

「塩害劣化 RCT 桁の主桁耐荷力に対する壁高欄の有効性に関する実験研究」

○(株)中央建設コンサルタント 砂川章次 (株)ホ-プ設計 金田一男
(株)南伸 久米仁司 (有)総合設計コンサルタント 太田清志
琉球大学 下里哲弘 社団法人 沖縄しまたて協会 玉城喜章
琉球大学 淵脇秀晃 (株)金秀鉄工 長嶺由智

1. はじめに

現在、供用されている道路橋の多くは塩害、中性化等に起因する劣化、損傷が生じている。また、それらに対する対策として補修・補強・架け替えが行われている。本研究対象橋梁は、厳しい塩害環境下で 56 年供用し撤去された RCT 桁の道路橋である。本研究は、土木学会西部支部沖縄会橋梁長寿命化小委員会（委員長 下里哲弘）の研究活動の一環として、塩害により著しく劣化した橋梁に対し調査・研究を行っている。本論文では、同橋梁から切り取った RCT 耳桁 2 本を対象に行った載荷実験結果により、設計では考慮しない壁高欄（防護柵）の主桁耐力への寄与について報告するものである。

2. 研究目的

既設橋においては、塩害等の影響によりかなりの損傷を受けているものも少なくない。そのような状況の橋梁に対し現行の設計荷重や損傷劣化を考慮し、設計計算により耐力照査を行うと、主桁の補強が必要であると判断される。しかし、上部構造の設計では、壁高欄等の防護柵の耐力を付与することなく計算が行われている。そこで、壁高欄等の防護柵の耐力を付与することにより主桁の補強を回避、または縮小することが考えられるが、それには、主桁耐力への壁高欄の寄与の確認を目的とした試験データ等の蓄積と検証が必要である。

そこで、本研究では、壁高欄付耳桁 2 本を試験対象とし、一方を付けたままの状態、もう一方は壁高欄を切断した状態で載荷試験を行い、主桁コンクリート、および主鉄筋に貼り付けたひずみゲージの値、ひびわれの発生状況、および荷重変位曲線等の比較により壁高欄の主桁耐力への寄与を定量的に確認することを目的とした。

3. 橋梁および試験体の概要

3.1 橋梁概要および研究対象耳桁の位置

図-1 に示すように、研究対象橋梁は 2 径間の単純 RCT 桁橋であり、橋長 15.20m、支間長 7.245m、有効幅員 8.18m である。本橋は沖縄復帰前の旧米軍道路 1 号線の橋梁として建設された 1 等橋(TL-20)であると推測される。本橋は中間桁 3 本と耳桁 2 本計 5 本の RCT 桁から構成され、耳桁は壁式コンクリートデザイン高欄と一体化で造られている。供用中の下流側から見る橋梁外観を写真-1 に示す（平成 22 年度撮影）。

本研究対象の試験体は、図-1 および写真-1 に示す耳桁を対象とする。

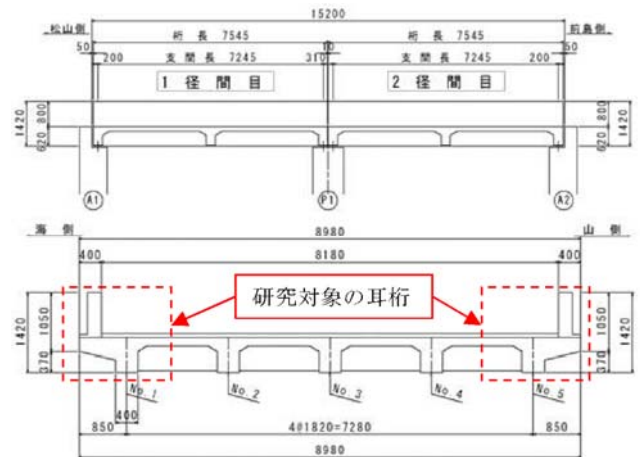


図-1 研究対象橋梁一般図（上：側面，下：断面）



写真-1 研究対象橋梁撤去前の外観状況

キーワード：壁高欄の有効性、主桁耐力への寄与、撤去桁、塩害、載荷試験

連絡先：〒901-2126 沖縄県浦添市宮城 5 丁目 12 番 11 号 TEL:098-877-4390 FAX:098-876-2661

3.2 試験体概要

図-1 に示す位置から切り取った RCT 耳桁（試験体W-3）の詳細形状、及び寸法を図-2 に示す。この試験体には高さ 850mm の変断面かつ開口部ありのコンクリート壁式高欄がある。この試験体については壁式高欄が着いたままで実験を行う。

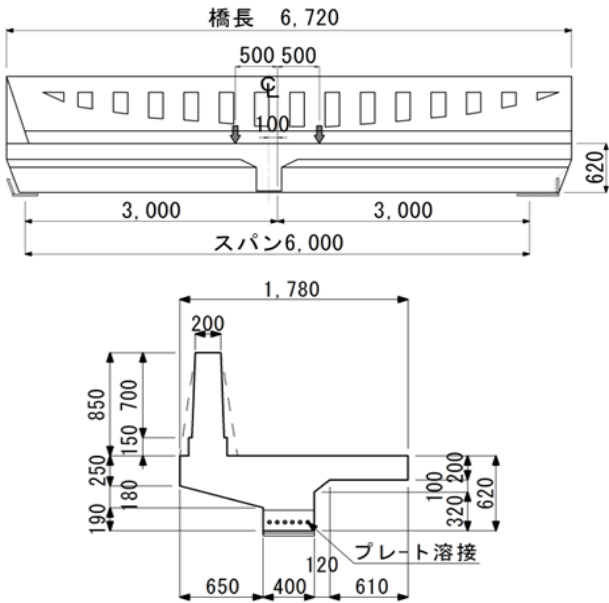


図-2 試験体W-3 の形状・寸法

図-1 に示す位置から切り取ったもう一つの RCT 耳桁（試験体W-7）の詳細形状、及び寸法を図-3 に示す。比較するために、試験体W-7 の壁式高欄を切断した後に実験を行う。

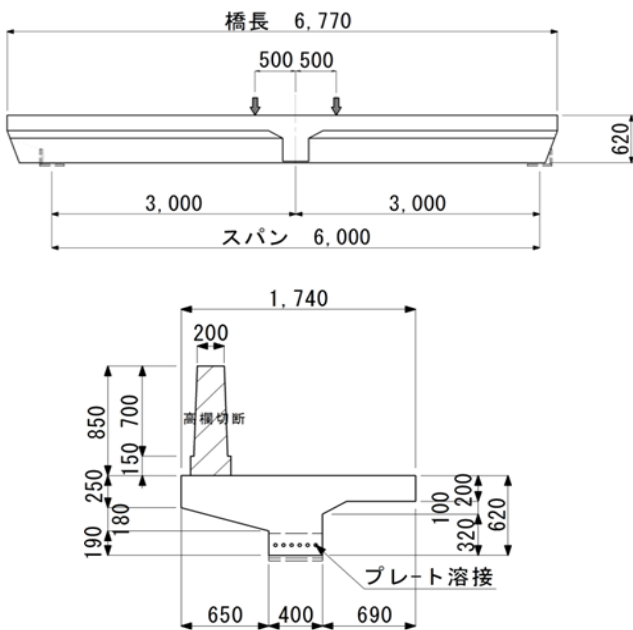


図-3 試験体W-7 の形状・寸法

4. 試験体の劣化・損傷状況

4.1 外観および鉄筋の劣化状況

試験体W-3 およびW-7 の外観劣化状況を載荷実験の直前に近接目視および叩きによって外観調査を実施した。図-4 および図-5 には、それぞれの外観の劣化状況を表す。以下に、各試験体の劣化状況を詳述する。

(1) 試験体W-3 の劣化状況（劣化度：大）

図-4 および写真-2 から分かるように、この試験体においては、桁Web 下面のコンクリートかぶり量が 3/4 程度剥落し、1 段目主鉄筋が露出している状況である。また、RCT 桁WEB 側面のコンクリートかぶりも剥落しスターラップの大半が破断している。床版下面のコンクリートかぶりも局部的に剥落されている。更に、写真-2 から分かるように、試験体W-3 のコンクリートかぶりの剥落により、主鉄筋の劣化が加速的に進み、露出している主鉄筋の断面欠損が確認できる。

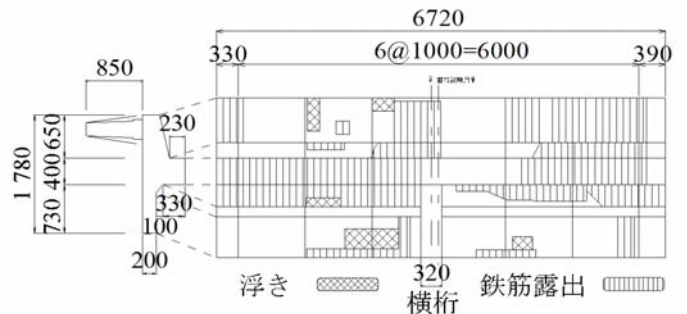


図-4 試験体W-3 の損傷図



写真-2 試験体W-3 の劣化状況

(2) 試験体W-7の劣化状況（劣化度：小）

図-5 および写真-3 から分かるように、この試験体に関しては、RCT 桁の桁下隅角部やWEB 側面のコンクリートかぶりが部分的に剥落し、床版下面のコンクリートかぶりも局部的に剥落している。また、写真-3 から分かるように、試験体W-7のコーナー部コンクリートかぶりの剥落により、外側の2本の主鉄筋が部分的に腐食している。

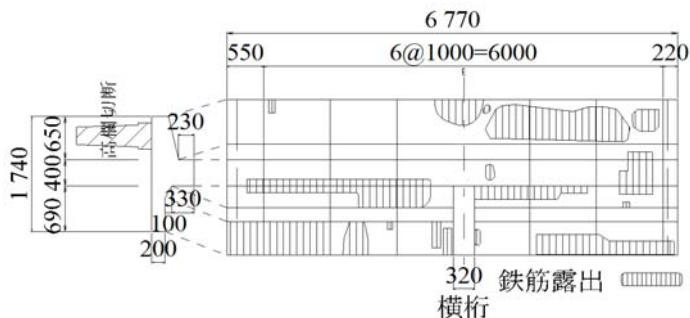


図-5 試験体W-7の損傷図



写真-3 試験体W-7の劣化状況

5. 配筋状況及び鉄筋の機械的性質

図-6、および図-7に研究対象試験体の配筋模式図を示す。主鉄筋は、スパン中央付近で2段配筋、両端部において上の段の鉄筋が1箇所ですべて3本ずつ2回に分けて折り曲げられている。各段には6本の主鉄筋が配置されているが、異形鉄筋と丸鋼鉄筋が混在している。主鉄筋の下面及び側面のかぶりが共に50mm、1段目と2段目の主鉄筋の間隔は45mmである。帯筋にはφ10の丸鋼鉄筋が使用され、スパン中央の3.0m範囲内では概ね300mmの間隔、それ以外の支点付近では200mmの間隔となっている。

また、図-6 に示すように、壁式高欄の主鉄筋（縦方向）は、内側と外側共にφ10の丸鋼が配置され、基本ピッチ（開口部で間隔調整あり）が250mmである。床版の上面・下面の鉄筋が両方向共にφ10の丸鋼が使用されている。壁式高欄側には、張出コンクリートにハンチが付いており、コンクリートも厚く、φ10の鉄筋が3本配置され、耳桁の残存耐力に寄与する可能性がある。対象RCT 桁の鉄筋の機械的性質を表-1に示す。

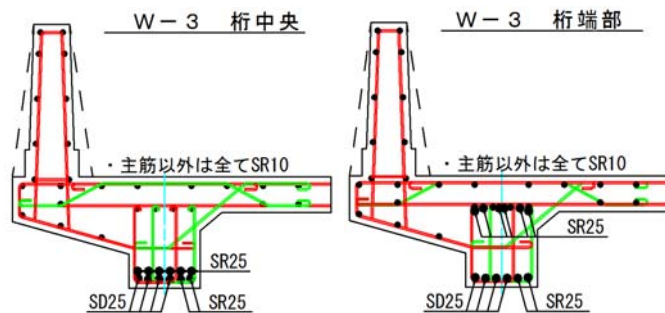
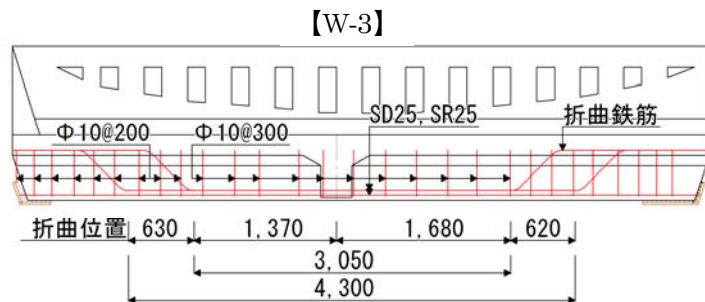


図-6 W-3試験体の配筋模式図

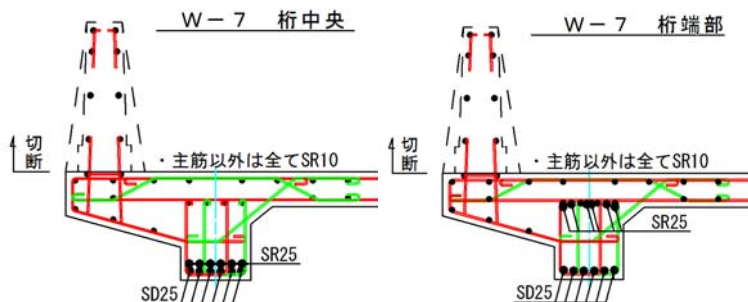
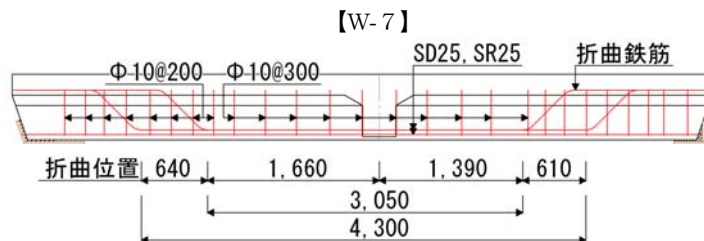


図-7 W-7試験体の配筋模式図

表-1 から分かるように、試験体に使用されていた異形鉄筋と丸鋼鉄筋の引張試験結果は、幾分ばらついた値となっはいるが、平均値として評価すると、ほぼ同様な材質であることが伺える。

表-1 中桁に使用された鉄筋の機械的性質

鉄筋 No.	鉄筋径 (mm)	降伏応力 (N/mm ²)	破断応力 (N/mm ²)	伸び率 (%)	弾性係数 x10 ⁵ (N/mm ²)	
異形鉄筋	SD1	24.1	372.9	529.5	10.0	2.27
	SD2	25.2	351.1	525.2	20.0	1.78
	SD3	25.3	275.6	467.3	10.0	1.80
	平均値	24.9	333.2	507.3	13.3	2.00
丸鋼鉄筋	SR1	22.7	370.8	513.7	20.0	1.99
	SR2	22.9	363.4	488.0	20.0	2.18
	平均値	22.8	367.1	500.85	20	2.10

6. コンクリート試験

(1) コンクリートコア採取及び室内試験

載荷試験後に、コンクリートの圧縮試験、静弾性試験、および割裂試験に用いるコンクリートコアを採取した。これらのコアは載荷試験後であること、および試験体の損傷が激しい箇所があることから、比較的試験の影響が少ないと考えられるせん断スパン内の支点部付近、およびコアマシンの設置が可能な個所のWEB、床版および壁高欄から採取した。コアの直径はφ65mm、長さは、直径の2倍以上となる130mm程度とした。圧縮試験実施前のコンクリートコアの1例を写真-4に示す。

粗骨材については、現在、本部半島産の石灰岩に集約されているが、同写真から分かるように、本試験体においては1974頃まで使用されていた淡白色である本島中南部産の石灰岩の使用が確認できる。本島中南部産の石灰岩は、品質（密度・吸水等）の関係で1975年以降本部半島産の石灰岩へと使用が集約されている。表-2、表-3にW-3、W-7のコンクリート試験の結果を示す。参考までに中桁の結果¹⁾も併せて示す。



写真-4 圧縮試験用コアの1例

個々の試験結果を見てみると、各試験値ともにバラツキがある。例えば、圧縮強度においては、最小値が27.6(N/mm²)であるのに対し、最大値は40.3(N/mm²)である。その差は13(N/mm²)と大きな差となっている。また、静弾性係数においても同様に最小値が2.21×10⁴(N/mm²)であるのに対し、最大値は3.61×10⁴(N/mm²)と大きな差となっている。諸基準書等に圧縮強度と弾性係数の値が対比する形で記載されているが、本試験体の圧縮試験値に対する弾性係数の値は総じて小さい値である事が伺える。しかし、試験結果を平均値として捉えると、W-7を除きある程度近似的な値となっているのが見て取れる。個々の試験値のバラツキ、および弾性係数が小さい事等には、その当時の技術、施工条件、およびコンクリート打設時の気候条件等、幾つかの要因があると思われる。前記したが、試験体の粗骨材に本島中南部産の石灰岩が使用されている。それが、試験値のバラツキの要因の1つであると考えられ、その石灰岩の特性は、複雑で未だに解明されていない。

表-2 コンクリート試験結果(1)

コア採取試験体		圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 x10 ⁴ (N/mm ²)	備考	
W-1	載荷前	No.1	35.9	2.32	
		No.2	—	—	
	載荷後	No.1	21.3	2.73	
		No.2	32.6	2.52	
		No.3	29.7	2.34	
平均値		32.7	2.40	—	
W-5	載荷前	34.7	2.21		
	平均値	34.7	2.21	—	
W-3	載荷後	No.1	27.6	2.44	高欄より採取
		No.2	29.3	2.74	ウェブより採取
		No.3	37.0	3.61	床版より採取
	平均値	31.3	2.93	—	
W-7	載荷後	No.1	40.3	2.38	ウェブより採取
		No.2	39.3	2.84	床版より採取
	平均値	39.8	2.61	—	

表-3 コンクリート試験結果(2)

コア採取試験体		割裂試験 (N/mm ²)	備考	
W-5	載荷前	—	2.66	床版より採取
		—	1.79	床版より採取
平均値		—	2.23	—
W-3	載荷後	No.1	3.08	ウェブより採取
		No.2	1.70	床版より採取
	平均値	—	2.39	—
W-7	載荷後	No.1	1.96	ウェブより採取
		No.2	2.79	床版より採取
	平均値	—	2.37	—

7. 載荷試験結果と壁高欄の主桁耐力への寄与

7.1 試験概要

実橋から切出したW-3, W-7のRCT耳桁をスパン長 $L=6.0\text{m}$ の試験体として端部処理し, 対称2点集中荷重方式で静的曲げ試験を行った。載荷試験は, 圧縮試験機(1000kN型)を用い, JIS A 5363に準拠して行った。載荷点距離は中間横桁の影響を少なくなるために $2a=1.0\text{m}$ とし, 支点から載荷点までの距離は $b=2.5\text{m}$ とした。試験体の端部, スパン中央部と1/4スパン位置に変位計を配置し, 桁のたわみを計測する。また, スパン中央の床版の両端部に変位計を配置し, 主桁変位と床版の傾きを計測する。

RCT桁の曲げ変形は, 下面にも変位計を配置した。

載荷及び計測状況を図-8に示す。載荷方法は, 25kN及び50kNに1回ずつ, 75kNに2回ずつ, 200kNに1回載荷後に除荷した。その後25kNずつ載荷し, 桁200kNに達した後は50kNずつ増荷する荷重制御で破壊まで行った。

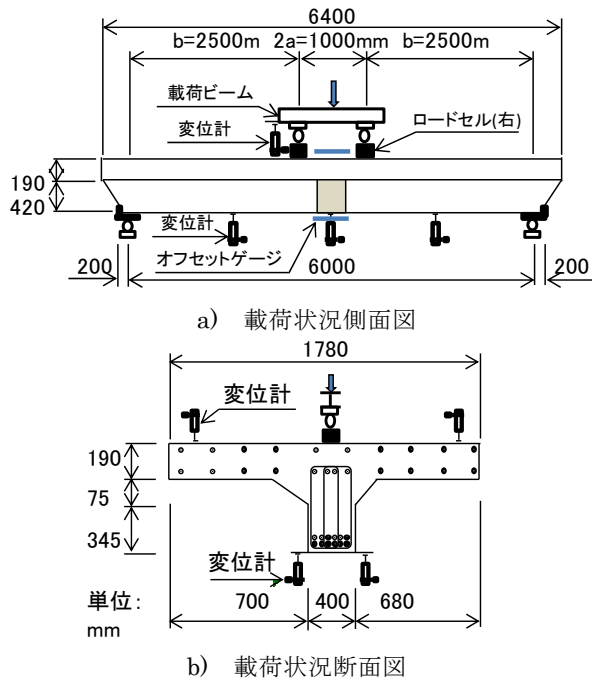


図-8 載荷及び計測状況の模式図

7.2 壁高欄の主桁耐力への寄与の評価

W-3, W-7両試験体における載荷試験結果から壁高欄の主桁耐力への寄与について定量的に確認し考察する。

(1) 載荷荷重と鉛直変位

壁高欄付試験体W-3と壁高欄を切断した試験体W-7の載荷荷重と鉛直変位の関係を図-9に示す。

変位はスパン中央の床版上面端部に設置した変位計測器(図中7, 8)により計測した値である。曲げ剛性の差異により, 壁高欄と主桁の継ぎ目で切れ

る可能性が考えられるため, 床版上面と高欄との相対変位の計測を目的とし, スパン中央部にPIゲージを設置し, スパンの1/4地点の両側にPIゲージと変位計をセットした。その変位計による変位量は最大で0.1mm程度であった。載荷試験における最大載荷荷重は, W-3が954(kN), W-7が722(kN)となり高欄付であるW-3の方が230(kN)程度大きい耐力を有している結果となった。この結果から主桁耐力への高欄の寄与が考えられる。よって, 以降に載荷荷重時における主桁コンクリート, および鉄筋のひずみ値の比較等により高欄の主桁耐力への寄与について定量的に確認するものとする。

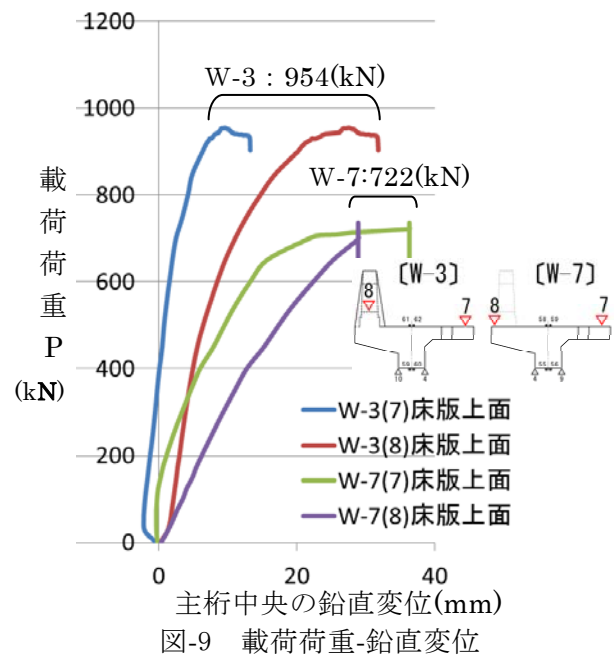


図-9 載荷荷重-鉛直変位

(2) 載荷荷重と応答ひずみ

1) 載荷荷重と主桁中央部のコンクリートひずみ

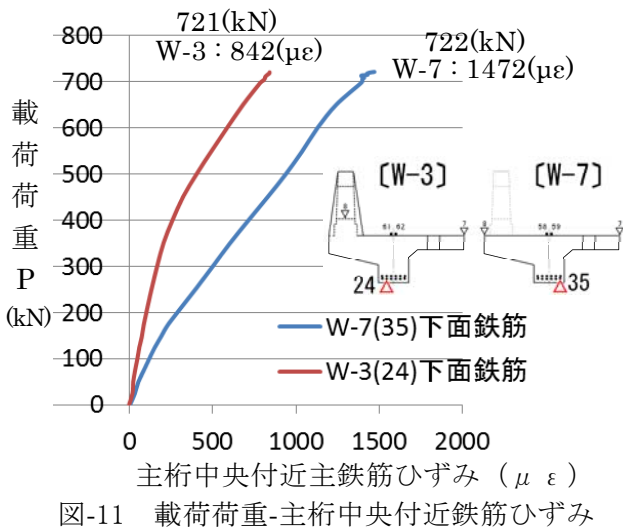
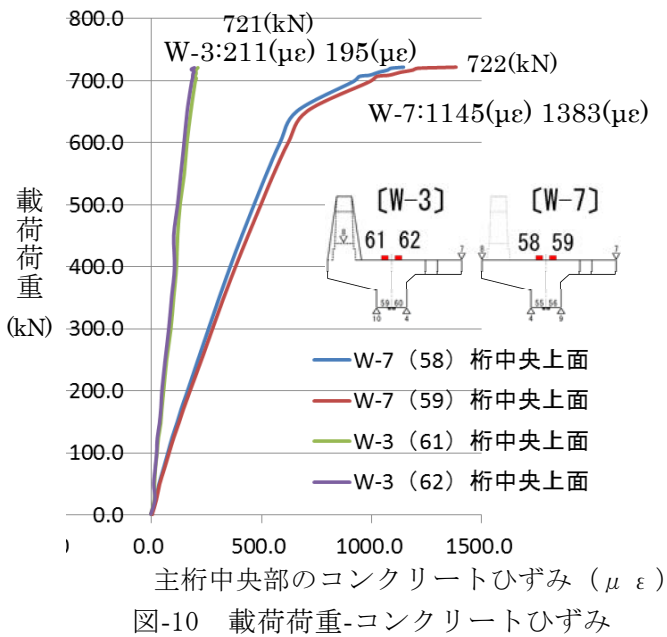
両試験体における載荷荷重と応答ひずみの関係を図-10に示す。ひずみはスパン中央の床版上面にて計測した値であり, ひずみゲージ番号と貼付け位置を図-10中の模式図に示す。

W-7試験体の最大載荷荷重時722(kN)におけるひずみ値は $1145(\mu\epsilon)$, $1383(\mu\epsilon)$ であるのに対し, ほぼ同程度である載荷荷重721(kN)の時のW-3のひずみ値は $211(\mu\epsilon)$, $195(\mu\epsilon)$ であった。同程度の荷重による比較の結果, W-3の応答ひずみ値はW-7の概ね1/5~1/6程度であった。

2) 載荷荷重と主桁中央付近の主鉄筋のひずみ

両試験体における載荷荷重と応答ひずみの関係を図-11に示す。ひずみはスパン中央付近の主鉄筋にて計測した値であり, ひずみゲージ番号と貼付け位置を図-11中の模式図に示す。W-7試験体の最大載荷荷重時722(kN)におけるひずみ値は $1472(\mu\epsilon)$

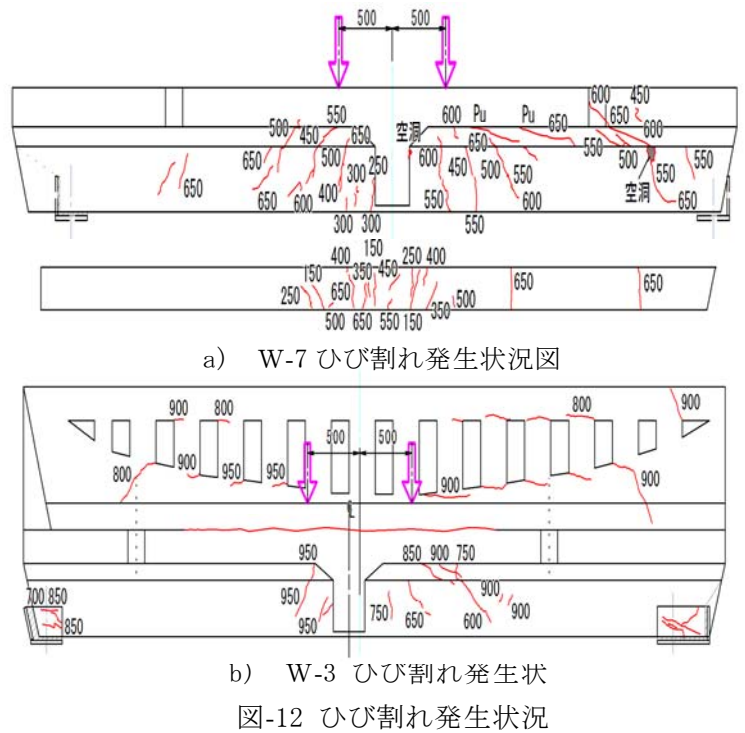
であるのに対し、ほぼ同程度である載荷荷重 721 (kN) の時の W-3 のひずみ値は 842 ($\mu\epsilon$) であった。同程度の荷重による比較の結果、W-3 の応答ひずみ値は W-7 の概ね 57% 程度であった。



(3) 載荷荷重とひび割れの発生状況

載荷試験時における載荷荷重とひび割れ発生状況を図-12 に示す。W-7 試験体は、載荷荷重が 150kN に達した時に桁下に最初の曲げひび割れが発生した。諸基準書の算出式にて算出すると曲げひび割れモーメント M_c は載荷荷重 130kN となるため概ね合致する。そして荷重の漸増とともにひび割れは増加し載荷荷重 300kN でウェブに発生、さらに荷重の漸増に伴い載荷位置に向かうひび割れが進展し 722 (kN) で構造系が不安定となり破壊に至った。W-3 試験体は、桁下の被りコンクリートが全体的に剥落している。よって、ウェブから上側におけるひび

割れ観察とした。W-7 と比べて載荷荷重 600kN と大きな載荷荷重でウェブに最初のひび割れが発生した。また、荷重の漸増とともに W-7 と同様な載荷位置へと向かうひび割れの進展が生じ、壁高欄にも 800kN からひび割れの発生を確認した。W-7 と比較すると載荷荷重が大きくなってからひび割れが発生し進展している。



8. まとめ

本研究から得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 今回の載荷試験結果から、壁高欄の主桁耐力への寄与は概ね 30% 程度であった。
- (2) W-3 の壁高欄表面には砂礫状の材質で吹付化粧がなされており塩害による損傷があった。それが主桁耐力への寄与率が大きかった要因と考えられる。
- (3) 高欄の主桁耐力への寄与は、高欄と主桁の接触面を介し主桁の曲げ変形に追従し得る高欄形状であるかが重要であり、例えば、高欄の曲げ剛性が大きい場合には、主桁の曲げ変形に追従しないことも考えられる。よって、今後は主桁耐力への寄与が考慮できる、または、できない条件等について数値解析等を用いて研究を進めていくものとする。

本論文は、土木学会西部支部沖縄会橋梁長寿命化小委員会の活動の一環で作成したものであり、関係委員の御協力に深謝します。

参考文献

- 1) 塩害により著しく劣化した RCT 桁の劣化度と残存耐力 構造工学論文集 Vol. 60A 2014. 3