

論文 鉄筋コンクリート造実大3層 RC 建物の振動実験の解析

壁谷澤 寿一*1・壁谷澤 寿海*2

要旨：2006年9月から11月にかけて防災科学技術研究所実大三次元震動破壊実験施設（E-Defense）で実大3層鉄筋コンクリート建物試験体の振動台実験の解析を行った。1970年代の既存RC学校校舎を模擬し、旧基準試験体では、最終的には基礎固定として短柱の破壊に起因する進行性脆性破壊を再現したが、先立って行われた基礎非固定時の応答では基礎すべり入力逸散により上部構造の被災度があきらかに低いレベルに留まることを実験的に検証した。本解析では基礎すべり性状も含むモデル化を行い、基礎すべり応答時の実験結果を再現しうる解析結果を示した。

キーワード：実大振動実験，骨組解析，基礎滑り，摩擦係数依存性

1. はじめに

2006年9月～11月にかけて防災科学技術研究所における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。本実験では目的を以下の3つに設定した。(1) 1970年代設計の既存鉄筋コンクリート校舎を想定し、(極)短柱などが曲げ降伏後のせん断破壊を起こして軸力の再配分によって構造物が進行性軸崩壊に至る過程を模擬する。(2) 極大地震時の直接基礎の底面摩擦および近傍側面土圧を模擬した箱形の容器に構造物を打設することにより基礎滑り現象を実現し、基礎における非線形逸散を模擬する。(3) 既存不適格構造物の外付けブレース耐震補強効果を実験的に検証する。また既往の補強詳細および新しい補強詳細の有効性を検証する。特に強震動に対する実際の構造物の基礎非線形逸散性状は、鉛直地震動やスケール効果を考慮すると、実大三次元震動破壊実験においてのみ検証可能な研究テーマであり、本実験はこれまで基礎固定を大前提として静的および震動実験を行ってきた耐震工学分野における新たな試みであった。本稿では旧基準試験体(1体目)の震動実験についてモデル化に関する検討事項・時刻歴応答解析結果について詳細に示す。震動実験計画および試験体の設計、実験結果の概要などについては既報¹⁾²⁾に示した。

2. 旧基準試験体の実験概要

試験体平面および立面図を図-1、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建物を想定し、1975年版のRC規準および1970年代当時の建築基準法・同施行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@3000(mm)，張間方向2000，6000(mm))，3階建てで、中央部が柱抜けしている。

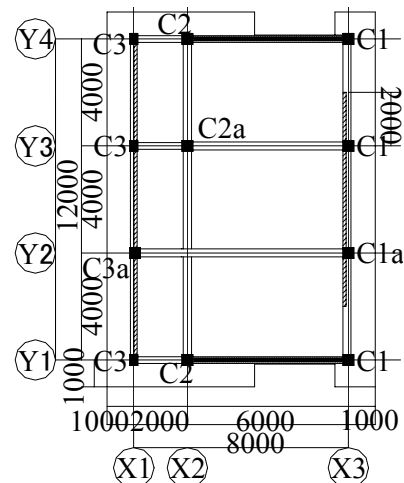


図-1 旧基準試験体 平面図

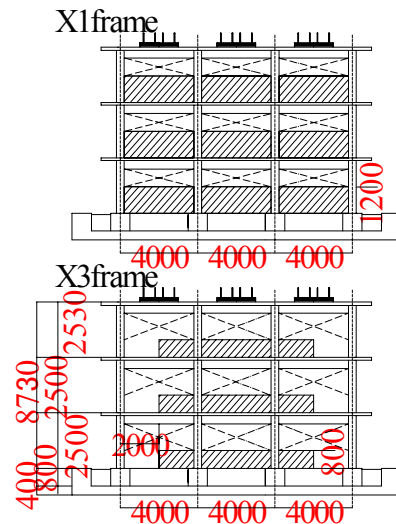


図-2 旧基準試験体 立面図

柱断面は張間方向に3本柱がある構面における廊下側の柱では扁平な形状となっている。梁断面は耐震壁・スパン・柱寸法などを考慮して梁せいおよび梁幅が変化し

*1 東京大学 工学系研究科 博士課程 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所教授 (正会員)

ている。腰壁は柱剛域および梁付帯断面として作用している。X3 構面では腰壁端がスパン中央位置にあるため梁降伏位置が節点位置と異なる。床スラブは各層で厚さが異なり(15~10cm)、外端は梁協力幅分(1m)のバルコニー部を有している。屋上には鋼製錘(計 37.68ton)が付加され、重量偏心しないように均等な分布で設置している。コンクリート単位重量を 2.4(ton/m³)とし、計測治具重量を加算して算定される各層の重量は屋上 1103(kN)、2階、3階 789(kN)、1階 855(kN)である。

基礎は直接基礎フーチング形状とし、周囲の基礎梁と同高さ(800mm)で連結している。直接基礎を打設するコンクリート台座は流動性の高い高強度コンクリートを用いており、表面はトンボでコンクリート量を整える程度の仕上げとした。台座基礎間の接合面ではとくに縁切りは行わず、直接打ち継いでいるが、吊上げ運搬に携み、弾性加振時に基礎浮き上がり変形が若干計測されていることから基礎初動滑り時には基礎底面の一部では引張りひ割れが生じていた、または縁が切れていたことも考えられる。

基礎周辺地盤は基礎高さより若干低い高さまで埋戻し、試験体と台座を震動題に設置後、締め固めを行っている。基礎外周地盤はまさ土とし、基礎および基礎梁の内側は変形計測のため空洞となっている。周辺地盤の影響を含めた滑動抵抗力は基礎滑り加振後、基礎の静的漸増載荷試験によって定量化を行っている。

3. 震動実験結果の詳細な検討

3.1 弾性剛性

加振は 1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸波のレベルを変化させて 6 回行われた。加振 1-加振 6 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 31(MPa)であった。梁柱主筋 D19(SD345)の降伏強度は 384(Mpa)となった。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定め、コンクリートのヤング係数は 21680000(kN/m²)と設定した。加振前に計測された弾性固有周期は桁行き(Y)方向に 0.1840(s)、張間(X)方向で 0.1471(s)である。通常の骨組モデルによる計算値の弾性周期²⁾と比較すると、桁行方向では 0.1516(s)であり、腰壁を梁断面に考慮すると剛性を過大評価するが、崩壊までの静的非線形性状と震動実験結果の比較から腰壁断面が梁剛性にも寄与するモデルとした。張間方向は 0.1429(s)であり、これは以下に示す基礎梁の水平変形を考慮した結果で、これを無視すると剛性を過大に評価する結果となる。

加振 2 および 3 の基礎の XY 方向水平復元力特性を図-3 に示す。震動実験(加振 3)における最小二乗法によ

る回帰剛性は X 方向 : 2.47×10^5 (kN/m)、Y 方向 : 3.31×10^5 (kN/m)であり、Y 方向基礎剛性は 1 層剛性の概ね 6 倍である。基礎は上部構造に比べて非常に高い一定の剛性を有して振動しており、加振レベルに応じて徐々に軟化している。これは同基礎を異なる高さで計測した最大水平変形に明らかな差異が見られることから、基礎梁端の曲げ変形および水平せん断変形による剛性である。上部構造の慣性力に対する基礎梁端の曲げ弾性(付帯腰壁断面は無視)を図-4 に示す形で計算した。慣性力が作用する位置は耐震壁構面では構造物高さの半分、腰壁付き短柱では 1 層柱高さ半分、長柱では柱高さの 2/3 と仮定している。解析から計算される基礎弾性剛性は X 方向 : 2.84×10^5 (kN/m)、Y 方向 : 3.50×10^5 (kN/m)であり、震動実験における回帰剛性値と概ね対応している。

また、基礎滑り応答加振(加振 4)と試験体倒壊加振前(加振 6)の試験体固有周期は若干の塑性化が見られる。加振 6 前固有周期の入力加速度応答スペクトル値は加振 4 における同値の 1.52 倍であり、両加振の入力加速度は概ね同程度であったが、試験体塑性化による固有周期の伸びによって応答加速度が異なり、上部構造の被害が小さく留まったとも考えられる。

表-1 上部構造の加振前固有周期の推移

旧基準試験体		
No./最終加振	X 方向周期	Y 方向周期
1 / JMA0.10	0.1471	0.1840
2 / JMA0.25	0.1543	0.1909
3 / JMA0.50	0.1608	0.2064
4 / JMA1.00	0.1661	0.2350
5 / JMA0.75	0.1194	0.2728
6 / JMA1.00	計測せず	0.3184

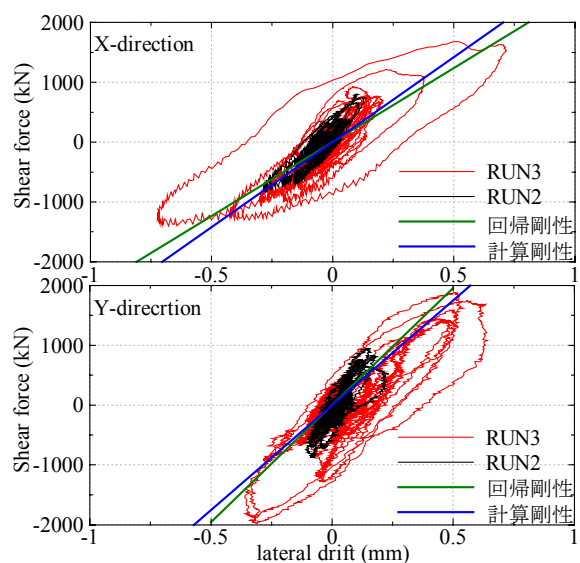


図-3 基礎弾性応答性状

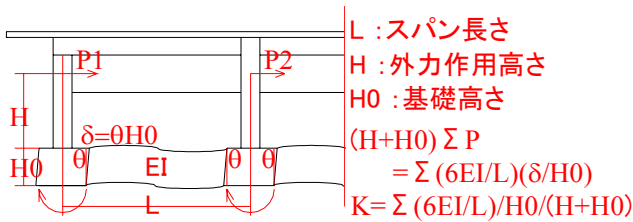


図-4 基礎弾性剛性計算手法

3.2 基礎滑り応答性状

(1) 基礎滑りと基礎応答時刻歴波形

基礎滑り変形・速度・時刻歴応答波形を図-5に示す。基礎は上部構造と異なり摩擦による抵抗力が大きいいため、明確な変形の主軸方向がない。そこで基礎の速度は重心位置平均加速度を積分し、XY方向の速度を累積二乗和の平方根とした。積分時には0.1~30(Hz)でband pass filterをかけている。また、滑り変形も同様にXY方向の累積二乗和の平方根とした。本手法は基礎が重心円状に動く場合、変形が0となってしまうため変形絶対量を示した値でないが、各方向変位増分の累積二乗和平方根し累加すると発散してしまうため(変位計計測であるため)、2方向変形表現する手法として用いた。基礎せん断力係数は各階重心位置の平均加速度波形から各ステップにおいて最大応答力となる向き絶対値をプロットし、せん断力係数に変換する時に鉛直加速度による自重の変動を考慮している。

基礎滑り開始時刻は速度と変形から判断し、基礎滑り速度が5kine以上を示し、かつ、基礎変形-基礎せん断力係数の復元力特性の瞬間剛性が低下している時刻として判定した。試験体の基礎滑り回数は合計13回であった。基礎せん断力係数はインパルス応答を除けば、9秒以降で明らかに小さく、9秒以前の応答では4回しか滑っていない。重心からの最大水平距離80(mm)、最大相対速度は70(kine)程度であった。

滑り初動時せん断耐力は接着面のアンカー(付着)効果が作用し、摩擦力を含めた滑動抵抗力は重量の0.85倍程度の値であった。その後、滑り回数に応じて滑動抵抗力は振動し、徐々に一定値(重量の0.45倍程度)に収束している。接合面付着が切れたため、抵抗力が低下するのは物理メカニズムとして非常に明確であるが、その後、振動する性状は付着性状と異なる。

物体の接触面積は凸凹であり、その突起部分のみで接触しており、接触面積(真実接触面積)は見かけの接触面積よりも極めて小さい。一般に物体が滑る時、真実接触面積は慣性力作用方向先端に大きく分布し、逆側ではほとんど接触していない。基礎滑り時には変動軸力によって浮き上がり、実際の接触面積もさらに偏る。この状態で上部構造の慣性力が反転するため、低い水平抵抗力で

逆向きに基礎が滑り始める。その後、2~3回の往復滑りを経て、接触面が底面で均等に分布したと考えられる。また、この基礎滑り開始時のせん断耐力は滑り変形量・速度や浮き上がり変形に対する相関性が低く、繰り返し応答回数に最も相関性が見られた。

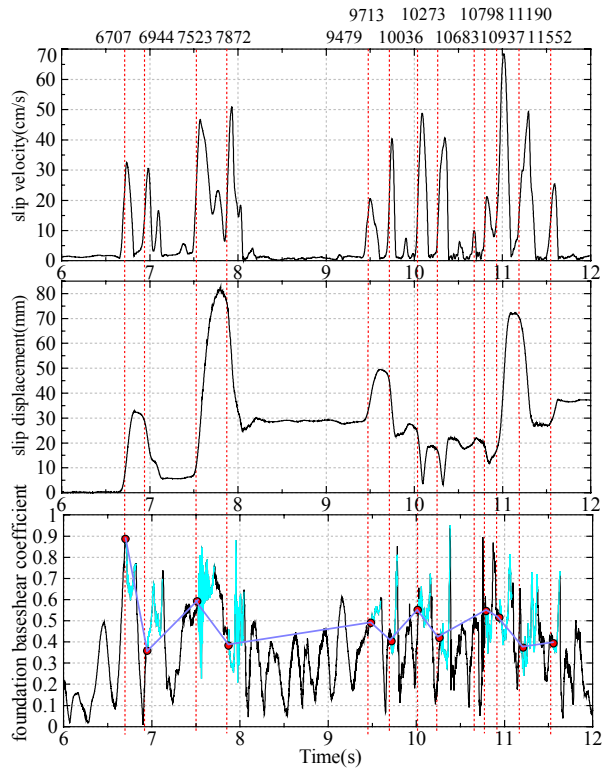


図-5 基礎滑り速度・変形・せん断力の時刻歴波形

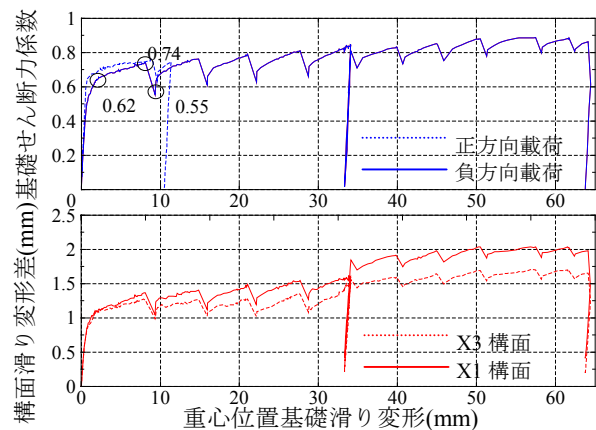


図-6 基礎水平載荷試験結果

(2) 基礎静的載荷試験と震動実験の比較

基礎滑り加振後に行った試験体基礎の静的載荷試験結果を図-6に示す。載荷試験時の初動滑り摩擦係数は0.74であり、震動実験における初動滑り時の基礎せん断力係数に比較的近い値を示した。その後、定間隔で0.2程度の急激な抵抗力低下を繰り返しながら、全体の水平

せん断力は基礎周辺土圧の影響を受けて漸増している。

また、載荷時には載荷側－反対側構面間の水平変形には差異が見られ、基礎の圧縮軸方向変形が負担せん断力と同様の変動を示した。ジャッキにより片側から圧縮力を受けた基礎は、すべりが生じながらジャッキ側のすべり増分が大きく、基礎梁の弾性歪み変形（主に圧縮変形）が発生し、水平せん断力が一定以上に大きくなると、ジャッキと反対側がより高速（低摩擦係数）で滑ることによって弾性歪みエネルギーが解除され、急激に水平荷重が低下したものと解釈される。

(3) 基礎せん断力係数の速度依存性

近年では摩擦運動学に関する研究は凝着理論が主流であり、真実接触面に働く分子間力を断ち切ることで摩擦力が発生するとしている。コンクリートは粘弾性体であるため支承部変形が速度項に依存し、摩擦係数は速度依存性を有する。基礎速度と基礎せん断力係数の復元力特性を図-7に示す。基礎滑り速度に対するせん断力係数は10kineをピークとしてS字型の履歴形状を示した。特に滑り速度増加時にはせん断耐力はほぼ一定またはなだらかな低下傾向が見られるが、速度減少時にはせん断耐力が減速量に比例して、基礎滑り開始時の約1.5～2倍程度にまで増加している。高摩擦係数を有する滑り免震支承に関する既往の研究でもこれと同様の摩擦係数の速度依存性が報告されている。解析モデルでこれを考慮する場合は加速時には1.0、減速時には滑り速度に反比例して速度10kine時に最大値1.5に達する係数を乗じている。

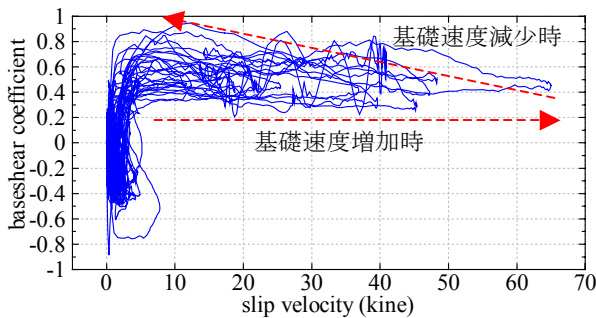


図-7 摩擦係数の基礎滑り速度依存性

(4) 基礎せん断力係数の面圧依存性

真実接触面積での圧力は非常に高くなると、弾性限界を超え塑性流動領域に達し、圧力は材料に対して一定値（塑性流動圧力）となる。高軸力下における真実接触面積は漸近して飽和するようになるため面圧に依存して摩擦係数は低くなる傾向を示す（面圧依存性）。震動実験では直接的に接触面積を計測することができないため、見かけの接触面積は基礎浮き上がり変形の平均値に概ね反比例すると仮定し、平均変形と鉛直加速度を考慮した

試験体総重量の積を面圧比例係数と定めた。基礎滑り毎の基礎せん断力係数と面圧係数の推移を図-8に示す。

震動実験結果では面圧比例係数が大きいほど基礎せん断力係数が小さくなる傾向を示した。しかし、同一の面圧比例係数に対する係数值・傾きのばらつきは大きく、滑り毎の滑り開始摩擦力や速度依存性状に比べると極めて定性的な変動に留まった。これは面圧に比例すると仮定した係数を用いたためである。後出の詳細解析モデルでは実験の面圧比例係数を回帰して基礎せん断力係数を低減した場合も検討している。

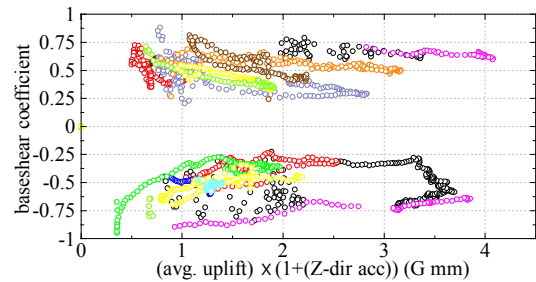


図-8 摩擦係数と面圧比例係数

(5) 滑り変形主軸方向の検討

基礎滑り加振における基礎滑り速度(変形増分)と基礎せん断力の最大応答(主軸)方向の時刻歴変化を図-9に示す。また、基礎滑り時の応答時刻を薄線で示す。変形とせん断力の主軸方向は基礎滑り時には概ね一致しているが、基礎固定時間には異なる。入力加速度および上部構造の変形主軸方向は桁行き方向であり、大局的には滑り速度の主軸方向は90°または270°に近い値となっているが、滑り毎、あるいは滑っている時間内にも変動している。

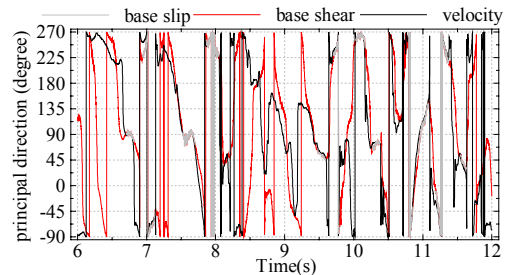


図-9 基礎滑り速度・せん断力の主軸方向

4. 解析モデル

4.1 上部構造解析モデル

本解析における上部構造の解析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た。柱引張鉄筋は全断面鉄筋の半分とし、腰壁付き短柱では腰壁高さを剛

域とし、梁断面付帯する腰壁およびスラブ協力幅の断面鉄筋およびコンクリートが非線形特性に寄与している。基礎鉛直ばねには初期剛性の高い非線形弾性 Ramberg Osgood model を用いた。基礎は初期軸力を超える引張荷重が作用した時に明確な非線形変形性状を示すモデルとした。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。柱せん断ばねは弾性、耐震壁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。また、剛性・減衰に関する不釣合い力は次ステップで解除している。応答計算は New mark β 法を用いて、積分時間刻みは 0.00025(s)とした。なお、加振 4 まで上部構造は小破程度以下の損傷に留まったので、連続入力加振の影響は考慮しなかった。

4.2 基礎滑り解析モデル

基礎水平方向の復元力特性は 4 種類の解析モデルを用いて解析を行った。いずれの解析モデルでも弾性剛性は震動実験結果の回帰剛性に設定した。簡易法では張間方向は弾性、桁行き方向は滑りせん断耐力一定方向とした独立 bilinear ばねモデルを用いた。滑り剛性は弾性剛性に対して十分小さい値に設定した。滑りせん断力係数は一定値(=0.40)としたモデル(model D)、初動時(0.75)と繰り返し応答時(0.40)の値を変化させたモデル(model C)の 2 種類で解析を行った。

一方、精算法では滑りせん断耐力が変動する(滑り剛性 0)弾塑性ばねモデルを用いて、鉛直地震動および滑り主軸方向を考慮した解析を行った(model B)。さらに、震動実験結果から定性的な係数変動を表す速度・面圧依存性を考慮した基礎滑りモデルを用いた解析(model A)も行った。基礎滑り開始時のせん断力係数は滑り回数に応じて振動しながら一定値に収束する変動モデルを用いた。速度依存性を考慮しない解析モデルでは最大係数 0.75、収束係数 0.45 とし、考慮する場合、最大係数 0.60、収束係数 0.40 とした。

弾塑性ばねモデルでは図-10 に示すように主軸方向の応答を各 Step で計算する手法を用いた。基礎固定時には 2 方向独立の弾性ばね応答を計算し、ばね合力が滑りせん断耐力を超過しているかどうかで基礎滑りを判定している。基礎滑り時には前 Step における基礎せん断力主軸方向から滑り固定判定する仮動増分変形{ d^* }を求めた。現 Step でも基礎が滑る場合、前 Step における増分変形方向から現 Step における基礎せん断力主軸方向を

求めた。基礎滑り剛性は 0 とし上部構造・基礎慣性力から増分変形を計算しているため(特定の基礎瞬間剛性を与えていないため)、Step ごとにせん断耐力が変動する場合にも逐次応答計算が可能となる。

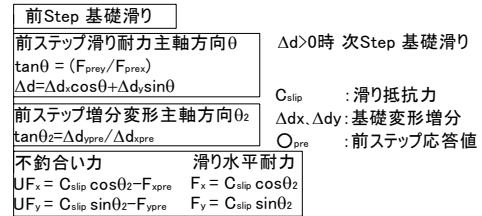


図-10 基礎滑り時の弾塑性応答モデルの解析フロー

5. 解析結果

5.1 静的漸増解析結果

基礎固定モデルにおける静的漸増載荷時の Y 方向 1 層水平復元力特性を図-11 に示す。骨組モデルの弾性固有周期は桁行き方向で 0.1516(s)、張間方向で 0.1429(s)となった。解析結果からひび割れ点付近の層せん断力係数は 0.50、降伏点付近は 1.00 であった。降伏変形角は 1/200 前後と判断され、腰壁断面が寄与し梁剛性・耐力が大きくなるため強度の高い層降伏型の構造物となった。また、荒川せん断耐力式から計算される 1 階柱せん断耐力和は 1.1、柱曲げ耐力和は 1.34 である。

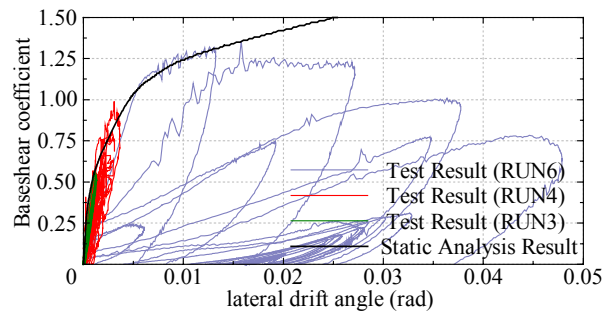


図-11 静的漸増載荷解析結果

5.2 弾性応答加振(加振 3)

図-12 において JMA Kobe 50%(加振 3)入力に対する Y 方向 1 層せん断力係数および層間変形角の時刻歴応答波形を解析結果と比較した。解析における時刻歴応答は実験結果に非常に近似しているが、加振後 9 秒以降の応答では負方向最大変形・応答せん断力を過少評価している部分が見られる。これは柱応答せん断力がひび割れ荷重を若干超過した辺りの最大応答となるため、実験結果の等価剛性を過大評価しているためであると考えられる。

5.3 基礎滑り加振(加振 4)

基礎滑り加振時の震動実験結果と解析結果における Y 方向 1 層せん断力係数および層間変形角の時刻歴応答波

形を図-13および図-14、Y方向基礎せん断力係数と基礎滑り変形の時刻歴波形を図-15に示す。Bilinear modelを用いて滑り耐力を応答中一定とした解析(model A)では加振9秒までの応答で実際より長い時間で基礎滑りが生じ、上部構造が塑性化しないため上部構造の応答を大幅に過小評価する結果となった。また、基礎滑り変形は一方方向に集中し、30cm以上の残留変形を記録している。

これに対して初動滑り時に大きな滑り耐力を考慮した解析(model B)では加振後9秒までの応答で上部構造が塑性化するため、解析結果と実験結果における上部構造の時刻歴応答波形が概ね一致している。また基礎滑り変形も基礎せん断耐力の小さい部分で若干過大評価となっているが実験結果に近似している。また、弾塑性モデルを用いた解析(model C)では最大応答付近での上部構造の応答、基礎滑り変形について若干推定精度が向上しているが、速度・面圧依存性を考慮・非考慮時の解析(model D)との間には明確な解析精度の向上は見られなかった。これら3種類の解析結果の比較から、基礎復元力を精緻にモデル化することで基礎滑り変形は実験結果に近似しうるが、いずれの解析結果も基礎滑り固定時刻は概ね一致しており、上部構造の応答推定に大きな変化が見られないことが示された。

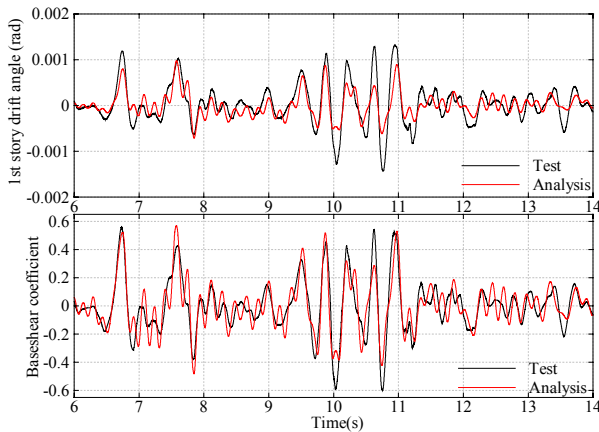


図-12 加振3における解析と実験結果の比較

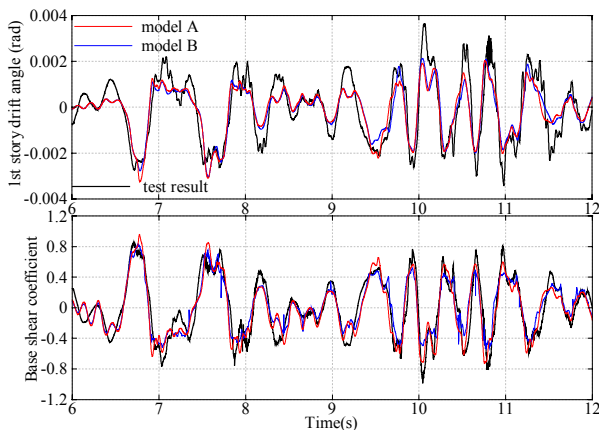


図-13 弾塑性 model を用いた解析と実験結果の比較

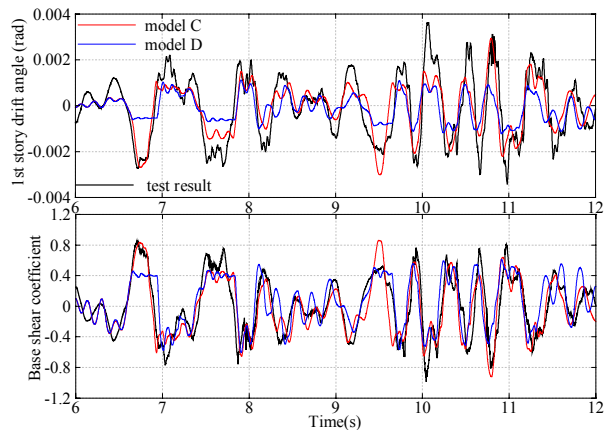


図-14 bilinear model を用いた解析と実験結果の比較

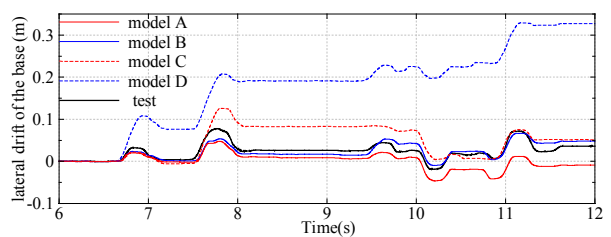


図-15 解析と実験結果における基礎滑り変形の比較

6. まとめ

実大3層旧基準RC試験体の震動実験の解析を行い、以下の結論を得た。

- 1) 計測された弾性剛性はとくに張間方向で基礎固定モデルよりも高く、基礎梁の剛性を考慮する方が近い計算値になった。
- 2) すべりが生じる基礎底面の摩擦係数は初動すべり時には静的試験結果にほぼ対応する上限の係数であったが、すべりの繰返しにより大幅に低下した。
- 3) 動的な摩擦係数は速度依存性、面圧依存性もみられたが、滑り時の係数自体に大きなばらつき、変動もみられた。
- 4) 摩擦係数の復元力特性モデルは、一定の摩擦係数を仮定するモデルでは実験結果との対応は不十分であった。初動時と繰返し以降の低減を考慮した復元力モデルを仮定することにより、実験結果のすべり性状、上部構造の応答レベルが再現された。

参考文献

- 1) 壁谷澤寿海, 松森泰造, 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿成, RC3層建物の振動実験概要, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, JCI, 949-954, 2007
- 2) 壁谷澤寿一, 壁谷澤寿海, 松森泰造, 金裕錫, 実大振動実験による基礎入力逸散の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, JCI, 955-960, 2000