

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造試験体の実験結果

正会員	○松宮 智央 ^{*1}	同	岡崎 太一郎 ^{*2}	同	長江 拓也 ^{*3}
	同 高橋 典之 ^{*4}	同	丸山 一平 ^{*5}	同	梶原 浩一 ^{*6}
		同	中澤 博志 ^{*7}	同	御子柴 正 ^{*8}

2. 構造-2g.振動実験・観測

動的載荷、振動台実験、柱梁接合部、鋼構造、鉄筋コンクリート、溶接破断

1. はじめに

建築構造物の耐震性能を決定する重要な構造要素である柱梁接合部について、大変形を経て破壊に至るまでの挙動、載荷速度や動的応答の影響、多数回繰返し載荷の影響などを検証するための載荷システムを構築した。この載荷システムを利用し、鋼構造(S)と鉄筋コンクリート構造(RC)のそれぞれについて2体ずつの実験を実施した。載荷速度(周期1 Hzと0.01 Hz)を因子とした漸増振幅繰返し載荷実験で、損傷過程の画像情報を収録し、画像から損傷程度を推定するシステムの構築を試みた。

本報告は3部構成で、本報(第1報)は載荷システムと実験計画およびS造試験体の実験結果を述べる。第2報はS造試験体の結果分析と数値モデル化を、第3報は画像処理を用いた損傷量評価

のRC造試験体への適用について述べる。

2. 実験システムと実験計画

防災科学技術研究所の大型耐震実験施設を利用して、図1に示す載荷システムを構築した。ラーメン構造の部分架構を横倒しに向けて、柱を振動台に対して単純支持し、梁の先端は載荷梁を介して振動台外の反力床に結合した。振動台の動きによって、試験体の梁に繰返し曲げ・せん断変形を生じる仕組みであった。振動台を利用して梁に構面外補剛を施し、載荷梁の両端に付けたピン型2軸ロードセルで荷重を計測した。通常の変位計測器や歪ゲージのほか、接合部領域にカメラとビデオ撮影機を多数設置し、損傷の推移を詳細に記録した。

図2に示すS造試験体を製作した。S造試験体

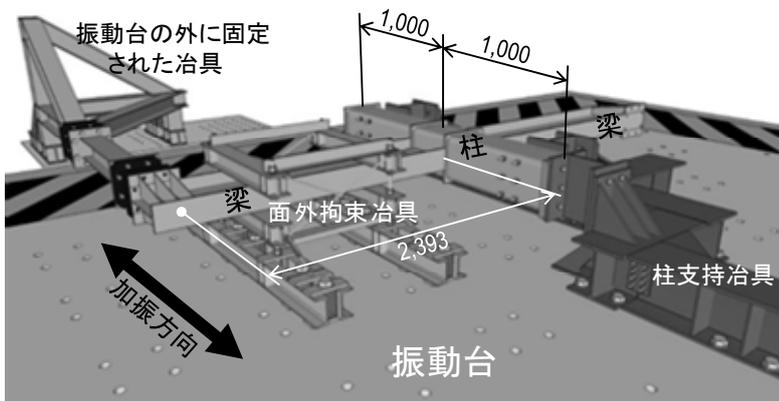


図1 試験体セットアップ (単位: mm)

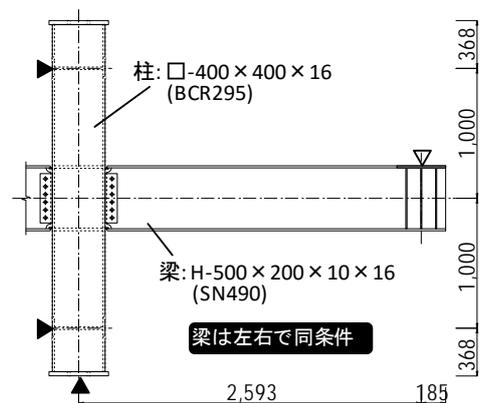


図2 S試験体 (単位: mm)

Dynamic Loading Tests of Beam-to-Column Subassemblages and Validation of Real-Time Damage Evaluation Systems – Part 1. Test Plan and Results from Steel Specimens

MATSUMIYA Tomohiro, OKAZAKI Taichiro, NAGAE Takuya, TAKAHASHI Noriyuki, MARUYAMA Ipppei, KAJIWARA Koichi, NAKAZAWA Hiroshi and MIKOSHIBA Tadashi

は、柱を共有することで、2つのト形試験体を1体の十字形試験体に合わせた。柱の反極点間長さは2,000 mm、梁の載荷点(反極点)から柱芯までの距離は2,593 mmであった。内ダイアフラム形式の柱梁接合部を採用し、梁にSM490A材のH-500×200×16×10を、柱にボックスカラムを模擬してBCR295材の□-400×400×16を用いた。表1に、引張試験に基づく鋼材の機械的性質を記す。図3に柱梁接合部の詳細を示す。柱梁接合部は、初期超高層ビル¹⁾を模擬して、梁ウェブを高力ボルト摩擦接合とし、梁フランジ溶接部のスカラップをアールをとらない半径35 mmの1/4円形とした。梁フランジの完全溶込み溶接には、梁の外側からの連続下向き溶接を可能にする、工場溶接の詳細を採用した。シア板はウェブより薄く、高力ボルトの本数も限られたために、ウェブの応力伝達が不十分な条件であった。ウェブ接合部の曲げ耐力が小さく、梁フランジの溶接詳細がスカラップ底で応力集中を来たしやうい形式であったために、現行の柱梁接合部と比較して小さな塑性変形で梁フランジで破断することが予測された。

図3に示すように、柱近傍の3断面に歪ゲージを貼付し、弾塑性歪分布を計測した。

表1 鋼材の機械的性質

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
柱 BCR295	379	457
梁フランジ SM490	336	519
梁ウェブ SM490	374	531

S造試験体およびRC造試験体に所定の漸増振幅繰返し層間変形角を与えるように振動台を変位制御した。図4に振動台変位の履歴を示す。試験体のうち1体を周期1 Hz(動的)で3段階に分けて、もう1体を周期0.01 Hz(静的)で2段階に分けて載荷した。S造試験体については、振幅0.00375, 0.005, 0.0075 radを6回ずつ、0.01 radを4回、0.015, 0.02, 0.03, 0.04 radを2回ずつ繰り返したあと、振幅0.05 radを破壊に至るまで継続した。ただし、静的載荷では、振幅0.005 radまでをA段階、0.015 radまでをB段階、残りをC段階と3回に分けて、動的載荷では、振幅0.005 radまでをA段階、残りをB段階と2回に分けて実施した。動的・静的載荷に関わらず、各段階の間で振動台を休止し、30分程度のデータ収集・観察時間をとった。

写真1にS造試験体の載荷時の様子、写真2に後報にて詳述するRC造試験体の載荷時の様子を示す。

3. S造試験体の実験結果

図4にS造試験体から得た梁端の曲げモーメント M と層間変形角の履歴関係を、引張試験に基

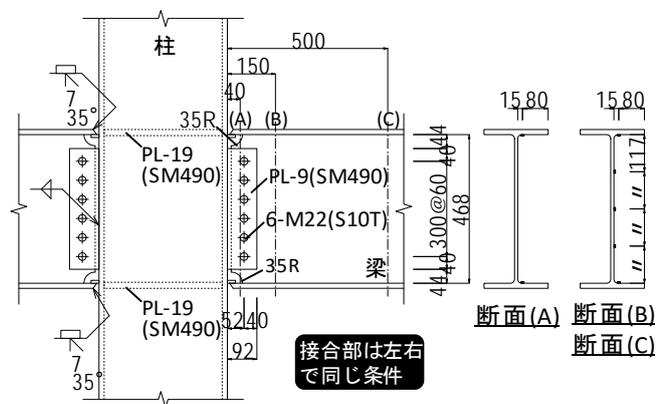


図3 接合部詳細と歪ゲージ貼付位置 (単位:mm)

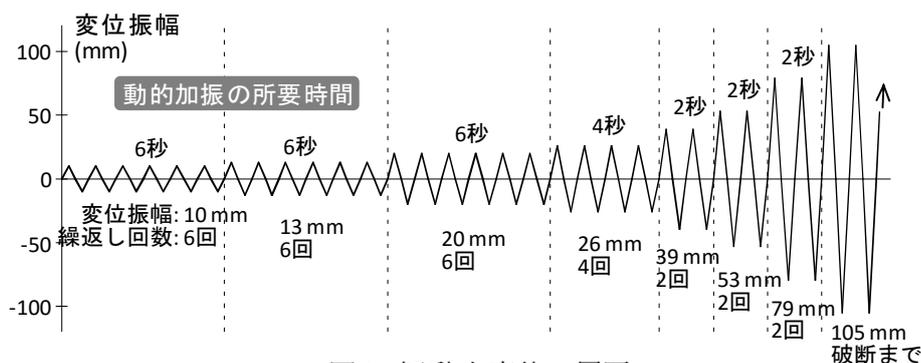


図4 振動台変位の履歴

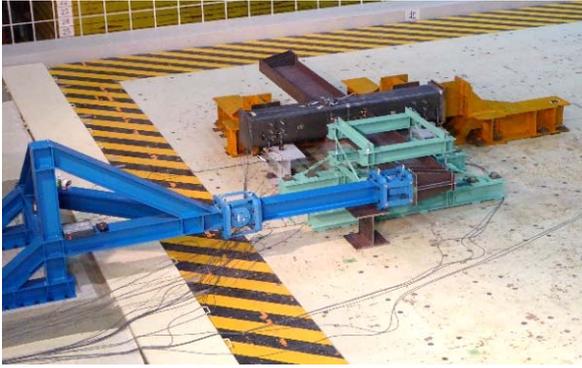


写真1 S造試験体の載荷の様子

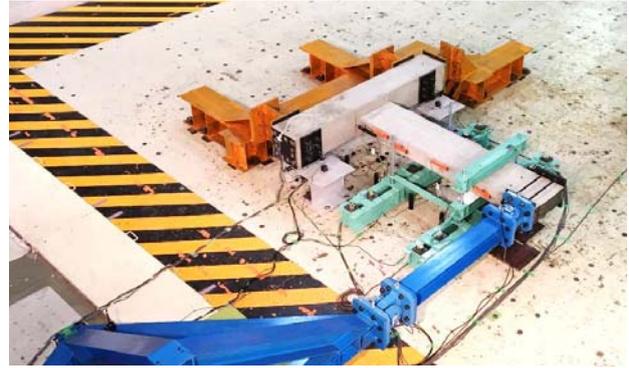
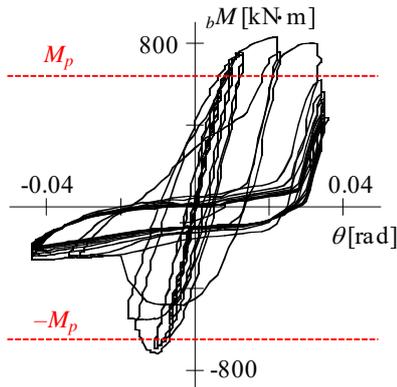
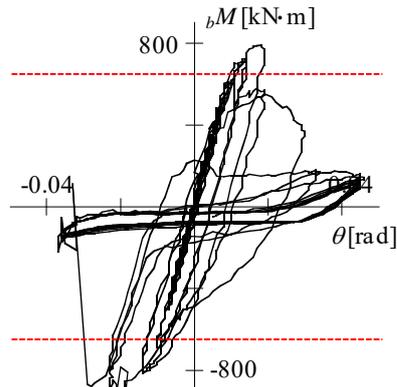


写真2 RC造試験体の載荷の様子



(a) 静的載荷



(b) 動的載荷

図5 梁端モーメントと層間変形角の関係



(a) 静的載荷



(b) 動的載荷

写真3 実験後の接合部

づく降伏強度から算定した $M_p = 681 \text{ kN}\cdot\text{m}$ とともに示し、写真3に実験終了後の接合部を示す。反力治具が滑ったために、層間変形角は目標より若干小さかったことに留意されたい。

静的載荷では、振幅 0.02 rad の途中で梁フランジの亀裂進展が原因で耐力が低下し、多数回繰り返した振幅 0.05 rad では、一方のフランジが破断し、もう一方のフランジは幅半分だけ繋がっている状態だった。動的載荷では、静的載荷と比較して若干早い段階で耐力低下が始まり、振幅 0.05 rad では両方の梁フランジが破断しており、梁ウェブ

だけで曲げに抵抗する状態だった。履歴曲線の凹凸は、梁と補剛装置の摩擦によるものと思われる。振幅 0.05 rad の載荷を多数回繰り返したが、損傷はほとんど進展しなかった。いずれの試験体も、梁フランジが破断したあとは梁ウェブが伝達する曲げモーメントを受けて、鋼管柱が大きく面外変形した。静的載荷では、破断したフランジが再接触したことによる剛性・耐力の回復が見られたが、動的載荷では、破断した両フランジの間隙が増大し、ほとんど再接触しなかった。

実験終了後の観察から、梁フランジの破断が当

初想定したスカラップ底でなく、梁フランジ外縁の溶接始末端を起点としたこと、完全溶込み溶接の柱側に溶込み不足があったこと、この溶込み不足に沿って亀裂が進展したことが確認された。梁ウェブ接合部のモーメント伝達効率が低かったために、スカラップ底に応力集中を生じなかったものと考えられる。梁ウェブにも溶接始末端に亀裂を生じていたが、鋼管柱が面外変形したために、梁ウェブが伝達する曲げモーメントが小さく抑えられ、多数回繰返しを経ても梁ウェブの亀裂はある程度以上には進展しなかった。

4. 考察

本実験と同様に、吹田ら²⁾は、周期 1.0 Hz 程度の動的載荷が柱梁接合部に履歴性状に及ぼす影響を実験的に検証した。同じ試験体を準静的載荷した場合と比較して、耐力が 5 から 10% 上昇すること、破断性状がより靱性になること、塑性変形能力が若干向上すること、などを報告している。また、この応答性状の違いを、短時間内に塑性変形を経験したことによる温度上昇に求めている。ところで、野島³⁾や若林ら⁴⁾の研究を見る限り、本実験や吹田ら²⁾の実験で生じたひずみ速度は、材料強度に影響するほどでない。

本実験では、S 造試験体の耐力が動的・静的載荷でほとんど変わらなかった。また、計測した鋼材の温度上昇は、吹田らが報告した 25°C と比較すると僅かであった。ただ、高力ボルト摩擦接合の滑りが確認されたので、梁ウェブから梁フランジへの瞬間的な応力再配分が、動的載荷と相俟って急速な負荷を生じ、溶接欠陥を起点としたき裂伝播を早めた可能性が考えられる。2 つの S 造試験体の応答性状の違いが、動的・静的載荷の違いによるものか、試験体の個体差に起因するか、さらにデータ分析を進める必要がある。

5. まとめ

汎用性の高い載荷装置を構築し、同一の鋼柱梁接合部試験体に対して、載荷速度（周期 1 Hz と 0.01 Hz）を因子とした漸増振幅繰返し載荷実験を実施した。本実験から得られた知見を以下に示す。

- 1) 載荷速度の違いは、材料強度に影響するほどのひずみ速度の違いをもたらさなかったに関わらず、多少の挙動の差を生じた。
- 2) 動的載荷では、静的載と比較してより早期に破断し、塑性変形能力が劣った。高力ボルト摩擦接合における滑りなどが原因で、急速な負荷が溶接欠陥を起点としたき裂伝播を早めた可能性が考えられる。

参考文献

- 1) 山田祥平, 北村有希子, 吹田啓一郎, 中島正愛: 初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性能の検証, 日本建築学会構造系論文集, No. 623, pp. 119-126, 2008. 1
- 2) Suita, K., Nakashima, M. Morisako, K.: Tests of welded beam-column subassemblies. II: detailed behavior. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 124(11), pp. 1245-1252, 1998.11
- 3) 野島武敏: 高ひずみ速度下における炭素鋼の下降伏応力のひずみ速度依存性, 材料, 第 35 巻 第 397 号, pp. 1118-1124, 1986.10
- 4) 若林実, 中村武, 吉田望, 岩井哲: コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼすひずみ速度の影響, 京大防災研究所年報, 第 32 号 B-1, pp. 255-272, 1979.4

*1 近畿大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Kindai Univ., Dr. Eng.

*2 北海道大学教授・Ph.D.

Professor, Hokkaido Univ., Ph.D.

*3 名古屋大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*4 東北大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Tohoku Univ., Dr. Eng.

*5 名古屋大学教授・博士 (工学)

Professor, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*6 防災科学技術研究所統括主任研究員

General Senior Researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED)

*7 防災科学技術研究所主幹研究員

Senior Researcher, NIED

*8 防災科学技術研究所特別技術員

Senior Engineer, NIED

部分架構の動的載荷実験と同時損傷評価手法の開発

第2報 鋼構造建物の数値解析モデル

正会員 ○鳥谷尾駿佑*¹

同 長江 拓也*²

同 松宮 智央*³

同 岡崎 太一郎*⁴

同 高橋 典之*⁵

同 飛田 潤*⁶

同 福和 伸夫*⁷

2.構造-2g.振動実験・観測
鋼構造, 柱梁接合部, 破断

1. はじめに

超高層建物の耐震設計では, 主要部材の塑性化を許容している。一方現在, 設計用地震動の強さを超えた地震動を生む地震が発生すると予測されている。地震による建物の損傷状態を明らかにすることは, 補修性の評価, 継続使用性の評価に欠かせない。崩壊等, 真の終局状態に対する安全性を判定するには, 損傷状態に基づく残余耐震性能と崩壊限界の関係, すなわち余力を定量評価する必要がある。

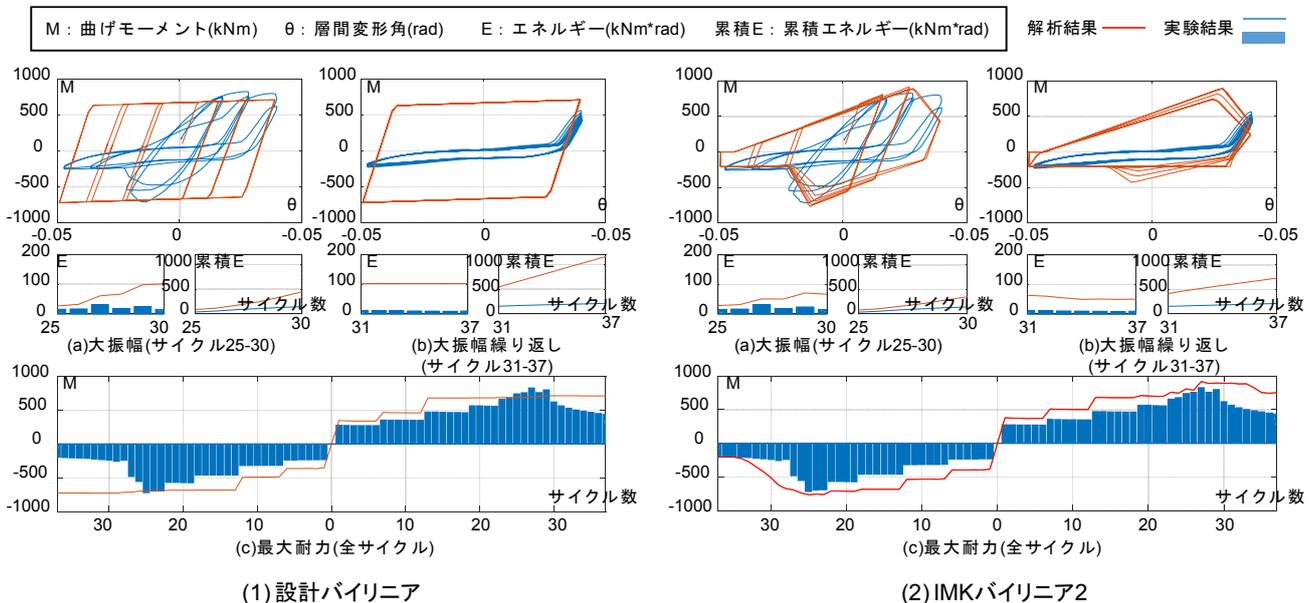
2. 損傷評価と数値解析モデル

地震発生直後等において, 建物の損傷状況を速やかに把握することが求められる。建物の振動特性の変化を評価する観測技術に基づいて損傷モニタリ

ングする手法については, 多くの知見が蓄積されており, 実用化も進んでいる。特に超高層建物のように, 詳細な設計資料の保存が見込まれる場合には, 予め数値解析モデルを準備しておき, 観測波を用いた地震応答解析を併用することで, 各種評価の確度を高めることができる。ここでは, このような技術展開も視野に入れている。

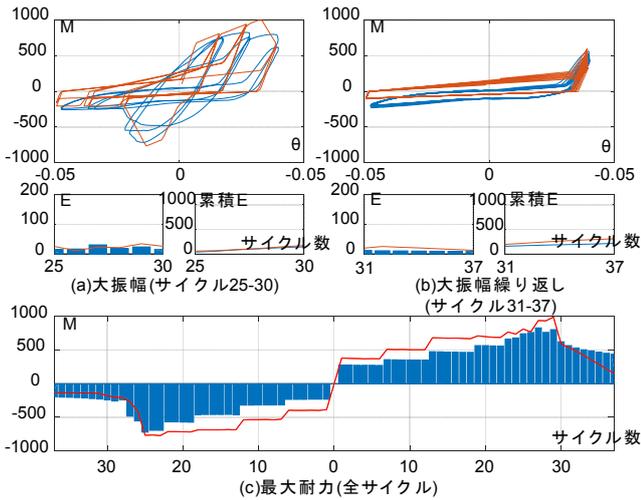
3. 柱梁接合部破壊と履歴特性

その1の柱梁接合部破壊に関する実験結果を参照して数値解析を行い, 実挙動の適切なモデル化を目指す。実験で使用した試験体を対象とし, 2次元フレームモデルを作成した。柱と梁は, それらの中心線で構成される線材とし, 弾性棒としてモデル化した。実験計測において変形が僅かであったパネルゾ



Dynamic Loading Tests of Beam-to-Column Subassemblages and Validation of Real-Time Damage Evaluation Systems – Part 2. Numerical Models for Steel Building Damage

Toyao Shunsuke, Nagae Takuya, Matsumiya Tomohiro, Okazaki Taichirou, Takahashi Noriyuki, Tobita Jun, Fukuwa Nobuo



(3) IMKピンチング

図1 実験結果と解析結果比較 (つづき)

ーンを剛域とし、柱梁それぞれの材端に、回転ばねを設けた。部材の全塑性モーメント、および剛性は断面寸法と公称値を用いて計算した。回転ばねの弾塑性特性として、設計時に用いられるバイリニアモデル、および近年提案された Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK)モデル¹⁾を採用した。

履歴特性のモデル化の適切性を定量評価するため、各サイクルの強度ピーク値、履歴面積から評価した吸収エネルギー E を評価の指標とした。モデル化の検討では、本実験で得られた履歴形状がピンチング性状を示すことから、バイリニアモデルの他に、ピンチングモデルの採用を考えた。耐力低下(負勾配)の有無との組み合わせで 8 種類のモデルを用意し、加振振幅の大きさ別に 3 区分で検討した。それらの代表的な内容を図 1 の(1)~(3)に示す。

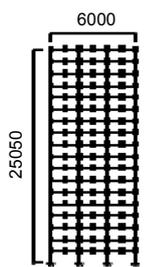


図2 平面18層フレーム

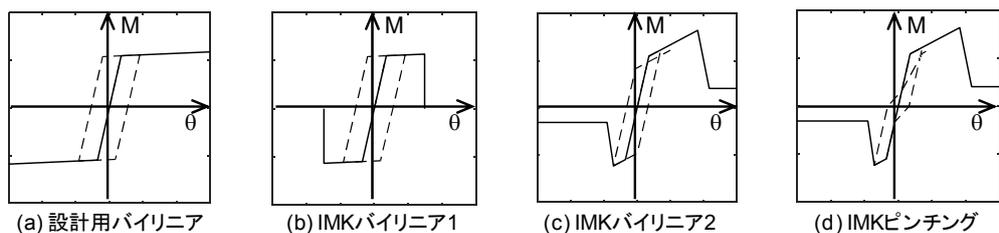


図3 梁端回転ばねモデル一覧

表1 梁端履歴の骨格曲線における特異回転角

		設計用 バイリニア	IMK バイリニア1	IMK バイリニア2	IMK ピンチング
降伏時	正	0.0035	0.0035	0.0035	0.0035
負勾配開始時		-	0.0148	0.018	0.018
残余強度到達時		-	0.0148	0.022	0.022
降伏時	負	-0.0035	-0.0035	-0.0035	-0.0035
負勾配開始時		-	-0.0148	-0.007	-0.007
残余強度到達時		-	-0.0148	-0.009	-0.009

単位は rad

IMKバイリニア1の残余強度はゼロ

図 1(1) に示すように、強度低下を組み込まない設計用のバイリニアモデル(以降、設計用バイリニア)では、破断後の強度を極めて過大評価し、吸収エネルギーにおいては、実験に対し最大で 6 倍の評価となっている。図 1 (2) に示す、バイリニアモデルに骨格曲線の負勾配を導入したモデル (IMK バイリニア 2) では、梁端破断後の強度低下が適切に反映されず、くり返し変形を受ける条件での強度低下が表現できていない。吸収エネルギーにおいては最大で 5.7 倍の過大評価となった。図 1 (3) に示す、骨格曲線の負勾配に加えて履歴形状にピンチングを反映したモデル (IMK ピンチング) では、梁端破断後の強度劣化も含め、適切に再現できている(吸収エネルギーは 1.7 倍の評価)。大振幅実験、サイクルにして 25 番から 37 番における履歴特性について、適切であると判断されたモデルは、耐力低下の負勾配を考慮したピンチングモデル、次いで同条件のバイリニアモデルであった。

4. 履歴モデルの 18 層骨組解析への展開

超高層建物を 1/3 スケール模型で模擬した 18 層鋼構造骨組の試験体を用いて、2013 年に E-ディフェンス実験が行われた²⁾。ここで収録された実験データ³⁾を対象に地震応答解析を実施することとし、公開資料²⁾を参照しつつ 2 次元フレームモデルを準備した。図 2 (単位 mm) に概要を示す。先に考察した履歴モデルを梁端回転ばねに導入する。図 3 に履歴モデルの一覧を示す。また、梁端履歴の定義に重要となる降伏時回転角、負勾配開始時回転角、残余強度到達時回転角を表 1 に示す。IMK バイリニア 1 については、設計用バイリニアを基本に破断後ピンとするモデルとして採用した。この IMK バイリニア 1

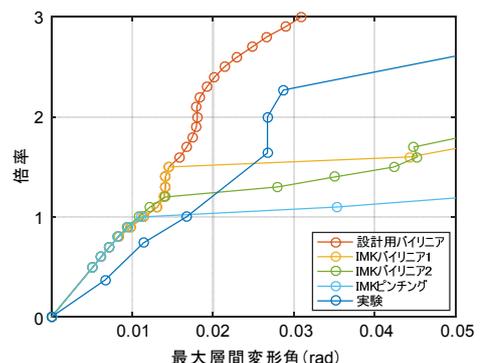


図 4 入力倍率と最大層間変形角

は、負勾配開始時回転角に到達した後直ちに梁端曲げ強度をゼロにするモデルと置き換えることができ、負勾配開始時回転角は、実験結果に関する公開資料を参照しつつ、最初に破断が生じた梁端の破断時回転角を意図して全て揃えることとした。本柱梁接合部破壊実験結果に基づいて強度劣化特性を採用したIMKバイリニア2、IMKピンチングについても、表1のとおり、全ての梁端で揃えた条件である。

実験で使用された模擬地震波の振幅倍率を0.5から3.8まで0.1ずつ増分させた解析を実施した。縦軸に倍率、横軸に最大層間変形角をとる、いわゆる動的漸増解析の結果表示フォーマットは、近年の設計基準類^{4), 5)}でも重要視されており、骨組の強度劣化特性が地震応答性状に及ぼす影響を端的に示す。この図4において設計用バイリニア、IMKバイリニア1、IMKバイリニア2、IMKピンチングとも、負勾配が生じる倍率1までは、ほぼ同じ経路をたどり、線形的な関係を示している。降伏により骨組強度は頭打ちになるが、履歴減衰の効果で倍率を上昇させても変形が急に大きくなることはなく、設計用バイリニアでは、ほぼこの関係を保つこととなる。

負勾配開始時(破断開始時)回転角が小さいIMKピンチング、IMKバイリニア2は、倍率1を超えてから急に变形が大きくなっており、その程度はくり返しによる吸収エネルギーを実験結果に合わせた

IMKピンチングにおいてより顕著である。実験で観察された梁端破断の強度劣化特性が、骨組の最大応答変形に大きな影響を持つことが分かる。IMKバイリニア1は倍率1.6で(梁端破断による)梁端曲げ強度ゼロの領域に入り、変形が一気に進み、IMKバイリニア2と同等の大きさに達している。

図5に各倍率における最大層間変形角の分布を示す。設計用バイリニアによる骨組では、下層に向かい緩やかに変形が大きくなっていく。一方、負勾配を持つモデルによる骨組では、下層部の変形が突出して大きくなっている。すなわち、図4の最大層間変形角の急な増大には、梁端の破断による強度低下が招く骨組変形の下層部集中の影響が多分に含まれている。図6に、倍率2.0時における一層目の層間変形角時刻歴波形を示す。特に梁端破断後の強度(梁端エネルギー吸収)を0としたIMKバイリニア1では、大変形が多数回、くり返し生じている。IMKピンチングもこの傾向が強い。設計用バイリニアによる骨組では、大きな変形を記録する時間も相当短い。

実験においては、梁端破断が遅れて生じるものが存在していたため、IMKバイリニア1よりも冗長的な応答性状を図4において示した。ただし、変形の下層部集中が崩壊至るまでの過程に含まれることは今回の解析において再現された。なお、梁端の接合形式の観点⁶⁾から、今回の実験に類する変形能力を

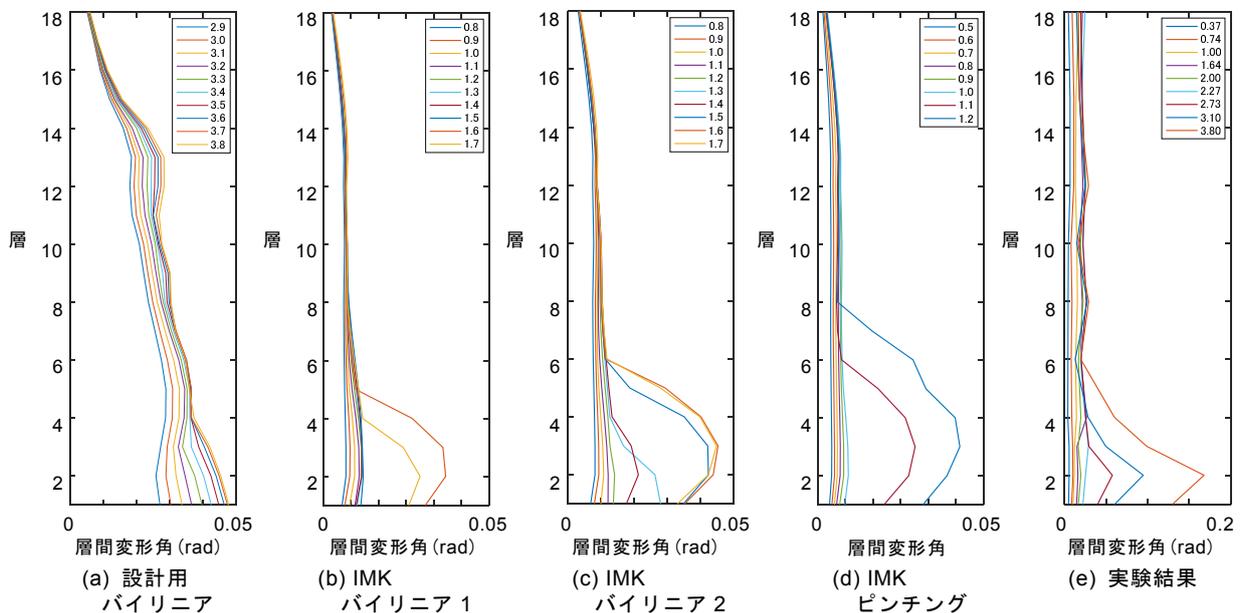


図5 最大層間変形角分布

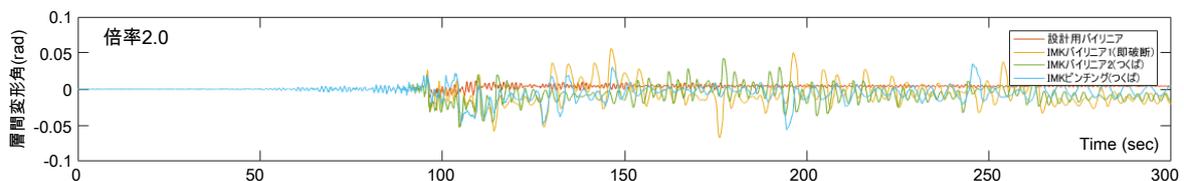


図6 層間変形角の時刻歴応答波形(第1層目)

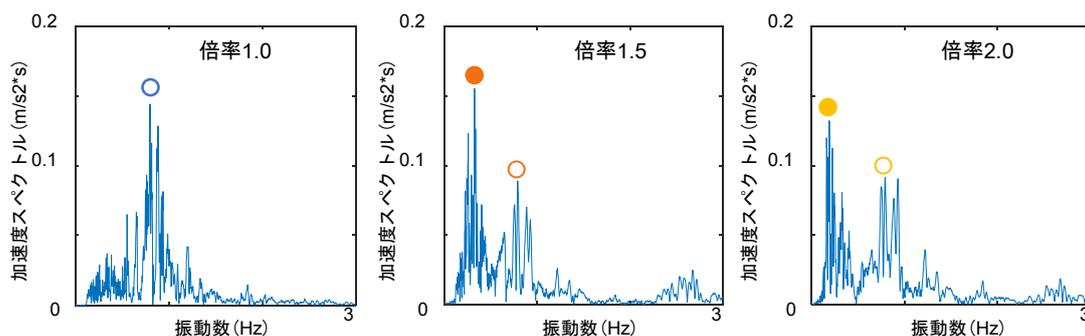


図7 応答加速度波形に対するフーリエスペクトル(1自由度縮約)

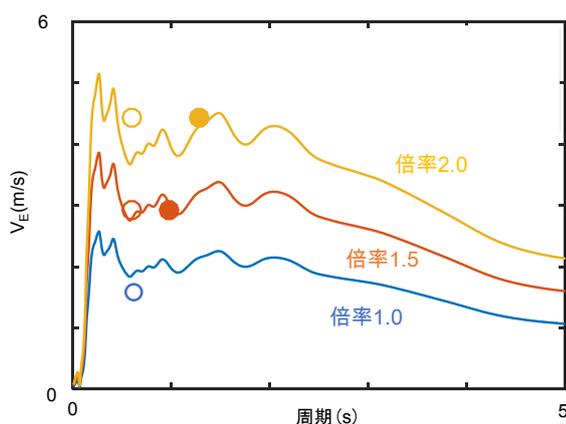


図8 エネルギースペクトル

有する場合には、冗長性を期待できない可能性があり、注意が必要である。

終局状況において下層部変形集中のシナリオが仮定できれば、1自由度縮約における考察も合理的である。IMK ピンチングを例に、解析結果を1自由度縮約して、1次モード応答波形のスペクトルを図7に示す。破断が生じない倍率1.0では、固有振動数を概ね一つのピークに対応させて評価することができる。一方、破断が生じる倍率1.5と倍率2.0の場合には、低振動数側にもうひとつのピークがある。白抜きと塗りつぶしのプロットを初期条件と梁端破断条件として、エネルギースペクトル($h=0.10$)へのプロット時の固有周期として反映した(図8)。破断による負勾配履歴の存在、周期の伸びにかかわらず入力波に対応する結果が得られており、地震動の強さを入力エネルギーの観点からも考慮しておくことが、評価の面からも適切な手法につながる事が示され

ている。

5. 結語

柱梁接合部破壊実験に基づく数値解析では、履歴形状、吸収エネルギーの推移の両面から検討し、履歴モデルの特徴を概観した。高層骨組崩壊実験に基づく数値解析では、4種類の履歴モデルを用いて再現を試みたが、強度低下を含む履歴特性において骨組の最大変形の評価が大きく異なることが示された。また、実験でも観察された下層部への変形集中が、梁端の強度劣化により誘発され、変形増大を相乗的に助長することが再現された。本解析条件では、梁端破断において、骨組としての振動特性も顕著に変化した。吸収エネルギーは、エネルギースペクトルに対応し、解析の履歴モデルにおいて、吸収エネルギー特性を負勾配、ピンチング等により適切に反映しておくことで、より合理的な評価が実現される。

参考文献

- 1) Lignos D. G. and Krawinkler H. : Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.132(11), pp1291-1302, 2011
- 2) 「都市機能の維持回復に関する調査研究」報告書, 京大大学防災研究所, 2013
- 3) 波多野智也, 飛田潤, 長江拓也, 福和伸夫, 平山義治: 鉄骨造超高層建物の振動台実験における汎用強震計による構造損傷評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 II, p953, 2015
- 4) PEER/ATC-72-1 Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, October 2010
- 5) TBI (Tall Buildings Initiative) Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, PEER, November 2010
- 6) 松宮智央, 長江拓也, 鍾育霖, 岡崎大一郎, 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, NO.671 pp.85-94, 2012. 1

*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 近畿大学 准教授・博士(工学)
 *4 北海道大学大学院 教授・Ph.D.
 *5 東北大学大学院 准教授・博士(工学)
 *6 名古屋大学災害対策教室・教授・工博
 *7 名古屋大学減災連携研究センター・教授・工博

Grad. Student, Environmental Studies, Nagoya Univ.
 Associate Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.
 Associate Prof., Kinki Univ., Dr. Eng.
 Prof., Graduate School of Engineering, Hokkaido Univ., Ph. D.
 Associate Prof., Tohoku Univ., Dr. Eng.
 Prof., Disaster Management Office, Nagoya Univ., Dr. Eng.
 Prof., Disaster Mitigation Research Center, Nagoya Univ., Dr. Eng.

部分架構の動的載荷実験と同時損傷評価手法の開発

第3報 画像処理技術の適用検証とRC造試験体の損傷量評価

正会員	○高橋 典之 ^{*1}	同	根本 結衣 ^{*2}	同	長江 拓也 ^{*3}
	同 松宮 智央 ^{*4}	同	岡崎 太一郎 ^{*5}	同	丸山 一平 ^{*6}
	同 梶原 浩一 ^{*7}	同	中澤 博志 ^{*8}	同	御子柴 正 ^{*9}

2. 構造-2g. 振動実験・観測

画像処理, 計測手法, 静的載荷, 動的載荷,

1. はじめに

本報では, 視差補正のないモノラルカメラを用いたデジタル画像相関法^[1] (Digital Image Correlation: 以下 DIC と呼ぶ) を用いて S 造および RC 造試験体のひずみ分布を計測し, ひずみゲージによる計測と比較検討を行い, DIC に基づく RC 部材のひび割れ進展部位とひずみ計測結果との関係を示した。また, 4K 動画による RC 造試験体のひび割れ量画像計測手法の検討を行い, 静的載荷と動的載荷による RC 部材の損傷量進展状態の差について検討した。

2. モノラルカメラによる画像相関法概要^[1]

光学的全視野計測法である DIC は計測対象物表面の模様ランダム性を基にして, 変形前後の計測対象物表面の変位の大きさと方向を求めることができる。任意の点 (1 画素) を中心とした $N \times N$ 画

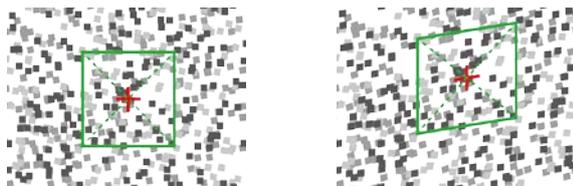


図1 サブセットの位置の変化の簡略化図

素の任意領域 (サブセット) を指定し, 計測対象物に変位を与えると, 変形後の画像でサブセットの輝度値分布と高い相関性を示すサブセットを数値解析で探索し, サブセットの中心点の移動より変位の方向と大きさ算出する。この処理を全ての小領域で繰り返す事によって全視野の変位データを得ることができる (図 1)。ひずみ分布は全視野の変位データに基づき, 変形前後の任意の二点間の長さ変化を求め当該区間のひずみに換算して求める。

3. 画像相関法によるひずみ計測-S 造試験体による妥当性検証

3.1 計測方法

静的載荷試験体に対して計測を実施した。DIC を用いたひずみ分布計測には, 梁危険断面側のウェブ下面を載荷変位ピーク時に単眼の汎用デジタルカメラ (解像度 2040 万画素) による撮影画像を用いた。DIC 処理のため, つや消しスプレーを用いて斑模様を吹き付け, 試験体の周囲に照明を設置し自然光による照度変化を抑制した。比較対象として梁危険断面側のウェブ上面にひずみゲージ (FLA-5-11) を貼り付けた。ゲージ位置を図 2 に示す。

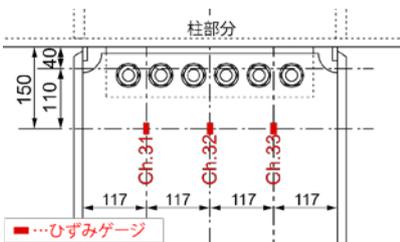


図2 ひずみゲージ貼り付け位置

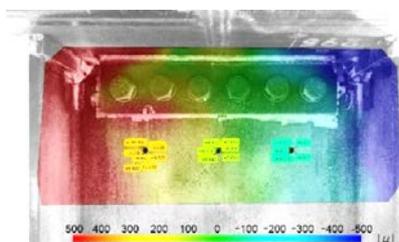


図3 DICによるひずみ分布図 (下面)

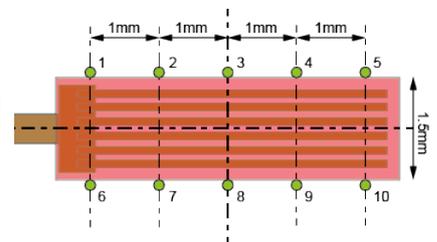


図4 比較対象用ひずみ計測位置

Dynamic Loading Tests of Beam-to-Column Subassemblages and Validation of Real-Time Damage Evaluation Systems – Part 3. Verification of Image Processing Technique for Evaluation of Damage Propagation in RC Specimens

TAKAHASHI Noriyuki, NEMOTO Yui, NAGAE Takuya, MATSUMIYA Tomohiro, OKAZAKI Taichiro, MARUYAMA Ipppei, KAJIWARA Koichi, NAKAZAWA Hiroshi and MIKOSHIBA Tadashi

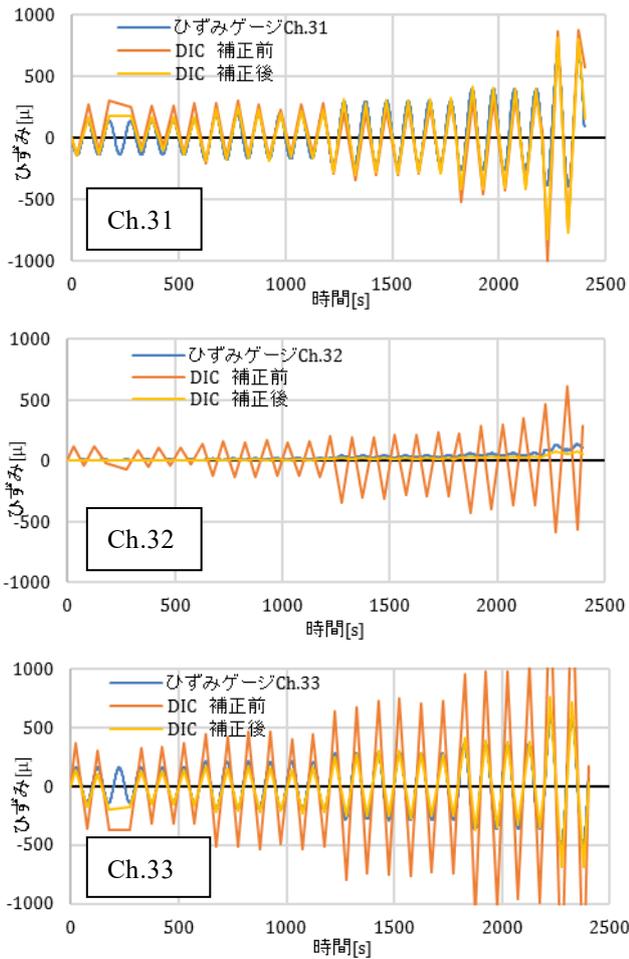


図5 DIC とひずみゲージの比較

3.2 計測結果

DICにより得られた、ひずみゲージ貼付方向のひずみ分布を図3に示す。ここで、ひずみゲージ貼り付け位置のひずみを読み取るべく、ウェブ上面のゲージ(外周部10点:片側5点, 1mm 間隔)位置に相当するウェブ下面のひずみデータを仮想ひずみゲージとしてDICから読み取り(図4), その平均値をひずみゲージ計測値と併せて図5に示す。

視差補正のない単眼デジタルカメラによる簡便な撮影システムでは、カメラ手前/奥行方向の変形によりゲージ計測値よりも若干大きめの値が計測されたが(図5, DIC補正前), 中立軸位置にあたるCh.32のひずみ計測差に基づきDIC計測結果を補正すると(Ch.32の誤差分をCh.31およびCh.33のひずみ過不足分として補正すると)ひずみゲージ計測結果とDIC計測結果がほぼ一致していた。なお、本計測において加振Cでは塑性変形に伴いDIC用に塗布した斑模様のついた酸化被膜(黒皮)が剥がれ落ちたため、サブセット追跡が

できず、ここに計測結果を示していない。

4. 4Kビデオカメラによる損傷量計測概要

4.1 損傷量計測範囲

振動台上に試験体を見上げるように設置した4Kビデオカメラ4台を用いて、後述するRC造試験体の部材せい面について、図6の計測範囲(梁危険断面側を区間A, 加力点側を区間D, 区間Aと隣り合う区間を区間B, 区間Dと隣り合う区間を区間C)を動画撮影した。カメラ設置状況の一例を図7に示す。振動台と試験体の間の距離が限られ、近距離で広域の撮影が可能な広角レンズを用いているため、撮影画像(動画)には樽型収差が生じる。そこで、収差を解消するデジタルフィルタを作成し、取得画像を補正してから損傷量計測に用いた。樽型収差の補正例を図8に示す。

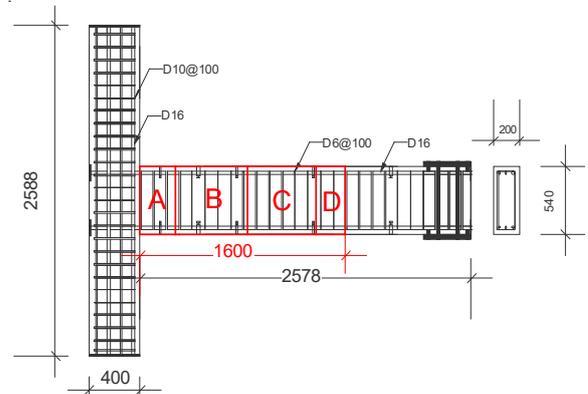


図6 RC造試験体における画像計測区間(A~D)

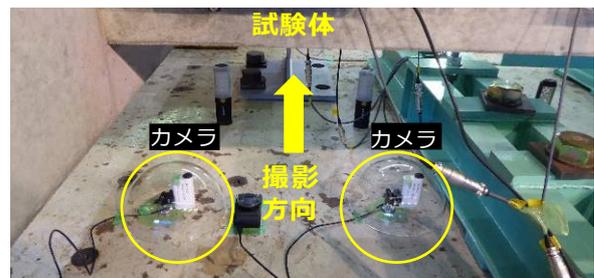


図7 ビデオカメラの設置状況



図8 区間A 画像の樽型収差とその補正例

4.2 ひび割れ量の計測

ひび割れ長さは、歪み補正済みの画像をCADに取り込み、ひび割れをトレースしてひび割れ線分長さの合計を算出した。ひび割れ幅は、文献[2]

を参考に画像処理手法により自動計測した。ビデオカメラ有効画素数により 1pixel あたり 0.2204mm の解像度を有する画像が取得され、原理上読み取れる最小ひび割れ幅は 0.5pixel = 0.1102mm となる。画像処理に用いた二値化閾値は 256 階調 (0~255) に対して 105 とし^[2]、解像度の関係で部材角 1/100rad.未満のひび割れ認識が難しいため、部材角 1/100rad.以降の振幅更新時の正負ピークひび割れ幅を画像計測対象とした。

5. RC 造試験体の実験概要と損傷量評価

5.1 試験体概要

RC 造試験体の配筋詳細を図 9 に示す。RC 造試験体は、2 つの T 型試験体を作成した。梁の断面寸法は 540mm×200mm で、部材長 2578mm、梁危険断面から加力点位置までの長さ 2393mm、主筋 3-D16、補強筋 D6@100 である。一方、柱の断面寸法は 400mm×400mm で、部材長 2588mm、反曲点間 (ピン支持間) 長さ 2000mm、主筋 12-D16、補強筋 D10@100 である。RC 造試験体の材料諸元を表 1 に示す。既往の研究^[3]から損傷量に対する荷重速度の影響が表れやすいと考えられるせん断余裕度の大きさを設定し、RC 造試験体の梁区間のせん断余裕度が AIJ 靱性指針式におけるせん断終局強度および曲げ終局強度から 3.0 になるよう設計した。

表 1 RC 造試験体材料諸元

鉄筋	主筋	SD390
		帯筋
コンクリート [MPa]	圧縮強度 σ_B	22.7(静的), 23.6(動的)
	引張強度 σ_T	1.98(静的), 2.23(動的)
	E_c	2.1×10^5

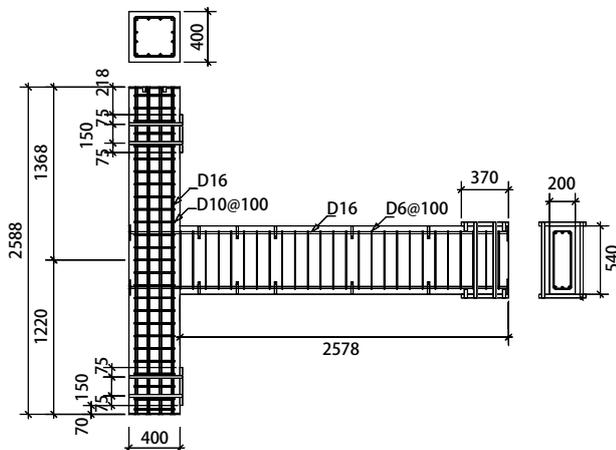


図 9 RC 造試験体配筋詳細 (単位 : mm)

5.2 荷重計画

荷重方法は第 1 報で述べた S 造試験体の実験と同様で、振動台を使い静的および動的荷重をした。振動台外周の反力床に設置した固定荷重梁と振動台上の試験体梁部材先端部をピン治具およびロードセルを介し接続し、振動台の加振方向に試験体を荷重した。柱部材は振動台上に設置した固定治具によりピン支持となるよう設置した。

静的荷重に用いた振動台加振変位波形は周期 100 秒の sin 波とし、加振継続時間の制約により表 2 に示す静的荷重 A、静的荷重 B、静的荷重 C の 3 段階に分けて荷重を実施した。動的加振に用いた変位波形は周期 1 秒の sin 波とし、表 2 に示す動的荷重 A と動的荷重 B の 2 段階に分けて荷重した。なお、動的荷重 B の振幅と繰り返し回数は、

表 2 荷重計画

	変位振幅	繰返回数	加振開始からの経過時間	部材角 (柱回転角)
静的荷重 A				
1	10 mm	6	10 分	1/240
2	13 mm	6	20 分	1/184
静的荷重 B				
1	18 mm	6	10 分	1/133
2	24 mm	4	16 分 40 秒	1/100
3	36 mm	2	20 分	1/61
静的荷重 C				
1	32 mm	2	3 分 20 秒	1/75
2	48 mm	2	6 分 40 秒	1/50
3	65 mm	2	10 分	1/37
4	80 mm	2	13 分 20 秒	1/30
5	96 mm	9(6)	28 分 20 秒	1/25
動的荷重 A				
1	10 mm	6	6 秒	1/240
2	13 mm	6	12 秒	1/184
動的荷重 B				
1	18 mm	6	6 秒	1/133
2	24 mm	4	10 秒	1/100
3	36 mm	2	12 秒	1/61
4	32 mm	2	14 秒	1/75
5	48 mm	2	16 秒	1/50
6	65 mm	2	18 秒	1/37
7	80 mm	2	20 秒	1/30
8	96 mm	9	29 秒	1/25

静的荷重 B と静的荷重 C の振幅と繰り返し回数をつなげたものと等しい。ただし、静的荷重 C の振幅 96mm での荷重においては、繰り返し回数 6 回までで加振を停止した。

なお、S 造試験体と比べて試験体耐力が低く、振動台に取り付けた固定治具および柱部材の加力に伴う変形が極めて小さいため、振動台全体の変形が全て梁部材変形分になると考え、荷重が大きくなる加振 B および C の振幅は S 造試験体よりも小さめに設定している。

5.3 荷重－変形関係

静的荷重試験体と動的荷重試験体の荷重－変形関係を図 10 に示す。両試験体とも曲げ破壊挙動を示す紡錘形の履歴を描いている。正側では静的荷重試験体よりも動的荷重試験体の最大耐力がわずかに (1%ほど) 大きいくらいであるが、負側では静的荷重試験体よりも動的荷重試験体の最大耐力が 8%ほど大きい結果となった。繰り返し荷重による耐力劣化は、静的荷重試験体のほうが動的荷重試験体よりも大きくなった。動的荷重試験体では除荷後に支持部材と試験体面の摩擦すべりが荷重変形関係に負勾配区間を生じさせているが、

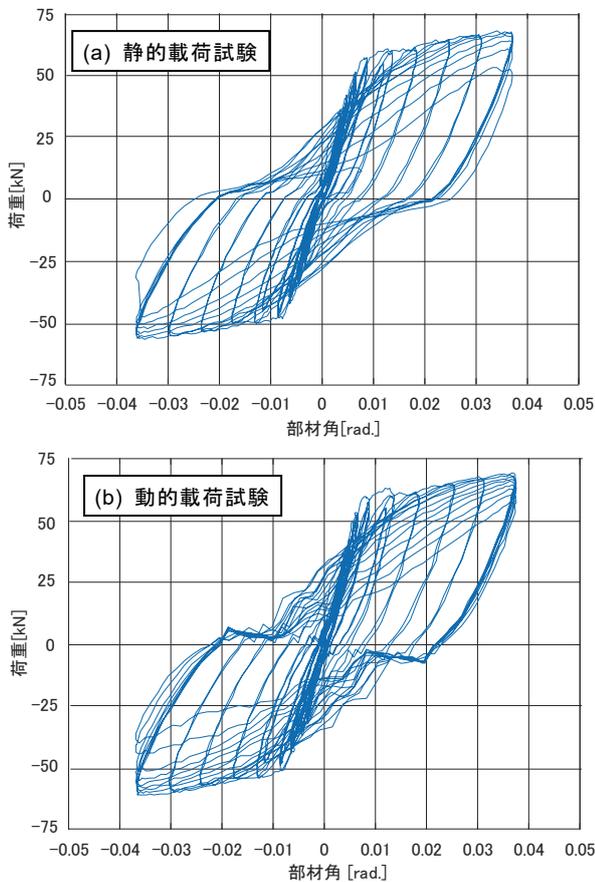


図 10 RC 造試験体の荷重－変形関係

残留変位は両試験体ともほぼ同一であった。

5.4 静的荷重試験体の DIC 計測によるひずみ分布と可視ひび割れ幅の関係

S 造試験体に対する適用検証結果 (視差補正) を踏まえて、RC 造試験体の梁危険断面部分 (A 区間) を計測対象範囲とし、荷重変位ピーク時に梁せい面を撮影した。ひび割れ発生時の撮影画像と DIC によるひずみ分布図を図 11 に示す。ここで、S 造試験体と同様の考え方で仮想ひずみゲージが荷重前に発生位置を特定できないひび割れの先端部および近接部に貼り付けられていると仮定する。仮想ひずみゲージで計測されたひずみと、ゲージ箔による拘束のない状態で開閉するひび割れの幅との関係を図 11 に示す。なお、ひび割れの開口による変位は DIC によるひずみ計測においては差し引かれている。

図 12 の横軸はひび割れ進展方向に対して直交方向に生じたひび割れ幅を画像計測した結果を、縦軸は各変位ピーク時の主応力方向ひずみ算定結果を示す。ひび割れ進行方向と材軸とのなす角が 70° 以下の斜めひび割れは (図中の青)、そうでな

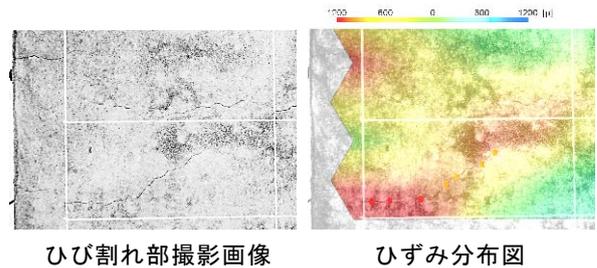


図 11 ひび割れ部のひずみ分布 (1/61[rad.]時)

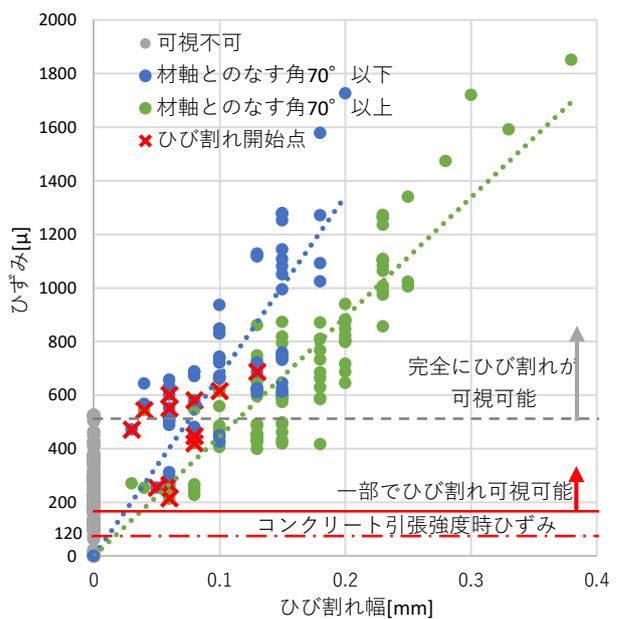


図 12 ひずみとひび割れ幅の関係

いひび割れ（図中の緑）と比べて、グラフの傾きが急であり、ひずみの進展に伴いひび割れ幅が増大しやすい状態であることが分かった。また、各ひび割れにおいて、ひび割れが可視可能となった点を赤バツ印でプロットした。本試験体におけるコンクリートの引張強度時ひずみは約 120μ であり、理論上はひび割れが生じることとなるが、実験では可視ひび割れはおよそ 200μ 以上で生じていることが確認された。よって、およそ 120μ から 200μ まではマイクロクラックが進展するプロセスゾーンになる。また、可視不可ひずみ（図中のグレイプロット）が 550μ 程度であり、 550μ 以上になると完全なひび割れとして明瞭に認知できることから、 200μ から 550μ 程度まではひび割れの架橋ゾーンになること分かった。

5.5 静的載荷と動的載荷による損傷量の差

(1) 総ひび割れ長さ

静的載荷試験体と動的載荷試験体のひび割れ長さとの関係を図 13 に示す。静的載荷試験体と動的載荷試験体とで総ひび割れ長さに顕著な差は見られないが、部材 $1/37\text{rad}$ の時を除き、静的載荷試験体の方が動的載荷試験体よりも僅かに総ひび割れ長さが長くなる傾向が見られる。なお、繰り返し載荷で顕著になる剥落による見かけ長さ減少は本計測では見られなかった。

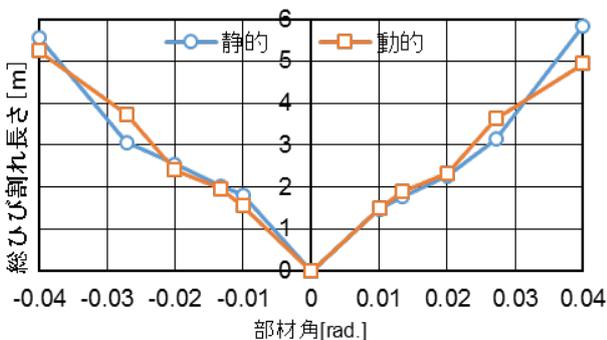


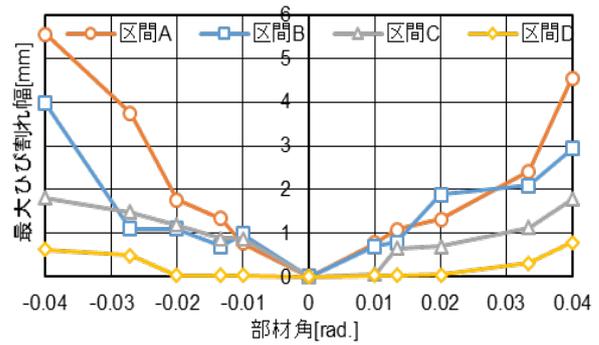
図 13 計測対象全区間における総ひび割れ長さ

(2) ピーク時最大ひび割れ幅

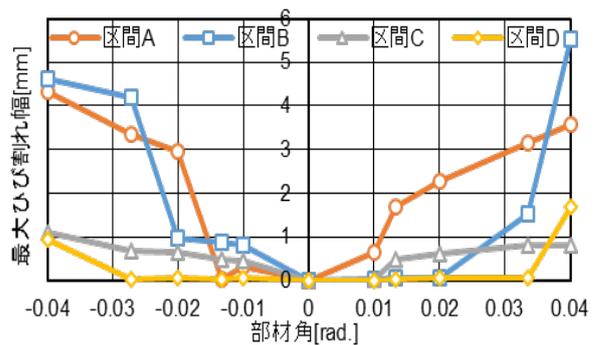
計測区間ごとの最大ひび割れ幅と部材角の関係を図 14 に示す。図 14 より、静的載荷試験体では区間 A、区間 B、区間 C、区間 D の順で最大ひび割れ幅が大きい傾向が見られるが、動的載荷試験体では変形が大きくなると区間 B の最大ひび割れ幅が区間 A の最大ひび割れ幅よりも大きくなった。

5.6 部材変形法によるひび割れ長さ推定とその検証

文献[3]で採用されている部材変形法に基づき



(a) 静的試験体の区間別最大ひび割れ幅



(b) 動的試験体の区間別最大ひび割れ幅

図 14 ピーク時最大ひび割れ幅計測結果

ひび割れ長さを推定する。なお、ひずみ速度による材料強度上昇の影響を考慮すべく主筋に貼り付けたひずみゲージの計測結果を用いるために、本推定では危険断面の引張鉄筋が降伏する $1/100\text{rad}$ 程度までの応答を対象にした。

危険断面の主筋に貼り付けたひずみゲージのひずみ計測結果から、降伏点に到達する荷重サイクルでの平均ひずみ速度は静的載荷で約 $120\mu/\text{sec}$ 、動的載荷で約 $12000\mu/\text{sec}$ であった。既往の研究より RC 建築物が地震動を受ける際に部材に発生するひずみ速度はおよそ $10^3 \sim 10^5 \mu/\text{sec}$ とされ^[4]、本実験の動的載荷における荷重速度は地震動を受ける RC 建築物の荷重速度を模擬できていると考えられる。ひずみ速度の影響を材料強度上昇分として考慮したひび割れ長さ推定値を図 15 に、部材角 $1/100\text{rad}$ 時におけるひび割れ長さ進展状況推定図を実験結果と併せて図 16 に示す。

推定結果では動的載荷時のひび割れ長さが 2 割ほど少ないが、実験結果では殆ど差がない、また、推定結果は実験結果よりも過大評価となっているが、図 16 より、推定に用いた森田式^[5]の平均ひび割れ間隔が本実験と整合しなかったことが推察される。

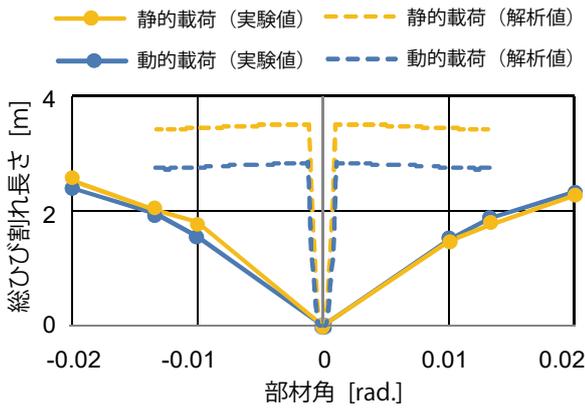
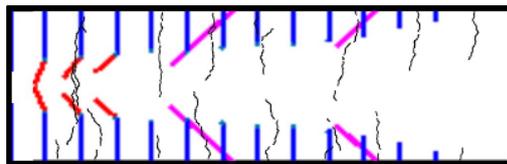
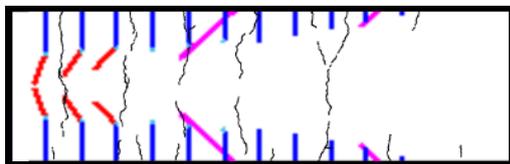


図 15 ひび割れ長さ推定値と実験値の比較



(a) 静的荷重試験体



(b) 動的荷重試験体

図 16 ひび割れ進展推定の比較 (1/100 rad.)

6. まとめ

画像処理手法を用いた各種計測手法を S 造試験体および RC 造試験体に適用した結果、以下の知見を得た。

- 1) 視差を補正できない市販の単眼デジタルカメラを用いた DIC によるひずみ計測を行い、S 造試験体では中立軸位置のゲージを用いてひずみゲージ計測結果とのキャリブレーションが可能であった。
- 2) RC 造試験体では、材軸とのなす角が 70° 以下の斜めひび割れは、そうでないひび割れと比べて、ひずみの大きさに対してひび割れが開

きやすい傾向が見られ、本試験体においては約 120μ から 200μ まではひび割れ進展におけるプロセスゾーンにあたり、 200μ から 550μ 程度までは架橋ゾーン、 550μ 以上になると完全にひび割れとして明瞭に認知できた。

- 3) RC 造試験体では、静的荷重試験体のほうが動的荷重試験体より総ひび割れ長さが僅かに長いと顕著な差は見られず、ひび割れ幅は動的荷重において最大ひび割れ幅発生区間が区間 A から B に移行する傾向が見られた。
- 4) 荷重速度による材料強度状況の影響を考慮した部材変形法に基づくひび割れ長さ推定において、動的荷重試験体のひび割れ長さは静的荷重試験体より 2 割程度少ないと計算された。ただし、平均曲げひび割れ間隔式が影響し実験結果を過大評価する結果となった。

参考文献

- [1] Nagai, K., Sato, Y., Ueda, T.: Mesoscopic simulation of failure of mortar and concrete by 2D RBSM, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.2, No.3, pp.359-374, 2004
- [2] 佐藤真俊, 高橋典之, 菅野秀人, 西田哲也: 非常変位を受ける RC 造柱部材の損傷量計測および推定手法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.931-936, 2016.7
- [3] N. Takahashi: Influence of Loading Ratio on Quantified Visible Damages of R/C Structural Members, Proc. of the Sixteenth World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1458, 2017
- [4] 小谷俊介: 鉄筋コンクリートにおける荷重速度の影響, コンクリート工学, Vol.21, No.11, pp.23-34, 1983.11
- [5] 森田司郎: ひび割れの制御設計—RC 構造の場合—, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.9, 1973.9

*1 東北大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Tohoku Univ., Dr. Eng.

*2 東北大学大学院生

Graduate Student, Tohoku Univ.

*3 名古屋大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*4 近畿大学准教授・博士 (工学)

Associate Professor, Kindai Univ., Dr. Eng.

*5 北海道大学教授・Ph.D.

Professor, Hokkaido Univ., Ph.D.

*6 名古屋大学教授・博士 (工学)

Professor, Nagoya Univ., Dr. Eng.

*7 防災科学技術研究所統括主任研究員

General Senior Researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED)

*8 防災科学技術研究所主幹研究員

Senior Researcher, NIED

*9 防災科学技術研究所特別技術員

Senior Engineer, NIED