

論文 実大振動実験による基礎入力逸散の検証

壁谷澤 寿一^{*1}・壁谷澤 寿海²・松森 泰造^{*3}・金 裕錫^{*4}

要旨 : 2006年9月から11月にかけてE-Defenseにより実大3層鉄筋コンクリート建物試験体2体(既存RC試験体, 外付け補強試験体)の振動台実験を行った。実験を計画するにあたって, 試験体の非線形応答性状を把握する目的で予備解析を行った。既存RC試験体および極短柱部材の静的漸増載荷解析では, 基礎で想定される静摩擦係数とほぼ同等の保有水平耐力が算定された。本稿では既存RC試験体の計画概要, 予備解析結果および振動実験における構造物応答と基礎入力逸散効果について検討する。また, 基礎底面における静摩擦特性を把握するために行った静的載荷試験についても報告する。

キーワード : 実大振動実験, 直接基礎, 基礎滑動, 極大地震, 被害軽減

1. はじめに

一般に実際の既存RC構造物の被害は, 観測地震動を基礎に入力した非線形地震応答解析では過大評価されやすい。この主な原因として, 実際の建物の強度がモデルより高いこと, 建物に入力される地震動が自由地盤で観測された地震動よりも低減すること(入力逸散効果)が考えられる。

基礎における地震動入力逸散効果については, 極大地震に対する支持地盤の非線形性状を考慮して耐震性能を評価する手法²⁾も提案されている。これらは地盤増幅や慣性相互作用に基づいた評価法であり, 線形域での周波数依存性や杭や地盤の非線形性などは詳細に考慮されるが, 大加速度域での強非線形性や境界面での固着剥離現象などはモデル化も検証も十分ではない。したがって, とくに設計用地震動を超過する極大地震を受けるような場合は, 直接基礎あるいは杭基礎においても, 滑り, 浮き上がりおよび地盤の大歪みなどの非線形挙動は, 従来の解析モデルで考えられているよりも大きな入力逸散効果をもたらす可能性がある。しかし, 強震観

測や縮小モデル実験などによる検証例は少なく, 当然ながら一般的なモデル化手法も評価法も確立されていない。

このような効果を明らかにすることを目的にして, 防災科学技術研究所の3次元震動台(E-Defense)で直接基礎を模擬した鉄筋コンクリート実大3層建物の振動実験¹⁾を行った。試験体は既存RC試験体, 外付け補強試験体の2体であったが, 本稿では既存RC試験体の予備解析結果, 実験方法および実験結果における構造物応答と入力逸散効果について詳細に検討した結果を報告する。

2. 試験体

2.1 断面形状

試験体は図-1, 図-2に示す長手(Y)方向3スパン, 張間(X)方向2スパンの3層鉄筋コンクリート造構造物で, B型片廊下式校舎を模擬した形状になっている。階高は2.5mである。試験体はY1, Y4構面に連層耐震壁を有し, X1, X3構面にはそれぞれ1200, 800(mm)の異なる高さの腰壁を設けている。特別教室でよくみられるよ

*1 東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 東京大学 地震研究所 教授 (正会員)

*3 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 研究員 (正会員)

*4 東京大学 地震研究所 産学連携研究員 (正会員)

うに X2,Y2 通りの柱が抜けている。試験体は捨てコンクリートを想定したコンクリート台座上に基礎を打ち継ぐ一般的な直接基礎構造とした。基礎高さは 0.8m, 基礎外周には幅 1m のまさ土で締め固めている。屋上スラブには小梁と付加錘を設置した。柱断面は 400×400 (mm) (X1, Y2&3 のみ 300×400), 梁幅は 300 (mm) (X1 構面梁 250), 梁せいは Y 方向梁は 500, Y1,Y4 構面梁は 400, Y2,Y3 構面梁は 600, 基礎梁は 800 (mm) である。床スラブの厚さは RF 150, 3F 120, 2F 120, 1F 100 (mm) である。

2.2 配筋

試験体は 1970 年代に設計された既存 RC 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・同施行令に準じて構造設計を実施した。柱の標準配筋は主筋 8-D19, 帯筋 2-D10@100 であり, 梁の標準配筋は主筋 2-ないし 3-D19, 肋筋 2-D10@200 である。耐震壁の縦横筋は D10@300 のダブル配筋とし, 腰壁は D10@200 のシングル配筋である。

2.3 入力計画

試験体の振動実験の入力加振および各加振時の基礎固定条件を表-1 に示す。加振は合計 6 回行い, いずれも兵庫県南部地震気象庁神戸海洋気象台観測波(1995)を入力した。初めの 4 加振は基礎非固定で 5, 10, 25, 50, 100 %と振幅倍率を漸増させて入力した。加振 5 では基礎を振動台にボルト固定したが, 固定度は十分ではなくすべりが生じたため, 加振 6 ではさらに, 四隅基礎側部に圧縮切梁を埋設し, 基礎を台座外周梁に対して固定した。加振 5 および 6 は振幅倍率 100, 130% を入力目標として加振を行った。

図-3 に台座外周梁上の加速度記録から得られた Y 方向入力加速度の応答スペクトルと入力目標となる 100%の応答スペクトルを示す。また, 加振 4 のみ 1 階床上の加速度記録から得られた応答スペクトルを点線で示す。加振 4 の 1 階床と台座位置の入力加速度では, 試験体固有周期に近い 0.2~0.5(s)において応答スペクトルが異なり, 非常に大きな入力損失が確認された。また, 加

振 5 および 6 の応答スペクトルは台座でも入力目標よりも小さく, 実際は加振 5 で 75%相当, 加振 6 で 100%相当の入力加振となった。

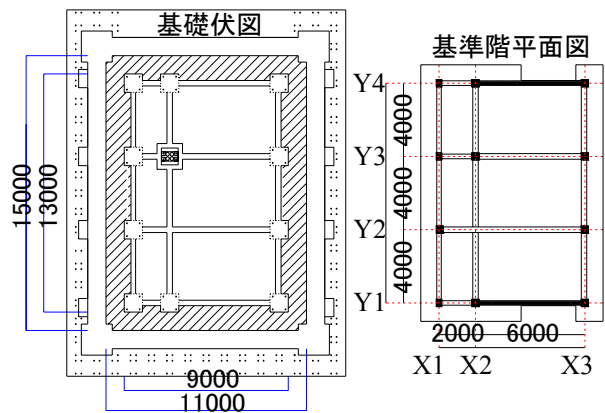


図-1 基礎伏図および基準階平面図

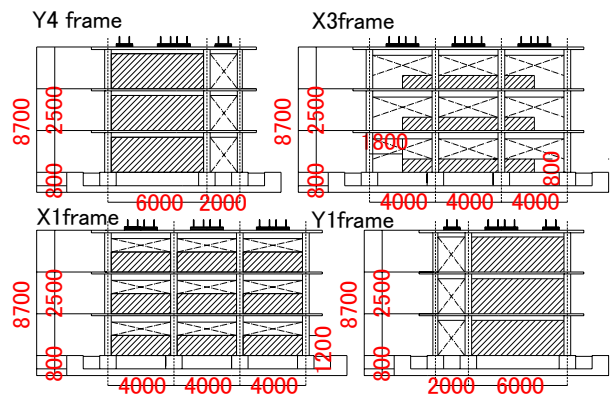


図-2 立面図

表-1 入力加振と基礎固定条件

加振	日付	目標倍率	基礎
加振 1	9/25	Kobe 10%	非固定
加振 2	9/25	Kobe 25%	非固定
加振 3	9/27	Kobe 50%	非固定
加振 4	9/29	Kobe 100%	非固定
加振 5	10/2	Kobe*100%	ボルト固定
加振 6	10/2	Kobe*130%	固定

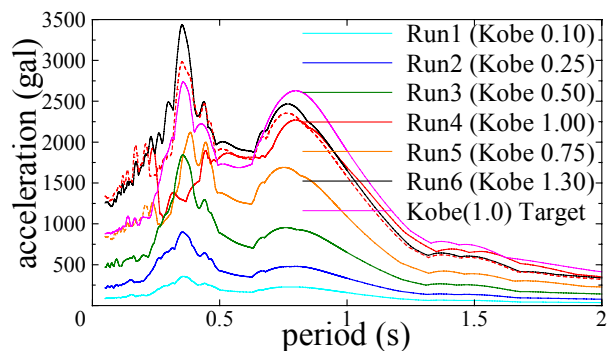


図-3 入力加振の応答スペクトル

2.4 計測計画

各層に設置した 4 台の計測フレームでは試験体の層間変位、各階床および台座外周梁では絶対加速度を計測し、その他に部材変形、鉄筋の歪み、X2 Y3 基礎部ロードセルによる軸力およびせん断力を計測した。また、台座基礎間では基礎水平変形、1 階床下では基礎水平および鉛直変形を計測した。1 体につき合計約 450 成分の計測を行った。サンプリング周波数は 1kHz とした。収録データは、加速度については 0.1Hz~20Hz でフィルタリングし、その他については 30Hz のローパスフィルタとし、すべての収録記録が連続するよう前収録の残留値を継ぎ足した。

3. 予備解析

3.1 解析モデル

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、柱梁に対しては材端ばねモデル (One-Component Model) を用い、耐震壁の部材モデルに TVLE (Three Vertical Line Element) モデルを用いて静的漸増載荷解析を行った。なお本解析において構造物の耐力劣化域まではモデル化されていない。

各部材の曲げばねには Tri-linear 型の Takeda モデル ($\alpha=0.5$) を用いて、復元力特性におけるひび割れ強度および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³⁾に基づいて計算した。軸ばねには Axial Stiffness モデル ($\alpha=0.8$) を用いた。柱梁せん断ばねは弾性とし、耐震壁せん断ばねは Takeda モデルを用いて、ひび割れによる剛性低下のみ考慮した。

また柱梁部材の剛性低下率は文献⁴⁾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。耐震壁のひび割れ後の剛性低下率は曲げばねで 0.3、せん断ばねで 0.2 と仮定した。柱に関して引張鉄筋は全鉄筋断面積の半分とし、梁断面にスラブ有効幅を考慮した。予備解析では剛床とし、コンクリート強度は 30Mpa、D19 鉄筋降伏強度は 380Mpa、D10 鉄筋降伏強度 345Mpa と仮定して計算した。

腰壁付き短柱の剛域は腰壁高さとした。腰壁下の梁は図-4に示すように文献⁵⁾に基づき腰壁鉄筋を降伏耐力に考慮し、曲げひび割れ耐力は腰壁断面を無視した解析ケース a、腰壁断面をはり断面に加えて等価断面とした解析ケース b の 2 ケースについて結果を示す。どちらの解析ケースも腰壁の梁剛性への寄与は無視している。

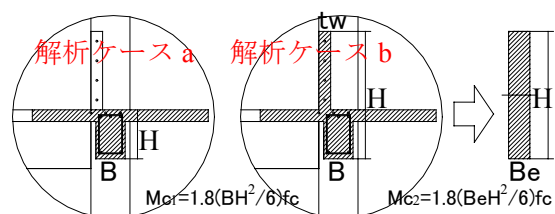
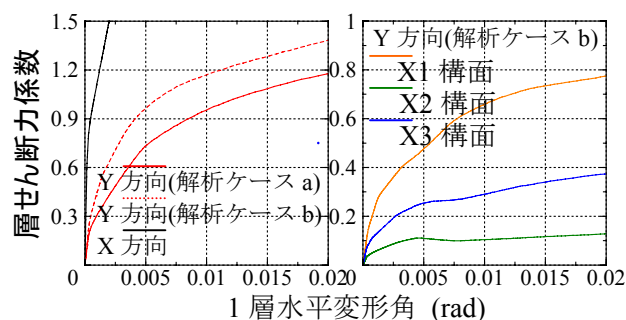


図-4 腰壁下梁におけるひび割れ耐力算定

3.2 静的漸増載荷解析結果

試験体の静的漸増載荷解析を行った。外力分布は弾性 1 次モード形とした。解析結果における層せん断力係数と 1 層水平変形角の関係を図-5(a)に示す。



(a) 方向別復元力 (b) 構面負担せん断力

図-5 静的漸増載荷解析

試験体の Y 方向層せん断力 (保有水平耐力) は 2 つの解析ケースで大きく異なった。変形角 1/200 程度において、層せん断力係数は腰壁梁断面を考慮しない場合は 0.7 程度であったのに対して考慮した場合は 1.0 となった。1 層柱頭・柱脚で曲げヒンジ形成時の層せん断力係数は 1.37 であり、試験体は低層で柱曲げ耐力に余力があるため、梁のモデル化の仮定により荷重変形関係が大きく変化することを示している。一方、X 方向層せん断力係数は変形角 1/500 以下で 1.5 を超えており、試験体は X 方向に非常に高い水平

耐力を有している。

これらの解析モデルにおける試験体の Y 方向固有周期は 0.1860 (s)であり、腰壁断面の梁剛性寄与を考慮すると 0.1125 (s)となった。また X 方向固有周期は 0.069 (s)であった。試験体の振動実験前の 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。解析モデルの Y 方向固有周期は実際の構造物の固有周期と近似し、腰壁断面が梁剛性に寄与すると仮定すると過小評価となった。X 方向固有周期が解析モデルよりも卓越したのは、耐震壁構面の基礎浮き上がり回転が原因であると考えられる。

図-5(b)に静的解析における各構面の負担水平力を示す。腰壁断面を梁ひび割れ耐力に考慮した解析ケース b について結果を示す。試験体は層降伏に相当する変形角(1/200)において、X1 構面は 60%, X3 側は 30%, X2 構面は 10%程度のせん断力負担となった。X1 構面は柱内法長さが短いため、せん断力負担はかなり大きくなった。

3.3 部材応答解析

静的漸増載荷解析では部材の耐力低下は考慮されていない。そこで、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を推定した。耐震診断結果¹⁾⁵⁾からは脆性破壊が想定される部材は X1 構面中央スパンの極短柱 2 本である。これら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 ASFI (Axial-Shear-Flexural Interaction model)⁶⁾ モデルにより求めた。解析結果を図-6 に示す。

軸力は初期荷重とし、柱内法長さは梁下端・腰壁高さを剛域とした 800 mm とした。また同図に点線で文献⁵⁾を参考にせん断耐力式(minimum 式)による強度算定値を示した。

X1, Y2 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 X1, Y3 の短柱は部材角 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試験体は 1 層水平変形角が 1/200 前後で最大水平耐力に達すると予想される。以上の解析結果から試験体の最大耐力は、腰壁を梁耐力に考慮すると、層せん断力係数で 1.0, 考慮しないでも 0.7 程度となり、上部構造が標準的なコンクリート間の静摩擦係数 0.65 に近い保有水平耐力を有しているため、振動実験では基礎滑りによる被害軽減効果を検討しうることが示された。

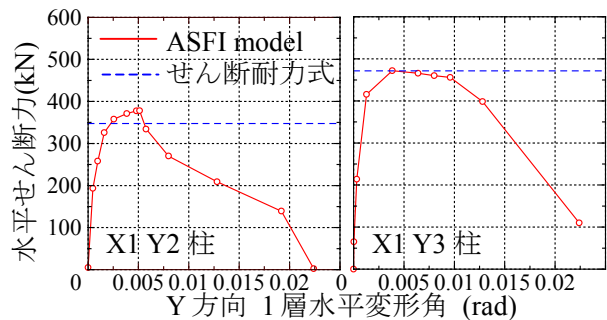


図-6 極短柱のポストピーク復元力特性

4. 試験体の振動実験結果

4.1 上部構造の応答

振動実験における Y 方向せん断力係数と 1 層水平変形角の復元力特性を図-7, 図-8 に示す。図-7 は加振 1~5 (振幅倍率 10, 25, 50, 100, 75%) について、図-8 はポストピーク挙動を示すグラフとして、加振 4~6 (振幅倍率 100, 75, 100%) における復元力特性を示す。

加振 3 (JMA_KOBE 50%) において試験体の最大応答変形および層せん断力係数は 1/700 および 0.6 であった。基礎は滑動しなかった。骨格曲線の剛性低下の傾向は腰壁を梁耐力に考慮した解析ケース b と比較的近似している。

加振 6 で基礎固定した JMA_KOBE 100% に対する最大応答せん断力係数は 1.3 であった。試験体の弾性剛性は腰壁が梁剛性に寄与しない解析モデルに一致しているものの、水平耐力は腰壁を梁耐力に考慮した解析モデルに近い結果となった。また加振 6 の骨格曲線は静的漸増載荷解析を上回った。

加振 4 および 5 において試験体基礎は滑動し

た。これらの加振における最大応答変形およびせん断力係数は、加振4では1/250と0.96、加振5では1/180と1.08であった。加振5については入力やや小さくなった影響もあるが、加振6の実験結果と比較すると、この場合も上部構造の応答は基礎の滑動により明らかに低減していると推定される。

4.2 基礎構造の応答

振動実験の加振4および5における、基礎せん断力係数と基礎滑り変形の復元力特性をそれぞれ図-9、図-10に示す。なお、履歴曲線にはY方向の荷重-変形関係を点線で、鉛直方向の加速度による自重の時刻歴変動、主軸方向の滑り変形を考慮した荷重-変形関係を実線で示す。

加振4では最大80mm、加振5では30mm程度の滑り変位が計測された。加振4の復元力特性は摩擦振動を含む非定常な形状で、基礎の滑り方向もY方向以外にも生じている。これは基礎が静止状態から滑動開始する基礎水平せん断耐力は高いが(摩擦係数0.6~0.7相当)、繰返し荷重を受けて交互に滑動する場合は非常に低い耐力で(摩擦係数0.4相当)滑っていることが原因として考えられる。履歴には滑動中に垂直抗力(自重)の変動により摩擦抵抗力が変動する部分も見られた。また基礎滑り-静止間で応答せん断力が隆起している部分が多々あり、これは、定量的には評価できていないが、基礎鉛直加速度および鉛直変形と位相が概ね対応していることから、基礎界面の剥離が影響していると考えられる。

加振5において基礎は振動台にボルト固定しているため、鉛直方向に変形していない。加振5の基礎水平せん断力は加振中に変動することなく(摩擦係数で0.7相当)、滑りの方向もY方向に集中していた。これら実験結果の対比から、鉛直方向の入力加速度と基礎変形自由度が基礎滑り性状に大きく影響を及ぼしたと推察される。

4.3 エネルギー入力逸散効果

文献⁷⁾を参考にして、試験体の基礎滑動による入力逸散効果を検討するために、式(1)、式(2)で定義される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。図-11に振動実験の各加振におけるこれらの算定値をプロットした。

$$EER = \frac{(\int [M_{2-R}](\ddot{x} + \ddot{x}_0)\dot{x} dt)}{(\int [M_{1-R}](\ddot{x}_0)\dot{x} dt)} \quad (1)$$

$$VEE = \sqrt{2(\int [M_{2-R}](\ddot{x} + \ddot{x}_0)\dot{x} dt) / M} \quad (2)$$

$$M = \beta\{u\}[M_{2-R}]\{\alpha\}$$

ここで、 $x, \dot{x}, \ddot{x}, \ddot{x}_0$: 変位, 速度, 加速度, 入力加速度
 $[M_{2-R}]$: Mass Matrix (上部) $[M_{1-R}]$: Mass Matrix (1F含む)
 $\{u\}$: 弾性1次モード $\{\alpha\}$: 単位ベクトル β : 刺激係数

振動実験におけるエネルギーの速度換算値および有効入力率は基礎が滑動した加振において大幅に低減しており、特に加振4の有効エネルギー率はY方向で0.78である。これは加振6に対する加振4のエネルギー速度換算値の比と一致しており、2つの加振はほぼ同レベルの入力エネルギーであった。したがって、加振4では入力エネルギーが基礎で逸散されたことで、上部構造が倒壊まで至らなかったと判断できる。

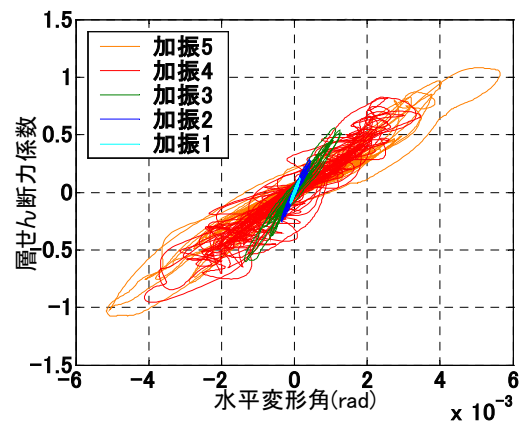


図-7 1層Y方向復元力特性(加振1~5)

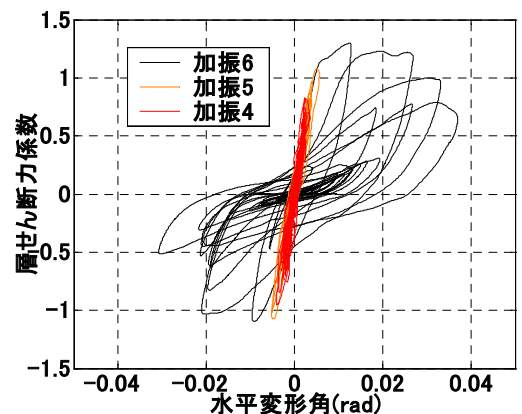


図-8 1層Y方向復元力特性(加振5, 6)

5. 基礎静的漸増載荷実験

5.1 実験方法

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-12(a)に示すように周辺土を掘削し、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、外周梁との接点を固定支持点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。

5.2 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-12(b)に示す。試験体基礎は概ね摩擦係数 0.7 程度の水平外力で滑動を開始し、その後一定の周期で摩擦係数 0.1 相当の急激な荷重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。

6. まとめ

直接基礎を模擬した実大 RC 建物の振動実験を行い、基礎の滑動による入力逸散効果が上部構造の応答に極めて大きな影響を与える可能性があることを実験的に検証した。

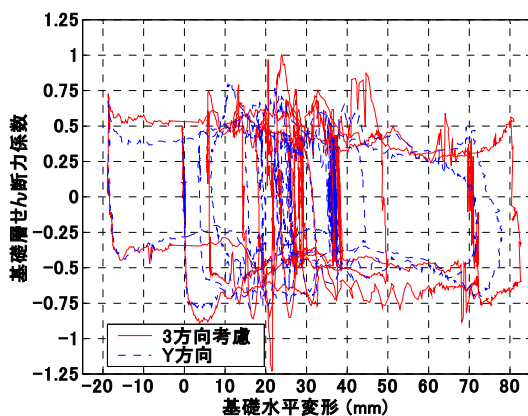


図-9 基礎復元力特性(加振 4)

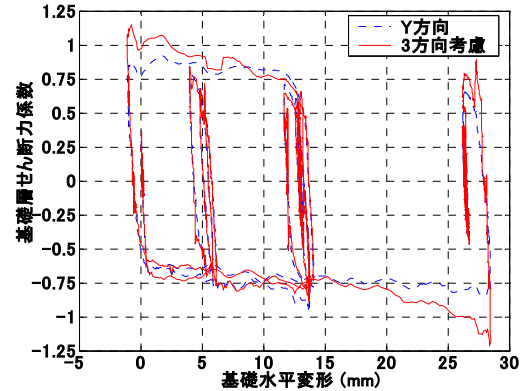


図-10 基礎復元力特性(加振 5)

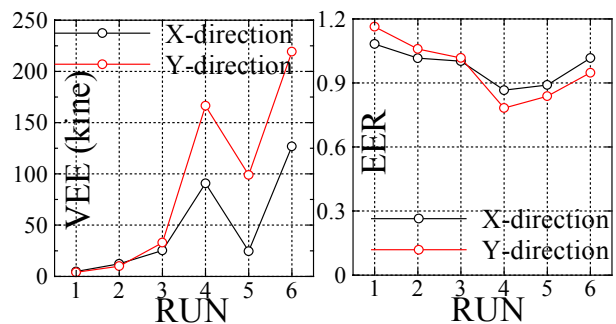


図-11 エネルギー入力逸散効果

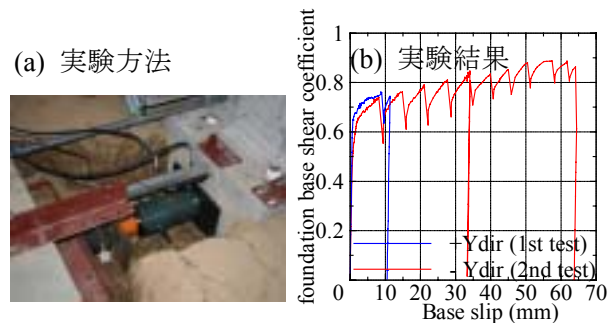


図-12 基礎の静的漸増載荷実験

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 層建物の実大振動実験概要, 日本コンクリート工学年次論文集, 2007.1. (投稿中)
- 2) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006.2
- 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) 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, 1973.2
- 5) 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
- 6) Hossein Mostafaei: Axial-Shear-Flexure Interaction Approach for Displacement-Based Evaluation of Reinforced Concrete Elements, Doctor of Engineering theses, University of Tokyo, 2006
- 7) 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