

塩害により著しく劣化した RCT 桁の劣化度と残存耐力

Degradation and residual strength of RCT beam significantly deteriorated by chloride

下里哲弘*, 金田一男**, 砂川章次***, 淵脇秀晃****, 久米仁司*****
太田清志*****, 玉城喜章*****, 長嶺由智*****Tetuihiro Shimozato, Kazuo Kaneda, Shoji Sunagawa, Hideaki Fuchiwaki, Hetosi Kume,
Kiyoshi Ohta, Yosiaki Tamaki, Yoshitomo Nagamime

- * 博士 (工学) 琉球大学准教授, 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原 1 番地)
simozato@tec.u-ryukyu.ac.jp
- ** 博士 (工学) 株式会社 ホープ設計 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3 丁目 3-5)
- ***株式会社 中央建設コンサルタント (901-2126 沖縄県浦添市宮城 5-12-11)
- ****工修 琉球大学工学部 技術部 (〒903-0129 沖縄県中頭郡西原町字千原 1 番地)
- *****株式会社 南伸 (〒901-2132 沖縄県浦添市伊祖 1-21-2)
- *****有限会社 総合設計コンサルタント (〒905-0016 沖縄県名護市大東 2-9-10)
- *****工修 一般社団法人 沖縄しまたて協会 (〒901-2122 沖縄県浦添市勢理客 4-18-1)
- *****工修 株式会社 金秀鉄工 (〒903-0118 沖縄県中頭郡西原町字小波津 567 番地)

This paper is a study for RC Bridge, which has been severely degraded by salt damage during 56 years at the west coast of Okinawa. For the Load Testing we removed girders from the damaged bridge and studied the degree of deterioration from salt damage with assessed the residual strength. We compiled the results using a salt damage map, which clearly showed a high degree of deterioration. According to the Neutralization Material Test and Salt Amount Test, it was clear that the main cause of the deterioration was airborne salt. In addition, as a result of the Static Loading Test the experimental value of the bending strength of the RC girder was greater than the calculated values. Therefore, results show that, with the current level of deterioration, there is no significant reduction in the yield strength of the RC girder.

Key Words: RC bridge, deteriorate, salt damage, static loading test, residual load capacity

キーワード: RC 橋梁, 劣化, 塩害, 載荷試験, 残存耐力

1. はじめに

橋梁構造物の維持管理に関する戦略として, 国土交通省では平成 19 年 4 月に「長寿命化修繕計画策定事業補助制度」を制定している. 長寿命化修繕計画は, 点検結果に基づいて補修・補強を計画的に実施し, 橋梁の維持管理コストの縮減を目指すものである. 近年, 地方公共団体の道路管理者が, 長寿命化修繕計画に基づいて点検・維持管理を積極的に取り組んでいる. しかし, 劣化した橋梁においては, 外観上の劣化度とその残存耐力の相関評価は難しく, 劣化度評価に当たっては, 1) どのような劣化度合いで重量制限等の処置を取るのか? 2) どのような劣化度合いで補修・補強の対策を適用するのか? 3) どのような劣化度合いで更新すべきか? 4) 外観

の劣化度と耐荷性や耐久性との関係はどう評価するのか, などの課題に直面している.

上記の課題を解決するためには, 劣化した橋梁に対する調査・研究を行い, 有益なデータを多数蓄積し, その因果関係を明らかにする必要がある.

このような観点で, 著者らは, 土木学会西部支部沖縄会橋梁長寿命化小委員会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て調査・研究を行っている.

沖縄県は, 高温・多湿で周りを海に囲まれた島嶼県であるため, コンクリート橋梁の塩害による劣化現象が復帰前 (1972 年) から既に現れている¹⁾. 昭和 50 年度に沖縄県内で 4 橋の劣化橋の耐力試験 (現橋載荷試験) が行われた²⁾. その後, 上記 4 橋のうち, 1 橋の架け替え工事が行われ, その橋梁から実

験供試体として2本の主桁を切り出し、耐力実験が行われた³⁾。この研究での成果としては、1)劣化した供試体の発生応力は、実交通荷重の実態や荷重分配等を考えると一定の余裕があること、2)終局モーメントが、設計時より大きいこと、3)外観上劣化が著しいが、耐力には大きな影響を及ぼしていない等の結論が得られている。しかし、上記の研究対象橋梁は昭和29年に米軍により建設されたものであり、耐力実験までは僅か20年程度しか供用されていなかった。

その後、RC橋やRCT桁に関する研究が行われ、佐伯ら⁴⁾の曲げ破壊実験、大城ら^{5),6)}の疲労試験、伊藤ら⁷⁾のせん断実験、陸ら⁸⁾の曲げ試験及び吉田ら⁹⁾の劣化した鋼板接着補強RCT桁の曲げ試験などが挙げられる。これらの研究では、劣化した橋梁の曲げ、せん断性状に関する有益な情報を公表しているが、橋梁の建設年代、供用環境、橋長及び交通量など様々なパラメータが異なるため、劣化度と残存耐力との相関評価のために更なる研究やデータの蓄積が必要不可欠である。また、既往研究の中に、塩害劣化した実橋梁を対象とした外観調査、材料試験、非破壊試験、載荷試験や桁の一部を解体する調査などを総合的に調査研究、検討した事例はごく少数^{10),11)}である。

そこで、本研究では、昭和31年に建設され、沖縄県那覇市の西海岸線から約300m離れた厳しい塩害環境で約56年間供用されたRCT桁橋を対象として、劣化度と残存耐力に関する詳細調査及び実験的研究を行う。

本研究の手法は、本橋の架替工事に伴い、切断・撤去されたRCT桁に対して、その劣化状況の進展や劣化度、コンクリート強度・塩化物イオン含有量及び中性化などの材料特性を詳細に調査した。次に、その残存耐力を曲げ破壊実験によって確認した。

2. 橋梁概要およびその劣化過程

2.1 橋梁概要

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。本橋は旧軍道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。本橋は計5本のRCT桁から構成され、耳桁は壁型デザイン高欄と一体化で造られている。供用中の外観を写真-1に示す(平成22年度撮影)。

2.2 劣化の進展状況及び架替の経緯

本橋の道路台帳等の記録によると、供用後38年経過した平成6年3月の点検時に主桁・床版・横桁において、コンクリートの浮き・剥離及び鉄筋露出

が既に広範囲で見受けられた。代表的な劣化状況を写真-2に示す。

平成17年度「橋梁定期点検要領(案)平成16年3月国土交通省」に準じて橋梁点検が実施され、写真-3に示すように、浮き、剥離・鉄筋露出が更に広範囲に確認された。また、写真-4に示すように桁端部の劣化は進行し、平成6年に確認された露出していた鉄筋は、断面欠損または破断に至っていた。

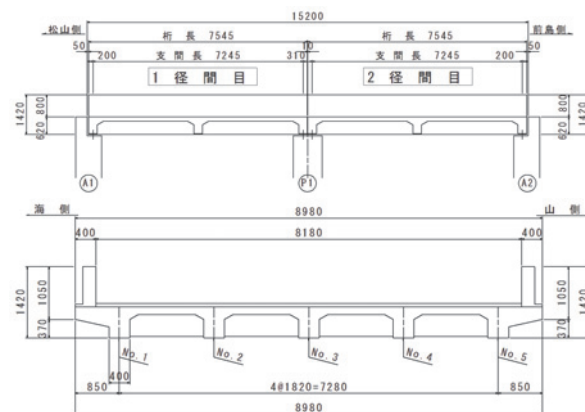


図-1 研究対象橋梁一般図(上:側面,下:断面)



写真-1 研究対象橋梁撤去前の外観状況



写真-2 平成6年度(竣工後38年)の損傷状況



主桁の劣化状況



床版の劣化状況

写真-3 平成 17 年度(竣工後 49 年)の損傷状況



写真-4 平成 17 年度(竣工後 49 年)の鉄筋断面欠損・破断状況

その結果、対策区分¹²⁾として E1(橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある)と判断され、応急対策が必要と判断された。

図-2 に、凡例に基づき作成された平成 17 年度時点での 2 径間目の損傷図を示す。図より、2 径間目は 1 径間目と比べて損傷が顕著であり、上部工下面のコンクリートが約半分以上の面積で浮き、剥離及び鉄筋露出が確認されている。また、下流側の張出部床版を除き、床版下面の浮きが全域に渡り分布している。下流側 1 本目 (G1) の鉄筋の露出が最も著しい。平成 17 年度の橋梁点検結果を踏まえて、種々の検討を重ね、平成 20 年度に耐力調査が行われた。2 径間目の G1 主桁(下流側)支点部においては、主鉄筋及び帯鉄筋(スターラップ鉄筋)が複数腐食・破断したため、撤去までの間に使用幅員制限および重量制限(20ton→10ton)の応急対策を写真-5 のように実施されていた。平成 23 年度に、主鉄筋の断面欠損、支点部付近の帯筋の破断及びコンクリートの劣化による耐荷力不足や橋梁の脆性破壊が懸

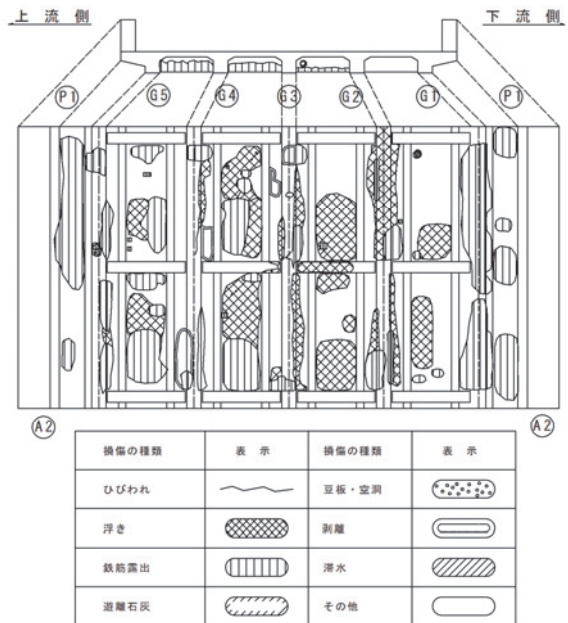


図-2 撤去する前の橋梁の劣化状況



写真-5 重量及び幅員制限

念され、厳しい塩害環境で 56 年間の供用後、本橋梁は解体された。

3. RCT 桁の劣化度に関する詳細調査

本章では、実環境下で著しく劣化した RCT 桁橋から切り出した 6 本の桁を用いて、塩害劣化調査を行った結果を示す。塩害劣化調査の項目は、外観目視観察、打音調査による浮き・はくり等の抽出、ひび割れ長および幅の測定、露出した鉄筋径の測定などを行った。なお、腐食鉄筋の断面減少率の測定は、露出した鉄筋面において可能な範囲で実施しており、概ねの推定値となる。また、载荷試験に影響を与えない箇所からのコア抜きを行い、塩分量と中性化試験を行った。

3.1 外観の劣化状況

本研究では、撤去された 10 桁の主桁の内、計 6 体の RCT 桁 (W-1~W-6) の劣化状況を接近目視によって調査した。ここではその代表例として劣化度合いが比較的軽微な W-1 と劣化が著しく進行した W-3 RCT 桁について述べる。



写真-6 W-1 RCT 桁の劣化状況

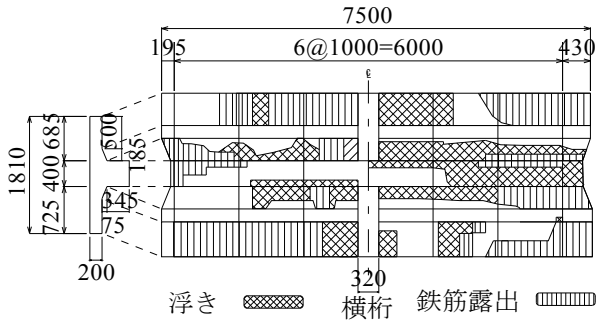


図-3 W-1 RCT 桁の損傷展開図

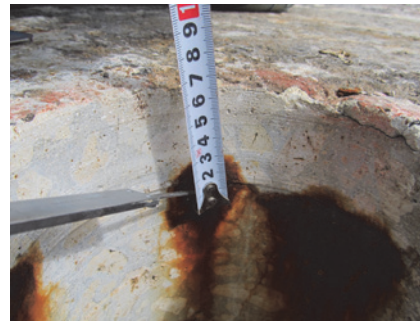


写真-8 W-3 RCT 桁床版のスペン中央付近の水平ひびわれ

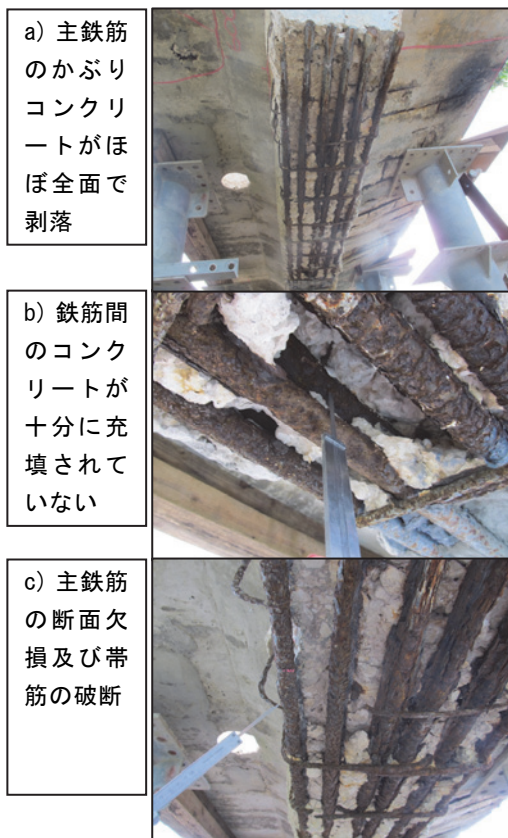


写真-7 W-3 RCT 桁-剥離鉄筋露出状況

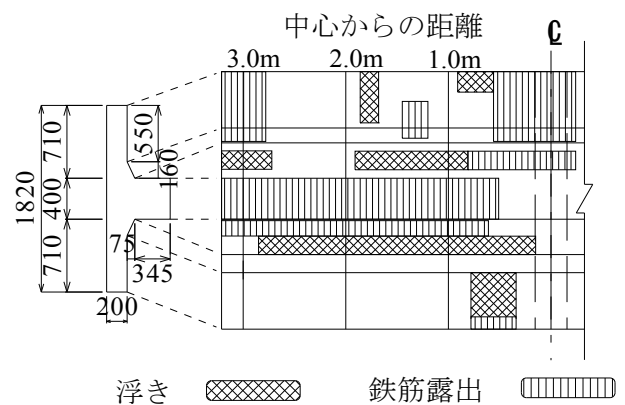


図-4 W-3 RCT 桁下面の損傷展開図

浮きも確認されている。図-3は、W-1 RCT 桁の損傷展開図を示す。同図より、桁全体の外観劣化状況を確認できる。しかし、調査対象 6 体の中で W-1 RCT 桁の劣化状態は最も軽微なものとなっている。

(2) W-3 RCT 桁の劣化状況 (劣化度：大)

写真-7は、W-3 RCT 桁の損傷状況を示す。写真より、主鉄筋のかぶりほぼ全部で剥落し、主鉄筋の断面欠損(断面減少率 20%程度)や帯筋の破断も確認されている。また、1 段目と 2 段目の主鉄筋の配置も確認でき、鉄筋間のコンクリートが十分に充填されていないことも確認された。更に、床版下面にも局部的にコンクリートが剥落している。

写真-8は、W-3 RCT 桁のスペン中央付近における床版上面のコンクリートの水平ひびわれを測定したものである。床版上面から約 50mm の位置に 250mm 程度の間隔でφ10 の細径鉄筋が配置されている。この鉄筋配置面にそって、コンクリートの水

(1) W-1 RCT 桁の劣化状況 (劣化度：小)

写真-6は、W-1 RCT 桁下面の損傷状況を示す。写真より、コーナー部の主鉄筋に沿ってコンクリートが剥落し、床版下面にも局部的にコンクリートが剥落していた。写真中のハッチング箇所はコンクリートの浮きを示し、RCT 桁の WEB 側面に広範囲の

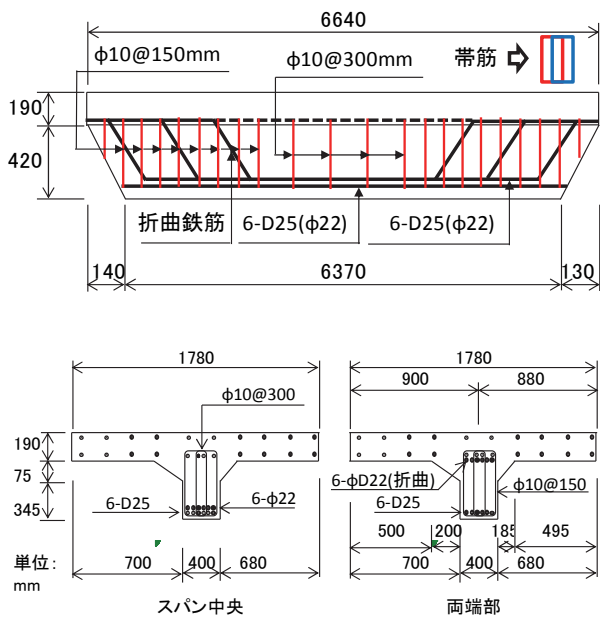


図-5 RCT 桁の配筋要領図

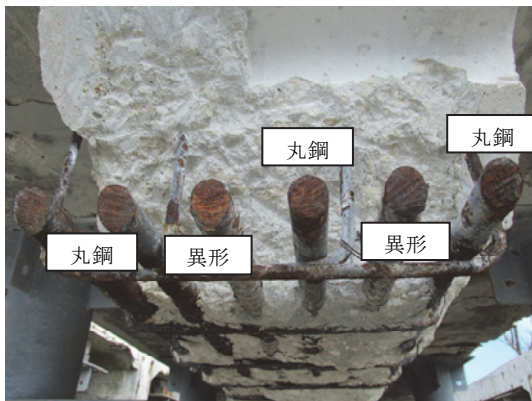


写真-9 異形鉄筋と丸鋼鉄筋の混用状況

平ひびわれが展開している. このようなひびわれが, 劣化度小の W-1 RCT 桁においても確認されている. このように床版上面の鉄筋が腐食したのは, 橋面に防水層がなく, 橋面から塩分が含まれた水が浸入し, 鉄筋位置まで塩分が到達したものと考えられる. また, 後述するように, 載荷試験後の W-1 RCT 桁の上面にコンクリート不連続の層が確認されており, この隙間にアスファルトの黒色も染みこんでいる.

図-4 は, W3 RCT 桁下面の損傷展開図を示す. 主鉄筋の露出面積が RCT 桁 WEB 全表面積の約 40%, 床版 (ハンチ部を含む) の鉄筋露出面積が全体の 27%に達している.

3.2 配筋状況及び鉄筋の機械的性質

各試験体のコンクリート剥落箇所及び W-1 RCT 桁載荷後のコンクリートはつり調査より, 各試験体の配筋状況を確認した. その結果, 耳桁と中間桁の主鉄筋及び帯筋の配置はほぼ同じであり, 配筋は図-5 に示す通りである.

表-1 使用された鉄筋の引張試験後の破壊状況

鉄筋番号	鉄筋の破壊状況
SD1	
SD2	
SD3	
SR1	
SR2	



写真-10 引張試験に用いた鉄筋(解体状況)

RCT 桁の主鉄筋は, スパン中央で 2 段配筋, 両端部で上の段の鉄筋が折曲筋となっている. 各段に 6 本の鉄筋が使用されているが, 写真-9 に示すように, 異形鉄筋と丸鋼鉄筋とが混合使用されており, 写真-10 に示すように W-1 RCT 桁では下段が異形鉄筋, 上段が丸鋼鉄筋であった. 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 2.8m 範囲内では 300mm の間隔, それ以外の支点付近では 150mm の間隔となっている.

表-1 は, 載荷試験後に W-1 RCT 桁から切り出した鉄筋の引張試験後の状況を示す. 異形鉄筋と丸鋼鉄筋が混合に使用されているため, 異形鉄筋 3 本 (SD1~SD3) と丸鋼鉄筋 2 本 (SR1, SR2) を採取し, 鉄筋径の計測と引張試験を行った. これらの鉄筋の機械的性質を表-2 に示す. 表-2 から分かるように, 異形鉄筋が D25, 丸鋼鉄筋が φ22 をそれぞれ使用されており, 所定の強度等を有している.

3.3 室内及び反撥強度の試験結果

(1) コンクリートコア採取及び室内試験

載荷実験の前に, 室内試験に用いるコンクリートコアを採取した. これらのコアは試験体の載荷試験に悪影響を生じさせないように RCT 桁端部付近の WEB 及び床版から採取した. コアの直径は φ76mm, 長さは 200mm とした. ま

表-2 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 (N/mm ²)	
異形鉄筋	SD1	24.1	372.9	529.5	10.0	2.27 × 10 ⁵
	SD2	25.2	351.1	525.2	20.0	1.78 × 10 ⁵
	SD3	25.3	275.6	467.3	10.0	1.80 × 10 ⁵
	平均値	24.9	333.2	507.3	13.3	2.00 × 10 ⁵
丸鋼鉄筋	SR1	22.7	370.8	513.7	20.0	1.99 × 10 ⁵
	SR2	22.9	363.4	488.0	20.0	2.18 × 10 ⁵
	平均値	22.8	367.1	500.9	20.0	2.10 × 10 ⁶

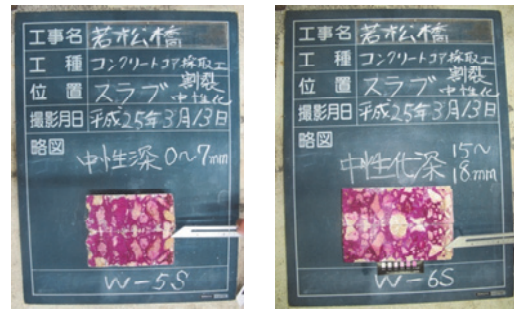


写真-12 中性化の試験結果

表-3 コアの採取場所及び室内試験項目

試験項目	桁番号	コア径(mm)	コア本数
圧縮強度試験	W-1,W-5 (WEB)	76	2
	W-1 (WEB)	100	3
塩化物イオン含有量試験	W-4,W-6 (WEB)	76	2
中性化深さ測定	W-5,W-6 (スラブ)	76	2
	W-1 (WEB)	100	3
割裂強度試験	W-5,W-6 (スラブ)	76	2



写真-11 代表的なコア写真

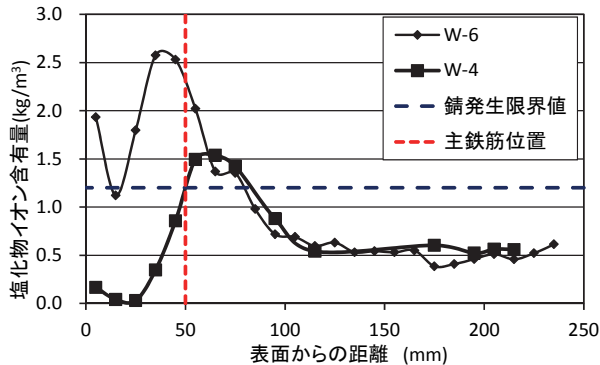


図-6 塩化物イオン含有量の測定結果

た、後述する W-1 RCT 桁の載荷試験後に WEB の中立軸付近よりφ100mm×200mm のコアを三つ採取し、圧縮強度試験等に用いた。表-3 には試験項目、コア採取箇所及び試験用のコア本数を示す。コアの採取位置は、全て表面損傷がなく RCレーダー探査によって鉄筋に当たらない位置を選定した。また、載荷後のコアは中立軸付近から採取した。採取したコアの1例を写真-11 に示す。同写真からも分かるように、コンクリートが密に打設され、山から切崩した

琉球石灰岩と見られる白色の粗骨材(最大寸法40mm程度)が確認されている。

(2) 塩化物イオン含有量の試験結果

採取したコアを10mmピッチでスライスし、各スライスを細粉碎した試料を用いて、「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法(JIS A 1154)」に準じコンクリート中の全塩分量を測定した。更に全塩分量より、コンクリート中の塩化物イオン含有量を換算した。

図-6は、W-4及びW-6 RCT 桁の WEB から採取したコンクリートコアの塩化物イオン含有量の測定結果を示す。WEB幅が400mmであるため、コンクリート表面から200mmの位置がWEBの中心位置となる。両コアの測定結果ともに概ね鉄筋位置をピークに内部に行くにつれて濃度が低くなる傾向を示している。コンクリート表面から約120mm以深で両者の塩化物イオン含有量が0.5kg/m³程度となり、ほぼ同じような濃度分布を示している。いずれのケースにおいても、コンクリート表面から80mmの範囲までは鋼材腐食発生限界値1.2kg/m³を超えており、前述したRCT桁の主鉄筋が著しく腐食された理由が伺える。

(3) コンクリートの引張強度及び中性化深さ

RCT 桁の床版から採取したコア W-5S (直径:69mm, 平均長さ:164.5mm) と W-6S (直径:69mm, 平均長さ:200.3mm) を用い、実験室で割裂試験後に中性化試験を実施した。W-5S と W-6S の割裂破壊荷重がそれぞれ47.45, 38.90kNであり、換算したコンクリートの引張強度がそれぞれ2.66, 1.79N/mm²である。

写真-12に示すように、床版(スラブ)からコア抜きしたW-5SとW-6Sの中性化深さはそれぞれ0~7mmと15~18mmであった。一方、表-3に示すように、載荷後のW-1 RCT 桁のWEB側面から採取したコアの中性化深さは25~35mmであり、床版の試験結果より大きくなっている。これは本RCT桁のWEBの中性化が、床版(スラブ)より速く進行していることを示唆している。

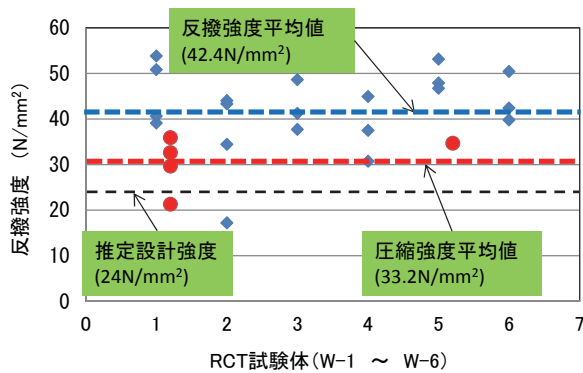


図-7 反撥強度及び圧縮強度の試験結果

表-4 圧縮強度・静弾性係数の試験結果

コア採取試験体		圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	備考	
W-1	載荷前	35.9	23.2	載荷後のコアNo.1には、初期クラックがあったため、平均値から除外した。	
	載荷後	No.1	21.3		27.3
		No.2	32.6		25.2
		No.3	29.7		23.4
W-5	載荷前	34.7	22.1		
平均値		33.2	23.5		

また、図-6のW-4とW-6は塩化物イオン含有量の分布が異なっており、塩分量のピーク値がコンクリート表面から内部側になっているのが伺え、さらにコンクリート表面付近の塩分量は低くなっている。特にこの現象はW-4で顕著である。これは中性化の進行による影響を受けた塩害と中性化の複合劣化の可能性もあると思われる。

(4) コンクリート強度に関する試験結果

研究対象のRCT桁のコンクリート強度分布を把握するために、W-1~W-6 RCTに対してシュミットハンマーによる反発硬度試験を実施した。反発度試験は、2007年制定「コンクリート標準示方書」の(JSCE-G 504-2007)に準じて行い、1箇所当たり25測点とした。試験箇所は主にWEB側面におけるコンクリートの損傷のない箇所を選んだ。また、床版下面及び中間横桁のWEB側面にも数箇所選んで試験した。図-7は各試験体の反撥強度をRCT桁毎に整理した試験結果を示す。図より、本RCT桁の推定設計基準強度($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$)と比較してほぼ測定値が大きくなっている(平均値: 42.4N/mm^2)。また、図-7には採取したコアの圧縮強度(平均値: 33.2N/mm^2)の試験結果も合わせて示す。コアの圧縮強度は反撥強度より20%程度低くなっている。しかしながら、一般的に反撥強度は試験表面の状態やシュミットハンマーとコンクリート表面の角度でばらつく傾向が高く、図-7に示すように本試験でもばらつきが大きいいため、これらの強度の大小判定は難しいと思われる。

表-4に採取したコアの圧縮強度及び静弾性係数の試験結果を示す。圧縮強度試験に用いたコアは載荷前の2本(W-1, W-5)とW-1 RCT桁載荷後にWEBから採取した3本の計5本である。圧縮強度の試験結果は、載荷後のNo.1を除いて、ばらつきがほとんどなく、その平均値(33.2N/mm^2)が推測設計基準強度(24N/mm^2)の約1.4倍となっている。

4. 劣化したRCT桁の残存耐力

4.1 試験概要

本論文では、実環境下で著しく劣化したRCT桁橋から切り出した6本の桁を用いて、塩害劣化調査を行うとともに、実塩害劣化桁に対する残存耐力を調査することを目的としている。ただし、本試験桁は激しく塩害劣化した実橋から切り出した関係で、新たに作製する試験桁に比べて明らかにバランスが良くない。よって、塩害劣化した影響による耐力の低下を把握することに加え、試験方法の妥当性も検証する必要がある。よって、本論文の試験では、塩害劣化した6本の桁のうち、最も劣化損傷が軽微なRCT桁1本を用いて試験方法の妥当性を検証しつつ、塩害劣化したRCT桁の耐力性状、破壊特性および強度試算との比較を行った。

実橋から切出したRCT桁をスパン長 $l=6.0\text{m}$ の試験桁の端部処理を行った。ここで、端部処理は主鉄筋の抜出しが起こらないように試験桁の端部に厚さ 22mm の鋼板を置き、主鉄筋を貫通させ溶接接合し、桁との隙間をコンクリートで充填した。なお、鉄筋の抜けがないことを支点付近に取りつけた鉄筋とコンクリートとのずれをパイゲージで計測した。RCT桁の静的曲げ試験は、対称2点集中荷重方式で、 1000kN 型圧縮試験機を用い、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するために $2a=1.0\text{m}$ とし、支点から載荷点までの距離は $b=2.5\text{m}$ とした。

試験桁の端部、スパン中央部と1/4スパン位置に変位計を配置し、桁のたわみを計測し、スパン中央の床版の両端部に変位計を配置し、計測した。また、露出している主鉄筋のずれをパイゲージで計測した。RCT桁のウェブ面には、桁上端と下端にひずみゲージを用いて測定した。載荷及び計測状況を図-8及び写真-13に示す。載荷方法は輪荷重を想定して桁部分のみに載荷した。なお、張出部分は、試験桁の有効幅(試算 2050mm)により全幅有効である。

載荷試験は荷重制御で行い、 25kN 、 50kN 、 75kN 、 200kN で除載荷し、荷重バランス、各計測機器の確認およびRCT桁の曲げ剛性等を確認した。その後、 50kN ステップで載荷し、破壊まで行った。

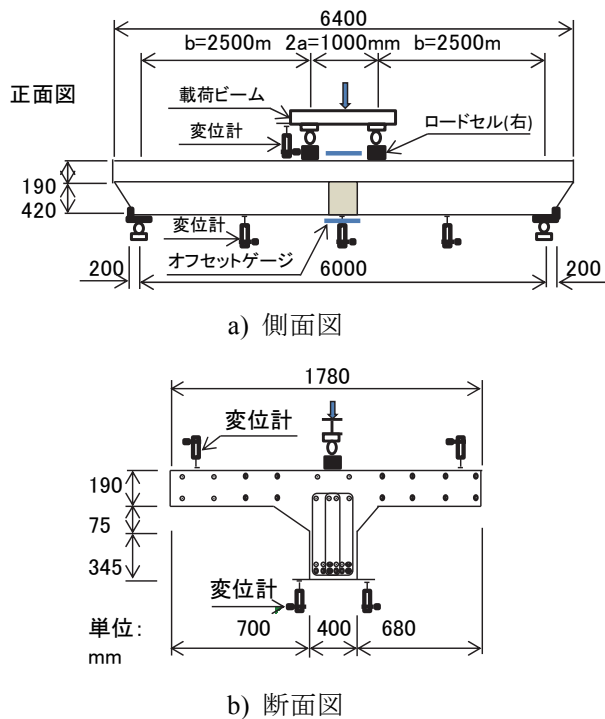


図-8 荷重及び計測状況の模式図



写真-13 W-1 RCT 桁の荷重状況

4.2 試験結果

(1) 曲げ耐力に関する計算値と実験値との比較

表-2 に示す W-1 RCT 桁の鉄筋の機械特性と、図-5 に示す試験桁の形状寸法、配筋状況を用いて既設 RCT 桁の曲げ耐力を計算した。終局曲げモーメントの計算に際し、W-1 RCT 桁の主鉄筋の断面欠損がないこと、上フランジにはコンクリートの水平ひび割れが確認され、圧縮力に対する抵抗が低下することを配慮して、以下に示す CASE1~4 のシナリオを設定し、文献 13) に準拠し計算した。

CASE1：推定したコンクリートの設計基準強度 (24N/mm^2) を用いた評価。

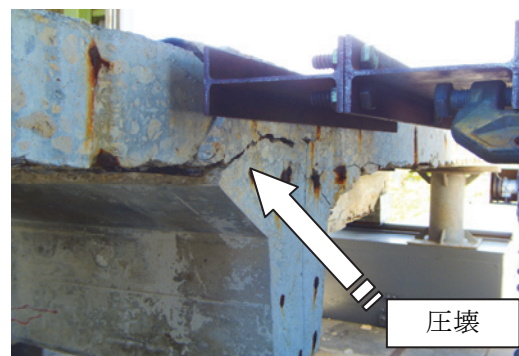
CASE2：採取したコアのコンクリート強度に相当する値 (30N/mm^2) を用いた評価。

表-5 終局曲げモーメントの計算及び実験結果

評価シナリオ	設計強度 σ_{ck} (N/mm ²)	計算値 M_{ucal} (kN·m)	実験値 M_{uexp} (kN·m)	M_{uexp}/M_{ucal} (%)
CASE 1	24	955	自重：57 荷重：968	107.3
CASE 2	30	965		106.2
CASE 3	30	848		120.9
CASE 4	40	982		104.4



a) 桁 WEB のひび割れと破壊



b) 床版の圧壊

写真-14 主ひび割れ発生状況(774kN 時点)

CASE3：CASE2 にフランジ厚さを低減した評価。
CASE4：反撥強度平均値に相当する強度 (40N/mm^2) を用いた評価。

表-2 に示す鉄筋の平均降伏応力が文献 13) に示す SD345 の機械的性質に相当するため、理論計算においては SD345 のものを用いた。終局曲げモーメントに関する実験結果と計算結果との比較を表-5 に示す。同表から分かるように、CASE1~CASE4 の計算終局曲げモーメントがいずれの CASE においても、計算値より実験結果の方が大きくなった。従って、劣化度が軽微な W-1 RCT 桁の曲げ耐力の低下はなかったといえる。このように、激しく塩害劣化した橋梁から切り出した W-1 RCT 桁の曲げ耐力の低下が顕著でなかった理由としては、主鉄筋の腐食劣化が軽微であったため、主鉄筋とコンクリートの付着強度も建設時と同様に保持されていたためと推定される。

(2) 破壊モード

W-1 RCT 桁の破壊モードを以下に述べる。

1) 50kN 時点で支点付近の WEB にほぼ垂直方向に 1 箇所のひび割れが確認された。しかし、このひび割れが荷重増加に従って殆ど進展しなかった。

- 2)100kN 時点からスパン中央付近に曲げひび割れが発生し、200kN 以降は劣化コンクリートの剥離がスパン中央付近や載荷前から浮きがあった箇所が発生した。
- 3)その後、載荷荷重の増加に伴い、コンクリート剥落とひび割れが進展し、約 700kN 時点で写真-14 に示すようにスパン中央付近の曲げひび割れが桁上端方向と、載荷点に向かって進展し、荷重載荷点直上に向かってほぼ斜め 45 度方向のひび割れに発展した。
- 4)その後、ひび割れ幅と剥離が進展し、最後にスパン中央付近の床版上部コンクリートが圧壊し、約 770kN で終局に至った。

(3) 荷重変位関係

図-9 にスパン中央の桁下面と床版上面に設置した変位計の値と荷重の関係を示す。なお、桁下面の変位計はコンクリート剥落が著しくなった 700kN 以降に取り外した。また同図には荷重ゼロからの初期勾配直線を荷重変位曲線への接線として 1 点破線で示した。図より、載荷初期は線形関係であったが、載荷約 200kN から非線形になっているのが確認できる。その後、緩やかな曲線を示しながら、載荷約 700kN 以降は荷重の増加はなく、変位のみが増加し、終局となった。

図-10 は、RCT 桁のスパン中央付近の WEB 上端と下端に設置したひずみデータを示す。なお、同図には、健全断面と仮定した際の中立軸位置（桁下面から約 440mm）も凡例図中に示した。図より、計測された桁上端と下端のひずみ値は、載荷約 200kN 付近で変化がみられ、桁下端 100mm 位置のひずみ値は不安定になっている。このことから、載荷約 200kN 付近で、コンクリートの曲げひび割れが大きく進展したと推察される。このことは図-9 の荷重変位関係が非線形に移行した荷重とも概ね一致する。なお、前述のコンクリートコア抜き試験体による割裂試験結果より、換算したコンクリートの引張強度の平均は 2.23N/mm^2 であった。この値を用いて、曲げひび割れが発生する載荷荷重を求めると 60kN、コアの圧縮試験より求めた静弾性係数を用いると、コンクリートのひび割れ発生時のひずみ ϵ は約 95μ となる。なお、破壊モードの項でも述べたように載荷荷重が 50kN で垂直方向にひびわれが発生したことから、このひびわれは初期の曲げひび割れであると推測できる。

次に鉄筋降伏が発生した荷重は前述の引張試験結果等から、約 710kN と試算された。図-10 に示す 300mm 位置のひずみからも、鉄筋降伏荷重である約 710kN 付近でひずみが横ばいになっているのが伺える。これより、曲げひび割れは約 200kN で発生し、その後、コンクリートのひび割れ進展と剥落

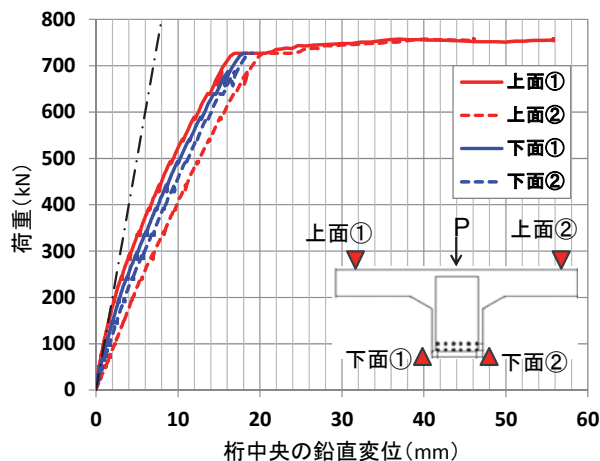


図-9 W-1 RCT 桁の荷重-変位関係

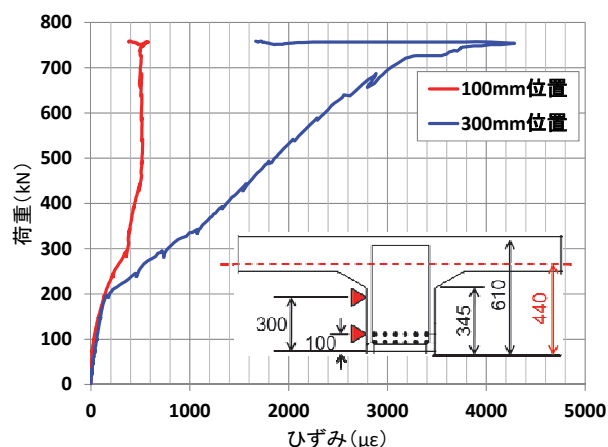


図-10 W-1 RCT 桁の荷重-ひずみ関係

を生じながら、約 710kN で下段鉄筋降伏、その後上段鉄筋が降伏し、約 770kN で終局曲げ耐力に達していると推察される。

(4) 残存耐力評価の検討

上述の実験結果より、残存耐力を検討する。4.2 (2) 破壊モードで示したように、図-9、図-10 でも同様に破壊ステップは、スパン中央付近のコンクリートの曲げひび割れと剥落（約 200kN）、鉄筋降伏（約 710kN）、床版の圧壊（約 770kN）であると推察される。どの段階を供用下で許容できる耐力と評価するのかが重要であるが、今回の載荷実験は、劣化度の軽微な W-1 RCT 桁の場合の結果であるため、鉄筋降伏耐力および終局曲げ耐力が概ね試算できている。したがって、この場合、塩害劣化を受けた RCT 桁の残存耐力は、終局曲げ耐力約 770kN または鉄筋降伏荷重約 700kN をベースに算定しても妥当であると考えられる。なお、当然、残存耐力は劣化度によって、計算困難の場合もあることから、残存耐力の評価手法の確立のために、各橋梁・各桁の劣化度の定量評価手法の確立、および劣化度に応じた残存耐力データの蓄積が今後の安全安心な橋梁の維持管理にとって非常に重要であるといえる。

5. 結論

本研究では、厳しい塩害環境で約 56 年間供用された RCT 桁橋を対象として、劣化度と残存耐力に関する詳細調査と、劣化度の比較的軽微な W-1 RCT 桁に対する曲げ破壊実験を行った。本調査研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 調査対象の RC 橋の劣化度として、主桁下面・側面、床板、横桁に、浮き、剥離・鉄筋露出が確認され、その範囲は全面積の約 70%に及んでいた。また、露出している鉄筋の一部は、断面欠損・破断に至っている。また、主鉄筋の下段鉄筋は、コンクリートとの付着が確保されていない箇所もあった。
- (2) W-3 RCT 桁の塩害劣化の詳細調査より、曲げ耐力に寄与する支間中央の主鉄筋の断面欠損率が約 20%程度低下していた。また、せん断耐力に寄与する桁端部の帯鉄筋(スターラップ鉄筋)は部分的に破断に至っていた。
- (3) シュミットハンマーによる反発硬度試験結果より、材料強度の低下は見受けられなかった。また、健全部から採取したコアの圧縮強度及び静弾性係数の低下も見られなかった。
- (4) 塩化物イオン含有量の試験結果と中性化試験の結果から、飛来塩分の浸透が鋼材腐食の主要因であると判断できるが、中性化と塩害の複合劣化の影響も受けている可能性もあると推定される。
- (5) 劣化度合いが軽微な W-1 RCT の載荷試験の結果、RCT 桁の曲げ耐力の実験値が計算値を満足し、耐力低下が見られなかった。
- (6) 残存耐力評価の検討として、載荷試験で得られた荷重変位関係および荷重ひずみ関係より、曲げひび割れ耐力、鉄筋降伏耐力および終局曲げ耐力を推定した。

今後、残りの劣化 RCT 桁 5 体の耐力実験を継続し、耐力データの蓄積を行ない、劣化度と残存耐力の評価を検討していく予定である。

謝辞

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:琉球大学工学部准教授 下里哲弘)におけるテーマ3の研究活動の一環として行ったものである。また、沖縄県那覇市より、本研究対象の RCT 桁を提供して頂きました。さらに、金秀鉄工株式会社の工場ヤードを提供して頂きました。載荷実験に際し、沖縄ピーシー株式会社の試験機を使用させて頂きました。また、琉球大学工学部の環

境建設工学科の大学院生、学部生の諸君に多大の支援を頂きました。ここに併せて謝意を表します。

参考文献

- 1)大城 武: 沖縄における橋梁調査とその問題点(第1報), 琉球大学農家政工学部学術報告, 第13号, pp.223~231, 1966.
- 2)大城 武, 浜田純夫, 渡嘉敷直彦, 上山秋雄: 沖縄県の老朽 RC 橋の耐力試験について, 琉球大学理工学部紀要 No.12, pp.91~128, 1976.
- 3)大城 武, 浜田純夫, 上間源蔵, 上山秋雄: 沖縄県の老朽 RC 橋の曲げ破壊試験について, 琉球大学理工学部紀要 No.14, pp.125~137, 1977.
- 4)佐伯彰一, 山本善行, 小笠原保, 白浜浩: コンクリート橋の耐荷力に関する研究(鉄筋コンクリート・T げたの破壊実験), 土木研究所資料, No.1667, 1981.
- 5)大城 武, 浜田純夫, 有住康則, 成底敏弘: 老朽橋の疲労性状について, 第3回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.393~396, 1981.
- 6)大城 武, 浜田純夫, 有住康則, 成底敏弘: 塩害を受けている老朽 RC 橋桁の疲労試験, 第5回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.485~488, 1983.
- 7)伊藤寛治, 他5名: 約80年間供用された RCT 桁橋の切り出し桁の残存耐荷力評価, 平成20年度土木学会西部支部研究発表会, pp.791~792.
- 8)陸賢, 他4名: 塩害により著しく劣化した RC 桁の耐荷性状, 土木学会第65回年次学術講演会, pp.398~399, 2010.
- 9)吉田英二, 村越潤, 木村嘉富, 田中良樹: 劣化した鋼板接着補強 RC 桁の耐荷力試験, 土木学会第66回年次学術講演会論文集, pp.125~137, 2011.
- 10)田中泰司, 山口貴幸, 下村匠: 塩害劣化により鉄筋腐食が進行した鉄筋コンクリート橋桁の耐荷試験と数値解析による評価, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.4, pp.466~482, 2010.11.
- 11)岩城一郎, 上原子昌久, 子田康弘, 内藤秀樹, 皆川浩, 鈴木基行: 著しい塩害を受けた道路橋 PC 箱内部のコンクリートおよび鋼材の物性評価, 土木学会論文集 E, Vol.66, No.4, pp.413~432, 2010.11.
- 12)国土交通省 国道・防災課: 橋梁定期点検要領(案), 付録-2, pp.1~10, 2004.3.
- 13)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III・コンクリート橋編, pp.118~170, 2002.

(2013年9月25日受付)