供用後40年経過したPC桁の性状から推定 されるPC橋の性能評価

青木 圭一¹・渡邊 晋也²・三加 崇³・宮永 憲一⁴・睦好 宏史⁵

¹正会員 (株)高速道路総合技術研究所室長 橋梁研究室 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

E-mail: k.aoki.ab@ri-nexco.co.jp

²正会員 (一社)日本建設機械施工協会主任研究員 施工技術総合研究所

(〒417-0801 静岡県富士市大淵3154)

E-mail: watanabe_shin@cmi.or.jp

³正会員 三井住友建設(株)主任研究員 技術開発センター (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

E-mail: tsanga@smcon.co.jp

⁴正会員 (株)高速道路総合技術研究所研究員 橋梁研究室 (〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1)

E-mail: k.miyanaga.aa@ri-nexco.co.jp

⁵フェロー会員 埼玉大学大学院教授 環境科学・社会基盤部門

(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

E-mail: mutuyosi@mail.saitama-u.ac.jp

ポストテンション方式PC橋において、PCグラウト充填不足等によるPC鋼材破断事例が国内外を問わず報告されている。しかし、PC鋼材が破断した場合の安全性について、その性状を明らかにしたものはない。そこで、供用後40年経過したPC桁の材料特性、PCグラウト充填状況を調査するとともに、PCグラウト非破壊検査の適用性について検証した。また、PC鋼材を破断させてPC桁の載荷実験を行い、破壊性状を明らかにした。さらに2次元非線形解析を実施し、その曲げ性能を検証した。その結果、材料特性は、建設当時の特性をほぼ保持し、また、PC鋼材を破断させる前のPC桁の曲げ耐力は、材料の実強度などを考慮することにより約2割高い値を示すこと、PCケーブルを3/5束破断した場合でも、終局荷重に対して十分な曲げ破壊安全度を有することを明らかにした。

Key Words : *post-tensioning, 40 years passed PC beam, fracture of PC cable, investigation, load test, safety*

1. はじめに

わが国におけるPC橋は、1951年の長生橋（プレテンション橋）や1954年の第一大戸川橋りょう（本格的なポストテンション橋）が完成して以来、約60年を超える歴史を有している。その間、様々なPC橋が建設され、道路橋においては実に6万橋を超えるPC橋が建設されている¹⁾。代表的なPC橋を示すと、1959年完成の初の張出し架設工法による嵐山橋、1962年完成の初の連続合成桁の愛知川橋、1966年完成のφ32PC鋼棒を使用した当時世界第2位の支間長160mを有する天草3号橋、1972年完成の支間長230mを有する浦戸大橋、1976年完成の当時世界1位の支間長240mを有する浜名大橋と、PC橋の規模・支間長はPC橋の建設当初の何倍にもなり、大きな発展を遂

げてきた。現在に至っては、1991年完成の支間長185mを有するPC斜張橋の東名足柄橋、1994年完成の世界初のエクストラードード橋である小田原ブルーウェイブリッジや波形鋼板ウェブを用いた複合斜張橋である矢作川橋（2005年完成）、複合トラス構造の猿田川橋・巴川橋（2006年下り線完成）などの新技術・新工法を用いたPC橋も建設されるに至っている。

一方で、過去に建設されたPC橋において老朽化に伴う損傷や劣化も多数報告されている。特に、ポストテンション方式におけるPCグラウトの充填不足が主な原因と思われる損傷も散見されており、Bickton Meadows歩道橋（1967年）、Ynys-y-gwas橋（1985年）、ベルギーのヘルデ川橋に架かる橋梁（1992年）では、PC鋼材の腐食が主な原因で落橋に至っており、落橋に至らずとも

Angel Road橋（1980年）やTaf Fawr橋（1982年）、Folly New橋（1988年）、M1 Blackburn Road橋（1990年）、Botley Road橋（1992年）、Niles Channel橋（1999年）、Mid Bay橋（2000年）においてPC鋼材の深刻な腐食や破断が発見されているとの報告もある^{2,3)}。わが国においても、暮坪陸橋⁴⁾や須井川橋⁵⁾、新赤石橋⁶⁾、妙高大橋⁷⁾などでは、PC鋼材が腐食・破断している事例が報告されている。

さらに、高速道路のポストテンション橋においては、PCグラウトの充填が十分でないものが、調査箇所数の約25%もあることが報告⁸⁾されており、PC鋼材の腐食・破断が懸念されている。

また、わが国の高速道路において、PC橋は、橋梁全体の約35%（連数比）を占めており、重要なインフラのひとつとなっている。

このように、PC橋の経年劣化が問題となってきたが、実PC桁の載荷実験事例^{9, 10, 11)}は少ない。また、建設後40年を経たPC橋の材料特性、PCグラウトの物性や性状の変化、さらには、PC鋼材が破断した場合の力学的特性について明らかにしたものはこれまでになく、安全性の観点から検証が求められている。

そこで、本論文では、供用後41年を経過した実PC桁において、経年劣化による材料特性やPC桁の性状、および、PC鋼材が破断した場合の曲げ耐力評価について、実験および解析的に明らかにしたものである。

2. 実験に用いたPC桁の諸元

(1) PC桁の概要

今回、実験に用いたPC桁は、北陸自動車道 金沢西IC～小松IC間に、1971年10月に完成したポストテンション方式単純PCT桁（橋長17.8m、桁長17.74m）である。本橋は、設計活荷重がTL-20からB活荷重に変更されたこと、日本海沿岸から100m以内に位置しているために飛来塩分による塩害が懸念されたことから、これらに伴う補強を検討した結果、1997年に撤去され、その後、静岡県富士市に存置されていたものであり、供用期間25年、撤去後存置期間16年、建設後合計41年を経過している。

PC桁の諸元を表-1に示す。また、撤去状況を写真-1、撤去後の存置状況を写真-2、主要材料の諸元・規格を表-2、PC桁の構造一般図を図-1に、PC鋼材配置図を図-2にそれぞれ示す。なお、後述する調査・実験は、G9桁（中桁）において材料試験および載荷実験を実施した。

(2) PC桁の補修経緯・損傷状況

本橋は前述したとおり、塩害によるコンクリートのひび割れや剥離、剥落、鉄筋の錆汁などが一部で確認されていた。このため、1997年に撤去されるまでの間に断面

写真-1 PC桁の撤去状況（1997年）

写真-2 PC桁の富士市での存置状況

表-1 PC桁の諸元¹²⁾

橋梁名	北陸自動車道 大川橋
型式	PCポストテンション単純T桁
橋長	17.8m
幅員	14.7～15.0m
斜角	82°
桁高	1.0m
設計活荷重	TL-20
適用基準	プレストレストコンクリート 道路橋示方書(S43年) ¹³⁾ 日本道路公団設計要領第二集(S45年) ¹⁴⁾

表-2 PC桁の主要材料・規格¹²⁾

主要材料		規格・設計値等
コンクリートの設計基準強度		400 kgf/cm ² (40 N/mm ²)
鉄筋	D13	SD30 (SD295A)
PC鋼線※	12φ7	引張強度 155kgf/mm ² (1,520N/mm ²) 降伏点応力度 135 kgf/mm ² (1,320N/mm ²) 伸び 5%以上

※ 建設当時、JIS G 3536 (PC鋼線およびPC鋼より線) では、29mmまでの規格しかなく、直径7mmの場合はプレストレストコンクリート道路橋示方書(昭和43年)¹³⁾に記載の規格値を採用。

図-1 PC桁の構造一般図

図-2 PC鋼材配置図

表-3 当該PC桁の経緯

年 月	概 要
1971年10月	工事しゅん功
1972年10月	開通
1982年	断面修復およびライニング実施
1986~1987年	断面修復およびライニング実施
1991~1992年	断面修復およびライニング実施
1995年	外観調査実施 (損傷率*17.0%)
1997年	撤去・移動・静岡県内に存置
2012年	載荷実験

※損傷確認した面積/点検を行った全面積

図-3 G9桁の断面損傷状況

修復とコンクリートライニングによる補修を合計3回実施している。補修履歴は表-3のとおりである。

なお、補修時点での詳細な損傷状況の記録が存在していないため、載荷実験（2012年実施）に先立って、PC桁の損傷状況について外観調査を実施した。外観調査は、コンクリート表面に施工されているエポキシ樹脂被覆を慎重にハンド研磨機により除去した後に、目視により実施した。その結果を図-3に示す。桁下面において断面修復部の一部で浮きや剥離が確認されたが、桁下面以外の損傷は確認されなかった。

3. 40年経過したPC桁の材料特性

(1) コンクリートの強度特性

JIS A 1107（コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法）およびJIS A 1149（コンクリートの静弾性係数試験方法）に準拠し、PC桁からコアを採取し、圧縮強度および静弾性係数試験を実施した。コンクリートコアの直径は100mmとし、ひび割れなどの損傷が少ない箇所を選定し、6箇所から採取した。なお、いずれもウェブ部分から採取している。

圧縮強度および静弾性係数の試験結果を表-4に示す。採取したコアの圧縮強度の平均値は48.7N/mm²であり、設計基準強度400kgf/cm²（40N/mm²）を22%程度上回っていた。建設当時のコンクリートの28日圧縮強度試験の平均値が設計図書⁹⁾に記録されており、それによると

46.0N/mm²である。今回採取したコアの圧縮強度と当時の圧縮強度との差は2.7N/mm²程度であり、ほぼ同程度であると言える。

また、参考に、高速道路における2007年以降に完成した12橋のPC橋建設工事のコンクリートの圧縮強度 f'_c の結果を表-5に示す。設計基準強度 f'_{ck} は、全て40N/mm²である。時代は大きく異なるものの、概ね圧縮強度 f'_c は設計基準強度 f'_{ck} を平均で約25%程度上回る結果であり、本PC桁の結果とも同様な結果である。したがって、実PC橋に用いられているコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度よりも約2割程度高いことを想定する必要がある。

採取したコアの静弾性係数の平均値は、32.6kN/mm²であり、コンクリート標準示方書設計編¹⁹⁾に示されている平均値（全国を調査した結果の平均値 $f'_{ck}=40\text{N/mm}^2$ の場合は31kN/mm²）とほぼ同程度であった。

上記の結果から、コンクリートの圧縮強度および静弾性係数においては、コンクリート自体の劣化はないと言える。

(2) 鉄筋の機械的性質

G9桁の支間中央部の下フランジ部分からコンクリー

表-4 コンクリートの圧縮強度および静弾性係数の試験結果

No	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
1	49.6	33.9
2	48.3	32.0
3	51.4	31.9
4	49.8	31.1
5	44.9	35.4
6	47.9	33.2
平均	48.7	32.9

表-5 PC橋12橋のコンクリートの圧縮強度試験結果

橋梁 No.	試験体数	平均圧縮強度 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)
1	29	48.7	2.5
2	75	48.1	2.9
3	14	49.7	6.2
4	21	51.6	1.8
5	10	47.8	2.1
6	66	48.7	1.2
7	62	48.2	1.7
8	31	47.7	3.5
9	26	56.6	2.9
10	21	55.1	2.0
11	34	50.4	1.3
12	22	47.6	1.9
集計	411	50.0	2.8

トをはつとり、主鉄筋D13を4本採取して引張試験を行った。試験は、JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準拠した。なお、標点間距離は102mmである。試験片の外観状況は、写真-3に示すように大きな腐食等は確認されなかった。

引張試験の結果を表-6に示す。降伏点および引張強さは、JIS G 3112（鉄筋コンクリート用棒鋼）に記載の公称断面積（126.7mm²）を用いて算出した。いずれの試験片においても、JIS規格を満足する結果であり、経年劣化による腐食あるいは孔食は確認されなかった。

(3) PC鋼線の機械的性質

G9桁の支間中央部から、コンクリートおよび鋼製シース、PCグラウトをはつとり、全5束のPC鋼線12φ7のうち2束(C2, C5ケーブル)から素線を採取した。採取したC2ケーブルの素線の状況を写真-4に示す。採取した素線には赤錆が一部観察されるが、孔食は観察されなかった。この赤錆は、支間中央部だけではなく全長にわたって確認され、シースの腐食が確認されないこと、後述するPCグラウトの充填状況が、全長にわたり比較的良好であったため、劣化因子の浸入によるものではなく、経時変化によるものと思われる。

また、これらの素線のうち4本をJIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準拠して引張強度試験を実施した。標

写真-3 鉄筋試験片の外観状況

表-6 鉄筋の引張試験結果

No	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	試験片破 断位置※
1	352.7	538.7	23.0	B
2	352.7	546.6	23.1	B
3	372.5	566.8	25.1	A
4	371.3	565.1	23.7	B
平均	354.4	554.3	23.7	-
規格値	295以上	440-600	16以上	-

※破断位置

A：破断が近い方の標点から原標点距離の1/4以上はなれて破断した場合
B：破断が近い方の標点から原標点距離の1/4より近くで破断した場合

写真4 採取したPC鋼線の状況 (C2ケーブル)

写真5 破断試験後の状況

点間距離は100mmである。なお、PC鋼線の直径はノギスにより、試験体中央部において測定した。破断状況を写真-5に、試験結果を表-7に、試験結果から算出した降伏点および引張強度を表-8に示す。

適用基準である昭和43年制定プレストレストコンクリート道路橋示方書¹³⁾では、伸びの品質規格は5%以上であるが、4本中3本の試験結果は5%に満たない結果であった。原因として、建設当時において品質が規準を満足していなかったこと、または経年により伸び性能が劣化していることが想定される。

そこで、建設当時のPC鋼線の初期品質の伸び性能を確認するため、昭和45年度に実施されたφ7mm、68本の試験成績表を任意に収集したところ、表-9の結果となった。いずれも規格値5%を満足する伸び性能であった。

本PC桁で使用されたPC鋼線のみで伸び性能が小さかったことは考え難く、経年により、0.5%ほど伸び性能が劣ったことが推定される。なお、現行のJIS G 3536 (PC鋼線及びPC鋼より線)の規格では、伸び性能は4.5%以上であり、現行基準は満足することが確認された。

以上から、建設後41年を経過したPC桁に用いられているPC鋼材の降伏点および引張強度は、規格値を十分満足するが、経年によって伸び性能が0.5%程度劣ることが判明した。

表-7 PC鋼線の引張試験結果

No	直径 (mm)	0.2%永久 伸びに対 する荷重 (N)	最大荷重 (N)	伸び (%)	試験 片破 断位 置※
2-1	7.03	58,329	65,511	4.9	A
2-2	7.03	58,403	65,364	4.5	B
2-3	7.02	58,549	65,657	5.1	B
5-1	7.02	57,875	64,775	4.6	B
平均	7.02	58,289	65,327	4.6	-

※破断位置

A：破断が近い方の標点から原標点距離の1/4以上はなれて破断した場合

B：破断が近い方の標点から原標点距離の1/4より近くで破断した場合

表-8 試験結果から算出したPC鋼材の降伏点および引張強さ

No	降伏点 (N/mm ²)	規格値※ (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	規格値※ (N/mm ²)
2-1	1,503	1,323以上	1,688	1,519以上
2-2	1,505	1,323以上	1,684	1,519以上
2-3	1,513	1,323以上	1,696	1,519以上
5-1	1,498	1,323以上	1,676	1,519以上
平均	1,504	1,323以上	1,686	1,519以上

※プレストレストコンクリート道路橋示方書¹³⁾に記載の数値をSI単位系へ換算して記載

表-9 昭和45年度当時のPC鋼材の試験結果の集計

項目等	試験結果等
PC鋼線の試験本数	68 本
伸び (%) の平均値	5.76 %
伸び (%) の標準偏差	0.46
伸び (%) の最小値	5.0 %
伸び (%) の最大値	6.5 %

(4) PCグラウトの材料特性

PCグラウトをPCケーブル1束毎に4試料を採取し、引っかけ試験からPCグラウトの圧縮強度を推定した。引っかけ傷試験および圧縮強度推定は、湯浅らの論文¹⁶⁾に準拠して算出した。

表-10に、引っかけ傷幅の平均値、その引っかけ傷幅から推定した圧縮強度を示す。建設当時のPCグラウトの基準は、プレストレストコンクリート設計施工指針¹⁷⁾によることとなっており、当該指針の4週圧縮強度で200kgf/cm² (20N/mm²) に対してNo. C2ケーブルのPCグラウトは16N/mm²と、これを満足しない結果であるが、概ね基準値を満足しており、PCグラウトの材料特性としては、経年による劣化はないと判断できる。

表-10 引っかかり試験によるPCグラウトの強度推定

ケーブル No.	荷重1.0kgfの場合		荷重0.5kgfの場合	
	引っかかり 傷幅の 平均値 (mm)	推定圧縮 強度 (N/mm ²)	引っかかり 傷幅の 平均値 (mm)	推定圧縮 強度 (N/mm ²)
C1	0.44	26	0.31	26
C2	0.53	19	0.43	16
C3	0.38	28	0.28	31
C4	0.43	26	0.30	32
C5	0.38	28	0.28	31
平均	-	25.4	-	27.2

図4 X線透過法による調査位置

(a) X線透過画像 (b) CR法による画像

写真-6 A2側の[3]の箇所のX線調査結果

4. PC桁のグラウト充填状況と非破壊検査

(1) PCグラウトの充填状況調査

G9桁において、載荷実験実施前にX線透過法、広帯域超音波法、インパクトエコー法により、また、載荷実験終了後には手持式電動工具を用いてコンクリートをはつとり、鋼製シースを露出させ、更に鋼製シースを剥ぎとってPCグラウトの充填状況を目視により明らかにするとともに、非破壊検査との整合を検証し、その適用性について明らかにした。

a) X線透過法

X線透過法では、出力200kVのX線発生器、撮影画像をコンピュータで画像処理を行うCR法(Computed radiography)¹⁸⁾を用いて調査した。調査位置は、X線発生器の出力および調査する時間の制約により、部材厚が18cmのウェブ位置とし、G9桁のC2ケーブルを対象とした。調査位置は図4に示す全18点で実施した。

A2側の[2]箇所¹⁾の調査結果を写真-6²⁾に示す。写真-6の(a)X線透過法では、シース上縁部に黒い影が認められ、この部分でX線透過量が他の部位に比べ多い、つまり空隙があること示している。(b)CR法に画像においても、他の部位に比べてシース上縁部において凹凸が確認でき、空隙があることが確認できる。つまり、この箇所では、PCグラウトは確認されるものの、完全な充填ができていない検査結果であった。一方、A1側の[4]³⁾の調査結果を写真-7⁴⁾に示すが、(a)X線透過法および(b)CR法の両方において、シース上縁部において特異な画像は確認されず、この箇所ではPCグラウトの完全な充填ができていない検査結果であった。

C1ケーブル全体の測定結果を表-11に示すが、PCグラウトは調査した全ての箇所を確認されたが、シーす上縁部において一部空隙が確認される結果であった。

(a) X線透過画像 (b) CR法による画像

写真-7 A1側の[4]の箇所のX線調査結果

表-11 C1ケーブルのX線によるグラウト充填状況

A2側	調査結果	A1側	調査結果
[1]点	充填されている	[1]点	充填されている
[2]点	一部空隙あり	[2]点	充填されている
[3]点	一部空隙あり	[3]点	充填されている
[4]点	一部空隙あり	[4]点	充填されている
[5]点	一部空隙あり	[5]点	一部空隙あり
[6]点	一部空隙あり	[6]点	一部空隙あり
[7]点	一部空隙あり	[7]点	一部空隙あり
[8]点	一部空隙あり	[8]点	一部空隙あり
[9]点	一部空隙あり	[9]点	一部空隙あり

b) 広帯域超音波法

広帯域超音波法を用いたPCグラウト充填調査（以下、WUT：Wide Range Ultrasonic Testing）は、コンクリート上に探触子を配置し、シースからの反射波を受信して、その特性値の差でPCグラウトの充填を判定する方法であ

る¹⁹⁾。超音波は異なる物質の界面で反射する特性があり、図-5、6に示すようにPCグラウト未充填がある場合は大きな反射波を発生する。一方、充填されている場合は反射波は小さくなる。さらに、シースからの反射波は高周波帯域の波が支配的となるため、PCグラウト未充填のシースの場合は高周波帯域の波を受信し、充填されているシースの場合は高周波帯域の波は低周波帯域の波が支配的となる。

また、コンクリート構造物に超音波を発信すると、シースからの反射波に加えて、部材端部からの反射波、鉄筋からの反射波も受信されるため、1回の測定で得られた波形のみではシースからの反射波を抽出できず、PCグラウトの充填判定が困難となるため、多点計測を行ってシースからの反射波を卓越させて分析を行った。多点計測とは、探査対象PCケーブルで1回目の測定を行った後、発信探触子および受信探触子を同一PCケーブルに沿ってスライドさせ、別のポイントで再度測定を行い、これを4回繰り返す。探触子はシース上を移動するため、探触子とシースの位置関係は変わらないが、探触子と鉄筋の位置関係は計測毎に変化する。そのため、それぞれの波形を加算すると、シースからの反射波は卓越し、鉄筋からの反射波は小さくなる。この方法によって得られた結果の周波数分析を行ってPCグラウト充填状況を判定することで、判定精度を高める方法である。

写真-8に広帯域超音波による測定状況を、表-12に測定器機の仕様を示す。

WUTによって、図-7に示すC1、C2、C3、C4、C5の計5箇所PCグラウト充填状況を測定した。なお、発信・受信の探触子間隔は500mmである。

WUTによるPCグラウト充填検査結果を表-13に示す。C3、C4ケーブルは、最下段に配置されているPCケーブルであり、桁の側面形状が変化する位置に配置されている。このため、ウェブからの測定は、発信・受信探触子間隔を確保できず計測不可能であった。また、C2ケーブルは充填、C1、C5ケーブルは、一部充填不足との測定結果であった。

写真-8 広帯域超音波法での測定状況

図-5 広帯域超音波法の測定イメージ図

図-6 広帯域超音波法の反射波振幅のイメージ図

表-12 広帯域超音波法の機器の仕様

項目	仕様
探触子（発信・受信）	φ76探触子（φ95mm）
探傷周波数	2.5~1,000kHz
探触子加電圧	1~500V
測定頻度	78kHz~10MHz

(1) A2 R側での測定箇所

(2) a-a断面図

(3) b-b断面図

図-7 WUTによるPCグラウト充填度測定箇所

表-13 WUTによるPCグラウト充填検査結果

測定箇所	WUTによる結果
C1	空隙有
C2	充填
C3	桁形状により計測範囲が狭く測定不可
C4	桁形状により計測範囲が狭く測定不可
C5	空隙有

図-8 インパクトエコー法による周波数スペクトルのイメージ図

c) インパクトエコー法

インパクトエコー法（以下、IE法）は、部材表面から打撃などによって弾性波を入力し、その共振現象の周波数を高感度変位センサーおよび波形収録機で測定・解析することにより、PC鋼材のグラウト充填状況を調査する手法である²⁰⁾。

図-8に示すように、一方の表面から弾性波を入力して同面でその波形を測定・解析すると、表面と裏面の距離を何度も往復する多重共振（縦波共振）が測定される。測定波形をFFT解析すると、「 $f = \text{部材厚さ} \times 2 \text{ 倍} / \text{弾性波速度}$ 」で算出される周波数にピークとなって現れる。

シース内にPCグラウト充填不足による空隙があると、部材表面とシース表面の間でエコーが生じるためシースのかぶりの2倍に相当する周波数帯にもピークが現れる。これより、測定波形の周波数スペクトルにおいて、かぶりのエコーに相当する周波数にピークがあればPCグラウト充填不足があると判断する方法がIE法である。

図-9にIE法による測定位置を、表-14に測定結果を示す。前述した広帯域超音波法と同様に、IE法においても、最下段に配置されているC4、C5ケーブルの測定においては、桁の形状変化により様々な反射波を受信し、評価不可能であった。C1ケーブル上部では空隙有の評価結果であり、その他の箇所では充填されているとの評価結果であった。

写真-9 インパクトエコー法の測定器機

図-9 IE法による測定位置図（A2R側側面図）

表-14 IE法によるPCグラウト充填検査結果

測定箇所	評価結果
C1（上部）	空隙有
C1（下部）	充填
C2（上部）	充填
C2（下部）	充填
C3	桁の形状変化による反射波が多く評価不可
C4	桁の形状変化により反射波が多く評価不可
C5（上部）	充填
C5（下部）	充填

写真-10 シース、PC鋼材のはつり出し状況

d) 解体によるPCグラウト充填状況の調査

PCグラウトの充填非破壊検査を実施した後、写真-10のように手持式動力工具を用いて実験桁のA2側において、鋼製シースをはぎ取り、その後、手作業で鋼製シースをはぎ取り、PCグラウトの充填状況を目視により

調査した。

C1ケーブルA2側のグラウト充填状況を写真-11に示す。PCグラウトは、全長にわたり概ね充填されていることが確認されたが、シース上縁部に空隙が確認された。この空隙は、概ね幅27mmであり、鋼製シースの直径が45mmであることから、この箇所における未充填率（空隙の断面積比率）は約5%と算出される。この空隙が発生した原因は、空隙がシース上縁部のみに確認されること、ほぼ全長にわたり確認されることから、ブリーディングの発生が大きく影響しているものと思われる。

(2) 非破壊検査の適用性

X線透過法、広帯域超音波法、インパクトエコー法の検査結果と、解体による調査結果を表-15, 16, 17に示す。

X線透過法によるPCグラウト充填検査結果と解体調査結果は、表-15に示すとおり一致し、X線透過法は信頼性の高い非破壊検査手法であると言える。なお、X線透過法は、その出力と検査時間の関係、および対象物を透過させて検査する手法のため、桁下面から検査ができず、

表-15 X線透過法の検査結果と解体調査の比較

箇所 A2側	X線検査結果	解体調査結果 (空隙率)	整合
C1[9]	一部空隙あり	空隙あり (約3%)	○
C1[8]	一部空隙あり	空隙あり (約1%)	○
C1[7]	一部空隙あり	空隙あり (約1%)	○
C1[6]	一部空隙あり	空隙あり (約1%)	○
C1[5]	一部空隙あり	空隙あり (約1%)	○
C1[4]	一部空隙あり	空隙あり (約1%)	○
C1[3]	一部空隙あり	空隙あり (約3%)	○
C1[2]	一部空隙あり	空隙あり (約3%)	○
C1[1]	充填されている	充填されている	○

表-16 広帯域超音波法の検査結果と解体調査の比較

箇所 A2側	WUTによる 結果	解体調査結果 (空隙率)	整合
C1	空隙あり	空隙あり (約3%)	○
C2	充填されている	空隙あり (約1%)	×
C3	測定不可	空隙あり (約3%)	—
C4	測定不可	空隙あり (約3%)	—
C5	空隙あり	空隙あり (約4%)	○

表-17 インパクトエコー法の検査結果と解体調査の比較

箇所 A2側	IE法による 評価結果	解体調査結果 (空隙率)	整合
C1(上部)	空隙あり	空隙あり (約5%)	○
C1(下部)	充填されている	空隙あり (約3%)	×
C2(上部)	充填されている	空隙あり (約1%)	×
C2(下部)	充填されている	—※	—
C3	評価不可	空隙あり (約3%)	—
C4	評価不可	空隙あり (約3%)	—
C5(上部)	充填されている	—※	—
C5(下部)	充填されている	—※	—

※解体時に破損したため評価不可

また、部材厚の厚い箇所での検査が困難なことが課題である。

広帯域超音波法によるPCグラウト充填検査結果と解体調査結果を表-16に示す。本手法は、シースのかぶり厚が変化する部位では測定できず、また、および探触子間隔500mmが必要となるため測定できる箇所が限定される。このため、T桁の側面からの調査では、測定可能なPCケーブルはC1, C2, C5ケーブルの3本のみであった。また、測定結果においても、空隙率1%の小さい場合は、その反射波も小さくなるため誤判定する結果であった。

インパクトエコー法によるPCグラウト充填検査結果と解体調査による結果を表-17に示す。本手法は、弾性波の反射波により空隙を検査する手法であるため、桁形状が変化するC3, C4ケーブルでは、反射波を多く受信し評価できない結果であった。このため、本手法が適用できる箇所は部材厚が一定で、その範囲が広いウェブ部

分などに限定される。また、その精度は、空隙が約3%未満の場合においては誤判定であった。小さな空隙においては、その反射波も小さくなることが要因であり、その精度向上も課題として残る結果であった。

本非破壊検査に用いたG9桁では、ほぼ全長わたって数%の空隙がある状態であり、完全に充填されている箇所は非破壊検査実施箇所1箇所のみであった。また、広帯域超音波法とインパクトエコー法において解体調査との整合性を比較できる箇所が3箇所のみであったため、精度については更なる検討が必要である。

5. PC桁に導入されている有効プレストレス

応力解放法により、PC桁に導入されているプレストレスを推定した。応力解放法は、コンクリート表面に貼付した直交のひずみゲージの周囲をコアリングにより溝切を行い、溝切により解放させたひずみから導入されているプレストレス量を求めるものである。なお、応力解放法は、載荷実験前に実施した。

図-10 にプレストレスを推定するためのひずみ計測位置を示す。応力解放法では、粗骨材の影響を考慮して、ひずみゲージ長は 74mm のものを用いることが一般的であるが、この場合、使用するコンクリートコアは径 100mm となり、また、コアの切込み深さも 160mm (削孔率：切込み深さ/コア径=1.6 倍) 程度必要となり、鉄筋や PC シース切断など、桁への影響が懸念された。このため、渡瀬らの論文²⁰⁾を参考に、本試験では、40mm のひずみゲージを使用し、コンクリートコアは径 50mm、切削深さ 18mm (削孔率 0.36 倍) で測定した。

PC 桁のように持続応力が一方向に卓越する場合は、 x 方向については有効応力、乾燥収縮およびクリープの鋼材による拘束応力が主であり、 y 方向については乾燥収縮の鋼材による拘束応力が主となる。これらの応力が解放されることによって弾性ひずみと直角方向にポアソンひずみが生じるとして、 x 方向と y 方向の解放ひずみの差を整理し、 x 方向の有効応力が解放される時の x 方向の弾性ひずみは、式(2)で表わされる。これに、コンクリートの弾性係数を乗じることにより有効応力が求められる (式(1))。

$$\sigma_{x,e} = -E_{x,c} \cdot \Delta \varepsilon_{x,e} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{x,e} = & \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{1 + \nu} \left(\frac{2 - \varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} \right) - \frac{\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}^2 \cdot \varepsilon_{sh,t,x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} \\ & - \varepsilon_{sh,t,x} (\gamma_{1x} - \gamma_{1y}) \left(\frac{2 - \varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}}{2 - 3\varphi_{t,x} \cdot \gamma_{1x}} \right) \quad (2) \end{aligned}$$

$$\gamma_{1x} = \frac{E_{x,s} \cdot A_{x,s}}{E_{x,c} \cdot A_{x,c} + E_{x,s} \cdot A_{x,s}} \quad (3)$$

$$\gamma_{1y} = \frac{E_{y,s} \cdot A_{y,s}}{E_{y,c} \cdot A_{y,c} + E_{y,s} \cdot A_{y,s}} \quad (4)$$

ここに、

$\sigma_{x,e}$: x 方向の有効応力、

$\Delta \varepsilon_{x,e}$: x 方向の有効応力が解放されるときの x 方向の弾性ひずみ、

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$: コア削孔により解放される x 方向および y 方向の全ひずみ、

ν : コンクリートのポアソン比、

$\varphi_{t,x}$: 材齢 t における x 方向のコンクリートのクリープ係数 (土木学会コンクリート標準示方書など適切な予測式による)、

$\varepsilon_{sh,t,x}$: 材齢 t における鋼材による拘束がない場合の x 方向のコンクリートの乾燥収縮ひずみ (土木学会コンクリート標準示方書など適切な予測式による)、

$E_{x,c}, E_{y,c}$: x 方向および y 方向のコンクリートの弾性係数、

$E_{x,s}, E_{y,s}$: x 方向および y 方向の鋼材の弾性係数、

$A_{x,c}, A_{y,c}$: x 方向および y 方向のコンクリートの単位長さ当たりの断面積、

$A_{x,s}, A_{y,s}$: x 方向および y 方向の鋼材の単位長さ当たりの断面積、

である。

表-18に応力解放法により測定されたひずみおよび式(1)および(2)から得られた有効応力と当初の設計書から求めた計算値を示す。なお、計算に用いた物理定数は表-19のとおりである。

当該 PC 桁の設計図書⁹⁾でのプレストレス導入直後における PC ケーブルの応力度は、97.7kgf/mm² (958N/mm²) であり、有効係数は 0.822 である。実験実施時に想定される設計計算時の PC ケーブルの応力度は有効係数より、80.3kgf/mm² (787N/mm²) であり PC ケーブルの張力は 1,817kN と算定される。

応力解放法で測定した結果、自重とプレストレスによるコンクリート下縁に発生している応力度は載荷実験前で 12.2N/mm² である。測定されたコンクリート下縁応力度から逆解析により PC ケーブル応力度を算出した結果、856N/mm² と算定された。

応力解放法による PC ケーブルの応力度 (856N/mm²) は、設計計算値 (787N/mm²) と比較して 12% 程度大きい。異なっている理由としては、プレストレストの緊張管理において引き止め点より大きく管理していたため、プレストレス導入力が設計値より大きいこと、クリープ・乾燥収縮が設計計算より小さいことが想定され、また、応力解放法による測定誤差も考えられる。

図-10 応力解放法によるひずみ計測位置

表-18 桁下縁における応力解放法の測定結果と設計計算値との比較

項目	測定値等
x方向の測定ひずみ	-311 μ
y方向の測定ひずみ	54 μ
桁下縁の応力度の推定値	12.2N/mm ²
上記から計算されるPC鋼線応力度	856N/mm ²
設計図書から算定される桁下縁の応力度	10.2N/mm ²
設計図書によるPC鋼線応力度	787N/mm ²

表-19 コンクリート下縁応力度算出のための物理定数

項目	定数	出展
ポアソン比	0.167	コンクリート標準示方書 ¹²⁾
クリープ係数	1.37	〃
乾燥収縮ひずみ	517 μ	〃
コンクリートの弾性係数	32.9kN/mm ²	試験結果(表-4)
鋼材の弾性係数	200kN/mm ²	コンクリート標準示方書 ¹²⁾

※149.1kN：設計当時の設計荷重

図-11 荷重実験の流れ

図-12 荷重位置と変位計の設置位置

6. PC桁の曲げ荷重実験

(1) 実験概要

G9桁を用いて、PC桁の曲げ耐力を検証する目的で荷重実験を実施した。荷重実験では、PCグラウト充填不足によりPC鋼材が腐食・破断した状況を再現することを目的に、 $\phi 7\text{mm}$ の素線12本のPCケーブル5束を、1束ずつ機械的に強制破断させ、切断後に荷重実験を実施した。また、PCケーブル5束中4束切断後には、破壊まで荷重した。実験の流れを図-11に示す。また、荷重実験の状況を写真-12に示す。

PCケーブルの強制破断にあたっては、コンクリート乾式コアカッターを用いた。強制破断の事前準備として、PC桁の中央部から250mm離れた箇所に外径 $\phi 54\text{mm}$ のコアを削孔しておき、順次、削孔したコア部においてコアカッターによりPCケーブルを破断させていった。

図-13 ひずみゲージ設置位置

計測は図-12に示す変位計、および図-13に示す電気式ひずみゲージを下フランジ下面と支間中央ウエブ側面、支間中央上フランジ上面に設置した。

写真-12 載荷実験の状況

(a) 削孔位置

(b) 削孔位置詳細 (側面) (c) 削孔位置詳細 (断面)

(d) 削孔位置の拡大図 (断面)

図-14 PCケーブル切断のためのコア削孔位置

(2) 載荷実験結果

a) PCケーブル破断の影響範囲

PCケーブル破断のためのコア削孔は、ひずみやたわみ計測機器と干渉しないように、桁中心位置から250mmずらした位置とした(図-14参照)。

PCケーブル切断時には、PC鋼線全12本の素線 $\phi 7\text{mm}$ を1本ずつ破断させるべく慎重に実施した結果、破断音やAEセンサによるAE波形検知により、素線1本ずつ破断した事を確認している。

PCケーブル1束目(C4)、2束目(C3)、3束目(C5)、4束目(C2)のそれぞれの素線切断後のPC桁下面のコンクリート表面の増加ひずみを、図-15、図-16、図-17、図-18に示す。また、PCケーブル1束目切断後、2束目切断後、3束目切断後、4束目切断後のPC桁下面のコンクリート表面の増加ひずみを図-19に示す。

図-15 PCケーブル1束目破断時のコンクリート表面増加ひずみ

図-16 PCケーブル2束目破断時のコンクリート表面増加ひずみ

PCケーブル3束目(C5ケーブル)切断時の増加ひずみが比較的小さな値を示しているが、切断によってプレストレスが不均等となった影響、またはひび割れの発生位置とゲージの影響等と思われる。

PCケーブル1束目および2束目の破断が影響を及ぼす範囲は、その増加ひずみの増加度合いから、切断位置から $\pm 300\text{mm}$ 程度から $\pm 1,200\text{mm}$ 程度である。3束、4束目切断時には、その影響範囲は $\pm 1,500\text{mm}$ 程度まで広がっている。これまでのPC鋼材切断実験など²²⁾によると、PC鋼材破断の影響範囲はプレテンション方式の付着定着長 65ϕ と同程度との報告がある。これより影響範囲を算出すると、付着定着長 $65\phi=455\text{mm}$ と算出されるが、本実験においては、この付着定着長より長い範囲でPC鋼材破断の影響が確認できる。これはPCグラウトの充填特性が影響していると思われる、後述するとおりPCグラウトが完全に充填されていないことが一つの原因であると思われる。

図-17 PCケーブル3束目破断時のコンクリート表面増加ひずみ

図-18 PCケーブル4束目破断時のコンクリート表面増加ひずみ

図-19 PCケーブル切断後のコンクリート表面ひずみの影響図

b) 変位性状

PC鋼線切断前とPCケーブル1束, 2束, 3束, 4束切断後における荷重と桁中央での変位の関係を図-20に示す。実験は, PCケーブル4束切断後, PC桁の破壊まで载荷を実施したが, ひび割れ幅が大きくなり, 荷重制御での载荷が不可能となったため, 変位制御にて破壊まで実施した。なお, 破壊時の荷重は168kN, 変位は199.48mmであった。

図-21に変位30mmまでを拡大して示す。PCケーブル2束切断時までは, 概ね初期状態の供試体の変形性能と同一の性状を示している。PCケーブル3束および4束切断後において, そのPC鋼線切断の影響により剛性が低下し, 変位が大きくなっている。

図-22に初期状態での载荷実験における桁のたわみ分布を示す。図-23にはPCケーブル2束, 図-24にはPCケーブル3束を, 図-25にはPCケーブル4束切断後の载荷実験における桁のたわみ分布を示す。集中した箇所においてPCケーブルを破断させているため, 桁のたわみ分布は初期状態と異なり, 1点で集中して折れ曲がっている。特に, PCケーブル4束切断後の载荷実験におけるたわみ分布は, その傾向が顕著となっている。

図-20 実験における荷重-変位関係

図-21 実験における荷重-変位関係の拡大図

図-22 初期状態での荷重実験におけるたわみ分布

図-23 PCケーブル2束切断後の荷重実験におけるたわみ分布

図-24 PCケーブル3束切断後の荷重実験におけるたわみ分布

図-25 PCケーブル4束切断後の荷重実験におけるたわみ分布

写真-13 破壊時の状況 (荷重168kN)

写真-14 破壊時の桁の全景

写真-15 破壊断面の状況

c) 破壊性状

PCケーブル4束目を破断後、破壊するまで荷重を行った。破壊は桁中央に発生したひび割れ幅が急激に増大し、荷重約168kN、たわみ量199.48mmに達した際に、鉄筋およびPC鋼線の破断音を伴い曲げ引張り破壊した。破壊後の状況を写真-13, 14に示す。また、破壊時に破断し

と思われる鉄筋、PC鋼材の状況を写真-15に示す。なお、写真-13に示すようにPC桁上部でコンクリートの圧壊は生じていない。

7. 解析的検討

(1) 解析の前提条件

載荷実験によるG9桁の挙動を、2次元のFiberモデル²³⁾を用いて解析した。

a) 材料モデル

解析に用いる材料モデルは、材料規格値を用いた材料モデル、およびコンクリートの圧縮強度試験、鉄筋およびPC鋼材の引張試験の平均値を用いてトリリニアによりモデル化を行った試験値モデルの2種類である。材料モデルを図-26、27、28に示す。なお、コンクリートの圧縮側の終局ひずみは $3,500\mu$ とし、引張側軟化曲線等については考慮していない。鉄筋およびPC鋼材は、弾性係数を 200kN/mm^2 として引張試験による降伏強度および引張強度の平均値を用いてトリリニアによりモデル化を行った。鉄筋については、降伏後のひずみ硬化による応力増加を考慮するため、降伏強度以降を弾性係数の $1/100$ 倍で引張強度まで応力増加するモデルとした。

また、解析に用いる材料モデルと規格値モデルの諸元を表-20、21、22に示す。

図-26 コンクリートの応力-ひずみモデル

図-27 鉄筋の応力-ひずみモデル

b) 解析モデル

解析モデルを図-29、30に示す。支点から載荷位置までの区間は、要素長 250mm をモデル化し、等曲げ区間はコア削孔を考慮し、要素長 50mm をモデル化した。

試験供試体は、桁中央付近から $1,000\text{mm}$ 区間の桁下縁において 50mm の深さで浮きが生じていた。このため、この区間においては、断面欠損としてモデル化している。また、浮きなどのない断面修復部は、桁本体と同様のコンクリート材料としてモデル化した。なお、PC鋼材切断方法として、 $\phi 54\text{mm}$ コア抜きを行っておき、その後、コア切削機により切断をすることから、切断前はシース手前までを断面欠損させ、PC鋼材切断後は、シース位置まで断面欠損させるモデルとした。コンクリートについては、載荷実験前に確認されたコンクリートの浮きなどの損傷、コア削孔による断面欠損、およびコア削孔に伴う鉄筋破断を考慮した。

また、PCケーブルの切断による影響は、切断位置から $\pm 300\text{mm}$ の範囲において破断させたPCケーブルを考慮せずモデル化した。

図-28 PCケーブルの応力-ひずみモデル

表-20 コンクリート材料モデル諸元

項目	材料試験値	規格値
圧縮強度	48.7N/mm^2	40N/mm^2
弾性係数	32.9kN/mm^2	31kN/mm^2

表-21 鉄筋の材料モデル諸元

項目	材料試験値	規格値
降伏強度	354N/mm^2	295N/mm^2
引張強度	554N/mm^2	440N/mm^2
弾性係数	200kN/mm^2	200kN/mm^2
破断伸び	23.7%	15%

表-22 PC鋼材の材料モデル諸元

項目	材料試験値	規格値
降伏強度	1504N/mm^2	1323N/mm^2
引張強度	1686N/mm^2	1519N/mm^2
弾性係数	200kN/mm^2	200kN/mm^2
破断伸び	4.6%	5.0%

図-29 断面のモデル化

図-30 要素モデル

これは、プレテンション方式における付着定着長 65ϕ ($=455\text{mm}$) の0.66倍である。鉄筋についてもPC鋼線切断時に一部を切断していることから、切断した鉄筋については、付着定着長 20ϕ の約0.5倍として切断位置から $\pm 150\text{mm}$ の範囲において切断した鉄筋がないものとしてモデル化した。

c) 解析結果

解析モデルの妥当性を検証するために、コア削孔前の初期状態において、荷重と桁中央のたわみの関係の実験と解析の比較を実施した。なお、解析に用いた材料モデルは、図-26, 27, 28 に示す材料試験値モデルを採用している。

比較結果を図-31 に示すが、実験と解析は、ほぼ一致している。よって、劣化部の断面欠損のモデル化は妥当

図-31 初期状態における荷重とたわみの関係

図-32 荷重とたわみの実験値と解析値の関係

であると言える。

PC ケーブルを 4 束切断後の荷重と桁中央部の変位の関係を図-32 に示す。解析結果は、載荷荷重 170kN で PC ケーブルが破断して曲げ引張破壊する結果となった。実験値と解析値を比較すると、荷重 100kN までは、実験値と解析値がほぼ一致しており、PC 桁の挙動を推定できている。しかし、荷重 100kN を超えるとたわみは、解析値が実験値のたわみと比較して小さい傾向を示す結果となった。解析値のたわみが小さくなる理由として、前述したとおり、破断した PC ケーブルの付着定着長の範囲が 65ϕ より大きく、この影響と思われる。

そこで、PC ケーブルの付着定着長の影響を把握するため、切断した PC ケーブルをモデル化していない範囲、すなわち、定着位置を変化させて、実験結果との比較を行った。付着定着長 65ϕ の 0.75 倍～1.75 倍とした時の荷重とたわみの解析結果を図-33 に示す。また、図-34 に付着定着長 65ϕ の 1.5 倍 ($=\pm 700\text{mm}$) において PC 鋼材を考慮しないモデルの荷重とコンクリート上縁ひずみの関係を示す。

実験値と付着定着長の影響をパラメータとした解析結果を比較すると、弾性域では初期モデルが、降伏域初期では付着定着長 65ϕ の 1.0～1.2 倍 ($\pm 455\sim\pm 550\text{mm}$) の範囲において PC 鋼材をモデル化しないケースが、降伏域

図-33 付着定着長を変化させた荷重-たわみの関係

図-34 付着定着長の1.5倍を考慮しない場合の荷重-コンクリート上縁のひずみ関係

後半から破壊時までは付着定着長 65ϕ の1.5倍 ($\pm 700\text{mm}$) の範囲においてPC鋼材をモデル化しないケースが最も一致する。これは、載荷試験によって付着定着長が大きくなっていったことが想定され、PC桁破壊時のPCケーブルの破断の影響は、プレテンション方式で用いられる付着定着長 65ϕ より大きく、約1.5倍におよぶことが明らかとなった。

8. 実橋におけるPC鋼線破断の影響

載荷実験では、PCケーブルを切断するために、コア削孔を実施し、一部の鉄筋を切断している。実構造物では、PCグラウト充填不足により、PCケーブルのみが先行して腐食し、破断に至っている事例もある。そこで、

PCケーブルのみが破断した場合を想定し、コア削孔および断面欠損がないPC桁の曲げ耐力の影響を解析的に検討した。

解析に用いる材料モデルは、表-20, 21, 22, 図-26, 27, 28に示す材料試験値モデルと規格値を用いたモデルである。PCケーブルの破断による影響は、実験の再現解析から破壊時の解析モデルを適用し、破断位置から付着定着長 65ϕ の1.5倍 ($\pm 700\text{mm}$) の区間についてPCケーブルを考慮しない解析モデルとした。PCケーブルの破断位置は、実験と同様の位置とした。

解析ケースは、Case 0: 規格値を用いた材料モデルでPCケーブルの破断がない場合、Case1-0: 試験値を用いた材料モデルでPCケーブルの破断がない場合、Case1-1: 試験値を用いた材料モデルでPCケーブルが1束破断した場合、Case1-2: 試験値を用いた材料モデルでPCケーブルが2束破断した場合、Case1-3: 試験値を用いた材料モデルでPCケーブルが3束破断した場合である。なお、PCケーブルの破断は、下端側に配置されているC1, C3, C4ケーブルを破断させている。解析ケースを表-23に示す。

解析におけるPC桁破壊時の鉄筋、PC鋼材、コンクリートのひずみを表-24に示す。PCケーブルの破断がないCase0, Case1-0はコンクリートの圧壊により桁が破壊する結果となり、その際に鉄筋、PC鋼材ともに降伏している。PCケーブルが1束破断の場合は、コンクリートが圧壊した際に、PC鋼材も破断ひずみに近いことから、ほぼ同時に破壊する結果であった。PCケーブルが2束破断および3束破断のCase1-2, Case1-3のケースでは、PCケーブルの破断が先行して破壊に至る結果となった。

表-25に各ケースの曲げ耐力およびCase0の曲げ耐力を100とした場合の各ケースの比率を示す。また、図-35に各ケースの荷重と桁中央部のたわみの関係を示す。なお、参考に当初設計計算時における設計荷重および終局荷重(破壊抵抗曲げモーメントから算出した破壊荷重)も示す。Case0のPCケーブルが破断していない場合の曲げ耐力は 696kN である。これに対して、Case1-0では、曲げ耐力が 878kN となり、規格値を用いた材料モデルに対して、試験値を用いた材料モデルを採用することで126%となった。Case1-1のPCケーブルが1束破断すると、曲げ耐力は 705kN となり、Case0と比較すると101%とほぼ同等の曲げ耐力となった。さらにPCケーブルを2束破断したCase1-2では、曲げ耐力が 527kN に低下し、PCケーブルを3束破断したCase1-3では、曲げ耐力が 362kN となった。

当時の設計活荷重(TL-20)相当の載荷荷重は 149.1kN 、現行活荷重であるB活荷重相当の載荷荷重は 166.0kN であるが、PCケーブルを3束破断した場合においても、材料モデルに試験値を用いることで、設計活荷重に対して十分な曲げ耐力を有していることが明らかとなった。

表-23 解析ケース

検討ケース	材料モデル	PCケーブル 破断束数
Case 0	規格値	0束
Case1-0	試験値	0束
Case1-1		1束
Case1-2		2束
Case1-3		3束

表-24 破壊時の各材料のひずみ

ケース	上段：PC桁の破壊時のひずみ(μ) 下段：材料の破断ひずみ(μ)		
	最下段 鉄筋	最下段 PCケーブル	上縁 コンクリート
Case 0	30,395 μ (150,000 μ)	33,743 μ (50,000 μ)	3,500 μ (破壊)
Case1-0	34,872 μ (237,000 μ)	38,255 μ (46,000 μ)	3,500 μ (破壊)
Case1-1	42,586 μ (237,000 μ)	45,724 μ (46,000 μ)	3,500 μ (破壊)
Case1-2	42,853 μ (237,000 μ)	46,000 μ (破断)	2,963 μ (3,500 μ)
Case1-3	428,535 μ (237,000 μ)	46,000 μ (破断)	2,420 μ (3,500 μ)

表-25 破壊時の荷重

ケース	破壊荷重	破壊形態	割合
Case 0	696kN	コンクリートの 圧縮破壊	100%
Case1-0	878kN		126%
Case1-1	705kN	コンクリートの 圧縮破壊 ≡PC鋼線破断	101%
Case1-2	527kN	PC鋼線破断	78%
Case1-3	362kN		52%
設計荷重作用時	(149.1kN)	-	-
終局荷重作用時※	(297kN)	PC鋼線破断	-

※プレストレストコンクリート道路橋示方書¹⁹⁾における破壊に対する安全度の照査に用いる荷重 (1.3×死荷重+2.5×活荷重)

さらに、PCケーブルを3束破断した場合の曲げ耐力は、終局荷重作用時の荷重297kNを上回った。材料モデルに実際の材料試験結果を採用することにより、断面破壊に対する安全性も満足する結果となった。

以上から、材料モデルに試験値を採用することにより、規格値でモデル化した場合と比べて、曲げ耐力が約2割増加し、PCケーブル全5束中1束破断した場合の曲げ耐力とほぼ同等であることが判明した。また、PCケーブル全5束中3束破断した場合でも、終局荷重作用時において破壊に対する安全度は、これを満足することが判明した。

図-35 荷重と桁中央部のたわみの関係

9. 結論

建設後40年を経過した実PCT桁について、材料試験、解体調査およびPCグラウトの非破壊検査、曲げ破壊実験、非線形解析を実施した。その結果、本PCT桁において、下記が明らかとなった。

(1) 建設後40年を経過した材料

a) コンクリート強度について

コンクリートの圧縮強度については、設計基準強度の22%程度高い結果であった。これは、コンクリートの品質管理において、材料の不均一性、計量誤差、骨材の表面水量の変化などを考慮して、コンクリートの変動係数を考慮しているためであり、一般に高速道路の工事では、変動係数9%を考慮している。また、建設当時の圧縮強度の平均値46.0N/mm²と同等であり、コンクリート自体の劣化は認められない。

b) 鉄筋について

鉄筋については、引張強度においても規格値を満足する結果であり、腐食も散見されなかったことから、経年による劣化はないと判断できる。

c) PC鋼材について

PC鋼材においては、引張試験の結果、引張強度においては規格値を満足するが、伸び性能においては、当時の規格値5.0%を満足しないケースが認められたことから、経年により伸び性能の低下が懸念される。しかし、現行のJIS規格4.5%は満足する結果であった。

d) PCグラウトについて

PCグラウトの充填状況は、概ね充填が確認されたが、ほぼ全長にわたって約1~5%程度の空隙が確認された。原因として、PCグラウト注入の技術が未熟であったこ

と、ブリーディングの発生によるものと推測される。また、PCグラウトの強度は、引っかき試験による推定では 25N/mm^2 程度であり、建設当時の規格 20N/mm^2 以上であり、劣化等はないと思われる。

(2) PCグラウトの非破壊検査

X線透過法、広帯域超音波法、インパクトエコー法によりPCグラウト充填の非破壊検査を実施し、解体調査によりそれぞれの方法を検証した。

a) X線透過法

X線透過法によるPCグラウト充填検査は、解体調査結果と一致する結果であった。しかし、適用できる部位は、出力と計測時間の関係から、T桁の比較的薄い部材のウェブのみであり、全長にわたってPCグラウトを検査することはできない。

b) 広帯域超音波法

広帯域超音波法では、PC鋼材のかぶりが等しい部分で、探触子間隔 500mm が必要なため、その適用できる範囲が限定される。また、PCグラウトの空隙率が3%未満と小さい場合は、その精度に課題が残る。

c) インパクトエコー法

インパクトエコー法では、桁形状が変化する部位では、反射波を多く受信し評価できない。このため、本手法が適用できる箇所は、T桁の場合はウェブ部分などに限定される。また、PCグラウトの空隙率が3%未満と小さい場合は、その精度に課題が残る。

(3) 実PC桁の破壊実験と解析結果

a) 有効プレストレスについて

有効プレストレスを応力解放法により測定した結果、設計計算値より12%程度大きい結果であった。緊張作業において、設計値より大きな緊張力を導入する施工管理方法、クリープ・乾燥収縮の影響、応力解放法による測定の誤差がこの要因の一部と思われる。

b) 切断されたPCケーブルの付着定着について

PC鋼線をコアカッターにより強制破断させ、コンクリート表面ひずみの変化量を測定した。強制破断した場合のコンクリート表面ひずみの影響範囲は、破断位置から $\pm 700\text{mm}$ 程度となり、プレテンション方式の付着定着長 65ϕ ($\approx 455\text{mm}$) の約1.5倍であった。これは、PCグラウトが完全に充填されていないことが原因と推定される。

また、載荷実験と非線形解析を比較した結果、切断位置から付着定着長 65ϕ の1.5倍の $\pm 700\text{mm}$ のPCケーブルを考慮しない場合、実験と解析のたわみが整合した。

c) 解析による実PC桁の曲げ耐力

非線形解析により、PC桁の曲げ耐力を算定した。その結果、コンクリート強度、鉄筋、PC鋼材の実強度および実際の伸び性能を見込むことで、規格値を用いた解

析値より26%高い曲げ耐力となった。

d) PCケーブル破断による曲げ耐力

PCケーブル1束破断させた非線形解析による曲げ耐力は、材料モデルに規格値を用いた場合のPCケーブルの破断がない場合の結果と同等であった。これより、PCケーブル全5束中1束(20%)が破断したとしても、本PCT桁の曲げ耐力は、十分安全である。

さらに、PCケーブル全5束中3束(60%)破断した場合でも、設計荷重を十分上回る曲げ耐力を有し、終局荷重作用時における曲げ破壊安全度においても、これを満足することから、本PCT桁においてはPCケーブルが全5束中3束破断した場合でも、十分な安全性を有することが明らかとなった。

以上、供用後40年を経過した塩害地域に架橋された実際のポストテンション方式PCT桁橋において、コンクリートや鉄筋、PC鋼材の強度などの材料特性について明らかにするとともに、非破壊検査および解体調査によってPCグラウト充填状況および非破壊検査の適用性を明らかにした。また、曲げ載荷実験および非線形解析を実施し、その曲げ耐力を明らかとした。

今後、PC鋼材破断の非破壊検査手法、PC鋼材が破断した場合のモニタリング手法について検討し、PC橋の維持管理のあり方について更なる検討を実施していきたい。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：平成 24 年度道路構造物に関する基本データ集，国土技術政策総合研究所資料第 776 号，2014.1.
- 2) Florida Dot：Mid Bay Bridge Post-Tensioning System Evaluation, February 2001.
- 3) Concrete Society UK：Durable Bonded Post-Tensioned Concrete Bridges, 2nd edition, 2001.
- 4) 三浦尚，西川和廣，見波潔，上阪康雄：暮坪陸橋の塩害による損傷と対策(2) PC 鋼材の腐食とその補強対策，橋梁と基礎，Vol. 27, No. 12, pp. 37-40, 1993.12.
- 5) 鴨谷知繁，森川英典，白川祐太：実橋の腐食ひび割れを考慮した塩害劣化 PC 橋の安全性低下予測，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32, No. 2, pp. 517-522, 2010.
- 6) Minagawa, H., Koda, Y. and Hisada, M.：Inspection of PC bridge girders severely damaged in coastal environment, Safety, Reliability and Risk of Structures, Infrastructures and Engineering Systems, pp. 653-660, 2009.
- 7) 小林憲一，大平英生，登石清隆，羽田伸介：妙高大橋の PC ケーブル破断調査と対策，橋梁と基礎，Vol. 45, No. 9, pp. 32-38, 2011.9.
- 8) 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会報告書，pp. 47, 2014.1.22.
- 9) 長岡技術科学大学，長岡工業高等専門学校，新潟県コンクリートメンテナンス研究会：鱗崎橋載荷試験

- 報告書, 2011.6.
- 10) 土木研究所：塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究 (II) , 土木研究所資料第 3809 号, 2001.3.
 - 11) 松沢正和, 木村嘉富, 本間英貴, 花井拓：塩害を受けたポストテンション PCT 桁の臨床研究—PC 鋼材の付着特性に着目した載荷試験—, プレストレストコンクリート, Vol. 55, No. 3, pp. 68-73, 2011.3.
 - 12) 日本道路公団高速道路金沢建設局, 北海道ピー・エス・コンクリート(株)：北陸高速道路安原川橋他 5 橋 (PC 上部工) 工事 大川橋設計計算書, 1971.
 - 13) (社)日本道路協会：プレストレストコンクリート道路橋示方書・解説, 1969.1.
 - 14) 日本道路公団：設計要領第二集, 1970.1.
 - 15) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書[設計編], 2008.3.
 - 16) 湯浅昇, 笠井芳夫, 松井勇, 篠崎幸代：引っかけ傷によるコンクリートの圧縮強度試験方法の提案, 日本非破壊検査協会, シンポジウム「コンクリート構造物の非破壊検査への期待」論文集, Vol. 1, pp. 115-122, 2003.
 - 17) 土木学会：プレストレストコンクリート設計施工指針, 1961.8.
 - 18) 諸隈成幸, 有井一晃, 荒居祐基, 池田茂：デジタル X 線検査システムによる構造物内部検査法に関する考察, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集, pp. 207-208, 2004.9.
 - 19) 原幹夫, 本間淳史, 青木圭一, 廣瀬正行：広帯域超音波探査法を用いた PC グラウトの充填度測定, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, No. 12, pp. 61-64, 2003.9.25.
 - 20) 鎌田敏郎, 内田慎哉, 角田瑩, 佐藤浩二：実橋梁 PC 桁での非破壊試験による PC グラウト充填評価方法に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol. 68, No. 4, pp. 238-250, 2012.
 - 21) 渡瀬博, 二井谷教治, 高橋聖二, 石田真知, 綾野克紀：浅切り方式によるコア応力解放法の提案とその適用性, コンクリート構造物の補修補強アップグレード論文報告集, Vol. 12, pp. 49-54, 2012.
 - 22) 高橋功, 貝原巨利, 長田光司, 野島昭二：PC 鋼材破断に伴うプレストレスの変化に関する実験的検証, プレストレストコンクリート技術協会第 14 回シンポジウム論文集, pp. 607-610, 2005.11.
 - 23) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳：非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, No. 5, pp. 309-314, 1995.10.

(2014. 12. 16 受付)

ASSESSMENT OF THE PC BRIDGE ESTIMATED BY THE PROPERTY OF AFTER 40 YEARS PASSED PC BEAM

Keiichi AOKI, Shinya WATANABE, Takashi SANGA, Kenichi MIYANAGA
and Hiroshi MUTSUYOSHI

On the post-tensioning PC bridges, fracture of PC cable by not filling PC grout has been reported in the world. However, there is no report which clarified the quality about safety when PC cable fracture.

In this study, we investigated the characteristics of concrete, rebar, PC cable, PC grout and filling situation of PC grout. Moreover, we carried out the loading test and nonlinear analysis using PC bridge, which constructed after more than 40 years.

According to the experiment results, it is clear that materials did not deteriorate and the ultimate load was higher than the design ultimate load by approximately 20 percent. Even though 1/5 of the PC cable was fractured, ultimate load of the PC bridge was almost same as the design load. But, when 3/5 PC cable was fractured, the ultimate load was comparatively greater than the design load.