

3.2.3 学校校舎の耐震補強に関する実大震動実験の計画と予備解析

目 次

(1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成18年度業務目的

(2) 平成18年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
 - 1) 試験体概要
 - 2) 入力計画
 - 3) 上部構造の解析モデル
 - 4) 基礎構造の解析モデル
- (c) 業務の成果
 - 1) 静的漸増載荷解析
 - 2) 極短柱せん断破壊性状の検討
 - 3) 地震応答解析結果と実験結果
 - 4) 入力低減効果の算定
 - 5) 基礎静的漸増載荷実験
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

(1) 業務の内容

(a) 業務題目

学校校舎の耐震補強に関する実大震動実験の計画と予備解析

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
東京大学地震研究所	教授	壁谷澤 寿海	kabe@eri.u-tokyo.ac.jp
独立行政法人防災科学技術研究所	研究員	松森 泰造	taizo@bosai.go.jp
東京大学地震研究所	大学院生	壁谷澤 寿一	tosikazu@eri.u-tokyo.ac.jp
東京大学地震研究所	研究員	金 裕錫	yskim@eri.u-tokyo.ac.jp

(c) 業務の目的

試験体の基礎入力逸散メカニズムを考慮した予備解析結果から実大試験体の破壊過程を予測し、実験結果と比較する。

- 1) 直接基礎入力逸散メカニズム(Sway および Rocking)の有無が実大試験体の破壊性状に及ぼす影響を検討する。
- 2) 無補強試験体の最大耐力時の変形角を、耐力劣化型モデルを用いた極短柱せん断破壊性状から予測する。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

1) 平成 14 年度：

耐震壁単体の 1/3 縮小モデル試験体 2 体の 1 方向振動台実験により、以下の知見が得られた。(1) 従来の耐力および靱性評価式による計算でせん断破壊先行と予想した試験体が、曲げ降伏後のせん断破壊型に至った。最大耐力も、各評価式による予測値を大きく上回った。(2) 曲げ降伏先行型と予想した試験体では、最大耐力は計算値とほぼ対応したが、継続時間の長い入力波の影響により、実験による終局変形角は計算値を下回った。

2) 平成 15 年度：

耐震壁の基礎浮き上がりの影響を明らかにするために、基礎固定型および基礎浮き上がり回転型という 2 種類の耐震壁フレーム構造の 1/3 縮小モデルの 1 方向振動台実験を行った。耐震壁が負担する水平力の負担割合は、基礎固定型で 70%以上、基礎浮き上がり型で 50%未満であり、最上階の最大応答変位は基礎浮き上がり型が 1.5 倍程度大きかった。現実の構造物では基礎完全固定は想定しがたく、振動台実験において、基礎の支持条件を正確に模擬することが重要であることがわかった。

3) 平成 16 年度：

前 2 年度と同様に既存の大型 1 次元振動台にて、鉄筋コンクリート立体フレーム構造の 1 方向振動実験を行った。試験体は、平成 17 年度に E-ディフェンスで行う予

定の実大6層試験体の1/3縮小モデルとした。曲げ降伏型の耐震壁が動的な外力によりせん断破壊に至り、過大な入力では層崩壊に至ることを実験的に明らかにした。

4) 平成17年度：

E-ディフェンスにより実大6層鉄筋コンクリート建物試験体1体の震動台実験を行った。試験体は、平面は2×3スパン、総重量750 tonf程度の連層耐震壁を有するフレーム構造とし、1970年代建設を想定した設計とした。試験体は、1層の腰壁付短柱のせん断破壊、連層耐震壁の脚部のせん断すべり破壊を伴い、最終的に1層の層崩壊に至った。腰壁付短柱が脆性的なせん断破壊に至ることを実証し、また、動的な効果による1層の層せん断力上昇と、変形の増大によるせん断耐力の低下によって、1層の層崩壊が生じることがわかった。

5) 平成18年度：

E-ディフェンスにより実大3層鉄筋コンクリート構造物2体の三次元震動破壊実験を実施する。うち1体のみ耐震補強することで、耐震補強の有効性について検証するとともに、学校校舎形態の鉄筋コンクリート構造物における進行性崩壊過程の解明、基礎におけるスウェイおよびロッキング現象を実験的に検証する。

(e) 平成18年度業務目的

E-ディフェンスによる実大規模の鉄筋コンクリート建物の振動実験を行い、鉄筋コンクリート構造の崩壊までの破壊過程を把握し、強度と変形性能について検証する。平成18年度に行う実大規模実験の試験体は、3層の鉄筋コンクリート造学校校舎を模擬した構造形態とし、1970年代建設を想定した2体とする。E-ディフェンスの能力および試験体を載積する台座に合わせて、平面は8×12 m (2×3スパン)、総高さ8.7 m、構造物重量360 tonf、震動台載積総重量800 tonf程度とする。震動実験においては、主に、中小地震を想定した小さいレベルの加振と既往の大地震を再現した加振を行う。各加振における構造物の損傷状況の記録と動的応答性状の検討を行う。

(2) 平成18年度の成果

(a) 業務の要約

一般的な梁、柱、耐震壁部材で構成される鉄筋コンクリート構造物については2005年度実大3次元震動破壊実験施設であるE-ディフェンスで行われた鉄筋コンクリート造実大壁フレーム構造震動実験により実験的に検証され、耐力劣化型部材モデルにより耐力低下開始変形を推定する、破壊過程予測の精度が検討された。

実際の鉄筋コンクリート構造物の地震被害は、地盤-建物相互作用および基礎近傍の逸散効果によって実効入力が大幅に低減し、主に低層の建物で軽減されることが被害調査報告などから指摘されている。また鉄筋コンクリート構造物の耐震補強は1995年以降耐震改修促進法によって推進されているが、耐震改修による具体的な地震被害の軽減効果は明らかになっていない。そこで2007年度には直接基礎の3層学校校舎、同校舎を耐震補強した校舎を模擬した試験体2体の震動実験を計画した。また基礎近傍での入

力逸散効果を模擬するために震動台と試験体は固定せず、コンクリート上に基礎を打設した。

実大試験体を構成している部材のうち特に廊下側および教室側構面の短柱のせん断破壊が予測され、実験を計画するにあたって試験体基礎の入力逸散が構造物のこれらの破壊性状に及ぼす影響およびその予測を目的として予備解析を行った。これら試験体の破壊過程の解明には上部構造の既往部材モデル（耐震壁 **Three Vertical Line Element Model**、柱梁 **One-Component Model**）に加えて、基礎の滑動や浮き上がりをモデル化することが必要であり、そのモデル化手法として基礎滑動についてはコンクリート間の摩擦係数を仮定し、基礎浮き上がりについては基礎下に軸バネを考慮した。また予測される解析結果を既往の基礎固定モデルにおける解析結果と比較し、震動台実験における構造物被害がどちらに対応していたか検討する。

(b) 業務の実施方法

本実大試験体の3次元地震動入力に対する地震応答および破壊過程を精度よく予測するために要求される基礎挙動モデルの条件としては、精緻な基礎の復元力特性の設定、静摩擦係数および動摩擦係数の設定および周辺地盤の土圧効果、さらには3次元地震動入力による3軸カップリング効果などが上げられる。しかしながら、上記すべての条件を実験的根拠なしに仮定することは解析における予測を広範囲に設定することとなるため、本解析では摩擦係数のみをパラメータとして地震応答解析を行い、試験体基礎の挙動が実大試験体の破壊過程に及ぼす影響の検討を試みる。

1) 試験体概要

解析対象である実大試験体の基礎伏図と基準階平面図および各構面の立面図を図—1 および2に示す。試験体基礎および基礎梁は台座内縁から約1mに位置し、高さは0.8mである。基礎周辺にはまき土が埋設されている。なお1階床下は計測のため土は埋設していない。X1構面は腰壁付き極短柱構面、X2構面は長柱を抜いた純フレーム構面、X3構面は中央のみ腰壁付き短柱構面となっている。また、X方向構面はY1,Y4構面が耐震壁構面、Y2、Y3構面が純フレーム構面である。試験体立面に関しては、各層の高さが2.5mで3層であり、基礎を除いた重量は約270 tonf、基礎は約90 tonfである。

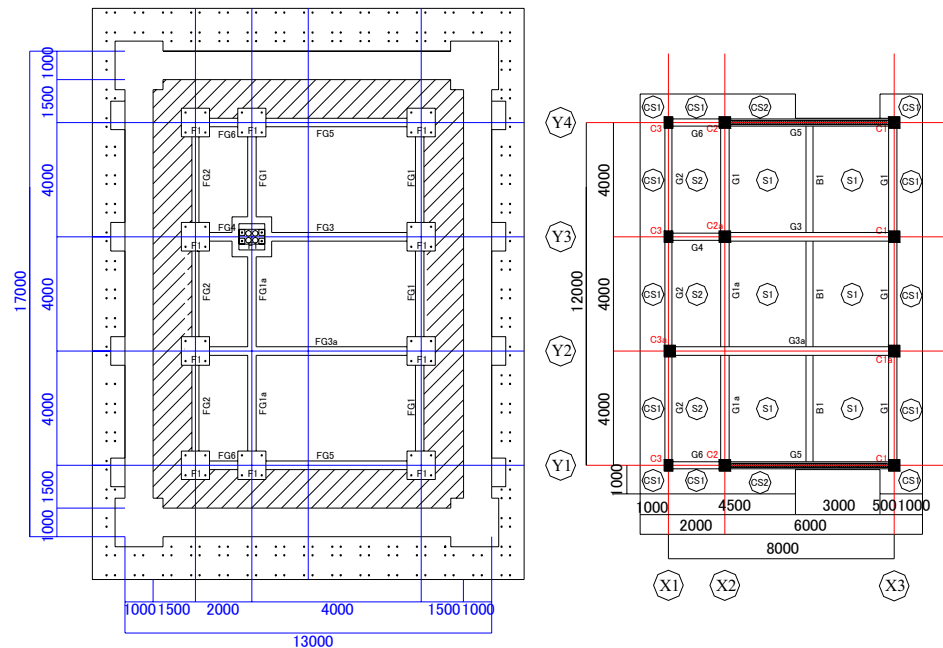


図1 試験体基礎伏図および基準階平面図

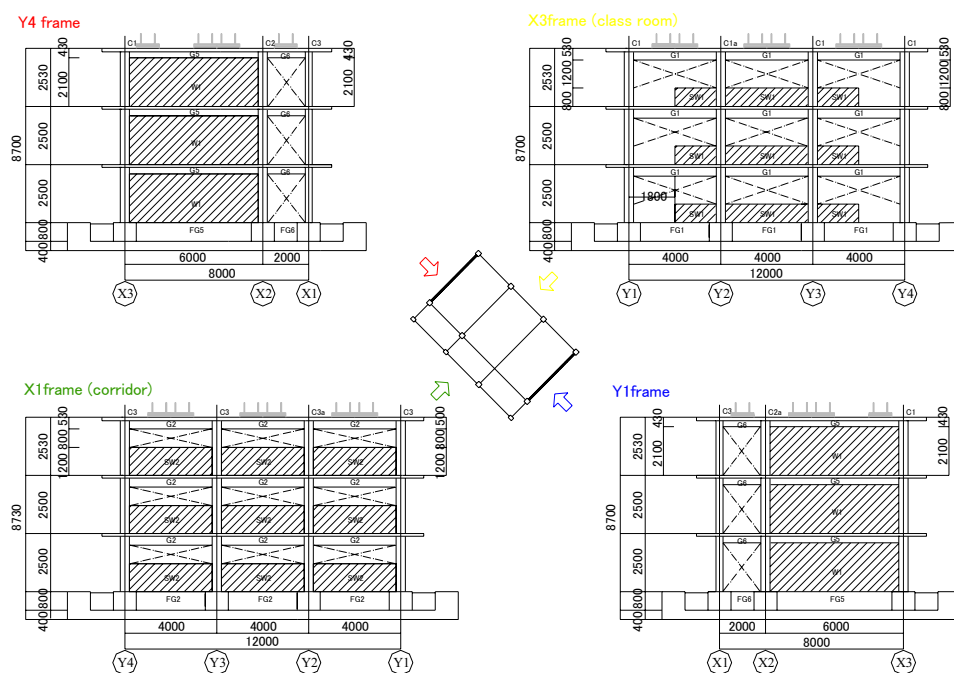


図2 試験体立面図

2) 入力計画

設計段階では実大震動実験で無補強試験体倒壊相当の応答を与える地震動として 1995 年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録 (JMA Kobe) の NS、EW、UD の 3 成分入力を計画していた。試験体に対する水平成分の入力方向は、NS 成分が試験体の X 軸から -45° 、EW 成分が Y 軸から -45° 方向に入力することを計画した。試験体の入力加速度を図 3 に示す。図からわかるように試験体の 1 階層せん断力が Y 方向に集中しているのが分かる。なお震動実験と同様に、地震応答解析では振幅倍率を 0.5 倍した地震波と原波形を連続入力したケースについて結果を示す。

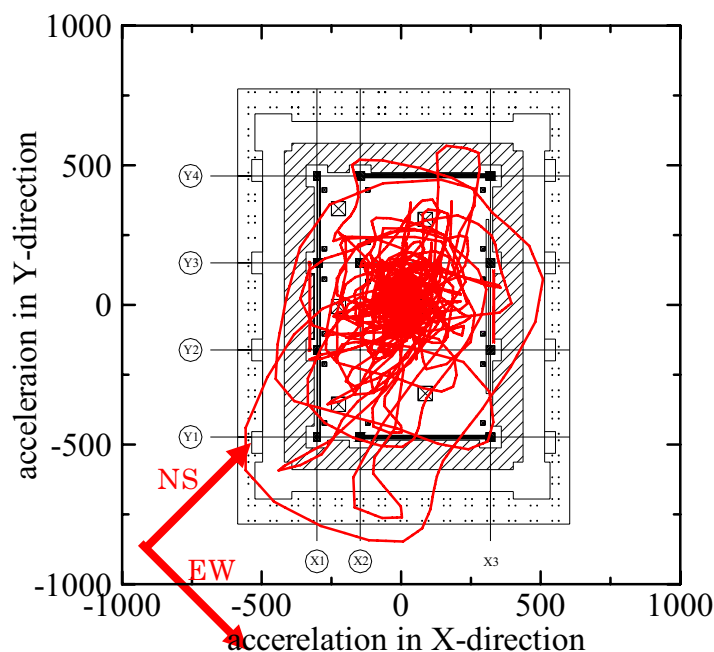


図 3 入力加速度

3) 上部構造の解析モデル

実大試験体上部構造の部材には一般的な線材置換モデルを用いた。すなわち、耐震壁の部材モデルに TVLE (Three Vertical Line Element) モデルを用い、また柱梁に対しては材端ばねモデル (OC、One-Component Model) を用いて Pushover 解析および地震応答解析を行った。したがって地震応答解析モデルにおいて構造物の耐力低下までは考慮されていない。以下に各部材モデルおよび強度算定方法を詳述する。また予備解析では剛床仮定とし、コンクリート強度は 30Mpa、D19 鉄筋強度は 380Mpa、D10 鉄筋強度 345Mpa と仮定して計算した。

a) 材端ばね(One-Component) Model

図 4 (a)に示すように柱の両端曲げ、軸およびせん断ばねを設けることによって柱をモデル化し、梁に関しては図 4 (b)のように曲げおよび軸ばねでモデル化した。せん断ばねは常に弾性剛性とし曲げ柔性剛性に加算した。曲げばねには Tri-linear 型の Takeda モデル(図 5 (a)) (履歴パラメータ $\alpha : 0.5$)を、軸ばねには Axial Stiffness(図 5 (b))モデル(履歴パラメータ $\alpha : 0.8$)を用いた。

復元力特性におけるスケルトンカーブのひび割れ強度、降伏強度は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の算定式¹⁾に基づいて計算した。また部材の剛性低下率は文献²⁾に示される提案式を用いて算出し、降伏後剛性は初期剛性の1%とした。柱に関して引張鉄筋は全鉄筋断面積の半分とし、梁筋はそれぞれ上下端筋の他にスラブ筋を考慮し、梁断面にスラブ有効幅を考慮した。

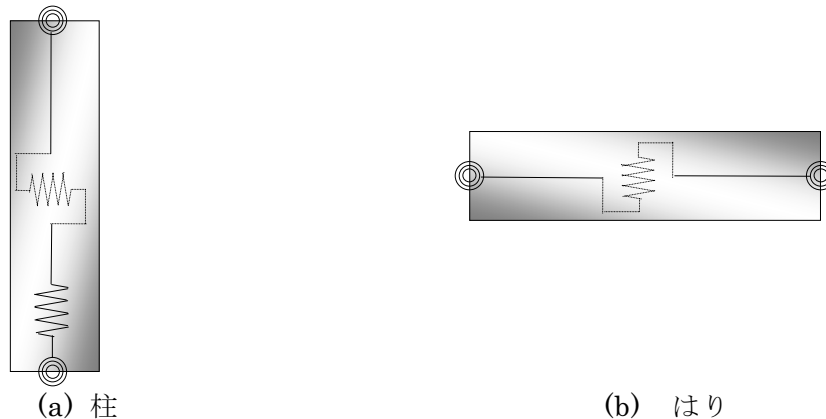


図4 材端ばね(One-Component) Model

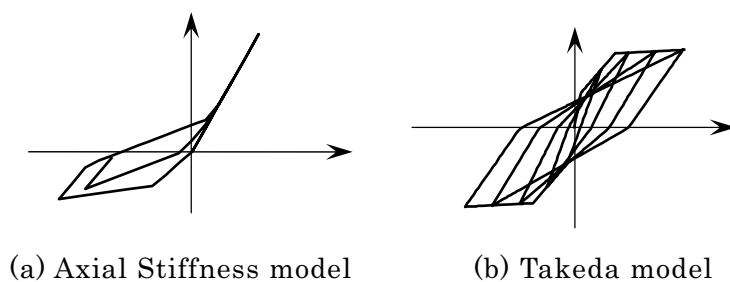


図5 復元力特性モデル

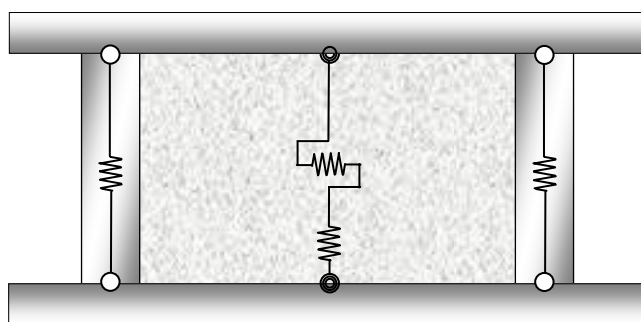


図6 TVLE (Three Vertical Line Elements) Model

b) TVLE (Three Vertical Line Elements) Model ³⁾

耐震壁の壁板を図6に示すように曲げばね、せん断ばねおよび軸ばねでモデル化し、側柱に対しては面内変形に対する曲げおよびせん断成分を無視し軸ばねでモデル化した。そして、壁板上下の境界梁に関しては剛梁とした。壁板の曲げばねにはTakedaモデル⁴⁾(履歴パラメータ α :0.5)、せん断ばねには原点指向性の強いTakedaモデル(履歴パラメータ α :1.0)、壁板および側柱の軸ばねにはAxial stiffnessモデル(履歴パラメータ α :0.8)を用いた。耐震壁のばね復元力特性におけるスケルトンカーブのひび割れ強度、

降伏強度は鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説の算定式⁵⁾に基づいて算出した。壁板曲げばねの剛性低下率は **0.3** とし、せん断ばねのひび割れ後の剛性低下率は **0.2** と仮定した。

c) その他の仮定

腰壁付き短柱の柱剛域は腰壁高さと同じとした。腰壁下梁は図 7 に示すように文献⁶⁾に基づき腰壁鉄筋を降伏耐力に考慮した解析ケース(a)と腰壁断面をはり断面に加え剛性および耐力を算出した解析ケース(b)の 2 ケースについて結果を示す。

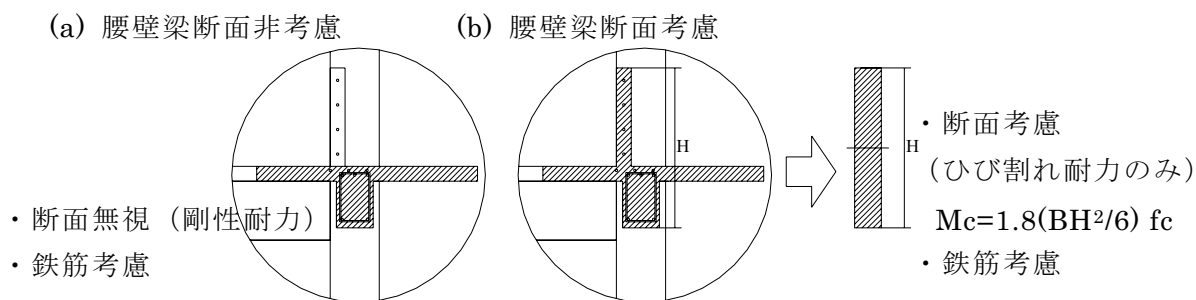


図 7 腰壁直下梁のモデル化

補強鉄骨ブレースは基礎浮き上がり耐力を算出する予備解析では、鉄骨ブレース断面が確定していなかったため、連層耐震壁とみなして弾性ばねを有する TVLE model を代用した。震動実験後、補強試験体の滑動を考慮した鋼材断面から柱梁枠組およびトラス機構における弾性剛性を求め水平剛性に加算した。予備解析では補強試験体は基礎浮き上がりにおける全体降伏メカニズムによる崩壊形を想定しているため、ブレース部分は弾性とした。また補強試験体の全ての腰壁端部に入れた耐震スリットは柱剛域を取り除き、梁腰壁断面を完全に分離するものとして解析を行った。各節点に加わる軸力は重量計算結果に基づいて定めた。図 8 に 1 層における柱断面性状を示す。

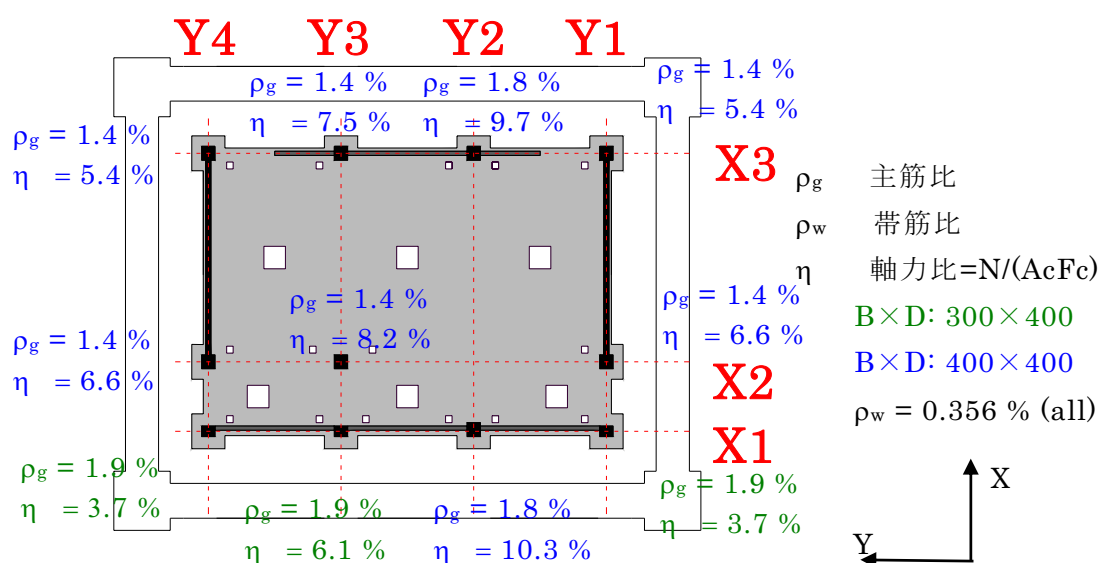


図 8 1 層柱の断面性状

試験体は実大スケールよりも若干小さいため、一般の3層鉄筋コンクリート構造物と比較すると、主筋量の多い断面形状となっている。一階柱が両端ヒンジ形成時の曲げ耐力の総和は、軸力を考慮すると層せん断力係数で概ね1.35となった。解析における各階の層重量はRF: 1103 (kN), 3F: 789 (kN), 2F: 789 (kN), 1F: 855(kN)となった。

4) 基礎構造の解析モデル

実大試験体基礎構造には滑動と浮き上がりを置換する解析モデルを用いた。滑動はある摩擦係数に相当する滑動耐力を有する **bi-linear model** でモデル化した。実際の試験体では周辺地盤の影響や静、動摩擦係数の変化、3軸入力加速度によるカップリング効果などが滑動の復元力特性に大きく影響を及ぼすと考えられるが、滑動耐力をパラメータとして試験体応答をある程度予測できるものとして解析を行った。一般に構造設計などでは、コンクリート間の摩擦係数は0.65とされているため、摩擦係数は0.9、0.8、0.7、0.6、0.5、0.4の6ケースで解析を行った。

基礎の復元力特性を図9に示す。復元力特性の滑動耐力は摩擦係数に基礎を含めた構造物総重量を掛け合わせた値とした。簡略化のため基礎のXY方向の自由度はそれぞれ独立とし、層せん断力の小さいX方向の加速度は基礎滑動に影響を与えないものとした。基礎弾性剛性は基礎固定と基礎一体解析モデルにおいて、構造物固有周期が同一となる程度の非常に高い値に設定した。滑動後剛性はほぼ傾きをもたず、0に近似した値とした。なおこの値を大きく設定しすぎると、基礎の最大応答変形に大きく影響を与えるが、本解析では設定値の1/10から10倍の範囲で最大応答変形が概ね同程度の値を示すことが確認されている。一般の構造物の解析手順では基礎水平力は発散してしまう。これは剛性変化する **step** において非常に大きな不釣合力の解除が必要となるためであり、時刻暦刻みを非常に小さくし、減衰マトリクスの不釣合力の解除を行うことで収斂計算が可能となった。

一方、基礎浮き上がり解析は各基礎下に軸ばねを入れることでモデル化し、浮き上がり時の最大耐力を把握するため、静的漸増載荷解析のみ行った。復元力特性は基礎位置にかかる軸力を初期荷重として原点指向の逆L字型の履歴とした。

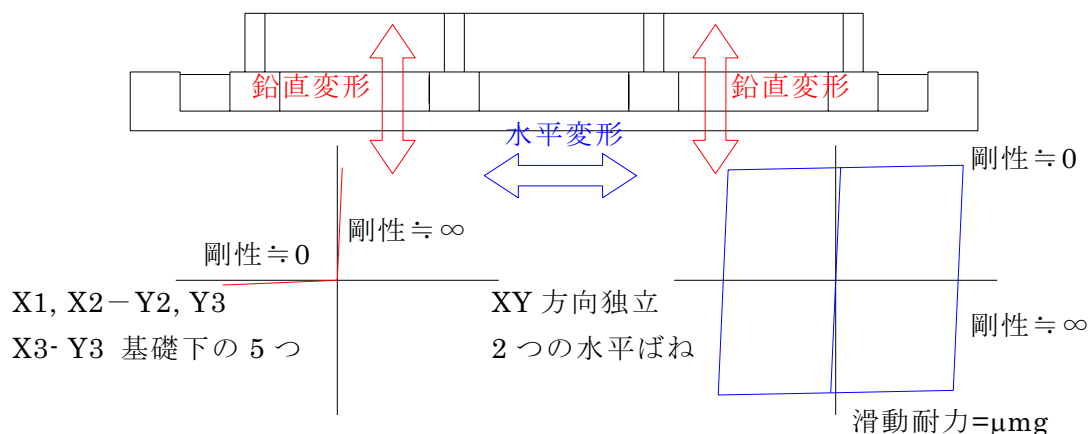


図9 基礎の復元力特性

(c) 業務の成果

1) 静的漸増載荷解析

補強および無補強試験体の静的漸増載荷解析を行った。無補強試験体は弾性 1 次 mode 外力形で、補強試験体は鉄骨ブレースにより変形 mode が矩形に近いことが推察されるため、等分布外力形で漸増載荷した。静的解析における層せん断力係数と 1 層変形角の関係を図 10 に示す。

無補強試験体の Y 方向の水平せん断耐力は腰壁を梁断面に考慮するかどうかで大きく異なった。降伏に相当する層せん断力係数(変形角 1/200)は腰壁梁断面を考慮しない場合で 0.7 程度、考慮する場合で 1.0 を記録している。これは試験体が低層で柱曲げ耐力が比較的高く、梁のひび割れ強度の違いにより剛性低下性能が大きく変化することを示している。無補強試験体の X 方向層せん断力係数は変形角 1/500 以下で 1.5 を超え、X 方向には非常に高い耐力を有していることがわかった。一方、補強試験体は浮き上がりを考慮しない場合、変形角 1/500 程度で Y 方向層せん断力係数が 1.2 を超える結果となった。基礎浮き上がりを考慮すると、層せん断力係数 0.6 程度から耐力に差が表れ、1.0 程度で梁端ヒンジによる全体降伏メカニズムを形成する結果となった。

試験体解析における無補強試験体の Y 方向固有周期は 0.1860 (s)、腰壁断面の剛性寄与まで考慮すると 0.1125 (s)となった。X 方向固有周期は 0.069 (s)であった。一方、補強試験体の Y 方向固有周期は補強ブレース断面などを計算したモデルでは 0.1375 (s)となった。震動実験における無補強試験体の加震前の Y 方向固有周期は 0.1852 (s)、X 方向固有周期は 0.1429 (s)であった。Y 方向の固有周期は腰壁断面を梁断面として考慮しない場合の解析結果に概ね近似した。X 方向の固有周期が解析よりも非常に大きかったのは耐震壁による直交方向の基礎浮き上がり回転が原因であると考えられる。また補強試験体の Y 方向固有周期は 0.1405(s) であり、解析結果と概ね対応している。

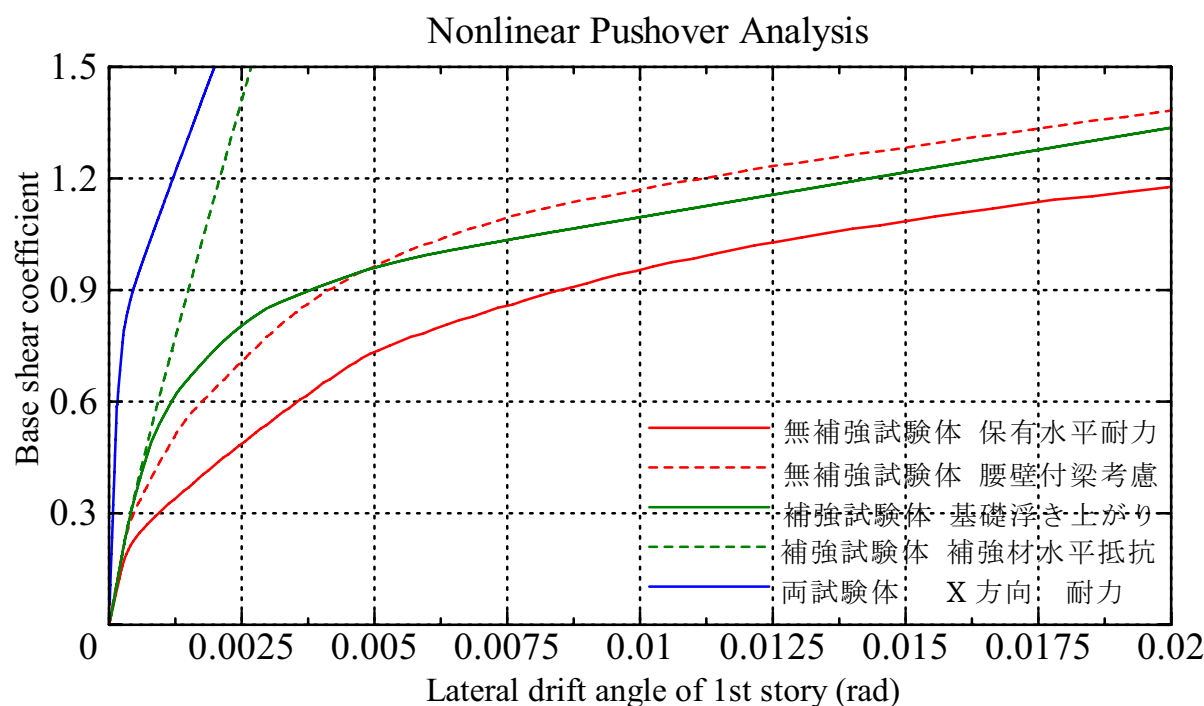


図 10 静的漸増載荷解析結果

図 1 1 に解析ケース(b)の無補強試験体における各構面の負担水平力と補強試験体における補強ブレースと RC 躯体の負担水平力を示す。無補強試験体は腰壁断面および鉄筋を梁断面として考慮した解析ケースについて結果を示す。

無補強試験体は層降伏に相当する変形角(1/200)で X1(廊下)構面は 60%、X3(教室)側は 30%、X2(中央)構面は 10%程度のせん断力負担となった。X1 構面は腰壁が非常に高く、他の構面に比べて剛性が高いためせん断力負担率はかなり大きくなった。一方、補強試験体におけるせん断力負担は補強鉄骨ブレースがほとんどであり、水平変形角 1/500 で RC 躯体は 15%程度であった。

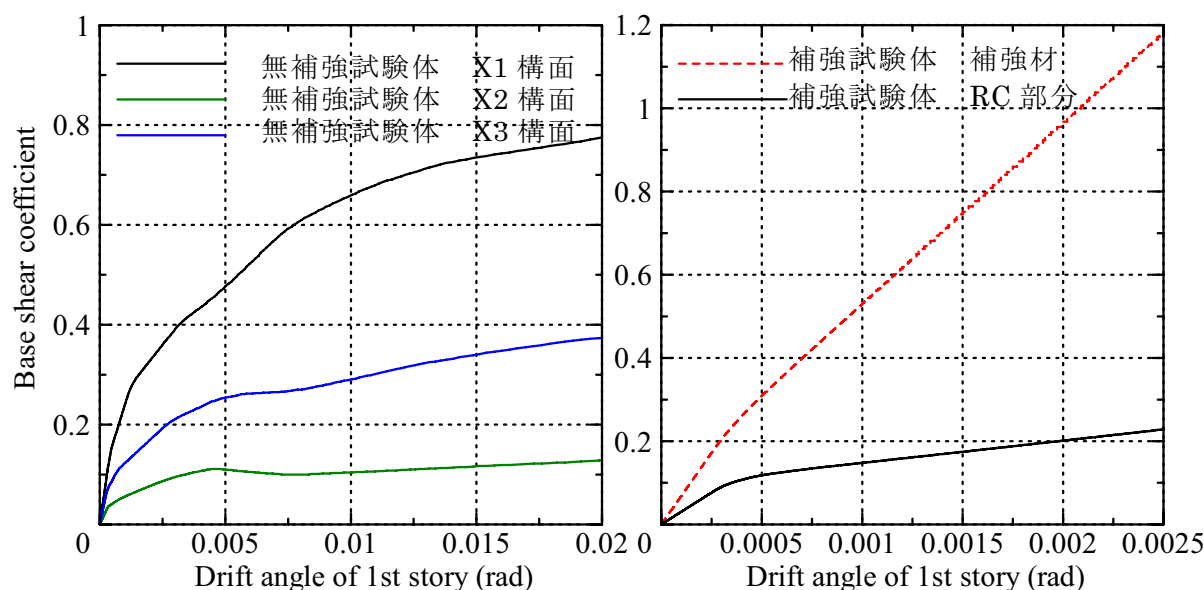


図 1 1 水平力負担

2) 極短柱せん断破壊性状の検討

前述した静的漸増載荷解析および地震応答解析に用いた解析プログラムでは鉄筋コンクリート構造物の耐力低下および限界変形まで考慮されない。そこで、本研究では初めに損傷破壊が想定される構成部材の応答性状から構造物が耐力低下し始める変形(耐力低下開始点)を推定した。耐震診断結果から初めに破壊が想定される部材はX1 構面の中央の極短柱 2 本であった。これら 2 本の柱について単調水平載荷時のポストピーク復元力特性を静的解析により求めた。解析プログラムにはASFI (Axial-Shear-Flexural Interaction model) ⁷⁾ モデルを用いた。

このプログラムは modified compression field theory に基づいた軸-せん断相互作用を考慮した要素モデルから耐力劣化型モデルに必要なコンクリート要素の強度低下・圧縮強度軟化率・せん断変形を求めている。またこの要素モデルに用いる応力-歪関係は部材断面の曲げ理論(fiber model)から得られる荷重-変形から収斂して求めている。これにより耐力劣化時の曲げ-せん断-軸方向の相互作用を考慮した解析が可能となる。

X1 構面極短柱を解析した結果を図 1 2 に示す。軸力は初期荷重とし、柱のスパン長さは梁下端・腰壁高さを剛域とした 800 mmとした。コンクリートの最大圧縮歪は 0.2%、最大鉄筋強度は 600 Mpaとした。また同図に点線で文献⁶⁾を参考に荒川せん断耐力式

(minimum式)による強度算定値を示し比較する。

X1X2 の短柱は軸力が小さいにも関わらず断面積が小さいため、部材角 1/200 前後で耐力低下開始する結果となった。最大せん断耐力は 400 kN 弱であり、これは荒川式によるせん断耐力を若干上回った。一方 X1X3 の短柱の部材角 1/100 前後で耐力低下し始め、最大せん断耐力は 450 kN 弱となった。これは荒川式によるせん断耐力と概ね一致している。これらの解析結果から無補強試験体は 1 層水平変形角が 1/200 前後で最大水平耐力を記録することになり、先述した静的漸増載荷解析の結果から層せん断力係数で 1.0 程度となる。(腰壁断面を梁断面として考慮した場合)

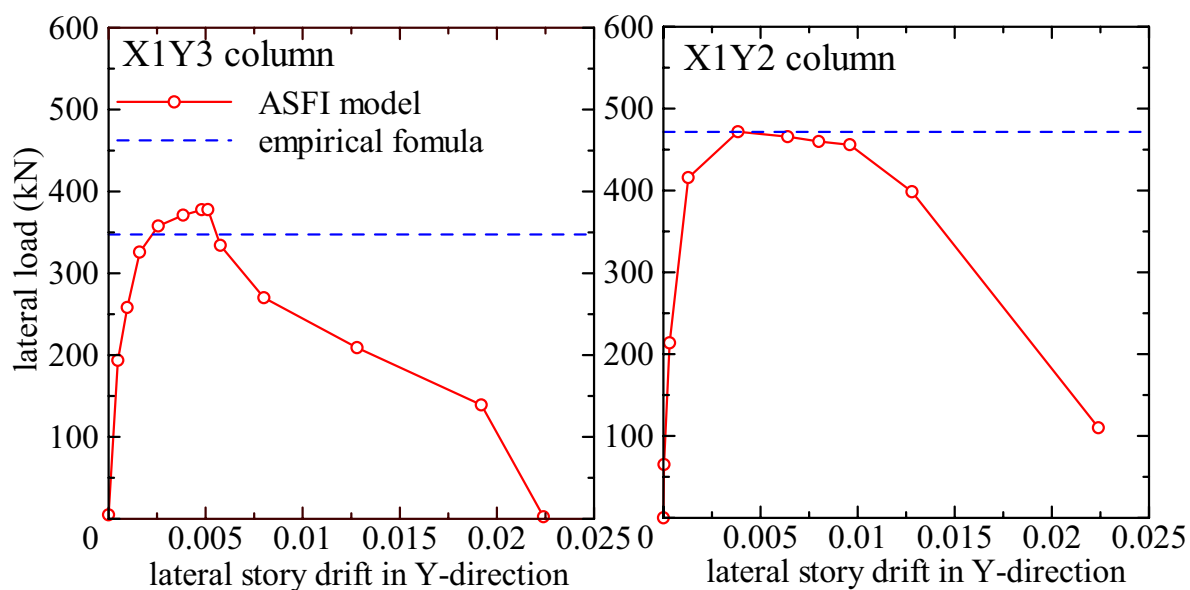


図 1 2 耐力低下モデルによる極短柱せん断破壊性状の検討

3) 地震応答解析結果と実験結果

a) 上部構造

3種類の構造物解析モデル(無補強試験体(腰壁梁断面考慮・非考慮)、補強試験体(浮き上がり非考慮))に対し、JMA_KOBE地震動(JMA)の3成分(NS、EW、UD)を入力して地震応答解析を行った。数値解析方法はNewmark- β 法($\beta = 0.25$)、数値積分の時間刻み(Δt)が0.00125秒であり、減衰係数 h を0.03とし、瞬間剛性比例型を用いて解析を行った。図13の左側に異なる摩擦係数を仮定した解析6ケースにおけるY方向せん断力係数と1層水平変形角の関係を示す。

無補強試験体の解析は静的解析と同様に解析モデルによって大きく応答性状が異なる結果となった。腰壁を梁断面として考慮しない場合、摩擦係数を低くしても試験体の応答は1/200を超えており、X1構面の短柱がせん断破壊となる。これに対して腰壁を梁断面として考慮する場合、摩擦係数0.5以下で層間変形が1/200以下となり最大層せん断耐力まで至らない結果となる。一方、補強試験体は固定時の変形角1/350程度となった。これらの応答変形と層せん断力は摩擦係数に応じて徐々に低下していることがわかる。

震動台実験におけるY方向せん断力係数と1層Y方向水平変形角の復元力特性を図14に示す。図14(a)は無補強試験体の加震1~5(JMA_KOBE 10, 25, 50, 100, 100%入力)について、図14(b)は補強試験体の加震1~5について示している。また試験体のポストピーク挙動を示すグラフとして図14(c)に加震5、6における補強・無補強試験体の復元力特性、図14(d)に1層崩壊に至った加震(加震6および加震15)における補強・無補強試験体の復元力特性を示す。図14(e)には補強試験体における加振6以降の復元力特性、図14(f)には補強試験体倒壊時におけるX1・X3構面の応答比較図を示す。

降伏前応答であるJMA_KOBE 50%に対して無補強試験体の場合、最大応答変形およびせん断力係数は1/700および0.6、補強試験体の場合1/2000および0.5であった。無補強試験体の応答変形は腰壁梁断面を考慮した解析ケースと比較的近似した。実験結果は解析値よりも変形・耐力が大きく、これは主に入力地震波が目標地震波と異なること、試験体が弾性応答性状に近いためであると考えられる。

基礎固定した無補強試験体のJMA_KOBE 100%に対する最大応答せん断力係数は1.3であった。したがって無補強試験体の初期剛性は腰壁梁断面非考慮時の解析ケースに概ね一致しているものの、保有水平耐力は腰壁梁断面を考慮した解析ケースに近いといえる。しかし、この値は解析モデルの静的漸増載荷解析における骨格曲線よりもさらに大きく、急激に変形が増大していることに注目すると、歪速度が大きく影響していると考えられる。また補強試験体のJMA_KOBE 100%に対する応答せん断力は1.18であり、これは基礎固定時の地震応答解析結果に非常に近い値を示している。

無補強試験体が基礎滑動した2加震(ともにJMA_KOBE 100%)について最大応答変形およびせん断力係数は、加震4では1/250と0.96、加震5では1/180と1.08であった。これらの応答は解析と同様に基礎固定時の最大応答を下回っている。また最大変形から判断すると、加震4の実験結果は摩擦係数0.5の解析ケース、加震5では摩擦係数0.6の解析ケースに概ね相当している。また補強試験体が基礎滑動した加震(JMA_KOBE 100%)について最大応答変形およびせん断力係数は、1/666と0.87であり、実験結果は摩擦係数0.4の解析ケースに相当している。

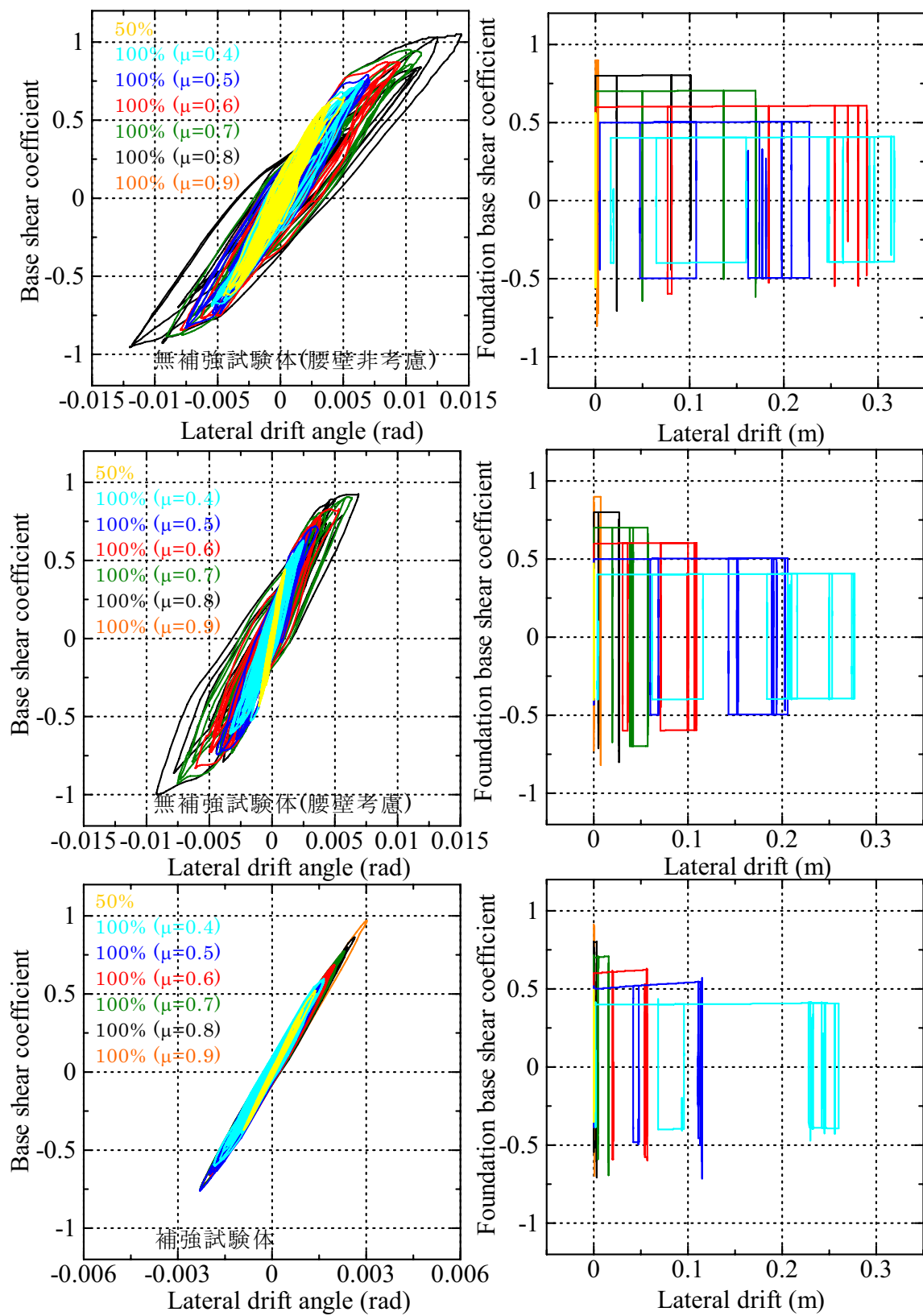
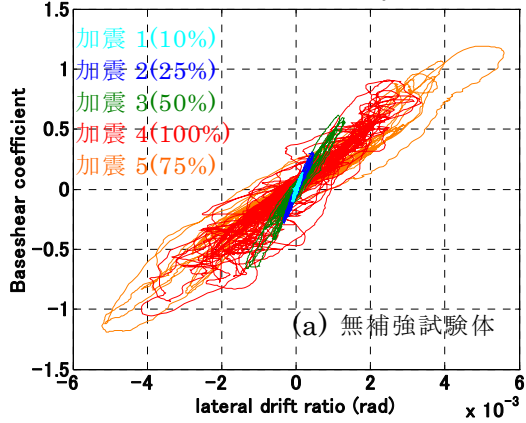
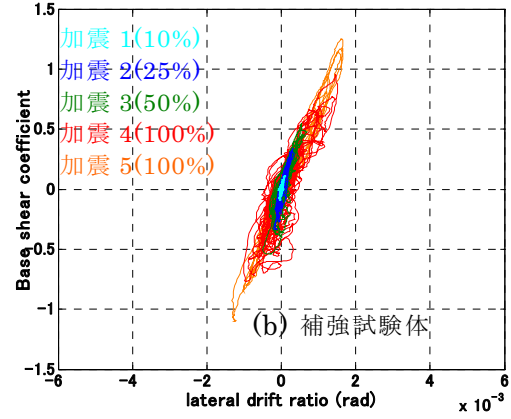


図 1-3 解析モデルにおける復元力特性

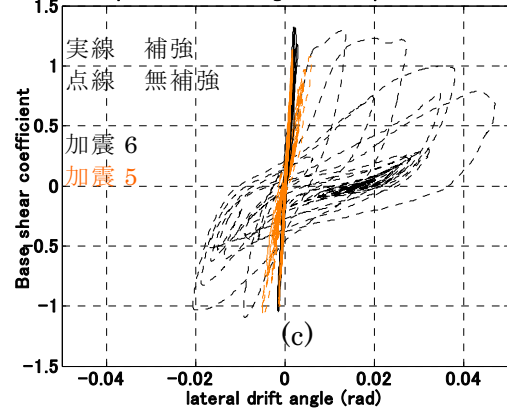
RC bare frame Base shear and 1st story drift (Y-direction)



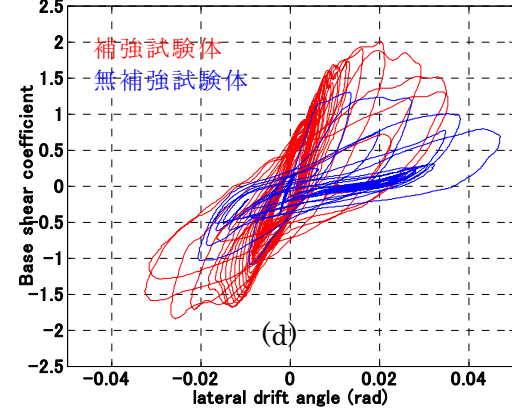
Strengthen RC frame Base shear and 1st story drift (Y-direction)



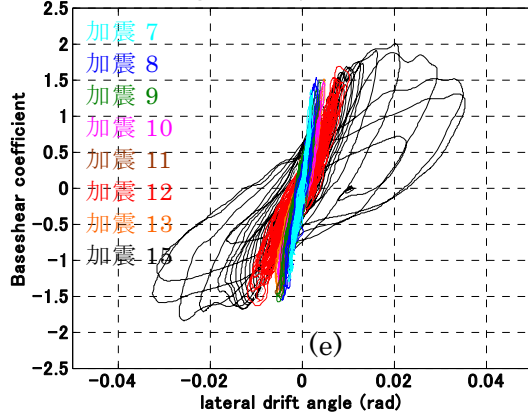
A bare RC specimen vs. Strengthen RC Specimen(Run5&Run6)



A bare RC specimen vs. Strengthen RC Specimen(Performance)



A Strengthen RC Specimen (Run7-15)



A strengthened RC specimen (X1 frame vs. X3 frame)

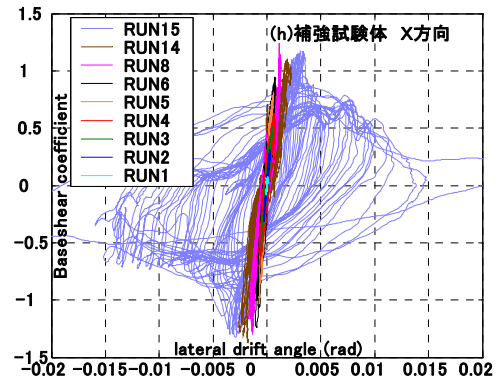
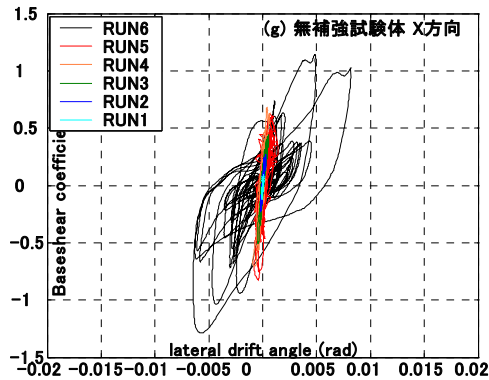
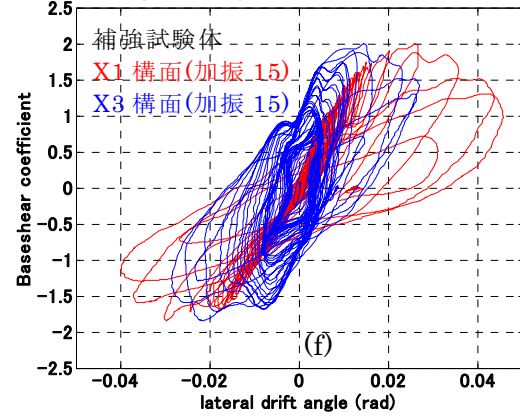


図 1 4 震動実験における 1 層の復元力特性

b) 基礎構造

図 1 3 の右側に解析における Y 方向基礎せん断力係数と Y 方向基礎変形の復元力特性を示す。どの解析モデルにおいても基礎は摩擦係数 0.4 の場合、300mm 程度の変形している。また残留変位は一定の方向にでており、いずれの解析ケースも滑り始めてから原点方向に戻ることはなかった。これは JMA_KOBE の地震動特性と解析で摩擦係数の変動を考慮していないためであると考えられる。無補強試験体では摩擦係数 0.9、補強試験体では摩擦係数が 0.8 および 0.9 の解析ケースでは滑動はほとんど起こらなかった。

震動実験における Y 方向基礎せん断力係数と Y 方向基礎水平変形の復元力特性を図 1 5 の点線に示す。無補強試験体の加震 4 では最大 80mm、加震 5 では 30mm 程度の滑動が計測された。補強試験体では最大 25mm 滑動し、最終的に基礎の浮き上がりは起こらなかった。加震 4 時の履歴形状は非常に不安定で解析時に見られた滑動方向が集中するという現象も見られなかった。これは初めの滑動開始する基礎層せん断力は高いものの(摩擦係数 0.6~0.7)、繰り返し荷重により滑動する場合は非常に低く(摩擦係数 0.4 相当)なっていることが原因であると考えられる。一方無補強試験体の加震 5 に対する応答では基礎を震動台にボルト鉛直固定しているため、滑動している間は常に基礎層せん断力が高かった(摩擦係数 0.7)。解析と比較すると基礎滑動の変形量は非常に小さかった。これは基礎の滑動が周辺地盤、粘性減衰、3 軸カップリング効果などの影響を受けたためであると推察される。鉛直入力地震動による重量変動および 2 方向滑りを考慮して修正した基礎せん断力係数と基礎水平変形の復元力特性を図 1 5 の実線に示す。修正した関係図は無補強試験体の加振 4 では概ね長方形型の履歴を示しているが、無補強試験体の加振 5 および補強試験体の加振 5 では平行四辺形型となった。これらの加振では滑り変形量および滑り速度が小さいためと考えられる。

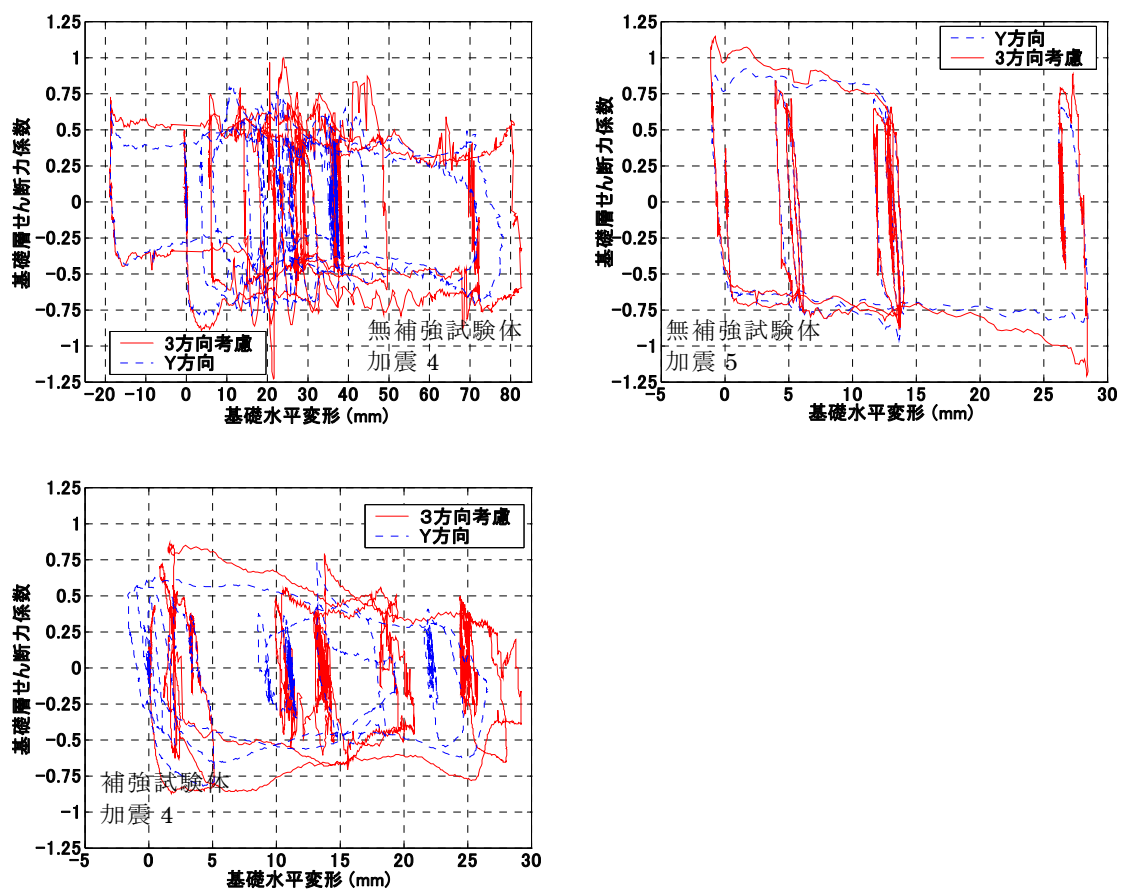


図 1 5 震動実験における基礎の Y 方向復元力特性

4) 入力低減効果の算定

無補強試験体の基礎滑動による入力低減効果を検討するために、文献⁸⁾参考してエネルギー等価速度 (VEE)および有効入力エネルギー率(EER) を算定した。この値は多質点弾塑性振動系の運動方程式の両辺を相対速度で積分したものであり、エネルギー等価速度は外力項の積分値(建物振動エネルギー)を運動エネルギーとみなして、縮約した質量で換算した値である。有効入力エネルギー率は総入力エネルギーに対する建物振動エネルギーの比とした。

震動実験における速度換算値および有効入力率は基礎が滑動した加震において大幅に低減している。特に加振 4 における有効エネルギー率は Y 方向で 0.78 である。この値は KOBE 100%に対する地震応答解析におけるいずれの解析ケース(摩擦係数 0.4~0.9 一定値)よりも大きな入力損失を示している。また、解析では摩擦係数に応じて有効入力率は徐々に低減しているものの、速度換算値はあまり変化していない。したがって、震動実験において減衰、周辺地盤、上下動などの影響で基礎相対速度が解析よりも低くなったと考えられる。

$$\text{Effective Energy Ratio} = \frac{(\int [M_{2-R}] (\ddot{x} + \ddot{x}_0) \dot{x} dt)}{(\int [M_{1-R}] (\ddot{x}_0) \dot{x} dt)}$$

$$\text{Velocity for Equivalent Energy} = \sqrt{2(\int [M_{2-R}] (\ddot{x} + \ddot{x}_0) \dot{x} dt) / M}$$

$$\text{Effective Mass} = \beta \{u\} [M_{2-R}] \{\alpha\}$$

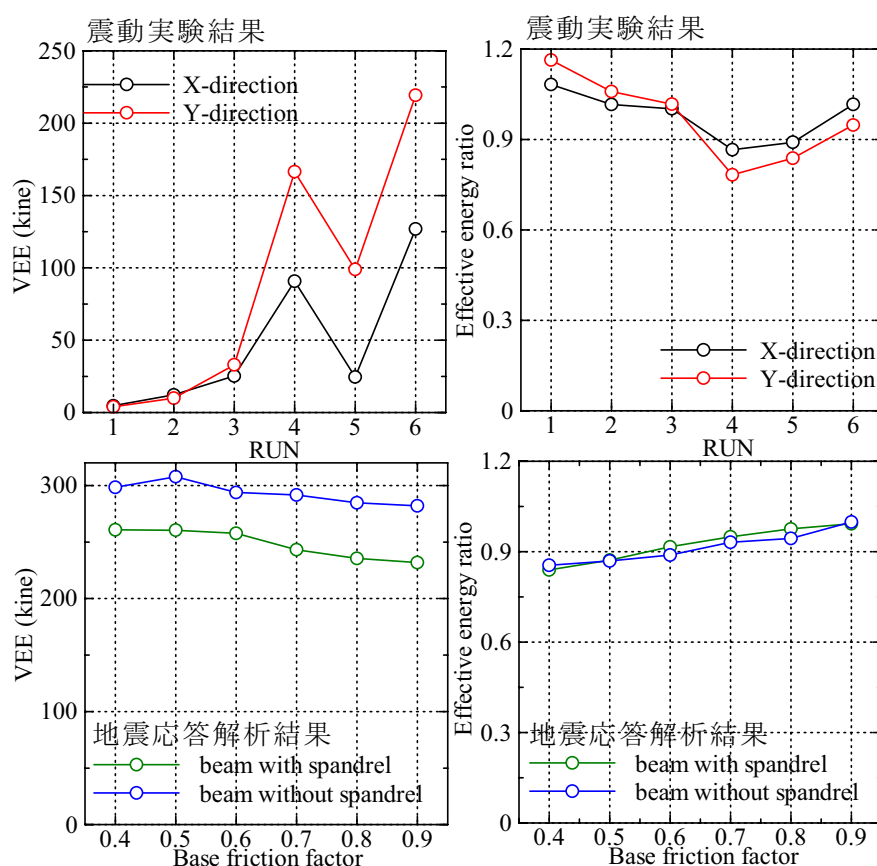


図 16 入力低減効果

5) 基礎静的漸増載荷実験

a) 実験概要

加振 4 後、基礎底面の静摩擦係数を特定するために、基礎の静的漸増載荷試験を行った(図 1 7)。周辺土を掘削し、100ton 油圧ジャッキ、ロードセル、支圧板、圧縮切梁を基礎側部 3 ヶ所に設置して、外周梁を反力として基礎を水平に載荷した。載荷方法は Y 方向正負に単調載荷とし、試験 1 回目は土圧が大きくかかる正方向、2 回目は負方向に載荷して、基礎を加振前の定位置に戻した。基礎－外周梁間の載荷方向の相対変形を Y1,Y4 構面のジャッキ載荷位置および反対側構面で計 6 ヶ所を計測し、平均値を代表滑り変位とした。

b) 実験結果

静的載荷実験における水平せん断力と基礎滑り変位の関係を図 1 8 に示す。試験体基礎は両試験体ともに概ね摩擦係数 0.7 程度の水平外力で滑動を開始した。

無補強試験体では一定の周期で摩擦係数 0.1 相当の急激なせん断力の低下を繰り返している。これは静・動摩擦係数の差であると考えられる。荷重外力は対面受動土圧により全体的には変形に応じて漸増し、摩擦係数で 0.85 程度の最大値を示した。一方、補強試験体は滑動し始めてから基礎梁側部が損傷したため、載荷実験を中断した。したがって大きく変形した時の摩擦係数の変動を検証することができなかった。載荷方向の違いによる摩擦係数の違いはほとんど見られなかった。無補強試験体の滑り始めた時点から推定すると、コンクリートスラブと基礎フーチングの静摩擦係数は 0.73、動摩擦係数は 0.55 であった。震動実験の結果と比較すると、加振 4 (Kobe 100% 基礎非固定) では動摩擦係数より若干低い耐力で滑っていたことがわかる。また無補強試験体の加振 5 (Kobe 75% 基礎ボルト固定) では静摩擦係数に相当する耐力を維持して滑動している。これら原因として基礎界面の剥離や 3 軸カップリング効果などの影響が考えられるが、今後解析的に詳細に検討する必要がある。

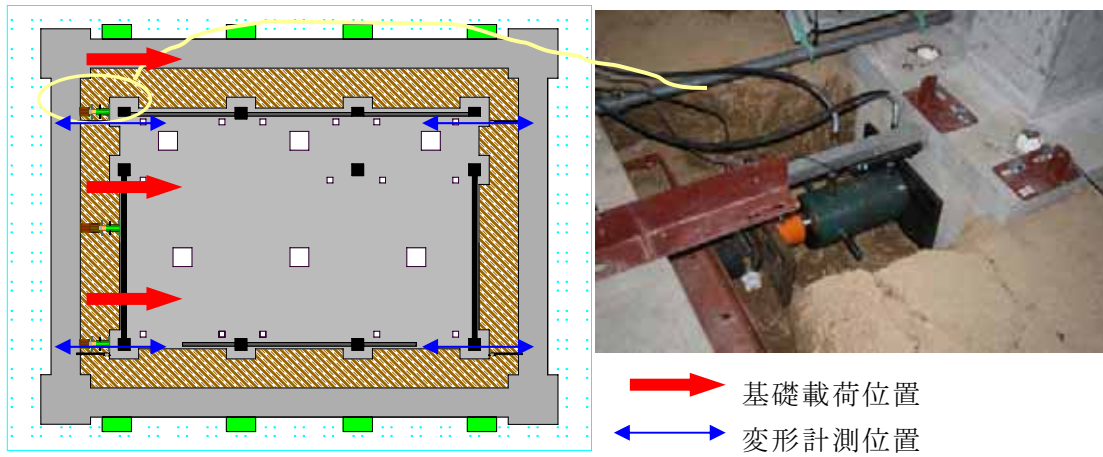


圖 1 7 基礎靜的漸增載荷實驗

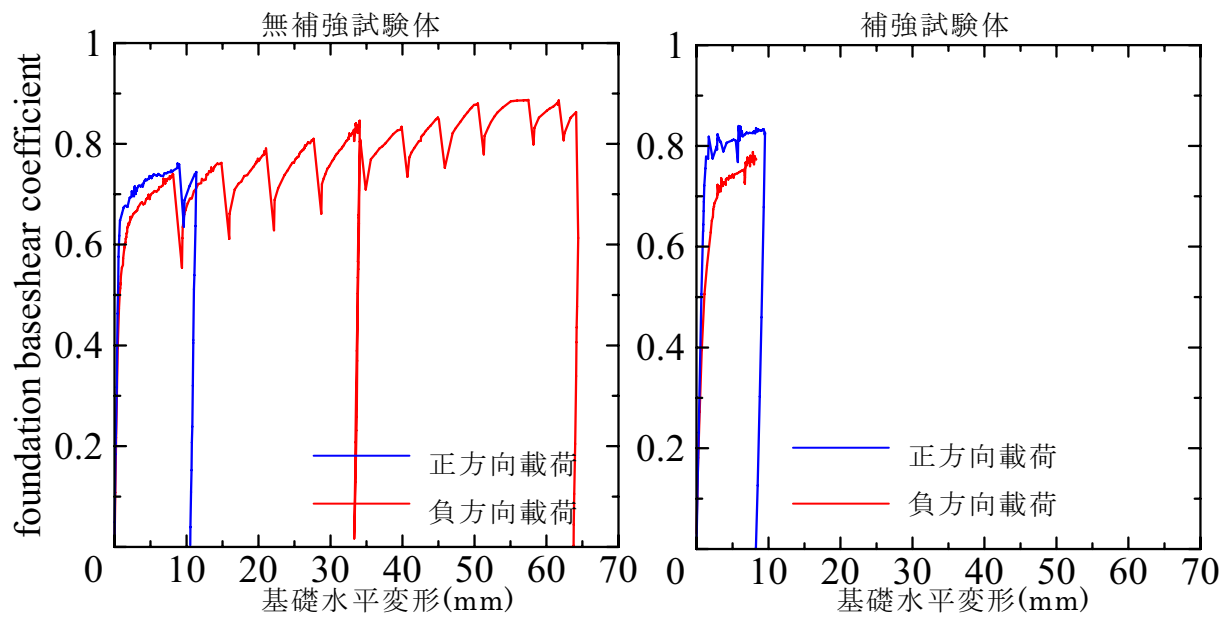


圖 1 8 基礎靜的漸增載荷實驗

(d) 結論ならびに今後の課題

実大3層鉄筋コンクリート造学校校舎震動実験の破壊過程予測および構造解析手法の検証を目的として行った予備解析結果から得られた内容を以下にまとめる。

- 1) 静的漸増載荷解析によって無補強および補強試験体の保有水平耐力および変形能力を検討した。無補強試験体の降伏せん断耐力は設計と同様腰壁断面を梁として考慮しない場合で 0.7、考慮する場合で 1.0 であり、応答性状が大きく異なった。補強試験体は基礎の浮き上がりを考慮すると 0.6 程度から固定モデルと水平耐力に差が見られるようになった。
- 2) 無補強試験体の耐力低下開始変形を予測するために、ASFI モデルを用いて X1 構面極短柱の単調載荷解析を行った。解析の結果、構造物は水平変形角 1/200 で耐力低下に至ることがわかった。これは震動実験結果において急激に剛性低下する変形と概ね対応している。最大せん断耐力はその後歪速度の影響で上昇し、最終的には層せん断力係数で 1.3 となった。補強試験体は解析で予測した基礎の浮き上がりは起こらなかった。
- 3) 解析において基礎滑動によって試験体の最大水平変形および応答せん断力は摩擦係数に応じて徐々に低減し、無補強試験体は摩擦係数 0.5 以下で最大層間変形が 1/200 以下になり極短柱のせん断耐力まで至らない結果となった。震動実験の加震 4 における基礎底面の滑り始める摩擦係数は 0.7 程度であるが、滑動中の摩擦係数は 0.4~0.5 程度であった。基礎をボルト鉛直固定した場合、摩擦係数は滑動中の摩擦係数は常に 0.7 程度であった。
- 4) 震動実験における速度換算値および有効入力率は基礎が滑動した加震において大幅に低減している。一方、地震応答解析では摩擦係数に応じて有効入力率は徐々に低減しているものの、速度換算値はあまり変化していなかった。これは震動実験において減衰、周辺地盤、上下動などの影響で基礎相対速度が解析よりも低くなったからであると考えられる。

(e) 引用文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1975
- 2) 菅野俊介他：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，Concrete journal, Vol.11, No.2, pp1-4, 1973.2
- 3) 壁谷澤寿海，塩原等，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その3）擬似動的解析，第6回日本地震工学シンポジウム講演集，pp1161-1168, 1982.12
- 4) Takeda, T., M. A. Sozen and N. N. Nielsen, "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes", Journal, Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, 1970, pp. 2557-2573.
- 5) 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設計指針・同解説，1999
- 6) 財団法人日本建築防災協会：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

7) Hossein Mostafaei, “Axial-Shear-Flexure Interaction Approach for Displacement-Based Evaluation of Reinforced Concrete Elements”, Doctor of Engineering theses, The Earthquake Research Institute, University of Tokyo, 2006

8) 楊 志勇, 秋山 宏: エネルギーの授受に基づく相互作用効果に対する評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 536 号, pp.39-45, 2000.10

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
Toshimi Kabeyasawa, Toshikazu Kabeyasawa, Taizo Matsumori	Result and analysis of the full-scale test for three-story reinforced concrete building at E-Defense	The Second NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structure, E-Defense, Kobe, Japan	October 30–November 1, 2006
Toshikazu Kabeyasawa, Toshimi Kabeyasawa, Taizo Matsumori	Result and analysis of the full-scale test for three-story reinforced concrete building at E-Defense	The Second NEES/E-Defense Workshop on Collapse Simulation of Reinforced Concrete Building Structure, E-Defense, Kobe, Japan	October 30–November 1, 2006
Toshimi Kabeyasawa, Toshikazu Kabeyasawa, Taizo Matsumori, Toshinori Kabeyasawa, Yousok Kim	3-D collapse tests and analyses of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation	The 2007 Structures Congress in Long Beach, California, US	May 16–19, 2007 (Under submission)
Toshikazu Kabeyasawa, Toshimi Kabeyasawa, Taizo Matsumori, Yousok Kim, Toshinori Kabeyasawa	3-D collapse tests and analyses of the three-story reinforced concrete buildings with flexible foundation	The 2007 Structures Congress in Long Beach, California, US	May 16–19, 2007 (Under submission)
壁谷澤 寿海 松森 泰造 壁谷澤 寿一 壁谷澤 寿成	RC3 層建物の実大振動実験概要	コンクリート工学年次論文集	平成 19 年 7 月 (投稿中)
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	平成 19 年 7 月 (投稿中)

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	平成 19 年 7 月 (投稿中)
-------------------------------------	------------------------	-------------------	-------------------------

(g) 特許出願、ソフトウェア開発、仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

