論文　小規模な既設RC桁橋の鉄筋腐食を考慮した解析的検討

濵本　朋久[*1]・董　健[*2]

要旨：市町が管理する高度経済成長期に建設された大量の構造物も耐用年数を超過しており，補修・補強の対象となる構造物も加速度的に増加しているのが現状である。また，経年変化で鉄筋が露出した小規模な鉄筋コンクリート桁橋では，目視による損傷範囲のみが記録され，更新対策の優先順位を評価している。しかし，その際に構造的な診断は実施されていない。そこで本研究では，市町が管理している小規模な既設橋梁の損傷分析を実施し，非対称に鉄筋が露出した主桁断面に着目して 3 次元有限要素モデルを構築し，損傷要因である経年劣化による被りコンクリートの剥落や鉄筋腐食による主鉄筋応力の影響を検証した。

キーワード：鉄筋腐食，非対称損傷，3次元有限要素モデル，鉄筋コンクリート桁，小規模橋梁

1.　はじめに

人々の生活や経済を支える橋梁が安全に機能し続けるためには，定期的に点検を施し，必要な場合はできるだけ早期に適切な改修を施さなければならない。橋の寿命を 50 年程度と仮定すると，予防的な維持管理により老朽化した橋の寿命を延命することが可能となる。しかし，建設時の不確定な要因により，竣工年齢が若くても老朽化が進行し，事故につながるケースも報告されている。さらに，建設当時の想定を超過する交通量や大型トラックの普及により，橋が支える負荷は過大になっている [1]。橋をこのまま安全に使い続けるには，適切な診断と予防保全が欠かせないと考える。

一方，市町が管理している橋は橋長 15 m 未満の橋が多く，2007 年より「道路橋の長寿命化修繕計画」の推進により補修･補強･更新を診断する点検が始まっている。さらに，道路管理者は道路法の改正を受けて 2014 年 7 月より全ての橋やトンネル等について，5 年に 1 度，近接目視で点検を行い，4 段階で診断している [2]。この点検結果を基に，健全度診断を適切に実施し，進行する損傷への対応を計画的に行い，安全性の確保と財政負担の軽減を目指している。例えば，重要度が低く，交通量の少ない鉄筋コンクリート（以下，RC と称す）で建造された桁橋において，被りコンクリートの剥落や鉄筋が露出している損傷範囲を橋梁点検で調査しているが，損傷した断面に対する応力状態の構造的な診断は実施できていない。一方策として，損傷している RC 断面の構造診断に，汎用的な 3 次元有限要素解析（以下，FEM と称す）ソフトウェアの適用も，評価根拠の有効な構造診断手法と考えられる。3 次元 FEM を用いた既設構造物に関する研究として，園田ら [3]は劣化損傷による小規模なボックスカルバート構造の既設橋を対象として，残存耐荷性能を把握するために，実走行荷重による床版下面鉄筋の動的ひずみの計測と 3 次元 FEM による既設構造物の基礎的な考察を行っている。また，濵本ら [4]は予算規模が小さく，災害弱者の利用頻度が多い，市町が管理している老朽化した小規模な RC 桁橋を対象に，非対称な劣化損傷に着目して 3 次元 FEM の有効性を検証しているが，経年劣化に伴う鉄筋腐食による影響は未検討である。そこで本研究では，市町が管理する老朽化した小規模な既設橋梁として，**写真－1** に示す橋長 15 m 未満の非対称な損傷を有する RC 造単純桁橋を対象に，引張側に配置された軸方向主鉄筋の応力に着目し，コンクリートと鉄筋の 3 次元 FEM モデルを構築することで，局所的に被りコンクリートが剥落して鉄筋が露出した損傷や鉄筋の腐食膨張による主鉄筋応力の影響に関して解析的な検証を実施する。

写真－1　小規模な RC 桁橋

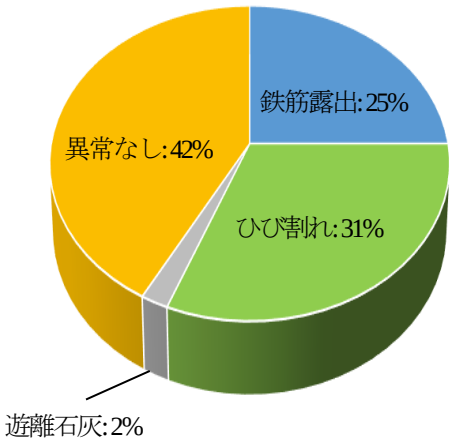
2.　既設 RC 橋の現状および既設橋の損傷分析

2.1　既設 RC 橋の現状

市町である苅田町が管理している既設橋梁として，住民が生活圏道として利用されている町道が非常に多く現存しており，**写真－1** に示す老朽化した橋梁も 112 橋に含まれている。

*1 西日本工業大学　工学部 総合システム工学科土木工学系　准教授　博士（工学）　（正会員）
*2 西日本工業大学 大学院　工学研究科環境システム専攻

写真－2　A 橋の橋桁損傷状況（詳細）

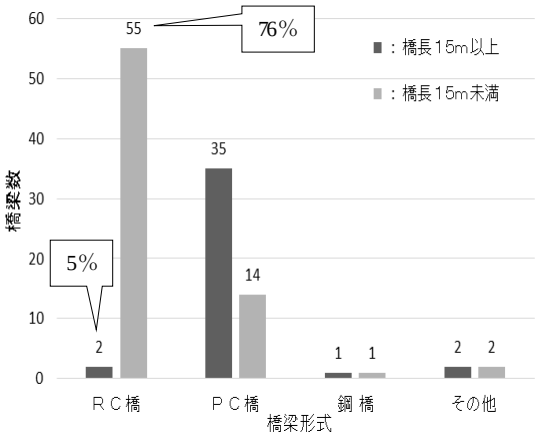


図－2　損傷状況

次に，橋梁形式に着目し，橋長 15 m 以上と橋長 15 m 未満で分類し，**図－1** に示す。これらより，橋長 15 m 以上の橋種において RC 橋が 5 %に過ぎないが，橋長 15 m 未満の小規模な橋種において RC 橋が 76 %と非常に多いことが確認できた。また，**写真－1** および**写真－2** に示す A 橋は 1965 年に完成し，橋種は単純 RC 桁橋である。A 橋の橋長は 5.50 m で，道路等級は町道の生活圏道で，有効幅員は 3.80 m である。

2.2　既設橋の損傷分析

市町の事例として，苅田町の橋梁長寿命化修繕計画 [5]を参考に既設橋梁の損傷分析を実施した。当該町は福岡県東部に位置する京築地域の町である。橋梁の損傷評価を実施するに当たり，損傷評価を実施する対象部材として，橋梁は上部構造に限定し，ボックスカルバート構造は頂版に限定した。また，損傷要因の分析結果を**図－2** に示す。本図から，鉄筋露出の損傷が 25 %，ひび割れの損傷が 31 %となった。これより，経年劣化による損傷が管理橋全体の約 56 %と数多く確認された。ここで，鉄筋露出の劣化損傷機構は，既存コンクリートに物理的かつ環境的な要因によりひび割れが生じ，雨や風などの影響で鉄筋が錆びて膨張する。加えて，鉄筋の腐食要因として，苅田町の地形条件が周防灘に面しているため，河川を渡



図－1　橋梁形式の相違

河する橋梁でも海水に含まれる塩分の飛沫塩害による劣化損傷の影響も考えられる。

3.　数値解析条件

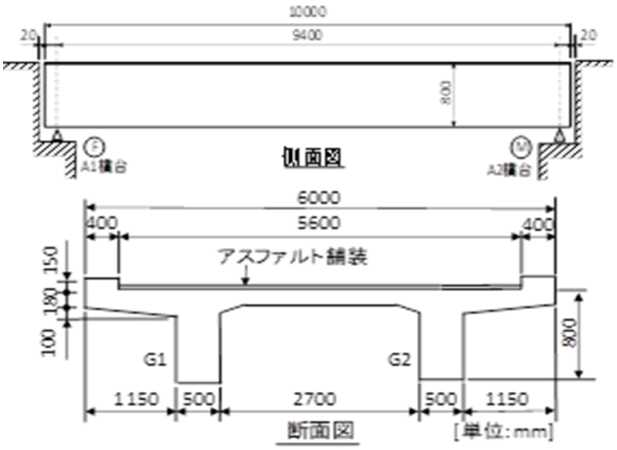
3.1　対象橋梁の構造諸元

経年劣化した既設 RC 橋を対象として，本解析的検討では，**図－3** に示すように一般化した橋梁の側面および上部構造の断面を示す。数値解析モデルを構築する小規模な既設橋の構造諸元は，交通量の少ない二等橋と想定し，橋梁形式は単純 T 桁で，桁長 L＝10.00 m，道路幅員 B＝6.00 m，支間長 ℓ＝9.40 m，主桁高 h＝0.80 m，桁遊間 g＝0.02 m を設定した。

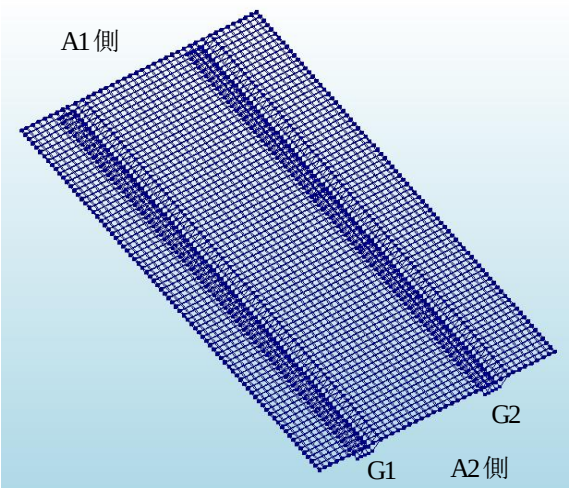
3.2　数値解析のモデル化

既設橋梁の修繕対策を実施する上で，局所的に鉄筋露出や被りコンクリートが剥落した状態について，現時点での応力状態を検証する必要がある。局所的に鉄筋が露出した RC 断面では，RC 断面の簡易計算式や専用ソフトが適用できないため，**図－4** および**図－5** に示す 3 次元 FEM のモデルを構築し，損傷した RC 断面に対する構造的な診断を実施する。

本数値解析では，3 次元 FEM の汎用ソフトウェアである DIANA 10.2[6]を適用する。昭和 40 年代に建設された当該の道路橋は，鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 [7]に準拠して設計されている。二等橋を想定した RC 断面を有する主桁のコンクリート設計基準強度は当時の σ_{ck} は 24.0 N/mm^2 と考えられるが，現場での反発強度試験を実施しておらず，経年劣化等を考慮して本検討の σ_{ck} は 21.0 N/mm^2 とした。RC 断面を有する桁橋の 3 次元有限要素のモデルは，コンクリートを 8 節点アイソパラメトリックソリッド要素（8 積分点）でモデル化し，鉄筋は梁要素（1 積分点）でモデルを構築した。鉄筋要素の結合条件として，床版は埋め込み鉄筋とし，着目している RC 桁は鉄筋露出のモデル化を考慮してコンクリート要素に共有節点で接続させた。鉄筋およびコンクリートの応力とひずみの関係は，非対称な実損傷による応力の再配分に着目した材料非線形を考慮する必要があるが，本検討では被りコンクリート剥落な



図―3　一般図

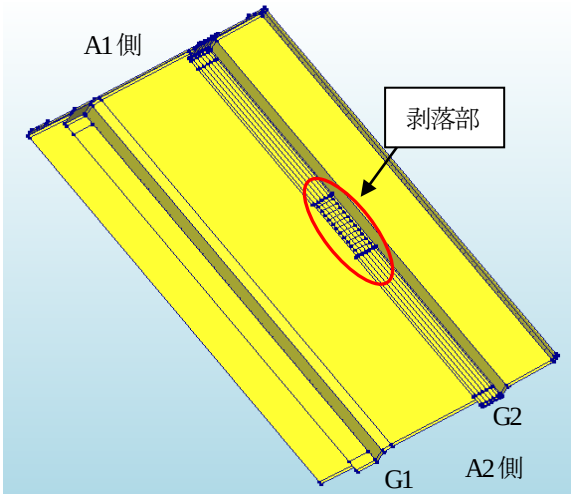


図―5　3次元FEMモデル　（鉄筋）

どの経年劣化に着目した基礎検討として，応力とひずみの関係は弾性でモデル化した。今後，材料非線形の数値解析を実施する予定である。材料定数として，弾性係数は橋梁点検とは別に現場状況を勘案する必要があるが，本検討では健全な状態の一般値とし，弾性係数はコンクリートで 2.35×10^4 N/mm^2 とし，鉄筋で 2.01×10^5 N/mm^2 とした。ポアソン比はコンクリートで0.20とし，鉄筋で0.30とした。単位体積重量はコンクリートで2.30 kN/m^3，鉄筋のD25で3.980 kg/m，D13で0.995 kg/mとした。支点条件はA1橋台側を固定支承とし，A2橋台側を可動支承とした。本研究の境界条件は，支承下面を鉛直方向に固定とした。また，当時の参考図書[8]から二等橋の主鉄筋の実績では普通丸鋼と考えられるが，本検討では主桁の断面積と桁高を勘案して異形鉄筋（SD295A）の D25×5 本を設定し，スターラップはD13 ctc 250とした。

3.3　数値解析ケースおよび荷重条件

数値解析ケースは，健全モデル（Case-1）・擬似剥落モデル（Case-2）・剥落モデル（Case-3）・擬似腐食膨張モデル（Case-4-1：主鉄筋端部非拘束）・擬似腐食膨張モデル（Case-4-2：主鉄筋端部拘束）を検証する。Case-1の健全モデルは，建設当時としてコンクリートおよび鉄筋の要素を復元した。Case-2の擬似剥落モデルは，図―4に示すG2桁のスパン中央部に着目し，延長1.5 mの範囲で被りコンクリートが剥落したコンクリート要素の単位体積重量0.0 kN/m^{3}とし，弾性係数を零に近い収束値として 1.00×10^{-10} N/mm^2 で設定した。Case-3の剥落モデルは鉄筋露出に着目し，Case-2の擬似剥落範囲を鉄筋が露出した状態を直方体として要素で分割したコンクリートのソリッド要素を消去することで設定した。鉄筋露出による鉄筋の腐食膨張を考慮したCase-4-1の数値解析モデルは，被りコンクリートが剥落しているG2桁の主鉄筋とコンクリートの付着すべりを低減した検討も実施した。ここで，鉄筋腐食の損傷モデルはコンクリートの非線形性を考慮する必要があるが，本検討では腐食膨張による付着すべりを主鉄筋の全長に低減することで仮定し，腐食膨張の影響を主鉄筋のせん断方向剛性を零に近い収束値として 1.00×10^{-10} N/mm^2 で設定した。前述したCase-4-1の擬似腐食膨張モデル（主鉄筋非拘束）は付着すべり範囲を最も危険側に設定したため，Case-4-2により主鉄筋端部のみを拘束したモデルを追加して主鉄筋応力の流れを精査した。



図―4　3次元FEMモデル　（コンクリート）

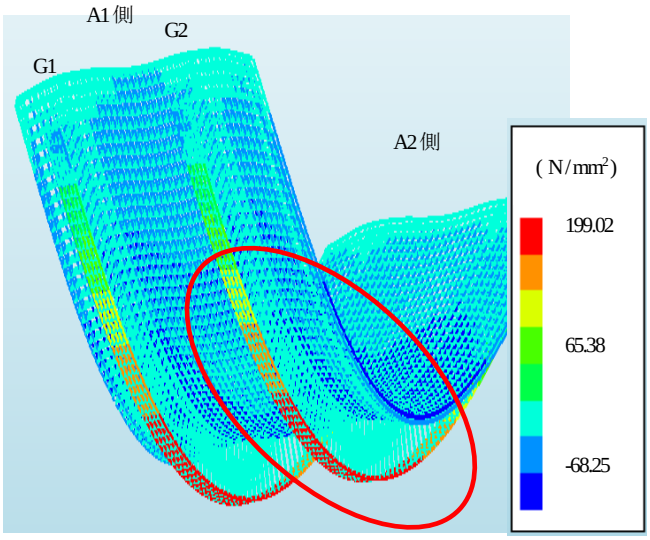
次に，活荷重の条件として，本検討では活荷重載荷時で主桁断面が決定されるため，建設当時の昭和40年代で交通量が少ない二等橋のT－14相当となる自動車荷重を設定し，自動車1台分を等分布 $q=2.00$ kN/m^2 に換算して作用させた。

4.　数値解析結果および考察

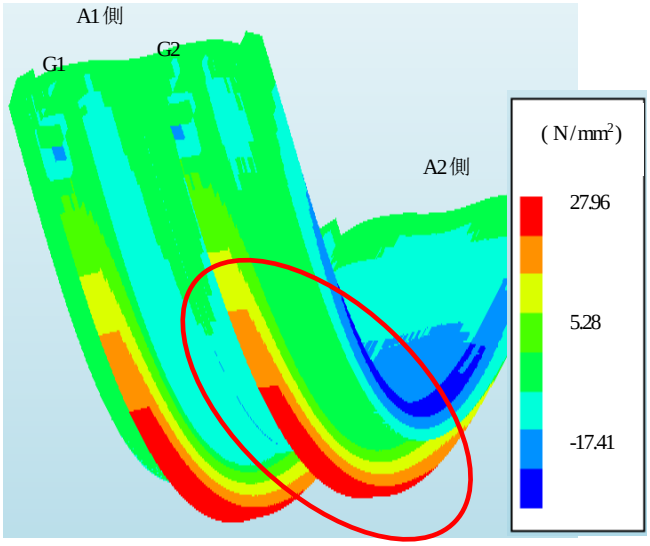
既設RC断面を有するT桁のコンクリートと鉄筋を3次元FEMモデルで構築し，G2桁支間中央のウェブ下面のみ主鉄筋が露出しているRC断面を設定し，前述の数値解析ケースについて解析的に検討した。なお，本数値解析では，損傷しているG2桁支間中央の橋軸方向最大主応力に着目して検討した。

4.1　鉄筋露出による主鉄筋への影響

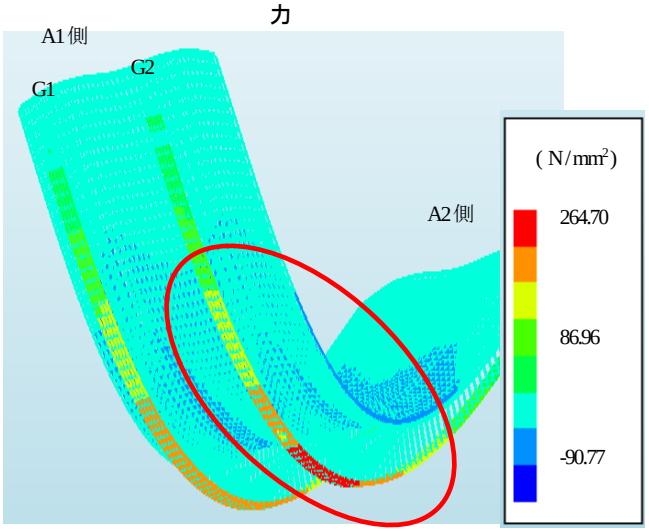
経年劣化により被りコンクリートが剥落して鉄筋が露出し



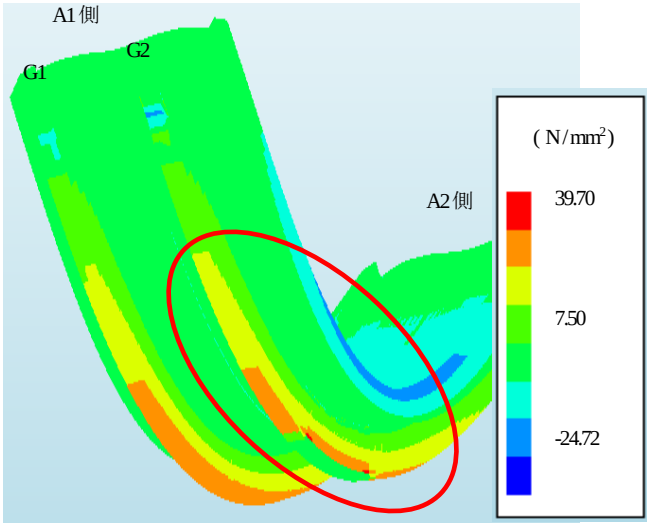
図－6　Case-1 の主鉄筋応力



図－7　Case-1 のコンクリート応力



図－8　Case-2 の主鉄筋応力



図－9　Case-2 のコンクリート応力

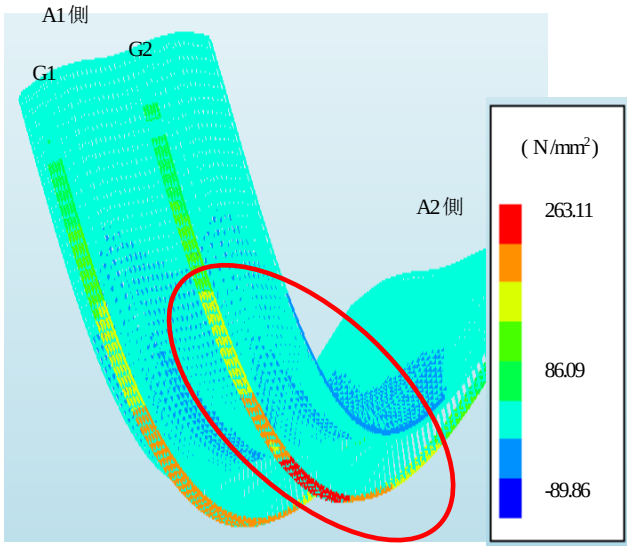
表－1　数値解析結果

	G２桁・支間中央部	
	コンクリート (N/mm²)	主鉄筋 (N/mm²)
Case-1（健全モデル）	2.80×10^{1}	1.99×10^{2}
Case-2（擬似剥落モデル）	3.97×10^{1}	2.65×10^{2}
Case-3（剥落モデル）	3.48×10^{1}	2.63×10^{2}
Case-4-1（擬似腐食膨張モデル・端部非拘束）	4.14×10^{1}	2.63×10^{0}
Case-4-2（擬似腐食膨張モデル・端部拘束）	3.93×10^{1}	1.32×10^{2}

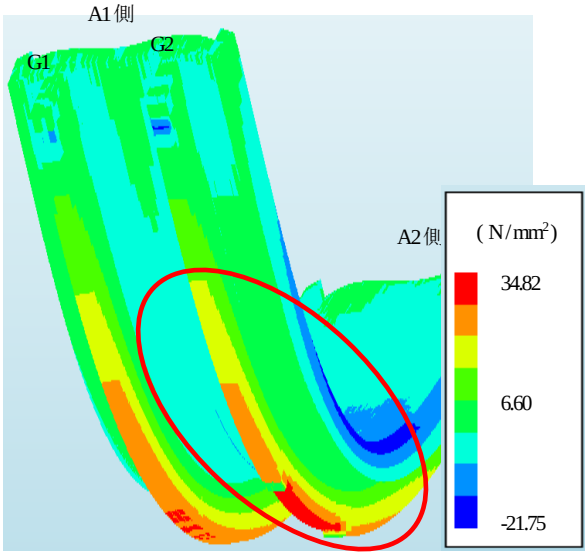
ている損傷条件に着目して，Case-1（健全モデル）の解析結果は，建設当時の主鉄筋およびコンクリートの応力を**図－6** および**図－7** に示す。なお，鉛直方向の変形倍率は，5 倍で表示した。また，各 Case の数値解析結果の一覧を，**表－1** に示す。

まず，Case-1 の G2 桁支間中央の主鉄筋応力は，**表－1** より 1.99×10^{2} N/mm² となった。健全な状態の主鉄筋応力に対して，被りコンクリートは剥落しているが，コンクリートの剥落状態を弾性係数の低減でモデル化した Case-2（擬似剥落モデル）の解析結果を，**図－8** および**図－9** に示す。Case-2 の損傷している G2 桁支間中央の主鉄筋応力は，**表－1** より 2.65×10^{2} N/mm² となった。これより，剥落したコンクリートの弾性係数を零に近似した擬似剥落モデル（Case-2）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，建設当時を復元した健全モデル（Case-1）に比べて約 33％増加することが確認できた。

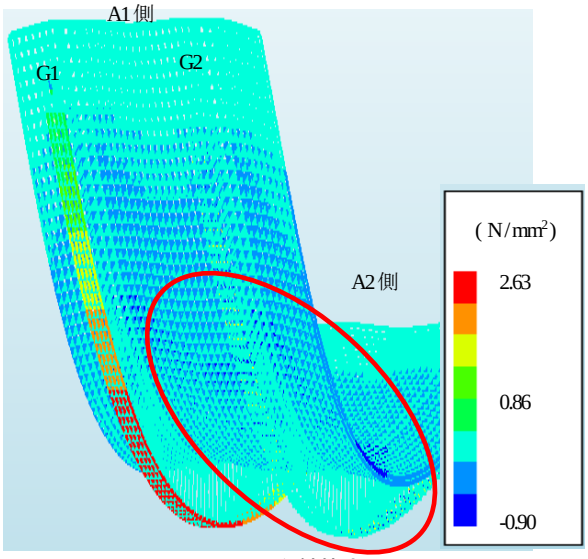
次に，被りコンクリートが剥落した状態をコンクリート要素の消去でモデル化した Case-3（剥落モデル）の解析結果を，**図－10** および**図－11** に示す。Case-3 の損傷している G2 桁支間中央の主鉄筋応力は，**表－1** より 2.63×10^{2} N/mm² となった。これより，剥落部のコンクリート要素を消去した剥落モデル（Case-3）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，擬似剥落モデル（Case-2）に比べて約 0.6％の差異が確認できた。これより，被りコンクリートが剥落した損傷に対して，擬似剥落モデル（Case-2）は実務設計上有効的に利用できる可能性が考えられる。



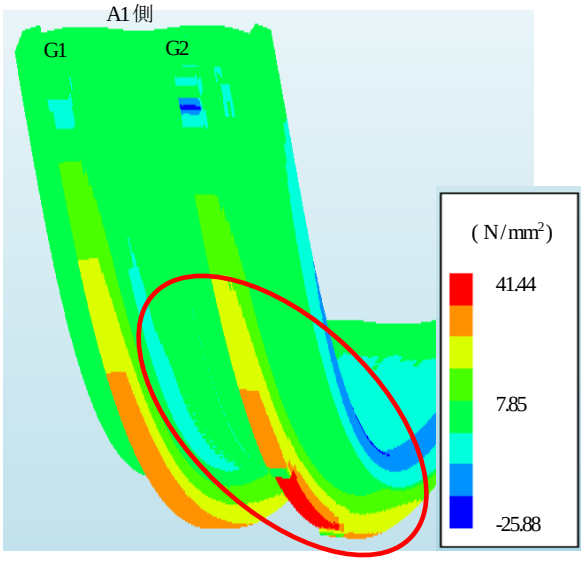
図－10　Case-3 の主鉄筋応力



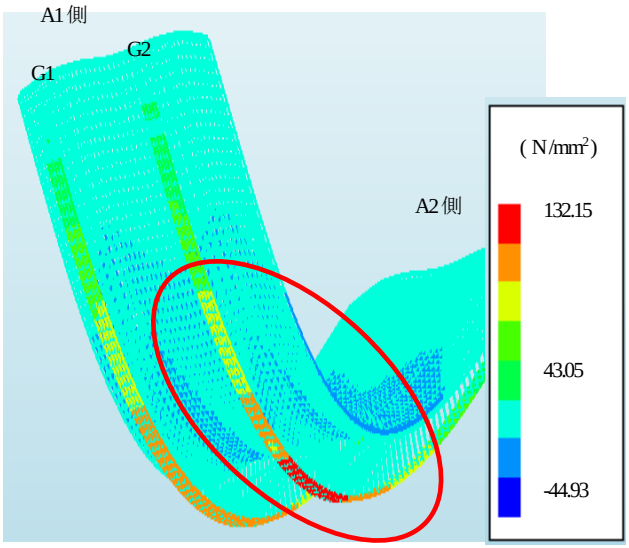
図－11　Case-3 のコンクリート応力



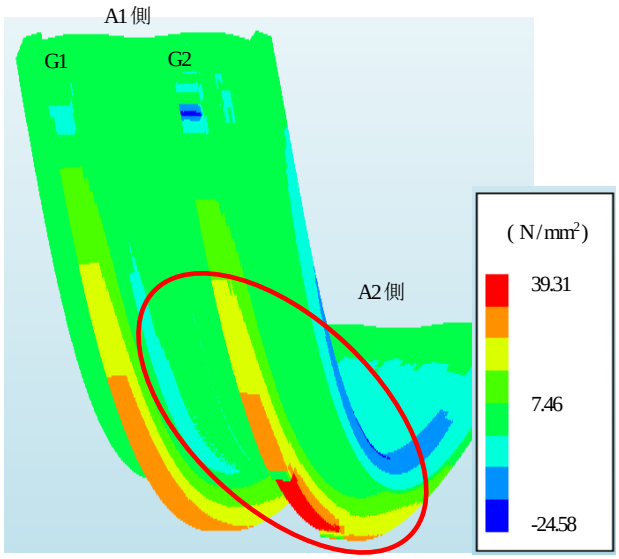
図－12　Case-4-1 の主鉄筋応力



図－13　Case-4-1 のコンクリート応力



図－14　Case-4-2 の主鉄筋応力



図－15　Case-4-2 のコンクリート応力

4.2 鉄筋腐食膨張による主鉄筋への影響

鉄筋が露出することで鉄筋腐食が進行し鉄筋腐食膨張の損傷条件に対して，Case-4-1（擬似腐食膨張モデル・主鉄筋端部非拘束）の解析結果を，**図－12** および**図－13** に示す。Case-4-1 の損傷している G2 桁支間中央の主鉄筋応力は，**表－1** より 2.63×10^{0} N/mm^2 となった。これより，被りコンクリートが剥落することで，鉄筋が露出して鉄筋が腐食進行する損傷現象に着目して，鉄筋要素の軸方向付着剛性を零に近似した擬似腐食膨張モデル・主鉄筋端部非拘束（Case-4-1）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，剥落モデル（Case-3）に比べて大幅に小さくなった。これは，鉄筋が腐食膨張する本数値解析モデル化が最も危険側に設定しているため，主鉄筋全長の軸方向付着剛性を低下しており，鉄筋要素の軸力負担がコンクリート要素に分担されていることや非対称な桁の剛性分担が原因と考えられる。

次に，前述した Case-4-1 の擬似腐食膨張モデル（主鉄筋非拘束）は付着すべりを最も危険側に設定したが，Case-4-2 の擬似腐食膨張モデル（主鉄筋端部拘束）は主鉄筋端部を拘束することで応力の流れを精査する検討を実施した。Case-4-2 の解析結果を，**図－14** および**図－15** に示す。Case-4-2 の損傷している G2 桁支間中央の主鉄筋応力は，**表－1** より 1.32×10^{2} N/mm^2 となった。これより，腐食膨張モデル・鉄筋端部拘束（Case-4-2）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は剥落モデル（Case-3）に比べて約 50 %小さくなっているが，Case-4-1 に比べて主鉄筋応力が回復していることが確認できた。これは，鉄筋要素の軸方向付着剛性を零に近似することで軸力負担は低減されたが，鉄筋端部を拘束したことによる変形がコンクリートに追従していることが原因と考えられる。

5. 結 論

本研究では，まず市町が管理している既設橋梁の損傷分析を実施し，老朽化した既設橋梁の損傷状況を分析した。次に，被りコンクリートが剥落して鉄筋が露出した損傷状態に対して，建設当時の健全な断面における引張側の主鉄筋応力への影響を復元し，局所的に被りコンクリートが剥落して鉄筋が露出した損傷や鉄筋の腐食膨張による主鉄筋応力の影響に関して解析的な検証を実施した。本研究で得られた知見を，以下に示す。

(1) 剥落したコンクリートの弾性係数を零に近似した擬似剥落モデル（Case-2）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，建設当時の健全モデル（Case-1）に比べて約 33 %増加することが確認できた。

(2) 剥落部のコンクリート要素を消去した剥落モデル（Case-3）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，擬似剥落モデル（Case-2）に比べて約 0.6 %の差異が確認できた。これより，コンクリートが剥落した損傷に対して，擬似剥落モデルは実務設計上有効的に利用できる可能性が考えられる。

(3) 次に，鉄筋が露出して鉄筋が腐食進行する現象に着目して，鉄筋要素の軸方向付着剛性を零に近似した擬似腐食膨張モデル・主鉄筋端部非拘束（Case-4-1）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は，剥落モデル（Case-3）に比べて大幅に小さくなった。これは，鉄筋の腐食膨張が最も危険側の設定として鉄筋全長の軸方向付着剛性を低下しており，鉄筋要素の軸力負担がコンクリート要素に分担されていることや非対称な桁の剛性分担が原因と考えられる。前述の Case-4-1 に対して主鉄筋への軸力負担を確認する目的で，腐食膨張モデル・主鉄筋端部拘束（Case-4-2）の G2 桁スパン中央部における主鉄筋応力は剥落モデル（Case-3）に比べて約 50 %小さくなっている。これより，Case-4-1 に対して主鉄筋応力が回復していることが確認でき，鉄筋要素の軸方向付着剛性を零に近似することで軸力負担は低減されたが，鉄筋端部を拘束したことによる変形がコンクリートに追従していることが原因と考えられる。

(4) 本検討の擬似腐食膨張モデル（Case-4）は，腐食損傷している非対称な G2 桁に対して最も危険側の 3 次元数値解析モデルを設定することで，主鉄筋の応力状態を確認することができた。今後は，材料非線形の数値解析結果を追加考察して，実務設計で用いる対称の 2 次元梁モデルに対して，非対称な損傷の構造診断を補助する一手法の可能性が考えられる。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，丸善，1994.2
2) 国土交通省道路局：道路法施行規則の一部を改正する省令，2014.7
3) 園田佳巨，大曲正紘：劣化損傷した既設橋梁の残存耐荷性能の評価に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.55A，pp.842-850，2009.3
4) 濵本朋久，神保博紀，根岸伸治：鉄筋が露出した小規模な RC 桁橋の 3 次元 FEM による構造診断，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.39，No.2，論文番号 2208，2017.7
5) 苅田町：橋梁長寿命化修繕計画，2014. 3
6) TNO Building and Construction Research：User's Manual of DIANA Finite Element Analysis，1999
7) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書，丸善，1964. 6
8) 清野茂次，神山立男：T 桁橋の設計，オーム社，1965.12