

論文 鉄筋コンクリート造実大3層外付け補強建物の浮き上がり解析

壁谷澤 寿海*1・壁谷澤 寿一*2

要旨：2006年9月～11月にかけて防災科学技術研究所の大型震動台実験施設 E-Defense で実大3層鉄筋コンクリート構造物2体の震動実験が行われた。1体は旧基準で設計された建物で最終的には短柱の脆性破壊で崩壊したが、もう1体は同じ設計の建物に対して外付けブレース補強を行い、補強詳細の有効性を確認するとともに、補強建物が極大地震に対してどのような安全率を持ちうるかを実験的に検証した。震動実験は基礎のすべり、浮き上がりなどが生じうる基礎の支持条件で行われたところに特徴があり、本研究では、2体目の補強試験体について、とくに基礎浮き上がり挙動に着目して、実験結果を詳細に解析した結果を示した。
キーワード：実大振動実験、外付けブレース補強、構造スリット、基礎浮き上がり変形

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震と耐震改修促進法以来、既存不適格建築物の耐震改修は徐々に行われており、居ながら補強の必要性から外付け補強工法なども徐々に普及しつつある。しかし、補強建物の耐震性能は、震動実験などによる構造全体の検証はもとより、静的な部材実験ですら十分には行われていない。耐震改修マニュアル¹⁾による補強設計は、補強部材の水平耐力を単純累加して評価するに留まり、接合部などもかなり大きい安全率を設定して設計が行われているのが現状である。そこで、2006年9月～11月にかけて防災科学技術研究所の大型震動台 E-Defense で実大3層鉄筋コンクリート構造物2体の震動実験が行われた。そのうち1体目の試験体は旧基準で設計された建物で、震動実験では最終的には短柱の破壊により、崩壊に至った。2体目は同じ設計の試験体に対して外付けブレース補強を行い、補強建物の極大地震に対する安全余裕度を実験的に確認するとともに、補強部材や補強接合部の詳細な挙動を検証することを目的とした。補強部材は2つの構面に異なる補強詳細で躯体に接合し、新しい詳細と既往の詳細でその補強性能を比較している。

本稿では2体目の外付けブレース補強試験体の震動実験結果について、耐力評価法、構造スリットを有する柱部材の変形性状、基礎浮き上がり変形性状などに着目して骨組モデルの詳細な解析により検討を行ったものである。震動実験計画および補強設計、実験結果の概要については既報²⁾に示した。

2. 補強試験体

2.1 鉄筋コンクリート建物

試験体の平面図補強位置および補強構面立面図を図-1および図-2に示す。旧基準試験体は1970年代当時

の一般的な構造設計手法により設計された鉄筋コンクリート学校校舎を想定し、1975年版のRC規準³⁾および1970年代当時の建築基準法・同施工令に準じて構造設計を実施した。構造物は2×3スパン(桁行き方向4@3m, 張間方向2, 6m), 3階建てで、中央部が柱抜けしている。耐震診断基準⁴⁾による1層桁行き方向の構造耐震指標は極短柱があるために $I_s=0.51$ ($CTSD=0.63, F=0.8$)であり、通常の判定基準値($I_{so}=0.6$)を満たさず、耐震改修が必要であると判断される。

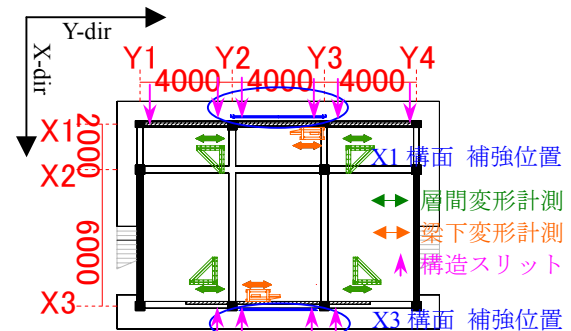


図-1 試験体基準階平面図

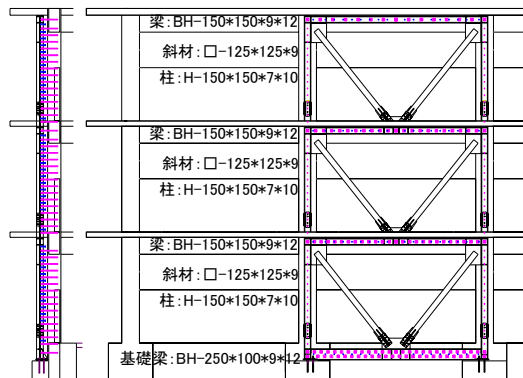
2.2 耐震補強ブレース

図-3に躯体-補強材接合部詳細図を示す。補強試験体では全ての腰壁際には一面せん断型の構造スリット(スリット幅30mm, せん断破壊面50mm)を設けた。スリット位置の腰壁横筋は切断していない。耐震補強ブレースは座屈止めを設けないK型ブレースとし、鉄骨斜材はSS400であり、X1構面では125×125×9, X3構面は100×100×9の角鋼管とした。これらを仮定断面とし、引張耐力および座屈耐力から計算されるブレース材の水平耐力はX1構面1189(kN), X3構面973(kN)となる。また、この耐力に対して接合部、ガセット、鉄骨柱は降伏しないように設計されている²⁾。

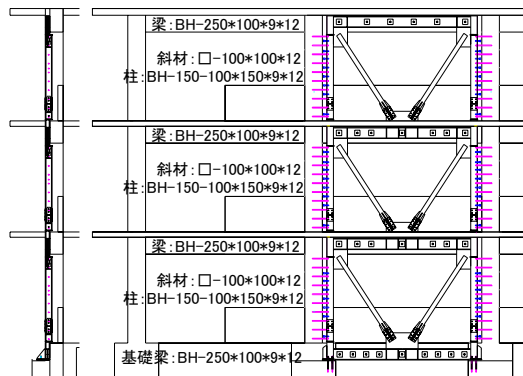
*1 東京大学 地震研究所教授 (正会員)

*2 東京大学 工学系研究科 博士課程 (正会員)

X1 構面のブレースには改修マニュアル¹⁾に基づく外付け枠組み工法, X3 構面のブレースは躯体と一体性を持った新型の外付け枠組み補強法を採用した。X1 構面の鉄骨柱梁は躯体外側に沿って取付けたの対して, X3 構面の鉄骨柱は RC 柱の内側に設置し, 鉄骨梁はプレストレス貫通ボルトにより RC 梁に固定した。柱梁のコンクリート接着面を目荒らしして, 樹脂アンカー, 頭付きスタッド, スパイラル筋により, 圧入モルタルを介して躯体と接合している。



X1 構面



X3 構面

図-2 補強構面立面図

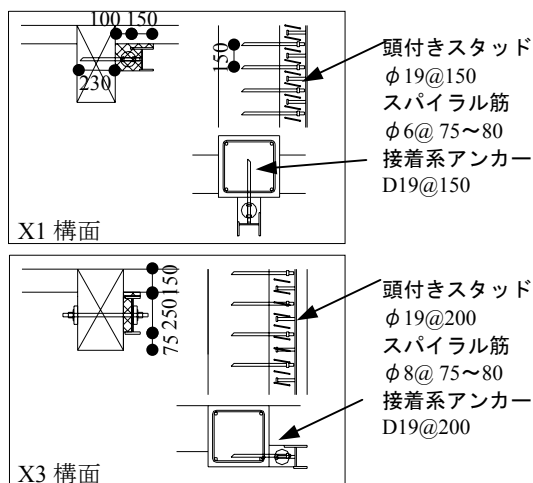


図-3 X1・X3 構面 補強詳細図

3. 構造物全体の詳細な検討

3.1 弾性剛性

加振は 1995 兵庫県南部地震の JMA 神戸波(JMA), JR 鷹取波(TAK), 日本建築センター模擬波(BCJL2)の入力振幅倍率を変化させて合計 14 回行った。加振 1-加振 14 の目標入力レベル(原波形に対する倍率)と上部構造の固有周期, 桁行き(Y)方向層間変形, 最大層せん断力係数の推移を表-1 に示す。コンクリートは設計強度を 18(MPa)としたが, 実際の圧縮試験では 28(MPa), コンクリート弾性剛性は 23860000 (kN/m²)であった。また, 梁柱主筋 D19 (SD345) の降伏強度は 384(MPa)であった。解析モデルにおける材料強度はこれらの強度試験結果に基づいて設定した。加振前の弾性周期は桁行き方向に 0.1416(s), 張間方向で 0.1370(s)であり, 両方向概ね同じ周期となった。構造物は加振 14 までは鉛直支持部材に大きなひび割れが見られず, 最終的には 5Hz-1Hz の Sweep 正弦波入力(加振 15)で塑性化進行性の共振を生じさせてブレース座屈により崩壊に至った。最大層せん断力係数が 1.0 を超えると加振後の桁行き方向の固有周期は概ね 0.2 秒まで増加するが, その後大きな塑性化は見られない。

表-1 各加振後 最大層せん断力と固有周期の推移

最終加振	R _{max} (rad)	C _{max}	X 周期(s)	Y 周期(s)
1/加振前	—	—	0.1370	0.1416
2/JMA0.25	0.0004	0.307	0.1433	0.1433
3/JMA0.50	0.0007	0.494	0.1488	0.1458
4/JMA1.00	0.0013	0.866	0.1163	0.1587
5/JMA1.00	0.0017	1.140	0.1408	0.1689
6/JMA1.30	0.0028	1.331	0.1420	0.1901
7/TAK1.00	0.0028	1.357	0.1524	0.1866
8/TAK1.20	0.0044	1.561	0.1838	0.2000
9/TAK1.20	0.0055	1.638	0.1894	0.2008
10/TAK1.10	0.0055	1.536	0.1953	0.1992
13/BCJL2 2.1	0.0075	1.691	0.1946	0.1923
14/TAK1.10	0.0092	1.764	0.2058	0.2155

※C_{max}: 加振時桁行(Y)方向最大応答層せん断力係数

※R_{max}: 加振時桁行(Y)方向最大層間変位変形角

3.2 変形モードおよび終局時の外力分布

既往の研究⁵⁾に示される時刻歴応答波形に対して差分エネルギーの累加値が最も小さくなる振動応答モードを求める手法を用いて, 各加振応答における動的抽出モード変形の XY 平面上の主軸方向(90°が Y 軸正方向)と有効質量比の推移を図-4 に示す。弾性応答範囲では張間・桁行き(XY)方向の固有周期が近接しているため, 応答主軸方向が XY 方向と異なっているが, 基礎固定後の応答(加振 5 以降)では, 桁行き方向の梁, 腰壁, 接合部にひび割れが入ったことによって塑性化し, 1 次モー

ドでは試験体は桁行き方向に大きく応答している。また、主軸方向に対する水平変形モードの有効質量比は加振 14 まで概ね 0.90 程度であり、試験体倒壊加振までは振れ変形性状は卓越しなかった。

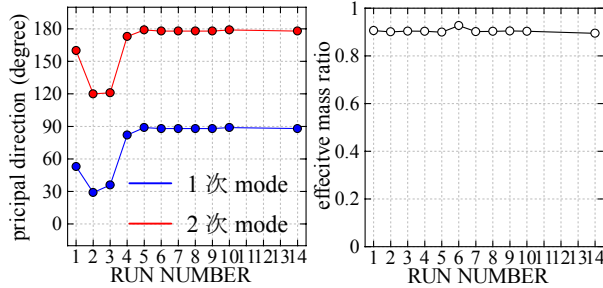


図-4 抽出モード形の変化

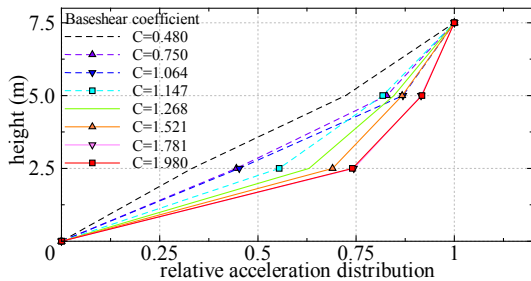


図-5 構造物崩壊加振(加振 15)における外力分布

構造物倒壊加振(加振 15)における入力波形は正弦波であったため、応答ピーク時に共振応答モードが明確に表れた。そこで応答層せん断力ピーク時の各層の応答外力分布の変化を図-5 に示す。小さい応答レベルでは外力分布は逆三角形であるが、層せん断力係数が 1.0 を超えた辺りから 1 層の応答量が増加し、層せん断力係数が 1.8 を超えると概ね等分布形状を示している。桁行き方向には剛(ブレース)構面と柔(フレーム)構面が混合しているため、最大耐力レベルの水平力が作用した時、躯体ブレース間のせん断力負担割合が変化し、外力分布が等分布に変化している。

4. 補強構面応答の詳細な検討

4.1 基礎浮き上がり変形

本試験体は加振 4 以降において四隅基礎を震動台に固定して、中央構面基礎の鉛直変形は拘束しない状態で加振を行った。これにより、桁行き方向の中央補強構面は全体が剛体で回転変形して、計算上は基礎の浮き上がり境界梁の曲げ降伏メカニズムを形成することが想定された。

各加振における各構面の最大基礎浮き上がり変形を図-6 に示す。加振 14 までの応答では最大基礎浮き上がり変形は X1 および X3 構面で大きく、X2 構面の浮き上

がり変形はほとんど見られない。また、入力レベルが大きくなるにしたがって、最大浮き上がり変形量は増加しているが、その変形量は最大で 10mm (梁回転角 1/400) 程度であって、梁端が明確に降伏ヒンジを形成するまでには至らなかった。この原因としては構造スリットを入れた中央構面の腰壁断面が柱脚コンクリートにぶつかること、切断していない腰壁横筋が梁降伏耐力に大きく寄与したなどが考えられる。

四隅基礎固定(加振 4)後、X2Y2 基礎浮き上がり変形とロードセルの柱軸力の関係を図-7 に示す。加振 12 までは引張軸力が小さいレベルでは弾性応答または明確な非線形応答が見られないが、加振 13 以降の応答では X2 構面の基礎であっても、引張軸力が初期軸力を超過することで非線形浮き上がり変形が見られた。

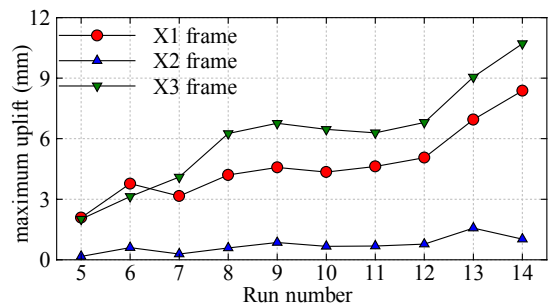


図-6 四隅基礎固定後基礎浮き上がり最大変形の推移

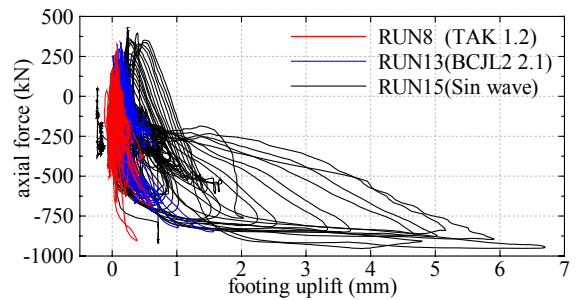


図-7 X2Y2 基礎浮き上がり変形における復元力特性

4.2 層間変形とブレース構面変形

構造物倒壊加振前の X1 構面極短柱梁下の計測変位と層間変形の時刻歴応答最大値を図-8 に比較する。図-1 に示したように層間変形計測位置は床スラブ四隅、すなわち補強構面の外側で計測している。一方、極短柱梁下の変形は桁行き中央構面内側の桁行き方向層間変形を計測している。加振 6 以降、層間変形が梁下変形を上回り始め、変形が大きくなるにしたがって差異は指数関数的に増大している。これは層回転変形成分の他に、上下計測点位置における基礎浮き上がり変形成分の差異が水平変形記録に含まれたためである。

それぞれの位置の層間変形計測値を用いた構造物倒

壊加振における1層Y方向復元力特性を図-9に示す。柱梁下変形計測は一部の応答は計測可能な範囲を上回っている。X3構面変形は常に層間変形を下回り、構造物最大応答せん断力時の層間変形(丸印実線時)はX3構面変形の2倍程度の値となった。一方、X1構面変形も小さい変形レベルでは層間変形記録を下回っているものの、構造物最大応答の前サイクル(丸印破線時)で急激に塑性変形し、層間変形記録とは概ね同じ応答値を示している。震動実験結果からX1構面のブレース降伏が先行し、層間変形が発生したと考えられる。

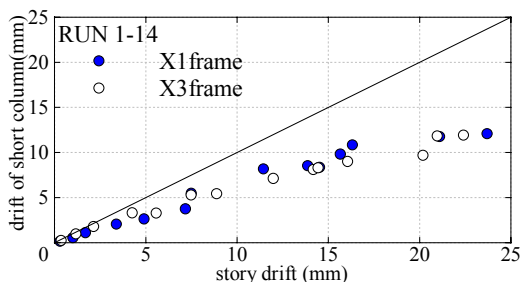


図-8 補強構面梁下変形と層間変形の比較

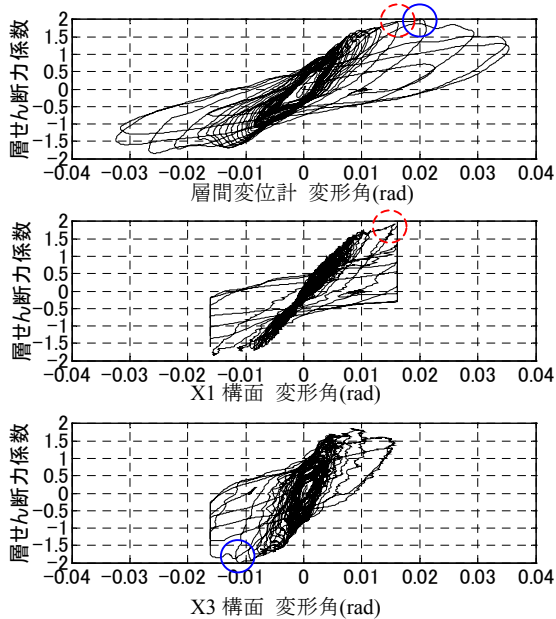


図-9 構造物倒壊加振時のY方向1層復元力特性

4.3 鉄骨ブレース負担せん断力

鉄骨ブレースは最終加振において引張降伏するまで弾性変形をしている。そこで時刻歴最大歪みの4計測点平均値から最大引張力を計算し、ブレース変形に対応する水平力を推定した。このようにして算定した各加振における構造物全体の最大層せん断力に対するブレース負担せん断割合の推移を図-10(a)に示す。全水平力に対するブレース負担せん断力の割合は終局加振を除いて概ね40%であった。

図-10(b)に加振14までのX1・X3構面の梁下平均変形とブレースの負担を除いた躯体負担せん断力係数の最大値との関係を示す。躯体の負担せん断力は応答変形角が1/500を超過してから最大変形に対する非線形性状を示し、層せん断力係数で概ね0.8から1.0の間の値を示している。構造スリットにより柱梁完全分離を仮定した時の1階柱曲げ耐力和によるせん断力係数は0.75であり、加振6以降の応答では躯体の負担せん断力係数がこの値をやや超過する結果となっている。ほぼ全ての上部の梁および基礎梁における主筋で計測された歪みが降伏歪みを上回っていないことから、構造物は明らかな梁降伏浮き上がりの降伏機構にはならず、ブレースと柱が降伏する層降伏機構に移行したと推定される。

以上の考察から、震動実験において基礎梁が降伏ヒンジメカニズムを形成し、水平保有耐力に顕著な低下が見られるほどの基礎浮き上がり変形性状は見られなかった。しかし、浮き上がり変形が中央構面外側の水平変形成分に含まれることにより、構面の変形記録とブレースのせん断変形に差異をもたらしたことがわかった。

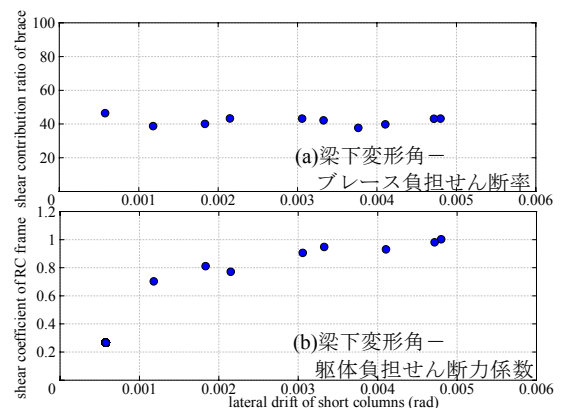


図-10 全水平力に対する補強ブレースの負担

4.4 腰壁開き変形

X1・X3構面の梁下変形に対する腰壁フェイズ位置変形の最大値比を図-11に示す。また、高さ方向に直線変形分布を仮定した時の腰壁位置変形の割合を点線に示す。加振15では計測範囲内の最大応答を記録した時の比率とした。加振14までの変形比率は腰壁完全分離を仮定したときの値よりも明らかに下回り、梁下変形の概ね0.2~0.3倍である。加振15最大応答時の変形分布は、ブレースが先行して降伏したX1構面でのみ腰壁完全分離仮定に近い変形分布になっている。一方、補強ブレースとコンクリート躯体との接合部位置でのずれ変形はほとんど計測されず、ブレースと既存躯体の一体性は保持されていたことが確認された。ただし、加振15では、ブレースが座屈し、既存詳細の基礎接合部は座屈の面外曲げを受けて破壊した。

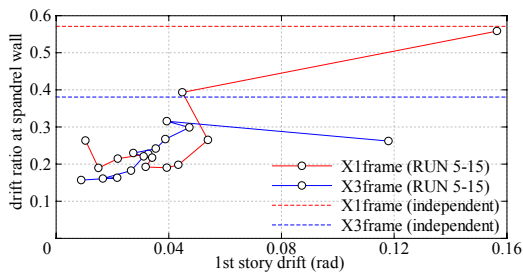


図-11 極短柱梁下変形に対する腰壁位置柱変形比

5. 解析モデル

5.1 鉄筋コンクリート建物のモデル化

静的漸増載荷解析における上部構造の部材モデルは一般的な線材置換モデル、すなわち、柱梁には材端ばねモデル、耐震壁には TVLE (3 本柱) モデルを用いた。柱梁接合部は剛域とし、スラブは剛床仮定とし、協力幅を梁断面に考慮した。柱引張鉄筋は全断面鉄筋の半分とした。部材の曲げ復元力特性は Takeda model(除荷剛性低下指数 0.5)とし、曲げ強度は鉄筋コンクリート構造計算規準に基づいて、剛性低下率は菅野式から算定した。柱のせん断ばねは弾性、耐震壁のせん断ばねはひび割れ強度のみ考慮した。また、耐震壁の曲げ剛性低下率は 0.3、せん断剛性低下率は 0.2 とした。軸ばねの復元力特性は Axial- Stiffness model とした。部材の降伏後剛性低下率は初期剛性の 1%、減衰は瞬間剛性比例型 3%と仮定した。腰壁断面は構造スリットのひび割れ分散効果を考慮して、①柱梁完全分離としたモデル、②腰壁横筋のみが梁耐力に寄与するモデル、③腰壁が柱剛域および梁断面として作用するモデル、の 3 ケースについて解析を行った。基礎浮き上がり変形ばねの降伏引張荷重は節点の初期軸力とし、引張側の剛性低下率が非常に高い bilinear モデルを用いた。

5.2 耐震補強ブレースのモデル化

表-2 に耐震補強ブレースによる付加剛性を示す。耐震補強ブレースは各鋼材端部断面を考慮して柱梁枠組ブレースのトラス機構における弾性剛性を求めて、躯体の水平剛性に加算して解析した。トラス剛性を計算する補強材変形は躯体が変形する鉄骨柱鉛直変形、ブレースの引張圧縮変形を仮定し、梁圧縮・引張剛性は剛としている。なお、斜材の引張圧縮変形のみ考慮すると剛性を過大評価することになる。ブレース弾性水平剛性は両構面ではほとんど同じであるが、若干鋼材断面の大きな X1 構面の方が大きい。これに加えて、鉄骨柱梁に関しては躯体の柱梁と同様、端部における曲げ剛性を考慮し、節点剛性に加算している。鋼材の履歴は弾性とし、ブレース負担水平力が計算降伏強度に至る時点まで構造物の最

大せん断耐力とした。基礎浮き上りをモデル化する解析では弾性トラス材における水平力に対する鉛直剛性をさらに考慮している。また、解析において躯体との接合部における圧入モルタルの強度・剛性に対する効果は無視している。

表-2 耐震補強材剛性算定結果

X1	L	I	6EI/L	X3	L	I	6EI/L
梁	Mx 4000	1868	6039	梁	Mx 3300	4267	16720
	My 4000	676	2185		My 3300	202	790
柱	Mx 2500	1640	8482	柱	Mx 2500	676	3494
	My 2500	563	2912		My 2500	734	3797
	$\delta = \Sigma NN_0 L/EA$				$\delta = \Sigma NN_0 L/EA$		
斜材	Ky 3200	151350		斜材	Ky 3000	135362	

6. 静的漸増載荷解析結果

以上のモデルにより、試験体を桁行き方向に静的漸増載荷解析した時の 1 層水平変形角と層せん断力係数の復元力特性を図-12 に示す。なお、本解析では静的漸増載荷解析のみについて検討を行った。震動実験結果では基礎梁端の曲げ変形が大きく非線形化するような浮き上がり変形が計測されていなかったため、構造物の梁降伏ヒンジメカニズムにおける全体水平変形と浮き上がり変形の関係について解析-実験間の比較・検討を行った。骨組モデルは基礎鉛直浮き上がりとし、腰壁断面を柱剛域および梁断面に仮定したモデル(unit beam), 構造スリットによって腰壁が除かれたモデル(separate)の 2 種類について結果を示す。外力分布は等外力分布形とした。終局変形は両構面のブレース負担せん断力が降伏強度に達した変形とし、躯体負担せん断力との関係を点線、ブレースが計算引張耐力に至った時刻を×印に示す。

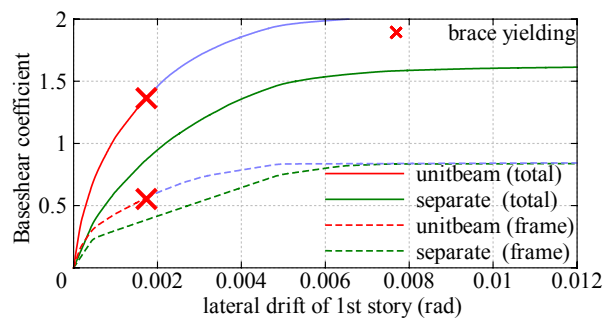


図-12 静的漸増載荷解析結果

骨組解析モデルによる弾性固有周期は桁行き方向で 0.1066(s)、張間方向で 0.074(s)となり、加振前に同定された試験体の固有周期 (それぞれ 0.1416, 0.1370) は計算値より短くなった。これは特に弾性加震時の基礎固定状態が影響していると考えられる。腰壁断面が柱梁と一体

化したモデルでは層せん断力係数で 0.5 程度から非線形性を示し、ブレース降伏時の層せん断力係数は 1.34 であった。その後荷重を続けると建物水平せん断力係数が 2 になった時点で、躯体負担せん断力係数は 1.08 となり、終局時の躯体負担せん断力は実験結果とほぼ一致している。これに対して腰壁を無視した解析モデルでは、ブレース剛性に対する躯体剛性が低くなり、ブレース降伏には至らなかったが水平せん断力係数は概ね 1.6 と実験結果よりもかなり小さいレベルで一定値を示した。これは試験体が境界梁降伏による浮き上がり回転メカニズムを形成する時の水平耐力である。

図-13 では、最大水平変形に対する基礎浮き上がり変形の推移を解析と実験結果で比較した。腰壁が柱梁から分離された解析仮定、一体化を仮定した解析仮定ともに小さい水平変形レベルでほぼ同程度の大きな浮き上がり変形が生じており、水平変形角が 1/500 を超えると X2 構面でも浮き上がり変形が見られる。また同一の水平変形で比較すると、震動実験における浮き上がり変形は解析で推定される値の半分以下であった。

震動実験では構造スリットを有する腰壁部材が抵抗し、梁降伏メカニズムを形成するほどの浮き上がり変形は発生しておらず、解析的には特に構造スリットを有する腰壁のモデル化によって応答性状が変化している。

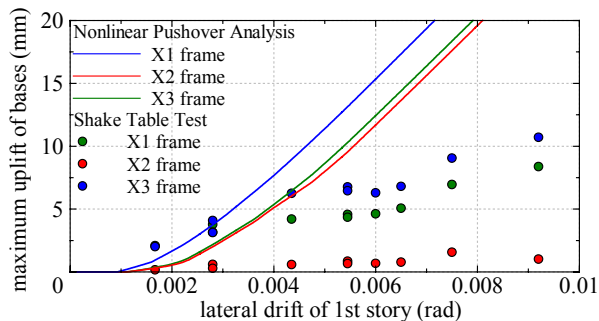


図-13 基礎浮き上がり変形と水平変形の比較

7. まとめ

実大 3 層外付けブレース補強試験体の震動実験の解析を行い、以下の結論を得た。

- (1) 基礎の一部を固定した震動実験でも、入力可能な最大級の地震波（レベル 2 の 2 倍程度）でも補強試験体は弾性的な挙動、小破程度の被災にとどまり、十分な耐震性能を発揮し、接合部、ブレースともに健全であった。

- (2) これらの加振でブレース基礎の浮き上がりは最大でも数 mm~10mm の変形が一時的に生じた程度であり、浮き上がりによる構造物破壊のメカニズムは顕著には生じなかった。
- (3) 最終的には Sweep 波共振により、ブレースの座屈による破壊モードが生じた。接合部は旧型接合部の基礎梁で破壊した以外は健全であった。
- (4) 腰壁と柱が独立した状態で補強ブレース構面をモデル化した立体骨組による静的な漸増解析では、同じせん断係数、全体変形に対して震動実験結果よりも非常に大きな浮き上がり変形が生じる結果になった。
- (5) 実験時の試験体では、解析モデルによる浮き上がりモードを阻害する要因があり、通常の計算のように簡単に浮き上がり変形は生じない。これらは、たとえば、スリットの通し鉄筋、基礎梁、柱の剛域、外力分布の変動などが考えられ、浮き上がりモードの解析では実際の抵抗機構を詳細に考慮する必要がある。

謝辞

本研究は文部科学省「大都市大災害軽減化特別プロジェクト/テーマII 震動台活用による構造物の耐震性向上研究/鉄筋コンクリート建物実験(大大特/RCプロジェクト)」(平成 18 年度まで)の一環として行われた振動実験(文献 2))の結果を浮き上がり挙動に着目して解析したものである。実験実施にご尽力いただいた関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル, 2002.10
- 2) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 実大振動実験による耐震補強効果の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, JCI, 961-966, 2007
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1975
- 4) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2001
- 5) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海: 偏心鉄筋コンクリート構造物の非線形変形モードに基づく地震応答推定手法, 日本建築学会構造系論文報告集, No.596, 2005.