

論文 損傷部材の選択補修による RC 建築物の構造性能回復の評価方法の提案

秋谷 理穂*1・三浦 耕太*2・永井 智基*1・前田 匡樹*3

要旨: 震害を受けた建物の補修のコスト削減や工期短縮を実現する補修計画として必要な部材だけ選択し補修（選択補修）する方法の検討を行う。本論文では選択補修時の建物性能の算出結果の精度向上とその算出方法の簡易化を目的とし、補修による構造性能回復データベースの拡張、また補修後の耐震性能の回復度の略算法の精度向上を行った。略算法の精度向上の為、補修後の建物の応答変形が小さい場合は剛性に関わる回復係数を、応答変形が大きい場合は耐力やエネルギー吸収量に関わる係数を複数組み合わせることで略算法による結果がより精算法の結果に近づくことが分かった。

キーワード: 選択補修, 性能回復, データベース, 略算法

1. はじめに

持続可能な社会の実現のため、建物の長寿命化や地震時の補修による早期の復旧が求められている。現在、日本の建物の復旧方法は損傷全ての補修または建て替えが一般的である。耐久性の観点から雨漏り等に影響する損傷は直すべきではあるが、室内の損傷が軽微な部材については補修を行わずとも建物の耐震性能は必要性能を満足する可能性があると考えられる。補修の範囲を限定する復旧方法（以下、選択補修）により建物が必要な耐震性能を満たす場合、**図-1**に示すように他の復旧方法と比較し補修面積の縮小による作業時間の削減や足場の必要量の減少による工期の短縮や補修コストの削減につながる可能性がある。

筆者らの研究では、選択補修を行った際の建物の性能を評価する方法として保有耐震性能指標 α を用いる精算法と部材の内力仕事を用いる略算法を提案した¹⁾。しかし、略算法による選択補修を行った建物の耐震性能の結果は精算法とずれがあり、推定精度は必ずしも十分ではなかった。また、略算法による補修建物の耐震性能評価では部材性能の回復係数と性能低減係数を利用する。性能低減係数については文献2・3を基にした値を利用する。それに対し、回復係数は部材の補修実験が報告されている既往研究を収集し、それらの報告にある試験体の補修による性能の回復度をまとめたデータベースを基に算出した値を利用

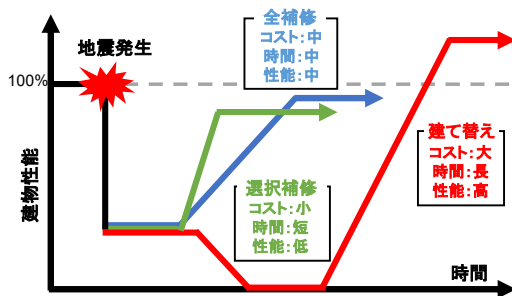


図-1 性能回復方法別のタイムフロー

する。しかし、現状では上述のデータベースに利用が可能な試験体の数が少なく、回復係数の精度が低いことが懸念される。従って本研究では選択補修を行った建物の耐震性能の算出結果の精度向上とその方法の簡易化を目的とし、データベースの拡張、また略算法について想定する損傷量に合わせ複数の係数を組み合わせる手法を提案しその結果の検討を行う。

2. 回復係数のデータベース拡張と精度向上

2.1 既往研究の分析

現在、震災建物の耐震性能の低下は日本建築防災協会の「震災建築物の被災度判定基準及び復旧技術指針」²⁾において、便宜的に耐力を一律に低減する考えの下、損傷後については「性能低減係数 η 」、補修後については「耐力回復

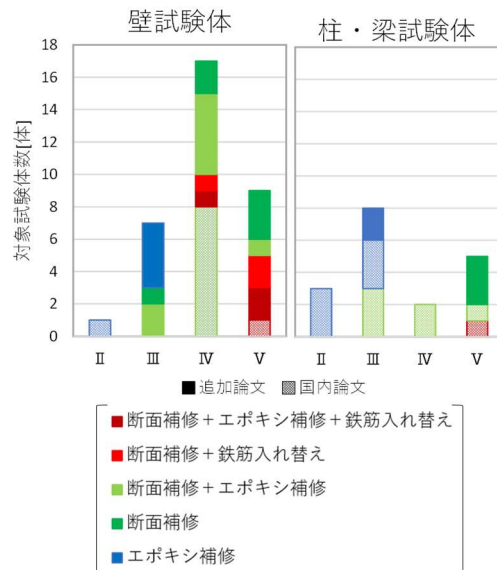


図-2 対象論文の内訳

*1 東北大学大学院 工学研究科 (学生会員)

*2 大林組 博士 (工学) (正会員)

*3 東北大学大学院 工学研究科 教授・博士 (工学) (正会員)

係数 ϕ 」により耐震性能の回復度合いを評価する手法が示されている。これに対し、フレームモデルを用いた解析に適用するため部材の初期剛性 K_i や降伏剛性 K_y について、損傷による低減係数が伊藤ら²⁾により、補修による回復度については参川ら³⁾により検討されている。

参川らの研究では性能回復係数 ϕ の算出のため日本国内で行われた補修部材実験 7 論文、全 19 試験体について回復係数の算出・分析を行ったが試験体数が不足している。よって本論文では日本国外（主にニュージーランド、アメリカ）で行われ、日本の補修工法と同様の方法が用いられている補修実験 13 論文、全 26 試験体について新たに回復係数の算出・分析を行った(表-1)。

分析を行った既往研究の試験体情報を図-2 に示す。今回の対象論文の追加により、損傷度 III の壁試験体など既往研究では不足していた損傷度に対応する性能の回復係数のデータを補うことが出来た。

2.2 耐震性能回復係数の決定

2.1 節で示した試験体について、荷重-変形曲線をひび割れ点、降伏点を含む 3 折れ線に近似することで、初期剛性、降伏剛性、耐力の回復係数 (ϕ_{si} , ϕ_{sy} , ϕ_q) の算出を行った。3 折れ線化の詳細な方法は文献 3 を参照されたい。部材種、また損傷度ごとの各回復係数の算出結果を図-3 に示す。柱、梁については「被災度区分判定基準」⁵⁾にて等しい回復係数が示されているため本検討では同一の評価を行った。また、文献 3 での算出結果も合わせて示す。

文献 3 の算出結果と今回新たに追加した試験体の算出結果を比較すると、両者に大きな差がないことが分かる。

今回、回復係数の算出の対象とした試験体の数が特に多くあった壁部材の損傷度 III~V の算出結果についての標準偏差と変動係数を算出した値を表-2 に示す。耐力回復係数については値のばらつきが少ないことが分かるが、初期剛性、降伏剛性については前者と比較すると各試験体の回復係数のばらつきは大きくなっている。

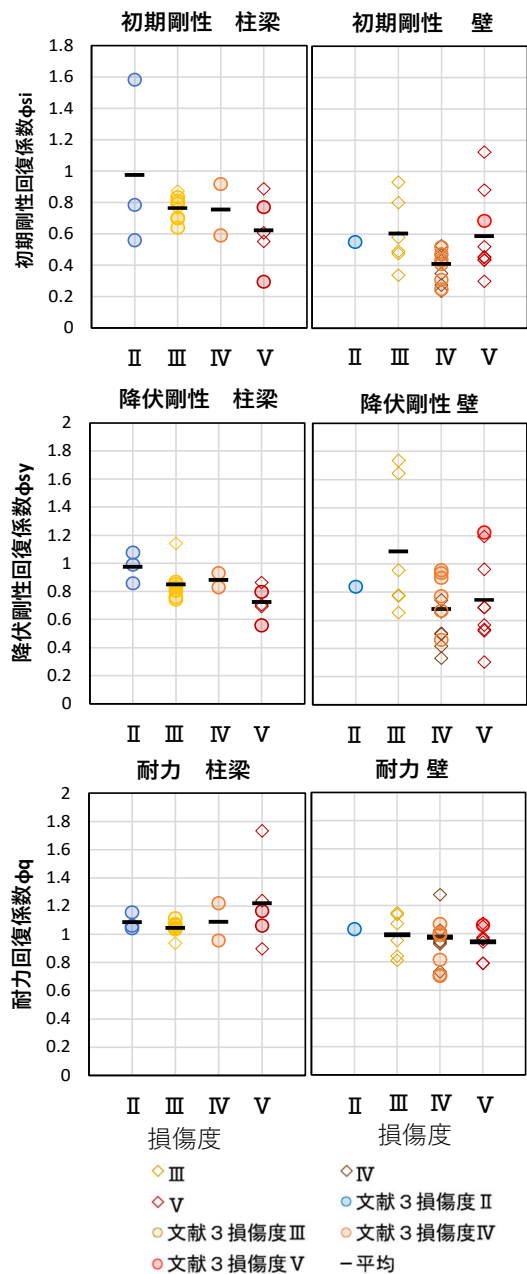


図-3 回復係数算出結果・比較

表-1 データベースに追加した既往論文一覧

著者	発表年	論文名/発行
Barda, F.	1972	Shear strength of low-rise walls with boundary elements/Doctoral dissertation, Lehigh University
Wang, T.	1975	Hysteretic behavior of reinforced concrete framed walls /Doctoral dissertation, University of California, Berkeley
Iliya, R.	1980	Effects of amount and arrangement of wall-panel reinforcement on hysteretic behaviour of RC walls /Doctoral dissertation, University of California, Berkeley
Fiorato, A.	1983	Behaviour of earthquake resistant structural walls before and after repair/Journal Proceedings 80 (5)
Okamoto, S.	1984	Testing, repair and strengthening, and retesting of a full scale seven story reinforced concrete building/Special publication, 84
Lefas, I.	1990	Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals/Structural Journal 87(6)
Vecchio, F.	2002	Behavior of repaired cyclically loaded shear walls/ACI Structural Journal 99(3)
Antoniades, K.	2003	Cyclic Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Walls Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymers Reinforcement /ACI Structural Journal 100(4)
Durga, K.	2016	Performance of partially damaged squat shear walls under reversed cyclic loading /9th Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures
Motter, C.	2017	Seismic performance of repaired lightly reinforced concrete walls/Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering 50(4)
Cortés-Puentes, L.	2018	Cyclic loading testing of repaired SMA and steel reinforced concrete shear walls/Engineering Structures 168
Celebi, M.	1973	Hysteretic behavior of epoxy-repaired reinforced concrete beams/College of Engr. Univ. of California
Amer M. ElSouri	2011	Seismic Repair and Strengthening of Lap Splices in RC Columns: Carbon Fiber-Reinforced Polymer versus Steel Confinement / J. Compos. Constr., 2011, 15(5): 721-731

また、文献3の結果と今回の算出結果を合わせた平均値を図-3中の黒の横線で示す。壁の試験体において、損傷度IVに比べ損傷度Vの試験体の回復係数が大きい傾向がある。これは、後者の試験体にはコンクリートによる断面補修に加え、鉄筋の入れ替えが行われた試験体が多いことが原因であるとする(図-2)。

従って、本研究では算出結果の調整は行わず、文献3で扱われた試験体と今回新たに分析を行った試験体のすべての平均値で回復係数の再評価を行う事とした。

なお、今回のデータベースの分析より結果を得ることが出来なかった部分について、損傷度Iの柱・梁部材の回復係数は今回の損傷度IIの算出値を準用、損傷度I・IIの壁部材については部材実験⁴⁾の算出結果を利用している。また、損傷度Iの部材は降伏前であり⁵⁾、補修後の載荷での降伏剛性は新設時と同等と考えることが出来る。従って損傷度Iの降伏剛性回復係数は1と定めている。また、減衰については文献3の算出結果を利用した。

以上により決定した初期剛性・降伏剛性・耐力の回復係数を表-2に示す。また、性能低減係数 η は、初期剛性、降伏剛性については既往の補修部材実験⁴⁾の結果を基に定め、耐力については、文献2の値を用いた(表-3)。以降の検討の回復係数 ϕ にはこの結果を用いることとする。

3. 補修建物の耐震性能の評価

選択補修時の構造性能については、対象とする性能レベル(限界状態)に応じて剛性や耐力、変形性能等、影響する項目が複数考えられる。本研究では、補修前後の建物全体の耐震性能を評価する指標として保有耐震性能指標 $\alpha^6)$

表-2 標準偏差・変動係数表

損傷度	初期剛性			降伏剛性			耐力		
	平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数
III	0.60	0.20	0.34	1.09	0.43	0.40	0.99	0.13	0.14
IV	0.41	0.10	0.26	0.68	0.20	0.29	0.96	0.17	0.18
V	0.59	0.25	0.42	0.74	0.30	0.40	0.95	0.10	0.10

表-3 回復係数 ϕ

損傷度	回復係数 ϕ							減衰
	初期剛性		降伏剛性		耐力			
	柱・梁	壁	柱・梁	壁	柱・梁	壁		
I	0.98	0.55	1	1	1.05	1.03	1	
II	0.98	0.55	0.97	0.86	1.09	1.03	0.95	
III	0.76	0.60	0.85	1.09	1.04	0.99	0.8	
IV	0.75	0.41	0.88	0.68	1.09	0.96	0.7	
V	0.62	0.59	0.72	0.74	1.22	0.95	0.65	

赤字 本研究の算出値 黄色 文献3による算出値 赤字 算出値の準用箇所

表-4 性能低減係数 η

損傷度	性能低減定数 η						
	初期剛性		降伏剛性		耐力		減衰
	柱・梁	壁	柱・梁	壁	柱・梁	壁	
I	0.40	0.55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.95
II	0.14	0.34	0.38	0.57	1.00	1.00	0.8
III	0.08	0.23	0.21	0.39	1.00	1.00	0.75
IV	0.06	0.17	0.17	0.29	1.00	0.99	0.7
V	0.04	0.11	0.11	0.19	0.77	0.65	0.65

を採用する(以下、精算法(図-4))。また、精算法ではすべての選択補修モデルのフレーム解析が必要となるのに対し、本検討では略算法として新設時の建物モデルの解析結果を利用し、部材が吸収するエネルギーと補修箇所の組み合わせで耐震性能を簡易に計算する方法を提案し、両者を比較する。

3.1 検討の対象とする限界状態

建物の耐震性能には、大地震に対する終局安全性(安全限界)に加えて、中小地震に対する使用性(使用限界)や修復性(修復限界)などがあり、補修による復旧計画はどの性能の回復に重点を置くかにより変化すると思われる。本研究では、耐震性能評価指針⁶⁾に従い、使用限界、修復限界I、修復限界II、安全限界の4つを検討の対象とする。

3.2 精算法(保有耐震性能指標 α)

精算法では、選択補修モデルが各限界状態に至った時点の保有耐震性能指標 α を評価する。

補修後の建物のモデルは、補修(無補修)を想定する部材の荷重-変形関係を初期剛性、降伏剛性、耐力の回復係数 $(\phi_{si}, \phi_{sy}, \phi_q)$ (性能低減係数 $(\eta_{si}, \eta_{sy}, \eta_q)$)により低減する。また、等価粘性減衰定数 h は式(1)から式(3)により、各部材について減衰回復係数 ϕ_h または減衰性能低減係数 η_h を適用し、それらを統合して建物全体の保有耐震性能指標 α の算出に用いている。なお、初期剛性・降伏剛性・耐力の回復係数については2章で算出した値を、減衰の回復係数については文献3にて算出された値を利用した。

$$h = \frac{\sum mh_{ei} mW_i}{\sum mW_i} + 0.05 \quad (1)$$

$$mh_{ei} = 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_i}}\right) \times \phi_h \quad (2)$$

$$mW_i = \frac{1}{2} M_i \theta_i \quad (3)$$

μ_i : 対象の限界状態時の部材の塑性率

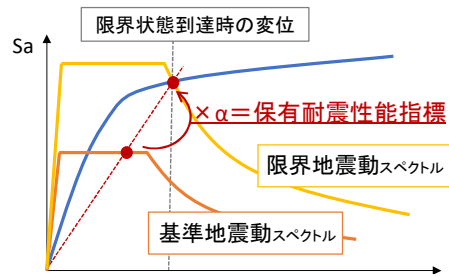


図-4 保有耐震性能指標

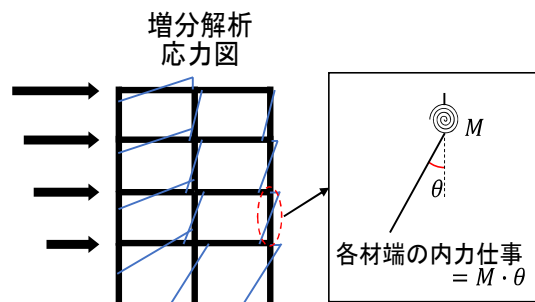


図-5 内力仕事の算出手法

M_i : 対象の限界状態時の部材の曲げモーメント

θ_i : 対象の限界状態時の部材の回転角

3.3 略算法 (耐震性能残存率 R_{repair})

略算法では「被災度区分判定基準」⁵⁾の耐震性能残存率の考え方にに基づき、 M (:部材の材端モーメント)と θ (:部材の回転角)の積を新設部材の内力仕事量と考える(図-5)。またこの値に性能低減係数 η を乗じた値を補修しない損傷部材の、性能回復係数 ϕ を乗じた値を補修する部材の内力仕事量とし新設時の全内力仕事量に対する選択補修時の全内力仕事量を補修後耐震性能残存率 R_{repair} と定め、この値を用いて選択補修時の建物性能の評価を行う(式(4))。

$$R_{repair} = \frac{\sum \eta M \theta + \sum \phi M \theta}{\sum M \theta} \quad (4)$$

また、本検討で R_{repair} の算出に使用する M θ は分母・分子共に新設建物の各限界状態での荷重増分解析結果を利用する。

式(4)で示すように、 R_{repair} の算出には性能低減係数 η と回復係数 ϕ を対象となる部材の吸収エネルギー量に乘じる式となっている。しかし、 η と ϕ の両係数は初期剛性、降伏剛性、耐力、減衰それぞれに異なる値が示されており、それらの値を目標とする限界状態に合わせて代入する必要がある。そこで、各限界状態に適する R_{repair} の算出のため、複数の回復係数または性能低減係数を組み合わせて評価する手法の提案を行う。

今回検討に用いたモデル(詳細は4章を参照)において、性能曲線上の各限界状態は図-6に示す位置にあることから本研究では使用限界については初期剛性・降伏剛性が影響し、修復限界I・修復限界II・安全限界については耐力・減衰が影響すると仮定した。また、損傷後の建物の残留変形は微小であるとし検討には含まない。以下に限界状態別の影響度の設定方法の詳細を述べる。

(1) 使用限界

使用限界時の性能は初期剛性・降伏剛性に基づいて評価する。本検討では各限界状態を応答変形 S_d の値で定義しており、使用限界変形は、架構全体の等価1質点系の荷重-変形関係のひび割れ点と降伏点の間に位置すると考えられる。図-7示すように、新設と補修後または損傷後の使用限界変形時の耐力差が耐震性能の差であると考えられる。図-7示すように、 S_{ar} (:損傷または補修後の性能の応答点)を S_{ao} (:新設時の性能の応答点)で除した値である ϕ_{q1} の値が新設時の性能に対する損傷または補修後の使用限界時の建物の性能の低減率と考える。

ϕ_{q1} の式の導出は図-8に示すように応答点の位置を仮定し行った。なお、 S_{dL} (:限界状態時の応答変位)は振動台実験の結果に基づく使用限界時の変位(詳細は4.1を参照)、 S_{dy} (:新設時の降伏変形)は新設時の性能曲線をバイリニア化した際の降伏点である。この仮定に基づき、使

用限界時変位 S_{dL} が、ひび割れ点と降伏点の間に位置すると仮定して、初期剛性回復係数 ϕ_{si} と降伏剛性回復係数 ϕ_{sy} を用いて定式化を行い式(5)を得た。

$$\phi_{q1} = \frac{S_{ar}}{S_{ao}} = \frac{2S_{dy} + 5(S_{dL} - \frac{S_{dy}}{10} \frac{1}{\phi_{sy}}) \frac{1}{2} (3\phi_{sy} - \phi_{si})}{2S_{dy} (S_{dL} - \frac{S_{dy}}{10})} \quad (5)$$

(2) 修復限界・安全限界

耐力・減衰の影響を考える。エネルギー吸収量は補修または損傷により図-9に示すように耐力の低減と減衰による除荷剛性の低下によって減少すると考えられる。従って、新設時の性能に対する各限界状態時の建物の性能の実際の低減率を ϕ_{q2} とすると ϕ_{q2} は耐力回復係数 ϕ_q と減衰回復係数 ϕ_h を用いて式(6)により表すことができると仮定した。

$$\phi_{q2} = \phi_q \times \phi_h \quad (6)$$

4. 既往の実験に対する適用

4.1 検討対象実験

本研究では2020年度に行われた縮小4層RC架構の振

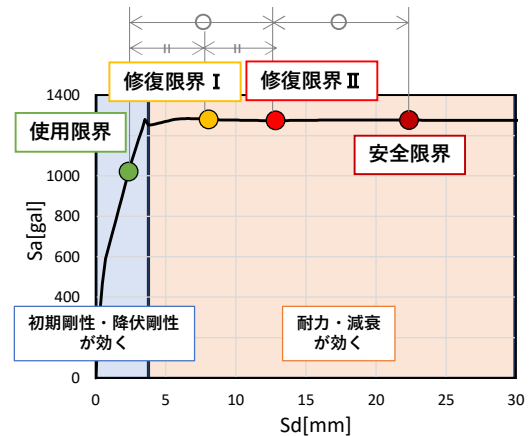


図-6 回復・低減係数の影響評価

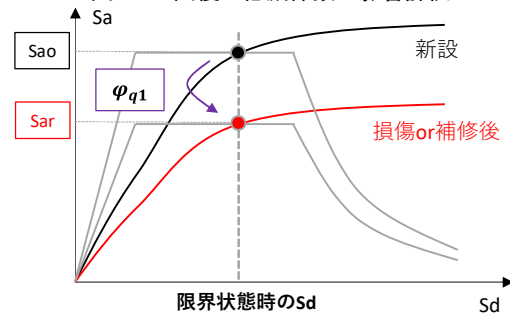


図-7 応答点による評価イメージ

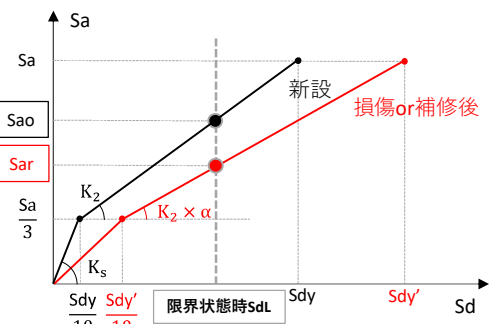


図-8 式の作成における性能曲線の設定

動実験⁷⁾を対象とし検討を行う。試験体の概要を図-10に示す。なお、記載の損傷度は新設試験体の加力終了時(頂部変形5%時点)の損傷度である。新設時試験体は1/4スケールのRC 4層の連層耐震壁(矩形の壁柱)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が発生し、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された。

対象架構の各限界状態は、新設振動台実験のフレームモデルの荷重増分解析結果を等価1質点系に縮約した応答加速度Sa-代表変位Sd曲線上で、使用限界は最初の部材が降伏するステップの変位、安全限界状態は、振動実験で連層耐震壁が曲げ破壊した加振の最大応答変形とし、修復限界IIは、使用限界と安全限界の間点、修復限界Iは、使用限界と修復限界IIの間点とした。(図-6)

4.2 建物の解析モデル

本検討では弾塑性解析ソフトSNAPver8を用いた。新設試験体のモデルは、耐震壁及び柱梁を材端に曲げバネ、中央にせん断バネと軸バネを持つ線材に置換したフレームモデルとし、長期荷重は梁の分布荷重として加えた。また、壁・柱共に基礎固定の条件としている⁸⁾。選択補修架構モデルは新設試験体のモデルの部材復元力特性に対して、無補修部材は性能低減係数 η (表-1)、補修部材は性能回復係数 ϕ (表-2)を用いて各性能を低減し作成した(図-11)。

4.3 選択補修による耐震性能の回復結果

本検討では、選択補修モデルとして階別に補修した4モデル(1階のみ補修、2階のみ補修、3階のみ補修、4階の

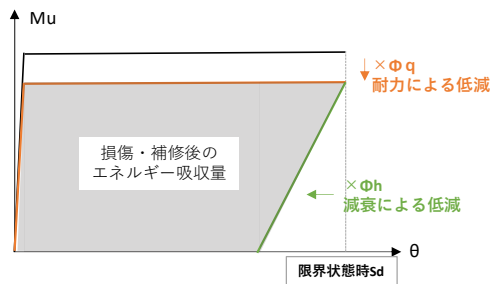


図-9 エネルギー吸収量の変化イメージ

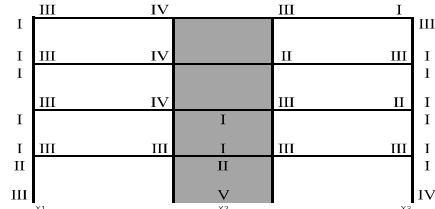


図-10 4層架構振動台実験試験体

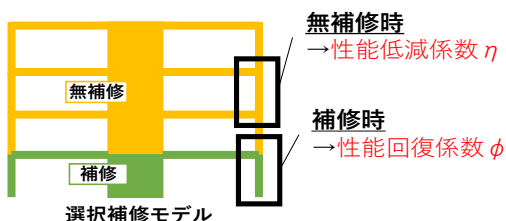


図-11 選択補修モデルの作成手法

み補修)と全補修モデル、無補修モデルの計6モデルについてそれぞれ解析・検討を行った。

補修モデルの解析結果から算出した保有耐震性能指標 α を図-12に示す。すべての限界状態において、補修をしない(無補修)の建物の耐震性能は新設(補修前)に対して、5割~7割程度に低下する。また、すべての部材を補修する(全補修)場合は新設と同程度まで性能が回復する。特定階のみの選択補修では、耐震壁脚部の損傷が大きい1階の補修では、性能が大きく回復するのにに対して、2F~4Fの選択補修では、性能がほとんど回復しないことが解る。

4.4 略算による性能回復度の評価精度

略算法・精算法の結果の比較を図-13に示す性能上昇率で比較を行う。性能上昇率は、選択補修時の無補修時に対する性能上昇量を、全補修時の性能上昇量で基準化したものである。

3.3節で提示した略算法及び3.1節に示した精算法による性能上昇率の算出結果を図-14に示す。また、略算法について文献1にて算出された1種類の回復係数(使用限界:初期剛性回復係数, 修復限界:降伏剛性回復係数, 安全限界:耐力回復係数)のみを利用した結果を比較のため示す。結果より、すべての限界状態について1Fの算出結果と比較し2F,3F,4Fの算出結果は精算法と略算法の誤差が大きくなった。精算法において、保有耐震性能指標 α を算出する際に2F,3F,4Fの選択補修モデルでは剛性が大幅に低下する影響で、性能曲線が新設時と大幅に変化する(図-15)。略算法では、いずれの補修計画においても限界状態を変位により決定しているため限界状態時を適切に評価することが出来ず、精算法と差が生じたものと考えられる。

しかし、係数を組み合わせて利用することにより、略算法と精算法の算出結果の誤差は行わない場合と比較し減少した。また、実際に選択補修を行う際に大幅に剛性が低下する手法をとることは少ないと想定される。以上から、本検討で提案した複数の係数を考慮した略算法により、以前の手法と比較してより実際の損傷状況合わせた性能の低減を行うことが可能となった。特に、補修後の建物の剛性が補修前と比較し著しく低下しない場合(本検討における1Fのみを補修した場合)では、複数の係数を考慮した算出結果はそうでない場合と比較し大きく精算法の結果に近づくことが分かった。

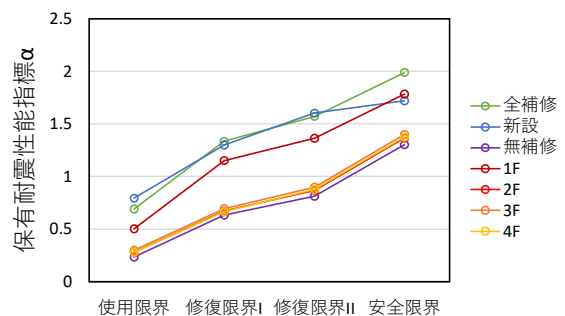


図-12 保有耐震性能指標 α

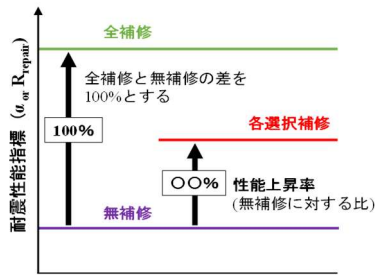


図-13 性能上昇率の定義

■ (5)式利用 ■ (6)式利用
 ■ 保有耐震性能指標 α ■ 文献1

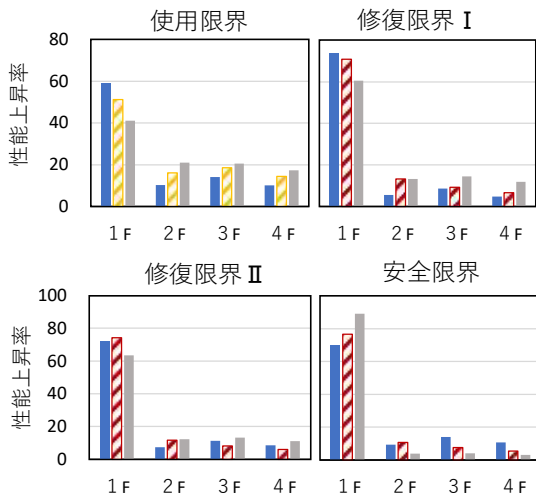


図-14 性能上昇率比較

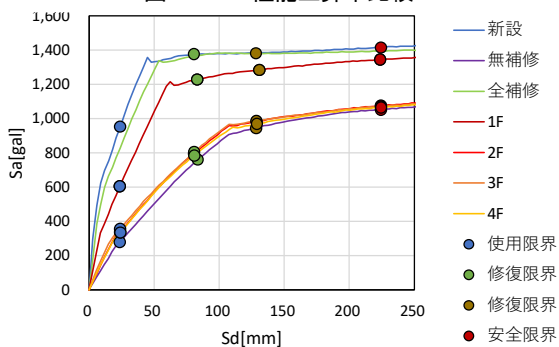


図-15 選択補修時の性能曲線

5. 結論

損傷した建物の一部の部材のみを補修（選択補修）した場合の建物性能の評価精度の向上と、簡略化を目的として、補修部材実験のデータベースの拡張及び性能評価法の提案を行った。

- データベースの拡張により、不足していた損傷度に対応する試験体のデータを補い、回復係数の精度の向上を行った。
- 回復係数について、損傷度が大きい方が、鉄筋交換等、補修方法が大掛かりになるため、回復係数が高くなる場合があることを確認した。
- 使用限界時の略算法による耐震性能評価に関して、初期剛性と降伏剛性の係数を組み合わせた評価法を提案した。

- 修復限界，安全限界時の略算法による耐震性能評価に関して，耐力と減衰の係数を組み合わせた手法を提案した。
- 既往の架構試験体実験結果を用いた検証により，提案手法によって簡易かつ精度良く補修建物の性能を評価できることを確認した。

謝辞

本研究は，科学研究費補助金・国際共同研究強化(B)・「構造性能・修復費用・経済損失を統合した修復指標の開発と次世代耐震性能設計への展開」（課題番号・JP21KK0074，研究代表者・前田匡樹）の助成を受けました。

データベースの作成にあたり Alex Shegay 氏， Gonzalo Munoz 氏をはじめとするオークランド大学の方々， Aurecon 社の Dr. Mehdi Sarrafzadeh 氏に多大なるご支援，ご協力を賜りました。

研究を進めるにあたり，建築研究所・関松太郎氏に多大なるご支援，ご協力を賜りました。

ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 参川朗，永井智基，秋谷理穂，他：損傷部材の選択補修による RC 造建物の構造性能回復と各部材の影響の評価その 1～3，日本建築学会大会，2023
- 2) 伊藤淑紘，鈴木裕介，前田匡樹：損傷部材の強度・変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建物の残存耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.787-792. 2015.7
- 3) 参川朗，秋谷理穂，永井智基，Alex Shegay，三浦耕太，前田匡樹，関松太郎：震害を受けた鉄筋コンクリート造部材実験のデータベースによる剛性・耐力・履歴減衰の補修による回復度評価，日本地震工学会大会，2022
- 4) 三浦耕太，参川朗，永井智基，Alex Shegay，穴吹拓也，他：RC 造曲げ降伏型部材の補修後の構造性能と損傷性状に関する静的載荷実験 その 1～その 5，日本建築学会学術講演梗概集，構造 IV，pp.425-434，2022.9
- 5) 日本建築防災協会：2015 年改訂版 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
- 6) 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，2004.7
- 7) 参川朗，Alex Shegay，三浦耕太，前田匡樹：縮小 4 層 RC 造架構の振動台実験による補修効果の評価，コンクリート工学年次論文集，第 43 巻，第 2 号，pp.829-834，2021.5
- 8) 三浦耕太，藤田起章，田畑佑，前田匡樹，Alex Shegay，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