



締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響

川尻, 峻三
川口, 貴之
澁谷, 啓
高橋, 正和

(Citation)

土木学会論文集C (地圏工学), 67(4):532-543

(Issue Date)

2011

(Resource Type)

journal article

(Version)

Version of Record

(Rights)

©2011 公益社団法人 土木学会

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003316>



締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす 締固め時の含水比および締固め方法の影響

川尻 峻三¹・川口 貴之²・澁谷 啓³・高橋 正和⁴

¹正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: skawajiri@rtri.or.jp

²正会員 北見工業大学社会環境工学科 (〒090-0857 北海道北見市公園町165)

³正会員 神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

⁴非会員 神戸大学大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

締固めた細粒分質礫質砂の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比および締固め方法の影響を圧密非排水三軸圧縮試験とベンダーエレメント試験を実施して検討した。最適含水比よりやや乾燥側で締固めた供試体では、圧縮性が小さく、非排水せん断時の偏差応力が大きい結果となった。締固め方法の影響は、圧縮性が静的よりも動的に締固めた供試体の方が小さく、偏差応力は静的供試体の方が大きくなった。これらの圧密非排水三軸圧縮試験の結果は、ベンダーエレメント試験より得られた土構造の配向性を反映する弾性係数の異方性と強い相関があった。このことから、締固め時の密度や含水比、締固め方法によって生じる変形・強度特性の違いは、締固めに必要とされるエネルギーや締固めによって生じる土構造の変化と密接な関係にあることが示唆された。

Key Words : compaction, water content, static compaction, dynamic compaction, bender element

1. はじめに

盛土構造物は他の土木構造物と比較して、環境および経済面で優れているため、道路・鉄道・河川堤防・宅地等の多くの用途で用いられている。

盛土のような締固め土を材料とする土構造物の施工には、締固め度 D_c (= 盛土の乾燥密度 ρ_d / 室内締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax}) が基準となっている。しかし、 D_c は ρ_d と ρ_{dmax} から算出されているため、その値の大小が盛土の変形・強度特性と直結していない。すなわち、現状では盛土施工に使用する地盤材料の変形・強度特性が陽な形で設計に反映されているとは言いがたい。一方、 D_c が大きくなれば盛土材料の透水性やせん断強度などの工学的性質が向上することは容易に想像ができる。しかし、現在の設計・施工管理体系では D_c の増加による盛土材料の工学的性質の向上を定量的に評価して反映する事例は稀である。

つまり、 D_c の増加に伴う盛土材料の工学的性質の改善を明らかにして定量化することは、これまで不当に低く設定された品質管理値を高く設定できることになる。良く締固めた盛土材料の工学的性質を正当に評価することでより経済的な設計が可能となり、土構造物であっても

レベルII地震に耐えうる設計・施工が可能となる。

以上のような観点から近年、締固め土の変形・強度特性に及ぼす締固め時の締固め度および乾燥密度^{1),2)} や供試体サイズ³⁾ の影響についての研究が盛んに行われている。その結果、砂礫材の強度特性と D_c の間には、概ね一義的な関係があることが報告されている。

しかし、締固め時の含水比や締固め方法が締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす影響についての試験結果は少ない。実際の盛土施工において、同一盛土内で D_c (ρ_d) にバラつきが生じるように含水比においてもバラつきが生じると考えられる。また、補強土壁工法など擁壁構造物の多くは壁面工の変位抑制のために壁面工直近は大型の締固め機械が適用できないため小型の振動コンパクターやタンパーが用いられる。これは大型の締固め機械を用いると壁面工のはらみ出しが懸念されるためである。すなわち、同一の盛土層内に異なる締固め方法で施工された箇所が存在する状態にある。

さらに Shibuya et al.⁴⁾ が報告した補強土壁の崩壊事例では、記録的な降雨による路面および背面からの浸透水によって細粒分が多い裏込め土が飽和に近い状態となり、非排水条件に近い状態で補強土壁が崩壊したと報告しており、細粒分が多い地盤材料で築堤された補強土壁や盛

土基礎における降雨時の崩壊には非排水強度を用いた安定性の検討も必要であると考えられる。

以上の背景をもとに本論文では、締固めた地盤材料の変形・強度特性に及ぼす締固め時の含水比や締固め方法の影響を明らかにするため、 D_c 一定で締固め時の含水比を変化させた供試体と、異なる締固め方法によって作製した供試体群に対して圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。さらに、ベンダーエレメント試験(以下、BE)によって測定した異方性の程度から締固め土の土構造を推定することで三軸試験結果の説明を試みている。

2. 締固めた地盤材料についての既往の研究

締固めた地盤材料の力学特性については、古くから研究が行われている。図-1にはSeed et al.⁹⁾が実施した異なる締固め方法で締固め時の含水比を変化させて、同一の乾燥密度になるよう締固めたシルト質土の供試体を用いて実施した三軸圧縮試験における強度特性の比較を示している。最適含水比 w_{opt} より乾燥側の含水比で締固めた場合は締固め方法の影響を受けないが、湿潤側の含水比で締固めた場合には締固め方法によって、強度特性が異なると報告している。また、Seed et al.はこの試験結果を図-2に示すLambe⁶⁾の提案する土構造の概念を用いて定性的に説明している。すなわち、乾燥側に締固められた際の土構造はランダムな配列を有し、湿潤側では配列方向が整然とした土構造を呈するとしている。一方、Yong and Warkentin⁷⁾は含水比による影響を評価せずに締固め土の土構造を提案している。図-3は鬼塚ら^{8),9)}が実験事実に基づいて示したYong and Warkentin⁷⁾が提案した土構造の模式図である。鬼塚ら^{8),9)}は、静的および動的に締固めたブロックサンプルから堆積面に対して垂直方向と平行方向に切り出した供試体を用いて一面せん断試験を実施することで締固めた地盤材料の土構造はほぼYong and Warkentinが提案したものと等しいとして、図-3に示す土構造の模式図を示した。すなわち、動的に締固めた供試体ではランダムな構造となり、静的に締固めた供試体では、より配向した構造になるとしている。なお、鬼塚らは白色粘土と豊浦砂の混合量を変えて水浸した供試体の一面せん断試験結果から、豊浦砂の混合量が多くなると図-3で示したImpact compactionとStatic compactionによる土構造の差が少なくなると報告しており、締固め土の土構造は粒度分布に依存するとしている。

以上のように、締固めた地盤材料の構造に関する統一的な考え方は未だ確立されていない。そこで本研究では、締固め方法や締固め時の含水比の違いが変形・強度特性

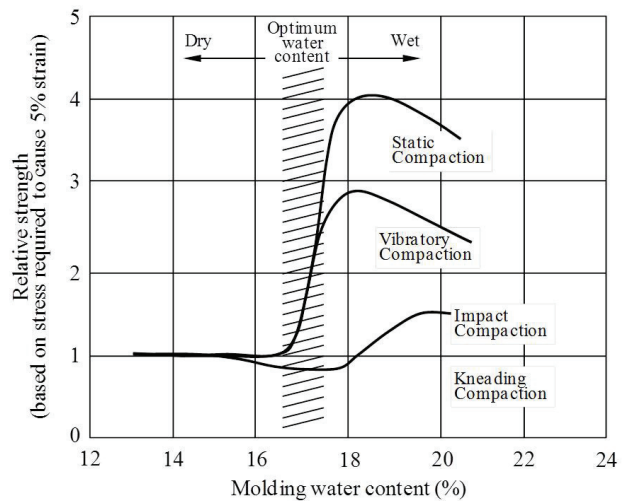


図-1 締固め方法の違いがシルト質土の強度特性に及ぼす影響 (Seed et al.⁹⁾)

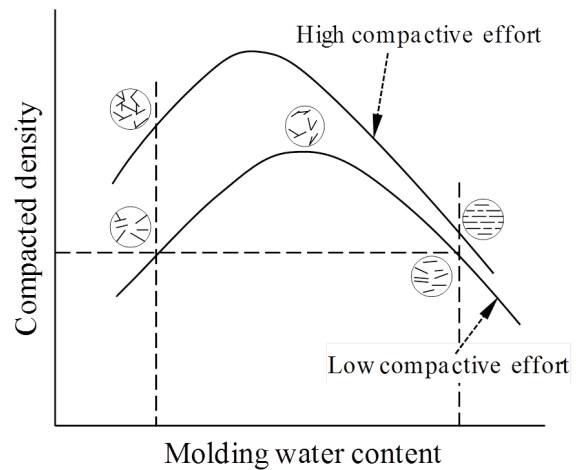


図-2 Lambe⁶⁾による締固め土の土構造の模式図

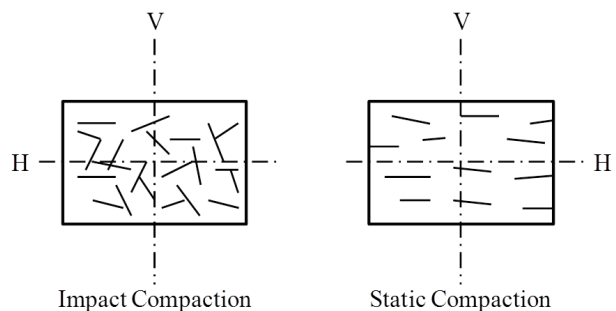
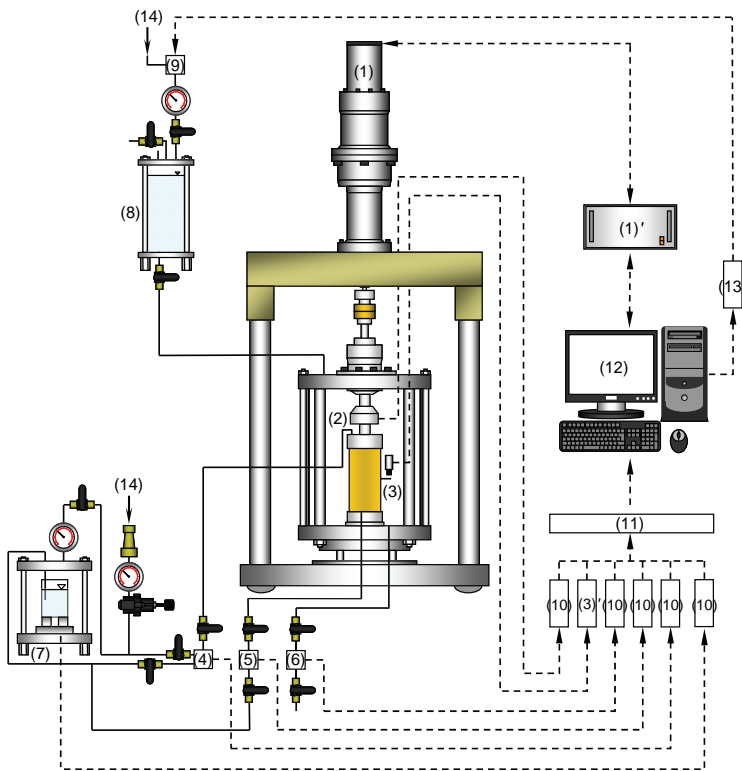


図-3 鬼塚ら^{8),9)}が示したYong and Warkentin⁷⁾による締固め土の土構造の模式図

に及ぼす影響を明らかにし、土構造の違いによる影響をBE試験による弾性係数の異方性を測定することで推察した。



- (1) ダイレクトドライブモータ
- (1') ドライブユニット
- (2) ロードセル
- (3) 非接触式変位計
- (3') 専用アンプ
- (4) 背圧測定用圧力変換機
- (5) 間隙水圧測定用圧力変換機
- (6) セル圧測定用圧力変換機
- (7) 体積変化測定用低容量ロードセル
- (8) セル圧供給用小型セル
- (9) セル圧制御用電空変換機
- (10) ストレインアンプ
- (11) D/A変換ボード, A/D変換ボード
- (12) パーソナルコンピュータ
- (13) D/A変換ボード
- (14) 正圧供給用元圧

図-4 試験に用いた試験装置の概要

3. 試料および試験装置

(1) 試験装置

図-4 に本研究で使用した三軸試験装置の概略を示している¹⁰⁾。 載荷装置には高精度デジタルサーボモータが取り付けられている。 このモータには所定の載荷速度を得るために減速機が取り付けられており、ボールスプラインネジを用いることでモータの回転運動をスムーズな軸方向の上下運動に転換している。 また、モータの回転数、減速比、ボールネジのリード長から計算された変位はトップキャップの変位と一致することを確認している。 データの収集および制御はパーソナルコンピュータによって完全自動化されている。 供試体サイズは、礫材等も含んだ地盤材料を対象としているため、直径10cm、高さ20cmである。

(2) 試験に用いた試料

図-5 は試験に用いた試料の粒度曲線であり、試料は淀川の堤防強化工事で使用されている細粒分質礫質砂(SFG) ($\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $w_L = 33.9\%$, $w_P = 20.8\%$) である²⁾。 試料は供試体のサイズ(直径10cm × 高さ20cm)を考慮して、 $D_{max} = 19\text{mm}$ に粒度調整した。 図-6 は JIS A 1210 に規定される A-b 法に準じて実施した締固め試験結果である。 最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.953 \text{ g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt} = 11.8\%$ であった。

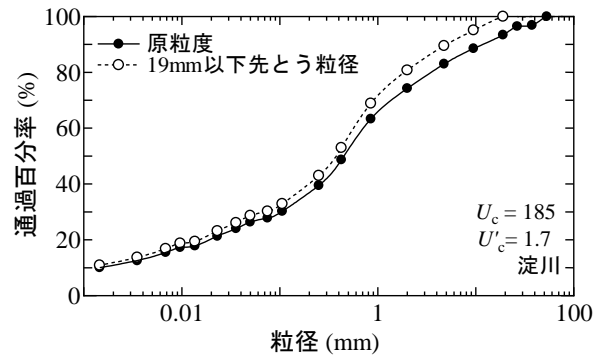


図-5 試験に用いた試料の粒度加積曲線

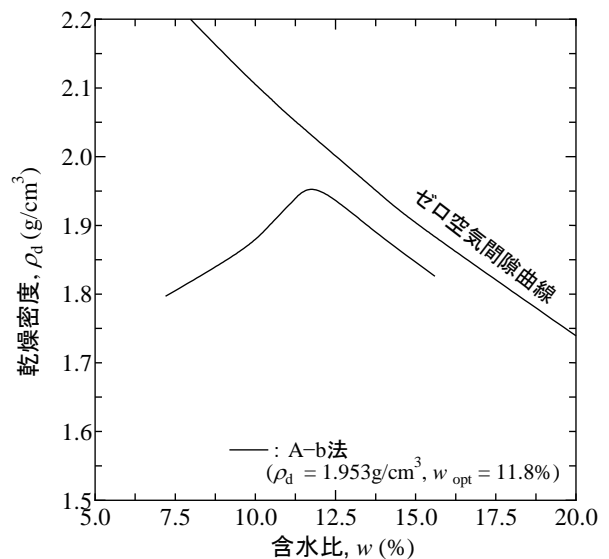


図-6 試験に用いた試料の締固め曲線

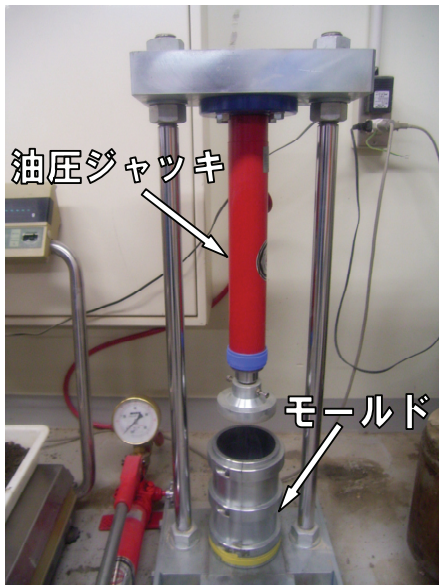


写真-1 油圧ジャッキ式静的締固め装置

表-1 供試体の含水比分布 (目標含水比 11.3%)

層 No.	静的締固め		動的締固め	
	A	B	A	B
1	11.2	11.3	10.8	10.7
2	10.5	10.3	10.8	9.0
3	11.4	11.3	10.9	10.7
4	10.9	11.6	9.9	9.9
5	10.0	10.8	10.2	10.2

4. 締固め時の含水比の影響

(1) 供試体および試験方法

供試体は自然乾燥状態にある試料に蒸留水を加え、一様に混合して所定の w (目標含水比 $w_a = 8.5 \sim 14.0\%$) になるように含水比調整を行った。その後、 $D_c = 100\%$ となる量の試料を直径 10cm および高さ 20cm の供試体作製の二つ割れモールドに 5 層に分け入れ、写真-1 に示すような載荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて静的に締固めた。表-1 は作製した供試体の含水比の分布をまとめたものである。なお、表中の静的締固めと動的締固めは供試体の作製方法の違いであり、静的は油圧ジャッキを用いて、動的はモールド内に全断面ピストンを挿入し、それを打撃して締め固める方法である(後述 5.参照)。供試体の目標含水比は $w_{opt} (= 11.8\%)$ に設定したが、加水調整中における水分の蒸発などによって供試体完成時の含水比が幾分低下していることがわかる。しかし、各層ごとの含水比分布は一様性が高いことが伺える。さらに表-1 に示した含水比の平均値は、静的供試体で 10.9% であり、動的供試体で 10.3% となり、両者に

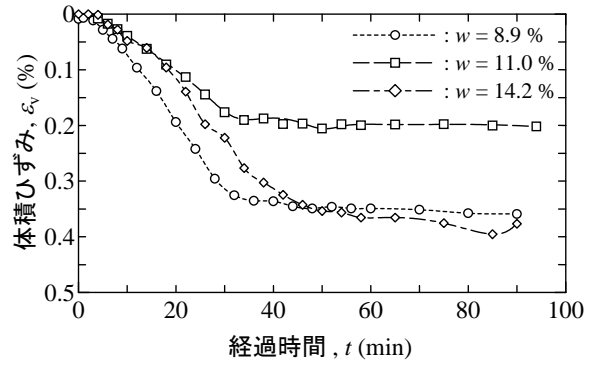


図-7 体積ひずみ ~ 経過時間関係 (w = 8.9, 11.0, 14.2%)

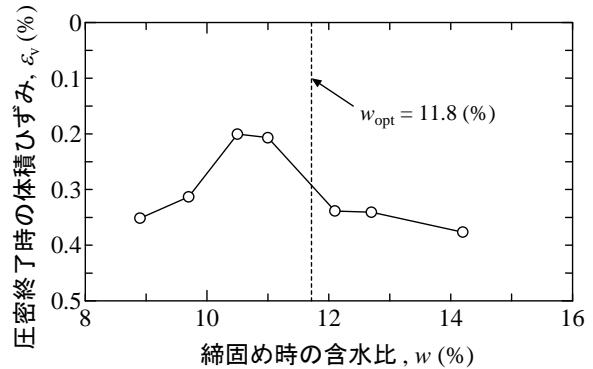


図-8 圧密終了時の体積ひずみ ~ 含水比関係

有意な差はないと言える。ここで、後藤ら¹¹⁾は静的に締固めた珪砂 8 号の締固め後の含水比を詳細に調べた結果、締固め時の含水比によっては供試体の下方ほど含水比が高くなり、含水比分布が非一様になると報告している。また、この主たる要因として水分特性を挙げている。本実験で使用する細粒分質礫質砂は珪砂 8 号よりも粒度分布が良いため保水性が高い、すなわち土の保水性試験において飽和度が急激に減少するサクシジョンの値である空気侵入値 (A.E.V.) が大きいと考えられることから、含水比分布の一様性が高い供試体が作製できたと考えられる。

試験は供試体を三軸セル内に設置後、二重負圧法と背圧 200kPa を与えることで飽和化を図り、 B 値が 0.96 以上であることを確認した後にそれぞれの供試体に対して、軸応力増加速度 1kPa/min で所定の有効拘束圧 $p' = 50$ kPa まで等方圧密を実施した。所定の p' に到達後、一時間程度排水クリープを許した。その後、セル圧 σ_c 一定のまま非排水状態で軸ひずみ $\epsilon_a = 15\%$ まで、軸ひずみ速度 $d\epsilon_a/dt = 0.05\%/min$ での単調載荷を行った。

(2) 圧縮特性

図-7 は代表的な試験結果として締固め時の含水比が $w = 8.9, 11.0, 14.2\%$ の供試体における等方圧密時の体積ひずみ ϵ_v と経過時間 t の関係である。供試体作製時の含水比が w_{opt} に近い $w = 11.0\%$ の ϵ_v が最も小さいことから、締固め時の含水比は圧縮性に影響を与えると言える。

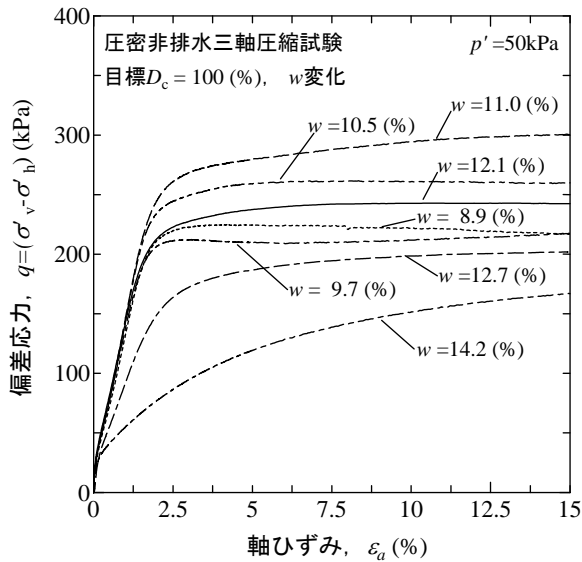


図-9 偏差応力 ~ 軸ひずみ関係

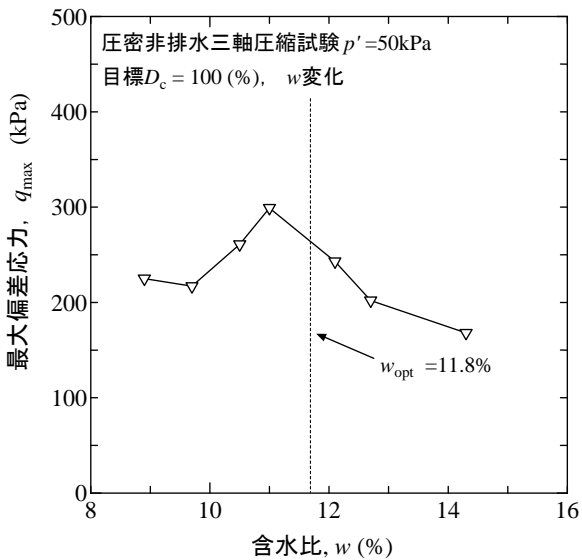


図-10 最大偏差応力 ~ 含水比関係

図-8 はすべての試験における圧密終了時の体積ひずみと締固め時の含水比の関係である。圧密終了時の体積ひずみは w_{opt} よりやや乾燥側の含水比で締固めた供試体において最も小さいことがわかる。 $w = 14.2\%$ における ε_v は 0.38% 程度となり、 $w = 10.5\%$ で ε_v は 0.19% 程度であり、締固め時の含水比の違いによって、圧密終了時の体積変化に2倍程度の違いが生じた。

(3) 変形・強度特性

図-9 は、圧密終了後に非排水条件下での単調載荷時の偏差応力 $q \sim \varepsilon_a$ 関係である。また、図-10 は図-9 の $q \sim \varepsilon_a$ 関係より求めた最大偏差応力 q_{max} と供試体作製時の w の関係である。なお、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係においてピークが確認できない試験結果については $\varepsilon_a = 15\%$ の q を

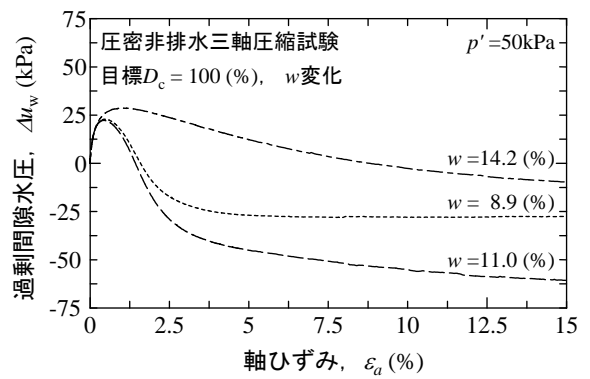


図-11 単調載荷中の過剰間隙水圧挙動 ($w = 8.9, 11.0, 14.2\%$)

サクシオン効果による土粒子間の接触力 N

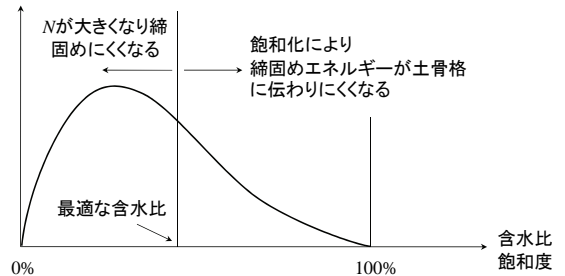


図-12 含水状態による不飽和土の粒子間力¹²⁾

q_{max} とした。これらの結果から、 $q \sim \varepsilon_a$ 関係は締固め時の含水比に大きく影響することがわかる。さらに w_{opt} よりやや乾燥側の含水比で q_{max} の最大値を示し、試料作製時の含水比が最も高い所で最小値を示していることがわかる。

また、図-11 は $w = 8.9, 11.0, 14.2\%$ の供試体における単調載荷中の過剰間隙水圧の挙動を示している。含水比によらず単調載荷の初期では、正の過剰間隙水圧が発生している。 $w = 8.9\%$ と 11.0% では、その後は負の過剰間隙水圧が発生し、 $w = 8.9\%$ では -25kPa 程度で一定となり、 $w = 11.0\%$ では単調載荷終了時 ($\varepsilon_a = 15\%$) まで増加し続けている。

以上のように締固め時の含水比の変化によって、締固めた地盤材料の変形・強度特性は同じ D_c (ρ_d) であっても大きく異なることがわかった。また、これらの結果はすべて飽和供試体を用いて実施した結果であるため、締固め時の含水比の違いによるサクシオン効果はないと考えられる。このことから、平川ら¹⁾ が指摘しているように締固め時の土構造の形成に含水比は影響し、その結果、変形・強度特性に違いが生じると考えられる。

図-12 は、土中の水分量と不飽和土の土粒子間接触力の関係を模式的に示した図である¹²⁾。水分量と土粒子間の接触力 N の関係は、ある水分量で N がピークを示す曲線で示される。すなわち、締固め時の含水比が低いと土

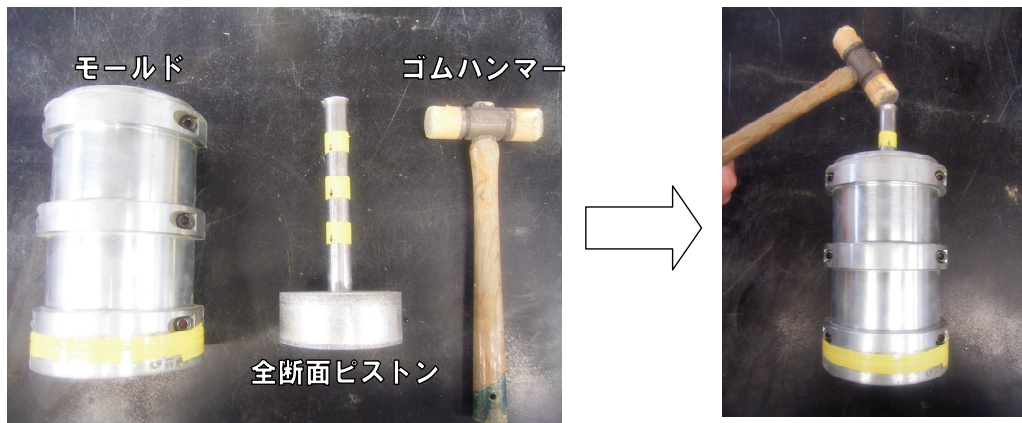


写真-2 動的供試体の作製器具

粒子間の接触力 N が土粒子をずらそうとする外力に対して抵抗するため締固めににくくなり、含水比が上昇して飽和状態に近づくと、間隙水の影響で締固めエネルギーが土粒子に十分に伝達されないために締固めににくくなることを示している。これを締固め時の含水比が異なる試料に対して同一の乾燥密度の供試体を作製する場合に適用して考える。締固め時の含水比を w_{opt} よりもやや乾燥側で設定した試料では、 w_{opt} および湿潤側の試料よりも土粒子間の接触力 N が大きいため所定の乾燥密度を達成しようとした際に土粒子をずらそうとする外力である締固めエネルギーが最も多く必要であることを意味している。すなわち、図-12に示したように w_{opt} よりもやや乾燥側の含水比で q_{max} が最も大きい値となったのは、土構造の形成に寄与する締固めエネルギーが最も大きくなり、より安定した土構造を形成したためだと推察できる。

5. 締固め方法の影響

(1) 供試体および試験方法

静的および動的な方法で供試体を作製した。締固め方法によらず、まずは供試体作製の二つ割れモールド(直径10cmおよび高さ20cm)に含水比調整した所定量の試料を投入した。その後、動的供試体の作製は写真-2に示す全断面ピストンをモールド内に挿入して、所定の乾燥密度が得られるまで全断面ピストンをゴムハンマーで打撃することで作製した。動的な方法による供試体作製の際には、締固め試験で使用するランマーを用いることがある¹³⁾。しかし、この場合モールドの直径よりもランマーの直径が小さいために、ランマーによって締固め断面がこね返されるおそれがある。そこで本研究では、こね返しによる土の構造の変化を回避するために動的および静的供試体ともに全断面ピストンを用いて同一の条件で供試体を作製した。なお、静的供試体の作製は写真-1に

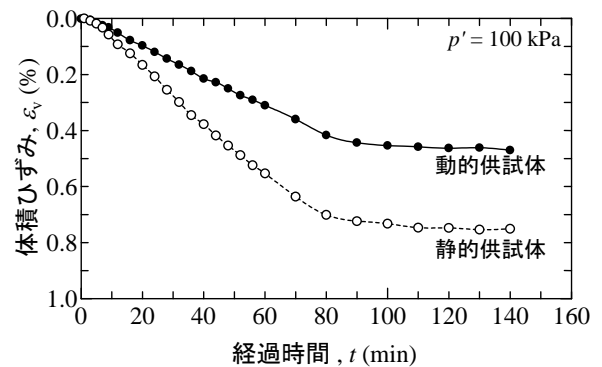


図-13 体積ひずみ ~ 経過時間関係

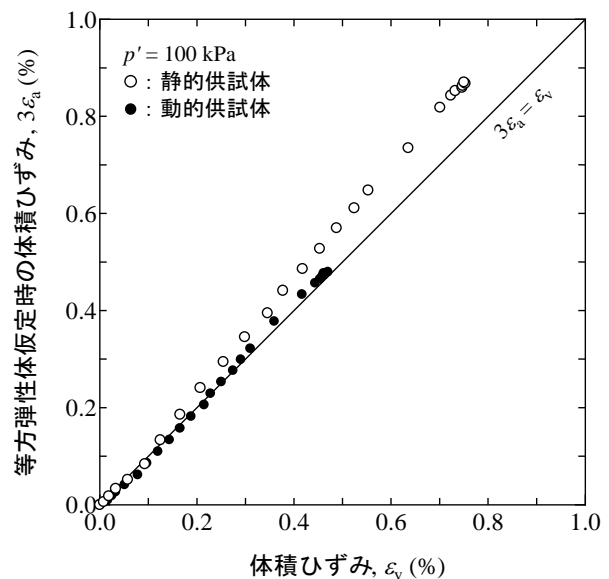


図-14 $3\varepsilon_a \sim \varepsilon_v$ 関係の比較 ($p' = 100 \text{ kPa}$)

示した载荷フレームに油圧ジャッキを取り付けた装置を用いて、所定の乾燥密度が得られるまで全断面の载荷キャップによって静的に载荷した。また、締固め方法によらず締固め層数は5層とした。なお、締固め時の含水比は w_{opt} ($= 11.8\%$) とし、 D_c は100% ($\rho_d = 1.959 \text{ g/cm}^3$) とした。試験手順は、4.と同様であるが、有効拘束圧 p' は50, 100, 150kPaとした。

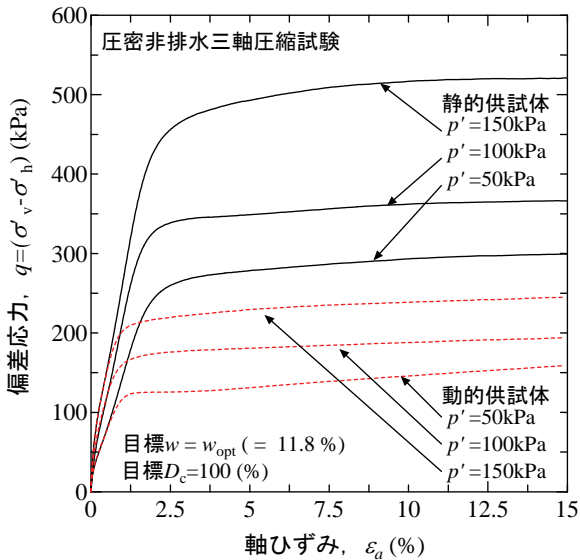


図-15 偏差応力 ~ 軸ひずみ関係

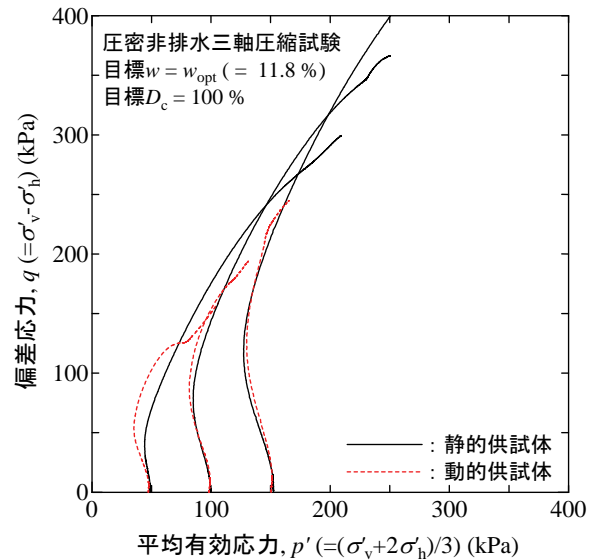


図-16 有効応力経路

(2) 圧縮特性

図-13 は代表的な試験結果として $p' = 100\text{kPa}$ における等方圧密時の体積ひずみ ε_v と経過時間 t の関係である。同一の D_c および含水比であっても供試体の作製方法によって圧縮特性が大きく異なり、動的供試体に比べ静的供試体の圧縮性が高いことがわかる。また、図-14 は圧密時の体積ひずみが軸ひずみの3倍に等しいと仮定した際の体積ひずみ $3\varepsilon_a (= \varepsilon_v)$ と排水量から測定した体積ひずみ ε_v の比較を示している。完全等方供試体であれば、 $3\varepsilon_a = \varepsilon_v$ となる。図より、静的供試体は圧密中には ε_a が増加し、明らかに $3\varepsilon_a > \varepsilon_v$ となることがわかる。一方、動的供試体は静的供試体と比較して $3\varepsilon_a = \varepsilon_v$ に近いことがわかる。このことから、動的供試体の方が静的供試体に比べて幾分等方的な構造を有していると推察できる。すなわち、締固め方法の違いによって異なる土構造が形成されたものと推察される。

(3) 変形・強度特性

図-15 は、圧密終了後に非排水条件下での単調載荷時の偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係である。また、図-16 は図-15 の試験における有効応力経路を示している。

同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても静的供試体の q_{max} は動的供試体よりも p' によらず2倍程度かそれ以上大きいことがわかる。また、有効応力経路を見ると、 p' が小さい場合には静的供試体の応力経路は動的供試体と比較して過圧密的な挙動を示していることがわかる。この試験結果の傾向は図-1 に示した Seed et al.⁵⁾ の試験結果の傾向と一致する。すなわち、Seed et al. は異なる締固め方法 (Static compaction, Vibration compaction, Impact compaction, Kneading compaction) で作製したシルト質土供試体を用いた三軸圧縮試験結果から、 w_{opt} 付近

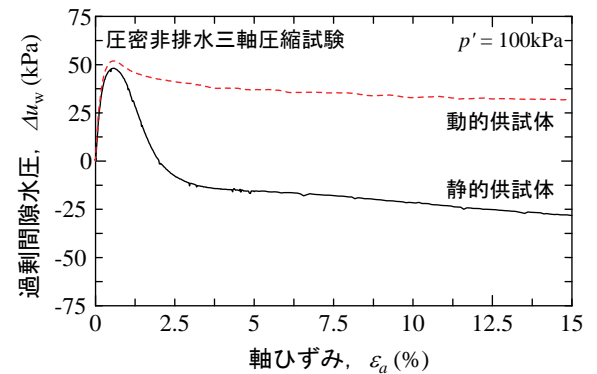


図-17 単調載荷中の過剰間隙水圧挙動 ($p' = 100\text{kPa}$)

に含水比調整された供試体では static compaction がその他の締固め方法と比較して最も大きな強度を示すと報告している。

また、図-17 は $p' = 100\text{kPa}$ の供試体における単調載荷中の過剰間隙水圧の挙動を示している。静的供試体では、正の過剰間隙水圧が発生した後に -25kPa 程度の負の過剰間隙水圧が発生しており、過圧密的な挙動を示していることがわかる。一方、動的供試体では正の過剰間隙水圧が発生後にやや過剰間隙水圧が減少するが、負の過剰間隙水圧に転ずることはなく、正の過剰間隙水圧が発生した状態である。

以上の結果から、本研究で使用した細粒分質礫質砂を締固めて作製した供試体の変形・強度特性は、締固め時の密度や含水比だけでなく、締固め方法にも大きく影響されることが明らかとなった。また、静的供試体は動的供試体に比べて過圧密的な挙動を示していることから、締固め時において実質的に高い締固めエネルギーで締め固められていることが示唆される。

6. 締固めた地盤材料の土構造の推定

(1) 弾性係数の異方性を用いた土構造の推定

山下ら¹⁴⁾やKawaguchi et al.^{15), 16)}は, BE を取り付けた三軸試験装置や予圧密容器を用いて砂質土および粘性土の異方性の程度や大小関係が異なる原因や異方性の発現メカニズム, さらには増減を支配する因子などについて詳細に研究している. なお, 山下ら, Kawaguchi et al. ともに後述する式(2)より得られるせん断弾性係数 G_{hh} および G_{vh} の比である G_{hh} / G_{vh} を異方性の程度を表すパラメータとしている. 山下ら¹⁴⁾は砂質土中を伝播するせん断弾性波速度は進行方向と粒子の振動方向に作用する応力のみ依存し, もう一方の応力には依存しないといった, 応力状態によって生じる弾性係数の異方性が存在し, 等方応力状態にある豊浦砂の G_{hh} / G_{vh} は 1.1 程度であると報告している. Kawaguchi et al.^{15), 16)}はスラリー状態のNSF粘土や乾燥もしくは飽和状態にある豊浦砂の圧密容器内における G_{hh} / G_{vh} の変化を観察している. NSF粘土についての試験結果から, 扁平な土粒子を多く持つ粘性土は圧密が進行すると G_{hh} / G_{vh} が大きくなるが, これは粘土粒子の配向性が強まったためだと推察している. また, 豊浦砂については G_{vh} , G_{hh} が圧密応力とともに増加するものの, G_{hh} / G_{vh} はさほど変化せず, 常に $G_{vh} > G_{hh}$ であるが, これは圧密容器内では鉛直応力が水平応力よりも大きいためだと推察している. すなわち, 砂質土系の地盤材料における弾性係数の異方性は応力状態によって大部分が支配され, 堆積構造による影響は小さく, 粘性土系の地盤材料では応力状態によって生じる異方性を隠してしまうほど, 扁平な粘土粒子で形成された堆積構造によって生じる異方性に大きく支配されると報告している. すなわち, この報告によれば等方応力状態における G_{hh} / G_{vh} は土粒子が配向していれば 1 より大きく, ランダムな状態であれば 1 に近づくことになるため, BE 試験によってこの値を測定することで土構造の異方性(配向性)を把握することが可能となる.

(2) 供試体および試験方法

試験に用いた供試体サイズと作製方法は 4.(1)および 5.(1)と同様である. 図-18 は作製した供試体の条件を図-6の締固め曲線上に示したものである. 供試体の密度は静的および動的供試体に対して $D_c = 85, 90, 100\%$, 含水比については $D_c = 100\%$ の供試体に対して 9, 11.8 (= w_{opt}), 13%の供試体を準備した. すなわち, 静的および動的供試体に対して 5本ずつ, 合計 10本の供試体に対して無拘束圧状態で BE 試験を実施した.

図-19に本試験で用いた BE の詳細¹⁷⁾を示す. BE は, 土中の弾性波速度測定を目的として使用する 2枚の圧電セラミックを張り合わせたバイモルフ型振動子の呼称で

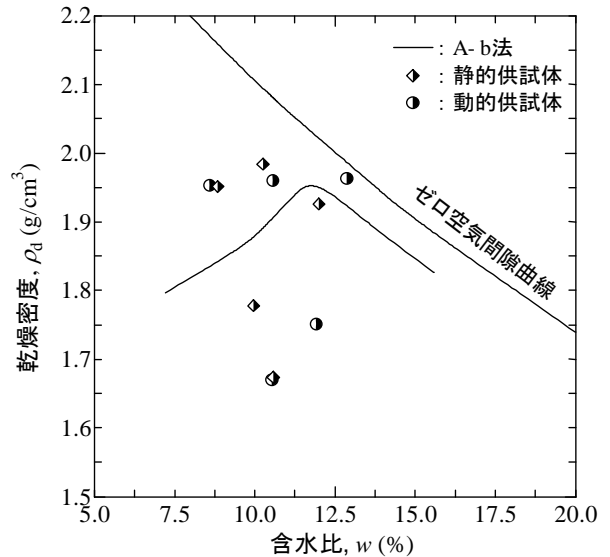


図-18 供試体の作製条件

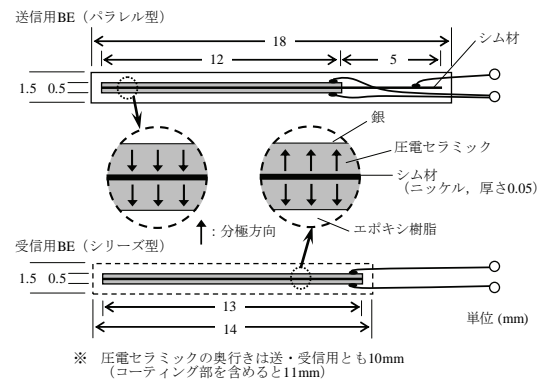


図-19 試験に用いた BE の詳細¹⁷⁾

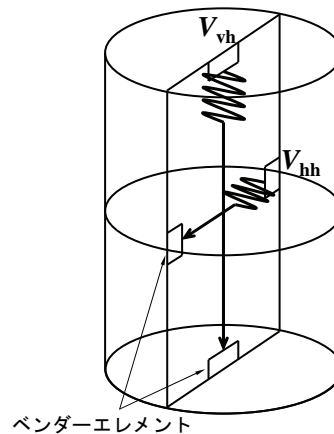


図-20 ベンドーエレメントの設置位置とせん断弾性波の伝播方向の概略図

あり, 一般的には片持ち梁にした送・受信用の一対の BE を用いることでせん断波速度 V_s を測定する. BE は電圧を加えると変形(送信用 BE)し, 逆に強制的に変形させると電圧を生じる(受信用 BE)性質がある. 送信用 BE への電圧波形供給にはファンクションシンジェネレ

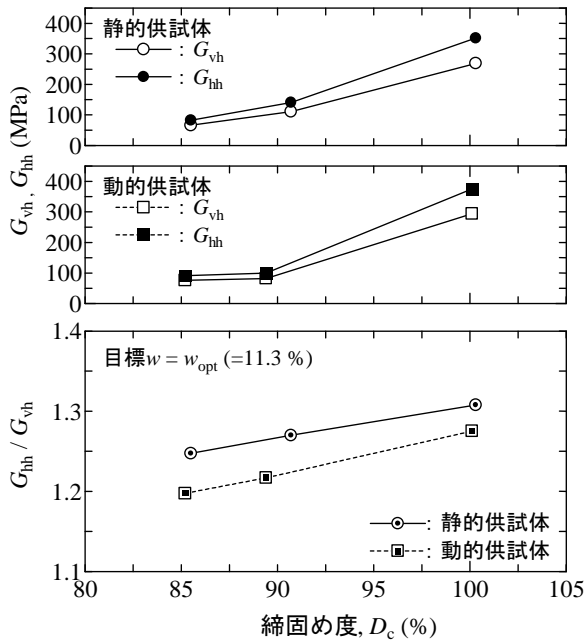


図-21 G_{vh} と G_{hh} および G_{hh}/G_{vh} に及ぼす D_c の影響

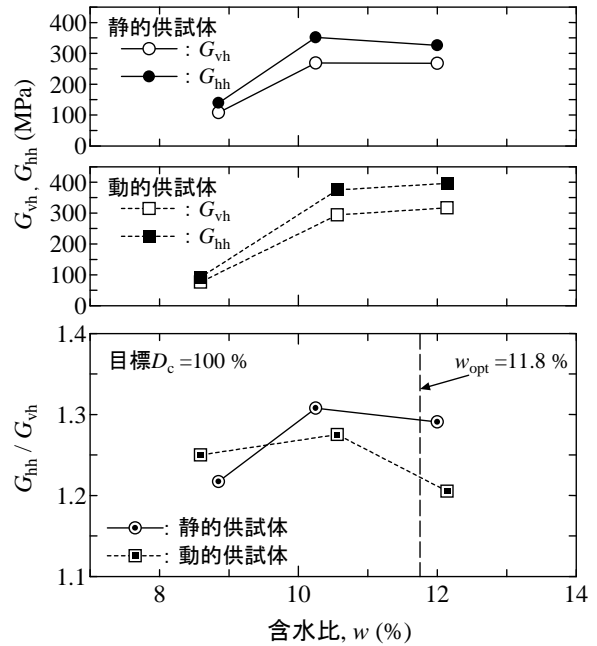


図-22 G_{vh} と G_{hh} および G_{hh}/G_{vh} に及ぼす w の影響

ータ、送・受信電圧信号の観察にはデジタルオシロスコープを用いた。オシロスコープに表示された電圧信号はMOディスクに記録し後にパソコンを用いて伝播時間の同定を行った。なお、用いた電圧波形は周波数1, 2, 4, 8, 16kHzのsin波および周波数10Hzの矩形波を用いた。

BE試験は図-20に示すように2対のBEを用いて、水平方向に振動、鉛直方向に伝播するせん断弾性波速度 V_{vh} と振動・伝播方向ともに水平の V_{hh} を測定し、次式より算出した。

$$V_{vh} \text{ (or } V_{hh}) = L / \Delta t \quad (1)$$

ここで、せん断弾性波の伝播距離 L は送・受信一对のBEにおける先端間の距離先端間の距離 (tip-to-tip) とした¹⁸⁾。また、伝播時間 Δt はせん断弾性波の送・受信に伴うBEの初動の向きが本来一致すべきこと¹⁹⁾や、周波数や波形の異なる送信波によって得られた受信波形から near-field-effectsなどを考慮し、せん断弾性波の送・受信が開始する時点間の差 (start-to-start)²⁰⁾とした。なお、それぞれのせん断弾性波速度と湿潤密度 ρ からせん断弾性係数 G_{vh} と G_{hh} を次式から算出した。

$$G_{vh} = \rho \cdot V_{vh}^2, \quad G_{hh} = \rho \cdot V_{hh}^2 \quad (2)$$

(3) 試験結果および考察

図-21は、 D_c に対する G_{vh} と G_{hh} の変化および G_{hh}/G_{vh} の変化を示している。供試体の作製方法や D_c によらず G_{hh} は G_{vh} よりも大きく、 G_{hh}/G_{vh} の値は D_c の増加とともに大きくなっていることがわかる。さらに、 G_{hh}/G_{vh} は

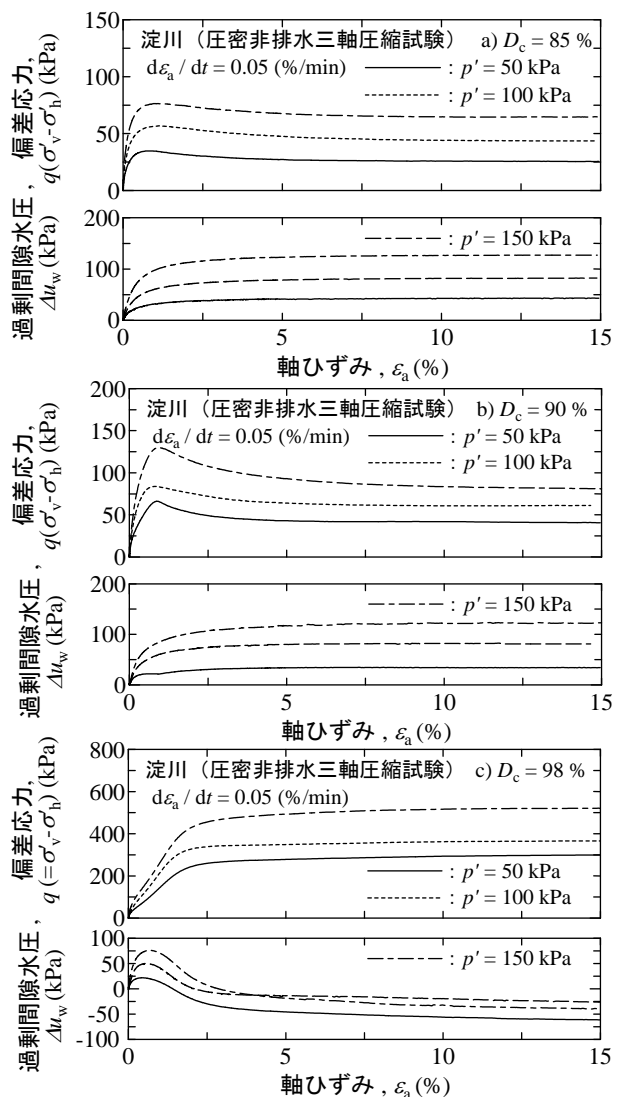


図-23 q および $\Delta u_w \sim \epsilon_a$ 関係 (a) $D_c = 85\%$, (b) $D_c = 90\%$, (c) $D_c = 98\%$)²⁾

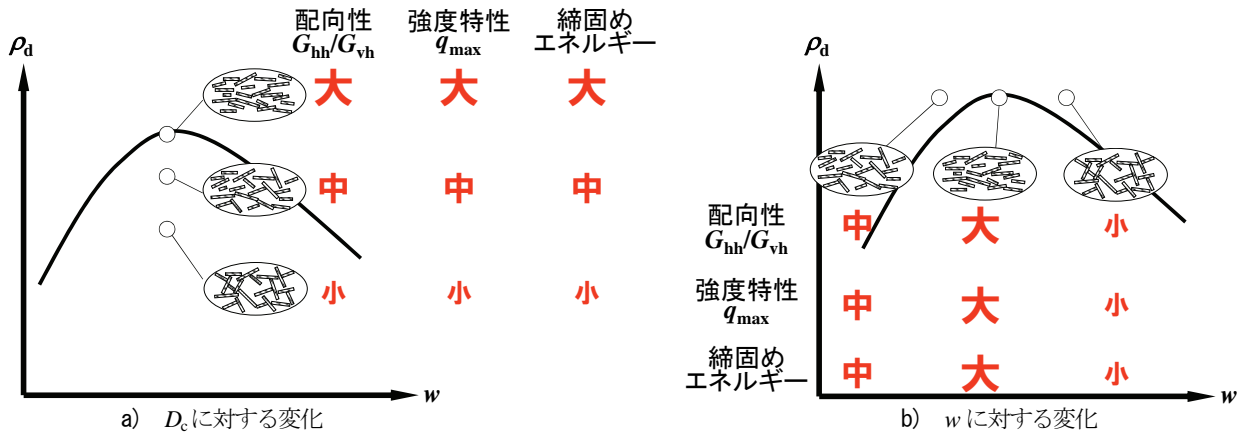


図-24 締固め曲線と土質特性等との対応に関する概念図

動的供試体よりも静的供試体が大きい値となっている。

図-22は、締固め時の w に対する G_{vh} と G_{hh} の変化および G_{hh}/G_{vh} の変化を示している。 w の変化に対しても供試体の作製方法によらず G_{hh} は G_{vh} よりも大きい。しかし、 G_{vh} と G_{hh} は D_c とともに増加する傾向にあったが、 w の増加に対する G_{vh} と G_{hh} は w_{opt} 付近で一定になっていることがわかる。また、 G_{hh}/G_{vh} の値は動的供試体よりも静的供試体が大きい値となり、 w_{opt} より乾燥側の含水比でピークの値をとることがわかる。

ここで図-23は、過去に筆者ら²⁾が本試験で使用した試料と同様の試料に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験結果の偏差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ_a 関係を示している。この試験では締固め時の含水比を w_{opt} 付近に調整した試料を用いて、 $D_c = 85, 90, 98\%$ と変化させた供試体の変形・強度特性に及ぼす D_c の影響について検討している。なお、供試体は4.(1)および5.(1)で説明した油圧ジャッキを用いた静的締固めで作製した。この試験結果から D_c の違いは変形・強度特性に大きく影響を及ぼすことがわかる。すなわち、 D_c の違いは締固めエネルギーの違いであると考え、この試験結果は低い締固めエネルギーで作製された D_c の小さい供試体では q_{max} が小さく、高い締固めエネルギーで作製された D_c の大きい供試体では q_{max} が大きくなると解釈できる。また、 w を変化させた試料で同じ D_c を得るには w_{opt} より幾分乾燥側で水分調整された試料で最も高い締固めエネルギーが必要になるので(図-12参照)、 q_{max} は供試体作製時の締固めエネルギーの大きさに伴って変化していると考えられる。

一方、 q_{max} は先述のように D_c に伴って増加し、 w_{opt} 付近で最大値となっているので(図-10参照)、 D_c や w に伴う G_{hh}/G_{vh} と q_{max} の変化はほぼ一致していることになる(図-21および図-22参照)。砂質土において、画像解析や力学試験結果などを根拠として、振動を与えることで作製した供試体よりも空中落下法に類する方法で作製した供試体の方が土粒子の配向性が卓越していることが

知られており(例えば、文献21))、Miura and Toki²²⁾は円柱供試体、山下²³⁾は中空円筒供試体を用いた三軸圧縮試験により、同じ密度であっても多重ふるいによる空中落下法(MSP法)で作製された供試体の方が、乾燥試料を充填したモールドを振動させて作製した供試体や湿潤試料にモールド径よりも小さいロッドを突くことで作製した供試体よりも圧縮強度が大きいことを報告している。このことは、 G_{hh}/G_{vh} が土構造の異方性(配向性)の程度を表現していると考えれば、配向性と圧縮強度が相関している点において、本試験結果と整合している。

図-24a), b)は以上のことを概念的にまとめたものである。供試体作製時の G_{hh}/G_{vh} 、 q_{max} 、締固めエネルギーは相関関係にあり、締固めエネルギーの大小に伴って土構造の異方性(配向性)も変化しているということになる。すなわち、先の試験結果は非排水圧縮強度 q_{max} が小さい供試体では、低い締固めエネルギーでも所定の D_c (もしくは ρ_d)を得ることができるために配向性が高くならず、そのために G_{hh}/G_{vh} も小さくなった。一方、 q_{max} の大きい供試体は、高い締固めエネルギーでなければ所定の D_c (もしくは ρ_d)を得られないために配向性が高くなり、 G_{hh}/G_{vh} も大きくなったと解釈できる。

最後に、先述した G_{hh}/G_{vh} と締固めエネルギーの相関性を考慮すると、全般的に静的供試体の G_{hh}/G_{vh} が動的供試体のそれよりも大きかった事実は、逆に静的供試体の方が動的供試体に比べて実質的に高いエネルギーで締め固められていることを意味することになる。このことは締固め方法が本研究と若干異なるものの、静的および動的締固めで作製されたそれぞれの供試体に対して圧密試験を実施すると、静的供試体の圧密降伏応力が幾分か大きくなったとの研究成果¹³⁾とも符合している。以上のことを総合的に考えれば、図-15に示した静的供試体と動的供試体における変形・強度特性の違いや図-17に示したダイレイタンス特性の違いは、両者の影響度を評価することはできないものの、静的供試体の方が実質的に

高いエネルギーで締め固められたことによって生じた過圧密的な効果や土構造の異方性(配向性)によって生じたものだと推察される。

7. まとめ

本研究では、締め固めた細粒分質礫質砂の変形・強度特性に及ぼす締め固め時の含水比および締め固め方法の影響を明らかにし、締め固めエネルギーや土構造の観点からも試験結果の説明を試みた。得られた結果について以下にまとめる。

- 1) 同一の締め固め度で締め固め時の含水比を異なる7種類に変化させて作製した供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験結果から、締め固め時の含水比が w_{opt} よりやや乾燥側で最大偏差応力 q_{max} の最大値を示し、締め固め時の含水比が最も高い場合に最小値を示し、締め固め時の含水比の変化が最大偏差応力に影響を及ぼすことがわかった。
- 2) 締め固め度および含水比をそれぞれ一定にした静的および動的な方法で作製された供試体に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験の結果、同一の含水比および乾燥密度の供試体であっても静的供試体の q_{max} が動的供試体よりもかなり大きく、ダイレイタンスー特性に違いがあることがわかった。
- 3) 異なる D_c , w , 締め固め方法で作製された供試体に対してBE試験を実施した結果、 G_{vh}/G_{vh} の変化は圧密非排水三軸圧縮試験より得られる q_{max} の変化とほぼ一致しており、締め固めエネルギーの大小と土構造の異方性(配向性)が相関性を有していることが示唆された。さらに、このことから静的供試体と動的供試体における変形・強度特性の違いやダイレイタンスー特性の違いは静的供試体の方が実質的に高いエネルギーで締め固められたことに伴う過圧密的な効果や土構造の異方性(配向性)によって生じたものだと推察された。

謝辞: 本研究の一部は国土交通省の建設技術研究開発助成制度(研究開発課題名:高品質盛土を保証する施工管理技術に関する研究, 研究代表者名:東京理科大学教授龍岡文夫)の補助を受けて行われたものである。また、ベンダーエレメント試験結果や異方性の解釈に際して北見工業大学教授 山下聡先生から貴重なご意見を頂いた。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 平川大貴, 川原園美幸, 龍岡文夫: 砂礫盛土材の変形強度特性に与える締め固め条件の影響, 土木学会論文集

- C, Vol. 64, No. 2, pp.253-266, 2008.
- 2) 川尻峻三, 三浦みなみ, 高橋正和, 鳥居宣之, 川口貴之, 澁谷啓: 締め固めた細粒分質礫質砂の広範囲のひずみレベルにおける変形・強度特性, 応用力学論文集, Vol. 13, pp.355-362, 2010.
- 3) 小高猛司, 板橋一雄, 中島康介, 牧田祐輝, 李圭太, 上村俊英, 坪田邦治, 加藤雅也: 河川堤防砂礫の変形・強度特性の評価手法に関する考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.2, pp.193-205, 2010.
- 4) Shibuya, S., Kawaguchi, T. and Chae, J.: Failure of Reinforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
- 5) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K.: Structure and strength characteristics of compacted clays, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, SM5, pp.87-125, 1959.
- 6) Lambe, T. W.: The structure of compacted clay, *Journal of SMFD*, Proceeding of ACSE, Vol.84, SM2, pp.1655-1-1655-35, 1958.
- 7) Yong, R. N. and Warkentin, B. P.: *Introduction to Soil Behaviour*, Macmillan, pp.106-107, 1966. (山崎不二夫, 山内豊聡 監修・訳: 土質工学の基礎, 鹿島出版会, 1972.)
- 8) 鬼塚克忠, 林重徳, 吉武茂樹, 大石英隆: 締め固めた土の圧縮及び強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.19, No.3, pp.113-123, 1979.
- 9) 鬼塚克忠, 吉武茂樹: 締め固めた混合土の強度異方性について, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.4, pp.149-156, 1983.
- 10) 境芳樹, 川尻峻三, 澁谷啓, 加藤正司, 川口貴之: ベンダーエレメントおよび繰返し三軸試験による不飽和地盤材料の変形特性の測定(その1: 試験装置の概要), 第44回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.665-666, 2009.
- 11) 後藤浩司, 河井克之, 寺島祐樹: 不飽和土の力学から見た締め固めによって生じる供試体内部状況の把握, 第45回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.669-670, 2010.
- 12) 常田賢一, 小田和弘, 佐野郁雄, 澁谷啓, 新納格: 土質力学, pp.51-53, 理工図書, 2010.
- 13) 例えば, 吉本憲正, 兵動正幸, 中田幸男, 立場晴司, 村松隼人: 広島まさ土の強度変形特性に及ぼす締め固め条件の影響, 第45回地盤工学研究発表会 CD-ROM, pp.341-342, 2011.
- 14) 山下聡, 堀智仁, 鈴木輝之: 異方応力状態でのせん断波速度に及ぼす伝播方向と堆積方向の影響, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.387-392, 2002.
- 15) Kawaguchi, T., Yamashita, S., Kawajiri, S., Kataoka, S. and Shibuya, S.: Inherent and induced anisotropy of three natural sedimentary clays reflecting on the elastic shear modulus, *Proc. of 4th International symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS-Atlanta, Vol.2, pp.575-578, 2008.
- 16) Kawaguchi, T., Yamashita, S. and Shibuya, S.: Inherent and stress-induced anisotropy of elastic shear modulus for soils, *Proc. of 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.1, pp.15-18, 2007.
- 17) Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T. and Shibuya, S.: Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max}

- using bender elements, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.4, pp.631-650, 2009.
- 18) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, Vol.45, No.1, pp.149-154, 1995.
- 19) 桑野二郎, 本江邦旬, 内田智也 : ベンダーエレメントによる三軸供試体内せん断波速度計測, 第 34 回地盤工学研究発表会概要集, 1, pp.991-992, 1999.
- 20) 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.
- 21) Miura, S. and Toki, S. : Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp.69-84, 1984.
- 22) Miura, S. and Toki, S. : A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.61-77, 1982.
- 23) 山下聡 : 砂の繰返し載荷試験結果に及ぼす諸因子の影響と試験結果の適用に関する研究, 北海道大学学位論文, 1992.

(2011. 3. 4 受付)

EFFECTS OF MOULDING WATER CONTENT AND COMPACTION METHOD ON DEFORMATION AND STRENGTH CHARACTERISTICS OF COMPACTED SOIL

Shunzo KAWAJIRI, Takayuki KAWAGUCHI, Satoru SHIBUYA
and Masakazu TAKAHASHI

In this paper, the effects of moulding water content and compaction method on strength and deformation properties were evaluated by means of consolidated undrained triaxial compression test and bender element test on a silty sand. The test results showed that the specimens compacted at water content being slightly dry side of the optimum water content exhibited the lowest compressibility and the highest peak deviator stress. Effects of compaction method were manifested in that the peak deviator stress of a statically compacted specimen was higher than the dynamically compacted specimen. These test results were interpreted by considering the soil structure of compacted soil by bender element test.