論文　修復性を考慮したRC造架構の性能評価手法に関する研究

泉　洪介[*1]・向井　智久[*2]・衣笠　秀行[*3]

要旨：本論は，修復性を考慮したRC造架構の性能評価手法の開発を目的として，構造実験より得られたデータを用い部材レベルは損傷評価並びに修復性評価を，架構レベルは安全性評価並びに修復性評価を行った。試験体は剛接，部分スリット，完全スリット付き非耐力壁を有するRC造架構とした。本論より梁部材は柱部材よりもひび割れ損傷量が大きいため修復性が低く，非耐力壁部材は取付け工法の違いが損傷量及び修復性に影響を与えた。RC造架構は変形と修復性の相関が強く，修復性はスリットを切ることで剛接壁を有する場合の修復費用の半分程度にする効果はあるが，耐震安全性は低下するため両者はトレードオフの関係にあった。

キーワード：損傷評価，修復性評価，安全性評価，修復費用，修復時間

1. はじめに

現在の建築基準法では，想定する大地震に対して建築物の耐震安全性を評価する設計体系が規定されており，地震後の建築物の耐震安全性は確保されている。しかし一方で，大地震後の建築物全体の損傷程度が大きく，その修復のために莫大な費用または時間を要し，生活困難や業務停止といった建築物の機能回復が困難となる事例が見られている。例えば，梁端部に地震エネルギーを吸収させて十分な耐震安全性を確保する梁降伏型の建築物の場合，損傷が広範囲に及ぶため被災後の建築物を修復するのに莫大な費用と時間（修復性）を費やすばかりでなく，大きな応答変位によって構造部材以外の部位の損傷等も引き起こされる可能性があることから，建築物の修復性の観点からは敬遠されるであろう。このような現状から，今後の建築物の設計において建築物の耐震安全性だけでなく，建築主の関心の高い指標の一つとして，地震後の建築物の修復性を視野に入れた設計体系を導入することが求められており，文献1)などではその評価体系が提案されている。

本研究では，耐震安全性と修復性の双方の観点から建築物の耐震性能を評価するために，文献1)で示された評価体系を用いて構造実験より得られたデータからRC造部材に損傷評価及び修復性評価を適用し，部材レベルでの損傷量と修復性の関係を明らかにし，その後架構レベルでの耐震安全性と修復性の関係について考察を行った。

2. 実大試験体を用いた各部材の損傷評価と修復性評価

本論で損傷評価及び修復性評価の検討を行った試験体は，文献2)による非耐力壁部材（剛接・部分スリット）が剛節架構（柱2本と梁1本から成る1層剛節架構）に取り付いた非耐力壁付き平面剛節架構試験体（以降，RC造架構）と，文献3)による完全スリットを有する立体RC造架構とした。いずれの構造実験も実大規模の試験体を用いており，ひび割れ幅やひび割れ長さ，コンクリート剥落等の損傷量を直接損傷評価に適用することができる。**表－1**に本論で用いた各文献の部材諸元を，**表－2**に材料特性を示す。構造特性として文献2)のRC造架構は層間変形角0.83%程度で降伏状態を迎え，剛接試験体は2406.6kN，部分スリット試験体は1801.8kNの最大耐力，文献3)の立体RC造架構は層間変形角0.83%程度で降伏状態を迎え，4286kNの最大耐力であった。

2.1 損傷評価

本論ではRC造部材の損傷評価項目として，ひび割れ長さを部材表面積で除した値（以下総ひび割れ率，単位は

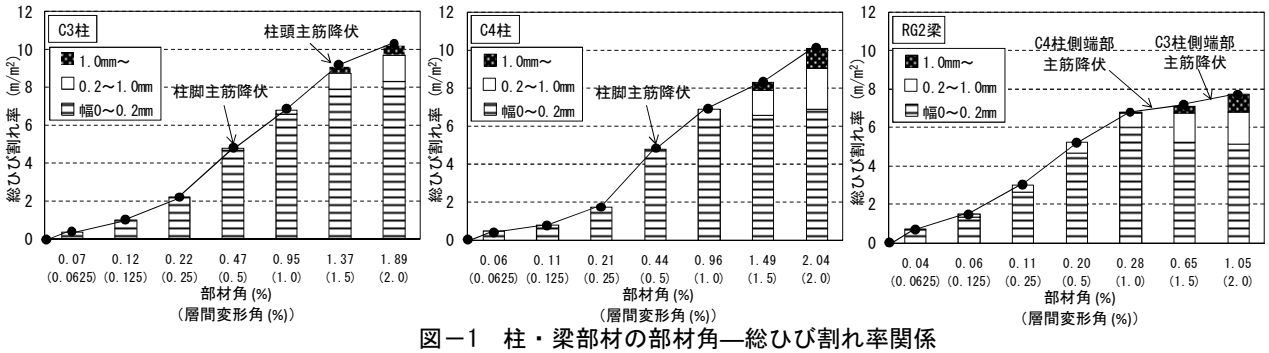
表－1　部材諸元

部材	内法長さ×内法高さ(mm)	壁厚(mm)	壁筋（縦・横壁筋）	開口補強筋	スリット	参考文献
剛接試験体	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	なし	文献2)
部分スリット試験体					スリット幅25mm D10,D13(SD295)@250	
W2壁（完全スリット）	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	スリット幅25mm D10(SD295)@400	文献3)
部材	幅×せい(mm)	内法スパン(mm)	主筋	横補強筋		
C3柱	700×700	2050	12-D25 (SD345)	2-D13 (SD295)@100		
C4柱						
RG2梁	500×700	4600	6-D25 (SD345)	4-D13 (SD295)@100		

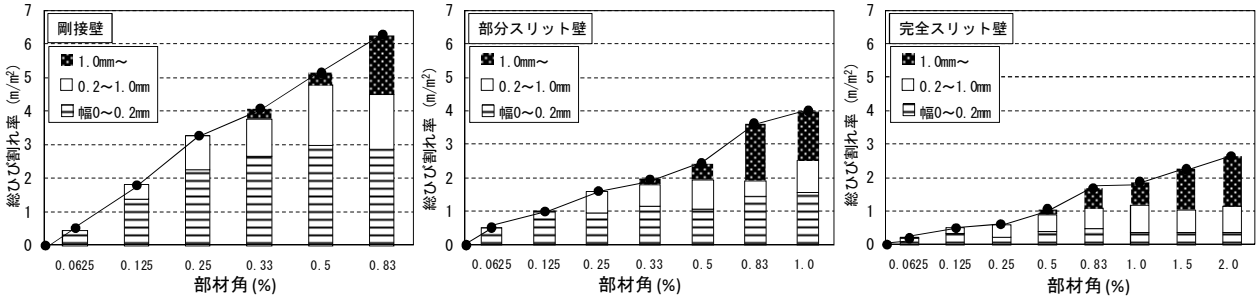
表－2　材料特性

材料強度			参考文献
コンクリート	圧縮強度(N/mm^2)	ヤング係数(×10^{4}N/mm^2)	文献2)
剛接試験体	25.2	2.66	
部分スリット試験体	23.0	2.31	
鉄筋	降伏強度(N/mm^2)	ヤング係数(×10^{5}N/mm^2)	
D10	324	1.50	
D13	330	1.63	
コンクリート	圧縮強度(N/mm^2)	ヤング係数(×10^{4}N/mm^2)	文献3)
柱・梁・非耐力壁	32.3	2.66	
鉄筋	降伏強度(N/mm^2)	ヤング係数(×10^{5}N/mm^2)	
D10	352	1.78	
D13	357	1.86	
D25	381	1.98	

*1 東京理科大学大学院　理工学研究科　建築学専攻　修士課程　（正会員）
*2 独立行政法人　建築研究所　博士（工学）（正会員）
*3 東京理科大学　理工学部建築学科　教授　工博（正会員）



図－1　柱・梁部材の部材角—総ひび割れ率関係



図－2　非耐力壁部材の部材角—総ひび割れ率関係

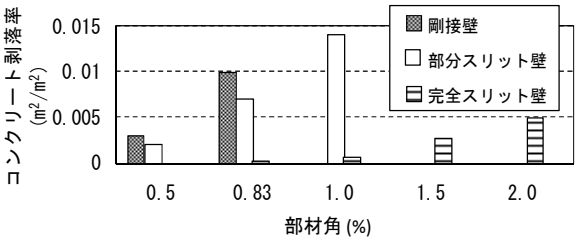
m/m^2）とコンクリート剥落面積を部材の表面積で除した値（以下コンクリート剥落率，単位はm^2/m^2）に着目した。これらは，部材表面に対してどの程度損傷が発生したのかを表す尺度であり，部材相対間の損傷量を部材の断面寸法によらずに比較することができる。

2.1.1 柱・梁部材の損傷評価

文献3)で用いた柱及び梁部材の部材角と総ひび割れ率関係を**図－1**に示す。ここで，部材角は曲げ変形，せん断変形，及び回転変形量の和を部材長で除すことで求めている。部材角0.5%程度で総ひび割れ長さは梁部材の方が柱部材に比べ3倍程度大きかったが[3]，総ひび割れ率は梁部材の方が柱部材に比べ1.5倍程度大きい。部材角0.5%以降の両部材の主筋降伏後は，梁部材に発生するひび割れの進展が鈍ることで総ひび割れ率の増加傾向が緩やかになり，部材角1.0%程度で総ひび割れ長さは梁部材の方が柱部材よりも2倍程度大きいが[3]，総ひび割れ率は柱部材に対して梁部材が1.1倍程度となり漸近する。一方，ひび割れ幅は部材角0.5%，及び1.0%とも梁部材の方が発生するひび割れに対して幅0.2mm以上の大きなひび割れの占める割合が大きい。これより，梁部材は柱部材に比べて，総ひび割れ率が大きいだけでなく，幅の大きなひび割れもより多く発生しており，ひび割れ損傷量が多いと言える。なお，コンクリート剥落率については，既往実験でほとんどコンクリート剥落が生じなかったことから，本論での算出は省略した。

2.1.2 非耐力壁部材の損傷評価

次に各文献で用いた非耐力壁部材の取り付け工法の違いによる総ひび割れ率の比較を行う。なお，剛接試験体（以降，剛接壁）は部材角0.83%，部分スリット試験体



図－3　非耐力壁部材の部材角—コンクリート剥落率関係

（以降，部分スリット壁）は部材角1.0%のときに加力を終了しており[2]，W2壁（以降，完全スリット壁）は部材角2.0%まで加力を行っている[3]。**図－2**に取り付け工法別の部材角—総ひび割れ率関係を示す。スリットが切れる部材角0.125%から剛接壁の加力を終了した部材角0.83%までの総ひび割れ率の大小関係は，大きい方から剛接，部分スリット，完全スリット壁の順となる。剛接壁とスリットを有する壁とでひび割れ量に差が生じる原因は既に文献2)において示されているが，部分スリット壁と完全スリット壁にひび割れ率の差があることから，完全スリット壁では部分スリット壁以上に応力伝達が制限できるものの，非耐力壁部材を無損傷に抑えることは出来ないことも示唆している。また，剛接壁は部材角0.125%から幅0.2mm以上のひび割れが発生し，部材角0.83%では全体の5割程度を占める。部分スリット壁は部材角0.25%から幅0.2mm以上のひび割れが発生し，0.83%では全体の6割程度を占める。完全スリット壁は部材角0.125%から幅0.2mm以上のひび割れが発生し，0.83%で全体の7割程度となる。これより，非耐力壁部材ではスリットを有することで剛接壁と比べて総ひび割れ率は抑えられるが，幅の大きなひび割れがより多く発生すると言える。**図－3**

に取付け工法別の部材角―コンクリート剥落率関係を示す。剛接，部分スリット壁では部材角0.5%から剥落が確認され，完全スリット壁では部材角0.83%から確認された。部材角0.83%時での大小関係は剛接，部分スリット，完全スリットの順となり，ひび割れ量と同様にコンクリート剥落についても取付け工法の違いで損傷量が異なる。

2.1.3 RC造架構の損傷評価

本項では文献3)で用いたRC造架構の損傷評価を行い，各部材がRC造架構の損傷に与える影響について検討した。**図－4**に層間変形角―RC造架構に発生した総ひび割れ率の関係を示す。層間変形角0.5%から1.0%で総ひび割れ率の増加割合が緩やかになっている。ここで，層間変形角0.83%程度で第二折れ点に達した。RC造架構の降伏状態以降は，柱部材の総ひび割れ率は梁部材よりもやや大きくなっている。一方，非耐力壁部材に発生するひび割れ量はRC造架構の降伏以降も徐々に大きくなるものの，RC造架構のひび割れ量から見ると比較的小さく，非耐力壁のひび割れ量は構造部材ほど大きくはない。

2.2 修復性評価

本節では，損傷評価を行うことで得られた部材の損傷状態から，その損傷状態に応じた修復工法を決定し，歩掛り及び単価を用いて修復費用及び修復時間の算出過程と結果を示し，ひび割れとコンクリート剥落による損傷の程度がそれらに及ぼす影響を検討した。なお，本論における修復性とは，部材に発生した損傷を全て修復するという意味である。

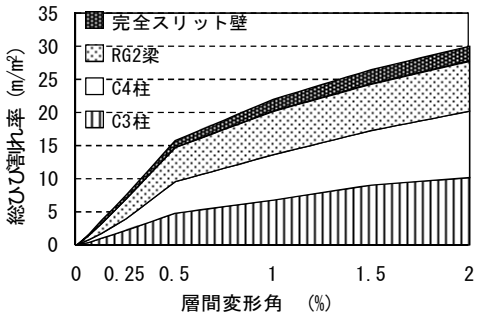
2.2.1 修復費用及び修復時間の算出過程

(1) 損傷状態に応じた修復工法等の決定

本論では，文献4)を参考に，各損傷状態に応じた4種類の修復工法を**表－3**に示すように決定した。また，同表における修復単位費用や修復単位労務量とは，それぞれひびわれ長さ1mを修復するのに必要な費用（単位：円）と時間（単位：人日）であり文献5)による。修復単位費用には修復に用いる材料費の他，労務費等の直接工事費が含まれている。なお，損傷状態がコンクリート剥落の場合は修復単位として「コンクリート1m^{2}あたり」となる。

(2) 修復費用及び修復時間の算出過程

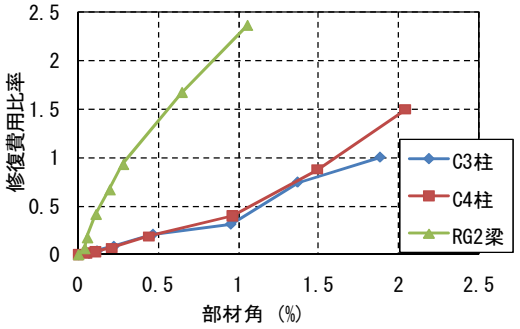
表－3に基づく修復費用及び修復時間の算出方法を示す。まず，部材表面に発生したひび割れ毎の最大ひび割れ幅の大きさに応じて**表－3**に示す修復工法を決定する。次に当該ひび割れ長さを用いて「修復単位費用×ひび割れ長さ」で修復費用を，「修復単位労務量×ひび割れ長さ」で修復時間を算出する。なお，コンクリート剥落による修復には「ひび割れ長さ」でなく「コンクリート剥落面積」を乗じる。今回の修復費用及び修復時間の算出にあたり，**表－3**に「手動式エポキシ樹脂注入工法」を基準とした修復単位当たりの修復費用及び修復時間に対す



図－4 RC造架構に発生した総ひび割れ率

表－3 損傷状態に応じた修復工法と修復単位費用及び修復単位労務量

損傷状態	修復工法	修復単位費用	修復単位費用比率	修復単位労務量	修復単位労務量比率
ひび割れ幅0.2mm未満	シール工法	840（円／m）	0.13	0.03（人・日／m）	0.15
ひび割れ幅0.2～1.0mm	手動式エポキシ樹脂注入工法	6545（円／m）	1.00	0.20（人・日／m）	1.00
ひび割れ幅1.0mm以上	Uカット可とう性エポキシ樹脂注入工法	12031（円／m）	1.84	0.30（人・日／m）	1.50
コンクリート剥落	エポキシ樹脂系モルタル充填工法	268500（円／m^2）	41.00	7.10（人・日／m^2）	35.50



図－5 柱・梁部材の部材角―修復費用比率関係

る比率を示す。ここで比率を示すのは，実際の修復費用や修復時間の絶対値を算出することが目的ではなく，部材相互間の費用や時間の相対評価を実施するためである。

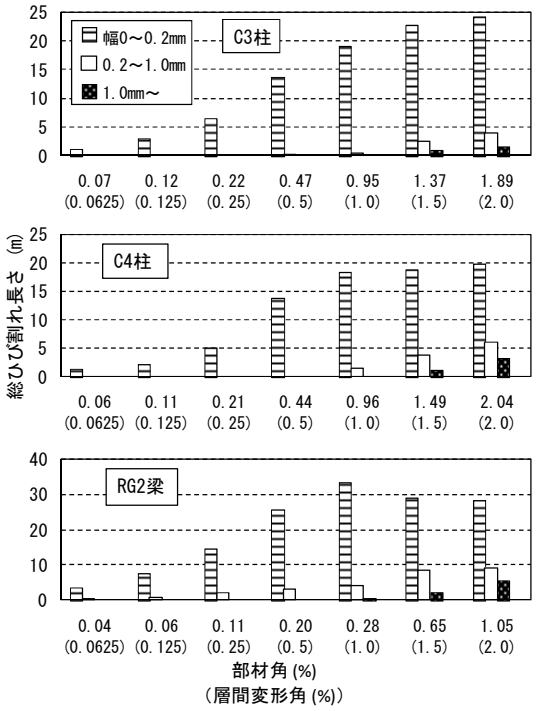
2.2.2 柱・梁部材の修復性評価

(1) 修復費用の算出結果

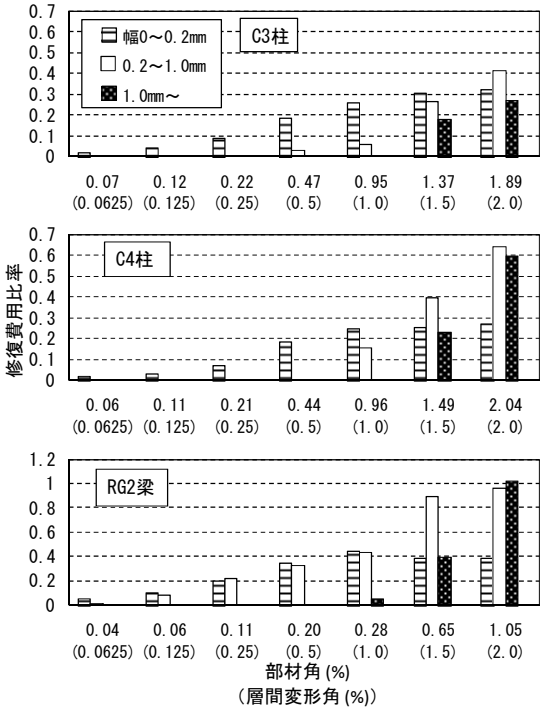
図－5 に層間変形角 2.0%時の C3 柱（部材角 1.89%）の修復費用を基準値 1.0 としたときの柱及び梁部材の部材角―修復費用比率関係を示す。各部材の部材角に応じた修復費用の増加傾向は，柱部材が部材角 0.5%までは緩やかに上昇し，0.5%以降は部材角が大きくなるにつれて増加傾向が顕著となり，修復費用が増加する。一方，梁部材の場合はほぼ比例関係で上昇する。部材角 1.0%付近の柱部材と梁部材の修復費用を比較すると，梁部材の方が柱部材よりも 4.5 倍程大きい。

(2) 損傷量との関係

各部材の部材角及び層間変形角―総ひび割れ長さ関係を**図－6** に，部材角及び層間変形角―修復費用比率関係を**図－7** に示す。**図－7** の修復費用比率については**図－5** と同様に層間変形角 2.0%時の C3 柱の修復費用を基準値



図－6　柱・梁部材の部材角―総ひび割れ長さ関係



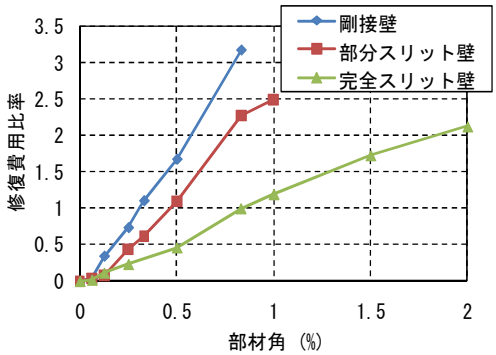
図－7　柱・梁部材の部材角―修復費用比率関係

1.0 としている。**図－6** から，全体を通して各部材とも損傷を支配しているのは幅 0～0.2mm のひび割れである。一方，修復費用については柱部材では C3 柱が部材角 1.89%時に，C4 柱は部材角 1.49%以降に，幅 0.2～1.0mm のひび割れの占める費用の割合が最も多くなっている。梁部材では部材角 0.65%時には幅 0.2～1.0mm のひび割れが，部材角 1.05%時には幅 1.0mm 以上のひび割れが最も多く修復費用を要していることが分かる。以上から，両部材で修復費用を支配する損傷は部材表面より多く発生するひび割れ量の他，ひび割れ幅にも関連することが分かる。**図－5** で柱部材において部材角 0.5%以降修復費用の増加傾向が顕著になるのは，各柱の柱脚主筋が降伏し幅の大きなひび割れが表れ始めるためである。梁部材では柱部材に比べて総ひび割れ率が大きく，幅の大きなひび割れも多く発生するため，部材角に対する修復費用の増加割合が柱部材よりも大きくなる。なお，部材角―修復時間の関係については，**表－3** から修復単位費用比率と修復単位労務量比率がほぼ同値であることから修復費用比率の推移と類似傾向にあるため本論では省略した。

2.2.3 非耐力壁部材の修復性評価

(1) 修復費用の算出結果

図－8 に部材角 0.83%時の完全スリット壁の修復費用を基準値 1.0 としたときの部材角―修復費用比率関係を示す。部材角 0.125%から 0.83%までの修復費用は大きい方から剛接，部分スリット，完全スリット壁の順となる。部材角 0.83%時の修復費用比率は完全スリット壁を基準にして部分スリット壁で約2倍，剛接壁で約3倍となる。

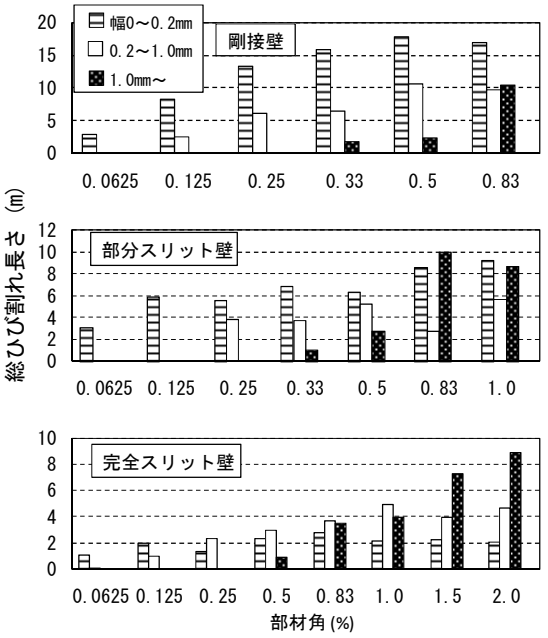


図－8　非耐力壁部材の部材角―修復費用比率関係

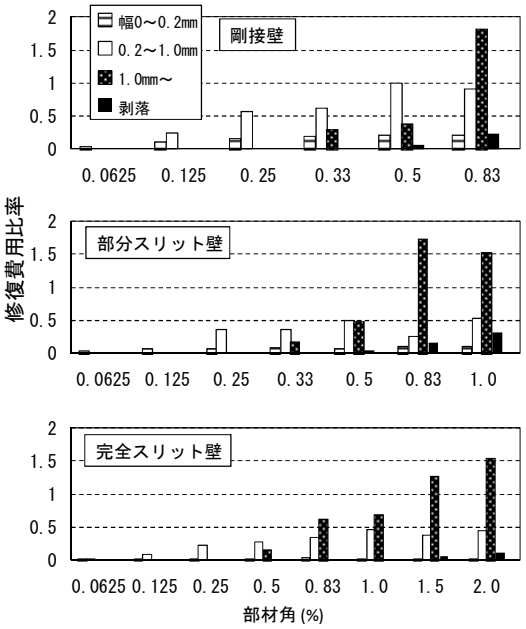
全試験体で変形が大きくなると修復費用も増加している。

(2) 損傷量との関係

非耐力壁部材の部材角―総ひび割れ長さ関係を**図－9** に，部材角―修復費用比率関係を**図－10**に示す。修復費用比率の基準値については，**図－8**と同様の条件としている。**図－9**より剛接壁では全体を通して幅0～0.2mmのひび割れが多い。スリットを有する壁では剛接壁と比べひび割れ長さは少ないものの，比較的大きな幅のひび割れが発生している。修復費用については，剛接壁では，部材角0.125%以降幅0.2mm以上のひび割れの費用比率が大きく，最終変形角0.83%では幅1.0mm以上のひび割れの占める修復費用比率が最も大きくなる。スリットを有する壁も同様に，小さい変形角時から幅の大きなひび割れの占める修復費用比率が大きいことから,ひび割れ長さのみでなくひび割れ幅の大きさも修復費用を支配する要素となる。一方，コンクリート剥落による修復費用への影響はひび割れによる影響と比べ小さいことが分かる。



図－9　非耐力壁部材の部材角—総ひび割れ長さ関係



図－10　非耐力壁部材の部材角—修復費用比率関係

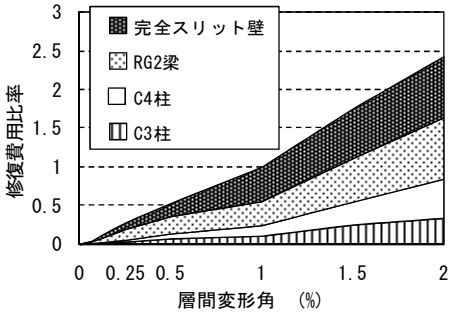
2.3 RC造架構における修復性評価

2.3.1 修復費用の算出結果

2.1.3で検討したRC造架構の修復性評価を行い，各部材がRC造架構に対して占める修復費用の割合を検討した。**図－11**に層間変形角1.0%のRC造架構に要する修復費用を基準値1.0としたときの層間変形角—修復費用比率関係を示す。修復費用の占める割合は全体を通してRG2梁で30～40%程度，C3柱で15%弱程度，C4柱で15～20%程度,完全スリット壁で30%程度となる。また層間変形角0.83%前後で修復費用の増加傾向が顕著となる。

2.3.2 損傷量との関係

架構の第二折れ点に達すると，総ひび割れ率の増加傾向は緩やかになる（**図－4**参照）一方で，修復費用の増加割合は顕著になる（**図－11**参照）。これは，層間変形角0.83%以降は柱や梁部材に幅0.2mm以上のひび割れが表れ始め，柱や梁部材の修復費用が増加するためである。



図－11　RC造架構に要する修復費用比率

3. 実大RC造架構の耐震安全性と修復性評価の関係

前章までに行った損傷量を用いた修復性評価に基づきRC造架構の有する耐震安全性との関係について論じる。

3.1 RC造架構の耐震安全性

架構全体の耐震安全性を，架構全体（柱，及び非耐力壁)が負担することのできるせん断力の大きさで表わす。ここで，文献3)の構造実験は立体RC造架構であり，メカニズム時の柱のせん断力について直接測定していないため，ここでは理論値に基づき剛性や耐力の大きさを決定し，柱2本と梁1本から成る剛節架構の骨格曲線を示す。メカニズムに達する剛節架構の第二折れ点の耐力は曲げ降伏時せん断力として算定した。その際の柱及び梁部材の曲げ終局強度算定式については文献7)を参考とした。また，弾性剛性及び剛性低下率については文献6)に基づき決定した。剛節架構の第一折れ点耐力は，第二折れ点耐力の1/3として算出した。各折れ点に対する層間変形角は水平変位量から構造階高2400mmを除すことで算出した。ここで完全スリット壁は層の耐力に寄与しないものとした。一方，文献2)では，0.83%までの非耐力壁部材の荷重変形関係が示されており，その値と前述の剛節架構の荷重変形関係を累加することで，非耐力壁付き剛節架構の荷重変形関係を算定した。**図－12**に計算より得られる完全スリット壁付き剛節架構の最大耐力を基準値1.0とした時の骨格曲線と，その剛節架構に文献2)で用いた部分スリット壁を取り付けたと想定した場合，及び剛接壁を取り付けたと想定した場合の耐力推移を示す。なお，縦軸は取付け工法の違いによる耐力比率を示すために，剛節架構の耐力（Q_{frame}）に対して非耐力壁部材が負担する増加耐力分（$Q_{frame}+Q_{wall}$）としている。因みに，剛節架構は層間変形角0.46%時に最大耐力1470kNを負担する。

3.2 RC造架構の耐震安全性と修復性の関係

図－13に層間変形角0.25%，0.50%，0.83%時における

非耐力壁部材の取付け工法の違いを考慮した耐力比率―修復費用比率関係を示す。ここで，縦軸の修復費用比率は剛節架構に要する修復費用（C_{frame}）に対するRC造架構に要する総修復費用（$C_{frame}+C_{wall}$）である。なお，層間変形角0.25%の完全スリット壁付き剛節架構の耐力比率を1.0，また同試験体の全体に要する修復費用比率を1.0として示している。全変形角で剛接壁付き剛節架構が最も修復費用を要しており，修復性を高めるためにスリットを切ることは一定の効果があるが，最大耐力は下がるため耐震安全性と修復性はトレードオフの関係にあるといえる。また，この際の修復性の改善度合いは層間変形角0.83%でスリットを切らない剛接壁付き剛節架構の修復費用の半分程度である。また，耐力の増減に関わらず，どのRC造架構においても変形角が大きくなると修復費用比率が大きくなるため，変形と修復性の相関性は高いと思われる。

4. まとめ

本論は，修復性を考慮したRC造架構の性能評価手法の開発を目的として，既往の構造実験より得られたデータを用いて部材の損傷評価及び修復性評価並びに架構の安全性評価及び修復性評価を行った。得られた知見を以下に示す。

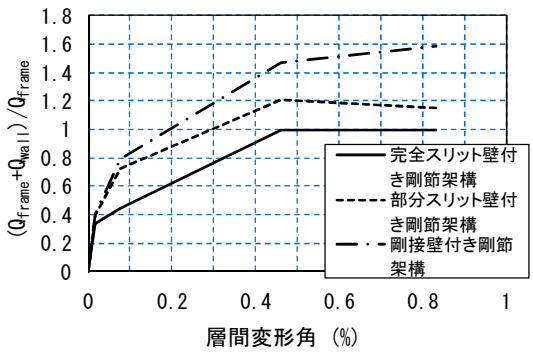
(1)梁部材は柱部材に比べて総ひび割れ率が大きく，幅の大きなひび割れがより多く発生するため，修復性は柱部材よりも低く，修復に要する費用は大きくなる。非耐力壁部材は，スリットを有することで剛接壁と比べて総ひび割れ率は抑えられるが，幅の大きなひび割れがより多く発生し，その結果，修復性は剛接壁よりも高まる結果であった。

(2)完全スリット壁付き剛節架構は，対象としたRC造架構が第二折れ点に達する層間変形角0.83%で，損傷量の増加割合は緩やかになる一方，修復費用の増加割合は顕著になる。

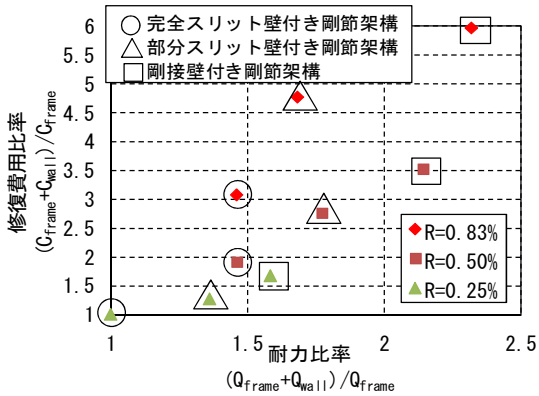
(3)本論で対象としたRC造架構では，修復性を高めるためにスリットを切ることは一定の効果があるが，同時に最大耐力も下がるため耐震安全性と修復性はトレードオフの関係にあることを確認し，この際の修復性の改善度合いはスリットを切らない剛接壁付き剛節架構の修復費用の半分程度であった。また，RC造架構の変形と修復性の相関性は高いことを確認した。

謝辞

本実験結果の一部は，建築研究所の研究課題「災害後の建築物の機能維持・早期回復を目指した構造性能評価システムの開発」の実験WGにおいて実施されたものです。関係各位に謝意を表します。



図－12　架構試験体の骨格曲線



図－13　耐力比率―修復費用比率関係

参考文献

1) 福山洋ほか：建築物の災害後の機能維持／早期回復を目指した構造性能評価システムの開発（その1 研究開発プロジェクトの全体概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），2008.9

2) 向井智久，斎藤大樹，衣笠秀行，福山洋：非耐力壁を有する実大RC造架構の修復性能評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008

3) 加藤博人ほか：地震によるRC造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験　その1　実験概要～その10　建築設備の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集（富山），2010.9

4) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術 ’05［基礎編］，日本コンクリート工学協会，2005.1　5版

5) 衣笠秀行ほか：建築物の災害後の機能維持／早期回復を目指した構造性能評価システムの開発（その 8　修復性評価データベースに基づく修復費用・修復時間の算出），日本建築学会大会学術講演梗概集（富山），2010.9

6) 独立行政法人建築研究所ほか：2007 年度版 建築物の構造関係技術解説書，全国官報販売協同組合，2007. 第1版

7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999.8 第2版