

14.2 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力向上対策に関する研究

研究予算:運営費交付金(一般勘定)

研究期間:平 23～平 27

担当チーム:寒地保全技術研究グループ(耐寒材料)

技術開発調整監付(寒地技術推進室)

研究担当者:田口史雄、島多昭典、嶋田久俊、内藤勲、野々村佳哲、水田真紀、
川村浩二、宮本修司、佐藤博知、中村直久、村中智幸

【要旨】

本研究では、凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の機能を適切に維持することを目的とし、壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案、点検・診断技術と補修・補強対策の提案を行う。平成 24 年度は、壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握として、北海道で約 40 年間供用された壁高欄の目視・打音調査を実施した。そして、複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験として、小型 RC 梁の衝撃載荷実験、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討として、凍害を受けた AE コンクリートの力学試験を実施し、壁高欄の衝撃耐荷力評価に必要な基礎データを収集した。さらに、現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、実壁高欄を用いた劣化調査結果と載荷実験結果の関係を検討した。

キーワード:凍害、塩害、複合劣化、壁高欄、衝撃耐荷力

1. はじめに

積雪寒冷地のコンクリート製剛性防護柵(以下、壁高欄)は、凍結防止剤や沿岸地域の飛来塩分、融雪水の影響を受け、凍害と塩害による複合劣化が生じやすい。また、壁高欄は、車両衝突時に弾力的な挙動するように設計されており、複合劣化によってその性能が低下すれば、車両の高架橋や跨線橋からの逸脱やそれに伴う第三者被害を引き起こす危険性がある。このため、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力低下を判断できる点検・診断技術を確立すると同時に、劣化程度に応じた補修・補強対策を提案していくことが重要である。

しかしながら、北海道などの積雪寒冷地で生じている凍害と塩害の複合劣化については、研究成果が少ないのが現状である。例えば、塩害劣化については、研究成果が蓄積されつつあるものの、凍害劣化した RC 構造の性能を定量的に評価した研究は非常に少ない。最近では、内藤ら¹⁾が凍害劣化した RC 梁のせん断挙動に関する実験を行っており、相対動弾性係数を用いて凍害劣化によるコンクリートの引張強度低下を考慮することで、限定的な条件下であるものの、RC 梁のせん断耐力を予測できると報告している。一方、凍害・塩害による複合劣化を受けた RC 部材の耐荷力については明らかにされておらず、本研究で対象とする複合劣化を受けた壁高欄の車両衝突時の性能を評価できな

いのが現状である。

そこで本研究では、複合劣化した壁高欄の衝撃耐荷力を評価する技術について、点検・診断技術及び補修・補強対策まで含めて提案する。平成 23 年度は、壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握として、北海道内の壁高欄を有する橋梁の劣化状況を整理した。その結果、全壁高欄の約 40%に変状が観察され、主に車道側の基部に変状が発生していることが分かった。また、複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験として、重錘落下による衝撃載荷実験に用いる RC 梁の凍害劣化の促進を開始するとともに、凍害劣化させた供試体を用いた材料レベルの力学試験や、複合劣化で想定される定着不足を模擬した壁高欄試験体の載荷実験を実施した。そして、定着不足による降伏荷重、最大荷重の低下やひび割れ発生状況の変化を確認し、凍害劣化したコンクリートの圧縮強度と静弾性係数、引張強度、付着強度の間には、コンクリート標準示方書で示されるような関係が成立しないことを明らかにした。

平成 24 年度は、壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握として、北海道で約 40 年間供用された壁高欄の目視・打音調査を実施した。そして、複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験として、小型 RC 梁の衝撃載荷実験、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討として、凍害を受けた

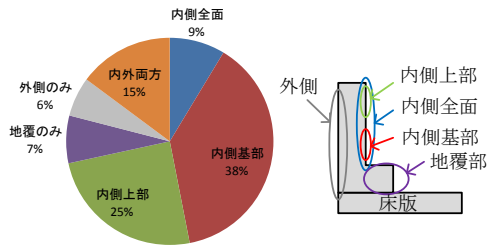


図-1 浮きおよび鉄筋露出の発生部位 (平成23年度)



図-3 目地部の劣化状況例 (平成24年度)

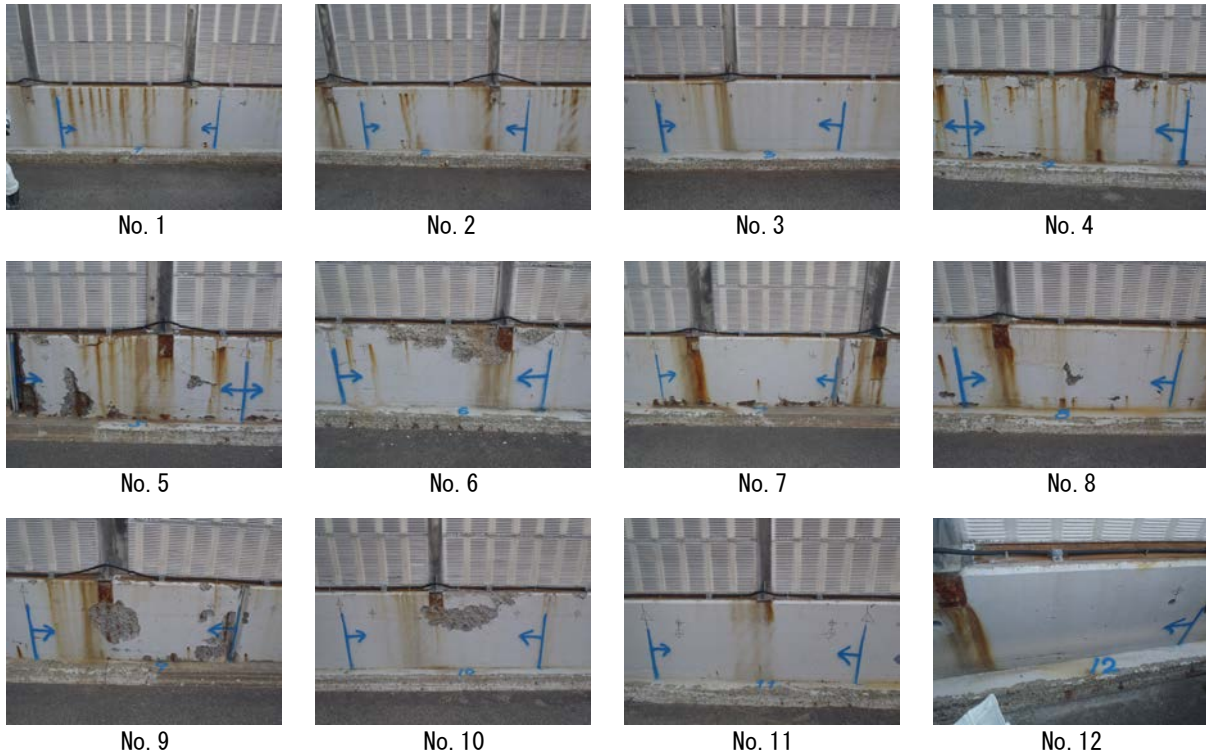


図-2 実壁高欄の劣化状況 (車道側)

AE コンクリートの力学試験を実施し、壁高欄の衝撃耐荷力評価に必要な基礎データを収集した。さらに、現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、実壁高欄を用いた劣化調査結果と載荷実験結果の関係を検討した。

以下に平成24年度の研究成果を報告する。

2. 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案

2.1 壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握

2.1.1 概要

平成23年度には、劣化による変状の発生部位について、現場調査結果を統計的に整理し、車道側基部に多いことを確認している(図-1)。さらに平成24年度は、NEXCO 東日本が管理する北海道内で約40年間供用された高速道路の壁高欄(区間は約1.6km)の現

場調査を行った。調査は、目視と打音によって行い、車道側のひび割れ、コンクリートの剥落、浮き、鉄筋の錆汁の有無と発生位置を確認した。

また、現場調査後、NEXCO 東日本より、撤去された壁高欄の提供を受けており、劣化程度のさらに詳細な調査および載荷実験の結果は、第3章で報告する。なお、平成24年度は現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理にも活用することから、劣化程度に着目した調査を実施した。

2.1.2 現場調査結果

車道側から、目視と打音による調査を行った壁高欄の劣化状況を図-2に示す。図には、その後の詳細な劣化調査と載荷実験に活用するために選定した12体(幅2m)の壁高欄を示した。なお、今回、提供を受けた壁高欄は、車道側と車道反対側の両面に、数回にわたる表面被覆による補修が施され、車道反対側にはFRP

表-1 実験要因

供試体名	a/d	载荷条件	相対動弾性係数(%)
FT100-5S	5.0	静的 (S)	100
FT80-5S			80
FT40-5S			40
FT100-5D		衝撃 (D)	100
FT80-5D			80
FT40-5D			40
FT100-2.1S	2.1	静的 (S)	100
FT80-2.1S			80
FT40-2.1S			40
FT100-2.1D		衝撃 (D)	100
FT80-2.1D			80
FT40-2.1D			40

メッシュシートで補修されたものも見られた。ただし、補修についての資料は残されていなかったため、補修時期、回数等は明確にならなかった。

図-2 より、劣化程度は、ほとんど変状の見られないものから、広範囲にコンクリート剥落が見られるものまで、場所によって劣化程度は大きく異なった。また、平成 23 年度の現場調査同様、平成 24 年度の調査でも、ほとんどの壁高欄基部の地覆に、スケリングや鉄筋露出等の変状が確認された。さらに、図-3 に示すように、目地部の変状が著しく大きかった。

2.2 複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃载荷実験

2.2.1 概要

凍害と塩害を受ける場合、凍害によるコンクリートの圧縮強度や弾性係数等の力学特性の低下と、塩害による鉄筋腐食に伴うコンクリートと鉄筋間の付着の低下が同時に生じると考えられる。また、平成 23 年度の研究から、Non-AE コンクリートでは、コンクリートの力学特性の低下とともに付着強度も低下するとの結果を得た²⁾。そこで、本研究では、コンクリートの力学特性の低下と付着の低下が同時に起こった RC 梁の衝撃耐荷力を評価するため、Non-AE コンクリートで作製した小型 RC 梁の衝撃载荷実験を実施した。なお、平成 24 年度は、コンクリートの相対動弾性係数が 80%に低下した RC 梁と凍結融解作用を受けていない健全な RC 梁の衝撃载荷実験を実施し、さらに劣化の進行した RC 梁の衝撃载荷実験は平成 25 年度に行う予定である。

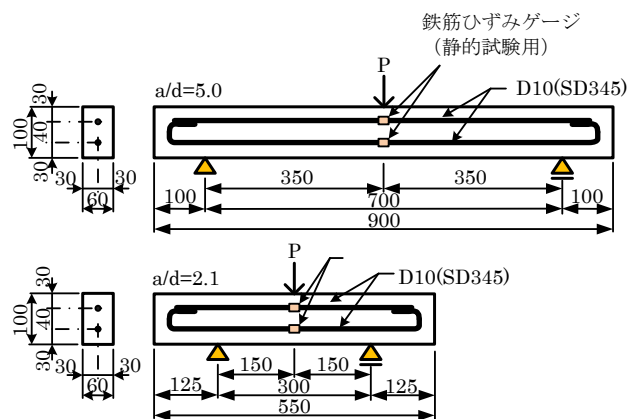


図-4 RC梁の寸法および配筋状況



図-5 衝撃载荷実験状況

2.2.2 実験概要

(1) 実験要因

供試体名とともに、実験要因を表-1 に示す。実験要因は、载荷方法、せん断スパン有効高さ比(以下、a/d)、相対動弾性係数とした。载荷方法は静的载荷と衝撃载荷の 2 水準、a/d は 5.0 と 2.1 の 2 水準、コンクリートの相対動弾性係数は 100、80、40%の 3 水準である。ここで、相対動弾性係数とは、超音波伝播速度から算出した値である。なお、a/d=5.0 は曲げ引張破壊、a/d=2.1 は斜め引張破壊を想定した载荷条件である。

(2) 静的および衝撃载荷実験

小型 RC 梁の寸法と配筋状況を図-4 に示す。衝撃载荷で使用する重錘の直径に合わせて、供試体の幅は 60mm とした。また、すべての供試体の断面寸法は同じであり、a/d によって供試体長さを変化させた。配筋については、凍結融解試験後も十分な定着が得られるように下側鉄筋の端部を曲げ上げ、また、凍害劣化を考慮し、すべての面から鉄筋中心までの距離が 30mm になるようにした。衝撃载荷実験状況を図-5 に示す。

コンクリートの配合を表-2 に、使用材料の仕様を表-3 に示す。セメントに早強ポルトランドセメントを使用したため、配合は 2.3 節に示す Non-AE コンクリートの配合を参考にして、同程度の強度とワーカビリティ(目標スランプ 8cm) が得られるように決定した。

表-2 コンクリートの配合

W/C	s/a	単位量(kg/m ³)					
		C	W	S1	S2	G1	G2
55.0	45.2	344	189	628	216	847	175

※粗骨材 (G1, G2) の最大寸法: 20mm

表-3 コンクリートの使用材料

材料	仕様
セメント	早強ポルトランドセメント 密度=3.14(g/cm ³)
細骨材	S1: 天塩郡幌延町砂、 $\rho=2.64$ S2: 沙流郡平取町砂、 $\rho=2.72$
粗骨材	G1: 札幌南区常盤碎石 2005、 $\rho=2.67$ G2: 札幌南区硬石山碎石 2005、 $\rho=2.60$

※ ρ : 表乾密度 (g/cm³)

表-4 鉄筋の力学特性

種類	規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
D10	SD345	395	559	1.98×10^5

なお、載荷実験実施時の圧縮強度は $f'_c=25.9(\text{N/mm}^2)$ 、静弾性係数は $E_c=23.9(\text{kN/mm}^2)$ であった。鉄筋の力学特性を表-4 に示す。

(3) 凍結融解試験

小型 RC 梁の凍害劣化の促進には、大型凍結融解試験装置 2 基を使用した。装置内部の小型 RC 梁の配置状況を図-6 に示す。なお、大型凍結融解試験装置における凍結融解の諸条件は JIS A 1148 B 法 (気中凍結水中融解試験方法) に準拠している。各試験槽に温度制御用 RC 梁 1 体を配置し、RC 梁の中心温度が $+5 \sim -18^\circ\text{C}$ になるよう制御した。ただし、RC 梁の劣化が進行し、温度センサーが露出してから、装置内の温度で制御し、凍結融解を繰り返した。

図-7 に、超音波伝播速度の測定位置を示す。図に示す点を透過する方向の超音波伝播速度から、各点における相対動弾性係数を算出した。そして、全点の測定値の平均を初期値 (相対動弾性係数は 100%) とし、定期的に測定したスパン中央 3 点の超音波伝播速度から算出した相対動弾性係数の平均が設定した値になった段階で、凍結融解試験を終了し、載荷実験を実施した。



図-6 凍結融解装置内部の小型RC梁配置状況

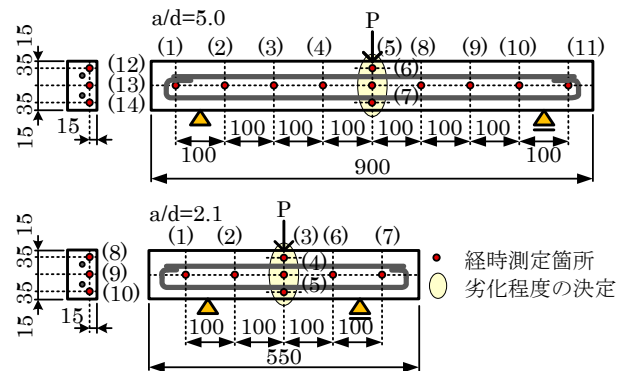


図-7 超音波伝播速度の測定位置

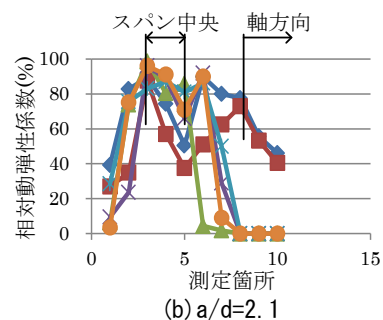
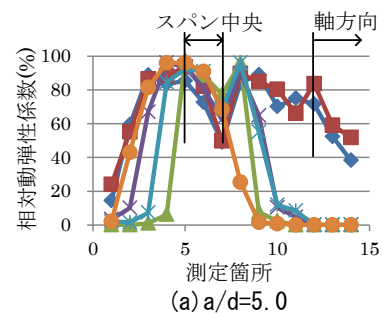


図-8 相対動弾性係数

2.2.3 実験結果と考察

(1) 超音波伝播速度

静的あるいは衝撃載荷実験を実施する前の RC 梁の相対動弾性係数の結果を図-8 に示す。図の y 軸は、超音波伝播速度の測定結果から算出した相対動弾性係数を示している。断面方向に超音波測定した結果に着目すると、端部は冷却面が中央部より多く、凍害劣化を受けやすいため、スパン中央ほど相対動弾性係数が大

14.2 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力向上対策に関する研究



図-9 劣化状況例



図-10 支点保護の状況

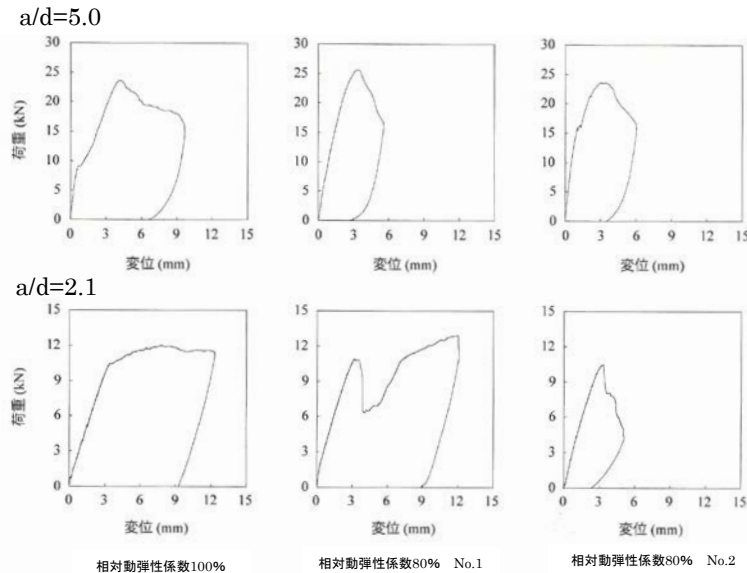


図-11 荷重-変位関係（静的載荷）

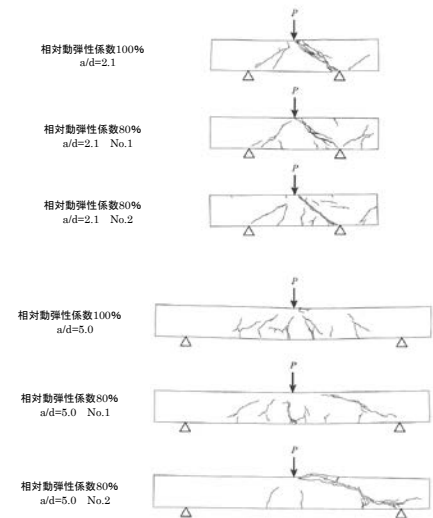


図-12 ひび割れ状況図（静的載荷）

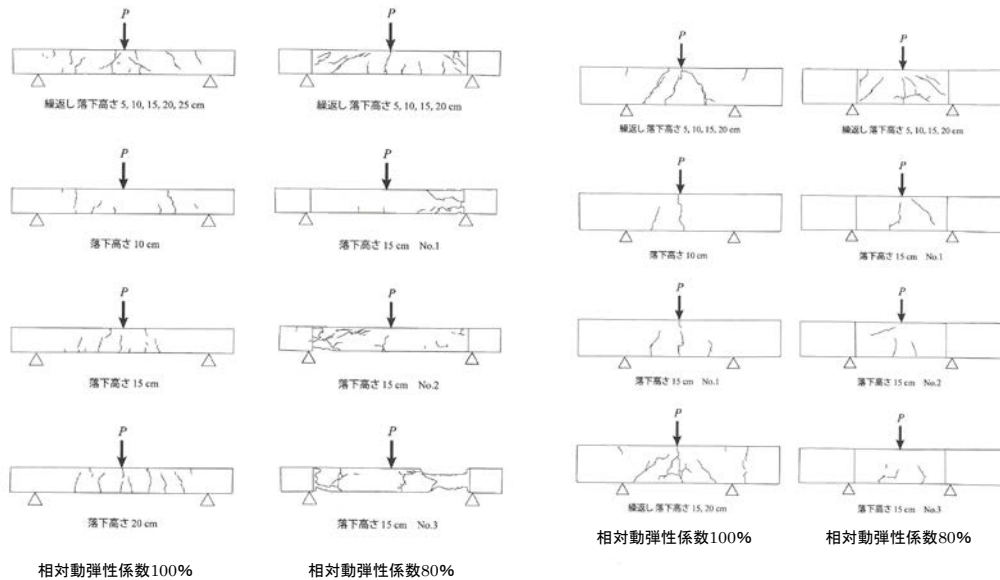


図-13 ひび割れ状況図（衝撃載荷）

きく、端部に向かって小さくなる傾向が見られた。図-9に、載荷実験前の RC 梁の劣化状況例を示す。図からも分かるように、端部では凍結融解の作用により、著しいスケーリングが生じた。そこで、支点部の劣化による影響を避けるため、支点から載荷点方向に

15mm の位置まで、無収縮モルタルで補修し、供試体製作時の形状に成形し、載荷実験を行った（図-10）。

(2) 静的および衝撃載荷実験

静的載荷実験から得られた荷重と変位の関係を図-11 に示す。ここで、変位は梁中央の変位から支点部

表-5 コンクリートの配合

	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)						AD
			C	W	S1	S2	G1	G2	
Non-AE コンクリート	55.0	47.7	308	169	693	238	668	349	—
AE コンクリート		46.6	268	147	662	228	668	349	2.680

※粗骨材(G1, G2)の最大寸法：20mm

分の変位を除去したものとしている。図より、相対動弾性係数 80%であれば、いずれの a/d でも、最大荷重に大きな違いはなかった。しかし、終局変形能は小さくなる傾向が見られた。

図-12 に静的載荷実験後のひび割れ発生状況を示す。これより、凍結融解作用を受けると、a/d=5.0 ではひび割れ間隔が広がり、ひび割れ本数も少なくなる傾向があった。さらに、斜め引張破壊をした供試体もあったことから、凍害により付着が低下した可能性がある。また、a/d=2.1 では、劣化程度 100%の供試体はせん断圧縮破壊に似た破壊を生じたが、劣化程度 80%では斜め引張破壊を生じた。以上より、凍害劣化に伴うひび割れ発生状況や破壊形式の違いが、荷重－変位関係に反映されたものと考えられる。

図-13 に衝撃載荷試験後のひび割れ発生状況を示す。図から、凍害劣化によりひび割れ本数が減少し、ひび割れ発生を伴う損傷領域が変化している様子がうかがえる。しかし、載荷実験の実施のために供試体端部の断面修復を行ったものの、修復した部分より載荷点方向まで生じていたスケーリング部分が衝撃耐荷性能に影響していることも考えられる。よって、今後の衝撃載荷実験では、劣化による変状が梁端部に集中して生じないように、梁端部周囲を樹脂等で保護したり、端部に軸直角方向の鉄筋を配置したりする等、工夫する必要があると考えられる。また今後、供試体内の劣化程度のばらつきを考慮した考察を行うためには、高速カメラにより供試体全体のひずみ分布を測定し、吸収エネルギーを把握できる測定方法や画像解析方法についても検討する。

2.3 複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討

2.3.1 概要

凍結融解作用を受けたコンクリートでは強度が低下し、凍害の進行による相対動弾性係数の低下と強度には相関性が認められることが報告されている²⁾。凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力を評価するにあたり、まずは、凍害劣化したコンクリート

表-6 コンクリートの使用材料

材料	仕様
セメント	普通ポルトランドセメント 密度=3.16(g/cm ³)
細骨材	S1：天塩郡幌延町砂、 $\rho=2.64$ S2：沙流郡平取町砂、 $\rho=2.72$
粗骨材	G1：札幌南区常盤碎石 2005、 $\rho=2.67$ G2：札幌南区硬石山碎石 2005、 $\rho=2.60$
混和剤	AE 減水剤（ポゾリス 78S）

※ ρ ：表乾密度 (g/cm³)

表-7 各種力学試験

力学特性	試験規格	供試体寸法
圧縮強度	JIS A 1108	$\phi 100 \times 200$
静弾性係数	JIS A 1149	$\phi 100 \times 200$
引張強度	JIS A 1113	$\phi 100 \times 200$
曲げ強度	JIS A 1106	$\square 100 \times 400$
付着強度	JSCE-G 503-2010	$\square 80 \times 80$

(単位：mm)

の材料特性について凍害劣化程度と各種強度の関係を整理する。得られた関係は、平成 24 年度から開始した複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験 (2.2 節) 結果の評価に役立てることができ、今後、複合劣化した壁高欄の衝撃耐荷性能に関する解析を行う場合に材料構成則として導入することも可能である。

なお、Non-AE コンクリートに関する実験は平成 23 年度に実施、終了した。平成 24 年度は、平成 23 年度から継続して凍結融解試験を行っている AE コンクリートの途中経過を報告する。

2.3.2 実験概要

コンクリートの配合を表-5、使用材料の仕様を表-6 に示す。なお、表-5 には、Non-AE コンクリートの配合も示している。凍結融解試験は、JIS A 1148 A 法 (水中凍結融解) に準拠して実施し、材齢による強度増加の影響を排除するため、材齢 91 日程度から凍結融解

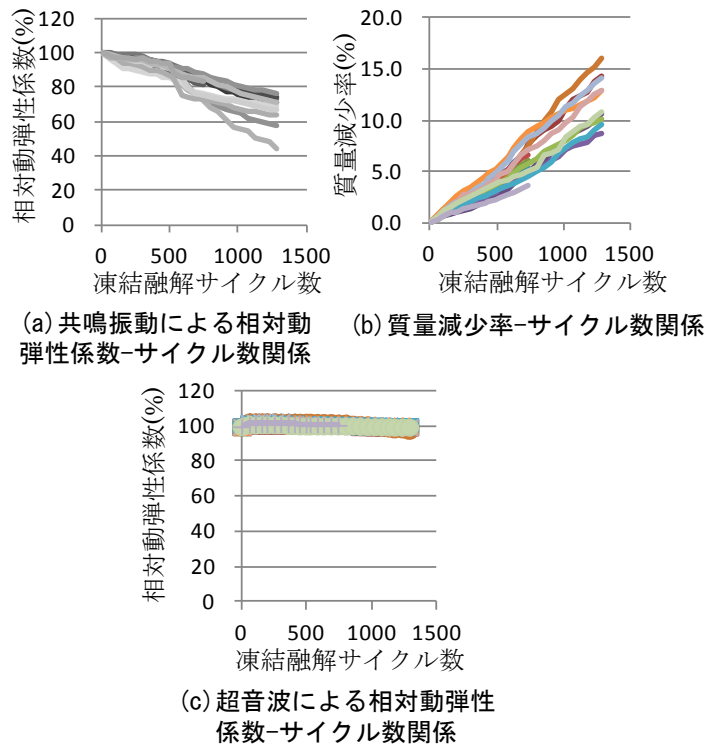


図-14 凍結融解試験結果

試験を開始した。平成 23 年度から、同時に凍結融解試験を開始した Non-AE コンクリートでは 6 サイクルで相対動弾性係数 (□100×400mm 供試体の共鳴振動から算出) が 80% に低下したが、AE コンクリートでは 741 サイクル時で相対動弾性係数が約 80% となった。表-7 に実施した各種力学試験について示す。

なお、平成 24 年度は、凍害劣化した AE コンクリートの力学試験に着手するとともに、さらに劣化が進んだ場合の影響を把握するため、凍結融解試験を続けている。よって、ここでは、試験結果の報告を主とする。今後は、さらなるデータの蓄積に努め、壁高欄の衝撃耐荷力の評価に役立てたい。

2.3.3 実験結果および考察

(1) 凍結融解試験結果

図-14 に AE コンクリートの凍結融解試験結果を示す。なお、(a) は共鳴振動による相対動弾性係数、(b) は質量減少率、(c) は超音波による相対動弾性係数と凍結融解サイクル数の関係をそれぞれ示しており、すべて同じ供試体、□100×400mm 供試体 16 体について実施した結果である。

通常行われている凍結融解 300 サイクル時の耐久性指数は、90% 以上と、耐凍害性に優れているコンクリートであるが、さらに凍結融解サイクルを与えることにより、相対動弾性係数は減少しており、供試体間の



(a) AE コンクリート (741 サイクル)



(b) Non-AE コンクリート (6 サイクル)

図-15 劣化状況

ばらつきも大きくなる傾向にある。また、質量減少率も凍結融解サイクルが増加すると大きくなり、そのばらつきも大きくなっている。平成 23 年度に行った Non-AE コンクリートでは、共鳴振動による相対動弾性係数と超音波伝播速度とは相関が高かったが、AE コンクリートの場合、凍結融解サイクルの増加に伴い、超音波による相対動弾性係数が減少する傾向は見られなかった。これは、Non-AE コンクリートの場合、コンクリート全体の組織が緩み、凍害劣化を超音波伝播速度の測定により評価できるのに対し、AE コンクリートの凍害劣化は表面からのコンクリートの剥離により進行するため、供試体内部の組織は緻密なままであり、断面中央を透過させる超音波伝播速度が低下しなかったものと考えられる。図-15 に、凍結融解作用を受け、共鳴振動による相対動弾性係数が 80% に低下した AE と Non-AE コンクリート (□100×400mm 供試体) の劣化状況を示す。よって、今後、断面中央のみでなく、周辺付近の超音波伝播速度の測定による検討も加えていく必要がある。

(2) 圧縮強度

図-16 に圧縮強度試験結果を示す。劣化後とは、□100×400mm の共鳴振動による相対動弾性係数が約 80% となった凍結融解サイクル (741 サイクル) 時点を示し、以下の静弾性係数、各種強度も同様である。

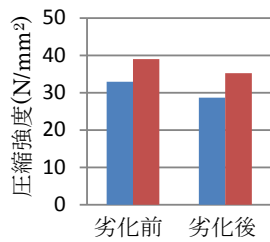


図-16 圧縮強度

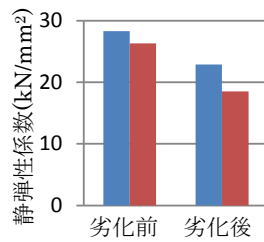


図-17 静弾性係数

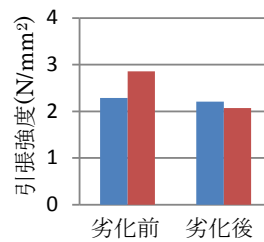


図-18 引張強度

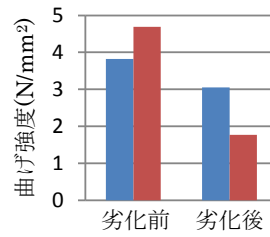


図-19 曲げ強度

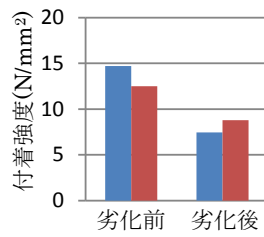


図-20 付着強度

■ AEコンクリート
■ Non-AEコンクリート

また、平成 23 年度に実施した Non-AE コンクリートの結果も併せて示し、これ以後の力学試験結果とも同様に、Non-AE と AE コンクリートの結果を比較する。

AE コンクリートは空気が連行されているため、Non-AE コンクリートに比べて強度が小さくなっている。また、AE、Non-AE とも、凍結融解による劣化後の強度は、劣化前に比べて 9 割程度となっている。

(3) 静弾性係数

図-17 に静弾性係数測定結果を示す。AE コンクリートは Non-AE コンクリートに比べて静弾性係数が大きく、凍結融解による劣化後の静弾性係数は、劣化前に比べて AE では 8 割、Non-AE では 7 割程度となっている。

(4) 引張強度

図-18 に引張強度試験結果を示す。凍結融解により強度は減少するが、劣化前では圧縮強度同様、AE コンクリートの方が、Non-AE コンクリートに比べて小さいが、劣化後は AE の方が高くなっている。

(5) 曲げ強度

図-19 に曲げ強度試験結果を示す。引張試験と同様に、凍結融解により強度は減少するが、劣化前では AE コンクリートの方が、Non-AE コンクリートに比べて小さいが、劣化後は AE の方が高くなっている。

(6) 付着強度

図-20 に付着強度試験結果を示す。付着試験は片引き試験により実施した。供試体は、断面中央に 1 本の鉄筋 (D13 (SD345)) を配置し、全長 80mm を付着長としており、鉄筋が水平方向になるようにコンクリ

ートを打設した。

凍結融解により付着強度は減少するが、劣化前では、AE コンクリートの方が、Non-AE コンクリートに比べて付着強度が大きくなっている。これは、表-4 に示すように、AE コンクリートの単位水量が小さいため、ブリージングが少なく、鉄筋との付着が良好だったためと考えられる。劣化後は、Non-AE の方が高くなっている。

3. 凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の点検・診断技術と補修・補強対策の提案

3.1 概要

NEXCO 東日本が管理する、北海道内で約 40 年間供用後、撤去された壁高欄を対象に、現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、詳細な劣化調査とともに載荷実験を実施した。平成 24 年度は、提供を受けた 12 体 (幅 2m) の壁高欄のうち、3 体の劣化調査および載荷実験を行った。なお、現場調査結果については 2.1 節に示した。さらに、平成 25 年度は、載荷実験を終えた壁高欄の化学分析等を含めた詳細な劣化調査を実施予定である。また、平成 25 年度に撤去する実壁高欄の提供予定もあり、平成 24 年度に提供された実壁高欄と合わせて、劣化程度の異なる壁高欄の実験結果の収集に努め、今後、点検・診断時に補修・補強要否の判断材料となる劣化程度と耐荷性能の関係について、さらに検討を進める。

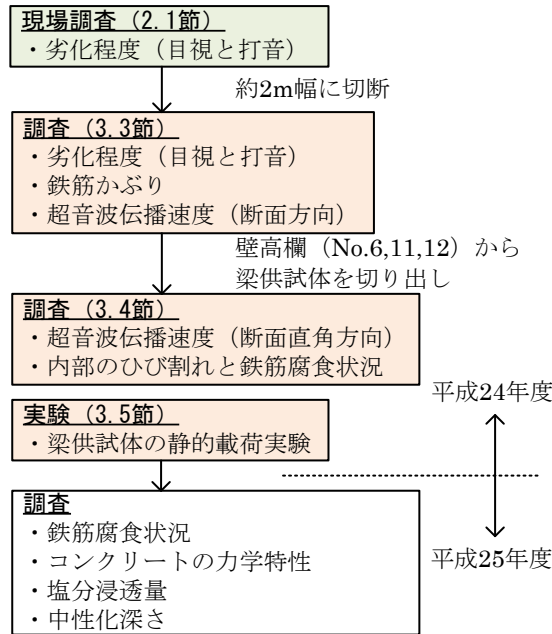


図-21 実壁高欄の調査・実験フロー

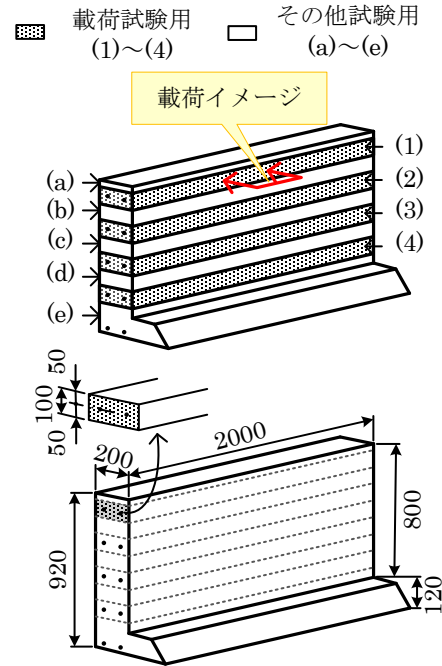


図-23 実壁高欄の切断方法

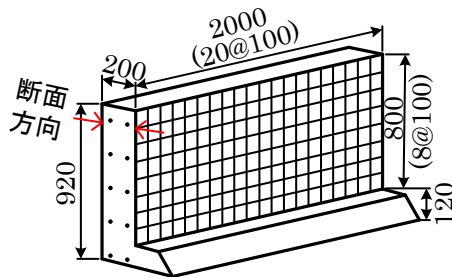


図-22 メッシュ図

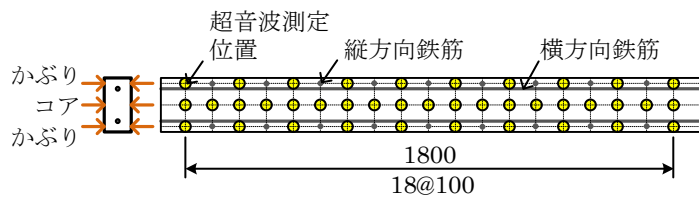


図-24 超音波伝播速度測定位置 (断面直角方向)

3.2 実壁高欄の調査および実験

本研究では、凍害と塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力を評価する前段階として、複合劣化の程度と RC 梁部材の静的な耐荷力の関係を得るための劣化調査および実験を実施した。図-21 に実壁高欄の調査・実験フローを示し、各段階で実施する実験方法について、以下に詳細に説明する。

3.2.1 梁供試体切り出し前の調査

(1) 目視と打音による調査

変状の生じた位置を明確にするため、縦横 100mm 間隔でメッシュを描き (図-22)、壁高欄の地覆より上部の車道側と車道反対側の両面について、現場調査と同様、目視と打音による調査を行った。

(2) 鉄筋かぶりに関する調査

壁高欄の切断面を観察し、横方向に配置された鉄筋の位置を確認した。なお、ここでは車道側と車道反対側の表面から鉄筋中心までの距離を測定し、高さ方向の鉄筋間隔は測定していない。

(3) 超音波法による調査 (断面方向)

透過法により超音波伝播速度を測定した。測定位置は、図-22 に示すとおり壁高欄表面に記したメッシュの交点であり、縦方向に 100mm 間隔、横方向に 200mm 間隔とした。

3.2.2 梁供試体切り出し後の調査

平成 24 年度は、選定した全壁高欄の中から、(1)劣化による変状が観察されなかった壁高欄 (No.11)、(2)広範囲にわたりコンクリートの剥落が観察された壁高欄 (No.6)、(3)コンクリートの浮きが縦方向の鉄筋に沿って観察された壁高欄 (No.12) の 3 体を対象とし、劣化調査と载荷実験を行った。なお、壁高欄は表面被覆による補修が施されており、さらに壁高欄 (No.12) のみ車道反対側に FRP メッシュシートによる補修が施されていた。また、壁高欄 (No.6) と壁高欄 (No.12) は横方向の鉄筋に D16 が用いられ、壁高欄 (No.11) では D13 が使用されていた。

(1) 超音波法による調査（断面直角方向）

図-23 に示すように、壁高欄を横方向に切断し、切り出した梁供試体に対し、透過法で超音波伝播速度を測定した。測定位置は図-24 に示すとおりであり、3.2.1(3)で実施した超音波透過方向に対して直角方向の超音波伝播速度を測定した。

(2) 劣化による内部のひび割れと鉄筋腐食の調査

壁高欄から梁供試体を切り出したことにより現れた壁高欄内部のひび割れ発生状況と鉄筋腐食を調査した。なお、鉄筋腐食は壁高欄の縦方向に配置された鉄筋の断面について、目視観察した。

3.2.3 梁供試体の載荷実験

1 体の壁高欄から 4 体の梁供試体 ((1)～(4)) を切り出し、静的載荷実験を実施した。平成 24 年度は梁供試体(1)、(3)、(4)について載荷実験を行い、(2)は平成 25 年度に行う。

すべての梁供試体の載荷条件と供試体寸法について表-8 に、載荷方法を図-25 に示す。載荷条件は、曲げ破壊先行型で、鉄筋とコンクリートの付着性状を観察できるように、せん断スパン有効高さ比（以下、 a/d ）を大きく、曲げスパンも大きくなるように決定した。平成 24 年度は $a/d=4.0$ 、曲げスパンは 350mm とし、せん断スパンを梁供試体の有効高さに合わせて変化させた。なお、平成 25 年度に行う梁供試体(2)の載荷条件は $a/d=3.0$ 、曲げスパンを 150mm とし、 $a/d=4.0$ の場合と同様に、有効高さによってせん断スパンを変化させた。これは、壁高欄の吊り上げ用穴が横方向鉄筋を貫通していたため、設定した載荷条件である。また、載荷方向は供試体毎に異なり、壁高欄の劣化状況を考慮して設定した。設定方法については、3.4 節で述べる。

本実験の実施にあたり、梁供試体の下側鉄筋の定着を確実にするための処理を施した。まず、梁端部を 100mm 程度はつり、下側鉄筋を露出させた。そして、はつり面は無収縮モルタルを塗り付け、鉄筋が通る程度の穴を開けた鋼板（ $t=9\text{mm}$ ）を圧着し、モルタルの硬化後、下側鉄筋と鋼板を溶接した。

載荷は荷重制御であり、一方向の静的載荷とし、コンクリートの圧縮破壊、あるいはせん断ひび割れの断面貫通により、荷重が低下するまで載荷を続けた。また、載荷実験時の測定項目は、スパン中央の荷重、梁両面の中央変位と支点の変位とした。なお、荷重はロードセルによって測定し、スパン中央の変位は下側鉄筋位置、支点の変位は梁供試体上面で測定した。

表-8 供試体要因一覧

供試体名		d(mm)	a(mm)	載荷点方向
No.6	(1)	127.5	510	車道反対側
	(2)	139	417	車道側
	(3)	135	540	車道反対側
	(4)	107.5	430	車道側
No.11	(1)	112.5	450	車道側
	(2)	117.5	352.5	車道側
	(3)	117.5	470	車道側
	(4)	117.5	470	車道側
No.12	(1)	160	640	車道反対側
	(2)	152	456	車道反対側
	(3)	147.5	590	車道反対側
	(4)	152.5	610	車道反対側

※d：有効高さ、a：せん断スパン

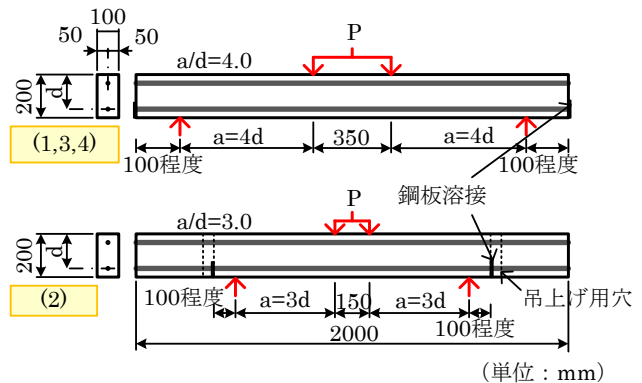


図-25 載荷試験方法

3.2.4 梁供試体の載荷実験後の調査

平成 25 年度早々に、先の劣化調査に加えて、載荷実験を行った梁供試体からコアを採取し、コンクリート圧縮強度および静弾性係数、中性化深さ、塩分浸透量を測定する予定である。さらに、鉄筋をはつり出し、錆マップの作成に加え、10%クエン酸二アンモニウム溶液に浸漬した後、質量減少量と 100mm 間隔の鉄筋径を測定し、材料の劣化特性を補足していく。

3.3 梁供試体切り出し前の調査結果

3.3.1 目視と打音による調査

壁高欄 3 体の調査結果を図-26 に示す。

壁高欄（No.6）の車道側は、上部に著しいコンクリートの剥落が生じ、その周辺部のコンクリートに浮きがあることも確認した。さらに、車道反対側にもひび割れが発生していることを確認した。

壁高欄（No.11）については、車道側にはほとんど変状は見られなかったが、車道反対側には縦方向のひ

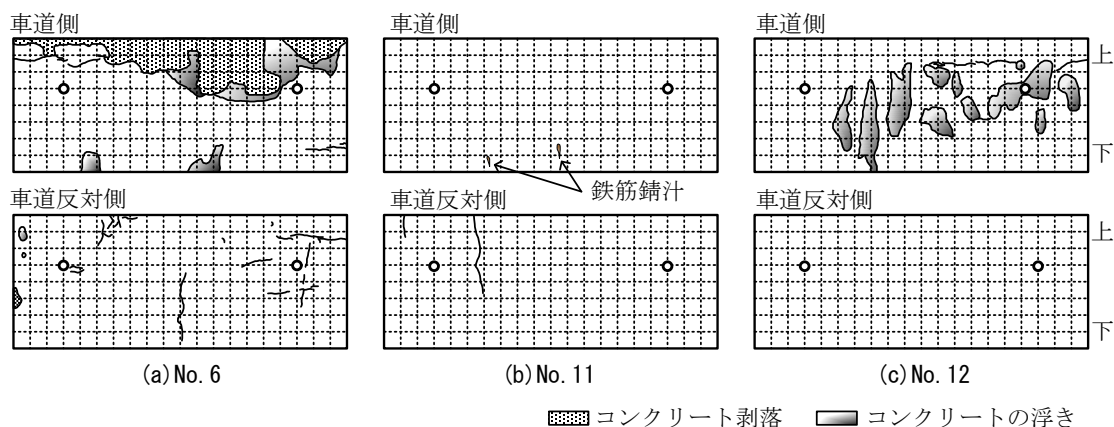


図-26 目視および打音による調査結果

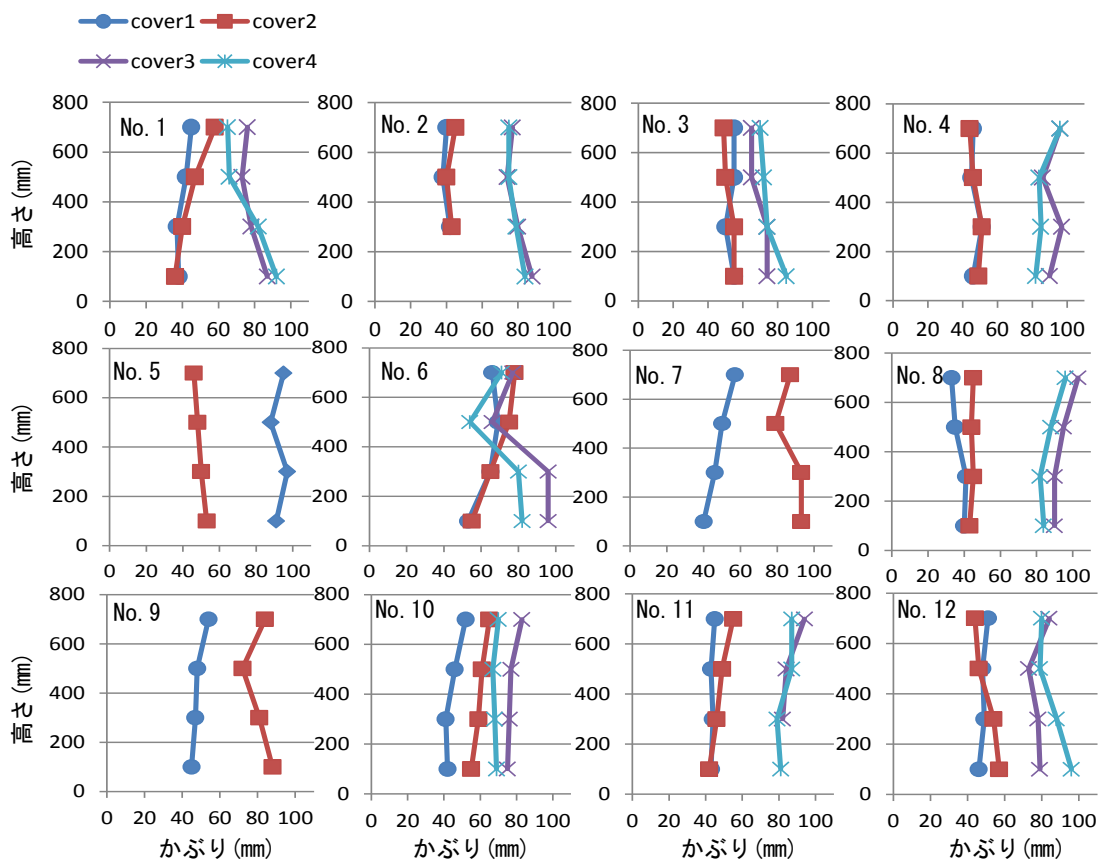


図-27 鉄筋かぶりに関する調査結果

び割れが複数本観察された。

壁高欄 (No.12) の車道側は、ほぼ全域にわたって縦方向にコンクリートの浮きを確認したが、車道反対側にはまったく変状は見られなかった。

以上より、平成 24 年度の研究対象とする壁高欄の劣化による変状は、主に車道側に多く発生し、車道側と車道反対側では劣化程度が相当に異なることを確認した。

3.3.2 鉄筋かぶりに関する調査

図-27 に、壁高欄両表面から横方向鉄筋の中心まで

の距離 (以下、「かぶり」と称す) を示す。図に示す調査結果は、提供された 12 体すべての壁高欄の結果である。また、cover1、2 は車道側表面からのかぶり、cover3、4 は車道反対側表面からのかぶりであり、目地部で切断された壁高欄以外は、両側の切断面で測定した。なお、y 軸の数値は設計上の地覆からの高さ (mm) である。

図より、すべての壁高欄において、車道側の鉄筋の方が車道反対側の鉄筋よりもかぶりが小さいことが分かった。設計では、車道側および車道反対側の両表面

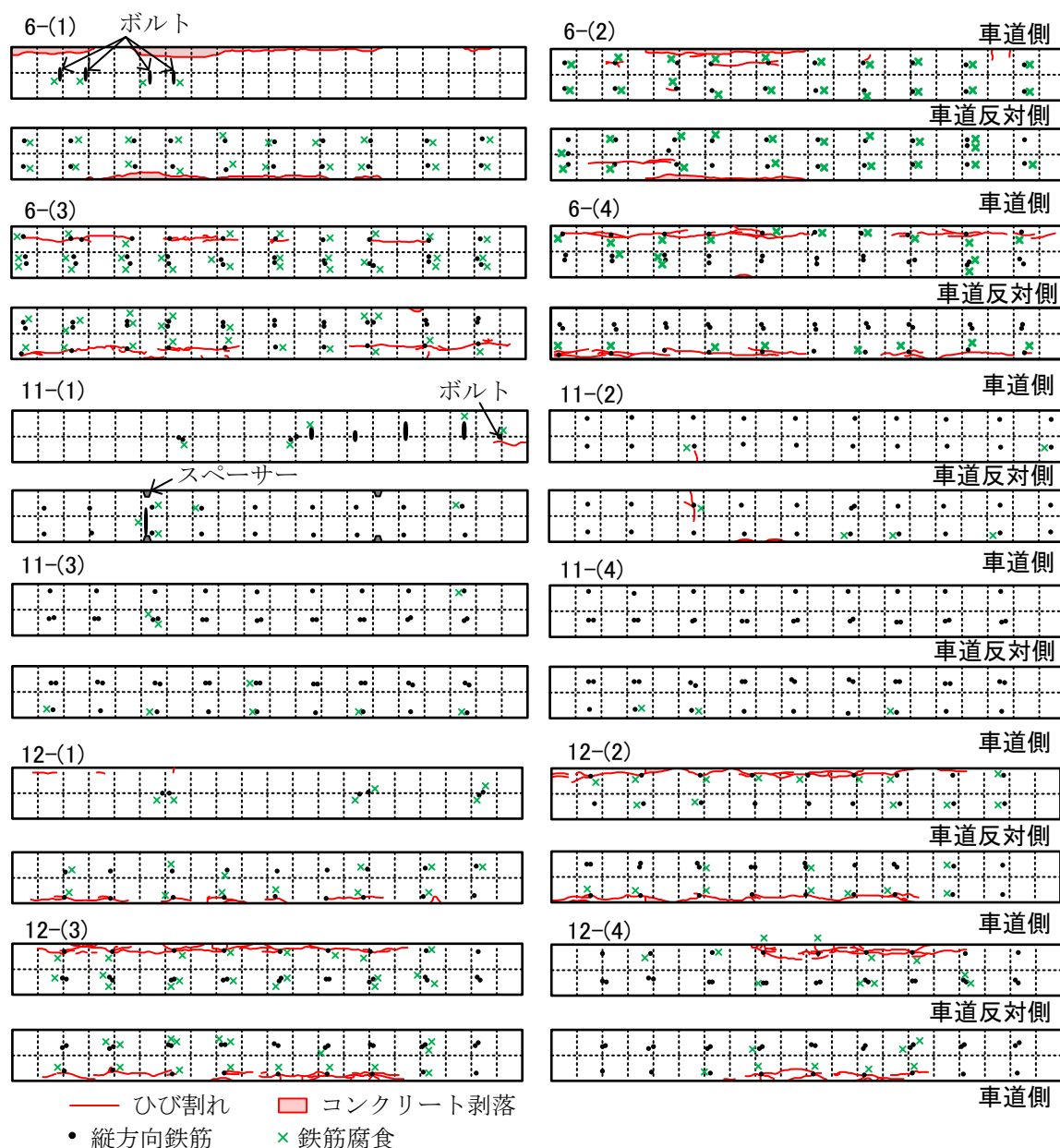


図-28 壁高欄内部の変状調査結果（断面直角方向）

からかぶり 60mm の位置に縦方向鉄筋、そのすぐ内側に横方向鉄筋が配置されている。このことから、目視と打音による調査で、車道側と車道反対側の劣化による変状に違いが見られた原因の一つとして、車道反対側より車道側のかぶりの方が小さく、積雪や凍結防止剤散布による塩化物イオンの侵入等、外的環境の影響を受けやすい状態にあった可能性が考えられる。

3.3.3 壁高欄内部の変状調査

壁高欄から切り出した梁供試体の両側面のひび割れ発生状況と鉄筋の腐食状況を図-28 に示す。なお、鉄筋は縦方向に配置した鉄筋の断面の腐食状況のみを観察し、載荷実験で外力に抵抗する横方向鉄筋の腐食状

況は平成 25 年度に実施予定である。また、壁高欄の切断には湿式カッターを使用したことから、切断後も腐食が進行した可能性があることを考慮し、全断面が腐食している鉄筋のみに×マークを記した。

壁高欄 (No.6) は、目視と打音調査で著しい変状が観察されたものである。外観上は、車道側の壁高欄上部にコンクリート剥落等の変状が集中しているように見えるが、内部は縦方向鉄筋を結ぶようなひび割れが車道側全面に生じていた。また、ほぼ全部の縦方向鉄筋に著しい腐食が見られ、特に壁高欄上方に位置する梁供試体(1)～(3)については、車道側と車道反対側の両側の鉄筋が腐食していた。

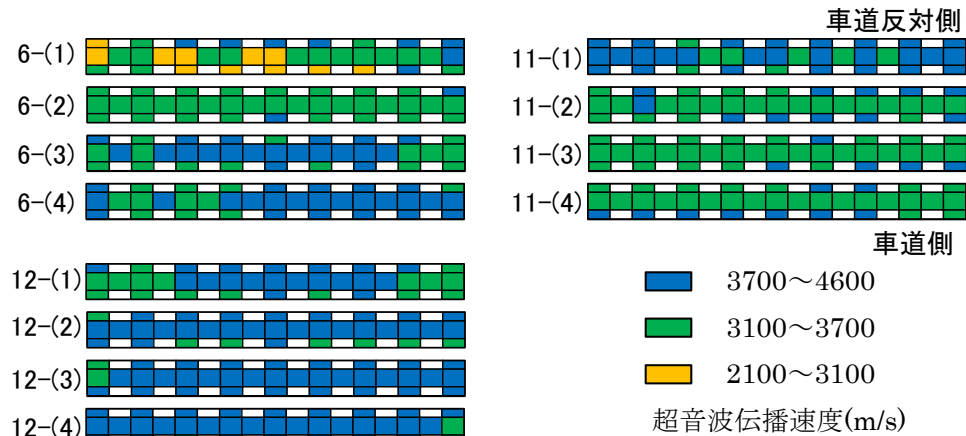


図-29 超音波伝播速度結果（断面直角方向）

目視と打音調査で軽微な変状のみ確認された壁高欄（No.11）では、内部のコンクリートにもほとんどひび割れは生じていなかった。一方、縦方向鉄筋の中には腐食が進行したものもあり、主に車道側で多く観察されたが、その他の壁高欄に比べれば、軽微であった。

壁高欄（No.12）は、車道側の広い範囲で縦方向のコンクリートの浮きを確認したものである。これについても、壁高欄（No.6）と同程度の車道側縦方向鉄筋を結ぶひび割れが全面に発生していた。さらに、鉄筋から放射状に伸びるひび割れも多く観察された。また、鉄筋の腐食も著しく、まったく変状が見られなかった車道反対側の鉄筋の腐食も進んでいた。

3.4 梁供試体切り出し後の調査結果

壁高欄から梁供試体を切り出した後、測定した超音波伝播速度結果を図-29 に示す。結果は、文献³⁾を参考に、圧縮強度でコンクリートの品質を判断する場合の大まかな目安として示された表-9 を用いて色分けした。なお、図に示す梁供試体はすべて上面が車道反対側、下面が車道側になるように並んでいる。

図より、壁高欄（No.6）では、上部のコンクリートほど「やや良」、「不良」と判断された部分が多く、目視と打音による調査結果と同様の傾向が見られた。しかし、外観上、ほとんど変状がなかった壁高欄（No.11）では、ほとんどの部分が「やや良」と判断され、コンクリートが劣化している可能性が示唆された。また、壁高欄（No.12）では、内部の車道側のほぼ全域にひび割れが発生していたが、コンクリートのほとんどの部分は「良」と判断された。

図-30 に梁供試体を切り出す前の壁高欄で測定した超音波伝播速度（青マーカー）の横方向の分布と、ほぼ同じ位置から切り出した梁供試体の超音波伝播速度

表-9 コンクリートの品質³⁾

超音波伝播速度(m/s)	品質
4500～	優
3700～4600	良
3100～3700	やや良
2100～3100	不良
2100 以下	不可

（赤マーカー）分布を示す。ここで、図-22 および図-24 で示したように、超音波の透過方向は、切断前は断面方向、切断後は断面直角方向である。なお、断面直角方向に超音波測定した梁供試体の結果は、図-29 に示すように複数点（かぶり部×2点、コア部×1点）の測定値がある場合には平均値を示した。

断面方向の超音波測定について、壁高欄（No.6）では、上部のコンクリートが広範囲に剥落していたため、測定できない箇所があった。また、壁高欄（No.12）では、計測器の値が安定せず、測定できない箇所があった。

断面方向（青マーカー）と断面直角方向（赤マーカー）の結果を比較すると、壁高欄（No.6）と壁高欄（No.12）では断面直角方向の超音波伝播速度の方が大きくなる傾向があった。特に、断面直角方向の超音波測定でコンクリートほぼ全体が「良」と判断された壁高欄（No.12）では、その差は大きかった。このことから、断面方向に透過した超音波伝播速度は、車道側のコンクリート内部に発生していたひび割れの影響を受け、小さくなったと考えられる。一方、壁高欄（No.11）の内部にほとんどひび割れは発生していなかったことから、断面方向の超音波伝播速度は一樣な

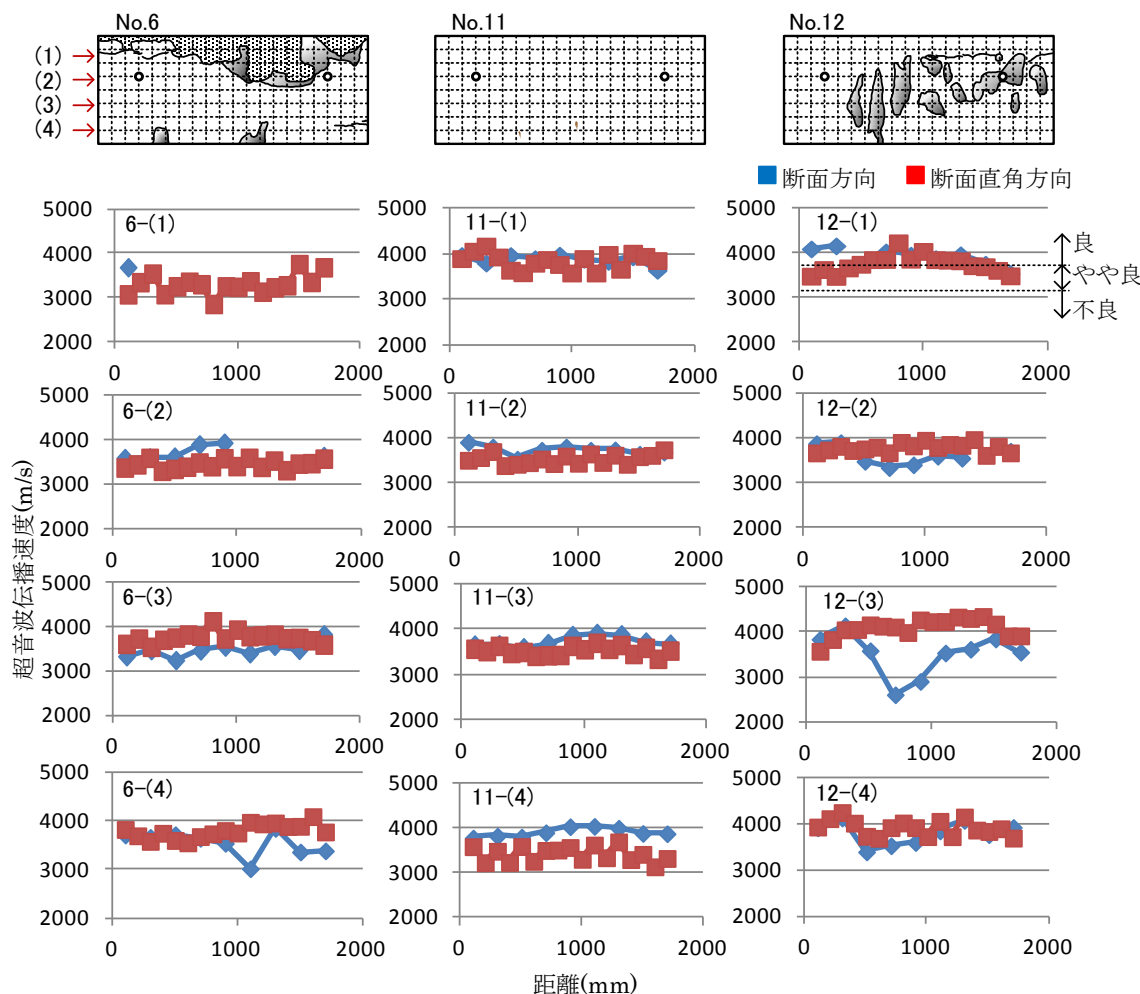


図-30 超音波伝播速度結果（断面方向と断面直角方向）

分布となり、文献 4)の指標では「良」と判断される部分がほとんどであった。これは、大半の部分を「やや良」と判断された断面直角方向の超音波伝播速度結果とは異なる傾向であった。平成 23 年度に実施した各種力学試験体の凍結融解試験において、鉄筋を有する片引き付着試験体のみ、ある程度の凍結融解サイクル数まで超音波伝播速度が低下しなかった¹⁾こともあり、鉄筋が超音波伝播速度に影響した可能性があると考えられる。

以上の調査結果から、超音波伝播速度はコンクリート劣化程度を反映していると考え、また、内部のひび割れ状況や鉄筋の腐食状況からコンクリートと鉄筋の付着状況を推測し、実験の載荷方向を設定した。まず、超音波伝播速度結果（図-29 および図-30）から、壁高欄全体のコンクリート劣化の可能性のある壁高欄（No.11）は、曲げ破壊時の最大モーメントを左右する圧縮側コンクリートの劣化の影響に着目し、車道側を載荷点にした。また、壁高欄（No.12）は、ひび割

れと鉄筋腐食の状況から、車道側の横方向鉄筋とコンクリートの付着劣化が予想されるため、曲げに対して抵抗する鉄筋が車道側になるように、車道反対側を載荷点にした。そして、壁高欄（No.6）では、コンクリートの劣化と付着の両方の影響を見られるように、車道側あるいは車道反対側のどちらかに載荷点を置く 2 パターンの載荷方向で実験を行うことにした。

3.5 梁供試体の載荷実験結果

3 体の壁高欄から切り出した梁供試体(1)、(3)、(4)について、表-10 に曲げ理論から計算した理論値とともに静的載荷実験結果を取りまとめた。ここで、理論計算では、梁供試体を切り出した実壁高欄の材料特性を参考に、コンクリートの圧縮強度 $f'_c=24(\text{N/mm}^2)$ 、静弾性係数 $E_c=25(\text{kN/mm}^2)$ 、鉄筋（SD295A）の降伏強度 $f_y=300(\text{N/mm}^2)$ 、弾性係数 $E_s=200(\text{kN/mm}^2)$ として計算を行った。なお、図-27 に示すように、載荷実験を行った梁供試体の横方向鉄筋の配置では、下側鉄筋の降伏時に上側鉄筋も中立軸より下に位置していた

表-10 載荷実験結果

壁高欄 No.	梁供試 体 No.	載荷点 方向	実験値		理論値				
			$P_{u,e}$ (kN)	$M_{u,e}$ (kN·m)	$P_{y,a}$ (kN)	$M_{y,a}$ (kN·m)	$P_{u,a}$ (kN)	$M_{u,a}$ (kN·m)	$V_{c,a}$ (kN)
6	(1)	反対側	19.0	9.69	14.69	7.49	16.16	8.24	15.70
	(3)	反対側	19.5	10.53	15.94	8.61	17.70	9.56	16.07
	(4)	車道側	16.5	7.10	13.28	5.71	13.63	5.86	14.62
11	(1)	車道側	16.5	7.43	8.76	3.94	10.13	4.56	12.82
	(3)	車道側	19.0	8.93	8.49	3.99	9.53	4.48	13.06
	(4)	車道側	16.5	7.76	8.43	3.96	9.36	4.40	13.06
12	(1)	反対側	23.0	14.72	14.73	9.43	17.27	11.05	17.25
	(3)	反対側	23.0	13.57	14.76	8.71	16.85	9.94	16.68
	(4)	反対側	23.0	14.03	14.79	9.02	17.08	10.42	16.91

※ P_u : 最大荷重、 M_u : 最大曲げモーメント、 V_c : セン断耐力

P_y : 降伏荷重、 M_y : 降伏時曲げモーメント

添え字 e : 実験値、a : 理論値

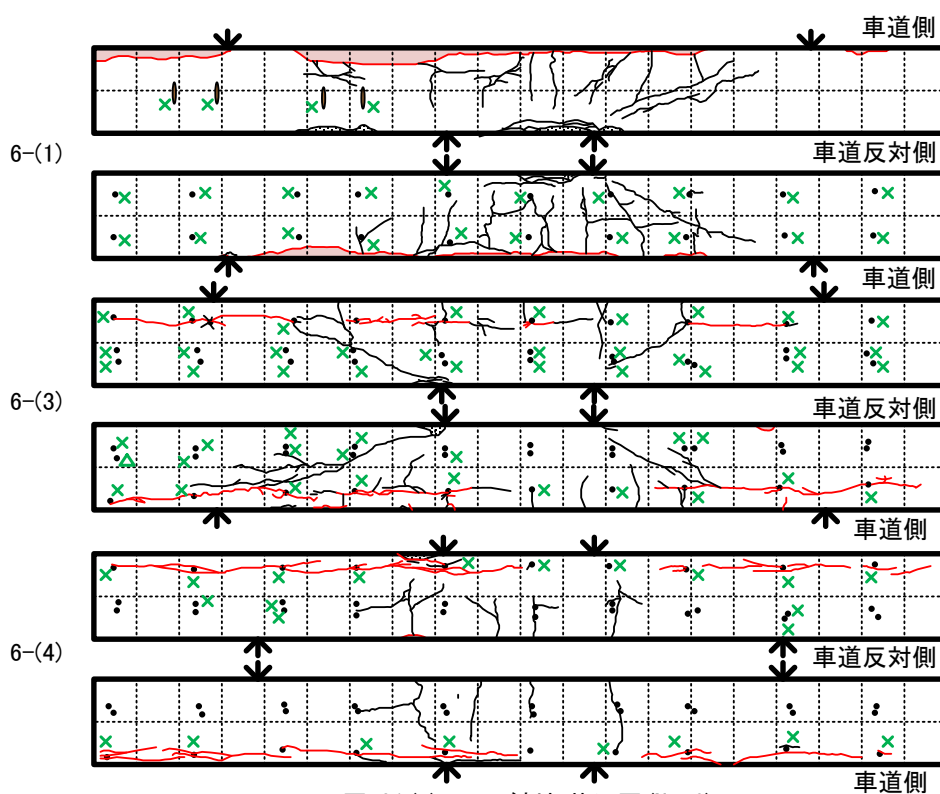


図-31 (a) ひび割れ状況図 (No. 6)

ことから、2本の横方向鉄筋を引張側として、曲げとせん断の理論計算を行った。また、せん断耐力は斜め引張破壊をする場合のコンクリート抵抗とし、文献⁵⁾から算出した。表より、壁高欄 (No.11) 以外はせん断余裕度 (V_c/P_u) がほぼ1であり、斜め引張破壊する可能性がある。

表-10 から、最大曲げモーメント M_u に着目すると、

壁高欄 (No.6) では 10~20%程度、壁高欄 (No.12) では 30~40%程度、実験値が理論値を上回った。したがって、外観上、広範囲にコンクリートの剥落や浮きが引張側あるいは圧縮側に生じていても、理論値以上の曲げモーメントに抵抗できることが分かった。また、壁高欄 (No.11) では、実験値は理論値の2倍近く大きくなった。通常、曲げ理論において、理論値と実験

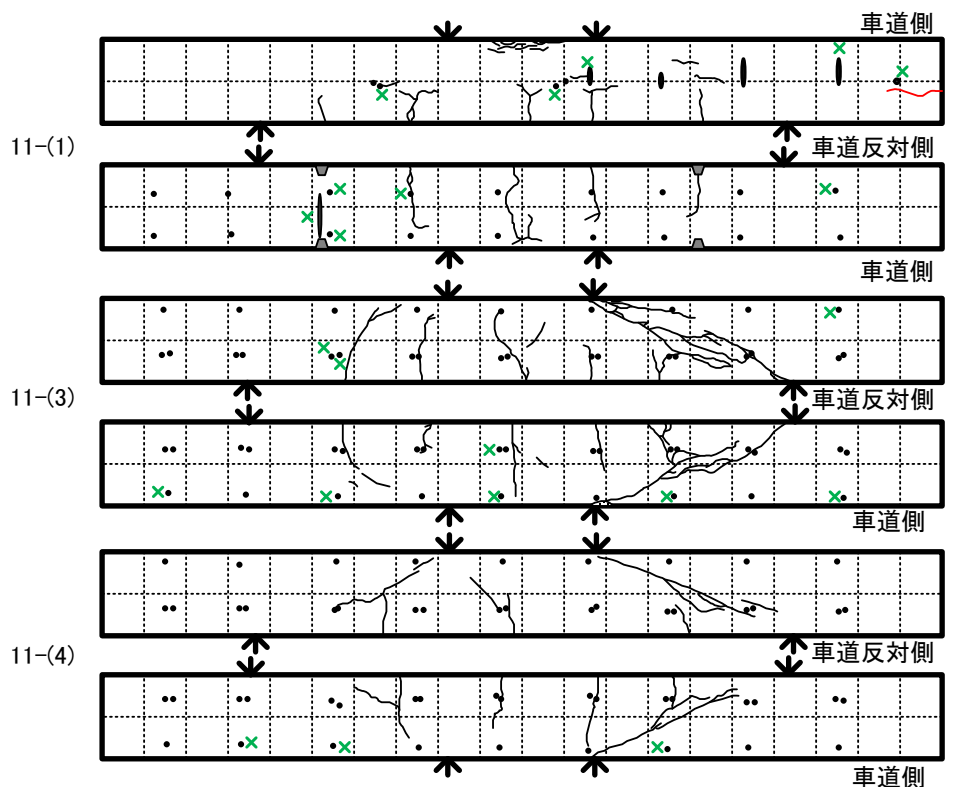


図-31 (b) ひび割れ状況図 (No. 11)

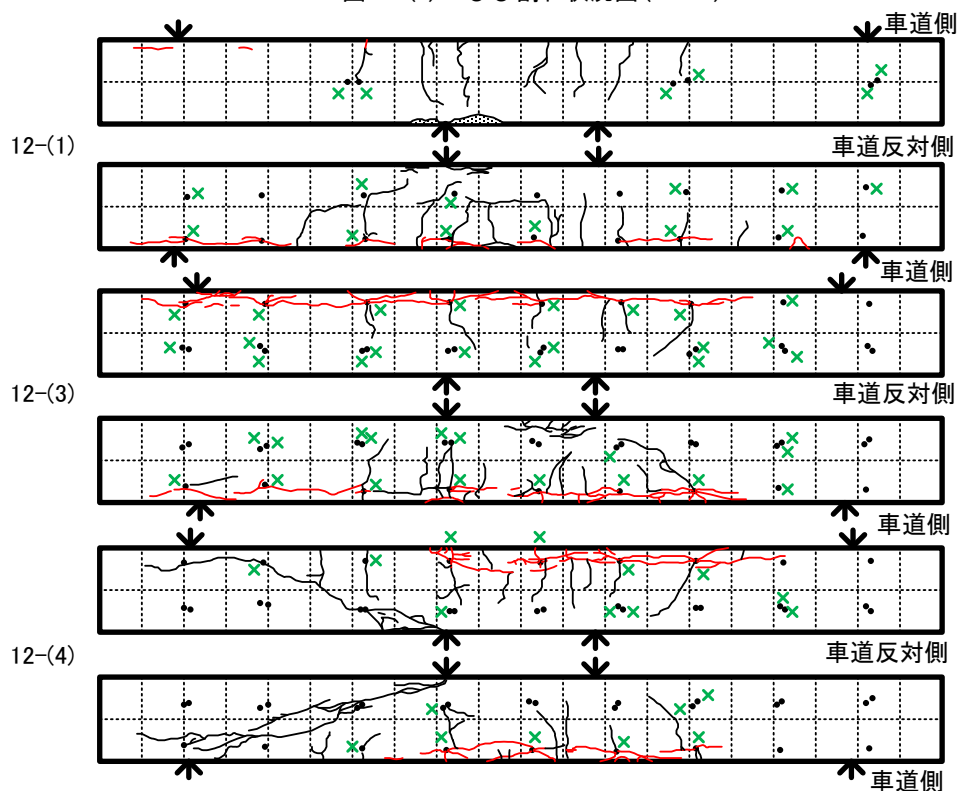


図-31 (c) ひび割れ状況図 (No. 12)

値の差がこれほど大きくなることは考えにくいことから、例えば、曲げスパンが重ね継手部分に含まれている等の原因が考えられる。このため、壁高欄 (No.11) については、平成 25 年度実施予定の鉄筋はつりを含

む詳細な劣化調査の結果を得た後、考察することにする。これ以後も壁高欄 (No.11) の結果のみ示し、考察はしない。

図-31 (a)～(c)に破壊時のひび割れ状況を示す。図中

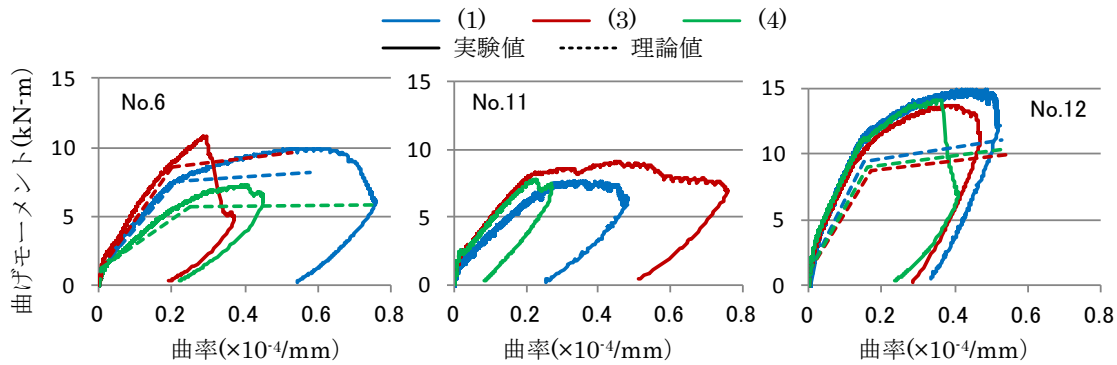


図-32 曲げモーメントー曲率関係

の赤線は載荷実験前に既に生じていたひび割れを表している。せん断に対する余裕があまりないため、支点と載荷点を結ぶ斜めひび割れが急激に進展して終局に至る梁供試体もあったが、壁高欄の最上部から切り出した梁供試体(1)はいずれも圧縮側コンクリートの圧壊によって破壊した。これは、縦方向鉄筋の曲げ加工部分が、幾分、スターラップのようにせん断に対して抵抗したものと考えられる。

次に、車道反対側を載荷点とした梁供試体 6-(3)、12-(3)、12-(4)の曲げスパンに発生したひび割れを観察した。図より、梁供試体 6-(3)では、主に縦方向鉄筋付近からひび割れが生じており、縦方向鉄筋がひび割れを誘発した可能性が考えられる。それに対し、梁供試体 12-(3)と 12-(4)では、さらに多くのひび割れが発生し、ひび割れ間隔が小さくなった。また、車道側を載荷点とした梁供試体 6-(4)の曲げスパンには、梁供試体 6-(3)と同程度の間隔でひび割れが発生し、せん断スパンにほとんどひび割れは発生しなかった。これより、梁供試体 6-(3)と 6-(4)の横方向鉄筋とコンクリートの付着は喪失し、梁供試体 12-(3)と 12-(4)では、付着応力が働いていると推測される。しかし、いずれの梁供試体も、平成 24 年度に実施した劣化調査の範囲内では、車道側のコンクリートと縦方向鉄筋の劣化状況に大きな違いは見られなかった。よって、平成 25 年度に行う詳細な劣化調査から、劣化程度と付着の関係を明確にしたい。

図-32 に曲げモーメントー曲率の関係を示す。本実験では、全ての梁供試体の有効高さが違うため、せん断スパン長や曲げ剛性も供試体によって異なる。このような供試体毎の違いを排除し、梁供試体の変形能を比較するために、荷重と変位の実測値を、曲げスパンに作用する曲げモーメントと曲率の関係で整理した。ここで曲率 ϕ は、曲げモーメント作用時の梁供試体において、変形の適合条件を満足し、平面保持の仮定が

成り立つと考えた場合、曲げを受ける梁の幾何学的性質から、曲率半径 ρ を用いて、以下の式が導き出される。

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \left(\frac{\delta}{2} + \frac{l^2}{8\delta} \right)^{-1}$$

したがって、上式に実験で得られた梁中央の変位 δ と支持スパン長 l を代入すれば、曲率 ϕ を求めることができる。ここで、梁中央の変位 δ は、梁両面の中央の変位の平均から、両支点変位の平均を引いた値とした。

また、図-32 には、曲げひび割れ発生時、鉄筋降伏時、終局時の曲率を計算し、原点とそれらの点を結んだ曲げモーメントー曲率関係も示した。各曲率は次式で求められる。

$$\phi = \frac{\epsilon'_c + \epsilon_s}{d}$$

ここで、 ϵ'_c は圧縮縁のコンクリートひずみ、 ϵ_s は引張側の鉄筋ひずみである。なお、鉄筋降伏時の降伏ひずみ $\epsilon_{sy} = 300/200000 = 0.0015$ 、コンクリートの終局ひずみ $\epsilon'_{cu} = 0.0035$ とした。また、曲げひび割れ発生時の曲げモーメントと曲率は、鉄筋を無視し、引張と圧縮に対する弾性係数を同じ値として求めた。

壁高欄 (No.6) について、梁供試体(1)以外は、降伏点が不明瞭であるものの、理論から求めた降伏点辺りでグラフの勾配が変化していることから、全ての梁供試体の下側鉄筋が降伏したと考えられる。そして、鉄筋降伏までの挙動は、いずれの梁供試体でも理論値と良く一致していた。そして、コンクリートの引張抵抗を無視した理論値と実験値がほぼ同じであることから、テンションスティフニング効果はほとんどないと推測される。これは、ひび割れ状況から示唆されたコンクリートー鉄筋間の付着喪失の可能性を裏付ける結果である。次に、梁供試体(3)と(4)の下側鉄筋降伏後の挙動を見てみると、理論値よりも大きく曲率が低下した。これは、梁供試体(3)では急激に斜めひび割れが進展し

たこと、梁供試体(4)では劣化に伴う壁高欄内部のひび割れが影響したものと考えられる。

壁高欄 (No.12) のグラフの変曲点から推定した降伏曲げモーメントは理論値を 20%程度大きかったが、曲率はほぼ一致していた。これより、すべての梁供試体の下側鉄筋は降伏していると考えられる。また、鉄筋降伏までの実験値のグラフの傾きが理論値よりも大きいことから、テンションスティフニング効果があると考えられ、ひび割れ状況から推測したように、コンクリートと鉄筋の付着による応力伝達がある可能性を示唆した。次に、鉄筋降伏後の挙動を見てみると、斜めひび割れが貫通して終局に至った梁供試体(4)を除けば、理論値と同等程度の変形能を有していた。以上より、引張側の縦方向鉄筋に沿ったコンクリートの浮きが全面に生じていても、コンクリートが劣化していなければ、理論値以上の曲げモーメントに抵抗することができ、理論値と同等程度の変形能を有すると考えられる。

壁高欄 (No.6)、壁高欄 (No.12) とともに、鉄筋降伏後の荷重増加が大きく、最大曲げモーメントは理論値よりも 10~30%程度大きくなった。これは、(a)下側鉄筋降伏後、上側鉄筋も引張応力に抵抗したこと、(b)超音波法でコンクリートの劣化があまり確認されなかったことから、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度以上であったこと、(c)鉄筋が腐食すると、ひずみ硬化領域に到達するまでの降伏時の伸びが小さくなるとの報告⁹⁾があり、降伏後直ちにひずみ硬化領域に達したこと、等の原因が考えられる。これについては、平成 25 年度に劣化調査を実施し、明らかにしたい。

本実験では、すべての梁供試体が下側鉄筋降伏後に破壊したため、鉄筋降伏後のコンクリート圧壊や急激な斜めひび割れの進展の有無によって、単純に破壊形式(曲げ引張破壊あるいは斜め引張破壊)を当てはめることはできない。本報告書では、限られた劣化条件において、コンクリート劣化と鉄筋の腐食に着目した考察を行ったが、今後はさらに劣化程度の異なる供試体の試験も行い、劣化したコンクリートと鉄筋の力学的特性、部材内での劣化程度のばらつきの影響を明確にし、構造部材の耐荷性能との関係をさらに追究したい。

4. まとめ

平成 24 年度は、凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案を達成目標とし、壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握として、

北海道で約 40 年間供用された壁高欄の目視・打音調査を実施した。そして、複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃載荷実験として、小型 RC 梁の衝撃載荷実験、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討として、凍害を受けた AE コンクリートの力学試験を実施し、壁高欄の衝撃耐荷力評価に必要な基礎データを収集した。さらに、凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の点検・診断技術と補修・補強対策の提案を達成目標とし、現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、実壁高欄を用いた劣化調査結果と載荷実験結果の関係を検討した。各調査および実験から得られた結果を以下に報告する。

凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の提案に関して、

(1) 壁高欄、地覆の現場調査による劣化程度の把握として、NEXCO 東日本が管理する北海道で約 40 年間供用された壁高欄の目視・打音調査を実施した。その結果、ほとんど変状が見られないものから、広範囲にコンクリート剥落が生じているものまで、場所によって劣化程度は大きく異なっていた。さらに、平成 23 年度の現場調査結果と同様、車道側基部の地覆に、スケーリングや鉄筋露出等の変状を確認した。

(2) 複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃実験として、小型 RC 梁の衝撃載荷実験を開始した。凍害劣化によりコンクリートの相対動弾性係数が 80%になった小型 RC 梁の静的載荷実験の結果、 a/d を変化させても、健全な RC 梁の最大荷重と大差ないが、終局変形能は小さくなる傾向が見られた。さらに、衝撃載荷実験を実施し、ひび割れ発生に伴う損傷領域が変化している様子がうかがえた。しかし、劣化程度のばらつきが衝撃耐荷性能に影響した可能性もあり、引き続き、実験を進めていく。

(3) 複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術の検討として、凍害を受けた AE コンクリートの力学試験を実施した。その結果、AE コンクリートの場合、凍結融解サイクルの増加とともに、共鳴振動による相対動弾性係数は減少し、質量減少率は増加するが、超音波伝播速度の低下は見られなかった。さらに、圧縮強度、静弾性係数、引張強度、曲げ強度、付着強度は、凍結融解作用により減少するが、その減少割合は、AE コンクリートと Non-AE コンクリートで異なることがわかった。なお、 $\square 100 \times 400 \text{mm}$ の供試体の共鳴振動による相対動弾性係数が約 60%及び 40%になった時点で同様の試験を実施する予定である。

凍害・塩害の複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の点検・診断技術と補修・補強対策の提案に関して、(4) 現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、実壁高欄から梁供試体を切り出す前後に劣化調査を実施した結果を以下に報告する。

- ・ 壁高欄の横方向鉄筋のかぶりを調査した結果、設計上は左右対称の位置に鉄筋が配置されているが、実際には車道反対側よりも車道側の鉄筋かぶりの方が小さかった。
- ・ 目視と打音による調査でほとんど変状を確認することができなくても、内部の縦方向鉄筋の腐食が進行している場合があった。
- ・ 目視と打音による調査で、コンクリートの剥落、浮き等の変状が確認されても、超音波測定により、内部のコンクリートは劣化していない可能性が示された。
- ・ 透過法で超音波伝播速度を測定する場合、コンクリート内部にひび割れが発生していると、その影響を受けて大きく低下した。一方、目視と打音による調査で変状を確認できない梁供試体では、透過方向によって超音波伝播速度結果が異なる場合があった。

(5) 現場調査および実験で得られた劣化程度と衝撃耐荷力の関係の整理として、実壁高欄から切り出した梁供試体の載荷実験から得られた結果を以下に報告する。

- ・ 目視と打音による調査で、広範囲なコンクリートの剥落や浮きを確認できるほど劣化していても、理論値以上の曲げモーメントに抵抗できることがわかった。
- ・ 梁供試体の引張側のほぼ全面にわたりコンクリートの浮きが生じ、周辺の縦方向鉄筋に腐食が生じている場合、ひび割れ間隔の広さから付着低下の可能性が示唆された。一方、目視と打音による調査で同様の変状が確認された梁供試体でも、載荷実験後のひび割れ発生状況と曲げモーメントー曲率関係から、コンクリートと鉄筋の付着が保持されている可能性があるものもあった。

5. 今後の課題

- (1) 凍害劣化した小型 RC 梁の衝撃載荷実験において、今回作製した供試体は個々あるいは供試体内の劣化程度のばらつきが大きく、衝撃耐荷力に与える劣化程度の影響について、統一的な見解を示すことが困難であった。したがって、今後は供試体の作製方法を工夫するとともに、これらのデータを活用し、供試体内の部位毎の吸収エネルギーを把握できる測定方法や画像解析方法を検討していく。
- (2) 凍害を受けた AE コンクリートの力学試験では、超音波伝播速度による相対動弾性係数について、Non-AE コンクリートと異なる傾向を示すことが判明した。このため、AE コンクリートと Non-AE コンクリートの材料劣化の相関を整理し、実験や解析で得られる壁高欄の衝撃耐荷力評価の信頼性の向上を図る必要がある。
- (3) 複合劣化を受けた実壁高欄の劣化調査および載荷実験では、実験ケースが限られていたことから、結果の定性的な評価に留まった。今後、載荷実験終了後の梁供試体の詳細な劣化調査を行うことで、劣化程度を定量化し、耐荷性能との関係を検討する。さらに、劣化程度の異なる実壁高欄の載荷実験も行い、補修・補強の要否の判断材料となる劣化程度を示していく。

参考文献

- 1) 内藤英樹、山洞晃一、古賀秀幸、鈴木基行：凍結融解作用を受けた腹鉄筋のない RC はりのせん断耐力、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.1、pp.916-921、2012
- 2) (社)日本コンクリート工学協会北海道支部：凍害と耐久性設計研究委員会報告書、2008.10
- 3) 日本材料学会：建設材料実験、pp.235、2011
- 4) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村 甫：せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No.372/V-5、pp.167-176、1986
- 5) 李翰承、友澤史紀、野口貴文：鉄筋の腐食がその力学的性能の低下に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.1、pp.877-882、1995

A STUDY ON IMPACT RESISTANT CAPACITY OF RC BRIDGE WALL RAIL DETERIORATED BY COMBINED EFFECT OF FROST AND SALT ATTACK

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Maintenance

Engineering Research Group

(Materials Research Team)

Cold-Region Technology

Development Coordination

(Cold-Region Technology

Promotion Division)

Author : TAGUCHI Fumio

SHIMATA Akinori

SHIMADA Hisatoshi

NAITOH Isao

NONOMURA Yoshinori

MIZUTA Maki

KAWAMURA Koji

MIYAMOTO Shuji

SATO Hiroto

NAKAMURA Naohisa

MURANAKA Tomoyuki

Abstract : The purpose of this study is to contribute to the appropriate maintenance of RC bridge wall rails subjected to combined deterioration by frost and salt attack by presenting investigation technique and repair/strengthen methods to assess the impact resistant capacity. In FY2012, the RC bridge wall rails in about forty-year-service in Hokkaido were investigated by visual and tapping inspection. The fundamental data on impact resistant capacity of RC bridge wall rails were accumulated by using impact loading tests of small-sized RC beams with frost attack and mechanical tests of AE concrete under the freezing and thawing cycles. Besides, the real RC bridge wall rails were applied in order to clarify the effect of frost and salt damage on loading performance of RC beams. To be specific, the loading tests of the beams sorted out in the bridge axial direction and degradation investigation of visual and ultrasonic measurements before and after the cutting were conducted.

Key words: Frost damage, Salt damage, Combined deterioration, RC bridge wall rail, Impact resistant capacity