

吹付けコンクリート板の背面状況が打音特性に及ぼす影響

EC18001 青野 紘己

1. 研究の背景, 目的

橋梁等の実構造物の点検方法で打音試験は、非破壊検査方法の中で最も簡便であることから広く利用され、橋梁等の事前検査では主要な検査方法となっている。道路付帯構造物として切土法面などに利用される「コンクリート吹付工」は、昭和 30 年代後半から施行され¹⁾、施工性の良さなどから全国的に広く施行実績もある法面保護工である。コンクリート吹付工の欠陥の検査方法の一つに「打音検査」がある。専門技術者や熟練技術者によって検査が行われているが、明確な判定基準がなく打音の音質等で判定しているのが現状である。それに加え、土木技術者、コンクリート吹付工の検査技術者の高齢化・人手不足が著しい状況である。よって、打音検査における周波数分析・判定条件の研究を進めることで、若年技術者においても内部空隙などの欠陥判定が可能となり、道路施設の維持管理を行えるようにすることが要求されている。既往の研究を調査したところ、吹付コンクリート工の打音特性に関する研究を見つけることができなかった。このため、吹付コンクリート工を打音検査の対象としている点に特色がある。また、本研究では、ひび割れを有する吹付コンクリート板を対象としていることから、背面に空隙がある状態で打音特性に傾向が確認できれば、実構造物背面の空隙の発見に貢献できるとともに、ひび割れ発生要因の検討にも資することができると考えられる。特別な技術を必要とせず実施可能な打音検査技術の確立を目指していることから、技術が確立されれば、道路施設の維持管理に大きく貢献することが期待される。

2. 実験概要

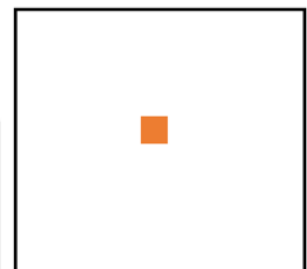
道路付帯構造物である吹付けコンクリート工の法面には、クラック、クリープなどが多く散見され、修繕を必要とするものが多々ある。また、法面背面に水が流れる空間がある場合もある。これらは早急な修繕が要求される。

実物構造にはクラック、施工現場の地質などさまざまな条件が複合して存在している。可能な限り実物構造に近づけるため、試験体 1 つに対し、2 種類の背面状況を作成した。

尚、試験体については、吹付けコンクリート 450mm の正方形、厚さ 50mm、100mm の立方体をそれぞれ 5 種、10 枚を企業に依頼した。さらに、私たちはコンクリート板 450mm の正方形、厚さ 100mm の立方体をそれぞれ 2 枚作成した。共同研究者の伊藤、尾崎、川本との棲み分けとして、彼らは試験体にひび割れを導入、厚さ、検査法で変化を与え、特性を調べることとする。私はそれらの試験体の背面状況に変化を与えることで特性を調べることとする。よって私の厚さは 100mm の試験体吹付けコンクリート枚と、ひび割れを導入した吹付けを 5 枚、コンクリート板 2 枚を用いて、背面状況による打音特性に着目することにした。器具を用いて、音声データを取得する。打撃箇所については、1 つの試験体につき中心のみとした。図 2-1 の打点を一定時間間隔を空け、約 400mm テストハン

表-1
データ処理パラメータ

サンプリング周波数	
441000	
FFT	
サイズ	32768
ノイズ低減	6
感度	14
平滑化	0



450mm × 450mm
図-1
試験体打撃箇所

マーを振り上げ 10 回叩き、1つの音声データとして保存する。この作業を 10 回行う。吹付けコンクリート、ひび割れを導入した吹付けコンクリート、コンクリート板に 2 種の背面状況を作成することで変化を与え、音圧 (dB) や周波数 (Hz) に違いが出るか照査するためである。

こうして 1つの背面状況で 1つの試験体につき、10 個の音声データが取得できる。2 種の背面状況、12 枚の試験体全ての組み合わせの音声データ (120 個) が取得できる。ノイズ処理を終えた音声データを選択し、周波数解析をする。(表 2-3 のパラメータの設定に留意する) 以上の処理により音圧 (dB)、周波数(Hz)のテキストデータを得る。これらのテキストデータをもとに、Excel などを用いて打音特性を調べる。

表-3 試験体の種類と背面状況

実験構造を想定した試験体の種類	背面状況
コンクリート板	乾燥状態のシルト
コンクリート板	湿潤状態のシルト
吹付けコンクリート板	乾燥状態のシルト
吹付けコンクリート板	湿潤状態のシルト
吹付けコンクリートにひび割れを導入	乾燥状態のシルト
吹付けコンクリートにひび割れを導入	湿潤状態のシルト

3. 試験結果

全てのデータにおいて打撃回数による比較、試験体ごとの比較を行い、グラフにまとめたところいくつかの傾向を得ることができた。コンクリート板を打撃した音圧が、湿潤状態のシルトの背面状況の方が、乾燥状態に比べて、音圧が高くなる傾向がある。図-2 は周波数 1000Hz から 4000Hz の音圧が湿潤状態のシルトの方が高いことが多いことが分かる。乾燥状態の場合、陰圧の最大値が一つだけ突出しているが、湿潤状態の場合、音圧が安定している傾向がある。

また、吹付けコンクリート板、ひび割れを導入した吹付けコンクリート板の場合、乾燥状態のシルトに比べて湿潤状態のシルトの方が高い音圧がよく見られる。乾燥状態と湿潤状態では音圧が高くなる箇所がずれていることが確認できる。周波数が約 1000Hz 付近に変化が見られる。しかし、周波数が約 1000Hz 以外の低周波領域ではあまり変化が見られない。全体的に乾燥状態のシルトの方が音圧が高く出やすい傾向にある。以上のことから、ひび割れを導入していない吹付けコンクリート板と同様に、背面状況に応じて多少の変化は見られるが、多少の変化であることが結果として確認することができた。(図-3)



写真 2-1

コンクリート板



写真 2-2

吹付けコンクリート板



写真 2-3

吹付けコンクリート板（ひび割れ）

※上記の写真は、(試験で使用する試験体) すべて 450mm×450mm 厚さ 100mm である

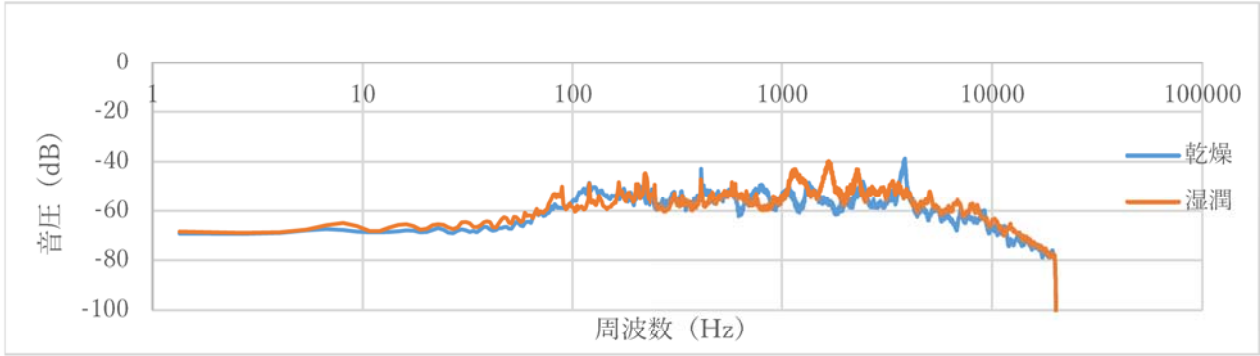


図-2 コンクリート板の打音平均

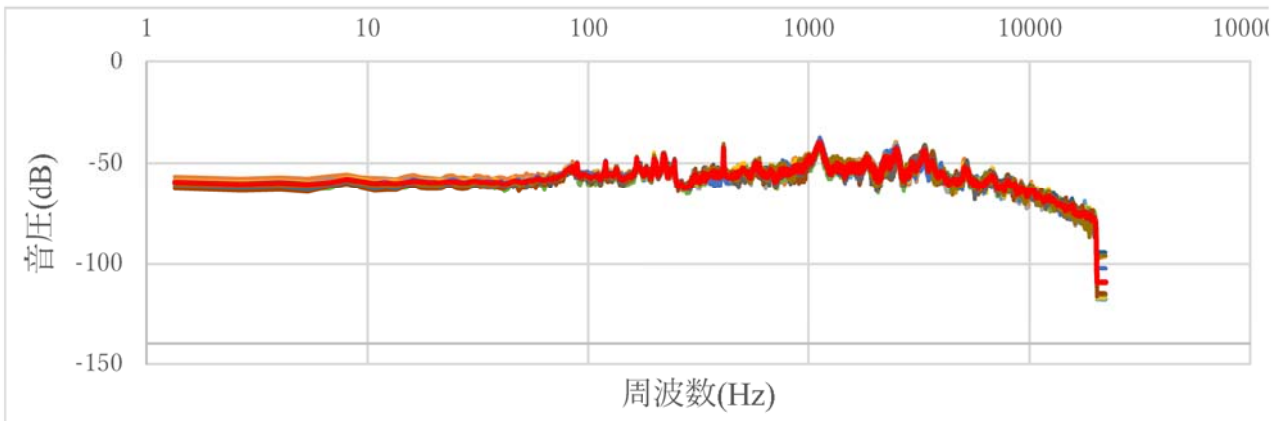


図-3 吹付けコンクリート板の音圧-周波数関係

(湿潤状態での無損傷の吹付けコンクリート板 1-5 (枚目) と損傷した吹付けコンクリート板の比較)

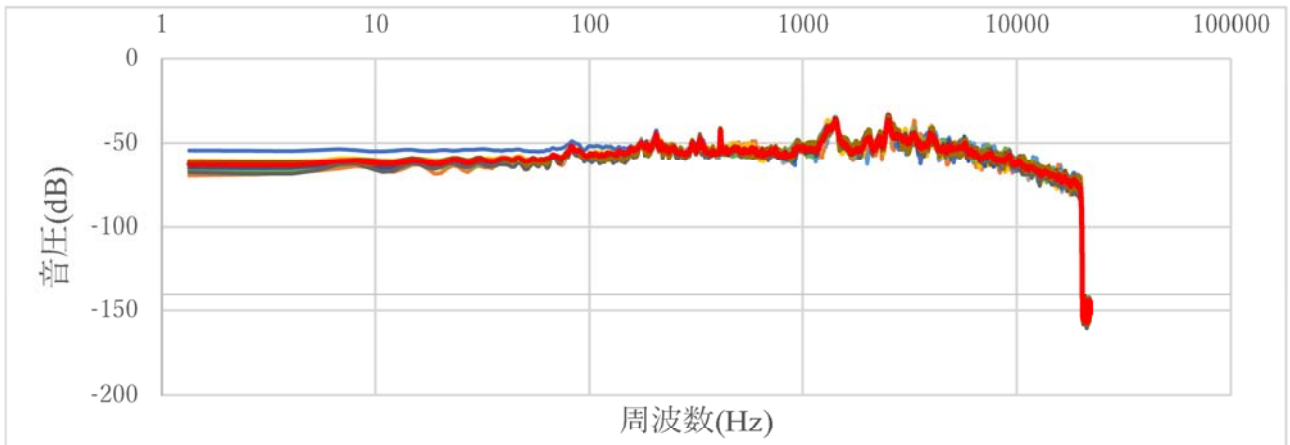


図-4 吹付けコンクリート板の音圧-周波数関係

(乾燥状態での無損傷の吹付けコンクリート板 1-5 (枚目) と損傷した吹付けコンクリート板の比較)

4. 結論

本研究では、特別な技術を必要とせず実地可能な打音検査技術の確立を目指し、コンクリート板、吹付けコンクリート板の背面状況が打音特性に与える傾向を検討した。乾燥状態のシルトと湿潤状態のシルトの音圧

の違い、コンクリート板背面が乾燥状態の場合、音圧の高い位置が極端にずれていることや、吹付けコンクリート板の場合、背面状況に変化を与えても低周波領域での音程が安定していること、乾燥状態と湿潤状態を比較して多少のずれが生じるが大きな変化はないこと、乾燥状態の方が音圧が高くなる傾向、特性などを確認することができた。

しかしながら、それらの特色や傾向は試験体の状態や、試験者のコンディションなど、限られた条件下での傾向、特性で有り、様々な条件が混在する実物構造において効果的なものであるかどうかは判断できない。

今後も、さらに多くの条件を設定し、より実物構造の状態に近づけた検討が必要である。

参考文献

- 1) 田沢雄二郎：吹付コンクリート工法、粉体工学会誌、Vol.25、No.3、pp168-174、1988
- 2) 音声編集フリーソフト Audacity、<https://audacity.softonic.jp> (2020.1 確認)
- 3) <http://data.jci-net.or.jp/>打音特性を用いた劣化診断に関する基礎的研究

打撃方法や材料の違いがコンクリート板の打音特性に及ぼす影響の評価

EC18007 伊藤 大晟

1. 研究背景と目的

道路付帯構造物として、切土法面などに利用される「コンクリート吹付工」は、昭和 30 年代後半から施工され、施工性の良さなどから全国的に広く施工実績もある法面保護工である。一般的にコンクリート構造物は、施工後十数年を経て材料的劣化が進むことで強度劣化を生じる。コンクリート吹付工の欠陥の検査方法の一つに「打音検査」がある。この検査については専門技術者や熟練技術者によって検査が行われているが、明確な判定基準がなく打音の音質等で判定しているのが現状である。さらに、検査をする技術者の高齢化や人手不足が大きな問題となってきた。よって、打音検査の結果から特別な技術を必要とせず、客観的に劣化や損傷部分を判別できる技術の確立が望まれる。

本研究では、無損傷のコンクリート板と吹付けコンクリート板を対象とし、打撃方法を変化させた場合での打音特性傾向を明らかにすることを目的としている。特別な技術を必要とせず実験可能な打音検査技術の確立を目指しているため、技術が確立されれば、道路施設の維持管理に大きく貢献することができる。

2. 打音試験方法

2.1 試験体概要

試験体の大きさは全て一辺 450mm で統一する。その中から厚さが 50mm の物と 100mm の物に分ける。表 1 に示すように 450mm 角で厚さが 50mm と 100mm のコンクリート板が 2 枚ずつ、同じサイズで 450mm 角、厚さ 50mm と 100mm の吹付けコンクリートを 5 枚ずつ、合計 14 枚を用意した。

表 1 試験体の種類と背面状況

実構造物を想定した試験体の種類	背面状況
450mm 角で厚さ 100mm のコンクリート板	シルト
450mm 角で厚さ 50mm のコンクリート板	シルト
450mm 角で厚さ 100mm の吹付コンクリート板	シルト
450mm 角で厚さ 50mm の吹付コンクリート板	シルト

2.2 試験方法概要

打音試験には写真 1 に示すテストハンマーと写真 2 に示すマイクとレコーダを使用した。背面は、地質をすべてシルトで統一して行った。打撃箇所は、中心の一箇所とする。テストハンマーを(約 150mm)振り上げ、一つの試験体につき(ゆっくり・普通・はやく)の三種類の打撃方法で 10 回の打撃を 10 セット、合計一つの試験体につき 300 回たたくことにした。これで一度の打音検査につき、10 個の打音データを取得した。こうして一つの背面状況と 14 種類の試験体の打音データを採取した。

次に打音解析には、扱いが容易な Audacity²⁾を活用する。写真 3 にあるように採取した音声データ(.WAV)の音を



写真 1 テストハンマー

Audacity 上で打音と関係のない雑音を取り除き、ノイズ除去を行う。その後、データ処理を終えた音声データを選択し、高速フーリエ変換を使い周波数解析をする。以上の処理により音圧(dB)、周波数(Hz)のテキストデータ(.txt)を得る。これらのテキストデータをもとに、Excel などを用いて打音特性の傾向を検討した。



写真-2 マイクとレコーダ

3. 試験結果

3.1 音圧と周波数関係(厚さ 50mm の試験体)

周波数解析を行った結果、高速フーリエ変換することで音圧-周波数関係を得た。まずコンクリート板と吹付コンクリート板の比較を行った。図-1 は試験体の打撃方法をゆっくりにした時の音圧-周波数関係である。図-2 は試験体の打撃方法を普通にした時の音圧-周波数関係である。図-3 は試験体の打撃方法をはやくした時の音圧-周波数関係である。これらは全て厚さ 50mm に統一した試験体の比較である。厚さ 50mm のゆっくりと普通にたたいたものを比較した所、周波数 200Hz でコンクリート板、600Hz で吹付コンクリート板の音圧が高くなるのがわかった。また、はやくたたいた時でも 200Hz と 600Hz の音圧がわずかに高くなるのがわかった。50mm の厚さの試験体では周波数 900Hz での音圧が飛びぬけて高くなると思う。また、ゆっくり・普通にたたいた時と比べてはやくたたいた時は、両試験体で打撃方法による音圧-周波数関係に大きなずれが見られなかった。

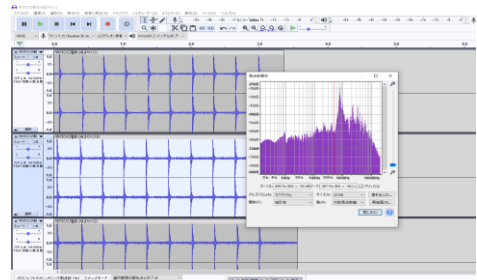


写真-3 高速フーリエ変換(Audacity)

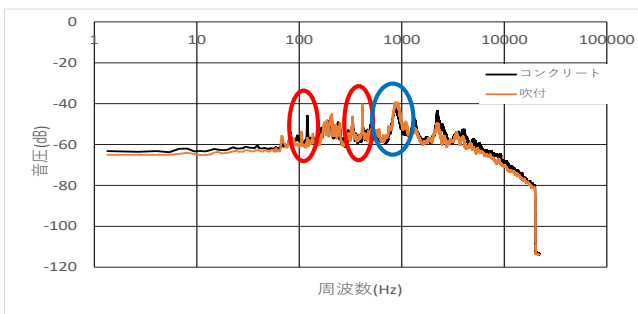


図-1 厚さ 50 mm音圧-周波数関係(ゆっくり)

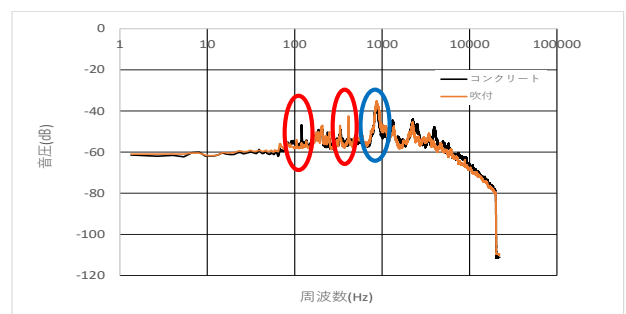


図-2 厚さ 50 mm音圧-周波数関係(普通)

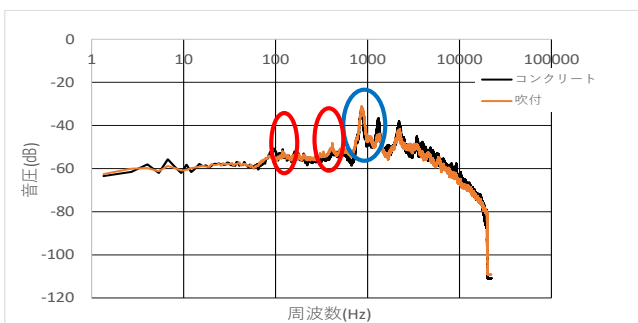


図-3 厚さ 50 mm音圧-周波数関係(はやく)

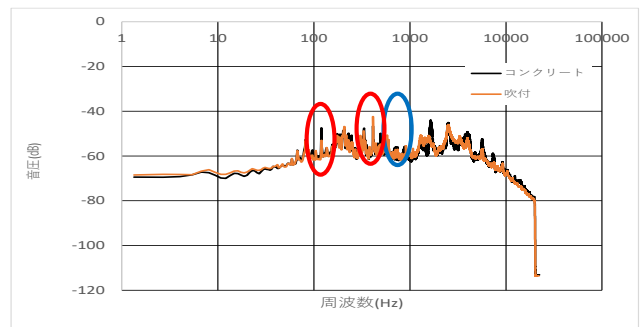


図-4 厚さ 100 mm音圧-周波数関係(ゆっくり)

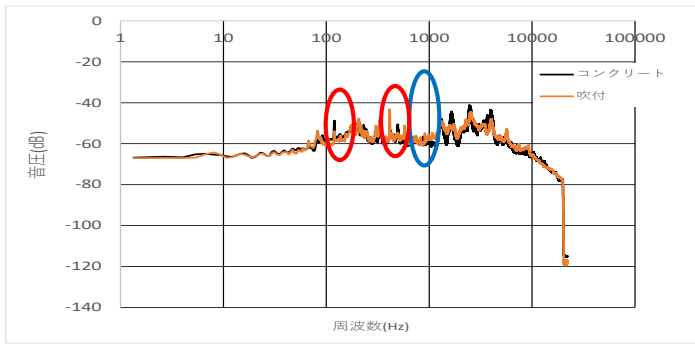


図-5 厚さ 100 mm音圧一周波数関係 (普通)

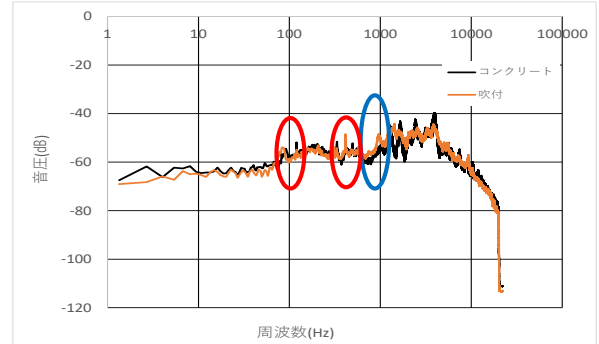


図-6 厚さ 100 mm音圧一周波数関係 (はやく)

3.2 音圧と周波数関係(厚さ 100mm の試験体)

上記の図-4~6 は厚さ 100mm の試験体を先程と同様ゆっくり・普通・はやく三種類の打撃方法に分けて比較したものである。図-4~6 を見るとわかるように厚さ 50 mm と同様、周波数 200Hz でコンクリート板、600Hz で吹付コンクリート板の音圧が高くなった。厚さ 50 mm の際にはやくたたいた時は、両試験体で打撃方法による音圧一周波数関係に大きなずれが見られなかったが、図-6 のはやくたたいた平均をみると、両試験体の音圧一周波数関係に少しの違いが出るのがわかった。さらに、厚さ 50mm の試験体の場合、900Hz で音圧が大きくなっていたが、厚さ 100mm の試験体では逆に 900Hz で音圧が減少していた。

このことから、音圧の高さに違いは生まれるが、周波数には大きな違いはでなかった。よって、二種の試験体で打音特性に影響を及ぼすのか調べた結果、材料の違いや打撃方法では打音特性に影響はないことがわかった。

4. 結論

この研究は、特別な技術や経験が無い技術者でも実験可能な打音検査技術の確立を目指し、コンクリート板や吹付コンクリート板の打撃方法や材料の違いが打音特性に及ぼす影響を検討した。

本研究で得られた成果として、厚さを統一したコンクリート板と吹付コンクリート板で音圧一周波数関係に大差はないことがわかった。また、コンクリート板と吹付コンクリート板の厚みが 50mm の場合では、900Hz における音圧が特に高くなることや、同じ周波数 900Hz で厚み 100mm の試験体では逆に音圧が低くなっていること、厚さ 50 mm の打撃方法はやく以外で 200Hz と 600Hz で各試験体の音圧が高くなることなど、いくつかの傾向を確認することができた。このことから、材料の違いや打撃方法では打音特性に影響を及ぼさないと考えた。

しかし、試験体の配合を変えたときに打音特性に影響がでるかもしれないことから、一概に効果的とは言えないと判断した。

参考文献

- 1) 田沢雄二郎：吹付コンクリート工法、粉体工学会誌、Vol.25,No3,pp168-174,1988
- 2) 音声編集フリーソフト Audacity、<https://audacity.softonic.jp> (2022. 1 確認)

ひび割れ状況が吹付けコンクリート板の打音検査に及ぼす影響

EC18014 尾崎 龍吾

1. 目的

コンクリート吹付工は昭和 30 年代後半から施工され、施工性の良さなどから全国的に広く施工実績もある法面保護工である。一般的にコンクリート構造物は、外力作用等によりひび割れが発生する。そのため、検査として、全国的に実施されている打音検査については、専門技術者や熟練技術者によって検査が行われているが、打音の音質等で判定しているのが現状である。また、近年土木技術者不足が問題になっているが、コンクリート吹付工の検査技術者の高齢化、人手不足も著しい状況である¹⁾。よって、打音検査における音波分析・判定条件の研究を進め、若年技術者においても道路施設の維持管理を行えるようにすることが求められている。そこで本研究では、特別な技術や経験が無い若年技術者でも数値的な違いで判断できれば吹付コンクリート工のあらゆる状況下で判定できる打音検査技術の確立を目的とした。また、ひび割れの有り無しの違いなどが分かっていないと判断することができ無い。そこで、沢山のデータがあれば今後人の目で違いを判断するのではなく、AI で判断することができる可能性があるため、沢山のデータを取得しました。

2. 打音試験方法

2.1 試験体概要

試験体は、写真 1 に示す 100 mm×450 mm×450 mm無損傷の試験体 5 枚（5 枚中の 1 枚）、写真 2 に示す 50 mm×450 mm×450 mm無損傷の試験体 5 枚（5 枚中の 1 枚）、写真 3 に示す、写真 1 の試験体を十字にひび割れさせたもの、写真 4 に示す、写真 1 の試験体を縦にひび割れさせたもの、写真 5 に示す、写真 2 の試験体を十字にひび割れさせたもの、写真 6 に示す、写真 1 の試験体を縦にひび割れさせたものの合計 14 枚を用いた。

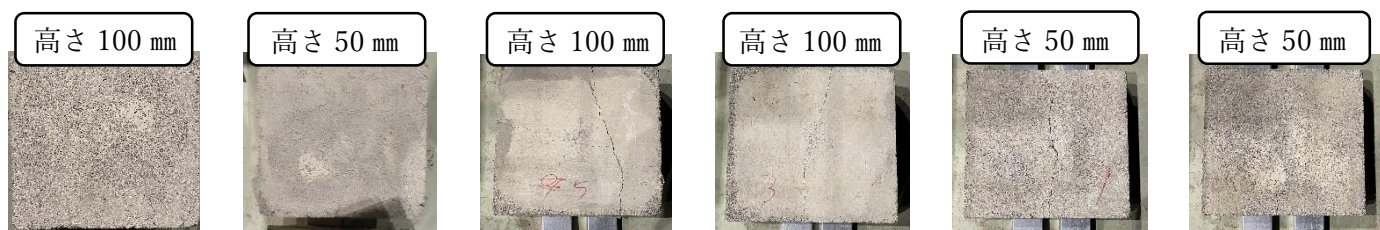


写真 1. 無損傷板例

写真 2. 無損傷板

写真 3. ひび割れ(十字)

写真 4. ひび割れ(縦)

写真 5. ひび割れ(十字)

写真 6. ひび割れ(縦)

2.2 試験方法概要

打音試験には、写真 7 に示すテストハンマーとマイクと録音機を使用した。これらは、一般に市販されているものである。打音試験は 18 号館北側加工場で行った。写真 8 に示す、背面に空間が生じないように、試験体背面にシルトを敷いた。打撃点は、無損傷、ひび割れ共に試験体中央部を 10 回の打撃を計 10 回繰り返して録音機で音データを取得した。ひび割れの試験体は側面を 10 回の打撃を計 10 回同様に行った。



写真 7. 試験器具



写真 8. シルト

打音解析には、扱いが容易な Audacity²⁾ を活用した。写真 9 のように打音データの高速フーリエ変換を行った。解析のスペクトル表示を利用し、サイズは 32768、関数は短形窓で統一し、打撃音の音圧と周波数関係を得た。

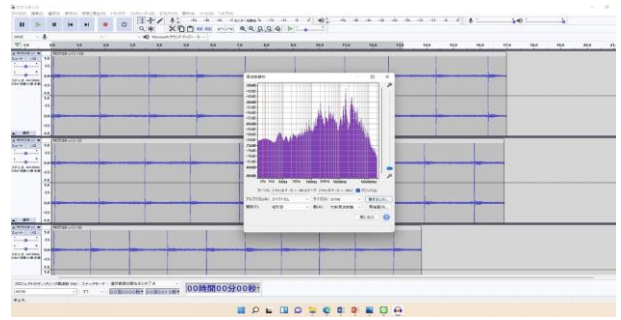


写真 9. Audacity

3. 試験結果

吹付コンクリート無損傷の打音データを Audacity にて高速フーリエ変換することで音圧-周波数関係を得た。その一例が図 1 である。100 mm × 450 mm × 450 mm の試験体 5 枚と 50 mm × 450 mm × 450 mm 5 枚の試験体それぞれ高速フーリエ変換し音圧-周波数関係を得た。同じ大きさだった事から、これからのひび割れとの比較は図 2、図 3 で示した音圧-周波数関係の平均と比較していく。吹付 1 はデータの特徴のズレが生じた為、省いた。

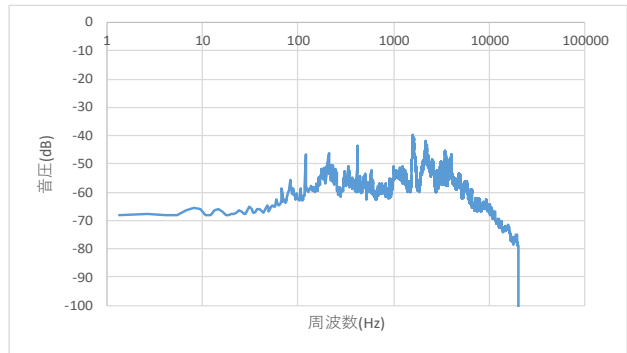


図 1. 吹付 1 無損傷の音圧-周波数関係

3.1 厚さ別の無損傷平均の音圧-周波数関係

厚さ 100 mm の平均を表した図 2 より音圧-周波数関係を読み取っていく。100 mm × 450 mm × 450 mm の試験体の特徴として周波数が 100(Hz)の手前から波形が変化しており、80(Hz)あたりで大きく乱れている。また、2000(Hz)から 5000(Hz)あたりにかけて 3 回に分けて大きく乱れている。

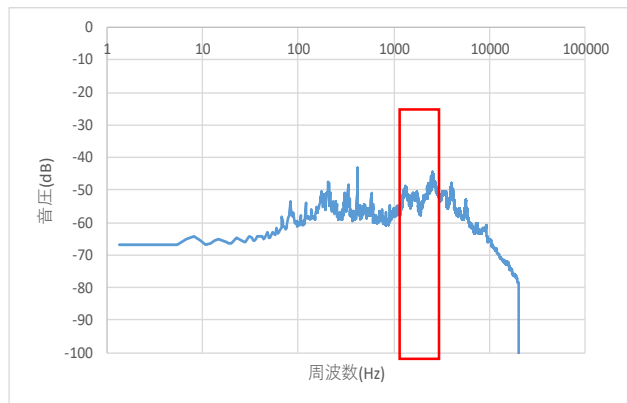


図 2. 吹付 1~5 の音圧-周波数関係の平均

次に図 3 を見てみると、図 2 と同様に 80(Hz)あたりから波形の乱れが発生している。800(Hz)あたりまでは試験体の厚さの変化では大きな違いが見られなかった。しかし、図 3 の音圧 割合-周波数関係で大きな特徴としては、周波数が 900(Hz)付近に大きな波形の乱れが確認できる。以上のことから、これらの音圧割合-周波数関係の大きな波形の乱れは、試験体の厚さによって違いが出る。

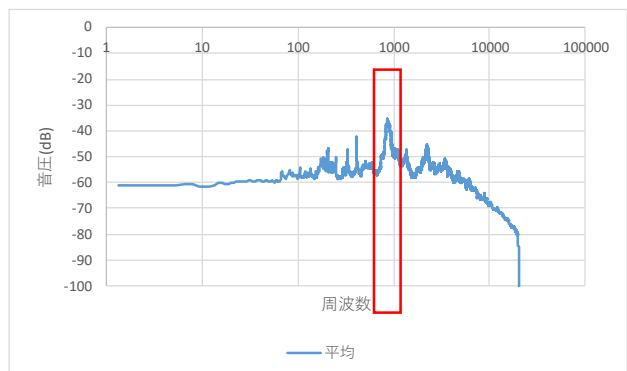


図 3. 吹付 6~10 の音圧-周波数関係の平均

3.2 無損傷の平均とひび割れ関係

図 2、図 3 に示したデータと写真 3~写真 6 の 4 枚の吹付けコンクリート板を厚さ別に比較していく。図 4 は写真 3 の試験体の中心を打撃したもので、図 5 は写真 3 の打撃場所を側面にしたものである。この平均とひび割れの音圧-周波数関係のデータを写真 4、写真 5、写真 6 と同様に比較していく。図 6~図 11 は図 4 図 5 同様に無損傷の平均とひび割れの中心を打撃したものと、側面を打撃したもの計 8 個である。図 4

と図5の関係と比較すると、中心を打撃した場合だと周波数に対する波形は共通の部分がある。しかし、周波数に対する音圧がひび割れている試験体の波が大きく変動している。図5の側面を打撃した方と比較すると、中心を打撃した時と似ているが800(Hz)~1000(Hz)の時の周波数が乱れている傾向にある。

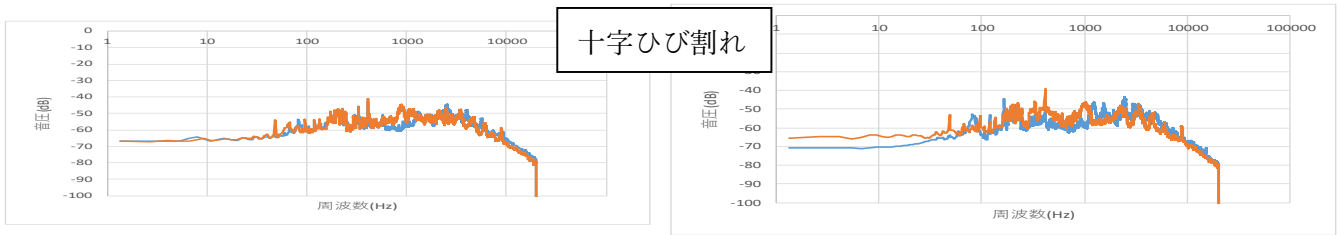


図4, 無損傷の平均とひび割れ関係(写真3)

図5, 無損傷の平均とひび割れ関係側面(写真3)

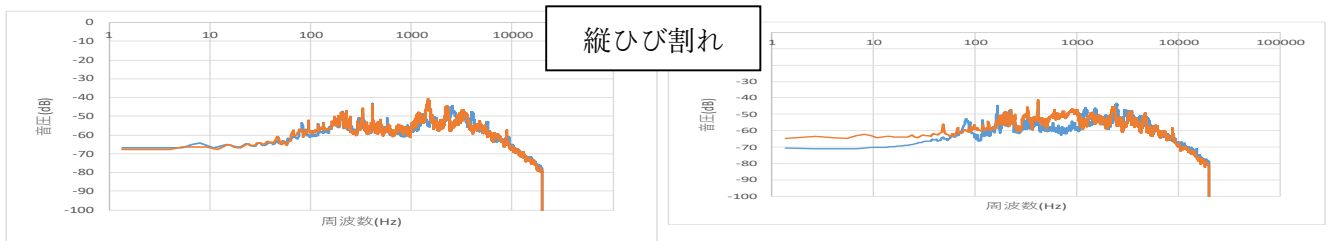


図6, 無損傷の平均とひび割れ関係(写真4)

図7, 無損傷の平均とひび割れ関係側面(写真4)

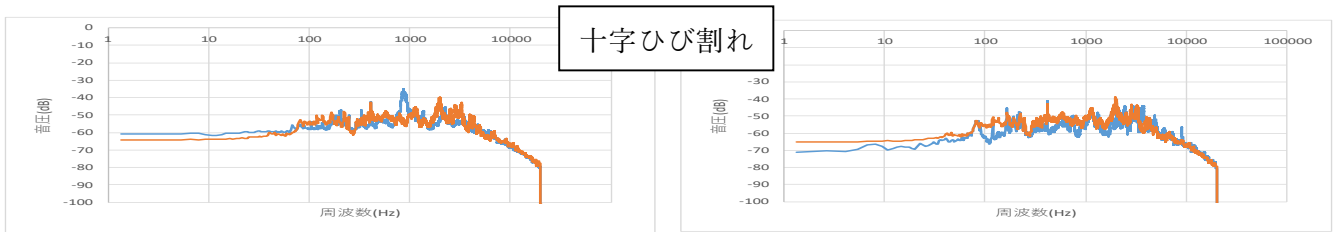


図8, 無損傷の平均とひび割れ関係(写真5)

図9, 無損傷の平均とひび割れ関係側面(写真5)

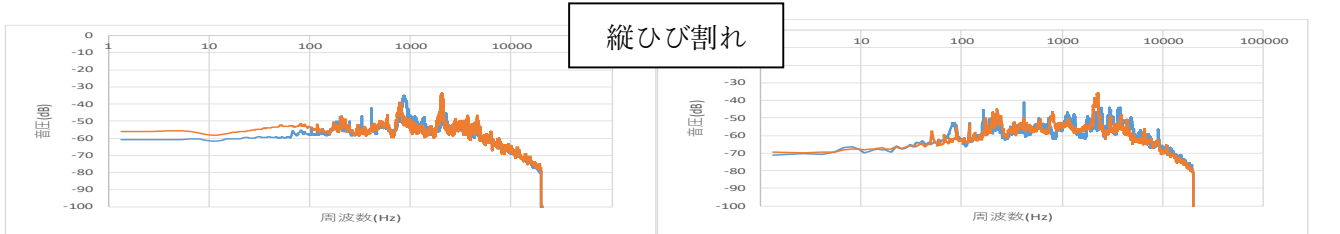


図10, 無損傷の平均とひび割れ関係(写真6)

図11, 無損傷の平均とひび割れ関係側面(写真6)

図4の無損傷板と十字にひび割れを導入したものの中心を打撃した時の比較。平面の中心を打撃した時は縦ひび割れの時もそうだったが、スタートから800Hzあたりまで大きな違いは見当たらない。ここで大きな違いが出るのは、800Hzから1000Hzにかけてひび割れを導入した方が音圧の乱れが確認できる。

次に図5の、無損傷板と十字ひび割れを導入したものの側面を打撃した時の比較。側面のデータはスタートから2000Hzまで共通しているところはなく、ひび割れを導入した時が最高で-40dBも高くなっていることが確認できる。また、縦ひび割れと同様に3000Hzを超えてから波形は似ているが周波数のずれが確認できた。また図6を比較すると、1000Hzあたりまではあまり違いが確認できず、2000Hzあたりでひび割れを導入した方が約10dBも高くなっていることが確認できた。それ以降も波形は似ているものの周波数にズレが生じていることも確認できる。次に図7の無損傷と縦にひび割れを導入したものの側面を打撃した時のものの比較を行なう。側面を打撃した時だと、スタートの音圧から約5dBもの違いがあることが確認できる。1000Hzまで全く類似しているところが見られなかった。3000Hzを超えてから波形が似てきた為、スタートから2000Hzにかけて大きな違いが出る事が確認できた。

次に厚さ 50mm の無損傷板とひび割れ板の比較を行っていく。

次に図 8 の比較をしていく。500Hz あたりの音圧の乱れがひび割れには無かった。また、特徴であった 900Hz の音圧も高くなっていないことが確認できる。図 9 を比較していく。比べると音圧の大きく違いがあるのが分かる。また、ひび割れを導入したものの音圧が最初から高いことが確認できる。500Hz の音圧の乱れの特徴は似ているが、音圧が高いことが確認できた。図 10 の無損傷板と縦にひび割れを導入したものの中心を打撃した時の比較を見ていく。スタートの音圧の変化があるのが確認できる。また、50mm の無損傷板の特徴として 500Hz あたりに音圧の乱れが見られたものの、ひび割れと導入した時には見られなかった。900Hz で音圧が高くなっているのはひび割れ板も同じ特徴があり、4000Hz あたりでもう一度音圧が高くなるが、ひび割れの試験体が約 10dB ほど大きいことがわかった。次に図 11 の比較をしていく。無損傷の特徴の 500Hz に音圧が高くなっているが、ひび割れにはそのような特徴は見られなかった。ひび割れ板は 4000Hz に一度大きな音圧の乱れが確認できる。

4. 結論

試験結果から、吹付けコンクリート板の厚さを変化させると 800(Hz)から 1000(Hz)の音圧が変化している事が分かる。また、音圧-周波数でひび割れが導入されているか、無損傷なのか区別は出来ると考える。しかし、ひび割れの種類までは検討出来ていない為、より詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 愛知県吹付法面定期点検要領 (案), <https://www.pref.aichi.jp/douroiji/image/fukitsukenorimen.pdf> (2021.8 確認)
- 2) 音声編集フリーソフト Audacity. <https://audacity.softonic.jp> (2022.1 確認)

コンクリート板の材質・寸法が打音特性に及ぼす影響

EC18024 川本 宜論

1 研究背景と目的

全国的に行われている「打音特性」については、専門的技術者や熟年技術者によって検査が行われており、ひび割れ発生が特定できると好ましいと言われている。さらに、背面の状況が推定できると良いが、明確な判定基準がなく打音の音質等で判定しているのが現状である。近年、土木技術者不足が叫ばれて久しいが、コンクリート吹付工の検高速フーリエ変換は、音響・振動測定分野において重要な解析手法です。FFT を使うことにより、ある信号をいくつかの周波数成分に分解し、それらの大きさをスペクトルとして表すことができます。査技術者の高齢化・人手不足も著しい状況である。よって、打音検査における周波数分析・判定条件の研究を進めることで、若年技術者においても内部隙間などの欠陥判定が可能になり、道路施設の維持管理を行えるようにする事が要求されている。¹⁾

従来の打音試験では、吹付コンクリート板のみで行っていた。試験体のサイズは 450mm 角を使用しており、背面状況は砂地、コンクリートの上、シルト、12 mm と 24mm の隙間をいれて比較した。よって本研究では今回から、コンクリート板を追加し打音試験での打音特性を検討した。目的は吹付コンクリート板からコンクリート板に材料が変化した場合や試験体の寸法が打音特性に及ぼす影響を調べることで、実像構造物に貢献できること。特別な技術や経験がない若年技術者でもあらゆる状況下で判断できる打音検査技術の確立を目指している。打音特性に関する基礎知見を得ることを目指している。技術が確立されれば、道路施設の維持管理に大きく貢献することができる。

2. 打音試験方法

2.1 試験体概要

試験体は写真 1 に示すように 1 辺が 200 mm の正方形、厚さが 50 mm を 2 枚(試験体 1, 2)、100 mm を 2 枚(試験体 3, 4)。写真 2 で示すように 1 辺が 450 mm の正方形、厚さが 50 mm を 2 枚(試験体 5, 6)、100 mm を 2 枚(試験体 7, 8))。写真 3 で示すように 1 辺が 700 mm の正方形、厚さ 50 mm を 2 枚(試験体 9, 10)、100 mm を 2 枚(試験体 11, 12)の計 12 枚用いた。

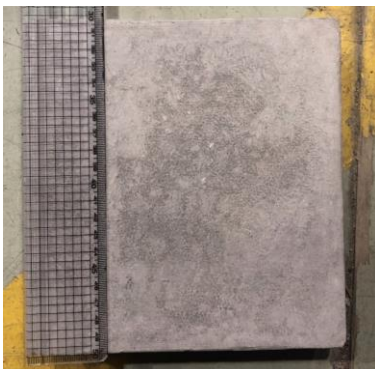


写真 1 1 辺 200 mm の試験体



写真 2 1 辺 450 mm の試験体



写真 3 1 辺 700 mm の試験体

2.2 試験方法概要

打音試験には写真4に示すテストハンマーと写真5に示すマイクと録音機を使用した。これらは一般に販売されているものである。打音試験は18号館施設内の北側加工場で実施し、試験体背面状況がすべての試験で同一で、かつ試験体背面に空間が生じないように、写真6で示すように試験体背面にシルトを敷いた。

実験では、3種類の打撃方法を行う。打撃点は試験体中央部で1回の録音で10回打撃した。これを一つのデータとする。これを10セット繰り返す。1種類目は間隔を開けて打撃するもの。2種類目は通常スピードで打撃するもの。3種類目は間隔を開けずに打撃するものである。打撃方法の定義は間隔を開けて打撃するが約2秒間に1回のスピードで打撃。通常スピードで打撃するが約1秒に1回の打撃。間隔を開けずに打撃するが試験体を連打するこれを基準とする。

打音解析には、扱いが容易な Audacity²⁾ を活用した。

写真7のように打音データの高速フーリエ変換を行うことで、そのデータをもとに打撃音の音圧と周波数関係を得た。



写真4 テストハンマー 写真5 マイクと録音機

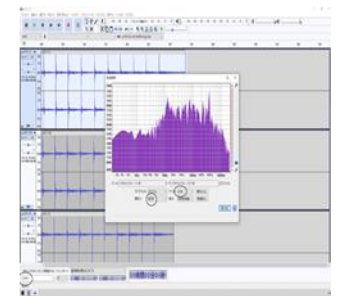


写真6 背面地質(シルト) 写真7 Audacity

3. 試験結果

3.1 音圧-周波数関係(同じ寸法で打撃方法を変化させた場合)

図1は200mm角の試験体で厚さ50mmの音圧-周波数関係を示している。3種類の打撃方法は共に3つの音圧-周波数変化が確認できた。1つ目は周波数が413Hz付近で音圧は卓越していた。2つ目は周波数が2493Hz付近で音圧は卓越していた。3つ目は周波数が3834Hz付近で音圧は卓越していた。この結果は450mm角の試験体でも700mm角の試験体でも同様なことが言えた。図2は200mm角の試験体で厚さを100mmの音圧-周波数関係を示している。50mm厚と同様に3つの音圧-周波数関係が確認できた。1つ目は周波数が413付近Hzで音圧は卓越していた。2つ目は周波数が2598Hz付近で音圧は卓越していた。3つ目は周波数が3920Hz付近で音圧は卓越していた。この結果も同様

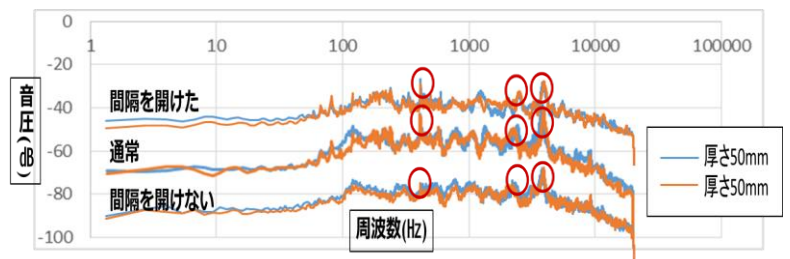


図1 200mm角 厚さ50mm
音圧-周波数関係

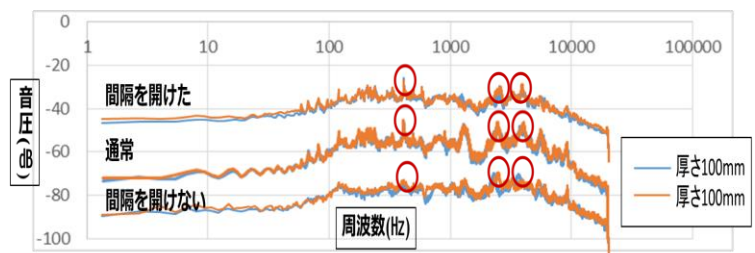


図2 200mm角 厚さ100mm
音圧-周波数関係

に 450mm 角の試験体でも 700mm 角の試験体でも同様なことが言えた。以上のことから同じ寸法で打撃方法を変化させた場合は明確な違いは見られなかった。

3.2 音圧-周波数関係(寸法と打撃方法を変化させた場合)50mm厚 試験体 1,5,9

試験体の寸法と打撃方法を変化させた場合で打音特性に影響があるのか検討した。まず、50mm厚から説明する。図4は間隔を開けて打撃した200mm角,450mm角,700mm角の音圧・周波数関係である。200mm角では1000Hz~10000Hzの間で音圧が一番卓越していた。450mm角では1000Hz~10000Hzの間で音圧が一番卓越していて、2つ大きな周波数の振幅があり音圧が卓越していた。700mm角では100Hz~1000Hzの間で一つ大きく音圧が卓越していた。さらに、1000Hzを少し超えた所でも音圧が卓越していた。図5は通常スピードで打撃した音圧-周波数関係。図6は間隔を開けずに打撃した音圧-周波数関係である。3つの図から分かるように打撃方法の違いだけでは周波数に大きな違いは見られなかった。その結果の具体的な値を数値化しました。間隔を開けた打撃の場合、200mm角では3845Hzで音圧が卓越した。450mm角のでは1647Hzと2488Hzで音圧が卓越した。700mm角では、406Hzと1112Hzで音圧が卓越した。通常スピードで打撃した場合、200mm角では3834Hzで音圧が卓越した。450mm角では1640Hzと2460Hzで音圧が卓越した。700mm角では407Hzと1110Hzで音圧が卓越した。間隔を開けずに打撃した場合、200mm角では3807Hzで音圧が卓越した。450mm角では、1631Hzと2600Hzで音圧が卓越した。700mm角では407Hzと1117Hzで音圧が卓越した。このように50mm厚で打撃方法を変化させても明確な違いはなかった。しかし、試験体の寸法の変化で比較すると大きく違いが分かった。

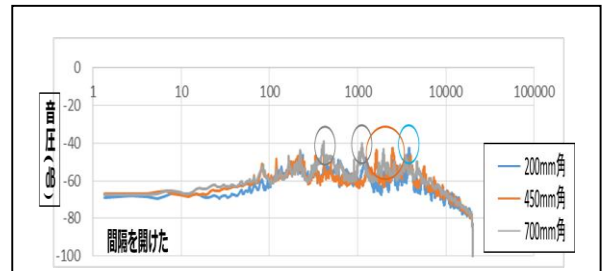


図4 間隔を開けて打撃した音圧-周波数関係

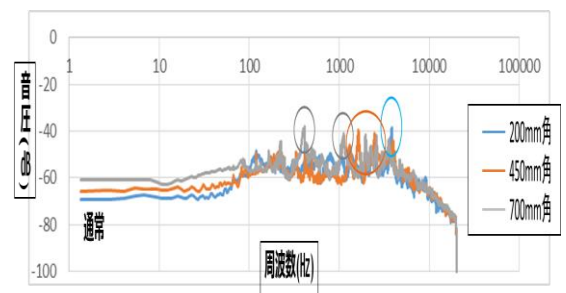


図5 通常スピードで打撃した音圧-周波数関係

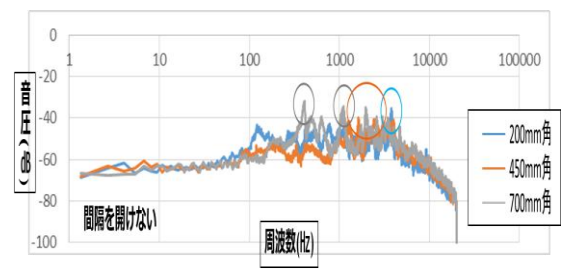


図6 間隔を開けずに打撃した音圧-周波数関係

3.3 音圧-周波数関係(寸法と打撃方法を変化させた場合)100mm厚 試験体 4,8,12

次に100mm厚の比較を行った。試験体は200mm角,450mm角,図7は通常スピードで打撃した音圧-周波数関係である。先ほどの50mmと同様に、100mm厚でも試験体と打撃方法をそれぞれ比べても、音圧に明確な違いは見られなかった。その具体的な値を数値化した。間隔を開けた打撃の場合、200mm角では8924Hzで音圧が卓越した。450mm角のでは884Hzと1351Hzで音圧が卓越した。700mm角では、413Hzと1102Hzで音圧が卓越した。通常スピードで打撃した場合、200mm角では9203Hzで音圧が卓越した。

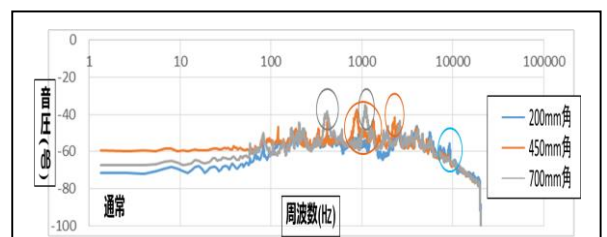


図7 通常スピードで打撃した音圧-周波数関係

450mm角では880Hzと1326Hzで音圧が卓越した。700mm角では413Hzと1098Hzで音圧が卓越した。間隔

を開けずに打撃した場合、200mm 角では 9202Hz で音圧が卓越した。450mm 角では、881Hz と 1320Hz で音圧が卓越した。700mm 角では 394Hz と 1100Hz で音圧が卓越した。このように 100mm 厚で打撃方法を変化させても明確な違いはなかった。しかし、試験体の寸法の変化で比較すると大きく違いが分かった。

3.4 試験体の寸法が打音特性に及ぼす影響(厚さの比較)

50mm 厚と 100mm 厚を比較した場合は打撃方法を変化させても 700mm 角では音圧の卓越した数値には大きな違いは見られなかった。しかし、200mm 角と 450 mm 角の試験体のそれぞれの音圧の卓越した数値を比較すると大きな違いが見られた。

4. 結論

本研究では、特別な技術や経験がない若年技術者でもコンクリート版のあらゆるサイズの状況下でも判定できる打音研究技術の確立を目指し、コンクリート版に及ぼす影響を検討した。背面地質は統一しシルトを使用した。試験結果から分かった傾向を以下に示す。

4.1 音圧-周波数関係(同じ寸法で打撃方法を変化させた場合)

200mm 角で厚さ 50mm の試験体で打音検査を行った場合、3 種類の打撃方法は共に 3 つの音圧-周波数変化が確認できた。この結果は 200mm 角で厚さを 100mm に変化させても同じような傾向が見られた。この結果は 450mm 角の試験体でも 700mm 角の試験体でも同様なことが言えた。同じ寸法で打撃方法を変化させた場合は、明確な違いは見られなかった。

4.2 音圧-周波数関係(寸法と打撃方法を変化させた場合)

実験結果より、50 mm 厚で打撃方法を変化させても明確な違いは見られなかった。しかし、試験体の寸法で比較すると大きく違いが分かった。100mm 厚でも同様な結果が得られた。

4.3 試験体の寸法が打音特性に及ぼす影響(厚さの比較)

50mm 厚と 100mm 厚で比較をした時に、700mm 角の試験体では音圧に大きな変化は見られなかった。しかし、200mm 角と 450 mm 角では音圧に大きな違いが見られた。この結果より、今回の実験では試験体の中央部を打撃しているので、音の反射で試験体と音圧に影響を及ぼすと考えた。よって厚さの比較では音圧が変化するとは一概には言えない。

本研究の打音試験では、3 つのことが分かった。

1 つ目は打音試験を変化させても音圧-周波数関係を評価しても打音特性に明確な違いは見られなかった。2 つ目はコンクリート板の寸法の違いで打音特性に明確な違いが確認できる。3 つ目は寸法が大きい試験体のもほど小さい周波数で音圧の卓越が見られた。

この結果から、コンクリート板の大小で音圧が卓越する周波数が異なるということ、実像構造物に適用できれば、目に見えない構造物の不具合が打音検査により判定することが可能ではないかと考えた。

参考文献

- 1) 田沢雄二郎：吹付コンクリート工法，粉体工学会誌，Vol25、No3,pp168-174,1988 (2021.8 確認)
- 2) 音声編集ソフト Audacity <https://audacity.softonic.jp> (2022.1 確認)
- 3) 伊藤大晟 卒業研究 打撃方法や材料の違いがコンクリート板の打音特性に及ぼす影響の評価(2022.1 確認)

グラウト未充填部で PC 鋼材が破断した PC 部材の解析的性能評価

EC18027 小池 聖

1. 研究の背景と目的

高度経済成長期から多くの PC 橋が建設されているが、近年では老朽化してきている PC 橋が増えてきており、これを適切に維持管理して安全に共用を継続できるようにしていくことを求められている。また、老朽化したコンクリート構造物での合理的な維持管理では、経年などの経年などで劣化・損傷した構造物が保有する残存構造性能を適切に評価する技術が必要であることが考えられる。PC 橋の損傷に塩害があり、グラウト充填不良や橋面および桁端部の防水処理が施されていないことによる雨水の侵入での PC 鋼材の腐食の破断が報告されている。これらの損傷した PC 橋に対する性能評価手法は十分に確立されていない。そこで本研究では、埼玉大学の横田らの PC 鋼材を人為的に切断した PC はりを使用して、グラウト未充填状態を人為的に作成したものとグラウト未充填区間を再注入した 2 つの PC はりの载荷試験¹⁾を解析対象として、グラウト充填不足と PC 鋼材の破断を組み合わせた状態での耐荷特性と充填不良部を変数としたパラメトリック解析でのグラウト未充填と再注入を行い評価可能な数値的解析を目的とする。

2. 解析対象と解析概要

2.1 解析対象とした実験の概要

本研究では解析の対象とした PC はりの諸元では、断面が $200 \times 200 \text{mm}$ で支間長 2400mm である。はり下縁には 3 本の SD345(D6)引張鉄筋、はり上縁には 2 本の SD345(D6)圧縮鉄筋が配置されている。有効数字 145mm の位置で PC 鋼材に単線が付着性能を有するインデント PC 鋼線 SWPD1L7mm を鋼製シース($\phi 18$)に配置して緊張後に部分的にグラウトを充填したポストテンション方式である。グラウト充填不足のコンクリートとグラウトの圧縮強度はそれぞれ 42.7N/mm^2 および 64.4N/mm^2 であり、グラウト未充填区間の再注入のコンクリートとグラウトの圧縮強度はそれぞれ 42.1N/mm^2 および 65.8N/mm^2 である。また、図-1 には解析対象の供試体が示されている。図中の×印が PC 鋼材を切断した箇所である。PC はりのそれぞれのグラウト未充填区間とグラウト再注入区間でのシース内に小さなスポンジ片を挿入することでグラウト未充填状態を人為的に作成し、更にその区間内において PC はりの側面からコンクリートコアドリルで PC 鋼材を切断した。また、PC 鋼材の切断後に、グラウト未充填区間において自然流下方式を使ってグラウトの再注入が行っている。グラウト未充填区間と再注入区間はそれぞれ同じである。

2.2 解析概要

解析には、3次元格子等価連続体モデル (LECOM)²⁾に野中の付着モデル³⁾を使用した。本研究では PC 鋼材とグラウト間の付着強度パラメータを $\alpha=0.15$ 、と設定して解析を行っている。PC 鋼材の破断と関係してグラウト未充填とグラウト再注入に違いによって耐荷性能がどのような変化をするかを解析する。

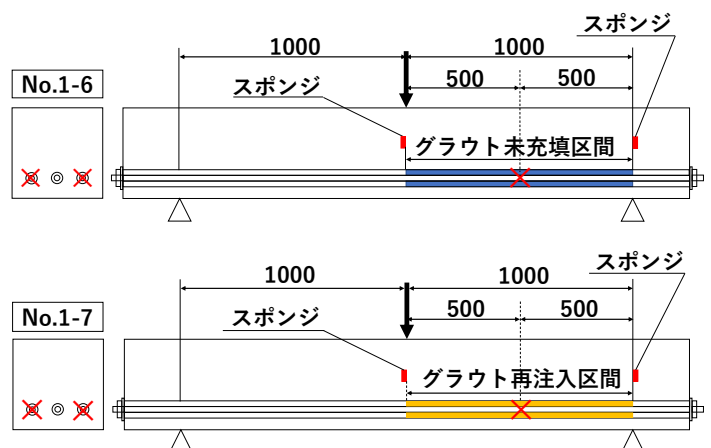


図-1 解析対象の供試体

3. 実験と解析の比較結果

図-2 に実験と解析の比較を示す。実験と解析を比較して、わずかな差異が認められるが、比較的精度がよく、実験結果を予測している。No.1-6 の実験と解析、No.1-7 の実験と解析でグラウト再注入が行われた結果では No.1-6 より耐荷力が大幅に向上することが確認される。だが No.1-7 の実験と解析での No.1-7($\alpha=0.15$)の時の解析で耐荷性能が大きく異なったため、 $\alpha=0.03$ の場合での解析を行ったところ No.1-7 の実験には近づいたが降伏しなかった。その原因として No.1-7 の実験では、再注入したグラウトと PC 鋼材の付着は初期最大値の付着により低下した及び実験でスポンジを使用しているためスポンジが付着性状の低下に影響したためかと考える。解析での No.1-7($\alpha=0.15$)では、グラウト再注入によりコンクリートの一体化のしやすさから付着性が高まり、鉄筋のように引張抵抗材としてある程度の機能を果たしているため大幅な回復ができたのではないかと考える。No.1-7 の実験では、グラウト再注入でシース管の中でグラウトの固まり具合が悪かったことによって、付着の確保ができていなかったのではないかと考える。

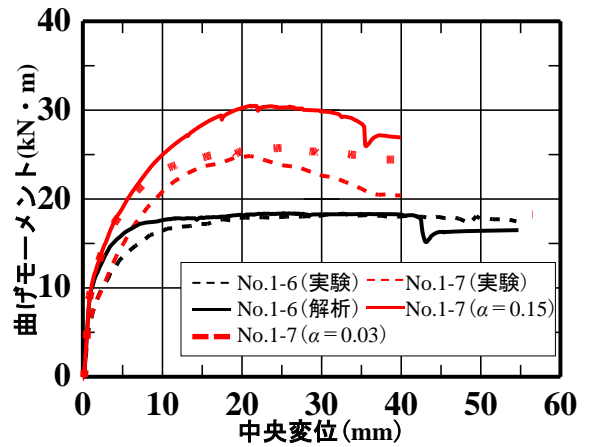


図-2 実験と解析の比較

図-3 に最大荷重時における切断した PC 鋼材と断面幅中央に配置する PC 鋼材の軸方向のひずみ分布を示す。破断した PC 鋼材に着目すると No.1-6 ではスパン中央から 1000mm までの範囲でグラウト未充填区間の PC ひずみが 0 になっていることや残り 2 つの No.1-7 でスパン中央から 1000mm までの範囲で PC ひずみの値が生じ耐荷力が回復したことから、No.1-6 と No.1-7 でスパン中央から 500mm のところで切断されているため PC ひずみが 0 になっていることが確認できる。スパン中央に着目すると破断した PC 鋼材では、No.1-6 と No.1-7 で比較すると No.1-7 で PC ひずみが向上していることから、再注入によって破断した PC 鋼材は荷重に対して抵抗したことが確認できる。破断していない PC 鋼材では No.1-6 と No.1-7($\alpha=0.03$)で比較すると No.1-7($\alpha=0.03$)では PC ひずみがわずかに減少しているが、No.1-7($\alpha=0.15$)では大幅に減少していることが確認できた。その結果から破断した PC 鋼材にグラウト再注入されることによって破断していない PC 鋼材の負担が減り PC は全体の耐荷力が向上したことやスパン中央で破断した PC 鋼材が降伏ひずみを越えた時に耐荷力が向上するのではないかと考える。

図-4 に最大荷重時における断面幅中央に配置される引張鉄筋の部材軸方向のひずみ分布を示す。スパン中央に着目すると No.1-6 と No.1-7($\alpha=0.03$)で比較すると No.1-7($\alpha=0.03$)では鉄筋ひずみがわずかに減少しているが、No.1-7($\alpha=0.15$)では大幅に減少していることが確認できた。原因として PC ひずみの時と同じ考察となるがグラウト再注入されたことによって鉄筋ひずみが減少し耐荷力が向上しているが No.1-7($\alpha=0.15$)では、ス

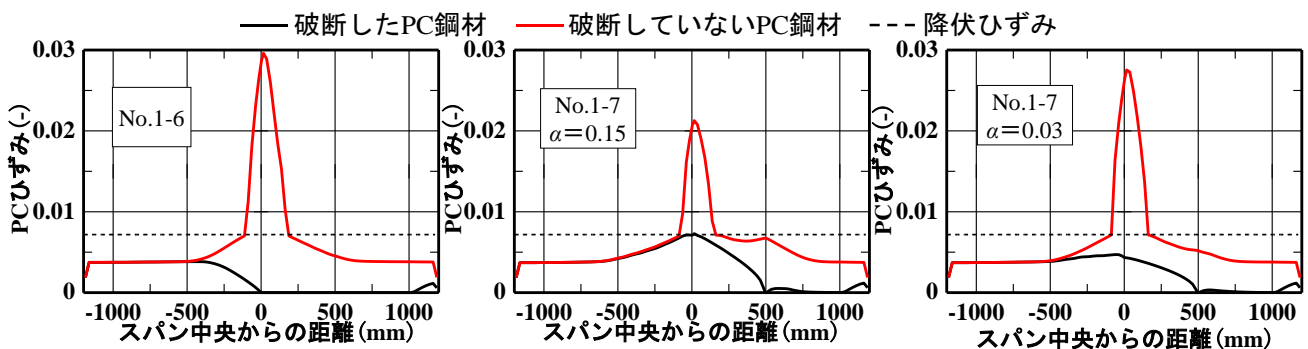


図-3 PC 鋼材のひずみ分布

左 : No.1-6 真ん中 : No.1-7 ($\alpha=0.15$) 右 : No.1-7 ($\alpha=0.03$)

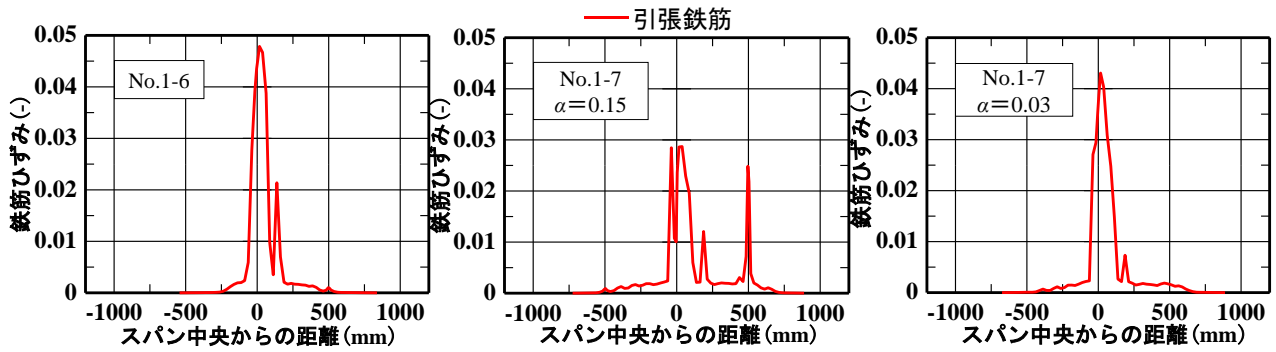


図-4 鉄筋のひずみ分布

左 : No.1-6 真ん中 : No.1-7 ($\alpha=0.15$) 右 : No.1-7 ($\alpha=0.03$)

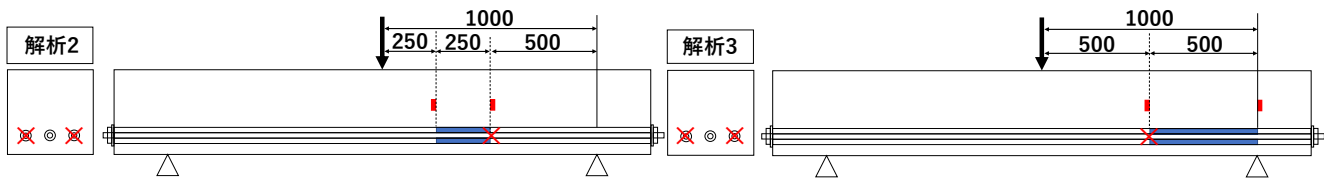


図-5 パラメトリック解析でのPCはり (注 : ×切断位置)

パン中央から1000mmの範囲でグラウトが再注入され、コンクリートの一体化が高まり中央スパンから500mmのところまでひび割れが生じているため、荷重に対して力が分散されたことによって耐力が大幅に向上したのではないかと考える。

4. 充填不良部を変数としたパラメトリック解析

図-1でNo.1-6とNo.1-7を解析で使用したPCはりを利用して、グラウト未充填区間と再注入区間を破断している箇所と関係するように中央スパンの右半分での範囲として6種類のグラウト未充填区間と再注入区間のPCはりを作成してそのうちの2種類を図-5に示す。図-5のPCはりをそれぞれ解析2・解析3とした。切断箇所と載荷位置は同じとなっている。

5. パラメトリック解析の結果

図-6にパラメトリック解析での曲げモーメント-変位関係を示す。今回はNo.1-6とNo.1-7の解析結果を含めて比較を行った。まず一番左のグラウト未充填では曲げモーメントの値がそれぞれ異なった。これは載荷位置付近でのグラウト未充填区間によって耐力性能がそれぞれ異なることが確認できる。図-6の真ん中では、No.1-7と解析2では左の図のグラウト未充填区間からグラウト再注入ができ、耐力が大幅に向上することが確認される。だが、解析3の未充填と再注入であまり変わらなかったためグラウトの有無関係していないこ

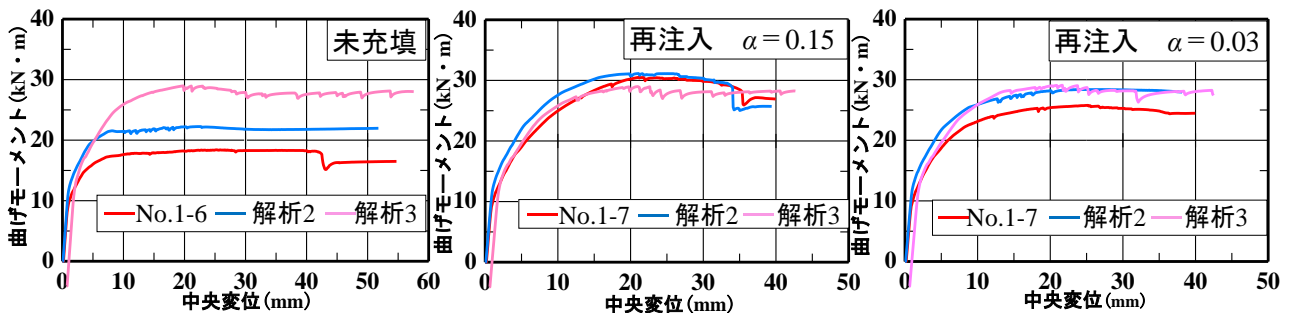


図-6 曲げモーメント-変位関係

(左 : 未充填の解析 真ん中 : 再注入の解析($\alpha=0.15$) 右 : 再注入の解析($\alpha=0.03$))

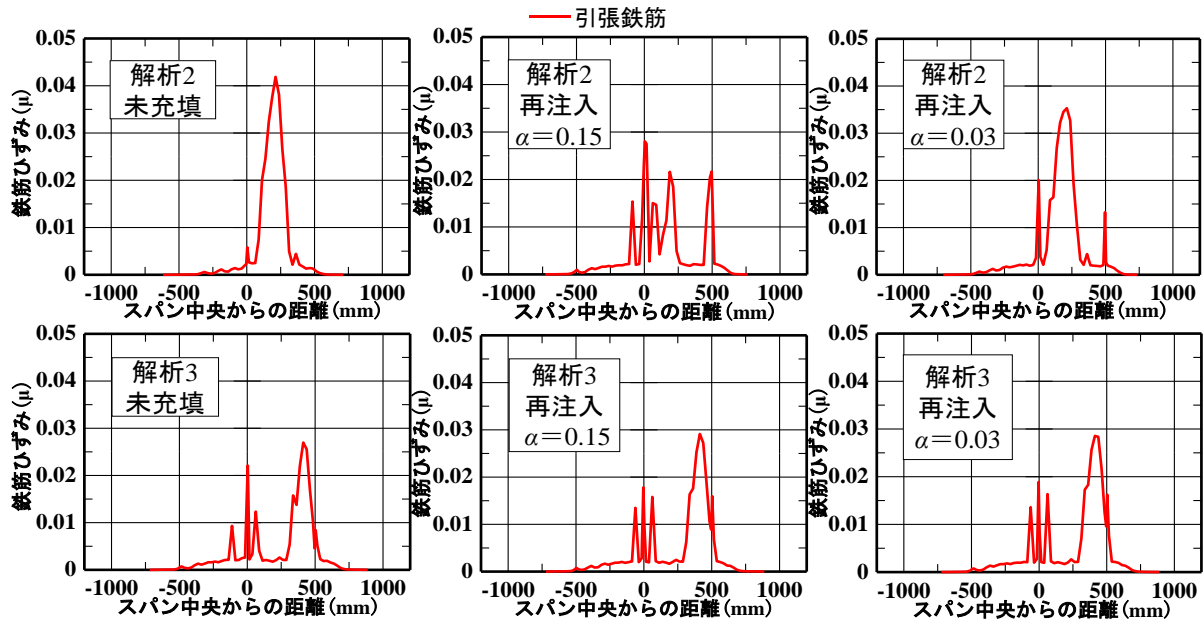


図-7 鉄筋のひずみ分布

左：未充填 真ん中：再注入($\alpha=0.15$) 右：再注入($\alpha=0.03$)

とが判明した。右の図では未充填の時よりは向上しているが再注入($\alpha=0.15$)ほど向上していないためコンクリートの一体化の不具合でそれぞれのグラウト再注入区間でグラウトの固まりが悪かったと考える。

図-7に最大荷重時における断面幅中央に配置される引張鉄筋の部材軸方向のひずみ分布を示し、上3つは解析2、下3つは解析3を示す。解析2では図-4と同じように再注入($\alpha=0.15$)で大幅に鉄筋ひずみが減少したため引張鉄筋の負担が減っていることが確認できたが、解析3はグラウトの有無に関係なく耐荷力が高いためあまり変化が起きなかった。解析2と解析3のグラウト未充填での一番大きな鉄筋ひずみで、スパン中央からの距離で解析2では187.5mm、解析3では412.5mmとグラウト未充填区間によって一番鉄筋ひずみが大きい場所が異なることが確認できる。

6. 結論

本研究では、PC鋼材の破断を有するポストテンション方式PCはり部材にグラウト未充填区間およびグラウト再注入区間の構造性能が可能な数値解析技術を構築した。本解析手法は、グラウト未充填区間を設けるためにシース管に小さなスポンジ片を仕込みPC鋼材を人為的に切断したPCはりを載荷試験に適用した結果、以下の結論を得た。本研究手法で、グラウト未充填区間でPC鋼材が破断した場合PC鋼材の機能が失われるため、大幅な耐荷力の低下につながることや載荷位置付近にグラウト未充填区間がある場合とない場合で耐荷力の違いが予測できる。グラウト未充填区間をグラウト再注入した場合では、耐荷力が大幅に改善されるが付着の違いによって、耐荷力の変化が予測可能である。よって、グラウトと付着の重要性が再認識されたと見える。最後に解析精度向上には、PC鋼材の摩擦力やグラウトとの付着挙動の適切なモデル化が必要である。

参考文献

- 1) 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(材料・コンクリート構造)Vol.74, No.4, 218-233, 2018.
- 2) 石川靖晃・伊藤睦・荒畑智志・河合真樹・原健悟：コンクリート構造物建設シミュレータの開発ー各種初期応力影響下の保有耐荷力解析プラットフォームー，J-STAGE 53 巻2号, pp172-180, 2015
- 3) 野中萌生：鉄筋とコンクリート間の付着モデルの開発，2019年度中部大学卒業論文

鉄筋腐食した RC はり部材の耐荷性能評価に関する研究

EC18051 中野 彰人

1. 序論

はじめに供用中の鉄筋コンクリート RC 構造物において、鉄筋腐食に関する問題が顕在化してきている⁵⁾。鉄筋が腐食すると、鉄筋自体の体積が減少することに加え、膨張圧によりかぶりコンクリートに腐食ひび割れが生じる。このような劣化現象が RC 構造物の耐荷性能に及ぼす影響は大きいと考えられる。鉄筋腐食と RC 部材の構造性能の関係を明らかにすることは、既存構造物の維持管理において必須である。そこで本研究では、鉄筋腐食した RC はり部材の耐荷性能評価手法の開発を主眼とし、鉄筋腐食に伴う材料劣化の考慮の有無が、耐荷力に及ぼす影響を評価することを目的とし、鉄筋腐食が原因で起きる断面積の減少、付着劣化、腐食ひび割れの3つの材料劣化の考慮の有無が、鉄筋腐食した RC はり部材の解析結果に及ぼす影響を評価した。

2. 解析対象と解析概要

2.1 解析対象とした実験の概要

解析の対象とした RC はりの諸元を図-1に示す。試験体の側面のかぶりは22mm、下面は37mmである。腐食による定着部の破壊を防止するために、軸方向鉄筋は、端部を直角に折り曲げて、定着している。せん断耐荷力に対するコンクリートの貢献分に注目するため、せん断スパン内には、せん断補強鉄筋を配置していない。支点と載荷点位置に組立鉄筋を用いた。図-2に解析モデルと腐食位置を示す。

試験パラメータは、軸方向鉄筋の腐食の発生位置と腐食領域の幅である。腐食発生位置は、試験体支間中央の等モーメント区間およびせん断スパン中央とした。腐食区間の幅は、125mm および 250mm とした。また、せん断スパン中央を電食させる試験体では、片側のせん断スパンに 125mm のスポンジを接触させたときと両側のせん断スパンに 125mm のスポンジを接触させた2体の試験体を用意した。図-2に腐食位置を示している。黒塗りつぶされている部分が腐食領域である。腐食鉄筋の質量減少率の最大値が、同等になるように、電食試験時の総電流量を試験体ごとに管理した。

実験では、図-2に示す位置に載荷点・支点が設けられ、せん断スパン比は約 2.74 である。計測項目は、荷重、支点および RC はりスパン中央の鉛直変位とする。

2.2 解析概要

解析には、3次元格子等価連続体モデル LECOM に野中の付着モデル³⁾を使用した。図-2 解析モデルと腐食位置を示した。

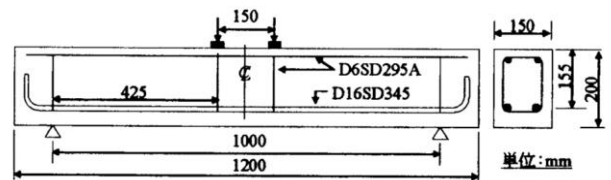


図-1 解析対象としたはり部材の諸元

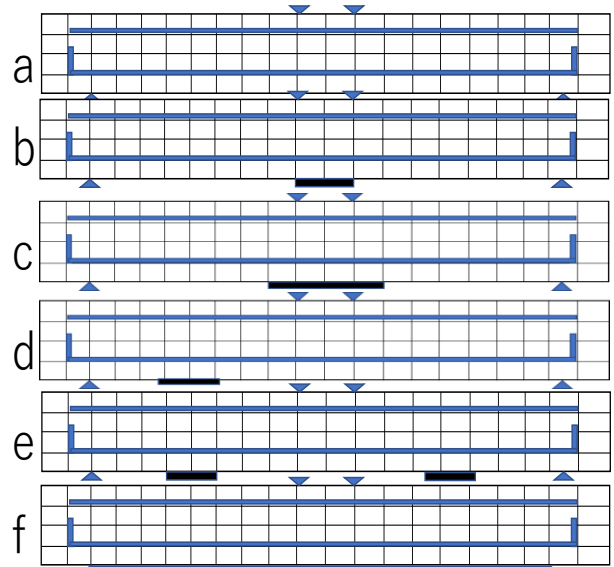


図-2 解析モデルと腐食位置

本研究の解析概要は、鉄筋腐食による付着劣化が RC はり部材の挙動にどのように影響するかを検討する。付着特性の変化や付着劣化の分布状況によってせん断耐力に変化があるか否かを明らかにするために、付着応力 α や付着劣化の分布を変化させた数値解析を行う。なお α を 0.1、0.001 とした。

3. 解析結果

3.1 荷重－変位関係の比較

図-3 に解析により出た荷重－変位関係のグラフを示す。完全付着と付着考慮を比較してみた。荷重の差異はあるが、似たようなグラフとなっており、せん断破壊していることがわかる。次に付着考慮 1（鋼材断面積低減+付着考慮+腐食ひび割れ部の付着を少し考慮するため α を 0.001 に設定）と付着考慮 2（付着考慮 1 の α を 0.1 変更）を比較してみた。グラフを比較すると、a～e のグラフは似たようなグラフになっており、変化は見られない。しかし f のグラフは、20kN 手前の段階でひび割れしており実験のグラフよりもだいぶ柔らかい試験体になってしまっている。横ひび割れ部には腐食はほぼないと考えていたがグラフからある程度の腐食があることが予測される。そのため α を 0.1 に設定し解析した結果、実験のグラフと近いグラフとなった。しかし、実際には、面積低減を図ることは困難であるため面積低減を無しにしたグラフが付着低減+面積低減無のグラフである。付着低減 2 と比べると、f のグラフが面積低減を考えたグラフよりも早い段階でせん断破壊している。やはり腐食部が多いと面積の低下が大きくなり耐力が低下し、せん断破壊してしまったと考える。

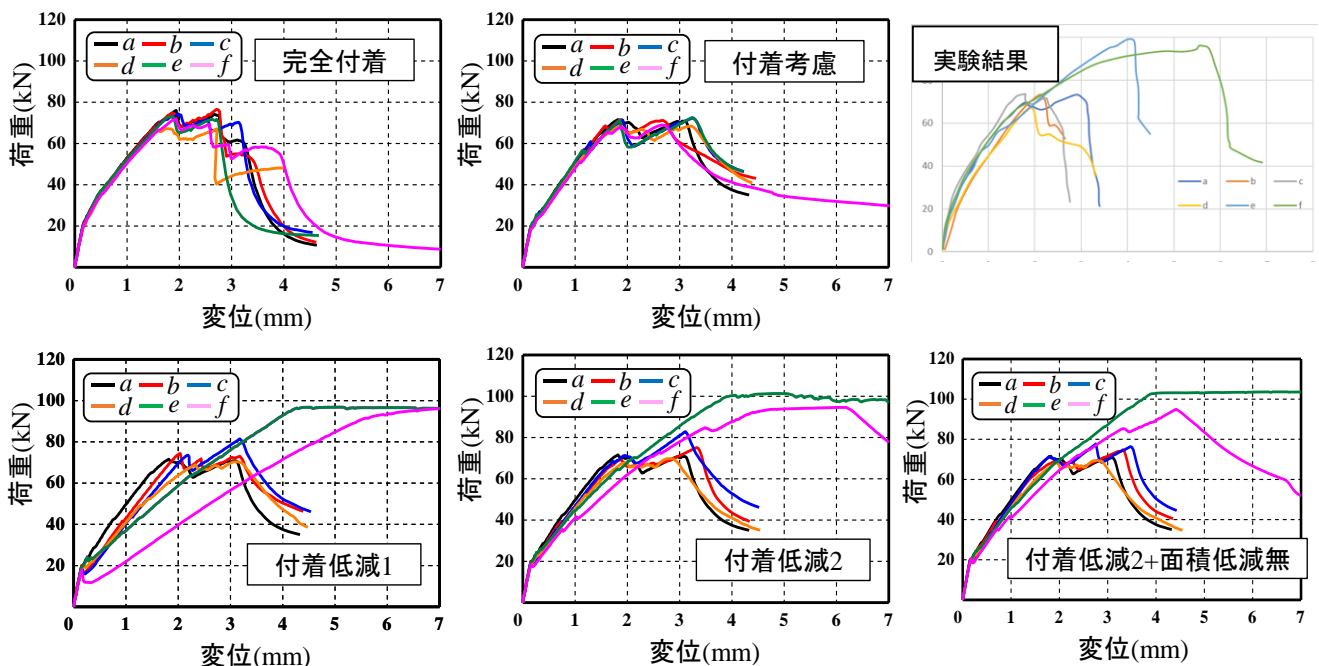


図-3 荷重－変位関係の比較

3.2 ひび割れ性状の比較

図-4 に解析によるひび割れ図を示す。荷重－変位関係の際に実験値に最も類似していた α が 0.1 の際のひび割れ図を比較する。解析によるひび割れ図を見ると、腐食位置にひび割れが出ていることから腐食の場所によって斜めひび割れが変化することが分かった。斜めひび割れの位置が c だけ反対側に発生してしまっている。おそらく実験の際に機械的な摩擦が発生したことが原因だと考えられる。d の試験体の。が解析結果よりもひび割れ本数減少している。e の試験体は腐食位置が左右対称であるがひび割れは左に偏ってしまっている。腐食ひび割れが均等ではないことが原因だと考える。

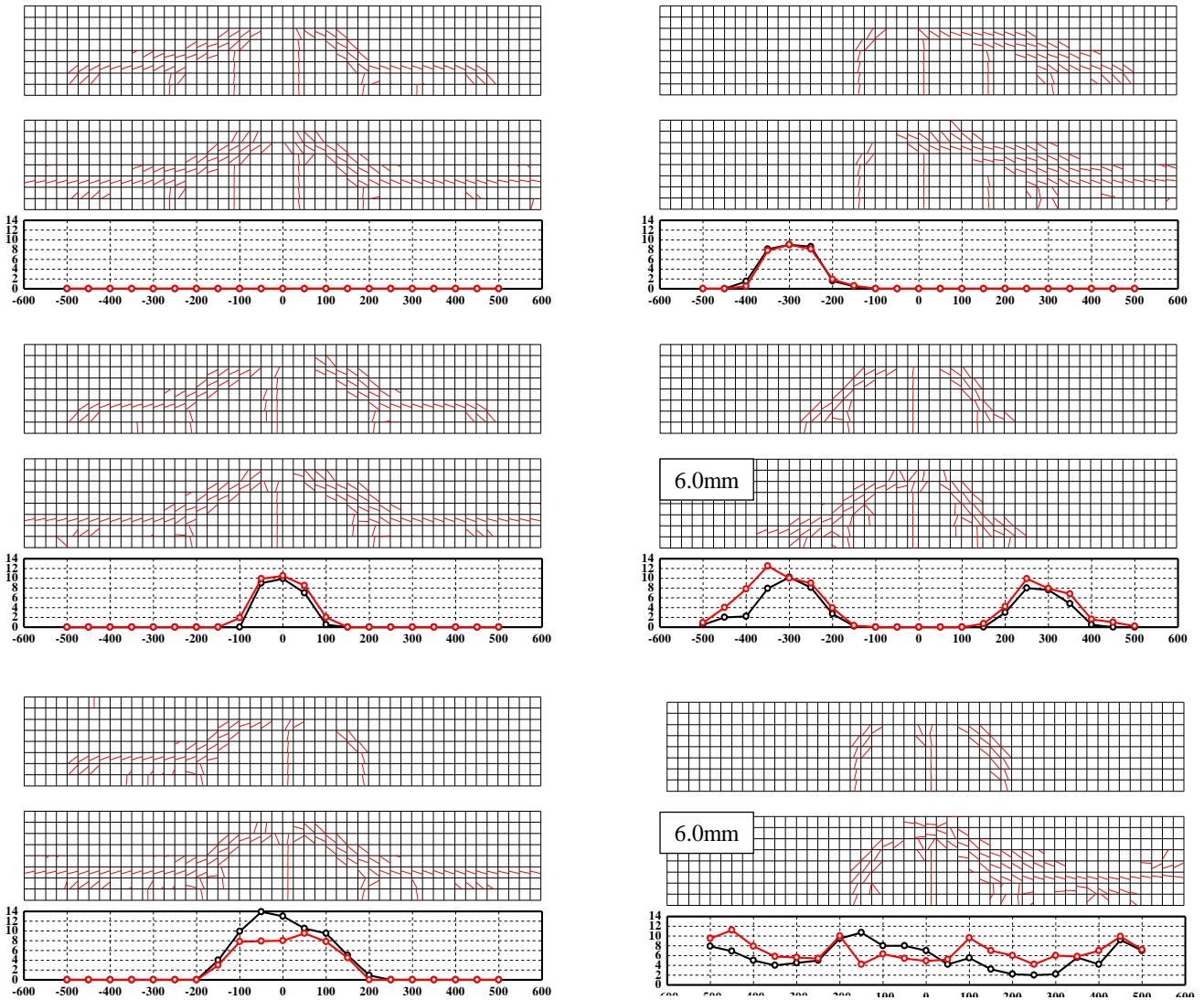


図-4 解析によるひび割れ図 ($\alpha = 0.1$)

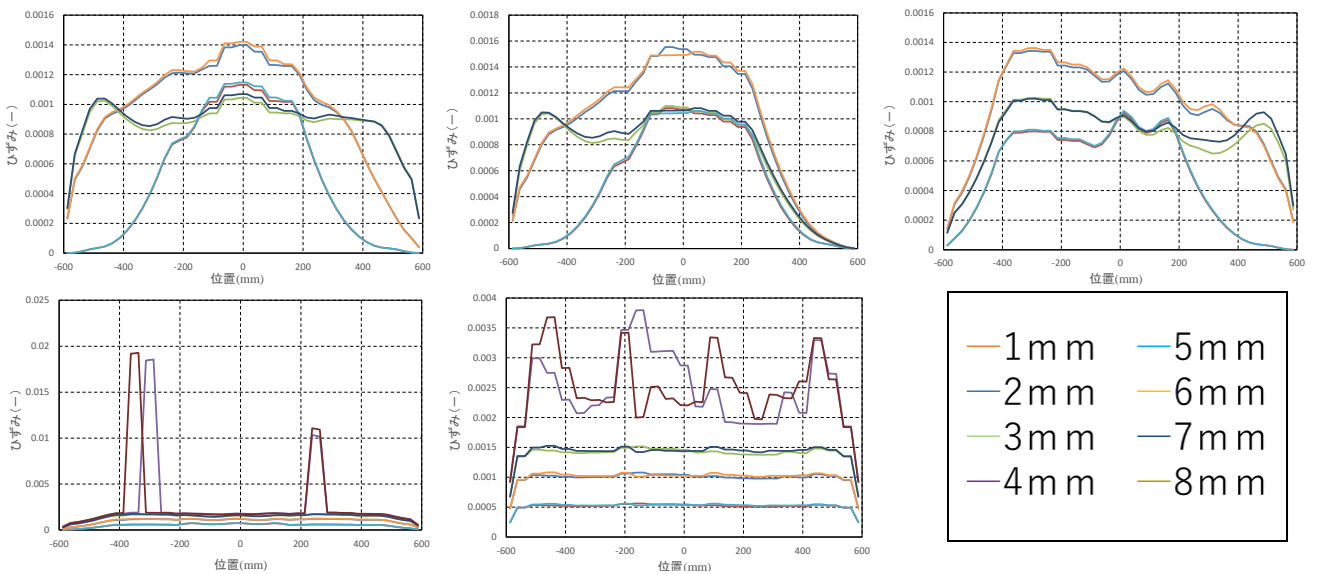


図-5 解析結果のひずみ分布 (付着低減 2)

3.3 鉄筋ひずみの評価

図-5 に付着低減 2、図-6 に付着手減 2+面積低減無しの解析により得られた鉄筋ひずみとその発生位置の関係を示す。鉄筋ひずみも 3.2 ひび割れ性状の比較同様 α が 0.1 の際の鉄筋ひずみを比較する。b、c のひず

みは比較的似たようなグラフを示している。図-5 と図-6 を比較する。e を見ると、ひずみの位置が大きく変わっていることがわかる。f を比較すると付着低減 2 より、付着低減 2+面積低減無しの方が大きな値になっていることがわかる。さらに全体を見て、PC 鋼材切断箇所から約 600mm 離れた箇所では切断の影響がなくなることがわかる。

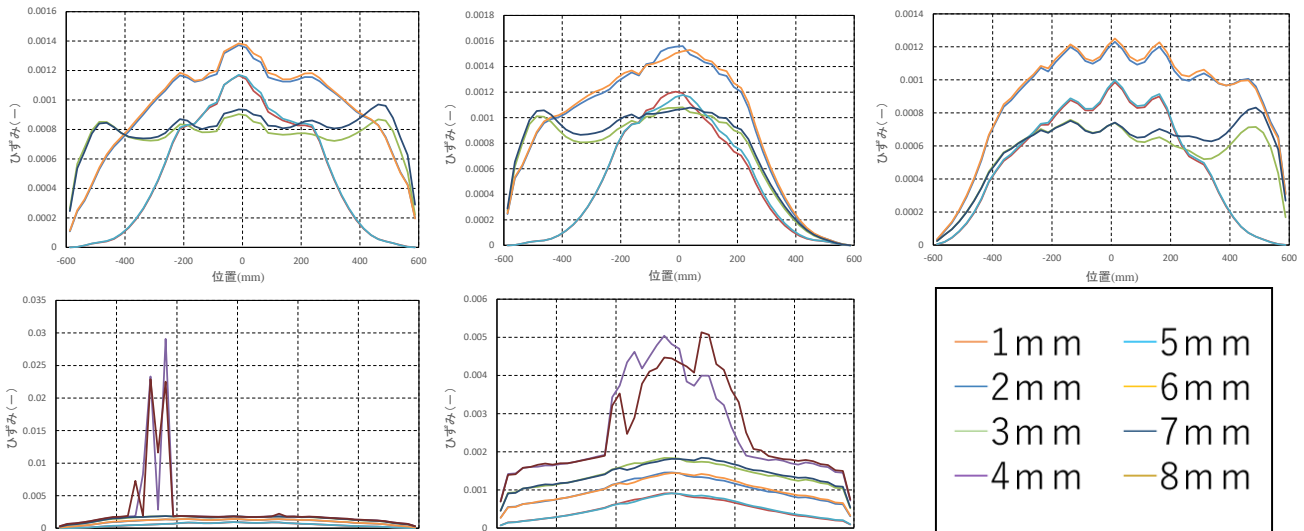


図-6 解析結果のひずみ分布（付着低減 2+面積低減無）

4. 結論

本研究では、鉄筋腐食に伴う材料劣化の考慮の有無が耐荷挙動に及ぼす影響を評価した。断面積減少の考慮は腐食が部分的に起きている場合には簡易的でも結果は出るが、全スパンの腐食している場合には断面積減少を考慮しなければ鉄筋腐食の耐荷性能を評価できない。断面積の減少によりその部位に荷重が偏ってしまうことを確認した。ひび割れは壊れる際には大きな破壊となる。そのためどの程度まで解析で出せるかを知ることが建物を維持していくうえで大切である。

参考文献

- 1) 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（材料・コンクリート構造）、Vol.74, No.4, 218-233, 2018.
- 2) ダダボエブ アフロル：破断した PC 鋼材を有する PC はりの解析的性能評価手法の検討、2020 年度中部大学卒業論文，2021.2
- 3) 野中萌生：鉄筋とコンクリート間の付着モデルの開発，2019 年度中部大学卒業論文，2020.2
- 4) 島 弘、周 礼良、岡村 甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係、土木学会論文集 Vol.378/V-6、pp.165-174, 1987.
- 5) 角田真彦ほか：局所的な鉄筋腐食を有する RC はり部材のせん断耐荷性能に関する研究、コンクリート：工学年次論文集，VQ1 . 30, No, 3. 2008

鉄筋の付着が RC はりの部材の挙動に及ぼす影響の評価

EC18061 平野 舜弥

1. 序論

昭和 40 年代前半までに建設された鉄筋コンクリート (RC) 構造物には、一般に丸鋼が用いられていた。また、当時の設計基準に基づいて建設された構造物は、現行の示方書で設計された構造物に比べ、補強鉄筋が比較的少ないのが特徴である。近年、頻繁する大型地震に対応するために、現在も供用されている。これらの構造物に対して耐震性の検討を行う必要がある。しかし、丸鋼は異形鉄筋に比べ付着性能が劣るため、現行の性能調査¹⁾の前提となる付着・定着性能を満足しないことが推測され、このことは、現行の照査方法が使えないことにもつながる。また、付着・定着性能不良の点では、鉄筋腐食した RC 構造物に通じるところがある。そこで本研究では、既往の付着を人為的に制御した RC はり部材²⁾や丸鋼を用いた低鉄筋比 RC 部材³⁾の載荷実験の数値解析を通じて、鉄筋の付着や定着が部材の耐荷挙動に及ぼす影響を評価することを目的とする。

2. 解析概要と解析対象とした実験の概要

2.1 解析概要

解析ツールに、各種初期応力影響下の保有耐荷力解析プラットフォーム⁴⁾を使用した。コンクリート構成則には、3次元格子等価連続体モデル⁵⁾を使用し、材料物性値には、実験で確認された値を使用した。なお、応力-等価一軸ひずみ関係等は参考文献⁶⁾を参照されたい。引張鉄筋をトラス要素でモデル化し、野中の付着モデル⁶⁾を使用してコンクリートとの付着を考慮した。付着応力-すべり関係には、島ら⁷⁾の付着応力-すべり-鉄筋ひずみ関係を準用した。ここで、解析対象とした実験で使用された鉄筋は丸鋼や付着が制御されているので、その影響を考慮するため、式(1)に示すように付着強度パラメータ α を導入した。

$$\tau = \alpha \times 0.73 f_c' (\ln(1 + 5s))^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad s = 1000 S / D \quad (1)$$

ここで、 D は鋼材径、 ε は鋼材ひずみであり、本研究ではすべり量 S を鋼材節点位置における鋼材とコンクリート間の相対変位とした。なお、その他の鉄筋は埋込み鉄筋要素でモデル化することで完全付着とした。

2.2 解析対象とした実験の概要

池田ら²⁾は、付着の有無が RC はりのせん断破壊性状に及ぼす影響、付着の有無とせん断耐力との関係および付着の有無と残存アーチ機構との関係などを実験および解析により求めている。その中で、鉄筋コンクリートはりにおいて、引張鉄筋の付着が無く、かつ、両端で十分に定着されているならば、せん断スパン比が特に小さくない限り、斜めひびわれが発生せず、せん断破壊に至らないことを指摘している。そこで本研究では、まず池田らの実験に対して、付着強度パラメータ α を変数としたパラメトリックスタディを実施することで、付着応力の程度が RC はりの耐荷挙動に及ぼす影響を評価した。解析対象とした RC はりの諸元を図-1に示す。

MOHDらの研究で使用された RC はりの諸元と解析モデルを図-2に示す。解析では、引張鉄筋に丸鋼を使用したせん断スパン比 5.0 の RC はりを対象として、図-2に示すように定着部のモデル化方法の違いが耐荷挙動に及ぼす影響を評価することを目的とした。定着モデル1は、折り曲げ部鉄筋のモデル化を簡略化して、定着を確保するために、両端鉄筋要素の付着剛性を高くしたモデルである。定着モデル2は、折り曲げ鉄筋部を直角にモデル化し、付着特性は、他の鉄筋部位と同様としたモデルである。

3. 解析結果

3.1 付着強度が耐荷挙動に及ぼす影響の評価

まず本研究の解析方法が妥当であるか否かを示すために二羽式により健全な部材のせん断耐力の算定を行い、載荷試験によって得られたせん断耐力、解析によって得られたせん断耐力の比較を行う。

二羽式によって算出されたせん断耐力は 58.2kN であり実験値では 48kN であった。図-3 を見て取れるように解析結果も概ね近い値になったことが分かる。したがって、本研究で行った解析方法は妥当であるということが言える。異形鉄筋 α は 0.025, 0.05, 0.075, 0.1~0.9 まで数値を 0.1 変化させたが 0.1~0.9 まではグラフの形や数値が近似しているため 0.4, 0.9 を使用した。

図-5 を見ると定着モデル1では、付着が高いものでもひび割れが発生してからは一定の推移を示し、定着モデル2は $\alpha=0.1$ の時は定着モデルと同じ挙動だが、 $\alpha=0.001, 0.01$ は徐々に推移が上がりひび割れが起きてからの推移も一定ではないことが分かる。

図-6 の丸鋼のひずみ分布を比較すると、ひび割れが発生するまでは付着が高いが定着部のモデルを変えた結果の比較で 0.1 は同じだが定着部のモデル化で結果が変わる。図-4 の異形鉄筋のひずみ分布を比較するとひび割れが発生する以前、固定端から離れるほど大きくなったが、ひび割れが発生した直後に、固定端付近のひずみが増加した。 $\alpha=0.025$ は付着が少ないが曲げ破壊になっていて挙動としては正しいが $\alpha=0.05$ からはせん断破壊している。丸鋼でも最初は付着が高いが、ひび割れが発生すると変わり始める。このことから α の数値を変えるのではなく 2.1 で書いた(1)のひずみの関数の数値を適切にするほうが良いと考える。また、付着だけでなく定着部を考えなければいけない。付着が良ければ鉄筋の引張力は近い距離でコンクリートに伝わるため、ひび割れ間隔は狭くなり、逆に付着が低いとひび割れ間隔は広くなることが分かる。 $\alpha=0.025, 0.05$ は分布する回数が少ないが $\alpha=0.4, 0.9$ は数値を

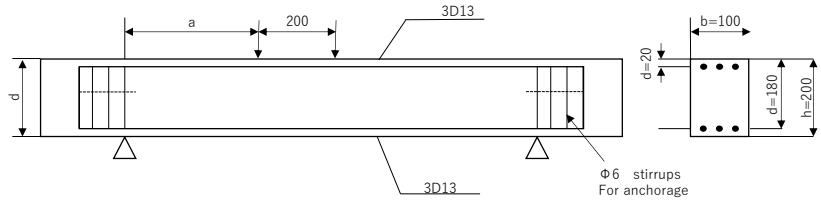


図-1 RC はりの諸元²⁾

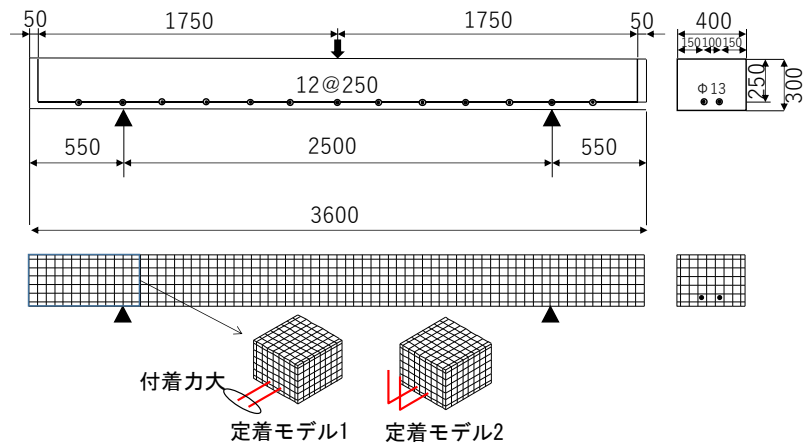


図-2 RC はりの諸元³⁾と解析モデル

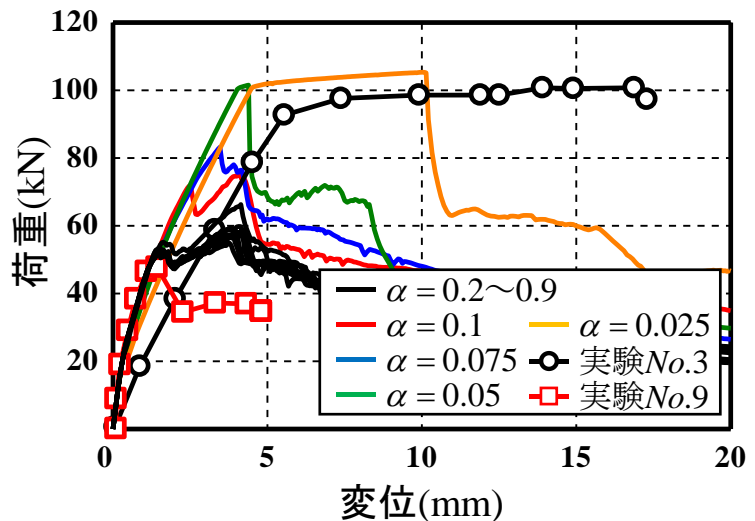
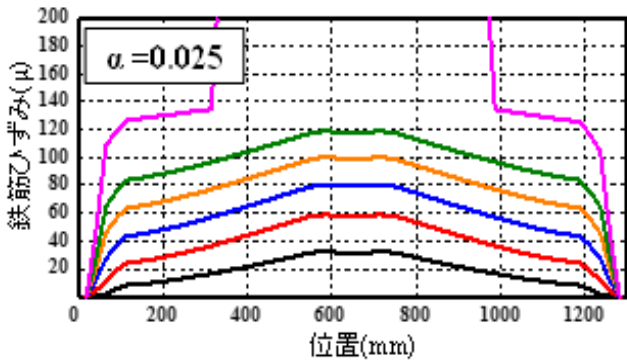
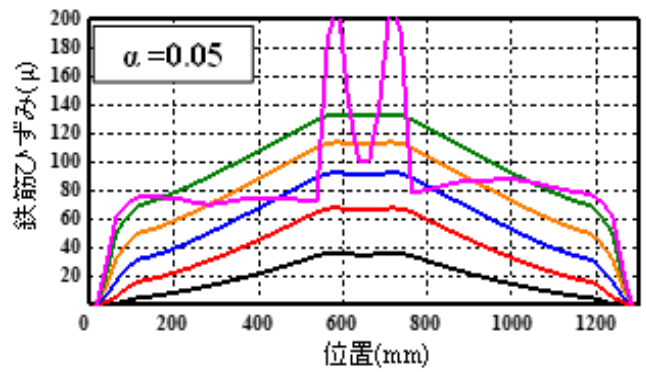


図-3 a/d=2.5 の供試体の支間中央における荷重—たわみの解析値

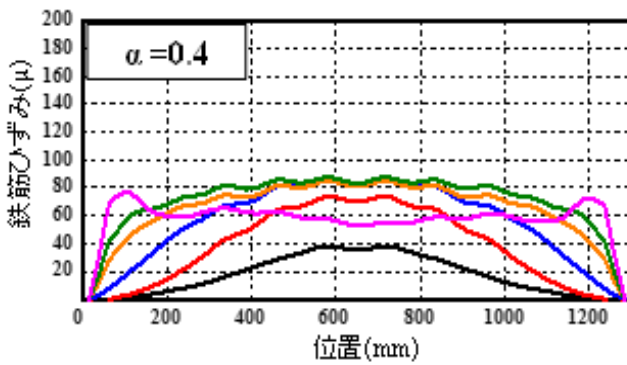
変えることで徐々に分布する回数が増え始め $\alpha=0.1$ からは α の数値が大きくなるにつれて、分布する回数と幅が狭くなっていることが分かる。丸鋼は付着の値を変えても数値が変わるだけで、ひび割れの間隔はなく、荷重がかかっているところでひび割れが起こるため異形鉄筋のほうが、複合効果があると考えられる。



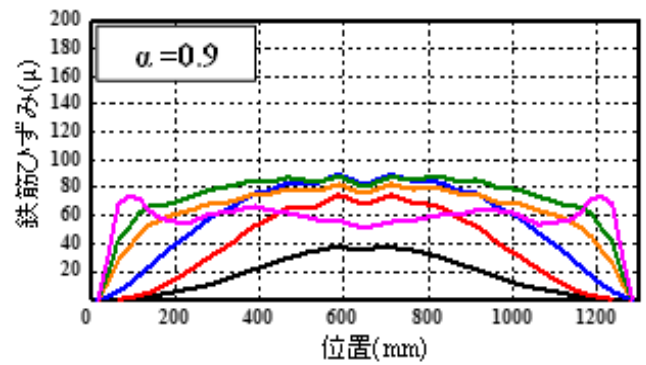
(a) 付着応力=0.025



(b) 付着応力=0.05



(c) 付着応力=0.4



(d) 付着応力=0.9

図-4 異形鉄筋のひずみ分布

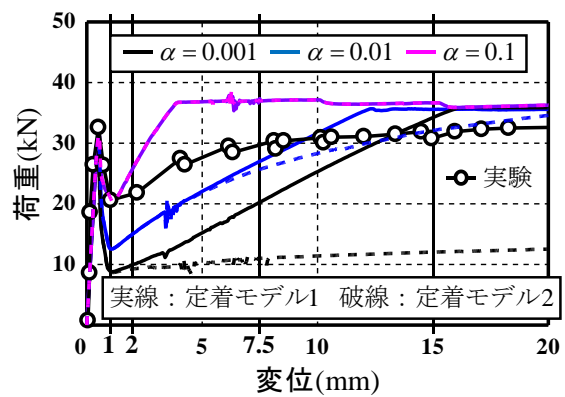
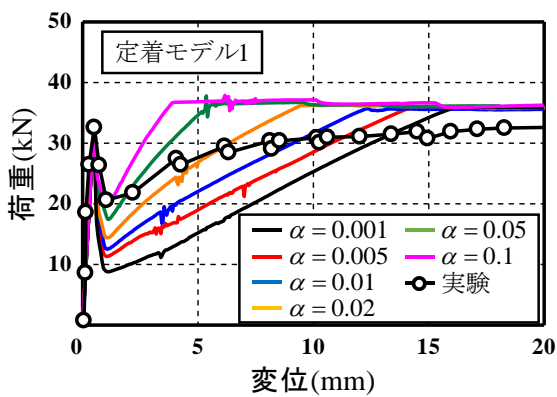


図-5 断面積減少後の応力・ひずみ状態

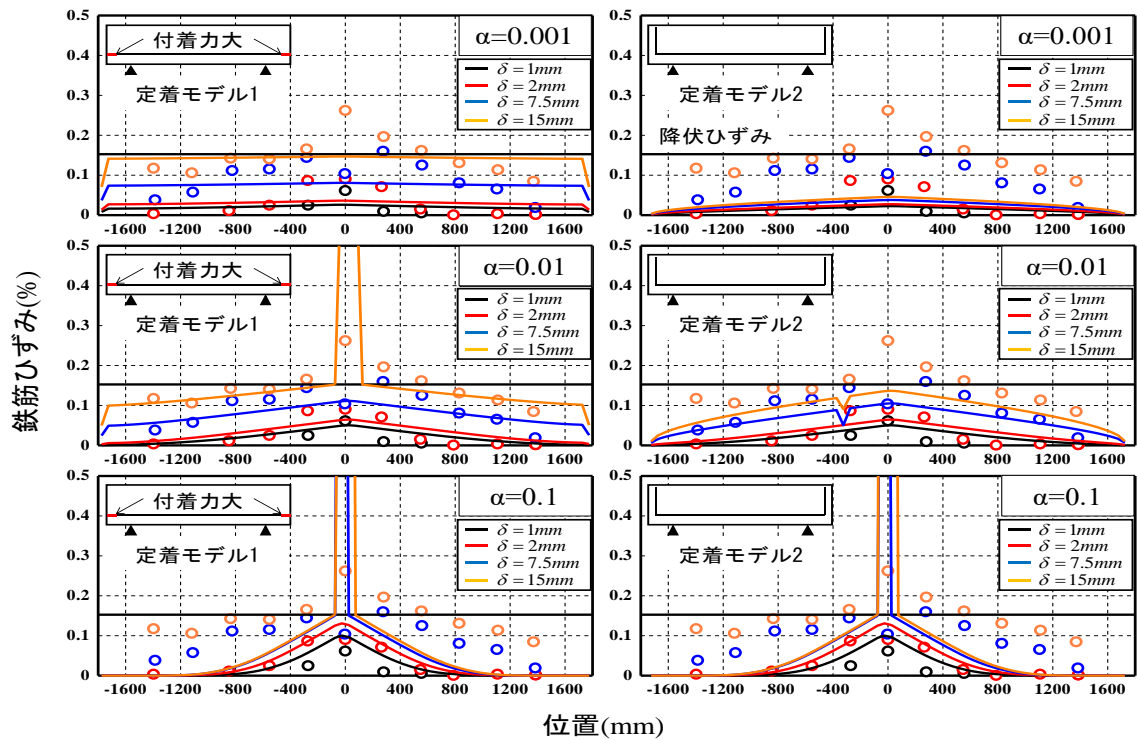


図-6 一様な鋼材断面減少時の荷重-変位関係

4. 結論

本研究では、既往の付着を人為的に制御した RC はり部材²⁾や丸鋼を用いた低鉄筋比 RC 部材³⁾の載荷実験の数値解析を通じて、鉄筋の付着や定着が部材の耐荷挙動に及ぼす影響を評価し以下の結果を得た。

- 1) 付着の有無がひび割れの形状や分散性に影響を与えるため、鉄筋の付着は必要不可欠である。
- 2) 付着力が大きいと鉄筋の引張力は近いコンクリートに伝わるためひび割れ間隔は狭くなりせん断破壊するが、逆に付着力が小さいとひび割れ間隔が広くなり曲げ破壊する。
- 3) 付着だけでなく定着部の考慮も必要である。
- 4) 丸鋼でも初めは付着力があるが、ひび割れが発生後またはすべりはじめた時、付着力が減少する。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 2017 年制定，2018.
- 2) 池田尚治，宇治公隆：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究，土木学会論文集報告集，第 293 号，pp.101-109，1980.
- 3) MOHD WILDAN，中村 光，國枝 稔，Kongkeo, P.：丸鋼を用いた低鉄筋比 RC はりの挙動の評価，土木学会中部支部研究発表会概要集，pp.453-454，2009.
- 4) 石川靖晃・伊藤睦・荒畑智志・河合真樹・原健悟：コンクリート構造物建設シミュレータの開発ー各種初期応力影響下の保有耐荷力解析プラットフォームー，コンクリート工学 53 巻 2 号，pp172-180，2015.
- 5) 伊藤 睦，Kongkeo, P.，中村 光，田辺忠頭：格子等価連続体法による鉄筋コンクリート部材の有限要素解析，土木学会論文集，No.767/V-64，pp.115-129，2004.
- 6) 野中萌生：鉄筋とコンクリート間の付着モデルの開発，2019 年度中部大学卒業論文，2020.2.
- 7) 島 弘，周 礼良，岡村 甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集 Vol.378/V-6，pp.165-174，1987.

付着モデルの高度化に関する研究

EC18062 藤井 敏

1. 序論

一般に、鉄筋コンクリート（RC）構造物の挙動を評価する場合、鉄筋とコンクリートは完全付着として取り扱い、付着の特性については、Tension Stiffening 効果を考慮したコンクリートの引張応力とひずみの関係などによって間接的に考慮される。しかしながら付着特性は、鉄筋降伏以前の変形やひび割れ性状、あるいは破壊モードに影響を与えると考えられることから、解析によって RC 構造物の挙動を正確に予測するためには、より適切な付着モデルの導入が必要である。そこで本研究では、新たな付着モデルを研究室で開発を進める解析コードに導入することを目的とする。既往の両引き試験結果と解析結果を比較することで、提案する付着モデルの妥当性、コンクリート要素寸法や鉄筋の配置位置が解に及ぼす影響について検討を行った¹⁾²⁾。

2. 解析概要

2.1 解析対象と検討内容

本研究では、柴山らの引張試験²⁾を対象として、有限要素解析による解析を実施する。図-1に側面と断面のメッシュ分割を示す。図-1に示す様々なコンクリート要素寸法ならびに鉄筋配置状況のメッシュ分割モデルを用いて、メッシュ分割が解に及ぼす影響を評価する。なお、鉄筋配置位置はコンクリート断面中央であるが、図に示すように、各解析モデルでは、鉄筋要素がコンクリート要素の中央にある、コンクリート要素面上にあるなど、解析モデル上のコンクリート要素位置と鉄筋要素位置に違いがみられる場合を想定している。

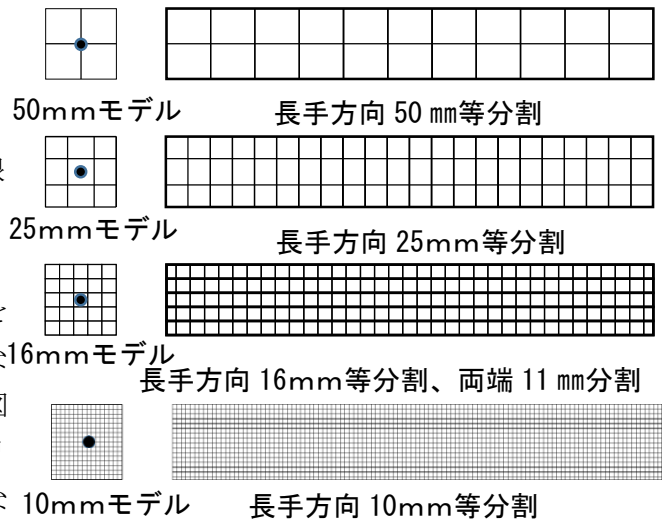


図-1 側面と断面のメッシュ分割

2.2 付着モデルの概要

図-2に付着モデルの概要を示す。本モデルでは、すべりをコンクリート要素内の鉄筋節点位置のコンクリート仮想節点の変位と鉄筋節点変位の相対変位と仮定した。また鉄筋要素に沿ったすべり分布を鉄筋位置のすべり量を線形補完することで定義している。図中の

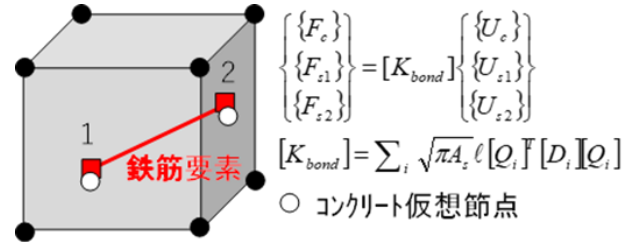


図-2 付着モデルの概要

は、コンクリートおよび鉄筋節点変位とすべり量を関連付けるマトリクスであり、は付着応力-すべり関係マトリクスである。本付着モデルによる付着剛性マトリクスは、Gauss-Legendre の積分公式を用いて鉄筋側面積で積分することで求められる。鉄筋軸方向の付着応力-すべり関係には、島らが提案する付着応力-すべり-鉄筋ひずみ関係³⁾を準用し、鉄筋直交方向は、コンクリートの変形に鉄筋が追随する弾性モデルとした。このように本モデルは、一般的なコンクリート節点と鉄筋節点をリンクバネで結合するモデルではなく、付着応力-すべり関係に鉄筋ひずみの影響を陽に取り入れることができる点などに特徴がある。なお、島らのモデルでは、すべり量はあるコンクリート中で鉄筋が動かない点を基準とした鉄筋各点の変位量と定

義している。これは、本付着モデルでのすべり量と定義が異なるので、本モデルでは、付着強度の増減が制御可能な強度パラメータ α を付着応力-すべり-鉄筋ひずみ関係に導入した。付着応力-すべり関係には、島ら⁴⁾により異形鉄筋に対して提案された付着応力-すべり-鉄筋ひずみ関係を準用した。ここで、かぶり厚などが付着強度に及ぼす影響を考慮するために、式

$$\tau = \alpha \times 0.73 f_c' (\ln(1 + 5s))^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad s = 1000 S / D \quad (1)$$

3. 解析結果

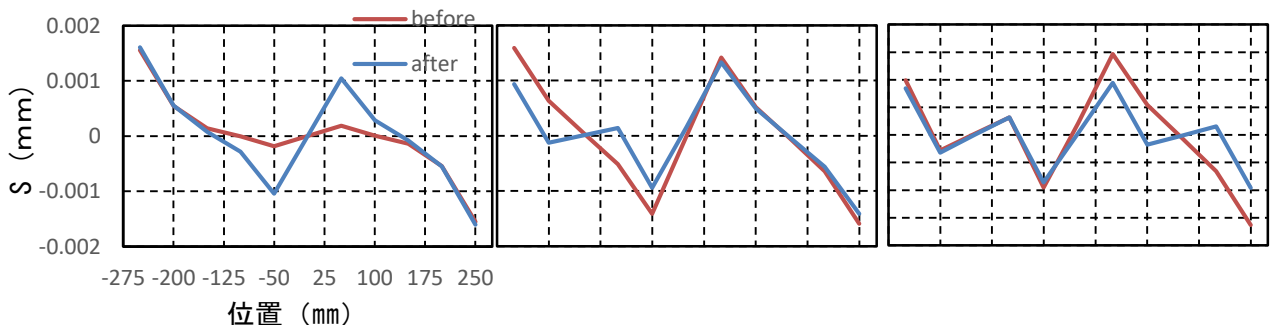
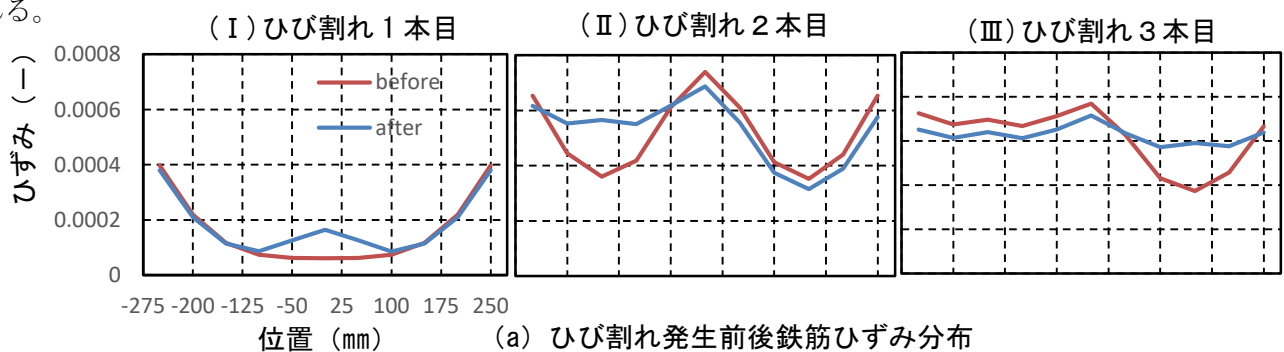
3.1 解析結果

本研究で提案する付着モデルにおける付着パラメータ α の推奨値を推定するため、メッシュ分割した供試体の α それぞれの値を 0.3~0.9 まで変化させて解析を行ったところ 50mmメッシュ分割の $\alpha=0.4$ が最も試験結果に模擬した。表-1に各解析モデルの α ごとのひび割れ発生数を示す。また、図-3に各分布のひび割れ発生前後のグラフ、鉄筋ひずみ分布、すべり分布、付着応力分布を示す。また、図-4に50mmメッシュ分割した α が 0.4 のときの荷重-平均ひずみ分布を示す。

図-3のすべり分布については、ひびわれ発生直前、引抜き方向に大きくなったが、ひびわれの発生に伴い、すべり量は減少した。また、付着応力分布については、すべり分布と同じような傾向を示しており、試験結果と模擬できている。鉄筋ひずみ分布は、ひびわれ発生前後でひずみが大幅に増減した。これは、コンクリートのひびわれ発生に伴う軟化過程における、ひずみの局所化が発現したと考えられる。分布図および、ひび割れ発生数を比較しても試験結果を模擬できていると言える。

3.2 50mmにメッシュ分割した供試体のひび割れ発生前後の分布に関する考察

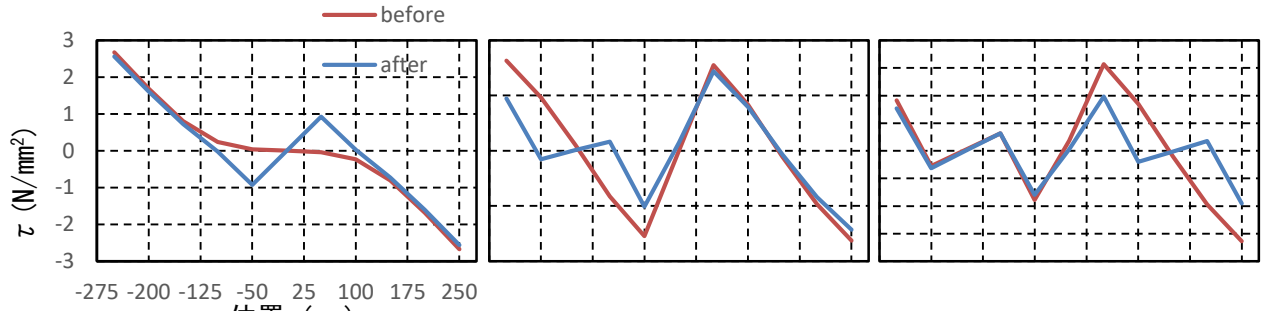
図-3のひび割れ発生前後の付着応力分布では、3本目に発生したひび割れ発生時の付着応力は1本目と2本目のひび割れ発生時の付着応力よりも小さいことがわかる。これは、先行するひび割れ周辺の内部クラックの影響などにより十分な付着長さが取れない場合があり、これが3本目のひび割れ発生前の付着応力が1本目および2本目のひび割れ発生前の付着応力より小さくなった原因であると考えられる。鉄筋ひずみ分布に関しては、1本目のひび割れは0.0002あたりで発生しているが、2本目、3本目のひび割れは0.0006あたりで発生している。これは、前述したとおり先行して発生したひび割れの影響などによるものであると考えられる。



(b) ひび割れ発生前後のすべり分布

表-1に各解析モデルの α ごとのひび割れ発生

メッシュ分割した解析モデル (mm)	10	16	25	50
α				
0.3	2	2	2	1
0.4	3	3	3	3
0.5	3	2	4	2
0.6	3	2	2	2
0.7	3	4	3	2
0.8	3	3	4	2
0.9	3	5	5	2



(c) ひび割れ発生前後の付着応力分布
 図-3 各分布のひび割れ発生前後のグラフ

3.3 供試体のメッシュ分割数の違いによる影響評価

図-5 に α が 0.4 のときの各解析モデルの長手方向のひび割れ断面図を示す。

図-5 では、各解析モデルの 1 本目から 3 本目のひび割れ発生時の断面図を比較しているが、メッシュ分割が細かいほどひび割れの広がり方がより詳細に確認でき、はっきりとひび割れが確認できる荷重段階が増加している傾向がみられる。

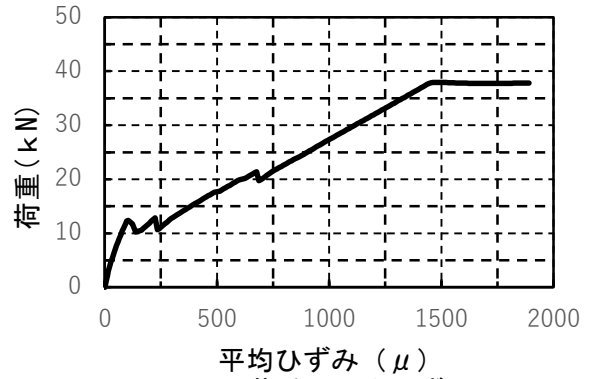
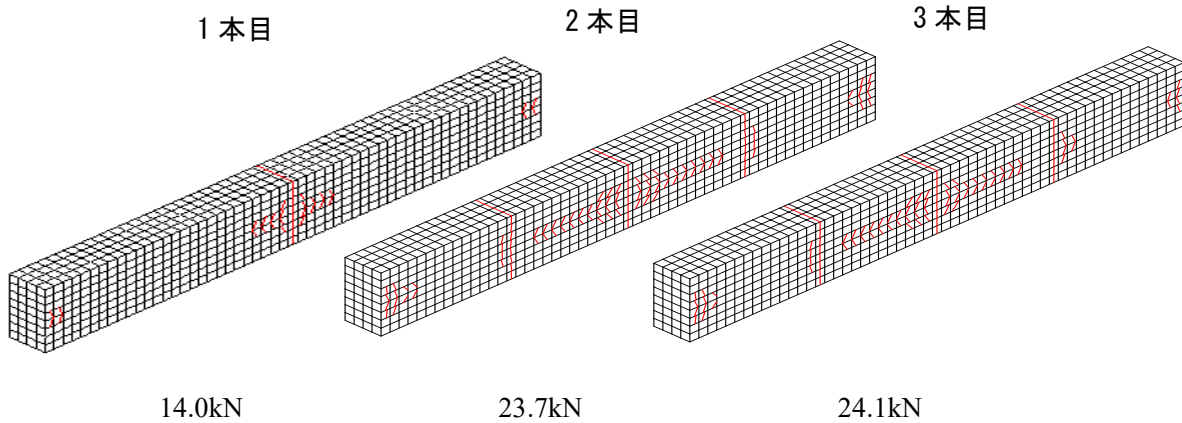
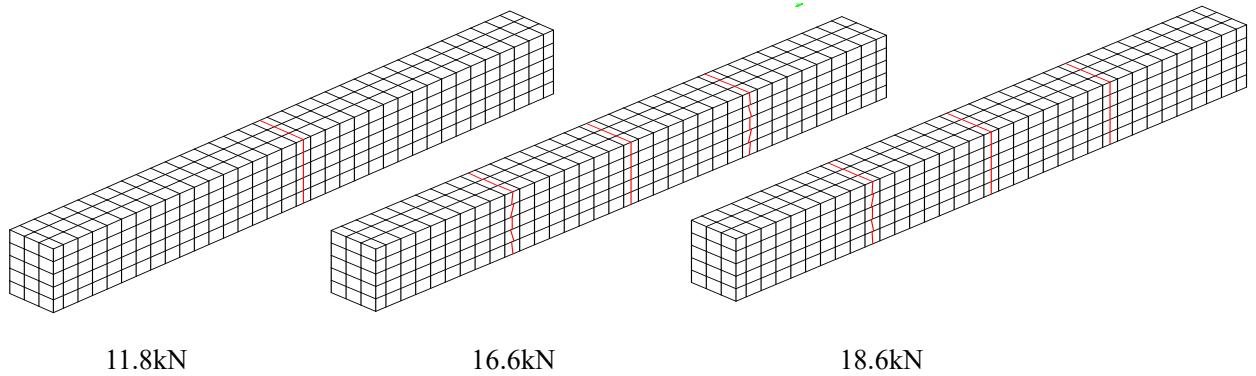


図-4 荷重-平均ひずみ



(a) 10mmメッシュ分割の断面



(b) 16mmメッシュ分割の断面

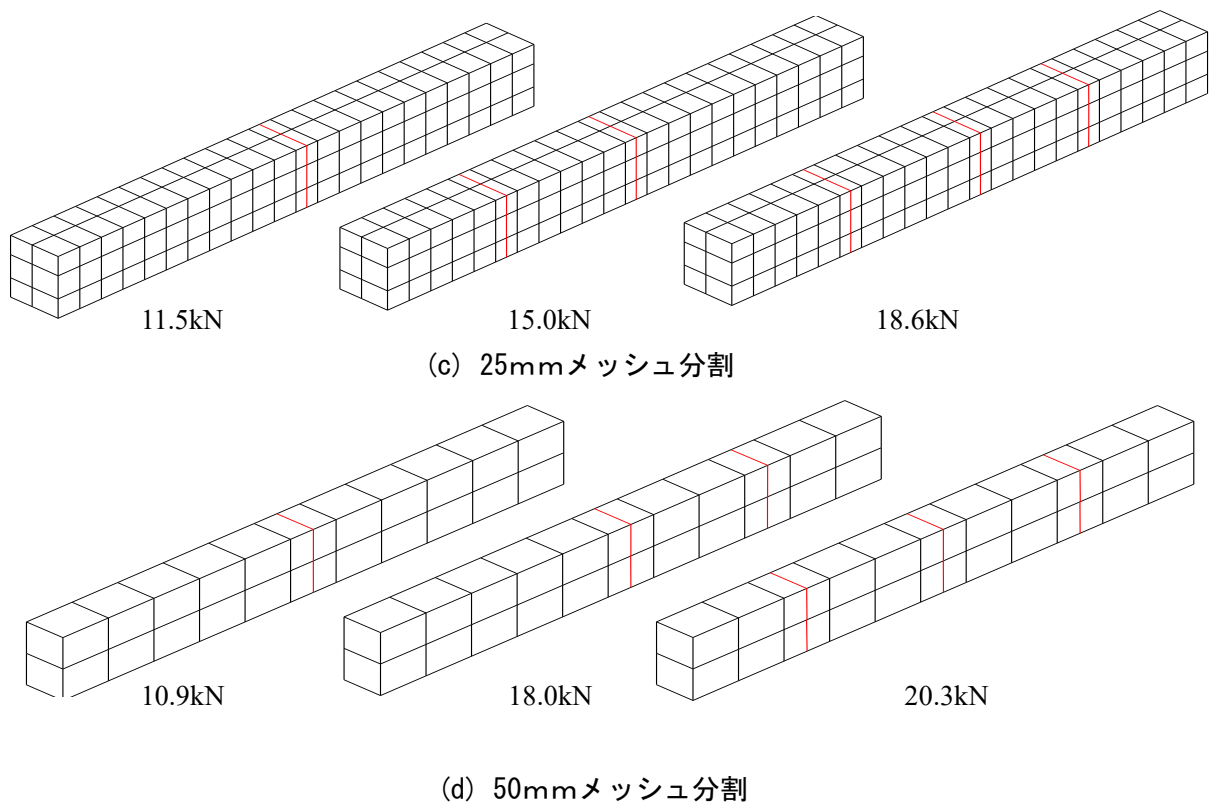


図-5 α が 0.4 のときの各解析モデルの長手方向のひび割れ断面図

4. 結論

本研究では、3 次元的な付着性状を評価することが可能となる付着モデルを提案し、その妥当性の検証において、鉄筋とコンクリート間の付着特性を評価することを目的としたモデル解析を行った。また、解析条件を変えた場合の解に与える影響を解析的に評価し、以下の結果を得た。

付着強度パラメータ α やメッシュ分数割、鉄筋要素位置は、ひび割れ発生数、付着応力、ひずみに影響を与える。また、メッシュ分割はひび割れ発生の仕方、鉄筋要素位置はひび割れ発生 1 本目以降のひび割れ発生の仕方に影響する。

付着強度パラメータ α やメッシュ分数割、鉄筋要素位置が解に及ぼす影響を評価するのに、細かいメッシュ分割が良いとは限らない。

今回の解析で、かぶり厚 40mm の鉄筋コンクリートでは、 $\alpha=0.4$ 、50mm のメッシュ分割が良い結果を得られた。

参考文献

- 1) 飯塚 敬・檜貝 勇・斉藤 成彦：かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべりひずみ関係、土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造 67 巻 2 号 p.280-296, 2011.
- 2) 柴山 淳：分布型光ファイバセンサを用いた RC 部材の準連続的なひずみ計測法、日本建築学会技術報告集 第 26 巻 第 63 号, 543-548, 2020 年 6 月
- 3) 玉井宏 樹・桑原功旺・園田佳巨：鉄筋腐食により劣化した RC 梁部材の曲げ耐荷性能および耐衝撃性能に関する基礎的研究 構造工学論文集 Vol.63A pp.1224-1236 土木学会 2017. 3.
- 4) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべりひずみ関係, 土木学会論文集 Vol.378/V-6, pp.165-174, 1987.

PC 鋼材の断面欠損量が PC はりの残存性能に及ぼす影響の数値解析評価

EC18064 松島 伶維

1. 序論

高度経済成長期から建設された多くのコンクリート構造物が老朽化し、これらを適切に維持管理することでその長寿命化が求められている。また老朽化したコンクリート構造物の合理的な維持管理計画の策定には、経年などで劣化・損傷した構造物が保有する残存構造成能を適切に評価する技術が必要である。このため横田らは、ポストテンション方式のプレストレストコンクリートはり部材の PC 鋼材を人為的に切断することにより、PC 鋼材の破断位置や量が部材の耐荷性能に及ぼす影響を評価する実験を実施している。しかしながら、5 年に 1 度の橋梁点検が義務付けられている現在においては、PC 鋼材が破断に至るまでの劣化が放置されることは少ないと考えられる。そこで本研究では、材料劣化した PC 部材の残存耐荷性能評価と補修・補強時期の検討に資するために、横田らの実験供試体を対象に PC 鋼材の断面積低下が、プレストレスの減少領域、PC 鋼材のひずみ量の変化および耐荷性能に及ぼす影響を評価することを目的とする。

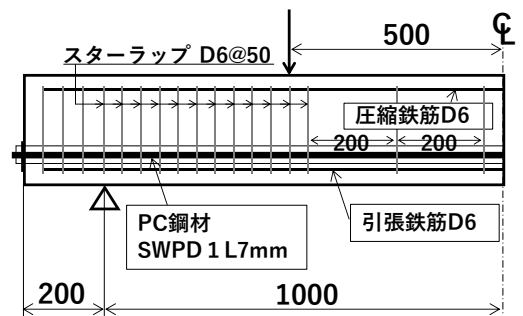


図-1 PC はりの諸元

2. 解析概要との試験概要

2.1 解析対象とした実験の概要

解析の対象とした PC はりの諸元¹⁾を図-1 に示す。PC 鋼材と鉄筋の降伏強度はそれぞれ 1435 N/mm²および 475 N/mm²であり、コンクリートの圧縮強度は平均値で 56.6 N/mm²、グラウトの圧縮強度は平均値で 88.7 N/mm²である。横田らは、図-2 に示す×印位置で PC 鋼材をはり側面から φ15mm のコアボーリングを用いて切断している。実験で確認された破壊形態は、全ての供試体において引張鉄筋および切断しなかった PC 鋼材の降伏が先行し、PC 鋼材の破断前に支間中央または荷重点付近の上縁コンクリート圧壊である¹⁾。

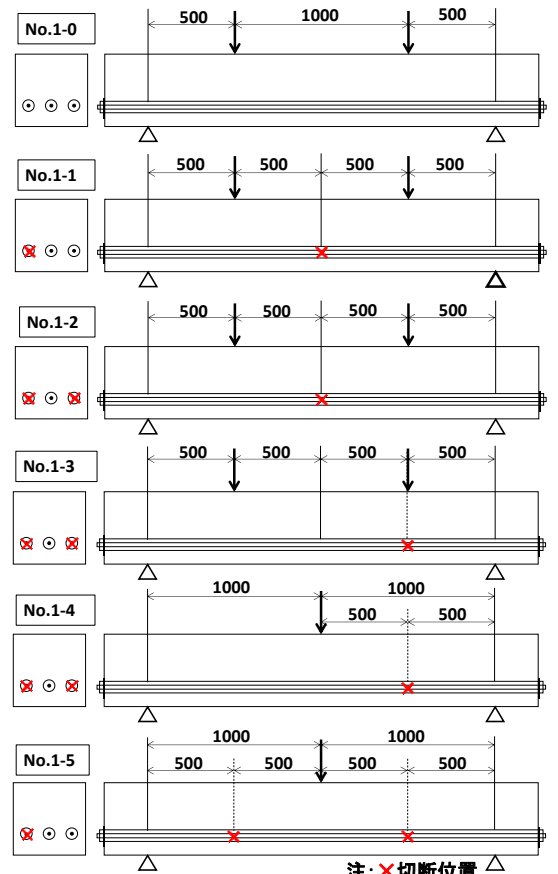
2.2 解析手法と実験挙動の評価

解析には、アフロル²⁾と野中³⁾の解析手法を使用した。PC 鋼材とグラウト間の付着応力-すべり関係には、島ら⁴⁾により異形鉄筋に対して提案された付着応力-すべり-鉄筋ひずみ関係を準用した。ここで、実験で使用される PC 鋼材は丸鋼であるので、式(1)に示すように、付着強度パラメータ α を導入した。

$$\tau = \alpha \times 0.73 f_c' (\ln(1 + 5s))^3 / (1 + \varepsilon \times 10^5) \quad (1)$$

$$s = 1000 S / D$$

ここで、 D は鋼材径、 ε は鋼材ひずみであり、本研究ではすべり



注: ×切断位置

図-2 PC 鋼材の切断位置と荷重方法

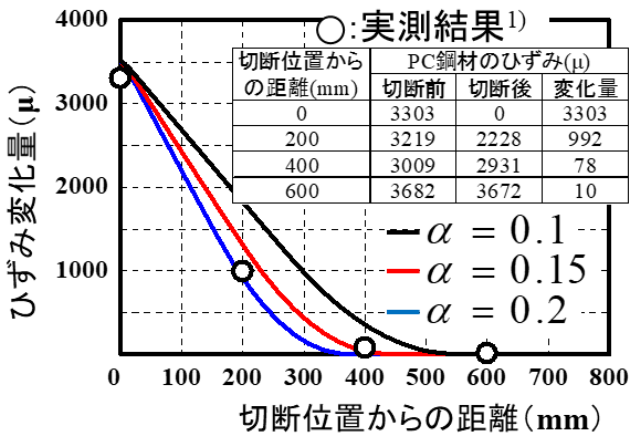


図-3 α の同定

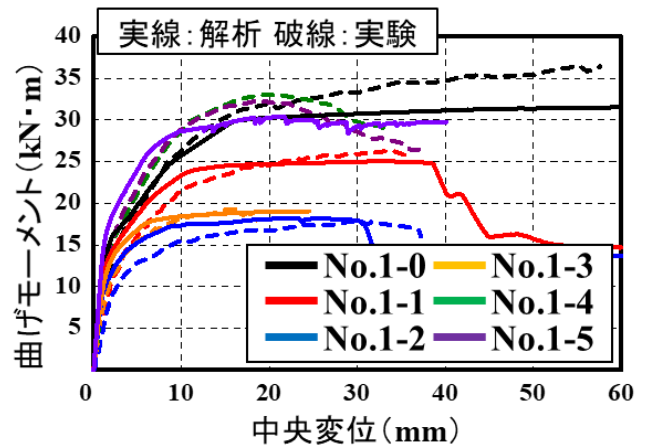


図-4 実験と解析結果の比較

量 S を鋼材節点位置における鋼材とグラウト間の相対変位とした。また解析では、アンボンド状態で 3500μ の緊張力を導入したのちにグラウトをモデル化し、式(1)中の鋼材ひずみ ε は、グラウト後の鋼材ひずみの変化量の大きさの最大値とした。

検討に先立ち、アフロル²⁾と同様に、付着強度パラメータ α の再同定と解析結果手法の妥当性再評価を行った。付着強度パラメータ α の同定には、No.1-2 の供試体において PC 鋼材切断時のひずみ量変化の計測結果を使用した。図-3 に実験と解析の鋼材切断時のひずみ変化量の比較を示す。図より本検討では、 α 値を 0.15 とすることとした。図-4 に、実験と解析結果の曲げモーメント-中央変位関係の比較を示す。図より本解析手法は、実験で確認された曲げモーメント-中央変位関係を妥当な精度で予測できる。

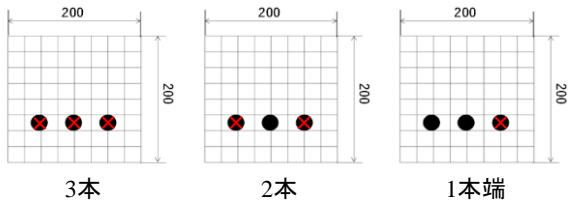
2.3 検討概要

本研究では、PC 鋼材の断面積減少量が断面積減少要素のひずみ増加量、PC 鋼材要素の最大緊張ひずみ減少量およびプレストレスの減少領域に及ぼす影響を評価するために、図-5 に示すように断面内に配置された 3 本の PC 鋼材のうち、×印の 3 本、2 本および 1 本の PC 鋼材断面積を 1 割ずつ段階的に減少させる数値実験を実施した。なお、緊張力導入によりはりは上方に反るので、図-6 に示すように、PC 鋼材の断面積を減少させる断面位置を 3 種想定し、図-6 に示すように断面位置で PC 鋼材の断面積を減少させる領域を変化させることで、断面積減少領域と要素数が解に及ぼす影響も評価することとした。なお、また、横田らの実験では、3 本の PC 鋼材のうち 2 本もしくは 1 本を人為的に切断しているため、3 本の健全な断面積量を 100% として、緊張力の導入とグラウト後に 3 本の PC 鋼材断面積を一様に 10%、20%、33%、50% および 66% 低下させたのちに荷重載荷する数値実験を実施した。断面減少量に着目すると、10% 低減が No.1-0、33% 低減が No.1-1、66% 低減が No.1-2 に相当する。

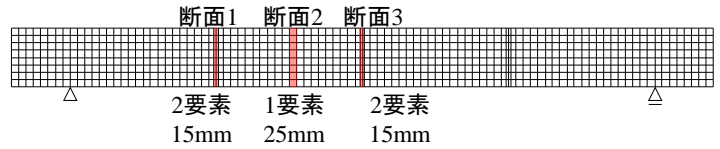
3. 解析結果

3.1 PC 鋼材の断面減少がプレストレスの減少領域および鋼材ひずみ分布に及ぼす影響

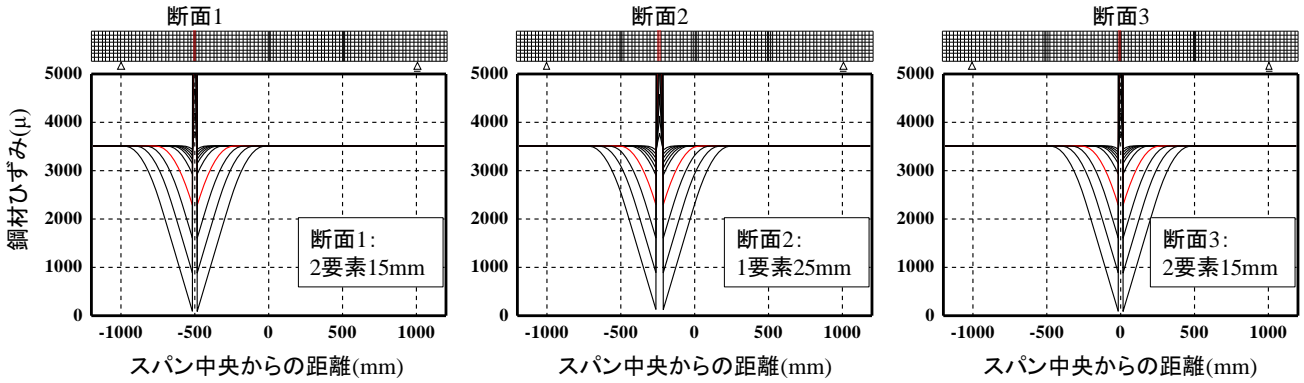
図-7 に一例として 3 つの断面位置で 3 本の PC 鋼材断面積を段階的に 1 割ずつ断面減少させたときの鋼材ひずみ分布を示す。図中の赤線は、断面積を 6 割低下させたときの鋼材ひずみ分布である。また、図-7 から得られる断面積減少要素のひずみ増加量、PC 鋼材の緊張ひずみ最大減少量および緊張力が回復するまでの距離と断面積減少率の関係を図-8 に示す。図-7 から分かるように、PC 鋼材の断面積を減少させる断面位置を変化させても、ひずみ分布の状況にほぼ影響しない結果となった。これは、本数値実験で使用したはりの寸法が小さいためであると考えられるので、今後、実構造物レベルでの検討が必要である。また同様な理由により、断面積を減少させる PC 鋼材を 3 本、2 本、1 本と変化させても、断面を減少させた PC 鋼材のひずみ分布に顕



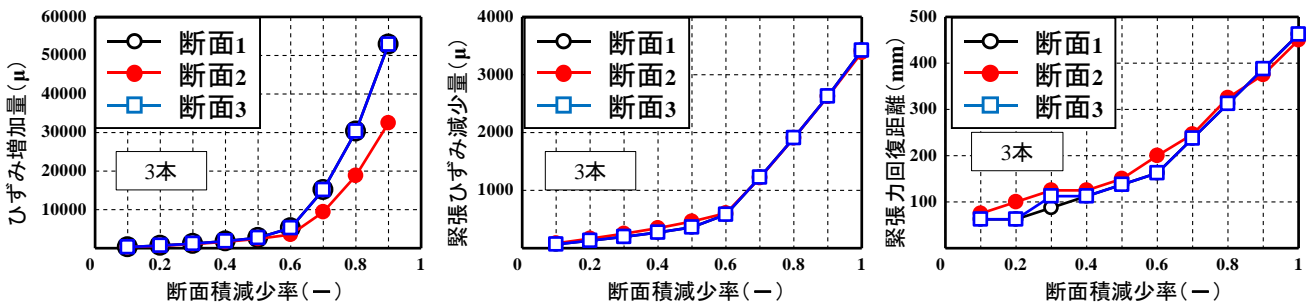
図一5 断面積を減少させた PC 鋼材の組合せ



図一6 鋼材断面積を減少させた断面位置



図一7 断面1から3の鋼材断面積減少時の鋼材ひずみ分布



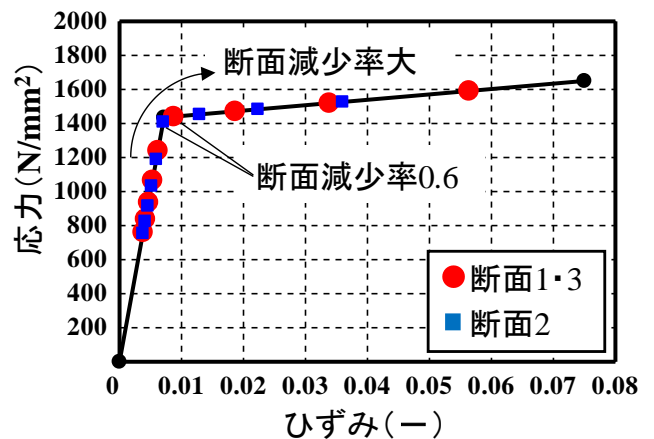
(a) 断面積減少要素のひずみ増加量 (b) 最大緊張ひずみ減少量 (c) 緊張力が回復するまでの距離

図一8 断面減少率が緊張力に及ぼす影響

著な差異は確認されなかった。

図一8(a)より、断面1・3と断面2の断面積減少要素のひずみ増加量に差異が認められ、断面減少率が6割を超えるとひずみが急激に増加する結果が得られた。前者の理由は、断面1・3と2では解析している領域が異なり、断面1・3は15mmの領域で断面積を減少させているのに対し、断面2では25mmの領域で断面積を減少させているためと考えられる。断面積を減少させたPC鋼材要素と節点を共有する要素間で力の釣合いを確認したところ、鋼材のみでは力の釣合いを満足していなかったため、ひずみ増加量に差異が生じた理由は、要素寸法が大きくなった分、伸びに対する付着抵抗がより大きくなったためである。

この解析結果から、例えば腐食領域が局所化すればするほど、腐食部位のひずみは大きくなりひいては破断に至る可能性があることを説明できる。なお、本検討では、断面減少に伴う付着力の低下は、付着応力が低下するのではなく、鋼材断面を円として、断面積減少に伴う側面積の低下により考慮している。後者の理由は、断面減少率が6割程度となると、PC鋼材が降伏したためと考えられる。これを確認するために、PC鋼材の応力



図一9 断面積減少後の応力・ひずみ状態

一ひずみ関係上に、断面積減少後の応力・ひずみ点をプロットした結果を図-9に示す。

図-8(b)より、図-8(a)と同様に、断面積が減少する要素が降伏するとひずみの減少量も急激に大きくなる事が分かる。その一方で、断面積が減少する要素寸法の影響は確認できない。

図-8(c)より断面減少率が大きくなると、ほぼ一定間隔で緊張力が回復するまでの距離が長くなる。また、断面1・2・3と断面位置がスパン中央に向かうにつれて断面減少率が1のとき、わずかではあるが緊張力が回復するまでの距離が長くなる。このような挙動を実構造物においても精度良く評価することができれば、材料劣化したPC桁の残存プレストレス量や鋼材劣化した部位の推定が可能になると考えられる。図-3と図-8(c)を比較すると、切断面に近づくほど緊張回復距離が大きくなると考えられる。

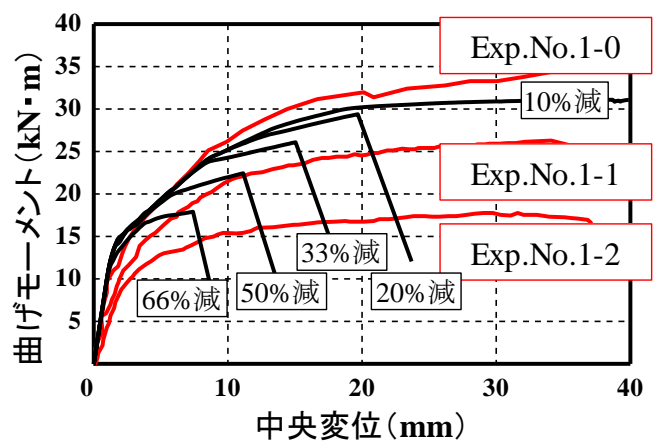


図-10 一様な鋼材断面減少時の荷重-変位関係

3.2 PC鋼材の断面減少が耐荷性能に及ぼす影響

PC鋼材の断面減少量の違いが耐荷特性に及ぼす影響を検討するため、No.1-0~No.1-2の諸元でスパン中央断面の3本のPC鋼材の断面積をグラウト後に一様に10%、20%、33%、50%および66%低減させたのちに荷重載荷した。図-10に一様な鋼材断面減少時の荷重-変位関係を示す。図より、PC鋼材の断面積が断面内で一様に低下すると、断面減少量が同じでも挙動が異なり、PC鋼材の破断により、変形性能が低下することが予測された。なお、10%低減時には鋼材破断は確認されず、健全な供試体と変わらないことが分かった。

4. 結論

本研究では、アフロル²⁾と同様に、付着強度パラメータ α の再同定と解析結果手法の妥当性再評価を行い、PC鋼材の断面積低下が、プレストレスの減少領域、PC鋼材のひずみ量の変化および耐荷性能に及ぼす影響を評価するため、PC鋼材を3本、2本および1本のPC鋼材断面積を1割ずつ段階的に減少させる数値実験を実施した。本検討は α 値を0.15とすることで本解析手法は、実験で確認された曲げモーメント-中央変位関係を妥当な精度で予測することができる。また、PC鋼材の断面積を減少させる断面位置を変化させても、ひずみ分布の状況にはほぼ影響しない結果となった。また、1割ずつ断面減少を行うことで6割以上になった時、降伏することで断面減少率が緊張力に及ぼす影響が大きくなることを数値解析的に評価した。最後に解析精度向上には、実構造物レベルの検討が必要である。

参考文献

- 1) 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(材料・コンクリート構造), Vol.74, No.4, 218-233, 2018.
- 2) ダダボエブ アフロル：破断したPC鋼材を有するPCはりの解析的性能評価手法の検討、2020年度中部大学卒業論文, 2021.2
- 3) 野中萌生：鉄筋とコンクリート間の付着モデルの開発、2019年度中部大学卒業論文, 2020.2
- 4) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 Vol.378/V-6, pp.165-174, 1987.

被災した実橋梁の応力状態の評価

EC18078 横山 千尋

1. 研究の背景, 目的

1.1 ひずみ計測を行った経緯について

本研究では、被災した橋の主桁、伸縮装置切断時のひずみゲージを用いてひずみ計測を行い、実橋梁の応力状態の調査及び検討を行う。本研究で調査する実橋梁付近にて、土砂崩れが発生した。これの影響によって、橋台の移動や伸縮装置の密着、主桁とパラペットの密着が確認された。これらの被災状況を元に、本研究では応力状態の調査及び検討を行う。応力状態の計測のために伸縮装置、桁の切断時時のひずみ計測をひずみゲージを用いて行った。また、本研究では、この実橋梁の改修工事の一環として、調査を行う。

1.2 ひずみ計測を行った結果

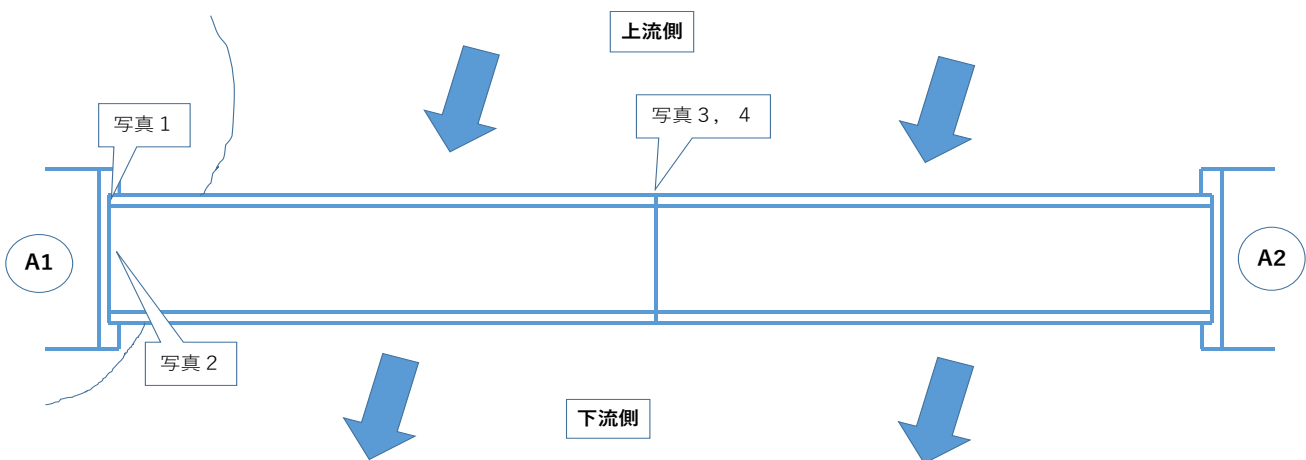
ひずみ計測前の調査から、パラペットと主桁の接触(写真1)、伸縮装置の遊間の異常(写真2, 3, 4)が確認された。ひずみ計測を行った結果、これらが原因で以下の3つのひずみ挙動が確認された。

I. 被災によって橋台の移動が起こった。桁とパラペットが接触し、それによって実橋梁が桁長手方向に縮み、伸縮装置の密着が起こったと予想した。また、伸縮装置、主桁を切断することで、圧縮力が解放されひずみ計測の結果が伸びると予想された。しかし、伸縮装置と主桁切断後の計測結果では、ひずみが縮んでいることがわかった。よって、伸縮装置を介して導入された偏心軸力による軸力と曲げモーメントが作用していると予想する。

II. 桁長手方向の同一高さの軸力は同じであることから、同一高さのひずみ変化も同じであると予想されたが、異なったことから上流側桁とパラペットの接触により導入された軸力が働いていると予想する。

III. 上流側の伸縮装置は密着していることが確認されたが、下流側の伸縮装置には、遊間が確認された。そして、ひずみの結果からも、左右の桁で圧力解放時のひずみ挙動が異なったことから、A1 上部の上流側から下流側方向に移動に伴う、軸力と曲げモーメントが発生していると予想する。

本研究では、軸力の推定、I. からIII. の詳細検討を目的とした。



図—1 実橋梁の簡易図

2. 概要

2.1 本研究で調査した実橋梁の被災状況

本研究で調査した、実橋梁の被災状況は以下に示す。また、調査した実橋梁を簡易的に図1で示す。

写真-1では、A1上流側の主桁とパラペットの密着が確認できる。上流側の主桁とパラペットが密着する原因として、A1の橋台付近にて土砂崩れが発生したことで橋台が移動したことが原因と考えられる。

そして、上流側の主桁とパラペット接触したことで、写真-2.3のように、伸縮装置が密着して導入された軸力によって、遊間に異常が発生したと考えられる。



写真-1 A1上流側の主桁と
パラペットの密着



写真-2 A1伸縮装置の密着



写真-3 橋の中間地点の伸縮装置
(上流側)



写真-4 橋の中間地点の伸縮装置
(下流側)

2.2 ひずみ計測概要, 時期, 位置, 5mmのひずみゲージ, 温度計測について

2021年8月5日(木)9:30頃から15:00頃の期間において、A1から3.5m, 8.5m, 13.5m位置の上流側および下流側の桁の橋軸方向のひずみ変化量を計測した。正確な計測位置については、図-2に示す。本文では、A1から3.5m, 8.5m, 13.5m位置をそれぞれ断面1, 断面2, 断面3と称し、上流側の桁をA, 下流側の桁をBとしている。ひずみ計測に使用したひずみゲージは、(株)東京測器研究所製のFLAB-5-11¹⁾であり、ゲージ長は5mmである。ひずみゲージ貼付け前に、所定の位置の桁の塗装を除去、紙やすりで整形およびアセトンによる清掃を実施してからひずみゲージを貼付けたのちに、9:30頃のひずみ値を初期値ゼロとして、10分間隔でひずみ変化量の計測を行った。ひずみ計測と併せて、計測されたひずみ変化値の温度補正を行うために、30分間隔でひずみ計測を行った3断面の桁両側および下フランジ下面の温度を、赤外線放射温度計(FLUKE社製62MAX+)²⁾を用いて計測した。

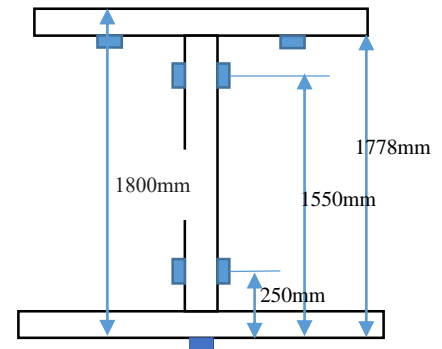


図-2 ひずみゲージの位置

2.3 計測結果

図-3に温度変化履歴を用いて補正したひずみ変化量の経時変化を示す。ここで、温度補正とは、桁材料の線膨張係数を $12\mu/\text{C}$ と仮定して、ひずみ計測開始時からの温度変化に伴う伸縮量を計測値から差し引くことを意味する。このため、外部拘束や内部拘束の影響を考慮していない。また、計測したひずみは、9:30頃のひずみを初期値ゼロとしてからの変化量である。図中の赤線区間は、伸縮装置の切断に要した期間であり、黒線区間は、上流側桁端部の切断に要した期間である。ひずみ変化量は、マイナス値側への変化は収縮を、プラス値側への変化は伸びを意味する。

図-3より、伸縮装置切断時には、桁のひずみは圧縮側に推移している。これは、伸縮装置を介して橋断面に導入された偏心軸力により、切断前の橋がたわんでいたためと推測される。上流側桁端部を切断時には、上流側桁で軸力が解放された結果、下流側桁では、ひずみが圧縮側に推移している。この理由は、ひずみ変化量の挙動が断面位置で異なることも含めて、両桁が床版と横桁介して連結しているためと考えられる。

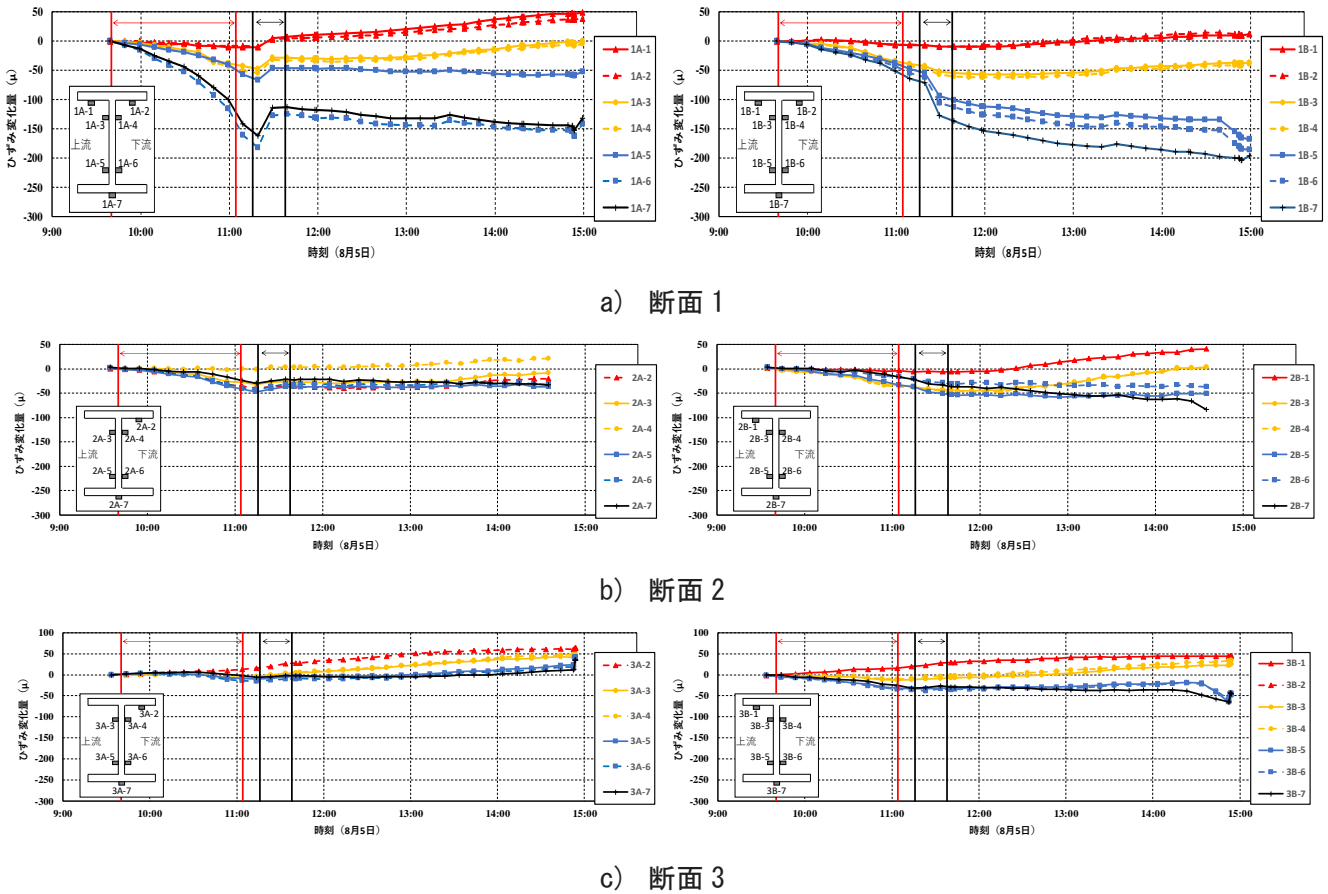


図-3 桁のひずみ変化 (左：上流側桁，右：下流側桁)

3. 検討内容, 結論

ひずみ変化量の計測結果から、橋桁に断面力が生じた要因には、以下3つが考えられる。これらの詳細検討を行う。

3.1 伸縮装置を介して導入された偏心軸力による軸力と曲げモーメント

主桁、床版の断面積、配鉄筋から、断面2次モーメントを求める。ひずみ計測の実測値と計算で出した、ひずみを照らし合わせて、軸力の推定を実施した。10:49 時点の実測値と計算によって導いたひずみを図-4 に示す。また、実構造物のため配鉄筋や形状が複雑であるため、この計算では横桁の影響を考えず、構造の簡略化を図って計算を行った。結果から、軸力の推定は困難であるという結論に至った。要因は、被災前の実測値がなかったことで、被災によるひずみの変位が正確な値が出なかったことが考えられる。そして、構造の簡略化を図ったことが要因だと考えられる。ひずみの実測値が伸びると予想されていたが伸びた原因については軸力の推定からは求められなかったが、被災によって伸縮装置を介して導入された偏心軸力によって実橋梁がたわんでいたとして、間違いはないと考える。

3.2 上流側桁とパラペットの接触により導入された軸力

検討するにあたり、図-5 に示すように桁と横桁をはり要素でモデル化した構造解析を実施した。また、床版の剛性は考慮せず、主桁と横桁の剛性のみ考慮したのち解析を行った。境界条件は、A2 の支承を簡易にモデル化する程度で、上流側および下流側端部に、棒要素のパネを仮定した。図-5 で示すように、A1 上流側に強制変位 10mm 作用させた。この結果、上流側桁では断面に圧縮の軸力が作用し、下流側桁では、断面に引張の軸力が作用する

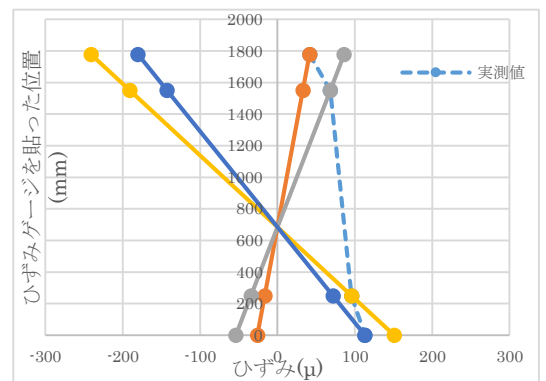


図-4 10:49 時点の各点のひずみ(上流側)

結果が得られた。このため、上流側桁端部を切断した際に、外力作用がなくなったため、上流側桁のひずみは引張に推移し、下流側のひずみは圧縮側に推移したものと考えられる。なお、この解析で両桁断面に生じる曲げモーメントはわずかであった。

3.3 A1 上部の上流側から下流側方向に移動に伴う軸力と曲げモーメント

3.2 と同じ解析モデルに図-7 に示すように、A1 上部桁に上流側から下流側に 10mm の強制変位 を作用させた。この結果、変形モードでは、A2 上部の節点は、上流側では伸縮装置が開く方向に変位し、下流側では閉じる方向に変位した。また、A2 上部では、図に示す方向の曲げモーメントが生じた。軸力分布では、上流側の桁では引張の軸力が、下流側の桁では圧縮の軸力が橋 軸方向に分布する結果が得られた。断面 1、断面 2 および断面 3 において、切断時のひずみ変化量に差異が生じた理由は、III. の変形 に伴う軸力分布の変化によるものと推測される。

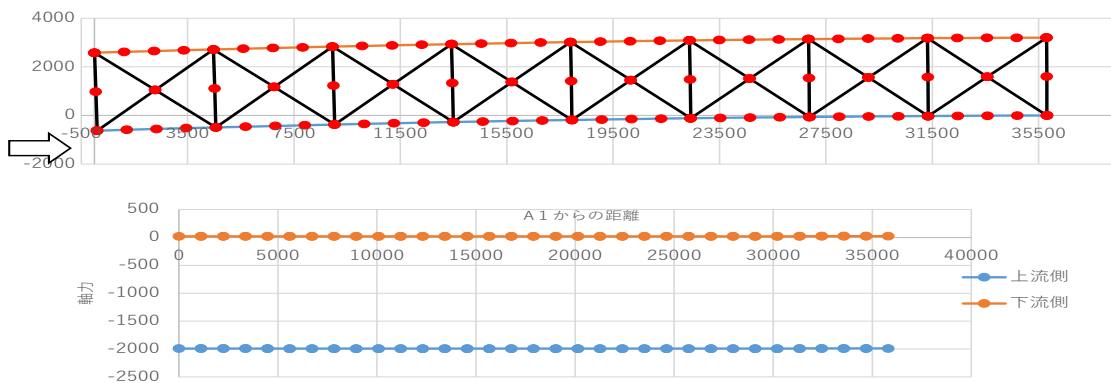


図-5 上流側桁に橋軸方向の強制変位を与えた際の解析結果(上：変形図，下：軸力分布)

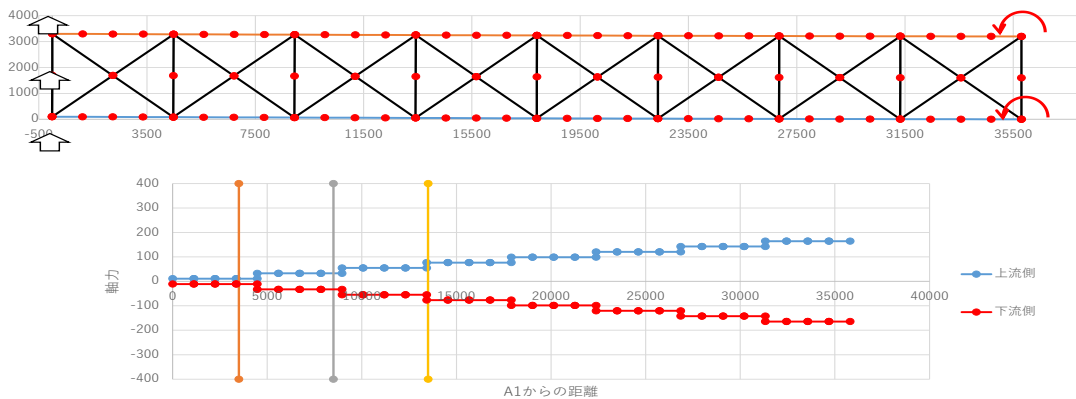


図-6 A1 上部桁に上流側から下流側に強制変位を与えた際の解析結果((上：変形図，下：軸力分布)

4. 結論

本研究では、被災した橋梁の初期応力状態、損傷状況の理論的解明を目的とし、補修工事の一環で計測された、不明なひずみ挙動と損傷が生じた理由の要因を理論的に説明することができた。

参考文献

- 1) ひずみゲージ：<https://tml.jp/e-gaugeshop/gaugelist.html> 2021年8月23日
- 2) 赤外線放射温度計：62 MAX+ Handheld Infrared Laser Thermometer | Fluke 2021年8月23日