

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	縮小4層RC造架構の振動台実験による補修効果の評価
Title(English)	
著者(和文)	参川朗, Alex Shegay, 三浦 耕太, 前田 匡樹
Authors(English)	Mikawa Akira, Alex Shegay, 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. 829-834
Citation(English)	Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 43, No. 2, pp. 829-834
発行日 / Pub. date	2021, 7

論文 縮小4層RC造架構の振動台実験による補修効果の評価

参川 朗*1・Alex Shegay*2・三浦 耕太*3・前田 匡樹*4

要旨: 地震で損傷を受け補修をした, RC造架構の建物全体での耐震性能を評価した既往の研究は少ない。本研究では, 縮小4層RC造架構の振動台実験により得られた, 損傷試験体を補修した試験体で再度振動台実験を行い, その耐震性能の回復度合いを検証した。損傷観察により得られた損傷の様子, 歪ゲージのデータから得られる降伏メカニズム, 荷重変形関係から得られる耐震性能の違いの3つを比較した。結果として本試験体において, 補修後は初期剛性は7割程度に回復, 降伏変形及び耐力は2割程度大きくなると共に, 損傷の進展は新設試験体と同程度となった。

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, 降伏メカニズム, 荷重変形関係

1. はじめに

地震被害を受けた鉄筋コンクリート造建築物の被災度判定や継続使用の可否の判断は, (一財)日本建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針」¹⁾により一般的に行われる。エポキシ樹脂注入などによる補修で, 構造性能がどの程度回復するかについては部材レベルの実験研究²⁾はあり, 復旧技術指針では補修による耐力回復係数 ϕ の目安が示されている。しかし架構全体の剛性・耐力・エネルギー吸収能力がどの程度回復するかは, 必ずしも十分に明らかになっていない。

そこで本研究では, 2019年度に実施した東北大学一大林組共同研究の振動台実験³⁾で使用し, 損傷した縮小4層試験体を補修した後, 再度振動台実験を行った。補修前後の破壊性状と荷重変形関係を比較することで, 補修による耐震性能の回復度合いを評価し, 復旧技術指針の妥当性を検証する。

ートFc30, 鉄筋SD295, SD345, SD390である。材料試験結果を表-2に示す。

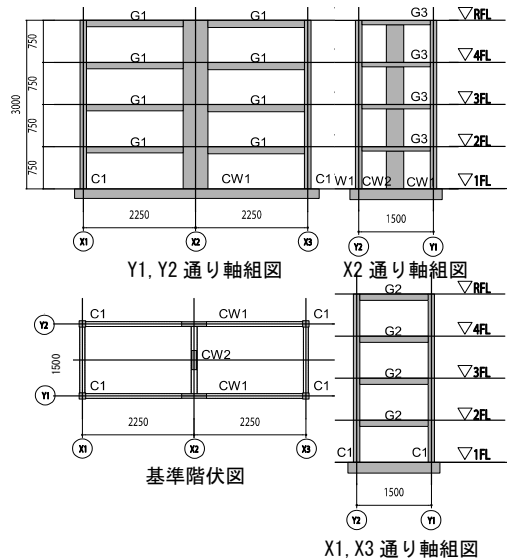


図-1 試験体軸組図・伏図 (単位: mm)

表-1 断面詳細図

記号	C1	G1	G2	G3
断面形状				
hxD	130×130	100×140	100×150	120×90
主筋	6-D10	上下端 3-D6	上下端 4-D6	上下端 2-D6
帯筋	E-D4@60	□-D4@60	□-D4@60	□-D6@30
記号	CW1		CW2	
断面形状				
hxD	80×700		70×400	
主筋	24-D10		8-D13 6-D6	
帯筋	E-D4@50		□-D4@100 E-D4@50	

表-2 材料特性

コンクリート	材種		$\sigma_b(N/mm^2)$		ヤング率(N/mm ²)
	Fc30		53.1		2.97×10^4
鉄筋	直径	鋼種	$\sigma_y(N/mm^2)$	$\sigma_u(N/mm^2)$	ヤング率(N/mm ²)
	D4	SD295	402	533	1.90×10^5
	D6	SD345	419	613	1.97×10^5
	D10	SD345	339	561	1.93×10^5
D13	SD390	407	602	1.95×10^5	

2. 2019年度実施新設試験体の振動台実験

2.1 試験体概要

2019年度に行った振動実験については, 文献3)に詳細が報告されているが, 試験体の概要を以下に示す。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(矩形状の壁柱)付き架構である。X,Y方向共に1階の壁と柱の脚部及び各階の梁端に曲げ降伏ヒンジを生じるような, 曲げ降伏型全体崩壊形のメカニズムを形成するように設計した。X方向とY方向で耐震壁と柱梁ラーメンの強度負担率を変化させ, X方向は耐震壁の負担率を60%として, 耐震壁の破壊が建物全体の終局限界となるように, 一方Y方向は柱梁ラーメンの負担率を80%程度とし, 柱梁の破壊が支配的な架構となるように設計した。各部材の断面詳細を表-1に示す。使用材料はコンクリ

*1 東北大学大学院 都市・建築学専攻 (学生会員)

*2 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 (正会員))

*3 大林組技術研究所 (正会員)

*4 東北大学大学院 都市・建築学専攻 教授 (正会員)

2.2 加振ケース

地震動は建設省告示第 1457 号に示されている第 2 種地盤加速度応答スペクトルに一致させた人工地震動（図-2）を作成し、位相は 1995 年兵庫県南部地震における JMA 神戸波とし、X 方向に NS 位相、Y 方向に EW 位相を用いた。表-3 に示す加振倍率で全 9 回の加振を加えた。尚、以降この全 9 回の加振を RUN1~9 と呼ぶ。

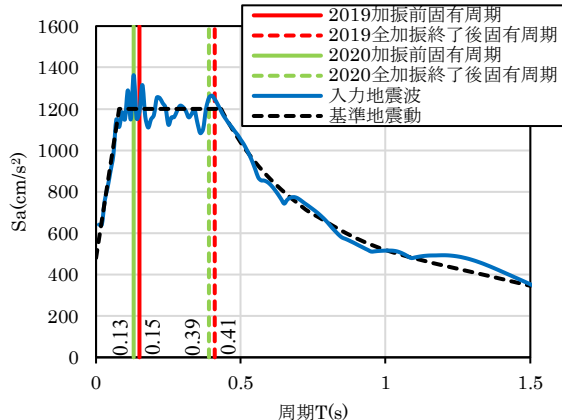


図-2 入力地震波と固有周期

3. 2020 年度実施補修試験体の振動台実験

3.1 補修方法

今回の共同実験では、Y 方向は大林組が開発した鋳鉄製ブロック壁で補強を行ったため、本論文では対象外とし、純粋に補修を行った X 方向を研究対象とする。尚 Y 方向耐震壁は、実験早期の段階で脚部の回転やブロック目地部のひび割れが見られたため、X 方向への影響は少なかったものと考えられる。X 方向では 2019 年度に実施した振動実験により図-3 に示すような損傷を受けた試験体を、表-4 に示すように部材の損傷度に応じて異なる補修方法を用いた。すなわちひび割れについてはエポキシ樹脂注入、コンクリートの剥落箇所はその程度により、剥落が軽微な箇所はポリマーセメントモルタル、剥落が顕著で鉄筋が露出している箇所

はエポキシ樹脂モルタル、主筋が座屈した耐震壁は、ひび割れ補修に加えて鉄筋の交換・コンクリートの打ち直しをした。補修材料試験結果を表-5 に、補修方法 C の詳細を図-4 に示す。尚、鉄筋の溶接長さは、鉄筋の直径の 10 倍以上とした。写真-1 に補修前、写真-2 に補修後の様子を示す。

●: ヒンジ発生点 ○: ヒンジ未発生点

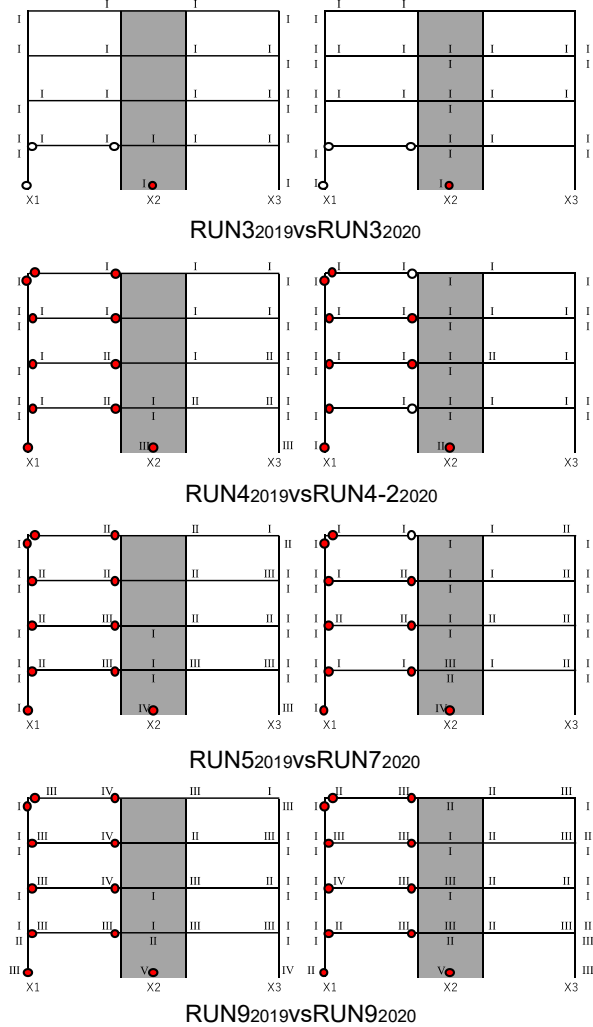


図-3 損傷度と降伏メカニズム

表-3 加振ケースと損傷の様子(単位: mm)

2019年度実施新設試験体の振動台実験					2020年度実施補修試験体の振動台実験						
加振波名称	入力倍率(%)		R(%)	損傷レベル	特徴的な破壊	加振波名称	入力倍率(%)		R(%)	損傷レベル	特徴的な破壊
	X方向	Y方向					X方向	Y方向			
RUN1 ₂₀₁₉	20	20	96.5	軽微	ひび割れ発生	RUN1 ₂₀₂₀	20	20	96.5	軽微	新旧ひび割れ発生
RUN2 ₂₀₁₉	80	60	96.4	軽微		RUN2 ₂₀₂₀	80	100	96.0	軽微	
RUN3 ₂₀₁₉	160	100	95.6	軽微	1層柱脚・壁脚の降伏	RUN3 ₂₀₂₀	120	120	95.8	軽微	壁降伏
RUN4 ₂₀₁₉	240	150	71.2	軽微	全体崩壊メカニズム形成	RUN4 ₂₀₂₀	180	—	—	—	梁降伏
RUN5 ₂₀₁₉	260	170	51.3	軽微	1層柱脚の剥落、壁脚の主筋露出	RUN4-2 ₂₀₂₀	240	—	85.5	軽微	全体崩壊メカニズム形成
RUN6 ₂₀₁₉	130	100	49.9	軽微		RUN5 ₂₀₂₀	260	—	72.6	軽微	1層壁脚の剥落
RUN7 ₂₀₁₉	220	120	—	—	梁の剥落、1層柱脚の主筋露出	RUN6 ₂₀₂₀	220	—	—	—	
RUN8 ₂₀₁₉	220	—	—	—	1層壁脚の主筋座屈	RUN7 ₂₀₂₀	280	100	56.2	軽微	1層壁脚の主筋露出
RUN9 ₂₀₁₉	260	—	34.6	軽微		RUN8 ₂₀₂₀	300	130	—	—	1層壁脚の主筋座屈
						RUN9 ₂₀₂₀	300	150	—	—	梁の剥落
						RUN10 ₂₀₂₀	—	200	37.3	軽微	

R: 耐震性能残存率

入力倍率 100%に対応する最大加速度: 638(cm/s²)

表-4 損傷度-補修方法対応関係

損傷の様子	損傷度	補修方法	耐力回復係数 ϕ
剥落なし	I	A: エポキシ樹脂	0.95~1.0
	II		
軽微な剥落	III	B-a: ポリマーセメントモルタル	0.90~0.95
著しい剥落	IV	B-b: エポキシ樹脂モルタル	0.80~0.90
鉄筋座屈	V	C: 鉄筋交換+コンクリート打設	0.70~0.80

表-5 補修材料特性

コンクリート	材種		$\sigma_b(N/mm^2)$		ヤング率(N/mm ²)
		Fc30		51.1	
エポキシ樹脂モルタル			53.1		0.55×10^4
鉄筋	直径	鋼種	$\sigma_y(N/mm^2)$	$\sigma_u(N/mm^2)$	ヤング率(N/mm ²)
	D4	SD295	384	528	1.64×10^5
	D10	SD345	350	558	1.95×10^5

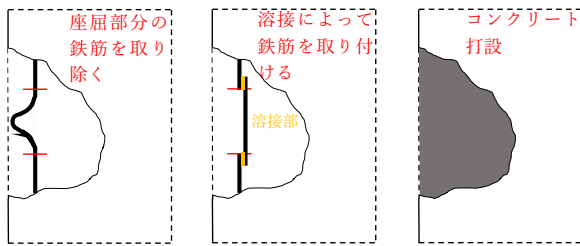


図-4 補修方法C詳細図



写真-1 補修前の様子



写真-2 補修後の様子

3.2 加振ケース

加振計画は2019年度振動台実験の各RUNの最大変形と、本実験の各RUNの最大応答変形が同じになるよう地震波の入力倍率を調整した加振を行うことで、各RUN同士の保有耐震性能指標⁴⁾を比較する方針とした。

地震動は2.2と同じものを使用し、表-3に示すような加振倍率で全11回の加振を行った。RUN1~4,7~9では上記の方針どおり最大応答変形を合わせたが、RUN4-2,及びRUN5に関しては予想に反し補修後の耐震性能が上昇していたため、昨年度と同じ入力倍率で加振を行い、その変形の差を比較した。RUN6は余震動を想定し、本年度RUN5の変形と同程度となるように加振した。RUN10は2019年度実験で破壊したCW2の置き換えとしてY方向に新設した铸铁製耐震壁の性能を確認するため、追加で実施した。

4.2019年度及び2020年度損傷観察結果の比較

4.1.1 比較方法

(1) 比較方針

2019年度と2020年度のRUNのうち変形の近いもの同士を比較する。図-5は横軸を各RUNの最大変形、縦軸を最大耐力(応答加速度)として定義した最大応答点を結んだ荷重-変形関係包絡線である。したがって変形が概ね等しい、図-6のようなRUN同士の組み合わせで比較を行う。

(2) 補修をしたひび割れの扱い

本研究ではエポキシ樹脂によるひび割れ補修の効果を確認するため、補修箇所が再度開いたひび割れ(以降「旧ひび割れ」とする)と、新たに生じたひび割れ(以降「新ひび割れ」とする)を区別して損傷観察・記録を行った。旧ひび割れは、加振前に計測したひび割れ幅を記録しておき、この値よりも大きくなった場合に、「旧ひび割れ発生」と定義した。故に「旧ひび割れ幅」は「各RUNの補修ひび割れの幅-加振前の補修ひび割れ幅」と定義した。

(3) ひび割れ幅測定及びひび割れ本数カウント箇所

本研究ではX方向を研究対象としているため、Y1構面上のひび割れについて記述する。ひび割れ幅の測定は、各柱・梁・壁の両縁と壁の中央線上のみ(図-7の赤線)で行い、ひび割れ本数のカウントも同様の箇所で行った。

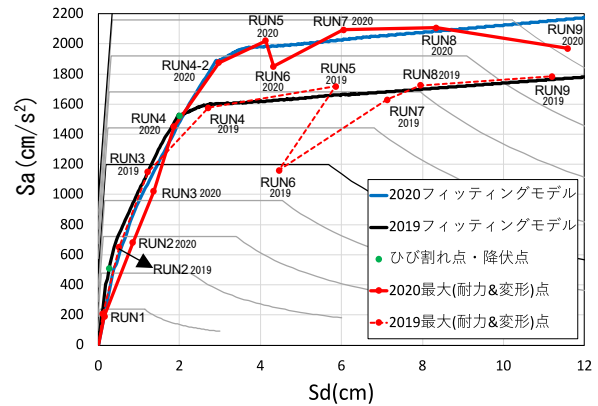


図-5 実験結果各RUN最大応答点・解析モデル

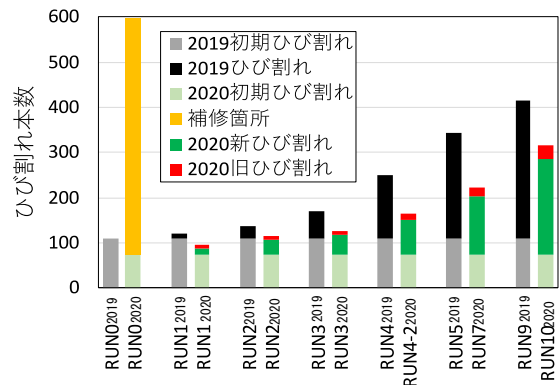


図-6 ひび割れ本数比較

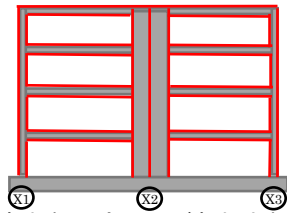


図-7 ひび割れ幅測定・ひび割れ本数カウント箇所

4.1.2 ひび割れ本数の比較

図-6 にひび割れ本数の推移を示す。変形がおおよそ同じ RUN 同士を比較しているのにも関わらず、ひび割れの本数が 2020 年度は 2019 年度に比べて少なくなっている。図-8 からひび割れ幅の傾向が 2019,2020 年度で変わらないことから、旧ひび割れは最大応答時に拡幅し、加振終了後に閉じて発生の判断が困難であり、図-6 の「2020 開いた補修ひび割れ」に反映されていないことが予想できる。従って補修したひび割れが拡幅しており、100%完全なひび割れ補修には至らなかったと考えられる。

4.1.3 破壊性状・損傷度の比較

破壊性状を表-3 に、Y1 構面の損傷度の推移を図-3 (プロット点は Y2 構面の、歪ゲージに基づいて塑性ヒンジが発生したと判断した箇所を表すので、必ずしも損傷度との整合性があるとは限らない) に、文献 2) に基づく耐震性能残存率 R の推移を図-9 に示す。RUN3 と RUN3 の比較では 2019, 2020 年度ともに降伏前であり、2019,2020 年度で損傷の様子はほとんど変わらない。RUN4 と RUN4-2 の比較では 2019 年度は降伏後なのに対し、2020 年度は降伏前であるため、2020 年度の方が損傷が軽微となっている。RUN5 と RUN7, RUN9 と RUN9 の比較ではエポキシ樹脂モルタルを用いて補修をした箇所である、梁端部及び柱脚部で損傷が特に異なる(写真-1,3)。これはエポキシモルタルの剛性がコンクリートよりも低く、変形追随性が高いためと思われる。

4.2 降伏メカニズムの比較

損傷度の比較と同様に、変形の近い RUN 同士を比較する。図-3 に Y2 構面の降伏メカニズムを示す。RUN3 と RUN3 は 2019 年度, 2020 年度共に降伏前、RUN4 と RUN4-2 は 2019 年度は降伏前で 2020 年度は降伏後、RUN5 と RUN7 は共に降伏後、RUN9 と RUN9 は共に最

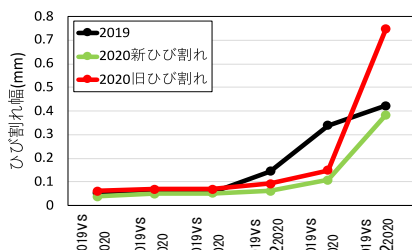


図-8 平均最大ひび割れ幅比較

終状態である。これらの比較より降伏メカニズムは 2019 年度と 2020 年度で概ね一致している。

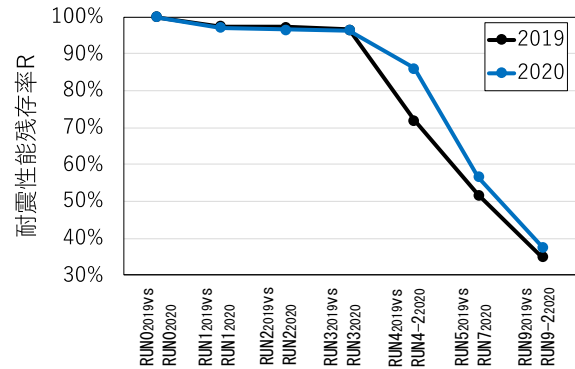


図-9 耐震性能残存率 R 推移



写真-3 最終加振後の様子

4.3 荷重変形関係の比較

4.3.1 比較方法

2019 年度と 2020 年度の実験結果を比較し、補修により構造性能がどの程度回復するかを定量的に検討した。尚、実験結果同士では各加振の結果を総合的に考慮して性能の比較を行うことが難しいため、間に解析モデルを介し、1 質点系(応答加速度-応答変位関係)での比較を行った。すなわち 2019 年度の実験結果にフィッティングした解析モデル(図-5 の青線)と、これを再度 2020 年度の実験結果にフィッティングした解析モデル(図-5 の黒線)の 2 つで比較を行った。尚、解析モデルは文献 3) に記載の解析モデルを使用した。本研究では、図-5 の包絡線を用いて、初期剛性、降伏変形、耐力、履歴エネルギー吸収能力の 4 つについて比較した。その概念を図-10 に示す。すなわち、2019 年度の実験に適合する荷重-変形曲線を係数倍して、2020 年度実験結果に一致する曲線を求めた。そこで用いる係数を、初期剛性、降伏変形、耐力(それぞれ ϕ_{si} , ϕ_{sy} , ϕ_q) とした。

4.3.2 解析モデルの性能低減方法

(1) 初期剛性低減方法

まず限界耐力計算法⁵⁾に基づき降伏点を算出し、算出された降伏点の耐力の 1/3 の点をひび割れ点とする(以降、図-10 に示すように、原点からひび割れ点までを「区間 i」、ひび割れ点から降伏点までを「区間 i-y」、降伏点以降を「区間 q」とする)。次に図-11 に示すように、ひび割れ点までの初期剛性を ϕ_{si} で一律に低減した。その後降伏点は動かさずに、低減後のひび割れ点とつながるよう、区間 i-y の Sd 方向を縮小しはめ込んだ。

(2) 降伏点割線剛性低減方法

図-12に示すように、降伏点の割線剛性を ϕ_{sy} で低減した。その後区間 i-y においてひび割れ点と、低減後の降伏点の間にはまるように、区間 i-y のSd方向を拡大しはめ込んだ。

(3) 耐力低減方法

図-13に示すようにSaを一律 ϕ_q 倍した。

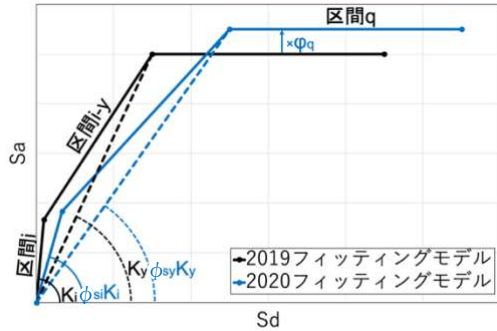


図-10 各 ϕ 説明概念図

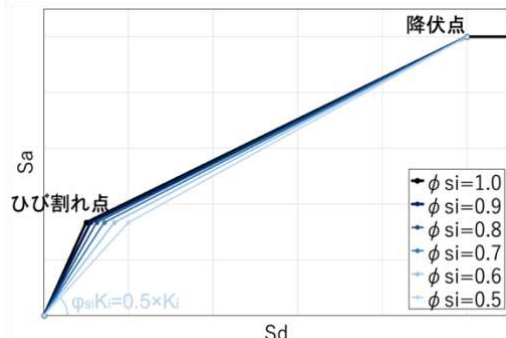


図-11 初期剛性低減方法

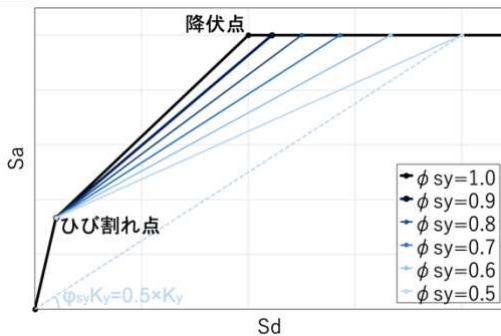


図-12 降伏点割線剛性低減方法

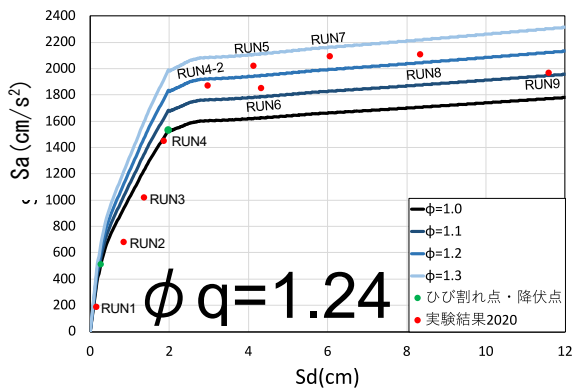


図-13 ϕ_q 算定

4.3.3 包絡線比較

(1) 初期剛性、降伏点割線剛性、耐力

図-14、図-15に2019年度と2020年度の加速度計より得られた荷重-変形関係(1層せん断力-頂部変形角関係)を示す。1層せん断力は、加速度計で記録した各階の加速度に質量を乗じて算定した水平力を累加することで求めた。図-5に横軸を各RUNの最大変形、縦軸を最大耐力(応答加速度)として定義した最大応答点を結んだ荷重-変形関係包絡線を示す。

図-13に示すように最大耐力を一致させると $\phi_q=1.24$ となった。次に図-16に示すように、RUN1の最大応答点を通るように、初期剛性を低減させると回復係数 $\phi_{is}=0.60$ となる。さらに、上記の設定で、図-17に示すようにひび割れ発生~降伏メカニズム形成までのRUN3, RUN4, RUN4-2の挙動を最もよく表す ϕ_{sy} を、最小二乗法によって求めると、 $\phi_{sy}=0.84$ なった。つまり降伏変位は $1/0.84=1.19$ 倍となり、同じ変位の時の塑性率が2019年度に比べ小さくなる。これは図-18から分かるように残留変形が2020年度の方が小さいことと合致する。

以上より今回の実験の試験体では、ひび割れなどの補修により、架構全体としては初期剛性が60%程度、降伏点剛性が84%程度まで回復していた。一方、最大耐力については、補修前の124%と高くなった。この原因は、鉄筋のひずみ時効硬化など²⁾が考えられるが、詳細は今後の検討課題である。

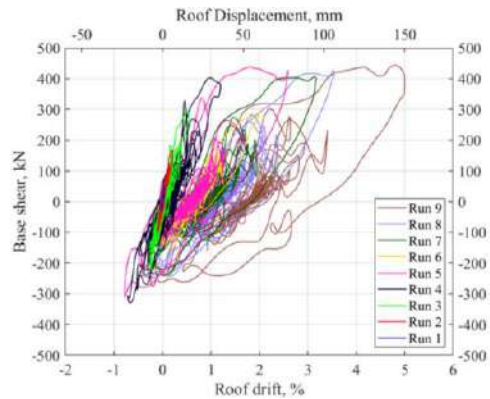


図-14 2019年度荷重-変形関係

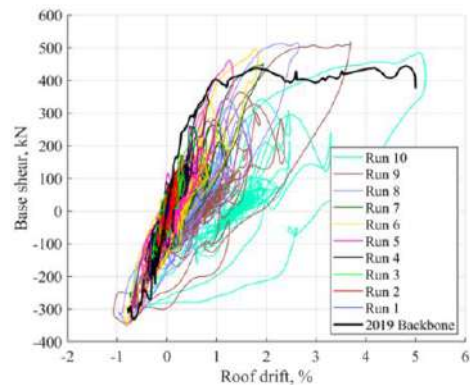


図-15 2020年度荷重-変形関係

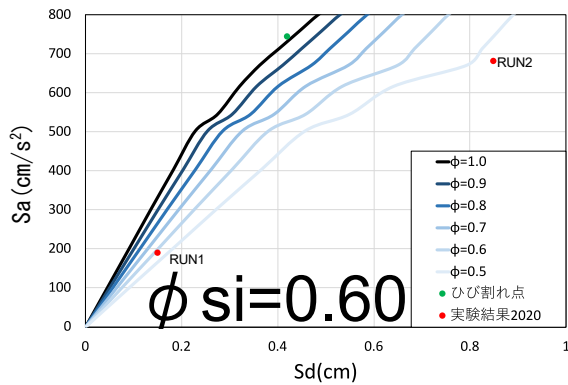


図-16 ϕsi 算定

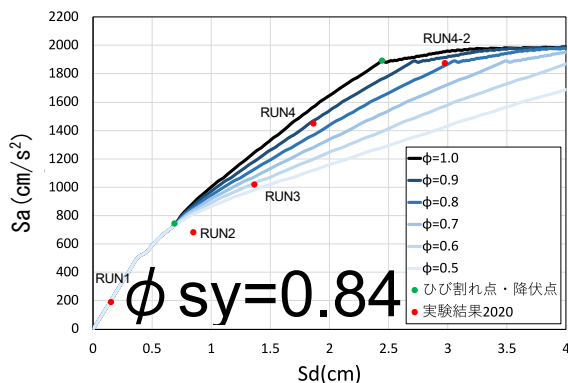


図-17 ϕsy 算定

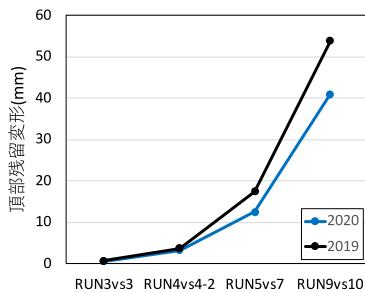


図-18 頂部残留変形比較

(2) エネルギー吸収能力

応答スペクトル法に基づいて推定した応答と、実際の応答が一致するような応答低減率 F_h を求め、そこから(1)式の関係に基づいて、等価粘性減衰定数 heq を求めた。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10heq) \quad (1)$$

図-19 に示すように、横軸を塑性率で基準化すると2020年度の方が2019年度よりも heq が低下していることが分かる。

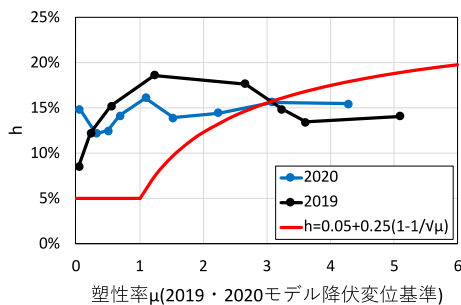


図-19 heq 推移比較

5. 結論

大破程度の損傷が発生した縮小4層RC架構試験体に対して補修を施し、再度振動実験を行った結果、

- (1) 補修後の試験体の崩壊メカニズム、損傷の進展状況は新設時と大きな差はなく、変形能力の低下も見られなかった。
- (2) ひび割れについては、新しいひび割れの発生本数は新設試験体より少なく、補修したひび割れが拡幅したと思われる、完全なひび割れ補修には至らなかったと考えられる。
- (3) しかし初期剛性は6割程度、降伏点剛性は8割5分程度、補修による構造性能の回復の効果が見られた。
- (4) 補修後の試験体耐力は、2割程度増加した。

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。

実験の立案、試験体の設計、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、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。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2016.3
- 2) 田才晃, 山田哲弥, 小谷俊介, 青山博之：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, コンクリート工学年次論文集, 第7巻, 第1号, pp.653-656, 1985
- 3) 三浦耕太, 藤田起章, 田畑佑, 前田匡樹, Shegay Alex, 米澤健次：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, 第86巻, 第780号, pp. 247-257, 2021.2
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- 5) 全国官報販売共同組合：2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8