

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：耐寒材料チーム

研究担当者：馬場道隆、内藤勲、吉田行、遠藤裕丈、野々村佳哲、中村拓郎

【要旨】

積雪寒冷地におけるコンクリート構造物は、凍害および凍害と塩害の複合劣化を受け耐久性は著しく低下する。そのため、コンクリート構造物の耐久性を向上するための種々の対策が必要となっている。本研究では、新設構造物の耐久性向上を目的として、改質セメントの実用化に向けた試験施工による検証と設計施工法に関するとりまとめ、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の既設構造物への適用効果と適用範囲の検討および新設構造物の複合劣化に対する効果分析のとりまとめを行った。その結果、改良セメントコンクリートに関しては、セメントと混和材の組合せにより高耐久のコンクリートの製造を可能とするとともに、その設計施工法を提案した。また、表面含浸工法に関しては、既設構造物での鉄筋腐食速度の低減効果と適用可能な劣化程度の検討および新設構造物の予防保全効果の分析結果をとりまとめ、設計施工法を提案した。さらに、短繊維混入吹き付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法については、吹き付けコンクリートの性能と各種繊維材料による補強効果を明らかにし、設計施工法を提案した。短繊維補強（軽量）コンクリートについては、施工性や耐久性を確保した配合と実構造物への合理的な設計施工法を提案した。

キーワード：改質セメント、表面含浸材、補修補強、耐久性向上

1. はじめに

積雪寒冷地のコンクリート構造物は、凍害単独および塩害との複合劣化の被害を受けやすい厳しい環境下に曝されている。凍害は、劣化予測が難しい理由から、コンクリート標準示方書の維持管理編では性能低下の度合に応じて対策工を検討する事後保全型の維持管理に位置づけられている。一方、今後は新設構造物への投資が減少し、構造物の維持管理・更新費がこれを上回ることが予想されている¹⁾。厳しい財政事情下において、コンクリート構造物を全て更新することは極めて難しい。

このような中、近年、土木学会コンクリート標準示方書や道路橋示方書が性能規定型に改訂され、コンクリート構造物の新規建設にあたっては、経年劣化に対して十分な耐久性が長期的に確保されるように設計段階から照査する形式となった。これにより、特に、凍害および塩害などを複合的に受ける積雪寒冷地のコンクリート構造物は、その耐久性を長期にわたり確保することが、ライフサイクルコスト縮減の観点からも極めて重要な課題となり、そのための対策が必要な状況にある。

他方、既設コンクリート構造物の経年劣化によるコンクリート片のはく落や耐力の低下が問題となっており、早急な対応が求められている。供用後 50 年以上

の長期材齢となる構造物が今後増大することを考慮すると、より経済的かつ効果的で、凍害や塩害などの複合劣化に対しても十分な耐久性を有する補修補強工法の確立が必要となる。また、補修補強を要する構造物は、構造形式、劣化度、立地条件等が多種多様であることから、種々の条件に対応できる補修補強設計施工法の確立が必要である。

このような背景に基づき、本研究は、主に凍害および凍害と塩害の複合劣化に対する対策について検討を行い、新設構造物（改築含む）の耐久性向上対策として、改良セメントおよび表面含浸工法の適用効果について検証を行うとともに、それらの設計施工法を確立するための検討を行ったものである。なお、表面含浸工法においては、新設だけでなく既設構造物の耐久性向上効果についても検討を行った。また、補修補強工法の開発のため、短繊維混入吹き付けコンクリートと連続繊維メッシュ併用工法の、種々の短繊維および連続繊維を用いる場合の性能確認試験と実構造物への適用性検証のほか、短繊維補強（軽量）コンクリートの性能確認試験を行い、これらの補修補強工法と短繊維補強（軽量）コンクリートの設計施工法確立のための検討を行ったものである。以下、第 2 章に改良セメント、第 3 章に表面含浸工法、第 4 章に繊維補強コンクリートの各研究の成果報告を行う。

2. 改質セメントによるコンクリートの高耐久化に関する研究

2.1 研究概要

コンクリート構造物の凍害および凍害と塩害の複合劣化に対する耐久性を向上する手法は種々存在するが、コンクリートの緻密化等によりコンクリート自体の耐久性を向上することは最も基本的な対策であり、コンクリートの長期的な耐久性が確保できれば効率的にライフサイクルコストを縮減できる可能性がある。

本研究では、セメントの改質および産業副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等の各種混和材を利用することで、コンクリートの緻密化等によるコンクリート自体の高耐久化を図り、凍害および複合劣化に対する耐久性の向上対策を確立するとともに、改良セメントによる高耐久性コンクリートの設計施工法を確立することを目的として、各種室内試験および試験施工を実施して検討を行った。

2.2 改良セメントによるコンクリートの力学および耐久性に関する検討²⁾

2.2.1 使用材料

前研究5カ年において、低熱ポルトランドセメントの微粉末化と高炉スラグ微粉末の組合せにより、コンクリートの長期耐久性に加えて、低発熱性や長期的な強度発現が期待できることが確認されている^{3,4)}。このような結合材を用いた場合、特に、橋脚や橋台、擁壁などの比較的大型構造物に有用である。

一方、PC構造物は材齢初期にプレストレスを導入する必要があるため、耐久性とともに初期の強度発現が重要となり、上記の結合材では、特に低温環境下において、必ずしも初期強度を満足できないことが考えられる。そこで、本研究では、PC構造物や低温環境下でも適用が可能な高耐久性コンクリートの実用化を目的として、ベースセメントは、PCで一般的な早強ポルトランドセメントを用いた。混和材にはそれぞれのJIS規格値を満足する、粉末度6000クラスの高炉スラグ微粉末（以下スラグと表記）、フライアッシュII種、およびシリカフュームを用いた。表-2.1に使用材料を示す。

コンクリートの配合を表-2.2に示す。強度や耐久性を考慮した配合設計法の検討を行うため、水結合材比(W/B)は、一般的なPCの水セメント比がプレキャストを含めると35~45%程度であることから、35、40、45%の3種類設定した。各混和材の早強セメントに対する置換率は、コンクリートの強度発現および耐久性への影響を考慮して、スラグおよびフライアッシュに関しては高炉セメントおよびフライアッシュセメントの

表-2.1 使用材料

セメント	早強ポルトランドセメント(HP) 4770 [※] 、 密度 3.15g/cm ³
混和材	高炉スラグ微粉末(S6) 6020 [※] 、密度 2.89 g/cm ³ フライアッシュII種(FII) 3710 [※] 、密度 2.11 g/cm ³ シリカフューム(SF) 130000 [※] 、密度 2.20 g/cm ³
細骨材	登別産陸砂 密度 2.70g/cm ³ 、吸水率 1.50%
粗骨材	白老産碎石 密度 2.68g/cm ³ 、吸水率 1.91%
高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系
A E 剤	ロジン系
消泡剤	ポリエーテル系

※比表面積(cm²/g)

表-2.2 コンクリートの配合

セメントの種類	混和材の種類	混和材置換率(%)	W/B (%)	空気量(%)	Sの種類	Pの種類	S/P添加量(B×%)	s/a (%)	コンクリート単体量 (kg/m ³)						
									W	B	S	G	SP	AE助剤(B×%)	消泡剤(B×%)
HP	—	—	35	4.5	A	0.65	45	135	386	845	1029	2.51	0.0050	0.0015	
	S6	60							128	329	768	1039	2.20	0.0075	0.0015
	SF	10							138	355	748	1013	2.76	0.0100	0.0075
	FII	20			131	337	760	1029	2.24	0.0080	0.0015				
	—	—			A	0.65	46	135	304	794	1032	2.20	0.0040	0.0015	
	S6	60							124	279	810	1052	1.86	0.0030	0.0015
	SF	10	136	306					787	1023	2.38	0.0050	0.0075		
	FII	20	126	284	805	1046	1.89	0.0080	0.0015						
	—	—	A	0.60	47	135	270	825	1030	1.80	0.0040	0.0015			
	S6	60					129	258	831	1037	1.58	0.0035	0.0015		
	SF	10					131	262	828	1034	2.04	0.0090	0.0075		
	FII	20	130	260	827	1033	1.73	0.0080	0.0015						

B:結合材(セメント+混和材)、SP:高性能AE減水剤(分散性)A:B

B種相当置換率の上限値とし、それぞれ60%および20%とした。また、シリカフュームの置換率は一般に5~15%が採用されており、本研究では国内外での使用実績が多い10%とした⁵⁾。なお、目標スランブは、W/B=35%は施工性を考慮して18±2.5cm、その他のW/Bは土木構造物で一般的な8±2.5cmとし、目標空気量はいずれも4.5±1%とした。

2.2.2 試験項目および試験概要

本研究で行った各実験概要を以下に示す。なお、供試体の養生は、作製後1日湿気養生し、翌日脱型の後所定の材齢まで20℃水中養生を行った。

力学特性として、圧縮強度試験を行った。なお、養生温度は20℃と5℃の2水準とし、試験はJIS A 1108に準拠して行った。また、JIS A 1149に準拠して、コンプレッソメータによる静弾性係数の測定も行った。

収縮特性として、乾燥収縮試験を行った。乾燥収縮ひずみの測定は、供試体作製時に供試体中央に設置した埋め込み型のひずみゲージにより行った。供試体の養生は材齢7日まで温度20℃で水中養生を行い、その後温度20±2℃、相対湿度60±5%の恒温恒湿室に静置してデータロガーを用いてひずみの計測を開始した。

耐久性試験として、塩分浸透抵抗性と凍結融解抵抗性に関する試験を行った。塩分浸透抵抗性は、JSCE-G571-2003⁶⁾に準拠して塩化物イオンの実効拡散

係数を求め評価を行った。なお、供試体は、φ10×20cmの円柱供試体の中央部を、厚さ5cmの円盤状になるように切断したものをを用いた。凍結融解抵抗性は、JIS A 1148のA法に準拠した水中凍結融解試験と、ASTM C672に準拠したスケリング試験⁷⁾を行った。

2.3 力学特性

2.3.1 圧縮強度と材齢の関係⁸⁾

図-2.1に圧縮強度と材齢の関係を示す。図中実線は20℃で水中養生を行った場合の圧縮強度を、破線は5℃で水中養生を行った場合の圧縮強度を示している。

結合材の違いでは、シリカフュームを用いたHPSF(10)はいずれの材齢でも強度が最も大きかった。フライアッシュを用いたHPF II (20)はHPよりも初期の強度が小さく、長期強度も全結合材の中で最も小さかった。スラグを用いたHPS6(60)は材齢初期の強度が最小となったが、その後の強度の増加割合は大きく、材齢28日以降ではHPと同程度以上となった。このように、結合材の種類により強度発現は大きく異なった。

2.3.2 圧縮強度に及ぼす養生温度の影響

図-2.2に積算温度と圧縮強度の関係を示す。積算温度は一般的な以下の式-2.1により算出した。

$$M = \Sigma (\theta + A) \Delta t \quad (2.1)$$

ここに、 M ：積算温度 (°D・D)、 θ ：時間 Δt におけるコンクリート温度、 A ：定数 (一般に10℃)

HPとHPFII(20)の同一積算温度における圧縮強度は、同様の傾向がみられ、積算温度が小さい場合には5℃養生の方が20℃養生より小さいが、積算温度が増加すると5℃養生の方が強度は増大した。HPS6(60)はいずれのW/Bでも、5℃養生の方が20℃養生より同一積算温度における圧縮強度は小さく、積算温度が同程度でも強度は回復しなかった。HPSF(10)は、5℃養生の方が20℃養生よりも若干小さかったが、全体としてはほぼ同程度で推移し、養生温度の影響が比較的小さかった。このように、養生温度が強度発現に及ぼす影響は結合材の種類により異なることが明らかとなった。これらのことから、冬期施工時には各結合材の特性を考慮して、結合材の種類を適切に選定する必要がある。

2.3.3 圧縮強度と結合材水比の関係

図-2.3に圧縮強度と結合材水比(B/W)の関係を示す。図中実線は20℃水中養生の圧縮強度とB/Wの回帰直線を、破線は5℃養生の圧縮強度とB/Wの回帰直線を示している。結合材の種類、養生温度により強度発現および材齢の進行に伴う強度の増加傾向は異なるも

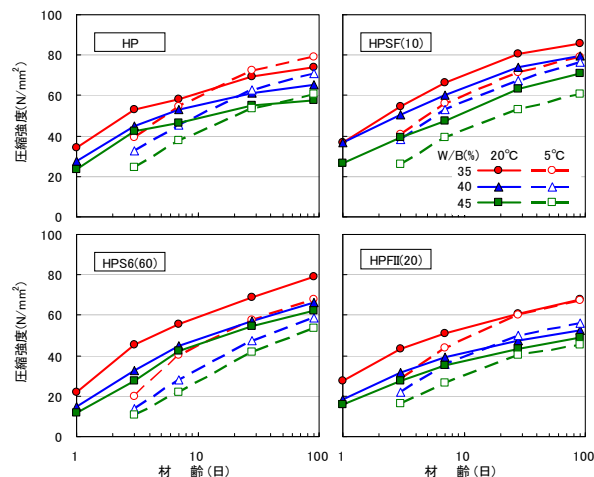


図-2.1 圧縮強度と材齢の関係

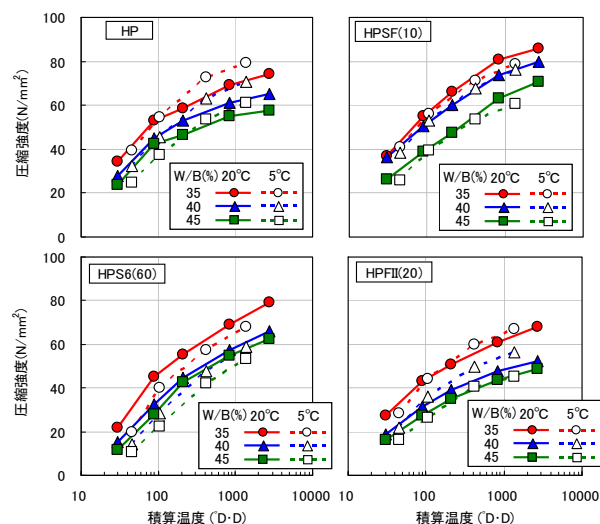


図-2.2 積算温度と圧縮強度の関係

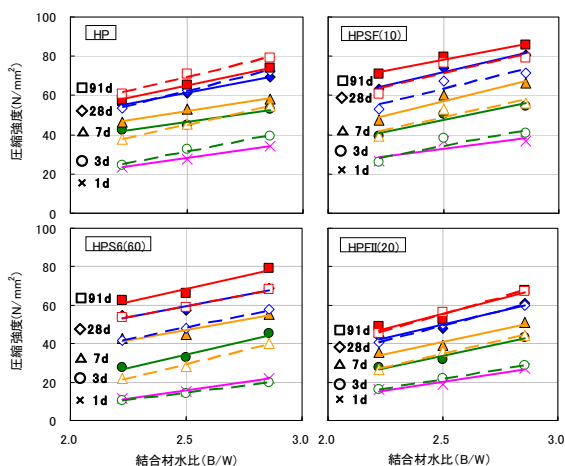


図-2.3 圧縮強度と結合材水比の関係

の、B/Wが大きくなるほど(水結合材比が小さくなるほど)強度は直線的に増加する傾向がみられた。これらの回帰直線を用いることにより、各結合材を用い

た場合の圧縮強度の推定が可能となり、圧縮強度は式-2.2により推定することができる。

$$\sigma = a X + b \quad (2.2)$$

ここに、 σ : 各材齢における圧縮強度 (N/mm²)、 X : 結合材水比 (B/W)、 a 、 b : 各回帰直線から定まる定数
表-2.3 に各回帰直線から定まる定数 a 、 b を示す。

2.3.4 圧縮強度と引張強度の関係

図-2.4 に圧縮強度と引張強度の関係を示す。図には土木学会コンクリート標準示方書[構造性能照査編]⁵⁾に示されている式より算出した引張強度と圧縮強度の関係も併記した。引張強度は W/B=40%のみの結果であるが両者には良い相関がみられ、いずれの結合材を用いた場合でも、概ね土木学会式と一致しており、設計上は土木学会式を用いるのが妥当と思われる。

2.3.5 静弾性係数と圧縮強度の関係

図-2.5 に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。図には土木学会コンクリート標準示方書[構造性能照査編]⁹⁾に示されている静弾性係数と圧縮強度の関係も併記した。全体としては、結合材の種類によらず、静弾性係数と圧縮強度には良い関係がみられたが、示方書に示されている静弾性係数よりも若干小さい傾向がみられ、示方書の静弾性係数の 90%ラインであれば安全側で評価できることから、設計上は示方書の 90%値を採用するのが妥当と思われる。

2.3.6 収縮特性

図-2.6 に W/B=40%における乾燥収縮ひずみと乾燥材齢の関係を示す。なお、図には普通セメント (OPC) と高炉セメント B 種 (BB) を用いた場合についても併記している。結合材の種類により傾向は異なり、HPSF(10) は比較的収縮ひずみが大きく、スラグを用いた HPS6(60) は、いずれの材齢においても最も収縮ひずみが小さかった。既往の研究によると、スラグの比表面積および置換率が大きいほど、乾燥初期段階における乾燥収縮量は増加傾向となることが報告されている¹⁰⁾が、本研究の範囲内ではその傾向は見られなかった。なお、全体に一般的な OPC や BB よりもひずみは小さかった。また、収縮ひずみが最も小さかった HPBS(60) は、質量変化が最も小さく、以下 HPSF(10)、HPF II(20) の順で質量変化が大きくなり、質量変化率は結合材の種類により異なった。

以上から、収縮ひずみは供試体の質量減少に伴い増大するが、収縮の程度は結合材の種類により異なることがわかった。なお、これらの傾向は、コンクリート

表-2.3 B/W と圧縮強度の回帰直線から定まる定数 (a, b)

配合番号	20℃									
	1d		3d		7d		28d		91d	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
HP	16.9	-14.2	17.0	3.96	18.5	5.85	22.7	4.44	25.4	1.45
HPS6(60)	16.5	-25.6	27.8	-34.9	20.6	-4.38	22.7	2.93	26.9	1.20
HPSF(10)	15.7	-6.32	24.1	-12.9	29.0	-15.5	27.2	3.97	23.1	20.3
HPFII(20)	19.5	-26.9	25.4	-30.1	24.9	-21.3	27.5	-18.9	30.5	-20.8

配合番号	5℃									
	3d		7d		28d		91d			
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
HP	23.4	-27.1	26.6	-21.3	29.9	-12.6	28.8	-2.33		
HPS6(60)	14.7	-22.4	28.7	-42.4	24.9	-13.7	23.3	1.21		
HPSF(10)	22.4	-21.6	25.5	-14.7	27.7	-5.82	27.5	2.48		
HPFII(20)	18.1	-25.1	27.5	-34.0	30.6	-27.1	34.5	-30.9		

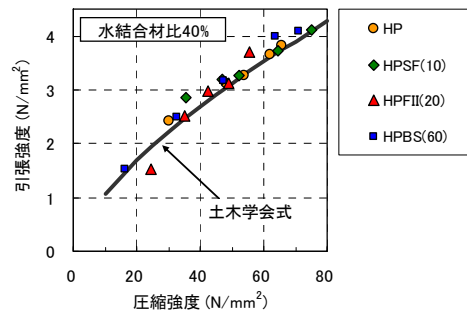


図-2.4 引張強度と圧縮強度の関係

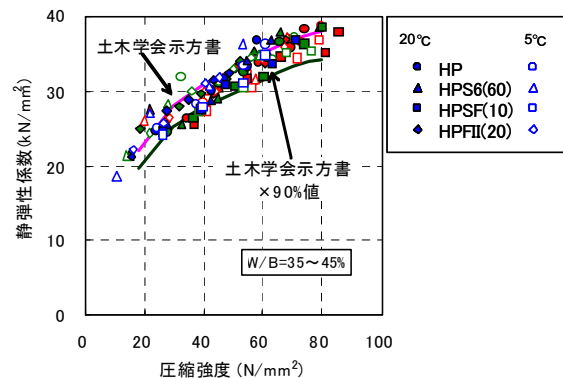


図-2.5 静弾性係数と圧縮強度の関係

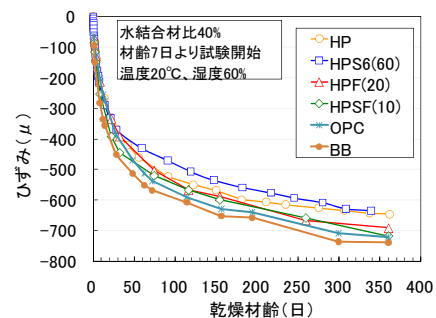


図-2.6 乾燥収縮ひずみと乾燥材齢の関係

の単位水量や乾燥開始材齢、適用される環境条件などにより異なると考えられるため、配合条件や使用条件を考慮して選択することが重要と考えられる。

2. 4 耐久性

2.4.1 塩分浸透抵抗性

各コンクリートの実効拡散係数を図-2.8に示す。水結合材比が小さいほど実効拡散係数は概ね小さくなる傾向がみられた。しかしながら、W/B=40%とW/B=45%における差は小さく、結合材の種類の影響が大きいことが示され、特にHPS6(60)は実効拡散係数が小さかった。なお、実効拡散係数は通常耐塩害設計で用いられる見かけの拡散係数とは異なるが、通常の拡散による塩分浸透では塩分の固定化や吸着などの影響が含まれるため、実効拡散係数は安全側で評価できると考えられる。

一方、JSCE-G571-2003では、試験開始材齢として28日を標準としているが、材料の種類によって適宜変更する必要があることが付記されている⁶⁾。本試験では混和材を用いており、試験開始材齢の影響が大きいと考えられる。そこで、図-2.9に試験開始材齢の影響として、材齢28日および91日より開始した場合の各実効拡散係数を示す。HPは材齢28日以降変わらないが、混和材を用いたケースではいずれも材齢28日より開始したケースの方が実効拡散係数は大きかった。これは、結合材の水和に伴うコンクリートの組織構造の緻密化の程度に起因していると考えられる。このため、用いる材料の特性および実構造物における使用条件や環境条件に応じてデータを取得し評価する必要がある。

以上から、塩害に対する耐久性が要求される場合には、結合材の種類（混和材の種類）を適切に選択することが重要である。

2.4.2 凍結融解抵抗性（水中凍結融解試験）

図-2.10に水中凍結融解試験結果より得られた耐久性指数と水結合材比の関係を示す。図中実線は試験水として真水を用いた場合、破線は試験水として3%NaCl水溶液を用いた場合の試験結果を示している。水結合材比の低減により耐久性指数は向上するが、特に、塩水が作用する環境下では、結合材により凍結融解抵抗性が大きく異なることがわかる。このことから、例えば海水や凍結防止剤の影響を受けるような環境においては、水結合材比の低減や空気量の確保だけでなく、結合材の選定も重要と考えられる。

2.4.3 凍結融解抵抗性（スケーリング試験）

図-2.11にASTM法によるスケーリング試験結果を示す。早強セメント単体のHPやシリカフュームを用いたHPSF(10)では、スケーリング量は比較的多い傾向となった。また、フライアッシュを用いたHPF(20)はとスラグを用いたHPS6(60)は比較的スケーリング量が小さくなった。しかし、水結合材比の影響は結合材

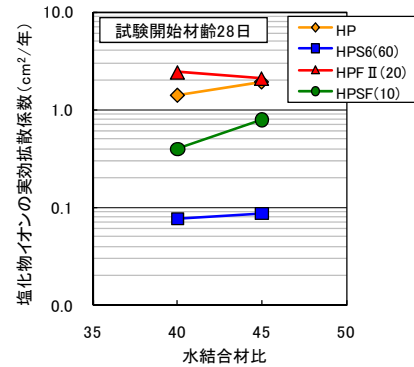


図-2.8 塩化物イオン実効拡散係数とW/Bの関係

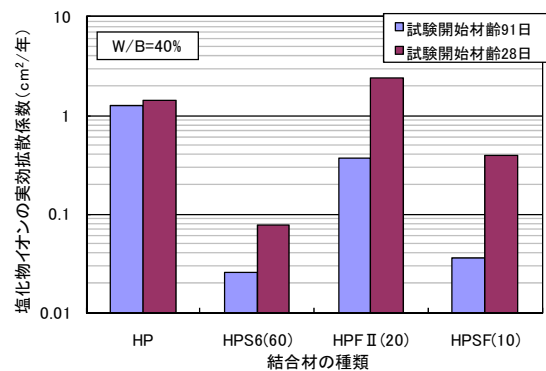


図-2.9 実効拡散係数に及ぼす試験開始材齢の影響

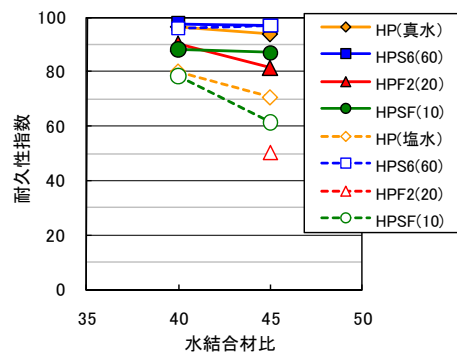


図-2.10 耐久性指数と水結合材比の関係

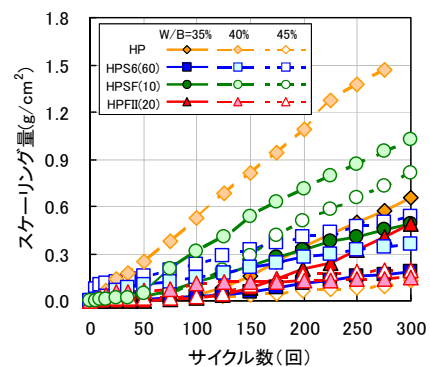


図-2.11 スケーリング試験結果

表-2.4 改質セメントコンクリートの性能比較一覧

対象 構造物 (用途)	セメントの種類	強度発現特性			収縮特性				耐久性														
		初期	中・長期強度		断熱 温度	自己 収縮				中性化	塩害		凍害 (真水)		凍害 (塩水)		スケーリング 抵抗性			化学的 抵抗性			
		1~7	7~28	91以降		W/B 40%	W/B 35%	W/B 40%	W/B 45%		未実施	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 35%	W/B 40%		W/B 45%		
PC構造物や 冬期施工	早強ポルトランドセメント	◎	◎	○	x	△	○	△	△	(◎)	△	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	(x)
	早強+高炉スラグ6000	△	○	◎	◎	△	○	○	△	(○)	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	(○)
	早強+シリカフューム	◎	◎	◎	△	○	-	△	△	(○)	○	△	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	(△)
	早強+フライアッシュ	△	△	○	○	○	-	△	△	(○)	△	△	○	○	△	x	△	◎	◎	◎	◎	(△)	

(◎:極めて良好、○:良好、△:適用環境や要求性能による判断が必要、x:別途対策が必要、※:検討中、-:未実施)

表-2.5 コンクリートの配合

番号	ポンプ 圧送	セメント の種類	混和材	混和材 比 表面積 (cm ² /g)	混和材 置換率 (%)	W/C (%)	空気量 (%)	S の種類	P の種類	S/P 添加量 (C%)	s/a (%)	コンクリート単位量 (kg/m ³)							
												W	B	膨張 剤	S	G	SP	AE剤 (C%)	消泡剤 (C%)
G1	前	1P	S6	6000	60	40	5.5	HP8	0.65	40.8	150	375	20	707	1089	2.51	0.0050	0.0015	
G2	後	-	-	-	-	44.9	5.5	PNs.78S	0.70	42.8	141	315	20	774	1089	3.15	0.0100	0.0075	
G3	後	NP	-	-	-	44.9	5.5	PNs.78S	0.70	42.8	141	315	20	774	1089	3.15	0.0100	0.0075	

の種類により傾向が異なり、HP や HPF (20) は W/B=45% でスケーリング量は低下し、HPSF (10) や HPS6 (60) は W/B=35% でスケーリングが最も小さくなった。このように、スケーリング量は結合材の種類や水結合材比により異なる傾向がみられた。

以上から、塩分が作用する環境下でスケーリング抵抗性を確保するには、結合材の種類と水結合材比を適切に選定する必要があることが明らかとなった。

2.5 室内試験総合評価

以上の試験結果から、結合材の種類(混和材の種類)や水結合材比の設定により種々の性能を有するコンクリートの製造が可能であることが明らかとなった。

表-2.4 に各コンクリート性能の一覧を示す。なお、カッコ書きの評価は、試験は未実施であるが既往の研究を基に評価したものである。

実際の配合設計にあたっては、この表を参考にして、要求される強度や耐久性に応じた適切な結合材(混和材)や水結合材比を選定し、最終的にはライフサイクルコストなども考慮して配合を決定する必要がある。

2.6 改質セメントを用いたコンクリートの実用化に関する研究

2.6.1 改質セメントを用いたコンクリートの現場打設による試験施工

室内試験による物性および耐久性能の評価により、早強セメントと高炉スラグ微粉末の組合せ効果が極めて高い結果が得られたため、実用化の検討として、現場試験施工を行い、その適用性を検討した。

2.6.2 試験施工の概要

試験施工は、海岸沿いの橋梁地覆で実施した。図-2.12 に試験施工橋梁の概略を示す。なお、地覆に

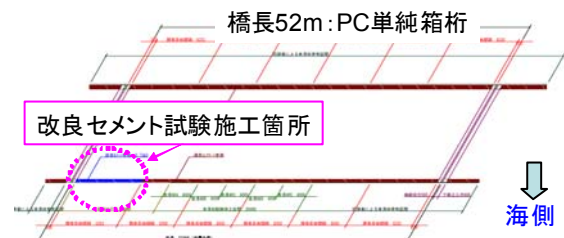


図-2.12 試験施工箇所の概要

は一般的なRC-2-1S (b)、(c) の採用が決定されていたため、改良セメントコンクリートの目標スランプおよび空気量は一般部に採用される普通セメントコンクリートに合わせて、それぞれ 8±2.5cm、5.5±1%とした。水結合材比は、これまでの試験で性状が確認されている 40%とした。

表-2.5 に配合を示す。ここでは、改良セメントコンクリート(以下改良コンクリート)と一般部に用いられている普通ポルトランドセメント(NP)を用いたコンクリート(以下普通コンクリートと略記)について比較検討した。細骨材は、北桧山産陸砂と我朗産砕砂の混合砂を、粗骨材には我朗産碎石を用いた。混和剤は、改良コンクリートについては、高性能 AE 減水剤(ポリカルボン酸エーテル系の化合物)と AE 助剤を使用した。普通コンクリートについては、AE 減水剤と AE 助剤が用いられている。なお、現地の普通コンクリートには、膨張剤や短繊維(ポリプロピレン繊維 0.3%)の使用が決定されていたため、改良コンクリートも同様に用いた。

2.6.3 施工性検討結果

施工性の検討では、ポンプ圧送前後のスランプおよび空気量について調査するとともに、新設橋梁の地覆

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

の一部に実際に施工を行い目視により圧送性や締固め性状などの施工性を評価した。

図-2.13 にポンプ圧送前後のスランプおよび空気量を示す。圧送後の空気量に大きな差はみられなかったものの、圧送後スランプはいずれも大きくなった。試験用に採取したコンクリートはいずれも構造物への施工前に採取しており、同様に採取した普通コンクリートも圧送後のスランプは増加していることから、先送りモルタルの影響が含まれている可能性が考えられた。しかし実施工時に目視で確認した際には、脈動もみられず極めて良好だった。

2.6.4 圧縮強度

圧縮強度と材齢の関係を図-2.14 に示す。養生温度20℃では、HPS6(60)の圧送前後を比べると、圧送後の方が圧縮強度は小さかった。また、圧送後と比較すると、HPS6(60)の方がNPよりも大きく、材齢7日以降、強度差は広がる傾向がみられた。他方、養生温度5℃では、20℃養生よりもいずれの材齢でも小さく、室内試験結果と同様の傾向が確認された。

2.6.5 塩分浸透抵抗性

図-2.15 に塩化物イオンの実効拡散係数を示す。図には、過去の室内試験におけるW/B=40と45%の実効拡散係数も併記している。HPS6(60)圧送後の実効拡散係数はNP圧送後よりも小さく、塩分浸透抑制効果が確認された。しかし、HPS6(60)の室内試験結果よりも大きかった。これは、前述のように、圧送後のコンクリートには先送りモルタルの影響が含まれ、室内試験用のコンクリートは実構造物への打設前に採取していることからその影響が大きかったものと考えられる。他方、普通コンクリートのNP圧送後は、過年度のHPの室内試験結果とほぼ同じだった。

2.6.6 塩分浸透予測

実効拡散係数を用いて塩分浸透予測を行った結果を図-2.16 に示す。予測はコンクリート標準示方書に準拠して行い、構造物係数は1.1を、塩化物イオン濃度のばらつきを考慮した安全係数は1.3を、コンクリートの表面塩分量は、汀線付近に相当する9.0kg/m³を用いた。HPS6(60)圧送後では、標準的なかぶり7cmのみで鋼材の腐食を抑制できる期間は40年程度となり、一般部のNP圧送後と比べて耐塩害性に優れていることが確認できた。他方、室内試験結果と大きな差がみられ、今後、実構造物からコアを採取するなどして、コンクリートの品質について検証を行う必要がある。

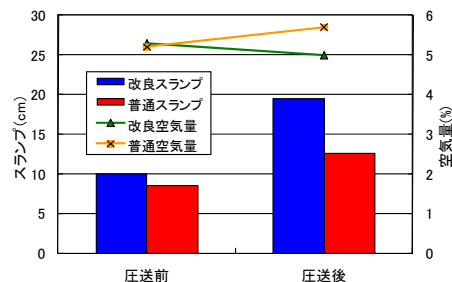


図-2.13 ポンプ圧送前後のスランプおよび空気量

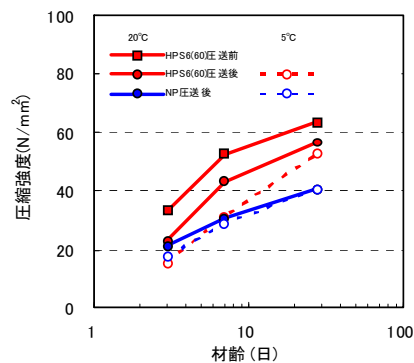


図-2.14 圧縮強度と材齢の関係

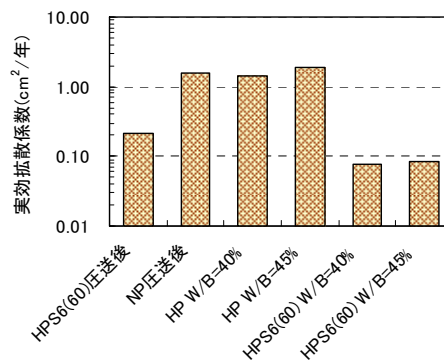


図-2.15 塩化物イオンの実効拡散係数

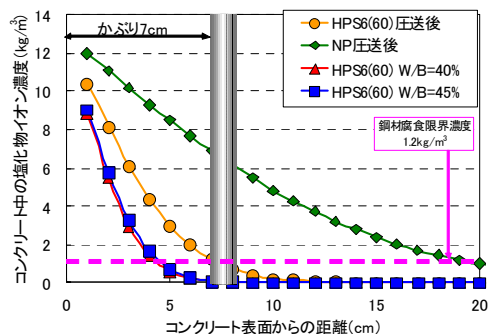


図-2.16 塩分浸透予測 (40年後)

2.6.7 現地施工 3 年経過後の橋梁地覆コンクリートの追跡調査

図-2.17 に現場打設により試験施工を行った橋梁地覆コンクリートの超音波伝播速度の経年変化を示す。なお、改良セメント部分は水結合材比 40%、普通セメントを用いた一般部の水セメント比は 45%と異なっており、直接的な比較はできないが、改良セメント部の超音波伝播速度は普通セメント部よりも速く、速度のピークは施工 2 年後に若干遅い方にシフトしたが、その後に変化も見られなかった。また、透水試験の結果、普通セメント部では若干の透水が確認されたが、改良セメント部分は透水が確認されず、良好な品質を維持していることが確認された

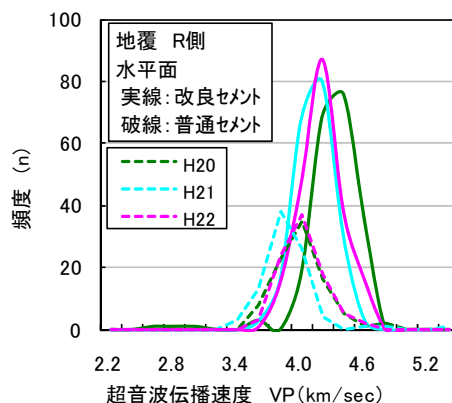


図-2.17 凍結融解試験結果

2.6.8 改良セメントを用いた工場製品の開発¹¹⁾

高耐久コンクリートの実用化を目的として、コンクリート工場製品への適用性に関する室内試験を行うとともに、実環境下における耐久性の検証を行うために、試験施工あるいは暴露試験を実施した。

表-2.6 製品の概要

種類	寸法(mm)	製造形式	ベースセメントの種類	混和材
皿形側溝	750×490×70/170	流込み方式 即時脱型方式	早強・普通セメント 普通セメント	高炉スラグ微粉末 (6000プレーン級)
縁石 I 型	200/260×250×790	即時脱型方式	普通セメント	
U型側溝	U360B×2000	流込み方式	普通セメント	
護岸堤	300×300×3000	流込み方式	早強セメント	

2.6.9 検討対象コンクリート製品^{12,13)}

試験施工および暴露試験用のコンクリート製品は、北海道十勝管内の国道峠部において凍害と塩害の複合劣化と考えられる著しい劣化がみられていた皿形側溝、北海道オホーツク地方の海水が遡上する河川において塩害等による著しい劣化がみられていたプレキャストコンクリート護岸堤、および札幌近郊の国道の道路縁石と U 型側溝を選定し、国土交通省北海道開発局の協力により、実環境下における試験施工と暴露試験を実施した。皿形側溝は、峠の 2 箇所 (6 合目と 7 合目付近) で、縁石は札幌近郊の国道 2 箇所 (札幌市小金湯、当別町)、U 型側溝は国道 1 箇所 (美唄市) で試験施工を実施した。また、河川護岸用プレキャストコンクリートについては、中規模の試験体を作製して現地河川の護岸堤に設置し、暴露試験を開始した。表-2.6 に製品の概要を示す。

表-2.7 コンクリート製品の配合

対象製品	製造方式	セメント種類	混和材種類	混和材置換率 (%)	W/B (%)	空気量 (%)	SP ^{※1)} 添加量 (C×%)	s/a (%)	コンクリート単位量 (kg/m ³)					AE 剤添加量 (B×%)
									W	C	S	SP	AE	
皿形側溝	流込み	NP	S6	60	35	4.5	0.65	41	147	420	712	1052	2.74	0.0200
									168	252	684	368	2.74	
	即脱	NP	S6	60	30	2.5	1.50	50	120	400	960	477	6.00	5A
									167	477	671	990	3.10	
護岸製品	流込み	HP	S6	60	30.6	4.5	0.60	43	162	529	689	1111	3.17	0.0168
									212	317	671	941	3.21	
	即脱	HP	-	-	30.4	4.5	0.65	36	150	494	607	1111	3.21	0.0200
									183	274	683	1033	5.71	
縁石	流込み	NP	S6	60	35	4.5	1.25	40	160	457	683	1111	5.71	0.274
									183	274	683	1033	5.71	
縁石	即脱	NP	S6	60	30	2.5	0.65	50	120	400	960	477	6.00	5A
									160	240	960	477	6.00	

(※1 SP: 高性能減水剤、※2 B: 結合材、※3 G: 括弧書きは骨材寸法、※4 S6: 高炉スラグ微粉末6000プレーン)

2.6.10 使用材料、配合および製造

皿形側溝は、早強セメントと普通セメントの 2 種類のベースセメントとスラグを組み合わせる 2 種類の製品を製造した。また、河川護岸用プレキャストコンクリート (以下護岸製品と略記) は、早強セメントとスラグの組合せとした。縁石および U 型側溝は、いずれも普通セメントとスラグの組合せとした。

各製品の配合を表-2.7 に示す。流し込み方式で製造した皿形側溝および U 型側溝については、特に凍結防止剤に含まれる塩分と凍結融解作用による複合劣化への抵抗性を考慮して、水結合材比 (W/B) は 35% とし

た。護岸製品は、実際の護岸堤の設計基準強度の 60N/mm² を考慮して W/B を決定した。また、即脱型の開発品は、一般の即脱型製品と同じ W/B=30% とした。スラグ置換率はいずれもセメント内割で 60% とした。なお、流し込み型の製品は、作業性を考慮し、皿形側溝については、目標スランプフロー 50±5cm とし、U 型側溝は、目標スランプ 18±2.5cm とした。また、目標空気量は耐凍害性を考慮し、いずれも 4.5±1.5% とした。即脱型のコンシステンシーは、製造の協力を頂いた製品工場の縁石製品の一般管理値 (貫入量 7cm±3cm) とし、目標空気量は一般の即脱製品と同様に 2.5±1.0% とした。

流し込み型製品はいずれも蒸気養生とし、その方法は比表面積 6000 クラスのスラグを用いた既往の研究を参考に¹⁴⁾、①供試体作製後前置きを 3 時間行い、②昇温速度を 10°C/hr とし、20°C から 55°C まで温度を上げ、③55°C を 6 時間保持し、④その後、自然冷却で 20°C まで下げた。蒸気養生後は、工場の敷地内にある屋外

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

ヤードに静置した。

なお、一般の即脱型の製造工程は、最初に、型枠面（実際の製品の上面）に水セメント比 20%のモルタル（セメントと砂の割合≒1:3）が 15~20mm 打ち込まれ、その上に硬練りのコンクリートが数回に分けて打ち込まれるとともにその都度振動締固めが行われている。脱型後は、1 日工場内に静置され、その後は屋外ヤードに静置されていた。また、即脱型のスラグ製品は、上記一般の即脱型製品とは異なる工場で製造しており、基本的な製造過程は一般の即脱型と同様だが、表層のモルタル部の配合は、表-2.7 に示した配合から粗骨材を除いた配合とし、養生は一般の即脱型と同様である。以下に、皿形側溝の追跡試験結果を示す¹⁵⁾。

2.6.11 スケーリング面積率

図-2.18 に 2 年経過した流込み型製品のスケーリング面積率を示す。横軸の設置組番号とは、3 個 1 組として製品を設置した際に付与した組番号を示している。なお、即脱型の一般品の表層は、敷設直後に比べざらついており、全面的に薄い剥離が確認されたものの、表層がモルタル層に覆われているため、大きなはく離につながらず、スケーリング面積率としての評価は出来なかったためここでは省略した。

全体として、スケーリング面積率は 2 年目で増加傾向にあるものの微少であり、表面上の劣化面積は小さかった。表-2.8 に ASTM C672 試験における目視によるスケーリング程度の評価等級⁷⁾を示す。いずれも 3mm 以下のはく離深さだったが、流込み型製品では一部粗骨材の表面が確認された。これは、流込み型の場合、製造時に製品の上面にあたる型枠底面に粗骨材が集中しやすく、僅かなスケーリングでも骨材が露出するためであり、スケーリングの程度としては 1 点と評価するのが妥当であり、敷設 2 年経過時点でも表面上の劣化は小さいと言える。

2.6.12 皿形側溝の曲げ破壊荷重

図-2.19 に皿形側溝の曲げ試験結果を示す。なお、図には製品の出荷材齢 14 日における曲げ破壊荷重も示している。概ね経年的に曲げ破壊荷重が増加傾向を示したが、2 年程度でその増加の程度は小さかった。一方、即脱型の開発品（普通+スラグ）は 1 年経過後の曲げ破壊荷重が増加しており、他の製品と同様の傾向であった。敷設後の製品の破壊荷重の増加は、実環境下において雨水などによりコンクリートの水和が進行したものと考えられる。なお、この現場における仕様では、皿形側溝製品の曲げ破壊荷重の規定値は 9.3 kN であり、いずれも十分に満足していた。

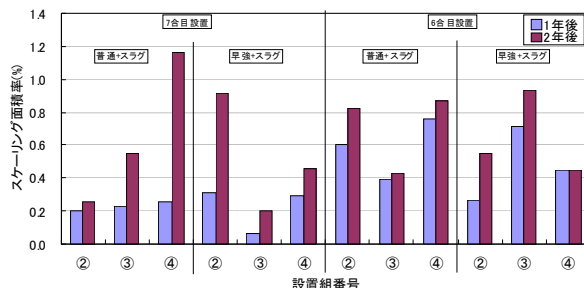


図-2.18 スケーリング面積率（皿形側溝）

表-2.8 スケーリング程度の等級 (ASTM-C672)⁷⁾

点	試験面の劣化状況
0	剥離なし
1	粗骨材の露出なし、深さ3mm以下の剥離
2	評価1と評価3の中間程度の劣化性能
3	粗骨材がいくつか露出する程度の剥離
4	評価3と評価5の中間程度の劣化性能
5	粗骨材が全面露出する程の激しい剥離

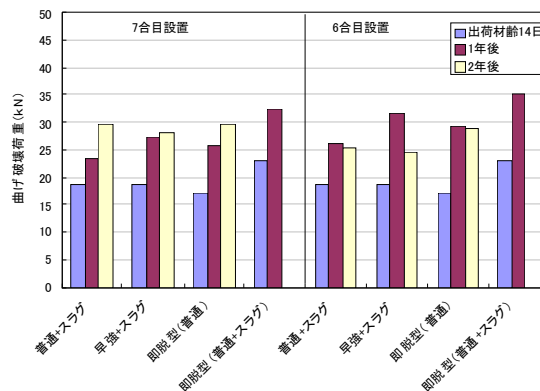


図-2.19 皿形側溝の曲げ試験結果

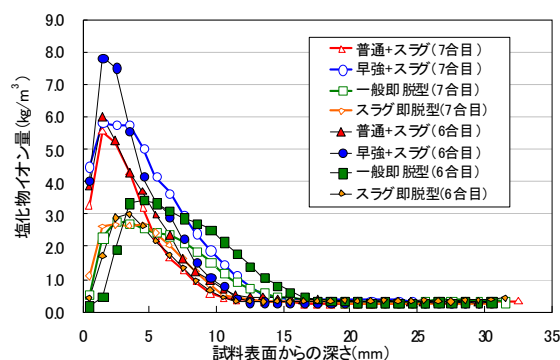


図-2.20 セメントペースト相当部分の Cl 濃度分布

2.6.13 塩化物イオンの浸透状況

図-2.20 に EPMA 面分析（定量分析）により算出したセメントペーストに相当する部分の Cl 濃度分布を示す。敷設後 2 年経過した製品は、1 年経過時点と比べていずれも表層付近の塩分濃度は増加していた。また、

スラグを用いた製品は表面上の塩分濃度は高いものの、内部への塩分浸透量は一般の即脱型より少なく、スラグによる塩分浸透抑制効果が確認された。

一方、即脱型のスラグ製品は、表層の塩分量は一般型の即脱型製品と同程度だったものの、内部への浸透深さは一般型製品よりも小さく、流込み型製品と同等の浸透曲線を示した。このことから、製造方法が異なる場合でも、スラグを用いた場合には、塩分浸透の抑制効果が高くなることが確認できた。

なお、これらの分布から見かけの拡散係数を算出すると、早強+スラグは $0.12\text{cm}^2/\text{年}$ 、普通+スラグは $0.18\text{cm}^2/\text{年}$ 、即脱は $0.25\text{cm}^2/\text{年}$ 程度となり、スラグを用いた開発品は、一般製品の即脱と比べて塩化物イオンの拡散係数が小さいことが確認された。しかし、実環境下での存置期間が短く塩分浸透量も小さいことから、今後継続的に検討する必要がある。

2.6.14 熱分析結果

図-2.21 に示差熱分析による CaCO_3 量の測定結果を示す。経年的に CaCO_3 量は増加するとともに、1年経過時には確認されなかった製品内部からも CaCO_3 が確認され、中性化が進行していることが確認された。しかし、流込み型のスラグ製品は、一般の即脱型よりも CaCO_3 量は少なく、中性化の抵抗性も高いことが確認できる。一方、即脱型スラグ製品は、一般品の即脱型の2年経過時とほぼ同等であり、中性化の進行が比較的早いことが確認された。この傾向は、図-2.20 で、即脱型のスラグ製品と一般品におけるごく表層部の塩分量の低下状況がほぼ同程度だったこととも対応している。このため、現時点では即脱型スラグ製品の塩分浸透深さは一般品より小さいが、今後増加する可能性があることから、長期的に調査を継続する必要がある。

2.6.15 現地試験施工まとめ

以上、現地試験施工によるコンクリート製品および現場打設した橋梁地覆コンクリートの追跡調査から、改良セメントを用いたコンクリートの耐久性向上効果の一端が確認された。しかし、これらの検証は極めて短期間であるとともに、一般の工場製品との比較ができていないものもあり、耐久性については継続的に検証する必要がある。

2.7 改質セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工法(案)

図-2.22 に改良セメントによる高耐久性コンクリートの配合設計フローを示す。従来のコンクリートの配合設計では、必要強度から求められる水セメント比と、耐久性を満足する水結合材比(水セメント比)の小さ

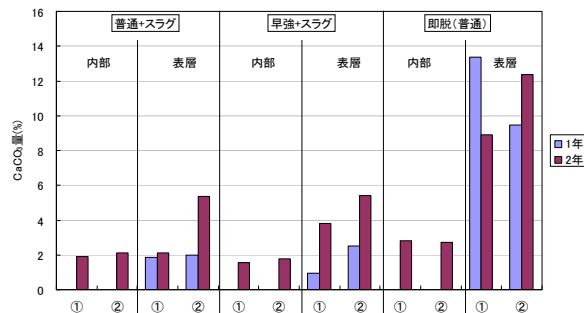


図-2.21 示差熱分析による CaCO_3 量

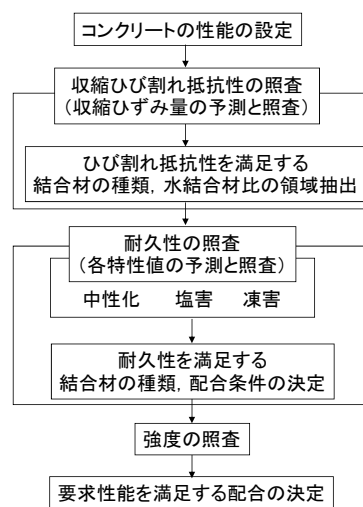


図-2.22 配合設計フロー

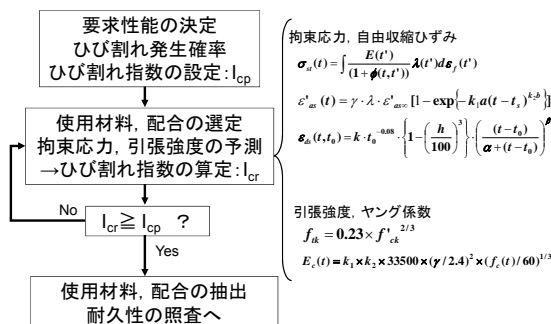


図-2.23 ひび割れの照査

い方を採用するのが一般的である。しかし、100年以上の長期的な耐久性を要求性能とするコンクリートの場合、水結合材比は耐久性により決定される。すなわち、耐久性を向上させるには水結合材比の低減が必要不可欠となるため、構造安全上必要となる設計基準強度は概ね満足できると考えられる。他方、低水結合材比領域のコンクリートでは、自己収縮が増大するなど収縮ひび割れ抵抗性を考慮しなければならない。特に収縮ひび割れのような初期の欠陥は耐久性に影響を及

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

ばすことが既往の研究でも報告されている。このため、高耐久性コンクリートの配合設計にあたっては、低水結合材比特有の課題である収縮ひび割れ抵抗性の照査を最初に行い（図-2.23）、ひび割れ抵抗性を満足できる結合材の種類および水結合材比の領域を抽出する流れとした。

次に、耐久性の照査を行うステップとなるが、耐久性は種々の項目があるため、それぞれの耐久性能について照査を行い、各性能を満足する結合材の種類や水結合材比の領域とひび割れ抵抗性を満足する領域と重ね合わせることで、性能を満足する配合条件の絞り込みが可能となる。この過程により結合材の種類および水結合材比や空気量などの配合条件が決定される（図-2.24）。

最後に、強度の照査を行い（図-2.25）、ここでは設計基準強度だけでなく、適用する構造物要件により強度発現性についても照査が必要であり、例えば早期の強度発現が要求される場合には、それを満足する結合材および水結合材比を選定することとなる。全体的な配合設計の流れについては以上のようなことになるが、これらの過程により絞り込みを行ってもいくつかの材料や配合が選択されることが想定される。近年では、地球規模の環境問題がクローズアップされており、建設分野においても積極的に取り組むべき課題であるため、環境負荷低減効果の高い材料や配合条件を考慮して最終的な配合を決定する必要がある。

なお、本研究では、ここに示した配合設計フローに加え、設計上必要となるひび割れの予測式、耐久性の各特性値の予測式および強度予測式を提案した。また、改良セメントを用いたコンクリートの施工にあたっては、基本的には一般的なコンクリートと同様の扱いとなるが、特に養生は重要であり、一般的な混合セメントを用いたコンクリートと同様、十分な養生が必要である。このため、施工の留意事項（製品製造時の施工性を含め）についても整理し、改良セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工マニュアル（案）として取りまとめを行っている。

以上から、第2章をまとめると以下ようになる。

- (1) 改良セメントについては、試験施工した地覆コンクリートおよび工場製品について物性および耐久性を行い、改質セメントを用いたコンクリートの適用効果が確認された。
- (2) 即時脱型方式で製造した縁石製品は、現場敷設後1年経過時で天端面にスケールがみられたことから、即時脱型方式により工場製品を製造する場

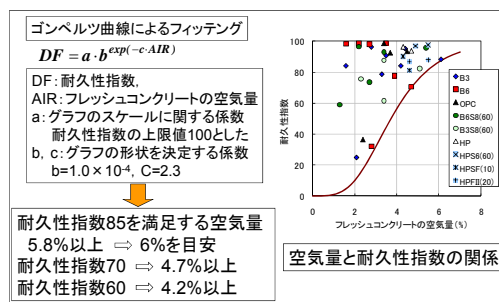
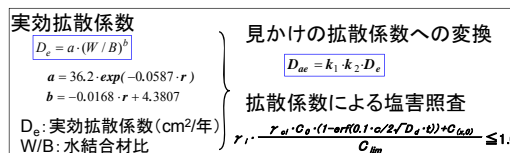
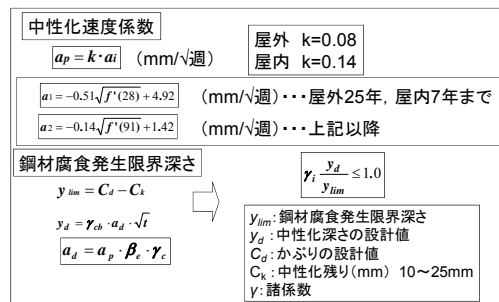


図-2.24 各耐久性の照査

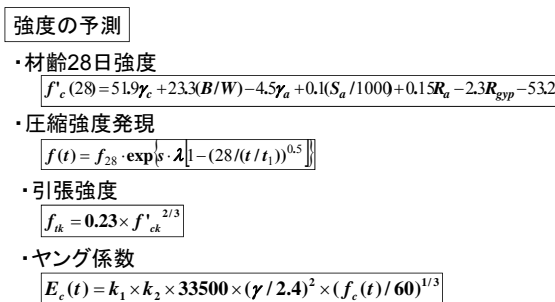


図-2.25 強度の照査

- 合、配合等について検討する必要がある。
- (3) 改良セメントを用いた高耐久性コンクリートの配合設計法を確立するとともに、養生条件等、施工上の留意事項をとりまとめた、設計施工マニュアル（案）を提案した。

3. 表面含浸工法によるコンクリートの耐久性向上

3.1 研究概要

表面含浸工法は、吸水抑制や防錆といった所定の効果を発揮する含浸性の材料をコンクリートに塗布し、表層および鉄筋位置まで含浸・供給させることで部材の耐久性を高める工法である。比較的簡便で安価な工法であることから、昨今、寒冷地で懸念される凍結融解と塩化物の複合作用によるスケーリングの促進および塩化物イオンの浸透速度の増加の抑制する対策工として適用・普及拡大が図られつつある。しかし、実環境下での効果の持続性については十分明らかになっておらず、設計法の確立には至っていない。

本研究では室内実験、試験施工、暴露実験を実施し、表面含浸工法の効果について検証および評価を行った。

3.2 シラン系表面含浸材¹⁶⁾

(H18~20：試験施工調査

H20~22：調査および効果分析)

冬期間、凍結防止剤が散布されている北海道内の道路橋の地覆コンクリートおよびコンクリート製剛性防護柵で試験施工を行った。表-3.1に用いたシラン系表面含浸材（以下、シランと記す）の特徴と仕様、写真-3.1に施工状況の一例を示す。施工後、追跡調査を実施し、スケーリング抑制効果と遮塩効果を調べた。

図-3.1にスケーリング面積率（施工面積に占めるス

表-3.1 使用したシランの特徴・仕様

	系別	有効成分 (%)	状態	塗布量 (g/m ²)
No.1	水系	42	液状	200
No.2	水系	43	液状	300
No.3	水系	80	クリーム状	200
No.4	溶剤系	11.5	液状	300
No.5	無溶剤系	90	ジェル状	400

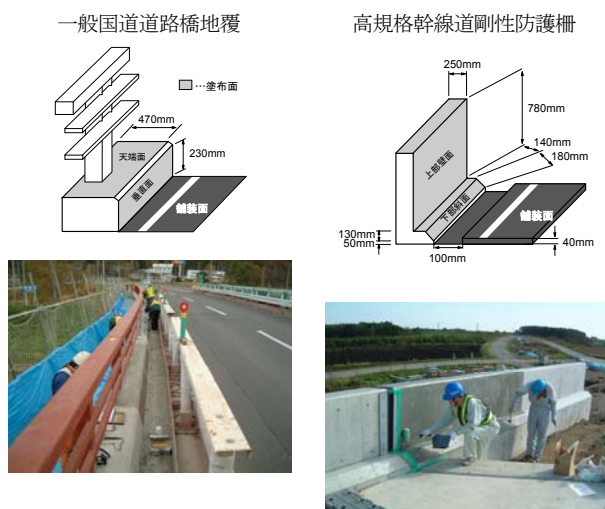


写真-3.1 施工状況の一例（部材は新設・打換え）

ケーリング面積の割合)の経年変化を示す（部材は新設および打換え）。スケーリングは、車両通過時に融雪水の飛散を受けやすい地覆の垂直面、剛性防護柵の下部斜面に多く観察された。

ここで、室内で実施した塩分浸漬試験（3%NaCl 水溶液に90日間浸漬させた後の塩化物イオン浸透深さ）の結果と、現場で測定したスケーリング面積率（劣化の程度が大きかった垂直面および下部斜面）との関係について回帰分析を行った。その結果、次式を得た。

$$y=(a \cdot t+b)x+(c \cdot t+d) \quad (0 \leq y \leq 100) \quad (3.1)$$

- 1) 垂直面 $a=0.60, b=-0.27, c=6.24, d=-8.28$
- 2) 下部斜面 $a=0.73, b=-0.98, c=2.57, d=-2.75$

ここに、 y は t 年目のスケーリング面積率(%), x は塩水浸漬試験における塩化物イオン浸透深さ(mm)、 t は経過年数、 a, b, c, d は係数である。

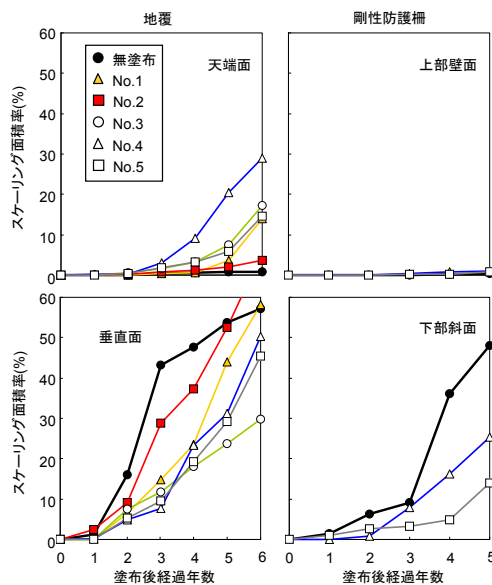


図-3.1 スケーリング面積率測定結果

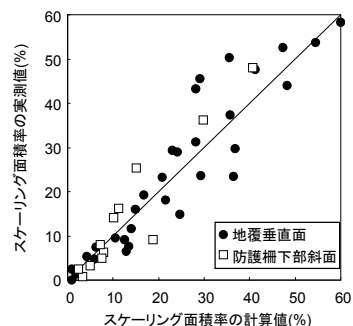


図-3.2 スケーリング面積率の計算値と実測値

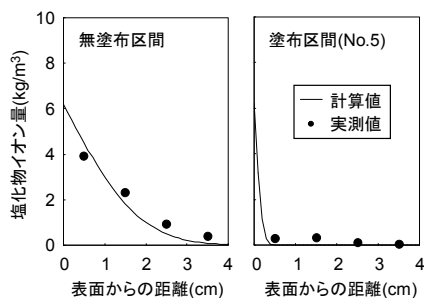
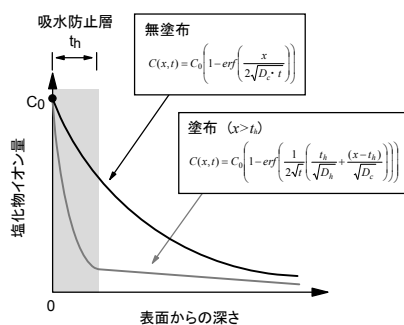


図-3.3 塩化物イオン量の測定結果の一例 (地覆、追跡調査6年目、No.5)



記号の説明
 $C(x,t)$: t 年後の深さ x の塩化物イオン量(kg/m³)
 C_0 : 表面塩化物イオン量(kg/m³)
 erf : 誤差関数
 t_s : 吸水防止層の厚さ(cm)
 x : 表面からの深さ(cm)
 D_s : 吸水防止層における拡散係数(cm²/年)
 D_c : コンクリート(非含浸域)における拡散係数(cm²/年)
 t : 経過時間(年)

図-3.4 塩化物イオン量の予測の考え方¹⁷⁾

図-3.2に示すように、計算値と実測値は良く対応した。(1)式は、遮塩性に優れるシランほどスケール抑制効果が高いことを説明している。このことから、塩分浸漬試験の結果は現場で適用する製品を選定する上で有効なパラメータになると言える。

図-3.3は追跡調査6年目に地覆からコアを採取し、塩化物イオン量を調べた結果の一例(No.5の結果)である。シランの種類にもよるが、塩分浸透抑制効果が確認された。図の実線は、実測データを用いて図-3.4に示す方法に基づいて求めた予測式である。この式に基づき、シランの適用によってもたらされる費用対効果を調べた。図-3.5にライフサイクルコストと費用対効果の試算結果を示す。試算条件は以下の通りである。

- ① 鉄筋の腐食防止を要求性能とし、鉄筋位置(かぶり5cm)の塩化物イオン量が1.2kg/m³を上回ったら打換え
 - ② スケール抑制を図るために、シランの再塗布を実施
- 無塗布では44年に1回、発錆限界量到達に伴う打

再塗布面：天端面・垂直面

再塗布面：垂直面

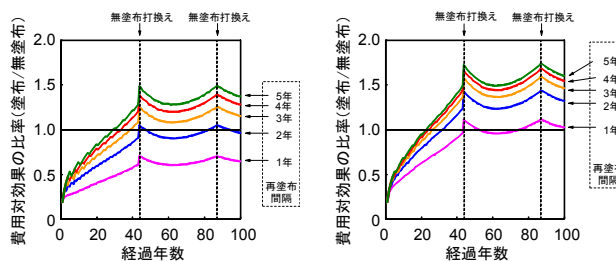
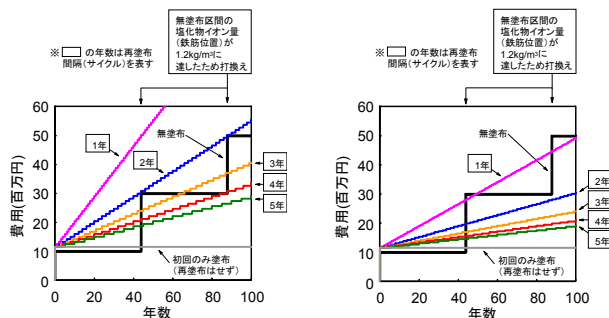


図-3.5 ライフサイクルコスト、費用対効果の試算結果の一例(地覆、No.5)

換えが実施されるのに対し、シラン(No.5)を用いたケースは317年後に発錆限界量に達する計算となり、0~100年間は打換え費用が発生しなかった。再塗布面を天端面・垂直面とした場合、塗布のインターバルを4年以上に設定することで44年後にコスト縮減効果が表れる結果となった。費用対効果は、供用直後は初期コスト増の影響により比率は0.2程度と小さかったが、その後は性能保持効果(塩化物イオン浸透抑制)が評価され、費用対効果の比率は増加傾向を示した。44年目と88年目に打換えに伴う無塗布の性能改善により、比率は一時的に減少してはいるが、スケール抑制の進行性を考慮した再塗布年数のインターバルを適切に定めることによって費用対効果が期待されることが示された。一方、再塗布面をスケール抑制の進行が大きい垂直面(図-3.1)に限定した場合、塗布面積の減少により、ライフサイクルコストの縮減効果、費用対効果とも前者よりも大きくなる結果が示された。再塗布箇所を劣化の進行が大きい部位に限定する等、実態に即した効率的な維持管理に努めることで、費用対効果をより高めることができることがわかった。

3.3 ケイ酸塩系表面含浸材¹⁸⁾

(H18~22：試験施工調査)

H20~22：調査・効果分析・補足的室内実験)

増毛暴露実験場でケイ酸塩系表面含浸材(以下、ケ

表-3.2 使用したケイ酸塩の種類（成分等は非公表）

	分類		施工時の水使用	
	Na	Li	使用	不要
①	○		○	
②	○		○	
③		○	○	
④	○		○	
⑤	○			○
⑥	○		○	
⑦	○		○	

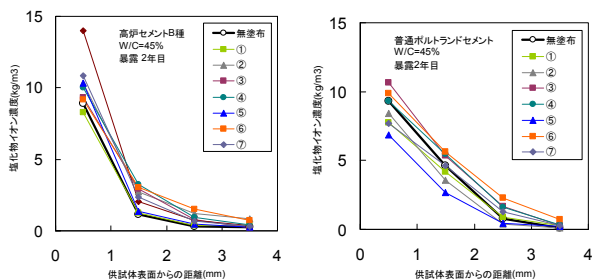


図-3.6 遮塩性の評価（暴露2年目）

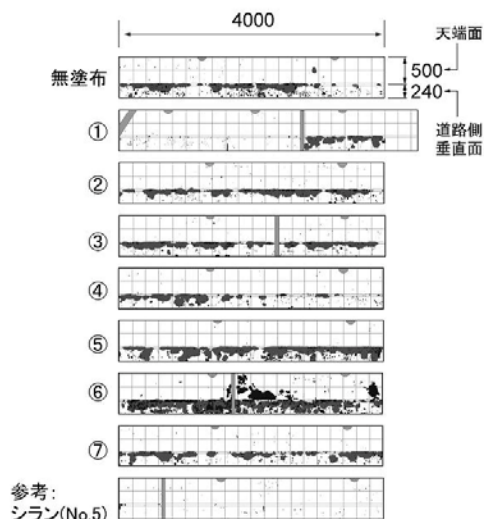


図-3.7 塗布4年後のスケーリングスケッチ（塗りつぶし箇所がスケーリング）

イ酸塩と記す)の遮塩効果、北海道内の道路橋の地覆コンクリート（新設）でスケーリングの進行性を調べた。用いたケイ酸塩の種類は表-3.2の通りである。

図-3.6に暴露2年目における塩化物イオン量の測定結果を示す。濃度分布はいずれのケイ酸塩においても無塗布と同じ形の分布を呈し、明確な遮塩効果は確認されなかった。図-3.7は塗布4年後における地覆コンクリートのスケーリングの発生状況を示している。地覆にはケイ酸塩に加えて、比較のために1種類のシラン（表-3.1のNo.5）も一部の区間に施工している。シ

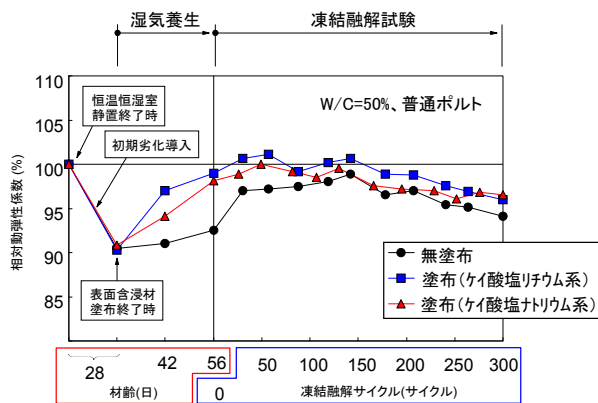


図-3.8 実験結果の一例

ラン塗布区間はスケーリングが全体的に少ないのに対し、ケイ酸塩を塗布した箇所ではスケーリングの進行が確認された。この暴露実験、試験施工では耐凍害（スケーリング）・塩害抑制効果は確認されなかった。ケイ酸塩の改質反応が不十分、もしくは施工時に材料が部材に含浸せず、垂直面を伝って舗装面に流れ落ちたこと等が要因と類推される。

一方で、ケイ酸塩は脆弱なコンクリート組織を固化する機能を有するとされ、相対動弾性係数の低下速度を遅延させる効果が期待される旨の報告^{19)、20)、21)}もある。そこで、ケイ酸塩は内部に発生した微細ひび割れを修復し、弾性係数の回復を図る工法として有用と考え、このことを検証するための補足的な室内実験を行った。

実験では繰り返し荷重によって微細ひび割れを導入し、次いでケイ酸塩を塗布して28日間湿潤環境下に静置した後、JIS A 1148 A法に準じた凍結融解試験を実施した。実験では代表して③、⑦のケイ酸塩を用いた。

図-3.8に実験結果の一例を示す。ここでは恒温恒湿室静置終了時（材齢28日）の動弾性係数を100として動弾性係数の推移を整理した。塗布したものは初期劣化の導入によって低下した動弾性係数は経時的に上昇し、湿気養生終了時にはほぼ100まで回復した。このことから、ケイ酸塩は材料を適切に含浸させることで初期劣化の影響で低下した弾性係数を回復させる材料として有効であることがわかった。凍結融解試験を与えたところ、ケイ酸塩の塗布により相対動弾性係数が回復・上昇した供試体は150サイクルまで相対動弾性係数が100以上の状態で推移していることが読み取れる。

現場においてはスケーリングの抑制および遮塩効果は確認されなかったが、材料が部材の外部に流れ落ちる心配が小さい部位においては、微細クラック（相対動弾性係数は80~100%程度）へのケイ酸塩の含浸に

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

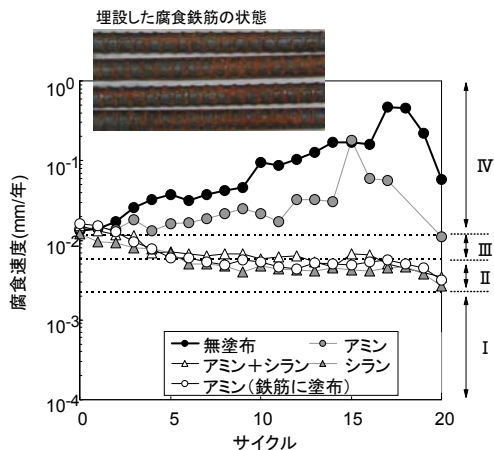


図-3.9 乾湿繰り返し実験結果

表-3.3 腐食速度の判定基準²³⁾

評価	腐食速度(mm/年)	腐食速度の判定
I	0.0023未満	不動態状態 (腐食なし)
II	0.0023~0.0058	低~中程度の腐食速度
III	0.0058~0.0116	中~高程度の腐食速度
IV	0.0116より大	激しい, 高い腐食速度

よって、含浸部の動弾性係数が回復する効果が期待されると考えられる。

3.4 含浸性防錆材²²⁾ (H20~22)

表層に吸水抑制機能を付与するシランと、鉄筋表面に化学的な保護被膜を形成する機能を有する含浸性防錆材(ここではアミン系気化性防錆皮膜形成材(以下、アミンと記す)を使用)による腐食抑制効果を評価するための室内実験および試験施工を実施した。

図-3.9 は腐食鉄筋を埋設したコンクリートに乾湿繰り返し作用を与えた場合の腐食速度の測定結果である。シランを用いた場合の腐食速度の判定はII(表-3.3)ではあったが、吸水抑制効果によって腐食速度は経時的に減少し、段階的にIに近づいている傾向が見受けられた。アミンのみ用いた場合は、コンクリートに塗布した供試体は実験開始直後からIVとなっているのに対し、鉄筋に直接塗布した供試体はIIで、防錆効果が発揮されていることが確認された。このことから、シランの効果は極めて高いこと、アミンの効果は鉄筋に固着するアミンの量・程度に依存する傾向にあることが示され、断面補修を行う場合は鉄筋にアミンを直接塗布する対応が望ましいことがわかった。

図-3.10、図-3.11 は腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響について調べた結果を示している。実験開始前は、シランとアミンを併用した塩化物イオン量1kg/m³は電極板に不具合が生じた影響でデータを取得できなかったが、これを除くと、ひび割れなしでは腐

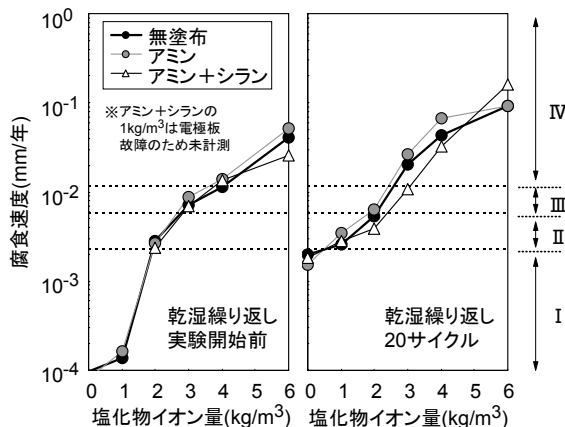


図-3.10 腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響(淡水、ひび割れなし)

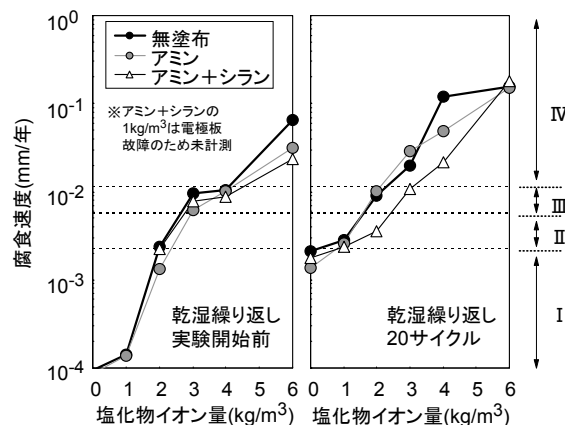


図-3.11 腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響(淡水、ひび割れ導入)

食速度に及ぼす塗布有無の影響は明確に表れず、塩化物イオン量が多いほど腐食速度が大きい傾向が示された。これに対して、ひび割れを導入した場合は、腐食速度と塩化物イオン量の関係は同様であったが、2~6kg/m³では塗布した方が無塗布に比べると僅かながら腐食速度は低下していた。これは材料がひび割れを経由して内部に多く含浸し、腐食速度の減少に効果的に作用したことを示している。

20サイクル後の結果をみると、腐食速度は全体的に実験開始前に比べると大きくなっている。シランとアミンを併用した場合の腐食速度は、塩化物イオン量が0~4kg/m³の範囲において無塗布を下回る値が示された。2、3kg/m³においては、無塗布の判定がIII~IVであるのに対し、併用した場合はII~IIIで1ランク下の判定に留まった。6kg/m³は無塗布と同程度もしくはそれよりも高い腐食速度を示した。このことは、6kg/m³以上になると塩化物イオンの影響が卓越することを示



写真-3.2 塗布状況



写真-3.3 測定状況

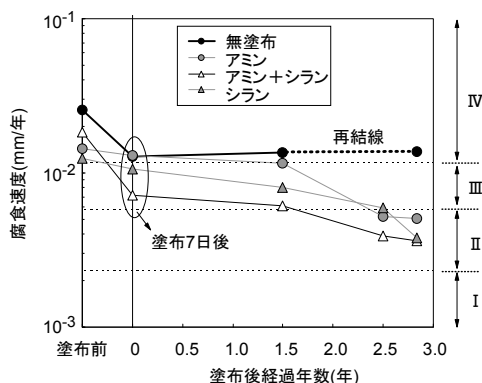


図-3.12 腐食速度の追跡調査結果

し、シランとアミンによる腐食速度の減少効果（グレードの低下の効果ではない）を期待する場合、鉄筋位置の塩化物イオン含有量が 4kg/m^3 が適用上限であることがわかった。ただし、これはあくまでも速度のみ考慮した場合であり、腐食速度のグレードを I～II まで低下させることを期待する場合は 2kg/m^3 が上限と考えられる。

なお、アミンのみ塗布した場合は腐食速度の減少効果が小さかった。これは図-3.9と同様の結果であった。

次に、試験施工の結果（写真-3.2、写真-3.3）について述べる。図-3.12に追跡調査の結果を示す。塗布前の判定はIVであった。塗布後、無塗布を含めていずれも電位が低下した。これは施工時の保温によって水分が減少して一時的に電気抵抗が高まったためである。その後、塗布1.5年後から2.8年後にかけて塗布箇所の腐食環境はII～IIIのレベルまで改善され、効果が表れていることが確認された。ここで特筆すべき点は、室内実験とは対比的にアミンのみ塗布した桁でも腐食速度が減少したことである。このことは、アミンは遅効的な材料で、短期材齢から水中浸漬下で乾湿繰り返しを受ける厳しい室内実験に比べて環境がやや穏やかな構造物では速効性こそ小さいものの、効果は後に発現されることを示している。

3.5 表面含浸工法設計施工法 (H22)

3.2～3.4で述べた成果を整理し、表面含浸工法設計

表面含浸工法 設計施工法 (土研資料)

1. 総則
 - 1.1 はじめに
 - 1.2 用語の定義
 2. 基本事項
 3. シラン系表面含浸材
 - 3.1 適用範囲
 - 3.2 製品選定
 - 3.3 作業の留意点
 4. ケイ酸塩系表面含浸材
 - 4.1 適用範囲
 - 4.2 製品選定
 - 4.3 作業の留意点
 5. 各部材への施工
 - 5.1 地覆・面壁
 - 5.2 橋座面
 - 5.3 主桁（コンクリート桁）
 6. 記録
 7. 劣化予測（シラン系）
 8. 維持管理
- 参考文献

付属資料（5ヶ年とりまとめ）

図-3.13 表面含浸工法 設計施工法 目次構成

施工法を作成した。図-3.13に表面含浸工法設計施工法の目次を示す。本要領では、例えば、シランの製品選定に関しては、シランの含浸深さと塩水浸漬試験における塩化物イオンの浸透深さの結果を選定のバロメータとすることを記載している。その他の詳細については、土木研究所資料を参照されたい。この設計施工法は北海道開発局の道路設計要領にも盛り込まれ、社会に還元されている。

以上から、第3章をまとめると、以下のようになる。

- (1) 凍結防止剤が散布される橋梁の新設・打換えの地覆および剛性防護柵では、種類にもよるがシランによるスケーリング抑制効果が期待される。
- (2) スケーリング抑制効果はシランの種類によって異なり、塩水浸漬試験で得られる塩化物イオン浸透深さは、最適なシランを選定する際の有効なバロメータになる。
- (3) ケイ酸塩によるスケーリング抑制および遮塩の効果は明確に示されなかったが、初期劣化の影響で低下した弾性係数を回復させる材料として有効と言える。その回復効果は一定の凍結融解サイクルまで保持される傾向が示された。
- (4) 乾湿繰り返し実験においては、シランによる腐食

速度の低減効果は高いこと、アミンはコンクリートよりも鉄筋に直接塗布した方が効果は期待される傾向が示された。

- (5) 既設の実橋のコンクリート主桁での試験施工では、シランによる効果は高く室内実験の結果と対応していたこと、アミンのみ塗布した桁は室内実験とは対照的に腐食速度が経年的に減少する傾向が示され、速効性には劣るが効果は後に発現されることが確認された。
- (6) これまで行ってきた研究の成果をもとに「表面含浸工法 設計施工法」を作成した。

4. 短繊維補強（軽量）コンクリートに関する研究

4.1. 研究概要

繊維材料を混入したコンクリート構造物では、繊維の架橋効果によって高い引張性能やひび割れ分散効果、剥落抑制効果等が期待される。また、積雪寒冷地では、凍害及び凍害と塩害の複合劣化が生じるため、繊維材料を混入したコンクリートを適用した新設構造物や補修補強後の構造物においても高い耐久性が求められる。

本研究では、高い耐久性を確保した繊維補強(軽量)コンクリートの設計施工法や補修補強工法を確立することを目的に、材料及び部材実験、試験施工による現場適応性の検証を行った。

4.2. 短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュによる補修補強工法に関する検討

4.2.1 研究概要

繊維材料のひとつであるポリビニルアルコール(以下、PVA)繊維は、耐食性があり、セメントマトリクスとの付着も良好とされている²⁴⁾。当研究所では、これまでに、既設構造物の経済的かつ合理的な補修補強工法として、PVA 短繊維混入吹付けコンクリートとアラミド連続繊維メッシュ(以下、AFRPM)を併用した補修補強工法(図-4.1)を提案²⁵⁾している。

本工法の設計施工法の確立に向けて、本工法の適用範囲の拡大および吹付けコンクリートの性能改善等を目的に、次の3項目を検討した。まず、本工法において、PVA 短繊維や AFRPM 以外の繊維材料を利用した場合の耐久性や補強効果については未検証である。このため、本工法への各種繊維材料の適用性を確認するために、吹付けコンクリートにポリプロピレン(以下、PP)短繊維を混入した場合の力学特性や耐久性、連続繊維メッシュにカーボン連続繊維

メッシュ(以下、CFRPM)を適用した場合の補強効果を検討した。次に、過去に本工法を適用した施工箇所において現場検証を行った結果、一部で収縮ひび割れが認められたことから、吹付けコンクリートの収縮抑制対策を検討した。さらに、試験施工箇所の詳細な追跡調査を行うことで、本工法の現場適用性を検証した。

4.2.2 各種繊維材料の本工法への適用性

(1) 各種短繊維の適用性

吹付けコンクリートに混入した短繊維の材料特性を表-4.1 に、吹付けコンクリートの強度及び凍結融解試験結果を表-4.2 にまとめる。どちらの短繊維を混入した場合も、圧縮強度や静弾性係数に顕著な差は認められず、付着強度は規準値である 1.0N/mm²以上²⁵⁾を確保していた。残存引張強度²⁶⁾は、PVA 短繊維を混

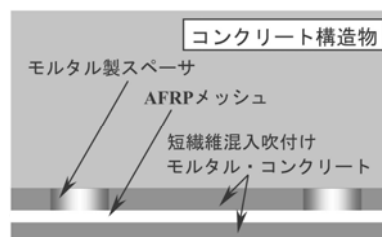


図-4.1 補修補強工法の概要

表-4.1 各短繊維の材料特性

短繊維種類	繊維長 <i>l</i> (mm)	繊維径 <i>d</i> (mm)	アスペクト比 <i>l/d</i>	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)
PVA	30	0.66	45	880	29400
PP	30	1.00	30	500	7000

表-4.2 吹付けコンクリートの力学試験結果

短繊維種類	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	付着強度 (N/mm ²)	残存引張強度 (N/mm ²)	耐凍害性 DF ^{**}
PVA	55.7	27.4	1.79	0.45	96.1
PP	50.9	25.9	1.33	0.15	90.1

※DF：耐久性指数

表-4.3 連続繊維メッシュの材料特性

連続繊維種類	メッシュ格子間隔 (mm)	弾性係数 ^{**} (kN/mm ²)	保証耐力 (kN/m)
AFRP	40	118	100
CFRP	50	245	122

※樹脂を除いた繊維束の値

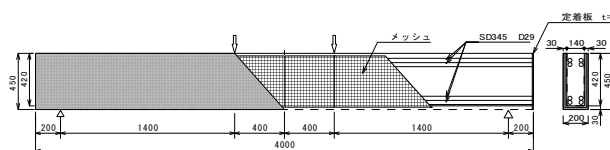


図-4.2 せん断補強した試験体

入した場合の方が大きく、これは PVA 短繊維の引張強度や弾性係数が PP 短繊維に比較して大きいためと考えられる。また、PP 短繊維を混入した場合にも十分な耐凍害性を有していることがわかる。

なお、PVA 短繊維、PP 短繊維ともに、施工試験によってリバウンド率や短繊維残留率が良好な結果を得ており、施工性が良好であることも確認している。

このように、PP 短繊維を混入した吹付けコンクリートは、PVA 短繊維を混入した場合に比べて強度や耐凍害性が若干劣るものの、十分な耐凍害性を確保した上で本工法に適用できることが明らかになった。

(2) 各種連続繊維メッシュの適用性

PVA 短繊維を混入した吹付けコンクリートと表 4.3 に示す材料特性の AFRPm または CFRPm を組合せた RC 梁(図 4.2)を製作し、静的載荷実験を行った。その結果、図 4.3 に示すように、CFRPm を使用した場合にも、AFRPm を使用した場合と同等以上のせん断補強効果が認められた。このことから、本工法に CFRPm を用いる場合にも、AFRPm を用いる場合と同程度以上の十分なせん断補強効果が得られることが明らかになった。

また、本工法における合理的な設計法として、本工法における連続繊維メッシュ分担分のせん断耐力式も提案している。例として、RC 梁における AFRPm 分担分のせん断耐力式を式(4.1)に示す。

$$V_{fd} = \alpha \cdot [A_r \cdot f_{tu} (\sin \theta_r + \cos \theta)] / s_f \cdot z \quad (4.1)$$

ここに、 V_{fd} : 連続繊維メッシュ分担分せん断耐力、 α : せん断補強に対する AFRP メッシュの補強効率 ($\alpha = 0.6$ と仮定)、 s_f : メッシュの配置間隔、 A_r : 区間 s_f におけるメッシュの総断面積、 f_{tu} : AFRP メッシュの設計引張強度、 θ_r : せん断補強材が部材軸となす角度、 $z = d/1.15$ 、 d : 有効高さである。

本工法を適用した RC 梁を用いた載荷実験結果とせん断耐力の計算値を比較した結果、連続繊維メッシュ分担せん断耐力と短繊維分担分せん断耐力(後述)を組合せることによって、合理的なせん断耐力の設計が可能となることを確認した²⁷⁾。

4.2.3 吹付けコンクリートの収縮抑制対策

吹付けコンクリートの収縮を抑制する対策のひとつとして収縮低減剤の使用が考えられるが、収縮低減剤の使用は耐凍害性を低下させる。このため、中

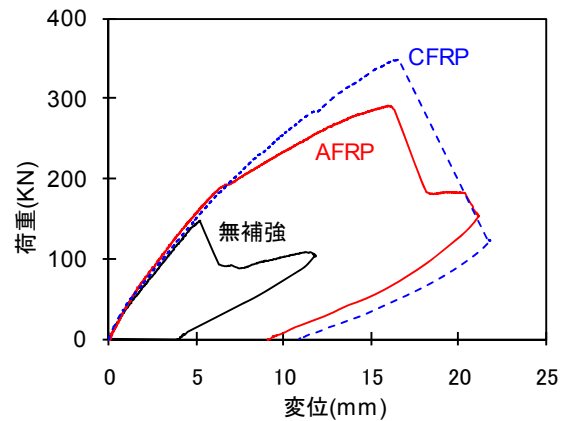


図-4.3 連続繊維メッシュのせん断補強効果

表-4.4 吹付けコンクリートの力学特性

収縮低減剤*	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	残存引張強度 (N/mm ²)	付着強度 (N/mm ²)
0%	58.9	25.0	0.79	1.40
2%	53.0	26.0	-	-
4%	51.5	27.9	0.70	1.73

※ 単位水量 W に対する割合

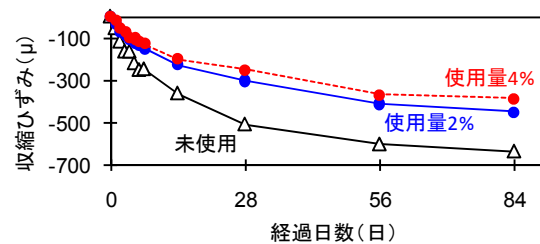


図-4.4 収縮低減剤の収縮抑制効果

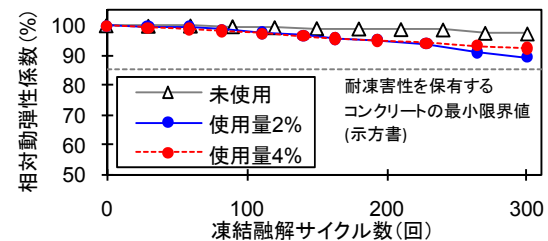


図-4.5 収縮低減剤の耐凍害性への影響

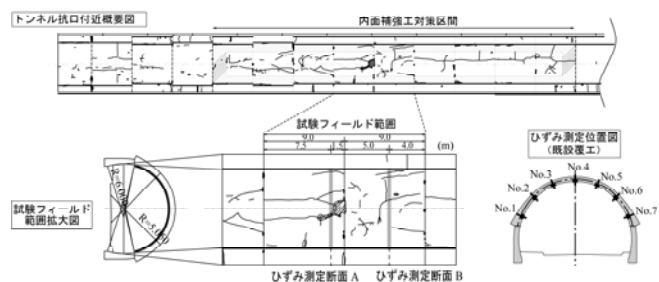


図-4.6 調査対象としたトンネル

空微小球の混入による耐凍害性の確保と収縮低減剤による収縮抑制対策を両立できる配合を検討した。

収縮低減剤の使用量を調整した PVA 短繊維混入吹付けコンクリートにおいて各種強度試験を行った結果、表-4.4 に示すように、収縮低減剤の有無による力学特性の違いは認められなかった。また、図-4.4 に示すように、収縮低減剤の使用量が大きいほど長さ変化率は減少し、収縮抑制効果が大きくなることが確認された。一方で、収縮低減剤の使用による耐凍害性の低下も認められなかった(図-4.5)。これは、耐凍害性向上のために混入した中空微小球の効果²⁸⁾によるものと考えられる。このように、短繊維混入吹付けコンクリートの耐凍害性を確保した収縮抑制対策として、収縮低減剤と中空微小球の併用が有効であり、収縮低減剤の混入量としては 2%～4%程度混入が有効であることが明らかになった。

4.2.4 試験施工による現場適用性の検証

調査対象のトンネルは在来工法で建設されており、覆工背面の空洞、覆工コンクリートの厚さ不足に加え、多数のひび割れの発生が指摘されていた。そのため、背面空洞の裏込め注入に先立ち、覆工コンクリートの内面補強を行った。

補強設計では、裏込め注入により発生する応力に対して曲げ補強する形で補強量を決定し、裏込め注入時には発生応力が許容応力を十分に下回っていることを確認している²⁹⁾。

また、施工時には、良好な吹付け施工が行われ、施工終了後には、打音検査および電磁レーダ法により吹付けモルタルと覆工コンクリートの界面に浮きや剥離が無いこと、界面の付着強度が十分に確保されていることを確認した。

その後、追跡調査として、施工後 2 年 4 ヶ月の覆工ひずみのモニタリング、1 ヶ月毎の外観調査を行った。トンネルのひび割れ状況、試験フィールド範囲および覆工ひずみの測定位置を図-4.6 に示す。発生ひずみと覆工温度との関係を図-4.7 に示す。覆工ひずみと覆工温度は比例関係にあり、H18 および H19 年度ともにほぼ同様の履歴を描いている。このことから、覆工ひずみの変動の主要因は外気温の変化であり、補強された覆工は安定状態にあったと考えられる。また、外観調査では、ひび割れ幅 0.2mm 以上の有意なひび割れや表面剥離、漏水等の発生は認められなかった。

これらのことから、調査対象のトンネルに適用した本工法は、施工後 2 年以上経過しても十分な性能を保持していることが確認された。

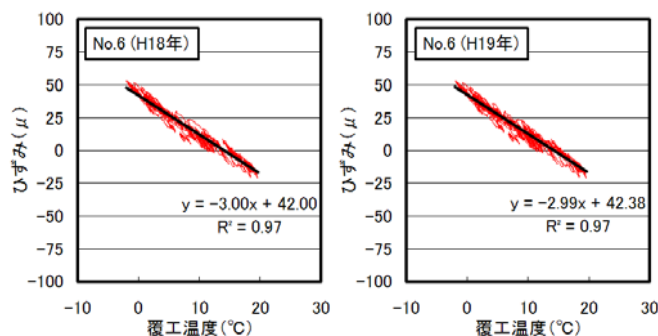


図-4.7 発生ひずみと覆工温度の関係

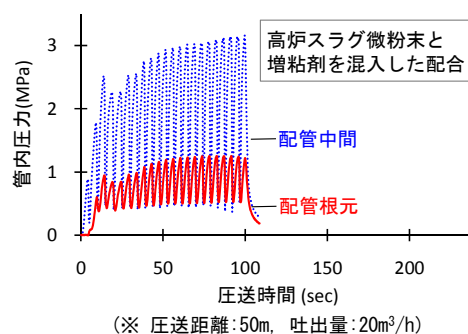


図-4.8 ポンプ圧送時の管内圧力の一例

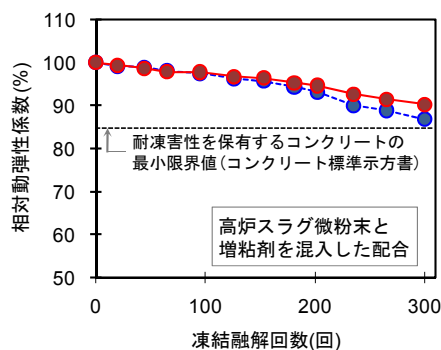


図-4.9 ポンプ圧送による耐凍害性への影響

4.3. 短繊維補強(軽量)コンクリートの設計施工法に関する検討

4.3.1 研究概要

鋼繊維補強コンクリートに関する研究は広く行われ、施工方法や補強効果を考慮した設計方法等が提案されている³⁰⁾。しかしながら、PVA 短繊維を混入したコンクリートについては十分な検討がなされておらず、利用拡大に向けて適切な設計施工法の確立が望まれる。

また、軽量コンクリートを適用した橋梁上部工の軽量化は、下部工の断面縮小等による経済効果や耐震性向上効果に繋がる。一方で、軽量コンクリートは、各種強度や弾性係数、構造部材としてのせん断耐力は小さいという課題がある³¹⁾。PVA 短繊維の混入によって

軽量コンクリートの力学性能を改善することで、その適用範囲の拡大が期待できる。

PVA 短繊維補強(軽量)コンクリートの設計施工法の確立に向けて、耐久性を確保した上での施工性や、構造部材としての PVA 短繊維の混入による補強効果について検討した。

4.3.2 耐久性を確保した施工性に関する検討

現場でのコンクリート打設にはポンプ圧送が広く利用されているが、PVA 短繊維補強(軽量)コンクリートのポンプ圧送性は明らかにされていない。PVA 短繊維補強(軽量)コンクリートのポンプ圧送では、PVA 短繊維の混入によるポンパビリティーの低下や、軽量骨材を使用する場合には、軽量骨材の事前吸水や圧送中の加圧吸水による耐凍害性の低下が危惧される。そこで、ポンプ圧送性やポンプ圧送後の力学特性、耐久性を確認するために、ポンプ圧送実験を行った。本項では、ポンプ圧送が特に困難と考えられる軽量コンクリートについて報告する。

ポンプ圧送実験の結果、PVA 短繊維を混入した軽量

コンクリートでも、ポンプ圧送時に材料分離や配管内での閉塞が認められず、良好なポンプ圧送性を有することが確認された³²⁾。また、高炉スラグ微粉末や増粘剤を混入することでポンプ圧送時の管内圧力が安定することが明らかになった(図-4.8)。ポンプ圧送前後でスランブフロー、空気量、骨材吸水率に顕著な変化は認められず、圧縮強度や耐凍害性(図-4.9)、遮塩性、耐収縮性も十分に確保されていた。

なお、PVA 短繊維を混入した普通コンクリートにおいても、軽量コンクリートと同様に良好な品質を確保したポンプ圧送性が可能なことも別途確認した。

このように、PVA 短繊維補強(軽量)コンクリートは、適切な配合を行うことで、寒冷地でも良好な品質を確保したポンプ圧送施工が可能なことが確認された。

4.3.3 PVA 短繊維による補強効果に関する検討

(1) 曲げ耐力の向上効果

曲げ破壊型の PVA 短繊維補強コンクリート試験体(図-4.10)を用いて静的載荷実験を行った。図-4.11に示すように、PVA 短繊維を混入することによって降

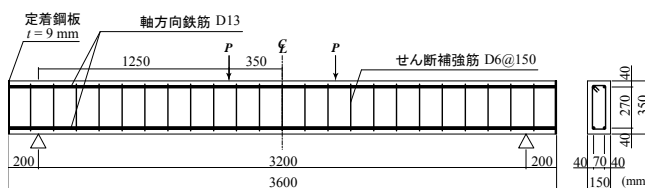


図-4.10 曲げ破壊型試験体

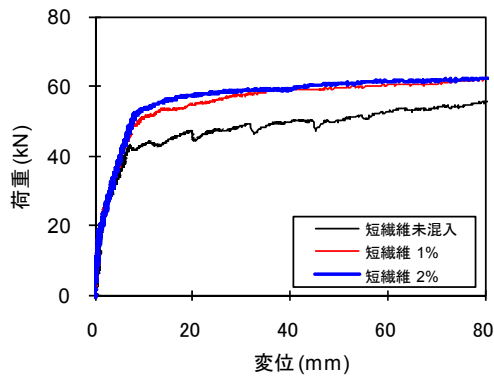


図-4.11 曲げ耐力の向上効果

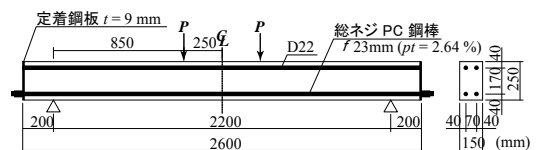


図-4.12 せん断破壊型試験体

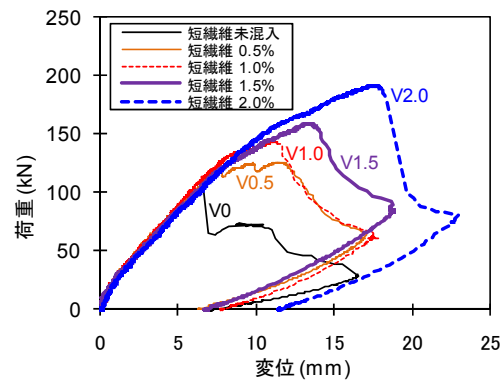


図-4.13 せん断耐力の向上効果

表-4.5 実測最大荷重と計算せん断耐力の比較

試験体名	短繊維混入率 (%)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	コンクリートの残存引張強度 f_s (N/mm ²)	計算せん断耐力のコンクリート分担 V_c (kN)	計算せん断耐力の短繊維分担 V_F (kN)	計算せん断耐力 $V_{uc}(=V_c+V_F)$ (kN)	実測最大荷重 P_{ue} (kN)	P_{ue}/V_{uc}
V0	0.0	59.7	-	100.5	-	100.5	105.1	1.05
V0.5	0.5	53.4	0.36	96.9	19.7	116.6	126.1	1.08
V1.0	1.0	60.4	0.66	100.9	36.2	137.1	143.6	1.05
V1.5	1.5	47.9	0.99	93.4	54.2	147.7	158.7	1.07
V2.0	2.0	52.3	1.37	96.2	75.1	171.3	191.2	1.12

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

伏荷重が増大していることがわかる。ただし、短繊維混入率の違いによる荷重-変位関係に顕著な差は認められず、PVA 短繊維による曲げ耐力の向上効果には上限があることが明らかになった。このため、設計時には、一般的なコンクリートと同様の耐力計算を行うことが望ましいと考えられる。

また、PVA 短繊維を混入した軽量コンクリート試験体を用いた載荷実験も行っており、PVA 短繊維を混入することで普通コンクリート試験体程度の曲げ耐力を保有させられることを確認した³³⁾。

(2) せん断耐力の向上効果

せん断破壊型の PVA 短繊維補強コンクリート試験体(図-4.12)を用いて静的載荷実験を行った。図-4.13 に示すように、いずれの試験体も PVA 短繊維未混入の V0 の最大荷重時までは、ほぼ線形に荷重が増大していることがわかる。その後、V0 では荷重の急激な低下が認められた。一方、短繊維を混入した試験体では、最大荷重到達前に斜めひび割れに起因したと考えられる剛性の低下が認められたが、短繊維の架橋効果によって最大荷重は大きくなった。

次に、各試験体における実測最大荷重と計算せん断耐力の比較を表-4.5 にまとめる。なお、PVA 短繊維によるせん断耐力の向上効果を設計に反映させるために、示方書³⁴⁾に準拠して算出した V_c に、短繊維分担せん断耐力 V_F を加算した。 V_F は、せん断ひび割れ発生後、ひび割れを架橋する短繊維がせん断耐力を分担するという考えから、式(4.2)より算出した。

$$V_F = 2 \times b \times (z / \tan \theta) \times f_t \quad (4.2)$$

ここに、 V_F : 短繊維分担せん断耐力、 b : ウェブ幅、 $z = d / 1.15$ 、 d : 有効高さ、 f_t : 残存引張強度³⁾、 θ : ひび割れ角度(45度と仮定)である。

V_F を考慮した計算せん断耐力は、実測せん断耐力により近い値を示し、かつ安全側に評価されていることがわかる。

なお、PVA 短繊維を混入した軽量コンクリート RC 梁³³⁾、普通コンクリート RC 片持ち梁³⁵⁾、普通及び軽量コンクリート RC 版³⁶⁾についても同様の検討を行っており、短繊維分担せん断耐力を用いることで合理的な設計が可能となることを確認した。

(3) 耐衝撃性能の向上効果

せん断破壊型の試験体(図-4.14)を用いて重錘落下衝撃実験を実施した。最大支点反力と衝突速度の関係を図-4.15 に示す。いずれの試験体においても衝突速

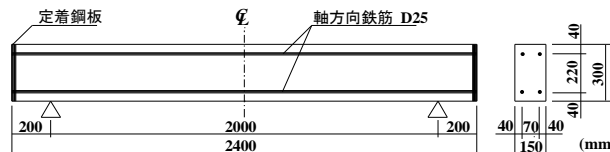


図-4.14 衝撃実験用試験体

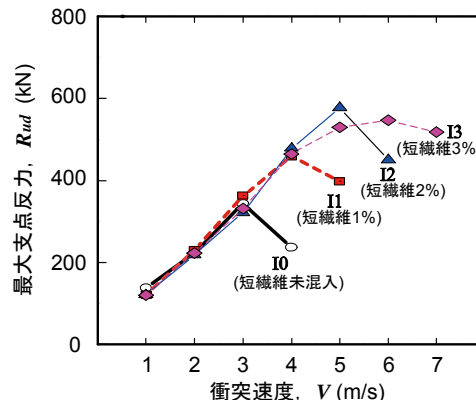


図-4.15 耐衝撃性能の向上効果

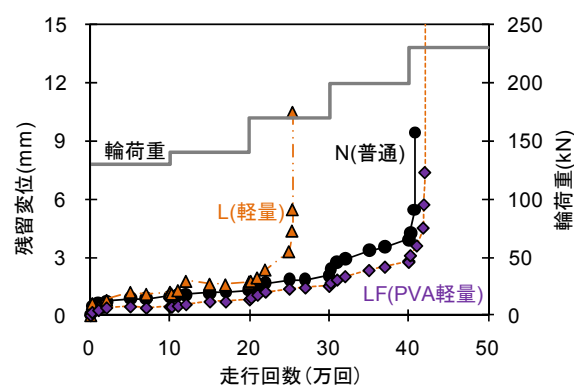


図-4.16 RC 床版の疲労耐久性の向上効果

度の増加とともに最大支点反力 R_{ud} が増大し、終局時には低下する傾向が認められた。PVA 短繊維の混入率が大きいほど耐衝撃性能が向上していることがわかる。また、PVA 短繊維を 3% 混入した I3 の R_{ud} は、4m/s までは他の試験体とほぼ同様の値を示し、5m/s 以降での増加割合が小さくなった。これは、5m/s 以降で曲げ変形による塑性化が進行し、たわみ性の高いじん性に富んだ耐衝撃性状を示したためと考えられる。混入率の増大とともに局所的なひび割れの開口が抑制されることで耐衝撃性能が向上し、その破壊形式がせん断破壊型から曲げ破壊型に移行する場合があることが明らかになった。さらに、最大支点反力を静的耐力で除した動的応答倍率は、大略 2.5 倍程度となることを確認した。

なお、PVA 短繊維を混入した普通コンクリート RC 片持ち梁³⁷⁾、普通コンクリート RC 版³⁸⁾、軽量コンクリート RC 梁³⁹⁾、軽量コンクリート RC 版⁴⁰⁾について

も検討を行っており、PVA 短繊維の混入による耐衝撃性能の向上効果を確認した。

(4) 疲労耐久性の向上効果

PVA 短繊維の混入が疲労耐久性による効果の検証として、PVA 短繊維補強軽量コンクリート LF、比較用として普通コンクリート N、軽量コンクリート L を用いて RC 床版の輪荷重走行実験、RC 梁の定点載荷疲労実験を実施した。

RC 床版における輪荷重走行実験における走行回数と載荷変位の関係を図-4.16 に示す。軽量コンクリート床版の疲労耐久性は PVA 短繊維を混入させることにより普通コンクリート床版と同程度にまで向上していることがわかる⁴⁾

また、RC 梁定点載荷疲労実験の結果、PVA 短繊維を混入することによって、軽量コンクリート RC 梁のせん断疲労耐力が普通コンクリート RC 梁と同程度以上になることや、図-4.17 に示すように、PVA 短繊維補強軽量コンクリートのせん断疲労耐力を示方書の設計式によって安全側に評価できることが確認された。

4.3.4 試験施工による現場適用性の検証

PVA 短繊維補強(軽量)コンクリートの現場適用性を検証するために、次に示す試験施工を実施した。

まず、PVA 短繊維補強軽量コンクリートを橋梁地覆(H21.11 施工)に適用した。地覆コンクリートの材料特性値は表-4.6 に示すとおり、十分な強度と耐久性(耐凍害性と遮塩性)を有していることがわかる。施工上の問題は生じず、材齢 28 日までに初期ひび割れも認められなかった。また、施工後 1 年経過時に実施した超音波伝播速度の測定(表面走査法)結果から、顕著な凍害劣化が生じていないことも確認している。

また、PVA 短繊維補強コンクリートを変位制限構造(H23.1 施工)に適用した。本試験施工において PVA 短繊維補強コンクリートを適用することによって、せん断耐力が向上し、従来工法よりも変位制限構造の個数を削減することが可能となった。

以上から、既設構造物を対象とした短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法について、現場適用性を確認するとともに、吹付けコンクリートの耐凍害性と収縮抑制対策の両立や、各種繊維材料を用いた補強効果を明らかにした。また、これらの成果を反映させて、施工性や耐久性を確保した配合、合理的な設計法を含む本工法の設計施工法を提案した。

短繊維補強(軽量)コンクリートについて、施工性や耐久性を確保した配合を開発し、各種耐荷力の向上効

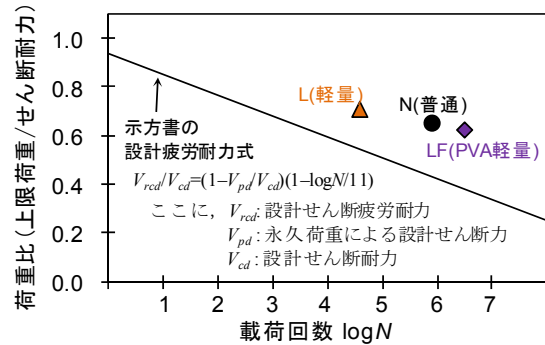


図-4.17 RC 梁の設計疲労耐力式と疲労寿命

表-4.6 地覆コンクリートの材料特性

フレッシュ性状		硬化コンクリート特性		
スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	耐凍害性 DF [*]	実効拡散係数 (×10 ⁸ cm ² /s)
17.5	10.8	41.1	96	6.0

※DF: 耐久性指数

果を明らかにするとともに合理的な設計法を提案した。また、これらの成果を踏まえて試験施工を行うことで現場適用性も確認した。

5. まとめ

本研究では、新設構造物の耐久性向上を目的として、改質セメントの実用化に向けた試験施工による検証と設計施工法に関するとりまとめ、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の既設構造物への適用効果と適用範囲の検討および新設構造物の複合劣化に対する効果分析のとりまとめを行った。また、短繊維補強(軽量)コンクリートについて部材耐力のひとつである疲労耐久性の検討と、昨年度に試験施工した橋梁地覆の追跡調査を実施した。これらの成果をまとめると以下ようになる。

改良セメントについては、各種セメントおよび各種混和材料を用いたコンクリートについて、要求性能に応じた結合材の選定が可能となる性能一覧を取りまとめ、耐凍害・耐複合劣化の高いコンクリートおよびこれを利用した工場製品を開発し、現場試験施工による耐久性の検証を行った。また、改良セメントを用いた高耐久性コンクリートの配合設計施工要領(案)を提案した。今後、耐久性の検証については、さらに長期的に行っていく。

表面含浸工法については、新設構造物対策として、冬期間、凍結防止剤の散布が行われる道路橋の地覆コンクリートで行った試験施工・追跡調査の結果、撥水基等の有効成分の量が多く、室内で行われる塩水浸漬

試験（浸漬 90 日）の結果が良好な（塩化物イオンの浸透深さが小さい）シラン系表面含浸材を施工するとスケーリングの抑制が期待されることを明らかにした。

また、既設構造物対策として、実橋の既設の主桁コンクリートで行った試験施工・追跡調査の結果、シラン系表面含浸材とアミン系含浸性防錆材を適用することで腐食速度を減少させることができることを明らかにした。これらの成果をとりまとめ、「表面含浸工法設計施工要領」を確立した。

短繊維補強（軽量）コンクリートについては、新設構造物対策として、施工性や耐久性を確保した配合を開発し、各種耐力の向上効果を明らかにするとともに合理的な設計方法を提案した。また、これらの成果を踏まえて本コンクリートをトンネル覆工や変位制限構造等に適用し、その現場適用性も確認した。

また、既設構造物対策として、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法を適用した橋梁床版下面やトンネル覆工等について現場適用性を確認するとともに、吹付けコンクリートの耐凍害性と収縮抑制対策の両立や、各種繊維材料を用いた補強効果を明らかにすることで設計施工方法を提案した。

参考文献

- 1) 北海道におけるコンクリート構造物維持管理の手引き（案）、北海道土木技術会コンクリート研究委員会コンクリート維持管理小委員会報告書、2006. 3
- 2) 吉田行、名和豊春、田口史雄、渡辺宏：各種混和材を用いたコンクリートのPC構造物への適用性と耐久性向上効果についてコンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No.1、pp.123-128、2008.7
- 3) 吉田行、田口史雄、名和豊春、渡辺宏：改質ピーライト系セメントおよび高炉スラグ微粉末を用いた高流動コンクリートの諸性状、コンクリート工学年次論文集、第 27 巻、No. 1、pp. 1051-1056、2005. 6
- 4) 吉田行、田口史雄、嶋田久俊：改良セメントによる高耐久コンクリートの適用性について、第 50 回（平成 18 年度）北海道開発局技術研究発表会、コー8、2007. 2
- 5) 土木学会：シリカフュームを用いたコンクリートの設計・施工指針（案）、コンクリートライブラリー第 80 号、pp. 5-9、1995. 10
- 6) 土木学会：2010 年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕土木学会規準および関連規準、pp. 311-318、2010. 11
- 7) ASTM C672/C672M-98、Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Structures Exposed to Deicing

Chemicals

- 8) 吉田行、田口史雄、名和豊春、渡辺宏：各種混和材を用いたコンクリートの強度発現に及ぼす養生温度の影響、土木学会第 63 回年次学術講演概要集、pp.481-482、2008.9
- 9) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書〔設計編：本編〕、p.44、2008.3
- 10) 土木学会：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの施工指針、コンクリートライブラリー第 86 号、pp. 95-98、1996. 6
- 11) 吉田行、田口史雄、名和豊春、渡辺宏：蒸気養生した各種混和材を用いたコンクリートの諸特性、プレキャストコンクリート製品の課題と展望に関するシンポジウム、JCI-C74、pp. 81-86、2008. 2
- 12) 吉田行、尾形寿、村中智幸、小倉東、佐竹比呂志：室内試験による混和材を用いた高耐久性コンクリートの工場製品への適用性評価、寒地土木研究所月報、No. 680、pp. 12-20、2010. 1
- 13) 吉田行、田口史雄、尾形寿、村中智幸、小倉東、佐竹比呂志：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート工場製品の実環境下での性能評価について、寒地土木研究所月報大 690 号、pp. 2-14、2010. 11
- 14) 酒井秀昭、横山博司、高野茂晴、前田悦孝：高炉スラグ微粉末（6000cm²/g）を用いた鋼橋の PC プレキャスト床版の検討、プレストレストコンクリート、Vol. 43、No. 5、pp. 50-57、2001. 9
- 15) 吉田行、宮本修司、山本典隆：改質セメントを用いた皿形側溝製品の現地耐久性追跡試験について、第 54 回（平成 22 年度）北海道開発技術研究発表会、ふ3（道）、2010. 26
- 16) 遠藤裕丈、田口史雄、宮本修司、村中智幸、後藤浩之、林大介、坂田昇、名和豊春：シラン系表面含浸材による寒冷地のコンクリート構造物の耐久性向上効果、土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）、Vol. 67、No. 1、pp. 69-88、2011. 2
- 17) 北海道土木技術会 コンクリート研究委員会 コンクリート維持管理小委員会：北海道におけるコンクリート構造物維持管理の手引き（案）、2006. 3
- 18) 遠藤裕丈、田口史雄、吉田行：ケイ酸塩系表面含浸材によるコンクリート品質向上効果に関する実験的評価、土木学会第 64 回年次学術講演概要集、pp. 794-795、2009. 9
- 19) 名和豊春、鈴木美樹、長沼洋：高浸透性コンクリート表面改質剤、ファインケミカル、Vol. 35、No. 4、pp. 5-12、2006. 4、シーエムシー出版
- 20) 寺澤正人、木村裕俊、中村洋二、鈴木基行：寒冷地域にて使用する表面含浸材の耐久性性能試験、コンクリート工学年次論文集、第 29 巻、No. 2、pp. 553-558、2007. 7

11.3 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

- 21) 山本力, 日野浩二, 前田剛宏: 表面塗布剤の使用におけるコンクリートの耐凍害性試験, 土木学会第 58 回年次学術講演概要集, pp. 389-390, 2003. 9
- 22) 遠藤裕丈, 田口史雄, 山脇剛: 表面含浸工法による既設コンクリート構造物の鉄筋腐食抑制効果の基礎的評価、平成 22 年度国土技術研究会 (イノベーション部門)、2010. 10
- 23) 日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術 02[基礎編], pp. 164-167, 2002. 1
- 24) 高靱性セメント複合材料を知る・作る・使う、コンクリート工学協会、2002. 1
- 25) 吹付けコンクリート指針(案)[補修・補強編]、コンクリートライブラリー123、土木学会、pp. 18-19、pp. 178-184、2005. 7
- 26) 中村拓郎: 簡易直接引張試験による PVA 短繊維混入コンクリートの残存引張強度の評価、寒地土木研究所月報、第 689 号、pp. 29-34、2010. 10
- 27) 栗橋祐介、田口史雄、岸徳光、三上浩: 短繊維混入吹付けコンクリートと AFRP メッシュを用いた RC 梁のせん断補強工法に関する実験的研究、北海道開発土木研究所月報第 625 号、pp. 20-25、2005. 6
- 28) 田口史雄、栗橋祐介、三上浩、岸徳光: PVA 短繊維および中空微小球を混入した補修・補強用吹付けコンクリートの材料特性、土木学会論文集 E、Vol. 64、No. 1、pp. 94-109、2008. 2
- 29) 栗橋祐介、田口史雄、岸徳光、三上浩: 短繊維混入吹付けモルタルと連続繊維メッシュによる道路トンネルの内面補強、コンクリートの補修、補強、アップグレード論文報告集、第 6 巻、pp. 327-334、2006. 10
- 30) 例えば、超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー113、土木学会、pp. 31-36、2004. 9
- 31) 二羽淳一郎、岡本享久、前堀伸平: 高品質軽量コンクリートの構造部材への適用、コンクリート工学、Vol. 38、No. 12、pp. 3-9、2000. 12
- 32) 市川聖芳、田口史雄、遠藤裕丈、松井敏二: 寒冷地における軽量コンクリートの施工性および品質向上に関する実験報告、第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、pp. 185-188、2006. 10
- 33) 田口史雄、栗橋祐介、岸徳光、三上浩: ポンプ圧送した PVA 短繊維軽量コンクリートを用いた RC 梁の耐荷性状、コンクリート工学年次論文集、Vol. 30、No. 1、pp. 315-320、2008. 7
- 34) コンクリート標準示方書[設計編]、土木学会、pp. 132-141、2007. 3
- 35) 栗橋祐介、岸徳光、三上浩、田口史雄: PVA 短繊維を混入した RC 片持ち梁のせん断耐荷性状、土木学会北海道支部論文報告集、第 64 号、A-31、2008. 1
- 36) 岸徳光、三上浩、竹本伸一、栗橋祐介: PVA 短繊維混入による軽量コンクリート製 RC 版の押し抜きせん断耐力向上効果、コンクリート工学年次論文集、Vol. 28、No. 2、pp. 1381-1386、2006
- 37) 栗橋祐介、岸徳光、三上浩、田口史雄: PVA 短繊維混入による RC 片持ち梁の耐衝撃性向上効果に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 55A、pp. 1250-1260、2009. 3
- 38) 安達優、田口史雄、岸徳光、栗橋祐介、三上浩: PVA 短繊維混入コンクリートを下側半断面に使用した RC 版の耐荷力向上効果、寒地土木研究所月報第 674 号、pp. 22-31、2009. 7
- 39) 三上浩、岸徳光、栗橋祐介、竹本伸一: せん断破壊型軽量コンクリート製 RC 梁の耐衝撃性に及ぼす PVA 短繊維混入率の影響、構造工学論文集、Vol. 52A、pp. 1237-1248、2006. 3
- 40) 栗橋祐介、岸徳光、三上浩、竹本伸一: PVA 短繊維を混入した軽量コンクリート製 RC 版の耐衝撃性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol. 53A、pp. 1239-1250、2007. 3
- 41) 安達優、三田村浩、田口史雄、三上浩: PVA 短繊維を混入した軽量コンクリート製 RC 床版の疲労耐久性向上効果、コンクリート工学年次論文集、Vol. 32、No. 2、pp. 1261-1266、2010. 7