

塩害損傷を受けたプレテンションPCT桁の残存プレストレス調査と補強設計報告

(株)K&Tこんさるたん 正会員 ○肥田 研一
 パシフィックコンサルタンツ(株) 中澤 治郎
 パシフィックコンサルタンツ(株) 芳賀 堯
 (株)計測リサーチコンサルタント 米本 雅紀

1. はじめに

本PC構造物は、海岸に接したロックシェッドの上部工を構成するプレテンションPCT桁で、建設後約30年が経過している。本ロックシェッドの構造諸元を表-1、一般図を図-1に示す。

本構造物では、写真-1に示すように、浮き、剥離および鋼材腐食などの劣化が進行しており、塩害による鋼材の腐食の進展とPC鋼材腐食による耐荷性能低下が懸念された。

このため、本橋の耐荷性能を確認するために応力調査を実施した。

本報告は、応力解放法による現有作用応力計測の応力調査を実施し、塩害による損傷を受けたPC橋の耐荷性能を評価し補強量を設定したものである。

表-1 構造諸元

完成年	1986年(昭和61年)
構造形式	単純PCプレテンションT桁
使用鋼材	φ26PC鋼棒 8本
延長：19.50m 幅員：6.0m	

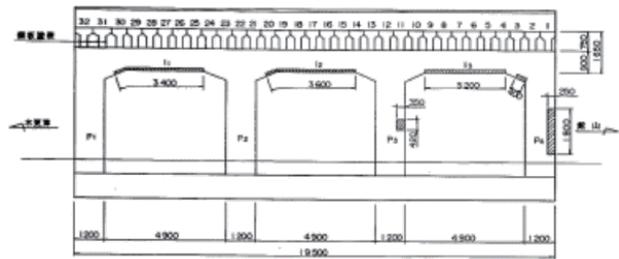
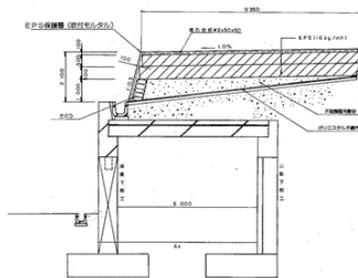


図-1 ロックシェッド一般図



写真-1 主桁変状の状況

2. 応力調査

2.1 応力調査の概要

応力調査は、光学的全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有作用応力計測（以下、スリット応力解放法による現有作用応力計測と呼ぶ）を実施した。

スリット応力解放法による現有作用応力計測は、T桁下面の6主桁について実施した。

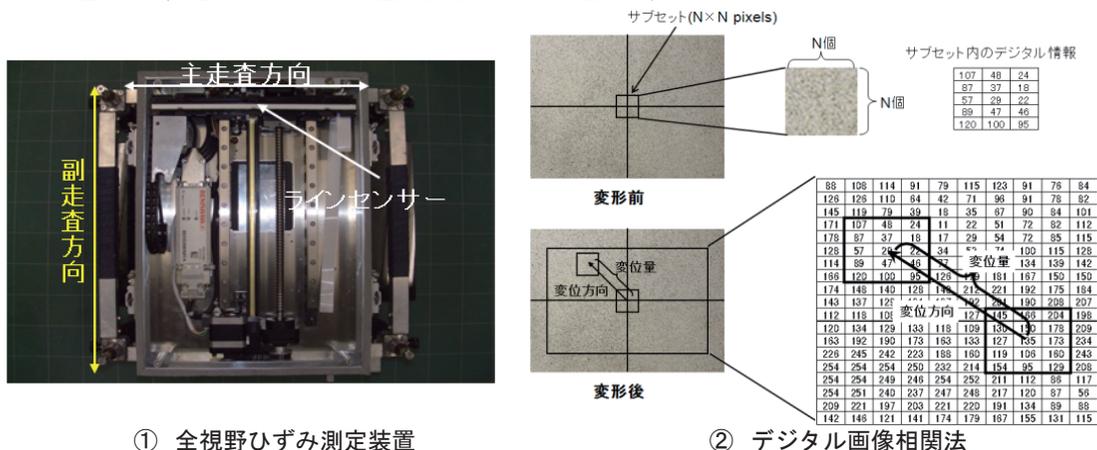
2.2 光学的全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有作用応力計測

今回実施したスリット応力解放法による現有作用応力計測は、一様に圧縮応力が作用しているコンクリート部材にかぶり程度の深さで、長さ200mm以上のスリットを入れ解放ひずみを計測し現有作用応力を推定するものである。

スリット応力解放法による現有作用応力計測は、スリットを切削する前後のスリット周辺部を図-2に示す全視野ひずみ測定装置で計測し、計測した画像からデジタル画像相関法により対象点間距離変化率分布(図-3)を求める。光学的全視野ひずみ計測法で計測された対象点間距離変化率を2次元FEM解析モデルにより解析を行い、計測結果の対象点間距離変化率分布と同一となる作用応力を逆解析にて求めた。

逆解析の結果、支間中央部のコンクリート応力は、表-2に示すように作用していると推定された。

図-4に、No15, No16山側桁下面の解析値と計測値の対象点間距離変化率分布を示す。なお、コンクリートの弾性係数は、建設当時の設計弾性係数 $E_c=35\text{kN/mm}^2$ とした。



① 全視野ひずみ測定装置

② デジタル画像相関法

図-2 全視野ひずみ測定装置およびデジタル画像相関法

表-2 現有作用応力計測結果

	現有作用応力 (N/mm^2)	計測値の誤差 (N/mm^2)	標準偏差 (%)
No14 海側	2.27(圧縮)	1.67	71.3
No15 山側	-0.62(引張)	0.05	7.1
No16 山側	1.18(圧縮)	0.51	40.8
No20 海側	0.95(圧縮)	0.64	63.1
No25 山側	0.11(圧縮)	0.04	35.5
No29 海側	0.80(圧縮)	0.46	54.3



図-3 対象点間距離変化率

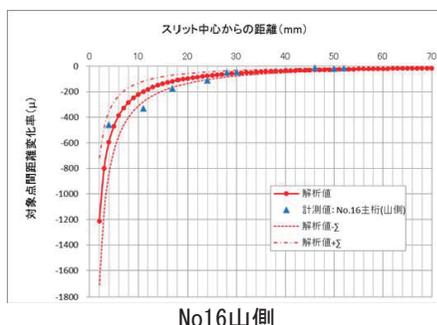
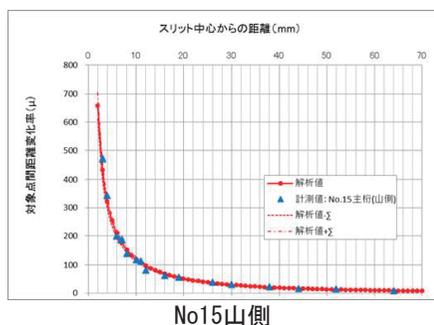


図-4 対象点間距離変化率分布

2.3 ロックシェッドの復元設計(設計プレストレス量の想定)

本ロックシェッドの建設時の設計条件を表-3に示す。

表-3 設計条件

支間長 6m の T 桁としては PC 鋼棒 φ26 を 8 本配置されていることはオーバープレストレスとなる。

一般的な導入プレストレス $0.6 \sigma_{pu}$ とすると導入緊張力 $P_t = 2348 \text{ kN}$ となり導入直後は上縁, 下縁ともに許容値を超過する。導入直後および設計荷重時に許容応力度を満足する導入緊張力は, $0.17 \sigma_{pu}$ となる(表-4参照)。

したがって, 設計プレストレス量は, $0.17 \sigma_{pu}$ (導入緊張力 $P_t = 665.3 \text{ kN}$)程度と想定される。

	自重	サンドクッション	堆積土砂	落石荷重	崩落土砂	地震荷重	許容圧縮応力	許容引張応力
死荷重時	○	○					100%	I種 フルプレストレス
堆積土時	○	○	○				100%	I種 フルプレストレス(引張許容)
落石時	○	○		○			150%	III種 PRC(鋼材許容引張)
崩落土時	○	○	一部考慮		○		150%	II種 パーシャルプレストレス(ひび割れ幅)
地震時	○	○	1/2			○	150%	II種 パーシャルプレストレス(ひび割れ幅)

表-4 曲げ応力の照査 ($0.17 \sigma_{pu}$)

導入直後 (N/mm ²)	1/4点		1/2点		3/4点		死荷重作用時 (N/mm ²)	1/4点		1/2点		3/4点	
	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
桁自重	0.62	-0.89	0.82	-1.19	0.62	-0.89	桁自重 σ_d	0.62	-0.89	0.82	-1.19	0.62	-0.89
プレストレス	-1.85	7.45	-1.86	7.49	0.00	0.00	サンドクッション σ_s	0.62	-0.90	0.83	-1.19	0.62	-0.90
合成応力	-1.24	6.56	-1.04	6.30	0.62	-0.89	プレストレス σ_{cp}	-1.07	4.31	-1.11	4.45	-1.07	4.31
許容応力	引張	-1.35	圧縮	16.0			合成応力	0.17	2.52	0.54	2.07	0.17	2.52
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	許容応力	引張	0.00	圧縮	12.5		
							判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

6.0m 程度の PC 桁は, 一般的に工場製作のプレテンション桁とするが, 桁の搬入などに問題があり現地で作成するプレテンション桁としたものと推測される。

施工時の鋼材長を 8.0m 程度とすれば伸び量が 7mm 程度になる。このため, 図-5に示すような PC 鋼棒の固定架台を現場で製作しプレテンション桁を製作したと推定される。

導入緊張力は, $P_t = 665.3 \text{ kN}$ (67t)であり現場でジャッキにより緊張力を制御できると想定される。

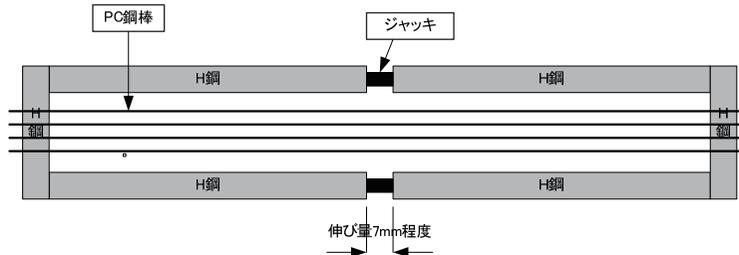


図-5 プレテンション桁製作想定図

2.4 耐荷性能の評価

本ロックシェッドの PC 桁のプレストレスの減少量は, 現有作用応力調査結果より推定した。

現有作用応力結果よりプレストレスの減少量の推定結果を表-5に示す。

表-5より, 本ロックシェッドの PC 桁のプレストレスは, 設計プレストレスの 85.1% ± 20.8% の減少量となった。

このため, 本ロックシェッドの PC 桁のプレストレス量は, 減少量の推定値の下限値である設計プレストレスの 60% とし補強量を設定する。

表-5 プレストレス減少量

断面積	$A_c =$	2.925E+05	(mm ²)
断面係数	$Z_I =$	-3.285E+07	(mm ³)
鋼材偏心量	$y_{ep} =$	-305.5	(mm)
有効緊張力	$P_t = P_{t0} * \eta =$	338.9	(kN)

主桁	現有作用応力(N/mm ²) σ_{ci}	プレストレス(N/mm ²) $\sigma_{cp} = \sigma_{ci} - \sigma_d - \sigma_{sl}$	緊張力(kN) $P_t = \sigma_{cp} * (1/A_c + y_{ep}/Z)$	減少量(%) Pt/Pt
No14海側	2.27	5.16	405.4	119.6%
No15山側	-0.62	2.27	178.2	52.6%
No18山側	1.18	4.07	319.7	94.3%
No20海側	0.95	3.84	301.6	89.0%
No25山側	0.11	3.00	235.6	69.5%
No29海側	0.80	3.69	289.8	85.5%

平均値	85.1%
標準偏差	20.8%
下限値	64.3%
上限値	105.9%

3. 補強設計

設計プレストレスの60%とした本ロックシェッドPC桁の曲げ補強は、炭素繊維シート接着工法とし高弾性炭素繊維シートを1層とした。曲げ補強の応力照査結果を表-6に示す。

また、せん断補強は、中弾性炭素繊維シートを2層とした。せん断補強の応力照査結果を表-7に示す。

本ロックシェッドの補強断面を図-6に示す。

表-6 曲げ補強照査結果

	割増係数	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	コンクリート応力(N/mm ²)				PC鋼材応力(N/mm ²)				炭素繊維シート(N/mm ²)		ひび割れ幅	
				σ_c	許容応力	σ_s	σ_{sc}	$\sigma_s + \sigma_{sc}$	許容値(0.6 σ_{sc})	σ_{df}	許容応力	w(mm)	許容ひび割れ幅		
Prestress 100%	堆積土砂時	1.00	228.02	338.89	7.58	OK 12.50	66.8	82.4	149.3	OK 570.0	257.2	OK 640.0	0.223	OK 0.268	
	流動土砂時	1.25	255.54	329.68	8.37	OK 15.63	78.9	82.4	161.3	OK 570.0	302.2	OK 800.0	0.244	OK 0.268	
	落石時	1.50	583.07	284.33	17.84	OK 18.75	218.7	82.4	301.1	OK 570.0	825.2	OK 960.0	-	-	
	地震時	1.50	176.75	324.89	6.02	OK 15.63	47.0	82.4	129.4	OK 570.0	182.4	OK 960.0	0.188	OK 0.268	
Prestress 減少時 (60%)	堆積土砂時	1.00	228.02	203.33	7.23	OK 12.50	77.8	82.4	160.2	OK 570.0	295.6	OK 640.0	0.242	OK 0.268	
	流動土砂時	1.25	255.54	194.12	8.02	OK 15.63	90.0	82.4	172.4	OK 570.0	341.1	OK 800.0	0.263	OK 0.268	
	落石時	1.50	583.07	148.77	17.43	OK 18.75	230.3	82.4	312.8	OK 570.0	866.0	OK 960.0	-	-	
	地震時	1.50	176.75	189.33	5.69	OK 15.63	57.7	82.4	140.1	OK 570.0	220.0	OK 960.0	0.207	OK 0.268	
	谷方向	1.50	176.75	189.33	5.69	OK 15.63	57.7	82.4	140.1	OK 570.0	220.0	OK 960.0	0.207	OK 0.268	
	山方向	1.50	177.24	217.33	5.78	OK 15.63	55.6	82.4	138.1	OK 570.0	212.8	OK 960.0	0.203	OK 0.268	

表-7 せん断補強照査結果

谷側せん断照査断面	S_{D1}	S_{D2}	割増係数	σ_{ss}	σ_{df-s}	n	層数
常時	69.74	0.00	1.00	180.0	351.0	0.00	0.0
堆積土砂時	111.14	13.64	1.00	180.0	351.0	0.14	1.0
流動土砂時	126.39	28.89	1.25	225.0	438.8	0.24	1.0
谷側せん断照査位置	336.34	238.84	1.50	270.0	526.5	1.62	2.0
落石時	230.22	132.72	1.50	270.0	526.5	0.90	1.0
山側せん断照査位置	124.10	26.60	1.50	270.0	526.5	0.18	1.0
地震時	90.31	0.00	1.50	270.0	526.5	0.00	0.0
山方向	90.57	0.00	1.50	270.0	526.5	0.00	0.0

4. まとめ

光学的全視野ひずみ計測装置を用いたスリット応力解放法による現有作用応力計測からプレストレスの減少量を推定し、適切な耐荷性能を評価することができた。

この現状のプレストレス量より、適切な補強量が設定することができた。

【参考文献】

- 出水享, 肥田研一, 伊藤幸広, 松田浩: 応力解放法によるPC構造物の現有作用応力の推定方法の開発, プレストレストコンクリート技術協会, 第19回シンポジウム論文集, pp241-246, 2010.10
- 出水享, 肥田研一, 伊藤幸広, 内野正和, 岡本卓慈, 松田浩: 光学的手法と応力解放法によるプレテンション桁の現有応力測定, 日本実験力学会講演論文集, No.10 GS5-5, pp281-286, 2010
- 肥田研一, 伊藤幸広, 月原光昭, 小坂橋晴之: 約30年経過した異常変形が生じた中央ヒンジ橋の調査報告, 第22回シンポジウム論文集, pp345-348, 2013.10
- 肥田研一, 伊藤幸広, 出水享, 大町正和: 塩害により損傷を受けたポストテンションPCT桁橋の耐荷力調査報告, 第23回シンポジウム論文集, pp649-652, 2014.10

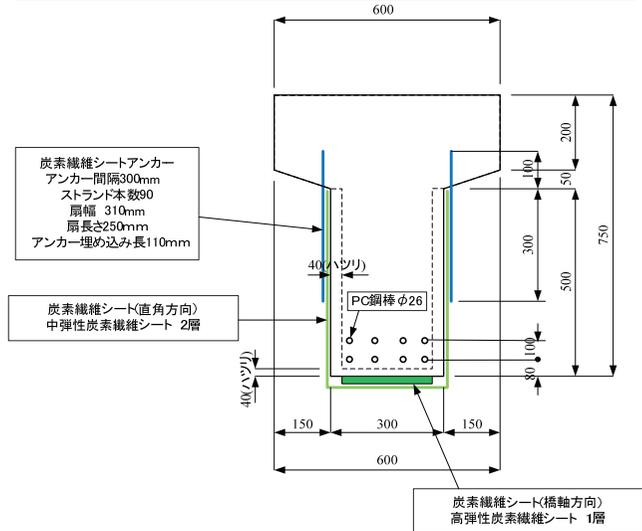


図-6 補強断面図