論文　損傷したPC梁の力学的性状評価と補修・補強効果

長塚　宗汰[*1]・吉田　祐太[*2]・牧　剛史[*3]

要旨：供用年数の長いPC構造物は定着部の劣化やPC鋼材の腐食・破断が問題となっているが，現状では損傷したPC構造物の曲げ性状を精度良く評価する手法は未確立である。本研究では，定着部の劣化やPC鋼材の腐食・破断を模擬したPC梁の載荷実験を行い，耐荷力が著しく低下することを明らかにした。また，素線破断で減少したプレストレスを補うように外ケーブル補強を行うことで，梁の初期剛性や最大荷重，ひび割れ発生荷重を回復させる効果を確認した。さらに，非線形FEM解析により，緊張力解放時や素線破断時のPC鋼材ひずみ性状，梁の破壊挙動を概ね適切に評価可能であることを明らかにした。

キーワード：PC梁，定着部の劣化，グラウト再充填，PC鋼材の破断，外ケーブル補強，非線形FEM解析

1. はじめに

長期間に渡って供用されているPC橋では，桁端定着部や上縁定着部の劣化が発生し，それに伴うプレストレスの低下が問題となっている。また，日本の高速道路における供用年数の長いPC橋では，グラウト未充填や充填不足に起因するPC鋼材の腐食・破断事例が報告されている[1)]。このようなPC構造物に対して早急な安全性評価を行っていく必要があるが，現状では損傷したPC構造物の曲げ性状を精度良く評価する手法は未だ確立していない。この課題に対して，現在までに，PC鋼材の腐食・破断等の損傷を有するPC梁の耐荷性状に着目した研究[2), 3), 4)]は行われているが，損傷発生時のPC鋼材ひずみ性状やコンクリートのプレストレス性状について着目した研究は少ない。また，損傷部の補修・補強として行われるグラウト再充填や外ケーブル補強の効果を定量的に明らかにした研究も少ない。

そこで本研究では，定着部の劣化やPC鋼材の腐食・破断が生じたPC構造物の力学的性状やPC鋼材ひずみ性状，補修・補強法の効果を明らかにすることを目的として，損傷したPC梁に対してグラウト再充填や外ケーブル補強を施したPC梁の載荷実験を行った。さらに，非線形FEM解析ソフトDIANA10.6を用いた再現解析により，本解析モデルの妥当性の確認を行った。

2. PC梁の載荷実験概要

表－1，**図－1**に供試体条件と供試体概要を示す。主にグラウト再充填の有無，外ケーブル補強の有無をパラメータとして，計5体のポストテンション式PC単純梁を作製した。供試体断面は200mm×150mmとし，断面図に示す位置にPC鋼材，鋼製スパイラルシース，軸方向鉄筋を配置した。PC鋼材にはφ12.7mmの7本よりPC鋼より線（SWPR7BL）を使用した。また，軸方向鉄筋及びせん断補強筋にはSD345のD6鉄筋を使用した。終局破壊形式は「曲げ圧縮破壊」を想定し，供試体を設計した。全ての供試体でPC鋼材の導入緊張力を80kNとし，目標としたプレストレスはスパン中央下縁コンクリートで5.1N/mm^{2}である。緊張後，グラウト未充填区間以外の部分にグラウトを充填させた。グラウト再充填を行うS-1Rは，供試体端部において緊張力を解放した後にグラウト未充填区間に対してグラウト再充填を施した。PC鋼材の腐食破断を模擬するS-2・S-2Rは，PC鋼材緊張後に充填したグラウトの硬化後，濃塩酸と希硝酸の混合液を，供試体中央部にシースの代わりに配置した塩ビ管内へ注入することで，素線の断面減少および破断を発生させた。

表－1　供試体条件

	未充填区間の有無	緊張力の解放 (%)	再充填の有無
S-0	無し	0	無し
S-1	無し	100	無し
S-1R	有り	100	有り
	PC鋼材腐食位置	外ケーブル補強の有無	
S-0	－	無し	
S-2	供試体中央	無し	
S-2R	供試体中央	有り	

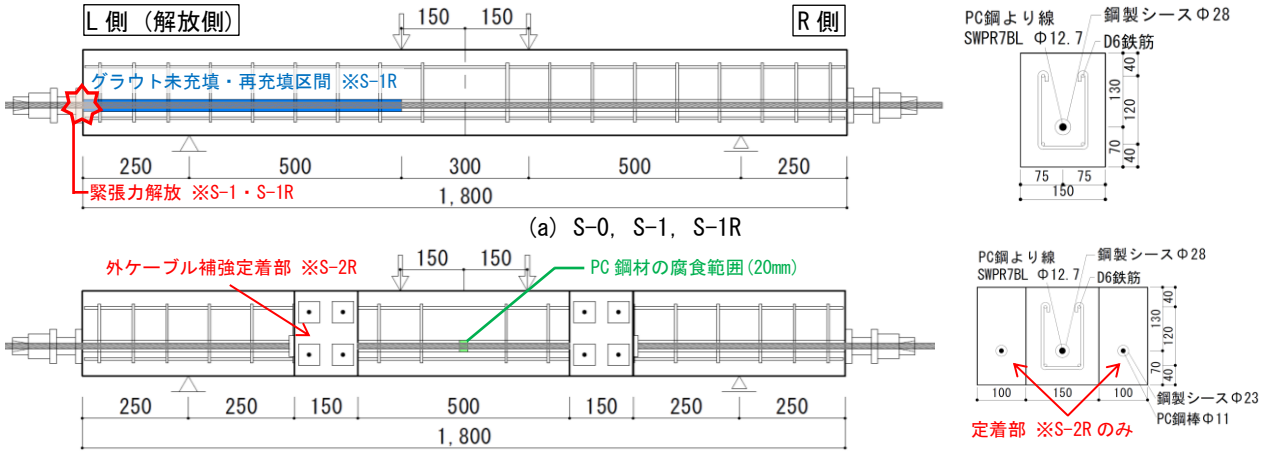
表－2　コンクリートの材料諸元

	S-0	S-1	S-1R	S-2	S-2R
弾性係数 (kN/mm^2)	28.6			29.3	
圧縮強度 (N/mm^2)	49.1			50.1	

表－3　PC鋼材の材料諸元

PC鋼材種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
SWPR7BL φ12.7mm	1793	1945	194
B種1号 SBPR 930/1080 φ11.0mm	1031	1094	200
C種1号 SBPR 1080/1230 φ9.2mm	1274	1305	200

*1 埼玉大学大学院　理工学研究科環境社会基盤専攻　(学生会員)
*2 (株)建設技術研究所　東京本社インフラマネジメントセンター　(元埼玉大学大学院　理工学研究科)　工修
*3 埼玉大学大学院　理工学研究科環境社会基盤専攻教授　工博　(正会員)



(a) S-0, S-1, S-1R

(b) S-2, S-2R

図－1　供試体概要

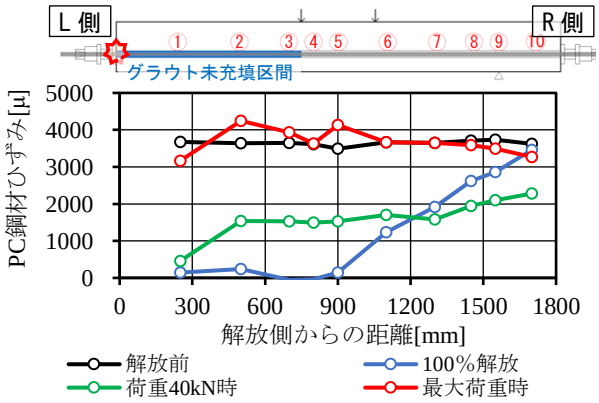
ここで，PC 鋼材の腐食範囲は**図－1** 内に示したように 20mm とした。外ケーブル補強を行う S-2R は，定着部を鉄筋コンクリート製として梁と一体化させて作製し，φ9.2mm の PC 鋼棒（C 種 1 号 SBPR 1080/1230）を用いて横締めを行った。その後，外ケーブル用 PC 鋼材としてφ11.0mm の PC 鋼棒（B 種 1 号 SBPR 930/1080）を配置し，外ケーブルの緊張を行った。なお，外ケーブル補強用 PC 鋼材の緊張力は，S-2 の載荷実験におけるひび割れ発生荷重から残存プレストレスを算定し，内ケーブル緊張時のプレストレスとの差分を外ケーブルで導入する緊張力とした（外ケーブル用 PC 鋼材 1 本あたり 12.5kN）。そのため，外ケーブル補強量はスパン中央下縁コンクリートのプレストレス減少分とした。ここで，S-2 のひび割れ発生荷重を用いたのは，S-2 と S-2R は同様の条件で PC 鋼材を腐食させており，S-2R の破断状況は S-2 と同様であると仮定したためである。載荷方法は，**図－1** にあるように 2 点載荷とした。また，**表－2**，**表－3** にコンクリートと PC 鋼材の材料諸元を示す。

3. 実験結果と考察

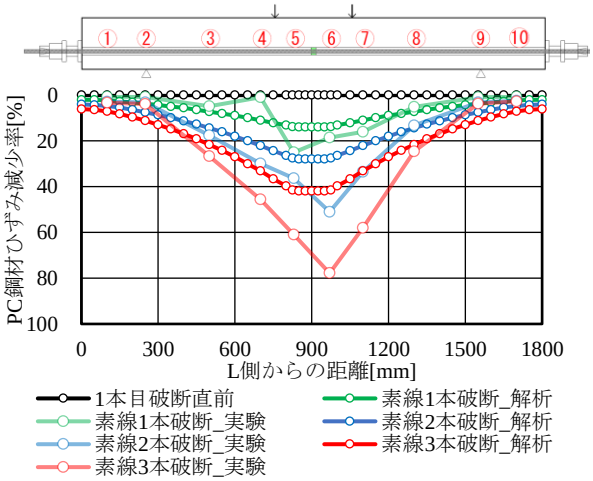
3.1 PC 鋼材ひずみについて

(1) 緊張力解放による PC 鋼材のひずみ変化

図－2 に S-1R の緊張力解放前と 100%解放直後，荷重 40kN 時，最大荷重（77.1kN）時の PC 鋼材ひずみ分布をそれぞれ示す。グラウトを完全充填した S-1 では，100%解放時の PC 鋼材ひずみは L 側から 1300mm の区間で解放前のひずみから低下していた。他方，S-1R では，L 側端部から 750mm までのグラウト未充填区間内で 100%解放直後のひずみが概ねゼロになっていることが分かる。一方で，L 側から 750mm 以降はグラウトが充填されているため，解放側から離れるにつれて残存ひずみが大きくなっているが，解放の影響を受けずひずみ低下が生じない位置は R 側付近であった。そのため，グラウト未充填区間が存在する場合，解放時のプレストレスの低下範囲がより広範となると言える。



図－2　S-1R の PC 鋼材ひずみ



図－3　S-2 の PC 鋼材ひずみ

(2) 再充填したグラウトの付着特性

図－2 より，グラウト未充填区間に再充填を行った場合，荷重 40kN 時は再充填区間内で L 側端部に向かって PC 鋼材ひずみが小さくなり，100%解放時のひずみとの差も小さくなっている。そのため，グラウト再充填を行

うことにより，載荷初期段階における PC 鋼材とグラウト間の一体性が確保される。なお，R 側のひずみが載荷初期段階（荷重 40kN 時）で 100%解放時よりも低下しているが，これは解放の 1 週間後に載荷実験を行った影響で，その間にスパン中央から R 側において付着切れが発生したためである。一方で，最大荷重（77.1kN）時は L 側端部においてもひずみが上昇しているため，再充填したグラウトとの一体性は確保されていない。

(3) 素線破断による PC 鋼材のひずみ変化

図－3 に S-2 の PC 鋼材ひずみ値を素線破断前と破断後で比較したグラフを示す。なお，**図－3** には，後述する解析結果も併記した。グラフは素線 1 本目破断直前の PC 鋼材ひずみを基準として，素線 1 本目破断時～素線 3 本目破断時においてどれだけ PC 鋼材ひずみが減少したかを示す「ひずみ減少率[%]」として示している。また，グラフに用いたひずみ値は，ひずみゲージ貼り付け点の側線 6 本に貼付したひずみゲージ値の平均をその点におけるひずみ値とした。グラフより，素線 1 本破断の場合の供試体中央部におけるひずみ減少率は 20%程度に留まっているが，素線 2 本破断，素線 3 本破断と増えていくにつれてひずみ減少率も大きくなっている。そのため，素線破断箇所近傍のプレストレスは，素線の破断本数の増加に伴って徐々に低下していく。また，本試験では支点間のほぼ全域において素線破断によるひずみの減少が確認され，支点外では素線破断が生じても PC 鋼材ひずみに変化は確認されなかった。

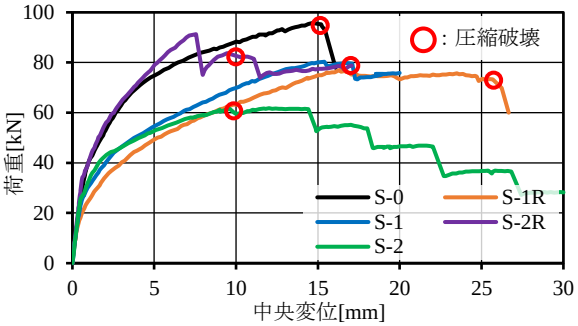
3.2 耐荷力について

図－4 に各供試体の荷重－中央変位関係を示し，**表－4** に各供試体のひび割れ発生荷重，最大荷重，破壊モードを示す。

(1) 緊張力を 100%解放した梁について

健全試験体 S-0 と比較して緊張力を解放した S-1 や S-1R は最大荷重が約 20%低下した。これは，最大荷重時において，S-0 の PC 鋼材ひずみが 6493μ であったのに対して，S-1 や S-1R の PC 鋼材ひずみはそれぞれ 4687μ，4136μ であり，S-0 の PC 鋼材ひずみほどには至らなかったことによるものと考える。S-1 と S-1R は緊張力の解放により，PC 鋼材ひずみが低下した状態で荷重が作用し始める。載荷荷重による PC 鋼材ひずみの増加量は 3 体ともに同程度であったため，最大荷重時の PC 鋼材ひずみは載荷開始前のひずみ状態に依存し，結果として S-1 や S-1R のひずみは S-0 のひずみまで増加しなかった。つまり，S-1 や S-1R は緊張力が解放されたことにより，最大荷重時における PC 鋼材の引張力が小さくなり，耐荷力が低下したと考える。そのため，定着部の劣化によって緊張力の大幅な低下があった場合，梁の性能は大きく低下する。

(2) 素線破断・外ケーブル補強を行った梁について



図－4　荷重－中央変位関係（実験）

表－4　実験結果まとめ

	S-0	S-1	S-1R	S-2	S-2R
ひび割れ発生荷重(kN)	35.0	18.1	12.4	26.0	33.0
最大荷重(kN) [/S-0]	95.7 [100%]	80.3 [83.9%]	77.1 [80.6%]	61.8 [64.6%]	91.3 [95.4%]
破壊モード	曲げ圧縮	曲げ圧縮	曲げ圧縮	曲げ引張	曲げ圧縮

S-2 は腐食試験において供試体中央部の素線が 3 本破断し，健全試験体 S-0 と比較すると最大荷重は約 35%低下した。S-2 では載荷実験中に 4 回の破断音とともに素線破断が確認されたため，荷重－中央変位関係においても，ピーク後に 4 回の荷重低下が発生している。そのため，鋼材腐食により素線の破断や断面減少が引き起こされている状態で荷重が作用する場合，梁の耐荷力は著しく低下する。なお，荷重－中央変位関係において，上縁圧壊の発生前後は変位だけが増加しているため，未破断の素線は降伏していると考える。そのため，S-2 の破壊モードは「曲げ引張破壊」とした。S-2R は腐食試験において供試体中央部の素線が 4 本破断したが，素線破断で減少したプレストレスを補うように外ケーブル補強を実施したところ，健全試験体 S-0 と同等の初期剛性や最大荷重にまで回復した。ここで，S-0 と S-2R の荷重－中央変位関係を比較すると，変位 5mm 付近から S-2R の剛性が大きくなっている。これは，内ケーブル用 PC 鋼材（7 本より PC 鋼より線）に加えて，外ケーブル用 PC 鋼材（PC 鋼棒 φ11.0mm）が 2 本配置されているためだと考える。また，載荷実験の途中で内ケーブルの素線破断による 2 度の荷重低下が確認された。これより，外ケーブル補強を施していても，残存している内ケーブルの素線が破断した場合，一時的に荷重が急低下すると言える。しかしながら，依然として外ケーブル補強を実施していない S-2 より耐荷力は 15kN 程度大きい結果となったため，素線破断で減少したプレストレスを補うように外ケーブル補強を施した結果，初期剛性や最大荷重を回復させる効果が確認された。

3.3 ひび割れについて

表－4 の各供試体のひび割れ発生荷重を参照すると，

緊張力を 100%解放した S-1 と S-1R は，健全試験体 S-0 よりも先にひび割れが発生した。また，S-1R はグラウト未充填区間に対してグラウト再充填を行ったが，結果として S-1 よりも先にひび割れが発生した。これは，緊張力を 100%解放する際，S-1 では全区間でグラウトが充填された状態だが，S-1R ではグラウト未充填区間が存在し広範囲でプレストレスが低下した状態であることに起因すると考える。したがって，グラウト再充填を行ってもプレストレスが低下した箇所のひび割れ早期発生は回避できないと言える。一方，外ケーブル補強を行った S-2R は健全試験体 S-0 と同等の荷重でひび割れが発生した。そのため，外ケーブル補強により素線破断箇所のプレストレスを健全状態と同等にまで回復させることができ，ひび割れ発生を遅延できる。

4. 非線形 FEM 解析概要

載荷実験を行った 5 体の供試体に対して，非線形 FEM 解析ソフト DIANA10.6 を用いた再現解析を行い，本解析モデルの妥当性の確認を行った。**図－5** に供試体の解析モデルを示す。外ケーブル補強を行う S-2R は，**図－1(b)** の示す位置に定着部や外ケーブル用 PC 鋼材のモデル化を行った。

4.1 コンクリートの材料モデル

コンクリートの材料特性は全ひずみひび割れモデルとした。圧縮域は Feenstra による放物線モデル [5]とし，引張域は引張破壊エネルギーを考慮した Hordijk モデル [6]とした。圧縮強度 f'_c(N/mm^2)と弾性係数 E_c(kN/mm^2)には実測値を用い，引張強度 f_t(N/mm^2)，引張破壊エネルギー G_F(N/m)は，コンクリート標準示方書 [7]に準拠し，次式の関係式により算出した。なお，引張強度は収縮の影響を考慮し，式(1)にて算出した値に 0.8 を乗じている。

$$f_t = 0.23 f'^{2/3}_c \quad (1)$$

$$G_F = 10 d_{\max}^{1/3} f'^{1/3}_c \quad (2)$$

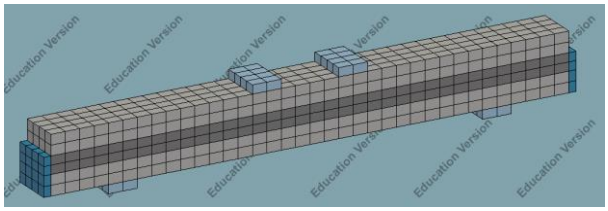
ここで，d_{max}(mm)は粗骨材の最大寸法であり，実験同様に 20mm とした。また，圧縮破壊エネルギー G_c は DIANA10.6 のマニュアルに 10～25N/mm 程度という目安が記載されていたため，本解析では引張破壊エネルギー G_F を 150 倍した値を採用した。

4.2 PC 鋼材の材料モデル

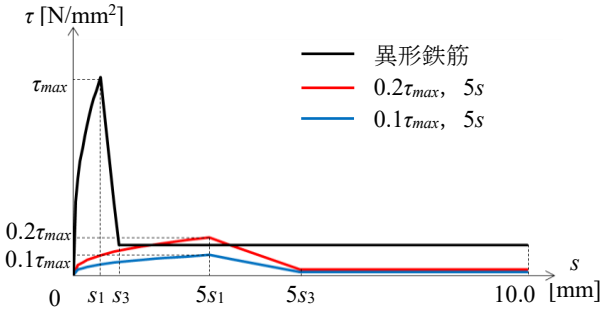
PC 鋼材の材料特性は Von Mises 塑性モデルとした。応力－ひずみ関係はトリリニアモデルを採用し，降伏強度，引張強度，弾性係数，降伏ひずみを入力した。それぞれの入力値は，実験時に用いた PC 鋼材の検査証明書に記載された値とした。

4.3 グラウトのモデル化

本解析では，PC 鋼材とコンクリート間にインターフェース要素を適用することでグラウトを模擬した。付着すべりモデルは，マルチリニア曲線を採用し，CEB-FIP Model Code 1990[8]に記載されている付着応力－すべり関係を参考にして作成した（**図－6** 参照）。CEB-FIP Model Code 1990 は異形鉄筋に対するモデルであり，本実験で用いた PC 鋼より線の付着特性は異形鉄筋よりも小さく，すべり量も大きくなると考え，最大付着応力を 0.2 倍に低下，すべり量を 5 倍に増加させ，これを PC 鋼材とコンクリート間の付着応力－すべり関係とした。ただし，S-1，S-1R では緊張力解放の 1 週間後に載荷実験を行ったため，解放直後と載荷直前のひずみ性状に差が生じていた。この影響を考慮し，S-1，S-1R のグラウトには最大付着応力を 0.1 倍に低下，すべり量を 5 倍に増加させた値を用いた。なお，最大付着応力の低下倍率やすべり量の増加倍率は，実験結果と一致するように設定した。



図－5　解析モデル



図－6　付着応力－すべり関係

4.4 緊張力解放及び素線破断の再現

L 側での緊張力解放は，PC 鋼材とアンカープレート間にインターフェース要素を適用し，健全状態を模擬する要素からせん断方向の剛性が十分に小さい要素へ一時的に切り替えを行うことで再現した。また，破断した素線は，事前に破断箇所の左右でそれぞれ素線のモデル化を行い，破断箇所にて「剛結」を適用した。その後，「剛結」を外すことにより素線破断を再現した。なお，実験では未破断の素線も断面減少が生じていたが，本解析では未破断素線の断面減少は考慮せず，素線破断のみの再現を行った。

5. 解析結果と考察

5.1 PC 鋼材ひずみについて

(1) 緊張力解放後の PC 鋼材ひずみ

緊張力を解放した S-1，S-1R について，解放前後の PC

鋼材ひずみを実験時と比較したグラフを**図－7** に示す。S-1 は，曲げスパンにおける PC 鋼材ひずみの低下程度や解放箇所から徐々に残存ひずみが大きくなっている様子など概ね再現できている。また，S-1R は，グラウト未充填区間において PC 鋼材ひずみに変化がなく，グラウト未充填区間と充填区間の境界から残存ひずみが大きくなり，R 側付近では実験時と同等のひずみを示した。両試験体において実験時の PC 鋼材ひずみ分布と概ね一致する結果となったことから，緊張力解放後の PC 鋼材ひずみ性状を概ね適切に評価できる。

(2) 素線破断時の PC 鋼材ひずみ

素線破断が発生した S-2 について，素線破断前後の PC 鋼材ひずみ減少率を実験時と比較したグラフを**図－3** に示す。解析値に着目すると，素線破断発生箇所の PC 鋼材ひずみ減少率は素線が 1 本破断するごとに 14%程度ずつ大きくなっている。これは全素線が破断したとき PC 鋼材ひずみ減少率が 100%となるため，1 本破断するごとにその 1/7 に相当する約 14%ずつ減少率が大きくなっていく。実験時との比較を行うと，解析値は素線破断本数が増加するほど PC 鋼材ひずみ減少率を小さく評価する傾向にある。これは，解析上では実験における素線同士の摩擦の影響や素線破断が発生した際の他素線に与える衝撃の影響等を考慮していないことに起因すると考える。したがって，素線破断本数の増加に伴って素線破断箇所の PC 鋼材ひずみが減少していく様子は再現できているが，素線同士の相互作用によって生じる現象を反映することでより実験時の状況に近づくものと考えられる。

5.2 荷重－中央変位関係について

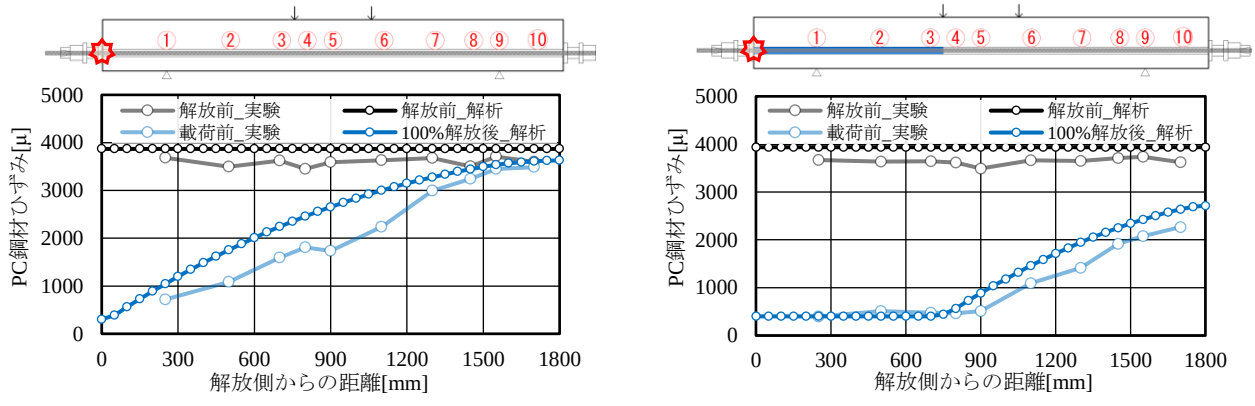
図－8 に各供試体の荷重－中央変位関係について実験時と解析時を比較したグラフ，**表－5** に解析時の最大荷重と破壊モードを示す。S-0，S-1，S-1R について，解析時は初期剛性（変位 0～1.5mm 付近）を実験時より高く評価する結果となった。また，解析時の最大荷重は実験時よりも低い結果となった。解析時の初期剛性が高くなるのは，実験時の梁試験体では緊張力の導入から 2 週間後に載荷実験を行ったため，その間，コンクリートのクリープや乾燥収縮，PC 鋼材のリラクセーションによりプレストレスのロスが生じたためであると考える。解析時の破壊モードは 3 体ともに曲げ圧縮破壊となり，実験時の破壊モードと一致した。また，S-2，S-2R について，素線破断によって荷重が段階的に低下する現象を解析上で表現するのは困難であったため，各素線が破断した場合を個別に解析し，同一のグラフ上に示した。S-2 の実験時は素線の破断ごとに荷重の低下を示したが，これは解析時の各素線破断時の耐荷力性状と比較的精度良く一致しており，素線の破断ごとに荷重が低下する状況を再現できている。一方，素線 3 本と 4 本破断時の破壊モードは PC 鋼材の降伏前に破壊に至る曲げ圧縮破壊となり，破壊モードの再現には至らなかった。しかしながら，解析におけるコンクリート上縁圧壊時の PC 鋼材ひずみは，3 本破断時で 8359μ，4 本破断時で 8932μ に達していた。PC 鋼材の降伏ひずみは，**表－3** の降伏強度と弾性係数を用いると 9242μ であるため，これらはそれぞれ降伏ひずみの 90%，97%に相当する。そのため，さほど大きな差はないと考える。S-2R は，破断本数がいずれの場合でも初期剛性は概ね適切に評価できているが，解析時の最大荷重が実験時よりもやや上回る結果となった。これは，実

表－5 解析結果まとめ

		S-0	S-1	S-1R
	最大荷重(kN) [/実験値]	89.0 [93.0%]	71.5 [89.1%]	64.0 [83.0%]
	破壊モード	曲げ圧縮	曲げ圧縮	曲げ圧縮

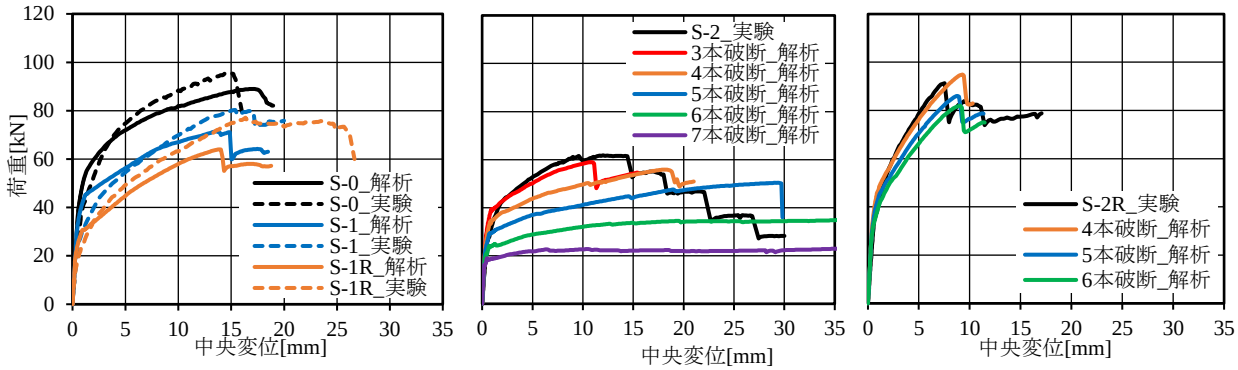
		3 本	4 本	5 本	6 本	7 本
S-2	破断本数					
	最大荷重(kN) [/実験値]	58.9 [95.4%]	55.8 [101.3%]	50.3 [107.6%]	34.9 [94.6%]	23.1 [81.5%]
	破壊モード	曲げ圧縮		曲げ引張		

		4 本	5 本	6 本
S-2R	破断本数			
	最大荷重(kN) [/実験値]	94.9 [104.0%]	86.0 [102.6%]	81.9 [104.0%]
	破壊モード	曲げ圧縮	曲げ圧縮	曲げ圧縮



(a) S-1　　(b) S-1R

図－7 S-1・S-1R の PC 鋼材ひずみ比較



図－8　荷重－中央変位関係の比較

験時の素線破断による荷重低下（変位 7～8mm 付近）がコンクリート上縁圧壊前に発生したためである。**図－4** に示したように，実験時の上縁圧壊は変位 10mm 付近で発生した。実験時の素線破断直後から上縁圧壊までの荷重増分を考慮すると，上縁圧壊前に素線破断が発生しなかった場合の最大荷重は 100.0kN 程度であったと推測できる。そのため，解析時の最大荷重が実験時を上回り，かつ，解析時の荷重低下が変位 10mm 付近で発生していることを考慮すると，実験時の挙動を概ね適切に表現できていると考える。また，実験時の素線破断による 2 回目の荷重低下(変位 11mm 付近)は上縁圧壊後に発生し，荷重低下分は 7.6kN であった。解析において素線 4 本破断時と 5 本破断時の最大荷重の差は 8.9kN であり，素線 5 本破断時と 6 本破断時の最大荷重の差は 4.0kN であるため，素線 5 本破断時と 6 本破断時の解析も概ね適切であると考える。

6. 結論

1) 本研究の実験では，定着部の劣化により端部で緊張力が 100%減少したとき，耐荷力は約 20%低下し，グラウト未充填区間を有する場合には解放によるプレストレスの低下範囲がより広範となった。また，鋼材腐食により素線破断が発生したとき，耐荷力は約 35%低下し，素線破断本数の増加に伴ってプレストレスも徐々に低下していく。
2) グラウト再充填を行った場合，載荷初期段階において PC 鋼材とグラウト間の一体性が確保された。しかし，グラウト再充填によってひび割れの早期発生は抑止できない。
3) 素線破断で減少したプレストレスを補うように外ケーブル補強を行った場合，初期剛性や最大荷重，ひび割れ発生荷重を健全時まで回復させる効果を確認した。一方，外ケーブル補強を施した状態で，残存している内ケーブルの素線破断が発生した場合，荷重低下が生じる。
4) DIANA10.6 を用いた再現解析によって，緊張力解放後や素線破断時の PC 鋼材ひずみ性状，梁の破壊挙動を概ね適切に評価できる。

本研究における DIANA10.6 を用いた非線形 FEM 解析では，初期剛性や最大荷重の高精度な再現には至っていないため，PC 鋼より線の付着応力－すべり関係を付着試験によって取得するなど，実験時の状態に基づいて精密にモデル化していくべきである。また，S-2，S-2R の再現解析では，未破断素線の断面減少は考慮せず，素線破断のみの再現を行ったが，実験時の状況を踏まえると未破断素線も腐食によって断面積の減少が発生している。今後，これを考慮した場合でも，実験時の挙動を反映できる解析モデルを模索していく必要がある。

参考文献

1) 東日本道路株式会社，中日本道路株式会社，西日本道路株式会社：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，2014
2) 横田敏広，Isuru WIJAYAWARDANE，睦好宏史：腐食した PC 鋼材を有する PC 梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討，土木学会論文集 E2, Vol.74, No.4，pp.218-233，2018
3) 蒲和也，渡邉晋也，吉川直志，斉藤成彦：PC ケーブルの破断が PC 桁の耐荷性状に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.66A，pp.725-732，2020.3
4) 武田健太，田中泰司，下村匠，石田雅博：塩害により鋼材腐食の生じたポストテンション PC 桁の載荷試験と有限要素解析による耐力評価手法に関する検討，構造工学論文集，Vol.63A，pp.820-833，2017.3
5) Feenstra, P.H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
6) Hordijk, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
7) 土木学会：2022 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2023
8) CEB: CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford,1993