

密度勾配を考慮した道路盛土の安定評価と 品質管理基準に関する研究

益村公人¹・三浦清一²・三嶋信雄³

¹正会員 工修 日本道路公団試験研究所 道路研究部土工研究室 (〒194-8508 町田市忠生1-4-1)

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

³正会員 工博 川崎地質株式会社 技師長 (〒108-8337 東京都港区三田2-11-15)

高速道路盛土の設計・施工では、盛土全体の均一な締固めを前提とした層内の平均密度を管理することによりその健全性を保証している。しかしながら盛土施工の効率化を目的とした厚層締固めでは、層内の深さ方向に密度勾配が生じるため、盛土の安定・沈下に及ぼすこのことの影響を解明しその品質管理基準を確立する必要がある。本論文では、現場転圧試験結果の解析から密度勾配の実態をまず明らかにし、次いで厚層締固めによる盛土内の密度勾配の変化を現地試験盛土から詳しく検討した。さらに様々な密度勾配を考慮した盛土の安定解析および圧縮沈下特性から盛土内で生じる密度勾配の影響を定量化し、今までの設計・施工と同様な盛土パフォーマンスを発揮させる品質管理基準を提案している。

Key Words : earthfill, compaction, stability, quality control, density, heterogeneity

1. まえがき

わが国の高速道路における道路土工の歴史は、名神高速道路の建設に始まり約40年が経過した。特に盛土施工では、名神高速道路建設時の9年間で土工量約2,800万 m^3 が取り扱われ、締固め層厚20cm以下の薄層転圧により確実な施工が行われてきた。その後、東名・中央高速道路の建設では土工量約6,700万 m^3 を7年間という短期間での急速施工が余儀なくされたため、所定の盛土品質を確保した上で締固め層厚を30cm以下へと変更し、施工の効率化を図ってきた。

現在進められている第二東名・名神高速道路の盛土工では、現地発生材を極力有効に活用するため、これまでの高速道路では類の無い大規模な高盛土が計画されている。当然ながら、施工の効率化を図るため大型施工機械が導入され、月当りの掘削・運搬能力もこれまでの十数倍となってきた。そのため、この施工能力に応じた盛土締固め技術と大規模地震や豪雨などの外力にも耐え得る盛土品質が要求されている。

このような背景から筆者らは、盛土施工の効率化および高品質化を目的として、転圧力300kN級振動ローラ(以下「300VR」という)による盛土締固

め層の厚層化の検討を行っている。これまでの現場転圧試験から得た締固め層内の密度分布を詳細に調べた結果、盛土路体部については、締固め層厚60cmまでは所定の締固め密度が得られ、締固め層厚の厚層化は十分可能であることを確認している。一方層内の密度分布に関しては、上層で高く下層は低くなるような密度勾配が生じるとともに、その特性は材料、締固め層厚等の違いにより異なることが明らかにされている¹⁾。しかしながら、これまでの道路盛土の構築においては、このような締固め層内に生じる密度勾配が盛土の安定性や残留圧縮沈下に及ぼす影響を考慮した設計はなされていない。

本研究では、厚層締固めによる盛土においても、今までの設計・施工による盛土と同様なパフォーマンスを保証する品質管理基準を確立するため、密度勾配を有する盛土の安定性に関する評価・検討を進め、さらに盛土体の圧縮沈下特性を考慮し品質管理基準の提案を行った。具体的には、厚層締固めにより生じた密度勾配の盛土上載荷重の増加に対するその変化挙動を詳細に調べるため、盛土内の密度分布を2孔式RI計器により計測した。また、粗粒材料による締固め密度を変化させて実施した三軸圧縮試験より得たせん断強度特性に基づいて、密度勾配を考慮した盛土の安定解析を行った。厚層締固め

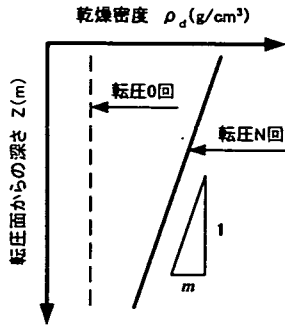


図-1 転圧締めによる層内密度分布の概念図

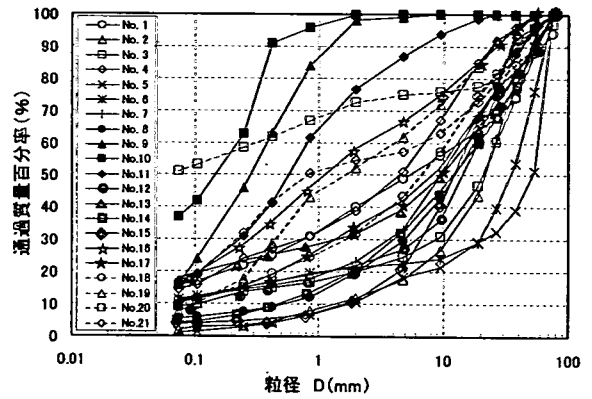


図-2 現場転圧試験に用いた材料の粒径加積曲線

表-1 現場転圧試験に用いた材料の物性値

材料 No.	地盤材料の工学的分類方法	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	最大乾燥密度 ^{※1} ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 ^{※1} w_{opt} (%)	自然含水比 w_n (%)	最大粒径 D_{max} (mm)	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒分含有率 F_c (%)	破碎率 ^{※2} (%)	スレーキング率 ^{※3} (%)	礫の吸水率 ^{※4} (%)
1	(GFS)	2.774	2.138	12.5	9.0	75	5.1	16	13.2	1.40	6.8
2	(G-S)	2.698	1.467	28.3	29.3	75	20.0	2	-	37.4	17.5
3	(GS-F)	2.684	2.108	8.9	6.3	75	20.0	9.3	2.1	0.4	1.2
4	(GS-F)	2.655	2.024	9.5	10.2	53	4.30	14.5	-	-	-
5	(G-S)	2.636	1.883	12.2	9.5	75	50.0	1.2	21.1	1.2	3
6	(GS-F)	2.670	1.508	26.2	24.3	75	32.0	11.5	39.8	53.3	18.2
7	(GS-F)	2.693	1.948	12.5	8.7	53	9.30	11	9.1	17.5	4.5
8	(GS-F)	2.720	1.814	14.9	12.5	75	11.0	5.6	41.5	60.7	7.9
9	(SF)	2.660	1.644	14.4	13.5	9.5	0.28	16	-	-	-
10	(SF)	2.511	1.114	41.8	30.7	4.75	0.13	37	-	-	-
11	(SFG)	2.453	1.213	29.4	24.8	26.5	0.55	16.9	-	-	-
12	(GS-F)	2.682	2.086	7.7	2.4	75	13.0	10.8	6.2	1.4	3.2
13	(GFS)	2.727	2.056	9.4	7.5	75	9.3	18.1	8.6	3.3	2.6
14	(GS)	2.679	2.101	8.2	4.1	75	11.0	4.4	30.8	4.9	1.1
15	(G-S)	2.740	1.907	10.3	3.7	75	11.0	3.9	24.9	4	3.5
16	(SFG)	2.688	1.964	12.1	8.1	53	1.1	17.8	35.9	7.3	2.4
17	(GS-F)	2.700	2.158	7.0	7.4	75	8.0	10.5	37.1	40	1.9
18	(GS-F)	2.667	2.116	8.6	3.8	75	6.6	11.0	34.1	33.6	2.1
19	(SG-F)	2.670	1.707	13.9	14.6	53	1.6	7.7	11.9	1.3	8.3
20	(CL)	2.684	1.555	23.2	22.1	75	0.08	51.0	5.95	3.14	7.5
21	(GFS)	2.696	1.782	15.7	12.1	75	0.85	16.3	37.2	88.8	2.2

※1: JIS A 1210(B法), ※2: JHS 109, ※3: JHS 110, ※4: JHS 108

により構築された盛土内の密度分布の結果から、施工初期に生じた密度勾配の盛土工の進行にともなう変化は認められず、同様な密度勾配を有したまま密度が増加すること、また安定解析から、このような密度勾配の違いが盛土の安定性に及ぼす影響が定量的に示された。本文では特に、これらの事実を考慮した厚層締めによる盛土の締め管理基準について議論している。

2. 現場締めにおける密度勾配の実態と盛土構築による層内密度勾配の変化

(1) 現場締めにおける密度勾配の実態

転圧機械による盛土締めでは、転圧面から作用する締めエネルギーが下層部に向かって減衰す

るため、層内の密度は図-1に示すように上層は高く下層で低くなる傾向が生じ、均質的な締め状態とはならない。本論では、これを密度勾配と称している。密度勾配は締め機械、締め層厚および材料の特性等により様々な様相を呈する¹⁾。

そこで、厚層締めにより生じる密度勾配を詳細に調べるために、日本全国18箇所の高速道路建設現場の計21材料について現場転圧試験を実施した。転圧試験に使用した材料の物性を表-1に、粒径加積曲線を図-2に示す。試験仕様は試験ヤードが幅20m×延長30m、締め機械300VR、締め層厚60cm、転圧回数は0~16回である。また層内密度は、2孔式RI計器により所定の転圧回数完了時に各ヤード3箇所で測定されている。

図-3は、転圧回数Nと層内の密度分布から求めた密度勾配mの関係を地盤材料の工学的分類方

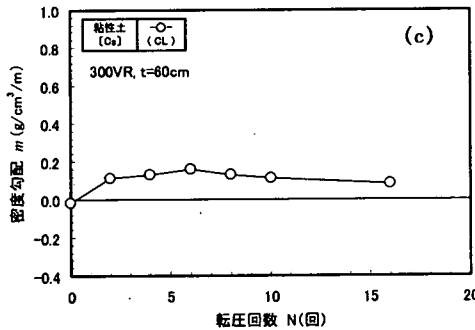
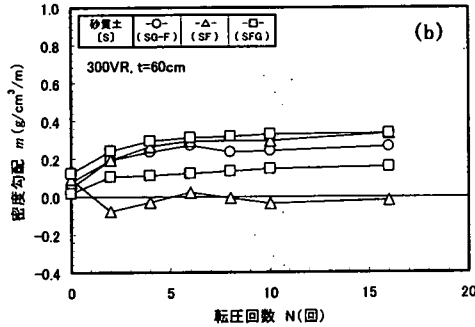
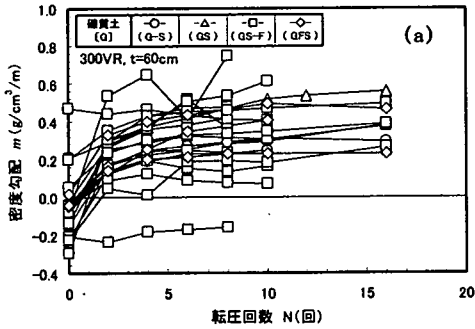


図-3 転圧回数の増加に伴う密度勾配の変化
(a) 礫質土, (b) 砂質土, (c) 粘性土

法 (JGS 0051-2000) における大分類で区分したものである。ここで密度勾配 m とは、層内の密度分布を直線近似し、深さ方向に対する乾燥密度の変化割合と定義している (図-1 参照)。なお 2 孔式 RI 計器では、計器の仕様上湿潤密度の測定となるため、乾燥密度の算定にあたっては同時に併用した表面透過型 RI 計器による各締固め上層部 (0~30cm) の水分量測定結果を用いている。

図から、いずれの材料区分においても転圧回数の増加に伴い密度勾配は増加傾向を示すが、ある転圧回数からは収束する傾向になっていることがわかる。また、その収束値は礫質土で $m \approx -0.2 \sim$

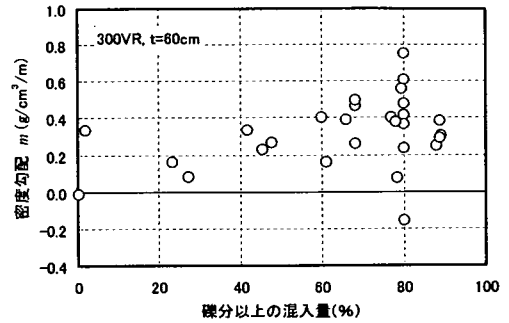


図-4 礫分以上の混入量の違いによる密度勾配の変化

$0.8 \text{ g/cm}^3/\text{m}$, 砂質土で $m \approx 0 \sim 0.3 \text{ g/cm}^3/\text{m}$, 粘性土では $m \approx 0.1 \text{ g/cm}^3/\text{m}$ の範囲を示している。

図-3 (a) に示す礫質土では、密度勾配は特に大きな値を示すが、これは粒度特性上、粗粒分の占める割合が多く締固め下層部へ伝達される締固めエネルギーよりも粒子間のインターロッキング効果が卓越するため、上層部付近のような密度増加が期待できないことによるものと考えられる。また図中では、転圧回数によらず密度勾配はまき出し時 (転圧 0 回) と変化しないものもある。これは硬質な岩石質材料であり、全層において粒子間のインターロッキングが強いため、転圧締固めによらず、まき出し時において密度分布が決定されるパターンである。このような粗粒分が密度勾配の変化に及ぼす影響を詳しく調べるため、図-4 に礫分以上の混入量と最終転圧時の密度勾配の関係性を全データについて整理してみた。図から明らかのように、礫分以上の混入量が増加するに伴い密度勾配も増加する傾向にあり、特に 60% 以上の混入量では粒子間のインターロッキング効果が強く、そのバラツキも大きくなるようである。

一方図-3 (b) に示す砂質土では、砂分が主体であるため下層部まで締固めエネルギーの伝達は容易であり、密度勾配も礫質土ほど大きな値を示さない。また図中では、転圧 2 回以降で密度勾配は減少し、 $m \approx 0 \text{ g/cm}^3/\text{m}$ に収束するパターンもある。これは自然含水比が相当な湿潤側にあり、転圧 2 回程度の締固めで層内はほぼ飽和状態となるためであり、それ以降の転圧ではウェーピングが発生し、オーバーコンパクションに伴う締固め機械のトラフィカビリティの低下が確認されている。同様に図-3 (c) に示す粘性土の場合でも細粒分が主体の粒度構成になっているため、転圧 2 回以降で層内はほぼ飽和状態となり転圧の進行に伴う密度勾配の増加は認められない。

表-2 試験盛土に用いた材料の物性値

分類	地盤材料の工学的分類		砂質土	礫質土
			(SG-F)	(GS-F)(G-FS)(GS)(GFS)
一般	土粒子の密度 ρ_s	(g/cm ³)	2.649~2.67	2.528~2.71
	自然含水比 w_n	(%)	33.3~64.7	23.1~41.7
	液性限界 w_L (2~75mm)	(%)	15.2~32.6	57.7~83.2
粒度組成	砂分 (75μm~2mm)	(%)	61.6~78.9	12.2~29.4
	シルト分 (5μm~75μm)	(%)	5.8~8.8	4~12.9
	粘土分 (~5μm)	(%)	0~3.7	0~5.7
	最大粒径 D_{max}	(mm)	19~28.5	37.5~105
	均等係数 U_c		4.8~11.4	47.1~532
コンクリート特性	液性限界 w_L	(%)	NP	62.7~77.5, NP.
	塑性限界 w_p	(%)	NP	29.8~40.3, NP.
	塑性指数 I_p		-	22.4~43.4
締固め特性	最大乾燥密度 ^{※1} ρ_{dmax}	(g/cm ³)	0.87~1.27	1.21~1.38
	最適含水比 ^{※1} w_{opt}	(%)	29~58	28~34
岩石試験	岩のスレーキング率 ^{※2}	(%)	-	11.2~71
	岩の破碎率 ^{※2}	(%)	-	24.3~81
	塊の積比重 ^{※3} G_s		-	1.232~1.528
	塊の吸水率 ^{※4} w_s	(%)	-	24.3~43

※1: JIS A 1210(B法), ※2: JHS 110, ※3: JHS 109, ※4: JHS 108

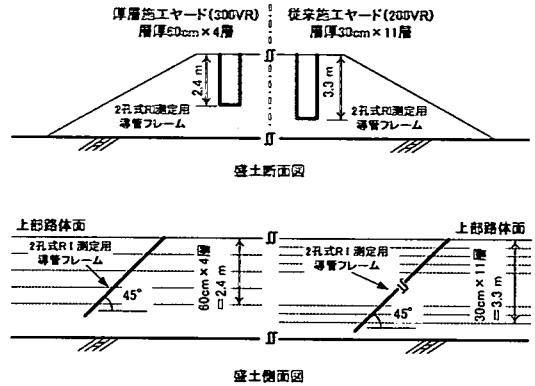


図-5 盛土内の密度分布測定のご概念図

表-3 試験盛土における現場締固め仕様と密度測定の一覧

密度測定ヤード(2孔式RI計器)	砂質土			礫質土		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
締固め機械	300VR	300VR	200VR	300VR	300VR	200VR
締固め層厚	60cm	60cm	30cm	60cm	60cm	30cm
規定転圧回数	4回	4回	6回	10回	10回	8回
第1回計測	転圧層	2層目	1層目	5層目	3層目	1層目
	計測層(転圧回数)	1~2層(0,4)	1層目(0,4)	4~5層(0) 1~5層(6)	3層(0) 1層(0,10)	2~4層(0) 1~4層(8)
第2回計測	転圧層	4層目	4層目	11層目	4層目	4層目
	計測層(転圧回数)	3~4層(0) 1~4層(4)	4層(0) 1~4層(4)	10~11層(0) 1~11層(6)	3~4層(0) 1~4層(10)	3~4層(0) 1~4層(10)

(2) 盛土構築による層内密度勾配の変化

現場転圧試験から、厚層締固めによる密度分布には様々な密度勾配が生じることを確認した。また盛土の安定を支配する土のせん断強度は、締固め密度に大きく依存することから、特に密度勾配が生じている締固め層内ではせん断強度も一様とはならないと考えられる。

このことから、厚層締固めによる盛土の安定評価を行うためには、盛土完了後における層内の密度勾配の変化を把握する必要がある。そこで現地試験盛土を実施し、盛土施工の経過に伴う層内の密度分布を調べることにした。

a) 試験盛土の概要

試験盛土は、北海道横断自動車道千歳 JCT と千歳東 IC 間の高速道路本線の盛土路体部で実施された。盛土施工は、締固め機械 300VR による締固め層厚 60cm の厚層化施工と締固め機械 200VR による締固め層厚 30cm の従来施工を実施し、施工経過に伴う層内の密度分布の変化を調べた。使用した盛土材料は砂質土および礫質土の 2 種類であり、その物性値を表-2 に示す。盛土規模は、厚層化施工ヤードで延長 L=320m (砂質土;200m, 礫質土;120m)、盛土高さ H=2.4m (60cm x 4 層)、従来施工ヤードでは延

長 L=120m (砂質土, 礫質土;60m)、盛土高さ H=3.3m (30cm x 11 層) である。

盛土内の密度分布測定は、2 孔式 RI 計器により厚層施工ヤード 2 箇所、従来施工ヤード 1 箇所の計 3 箇所で行い、盛土施工の初期および後期で計 2 回実施している。密度測定用の導管フレームは、各層のまき出し時に埋設し、盛土の立ち上げ毎に前層の密度も連続測定できるようにフレームを連結させている。また各層の締固め管理は、表面透過型 RI 計器により実施した。図-5 には埋設した導管フレームの概念図、表-3 には現場締固め仕様および密度測定の一覧を示した。

b) 測定結果

図-6 および図-7 には、施工経過に伴う盛土内の密度分布の変化を締固め度により整理した。ここで締固め度 D_c とは、室内突固め固め試験 (JIS A 1210 B 法) により求められた最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対する現場乾燥密度 ρ_d の比を百分率で示す指標である。なお図の層順は、試験盛土各層の最深部から 1 層目、2 層目と称し、厚層施工では 4 層目まで、従来施工では 11 層目まで示した。

まず、図-6 に示す厚層施工による締固め層内の転圧締固め時の密度分布を考察する。各測定ヤード

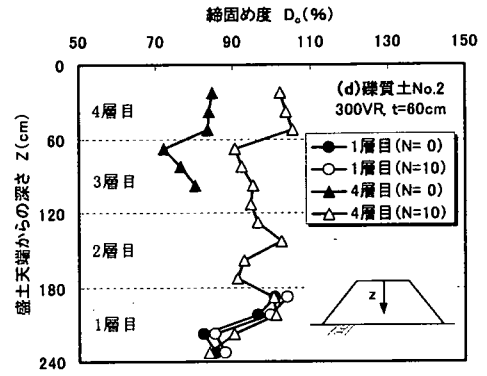
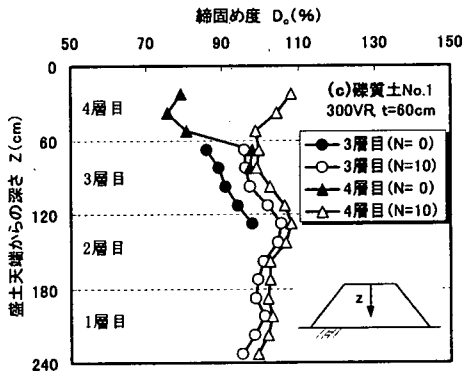
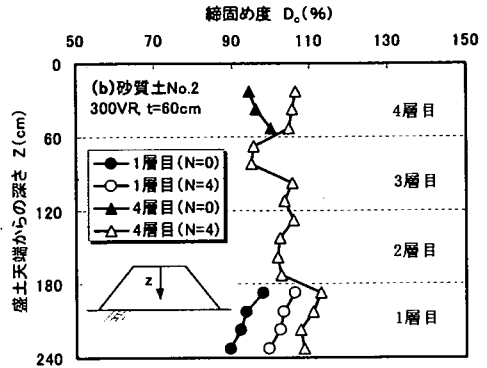
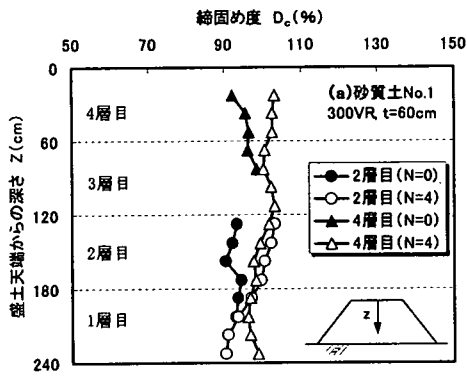


図-6 盛土の施工経過に伴う層内密度分布の変化 (厚層施工)
 (a), (b) : 砂質土, (c), (d) : 礫質土

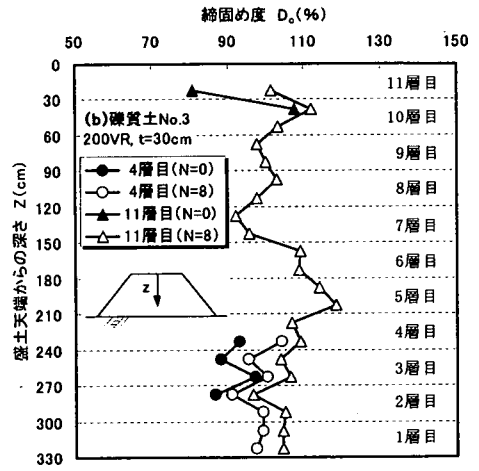
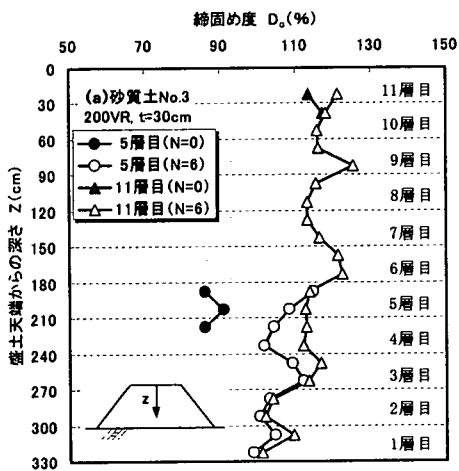


図-7 盛土の施工経過に伴う層内密度分布の変化 (従来施工)
 (a) : 砂質土, (b) : 礫質土

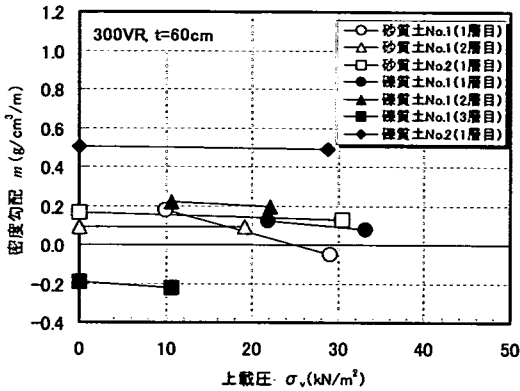


図-8 盛土上載荷重の増加に伴う密度勾配の変化 (厚層施工)

4層目の転圧0回(▲印)と転圧4回(砂質土△印)あるいは転圧10回後(礫質土△印)を比較すると、転圧の進行に伴い締固め上層部の密度増加量は下層部に比べて大きくなり、層内に密度勾配が生じていることを確認できる。これは振動ローラの自重が層内への締固め効果として働くと同時に、特に上層付近では振動作用が構成粒子の再配列を誘発し、より密度を増加させる要因となっている。しかし図-6(c)の3層目や図-6(d)の1層目のように、転圧締固めにかかわらず密度勾配は変化せず(●印→○印)、まき出し時に形成された密度勾配により、その特性が支配される場合もある。これは、現場転圧試験の結果からも確認されているように、礫質土のような粒子間のインターロッキングが強い材料に認められる傾向である。また今回礫質土に関する試験結果においては、各層とも様な密度勾配を示しておらず、これは各層間の材料や施工性のバラツキに起因するものと考えられる。

一方、盛土構築に伴う各層内の密度勾配は、図-6(a)に示す砂質土1層目の下層部付近での密度増加により変化(○印→△印)しているものの、その他(図-6(b), (c), (d))では、転圧完了時の密度勾配を呈したまま層内全体で密度が増加している(○印→△印)。これは、図-7に示したように従来施工の増分と同様な傾向である。このことを盛土上載荷重の増加に対する密度勾配の変化としてとらえ、厚層締固めに関する図-6のデータを盛土上載荷重の増加に伴う密度勾配の変化として図-8に整理した。盛土上載荷重の増加による、密度勾配の顕著な変化は見られないようである。

以上のことから、層内の密度勾配は転圧締固めにより変化するものの、盛土構築に伴う上載荷重の増

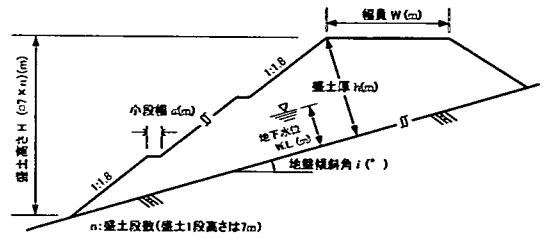


図-9 解析断面の概念図

表-4 解析モデル断面の条件

盛土高さ	H	(m)	7, 14, 21, 28, 35, 56
のり面勾配			1:1.8
地下水位レベル	W.L./h × 100	(%)	0, 10, 30, 50, 70
小段幅	a	(m)	1.5
地盤傾斜角	i	(°)	0, 10, 20
幅員	W	(m)	25

加に対する顕著な変化は認められず、転圧完了時において生じた密度勾配を残したまま、層内全体で密度が増加するという実態が確認された。したがって、このような密度勾配を有した盛土の安定評価においては、層内の密度勾配がどの程度の影響を及ぼすかを検討することが必要となる。

3. 盛土の安定評価に及ぼす密度勾配の影響

試験盛土による盛土内の密度分布測定の結果から、転圧締固め時に生じた密度勾配は、盛土構築後においても保持されることが確かめられた。そこで、ここでは盛土の安定性に及ぼすこのような密度勾配の影響を検討するため、種々の盛土条件を想定した安定解析を行った。なお、解析検討の流れは層内が均質な締固め条件 ($m=0$) を先に明かし、盛土の安定評価に対する諸要因の影響を明確にした後、次いでこの検討結果を踏まえ、密度勾配を有した場合の検討を行っている。

(1) 安定解析の概要

盛土の安定解析は、図-9および表-4に示す解析条件により、修正フェレニウスによる円弧すべり面法²⁾により常時および地震時の場合について行った。なお地震時の検討では、第II種地盤を想定し設計水平震度 $k_h=0.2$ (大規模地震動) としている³⁾。修正フェレニウスによる円弧すべり面法は式(1)および式(2)で示される。

表-5 解析検討のための密度勾配条件

条件番号	層内密度	密度勾配 m (g/cm ³ /m)	$D_c(z)$
①	$D_c=80,90,92,100(\%)$	0	
②	$Z/2$ で $D_c=92(\%)$	0.1, 0.3, 0.6	
③	$3Z/4$ で $D_c=92(\%)$	0.1	

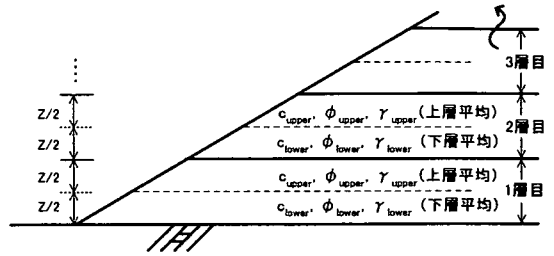


図-10 解析断面における物性値の設定方法 (密度勾配条件②, ③の場合)

【常時】

$$F_s = \frac{\sum [c\ell + (W - ub)\cos\alpha \tan\phi]}{\sum W \sin\alpha} \quad (1)$$

【地震時】

$$F_{se} = \frac{\sum [c\ell + \{(W - ub)\cos\alpha - k_h W \sin\alpha\} \tan\phi]}{\sum \left(W \sin\alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h W \right)} \quad (2)$$

ここに、 F_s, F_{se} :安全率、 r :すべり円の半径(m)、 ℓ :分割片で切られたすべり面の弧長(m)、 W :分割片の重量(kN/m)、 u :間隙水圧(kN/m²)、 b :分割片の幅(m)、 α :各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(°)、 k_h :設計水平震度、 c :粘着力(kN/m²)、 ϕ :内部摩擦角(°)、 h :各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離(m)

解析検討にあたっての密度勾配は、表-5に示す条件とした。

条件①:層内は均質($m=0$)とし、締固め度を $D_c=80, 90, 92, 100\%$ に設定

条件②:密度勾配を $m=0.1, 0.3, 0.6$ g/cm³/mとし、締固め層厚 Z の中央($Z/2$)で締固め度を $D_c=92\%$ に設定

条件③:密度勾配を $m=0.1$ g/cm³/mとし、締固め層厚 Z の上端から $3Z/4$ で締固め度を $D_c=92\%$ に設定

なお、上記条件中の $D_c=92\%$ は高速道路盛土(路体部)の締固め管理基準値である。また解析に用いる土質パラメータの入力は、条件①の均質な場合では所定の締固め度に対応する値を各層へ入力し、条件②および条件③の密度勾配を有した場合は、締固め層厚60cmを上層部(0~30cm)と下層部(30~60cm)に区分し、各層の平均締固め度に対応する値を上層および下層部へそれぞれ入力することとした(図-10参照)。

表-6 三軸圧縮試験に使用した材料の物性

材料名称		砂質土	
一般	地盤材料の工学的分類		(SF-G)
	土粒子の密度	ρ_s (g/cm ³)	2.688
	自然含水比	w_n (%)	4
粒度特性	最大粒径	D_{max} (mm)	4.75
	細粒分含有率	F_c (%)	28.9
	均等係数	U_c	69
コンシステンシー特性	液性限界	w_L (%)	NP
	塑性限界	w_p (%)	NP
	塑性指数	I_p	-
締固め特性	最大乾燥密度 ^{※1}	ρ_{dmax} (g/cm ³)	2.093
	最適含水比 ^{※1}	w_{opt} (%)	8.4

※1: JIS A 1210(B法)

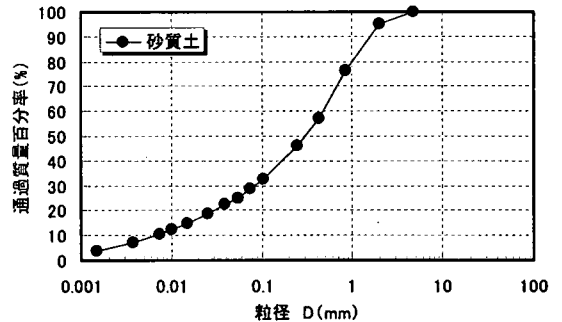


表-11 三軸圧縮試験に使用した材料の粒径加積曲線

(2) せん断強度値の設定

解析検討に使用する土のせん断強度を設定するため、締固め密度を変化させた供試体に対し三軸圧縮試験を実施した。試験に使用した材料は砂質土[S]であり、この材料物性を表-6、粒径加積曲線を図-11に示す。

供試体密度は、高速道路の盛土路体部の基準試験である突固め試験(JIS A 1210 B法)により求められた最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対し70~100%の密度となるよう、それぞれ最適含水比のもと突固めにより調整した。作製した供試体は三軸セル内で有効拘束

圧 $\sigma'_c = 20 \text{ kN/m}^2$ において脱気水を十分通気・通水させ、背圧 $u_b = 200 \text{ kN/m}^2$ を与え飽和させている (B 値 ≥ 0.95)。その後、有効拘束圧 $\sigma'_c = 50, 100, 200 \text{ kN/m}^2$ で圧密排水 (CD) 三軸圧縮試験を実施した。

図-12は、各有効拘束圧ごとに締固め度 D_c と最大せん断強度 τ_f の関係を示している。図からいずれの有効拘束圧においても、締固め度の増加に伴い最大せん断強度は増加し、有効拘束圧が高いほどその値も大きくなるという一般的な力学挙動を認めることができる。しかし、その増加傾向は有効拘束圧の違いにより異なるようである。特に $D_c = 70 \sim 90 \%$ で比較すると、 $\sigma'_c = 50, 100 \text{ kN/m}^2$ では締固め度の増大に対し最大せん断強度は非常に緩やかに増加するものの、 $\sigma'_c = 200 \text{ kN/m}^2$ では高くなる。しかし $D_c \geq 90 \%$ となると、いずれの有効拘束圧においても急激な増加傾向を示すようになる。

このように土のせん断強度は締固め密度および拘束圧の依存性があるが、その特性は $D_c = 90 \%$ 付近を境に大きく異なる。このことは、厚層締固めのような層内の密度分布に勾配が認められる場合、従来施工 (締固め層厚 30cm) と同じく締固め層内の平均密度による品質管理では、締固め下層部の低密度領域において明らかにせん断強度は低くなり、盛土の安定性に影響を及ぼす可能性があることを示唆するものである。

以上のことから、解析に用いる土質パラメータは、本研究より得た実験結果を図-13および図-14に示すような締固め度 D_c と内部摩擦角 ϕ (°) および粘着力 c (kN/m^2) の関係として整理し、これらから決定した算定式 (図中の破線) より求めた。また湿潤および飽和単位体積重量 γ_t , γ_{sat} (kN/m^3) においても、同様な方法により算出している。

(3) 解析結果

ここでは、まず盛土の安定に及ぼす a) 締固め度、b) 盛土内水位および c) 地盤傾斜角の影響を整理し、ついで d) 密度勾配の違いによる盛土の安定性の変化について議論を進めることとする。なお、a), b), c) については比較のため、層内密度勾配のない ($m=0$) ケースについての検討結果を以下に示す。本解析中に用いられる計画安全率は、高速道路盛土の設計に用いられている値 (常時; $F_s = 1.25$, 地震時; $F_{se} = 1.00$) としている。

a) 締固め度の違いによる安全率の変化

図-15は、締固め層内を均質 (密度勾配 $m=0$) とした場合の盛土高さ H と安全率 F_s (常時), F_{se} (地震時) の関係を締固め度 D_c をパラメータに整理した図である。ここで地盤傾斜角 $i=0^\circ$ 、盛土内

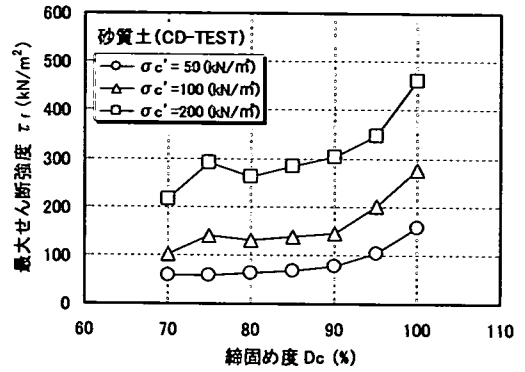


図-12 締固め度と最大せん断強度の関係

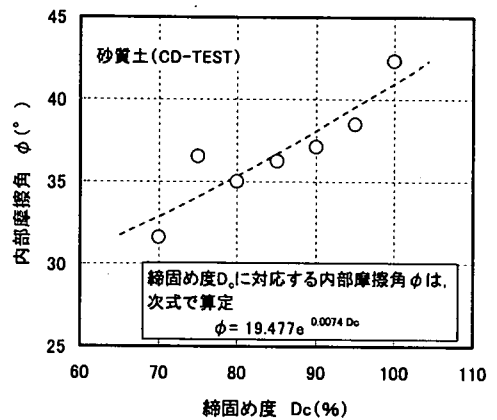


図-13 締固め度と内部摩擦角の関係

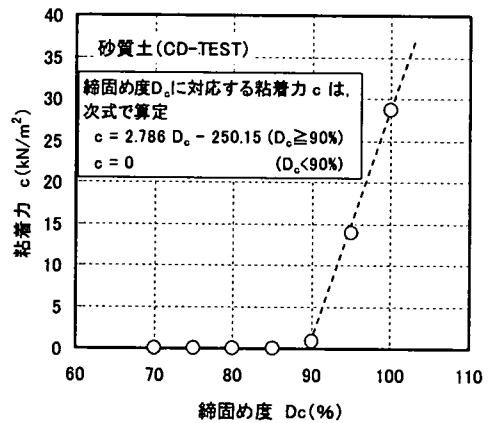


図-14 締固め度と粘着力の関係

水位 $W.L./h = 0 \%$ である。この図から、安全率はいずれの締固め度においても盛土高さが高くなるにしたがい減少することがわかる。締固め度の違いで

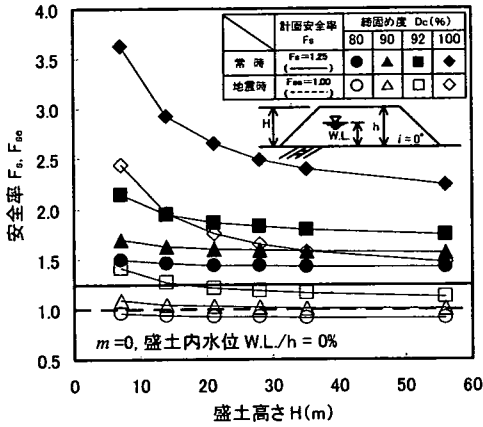


図-15 盛土高さ及安全率の関係
($m=0$, $W.L./h=0\%$, $i=0^\circ$)

みると、常時の場合では $D_c=80\%$ でも盛土高さ $H=56\text{ m}$ まで計画安全率を満足するが、地震時には盛土高さ $H=7\text{ m}$ まで計画安全率を満足しない。しかし $D_c \geq 90\%$ とすることで地震時においても盛土高さ $H=56\text{ m}$ まで十分な安定性を確保できることがわかる。

b) 盛土内水位の違いによる安全率の変化

図-16は、盛土高さ $H=7\text{ m}$, 28 m での盛土内水位と安全率の関係として締固め度をパラメータに整理した図である。ここで $H=7\text{ m}$, 28 m を示したのは、安定解析検討から盛土内水位に対する影響の他、盛土高さの変化についてもその影響が認められるため、解析条件での最小盛土高さ $H=7\text{ m}$ とそれより高い盛土高さの一例として $H=28\text{ m}$ の結果を提示した。なお、解析では水位の変化による土の強度定数の変化はないとし、これに伴い発生する間隙水圧のみを考慮している。図からわかるように、盛土内水位が上昇するにしたがい安全率は直線的に減少し、この傾向は締固め度の違いによらずほぼ同様な傾向を示している。また盛土高さの違いでは、盛土高さが高くなるほど安全率は減少する。図-15に示したように、盛土内水位 $W.L./h=0\%$ では $D_c \geq 90\%$ でも地震時には盛土高さ $H=56\text{ m}$ まで安定を確保されていたものが、盛土内水位 $W.L./h \geq 20\%$ の上昇により盛土高さ $H=7\text{ m}$ に対しても地震時の安定を損なうこととなる(図-16(a)図の△印参照)。このように盛土内水位の変化は盛土の安定に強い影響を及ぼす要因となるが、実際の盛土においては内部水位をコントロールすることは不可能であるため、盛土の設計・施工においては支持地盤などの湧水対策(地下排水工)や盛土内の排水対策(水平排水層)を十分に検討する必要

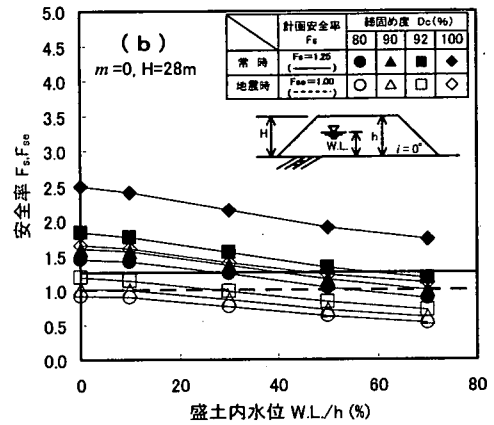
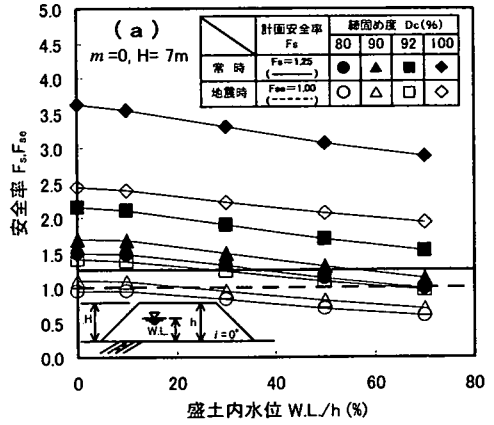


図-16 盛土内水位と安全率の関係
($m=0$, $i=0^\circ$), (a) $H=7\text{ m}$, (b) $H=28\text{ m}$

があることを示唆する結果となっている。

c) 地盤傾斜角の違いによる安全率の変化

図-17は、締固め層内を均質(密度勾配 $m=0$)にした場合の地盤傾斜角 i と安全率 F_s (常時), F_{sc} (地震時) の関係を締固め度 D_c をパラメータに整理した図である。なお盛土高さ $H=28\text{ m}$, 盛土内水位 $W.L./h=0\%$ である。また、高速道路における傾斜地盤上の盛土構築においては、盛土の安定上、基礎地盤上の表層部が問題となる場合、必ず除去するか或いは段切り施工により対処することとしている。このことを考慮し、解析では円弧すべり線は地山を通過しない条件とした。

図より、締固め度 $D_c \leq 90\%$ では地盤傾斜角によらず安全率はほぼ様な値を示すが、 $D_c \geq 90\%$ では地盤傾斜角の増加に伴い安全率も若干ながら大きくなる。このことは同じ盛土高さであっても地盤傾斜角が大きいくほど滑動モーメントにおける土塊重量が小さくなるためであり、締固め度が低い場合(せん断強度が小さい)では滑動側の

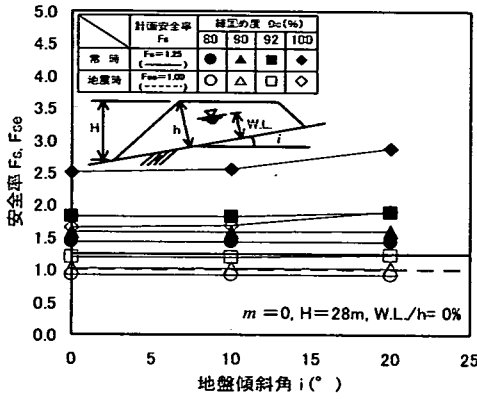


図-17 地盤傾斜角と安全率の関係
($m=0, H=28\text{m}, W.L./h=0\%$)

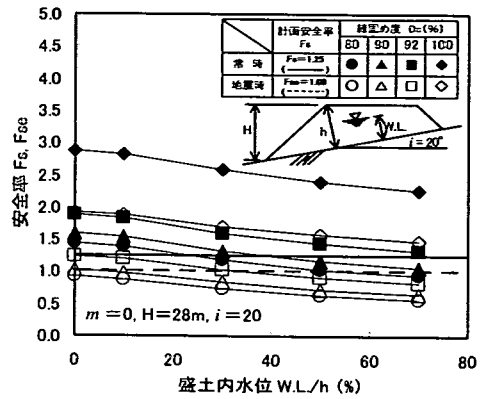


図-18 盛土内水位と安全率の関係
($m=0, H=28\text{m}, i=20\%$)

土塊重量の大小には影響を受けず、逆に締固め度が高い場合（せん断強度が大きい）ではその影響を受ける形になっている。

豪雨や地震等による盛土の災害事例では、傾斜地盤上や沢部等の集水地形に構築された場合のものが多数報告^{4), 5), 6)}されている。そこで図-18では、傾斜地盤上において盛土内水位が発生した場合の常時および地震時の安定性を検討した。検討を行った断面は図-17に示した条件で地盤傾斜角 $i=20^\circ$ のものである。図から明らかなように、盛土内水位の発生に伴い、いずれの締固め度においても安全率は低下する。また $W.L./h=0\%$ 時で計画安全率を満足していた締固め条件でも、盛土内水位が上昇することにより計画安全率を下回るものが認められる。

このように傾斜地盤上での盛土構造では、特に自然地盤からの湧水や降雨等による浸水などにより、内部水位の発生が懸念される。この結果からも盛土内水位を上昇させない設計・施工の工夫が必要となる。

以上の検討から、締固め層内が均質（密度勾配 $m=0$ ）な場合における盛土の安定に及ぼす締固め度、盛土高さ、盛土内水位および地盤傾斜角の影響が明らかにされた。これらの結果を踏まえ、次に密度勾配の違いが盛土の安定へ及ぼす影響を検討した。

d) 密度勾配の違いによる安全率の変化

ここでは、盛土内水位の変動がその安定を大きく左右する要因となることは明確だが、上述したように実際の盛土内部の水位をコントロールすることは不可能であることを考慮し、以下では盛土内水位を上昇させない盛土設計を前提条件 ($W.L./h=0\%$) に検討を行った。なお、上記 a) ~ c) の解析結果

からも明らかなように、計画安全率に対しては常時より地震時で設計が決まることから、地震時のみに着目し考察を行うこととした。

図-19は、盛土高さや安全率（地震時）の関係として各地盤傾斜角毎に密度勾配をパラメータに整理して示した図である。なお密度勾配 $m=0$ の締固め度は、高速道路における盛土路体部での管理基準値 $D_c=92\%$ （締固め層厚 30cm の層内平均締固め度管理）である。図-15に示した締固め層内が均質（密度勾配 $m=0$ ）な場合と同様に、盛土高さが高くなるほど安全率は低下することがわかる。またいずれの密度勾配条件においても地震時の計画安全率 ($F_{se}=1.00$) を全てクリアしている。しかし密度勾配条件①の $m=0$ （○印）と比較すると、密度勾配条件②の $m=0.6$ （◇印）および条件③の $m=0.1$ （×印）では地盤傾斜角によらず、条件①の安全率を大きく上回っている。このことは条件②のように条件①と同じ層内平均締固め度であっても、密度勾配が盛土の安定性に明らかに影響を及ぼすことを示唆するものである。さらに図-19(a)に示す地盤傾斜角 $i=0^\circ$ の場合、盛土高さ $H \leq 20\text{m}$ 程度で密度勾配条件②の $m=0.1, 0.3$ （△, □印）の結果では $m=0$ （○印）よりも低い値を示していることは極めて興味深い。この差を詳しく調べるために、密度勾配の違いに伴う安全率の変化を図-20にまとめて示した。ここで安全率の増減割合 $P(\%)$ とは、各密度勾配の安全率 F_{se} （地震時）を密度勾配 $m=0$ での安全率 $F_{se}(m=0)$ に対して定義したものである。条件②における盛土高さ $H=7\text{m}$ （○印）では、密度勾配 $m=0.3$ までの増加に対し安全率の変化割合 P は確実に減少し、締固め層内が均質である $m=0$ に対しては $P=97\%$ となり約 3% 低下することになる。さらに $m \geq 0.3$ では逆に増

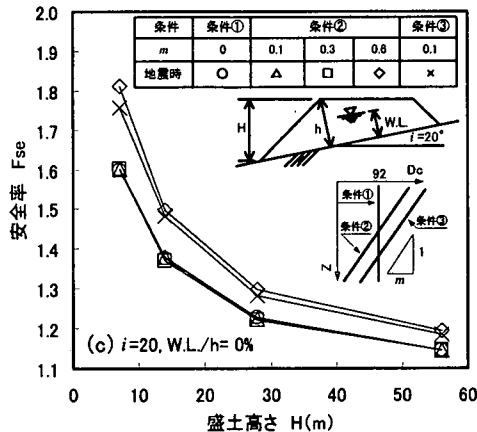
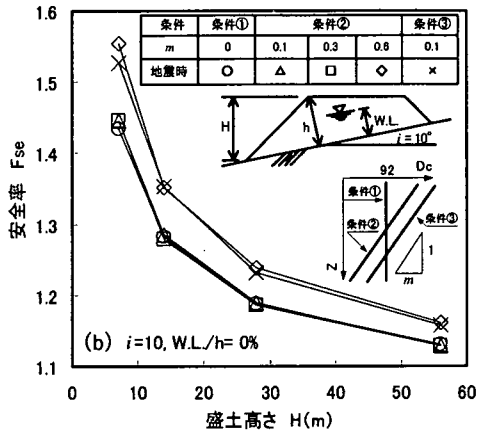
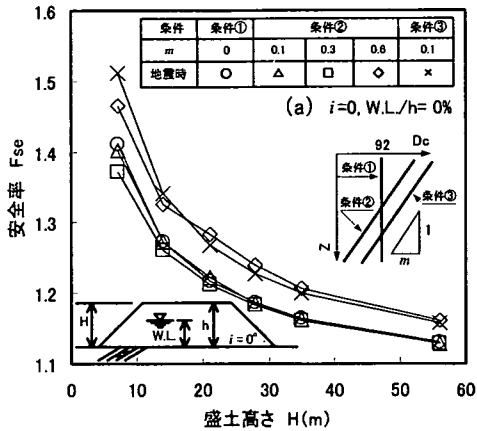


図-19 密度勾配の違いによる安全率の変化 (地震時) (a) $i=0^\circ$, (b) $i=10^\circ$, (c) $i=20^\circ$

加傾向を示し、 $m=0.6$ で $P=104\%$ となり $m=0$ の場合に比べて約4%増加する。

また、この $m=0\sim 0.3$ に対する P の減少は盛土高さが高くなるに従って小さくなり、盛土高さ $H=56$ mでは同一の値を示すが、 $m\geq 0.3$ では盛土高さ

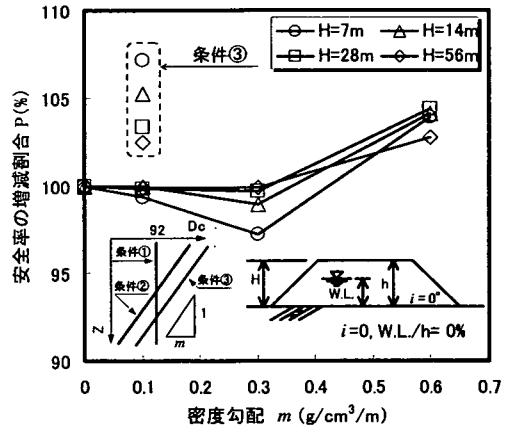


図-20 密度勾配の変化による安全率の増減割合 (地震時, $i=0^\circ$, $W.L./h=0\%$)

によらず増加する傾向となる。

これらのことは、厚層締固めにおいても締固め層内の平均密度(密度勾配条件②)により管理した場合では、従来の締固め層厚30cmによる施工で構築された盛土構造体の安定性に比べて、明らかにその安定性のレベルを低下させることを示唆している。

一方条件③(図中の破線内)では、締固め層内が均質(密度勾配 $m=0$)なものに対して、層内全体のせん断強度が高いため盛土高さにかかわらずその安定性は向上する。

4. 厚層締固めによる盛土の品質管理

上記のように、厚層締固めによって生じる密度勾配は盛土構築後においてもその勾配を保持したまま存在することが明らかにされ、さらに一連の安定解析から密度勾配の相違がもたらす盛土安定性への影響を解明した。

ここでは、これらの安定解析および密度勾配を有した盛土の圧縮沈下特性⁷⁾の結果から厚層締固めによる盛土の品質管理についての検討を行う。

まず、厚層締固めでは密度勾配の存在が避けられない事実であることから、従来の締固め層厚30cmによる締固め管理に用いられている層内の平均密度管理を厚層締固めによる盛土施工へ適用した場合、たとえ計画安全率をクリアしていても図-20で示したように締固め層内が均質なものよりも安定レベルは低下することが懸念される。

図-21には、粒度の異なる粗粒土について締固め密度を変化させ圧密非排水(\bar{C}_U)三軸圧縮試験を行った結果を示した。軸荷過程の有効拘束圧は

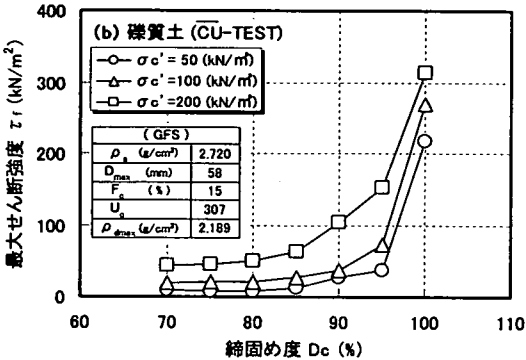
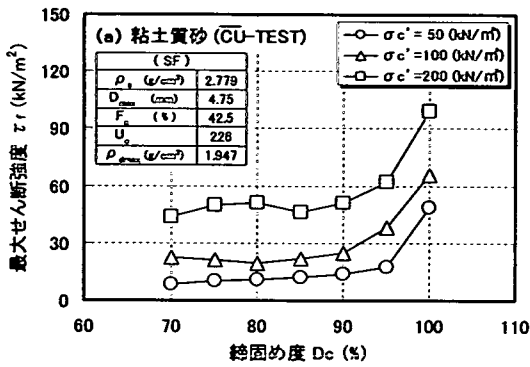


図-21 締固め度の変化による最大せん断強度の相違：(a) 粘土質砂，(b) 礫質土

$\sigma'_c = 50, 100, 200 \text{ kN/m}^2$ の 3 種類であり，供試体作製は JIS A 1210 B 法で求められた最大乾燥密度 ρ_{dmax} に対し乾燥密度 ρ_d が 70~100 % となるよう最適含水比のもと密度調整を行っている。両者のせん断強度値に差はあるが，図-12 に示した砂質土の結果と同様に締固め度 $D_c = 90\%$ 付近を境に $D_c \geq 90\%$ となるとそのせん断強度は著しく増加することがわかる。このような締固めた粗粒材料のせん断特性は，久楽ら⁸⁾の研究においても詳細に報告され，やはり同様な結果が得られている。

次に密度勾配を有した盛土の圧縮沈下特性に関しては，種々の密度勾配条件のもと一連の室内大型圧縮沈下試験を実施した結果からも，密度勾配の影響が存在することは明確であり，試験盛土によってもその影響は検証されている⁷⁾。図-22 は室内大型圧縮沈下試験による水浸沈下試験の一例であり，均質な締固め条件に対して密度勾配を有する場合の水浸作用による即時沈下ひずみを比較した図である。ここで，試験供試体の密度条件は図中に示す 3 種類であり，密度勾配を有する供試体は図中の条件②および③とも $m = 0.4$ である。試験材料は本論文の安定解析に使用した砂質土を含め粒度の異なる

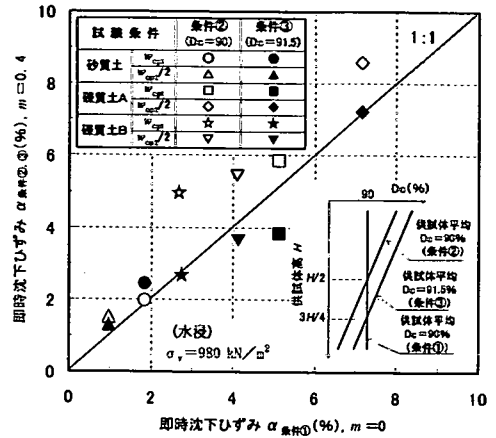


図-22 密度勾配の違いによる即時沈下ひずみの変化 (水浸)⁷⁾

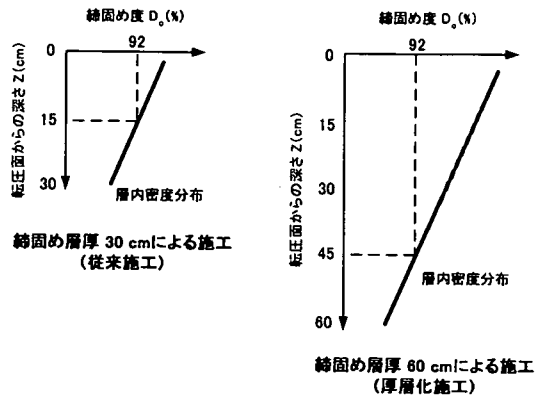


図-23 厚層締固めによる品質基準の考え方

る 3 材料であり，それぞれ最適含水比 w_{opt} およびその $w_{opt}/2$ で密度調整を行っている。

この図から，密度勾配条件①および条件②の層内平均締固め度 ($D_c = 90\%$) が同じであっても密度勾配を有する条件② (図中の白抜きデータ) の即時沈下ひずみの方が顕著な発生を示していることがわかる。また密度勾配を有していても供試体高さ H の下層部 $3H/4$ で締固め度 $D_c = 90\%$ (条件③) とすることにより，条件①の層内均質な場合と同程度の値に抑制できる。

以上のことから，締固めた土のせん断特性では $D_c = 90\%$ を境に大きく変化し，厚層締固めによる下層部の低密度領域が明らかに安定性や圧縮沈下挙動に影響を及ぼす可能性があることが示された。したがって，厚層締固めによる盛土の品質管理基準

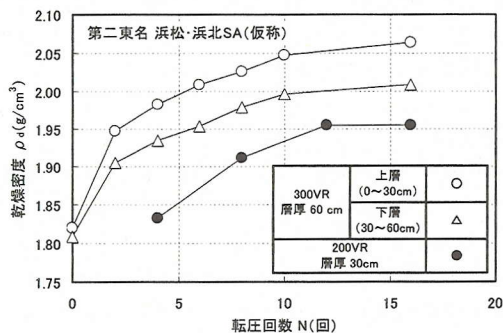


図-24 現場転圧試験による転圧回数と乾燥密度の関係 (第二東名 浜松・浜北 SA (仮称))

は、現行の盛土品質 (締固め層厚 30cm) と同様なパフォーマンスを発揮させるために、層内平均で締固め度 $D_s \geq 92\%$ となる盛土の品質基準から、最低限その締固め下層部において $D_s \geq 92\%$ となる密度を要求する必要があるといえよう (図-23 参照)。

5. 厚層化締固めによる盛土施工事例

ここでは、上記で提案した盛土の品質管理基準に従い本格的な実施工レベルでの厚層締固めによる盛土を実施した事例を紹介する。施工箇所は現在建設中の第二東名高速道路 浜松・浜北サービスエリア (仮称) の盛土路体部であり、盛土施工は締固め機械 300VR、締固め層厚 60cm にて実施し、対象土量は約 650,000m³、盛土高さ約 30 m である。盛土材料は玉石混じりの段丘礫であり細粒分混じり礫 (G-F) に分類されるが粒径 75 mm 以上の石分が相当含まれている材料である。盛土の締固め仕様は、本施工に先立ち現場転圧試験を実施し決定した。

図-24 には、現場転圧試験での 2 孔式 RI 計器から測定された締固め上層部 (0~30cm) と下層部 (30~60cm) の平均乾燥密度を転圧回数に対する変化として整理したものである。また高速道路の締固め管理においては、従来の締固め層厚 30 cm による施工に対し 40 mm 以上の粒径が主体となる材料では、締固め機械 200VR による転圧回数 16 回時の現場最大乾燥密度を基準密度 ρ_{dmax} とする特別規定値⁹⁾ (D_s 管理) が採用されている。今回の場合も現場粒度を勘案し、200VR による締固め層厚 30cm の現場転圧試験も同時に行っている。図-24 にはその結果も併記した。図から基準密度となる 200VR による転圧 16 回の乾燥密度 (●印) は $\rho_d = 1.955$



写真-1 厚層締固めによる盛土完了状況 (第二東名 浜松・浜北 SA (仮称))

g/cm^3 であり、厚層締固めによる下層部 (△印) では転圧 6 回以上で D_s 管理による基準密度そのものを十分に満足する結果となった。本施工における盛土締固めは、この現場密度による他、転圧回数に対する空気間隙率や表面沈下率などの挙動から総合的に判断し、締固め層厚 60cm、転圧回数 8 回以上とした。また品質管理については、その都度 2 孔式 RI 計器を埋設し下層部 (30~60cm) の現場密度を測定することは作業効率や費用の面から日常管理としては実用的ではない。そのため、現場転圧試験において転圧回数 8 回の上層部 (0~30cm) の乾燥密度を透過型 RI 計器で管理することとした。

当該盛土は実施工月数が約 13 ヶ月間という短期間での盛土施工がなされ、その品質管理においても特に問題は生じなかった (写真-1 参照)。また動態観測として設置した層別沈下計の計測結果から、その圧縮沈下も盛土完了後にはほぼ収束していたことが確認されている。このことから、上記で提案した盛土品質基準の妥当性が示され、高速道路盛土として十分な品質を確保した施工がなされたと思われる。なお、動態観測は現在も引続き継続されており、経時変化に伴う沈下挙動を追跡調査している。

6. まとめ

本研究で得られた成果は以下のようにまとめられる。

(1) 厚層締固めによる現場転圧試験の結果から、層内に生じる密度勾配は転圧回数の進行に伴い大きくなり、ある転圧回数からは収束する傾向にあることが示された。ただし、材料特性の違いにより多

様な挙動を示し、特に礫質土のような礫分が混入する材料では、粒子間のインターロッキング効果により密度勾配の値そのものが大きくなることが明らかにされた。

(2) 盛土構築による層内密度勾配の変化を詳細に調べた結果から、厚層締固めにより生じた密度勾配は盛土上載荷重の増加に対する変化は認められず、同じ勾配を保持したまま層内密度が増加することが明示された。このことは、厚層締固めによる盛土の安定評価を行う際には、層内の不均質性を考慮することの必要性を示唆している。

(3) 締固め密度を変化させた圧密排水 (CD) および圧密非排水 (\overline{CU}) 三軸圧縮試験の結果から、粗粒材料のせん断特性は、締固め度 $D_c=90\%$ を境に顕著な変化を認めることができる。このことは従来の締固め管理 (層内平均の締固め管理) を厚層締固めにも適用した場合に、その下層部での低密度領域が盛土の安定性に影響する可能性があることを示すものである。

(4) 密度勾配を考慮した盛土の安定解析から、密度勾配と盛土高さの組合せによっては、たとえ層内平均締固め度が同じであっても密度勾配 $m=0.3$ 程度までは均質な締固めによる場合の安定レベルより低下する可能性があることが明らかとなった。また密度勾配を有していても、層内の平均締固め度が高いほどその安定性は向上するようである。

(5) 厚層締固めによる盛土品質基準の検討から、均質な締固めによる盛土と同じパフォーマンスを発揮させるためには、締固め下層部 (30~60cm) での平均締固め度を $D_c \geq 92\%$ とする必要があることが見出された。

謝辞: 試験盛土ならびに本施工データの収集では上島勉氏、横田聖哉氏及び武田正利氏はじめ JH 北海道支社千歳工事事務所、JH 静岡建設局静岡工事事務所及び JH 静岡建設局浜松工事事務所の関係諸氏にお世話になった。末筆ながら、ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 益村公人, 三嶋信雄, 三浦清一: 道路盛土の締固め層厚に関する現場転圧試験, 土と基礎, Vol. 48, No. 2, pp. 28-30, 2000.
- 2) Fellenius, W.: Calculation of stability of earth dams, *Second Congress on Large Dams*, pp. 445-462, 1986.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路土工のり面工・斜面安定工指針, pp. 159-180, 1999.
- 4) 飯村忠, 松尾修, 堤達也: 道路盛土の地震被害の要因分析, 第 32 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 2223-2224, 1997.
- 5) 加藤陽一, 緒方健治, 北村佳則: 降雨によるのり面災害と地形的形状との関係について, 第 56 回土木学会年次学術講演会, III-A171, pp. 342-343, 2001.
- 6) (財) 高速道路技術センター: 上信越自動車道 (富岡~佐久間) のり面対策検討業務報告書, 日本道路公団東京第三管理局佐久管理事務所委託, 2000.
- 7) 益村公人, 三嶋信雄, 三浦清一: 厚層締固めによって生じる道路盛土内の密度勾配と圧縮沈下挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 672/VI-50, pp. 155-167, 2001.
- 8) 久楽勝行, 三木博史, 関一雄: 締め固めた礫まじり土の工学的性質に関する実験的研究, 土と基礎, Vol. 31, No. 2, pp. 39-45, 1983.
- 9) 日本道路公団: 土工施工管理要領, 1989.

(2001. 11. 1 受付)

STABILITY EVALUATION OF HIGHWAY EMBANKMENT WITH DENSITY GRADIENT AND ITS QUALITY CONTROL STANDARD

Kimihito MASUMURA, Seiichi MIURA and Nobuo MISHIMA

A density gradient is occurred on vertical density distribution in the compacted layer for a thick-layer compaction method, which is aiming to improve an efficiency of construction of highway embankment. Therefore, it is necessary to establish a quality control standard, clarifying influence of the density gradient on a stability and settlement of the embankment. In this paper, changes in the density gradient of a compacted layer occurred by thick-layer compaction is studied based on a series of field compaction tests. Furthermore, influence of the density gradient on the stability of embankment is evaluated quantitatively at various density gradients, and a quality control standard is proposed.