

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	補修した RC造 4層縮小試験体の振動台実験による構造性能評価
Title(English)	
著者(和文)	Alex Shegay, 参川 朗, 三浦 耕太, 前田 匡樹
Authors(English)	Alex Shegay, Mikawa Akira, Miura Kota, Maeda Masaki
出典(和文)	コンクリート工学会年次論文集, Vol. 43, No. 2, pp. 823-828
Citation(English)	Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 43, No. 2, pp. 823-828
発行日 / Pub. date	2021, 7

論文 補修した RC 造 4 層縮小試験体の振動台実験による構造的な性能評価

Alex Shegay*1・参川 朗*2・三浦 耕太*3・前田 匡樹*4

要旨：地震で損傷を受けた RC 構造物の効率的な補修計画を行うためには、補修をした建物の、将来の地震に対する構造的な回復度合いを適切に評価する必要がある。そこで、本研究では、2019 年度に実施された振動台実験の RC 造 4 層の連層耐震壁付きラーメン架構の試験体に対して補修を行い、再度振動台実験で加振を行った。補修後の試験体では 1 階の層せん断力が増加架構の初期剛性は新設の試験体の 7 割程度まで回復がみられ、耐震壁の剛性の回復率は柱や梁より高かった。架構の終局変形能力は完全に回復したが、補修をしたひび割れが再び開くために、エネルギー吸収能力は低下した。

キーワード：RC 造架構、補修効果、振動台実験、被災度区分判定基準及び復旧技術指針、降伏メカニズム

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物は、地震被害によってさまざまな損傷が生じる。このような損傷を補修する場合、将来発生する地震に対して構造物の性能が補修によってどの程度回復するか把握する必要がある。本研究では、「回復度合い」は、補修前の試験体に対する補修後の試験体の性能の比率として定義し、以下では回復率と呼称する。海外のガイドライン¹⁾²⁾には、RC 構造物に見られるさまざまなレベルの損傷に対して、推奨される補修方法と、その回復度合いが提示されている。補修された構造物の性能は、一般に、個々の補修された部材の強度、剛性、および終局変形能力の特性の低下を考慮して評価することが重要である。低減率の大きさは、補修前の部材の損傷に依存する。構造的な回復度合いを推定するために使用される実験データは、構造部材の繰り返し静的載荷実験に基づき決められた。日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針³⁾では、部材の補修による構造的な回復率 ϕ が示されているが、実験データは必ずしも十分ではないため、下限値と上限値の間の範囲が目安として示されている。近年、補修技術と補修材料の品質が向上しているおり、復旧技術指針の回復率 ϕ の数値の妥当性は十分に検証されていない。さらに、構造部材の動的応答特性については振動台実験による実験記録が少なく十分な検証がなされていない。

本論文では、現在一般的に用いられている補修方法の有効性を、RC 造 4 層の連層耐震壁付きラーメン架構試験体を補修し再度振動台実験を行うことにより評価した。具体的には、強度、剛性、エネルギー吸収能力、終局変形能力に着目して、補修による構造的な回復度合いを検討した。

2. 振動台実験の概要

2.1 2019 年の試験体の損傷概要

2019 年度に行われた新設試験体の振動台実験の試験体は（以下、「新設試験体」）⁴⁾、図-1 に示すような、1/4 スケールの RC 造 4 層の連層耐震壁（矩形的の壁柱）付ラーメン架構の試験体とした。最終加振終了時における試験体の損傷状況を以下に示す。X 方向では、図-1 に示すように CW1 壁が曲げ破壊し、コンクリートの剥落と圧縮（北）側端部の主筋の座屈が発生した。梁はすべて曲げ破壊し、端部に塑性ヒンジが発生した、特に 2 階の梁の塑性ヒンジの多くで大きなコンクリート剥離が観察された。柱は、1 階の柱脚で塑性ヒンジが形成された X1 構面の柱は、塑性ヒンジ域でひび割れが生じ、X3 構面の柱は、コンクリートの剥落が顕著となった。これらの違いは、地震波の継続時間が短い位相特性の影響で試験体の変形が北方向に偏ったためである。

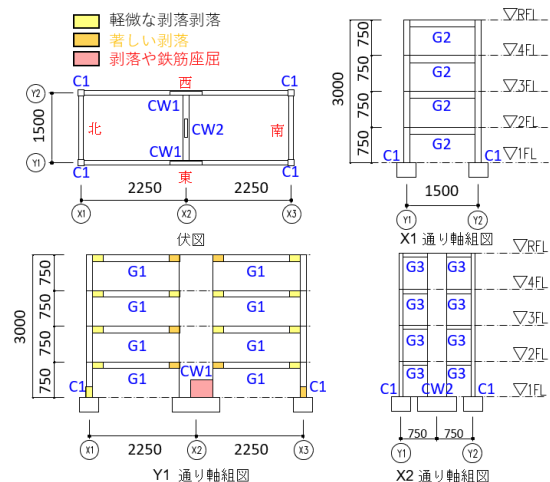


図-1 試験体の伏図・軸組図

Y 方向では、同様の破壊性状が梁と柱で観察された。

内部の CW2 壁は、1 階の壁に斜めに大きなせん断ひび割

*1 東京工業大学 科学技術創成研究院 助教（元 東北大学大学院 都市・建築学専攻 学術研究員）Ph.D（正会員）

*2 東北大学大学院 工学研究科（学生会員）

*3 大林組技術研究所（正会員）

*4 東北大学大学院 工学研究科教授 博士（工学）（正会員）

れが生じ、ひび割れに沿って滑ることを特徴とするせん断破壊が発生した。

2.2 試験体の補修方針

X 方向の損傷の補修方針は、現在、一般的に使用されている補修方法と補修材料を採用することとし、耐震補強は行わず、補修のみの効果によって新設試験体の構造性能と同程度の構造性能に回復させることを目標とした。Y 方向では、1, 2 階の大きな損傷を受けた CW2 壁を、鉄製補強ブロックを用いた耐震壁⁵⁾に置き換えることで構造を補強した。本論文では、補修による性能回復を行った X 方向を検討対象とする。

試験体の X 方向の補修方法は 損傷のレベルに応じて表-1 に示す 4 つの補修方法を採用した。損傷がコンクリートのひび割れの場合、図-2a に示すようにエポキシ樹脂を注入することで補修した。なお、最小 0.05mm のひび割れ幅のものまで注入を行った。また、床スラブのすべてのひび割れについてエポキシ樹脂を注入することは、費用対効果の点で適切でないと考えられるため、床スラブの中央部で発生したひび割れは、梁または柱まで到達しているひび割れのみを補修することとした。コンクリートの軽微な剥落が見られた部材は、図-2b に示すように、ポリマーセメントモルタルによって補修した。鉄筋が露出するほど重度にコンクリートが剥落した部材については、図-2c に示すように、エポキシ樹脂モルタルを塗り付けて補修した。主筋の座屈が発生した CW1 壁では、図-2d に示すように損傷したコンクリートと座屈鉄筋を取り除き、塑性ヒンジ発生域外に新しい鉄筋を溶接し、コンクリートを新たに打設した。

2.3 計測計画

図-3 に示すように、各壁と柱の下に配置した三分力計を使用して、各部材に作用するせん断力と軸力を測定した。なお、CW1 壁下には 2 台の分力計を配置し、2 台の分力計の軸力から作用する曲げモーメントを算出できるようにした。また、図-3 に示すように、西側の CW1 壁 (Y2 構面) と X1Y1 および X3Y1 構面にある柱の塑性ヒンジ回転角を接触型変位計を使用して測定した。

表-1 損傷程度に応じて適用した補修方法

損傷様子	損傷度	補修方法	材料特性*
剥落なし	I	エポキシ樹脂	$f_t' = 15 \text{ MPa}$
	II		
軽微な剥落	III	ポリマーセメントモルタル	$f_{cm}' = 60 \text{ MPa}$
著しい剥落	IV	エポキシ樹脂モルタル	$f_{cm}' = 54 \text{ MPa}$
鉄筋座屈	V	鉄筋交換+コンクリート打設	$f_t' = 51 \text{ MPa}$
			$f_y' = 342 \text{ MPa}$

* f_t' = エポキシ樹脂引張強度、 f_{cm}' = モルタル圧縮強度、 f_c' = コンクリート圧縮強度、 f_y' = 交換鉄筋の降伏強度。

2.4 加振計画

X 方向の 1 方向加振または X, Y 方向の 2 方向加振を



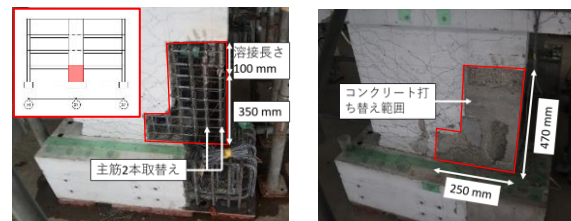
a) 補修方法①：エポキシ樹脂注入



b) 補修方法②a：ポリマーセメントモルタル補修



c) 補修方法②b：エポキシ樹脂モルタル補修



d) 補修方法③：鉄筋交換・コンクリート打ち替え

図-2 X 方向の補修方法

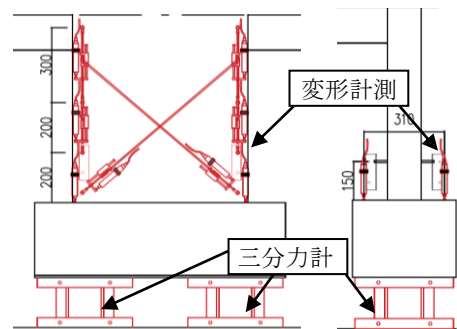


図-3 荷重と変形の計測計画

行った。入力加振波は 2019 年度振動台実験の加振波と同一の建設省告示 1457 号⁶⁾に規定される、第 2 種地盤の応答スペクトルに適合する人工地震波とし、位相は、1995 年の兵庫県南部地震における JMA 神戸の位相 (X 方向は NS 位相、Y 方向は EW 位相) を用いた。加振波の詳細については、文献⁴⁾を参考にされたい。加振は計 10 回を行った。加振の入力倍率を表-2 に示す。なお、加振入力倍率は、2019 年度の振動台実験の各加振と同じ頂部変形に到達することを目標として決定された。

3. 固有振動数の変化に基づく各部位の補修効果の評価

各部位の補修により構造性能（剛性）の回復度合いを調べるために、補修工事を3つの段階に分けて、補修前と各補修段階における試験体の1次固有振動数（以下、「固有振動数」）を測定した。測定は、補修作業の開始前（第1回）、CW1壁のコンクリート/鉄筋の交換およびCW2壁の解体後（第2回）、壁と柱のモルタル補修およびエポキシ樹脂注入後（第3回）、および梁とスラブのモルタル補修およびエポキシ樹脂注入後（第4回）、振動台に固定後（第5回）に行った。固有振動数は試験体の常時微動波形（新設試験体の実験前は振動台によるランダム波加振）における、R階/1階の伝達関数のピークから算出した。新設試験体と補修試験体の振動台実験前は試験体の基礎を振動台に固定した状態で、それ以外の測定については工事実施場所で行ったため、試験体の基礎を固定していない状態で測定を行っている。試験体の固有振動数の推移を、図-4に示す。

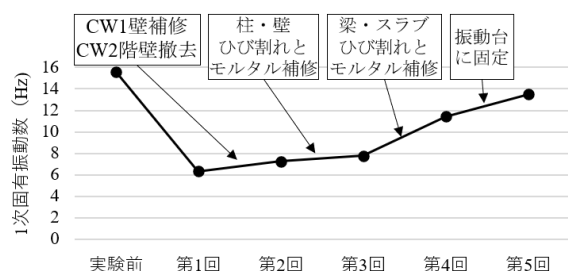


図-4 補修の各段階における1次固有振動数

図-4から、CW1壁の補修と、壁と柱のひび割れのエポキシ樹脂注入により、固有振動数がそれぞれ14%と7%増加したことが分かった。梁とスラブのひび割れのエポキシ樹脂注入は、固有振動数が47%増加するという最も大きな効果があった。試験体を振動台に固定すると（第6回の測定）、試験体の固有振動数が134%上昇した（剛性では180%）。振動台に固定後の状態で比較すると、全体として、補修による固有振動数の回復率は $13.5 / 15.6 = 87\%$ であった。これは、75%の剛性回復率に対応する。

4. 試験体の損傷状態

表-2に、各加振（以下、「Run」）で観察した主要な損

表-2 各加振における応答と損傷状態

Run	入力倍率(%)		D _{max} %	Q _{max} kN	損傷概要
	X方向	Y方向			
1	20%	20%	0.07	51	新旧ひび割れ発生
2	80%	100%	0.37	170	
3	120%	120%	0.61	251	壁降伏
4	180%	0%	0.84	360	梁降伏
4-2	240%	0%	1.33	462	全体降伏点に到達し、メカニズム形成
5	260%	0%	1.84	495	1層柱脚・壁脚の剥落発生
6	220%	70%	1.94	452	
7	280%	100%	2.65	514	1層壁脚の主筋露出
8	300%	130%	3.70	518	1層壁脚の主筋座屈、最大強度に到達
9	300%	150%	5.20	486	梁のコンクリート剥落発生、全体強度低下

傷とともに、1層層せん断力の最大応答値 Q_{max} と頂部変形角 D_{max} (1～4層までの層間変形の総和)を示す。全体として、Run4-2（架構の想定降伏点）まで新しく生じたひび割れはほとんど見られず、補修した部分のひび割れが再び開く傾向が確認された。Run5からCW1壁のコンクリートの剥離が始まり、Run7で壁の主筋の座屈がみられた。新設試験体とは異なり、梁と柱におけるコンクリートの剥離は最終Runで初めて確認された。コンクリートが剥離した場所はすべて、エポキシ樹脂モルタルによって補修した場所とは異なる場所であった。

5. 補修前後の試験体の性能

5.1 荷重変形関係 - 全体性能

各Runの荷重変形関係を新設試験体の包絡線とともに図-5に示す。新設試験体の結果と比較して、補修後試験体の降伏強度と最大耐力の両方が17%増加したことが分かった。本研究の試験体の包絡線は、Run4で新設試験体の包絡線より大きくなった。Run4-2では、新設試験体の最大強度を超えた。

試験体の初期剛性（Run1～3）は、新設試験体で観察されたものよりも低くなっている。各Runの割線剛性の低下の様子を図-6に示す。初期剛性は新設試験体に対して66%まで回復したことが分かった。また、補修後試験体は全体的に強度が上昇したことにより、割線剛性はその後も増加し続けた。

図-5に示す降伏変形は、文献7)の $0.75Q_{max}$ の手法に基づいて決定した。降伏点は、新設試験体の変形角0.9%（Yield Point 2019）であったのに対し、補修試験体では1.22%（Yield Point 2020）と大きくなった。この差は、新設試験体に降伏した鉄筋の降伏強度がひずみ硬化または時効硬化によるに上昇したため、降伏変形も大きくなったと考えられる。

各Runにおける各階の最大層間変形角の分布を算出した結果を図-7に示す。図-7で比較されているケース

は、新設試験体の実験と補修試験体の実験でほぼ同程度の頂部変形となる Run とした。補修試験体の実験では、実験の最大変形が一貫して目標頂部変形を超えていたため、層間変形も新設試験体と比較してわずかに大きくなっている。また、全体として、補修後試験体の最大層間変形分布は、新設試験体とわずかに異なる。具体的には、新設試験体より補修試験体の方が上部の層間変形が大きく、下部 (2F) で小さくなっている。これらの結果から、新設試験体の振動台実験の加振による損傷とその後の補修によって、架構の動的応答特性(モード系)がわずかに変化している可能性があることがわかる。

5.2. 部材ごとの性能

補修後試験体の架構全体的の応答は、強度の増加、初期剛性の減少、および降伏点の伸びがみられた。これらの違いが架構のどのような部分から影響を受けたのか、計測された柱と壁の応答に基づいて、詳細に検討を行う。

(1) 各部材の負担せん断力

架構全体の強度上昇の原因の解明のため、各柱と壁の下部に設置した三分力計の計測結果を用いて検討を行った。図-8 は、新設試験体と補修試験体の実験で記録された各加振のピーク時の 1 階層せん断力の負担割合を示す。両者の比較は、最大応答頂部変形が同程度となった Run で行っている。各部材の負担せん断力は、基礎下に設置した三分力計で計測したせん断力の比率を用いて、1 階層せん断力の実験値を分配した。補修後試験体のベースシアが上昇したのは、すべての柱 (特に、X3 構面の 2 つの柱、ピーク応答時の圧縮側柱) と西側の CW1 壁に起因していることがわかった。各部材の強度の増加についてさらに考察するために、1 層せん断力と塑性ヒンジの回転関係を CW1 (西側) 壁と C1 (X3Y2 構面および X1Y1 構面) について、それぞれ図-9 および図-11 に示す。新設試験体の結果と比較して、壁の最大せん断力は約 17% 上昇したが、各柱のせん断力は 146-155% の間で上昇した。

部材の曲げモーメント強度の増加の要因について検討するために、壁の 1 階の曲げモーメントと塑性ヒンジの回転関係を算出した結果を図-10 に示す。新設試験体に対する最大曲げモーメントの上昇は、7% 程度であった。この上昇は、過去の RC 構造実験で観察されたように、主筋のひずみ硬化とひずみ時効硬化が原因である可能性がある⁸⁾。残りの 10% の強度増加は、新設試験体と比較して壁の曲げモーメント分布の反曲点が低くなったためと考えられる。壁の曲げモーメント反曲点の低下は、ひずみ硬化またはひずみ時効硬化によるスラブと梁の曲げモーメント強度の増加と図-7 で観察されたわずかな構造のモード系変化の組み

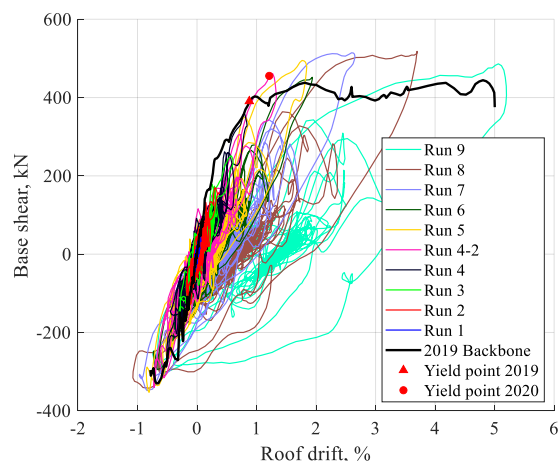


図-5 各 Run の荷重変形関係

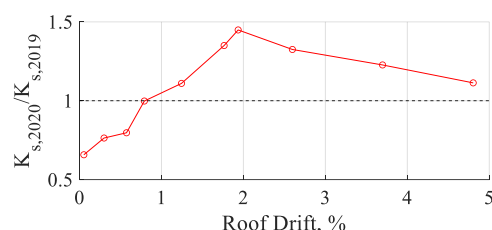


図-6 各 Run の割線剛性

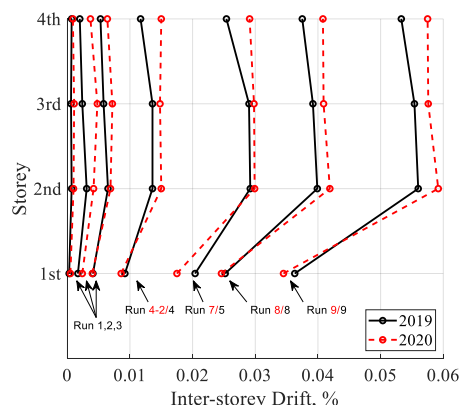


図-7 最大層間変形角分布

合わせに起因する可能性が考えられる。

各柱の下には三分力計が 1 台しかなく、曲げモーメントを測定できなかったため、耐震壁と同じ分析を柱に対して行うことはできない。ただし、壁の強度上昇は同じ理由であると考え、柱の強度の上昇は、材料強度の上昇、および梁とスラブの耐力上昇による曲げモーメント分布の反曲点の低下にも起因すると推測される。

(2) 剛性

試験体の耐力が上昇したため、各柱の 1 層せん断力塑性ヒンジ回転関係から決定された剛性を使用して、剛性に対する補修の効果を評価することはできない。図-10 の壁脚部曲げモーメント塑性ヒンジ回転関係では、ひび割れ前の初期剛性 (Run1) は 83% に回復した。この値は、FEMA306²⁾ が推奨する、大損傷した曲げ壁の 80% の剛性

回復率，および損傷度 V の補修に関する復旧技術指針³⁾の下限值（85%）と一致している。全体的な剛性回復率（66%）と比較して壁と柱の剛性が高いことから推測するに，梁とスラブの剛性の回復率が 66%未満であったと考えられる。

(3) 終局変形

新設試験体と補修試験体の実験では破壊した部材が壁のみだったため，終局変形能力に対する補修の影響の検討は壁に関してのみ行う。図-9 と図-10 から，壁の強度が低下し始める塑性ヒンジの回転角は，新設試験体と補修後試験体の両方で約 0.025rad であることが分かる。したがって，補修によって，終局変形能力はおおむね同程度に回復した。

(4) エネルギー吸収・減衰

補修後の各部材のエネルギー吸収能力の推移を図-12 に示す。エネルギー吸収能力は，図-12a に示すように，降伏点以降の最大変形時の履歴ループの面積とその変形での等価ひずみエネルギーの比をとることによって計算された等価粘性減衰比を使用して定量化した⁹⁾。なお，応答が正負で非対称であるため，図-12b に示すように，面積は正側のループについてのみ計算した値を 2 倍にすることにした。図-13 に示すように，補修後試験体の部材は，新設試験体の部材と比較して等価粘性減衰定数が低かった。等価粘性減衰定数は，Run7 までは特に柱では小さくなる。Run8 と Run9 は，新設試験体とほぼ同じエネルギー吸収特性となった。Run7 以前で新設試験体と比較して等価粘性減衰定数が低いのは，補修したひび割れが加振中に再度開き，試験体によって吸収されるエネルギーが少なくなったためと考えられる。その後の Run で発生したひび割れは新しく発生したひび割れがほとんどであるため，エネルギー吸収能力は，新設試験体と同程度となったと考えられる。一方，CW1 壁では，各 Run で新設試験体と補修後試験体間で同等の等価粘性減衰定数になっている。これは，他の部材に比べてより大がかりな補修方法（補修方法③;コンクリート打ち替え）を実施したため新設壁と同程度まで回復したと考えられる。

6.まとめ

本研究では，2019 年度に実験した RC 造連層耐震壁付きラーメン架構試験体を補修して振動台で加振した。試験体の X 方向は，一般的な補修方法を使用して補修し，Y 方向は，破壊した 1, 2 階の耐震壁を新たな耐震壁に置き換えて補強した。X 方向の実験結果に基づいて補修の影響について検討した結果，次の結論が得られた。

1) 架構全体の降伏変形角は，新設試験体の 0.9%から補修後は 1.22%に増加した。壁と柱のベースシア塑性ヒンジ回転角関係にも同様の差がみられた。降伏変形の変

化は，主筋によって示すひずみ硬化また時効硬化によるものと考えられる。柱の場合，元のコンクリートと比較して補修に使用したモルタルの剛性が低いため，壁と比較して降伏点のずれが大きくなったことも考えられる。

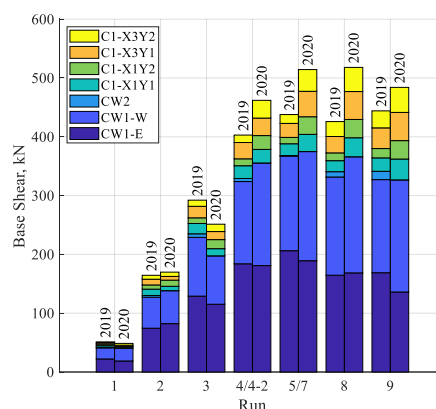


図-8 1 層せん断力における各部材の負担割合

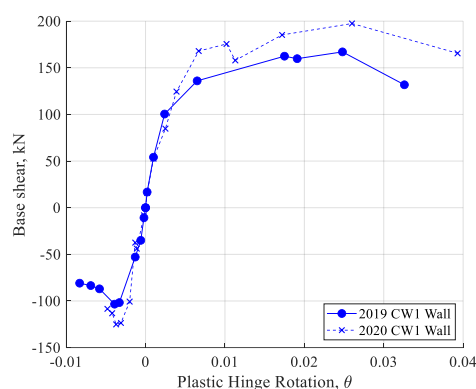


図-9 CW1 西壁の 1 層せん断力-ヒンジ回転角関係

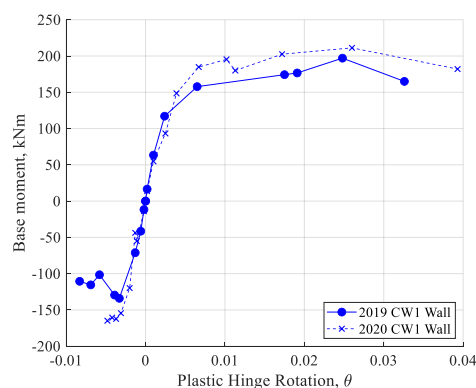


図-10 CW1 西壁の曲げモーメント-ヒンジ回転角関係

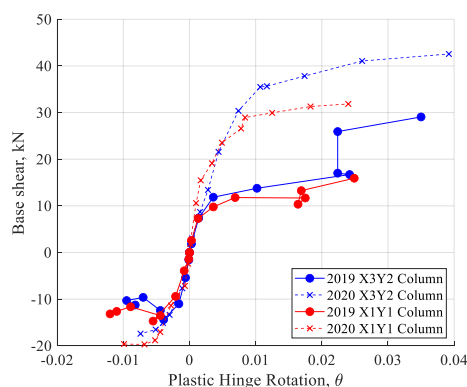


図-11 C1 柱の1層せん断カーヒンジ回転角関係

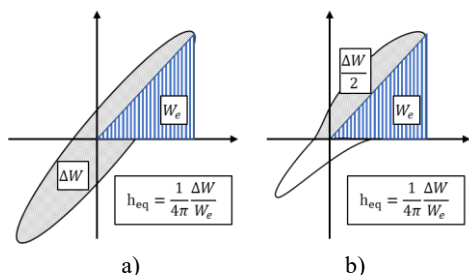


図-12 等価粘性減衰比の計算方法

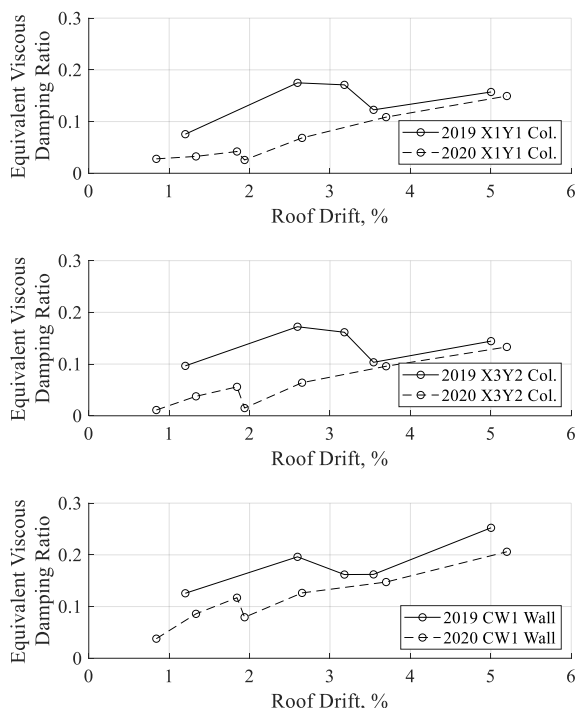


図-13 各部材の等価粘性減衰定数

- 2) 補修試験体の初期剛性は新設試験体に対し71%まで回復した。部材ごとに見ると、壁の初期剛性は83%まで回復し、FEMA306の推奨値および被災度区分判定基準の下限と概ね一致した。壁と柱の初期剛性から、梁とスラブの剛性回復率は66%未満であると推定される。
- 3) 補修後試験体の1層の層せん断力の最大強度は新設試験体に対して17%上昇した。上昇率のうちの7%は、壁の耐力の上昇（ひずみ硬化や時効硬化）によるものと考えられる。残りの10%は、鉛直部材の曲げモーメント分布における反曲点の低下によるものと判断される。反曲点の低下は、梁とスラブの強度の上昇と応答のモード系が変化等に起因すると考えられる。
- 4) 補修したX方向の耐震壁の終局変形能力は、新設の耐震壁とで同じであり、耐震壁に行った補修方法によって終局変形能力が完全に回復することが確認できた。
- 5) 柱の等価粘性減衰定数は、変形が小さい領域では、補修後に減少する傾向が見られた。これは主に、補修したひび割れが再び開き、エネルギー吸収能力が低下する

からであると考えられる。耐震壁は、大がかりな補修方法を採用したため、同等の粘性減衰定数となった。

7. 謝辞

本研究は、東北大学前田研究室と大林組技術研究所の共同研究として実施された。振動実験では、大林組技術研究所の三次元振動台を使用した。また、実験費用の一部は、科学技術振興機構・産学共創プラネットフォーム共同研究推進プログラム（JPMJOP1723）「大規模都市建築における日常から災害時まで安心して社会活動が継続できる技術の創出」（領域統括：吉敷祥一・東京工業大学准教授）による支援を受けた。

実験計画の立案、試験体の設計、加振計画、試験体の製作、補修工事などでは、穴吹拓也氏、米澤健次氏、増田安彦氏、諏訪仁氏、中村充氏を始めとする大林組技術研究所の方々及び、東北大学大学院生・藤田起章氏、建築研究所・関松太郎氏に多大なるご支援、ご協力をいただいた。

ここに記して謝意を表する。

8. 参考文献

- 1) FEMA 308.: Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. 1998.
- 2) FEMA 306.: Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings. 1998.
- 3) 日本建築防災協会:震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針. 2016.3
- 4) 三浦耕太, 他: 連層耐震壁を有する RC 造 4 層建物縮小試験体の振動台実験による 架構の破壊形式と安全限界の評価. 日本建築学会構造系論文集, Vol.86, No.780, pp.247-257, 2021.2.
- 5) 穴吹拓也, 他: 鋳鉄製ブロックを用いた耐震補強工法「3Q-Wall」の開発, 大林組技術研究所報, No.81, 2017
- 6) 建設省告示第1457号: 損傷限界変位, Td, Bdi, 層間変位, 安全限界変位, Ts, Bsi, Fh 及び Gs を計算する方法並びに屋根ふき材等及び外壁などの構造耐力上の安全を確かめるための構造計算の基準を定める件, 2000
- 7) Park, R., "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing," Bulletin NZ National Society of Earthquake Engineering, Vol.22, No.3, pp.155-166. 1989.
- 8) 田才晃, 他: 鉄筋コンクリート造曲げ部材の補修後の耐力に関する研究. 第7回コンクリート工学年次講演会文集 No. 164, pp.653-656. 1985.
- 9) Jennings, P. C.: Equivalent viscous damping for yielding structures, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.94, No.1, pp.103-116, 1968.