

デジタル画像相関法を用いた鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強された RC 部材のひび割れ性状

田村拓登*・山口浩平**・島田有二郎*・松田浩**

・日野伸一***・彌永裕之****・合田寛基*****

Crack Properties of RC members retrofitted by rebar buried type with spraying PCM using Digital Image Correlation Method

by

Takuto TAMURA* and Kohei YAMAGUCHI ** and Yujirou SHIMADA* and Hiroshi MATSUDA** and Shinichi HINO*** and Hiroyuki YANAGA**** and Hiroki GODA*****

The fracture behavior of reinforced concrete has not been clarified yet. Especially, in the elucidation of the strain distribution using the strain gauge, it is difficult to measure accurately because of the effect on the strain gauge attachment part at the time of fracture. On the other hand, if the Digital Image Correlation Method (DICM), whose accuracy has been guaranteed in recent years, is used, it is possible to cope with work cost, restriction in measurement, etc. Therefore, in this study, use embedded steel bar and winded PCM specimen which reinforced specimen which can be reinforced with a smaller winding thickness compared with conventional RC reinforcement. This specimen is characterized in that a groove is provided in the RC specimen, reinforcing bars are buried, and the RC specimen is wound by PCM. Then, strain distribution and crack direction are detected using DICM in the reinforcing part of this test piece, and the crack property is examined by comparing with the result of visual observation and strain gauge.

Key words : *Digital Image Correlation Method, the RC specimen is wound by PCM, crack property, embedded steel bar*

1. 背景および目的

兵庫県南部地震の震災では、日本の多くの土木構造物が多大な被害を受けた。それを受けて耐震設計は改定され、東北地方太平洋沖地震および以降の震災では補強によって被害や崩壊を抑えることができている。

しかし、図-1 の緊急輸送道路上の橋梁の耐震補強進捗率に示すように、日本では国道や都道府県道に比べて市町村道は補強が進んでおらず、橋梁の耐震補強が急務な現状である。その中でも、写真-1 の対象構造物に示すような河川を横過する橋梁やダムピアといった

* 大学院工学研究科総合工学専攻 (Graduate Student, Department of Advanced Engineering)

** 大学院工学研究科システム科学部門 (Division of System Science)

*** 大分工業専門学校 学校長 (Principal of National Institute of technology, Oita College)

**** (株)アーテック AT 事業部 (Artech Corporation)

***** 九州工業大学大学院工学府建設社会工学専攻 准教授

(Department of Civil and Architectural Engineering, Faculty of Engineering,

Kyushu Institute of Technology, Associate Professor)

河積阻害率の制限を受ける土木構造物について、耐震補強が急がれている。

橋脚の代表的な補強工法として RC 巻立て工法、鋼板接着工法、繊維シート接着工法があげられる。以下にそれぞれの特徴を示す。

① RC 巻立て工法

耐震性能に問題がある橋脚をコンクリートと鉄筋で巻立て補強する工法である。特徴としては安価であること、工期が短いことがあげられる。

② 鋼板接着工法

コンクリート部材の引張応力作用面に鋼板を取り付け、既設部材と一体化させ性能の向上を図る工法である。特徴としては工期が長いこと、費用が大きくなることがあげられる。

③ 繊維シート接着工法

耐震性能に問題がある橋脚を繊維シートで巻立て補強する工法である。特徴としては軽量であること、工期が短いこと、水圧に弱いことがあげられる。

以上の3つは代表的な橋脚の補強工法である。しかし、本研究で対象としている土木構造物の橋脚では河積阻害率への影響を及ぼさないこと、耐腐食性が高いこと、水圧を受けることについて考慮する必要があるため、いずれも最適な補強工法とは言えない。そこで新たな補強工法として鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法を提案している。

④ 鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法

図-2 の溝切定着図に示すように、鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法は既設のコンクリート表面に溝切を施し、補強主鉄筋を埋設させ、ポリマーセメントモルタルおよび帯鉄筋によって巻立てる補強工法である。また、図-3 の補強厚比較に示すように、溝を切って鉄筋を埋設させ巻立てを行うため、補強厚を抑えることができ、河積阻害率の低減、地盤への影響を小さくすることに繋がる。そのため、今回対象としているダムピアや河川を横過する橋梁といった河積阻害率に関して制約の多い河川構造物の補強に適している。

鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法では溝切することによって薄肉で橋脚を補強できるという利点があるが、曲げ補強効果やひび割れの進展メカニズムなどの未解明な部分がある²⁾。そこで本研究では、正負交番繰返載荷試験を行い、ひび割れ性状を検討することを目的とする。

2. 載荷試験

2.1 実験概要

図-4 は供試体概略図を示す。本工法の耐震性能を確認するため、低鉄筋比で設計した壁式橋脚供試体 1 体と、同様の設計をした壁式橋脚供試体に耐震補強として鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法を施した供試体 1 体の計 2 体に対して正負交番繰返載荷を実施する。表-1 に供試体作成フローを示す。表-2 に試算値を示す。ここに、 P_{cr} ：ひび割れ発生荷重、 P_{y1} ：補強部主鉄筋の降伏荷重、 P_{y2} ：既設部主鉄筋の降伏荷重、 P_u ：コンクリートの圧壊による終局荷重、 V ：せん断荷重である。ひび割れ発生荷重はせん断耐力より低い値とし、曲げ破壊先行型で設計した。

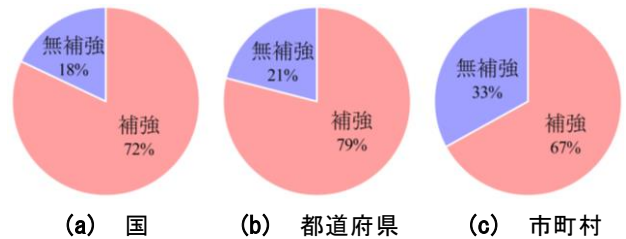


図-1 緊急輸送道路上の橋梁の管理別耐震補強進捗率¹⁾



写真-1 対象構造物

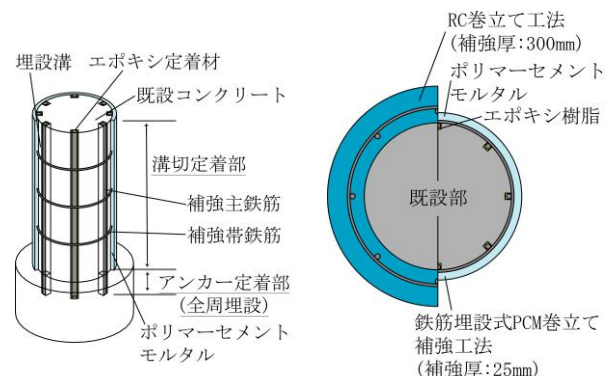


図-2 本工法の概略図

図-3 補強厚の比較

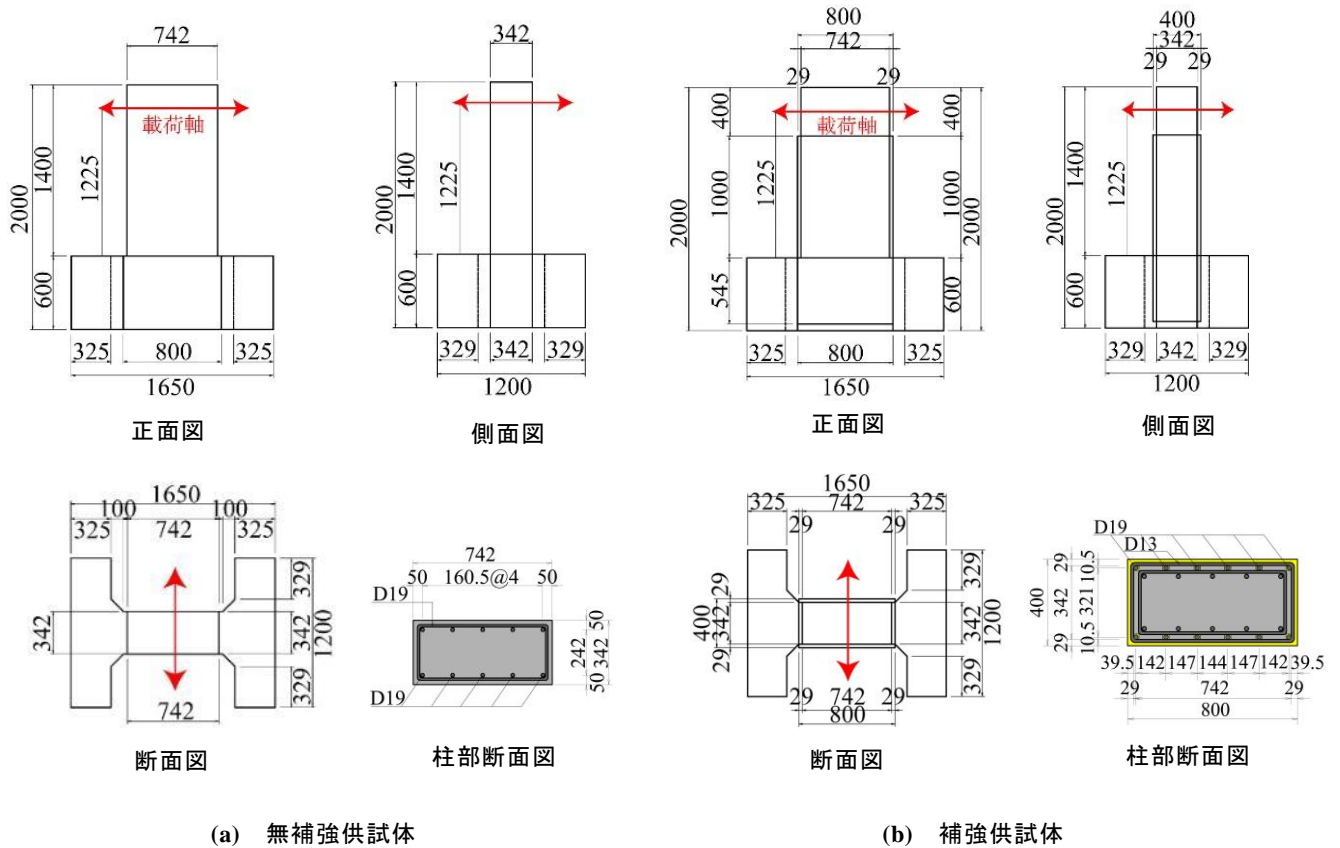


図-4 供試体概略図

表-1 供試体作成フロー

1. 基部打設	2. 柱部打設 (既設部完成)	3. 主鉄筋設置
4. 帯鉄筋設置	5. PCM塗布	6. 補強部完成

表-2 試算値

	P_{cr}	P_{y1}	P_{y2}	P_u	V
無補強供試体	34	-	144	150	208
補強供試体	51	204	353	368	531

(kN)

表-3 使用したカメラ、レンズ、PC の性能

CCD カメラ	型番:Point Grey Research 社 GRASS-50S5M/C 解像度:2448×2048pixel 画素サイズ:3.45×3.45μtm デジタル画素:モノクロ 8 ビット シャッター形式:電子シャッター シャッター速度:0.02ms~10s 最大フレームレート:15fps レンズマウント:C マウント型 インターフェイス:IEFE-1394b 重量:100g
レンズ	Schneider Kreuznach 社 Xenoplan 2.8/50mm 重量:80g
PC	CPU:Intel(R)core(TM) i7CPUQ820@1.73 GHz(8CPUs) HD:300GB メモリ容量:3.5GB RAM 重量:3.7kg

2.2 載荷試験

正負交番繰返載荷は、載荷高さを 1225mm（載荷軸から基部上面）とし、各供試体について既設部柱主鉄筋が降伏に至るまで荷重制御で行い、それ以降は変位制御で実施する。その際、既設部柱主鉄筋降伏時の荷重および変位をそれぞれ降伏荷重、降伏変位(1 δ y)とする。また、変位制御は、1 サイクル毎に +1 δ y \rightarrow -1 δ y \rightarrow +2 δ y \rightarrow -2 δ y \rightarrow ... というように増加させながら載荷する。

3. 計測概要

3.1 DICM 計測位置

使用したカメラ、レンズ、PC の性能を表-3 に示す。また、図-5 にカメラ配置図を示す。カメラは図-5 のような配置で 2 台用意し、供試体の試験時に載荷軸と垂直な面を撮影する位置に配置する。DICM 計測位置は、基部と柱部の境界部から上に 700mm 確保し、左右には柱部の幅 400mm を超える 700mm を確保する。このため、カメラと供試体の距離は約 1.5~1.7m 距離をとる。

3.2 ひずみゲージでの計測

図-6 にひずみゲージ貼付位置を示す。ひずみゲージは、DICM の撮影面と反対の面に 16 枚貼り付ける。ひずみゲージは、基部と柱部の境界部から、上方向に 75mm、柱部の端部から水平方向に 4mm の位置に一枚、その後、上方向に 150mm 間隔で 3 枚貼り付ける。これを一列としこの列を 4 列等間隔で貼り付けるようにする。

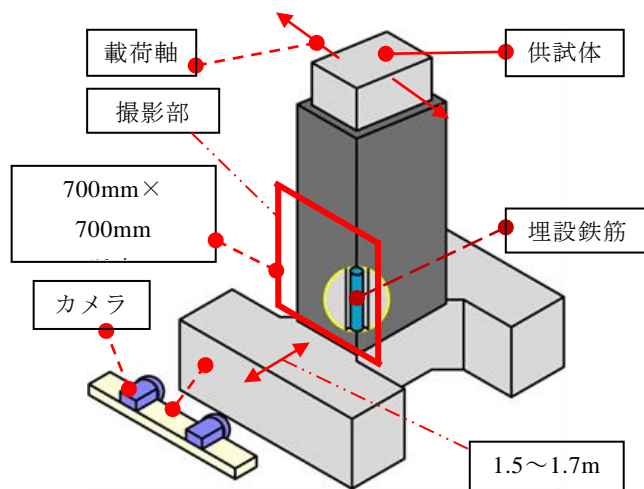


図-5 カメラ配置図

4. 結果および考察

また、同面で目視でのひび割れ観察を行い、DICM によるひび割れ検知と、ひずみゲージの計測結果、ひび割れ観察の結果を比較するとともに、ひび割れ性状の検討を行う。

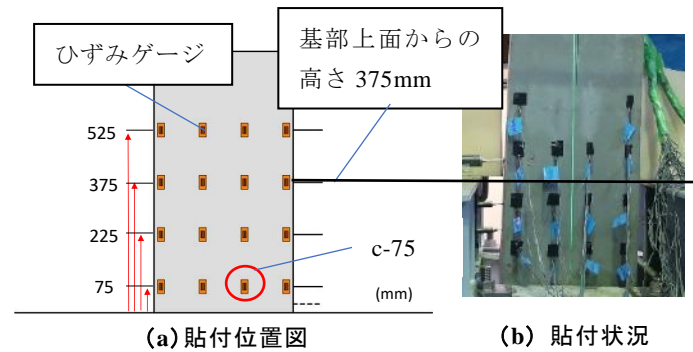
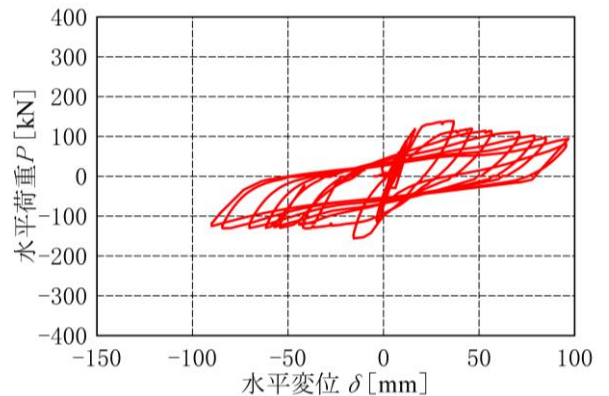
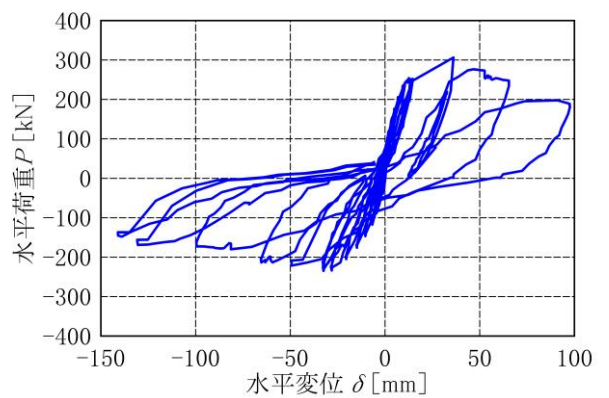


図-6 ひずみゲージ貼付位置



(a) 無補強供試体



(b) 補強供試体

図-7 荷重変位関係

4.1 変形性状

無補強供試体および補強供試体における荷重変位関係を図-7に、正負交番繰返載荷実験での正側および負側で平均した荷重変位包絡線図を図-8に示す。

無補強供試体は、 $1\delta_y$ を16.4mmとして載荷を行った結果、降伏荷重 P_{y2} は115kN、最大荷重 P_{max} は147kNとなった。最終的に水平変位は $9\delta_y$ (=108.6mm)まで進展し、水平載荷荷重は $0.57P_{max}$ (=85kN)であった。

補強供試体は、 $1\delta_y$ を32.6mmとして載荷を行った結果、降伏荷重 P_{y2} は269kN、最大荷重 P_{max} は272kNとなった。最終的に水平変位は $4.3\delta_y$ (=141.0mm)まで進展し、水平載荷荷重は $0.67P_{max}$ (=183kN)であった。

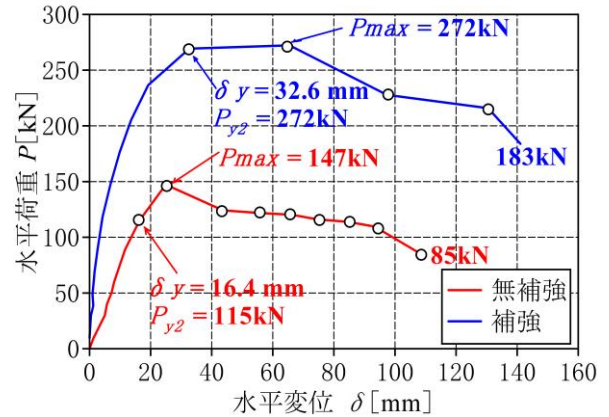


図-8 荷重変位包絡線

4.2 ひび割れ発生

まず DICM の精度の検証のため負載荷に着目する。補強供試体(No.2)の図-6におけるc-75の位置での荷重-ひずみ包絡線を図-9に示す。ひずみゲージでの計測では、ひび割れの発生が予測される 100μ を超えたのは図-9より78kN載荷時である。90kN以上の荷重域ではコンクリートのひび割れにより、ひずみゲージでのひずみ計測値は不適切な数値になった。

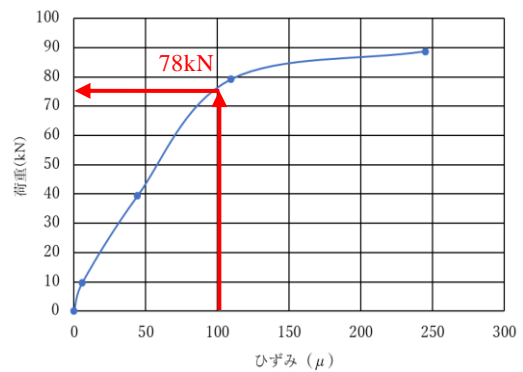


図-9 荷重-ひずみ包絡線(c-75)

図-10に補強供試体の-150kNから $-2\delta_y$ 載荷時のひずみ分布(DICM)をそれぞれ示す。また、図-11に-240kN載荷時の補強供試体ひずみコンターとひび割れスケッチの比較を示す。補強供試体負載荷時にDICMのひずみコンターでひび割れが確認されたのは図-10より-150kN載荷時であった。この時目視でひび割れは確認されなかった。図-11より、目視でひび割れの発生が確認されたのは-240kN載荷時であった。この時、ひずみコンターでもひび割れは確認された。また、 $-2\delta_y$ 載荷時はひずみコンターでひび割れの確認ができたが、この時点でほとんどのひずみゲージでは正確な値を測れなくなっていた。これは、ひび割れによりひずみゲージが破損したことが原因だと考えられる。

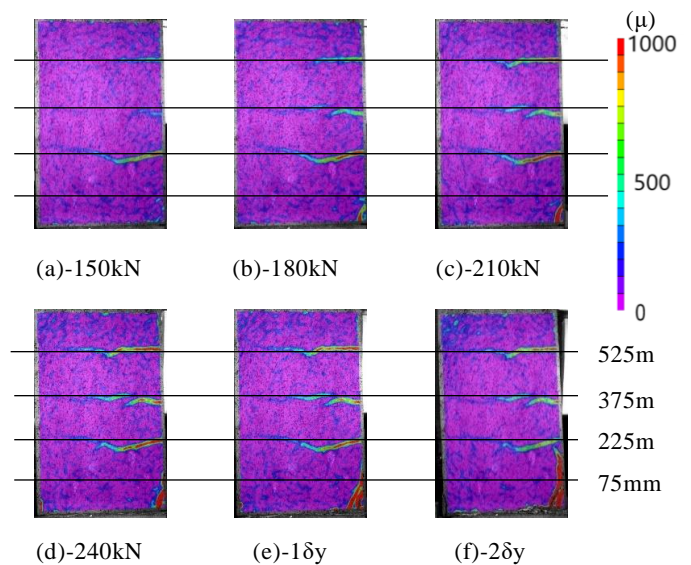


図-10 補強供試体負載荷ひずみコンターの一部抜粋

図-11より、基部上面からの高さ375mm付近の変化を見ていくと、-150kN載荷時には値は小さいもののひずみの集中領域が確認され、-180kN載荷時には 500μ を超えるひずみ集中となっている。これが-210kN載荷時にはひずみが 500μ を超える領域が拡大しており、-240kN載荷時にはひび割れ発生が予測されるひずみ集中となっている。同様に、基部上面からの高さ225mm付近、575mm付近でもひずみ集中が確認され、ひび割れ発生の予測ができるものと考えられる。

目視での柱部のひび割れ観察では、-240kN載荷時に初めてひび割れが発見された。このひび割れの位置は、

基部上面からの高さが 375mm 付近であり、前述の DICM で検知されたひずみ集中と同位置であった。よって、DICM で検知したひずみ集中が実際に生じたひび割れに対応していることがわかる。このひび割れは、DICM のひずみコンターでは-210kN 載荷時の時点でひび割れ発生を予測できる。

しかし、基部上面からの高さが 525mm および 225mm の位置において目視での観察ではひび割れが見つからなかったが、DICM を用いることにより、低荷重領域でのひび割れ発生を予測できることを示唆している。

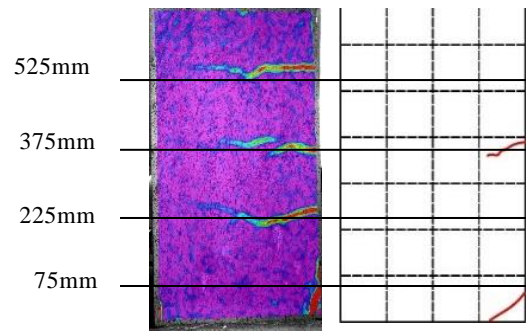


図-11 -240kN 載荷時の補強供試体ひずみコンターとひび割れスケッチの比較

4.3 ひび割れ性状

図-12 に無補強供試体の+90kN から+5δy 載荷時のひずみコンターを示す。

まず、無補強供試体(No.1)正載荷についてひび割れ性状を考察する。この時の DICM ひずみコンターでの観察におけるひび割れ発生荷重は、+90kN 載荷時でありこの時のひび割れの発生位置は、基部と柱部の境界線から高さ 225mm の位置であった。その後のひび割れの発生位置は、境界線からの高さが 375 mm であり、さらにその次のひび割れは 525mm の位置であった。このことから、ひび割れの発生方向は鉛直上方向に順に発生していると言える。これらのひび割れは曲げひび割れであった。また、一つ一つひび割れの進展に着目すると、ひび割れの進展方向は水平載荷方向かつ鉛直下向きに少し向かった方向であった。降伏前後では、降伏前はひび割れの進展が小さいのに対し、降伏後は大きくひび割れが進展していた。

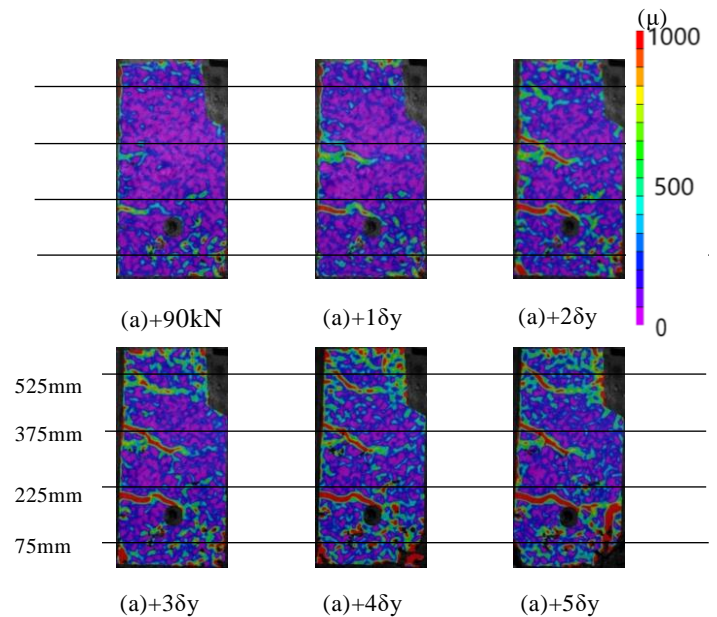


図-12 無補強供試体正載荷ひずみコンターの一部抜粋

続いて、無補強供試体負載荷について考察する。ひび割れの発生は-1δy 載荷時であり、ひび割れ発生位置は正載荷時と同様に境界線からの高さ 225mm の位置であった。また、曲げひび割れでありひび割れの発生方向は鉛直上向きである。ひび割れの進展方向は鉛直下向きへの進展も見られた。降伏前のひび割れ進展は小さく、降伏後は大きく進展していた。

次に、補強供試体の正載荷について考察する。ひび割れの発生は+120kN 載荷時であり、ひび割れの発生位置はこれも基部高さ 225mm の位置であった。ひび割れは鉛直上方向に順に発生しており、曲げひび割れであった。一つ一つのひび割れの進展は、ほぼ水平載荷方向であった。また降伏前後でのひび割れの進展の違いは、降伏前にひび割れが進展するのに対し、降伏後にはほとんどひび割れは進展しなかった。

最後に補強供試体の負載荷について考察する。ひび割れの発生は-120kN 載荷時であり、ひび割れの発生位

表-4 ひび割れ性状まとめ

ひび割れ	No.1(無補強)	No.2(補強)
種類	曲げひび割れ	曲げひび割れ
発生荷重	+90kN	+120kN
進展方向	水平載荷方向 少し鉛直下方向	水平載荷方向 少し鉛直上方向
降伏前後	降伏前はあまりひび割れせず、降伏後に進展	降伏前からひび割れて、降伏後はあまり進展せず
発生位置	基部と柱部の境界線から鉛直上に 225mm	基部と柱部の境界線から鉛直上に 225mm

置は基部高さ 225mm の位置であった。ひび割れは鉛直上方向に順に発生しており、曲げひび割れであった。また、一つ一つのひび割れの進展は水平方向であり、降伏前のひび割れ進展が大きく降伏後のひび割れ進展が小さかった。

これらのひび割れ性状を表-4 にまとめる。

二つの供試体を比較して大きく異なるのは、ひび割れの進展方向と降伏前後のひび割れの進展である。

無補強供試体においてひび割れが鉛直下方向にも生じるのに対し、補強供試体がほぼ水平方向であるのは、補強供試体は補強厚が薄くせん断補強筋までの距離が小さいことに起因すると考えられる。一方で、無補強供試体はせん断補強筋までの距離が大きいためせん断ひび割れが生じると考えられる。

また、補強供試体では降伏後のひび割れ進展が小さいのは、補強部の定着が強かったことが原因であると考えられる。

5. 結び

鉄筋埋設式 PCM 巻立て補強工法を模擬した供試体に正負交番繰返載荷を行い、DICM で計測を行った結果、以下の知見が得られた。

(1) DICM のひずみコンターを用いれば、目視でのひび割れ観察よりも早い段階でひび割れの発生を予測できる。また、ひび割れ発生前後でのひずみの

集中の変化を検知できる。さらに、DICM はひずみゲージのようにコンクリートのひび割れ等による破損の影響を受けないため、ひずみゲージでは計測できない荷重においても、ひび割れの進展をひび割れ位置およびひずみ集中の観点から検知できる。

(2) ひび割れ性状で無補強供試体と補強供試体で大きく異なったのは、鉄筋降伏前後のひび割れの進展、ひび割れの進展方向であった。これらは、本補強工法の補強厚の薄さや、補強法の特殊さに起因すると考えられる。

今後は非線形解析においてより忠実にモデルを作製し、本実験におけるひび割れ性状を明確にする。

参考文献

- 1) 国土交通省、緊急輸送道路上の橋梁の耐震補強進捗率, 2018.3
- 2) 石村昌也, 日野 伸一, 彌永 裕之, 小沼 恵太郎: 補強鉄筋埋設方式 PCM 巻立て補強工法 (AT-P 工法) における鉄筋定着長に関する実験的研究, 日本コンクリート工学会年次論文集, Vol.39, No.2, pp. 445-450, 2017