試体の作成は $e \sim 1.9\%$ 付近の範囲の10種類の含水比で、JIS締固め($E_c=5.65$ kg/cm²)による最大乾燥密度(D_{100} , F, G, H, I, J供試体)とその95%の密度(D_{95} , A, B, C, E供試体)となるよう圧縮機により締固めて行った。実験は振動三軸試験機を用いて行ない、上記の方法によって作成したA~J供試体を水浸させた場合とさせない場合について行った。実験時の有効拘束圧(σ_3)は10, 30および5.0kg/cm²の3種類とし、排水状態で繰返し載荷(軸位振幅一定, $f=2$ Hz, 正弦波, 載荷回数40回)を供試体を与えた。

3. 実験結果および考察 実験後の供試体の含水比(w)と G の関係を図1に示す。図中白抜きの記号は非水浸供試体、黒抜きの記号は水浸供試体の結果である。同一密度($\circ$: D_{100} , $\square$: D_{95})となるよう締固めたが幾分バラツキがある。このA~Jの水浸および非水浸供試体の G と σ_3 の関係から(図2)その1例を示す。 G は σ_3 および σ_3 の低下に伴ない低下することが認められる。また、 $\log G \sim \log \sigma_3$ 関係において両者とも直線関係が認められ一般に知られている様、 $G = A(\sigma_3)^{m(G)}$ が成立することが認められた($A, m(G)$ の値は各供試体によって異なり値を示す)。供試体作成時の含水比(w_i)と G の関係を図3に示す。 D_{100} の結果に関して以下の事が知られる。非水浸供試体の G は w_i の低下に伴ない増大する傾向がみられる(実線)。これは図1の締固め曲線から知られる様、含水比の低い供試体ほど締固め時のエネルギーが大であったことによるものと考えられる。一方、水浸供試体ではバラツキはあるが G は w_i に関係なくほぼ一定値を示している様である(破線)。これは水浸によって土粒子の骨格構造が変化しほぼ一定の骨格強度となったためと考えられる。また、水浸の影響による G の低下は低含水比で著しいが高含水比ではほとんど認められない。この理由として高含水比の結果は締固め時の含水比が飽和含水比付近にあり、土粒子は水浸により飽和しても安定した粒子構造を保持したことが考えられる。また、 D_{95} の結果に関してははっきりとした傾向は認められない。しかしその大きな範囲では密度の差による G の違いはないようである。静的破壊強度(τ_{sf})は σ_3 および締固めに関連した種々の要因と密接な関係にあると考えられる。そこで、各ヒズミレベルにおける G と静的な三軸圧縮試験から求めた同一条件における τ_{sf} の関係を求めた。この結果は図4のようであり G と τ_{sf} は比例関係にある。従って、 $G = K \tau_{sf}^n$ (K, n

は σ の関数)なる実験式が得られる。今後本式の適要範囲の検討が必要であるが簡便的に K を推定する実験式として有効であると考えられる。

水浸供試体の減衰定数(μ)は σ と σ_0 に依存し、 $\mu \sim \sigma_0$ の関係は図4のよう K が μ 。一方、非水浸供試体では σ_0 に K 関係なく μ は一定の値となり σ_0 の依存性は認められない。しかし、図6に示す K が 10^{-3} のヒズミレベルでは μ の増大に伴って μ が増大している。これらの結果より、締固め灰砂の μ は σ_0 よりおし E_c の影響を強く受けるようである。しかし、一旦水浸した供試体では E_c の影響はほとんどなくなり μ は σ と σ_0 の関数として表わされる単に K と μ の材料と同様な特性を示すと考えられる。



参考文献

- 1) H.B. Seed & I.M. Idriss (1970): SOIL MODULI AND DAMPING FACTORS FOR DYNAMIC RESPONSE ANALYSES. EERC. 70-10.
- 2) 奥村 大樹 他 (1979): 締固め灰砂上の液状化特性. 土木学会第24回年報.
- 3) 岩崎 龍男 他 (1977): 地震の動的変形特性に関する実験的研究(II). 土木研究所報告.