

盛土施工の効率化と品質管理技術に関する研究(3)

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 21～平 25

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、梶取真一

【要旨】

近年、河川堤防や道路盛土などの土工構造物の洪水や地震動の作用に対する性能向上が求められ、設計の高度化が図られてきている。しかし、盛土の設計は、要求性能や土質に関係なく一律の締固め管理基準値が設定され、設計で想定する強度と施工管理基準との関連が必ずしも明確になっていない。また、東日本大震災では、軟弱地盤上の盛土において、盛土自体が液状化する被災が発生した。

そこで、高品質な盛土を施工するため、新たな締固め管理基準値および空気間隙率管理基準値の提案を目的に、全国の河川土工現場の情報の収集・分析を行い、細粒分含有率 f_c の異なる種々の盛土材料を使用し、異なる締固め度のもと圧密非排水三軸圧縮試験等を実施した。また、実施工現場において締固め度、含水比、盛土材料の面的なばらつきを把握するとともに、土質、含水比、施工機械等の違いが締固め度に与える影響について検討した。さらに、動的遠心力模型実験により、軟弱地盤上の道路盛土の液状化について、締固め度が地震時変形に及ぼす影響を検討した。

キーワード：土工、締固め度、細粒分含有率、空気間隙率、軟弱地盤

1. はじめに

今後想定される首都直下地震や南海トラフを震源とする大規模地震や豪雨に対すべく、土構造物の性能向上が求められている。河川堤防や道路盛土の盛土施工において、締固めは品質を大きく支配する重要な要素である。安定して所要の機能を発揮できる盛土構造物を構築するためには、できるだけ良い材料をよく締め固め、かつ表面水や浸透水等の水の処理を十分に行うことが基本となる¹⁾²⁾³⁾。しかし、実際の盛土施工において、計画・設計段階で想定した盛土材料と実際の現場で使用される盛土材料が異なることも多い。これは、建設発生土を積極的に利用することを推奨されており、設計と施工が必ずしもリンクしていない。このような背景から、締固め管理基準の高度化を図るとともに、それを確実に達成するための品質管理法を高度化する必要が求められている。

そこで、本研究成果が現場（品質管理基準及び規格値）に反映されることを念頭に、新たな締固め度管理基準値及び空気間隙率管理基準値の具体的な提案を目的に、全国の河川土工現場の情報を収集し、整理・分析を行った。各地方整備局に平成 21 年～23 年（3 箇年分）に実施された河川土工の試験施工情報及び施工管理情報の収集を依頼し、近年の通常の土工において得られる締固め度や空

気間隙率を把握し、適切な管理基準を検討した⁴⁾。また、土質に着目し、種々の力学試験を実施した。その結果、締固め度の上昇により非排水強度（ ϕ' 、 q_{max} ）は上昇し、透水係数は低下すること、その傾向は細粒分含有率によって異なり、細粒分含有率が低い土質材料では強度増加が、細粒分含有率が高い土質材料では水密性向上が顕著であること⁵⁾などが分かった。細粒分含有率が比較的高い土質において、空気間隙率管理を行う際はその含水比管理も重要となること⁶⁾などが明らかになった。以上のような結果を踏まえ、公共土木工事で一般に使用される「品質管理基準及び規格値⁷⁾」の改訂を行い、締固め基準値を 85%から 90%（RI 計器の使用時は平均 92%以上）に上げ、また空気間隙率管理および飽和度管理に関する基準を設けた。

さらに、2011 年東日本大震災では、軟弱地盤上の盛土において、地震時に盛土自体の液状化が要因と考えられる被害が発生したが、このような盛土自体の液状化被害は、盛土材料や締固め度、盛土の排水処理が影響すると考えられる。本研究は、軟弱地盤上の道路盛土を対象に、盛土自体の液状化について検討を行うため、動的遠心力載荷試験装置を用いて、締固め度や盛土の圧密沈下の違いが盛土の地震時変形に及ぼす影響を整理した⁸⁾。

2. 全国河川土工の試験施工および施工管理情報の整理

2.1 調査内容

平成 21 年～23 年に実施した各地方整備局の河川土工現場の試験施工および施工管理の現場から次のようなデータを収集した。転圧機械、転圧回数を決定するための試験施工を実施した現場からは、試験施工結果一式（使用した転圧機械、転圧回数と得られた締固め度がわかる資料、盛土材の物理・力学試験結果）を収集し、試験施工を実施していない現場においては、施工管理結果（使用した転圧機械、盛土の転圧回数、盛土の密度試験結果、盛土材の物理・力学試験結果）を収集した。

収集できた現場数は延べ 991 現場である（同一現場でも年度をまたぐ工事はそれぞれカウントしている）。このうち、砂置換による密度管理を行っている現場数は 810 箇所、RI を用いた密度管理を行っている現場数は 181 箇所であった。「品質管理基準及び規格値」では砂置換法による場合締固め度管理基準値は平均 $Dc85\%$ 以上、RI を用いた場合平均 $Dc90\%$ 以上となっている。

なお本調査において、締固め度を算出するために実施する締固め試験方法は A、B 法⁹⁾に対象を限定している。また、調査結果の詳細は、5. で述べる。

2.2 締固め度の施工状況

砂置換法による密度管理結果の詳細を図-2.1 に示す。締固め度 $Dc85\%$ 以上が管理基準値であるため全ての結果は $Dc85\%$ 以上を満足しており、 $Dc90\%$ を境にその件数が増えている。そこで $Dc90\%$ を指標にその割合を示したのが図-2.2 である。6 割以上の現場で $Dc90\%$ 以上が得られていることがわかる。管理基準値は $Dc85\%$ 以上としているが、実際は多くの現場で $Dc90\%$ 以上を得ていることがわかる。次いで、 $Dc90\%$ 以上の現場と $Dc85\sim90\%$ の現場での土質の違いを見るために、図-2.3、図-2.4 に各々の土質の分類を示す。ここでの分類は地盤工学会基準「土の工学的分類方法⁹⁾」を基に礫質土、砂質土、粘土・シルトの 3 つの分類とし、改良を行っている場合は改良土と分類している。図-2.3、図-2.4 より、土質割合に顕著な違いは見られないが、 $Dc85\sim90\%$ の現場で若干細粒分の割合が大きい傾向が見受けられる。

3. 土質ごとの締固め度と強度定数の関係

3.1 三軸圧縮試験における排水条件と非排水条件

土質毎の締固め度 Dc と強度定数（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ など）の関係を把握するために、4 種類の土質材料を用いて三軸圧縮試験を実施した。また、細粒分含有率に着目し、強度定数との関係を整理した。排水条件と非

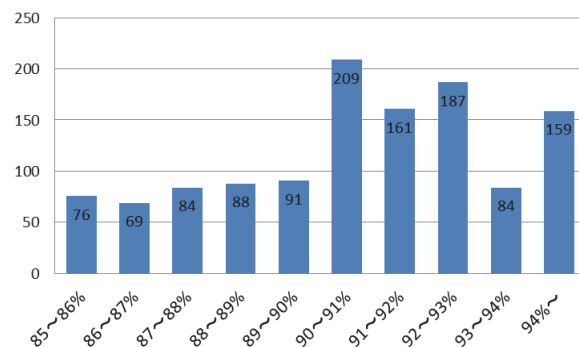


図-2.1 締固め度の頻度（砂置換による管理時）

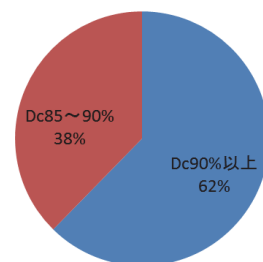


図-2.2 締固めの割合（砂置換による管理時）

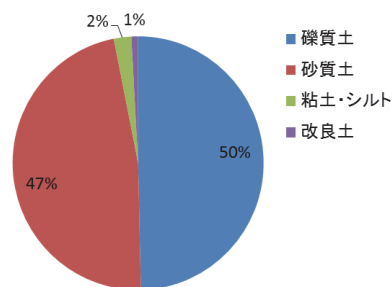


図-2.3 $Dc90\%$ 以上時の土質分類

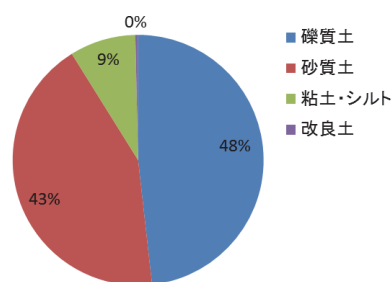


図-2.4 $Dc85\sim90\%$ 時の土質分類

排水条件下での強度定数を比較するため、せん断中の間隙水圧を測定する圧密非排水三軸圧縮試験（以下、「CUB 試験」とする）と圧密排水三軸圧縮試験（以下、「CD 試

験」とする)を実施した。これらの試験で得られる土の強度定数は、CD試験では ϕ_d 及び c_d 、CUB試験では ϕ' 及び c' (有効応力表示)、 ϕ_{cu} 及び c_{cu} (全応力表示)である。なお上記強度定数は、最大主応力差を破壊とみなし算出している。

主な試験条件を表-3.1に示す。三軸圧縮試験における供試体は、最適含水比に調整した土試料を用いて、締固め試験結果を基に初期密度が所定の締固め度となるように突固め法により作製した。飽和化を図り、所定の有効拘束圧まで等方圧縮後、排水三軸圧縮を開始した。せん断時のひずみ速度は0.1%/min、背圧は200kPaとした。

使用した試料は、江戸崎砂、能登半島地震(2007年)により崩壊した能登有料道路盛土から採取した盛土材料、茨城県美浦町で採取された山砂、山砂に霞ヶ浦浚渫土を混合して細粒分含有率を調整した試料(それぞれ試料A、B、C、D)である。各試料の物理特性を表-3.2に、粒径加積曲線を図-3.1に示す。試料A、Cは似たような特性を持っており、細粒分含有率 F_c は10%以下の貧配合の材料である。試料Bは良配合で細粒分含有率 F_c が高く、採取後の自然含水比は大きな値であった。試料Dは $F_c=30\%$ 程度になるように粒度調整した良配合の材料である。

試料A、Bにおける初期締固め度あるいは初期空気間隙率と初期有効拘束圧が50kPaの時の最大軸差応力の関係を図-3.2、図-3.3に示す。細粒分含有率が低い試料Aでは $D_c=85\%$ 程度、細粒分含有率が高い試料Bでは $D_c=95\%$ 程度を超えると非排水強度の傾きが急激に大きくなり、 D_c が高くなると非排水強度の方が排水強度よりも大きくなった。この現象は、沢埋め盛土等の水の影響を受けやすい盛土において、地震時は非排水状態であり、耐震性に対する締固めの意義はさらに大きくなることを示唆している。同様な現象が文献¹⁰⁾でも紹介されている。

また、試料Aと試料Bともに締固め度の増加に伴って排水あるいは非排水強度が増加している。しかし、細粒分含有率が高い試料Bは、締固め度が高い段階になってから強度が増加する傾向にある。すなわち、細粒分含有率が高い試料Bでは、かなり密に締め固めないと強度が増加しない。細粒分含有率が高い盛土材料では、一般に空気間隙率あるいは飽和度による管理が行われるが、初期空気間隙率と最大軸差応力の関係を見ると、試料Bでは空気間隙率10%程度以下で強度が増加した。

3.2 強度定数に対する細粒分含有率の影響

排水条件時の内部摩擦角および粘着力と締固め度の関係を図-3.4、図-3.5に示す。 ϕ_d は、細粒分含有率が低

表-3.1 試験条件の一覧

試料	三軸圧縮試験				締固め試験
	供試体サイズ(mm)		初期締固め度(%)		
	直径	高さ	CUB	CD	
A	50	100	82, 85, 90		A-c
B	100	200	85, 90, 95, 100	90, 95, 100	A-b
C	50	100	85, 90, 95	-	A-a
D					

表-3.2 各試料の物性値

試料	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	$D_{50}(\text{mm})$	U_c	I_p	$F_c(\%)$	$\rho_{smax}(\text{g/cm}^3)$	$w_{opt}(\%)$	$w_n(\%)$
A	2.657	0.228	2.91	NP	6.9	1.604	16.7	-
B	2.746	0.0419	-	16	57.7	1.384	31.6	39.5
C	2.689	0.173	1.38	NP	9.5	1.685	18.2	-
D	2.698	0.125	15.5		33.5	1.640	20.2	-

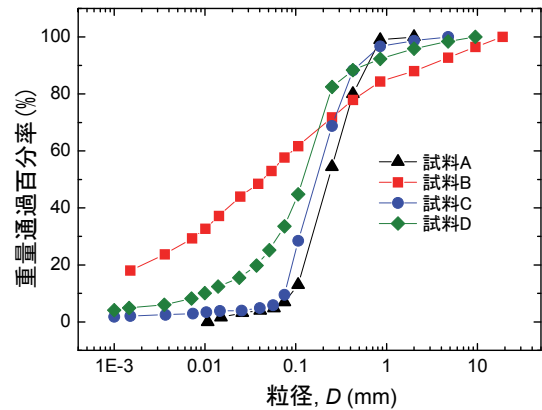


図-3.1 各試料の粒度分布

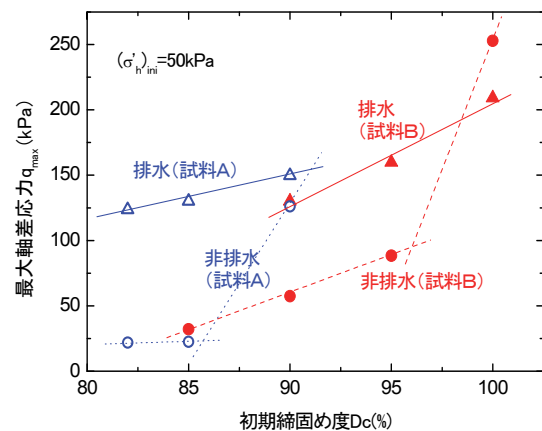


図-3.2 初期締固め度と最大軸差応力の関係

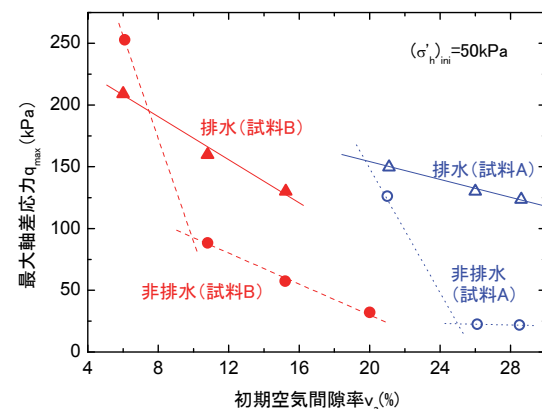


図-3.3 初期空気間隙率と最大軸差応力の関係

い試料Aでは締固め度とともに増加傾向にあるが、細粒分含有率が高い試料Bでは締固め度によらずほぼ一定であった。 c_d は、試料Aでは締固め度によらずほぼ一定であるが、試料Bでは締固め度の上昇とともに微増傾向にある。

非排水条件の有効応力に対する内部摩擦角および粘着力と締固め度の関係を図-3.6、図-3.7に示す。 ϕ' 、 c' も、試料A、Cでは締固め度とともに ϕ' が増加しているが、試料B、Dでは $D_c=95\%$ 程度まで ϕ' は締固め度によらずほぼ一定であり、 c' は概ね締固め度によらずほぼ一定である。

全応力に対する内部摩擦角および粘着力と締固め度の関係を図-3.8、図-3.9に示す。強度定数 ϕ_{cu} 、 c_{cu} は、 ϕ_{cu} は試料B、C、Dでは締固め度の増加に伴う変化が明確ではないが、 c_{cu} は細粒分含有率の違いによらず増加する傾向が見られる。これは、締固め度の違いにより、ダイレイタンスー特性、間隙水圧の発現特性が異なるためと考えられる。

以上の結果は、強度定数と締固め度の関係は細粒分含有率の高低に影響を受け、盛土材料毎にその締固め効果が異なることを示唆している。つまり、細粒分含有率が

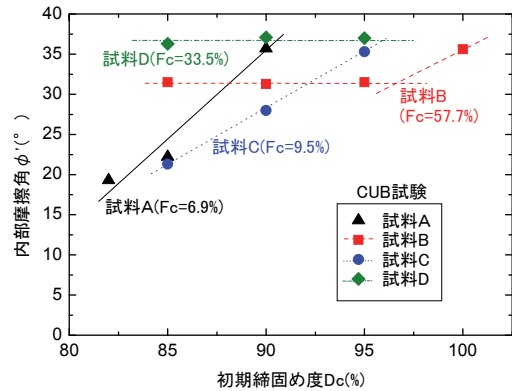


図-3.6 締固め度と有効応力に対する内部摩擦角

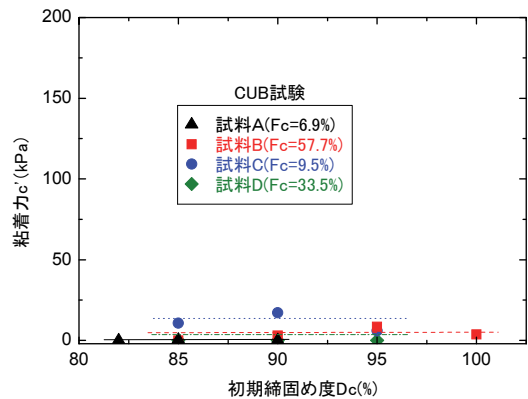


図-3.7 締固め度と有効応力に対する粘着力

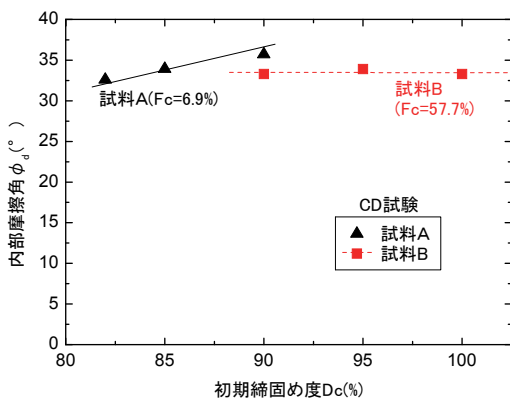


図-3.4 締固め度と内部摩擦角 (排水条件)

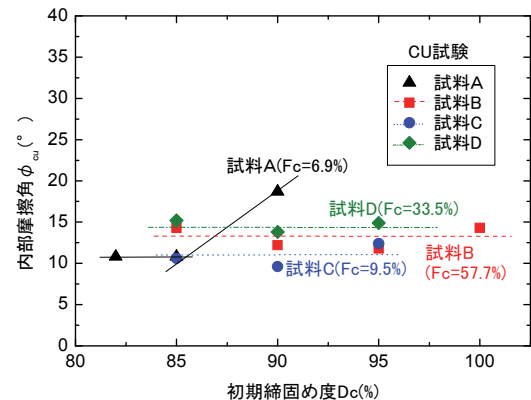


図-3.8 締固め度と全応力に対する内部摩擦角

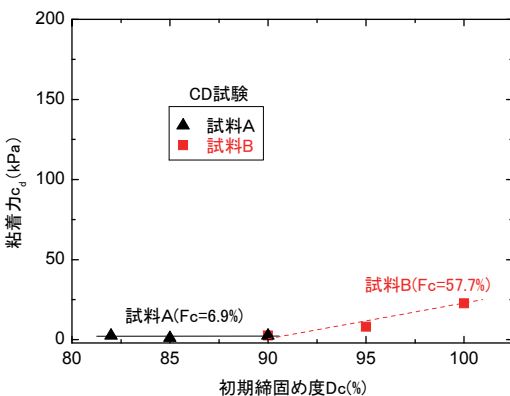


図-3.5 締固め度と粘着力 (排水条件)

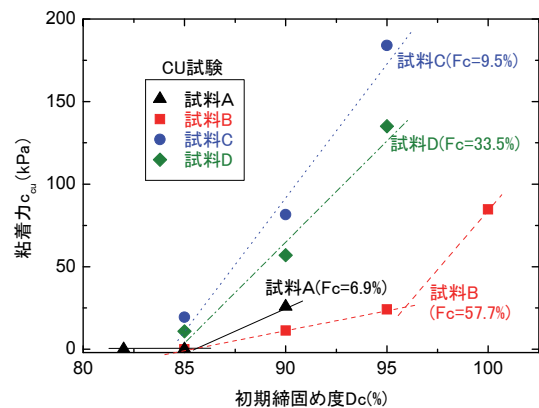


図-3.9 締固め度と全応力に対する粘着力

高い盛土材料では、かなり高い締固め度まで締め固めない限り、締固め度の増加に伴う強度増加効果が低い傾向にあると言える。特に、細粒分含有率が高く自然含水比が高い粘性土等では規定の締固め度まで締め固めるのが難しく、このような盛土材料においては空気間隙率により施工管理することが一般的であるが、このような材料の締固め程度と強度特性の関係について今後さらに検討が必要である。

3. 3 細粒分含有率と強度・透水性の関係

全国の河川土工現場および道路土工現場から採取した28種の盛土材料を対象に、三軸圧縮試験および透水試験を実施した。各盛土材料を河川土工マニュアル¹¹⁾の土質分類に従い整理したものを図-3.10に示す。

細粒分含有率 F_c と強度および締固め度の関係を図-3.11に示す。図-3.11は、CUB試験によって得られた最大軸差応力 q_{max} ($\alpha_c' = 50kPa$) と F_c の関係を各締固め度毎に整理したものである。この図-3.11より、粗粒質や砂質土Iは締固め度の上昇により q_{max} は著しく増加する傾向が見てとれる。一方、砂質土IIの F_c が25%~30%を超える付近から、締固め度の上昇にともなう q_{max} の増加が鈍化するようである。これより、 F_c が比較的低い粗粒質や砂質土Iでは盛土の締固め度を上昇させることで、盛土のせん断強度が著しく増加するということがわかる。

土の締固め度と透水性の関係を把握するために、締固め度を変えた条件で透水試験を実施した。砂質土の場合は定水位透水試験、粘性土の場合は変水位透水試験を標準としている。なお供試体の作製方法は三軸圧縮試験と同じとした。 F_c と k および締固め度の関係を図-3.12に示す。図-3.12より、バラツキは見られるが、同じ締固め度で比較すると F_c が増加するに従い k が低下する傾向が確認できる。特に F_c が比較的高い砂質土IIおよび粘性土では、締固め度の上昇による k の低下が顕著である。このことは、 F_c が比較的高い砂質土IIや粘性土では、河川堤防の締固め度の上昇により、河川堤防において重要な機能の一つである水密性が大きく向上することを意味している。

4. 実現場の締固め度のバラツキと締固めに及ぼす影響

4. 1 転圧機械と締固め度

実際の盛土施工における現場の試験施工によって得られた結果を紹介する。図-4.1、4.2はある現場における転圧回数と締固め度の関係を転圧機械毎に整理したものである。なお、ここで使用した土質材料は $F_c = 17.1\%$

粗粒質	砂質土I	砂質土II	粘性土
$F_c < 15\%$	$15\% \leq F_c < 25\%$	$25\% \leq F_c < 50\%$	$50\% \leq F_c$

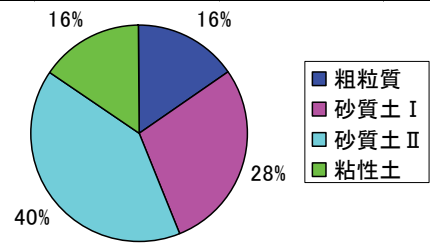


図-3.10 河川土工マニュアルにおける土質分類と室内試験を実施した土質の内訳 (全28種)

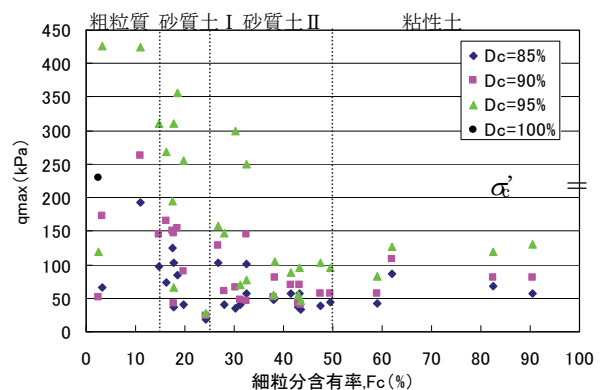


図-3.11 締固めごとの細粒分含有率と強度

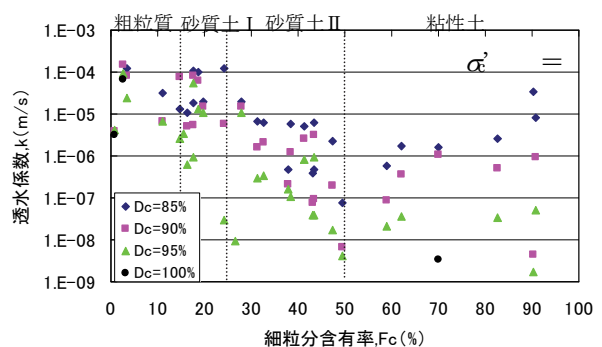


図-3.12 Dc90%以上時の土質分類

の砂質土である。図より転圧機械によってその傾向は異なるが、転圧回数の増加に伴い締固め度は確実に上昇しているのが確認できる。この結果は、オーバーコンパクションが生じない土質であれば、転圧回数を増やすことによりある所定高さの締固め度を得ることは可能であることを示している。

4. 2 締固め度と含水比の面的バラツキ

実際の盛土の本施工時における転圧後の締固め度のばらつき等を調査した結果を示す。なおこの調査結果は先に示した試験施工調査を行った現場とは異なる現場の調査結果であり、対象となる土質は細粒分含有率が

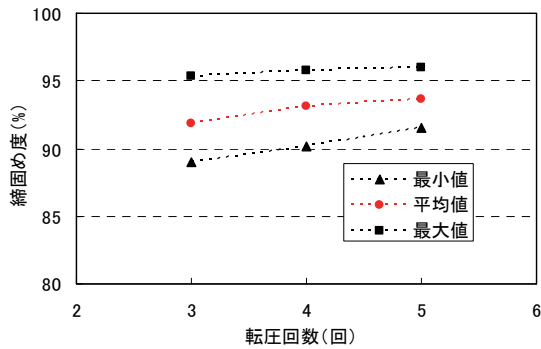


図-4.1 ある現場における振動ローラによる
転圧回数と締固め度の関係

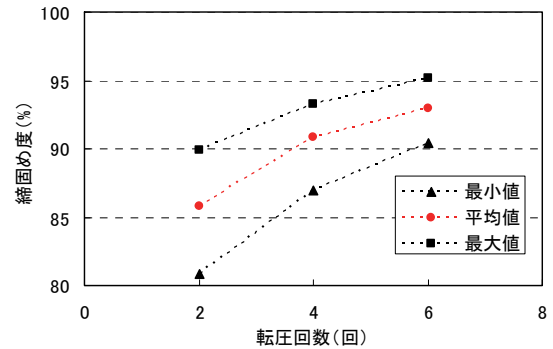


図-4.2 ある現場におけるハンドガイド振動ロ
ーラによる転圧回数と締固め度の関係

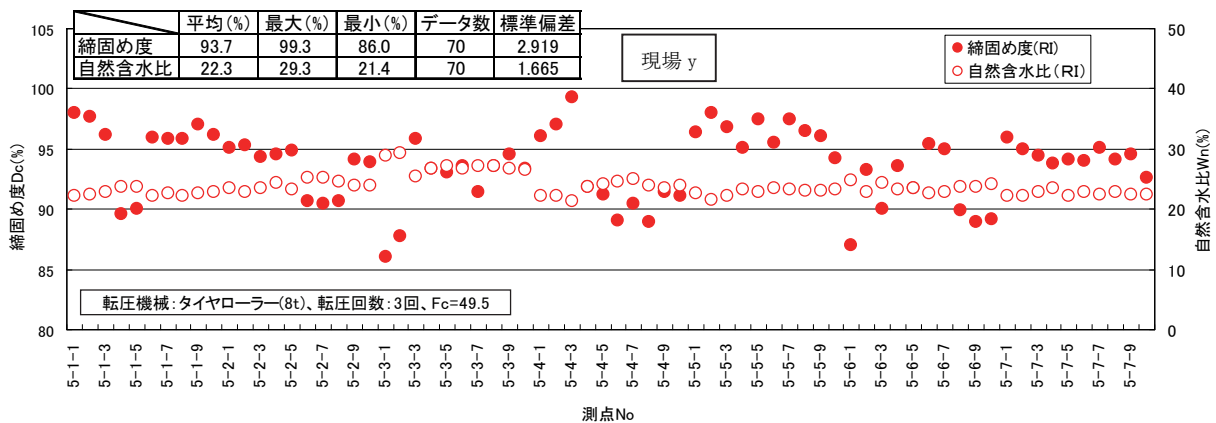


図-4.3 ある現場における測点ごとの締固め度と含水比

49.5%と高く、粘性土に近い砂質材料である。

図-4.3は、タイヤローラ(8t)で3回転圧されたある層において実施したRI計測によって得られた締固め度と自然含水比の結果で、締固め度の頻度分布を整理したものを図-4.4に示す。なお測点Noは図-4.5を参照されたい。これらの図より全ての測点で締固め度は85%以上となっていることが確認でき、平均で93.7%と比較的高い締固め度を得ている。しかし同時にばらつきが生じていることも確認でき、最大の締固め度は99.3%、最小の締固め度は86.0%となっている。

図-4.6は図-4.3で示したデータをもとに含水比と乾燥密度の関係を整理したものである。図-4.3中にはA-c法で実施した締固め試験によって得られた締固め曲線も記している。この図より、原位置で得られた締固め度は含水比が高いほど低下する傾向が見受けられる。このことは締固め度がばらついた原因の一つとして、施工時の含水比が影響していることを示唆している。また、この原因以外にも締固め度がばらつきが生じた原因として、土質、転圧機械、転圧回数などの影響も考えられるが、現段階では判断はできない。

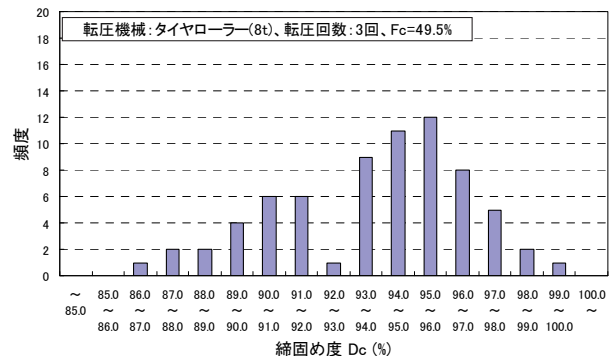


図-4.4 締固め度の頻度分布

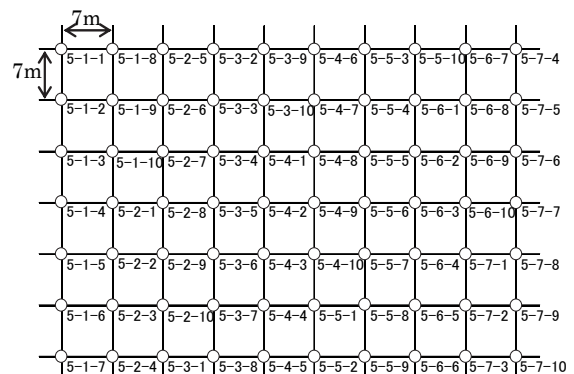


図-4.5 測点箇所

4. 3 見かけの締固め度と真の締固め度

現場における締固め度、含水比、盛土材料および施工の面的なばらつき、土質や含水比の違いが締固め度に与える影響を検討するため、現場調査として、RI 計器による密度管理を1現場あたり1500m²に30点を標準として行った。

実際の土工現場では、ある区間の土が均一だと仮定し、当該区間を代表する土試料から得られた最大乾燥密度を基に当該区間の締固め度を算出し締固め管理を行っているが、実際の土工現場で使用される土は均一ではなく、最大乾燥密度を求める代表試料と密度管理を行う地点の土質が異なる可能性がある。このため、ここで得られた現場締固め度は、締固め程度のばらつきに加え、土試料のばらつきも含んでおり、「見かけの締固め度¹²⁾」と呼ぶことができる(図-4.7)。一方で、現場乾燥密度を計測した箇所から得られた最大乾燥密度を用いてそれぞれの地点の締固め度を算出すれば、これは土試料のばらつきの影響がない「真の締固め度¹²⁾」(図-4.7)と呼ぶことができる。そこで、「真の締固め度」の分布を把握することにより、実際の土工現場における締固め程度の面的なばらつきを検査することができる。本調査では、上記に加え、RI 計器による密度測定箇所のうち10点から盛土材料を採取し、室内で締固め試験を行いそれぞれの箇所の最大乾燥密度を算出した。なお、締固め試験はA-a 法を標準としたが、大きな礫を含んでいるような場合はB-a 法で試験を行った。

4. 4 土質ごとの締固め度のバラツキ

図-4.8は、砂質土Iに分類される盛土材料を使用する2箇所の現場において、盛土材料の締固め曲線と見かけの締固め度および真の締固め度と現場密度測定箇所の含水比の関係をプロットしたものである。細粒分含有率 F_c が比較的低く、礫の混入率が高い砂質土Iでは、実施工における現場締固め度、施工時の含水比 w ともに地点毎にばらつきが多いことが分かる。一方、図-4.9は砂質土IIに関して、同様に盛土材料の締固め曲線と現場データをプロットしたものである。実施工におけるデータは最適含水比より湿潤側において室内で得られた締固め曲線に沿って分布しており、施工時の w が D_c に大きく影響していることが分かる。すなわち、含水比が高い場合には w の増加に伴い D_c が低下することを意味しており、図-4.9に示すとおり、一般に F_c が高い盛土材料は自然含水比が最適含水比よりも高い傾向にあるため、このような材料では施工時の w の管理が非常に重要になってくる。

次に、図-4.8(下図)、図-4.9(下図)に示した図を用いて、真の締固め度と見かけの締固め度を比較する。両者の差は、砂質土I、砂質土IIという土質分類に関係なく、比較的大きい現場もあれば(最大で±5%程度)、比較

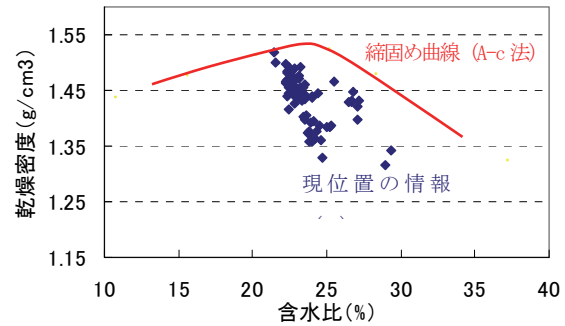


図-4.6 原位置における含水比と乾燥密度の関係

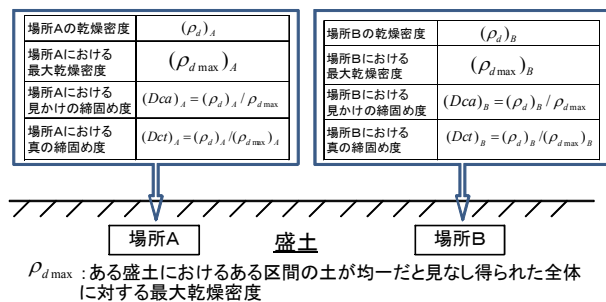


図-4.7 見かけの締固め度と真の締固め度

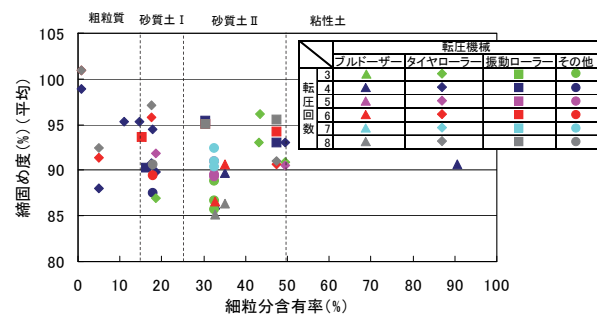
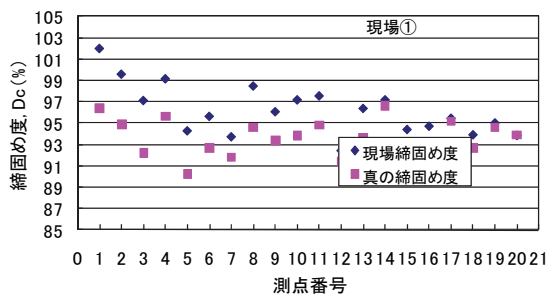
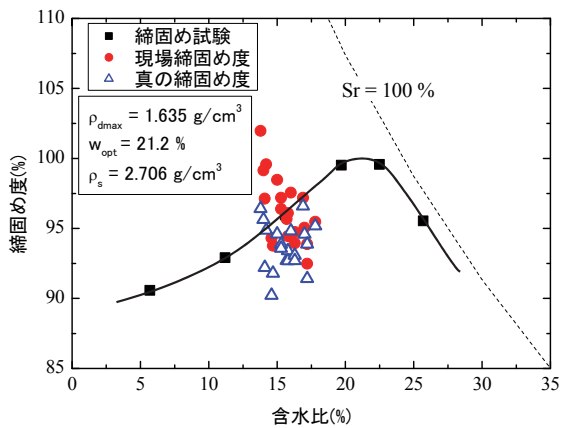


図-4.10 細粒分含有率と締固め度の関係

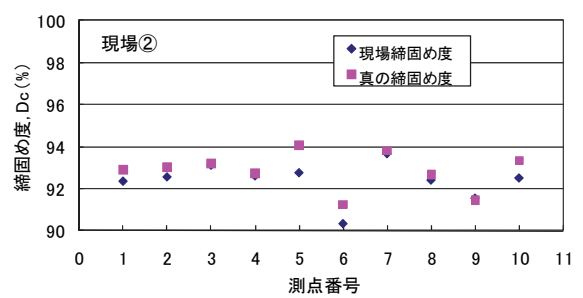
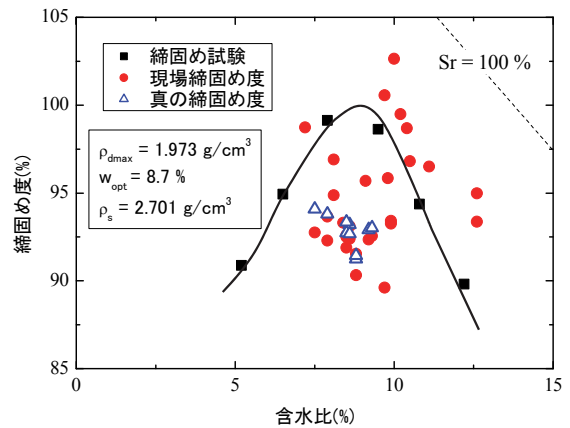
的小さい現場(±1%程度)もある。実施工で締固め管理に用いる基準となる最大乾燥密度は、締固め試験の方法や代表試料の選び方等により大きく変化し、それに伴い見かけの締固め度も変動する。真の締固め度と見かけの締固め度の差が比較的大きいことは盛土材料が変化していることを意味しており、今後、締固め管理に用いる基準最大乾燥密度を求める際の頻度について検討していく必要がある。

図-4.10は、これらの現場調査(計18現場)における F_c と D_c の関係を転圧機械と転圧回数毎にプロットしたものである。転圧機械によってその傾向は異なるが、同図から、 F_c が低い盛土材料は転圧回数の増加により高い D_c が得られている。この結果は、過転圧が生じない盛土材料であれば転圧回数を増やすことにより D_c も増加することを示している。一方で、 F_c が高い盛土材料はある

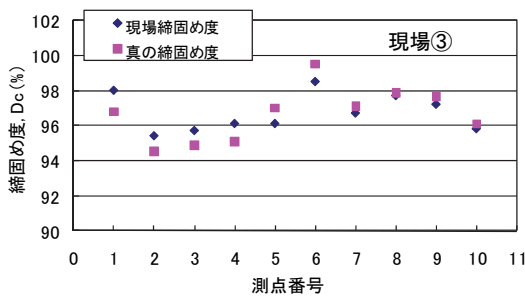
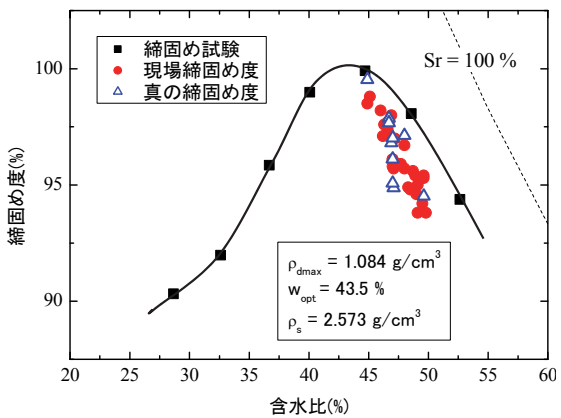
現場① (砂質土 I、 $F_c=18.8\%$ 、 $IP=20.7$)
 転圧：振動ローラ (12t) 6回、礫混入率:74.1%



現場② (砂質土 I、 $F_c=17.8\%$ 、 $IP=8.6$)
 転圧：コンバインドローラ (4t) 8回、礫混入率:45.3%



現場③ (砂質土 II、 $F_c=43.4\%$ 、 $IP=NP$)
 転圧：タイヤローラ (3t) 3回、礫混入率:11.8%



現場④ (砂質土 II、 $F_c=35.0\%$ 、 $IP=5.4$)
 転圧：ブルドーザ (21t) 4回、礫混入率:0%

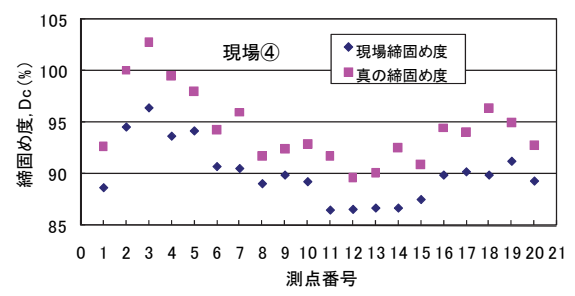
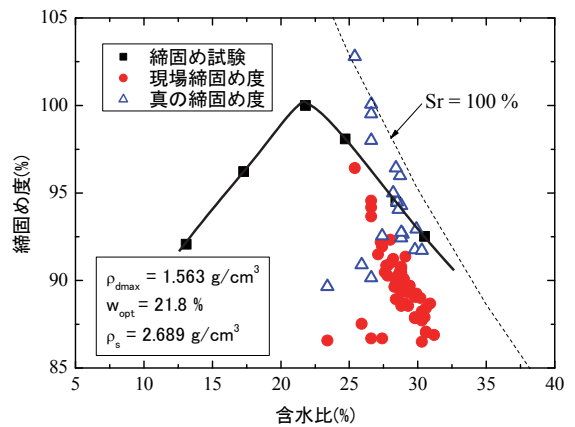


図-4.9 現場③・④ (砂質土 II) における締固め曲線と実施工データの比較 (上図)
 真の締固め度と見かけの締固め度 (下図)

所定の転圧回数を超えると過転圧が発生し、 D_c が低下するものもあった。また、同じ転圧機械、転圧回数で比較すると、 F_c が低い盛土材料は F_c が高い盛土材料よりも相対的に D_c が高い傾向にある。

5. 新たな締固め管理基準値および空気間隙率管理基準値の提案

5. 1 締固めおよび空気間隙率管理基準値の検討

2. に記述した調査結果の詳細を示す。河川土工マニュアル¹⁾に示されている管理基準値に則して考察を加える。河川土工マニュアル¹⁾では、土質を表-5.1のように細粒分含有率 F_c で分類し、管理基準値として粗粒質土および砂質土 I は締固め度 90%以上、砂質土 II は空気間隙率 15%以下、粘性土は空気間隙率 2%以上 10%以下または飽和度 85%以上 95%以下としている。以下、本調査において入手したデータで、締固め度 D_c 90%未満の現場に着目し議論を進める。

D_c 90%未満かつその築堤材の F_c が判別できるデータを抽出し (件数 48)、その土質を河川土工マニュアルの分類に従い整理したのが図-5.1である。半数以上は粗粒質か砂質土 I に分類され、比較的粗粒な材料が使用されていることがわかる。さらにその粗粒質、砂質土 I を使用した試験施工結果を整理したのが図-5.2である。図-5.2より D_c にピークが現れ転圧回数を増加させても D_c の上昇が見られないケースもあるが、10件中8件で転圧回数を増加もしくは適切な回数を転圧することで D_c 90%以上に到達していることが確認できる。 D_c 90%以上を得られていない2ケースや、かろうじて D_c 90%を満足したケースは、施工含水比がやや高いケース、築堤材選定時の含水比と施工時の含水比が大きく異なるなど土質の変化が生じていた可能性が考えられるケースであった。このことは、土質に応じ、適切に含水比を設定することで、比較的粗粒な材料では基本的に D_c 90%以上の確保は可能であることを示している。

次いで、得られた D_c が 90%未満でその土質が砂質土 II、粘性土であったケースに着目する。これらの土質は、転圧回数を増やしても顕著な D_c の増加が見られない、そもそも高い D_c が得られない¹²⁾ など施工上問題となることが多い。そこでこれらの土質に対しては、河川土工マニュアルでは I_a 管理を導入している。図-5.3は、 D_c 90%未満であった砂質土 II、粘性土の河川土工マニュアルにおける I_a 管理基準の上限値を境界とした割合を示している。図より、限られたデータ数ではあるがいずれの土質も半数程その基準より高い I_a となっている。そ

表-5.1 土質分類 (河川土工マニュアル)

粗粒質	砂質土 I	砂質土 II	粘性土
$F_c < 15\%$	$15\% \leq F_c < 25\%$	$25\% \leq F_c < 50\%$	$50\% \leq F_c$

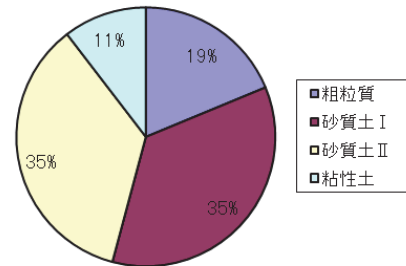


図-5.1 D_c 90%未満であった現場の土質分類 (河川土工マニュアルの土質分類による)

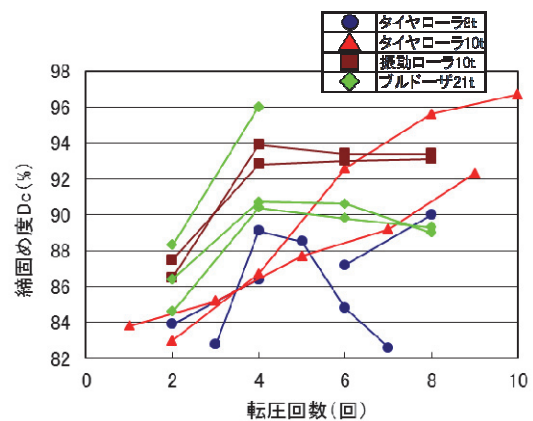


図-5.2 粗粒質・砂質土 I の D_c と転圧回数

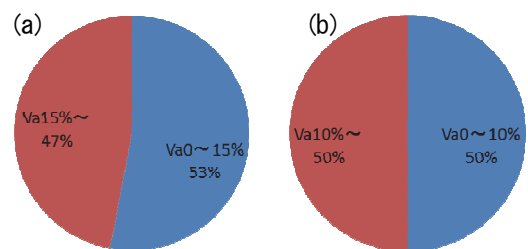


図-5.3 (a) D_c 90%未満の砂質土 II、(b) 粘性土の I_a

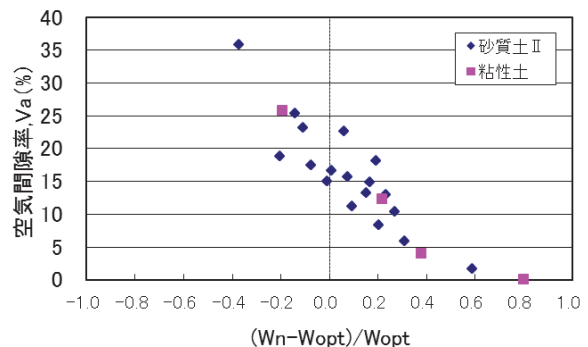


図-5.4 D_c 90%未満の砂質土 II・粘性土の I_a と含水比

これらの Va と含水比の関係を図-5.4 に示す。横軸は施工時の含水比 Wn と最適含水比 $Wopt$ の差を $Wopt$ で除した値である。図-5.4 より Va の定義上当然だが、含水比が高くなるほど Va が小さくなり、 Wn が $Wopt$ より2割ほど高くなると Va 管理基準を満足するような傾向が見受けられる。 Dc 管理が可能な場合その管理を許容しているため、適切な含水比のもと施工すれば、これら比較的細かい土質でも、河川土工マニュアルにおける Dc 、 Va 管理基準を満足することは可能と思われる。

ただし、そもそも Va 管理基準は、通常の施工によって得られた Va の実績から設定されているのが現状である。 Va 管理の目的は、締め固めた土の強度、変形特性を考慮しつつ浸水に対する土の性質の恒久性の確保（浸水に伴う強度低下、体積収縮（コラプス）の防止等）を目的としているが、まだ不明瞭な点も多く、今後更なる検討が必要と考える。

5.2 RI計器による密度管理基準値の検討

次いでRI計器を用いた密度管理に関して考察する。

RI計器を用いた場合その締め固め度管理基準は現行では平均 $Dc90\%$ 以上である。この平均 90% 以上を目標とした場合、実際にどの程度の Dc が得られているか、改訂にあたり管理基準としてどの値が妥当かを検討した。そこでここではNEXCOで用いられているRI管理基準値 $Dc92\%$ を指標として議論する。

図-5.4は、各管理単位において得られた Dc の頻度分布である。先に $Dc92\%$ 以上が大半を占めていることを示したが、その内訳をみると 90% 台後半の割合が高いことがわかる。また同一箇所においてRIによる計測および砂置換による計測が実施された現場の結果を整理したものが図-5.5である。特異な点もあるが比較的良い相関が確認できる。ただし各現場でみると縦に延びている傾向があることからRI計測の方が結果のバラツキが大きいことも見て取れる。

これらの結果より、今後継続的な検討が必要であると考えるが、砂置換による締め固め管理基準値を5%上昇させ

ること、RI計器の結果のばらつき、を考慮し現段階でRI計器による管理基準値を2%上昇させ平均92%とすることは、実現性、盛土の質の向上等の観点から妥当と思われる。

5.3 新たな締め固め管理基準値および空気間隙率管理基準値

今回河川土工現場における一連の調査結果より、現段階で締め固め度管理基準を現状より上昇させることは可能であるとの結論を得た。提案する新たな締め固め度（空気間隙率）管理基準値を表-5.2にまとめる。

ただし、空気間隙率管理基準値に関しては、空気間隙

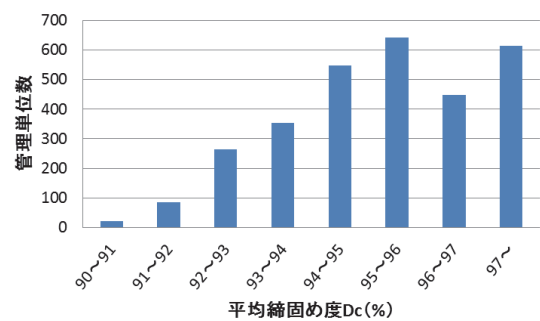


図-5.4 締め固めの頻度 (RI計器)

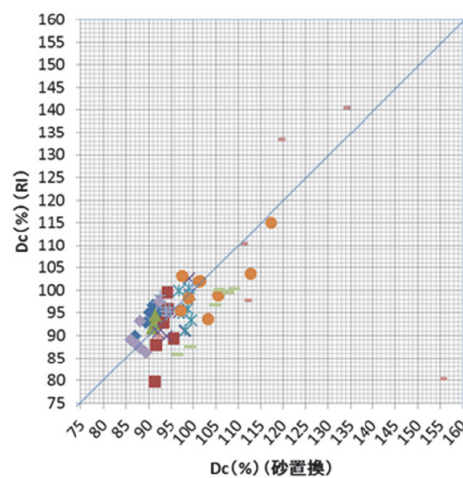


図-5.5 RI計器と砂置換による計測結果の比較

表-5.2 提案した河川土工における新たな管理基準値

土質分類	管理基準値		空気間隙率 Va	飽和度 Sr	施工含水比
	締め固め度 Dc	砂置換法			
粗粒質 ($Fc < 15\%$)	90%以上	平均92%以上	—	—	(※2)
砂質土 I ($15\% \leq Fc < 25\%$)	— (※1)	—	15%以下	—	
砂質土 II ($25\% \leq Fc < 50\%$)	— (※1)	—	2%以上10%以下	85%以上90%以下	
粘性土 ($50\% \leq Fc$)	— (※1)	—	—	—	—

※1：締め固め管理が可能な場合は砂質土（粗粒質及び砂質土 I）の基準を適用可

※2：締め固め曲線において目標となる締め固め度が得られ、かつトラフィカビリティーが得られる含水比

率で管理された盛土の力学的・工学的意味が不明瞭なところもあるため、今後更なる検討が必要であり、現段階では河川土工マニュアルの基準値を採用することが妥当と思われる。

6. 締固め度と盛土自体の液状化

6. 1 東日本大震災の被災事例

東日本大震災では、国道45号宮城県石巻市鹿又の軟弱地盤上の平地部盛土ですべり崩壊が発生した(写真-6.1)。被災後の調査によると、当該箇所の基礎地盤の粘性土が圧密した結果、サンドマット層および盛土が基礎地盤にめり込んでおり、盛土内に水位が確認された。周辺の未崩壊箇所と比較すると、崩壊区間の基礎地盤は窪んだ地形で、厚いサンドマット層が盛土下に確認された。サンドマット層および地下水位以下の盛土底部 (GL-4.15~-5.15m) のFLは0.3~0.4程度と小さかった。これらの状況より、地下水位以下のサンドマット層および盛土底部の液状化により崩壊が発生したと考えられる。なお、本地震において、軟弱地盤上の河川堤防が堤体自体の液状化によって多数の被害が発生¹³⁾したが、本事例はこれらと同様のメカニズムと推定される。



写真-6.1 東北地方太平洋沖地震における国道45号宮城県石巻市鹿又の道路被災

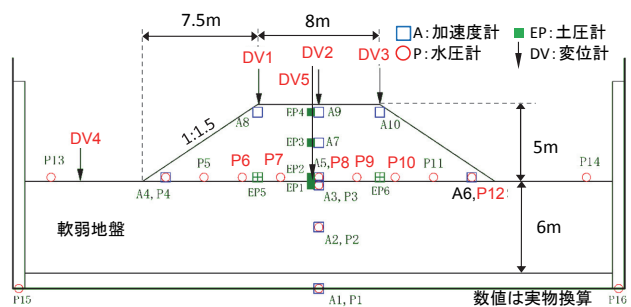


図-6.1 実験断面と計測器の配置

表-6.1 軟弱地盤 (左) と盛土材 (右) の物性値

含水比	Case2: 46% Case4: 61% Case5: 61%	土粒子密度	2.635 g/cm ³
土粒子密度	Case2: 2.619g/cm ³ Case4・5: 2.592g/cm ³	最大乾燥密度	1.723 g/cm ³
圧縮指数	Case2: 0.321 Case4・5: 0.419	最適含水比	16.9%
		有効応力に関する粘着力	Case2・4: 1.93kN/m ² Case5: 5.32kN/m ²
		有効応力に関するせん断抵抗角	Case2・4: 32.3° Case5: 30.4°

6. 2 動的遠心力模型実験の概要

実験断面と計測器の配置を図-6.1に、盛土および軟弱地盤の物性値を表-6.1、実験ケースの一覧を表-6.2に示す。表-6.2に示すように、Case2とCase4は、同じ締固め度85%であるが、軟弱地盤である基礎地盤への圧密沈下量が異なる。Case4とCase5は、締固め度をそれぞれ85%と90%とし、めり込み量がほぼ同程度になるようにした。盛土内の飽和厚は、各ケースで同一になるように試みたが、Case2の飽和域は若干厚くなった。図・表中および本文中の数値は、実物換算値で示す。

ここで、各ケースの圧密後(加振直前)の例として、図-6.2にCase4を示す。表-6.2に示す「めり込み量」とは、図-6.2の圧密沈下に伴う盛土の軟弱地盤へのめり込み量であり、水平地盤(DV4)と盛土底部(DV5)の差である。「飽和厚」は圧密後の盛土内の水位を指し、水圧計P6~P10の内の最大値および平均値を示す。

実験の手順は次の通りである。軟弱地盤を模した基礎地盤は、カオリンとPEATモスをCsse2は1:15、Case4・5は1:10(乾燥重量比)で混合した材料を用いた。Case2は初期含水比60%で、Case4・5は初期含水比90%で調整した。盛土載荷前に予圧密(Case2: 40kPa、Case4・5: 15kPa)を行った後、盛土を作製した。盛土の形状は、図

表-6.2 実験ケース一覧

No.	締固め度	めり込み量	飽和厚	予圧密	載荷速度
Case2	85%	28cm	80cm(max:119cm)	40kPa	1.25cm/day
Case4	85%	57cm	74cm(max:97cm)	15kPa	2.5cm/day
Case5	90%	43cm	72cm(max:99cm)	15kPa	2.5cm/day

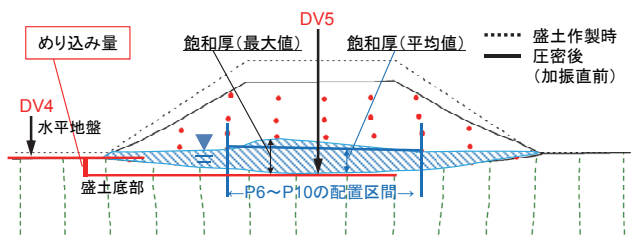


図-6.2 圧密後(加振直前)のCase4の状況

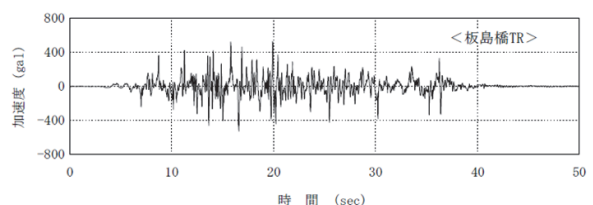


図-6.6 入力地震動: L2タイプ1地震動

-6.1に示す通りである。盛土は、カオリンとDLクレイを1:3(乾燥重量比)で混合し、最適含水比に調整した上で、所定の締固め度になるように作製した。盛土作製後、真空槽にてCO₂を充填し、盛土底面から1mを十分に飽和させた。このようにして模型を作製した後、プラットフォームに載せ、実施工に換算してCase2は1.25cm/dayの載荷速度で、Case4・5は2.5cm/dayの載荷速度で遠心加速度を上げ、いずれも50g(g:重力加速度)の遠心場で加振実験を行った。入力地震動は、道路橋示方書に示されるレベル2タイプI地震動・II種地盤(板島橋)の振幅を0.9倍にした波形を用いた(図-6.3)。

6.3 動的遠心力模型実験の結果

6.3.1 盛土の鉛直変位と過剰間隙水圧比

加振後の状況について、図-6.4に変状の大きかったCase4と変状の小さかったCase5を図-6.5に各ケースののり肩(DV1,DV3)および天端中央(DV2)の鉛直変位を示す。図-6.4に示すように、Case4は加振によって大きく変状し、鉛直変位は1.2m~2.95mまでに達し、ほぼ原型を留めないほど変状した。一方、Case2の鉛直変位は0.34~0.67m程度と小さかった。Case5も、鉛直変位は0.25~0.41m程度と小さかったが、図-6.4に示すように、深い亀裂も見られた。ここでは示していないが、Case2もCase5と同様であった。

図-6.6に各ケースの過剰間隙水圧比(のり尻部:P12、のり肩下部:P10、天端中央下部:P8)を示す。上載圧は、加振直前の盛土内水位を考慮して、土かぶり厚から求めた。変形の大きかったCase4は、のり尻部で大きく水圧が上がり、のり肩下部は大きく乱れた。変状の小さかったCase2もCase5ののり尻部の水圧は、Case4に比べて小さかったが、盛土底部の過剰間隙水圧比は上昇した。特にCase5は、過剰間隙水圧比が1に達しており、盛土底部は完全に液状化していたと推測される。

6.3.2 盛土の鉛直変位と過剰間隙水圧比

圧密前後における盛土の密度変化の推測を行った。盛土内の標点を目印に、高さごとに4層に分割し、圧密前の各層の面積(S1)と圧密後の面積(S2)求めた。盛土を4層に分割(層①:盛土底面から3~4m・平均高さ3.5m、層②:同2~3m・2.5m、層③:同1~2m・1.5m、層④:同0~1m・0.5m)し、その面積比(S2/S1)を求め、層ごとの平均的な密度を求め、締固め度に換算したものを図-7に示す。S2は高速度カメラの画像から読み取りとったが、最下層のいくつかの標点が圧密により見えなくなり、読み取れなかったため最下層は省いた。

図-6.7より、圧密沈下の大きかったCase4の密度低下

が示唆され、圧密沈下が小さかったCase2の密度低下は、Case4より小さかった。Case5も密度低下は生じたものの、初期の締固め度を90%に上げていたため、3ケースの中で最も密度の高い状態での加振であった。そのため、Case5は盛土下部が液状化しても、繰返しせん断による変形が進行しにくく、変状が小さかったと推測される。圧密沈下による密度低下を含めた盛土の密度と加振に伴う変状の程度に関係性が見られた。

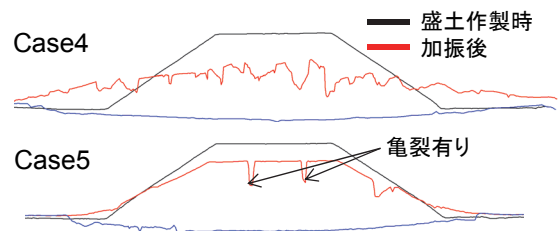


図-6.4 Case4・5の加振後の状況

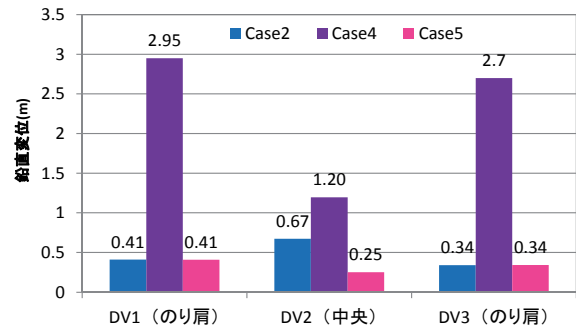


図-6.5 各ケースの鉛直変位

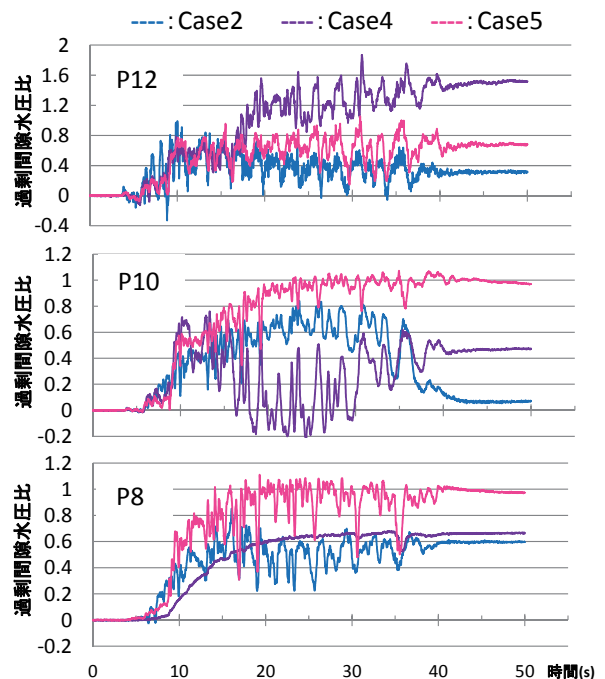


図-6.6 各ケースの過剰間隙水圧比

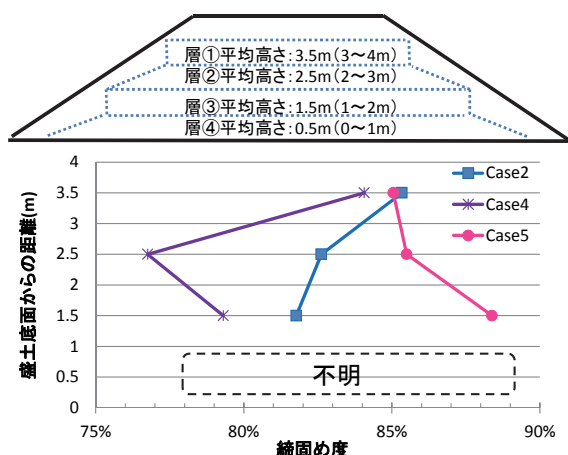


図-6.7 圧密沈下に伴う密度変化

7. まとめ

- (1) 締固め度 D_c がある値を超えると、非排水強度の方が排水強度よりも急激に大きくなる。この現象は、沢埋め盛土等の水の影響を受けやすく地震時に飽和状態にあることが想定される盛土で、地震時に非排水状態にある場合には、耐震性に対する締固めの意義はさらに大きくなることを示唆している。
- (2) 細粒分含有率の高低により締固め度と強度定数の関係が異なる傾向がある。細粒分含有率が高い盛土材料は締固め度の増加に伴う強度増加は見られなかった。
- (3) 締固め度を上げることにより、 F_c が比較的低い粗粒質や砂質土 I は強度増加、 F_c が比較的高い砂質土 II や粘性土は水密性の向上を確認した。
- (4) ある現場の試験施工結果より、転圧回数を増加させることで締固め度が上昇することを確認した。
- (5) ある現場における実際の締固め度を調査した結果、締固め度のばらつきを確認した。そのばらつきの原因の一つに施工時の含水比の影響が考えられる。
- (6) 砂質土 I では現場締固め度と含水比にはさほど相関がないのに対して、砂質土 II では施工時の含水比が締固め度に大きく影響した。一般に細粒分含有率が高い盛土材料は自然含水比が最適含水比よりも高い傾向にあるため、施工時の含水比の管理が非常に重要になる。
- (7) 真の締固め度と見かけの締固め度の差が比較的大きい現場を確認した。今後、締固め管理に用いる基準最大乾燥密度を求める際の頻度について検討していく必要がある。
- (8) 細粒分含有率が低い盛土材料では転圧回数の増加により高い締固め度が得られるが、細粒分含有率が高い盛土材料ではある所定の転圧回数を超えると過転圧が発生し締固め度が低下するものもあった。

(9) 軟弱地盤上の道路盛土の液状化について、動的遠心力模型実験で検討を行った。圧密沈下に伴う盛土の密度低下と盛土の地震時変形に相関がみられた。地震時変形を抑制するには、盛土内の排水と十分な締固めを確保することに加え、圧密沈下に伴う盛土のゆるみ防止の重要性が示唆された。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所 機械施工部 土質研究室：盛土構造物の崩壊と対策に関する研究、土木研究所資料第 2017 号、1983。
- 2) 大川寛, 杉田秀樹, 佐々木哲也, 水橋正典：山岳道路盛土の耐震対策に関する動的遠心模型実験, 第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集, 2007。
- 3) 松尾修：道路盛土・河川堤防の設計と締固め、基礎工、7月号、pp.172-175、2009。
- 4) 山木正彦, 石原雅規, 佐々木哲也：河川堤防の締固め度の現況と締固め度管理基準値に関する考察 48 回地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-R), 2013
- 5) 山木正彦, 森啓年, 佐々木哲也, 榎本忠夫：細粒分含有率に着目した締固めによるせん断強度向上および透水係数低下に関する調査：46 回地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-R), 2011。
- 6) 榎本忠夫, 山木正彦, 森啓年, 佐々木哲也：土質と含水比の締固め度に与える影響に関する現地調査, 第 46 回地盤工学研究発表会発表講演集 (CD-R), 2011。
- 7) 国土交通省 HP：土工工事施工管理基準値及び規格値(案) (http://www.mlit.go.jp/tec/sekisan/sekou/pdf/250329kouji_sekoukanrikijun01.pdf), 2013
- 8) 梶取真一, 佐々木哲也, 石原雅規, 宮武裕昭, 藤田智弘：軟弱地盤上の道路盛土の地震時変形に関する遠心力模型実験, 第 49 回地盤工学研究発表会発表講演集 (投稿中), 2014。
- 9) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, 2009。
- 10) 龍岡文夫：盛土の締固め管理と設計の共働の必要性, 基礎工, 7月号, pp.32-39, 2009。
- 11) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル, 2009。
- 12) 山木正彦, 佐々木哲也：土工における空気間隙率管理に関する一考察, 第 47 回地盤工学研究発表会発表講演集, (CD-R), 2012。
- 13) 財団法人国土技術研究センター：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について (報告書), 平成 23 年 9 月

EFFECTIVE CONSTRUCTION AND QUALITY CONTROL FOR EARTH STRUCTURES

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2009-2013

Research Team : Soil Mechanics and Dynamics

Research Team

Author : TETSUYA Sasaki

MASANORI Ishihara

SHINICHI Kajitori

Abstract : Fill soil compaction construction and a technological standard are provided. However, the disasters etc. such as earthquakes and downpours and trouble by the passing age occur. These are thought for the problem to exist in neither an appropriate grasp nor a weak part of the quality being understood. Further, by the Great East Japan Earthquake, damage caused by liquefaction of embankment on soft ground was occurred.

The information was collected from the river earthwork spots all over the country for the purpose of the proposal of a new standard of quality control value, and arrangement and analysis were conducted. Using the embankment material a variety of different fine fraction content, was performed triaxial compaction test at soil compaction degree different. As a result, raising degree of compaction control standard to 90% clarified the possible thing, by introducing air content control standard in a soil property with comparatively high fine fraction content.

Key words : earthwork, soil compaction , air content, fine fraction content, soft ground