

路床及び路体の締固め状態を考慮した道路舗装の設計・施工に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）
研究期間：平 29～令 2
担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術）
技術推進本部（先端技術）
道路技術研究グループ（舗装）
寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）
研究担当者：間瀬利明、近藤益央
森川博邦、橋本 毅、山田 充
藪 雅行、川上篤史、綾部孝之
林 宏親、佐藤厚子、樋口侯太郎

【要旨】

道路土工と舗装は独立した設計体系に基づき設計されている。道路土工¹⁾では締固め度を用いて施工管理しており、舗装²⁾ではCBR値を用いて設計・施工が行われている。道路は、通行する交通荷重を舗装、路盤、路床を通じて路体に伝達する構造であり、路床及び路体の締固め度や支持力を含めた全体系での評価手法を開発することより、経済的な設計及び耐久性の向上が期待でき、コスト縮減及び長寿命化に繋がる。本研究では、路床及び路体の締固め状態を考慮した全体系での評価手法を開発することより、道路土工と舗装一体で道路の交通性能を確保し、合理的かつ効果的な設計法と性能評価手法、さらに i-construction を路盤工へ展開するための ICT 技術の検証、および路体・路床・路盤にまたがる品質管理データの取得および活用方法の提案を目的とする。

キーワード：道路土工、舗装、一体型設計、性能評価、品質管理、締固め度、支持力

1. はじめに

道路土工と舗装は独立した設計体系に基づき設計されている。道路土工と舗装を一体として設計することにより、より合理的かつ経済的な設計及び耐久性の向上が期待できるため、コスト縮減及び長寿命化に繋がる。

これは、路盤・路床は、施工によるばらつきがあるため、従来は道路土工の CBR 評価により舗装は安全側の設計・施工を行っている³⁾。道路土工と舗装を一体で設計することにより、道路土工から路盤まで一連の設計・施工・品質管理が可能となり、舗装の薄層化や断面の合理化によりコスト縮減及び長寿命化に繋がる。近年は情報化施工も導入されており、一体型設計の前提となる精密な施工も可能となっており、その効果を高めることが期待される。このためには、従来の道路土工を評価する CBR 試験の代替評価試験と情報化施工の効果的な活用方法と品質確保等の評価が必要である。また、道路に求められる要求性能を交通量や重要度に応じて設定することにより、重要度の低い道路の場合は要求性能を下げても、交通性能確保は可能であると考えている。

本研究では、道路土工である路床及び路体の締固め状態を考慮して舗装を道路土工と一体として設計することにより⁴⁾、道路土工と舗装一体で道路の交通性能を確保し、合理的かつ効果的な設計法と一体型性能評価手法、さらに道路土工から路盤までの品質管理手法の提案及び情報化施工の活用方法とそれによる品質確保等の評価手法の提案を目的として実施した。

2. 路盤、路床、路体の締固め度・支持力の評価

2.1 路床及び路盤の評価方法に関する検討

路床の評価方法を検討するため転圧回数異なる路



写真 2.1.1 実験用ロングピット

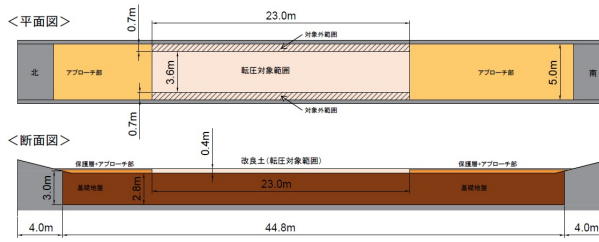


図 2.1.1 路床の構築イメージ

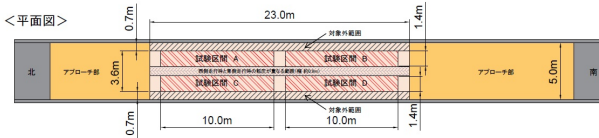


図 2.1.2 路床の試験区分

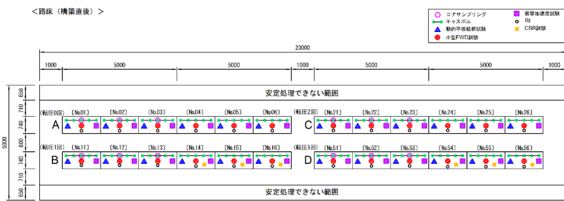


図 2.1.3 試験区分内で実施した評価試験項目

床を作成し、様々な評価手法を用いて締固め度や支持力の評価方法を検討した。さらに、この路床上に路盤を構築し、路盤を評価する際に路床締固め度の影響の有無についても検討を行った。

路床及び路盤の評価方法に関する検討は写真 2.1.1 に示すつくば中央研究所土工実験施設内にあるロングピットを用いて実験を行った。評価対象とした路床材は、標準的な良質山砂、生石灰改良した現場発生土、セメント改良した現場発生土の 3 種類である。生石灰及びセメント改良は写真 2.1.2 に示すスタビライザ(東洋スタビ STB210C)を使用した。また、転圧には写真 2.1.3 に示す土工用振動ローラ (SAKAI SV513D) を使用した。土工用振動ローラには加速度応答システム(α システム)を取付け、路床の転圧時に締固め品質



写真 2.1.2 路床の石灰混合状況



写真 2.1.3 路床の転圧状況

を面的にかつリアルタイムで確認した。

路盤は、路床の評価試験終了後に路盤材 (C40) を 25cm 程度の厚さで撒き出した後、人力による敷きならしを行い、ミニショベルで初期転圧した。その後コンバインドローラ(SAKAI TW504)を用いて 6 回転圧を行った。コンバインドローラには加速度応答システム(α システム及び CCV)を取付け、路盤の転圧時に締固め品質を面的にかつリアルタイムで確認した。

2.1.1 路床の評価試験

改良路床の評価試験は改良路床の転圧後 13 日目も

表 2.1.1 路床の評価試験結果

項目	区分	CASE-3										CASE-2								CASE-1			
		セメント安定処理土										石灰安定処理土								山砂			
		構築直後					構築から13日目					構築直後				構築から14日目				構築直後			
区間	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D			
振動ローラ転圧回数 (回)		0	1	2	5	0	1	2	5	0	1	2	5	0	1	2	5	0	1	2	7		
レベル測量	高さ (仕上げ厚) (mm)	(別添記載)										(別添記載)								(別添記載)			
コアカッターによる密度試験	含水比 (%)	(別添記載)										(別添記載)								(別添記載)			
R1 計器による密度試験	湿潤密度 (g/cm ³)	1.416	1.604	1.666	1.727	1.472	1.632	1.692	1.775	1.368	1.439	1.549	1.583	1.354	1.420	1.480	1.586	1.791	1.842	1.928	1.994		
	乾燥密度 (g/cm ³)	1.011	1.163	1.211	1.247	1.081	1.200	1.240	1.308	1.089	1.118	1.208	1.198	1.079	1.110	1.135	1.211	1.608	1.653	1.728	1.784		
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.364	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.279	1.786	1.786	1.786	1.786		
	含水比 (%)	40.1	38.0	37.6	38.4	36.3	36.0	36.6	35.8	25.5	28.7	28.2	32.1	25.5	28.0	30.4	31.0	11.3	11.4	11.5	11.8		
小型 FWD 試験	地盤反力係数 K30 相当 (MN/m ²)	47	75	111	142	263	296	413	419	55	62	61	116	149	158	135	290	124	119	128	120		
	変形係数 E _p FWD (MN/m ²)	10	15	25	28	50	56	74	78	12	14	14	26	54	45	29	62	32	32	31	29		
動的平板載荷試験	地盤反力係数 (k30値)	29	34	40	44	91	92	125	141	26	27	37	51	37	49	71	132	11	8	15	11		
	衝撃加速度 (G)	41.3	44.6	49.4	51.1	61.2	74.9	84.9	85.6	36.2	37.4	44.1	58.0	47.7	49.4	54.3	83.5	24.4	23.0	27.4	25.0		
キャスケットによる軸力支持力測定	I a (インパクト値)	10.1	11.6	13.3	14.1	15.8	18.3	19.9	22.1	9.9	8.5	12.1	11.7	12.7	9.7	11.7	17.3	5.2	4.6	5.6	5.9		
	C B R 推定値 (%)	11.4	13.8	16.6	17.7	20.6	24.6	26.5	30.6	10.9	8.7	14.6	13.8	15.4	10.7	13.9	22.9	3.4	2.5	4.0	4.6		
現場 C B R 試験	C B R (%)	—	—	—	—	12.5	15.6	18.8	21.8	—	—	—	—	11.0	8.2	11.4	19.7	2.1	2.1	3.4	2.2		

表 2.1.2 路盤の評価試験結果

項目	区分	CASE-3				CASE-2				CASE-1			
		セメント安定処理土				石灰安定処理土				山砂			
路床	区間	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
振動ローラ転圧回数 (回)		0	1	2	5	0	1	2	5	0	1	2	5
路盤		C40				C40				C40			
タイミング (区切り)		構築直後				構築直後				構築直後			
コンパインドローラ転圧回数 (回)		6				6				6			
レベル測量	高さ (仕上がり厚) (mm)	(別添記載)				(別添記載)				(別添記載)			
RI 計器による密度試験	湿潤密度 (g/cm ³)	2.079	2.096	2.102	2.084	2.034	2.088	2.055	2.024	2.075	2.033	2.025	2.042
	乾燥密度 (g/cm ³)	1.888	1.937	1.935	1.937	1.885	1.955	1.881	1.871	1.990	1.957	1.953	1.963
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184
	含水比 (%)	10.2	8.2	8.6	7.6	7.9	6.8	7.6	8.2	4.2	3.8	3.7	4.0
	締固め度 (%)	86.2	88.7	88.6	88.7	86.3	89.5	86.1	85.7	91.1	89.6	89.4	89.9
砂置換法による土の密度試験	湿潤密度 (g/cm ³)	2.135	2.258	2.256	2.221	2.111	2.147	2.191	2.121	2.067	2.053	2.138	2.082
	乾燥密度 (g/cm ³)	2.066	2.183	2.173	2.138	2.044	2.085	2.134	2.066	2.011	2.002	2.079	2.023
	最大乾燥密度 (g/cm ³)	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184	2.184
	含水比 (%)	3.4	3.4	3.8	3.9	3.3	2.9	2.7	2.7	2.8	2.6	2.8	2.9
	締固め度 (%)	94.6	100.0	99.5	97.9	93.6	95.5	97.7	94.6	92.1	91.7	95.2	92.6
小型 FWD 試験	地盤反力係数 K30相当 (MN/m ³)	289	340	359	387	228	251	245	297	249	257	251	208
	変形係数 E pFWD (MN/m ²)	62	70	78	84	50	54	56	62	60	63	62	49
動的平板載荷試験	地盤反力係数 (k30値)	53	50	68	62	53	55	56	59	56	58	52	57
衝撃加速度試験	衝撃加速度 (G)	61.8	55.1	61.4	56.2	55.8	52.3	49.4	54.3	51.4	51.8	50.5	50.9
現場 CBR 試験	CBR (%)	—	15.0	—	19.4	—	19.3	—	14.1	13.9	13.6	10.7	10.3

しくは 14 日目にも一部の評価試験を実施した。これは、改良路床の場合、固化が進行した状態での評価を目的として実施した。セメント系の場合、28 日強度を設計値として用いるため、固化後の評価も 28 日目に行うのが適切でと考えられるが、実験スケジュールから 2 週目強度で評価することとした。なお、コアカッターによる密度試験は固化後のサンプリングが困難なため実施しなかった。

表 2.1.1 に路床の評価試験結果を示す。RI による密度の変化に着目すると、転圧回数の増加により密度も増加していることがわかる。基準となる CASE-1 である山砂を路床材として用いた場合には、ミニショベル 3t クラスで敷き均しを行った状態である転圧回数 0 回でも締固め度が 90%に達しており、転圧回数が 5 回の D 区間では締固め度が 99.9%であった。他の改良路床においても同様に転圧回数の増加により締固め度も増加していた。セメント改良の場合、構築直後の締固め度と構築後 2 週間程度の締固め度を比較すると、構築後 2 週間後の方が締固め度の増加が認められたが、石灰改良の場合はほとんど変化が認められなかった。これは、石灰改良の場合には攪拌混合により母材である発生土の含水比により締固め度の増加を期待している。これに対して、セメント改良の場合は母材である発生土の含水とセメントとの反応による固化を期待しているためと考えられる⁹⁾。

これに対して支持力系の評価試験では、締固め度と同様に転圧回数の増加により支持力評価も若干増加し

ている。改良土の場合、セメント改良では構築直後の支持力と構築後 2 週間程度の支持力を比較すると、構築後 2 週間後の支持力が構築直後の 2 倍程度まで増加が認められたが、石灰改良の場合は 1.5 倍程度と増加度合いが若干低かった。これは、石灰改良の場合には攪拌混合後の早い段階で反応が終了するのに対して、セメント改良の場合は母材である発生土とセメントとの反応が時間をかけて進行し、固化反応後の強度増加が大きいためと考えられる。

2.1.2 路盤の評価試験

表 2.1.2 に路盤の評価試験結果を示す。路盤材は一応に敷き均し、同一の転圧回数で締め固めたので、各試験区間により評価結果に違いは発生しないと考えられる。このことは、RI や砂置換による密度試験では試験区間毎に優位な差が認められなかった。これに対して支持力系の評価では、山砂の場合には路床の転圧回数が多い区間上での CBR 値が低い結果となった。この傾向は、比較的重錘の重たい小型 FWD 試験においても同様の傾向が確認された。これに対して、重錘が比較的軽い動的平板載荷試験や衝撃加速度試験では試験区間毎で大きな差は無かった。また、改良土の場合、CBR 試験や比較的重錘の重たい小型 FWD 試験においては転圧回数が多い区間上で評価値が高い傾向を示しており、路盤だけで無く路床の支持力も反映した結果となった。

2.2 路床材料が弾性係数に与える影響の検討

アスファルト舗装の多層弾性構造解析において弾性

係数は重要な入力パラメータである⁶⁾⁷⁾。そのため、理論的設計方法により舗装構造設計を行う場合は、路床や舗装各材料の弾性係数をレジリエントモジュラス（以下、 M_r と略す）試験等の室内試験により実測し適切に設定する必要がある。しかし、路床土や路盤材の弾性係数は拘束圧等の応力状態や粒度、飽和度、締固め度等の材料特性に依存する性質があり、これらを考慮した舗装構造設計方法は確立されていない。そこで本検討では、材料特性が弾性係数に与える影響について整理するために、砂質土を用いて飽和度や締固め度の異なる供試体を製作し M_r 試験及び動的三軸試験を実施した。

2.2.1 検討内容

舗装構成材料の弾性係数を求める場合には M_r 試験が用いられる⁸⁾。また、地盤工学分野で土の動的変形特性として弾性係数を求める場合には、繰返し三軸試験（動的三軸試験）が用いられる。本検討では、「地盤材料の変型特性を求めるための繰返し三軸試験（以下、動的変形試験と記す。）」JGS 05 42-2009 を基本に、拘束圧条件は M_r 試験で規定される 3 ケース（41、28、14kPa）とし、軸差応力を変えつつ、動的変形試験を実施した⁹⁾。試験に使用した材料は細粒分質砂で粒径分布図を図 2.2.1 に、物性値を表 2.2.1 に示す。 M_r 試験

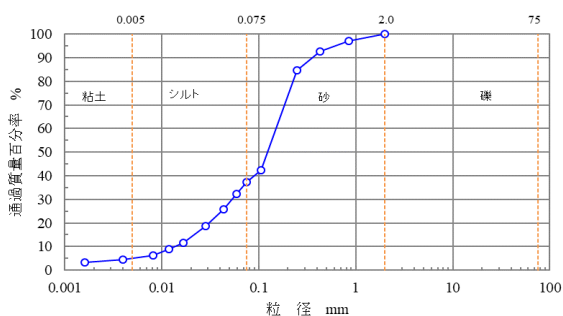


図 2.2.1 試験に使用した細粒分質砂の粒径分布図

表 2.2.1 試料の物性値

項目	物性値	
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.694	
自然含水比 w_n %	5.8	
粒度特性	礫分 2~75mm	0
	砂分 0.075~2mm	62.8
	シルト分 0.005~0.075mm	32.2
	粘土分 0.005mm未満	5.0
	最大粒径 D_{max} mm	2.00
均等係数 U_c	11.1	
締固め	締固め試験方法	A-c法
	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.724
	最適含水比 w_{opt} %	17.0

表 2.2.2 試験条件

試験名	レジリエントモジュラス試験	動的変形試験
供試体寸法	ϕ 100mm, H200mm	ϕ 50mm, H100mm
試験時の供試体飽和条件	$w_{opt-\alpha}$ (乾燥側) $w_{opt+\alpha}$ (湿潤側)	$w_{opt-\alpha}$ (乾燥側) w_{opt} (最適含水比) $w_{opt+\alpha}$ (湿潤側)
圧密応力	41(予備載荷) \rightarrow 41 \rightarrow 28 \rightarrow 14 kN/m ²	41 \rightarrow 28 \rightarrow 14 kN/m ²
繰返し載荷回数	予備載荷 (41kN/m ²) 1,000回 1応力あたり100回	1応力あたり11回
載荷方法	ハーバーサイン波 (載荷時間0.1秒、休止時間0.9秒)	正弦波 0.1Hz
各応力における載荷段階数	1応力あたり5~6段階	1応力あたり9~12段階
試験時の排水条件	排気・排水条件	排気・排水条件

験に用いる供試体の作製方法及び試験方法は、舗装調査・試験法便覧「路盤材・路床材のレジリエントモジュラス試験方法」に準拠し、供試体は、締固め度 $D_c=90\%$ 、 93% 、 95% 、 98% の 4 密度に対して、締固め曲線に対する乾燥側 $w_{opt-\alpha}$ 、湿潤側 $w_{opt+\alpha}$ の各含水比で作製した。動的変形試験に用いる供試体の作製方法は地盤工学会基準「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」JGS 0520-2009 に準拠し、供試体は、締固め度 $D_c=90\%$ 、 93% 、 95% の 3 密度に対して、締固め曲線に対する乾燥側 $w_{opt-\alpha}$ 、最適含水比 w_{opt} 、湿潤側 $w_{opt+\alpha}$ の各含水比で作製した。試験方法は地盤工学会基準「地盤材料の変型特性を求めるための繰返し三軸試験方法」JGS 0542-2009 に準拠して実施した¹⁰⁾。表 2.2.2 に M_r 試験と動的変形試験の試験条件を示す。

また、別の砂質土を用いて材料特性が弾性係数に与える影響について検討することを目的とした M_r 試験も実施した。本検討で使用した砂質土の物性値を表 2.2.3 に、 M_r 試験用供試体の概要を表 2.2.4 に示す。表 2.2.4 に示すとおり、 M_r 試験用供試体の条件は、材料特性が弾性係数に与える影響について検討することを目的として、締固め度 4 水準（90、93、95、98%）、含水比 2 水準（最適含水比に対して乾燥側、湿潤側）の計 8 ケースを設定し、事前に実施した突固め試験より得られた突固め曲線を参考にして材料の含水比を調整し供試体を作成した。なお、供試体の寸法、載荷荷重、拘束圧当の他の試験条件については前述したとおり、「舗装調査・試験法便覧 E16」に準拠した。

2.2.2 試験結果

(1) M_r 試験結果と動的変形試験結果を比較

動的変形試験で得られた等価ヤング率 E と軸ひずみ ϵ_a の関係に、 M_r と復元軸ひずみ ϵ_r の関係を重ね合わせたものを図 2.2.2（締固め度 $D_c=95\%$ の乾燥側含水比 $w_{opt-\alpha}$ ）に示す。動的変形試験で供試体に作用

表 2.2.3 使用材料の物性値

項目	細粒分質砂SF	
最大粒径	9.5mm	
土粒子密度 ρ_s	2.705 g/cm ³	
粒度	礫分(2mm以上)	1.80%
	砂分(75 μ m~2mm)	59.90%
	細粒分(75 μ mPass)	38.30%
塑性限界 w_p	NP	
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	1.739 g/cm ³	
最適含水比 w_{opt}	16.30%	

表 2.2.4 試験用供試体の概要 (n=3 平均値)

No	目標	締固め度	含水比	飽和度
	締固め度	$D_c(\%)$	$w(\%)$	$S_r(\%)$
1	90%	90.4	8.6	32.5
2		90.5	18.1	68.2
3	93%	93.3	10.3	42
4		93	18	72.4
5	95%	94.7	11.4	48.3
6		95.1	18.1	77.2
7	98%	98.1	13.6	62.8
8		98.2	19.1	88.2

させる軸ひずみは、 M_r 試験より広い範囲の軸ひずみを作用させていることがわかる。動的変形試験では軸ひずみの増加に伴って等価ヤング率 E が低下する傾向を示し、 M_r 試験では軸ひずみの増加に伴って M_r は増大する傾向を示している。等価ヤング率 E と M_r における $k_1 - \sigma_d$ と $k_2 - \sigma_d$ の関係を図 2.2.3 及び図 2.2.4 に示す。両者を比較すると、 k_2 には大きな違いはみられないが、 k_1 は等価ヤング率 E と軸差応力 σ_d から求めた方が大きい。図 2.2.4 からは等価ヤング率 E と軸差応力 σ_d (中ひずみ) から求めた k_1 と k_2 の関係と M_r と軸差応力 σ_d から求めた k_1 と k_2 の関係を比較すると、両者は比較的近い傾向を示していることがわかる。

(2) 回帰式の数値算出結果

M_r 試験結果を式(1)に示す回帰式 $k - \sigma$ モデルより偏差応力と M_r について分析し、供試体の締固め度毎に整理した結果を図 2.2.5~2.2.8 に示す。図 2.2.5~2.2.8 より、全てのケースにおいて偏差応力と M_r には正の相関関係があり、 M_r は応力状態に依存していることがわかる。また、同一の締固め度でも飽和度が高い方が M_r は小さい値を示すことがわかった。

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (1)$$

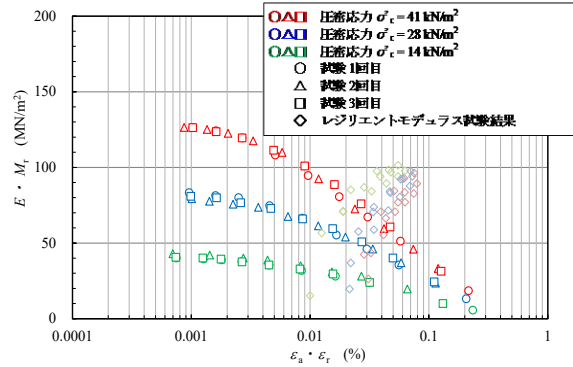


図 2.2.2 $E \cdot M_r \sim \varepsilon_a, \varepsilon_r$ 関係

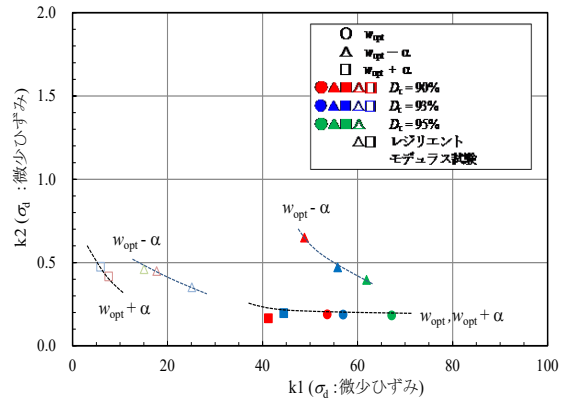


図 2.2.3 $k_1(\sigma_d: \text{微小ひずみ}) \sim k_2(\sigma_d: \text{微小ひずみ})$ 関係

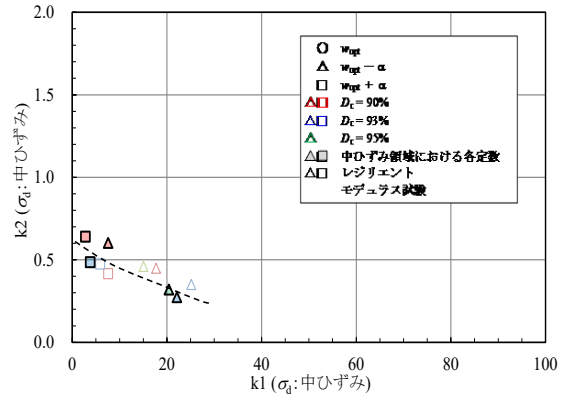


図 2.2.4 $k_1(\sigma_d: \text{中ひずみ}) \sim k_2(\sigma_d: \text{中ひずみ})$ 関係

$$M_r = k_1 \cdot p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2)$$

$k_1 \sim k_3$: 材料定数

p_a : 大気圧(=101.3kPa)

σ_d : 偏差応力(= $\sigma_1 - \sigma_3$)

θ : 主応力和(= $\sigma_1 + 2\sigma_3$)

τ_{oct} : 八面体せん断応力(主応力下では $\sqrt{2}\sigma_d/3$)

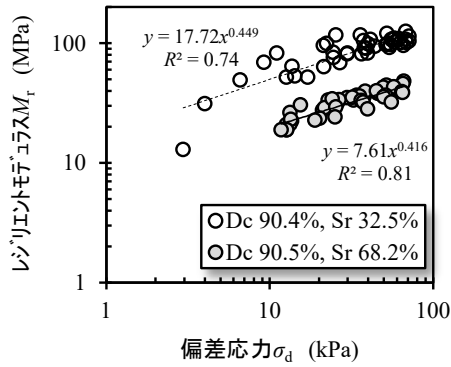


図 2.2.5 Mr 試験結果 (目標締固め度 90%)

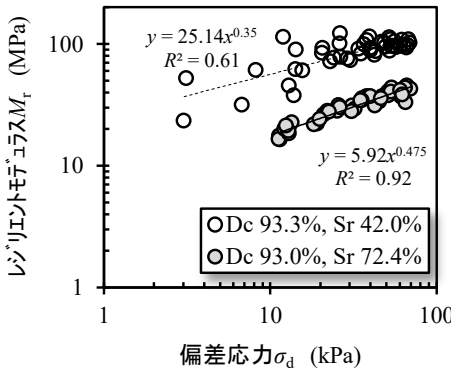


図 2.2.6 Mr 試験結果 (目標締固め度 93%)

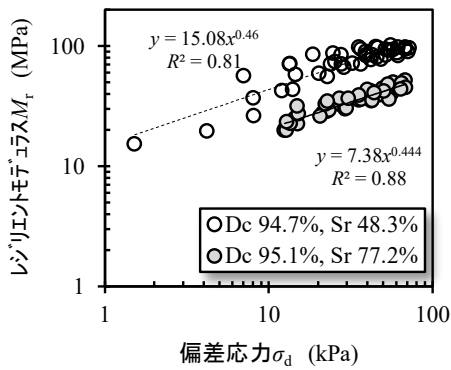


図 2.2.7 Mr 試験結果 (目標締固め度 95%)

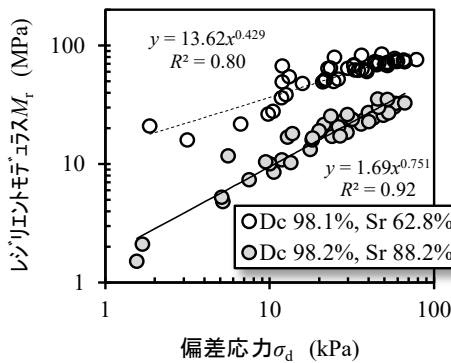


図 2.2.8 Mr 試験結果 (目標締固め度 98%)

表 2.2.5 式(1)、式(2)の材料定数と決定係数

No	k-σモデル			MEPDGモデル			
	式(1)			式(2)			
	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	k_3	R^2
1	17.72	0.449	0.74	0.4	-0.427	4.759	0.62
2	7.61	0.416	0.81	0.19	-0.034	3.247	0.74
3	25.14	0.35	0.61	0.43	-0.51	4.446	0.67
4	5.92	0.475	0.92	0.17	0.06	3.46	0.84
5	15.08	0.46	0.81	0.34	-0.332	4.908	0.63
6	7.38	0.444	0.88	0.21	0.068	3.113	0.83
7	13.62	0.429	0.8	0.29	-0.364	4.744	0.67
8	1.69	0.751	0.92	0.05	-0.623	9.473	0.76

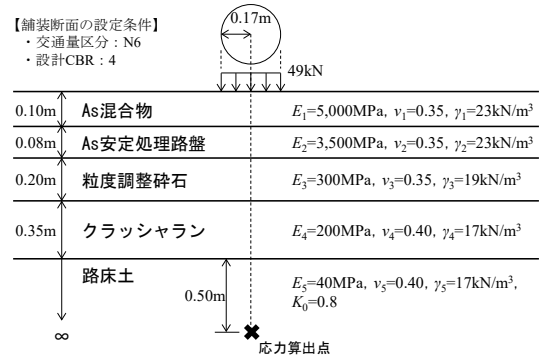


図 2.2.9 応力計算に用いた舗装構造と材料条件

次に、Mr 試験結果から式(1)、式(2)の材料定数および決定係数を算出した結果を表 2.2.5 に示す。式(2)は、米国の力学的・経験的舗装設計ガイド (以下、MEPDG と略す) で示されている非結合材料の Mr を表す一般化モデルであり、偏差応力と主応力とを説明変数とした回帰式である。なお、k-σ モデルの材料定数は図 2.2.5~2.2.8 の回帰式より求め、MEPDG モデルの材料定数は常用対数を用いた重回帰分析により求めた。表 2.2.5 より、k-σ モデル、MEPDG モデルともに全てのケースにおいて決定係数は 0.6 以上であり、Mr と高い相関を得た。この結果より、今回検討した砂質土の締固め度、飽和度に応じた Mr 推定式を得ることができた。

(3) 材料特性が弾性係数に与える影響に関する検討

Mr が応力状態に依存するという事は、例えば交通量区分によって舗装厚さが異なる場合、同じ大きさの荷重が作用したときに路床に発生する応力状態が異なるため、路床土が同一材料であっても Mr は異なる値を示すということである。つまり、舗装断面毎に応力状態を計算し室内試験から得られた回帰式より Mr を推定する必要がある。そこで本検討では、N6 交通断面の応力状態における弾性係数を前項で得られた k-σ モ

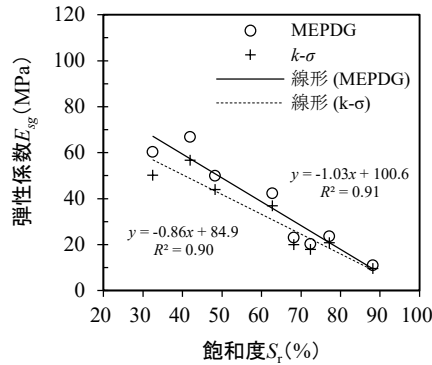


図 2.2.10 弾性係数と飽和度の関係

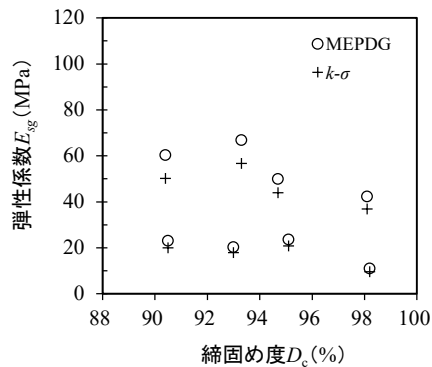


図 2.2.11 弾性係数と締固め度の関係

デル、MEPDG モデルから推定し、飽和度や締固め度等の材料特性が弾性係数に与える影響について検討した。応力計算に用いた舗装構造と材料条件を図 2.2.9 に、主応力とと偏差応力の算出方法を式(3)、式(4)に示す。

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \cdot z(1 + 2K_0) \quad (3)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - 0.5(\sigma_2 + \sigma_3) + \gamma \cdot z(1 - K_0) \quad (4)$$

σ_1, σ_3 : 最大、最小主応力 (kPa)

γ : 単位体積質量 (kN/m³)

z : 応力算出点までの深さ (m)

K_0 : 土圧係数(=0.8)

$k-\sigma$ モデル、MEPDG モデルから推定した弾性係数と飽和度の関係を図 2.2.10 に、締固め度との関係を図 2.2.11 に示す。図 2.2.10 より、 $k-\sigma$ モデル、MEPDG モデルともに飽和度の増加に伴い弾性係数は減少する傾向にあることがわかった。また、今回検討した砂質土は、N₆交通断面の応力状態下において、飽和度が1%増加する毎に弾性係数が約 1MPa 減少することがわかった。一方で図 2.2.11 より、締固め度の増加に伴い弾性係数が増加する傾向が得られると想定していたが、

今回の試験結果では両者に相関関係が確認されない結果となった。この理由として飽和度が影響している可能性が考えられる。

以上から、砂質土を対象として応力依存性を考慮した回帰式を用いて材料特性が弾性係数に与える影響について検討した結果、飽和度は弾性係数に与える影響が大きいことがわかった。

2.3 実大舗装における路床の支持力のバラつきが舗装全体の支持力に与える影響の検討

舗装走行実験場で実施した実大舗装工事において、路床構築時に小型試験機を用いた支持力の多点計測を実施し、構築時の路床の支持力のバラつきを把握するとともに、路床の支持力が舗装全体の支持力に与える影響について検討した。用いた小型試験機は、3.1で検証したもののうち最も安定した試験結果を得た小型 FWD 試験機とした。以下、小型 FWD の測定結果から得られる地盤反力係数を「路床の支持力」として表現する。

2.3.1 調査内容

図 2.3.1 に舗装断面を示す。舗装断面は路床に粘性土のセメント改良土、下層路盤にクラッシュラン、上層路盤に粒度調整碎石、表基層にポリマー改質アスファルト II 型のバインダを用いた密粒度混合物とした。なお、路床の粘性土は舗装走行実験場内で採取した関東ロームを使用し、セメント系固化材により改良した。粘性土のセメント改良は、写真 2.3.1 に示すように、現場にて粘性土を敷き均し、改良材を油圧ショベルにより混合し締固めた。

実施した調査については、路床構築後、図 2.3.2 に示すように、20mの区間で OWP、IWP の側線上を 1m 間隔で合計 20 点ずつ (合計 40 点) 計測した。

また、舗装構築後、路面にてフォーリングウェイトデフレクトメータ (以下、「FWD」という。) ¹⁴⁾によりたわみ量を測定した。FWD の測定は、舗装構築直後及び、舗装の促進載荷試験用荷重車により 10 万輪走行を実施した後の 2 回実施し、測定位置は、OWP における路床での測定箇所直上の合計 20 点とした。

2.3.2 試験結果

路床の支持力測定結果を図 2.3.3 に示す。最大で 180MN/m³、最小で 80MN/m³を示しており、バラつきを示す変動係数は OWP で 0.15、IWP で 0.18 となり、バラつきが大きい結果となった。特に IWP の測定位置 5~6 付近では測定位置が 1m 異なるだけで支持力が大きく異なる結果が得られており、小型試験機により局

表層	50mm	密粒 (改質Ⅱ)
基層	50mm	密粒 (改質Ⅱ)
上層路盤	30mm	M-40
下層路盤	35mm	C-40
路床		粘性土 (セメント改良)

図 2.3.1 舗装断面



写真 2.3.1 セメント系固化材の混合

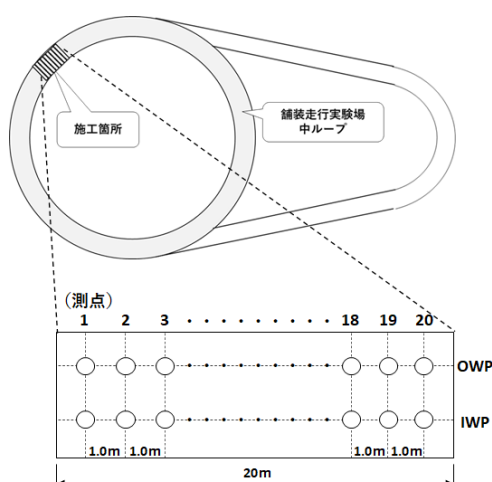


図 2.3.2 測定箇所

所的な不良箇所の抽出も可能であることがわかった。

次にFWDによる荷重点直下の舗装のたわみ量 D_0 の測定結果を図 2.3.4 に示す。舗装構築後(0万輪走行)、荷重車走行後(10万輪走行)の D_0 は、荷重車走行によらず路床の支持力と同様の傾向を示しており、路床の支持力のバラツキが舗装全体の支持力に影響を与えることが確認できる¹²⁾。また、舗装構築後と荷重車走行後の変動係数をみると 0.05~0.08 と増加しており、荷重車走行により舗装全体の支持力のバラツキが大きくなる結果となった^{13~15)}。

また、FWDによる荷重点から150cm離れた箇所の舗装のたわみ量で路床の支持力を示す指標である D_{150}

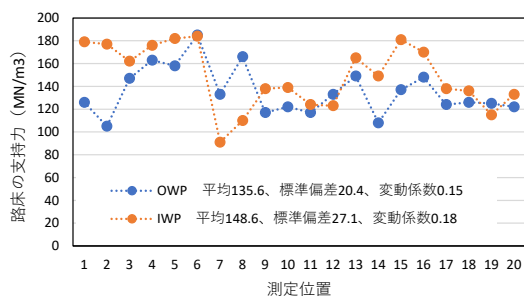


図 2.3.3 路床の支持力 (路床：セメント改良)

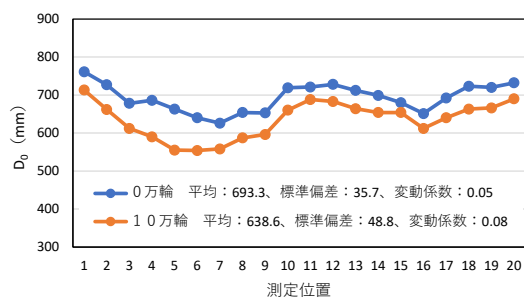


図 2.3.4 D_0 の測定結果 (路床：セメント改良)

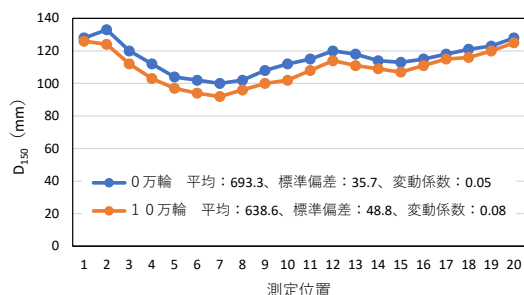


図 2.3.5 D_{150} の測定結果 (路床：セメント改良)

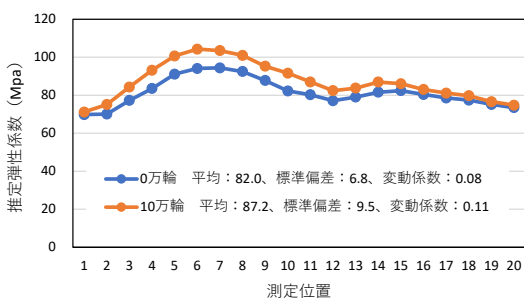


図 2.3.6 推定弾性係数 (路床：セメント改良)

の結果と多層弾性理論に基づく静的逆解析プログラム (BALM) により路床の弾性係数を推定した結果 (以下、「推定弾性係数」という。) を、それぞれ図 2.3.5、図 2.3.6 に示す。 D_{150} 、推定弾性係数ともに、 D_0 と同様に路床の支持力と同様の傾向を示しているとともに、荷重車走行により変動係数が大きくなる結果となった。

以上から、路床の支持力のバラツキが舗装全体の支持力に影響を与えることがわかった。また、輪荷重の荷重により舗装全体の支持力のバラツキや路床の支持

力のバラツキが大きくなる傾向も確認できた。品質のバラつきが大きいと、支持力の弱い箇所から破損に至る可能性があり、施工時の路床の支持力のバラツキを可能な限り小さくすることが重要である¹⁶⁾と考えられる。

また、実大舗装での検討結果からも、小型試験機を用いた路床のバラツキの把握や局所的な不要箇所の抽出が可能であることを確認した。既に提案している「舗装各層の支持力のバラつきを考慮した舗装の理論設計手法²⁾」にて設計した場合の、施工現場における品質管理手法として、小型試験機を活用することで効率的な舗装の設計手法となる可能性があることが示唆された。

3. 路盤、路床、路体の品質管理手法の提案

本項では、砂置換と同程度の測定精度を担保しつつ、より迅速に路体の品質管理を行うことのできる測定装置として国土交通省北海道開発局において採用されている衝撃加速度を用いた盛土の品質管理方法について、道路土工の路床材及び路盤材に対する適用を検討した。合わせて簡易に路床の品質を管理できると考えられる

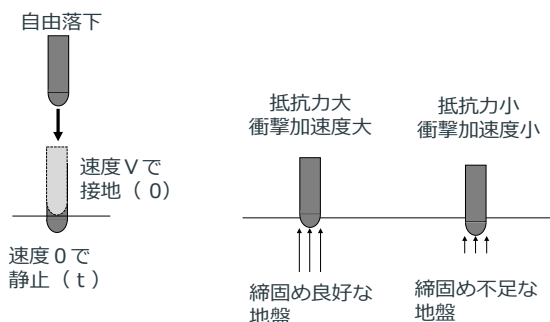


図-3.1.1 衝撃加速度の原理

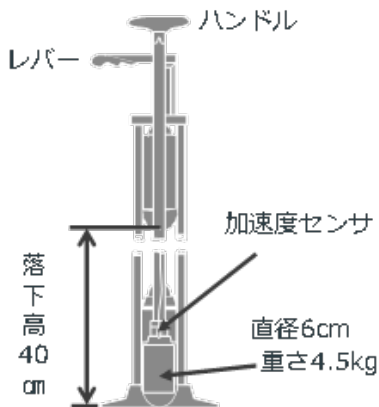


図-3.1.2 衝撃加速度測定装置の概要

小型 FWD、土壌硬度計についても路床の品質管理としての適用性を調査した。

3.1.1 衝撃加速度を用いた品質管理

衝撃加速度とは、図-3.1.1に示すように物体を地面に自由落下させたとき、地面に衝突してから静止するまでに物体に働く負の加速度である。支持力が小さく軟弱な地盤では、物体が地面に接地してから静止するまでの時間が長いので衝撃加速度は小さくなり、支持力が大きく強固な地盤では、物体が地面に接地してから静止するまでの時間が短いので衝撃加速度は大きくなる。衝撃加速度による品質管理方法はこの考え方を利用したものであり、あらかじめ室内試験において現場の基準である締固め度に対応する衝撃加速度を求め現場で測定した衝撃加速度により品質管理するものである¹⁷⁾。図-3.1.2に測定装置の概要を示す。

3.2 衝撃加速度を用いた路盤の品質管理に関する検討

既往研究¹⁸⁾より、路盤の施工現場で衝撃加速度を測定した結果、図-3.2.1に示すように室内試験で求めた締固め度 93%を満たす基準衝撃加速度をすべての現場で得ることが出来なかったが、砂置換法による密度試験ではすべてで基準となる締固め度を満たしていた。このことから、室内試験で測定した衝撃加速度に、何らかの問題があったと推測される。図-3.2.2に示すよ

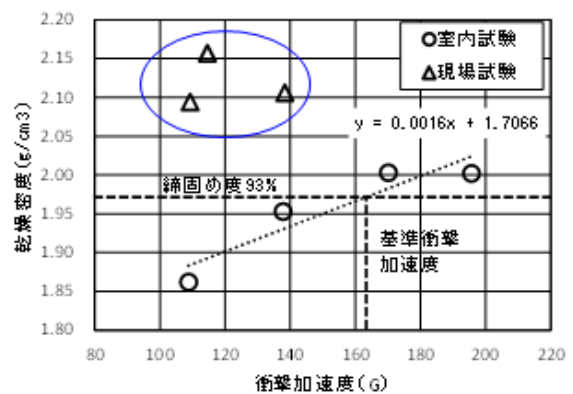


図-3.2.1 室内と現場の乾燥密度と衝撃加速度

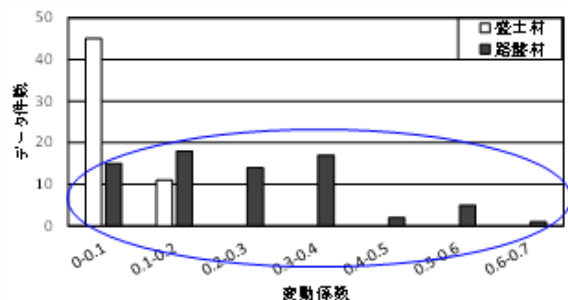


図-3.2.2 測定値の変動係数の分布(室内試験)

表-3.2.1 基本物性値 (路盤材)

採取地	つくば1	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.681	
自然含水比 w_n (%)	4.7	
粒度特性	2mm以上 (%)	84.3
	2mmから75 μ m (%)	9.7
	75 μ m (%)	6.0
コンシステンシー	液性限界 w_L (%)	N.P.
	塑性限界 w_P (%)	N.P.
地盤材料の分類記号	G-FS	
最適含水 w_{opt} (%)	4.3	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	2.184	

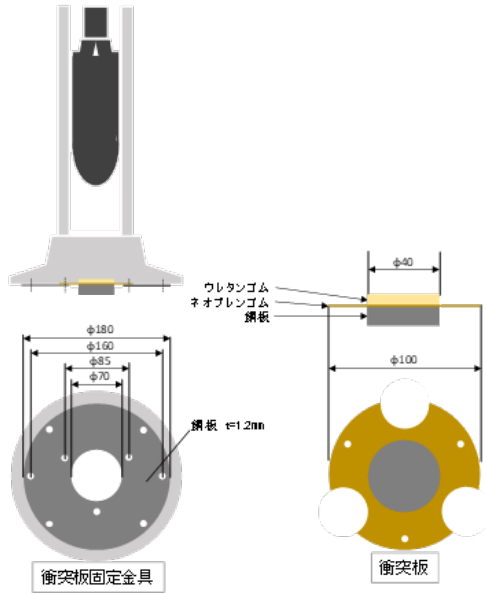


図-3.2.3 装置改良イメージ

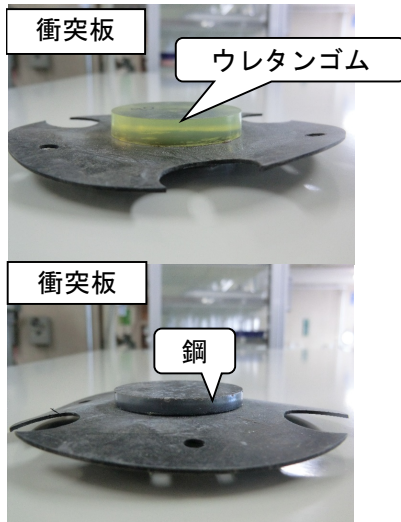


写真-3.2.1 衝突板

うに盛土材に比べ路盤材は変動係数が広い範囲で分布している。このことから問題の要因を室内試験におけるバラツキと考え、解消方法として、ランマ落下時に測定対象 (試料) との衝突面を平準化することで、室内試験時における測定値のバラツキを低減できると考えた。そこで本検討では、測定値のバラツキの低減を目的とした、衝撃加速度測定装置の改良を行い、改良した装置を用いて検証を行った。

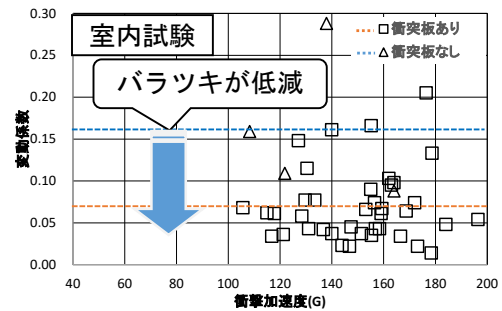
3.2.1 実験方法

図-3.2.3のような衝突板 (写真-3.2.1) を装置底面と固定金具の間にビスで固定できるように測定装置を改良し、検証を行った。検証方法として、土木研究所土工実験施設内で構築した路盤で、改良した装置により現場及び室内の衝撃加速度を求めた。試験の対象とし

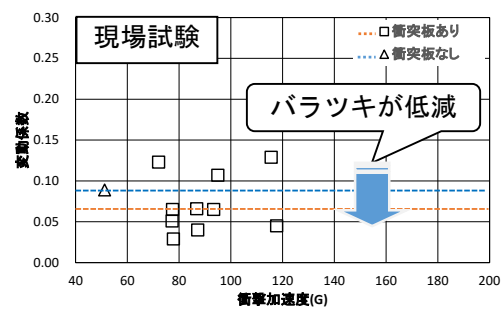
表-3.2.2 衝突板一覧表

	ウレタンゴム		ネオプレンゴム		鋼板	
	ゴム硬度	ゴム厚さ	大きさ	ゴム厚さ	大きさ	鋼板厚さ
1		4mm	ϕ 40mm	1.0mm	ϕ 100mm	3.2mm
2	シヨアA70	7mm				3.2mm
3		4mm				4.5mm
4		7mm				4.5mm
5		4mm				3.2mm
6	シヨアA90	7mm				3.2mm
7		4mm				4.5mm
8		7mm				4.5mm
9	シヨアA95	7mm				3.2mm
10		4mm				3.2mm

※シヨア A 硬度はゴムの硬さを表し、数字が大きいほど硬い



(a) 室内試験



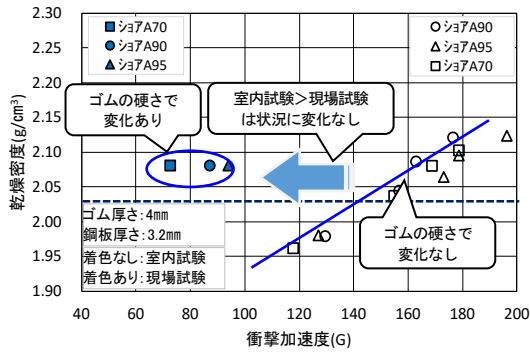
(b) 現場試験

図-3.2.4 衝撃加速度と変動係数

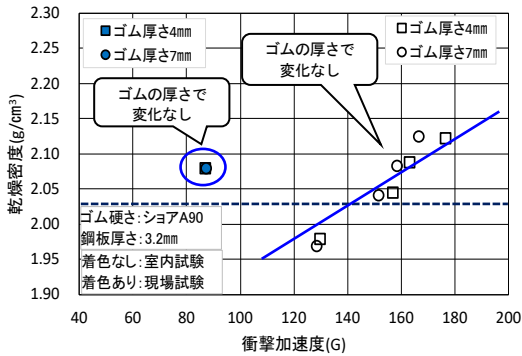
た路盤材の物性値を表-3.2.1に示す。また、衝突板は、ウレタンゴム、ネオプレンゴム、鋼板で構成し、ネオプレンゴム及び鋼板の条件の違いによる影響を確認するために表-3.2.2に示す10種類の衝突板で試験を行った。なお、現場試験は転圧回数を変えた盛土について、衝撃加速度を箇所ごとに10点測定した。室内試

験は 4.5 kgランマ、15 cmモールドを用い 1 層あたり

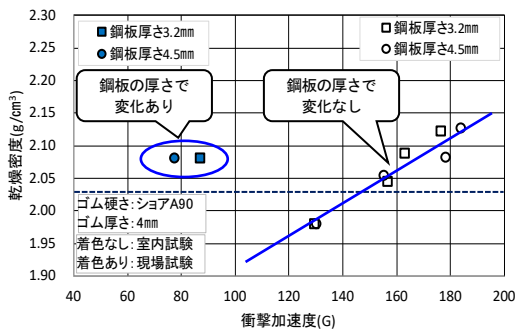
3.2.5 より、室内試験において衝突板の構成の違いによ



(a) ゴムの硬さ



(b) ゴムの厚さ



(c) 鋼板の厚さ

図-3.2.5 衝撃加速度と乾燥密度 (ゴムの硬さ、ゴムの厚さ、鋼板の厚さごと)

17、42、67、92 回で 3 層突き固めた後、試料ごとに衝撃加速度を 4 点測定した。

3.2.2 測定結果及び考察

すべての衝突板を用いたときの衝撃加速度と変動係数をまとめて図-3.2.4 に示す。この図より衝突板を用いることで、室内及び現場試験ともに測定値のバラツキを低減した。次に、衝撃加速度と乾燥密度の関係を図-3.2.5 に示す。この図より現場試験の衝撃加速度が室内試験で求めた基準値より小さくなる問題は解消されることが確認された。

そこで衝突板のゴムの硬さ、ゴムの厚さ、鋼板の厚さによる衝撃加速度の影響について確認した。図-

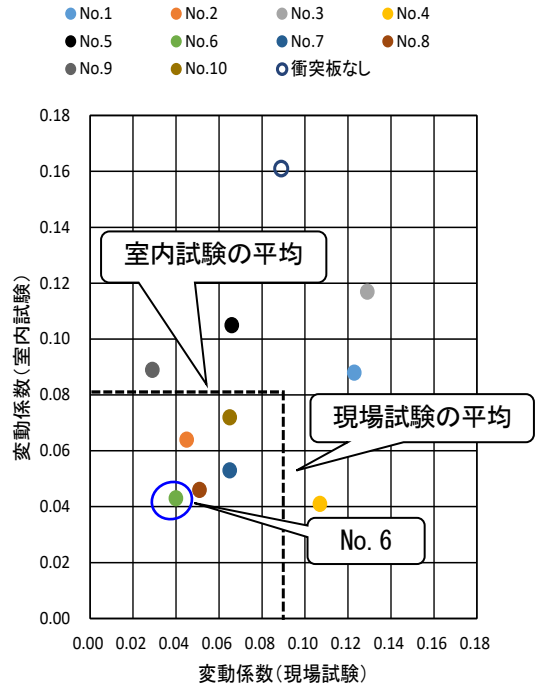


図-3.2.6 室内試験と現場試験の変動係数 (衝突板ごとの平均値)

る影響はほとんどないことが確認された。現場試験では (a) に示されるようにゴムの硬さが硬くなれば、衝撃加速度は大きくなり、(b) に示されるようにゴムの厚さによる影響はなく、(c) に示されるように鋼板の厚さが厚くなると衝撃加速度は小さくなることを確認された。

また、衝突板ごとの変動係数の平均を図-3.2.6 に示す。この図より、変動係数が室内試験および現場試験ともに全データの平均値より小さかったのは、No. 2、6、7、8、10 の衝突板であり、衝突板の材質や厚さの組合せが変動係数に影響することがわかった。今回の組合せでは No. 6 が最も変動係数が小さかった。

今後は測定値に差が生じる問題について室内試験と場試験の条件の違いを再度見直し、原因の特定やその解に向けて検討・検証を行う必要があると考える。

3.3 固化材により改良した路床の品質管理の検討

既往研究¹⁹⁾で、改良土における一軸圧縮強さは衝撃加速度と相関関係を示すことが確認されており、その関係を用い、国土交通省北海道開発局では改良路体の品質管理を行っている。そこで、改良土において、CBR と衝撃加速度が相関関係を示せば、現場 CBR を推定することが可能と推測され、路体同様にその関係を用いることで簡易、迅速、安価に改良路床の品質管理可能になると考えた。本検討では、改良路床における CBR

表-3.3.1 基本物性値(原土)

試料No.	1	2	3	4	5	6
採取地	釧路	遠軽	木古内1	木古内2	つくば2	つくば3
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.550	2.368	2.682	2.686	2.574	2.606
自然含水比 w_n (%)	60.1	24.5	64.0	58.8	44.8	46.3
粒度特性	2mm以上 (%)	0.6	43.7	1.9	16.0	13.0
	2mmから75 μ m (%)	41.8	27.6	19.2	13.4	32.0
	75 μ m未満 (%)	57.6	28.7	78.9	70.6	55.0
コンスパン	液性限界 w_L (%)	70.5	43.6	89.9	85.3	81.9
	塑性限界 w_p (%)	45.0	24.7	58.9	50.6	39.1
地盤材料の分類記号	FS	GFS	FS	FG-S	FS-G	SFG
コーン指数 (kN/m ²)	<300	170	127	<300	138	-

と衝撃加速度の関係を求めることを目的とし、室内及び現場試験で検証を行った。

3.3.1 実験方法

改良路床を対象とし北海道4現場、土木研究所土工実験施設内(つくば)1現場の計5箇所現場及び室内試験の対象とした原土はコーン指数が低く軟弱な材料で、そのままの状態路床として使用できない。原土の物性値を表-3.3.1に示す。この材料に数種類の固化材を混合し7日養生したのち各種試験を行った。

3.3.2 測定結果及び考察

(1) 衝撃加速度とCBR、一軸圧縮強さの関係

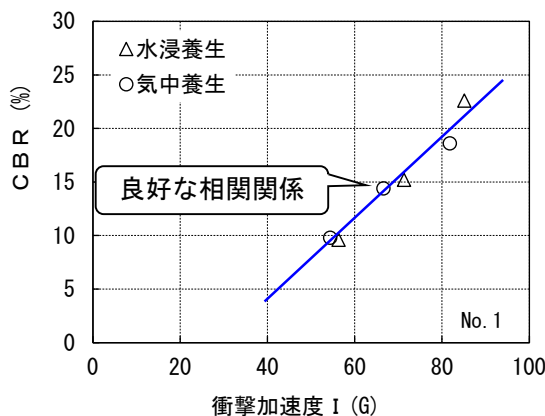
室内試験において、求めた衝撃加速度とCBR、一軸圧縮強さの関係例としてNo.1を図-3.3.1に示す。図より、衝撃加速度が大きくなればCBR、一軸圧縮強さは大きくなった。他の試料についても同じ傾向であった。このことから原土と固化材の組合せが同じであれば養生方法、固化材混合量に関係なく良好な相関性を示し、衝撃加速度からCBRの推定は可能であると考えられる。また、衝撃加速度と一軸圧縮強さでは、養生方法の違い(水浸養生、気中養生)でそれぞれに相関関係が見られるため、衝撃加速度から一軸圧縮強さの推定も可能であると示唆された。

現場現場において、衝撃加速度とCBRの関係を室内試験と比較した例を図-3.3.2に示す。衝撃加速度とCBRの関係は室内と現場で同じである。他の現場においても、原土と固化材の組合せが同じであれば、室内試験と現場試験は同じ関係を示すことを確認した。これらの結果から、あらかじめ室内試験でCBRと衝撃加速度の関係を求め、現場の衝撃加速度を測定することにより、現場のCBRを推定可能だと確認された。これらのことから、衝撃加速度を用いた品質管理の改良路床への適用の可能性が示唆された。

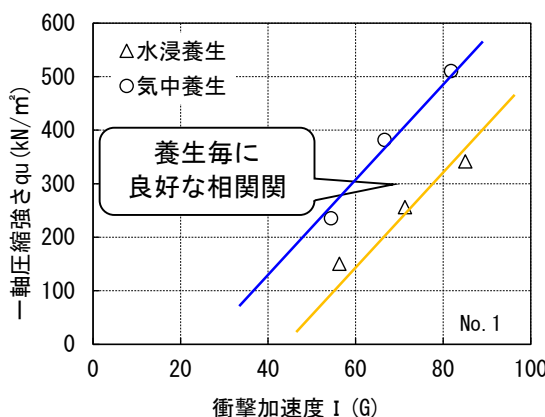
今後は基準化に向けての検討を行う。

(2) 衝撃加速度とCBR及び地盤反力係数の関係

次に、路床の支持力の評価手法として、CBRの他に



(a) CBRと衝撃加速度の関係



(b) 一軸圧縮強さと衝撃加速度の関係

図-3.3.1 衝撃加速度・CBR・一軸圧縮強さの関係

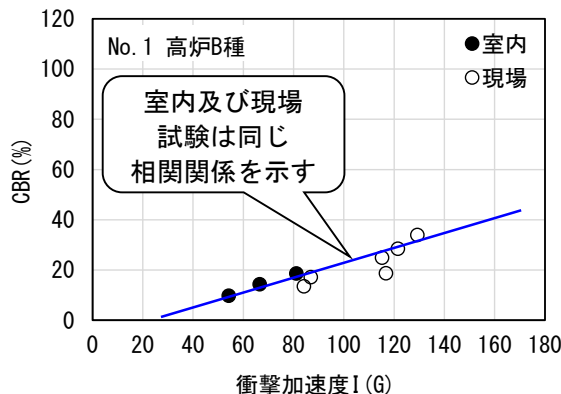


図-3.3.2 室内と現場試験におけるCBRと衝撃加速度の関係

セメントコンクリート舗装の設計に用いられる地盤反力係数がある。地盤反力係数を求めるためには平板載荷試験を実施するのが一般的である。そこで衝撃加速度と地盤反力係数の関係に相関性を確認できれば、路床の支持力を衝撃加速度により推定することが可能になると考え、改良路床における衝撃加速度とCBR及び地盤反力係数の関係を検討した。1箇所ではあるが現

場を想定した試験を実施した。また、セメント、石灰を試料 No.6 とした改良土について、現場でセメントを混合したケースは7日、石灰を混合したケースは10日後に衝撃加速度、CBR、平板載荷試験を行った。

衝撃加速度と CBR、地盤反力係数の関係を図-3.3.3 に示す。図より、衝撃加速度と CBR、について、既往の研究²⁰⁾と同様に相関関係があることが確認された。また、衝撃加速度と地盤反力係数についても、CBR と同じく相関関係を確認することができ、改良路床において衝撃加速度から地盤反力係数の推定が可能ではないかと考える。

また、衝撃加速度と地盤反力係数に相関関係を確認したことで、改良路床の支持力と衝撃加速度の相関関係がより明確なものとなり、かつ衝撃加速度のセメントコンクリート舗装の設計への活用の可能性について示唆された。

しかし、あくまで1試験の結果であることから、今後ともデータの収集を行う。

3.4 小規模な道路土工掘削及び埋め戻し箇所の品質管理方法の提案

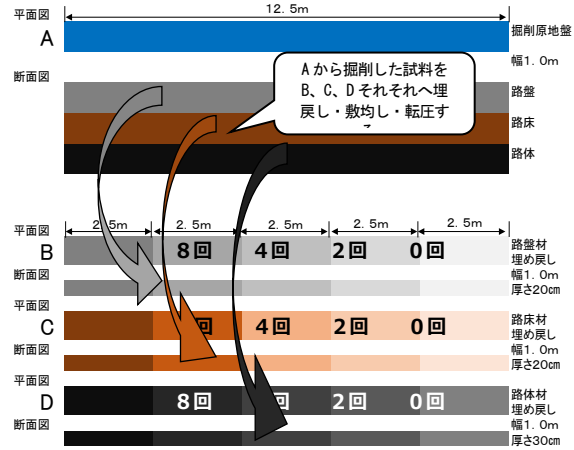


図-3.4.1 試験施工イメージ

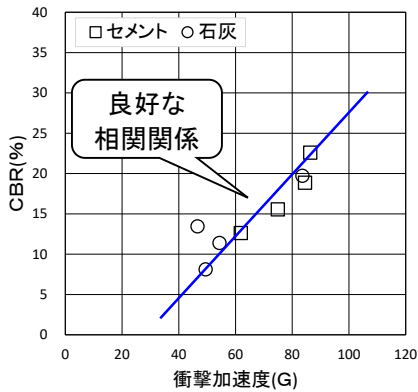
小規模土工の埋戻しの品質管理を迅速に行う方法を検討する上で、現在の砂置換法による密度管理では、結果が判明するまでに1週間程度を要する。しかし、短時間での復旧を求められる供用中の道路等では砂置換法で密度管理をする時間がないため、比較的短時間で測定できかつ密度が推定可能な衝撃加速度を用い、小規模な道路土工（路盤・路床・路体）を想定した試験施工を行い、衝撃加速度測定装置により測定した掘削前の測定値を基準値とし、施工後（埋め戻し・敷均し・転圧）の測定値が基準値を満たせば、埋戻し箇所の品質管理が可能と考えた。本検討では、試験施工にて、掘削前と施工後の衝撃加速度の関係を求めることを目的とし、室内及び現場試験を行った。

3.4.1 実験方法

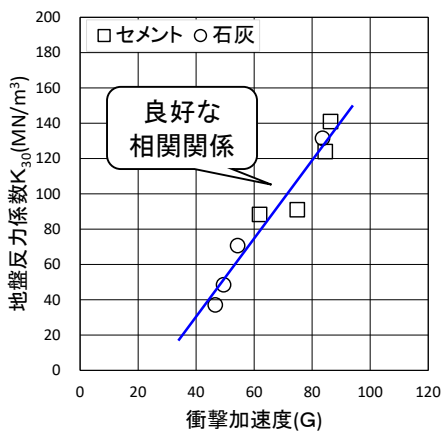
試験として、小規模土工を想定した北海道内試験フィールド2箇所（地区 a、地区 b）で施工を実施し、現場試験にて路盤、路床、路体の掘削前と転圧完了後の乾燥密度及び衝撃加速度を測定した。現場試験の結果を検証するため地区 a、地区 b で採取した試料について室内試験を行った。基本物性値を表-3.4.1 に示す。

3.4.2 測定結果及び考察

転圧回数と衝撃加速度、転圧回数と乾燥密度それぞれについて関係を図-3.4.2 に示す。この図より転圧回数が多くなると衝撃加速度も大きくなり路盤、路床、路体すべてにおいて、転圧回数と衝撃加速度に相関関係



(a) CBRと衝撃加速度の関係

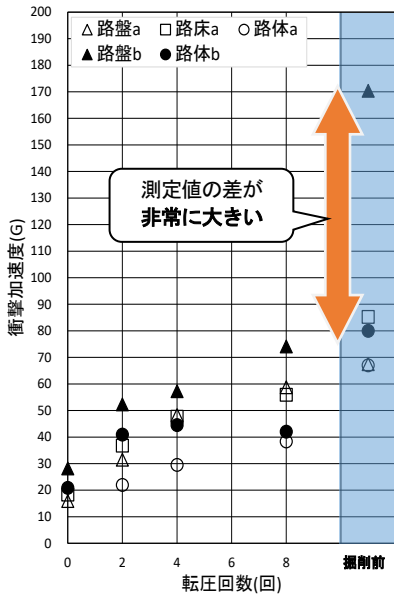


(b) 地盤反力係数と衝撃加速度の関係

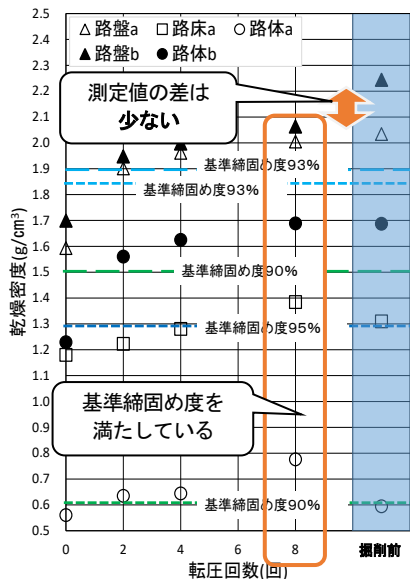
図-3.3.3 CBR・地盤反力係数と衝撃加速度の関

表-3.4.1 基本物性値(採取試料)

採取地	地区 a		地区 b			
	路盤 a	路床 a	路体 a	路盤 b	路体 b	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.683	2.640	2.185	2.724	2.599	
自然含水比 w_n (%)	6.6	28.8	60.1	5.5	21.2	
粒度特性	2mm以上 (%)	79	31.6	36.8	75.7	57
	2mmから75 μ m (%)	18.5	56.6	53.6	19.7	32.3
	75 μ m未満 (%)	2.5	11.8	9.6	4.6	10.7
コンスタンス限界	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	
地盤材料の分類記号	GS	SG-F	SG-F	GS	GS-F	
最適含水比 w_{opt} (%)	8.5	23.9	66.1	7.5	16.7	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.988	1.362	0.671	2.050	1.669	



(a) 転圧回数と衝撃加速度の関係



(b) 転圧回数と乾燥密度の関係

図-3.4.2 転圧回数と衝撃加速度・乾燥密度の関係

係を確認した。また、転圧後の衝撃加速度が、掘削前の衝撃加速度より小さい値となったが、その差は地区 b の路盤以外は小さいため基準値として適用可能であり、品質管理可能と考える。

地区 b の路盤については、旧国道車道部で試験しているため、地区 a と比較して大型車の交通量がかなり多いと考えられ、繰り返し車両走行時の荷重を受け、長期にわたり締め固められたと推測される。このことから、掘削前の衝撃加速度が非常に大きい値になったと考えられる。また、路床、路体ではそれほど大きな

差ではないことから、路盤ほどその影響を受けないと考えられる。

次に、転圧回数と乾燥密度についても路盤、路床、路体すべてにおいて、転圧回数と乾燥密度の間に相関関係を確認した。また、転圧後の乾燥密度が、路床、路体は測定した転圧回数以内で掘削前の乾燥密度と同等または大きい値となったが、路盤においては同等または小さい値となった。その原因は、衝撃加速度と同様に繰り返し車両走行時に荷重を受けるためと考えるが、衝撃加速度ほど差が見られない。このことについて、乾燥密度はある一定の値から転圧回数に伴う増加が非常に小さくなるためだと推測する。一方、すべてのデータにおいて、室内試験より求めた基準締め固め度を実施した転圧回数内で満たすことを確認した。

以上の結果から、小規模土工の埋め戻しについて、衝撃加速度を用いて、掘削前の測定値を基準とすることで品質管理が可能ではないかと考える。しかし、路盤に関しては施工場所により非常に締め固まっていることがあるため、基準値として採用することが困難であると考えられる。

今後は、基準値として採用できない場合についての対策の検討を行う。

3.5 小規模な掘削および埋め戻し箇所の品質管理方法の検討

現場にて路床・路盤の支持力を多点で計測することができれば、構築した路床・路盤の支持力のバラツキや部分的な締め固め不足、材料分離等による不良箇所を抽出することが可能となる。抽出された不良箇所においては、再度締め固めを行う、部分的に材料を置き換える等、施工の各段階において適切に改善することも可能となり、舗装全体の品質向上にも繋がると考えられる。

現場で路床・路盤の支持力を計測する手法としては、平板載荷試験や現場 CBR 試験等が広く知られている



写真 3.5.1 土工実験施設での供試体製作



図 3.5.1 検討に用いた小型試験機

が、試験には油圧ショベルや工事用車両等を反力とした測定が必要であること、データ取得に時間を要することから試験数量が限られ、現場での多点計測には現実的な手法ではない。

そのため、本検討では容易に計測可能な小型試験機を用いて、路床・路盤の支持力を計測し、平板載荷試験による地盤反力係数（以下、「 K_{30} 」という。）との比較を行い、小型試験機を用いた現場における品質管理手法としての適用可能性について検討した。

3.5.1 検討内容

つくば中央研究所の土工実験施設において、写真 3.5.1 のように路床及び路盤の供試体（延長 7m、幅 0.5m、深さ 0.3m）を構築し、小型試験機を用いて支持力測定を行った。なお、小型試験機の現場での適用性を検討するため、地盤の支持力評価に一般的に用いられている平板載荷試験を併せて実施し、平板載荷試験により得られる K_{30} と小型試験機の測定結果を比較した。

路床・路盤の支持力を測定可能な小型試験機は多く存在するが、本検討では比較対象として K_{30} を用いるため、 K_{30} との相関関係の知見がある小型試験機を採用した。本検討で採用した小型試験機の概要を図 3.5.1 に示す。なお、小型フォーリングウェイトデフレクトメータ（以下、「小型 FWD」という。）、超小型動的平板載荷試験装置（以下、「動的平板」という。）、簡易支持力測定器（以下、「キャスポル」という。）で得られる地盤反力係数をそれぞれ、 K_{30} 小型 FWD、 K_{30} 動的平板、 K_{30} キャスポルとして示す。

使用材料は表 3.5.1 に示す、砂質土、粘性土、粒度調整碎石の 3 種類とした。また、供試体は表 3.5.2 に示すように砂質土、粘性土、粘性土の石灰改良、粘性土のセメント改良とし、各々 2 水準の締固め度を設定し合計 10 ケースの供試体を製作した。

表 3.5.1 使用材料

項目	砂質土	粘性土	路盤材 (M-40)
最大粒径 (mm)	0.85	9.5	40
土粒子密度 (g/cm ³)	2.698	2.584	-
粒度	礫分 (2mm以上)	0	66.6
	砂分 (75 μm~2mm)	88.2	23.8
	細粒分 (75 μm未満)	11.8	9.6
塑性限界 %	NP	39.1	-
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.616 (A-c)	1.350 (B-c)	2.253 (E-b)
最適含水比 %	17.4	30.5	5.3

表 3.5.2 試験用供試体 (10 ケース)

種別	締固め度 %	含水比 %	備考
1 砂質土	92.3	12.2	
	96.4	11.3	
2 粘性土	84.3	34.7	
	94.4	34.1	
3 粘性土 (石灰改良)	80.9	35.4	添加量 10.6%
	90.7	36.4	
4 粘性土 (セメント改良)	82.8	38.2	添加量 16.0%
	94.7	37.1	
5 路盤材 (M-40)	103.2	3.2	
	89.0	3.2	

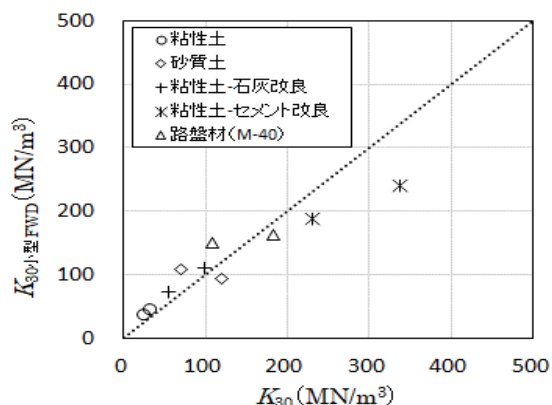


図 3.5.2 K_{30} と K_{30} 小型 FWD との関係

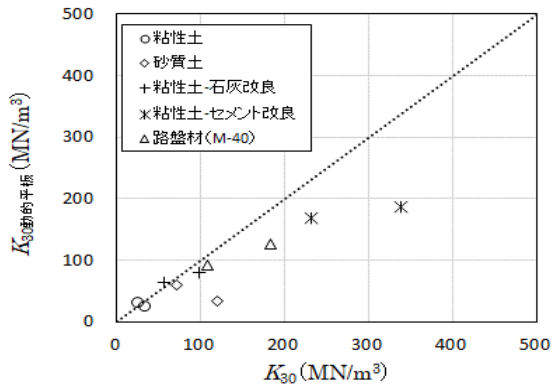


図 3.5.3 K_{30} と K_{30} 動的平板 との関係

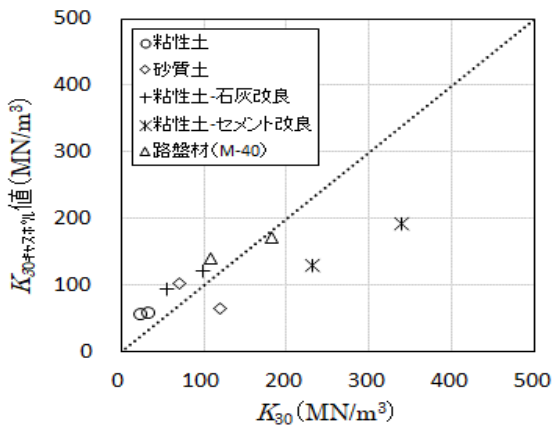


図 3.5.4 K_{30} と K_{30} キャスポル との関係

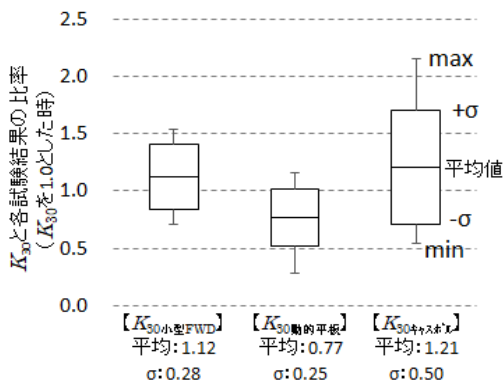


図 3.5.5 各試験結果の比較
(K_{30} を 1.0 とした場合)

3.5.2 試験結果

K_{30} と K_{30} 小型 FWD、 K_{30} 動的平板、 K_{30} キャスポルの関係、それぞれ図 3.5.2、図 3.5.3、図 3.5.4 に示す。

K_{30} 小型 FWD は一部で K_{30} との乖離が見られるが、全体的に K_{30} と同程度の結果が得られている。 K_{30} 動的平板は支持力が小さい領域で K_{30} と一致しているが、支持力が大きくなるに従い K_{30} 動的平板が小さく計測される傾向が見られる。 K_{30} キャスポルについては、支持力の小さい領

域で K_{30} との相関が見られるが、動的平板と同様に支持力が大きい領域では K_{30} より小さく計測される結果となった。

次に、図 3.5.5 に K_{30} を 1.0 とした場合の各試験機で測定した K_{30} 値の比率を示す。

K_{30} 小型 FWD の結果は 1.0 前後に分布しており、標準偏差も小さくバラつきが少ない。 K_{30} 動的平板の結果は全体的に小さく評価される傾向があるが、標準偏差が小さくバラつきも少ない。キャスポルの結果は、 K_{30} 小型 FWD や K_{30} 動的平板と比較し、標準偏差、バラつきともに大きい結果となった。

動的平板とキャスポルについては、重錘の重さが比較的軽く、載荷面積も小さい。このため、動的平板とキャスポルは、平板載荷試験や小型 FWD と比較して、地盤の表面付近の浅い範囲での評価となり、重錘落下地点における表面の土質のムラ等により結果が左右されやすく、支持力の大きい領域での乖離等が発生したものと考えられる。

以上の結果から、本検討で実施した 10 ケースでの試験結果からは、小型 FWD による方法がより安定的にデータ取得ができることが確認できた。ただし、動的平板やキャスポルに関しては、小型 FWD より測定時間が短く、より測定方法が簡単な手法である。そのため、試験機の特性を熟知し、粘性土や砂等の均一な地盤で採用するなど、適用条件を整理して用いることで、より有効な手法となる可能性があると考えられる。

4. ICT 技術等を利用した道路全体にわたる品質管理データ取得及び活用方法の提案

4.1 振動ローラ加速度応答システムを利用した路盤工品質管理の検討

振動式締固め機械の振動挙動が接する地盤における剛性の影響を受けることを利用し、振動式締固め機械の振動部に加速度計を取り付けその信号から地盤剛性を推定するシステム(以下加速度応答システム)は、1980 年代頃から研究が開始されており、これまで各メーカーなどにおいて開発、実用化がなされてきている^{21~24)}。この加速度応答システムは、締固め品質を面的にかつリアルタイムで確認できるため、新しい締固め品質管理技術として期待されているが、未だに国内では品質管理基準などの作成がなされていない。加速度応答システムを用いた締固め品質管理基準を策定するためには、加速度応答システムと現状の品質管理基準

表4.1.1 加速度応答システム

	システム名	メーカー	出力値
振動ローラ用	αシステム	αシステム研究会	乱れ率
	Evib	BOMAG	Evib値
	CCV	酒井重工業	CCV値
前後進コンパクト用	COMPASS	三笠産業	LED点灯個数
	ECONOMIZER	BOMAG	LED点灯個数

表4.1.2 締固め機械仕様

	振動ローラ	
		
メーカー	BOMAG	酒井重工業
型式	BW141AD-4AM	TW504
運転質量 (kg)	8700	3540
起振力 (kN)	144	34.3
振動数 (Hz)	45	52
搭載加速度応答システム	α、Evib、CCV	α、CCV
	前後進コンパクト	
		
メーカー	三笠産業	BOMAG
型式	MVH-308DSC-PAS	BPR45/55D
運転質量 (kg)	330	396
起振力 (kN)	45	45
振動数 (Hz)	73	70
搭載加速度応答システム	COMPASS	ECONOMIZER

である密度との相関を様々な条件下で比較し、加速度応答システムが代替手法として適用可能か調査しておく必要がある。

そこで前重点研究「盛土施工の効率化と品質管理向上技術に関する研究」では民間企業 10 社と共同研究を実施し²⁵⁾、様々な締固め機械に搭載した加速度応答システムと密度との相関を、様々な含水比条件を持つ 5 種類の砂質土系材料にて調査した。その結果、砂質

土系材料では含水比（飽和度）が一定値以上上昇すると、加速度応答システムと密度との相関に大きな影響を与えていることがわかった。したがって、加速度応答システムを砂質土に適用するためには、現状より高度な含水比管理が必要であることが明らかとなった。

本研究では、上記に引き続き路盤工での加速度応答システムの実用化を目的とし、路盤材料を用いて同様の研究を行った。なお、本実験は土木研究所と民間企業 9 社²⁶⁾との「ICT 技術等を利用した路体・路床・路盤の品質管理手法に関する共同研究」の一環として行ったものである。

注 1) 共同研究相手先企業：(株)大林組、鹿島道路(株)、酒井重工業(株)、大成ロテック(株)、西尾レントオール(株)、西松建設(株)、(株)不動テトラ、前田建設工業(株)、三笠産業(株)

4.1.1. 実験概要

4.1.1.1 加速度応答システム

現在、加速度応答システムは様々なメーカーから販売されており、それぞれ振動締固め機械の振動部に取り付けた加速度計からの信号を各メーカー独自の手法で解析し、地盤剛性推定値をリアルタイムで表示している。振動ローラ用システムでは車載 PC 等にて地盤剛性推定値を記録することができ、GNSS などによる位置情報と組み合わせることも可能である。一方前後進コンパクト用のシステムは、現在では記録や位置情報とのリンクを行うことができず、解析結果を機体に搭載された複数の LED 等によりオペレータに表示している（点灯個数が多いほど剛性が高い）。

本実験では日本国内で一般的に入手できる加速度応答システムを用いて実験を行うこととした。表 4.1.1 に本実験で使用した加速度応答システムの情報を示す。実験において、振動ローラ用システムは上記のように車載 PC 等にて走行中の地盤剛性推定値を収集することとし、また前後進コンパクト用システムでは LED をビデオ撮影することで点灯個数を収集した。

4.1.1.2 締固め機械

日本国内における路盤施工で一般的に使用されている振動式締固め機械は、8ton クラスタンDEM振動ローラ、4ton クラスコンバインド振動ローラ、前後進コンパクトが挙げられる。本実験では、これらを使用することとし、かつ表 4.1.1 に示したすべての加速度応答システムの検証が行えるよう締固め機械を選定した。表 4.1.2 に実験に使用した締固め機械の仕様を示す。

表 4.1.3 実験条件

施工機械	材料	加速度システム	最適含水比と実験時含水比の差 (%)		
			乾燥側	最適含水比付近	湿潤側
BW141AD-4AM	C-40	α	-2.7	-0.8~-0.6	±0.0~+0.5
		Evib			
		CCV			
	RC-40	α	/	+0.6~+0.7	+3.7~+4.2
		Evib			
		CCV			
	M-30	α	/	-1.4~-1.2	+2.0~+2.2
		Evib			
		CCV			
TW504	α	/	/	+0.3~+0.4	
MVH-308 DSC-PAS	C-40	COM PASS	/	/	+0.1~+0.6
BPR45/55D		ECONO MIZER	/	/	

※酒井重工殿にて実験を実施



4.1.1.3 実験材料・実験条件

実験材料は、路盤工にて一般的に使用されている C-40、M-30、RC-40 の 3 種類とした。実験は、まず 8ton クラスタンデム振動ローラ (BW141AD-4AM) を用いて行き、3 種類のうち最も一般的な材料である C-40 については、実験時含水比を乾燥側、最適含水比付近、湿潤側の 3 種類に調整してそれぞれ行った。ここで乾燥側は材料購入時含水比であり、湿潤側は敷き均し直前まで散水を行い材料が保水できる限界で実験を行った。これにより実際の施工で用いられる可能性がある



写真4.1.2 実験フィールド作成状況



写真4.1.3 実験状況

含水比をカバーしたことになる。また、前述の砂質土材料での実験結果では高含水比の場合に大きな影響があったため、M-30、RC-40 では湿潤側条件を優先して実験を行った。同様に、他の締固め機械を用いた実験も、湿潤側条件を優先して実験を行った。

本実験条件を表 4.1.3 に示す。記載している数値は実験時の路盤材含水比と最適含水比との差であり、マイナスが乾燥側、プラスが湿潤側を表している。

4.1.1.4 実験手順

実験は土木研究所土工実験施設内の実験ピットを使用した (幅 5m、長さ 44.8m、深さ 4m、写真 4.1.1)。山砂を用いてピット底面より高さ 2.8m まで十分に締固められた基礎地盤をピット内に製作し、その上に実験材料の一つを巻出し厚さ 300mm になるよう盛り立てて実験フィールドを製作した (写真 4.1.2)。その実験フィールド上に幅 1.5m、長さ 25m のレーンを 2 つ隣り合うように設定し、それぞれ「前進レーン」「後進レーン」とした。そして表-2 に示す締固め機械の 1 台にて前進レーン上を前進、後進レーン上を後進することにより締固めを行った (写真 4.1.3)。締固めは 5 回 (5 往復) 行き、0、1、2、3、4、5 回終了後の前進レーン密度を RI 密度計でレーン中央 10 カ所測定した。また加速度応答システムは前進レーンの 1、2、3、4、5

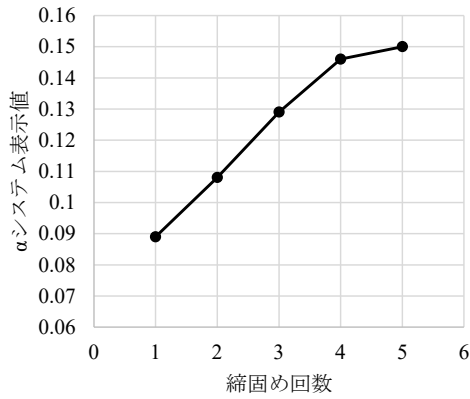


図4.1.1 αシステム計測結果 (BW141、C-40、湿潤側)

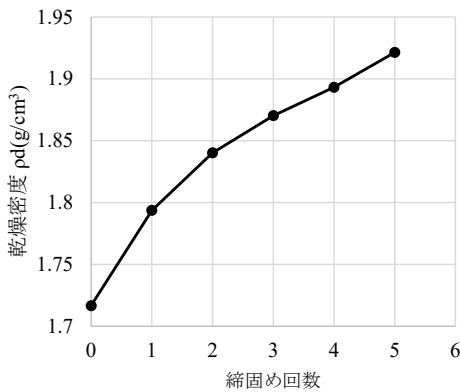


図4.1.2 乾燥密度計測結果 (BW141、C-40、湿潤側)

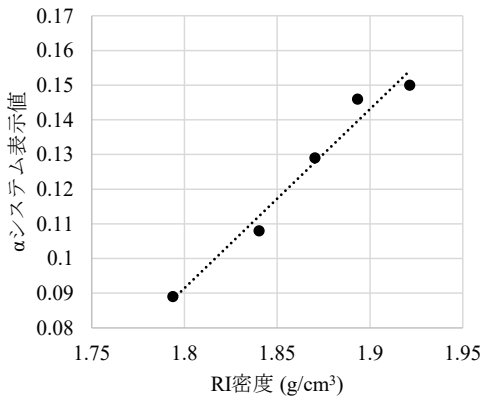


図4.1.3 乾燥密度－αシステム (BW141、C-40、湿潤側)

回時に測定を行った

1 回の実験終了後に、路盤材料を基礎地盤まで撤去し、基礎地盤の補修を行った後、次の材料・締固め機械で繰り返し実験を行った。

なお、表 4.1.3 に示した実験条件のうち※印の 4 件は、酒井重工業 (株) の実験ピットにて行った (幅 3m、長さ 20m、深さ、0.95m)。上記実験と異なる点は以下のとおりである。

- ① 基礎地盤厚さ：0.45m
- ② RI 測定箇所：5 か所
- ③ 後進レーンなし。締固め機械はピット外を通りス

表 4.1.4 加速度応答システムと乾燥密度との相関係数

施工機械	材料	加速度システム	相関係数		
			乾燥側	最適含水比付近	湿潤側
BW141AD-4AM	C-40	α	0.944	0.965	0.985
		Evib	0.993	0.970	0.987
		CCV	0.947	0.811	0.955
	RC-40	α	/	0.858	0.965
		Evib		0.863	0.971
		CCV		0.820	0.839
	M-30	α	/	0.988	0.976
		Evib		0.971	0.984
		CCV		0.920	0.986
TW504	C-40	α	/	0.942	
CCV		0.900			
MVH-308 DSC-PAS	C-40	COM PASS	/	0.991	
BPR45/55D		ECONO MIZER		0.940	

タート地点へ戻る。

以上の相違範囲であれば、土木研究所にて行った実験結果と同等であると考え、実験結果を同列で整理することとした。

4.1.2 実験結果

結果例として、締固め機械：BW141AD-4AM、材料：C-40、含水比：湿潤側における乾燥密度（全カ所の平均）、αシステム表示値（1レーン全体の平均）の各締固め回数における値を図 4.1.1 及び 4.1.2 に示す。図 4.1.1 及び 4.1.2 によると、締固め回数が増加するとともに各値も増加しており、それぞれよく似ている傾向を示している。そこで、αシステム表示値と乾燥密度の関係を図 4.1.3 に示す。図には近似曲線も示している。図 4.1.3 によると、αシステム表示値と乾燥密度は良好な相関を示しており、相関係数を計算すると 0.985 となる。同様にすべての実験条件における相関係数を計算したものを表 4.1.4 に示す。表 4.1.4 によると、すべての相関係数は 0.8 以上と非常に強い相関を示していることがわかる。

本実験結果から、すべての実験条件における加速度応答値と密度は非常に強い相関を示していることが判明した。特に、前述の砂質土材料での実験結果と異なり高含水比の影響を受けていない。これは、路盤材料は水分を含むことが困難であり、影響があるまで含水

比を上昇させることができないためと考えられる。以上の結果は加速度応答システムが従来の品質管理手法の代替となり得ることを示している。

4.2 異なるローラによる路盤工締固め後平坦性比較

一般的に、振動ローラはタイヤローラに比べ締固め後の到達密度が高いことが判明している^{25,26)}。しかしながら、日本における道路工事では振動ローラは未だあまり使用されていない。このことは、振動ローラを

使用した場合地盤表面に悪影響を及ぼすのではないかと、という疑いが施工業者を中心に存在することが原因の一つである。しかし、締固め後の地盤表面を、振動ローラと静的ローラ（タイヤローラなど）を比較した研究例はこれまでない。

そこで本研究では、振動ローラとタイヤローラを用いて同条件の路盤材料締固めを実施し、締固め後の平坦性を比較した。なお、本実験も土木研究所と民間企業9社^{注1)}との「ICT技術等を利用した路体・路床・路盤の品質管理手法に関する共同研究」の一環として行ったものである。

4.2.1. 実験概要

4.2.1.1 締固め機械および実験材料

本実験にて使用する振動ローラは、8ton クラススタンデム振動ローラ、タイヤローラは 9ton クラスタイヤローラを選定した。表 4.2.1 に実験に使用した締固め

表4.2.1 締固め機械仕様

	振動ローラ	タイヤローラ
メーカー	酒井重工業	酒井重工業
型式	SW652	TZ703
運転質量 (kg)	7100	9100
起振力 (kN)	69	—
振動数 (Hz)	50	—



写真4.2.1 実験状況

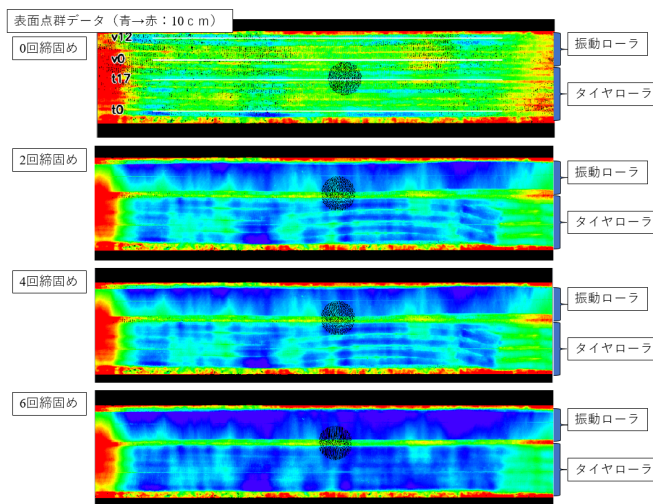


図4.2.1 締固め面高さ

表4.2.2 締固め後平坦性 (mm)

タイヤローラ									
	ライン1	ライン2	ライン3	ライン4	ライン5	ライン6	ライン7	ライン8	平均
0回転圧	2.07	2.74	1.96	2.06	1.81	2.13	1.77	2.20	2.09
2回転圧	1.07	0.99	1.25	1.20	1.13	1.16	1.19	1.04	1.13
4回転圧	0.94	0.92	0.94	0.96	1.02	0.95	0.94	1.03	0.96
6回転圧	0.94	0.98	0.92	0.91	0.86	0.97	1.06	1.06	0.96
振動ローラ									
	ライン1	ライン2	ライン3	ライン4	ライン5	ライン6	ライン7	ライン8	平均
0回転圧	2.12	2.16	2.66	2.10	1.93	1.75	2.64	2.06	2.18
2回転圧	0.83	0.96	1.00	1.05	0.96	0.97	1.01	0.91	0.96
4回転圧	0.83	0.86	1.01	0.83	0.96	1.03	0.89	0.84	0.91
6回転圧	0.82	0.89	0.93	0.89	0.91	0.94	0.84	0.86	0.89

機械の仕様を示す。実験材料は、路盤工にて一般的に使用されている C-40 を使用した。含水比は材料購入時含水比で行った。

4.2.1.2 実験手順

実験は前章と同様に、土木研究所土工実験施設内の実験ピットに構築された基礎地盤の上に C40 を巻出し厚さ 300mm になるよう盛り立てて実験フィールドを製作した。その実験フィールド上を振動ローラとタイヤローラが並行して走行し締固めを行った。(写真 4.2.1)。締固めは 6 回 (3 往復) 行い、0、2、4、6 回終了後の締固め面をレーザスキャナ (Leica RTC360) にて 3 か所から測定しマッチングを行った。

4.2.2 実験結果

レーザスキャナで計測した 0、2、4、6 回締固め終了後の高さをレーン上から見たものを図 4.2.1 に示す。図 4.2.1 によると、振動ローラよりタイヤローラの方が、6 回締固め後でも轍跡などの不陸が残っていることがわかる。次にそれぞれのレーンの縦方向に 8 つのラインを作成し、各ラインでの平坦性を計算した結果を表 4.2.2 に示す。平坦性の計算は「地上型レーザスキャナを用いた出来形管理要領 (舗装工事編)」²⁷⁾を参考とした。表 4.2.2 によると、平坦性は締固め前 (0 回) ではタイヤローラの方が良好であるが、締固めが開始されると振動ローラの方が良好となっている。このことから、締固め後の平坦性は振動ローラの方が良好になることがわかる。

5. 舗装体系全体における評価手法の策定

5.1 設計条件の確率分布を考慮した理論的設計手法の概要

平成 14 年「土木・建築にかかる設計の基本」²⁸⁾の策定に伴い、舗装の構造設計に信頼度が導入され²⁾、信頼性を考慮した設計 (安全係数を用いた設計法: 信頼性設計法レベル 1 に相当²⁹⁾) が可能となった。しかし、現行の設計法は簡便ではあるものの、材料や構造等の設計変数のバラつきを考慮できないという課題があり、信頼性設計法に関する検討が進められている⁴⁾。そこで前研究課題では、設計変数のバラつきを考慮した信頼性設計法として、理論的設計手法に対しモンテカルロシミュレーションを用いて舗装の構造的信頼性を算定する手法を考案しているので紹介する。

本手法の計算フローを図 5.1.1 に示す。本手法は、モンテカルロシミュレーションによって、設定した舗装断面の許容 49kN 輪数の分布を予測し (図 5.1.2 参

照)、設計輪数を上回る確率を計算することで舗装の構造的信頼性を算定するもの (信頼性設計法レベル 3 に相当²⁹⁾) である。また、設計変数 (各層の弾性係数、各層の厚さ、載荷荷重) を互いに独立な正規確率変数として計算し、各設計変数の分布が信頼度 R_m に与える影響を評価することが可能である。

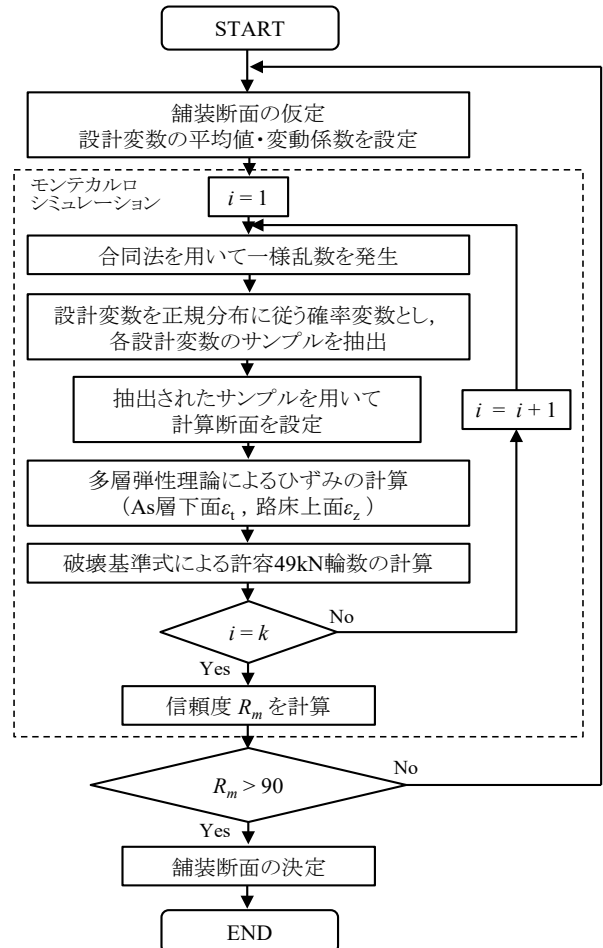


図 5.1.1 本手法の計算フロー

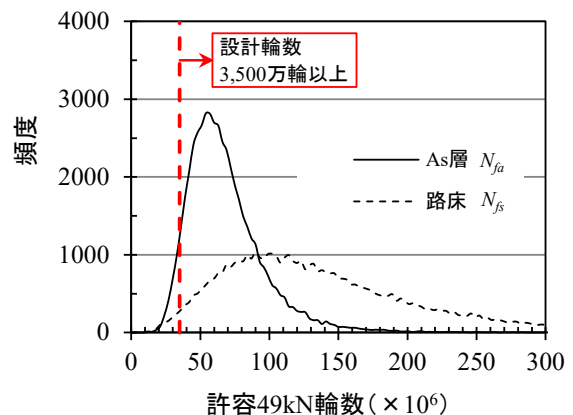


図 5.1.2 許容 49kN 輪数の分布予測結果の一例

表 5.2.1 検討断面の概要 (交通量区分 N7)

検討断面 No	路床 CBR (%)	各層の厚さ (cm)			
		表層基層	As 安定処理路盤	上層路盤 M-30	下層路盤 C-40
1	8	15	8	20	25
2	20	15	8	-	20
3	30	15	8	-	20

表 5.2.2 各層の弾性係数の計算条件

	平均値 (MPa)	変動係数	
		CV0.2	CV0.1
表層基層	5,000	0.2	0.2
As 安定処理路盤	3,500	0.2	0.2
上層路盤 M-30	400	0.2	0.1
下層路盤 C-40	250	0.2	0.1
路床	10×CBR	0.2	0.1

5.2 検討概要

本手法を用いて材料条件である弾性係数のバラつきがアスファルト舗装の信頼性に与える影響について検討した結果を以下に記す。

検討断面の概要を表 5.2.1 に示す。設計条件として、高規格幹線道路 (交通量区分 N7) における設計盛土上の舗装を想定し、地盤条件 (路床 CBR) が異なる 3 水準を設定した。また、各層の厚さは、経験的設計法 (以下、TA 法という) を参考に設定した。なお、検討断面 No3 は、盛土施工時に良質な材料が使用されたことを想定し路床 CBR30%とした。このような場合、TA 法では設計 CBR20 以上として扱うため検討断面 No2 と同一断面となる。次に、各層の弾性係数の計算条件を表 5.2.2 に示す。弾性係数のバラつきの設定として、路床・路盤の変動係数を 2 水準 (CV0.2、CV0.1) 設定した。また、表層基層とアスファルト安定処理路盤については、アスファルト混合物の温度依存性を考慮し変動係数を 0.2 に固定した。なお、本検討では、弾性係数のバラつきが信頼性に与える影響のみを評価するため、各層の厚さおよび載荷荷重 (単輪荷重 49kN、接地圧 0.59MPa) に関してはバラつきを考慮しないこととした。

5.3 検討結果

前研究課題の検討結果を以下に紹介する。

5.3.1 繰り返し計算回数の検討

モンテカルロシミュレーションを用いる場合、精度の良い結果を得るためには多くの試行回数が必要となる。そこで、本検討における最適な繰り返し計算回数 k を決定することを目的に、検討断面 No2 (変動係数 CV0.2) について繰り返し計算回数と信頼度 R_m の推定精度の関係を整理した。その結果を図 5.3.1 に示す。

図 5.3.1 より、繰り返し計算回数が 1 万回以上であ

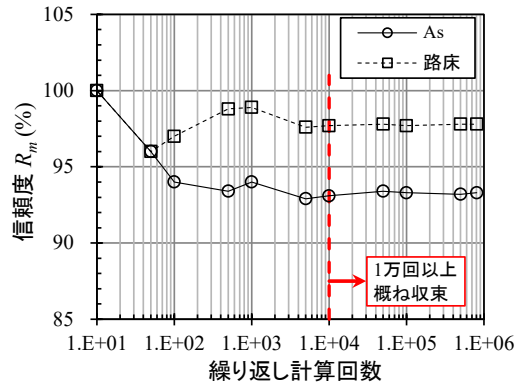


図 5.3.1 繰り返し計算回数の検討結果

れば、信頼度 R_m の値が概ね収束することがわかった。この結果より、本検討における繰り返し計算回数は 5 万回とした。

5.3.2 弾性係数のバラつきが信頼性に与える影響に関する検討

今回検討した 6 ケース (断面 3 水準×変動係数 2 水準) について本手法より得られたアスファルト層の許容 49kN 輪数 N_{fa} の予測分布を設計輪数 3,500 万輪で除した結果を図 5.3.2 に示す。図 5.3.2 より、アスファルト層の許容 49kN 輪数 N_{fa} の予測分布 (10~90%) は、TA 法で設計した全ての検討断面において設計輪数を上回る結果を得た。また、図 5.3.2 の結果を整理し、信頼度 R_m および耐用年数を算定した結果を表 5.3.1 に示す。信頼度 R_m は、許容 49kN 輪数の予測分布から設計輪数を上回る確率を算出した。また、耐用年数は次式より算出した。

$$\text{耐用年数} = \frac{\text{許容49kN輪数予測分布の下から10\%の輪数}}{\text{設計輪数}} \times 10\text{年} \quad (5.1)$$

表 5.3.1 より、検討断面ごとの比較を行うと、検討断面 No1 は、検討断面 No2 に比べ信頼度 R_m 、耐用年数ともに高い数値を示している。また、検討断面 No3 は検討断面 No2 と同一舗装断面であるが検討断面 No2 よりも路床の弾性係数が高い分、長期供用性に期待できることがわかった。次に、変動係数ごとの比較を行うと、路床・路盤の弾性係数の変動係数を小さく設定すれば、全ての検討断面において許容 49kN 輪数の予測分布のバラつきが小さくなり、信頼度 R_m 、耐用年数ともに高い数値を示すことがわかった。このことより、路床・路盤の弾性係数のバラつきが舗装や路床の信頼性に大きく影響することがわかった。

上記で紹介した設計法と、本課題の成果を組み合わせることで、設計・施工・品質管理等、舗装体系全体を通した評価手法となる可能性を見出した。

6. まとめ

本研究から次のことが明らかになった

- ・現在、路床の品質管理手法として用いられている締固め度は、施工管理で用いられている転圧回数と相関があることを確認した。
- ・セメント改良路床の場合、転圧回数の増加による締固め度の増加割合より支持力系の評価指標の方が増加割合が大きくなることがわかった。
- ・改良効果が現れる転圧約2週間後の評価結果では、締固め度より支持力系の評価手法の方が転圧直後より大幅に増加するが、増加割合は転圧回数と相関関係にはなかった。
- ・添加材により改良した路床の場合、支持力に影響を与える要素としては、転圧回数より添加量の影響を大きく受けるため、改良路床においては改良材の添加量や均質な攪拌混合の施工管理が重要である。
- ・重錘重量が大きな品質管理手法において路盤材の品質管理評価を行う場合、路盤材の評価のみならず、路盤材直下の路床の影響を受ける事が確認出来た。
- ・路床の弾性係数は動的三軸試験を用いて求めることが可能であるが、レジリエントモジュラス試験で行う予備荷重やひずみ特性が土の変形特性試験は異なるため、レジリエントモジュラス試験と同一のひずみ領域での試験を行う必要がある。
- ・レジリエントモジュラス試験では供試体飽和の際に導入する間隙水の水頭差が規定されておらず、飽和化する際に供試体にダメージを与える場合があるので注意が必要である。
- ・レジリエントモジュラス試験で与える中ひずみ領域の変形では、路床材のような砂質土の場合には必ずしも弾性域での試験とならない場合があるため、複数の応力条件下での試験が実施出来ない場合がある。
- ・材料特性が弾性係数に与える影響については、飽和度が弾性係数に与える影響が大きいことがわかった。
- ・フォーリングウェイトデフレクトメータによりたわみ量を測定することで、局所的な不良箇所の抽出も可能であることがわかった。
- ・路床の支持力のバラつきが舗装全体の支持力に影響を与えることが分かった。また、輪荷重の荷重により舗装全体の支持力のバラつきや路床の支持力のバラつきが大きくなる傾向も確認できた。そのため、品質のバラつきが大きいと、支持力の弱い箇所から破損に至る可能性があり、施工時の路床の支持力のバラつきを可能な限り小さくすることが重要であると考えられる。
- ・実大舗装での検討結果からも、小型試験機を用いた路床のバラツキの把握や局所的な不要箇所の抽出が可能であることを確認した。
- ・路床、路盤の品質管理手法として、衝撃加速度測定装置、小型 FWD、キャスポル、土壌硬度計の適用性を確認した結果、各試験器ごとに得られる値は異なるものの、路床の締固め状態を評価できる可能性があることがわかった。しかし、比較的粒径の大きい礫質分を多く含む路盤への適用については、礫質分が各装置の測定結果に与える影響についてさらなる検討が必要である。
- ・路盤において、測定装置を改良することで室内及び現場試験ともに測定値のバラツキは低減したが、現場試験の衝撃加速度が室内試験で求めた基準値より小さくなる問題は解消されないことを確認した。
- ・改良路床において、あらかじめ室内試験で CBR と衝撃加速度の関係を求め、現場の衝撃加速度を測定することにより、現場の CBR を推定可能と確認した。また、現場試験で衝撃加速度と地盤反力係数の関係を求めることにより、衝撃加速度を用いた地盤反力係数の推定が可能だと考える。
- ・小規模土工の埋め戻しについて、掘削した土を埋め戻す場合、路体、路床は、掘削前の衝撃加速度を測定し基準とすることで、品質管理可能と考える。しかし路盤は、施工場所により非常に締め固まっていることがあるため、基準値として採用することは困難であると考えられる。
- ・加速度応答システムにより計測した α システム表示値と乾燥密度は良好な相関を示した。
- ・路盤材の品質評価手法として加速度応答システムが従来の品質管理手法と同等の結果を示したことから、代替評価指標となり得ることを確認した。
- ・締固め機械の影響として、締固め後の平坦性はタイヤローラより振動ローラの方が良好になることが分かった。
- ・前課題で検討課題となった弾性係数のバラつき評価については、2～4 章で検討した小型の評価試験

法や転圧機に取付け加速度応答システムを用いることで把握出来る可能性が得られた。

- ・道路土工において品質管理を締固め度で行うのは、転圧回数で行う施工管理と締固め度で行う品質管理が高い相関があった。しかし、近年の現場発生土を有効活用するためセメントや石灰を用いた改良土の場合には、強度のバラつきが弾性係数のバラつきに繋がるため、締固め度以外の指標で品質管理も検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工「盛土工指針」、2010
- 2) (社)日本道路協会：舗装設計便覧、pp19-21、2006
- 3) 西澤 辰男：T_A法によるアスファルト舗装の信頼性評価、土木学会論文集 No. 781/V-66、2005
- 4) 寺田 剛、岩永真和、近藤益央、山田 充、藪 雅行：路床の締固め状態が舗装に与える影響に関する検討、土木学会論文集、Vol.72, No.3、2016
- 5) 近藤益央、宮武裕昭、宮下千花：セメント改良した現場発生土の路床への適用に関する実験的検討、土木学会第75回年次学術講演会、III-334、2020
- 6) 岩永真和、寺田 剛、藪 雅行：材料特性が弾性係数に与える影響に関する検討、第 32 回日本道路会議論文集、2017
- 7) 阿部ら：アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について、アスファルト、Vol.36, No.179, pp.53-72、1994
- 8) 竹内 康、木幡行宏、関根悦夫：室内試験結果を用いたアスファルト舗装の路床の弾性係数算出法の検討、土木学会論文集、Vol.68, No.2、2012
- 9) 近藤益央、宮武裕昭：路床材の弾性係数に関する検討、第 53 回地盤工学研究発表会、pp.453-454、2018
- 10) 近藤益央、宮武裕昭：路床材の弾性係数測定方法に関する検討、第 1 回交通地盤工学に関する国内シンポジウム、2019
- 11) 丸山輝彦、姫野賢治、林 正則：FWD たわみ測定による舗装の健全度評価、舗装、Vol.24, No.9、pp3-8、1989
- 12) 阿部長門、丸山輝彦、姫野賢治、林 正則：高速道路における路床強度が舗装構造に与える影響、土木学会第53回年次学術講演会、V-29、pp58-59、1998
- 13) 松井邦人、井上武美、二瓶辰之：舗装各層の弾性係数を表面たわみから推定する一手法、土木学会論文集、第420号、V-13、pp107-114、1990
- 14) 阿部長門、丸山輝彦、姫野賢治、林 正則：たわみ性能指標に基づく舗装の構造評価、土木学会論文集、第460号、V-18、pp41-48、1993
- 15) 小林尚登、赤木寛一、池内達宣：FWD による舗装構造値と路面性状測定によるひび割れ率との関係、第 10 回地盤工学会関東支部発表会、2013
- 16) 三浦真紀、赤木寛一、池内達宣、小林尚登：FWD による舗装構造値と路面性状値を用いた補修効果の調査、2014
- 17) 国土交通省北海道開発局：道路・河川工事仕様書（令和3年度版）、2021
- 18) 久慈直之、林 憲裕、佐藤厚子：衝撃加速度を用いた路盤の品質管理方法の検討について、第 52 回地盤工学研究発表会、pp. 1093-1094、2017
- 19) 佐藤厚子、西川純一：衝撃加速度による安定処理土の品質管理方法、セメント系安定処理土に関するシンポジウム、1996
- 20) 樋口侯太郎、畠山 乃、佐藤厚子：衝撃加速度を用いた改良路床の品質管理方法の検討、第 14 回地盤改良シンポジウム、pp. 183-186、2020
- 21) 情報化施工推進会議：情報化施工推進戦略～「使う」から「活かす」へ、新たな建設生産の段階へ挑む！！～、2013
- 22) 橋本 毅：最新の振動ローラについて＝高効率・高品質な施工を実現する新技術について＝、建設機械、Vol.43、No.12、pp.47-52、2007
- 23) 小葉はるな、眞壁 淳、上野健司：情報化施工における転圧管理システム CIS の適用事例について、建設施工と建設機械シンポジウム論文集、pp.139-142、2009
- 24) 古屋 弘、藤山哲雄：振動ローラ加速度応答法による地盤剛性評価装置「 α システム」、建設機械、Vol.47、No.7、pp.48-54、2011
- 25) 国立研究開発法人土木研究所：盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書第 461 号、2014
- 26) 高野 漢：舗装機械の使い方、建設図書、pp92-96、1974
- 27) 国土交通省：地上型レーザスキャナを用いた出来形管理要領（舗装工事編）（案）、2021
- 28) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本、2002
- 29) 星谷 勝、石井 清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会、1986

RESEARCH ON ROAD PAVEMENT DESIGN AND CONSTRUCTION CONSIDERING THE COMPACTION FOR ROADBED AND ROAD BODY

Research Period : FY2017-2020

Research Team : Geology and Geotechnical Engineering
Research Group (Construction
Technology Research Team)
Construction Technology Research
Department (Advanced Technology
Research Team)
Road Technology Research Group
(Pavement Research Team)
Cold-Region Construction Engineering
Research Group (Geotechnical
Research Team)

Author : MABUCHI Toshiaki, KONDOH Masuo
MORIKAWA Hirokuni, HASHIMOTO Takeshi,
YAMADA Mitsuru
YABU Masayuki, KAWAKAMI Atsushi,
AYABE Takayuki
HAYASHI Hirochika, SATOH Atsuko,
HIGUCHI Koutaro

Abstract : Road earthwork and pavement are carried out using an independent design system. In road earthwork, construction is managed using the degree of compaction, and in pavement, design and construction are carried out using the CBR value. Roads are structures that transmit the traffic load that passes through the pavement, roadbed, and roadbed to the road body. Therefore, if a method for evaluating the entire system including the compaction degree and bearing capacity of the roadbed and road body is developed, cost reduction and extension of pavement life can be expected.

In this research, we are developing an evaluation method for the entire system that considers the degree of compaction for roadbed and road body, the traffic performance of the road is ensured by integrating the road earthwork and pavement, and a rational and effective design method is used. The purpose is to verify the performance evaluation method and ICT technology for deploying i-construction to roadbed construction, and to propose the acquisition and utilization method of quality control data across road bodies, roadbeds, and roadbeds.

Key words : road earthworks, pavement, integration design, performance evaluation, quality control, degree of compaction, bearing capacity