

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、内藤勲、野々村佳哲、伊佐見和大、中村拓郎
横山博之、宮本修司、中村直久、村中智幸

【要旨】

複合劣化により性能低下した壁高欄では、車両衝突の際に、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、複合劣化を受ける壁高欄の機能が維持されるように、衝撃耐荷力の点検・診断技術や、劣化程度に応じた補修・補強対策を早急に確立することが必要である。そこで本研究では、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、点検・診断技術及び補修・補強対策の提案を行う。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現場調査を実施し、全体の約 4 割に変状があることと、車道側の基部に変状が多いことを確認した。このため、発生部位より凍害・塩害による複合劣化の影響を受けていると推測される。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の実施に向け、RC 梁の凍結融解実験を開始するとともに、凍害劣化したコンクリートの各種強度特性、および現場で多く観察された基部の劣化を模擬した壁高欄試験体の破壊までの挙動を確認した。

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

積雪寒冷地における社会資本ストックは、凍結融解や塩分供給等の複合作用による材料劣化を受けやすく、構造物としての健全性・耐久性に深刻な問題が生じやすい。構造物の機能を適切に維持するためには、積雪寒冷地の特性に適合した維持管理技術の開発が必要とされている。構造物のうち、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、融雪水の影響を特に受けやすく、凍害・塩害による複合劣化が多数生じている(写真-1)。複合劣化によって性能が低下した壁高欄では、車両衝突による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機能が確保されるように、衝撃耐荷力の点検・診断技術や、劣化程度に応じた補修・補強対策を早急に確立することが必要である。

寒地土木研究所ではこれまでに凍害を受けた RC 部材の静的耐荷力の評価技術に関する研究を行っており、凍結融解作用を与えた RC 梁では、コンクリートの強度低下や付着力の低下に起因すると考えられる最大荷重の低下や終局時の破壊形状の変化を確認している¹⁾。しかしながら、凍害・塩害による複合劣化を受けた RC 部材の衝撃耐荷力については明らかにされておらず、



写真-1 積雪寒冷地における壁高欄の劣化事例

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。

本研究では、複合劣化した壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術、点検・診断技術及び補修・補強対策を提案することを目的に、積雪寒冷地における壁高欄の劣化程度の調査・分析、複合劣化を受けた壁高欄の力学性能の解明、補強による衝撃耐荷力の向上効果の検証を行う。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。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長不足を模擬した壁高欄試験体の載荷実験を実施した。

以下に平成 23 年度の研究成果を報告する。

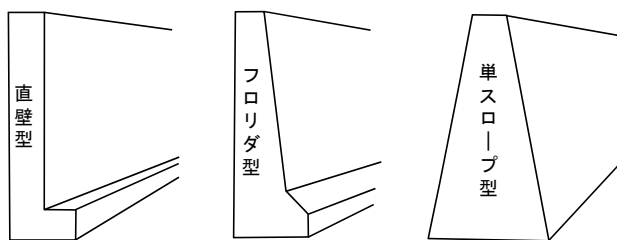


図-1 壁高欄の形状

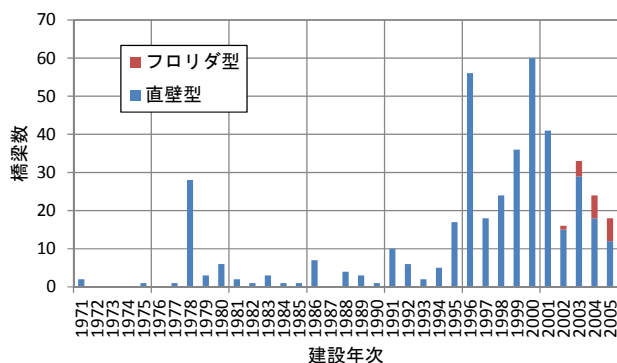


図-2 壁高欄を有する橋梁の建設年次と壁高欄形状

2. 壁高欄、地覆の現地調査による劣化程度の把握

2.1 概要

壁高欄は、一般に、橋梁や高架橋のうち車両逸脱によって重大な被害が発生するおそれのある区間に設置される。そこで、北海道内における壁高欄の実態調査として、開発局が管理する橋梁の橋梁点検調査(平成17～22年度)をもとに、壁高欄を有する451橋梁について、設置状況及び劣化状況を整理した。

2.2 北海道内の壁高欄の設置状況

壁高欄は弾性範囲内での変形しか見込まない設計となっており、車両衝突時の衝撃力を緩和するために、傾斜角や地覆の有無等の前面形状の工夫がされている。その形状としては防護柵の設置基準²⁾において、直壁型、フロリダ型、単スロープ型の3タイプが示されている(図-1)。北海道開発局の管理橋梁のうち、壁高欄を有する橋梁の建設年次と壁高欄形状について図-2に示す。壁高欄を有する橋梁の建設数は1994年(平成6年)の地域高規格道路の建設開始とともに増大しており、図-2のうち1994年以降に建設された橋梁は全体の約8割を占めている。また、壁高欄の形状をみると、直壁型が大多数を占めており、次いで、フロリダ型が近年に建設された橋梁においてわずかながら確認できた。一方、単スロープ型の壁高欄については、今回の調査範囲では確認することができなかった。このため、本研究では、古くから用いられている形状であり、かつ建設数が多い形状である直壁型の壁高欄を中心に実験及び検討を進めていくこととした。



(a) スケーリング



(b) 鉄筋腐食による浮き



(c) 鉄筋露出

写真-2 積雪寒冷地における壁高欄の劣化事例

2.3 北海道内の壁高欄の劣化状況

北海道内の壁高欄の変状を外観目視の範囲で分類すると、写真-2に示すような(a)コンクリート表面のスケーリング、(b)鉄筋の腐食に伴うコンクリートかぶりの浮き、(c)腐食鉄筋の露出に大別できた。

全調査対象橋梁に占める壁高欄の変状種類の割合を図-3(a)に示す。また、図-3(b)～(c)には、建設から10年経過毎の各変状の割合を順に示す。なお、集計にあたり、表面剥離と鉄筋露出が同時に発生している場合は、鉄筋露出としてカウントしている。図-3(a)より、約4割の壁高欄を有する橋梁で何らかの変状が生じており、その数は図-3(b)～(c)に示される通り、経年に伴い増加していく傾向にある。特に、建設から20年以上経過した橋梁では、その半数以上で鉄筋腐食の発

生が確認できた。図-2 で示すように、壁高欄を有する橋梁は 1994 年以降に大きく増加しており、それらの橋梁が建設後 20 年を経過し、近い将来、多くの劣化が顕在化することが懸念される。よって、本研究により、複合劣化した壁高欄の耐荷力の評価技術や、点検・診断及び補修・補強対策を検討することは非常に重要である。

次に、変状のうち、浮き及び鉄筋露出が確認できた橋梁について、その腐食発生箇所別に分類した結果を図-4 に示す。約 8 割程度の変状が壁高欄の内側面のみで確認されており、基部に多かったことから、凍結防止剤の散布や融雪水の滞水の影響による凍害・塩害の複合劣化によって変状が発生していると推測される。壁高欄の基部は設計時の曲げ照査位置であり、他の変状発生箇所と比較して耐荷力へ及ぼす影響が大きいことから、载荷実験などによって優先的に検証する必要があると考えられる。

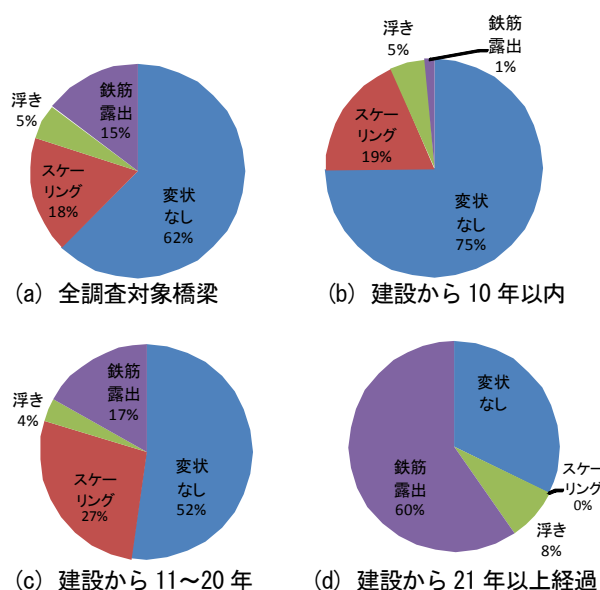


図-3 各変状の割合

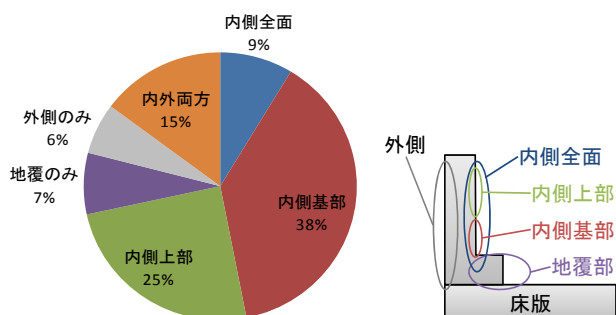


図-4 浮きおよび鉄筋腐食の発生部位

3. 複合劣化した壁高欄を模擬した試験体の衝撃耐荷力実験

3.1 概要

本研究では、複合劣化を受けた壁高欄の力学性能を明らかにするため、RC 梁の重錘落下衝撃試験を中心に実施し、複合劣化を受けた壁高欄の衝撃耐荷力の評価技術を検討する予定である。今年度は、(1) RC 梁の凍害劣化促進の開始、(2) 凍害劣化したコンクリートの力学特性の検証、(3) 劣化による鉄筋の定着長不足を模擬した模型実験を行った。

3.2. 大型装置による RC 梁の凍害劣化促進

3.2.1 概要

RC 部材の凍害劣化程度に応じた耐荷力、剛性の低下程度を明らかにするために、寒地土木研究所所有の大型凍結融解試験装置を利用して強制的に凍害劣化させた RC 梁を用いて、静的及び衝撃耐荷力実験を行う予定である。そこで、H23 年度は、载荷実験用の RC 梁を作製し、凍結融解を開始した。本項では、RC 梁の諸元及び凍結融解条件、今年度の凍害劣化状況を報告する。

3.2.2 実験概要

(1) RC 梁諸元

試験体となる RC 梁の寸法・配筋図を図-5 に示す。RC 梁試験体は、壁高欄(SC 種、直壁型)の断面を模擬した高さ 250mm、幅 200mm、長さ 2,000mm、純スパン長 1,600mm(せん断スパン 800mm)の複鉄筋 RC 梁とした。主鉄筋には D13, SD345 を、せん断補強筋には D6, SD295A を配置している。なお、実際の壁高欄ではせん断補強筋は配置されないが、本研究では、凍害劣化による RC 梁の破壊モードの変化を防ぐために、せん断補強筋を配置している。コンクリートは、壁高欄に使用される配合 (RC-5) を参考に、表-1 に示す配合の生コンクリートを用いて試験体を作製した。なお、本研究で使用したコンクリートには、凍害劣化を促進させるために AE 剤は添加しなかった。

表-1 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	47.7	308	169	693	238	668	349

※粗骨材(G1, G2)の最大寸法：20mm

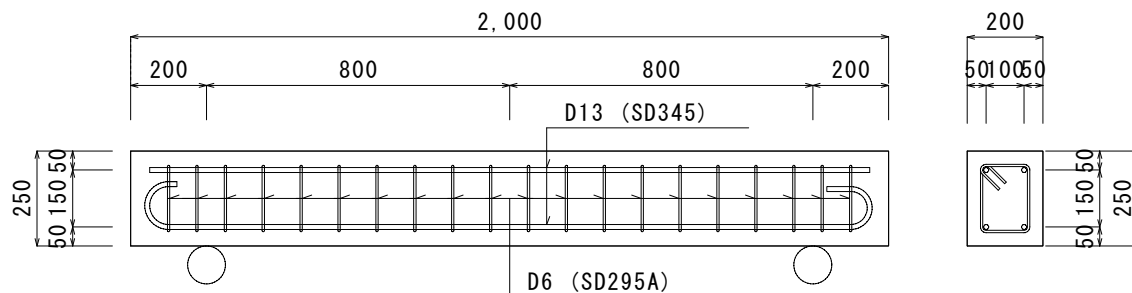


図-5 RC梁の寸法・配筋図

(2) 凍害劣化程度の管理

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。装置内のRC梁の設置状況を写真-3に示す。試験槽には、それぞれ載荷実験用の5体と温度制御用1体を配置し、計12体のRC梁の凍結融解を開始した。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。RC梁の中心温度を+5～-18℃に制御し、凍結行程に約280分、融解工程に約200分で、凍結融解1サイクル当り約480分(8時間)とした。なお、本装置では、冷却媒体を装置内空気としているため、RC梁の中心温度に比べて装置内温度が先行する。また、融解行程開始直後は、浸漬水の装置内での気化を防ぐために装置内の暖気運転を行っている。



写真-3 RC梁の設置状況

載荷実験用RC梁の凍害劣化程度は3水準を予定しており、超音波伝播速度より算出される相対動弾性係数をもとに凍害劣化程度を判定することとしている。なお、超音波伝播速度は、透過法によって図-6に示す37点を初期値として測定した。また、このうち10点において、任意の凍結融解サイクル数で継続測定している。

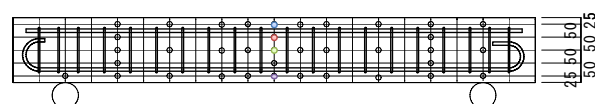


図-6 超音波伝播速度の測定位置

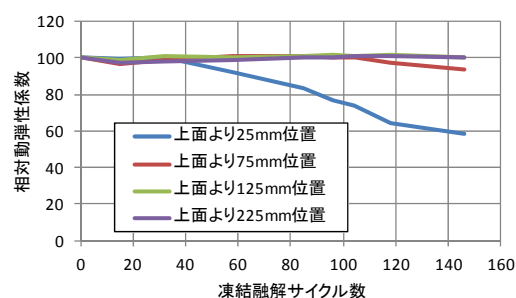


図-7 凍害劣化の進行状況例

3.2.3 凍害劣化の進行状況と今後の予定

H24.3月現在、図-7に示すように、RC梁は150サイクル程度の凍結融解作用を受けており、打設面であるRC梁の上面付近の測定点では60%程度まで相対動弾性係数の低下が認められているものの、より深い位置の測定点においては、超音波伝播速度の顕著な低下は認められていない状況にある。なお、この大型凍結融解装置内にφ10×20cm 供試体を設置した場合には、凍結融解9サイクルで、相対動弾性係数73.0～53.6%まで低下することを確認しており、凍結融解の条件としては、比較的厳しい条件であるといえる。今後、RC梁の中心位置の相対動弾性係数が80%程度以下となった時点で、順次、劣化程度の違うRC梁について静的及び衝撃載荷実験を実施する予定である。

3.3. 凍害劣化したコンクリートの力学特性

3.3.1 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³⁾。凍害劣化したRC部材の構造特性を評価するに当たり、本項では、凍害劣化したコンクリートの材料特性(力学性能)について凍害劣化程度と各種強度の関係を整理する。

3.3.2 実験概要

コンクリートは、前述のRC梁と同様のNon-AEコンクリートを使用した。凍害劣化程度目標値は、超音波伝播速度より算出される相対動弾性係数(超音波

伝播速度の2乗比)を用いて100%(劣化なし)、90%、85%、80%、70%、60%の6水準を基本とした。凍害劣化程度の調整には、JIS A 1148 A 法(水中凍結融解)に準拠した凍結融解が実施可能な装置を用いた。まず、予備試験として材齢28日の供試体3体を用いて、本研究で作製したコンクリートにおける相対動弾性係数と凍結融解サイクル数の関係を確認した。次に、予備試験によって決定した凍結融解サイクル数に達した供試体を用いて、表-2に示す強度試験を実施した。なお、材齢による強度発現の影響を考慮して、本試験では凍結融解の開始材齢91日程度とした。

3.3.3 実験結果と考察

(1) 予備試験結果

予備試験における相対動弾性係数、質量減少率と凍結融解サイクル数の関係を図-8に示す。供試体はAE剤未添加のコンクリートであるため、早期に相対動弾性係数が低下している。しかしながら、相対動弾性係数に大きな低下が認められたにもかかわらず、供試体の質量減少は認められず、相対動弾性係数が20%以下となった供試体でも表面のスケーリングはほとんど生じていなかった。なお、超音波伝播速度から算出した相対動弾性係数と、共鳴振動数から算出した相対動弾性係数を比較すると、ほぼ同様に低下する傾向にあったことから、本試験の整理にあたっては、超音波伝播速度より相対動弾性係数を算出した。

表-2 力学試験項目と試験規格

試験項目	試験規格
圧縮強度試験	JIS A 1108
静弾性係数測定	JIS A 1149
引張強度試験	JIS A 1113
曲げ強度試験	JIS A 1106
付着強度試験	JSCE-G 503-2010
破壊エネルギー試験	JCI-S-001-2003

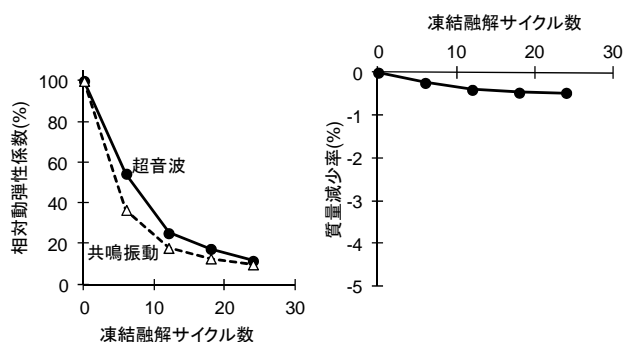


図-8 予備試験結果

(2) 本試験結果

圧縮強度及び静弾性係数、引張強度、曲げ強度、付着強度、破壊エネルギーと超音波伝播速度の関係をそれぞれ図-9に示す。また、凍結融解作用を受けていない健全な供試体3体の平均値を基準とした場合の、各種強度の低下比と相対動弾性の関係について図-10に示す。いずれの強度試験結果においても、凍結融解によって凍害劣化した供試体では超音波伝播速度が低下し、それに伴って強度が低下していることがわかる。また、圧縮強度及び静弾性係数は概ね直線的に低下していることに対して、引張強度、曲げ強度、付着強度では、全体的には超音波伝播速度の軽微な低下でも強度自体が大きく低下する傾向が確認できた。コンクリートが圧縮に比べて引張に弱い材料であり、凍結融解作用によって生じた内部ひび割れによって、引張に関係する各種強度の低下が顕著になったと考えられる。

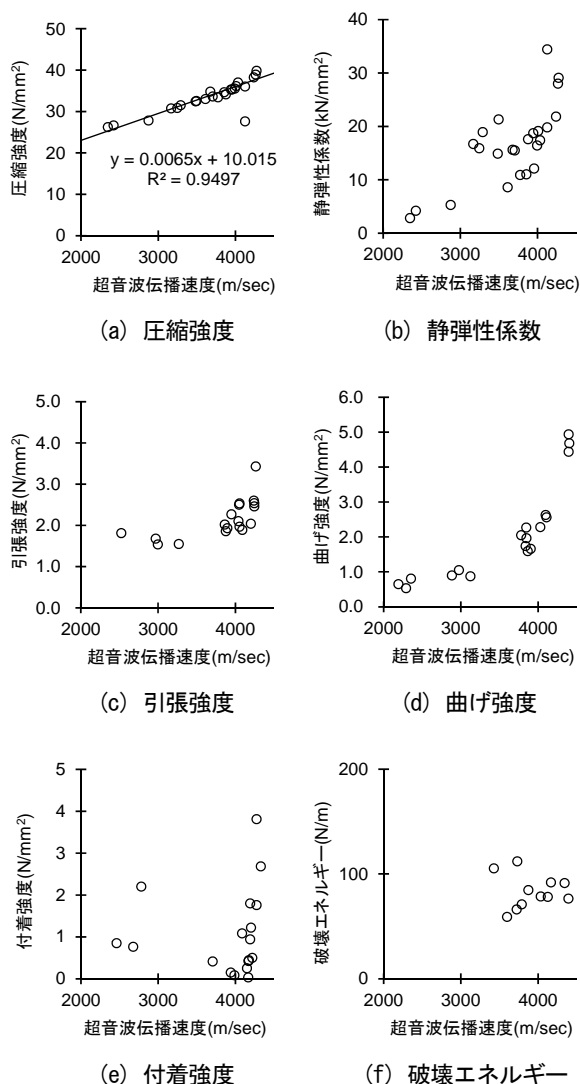


図-9 各種強度と超音波伝播速度

また、付着強度でバラツキが大きいものの、各種強度と相対動弾性係数は概ね相関する傾向が確認できることから、今後のデータの蓄積により、超音波伝播速度や相対動弾性係数等により凍害劣化したコンクリートの各強度を推定できる可能性がある。

(3) 各種強度と土木学会推定式の関係

劣化していないコンクリートの場合、圧縮強度と静弾性係数、引張強度等には相関があることから、圧縮強度を用いた推定式が土木学会のコンクリート標準示方書等⁴⁾に示されている。これらの推定式について、本試験結果と比較することで、凍害劣化したコンクリートへの適用性を確認する。なお、各種強度試験において、凍害劣化程度が同一な供試体を準備して圧縮強度試験を実施することが困難であることから、各強度試験の供試体の圧縮強度については、試験時の超音波

伝播速度より推定した。超音波伝播速度から圧縮強度への換算は、図-9(a)に示したように、今回の材料試験の範囲では両者の関係に直線性が見られたことから、1次関数により近似した。近似式によって、図-9(b)~(e)の横軸に用いた超音波伝播速度を、圧縮強度に換算した結果を図-11に示す。また、図には、土木学会のコンクリート標準示方書に示される健全なコンクリートにおける関係式も併せて示す。

いずれの強度も、健全な供試体では土木学会式と同等程度となる一方、凍害劣化させた供試体では土木学会式よりも小さくなる傾向が認められた。このため、劣化したコンクリートでは、健全時に用いられている圧縮強度からの換算式を適用して各強度を推定することは適切ではなく、凍害劣化程度の影響を考慮する必要があると考えられる。

3.3.3(2)節で述べたように、凍害劣化程度と各種強度の低下の傾向には相関関係が認められたことから、今後は、配合を変えた材料試験や、既往文献の調査などを実施し、凍害劣化程度の指標である相対動弾性係数と各種強度の低下比との関係を整理していきたい。また、整理結果を用いて、別途実施するRC梁の静的・衝撃載荷実験の耐荷力を評価する方法を検討していきたい。

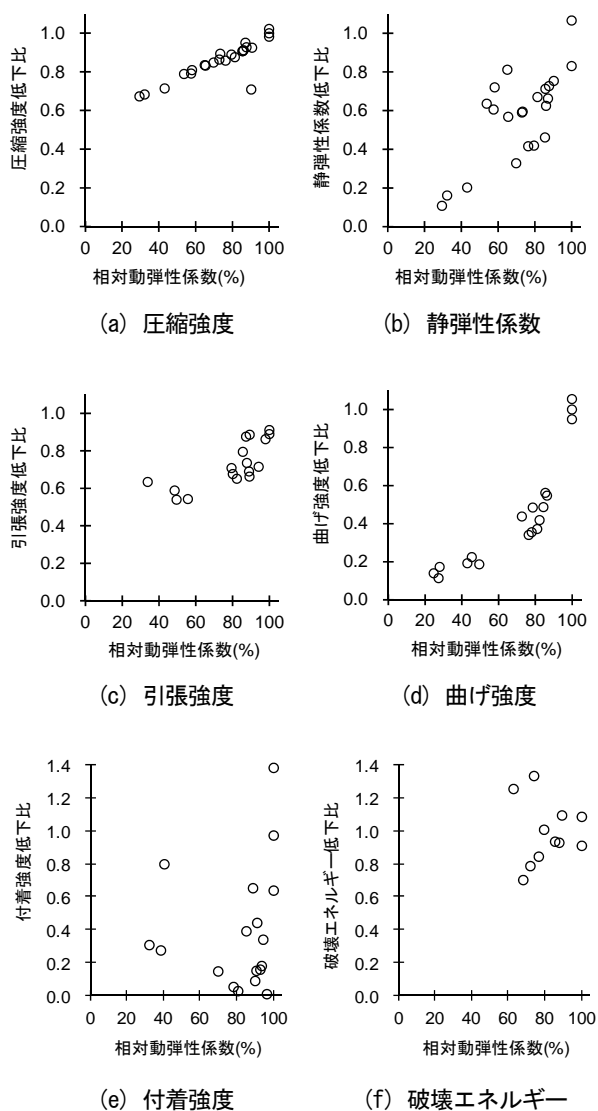


図-10 各種強度低下比と相対動弾性係数

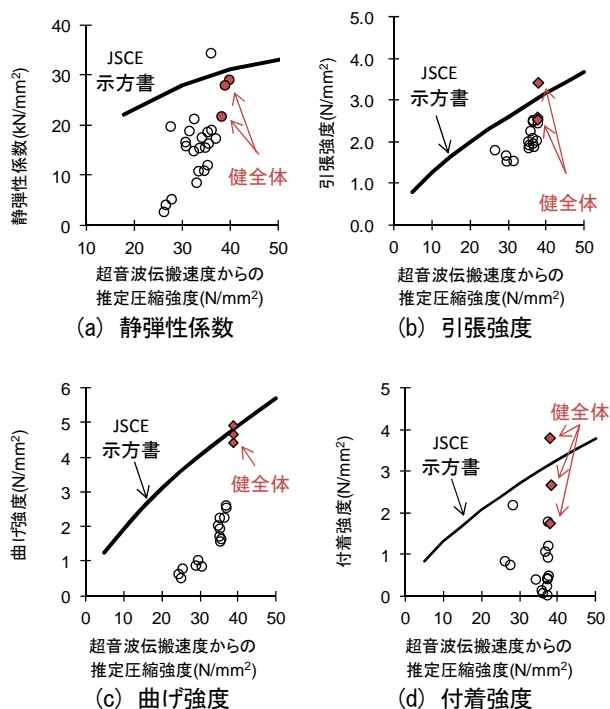


図-11 各種強度と土木学会式との関係

表-4 コンクリートの配合および強度特性

f_{ck} (N/mm ²)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							フレッシュ性状		圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	静弾性係数 E_c (kN/mm ²)
			C	W	S1	S2	G1	G2	AE 剤	スランプ (cm)	空気量 (%)		
30	55.0	46.5	268	147	662	228	668	349	C×1.0%	8.5	5.1	34.3	25.3

※粗骨材(G1, G2)の最大寸法：20mm

500 mm, 床からの高さ 1,350 mm, スパン長 750 mm の片持ち梁である。配筋は、日本道路協会「車両用防護柵標準仕様・同解説」⁵⁾ に準じ、主鉄筋、配力鉄筋ともに D13 を用いた。また、地覆部では D13 鉄筋を、床板部では D19 を用いた。鉄筋は全て SD345 で、降伏点は 353 N/mm²、弾性係数は 1.88×10⁵ N/mm²、降伏ひずみは 1909 μであった。コンクリートについては、実際の壁高欄に使用される配合 (RC-5) を基準として、表-4 に示す配合のコンクリートを用いた。コンクリートの圧縮強度は 34.3 N/mm²であった。

(3) 荷重方法

荷重試験のセットアップ図を図-15、写真-4 に示す。壁高欄は、衝突荷重が路面から 1.0 m の高さで路面と水平方向に作用するものとして設計照査される。このため、試験体は、床板部に相当する箇所まで床にアンカー固定し、設計時と同様の高さで水平荷重が加えられるように設置した。また、荷重装置先端には、荷重が均等に線荷重となるよう、φ50 の鋼棒を試験体幅と同じ 500 mm の幅で設置した。

荷重方法は、車両が衝突した後の変形性能を併せて確認する目的で、図-16 に示すような 1 方向の繰り返し荷重とした。降伏荷重までは荷重制御で、荷重段階は、計算上の降伏荷重 (41.8 kN) までをおおよそ 4 等分して 10 kN とした。そして、引張側主鉄筋の降伏を確認後、変位制御に切り替えた。変位制御への切り替え後は、荷重変位曲線上で明瞭な降伏点が得られるよう降伏変位の 2 倍程度を目指して荷重を続けた。その後、一度除荷し、油圧ジャッキと先端鋼棒の間に設けたヒンジを稼働状態にしてから、荷重の低下が確認できるまで荷重を行った。本来、荷重開始から終了まで荷重条件を同一とすべきであるが、終局時において、試験体の過度な変形によりロードセル部にせん断荷重が生じることが懸念された。また、壁高欄は弾性範囲内までの変形を見込んで設計される防護柵である。このため、弾性範囲内の荷重まではヒンジをロックして設計条件と同様の水平荷重となるようにし、壁高欄の塑性変形後、終局までの荷重を行う最終荷重サイクルではヒンジを開放している。

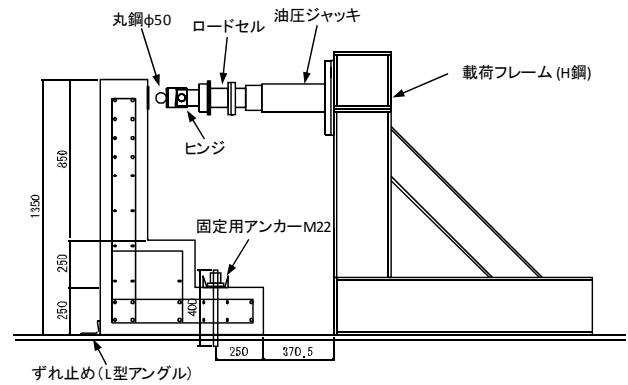


図-15 荷重試験の概要



写真-4 荷重試験の状況

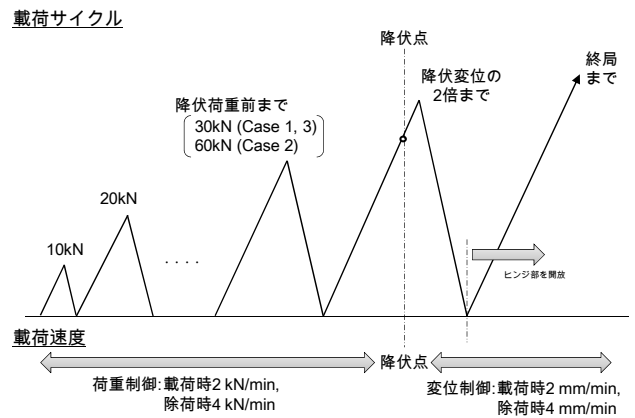


図-16 荷重パターン

3.4.3 実験結果と考察

(1) 損傷の進展

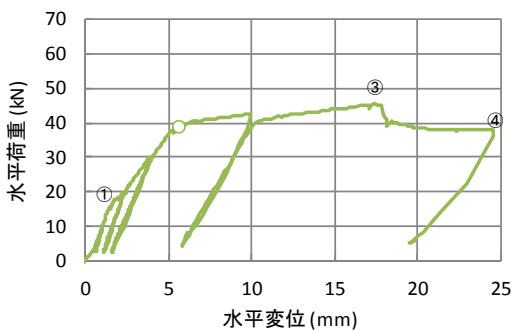
載荷位置における荷重－変位関係を図-17 に示す。また、載荷によるひび割れ進展図を図-18 に示す。なお、代表的なひび割れについては丸数字を、主鉄筋の降伏については○印を付け、それぞれ発生したタイミングを図-17 の荷重－変位関係上に示している。

3 ケースともに、20～30 kN の載荷サイクルで①の曲げひび割れが発生した。その後、重ね継手を有する Case 2, 3 では、40～50 kN において、②に示す引張側主鉄筋の付着ひび割れの発生が確認できた。③の最大荷重付近においては、壁高欄基部の圧縮側主鉄筋に沿ったひび割れの発生と同時に荷重の低下が始まった。

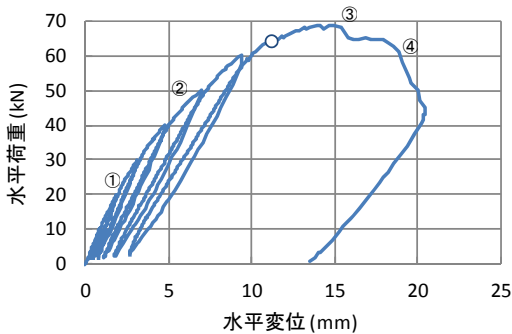
荷重の低下後もさらに載荷を続けると、③のひび割れの下端方向への進展、及び④の斜めせん断ひび割れが確認された。以上より、重ね継手の有無やその長さに拘わらず、3 ケースともに破壊形式は曲げ破壊型であったといえる。

(2) 荷重－変位関係の比較

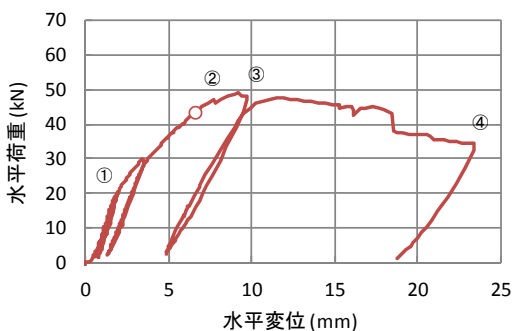
載荷位置における荷重－変位関係の骨格曲線の比較図を図-19 に示す。曲げ剛性に注目すると、ひび割れ発生荷重である 20～30kN より小さい領域では各試験体とも同程度であった。一方、ひび割れ発生荷重以降では、Case 1, 3 に比較して Case 2 の曲げ剛性がやや大きくなっており、鉄筋量の違いの影響が確認できる。しかしながら、荷重照査の範囲である引張側主鉄



Case 1. 設計上の配筋

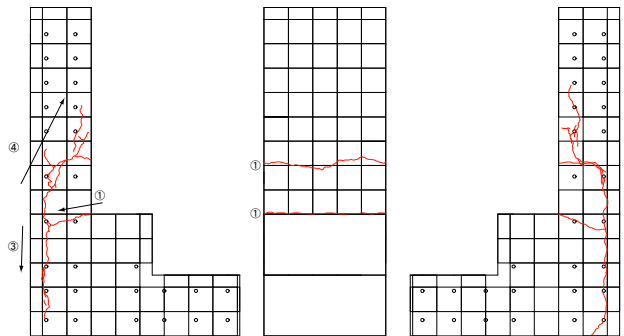


Case 2. 施工時の配筋

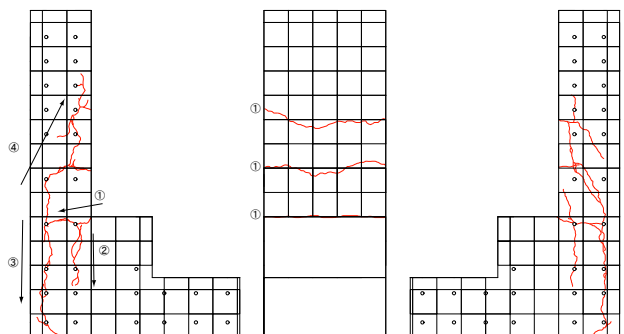


Case 3. 模擬劣化

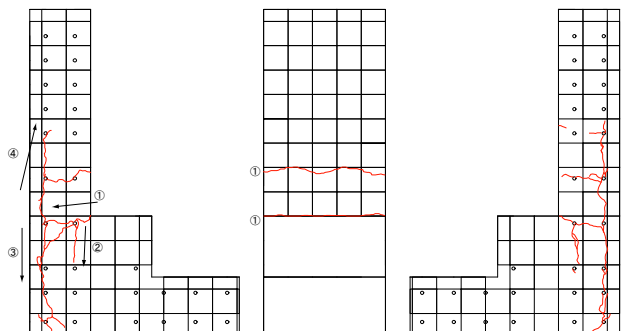
図-17 荷重変位曲線



Case 1. 設計上の配筋



Case 2. 施工時の配筋



Case 3. 模擬劣化

図-18 ひび割れ進展図

表-5 降伏荷重一覧

Case	重ね継手長		圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	引張側主鉄筋	降伏荷重		
					実験値 (kN)	計算値 (kN)	実験値 /計算値
1	なし	設計上の配筋	34.3	D13×4本	39.1	41.8	0.93
2	520 mm	施工時の配筋			64.4		1.54
3	150 mm	模擬劣化			43.5		1.04

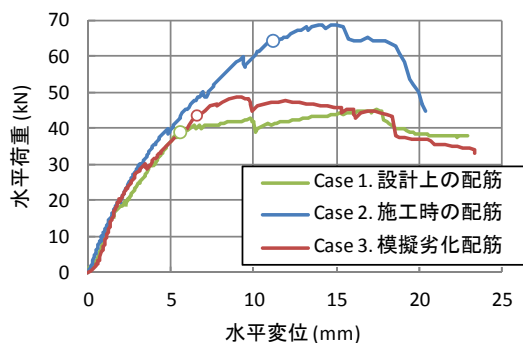


図-19 荷重-変位関係の比較

筋が許容応力度 200 N/mm² (水平荷重 P≒22 kN) までの範囲では大きな違いはなく、曲げ剛性は各試験体ともほぼ同程度であった。

降伏荷重について、実験値及び計算値の一覧を表-5に示す。設計上の配筋の試験体(Case 1)と模擬劣化試験体(Case 3)を比べると、両者はほぼ同程度の降伏荷重で、計算値とも一致しており、定着長を必要とされる520 mmから150 mmに約7割低減した状態でも、十分な耐荷性能が発揮されることを確認できた。次に、施工時の配筋の試験体(Case 2)を見ると、Case 2ではCase 1の実験値や計算による降伏荷重の計算値より5割ほど大きくなっており、基部で鉄筋量が2倍になっている影響を確認できた。

ただし、これらの結果は、健全な材料による静的載荷実験による結果である。今後は劣化材料の力学特性や衝撃荷重が耐荷力に及ぼす影響を検討していきたい。

4.まとめ

平成 23 年度は、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目的とし、劣化程度把握のための現場調査、及び複合劣化した壁高欄を模擬した試

験体の衝撃載荷実験に向け、その基礎となる実験を実施した。研究成果を以下にまとめる。

(1) 積雪寒冷地域における壁高欄を有する橋梁 451 橋梁の劣化程度を調査した。その結果、全体の約 4 割程度の橋梁において、何らかの劣化変状が見られ、変状のうち、鉄筋腐食や浮きの約 8 割が壁高欄の車道側に集中し、特に基部に多いことを確認した。壁高欄の車道側は、凍結防止剤の散布や融雪水の滞水の影響を受けやすいことから、凍害・塩害の複合劣化による変状であると推測される。

(2) 凍害劣化したコンクリートの強度実験を行い、劣化程度と各種強度の関係を示した。さらに、現場調査で多く観察された壁高欄の基部の凍害・塩害劣化を模擬し、壁高欄基部に配置された鉄筋の定着長を短縮した壁高欄試験体の載荷実験を実施し、破壊するまでの挙動を確認した。これらの実験により、今後、壁高欄の衝撃耐荷力を評価する上での基礎資料を得ることができた。

参考文献

- 1) 平成 22 年度重点プロジェクト研究報告書、11. 土木施設の寒地耐久性に関する研究、コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究、<http://www.pwri.go.jp/jpn/seika/project/2010/pdf/pro-11-2.pdf>
- 2) 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説、p.43、2008
- 3) (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
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、2007
- 5) 日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説、2009

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
NAITOU Isao
NONOMURA Yoshinori
ISAMI Kazuhiro
NAKAMURA Takuro
YOKOYAMA Hiroyuki
MIYAMOTO Shuji
NAKAMURA Naohisa
MURANAKA Tomoyuki

Abstract : Less performance of RC bridge wall rail due to combined deterioration by frost and salt attack may result in third-party issues such as vehicle deviation. The purpose of this study is to contribute to the appropriate maintenance of RC bridge wall rail functions subjected to combined deterioration by presenting investigation technique to determine the necessity of repair/strengthen for such walls and appropriate repair/strengthen methods depending on the extent of deterioration. In FY2011, field survey and loading tests were conducted. The field survey clarified that approximately 40% of the RC bridge wall rails in Hokkaido were deteriorated. Since the damage was often observed at the lower portion on the roadway side, it might be caused by the combination of frost and salt. And the following tests were carried out prior to an impact loading test: 1) freeze/thaw tests of RC beam, 2) measurements of the mechanical properties of the concrete degraded by frost, and 3) loading tests of the RC bridge wall rail model with damage at lower portion.

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