

大型振動台を用いた構造骨組加力実験と解析評価 その5 現場式柱梁接合部の繰返し載荷性能

正会員	○青柳 克弘*1	同	岡崎 太一郎*1	同	長江 拓也*2
同	松宮 智央*3	同	高橋 典之*4	同	丸山 一平*2
同	中澤 博志*5	同	御子柴 正*5		

鋼構造 柱梁接合部 動的載荷
現場施工式 振動台実験

1. はじめに

超高層建築物の建設がはじまった1970年代頃は、柱梁接合部の設計・施工法も、溶接の品質と品質管理も現在のようには確立されていなかった。本研究は、現場溶接形式の柱梁接合部を対象とし、1970年代頃の接合部が大変形までの動的載荷に対してどのような挙動、変形性能を示すかを現代的な接合部と比較する。実験は、防災科学技術研究所の大型耐震実験施設で行い、北海道大学、東北大学、防災科学技術研究所、名古屋大学、近畿大学で共同実施した。

2. 実験計画

図1に試験体の全容を、図2に接合部の詳細を示す。□-400×400×16 (BCR295) の柱の両側に、H-500×200×10×16 (SN490B) の梁を接合した。本実験では、載荷システムの容量に合わせて、実際の高層建築より一回り小さい試験体を用いた。片側を1970年代の設計を模擬した試験体1、反対側をより現代的な試験体2とした。施工を再現するべく、柱を鉛直に立てた作業環境で溶接した。梁のウェブはシアタブを介して高力ボルト摩擦接合し、フランジは柱に完全溶込み溶接した。

試験体1と2の主な違いは、高力ボルトの本数、スカラップ形状、溶接の3つである。図2に示すように、試験体1は、高力ボルトを6本×1列に配し、梁下フランジのスカラップは溶接の便宜のために大きくとった。このスカラップ底がフランジの開先に一致し、特に早期破断を来たしやすいと考えられる形状であった。溶接ワイヤに YGW11 を使い、スチールタブを用いて溶接始末端を切断せずに残し、

パス間温度、入熱の管理をしなかった。試験体2は、高力ボルトを6本×2列に配し、梁の上・下フランジに改良型スカラップを採用し、溶接ワイヤに YGW18 を使い、フラックスタブを用いてパス間温度と入熱を管理した。

図3に示すように、試験体を横向きに振動台に設置した。梁の自由端を振動台の外に設置した反力装置と連結したので、振動台が動くとともに梁に強制変形を受けた。試験体1を載荷後、試験体を180°回転させて試験体2を設置した。振動数1 Hz の正弦波を、層間変形角が0.0039、0.005、0.0077 rad で6回ずつ、0.01 rad で4回、0.015、0.02、0.03、0.04 rad で2回ずつ、0.05 rad で12回、正負交替で繰返した。変位計、ひずみゲージを用いて変形を測定するとともに、ビデオ撮影で載荷中の挙動を詳細に記録した。

3. 実験結果

写真1と2に実験後の試験体接合部の様子を示す。図4と5に、試験体1と2について得た、層間変形角と梁端モーメントの関係を示す。図中に、材料試験の結果と接合部設計指針³⁾を参考に計算した接合部の最大曲げ耐力 μM_u と梁全塑性モーメント μM_p を示す。0.03 rad でフランジに亀裂を生じる(図中に示す①)まで、両試験体ともほぼ同じ履歴を描いた。試験体1は、0.04 rad の1回目正載荷で上フランジが破断し(②)、さらに載荷を続けると高力ボルトがすべて破断し、梁がほぼ完全に柱から分離した。試験体2は、0.05 rad の1回目正載荷で上フランジ破断し(③)、そののちは柱が面外変形を繰り返す、シアタブと柱の溶接部に沿って亀裂が進行した。

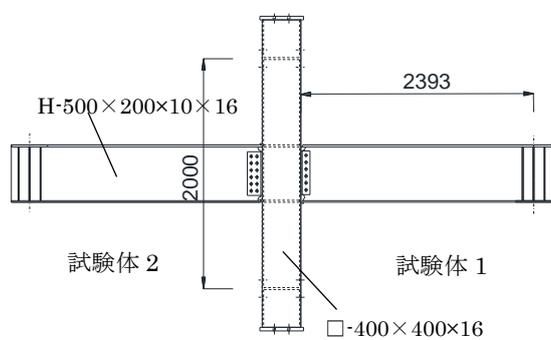


図1 試験体図面

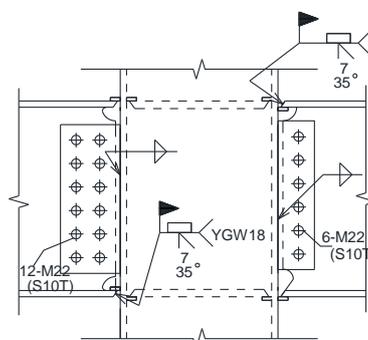


図2 接合部詳細

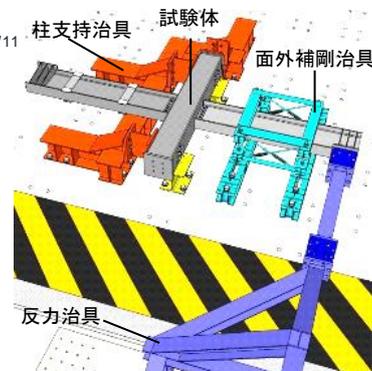


図3 試験体設置図

Subassembly tests employing a large-scale shaking table and damage analysis. Part 5: Cyclic loading performance of field-welded beam-to-column connections

AOYAGI Katsuhiko, OKAZAKI Taichiro, NAGAE Takuya, MATSUMIYA Tomohiro, TAKAHASHI Noriyuki, MARUYAMA Ippei, NAKAZAWA Hiroshi and MIKOSHIBA Tadashi

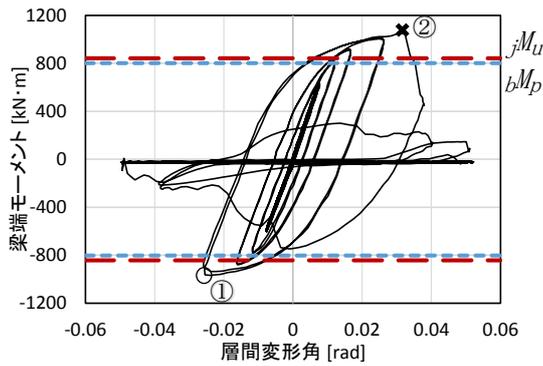


図4 試験体1の履歴応答

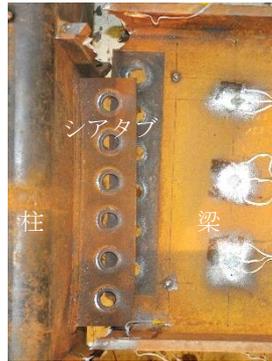


写真1 試験体1実験後

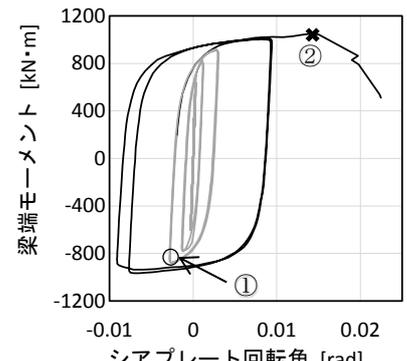


図6 試験体1のシアタブ回転角

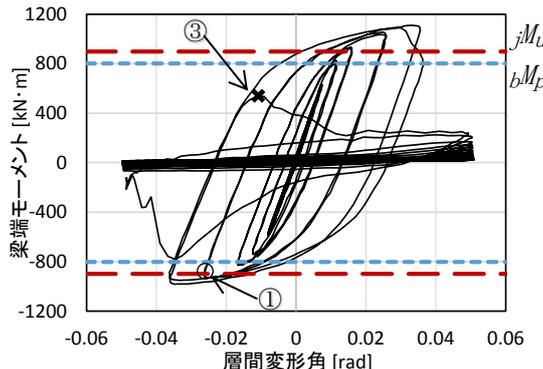


図5 試験体2の履歴応答



写真2 試験体2実験後

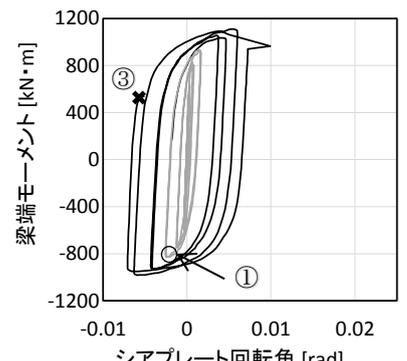


図7 試験体2のシアタブ回転角

4. 考察

実験結果を最も左右したと考えられる高力ボルト本数の影響を考察する。接合部設計指針¹⁾によると、梁の塑性変形に期待する場合、SN490Bでは jM_u/bM_p を1.25以上にするべきである。材料試験の結果に基づく jM_u/bM_p は、試験体1で1.05、試験体2で1.12であり、いずれも1.25より小さかった。高力ボルト摩擦接合の滑り耐力が試験体1でウェブの全塑性耐力の約14%、試験体2で40%に過ぎず、ウェブ接合部が曲げモーメントを十分に負担できない設計であった。

実験で測定した、梁端モーメントとシアタブとウェブの相対回転角の関係を図6と7に示す。両試験体とも、フランジに亀裂を生じる前に、高力ボルト摩擦接合の滑りを生じていた。フランジに亀裂を確認できたあと、試験体1の回転角は一気に増加したが、ウェブのひずみの測定値(紙面の都合で示さない)に変化はなかった。一方、試験体2では、回転角もウェブのひずみも徐々に増加した。したがって、試験体1では、ウェブが曲げモーメントを負担できなかったために、フランジの亀裂が直ちにフランジ破断を来たしたが、試験体2では、フランジの損傷が進展するにいたって、曲げモーメントがウェブに再分配され、フランジの亀裂進展を遅らせることができた。

梁端モーメントの測定値は、両試験体とも1.25 bM_p を超

えた。試験体2は梁フランジに若干の局部座屈を生じ(写真2)たが、試験体1は局部座屈を生じる前に、梁フランジの溶接近傍を起点に、梁が完全に破断した(写真1)。したがって、 jM_u/bM_p の差が示唆するように、試験体1の塑性変形能力は、試験体2に劣った。

5. まとめ

1970年代の現場式接合部を模した試験体1と、より現代的な試験体2を製作し、動的繰返し载荷を実施し以下の結果を得た。

- 1) 両試験体とも、層間変形角0.02 radを超えるまでほぼ同じ履歴を示したが、 jM_u/bM_p が小さい試験体1の方が、より早期に破断した。
- 2) 両試験体で、フランジ破断前に高力ボルトの滑りが確認された。高力ボルト摩擦接合の滑りで決定されるウェブ接合部の曲げ耐力は、試験体1で梁ウェブの全塑性耐力の14%、試験体2で40%と低かった。
- 3) フランジに亀裂を生じたあと、試験体1はウェブ接合部の曲げモーメント負担能力が小さく、曲げモーメントの再分配に応じられなかったために、試験体2より早期にフランジが破断した。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、丸善出版、2012年) 文部科学省・屋内運動場等の耐震性能診断基準(平成18年版)

*1 北海道大学
*2 名古屋大学
*3 近畿大学
*4 東北大学
*5 防災科学技術研究所

*1 Hokkaido University
*2 Nagoya University
*3 Kinki University
*4 Tohoku University
*5 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience

大型振動台を用いた構造骨組加力実験と解析評価 その6 床スラブの影響を含めた分析

正会員 ○野々山 優輔^{*1}, 同 鳥谷尾 駿佑^{*1}, 同 長江 拓也^{*2}, 同 岡崎 太一郎^{*3}
 同 松宮 智央^{*4}, 同 高橋 典之^{*5}, 同 丸山 一平^{*6}
 同 御子柴 正^{*7}, 同 梶原 浩一^{*7}

鋼構造, 柱梁接合部, 実大実験,
 変形性能, 接合詳細, 床スラブ

1. はじめに

超高層建物の骨組性能を定量的に評価するためには、初期と現在で異なる柱梁接合部ディテールや溶接条件についての資料, 知見を積み重ねる必要がある。その6では、つくば大型耐震実験施設で行われた鋼梁載荷実験に対して、2008年に行われたE-ディフェンス実験を参照することで床スラブの影響を含めた分析を行う。

2. 鋼梁実験分析

2.1 各試験体仕口の仕様

その5の試験体1および試験体2と比較する試験体3は、2016年に同載荷システムにより実験されている^り。仕口仕様の主な相違点について表1にまとめる。試験体1と試験体3は1970年代の設計を模擬、試験体2は現代の設計を想定して製作され、試験体3はフランジ溶接部分のエンドタブを省略することで意図的に溶接欠陥を導入している。

2.2 各サイクルの最大耐力推移

図1(a)に各試験体のサイクルごとの最大耐力を示す。10サイクル(300 kN・m)程度までは3試験体の関係が一致しており、以降、試験体3が若干下回り始める。試験体1、試験体2、試験体3はそれぞれ29サイクル、31サイクル、28サイクル目でフランジの破断に至り、その時点で大きな耐力低下が見られる。

2.3 接合部ディテールの違いによる変形性能の比較

試験体1と試験体2の変形性能について、累積塑性変形角と累積吸収エネルギーを指標に評価する。梁端部の曲げモーメントが0のときに残留する層間変形角をフランジが破断するまで累積させた値を累積塑性変形角と定義すると、その値は試験体1においては0.154 rad、試験体2においては0.340 radとなり前者は後者の45%程度の値にとどまった。

また、層間変形角と梁端曲げモーメントが描く履歴によって囲まれた部分の面積を部材が吸収したエネルギーとし、フランジが破断に至る1サイクル前までの累積値を両者で比較すると、試験体1は143.9 kN・m・rad、試験体2は297.3 kN・m・radとなり前者は後者の48%程度となり、関係は累積塑性変形角を指標にした場合と同様となる。

2.4 溶接品質の違いによる変形性能の比較

2.3節と同様の手法で、試験体1と試験体3の変形性能の比較を行う。試験体3について累積塑性変形角は0.113

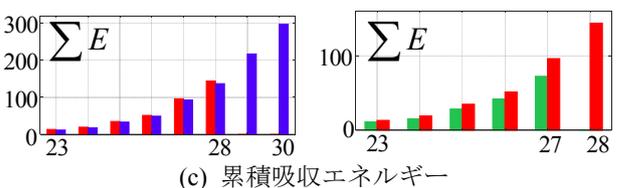
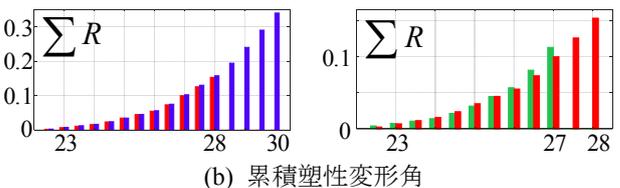
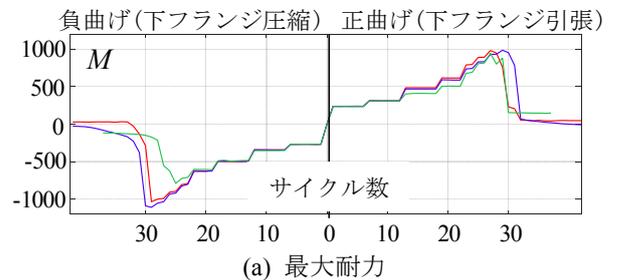
rad、累積吸収エネルギーは72.5 kN・m・radであり、その値は試験体1に対して73%、50%程度、試験体2に対しては33%、24%程度の値である。試験体3の変形能力が大幅に小さくなっている。累積吸収エネルギーの比率がより小さく評価されるのは上フランジに早期に亀裂が生じたことにより、耐力上昇が劣ったためである(負曲げ側)。

2.5 変形能力に影響を及ぼした要因の考察

試験体1と試験体2の結果に差が生じた要因として、ウェブ接合部の曲げモーメント伝達不足(その5)に加えて、スカラップ形状の違いが考えられる。この影響について

表1 試験体仕口仕様の主な相違点

	試験体1	試験体2	試験体3
対象年代	1970年代	現在	1970年代
鋼種	SN490B	SN490B	SM490B
スカラップ形状	上: 1/4円形状 下: 耳型形状	改良型	1/4円形状
シアプレートのボルト本数	6本(S10T)	12本(S10T)	6本(F10T)
シアプレートの板厚	12 mm	12 mm	9 mm
溶接ワイヤ	YGW11	YGW18	YGW18
パス間温度・入熱管理	しない	する	しない
エンドタブ	溶接後も切断しない(鋼製エンドタブ)	溶接後に残らない(フラックスタブ)	取り付けない



■ 試験体1、■ 試験体2、■ 試験体3
 M: 曲げモーメント (kNm) ΣR: 累積塑性変形角 (rad)
 ΣE: 累積エネルギー (kN・m・rad)

図1 実験結果

梁端から 50 mm の位置に貼付けた歪ゲージの記録の両振幅を指標に評価する。1/50 rad の層間変形角を被ったサイクルでの両振幅の値を図 2 に示す。図 2 中の各値は左から順に 21.9、21.0、23.6、21.5 ($10^3 \mu$) となっており、試験体 1 の値は試験体 2 に対して上フランジで 1.05 倍、下フランジで 1.10 倍となっている。スカラップ底への歪集中の傾向は見られず、変形性能への寄与はウェブ接合部の曲げモーメント伝達不足によるもの大きいと考えられる。

試験体 1 と試験体 3 の結果に差が生じた要因としては、梁フランジ部分の溶接欠陥の存在が挙げられる。図 3 に試験体 3 の梁破断面で画像上から溶接溶け込み不足と判断できる部分を示す。画像上の梁全断面積に対する溶接溶け込み不足と考えられる部分の面積比を算出すると上フランジで 13%、下フランジで 22% と評価された。

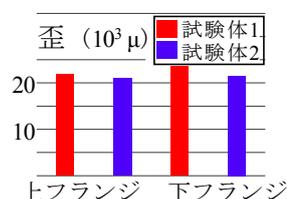


図 2 スカラップ底近傍歪



図 3 試験体 3 溶接欠陥部

3. E-ディフェンス実験との比較

2008 年 3 月、21 層の超高層建物の下層 4 層を部分的に切り出し、上部を錘とバネで代替する大型実験が E-ディフェンスを用いて行われた。この実験では実際の手順に従い RC 床スラブが施工されている。

3.1 床スラブと下フランジ歪

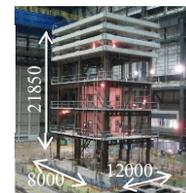
床スラブ付きの E-ディフェンス実験の現場接合形式の梁を試験体 4 とし、そこで得られた梁端下フランジの歪記録と、前節で述べた鋼梁試験体 3 の記録を比較する。下フランジが降伏していない梁回転角 (1/500 rad)、下フランジが降伏した梁回転角 (1/200 rad) にそれぞれ初めて達したときを対象とした。合成梁について床スラブの有効幅を柱幅 (400 mm)、コンクリートのヤング係数比を 15 とした場合、平面保持の仮定において試験体 4 の値は試験体 3 の値の 1.28 倍程度になる。本比較において梁せい等の影響を取り除くために試験体 4 の値は、弾性理論から算出した倍率、1.28 で除して基準化する。この条件で、1/500rad 振幅時に試験体 4 の値は試験体 3 の 1.12 倍であった。一方、1/200rad 振幅時の関係では 2.23 倍と大きく差が開いており、フランジ降伏後の歪集中について、平面保持仮定から予測される歪増大分を大きく超える結果となった。この影響についても変形能力評価に反映する必要がある。

3.2 鋼梁と合成梁の初期剛性

梁の剛性について理論値と実験値の比較を行う。同じ手法で梁端回転角を計測した試験体 3 と、E-ディフェンス実験の一連の加振のうち、建物応答が弾性内にとどまると予想された三の丸波 35%加振と、試験体が大きく損傷した三の丸波 100%加振の記録を対象とする。合成梁の剛性は、既往の研究²⁾と各種合成構造設計指針³⁾とを参照し定めた。初期剛性を梁端回転角が初めて 1/500 rad に達したときの記録から算出すると、表 3 に示す結果となる。鋼梁もしくは試験体に損傷の少ない条件では、鋼梁の正曲げ以外、理論値と実験値の誤差は 15%程度の範囲に収まっている。試験体に損傷が蓄積した三の丸 100%加振では、剛性低下のため理論値とは 3 割程度の差が生じている。



(a) 梁柱接合部



(b) 試験体全景

図 4 2008 年 E-ディフェンス実験

表 2 下フランジ歪比較^{注1)}

梁回転角 (rad)	試験体3(鋼梁) (μ)	試験体4(合成梁) (μ)	試験体4/試験体3
1/500	755	844	1.12
1/200	5060	11300	2.23

注 1: 試験体 4 については実際の数値を 1.28 で除している。

表 3 梁初期剛性

	理論値 (10^3 kNm/rad)		実験値 (10^3 kNm/rad)		実験値/理論値	
	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
試験体3	120		91.8	135	0.765	1.125
三の丸波 35%	244	209	209	203	0.857	0.971
三の丸波 100%	244	209	162	147	0.664	0.703

4. まとめ

鋼構造柱梁接合部について、つくば大型耐震実験から接合部ディテールと溶接条件の違いが変形能力に与える影響を考察した。また、E-ディフェンス実験に基づき、RC 床スラブによる塑性歪集中への影響を検討した。数値解析モデルへの展開を視野に、床スラブ付きの場合における剛性評価について既往評価手法の精度を調べた。

参考文献

- 1) 松宮智央、岡崎太郎、長江拓也、高橋典之、丸山一平、梶原浩一、中澤博志、御子柴正：部分架構の動的載荷実験と同時損傷評価手法の開発 第 1 報 実験計画と S 試験体の実験結果、日本建築学会北海道支部研究発表会、2017 年 6 月
- 2) 松宮智央、長江拓也、鍾育霖、岡崎太郎、福山國夫、中島正愛：超高層鋼構造建物の柱梁接合部に関する 4 層骨組振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第 77 巻、第 671 号、pp.85-94、2012 年 1 月
- 3) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、2010 年 11 月

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生

*2 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士 (工学)

*3 北海道大学大学院 教授・Ph.D.

*4 近畿大学 准教授・博士 (工学)

*5 東北大学大学院 准教授・博士 (工学)

*6 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・博士 (工学)

*7 国立研究開発法人防災科学技術研究所・博士 (工学)

*1 Grad. Student, Environmental Studies, Nagoya Univ.

*2 Associate Prof., DMRC, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*3 Prof., Graduate School of Engineering, Hokkaido Univ., Ph. D.

*4 Associate Prof., Tohoku Univ., Dr. Eng.

*5 Associate Prof., Kindai Univ., Dr. Eng.

*6 Prof., Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*7 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

て可能であるが、本節では(事前に予測できない)ひび割れ進展部に仮想ひずみゲージが貼られているものと想定し、ひび割れ進展域近傍 10 か所の DIC ひずみ計測値の平均⁴⁾を分析することとした。計測された主ひずみーひび割れ幅関係のグラフを図 4 に示す。グラフ上の縦軸は DIC から得られた主ひずみの大きさを示し、横軸はひずみ計測箇所のひび割れ幅を示している。プロットの色は各ひび割れごとに定めており、同じ色のプロットを追跡することで部材角ごとのひび割れ進展状況が追跡できる。DIC 計測面のひび割れ幅は撮影画像 1 ピクセルの大きさ (1pixel = 0.255mm) を基に算出した。

図 4(a)より、静的荷重試験体においては、ひび割れ幅とひび割れ近傍の主ひずみとの関係が(多少のばらつきがあるものの)概ね比例関係で、ひび割れ幅 0.1mm あたり約 1200 μ m のひずみ度変化を示していた。一方、図 4(b)より、動的荷重試験体においては、主ひずみの値が静的荷重試験体よりも 11%ほど大きめに観測された。同じ部材角に対して DIC 計測領域の動的荷重のひずみが大きい分、危険断面から離れた DIC 計測領域外におけるひずみは(静的荷重試験体よりも)小さくなっているものと考えられる。

また、図 4(b)では、ひび割れ幅とひび割れ近傍の主ひずみとの関係が、図 4(a)よりも大きくばらついていた。動的荷重試験体では加振 B の途中(部材角 1/100rad.)から徐々に進展した既発ひび割れをまたぐ後発ひび割れの進展が多く、これらを含んだ DIC 計測であったことを踏まえると、図 4(b)は既発ひび割れをまたぐ際に分割して進展するひび割れ先端における主ひずみのばらつきが反映されたものと考えられる。

5. まとめ

DIC を用いて RC 試験体梁せい面のひずみ計測実験を実施した。粉じん等に強い汎用品の 4K アクションカムを用いた計測システムを構築し、動的荷重に対しても DIC 計測が

適用可能であることが分かった。また、ひずみ計測結果とひび割れ幅との関係から、静的荷重および動的荷重の損傷進展を比較し、以下の知見を得た。

- 1) DIC 計測動画において、静的荷重試験体では加振 C の部材角 1/50rad.以降で明瞭なひび割れの急な進展を観測し、動的荷重試験体では加振 B の途中(部材角 1/100rad.)から徐々にひび割れが進展し、既発ひび割れを後発ひび割れがまたぐように進展した。
- 2) 動的荷重試験体は静的荷重試験体よりも、DIC 計測領域においてひび割れ幅に対する主ひずみが 11%ほど大きかった。同一部材角であることを踏まえると、DIC 計測領域外における動的荷重時のひずみは(静的荷重よりも)当該分だけ小さくなっているものと考えられる。
- 3) 動的荷重試験体は、静的荷重試験体に比べて、主ひずみとひび割れ幅との関係がばらついていた。これは、既発ひび割れをまたぐひび割れ近傍で、ひび割れが分割進展したためと考えられる。

【参考文献】

- 1) Peters W, Ranson W (1982) Digital imaging techniques in experimental stress analysis. Opt Eng 21(3):427-431
- 2) 出水享ら：デジタル画像相関法のひずみ計測向上に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2, Vol.68, No.2, pp.I_683-I_690, 2012
- 3) 周塚，高橋典之，佐藤真俊：静的加振と動的加振を受けた RC 梁部材の損傷量評価についての研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.39, No.2, pp.751-756, 2017.7
- 4) 根本結衣，高橋典之：デジタル画像相関法を用いたひずみ計測による RC 部材損傷進展過程の追跡，コンクリート工学年次論文集，Vol.39, No.2, pp.745-750, 2017.7

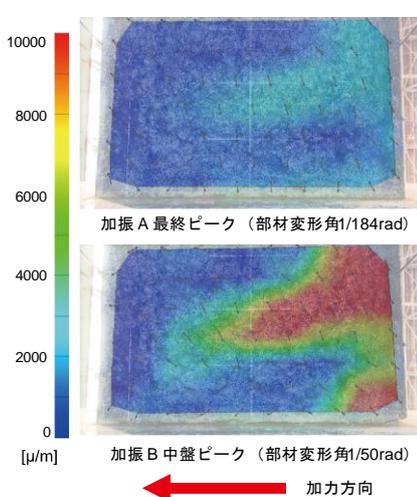
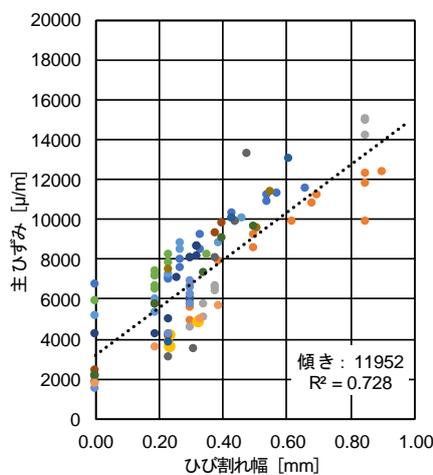
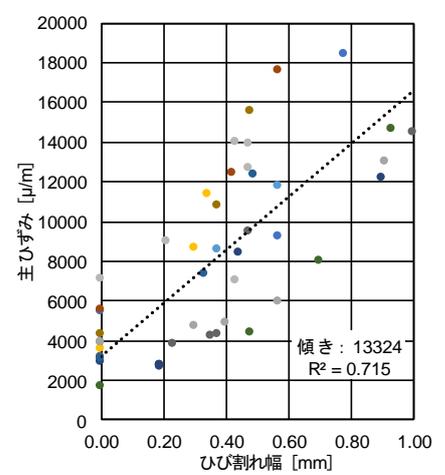


図 3 ひずみ分布図



(a) 静的荷重



(b) 動的荷重

図 4 主ひずみーひび割れ幅関係

*1 東北大学
*2 名古屋大学
*3 近畿大学
*4 北海道大学
*5 防災科学技術研究所

*1 Tohoku University.
*2 Nagoya University.
*3 Kindai University
*4 Hokkaido University
*5 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience.