

論文 構造性能の異なる梁部材を有する架構の耐震レジリエンス性能評価

廣澤 実優*1・向井 智久*2・坂下 雅信*3・衣笠 秀行*4

要旨：本稿では、構造実験を実施した4体の試験体（RC梁、ヒンジロケーション梁、PC梁、ヒンジロケーションPC梁）のそれぞれを梁部材として用いた架構モデル4棟の解析を実施し、各モデルの応答点に対する修復限界余裕度、安全限界余裕度を比較し、各構造の耐震レジリエンス性能の評価結果に与える影響を試算した。その結果を踏まえ、本稿で検討した架構モデルについて、耐震レジリエンス性能を高めるために必要な設計上の配慮について考察を行った。

キーワード：RC造架構モデル、PC梁、ヒンジロケーション梁、耐震性能残存率、修復限界、安全限界

1. はじめに

近年、現行の建築基準法に規定される大地震に倒壊しない性能だけでなく、レジリエンス性の高い建物、すなわち大地震の損傷を抑える、もしくは損傷したとしても迅速な修復ができることによって継続使用を可能とする建物が求められている。建物の耐震レジリエンス性は、**図-1**に示すように、被災時の構造性能低下を抑える抵抗力、性能低下後に元の建物性能に戻すための復旧時間の長さに基づく復旧性能の2つの要素にて構成される。建物のレジリエンス性の評価では、建物を構成する部材の損傷度や修復に必要な労務量の評価が必要である。筆者らは、上記の検討に必要な情報を文献1, 2)で収集済みであるが、これらの情報を用いた架構全体の評価はこれまでに実施していなかった。

そこで本稿では架構の耐震レジリエンス性の評価を行うことを目的とし、文献1, 2)で示した構造性能の異なる梁部材を有する4棟の架構のモデル化を行う。実験から得られた各部材の損傷性状や修復性能を基に、静的増分解析結果より安全・修復限界点、地震応答解析より応答点を算出し、応答点と各限界点の比率から各限界状態に対する余裕度を算出し、各架構の耐震レジリエンス性能評価に関する構造的特徴とその課題について検討する。

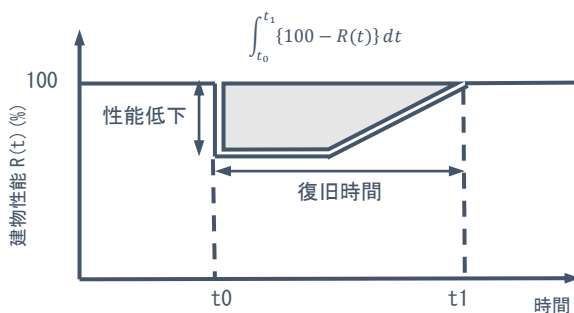


図-1 レジリエンストライアングル

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では、2023年度に実施した4体の梁部材を対象とした実験をもとに検討を行う。梁試験体は全4体で、従来工法のRC梁、ヒンジロケーション梁（以下HR梁）、アンボンドPC梁（以下PC梁）、ヒンジロケーション工法とアンボンドPCを組み合わせたヒンジロケーションPC梁（以下HRPC梁）を対象とした実験を行った。いずれの試験体も曲げ破壊を想定しており、せん断余裕度を通常より十分高くして試験体設計を行った。せん断余裕度は文献3)に記載の曲げおよびせん断終局強度式を用いて算出した。試験体形状や配筋、変位計取り付け位置、ひずみゲージ貼り付け位置などの詳細については文献1)を参照されたい。

2.2 加力・計測計画

本実験では後述する損傷度－塑性率関係の算出を目的として、除荷時に残留ひび割れ幅、ひび割れ長さ、コンクリートの浮き剥落状況、鉄筋の座屈とPC鋼棒の破断の有無を計測している。ひび割れ幅は、各載荷2サイクル目で計測を行った。ピーク時には各ひび割れの最大ひび割れ幅を、除荷時にはピーク時に計測した箇所のひび割れ幅を、クラックスケールを用いて目視で計測した。ひび割れ長さおよび浮き剥落面積は、OHPシートを用いて目視で計測した。全体変形、曲げ・せん断変形および損傷度－塑性率の算出に用いるヒンジ位置曲げ回転角は、試験体に取り付けた変位計の値から算出した。試験体内部の鉄筋、PC鋼棒に貼り付けたひずみゲージからひずみを、PC鋼棒に取り付けたロードセルから緊張力をそれぞれ測定し、鉄筋、PC鋼棒の降伏状況を把握した。なお、計画時点ではRC梁を本実験後に修復し、再載荷することを想定していたため、部材角2%で加力を終了した。

*1 東京理科大学 創域理工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 構造基準研究室長 博士 (工学) (正会員)

*3 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*4 東京理科大学 創域理工学部建築学科 教授 工学博士 (正会員)

2.3 実験結果

2.3.1 荷重-変形関係のトリリニア化

実験で得られたヒンジ位置における曲げモーメントと曲げ回転角の関係と実験結果の包絡線をトリリニア化したものを図-2に示す。ここで曲げ回転角に着目している理由は、全試験体とも設計時の想定通り曲げ破壊し、曲げ変形が全体変形の78%~92%を占めたためである。PC梁・HRPC梁はRC梁・HR梁に比べ残留変形が抑制されたことが確認できる。またPC梁・HRPC梁の図にはPC鋼棒の降伏点を赤丸で、降伏以降の挙動を灰色点線で示している。PC梁はヒンジ位置曲げ回転角2.5%で、HRPC梁は3.1%でPC鋼棒が降伏し、降伏以降同じ回転角であっても、曲げモーメントが降伏前よりやや下回ることがわかる。これはPC鋼棒の降伏による塑性化が進み、緊張力の低下が起こったためと言える。

2.3.2 損傷度-塑性率の関係

各試験体に対し部材損傷度の評価を行う。本検討で用いる評価手法一覧を表-1に示す。RC梁・HR梁においては文献4)に示された評価手法を用いる。PC梁・HRPC梁においては文献5)に示されたものがあるが、これは損傷度I~IVまでをひび割れ幅のみで評価している。しかし文献2)の実験結果から明らかなように、これらの試験体ではひび割れ損傷は抑えられているものの、コンクリートの剥落損傷が目立ったことから損傷度の評価方法としてコンクリートの圧縮時の損傷を考慮すると共に、RC

梁・HR梁との比較を行うために、文献4)に示された評価手法をPC構造に適用し、各損傷度に到達する残留ひび割れ幅の値やコンクリートの損傷状況を揃える形で評価を行った。かぶりコンクリートの剥落は、かぶりコンクリート全体が剥落し主筋が露出した状態とする。残留ひび割れ幅はサイクルごとに計測した値を直線で補間する。また、塑性率の算出にはヒンジ位置の回転角を用い、これを元にヒンジ位置塑性率を算定する。表-2にヒンジ位置曲げモーメント-ヒンジ位置曲げ回転角の実験値のトリリニア化による第2折れ点時のヒンジ位置曲げ回転角を、表-3に算出した損傷度-塑性率関係を示す。表-3内の太字で示した値が実験結果より算出した値であり、その他の値は次章で説明する耐震性能残存率を算出するために仮定した値である。RC梁においては、実験でコアコンクリートの露出が確認されず、損傷度IVに到達時の塑性率が算出できなかった。従って、HR梁、HRPC梁はともにかぶりコンクリートの剥落損傷が激しかったことからPC梁、HRPC梁の塑性率の関係性とRC梁、HR梁の塑性率の関係性が同様になると考え、損傷度IVでのHRPC梁に対するPC梁の塑性率の比をHR梁の塑性率に乘じることでRC梁の損傷度IVの塑性率と仮定した。損傷度Vの塑性率について、本稿で対象とする靱性能の高い矩形の柱梁は、ヒンジ領域にせん断補強筋が密に配置されており、損傷度IVに到達後、損傷度Vの到達が大変形になることが考えられるため、10で仮定した。

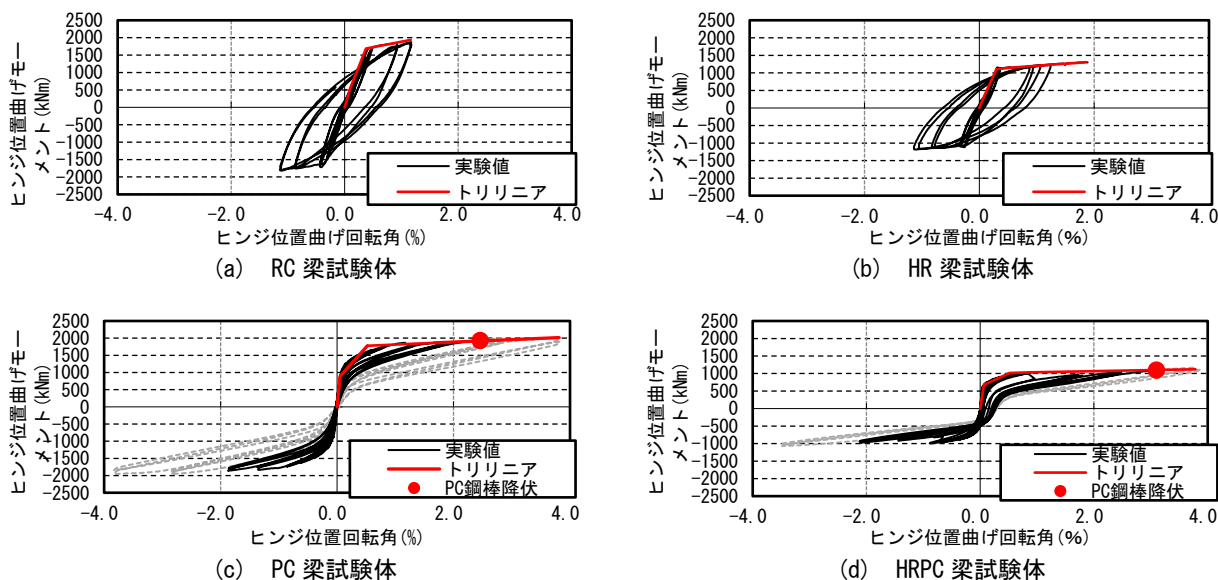


図-2 ヒンジ位置における曲げモーメントと曲げ回転角の関係

表-1 損傷度評価

試験体	損傷度	I	II	III	IV	V
RC梁 HR梁	文献4)	ひび割れ発生	梁主筋降伏または0.2mm以上*	1mm以上*	かぶりコンクリートの剥落	鉄筋座屈
PC梁 HRPC梁	文献5)	0.2mm以下*	0.2mm~0.5mm*	0.5mm~1mm*	1mm以上*	PC鋼棒破断
	提案手法	ひび割れ発生	0.2mm以上*	1mm以上*	かぶりコンクリートの剥落	PC鋼棒破断

表-2 第2折れ点時のヒンジ位置曲げ回転角

RC梁	HR梁	PC梁	HRPC梁
0.37%	0.30%	0.52%	0.52%

3. 解析概要

3.1 解析の手法と目的

2章で示した試験体と同じ特性を持つ梁部材を有する4棟の架構モデル（以下、RCモデル、HRモデル、PCモデル、HRPCモデルとする）を単軸ばねモデルで作成し、静的増分解析から架構の修復限界点と安全限界点を、地震応答解析から応答点を求め、各架構モデルの応答点に対する限界余裕度を評価する。なおHR・HRPCモデルは、早期の塑性化による応答点の抑制と、柱梁接合部の損傷抑制効果のうち、本稿では前者の利点に注目している。一方RC・PCモデルと比べ、同じ部材角での損傷が大きくなるという弱点が挙げられるため、両者を比較するために本工法を用いて解析検討を行う。解析には、任意形状フレームの弾塑性解析プログラムSNAP ver.8（構造システム(株)）を使用した。

3.2 架構のモデル化概要

文献6)を参考に5層平面架構モデルを作成した。モデル図を図-3に示す。節点は柱梁接合部の中心位置に設定し、1階柱脚の節点は移動・回転に関する拘束条件を固定、その他の節点はいずれも自由とした。柱梁部材はそれぞれ構造芯で線材置換し、剛域端位置はフェイス位置からD/4（Dは部材せい）接合部側に入り込んだ位置とした。崩壊機構は、全モデルとも全体崩壊形であり、基礎梁は降伏せず1階柱脚に降伏ヒンジが形成された。

3.3 各部材のモデル化概要

部材の単軸ばねモデルを図-4に示す。HR梁、HRPC梁はヒンジ位置にも節点を設定、かつ各ヒンジ位置に曲げばね、部材内にせん断ばねを設定してモデル化を行った。曲げばね、せん断ばねはひび割れと終局を考慮したトリリニアモデルとし、初期剛性に対する終局勾配は0.001とした。柱の軸ばねは、圧縮側は弾性とし、引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

表-3 損傷度-塑性率関係

損傷度	I	II	III	IV	V
RC梁	ひび割れ時	0.90	1.56	4.17	10.0
HR梁		0.90	1.50	3.52	10.0
PC梁		1.16	2.84	4.49	10.0
HRPC梁		1.00	1.94	3.79	10.0
柱		0.87	1.81	3.70	10.0

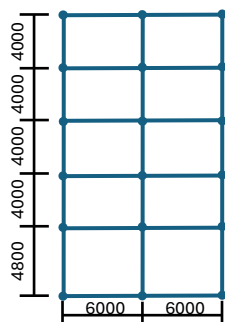
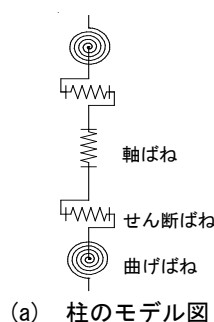


図-3 架構のモデル図（単位:mm）



(a) 柱のモデル図

各架構モデルで梁断面配筋は2~3階、4~R階で共通とした。ヒンジ位置の曲げ終局時せん断力は文献6)に記載の梁部材と同程度の耐力になり、かつ全モデルのベースシア-頂部変形角関係が概ね一致するように断面および配筋を設定した。各梁部材の配筋は、文献1)で示した実験結果と同じ破壊モードになり、せん断余裕度が2.4~3.1で同程度になるよう調整した。そのため、2章で示した試験体と同様にHR梁・HRPC梁はヒンジ位置の鉄筋量はRC梁・PC梁より相対的に低減している。また柱断面は文献6)の335頁に記載の断面で全モデル共通とし、柱幅650~950mm、配筋は主筋がD25を18~26本、帯筋がD13@100とした。各層の柱と梁の曲げ終局強度比は1.5~7.0であった。

各梁モデルの曲げばねの復元力特性を図-5に示す。RC梁・HR梁は剛性低減型、PC梁・HRPC梁は実験で部材角3%時の等価粘性減衰定数が0.025~0.028と非常に小さかったことから、安全側の検討のため逆行型の復元力特性を採用した。HRPC梁は剥落による残留変形の増加が考えられるが、通常のRC梁と比べて残留変形が十分小さいため、本検討ではその影響は無視する。

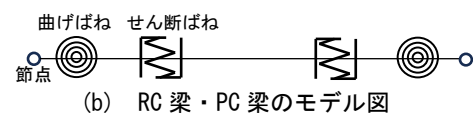
4. 静的増分解析結果

4.1 ベースシア-頂部変形角関係

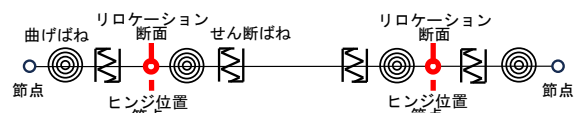
各モデルのベースシア-頂部変形角関係の比較を図-6に示す。各モデルの頂部変形角5%時の水平耐力の差が4体のモデルの平均値に対して±5%の範囲内に留まることを確認した。

4.2 耐震性能残存率の比較

各モデルの耐震性能残存率(R値)を文献7)にならい算出する。文献7)では部材角により部材損傷度の算定を行っていたが、本稿では2.3の実験結果で示した通り、曲げ変形が卓越していたため、部材のヒンジ位置曲げ回転角と表-3を用いて各部材の損傷度算定を行い、それらを集計してR値の算出を行う。ここで基礎梁は損傷が生じなかったため、損傷度の集計には含めない。本来損傷度-塑性率関係は計算から理論的に算出することが望ましいが、その手法は確立されていないため、損傷度Iは各部材のひび割れ強度時塑性率を、損傷度II~IVは



(b) RC梁・PC梁のモデル図



(c) HR梁・HRPC梁のモデル図

図-4 部材モデル図

2.3.2 項で示した評価手法から算出した実験値の塑性率を用いる。各モデルの耐震性能残存率と頂部変形角の関係を図-7に、建物代表塑性率との関係を図-8に示す。ここで建物代表塑性率は、ベースシア-頂部変形角関係のトリリニア化を行い、算出された第二折れ点時の頂部変形角で各頂部変形を除した値である。また架構が有する梁について、各損傷度に最初に到達した時点をグラフ内にプロットしている。R 値が 60%を下回った頂部変形角および建物代表塑性率は、RC モデルで 4.05%、6.84、HR モデルで 2.65%、5.36、PC モデルで 3.95%、7.09、HRPC モデルで 2.89%、6.17 となった。また、梁が各損傷度に到達するときの頂部変形角や建物代表塑性率は、RC モデルより PC モデルが、HR モデルより HRPC モデルが大きく、かつ建物代表塑性率 4 付近までは、PC モデルが最も耐震性能の低下を抑えていた。一方、リロケーションの有無の違いについては、HR・HRPC モデルの方が RC・PC モデルより小さい頂部変形角で R 値 60%を下回った。その原因は、表-3 の結果が反映されていることに加え、図-4 で示した部材のモデル化方法の違いにより図-9 に示すように、リロケーション部材の方が同じ頂部変形角における梁のヒンジ位置曲げ回転角の塑性率が大きくなるためである。損傷度 V に到達する塑性率を全モデルで共通としたため、建物代表塑性率 4 付近から全体的に R 値の低下が緩やかになり、全モデルで同様な傾向となった。

4.3. 架構の修復限界点算定

各モデルに対し修復限界の評価を行う。前項で算出した R 値を基に、建物被災度が大破に至ったとき、つまり R 値が 60%まで低下した時、すなわち大破に至る時の頂部変形角を修復限界点と仮定する。

PC、HRPC モデルにおいては 2.3 節の実験結果で確認

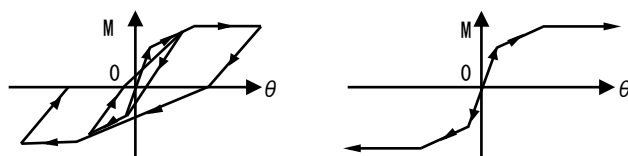


図-5 梁モデルの復元力特性

された通り、PC 鋼棒の降伏以降、同一の回転角における緊張力が低下し、設計時の構造性能を十分に発揮できなくなる。そのため当初設計時に想定する性能に戻すには PC 鋼棒の交換作業が必要となるが、PC 鋼棒の交換作業を伴うことで修復時間が大幅に増加することが予想される。従って、PC 鋼棒の降伏点と R 値が 60%まで低下した点のうち、より早い時点を修復限界点とする。解析より得られる梁部材の曲げ回転角が式(1)より算出した θ_y に到達したときの頂部変形角を修復限界点とする。図-10 に示すように中立軸を回転中心と考え、 θ_y を安全側に評価した。

$$\theta_y = (\varepsilon_y - \varepsilon_0) \times \frac{L}{d_p - x_n} = \left(\varepsilon_y - \frac{P_0}{a_{pc} \cdot E_{pc}} \right) \times \frac{L}{d_p - x_n} \quad (1)$$

$$x_n = (P_0 \cdot n) / (b \cdot \sigma_B) \times 2 \quad (2)$$

ここで、 θ_y : PC 鋼棒降伏時の梁のヒンジ位置曲げ回転角(rad)、 ε_y : PC 鋼棒の降伏ひずみ、 ε_0 : PC 鋼棒の初期緊張時ひずみ、 L : PC 鋼棒の固定端間長さ(mm)、 d_p : 圧縮縁から最外縁の PC 鋼棒までの距離(mm)、 x_n : 中立軸距離(mm)、 P_0 : PC 鋼棒の初期緊張力(kN)、 a_{pc} : PC 鋼棒の断面積(mm²)、 E_{pc} : PC 鋼棒のヤング係数(kN/mm²)、 n : PC 鋼棒本数(本)、 b : 梁幅(mm)、 σ_B : コンクリート圧縮強度(kN/mm²)

式(1)と実験結果のヒンジ位置曲げ回転角の値を用いて PC 鋼棒降伏時の曲げ回転角を算出し、実験での PC 鋼棒降伏時の回転角と比較することで式(1)の妥当性を確認する。PC 梁は式(1)の計算結果が 2.2%、実験結果が 2.5%、HRPC 梁は式(1)の計算結果が 2.3%、実験結果が 3.1%であった。実験結果がやや大きいものの、式(1)を用いて概ね安全側に評価できることから、式(1)を採用した。

(1) RC モデル・HR モデルの算出結果

4.2 節で示した通り、修復限界点は RC モデルが 4.05%、

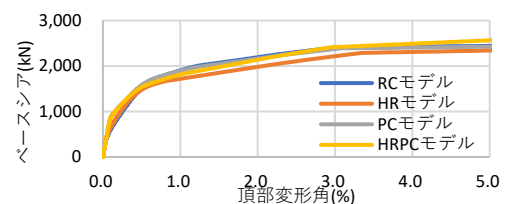


図-6 ベースシア-頂部変形角関係

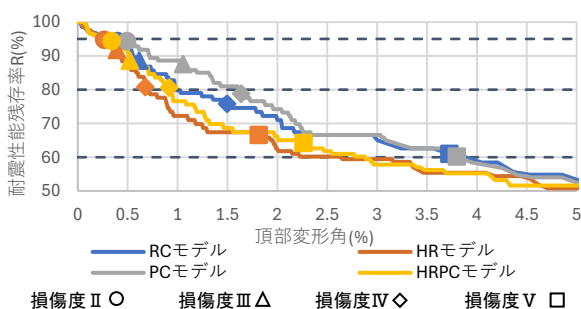


図-7 耐震性能残存率-頂部変形角関係

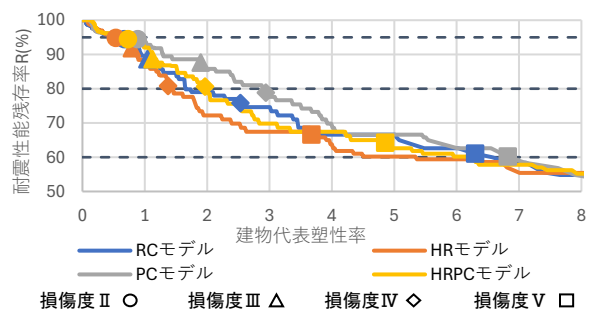


図-8 耐震性能残存率-建物代表塑性率関係

HR モデルが 2.65% となった。

(2) PC モデル・HRPC モデルの算出結果

式(1)より算出した、PC 鋼棒降伏時のヒンジ位置回転角に到達したときの頂部変形角は、PC モデルで 2.22%、HRPC モデルで 2.07% となった。これらの値は 4.2 節で示した R 値が 60% を下回った頂部変形角より小さいため、PC 鋼棒降伏時の頂部変形角を修復限界点とした。

4.4. 架構の安全限界点算定

RC・HR モデルの安全限界点は、いずれかの部材が初めて負担せん断力が低下し始める点とする。部材のせん断力が低下し始める点は文献 8) のせん断強度式によるせん断強度が曲げ終局強度に到達した時の部材の回転角とした。算定結果を表-4 に示す。安全限界点の頂部変形角は、RC モデルで 3.72%、HR モデルで 2.87% であり、両モデルとも 4 階梁が最も早く安全限界点に到達した。また安全限界時の R 値は、RC モデルが 63.4%、HR モデルが 59.4% となった。

PC 構造の安全限界点は PC 鋼棒の破断であり、その際の変形は修復限界点や応答点の変形よりも著しく大きくなるため、PC・HRPC モデルの安全限界点に関しては本研究では検討しないこととする。

5. 地震応答解析結果

5.1 応答解析条件

入力地震動は図-11 に示し、建築基準法の告示に示される加速度応答スペクトルを目標スペクトルとして作成した 11 波(神戸, 八戸, 乱数 9 位相)とした。減衰は 5%、減衰の種別は瞬間剛性比例型とした。

5.2 応答点の算出

11 ケース行った結果の最大頂部変形角の平均を算出し応答点とした。各モデルの最大頂部変形角の平均値および標準偏差は、RC モデルが 1.82%、0.392、HR モデルが 1.75%、0.436、PC モデルが 4.08%、0.802、HRPC モデルが 4.15%、0.548 となり、PC・HRPC モデルは RC・HR モデルに比べ応答点が 2 倍以上大きくなった。PC・HRPC モデルはひび割れや残留変形など損傷を抑えられる一方、逆行型の復元力特性を使用していることから応

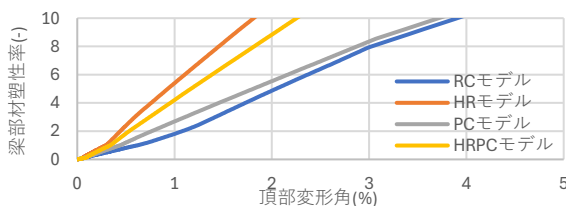


図-9 梁部材塑性率-頂部変形角関係

表-4 部材の負担せん断力が低下し始める回転角

	2~3 階	4~R 階
RC 梁	0.047(rad)	0.049(rad)
HR 梁	0.044(rad)	0.048(rad)

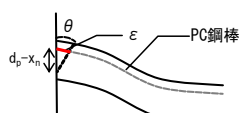


図-10 PC 鋼棒のひずみ

答値が大きく出やすい特徴を有する。また RC モデルと HR モデルの応答差は顕著ではなく、ヒンジリロケーションによる応答値の低減効果は小さい結果となった。

6. 架構の修復限界余裕度および安全限界余裕度の比較

表-5 に各モデルの限界点、応答点および応答点に対する修復限界点、安全限界点の余裕度を示す。結果として、RC モデルの限界点は安全限界で、HR モデルの限界点は修復限界で決定した。よって、限界点での頂部変形角は RC モデル、HR モデル、PC モデル、HRPC モデルの順で大きいこととなる。RC モデルでは、R 値が 60% を下回るより早く 4 階の梁の負担せん断力が低下したため、安全限界点が修復限界点より小さくなった。よって、架構の耐震レジリエンス性能評価には両方の限界点の算出が必要であり、応答変形が大きくなる階の部材のせん断余裕度を大きくすることで安全限界点への到達を遅らせることが可能と言える。

4 モデルの修復限界点を比較すると、HR モデルは、リロケーションしたことで頂部変形角に対する塑性率が大きくなるのが起因して RC モデルより先に修復限界点に到達した。PC・HRPC モデルは R 値の低下は抑えられるものの、R 値が 60% を下回るよりも早い時点で PC 鋼棒の降伏が発生するため、PC 構造の損傷を抑制する利点が修復限界点の決定に寄与せず、RC 構造よりも先に修復限界点に到達した。その結果、RC モデルの修復限界点が最も大きく、RC モデル以外の 3 モデルの差は小さくなる結果を得た。

修復限界余裕度を比較すると、RC モデルが 2.40、HR モデルが 1.51、PC モデルが 0.54、HRPC モデルが 0.50 となり、RC モデルが最も余裕度が高かった。RC・HR モデルを比較すると、応答点の差はほぼ見られなかったが、修復限界点が RC モデルの方が大きいため、余裕度も RC モデルが HR モデルの 1.59 倍となった。PC・HRPC モデルを比較すると、PC モデルの余裕度の方が 1.08 倍大きかった。RC 構造と PC 構造を比較すると、PC 構造の架構は応答値が大きく出やすく、かつ修復限界点である PC 鋼棒の降伏が、早い時点で発生したため修復限界余裕度は RC 構造より低くなった。従って、PC 構造は PC 鋼棒の降伏が修復限界の観点で弱点となるため、架構の地震

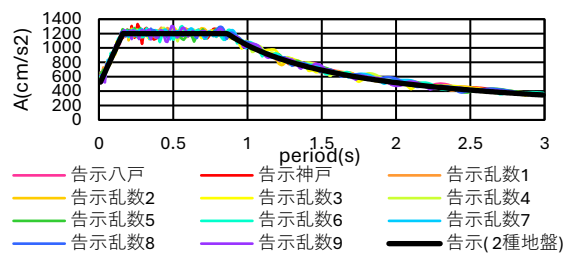


図-11 応答スペクトル

後継続使用性を確保するためには応答時に PC 鋼棒が降伏しないよう配慮する必要がある。

安全限界余裕度は、RC モデルで 2.24、HR モデルで 1.64 となり、RC モデルの方が 1.59 倍大きかった。

以上のことから PC 構造は、安全限界余裕度は十分に確保されるものの、修復限界点には早い段階で到達し、その時点で耐震レジリエンス性能が決定されることから、緊張力を小さくするなど PC 鋼棒の降伏に余裕を持たせて設計しない限り、RC 構造よりも耐震レジリエンス性能は確保されにくい構造となる。従って、架構の地震後継続使用性を確保するためには、履歴減衰を付加するなど応答点を小さく抑えることが有効と思われる。

また、本検討では全モデルでヒンジ位置の曲げ終局時せん断力を揃えたことで、リロケーション部材は非リロケーション部材よりヒンジ位置の主筋量が少なく、ヒンジ位置回転角が大きくなるため、修復限界、安全限界余裕度のどちらも非リロケーション部材を有する架構より低くなった。したがって、架構の地震後継続使用性を確保するためには、部材の曲げ強度を大きく確保して応答値を抑えることが有効である。また、本検討では柱梁接合部を剛域で扱っており、ヒンジリロケーションによる柱梁接合部の損傷低減効果を評価していない点は別途検討する必要があるが、紙面の関係上今後の課題としたい。

表-5 架構の限界点・応答点の頂部変形角と余裕度

	RC	HR	PC	HRPC
応答点(%)	1.82	1.75	4.08	4.15
修復限界点(%)	4.05	2.65	2.22	2.07
修復限界/応答	2.40	1.51	0.54	0.50
安全限界点(%)	3.72	2.87		
安全限界/応答	2.24	1.64		

7. まとめ

RC 梁、HR 梁、PC 梁、HRPC 梁の 4 体に対する実験結果に基づき、各梁部材を有する架構モデルを作成し、解析結果より耐震レジリエンス性能を高めるために必要な設計上の配慮について以下の考察を行った。

- ・RC モデルでは安全限界点が修復限界点より小さくなったことから、架構の耐震レジリエンス性能評価には両方の限界点の算出が必要であり、応答変形が大きくなる階の部材のせん断余裕度を大きくすることで安全限界点への到達を遅らせることが可能と言える。
- ・修復限界余裕度は、RC モデル、HR モデル、PC モデル、HRPC モデルの順で高いという結果になった。安全限界余裕度は RC モデルが HR モデルを上回った。
- ・修復限界点について、HR モデルは頂部変形角に対する塑性率が大きくなるため、PC・HRPC モデルは、耐震性能残存率が 60%に到達するより早い時点で PC 鋼棒の降伏が発生したため、RC モデルより先に修復限

界点に到達した。従って、PC 構造は PC 鋼棒の降伏が修復限界の観点で弱点となるため、架構の地震後継続使用性の確保のためには応答時に PC 鋼棒が降伏しないように配慮する必要がある。

- ・応答点は、PC・HRPC モデルは RC・HR モデルに比べ応答点が 2 倍以上大きくなることから、架構の地震後継続使用性を確保するためには、履歴減衰を付加するなど応答点を小さく抑えることが有効と思われる。
- ・ヒンジリロケーション部材はヒンジ位置の主筋量を減らすことで修復限界余裕度、安全限界余裕度ともに低くなることから、架構の地震後継続使用性を確保するためには、部材の曲げ強度を大きく確保して応答値を抑えることが有効である。

謝辞

本研究は、国土技術政策総合研究所において実施されている総合技術開発プロジェクト「社会環境の変化に対応した住宅・建築物の性能評価技術の開発」および建築研究所において実施されている指定課題「建築物の耐震レジリエンス性能指向型設計・評価手法に関する研究」の一環で実施されたものである。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 廣澤実優ら：梁部材を対象とした損傷制御性の評価手法に関する研究(その 1: 実験計画及び実験概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.471-472、2024.8
- 2) 望月勇杜ら：梁部材を対象とした損傷制御性の評価手法に関する研究(その 2: 実験結果を用いた性能比較)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.473-474、2024.8
- 3) 国土政策技術総合研究所ほか監修：2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書：2020
- 4) 日本建築防災協会：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
- 5) 日本建築学会：プレストレストコンクリート造建築物の性能評価型設計施工指針(案)・同解説、2015.2
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人建築研究所監修：2009 年版プレストレストコンクリート造技術基準解説及び設計・計算例、2009
- 7) 吉田まほ子、向井智久、衣笠秀行：壁付き部材の損傷度の違いが耐震性能残存率に与える影響、日本コンクリート工学年次論文集 Vol.44、pp.193-198、2022.7
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震性能指針・同解説、pp.142-162、1999