

自己圧着ブレースで補強した RC 造架構が全体曲げ崩壊型となる場合の耐震性能

担当学生：松田拓己(M2) 高尾和弘(2004 年時 M2)

担当教員：河野進 渡邊史夫

協力企業：(株)ダイワ, 株式会社竹中工務店
ナガイ設計事務所

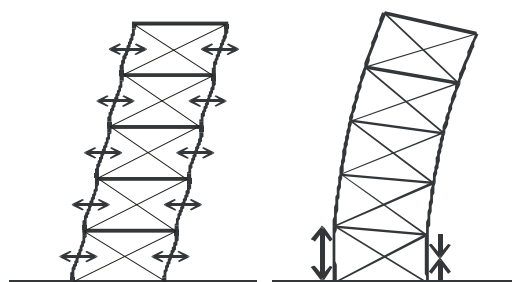
背景

阪神・淡路大震災では、犠牲者が 5500 人を超え、家屋、中低層建物、道路・鉄道に及ぶ土木構造物、ライフライン等に甚大な被害をもたらした。このような甚大な被害の一因は、都市直下型の地震が予想外に大きかったことに加え、新耐震設計法施工以前に建てられた十分な耐震性能を保有しない既存不適格建物の放置によるところが大きいと言われている。建築物の安全性の向上と維持保全の重要性が強く求められる今日、既存不適格建物の耐震性能の向上は都市防災上の大きな課題である。

このような背景の下、阪神・淡路大震災を契機に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が制定された。これにより、既存不適格建物に対する耐震補強の需要が増加し、補強工事の施工における合理化が一層求められてきた。従来の耐震補強工法としては、耐震壁や鉄骨ブレースの増設を用いることが一般的である。しかし、これらの従来工法では耐震補強部材と既存建物とを一体化させるために行う、あと施工アンカー工事が必要となり、これは単に工程が増えるのみならず工事の際の振動や騒音、埋込み配線の切断事故など、補強工事の際の大きな障害となっている。そこで本研究では、既存 RC 造建物に、低コストでアンカー工事が不要となるコンクリートブレースを用いた耐震補強工法を適用する手法を提案した。

過去の研究成果

2001 年度に宮崎ら^{1),2)}によって行われた実験により、本補強工法が強度抵抗型補強として有効であることが確認された。また、2002 年度の谷ら^{3),4)}による実験から、3~5 倍の強度上昇を見込む場合には、補強骨組接合部近傍の支圧破壊や、ブレースの圧縮破壊が生じる可能性が大きいことが確認出来た。こうした実験結果に基づいて、これまでの設計では、図-1(a)のようなせん断変形モードに基づいて、補強骨組の靱性率を 1.0 として取り扱ってきた。しかし図-1(b)に示すように補強骨組が全体曲げ系で変形し、最大耐力到達後のじん性能を確保できれば、靱性率を大きくすることが出来る。そこで、2003 年度に奥野ら⁵⁾は、多層骨組に連層で本工法を適用した場合の骨組解析を行い、梁が引張降伏しなければ補強骨組は靱性のある全体曲げ崩壊型の挙動となることを示した。



(a) せん断変形卓越型 (b) 曲げ変形卓越型

図 - 1 補強構造物における変形の卓越モード

目的

本研究ではこの解析結果の妥当性を確認する為、(1)終局時に至るまでに脆性的な局部破壊が生じないこと、(2)柱梁接合部の形状の違いや想定建物の階数の違いが及ぼす全体曲げ崩壊型の挙動への影響を比較すること、(3)大変形時に至るまでブレースが正常にその機能を発揮すること、の3点を確認する目的で、終局時に建物全体が全体曲げ崩壊型となるような補強骨組に対する載荷実験を行った。またその挙動をモデル化し、骨組解析で実験結果を精度良く追跡できることを確認した。

実験概要

想定する建物は、旧建築基準法施行令以前に建てられた4層多スパンの既存建物とした。実験では、その最下層2層を1スパン1/2スケールでモデル化し、提案する自己圧着ブレースを用いて補強した。

試験体は2体で、2階柱梁接合部が十字型(以後M-1と呼ぶ)およびト型(以後L-1と呼ぶ)となるように作製した。試験体の寸法と配筋を図-3に示す。配筋詳細は、表-1に示す通りである。既存建物の柱及び梁の断面については、両試験体とも同じで、補強後の骨組が、終局時に柱引張降伏による全体曲げ変形を生じるようにし、せん断、付着、接合部、その他の局部破壊は生じないように設計した。L-1試験体の梁主筋は、旧建築基準法施行令以前に建てられた既存建物に多い曲げ下げ配筋とした。使用したコンクリート及び鉄筋の力学的特性は、各々表-2及び表-3に示す通りである。補強骨組の作製時、ブレースには平均34.6kN(軸力比で2.4%)の初期プレストレスを導入した。

載荷装置を図-4に示す。加力は静的繰返し漸増載荷で行った。水平力は1000kNジャッキによって与えた。このジャッキは、PC鋼棒を介して載荷梁南側の耐圧板と繋がれており、ジャッキが伸びると載荷梁の北端、縮むと載荷梁の南端に力が伝達され、載荷条件が正負で対称となっている。柱に与える軸力は、500kNセンターホールジャッキを介して、L-1試験体は4階建て、M-1試験体は8階建て程度の想定建物が地震時に受ける A_i 分布に基づいた水平力と自重が、想定建物の1階柱脚に作用した場合に相当する変動軸力として、それぞれ式(1)および(2)のように与えた。

$$N_1 \text{ and } N_2 = 234 \pm 0.73Q \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

$$N_1 \text{ and } N_2 = 234 \pm 1.44Q \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

ここで N_1 および N_2 は、それぞれ南側および北側の柱の軸力(kN)、 Q は1000kNジャッキによって与える水平力(kN)で、南方向の加力を正とする。但し、M-1試験体の軸力は10kNを下限、480kNを上限とした。

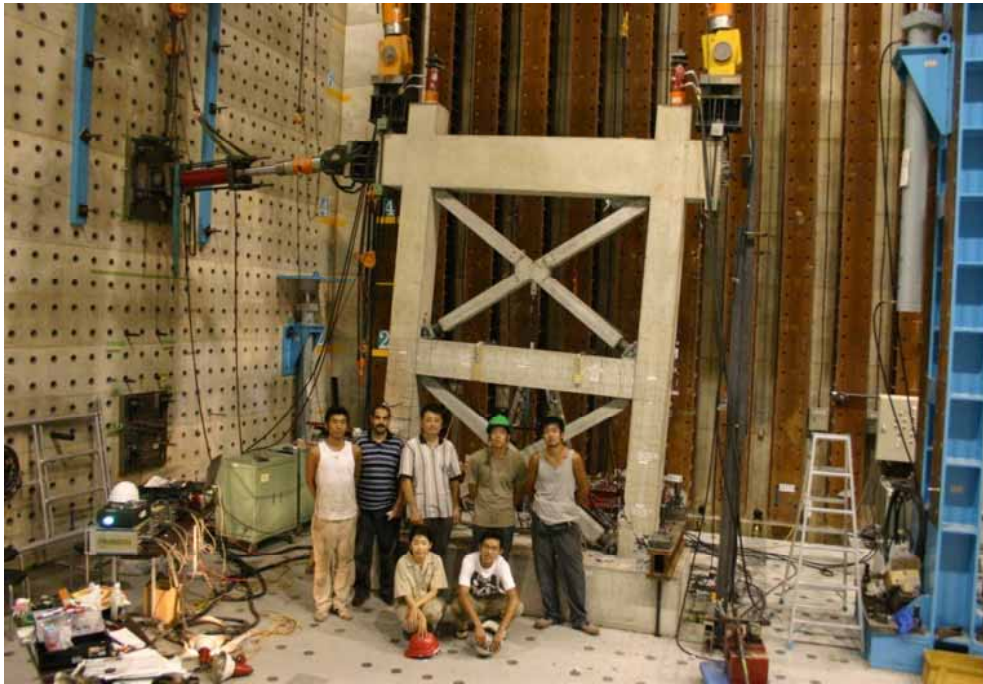


図 - 2 試験体 L-1 実験終了後の試験体写真

表 - 1 使用した鉄筋の詳細

使用場所	鉄筋種類	鉄筋量(%)	
柱	主筋	12-D10	0.951
	せん断補強筋	4- -@70	0.119
梁	主筋	上端 4-D13	0.65
	主筋	下端 4-D13	0.65
	せん断補強筋	4- -@100	0.0909
ブレース	主筋	上端 2-D6	0.356
	主筋	下端 2-D6	0.356
	せん断補強筋	3- -@50	0.188
基礎	主筋	上端 8-D10	0.121
	主筋	下端 8-D10	0.121
	せん断補強筋	4- -@50	0.05

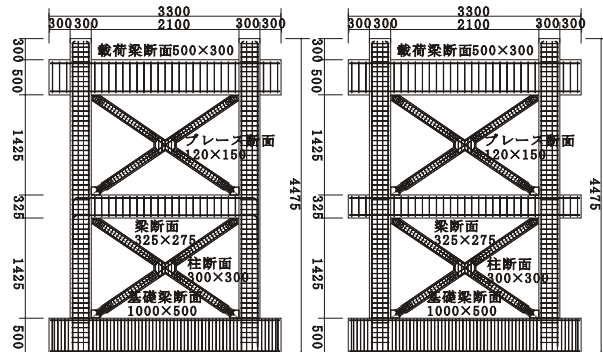
表 - 2 コンクリートの力学的性状

	部位	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
L-1	既存骨組	21.9	2.19	23.7
	1Fブレース	74.6	5.28	36.7
	2Fブレース	80.3	5.67	36.2
M-1	既存骨組	24.9	2.35	22.5
	1Fブレース	81.7	5.49	37.7
	2Fブレース	84.2	5.68	38.4

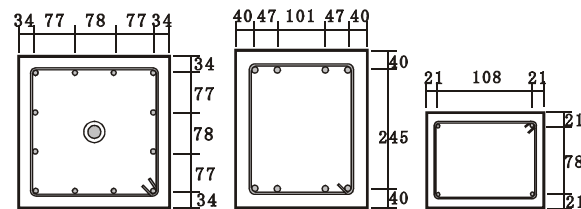
表 - 3 鉄筋の力学的性状

鉄筋種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
3(1FBrace)	562	597	227
3(2FBrace)	589	638	233
4	626	662	211
D6	351	484	190
D10	370	508	189
D13	392	558	196

但し、丸鋼 (3及び 4)の降伏強度は0.2%オフセット値である



(a) L-1 試験体立面図 (b) M-1 試験体立面図



(c) 柱断面図 (d) 2階梁断面図 (e) ブレース断面図

図 - 3 試験体図 (単位: mm)

解析概要

非線形骨組解析ソフト(TDAP)⁶⁾を用いて、静的荷重漸増解析を行い、実験結果との比較を行った。
 図-5 に解析モデルを示す。梁および柱は、材端に弾塑性ばね要素を有する梁要素、柱・梁接合部は剛域とした。図-6 に梁要素の軸力および曲げの履歴復元力特性を示す。なお、せん断に関しては弾性モデルを使用した。ブレースと既存骨組との接合部はピン接合とした。図-5 では左から右に水平力が作用していると仮定しているが、伸びを受けるブレースは補強ブレースの下部に取り付けられた多層バネ要素がストロークエンドとなり水平力を負担しないので下半分は要素を取り外している。但し、上半分はブレースに曲げ変形が生じる影響を考慮するため、要素を残している。また、実験で導入したプレストレス力は、考慮していない。

結論

< 実験研究結論 >

・ 実験結果と破壊性状

両試験体とも載荷梁位置で測定した全体変形角 (R) が $R = \pm 0.1\%$ で、梁及び柱に曲げひび割れが観察された。 $R = 0.1\%$ を超えた付近から引張りひび割れが柱で現れ、 $R = 0.4\%$ 付近から引張側となる柱主筋が降伏を始めた。 M-1 試験体では、 $R = 0.8\%$ で、ブレース端部の目地部コンクリートが脱落し、支圧面積が小さくなったために生じたブレースの接合部へのめり込みが観察された。この目地部には、こう

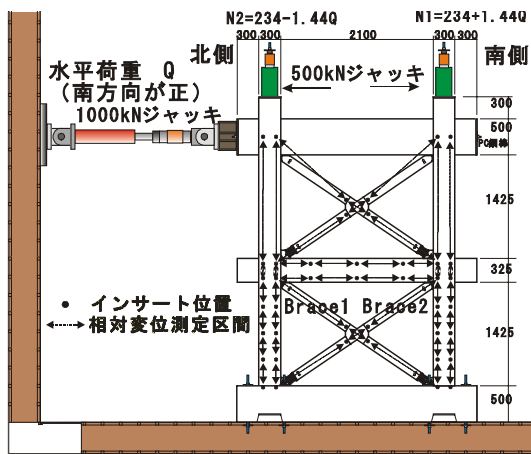


図 - 4 載荷装置 (単位: mm)

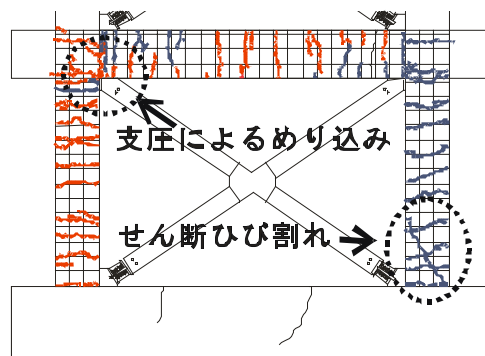
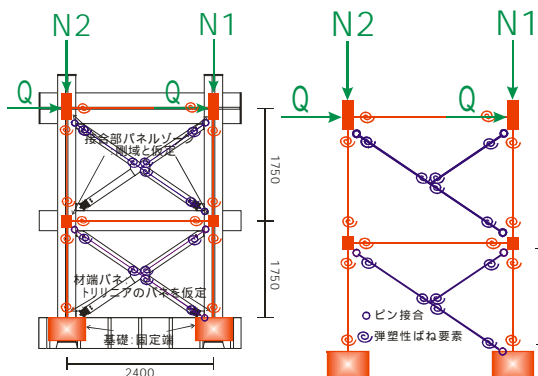
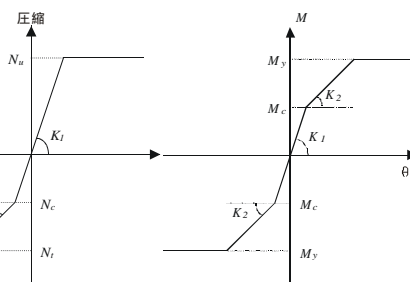


図 - 7 M-1 試験体 1 階部の最終ひび割れ状況



(a) 解析モデル化概念

(b) 解析モデル図



(a) 軸力モデル

(b) 曲げモデル

図 - 5 補強骨組に作用する力と変形

図 - 6 軸力および曲げの履歴復元力特性

した破壊性状を防ぐためのメッシュ筋を配するはずであったが、製作ミスによりメッシュ筋を配してなかった。その後 $R=1.7\%$ で、圧縮側柱の柱脚でせん断破壊が生じ、載荷を終了した。図-7 に M-1 試験体の 1 階部における最終ひび割れ状況を示す。メッシュ筋を配していた L-1 試験体では、ブレースの接合部へのめり込みは見られず、1 階の柱主筋の降伏後、水平耐力の劣化を伴わずに変形のみが進行し、 $R=4.7\%$ で、同様に圧縮側柱の柱脚でせん断破壊が生じた。M-1 試験体で、せん断破壊が L-1 試験体より小さい全体変形角で生じたのは、ブレースのめり込みにより、ブレースの水平負担分が低下し、既存骨組の負担分が増加したためと考えられる。

・ 水平荷重-全体変形角関係

図-8 に両試験体の水平荷重と全体変形角関係を示す。実線は補強骨組全体、破線は既存骨組のみが負担する水平荷重を示す。太い破線は荷重漸増解析結果を示す。既存骨組のみの負担分は、ブレースの 4 面に貼付した歪ゲージの歪値の平均値をシリンダー試験から得た応力-歪関係を用いて応力に変換し、ブレースの断面積を乗じて求めたブレース軸力荷重から差し引くことで求めた。

両試験体とも柱の引張りひび割れが生じた $R=0.10\%$ 付近で剛性が低下している。柱主筋は $R=0.40\%$ 付近で降伏し、L-1 試験体では $R=1.5\%$ で、M-1 試験体では $R=0.60\%$ で最大水平耐力に達した。最大耐力時、全水平荷重の約 1/3 を既存骨組が負担し、残りの約 2/3 をブレースが負担していることが分かる。また、ブレースが存在することで補強骨組の初期剛性は既存骨組に比較してかなり大きくなっている。

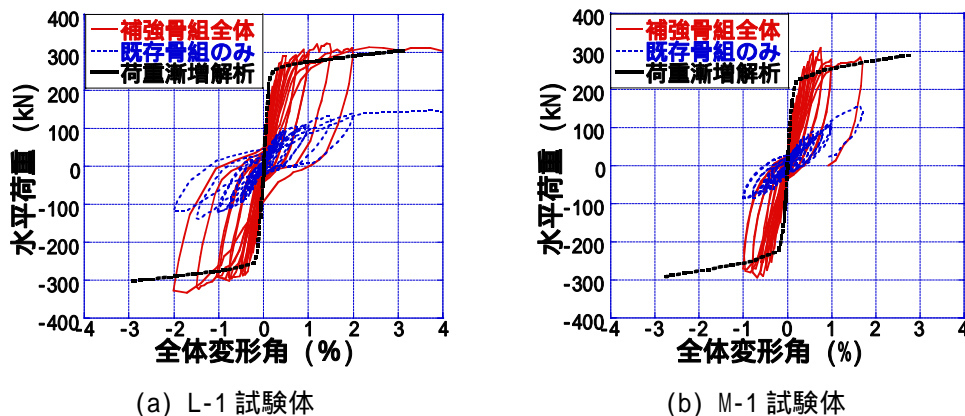


図 - 8 水平力-全体変形角関係

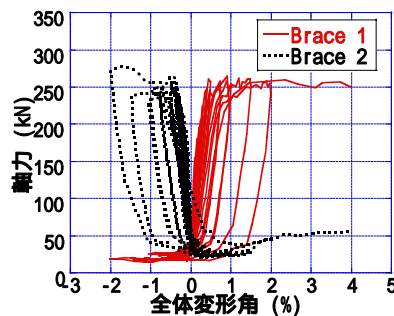


図 - 9 L-1 1 層ブレース軸力-全体変形角関係

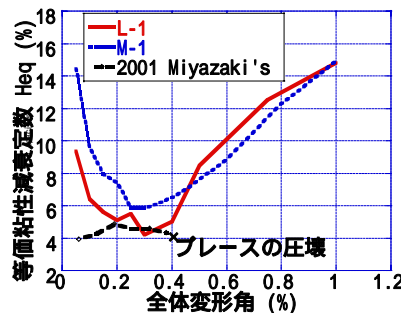


図 - 10 等価粘性減衰定数

・ ブレースの挙動

図-9 に L-1 試験体の 1 階ブレースに作用する軸力と全体変形角関係を示す。Brace1 は、図-4 に示すように正載荷時に引張側となる、Brace2 は圧縮側となる 1 階ブレースを表す。両ブレースとも軸力は常に圧縮状態で挙動し、引張力はほぼ作用していないことが分かる。ブレースの両下端に組み込んだ皿バネと初期に導入したプレストレス力が意図した通りに働いていることが分かる。2 階ブレースでも M-1 試験体のブレースでも同様の結果が得られた。

・ 等価粘性減衰定数

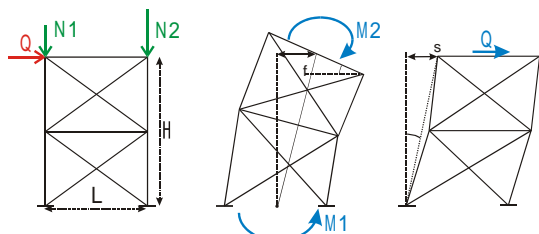
図-10 に本実験結果と 2001 年度の宮崎ら^{1),2)}による実験結果から得られた等価粘性減衰定数-全体変形角の関係を示す。2001 年度の実験では、補強架構の変形モードは、変形角 0.4% でブレースが圧壊しており、等価粘性減衰定数は 5% 弱である。本実験では、柱が引張降伏するまでは、大きな軸力条件を受ける M-1 試験体の方が高い等価粘性減衰定数を示すが、その後は両試験体とも徐々に値が高くなり R=1% では、共に 14% にまで達した。曲げ変形が支配的な今回の補強骨組は、2 体とも塑性化後に高いじん性能を示すことが分かる。

・ 変形分離

図-11(a) に正載荷時の補強骨組に作用する力、図-11(b), (c) にそれぞれ曲げ及びせん断の変形モードを模式的に示す。1 階基部及び載荷梁中心位置に作用するモーメント M_1, M_2 は式 (3), (4) のように計算できる。

$$M_1 = Q \times H + (N_2 - N_1) \times L/2 \quad (3)$$

$$M_2 = (N_2 - N_1) \times L/2 \quad (4)$$



(a) 作用する力 (b) 曲げ変形 (c) せん断変形

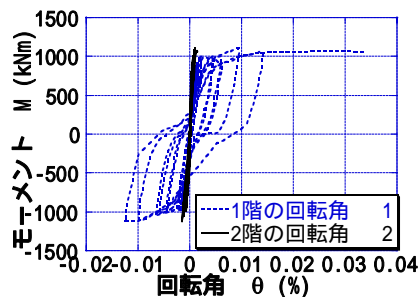
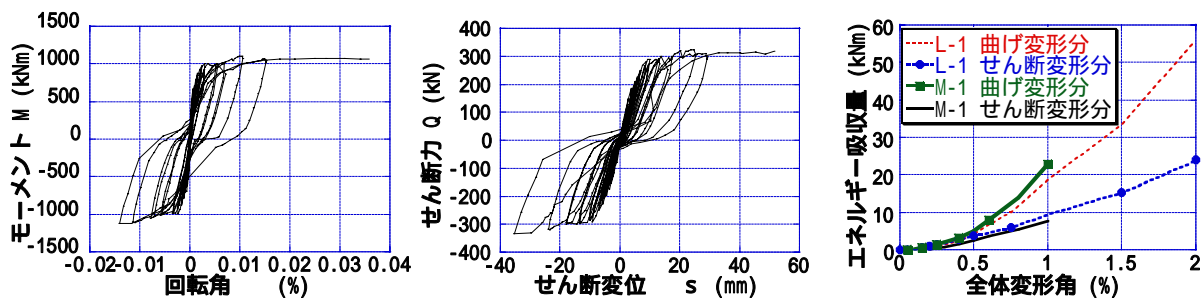


図 - 11 補強骨組に作用する力と変形 図 - 13 L-1 試験体 曲げ変形による各階の回転角



(a) L-1 モーメント-回転角関係 (b) L-1 せん断力-せん断変位関係 (c) 変形別エネルギー吸収量

図 - 12 曲げ変形およびせん断変形とそれぞれのエネルギー吸収量

図-12(a)にL-1 試験体の補強骨組全体に作用するモーメントM - 回転角 関係、図-12(b)にせん断力Q - せん断変形 s 関係を示す。ただし、 M_1 と M_2 の平均を補強骨組全体に作用するモーメントM、せん断変形による載荷梁位置水平変位を s 、水平せん断力をQとする。及び s は図-4 に示す相対変位測定区間で計測した相対変位を曲げ変形とせん断変形及び軸変形による変位の和と考え、各階ごとに変形分離を行って算出した。これらの図から計算した曲げ変形及びせん断変形のエネルギー吸収量を図-12(c)に示す。両試験体とも、せん断変形によるエネルギー吸収に比べ、曲げ変形によるエネルギー吸収が大変形になるのに従い大きくなるのが分かる。

図-13 には、各階の曲げ変形量の違いを比較するため、L-1 試験体の各階の回転角と水平力の関係を示す。ただし、各階の曲げ変形による回転角は上下の梁が変形後になす角度と定義する。ほとんどの曲げ変形が、1階に集中していることが分かる。M-1 試験体でも同様の結果が得られた。

< 解析研究結論 >

・ 水平荷重-全体変形角関係

図-8 に解析で得られた荷重漸増解析結果を実験結果と比較して示す。解析結果において、第一折れ点は柱の引張り割れにより、第二折れ点は柱主筋の引張降伏によるものである。両試験体とも、初期剛性および第二剛性に関しては、精度良く一致したが、剛性低下点の荷重に関しては、誤差が出た。引張り割れや引張降伏による剛性低下をうまく捉えられていない。

・ 柱の伸び予測

柱の伸びに関する解析結果と実験結果の比較を L-1 試験体の南北の 1 階柱について 図-14 に示す。圧縮から引張を受ける全履歴に関して、凡そ平均的な挙動を計算結果は示している。また、M-1 試験体でも精度良く一致していた。

・ ブレースの軸力予測

L-1 試験体のブレースの軸力-水平荷重関係を 図-15 に示す。但し、初期に導入したプレストレス力は解析で考慮していない。両試験体とも、解析結果について初期導入力の 34.6kN をかさ上げすると、実験結果を精度良く予測出来ている。

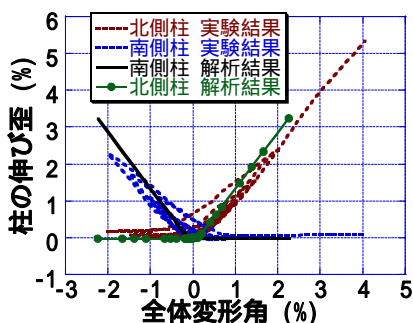


図 - 14 L-1 試験体 1 階柱の伸び比較

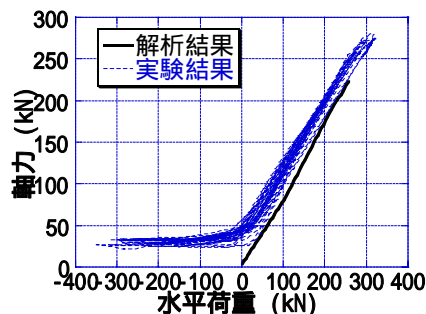


図 - 15 L-1 試験体 ブレース軸力-水平荷重関係

<まとめ>

終局時において全体曲げ崩壊型となるような補強骨組に対する載荷実験を2体の試験体を用いて行ない、終局時に至るまでに脆性的な局部破壊が生じないこと、柱梁接合部の形状の違いや想定建物の階数の違いが及ぼす全体曲げ崩壊型の挙動への影響を比較すること、大変形時に至るまでブレースが正常なその機能を発揮することの確認を行なった。また、試験体をモデル化し、骨組解析を行なって実験結果を追跡した。

- ・ 提案したブレースを用いることで、既存骨組の3倍程度の最大水平耐力を有する補強効果を確認した。2階柱梁接合部の形状や想定建物の階数の違いによる曲げ崩壊型の挙動への影響は見られず、両試験体とも、全体変形角1.0%で等価粘性減衰定数14%まで達し、塑性化後に高いじん性能を示すことが分かった。また、全体曲げ変形が卓越し、ブレースにはかなりの変形が生じたが、1階圧縮側柱脚のせん断破壊が生じるまで、施工ミスによるブレースの支圧めり込み以外目立った局部破壊は生じなかった。そこで、補強骨組の靱性率は、得られた荷重-変形角関係に基づいて、適切に大きくすることが可能であると考えられる。
- ・ 解析モデルは、ひび割れ発生及び降伏点の水平荷重予測に誤差があるものの、初期剛性、第二剛性、柱の伸び、ブレース軸力等の諸量を比較的精度良く予測出来た。

研究の意義

補強骨組が全体曲げ形で変形し、最大耐力到達後のじん性能を確保できれば、現在まで1.0として扱ってきた靱性率を大きくとることが可能であると分かり、自己圧着ブレースの経済設計を実現した。

発表論文

- ・ 柴田茂樹, 村上恭平, 松田拓己, 渡邊史夫: 自己圧着型耐震補強コンクリートブレース工法の研究(その1~3), 日本建築学会大会(近畿)学術講演梗概集, 2005
- ・ 河野進, 松田拓己, 渡邊史夫: 自己圧着コンクリートブレースを用いたRC架構の耐震補強効果, 日本建築学会構造工学論文集 Vol.52B, 2006.3

参考文献

- 1) 宮崎覚: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究, 京都大学工学研究科建築学専攻修士論文, 2002.3.
- 2) 李日星: 自己圧着型コンクリートブレースによる耐震補強に関する研究 その1~3, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.773-778, 2002.
- 3) 谷 昌典: コンクリート圧縮ブレースにより補強されたRC骨組の破壊形式に関する研究, 京都大学工学研究科建築学専攻修士論文, 2003.3.
- 4) 渡邊有香子: コンクリート圧縮ブレースにより補強されたRC骨組の破壊形式に関する研究 その1,2, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.757-760, 2003.
- 5) 奥野 雄一郎: コンクリートブレースによる既存RC建物の耐震補強, 京都大学工学研究科建築学専攻修士論文, 2004.3.
- 6) アーク情報システム, TDAP , Ver.2.00 Windows版マニュアル

[執筆担当 松田拓己]