

記憶型検知センサーを用いた地震被災度の推定手法に関する研究

研究予算：運営交付金（一般勘定）

研究期間：平 15～19

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹，堺淳一

【要旨】

大規模地震後の建造物の被災程度，継続使用の可能性などの判断は，専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり，専門家でなくても建造物の損傷を迅速かつ精度よく検知・判定できる技術の開発が必要とされている。本研究では，RC 柱を対象とした振動台加震実験から，損傷によって固有周期が大きくなる特性があることを明らかにした。また，柱基部で曲げ破壊する RC 柱 12 体を対象とした合計 64 ケースの振動台加震実験の結果の分析から，この特性に基づき応答じん性率を推定し，地震による被害を判定する手法を構築した。さらに，こうした機能を有する地震被災度判定センサを開発し，これを実橋梁に適用した。

キーワード：地震被害，被災診断，鉄筋コンクリート柱，振動台加震実験

1. はじめに

大規模な地震が発生した場合，道路橋などのライフラインの建造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時ネットワークの確保は，地震直後の救急救命活動，被災者の避難，救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である。現状では，大規模地震時の建造物の被災程度，継続使用の可能性などの判断は，専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり，被災度の定量的な判定基準がないこと，土中・水中，夜間時等の目視が困難なケースが少なくないこと，限られた人員による状況把握には多大な時間を要することなどの問題点がある。こうした背景から，専門家でなくても建造物の損傷を迅速かつ精度よく検知・判定できる技術の開発が必要とされている。

本研究は建造物の地震被災度を客観的かつ精度よく判定するための技術の開発を目標とし，建造物の損傷度合いを検知可能な被災度判定センサの開発およびセンシングデータに基づく被災度の推定手法を構築するものである。

2. 被災度判定手法

2.1 はじめに

先端センサを用いて，建造物の地震被災度を客観的に判定するセンシング技術としては，加速度センサに基づく手法，光ファイバー・カーボンファイバー・TRIP 鋼等に基づく手法等が考えられる。加速度センサに基づく手法では，加速度センサを建造物に設置し，RC 柱の固有周

期が損傷によって変化する特性を利用して，被災度を判定する手法であり，1 本の柱で支持される橋など，比較的シンプルな建造物に対しては，全体の被災程度を把握することが可能である。一方，光ファイバー・カーボンファイバー・TRIP 鋼等に基づく手法では，センサを損傷が生じる部位に設置し，そこに生じた最大応答ひずみ等を計測する手法であり，損傷部位の局所的な損傷度を把握する方法となる。

本研究では実橋梁への設置が容易なこと，局所的な損傷の把握よりも全体の被災程度の把握の方が道路橋などのライフラインの建造物の地震後の使用可能性の判断に有益な情報を与えることから，加速度センサによる手法を用いて，地震被災度判定手法およびこれに基づく被災度判定システムを構築することとした。

2.2 被災度判定システム

図-1 に，本研究で提案する被災度判定システムを示す。本システムは，道路管理者が大規模地震発生の際の緊急点検パトロールに利用するために開発したものである。

本システムの特徴は以下に示すとおりである。

- ・ 即時の地震被災度判定が可能である。
- ・ センサの製作および設置が安価である。
- ・ センサが小型で設置，取り扱いが容易である。
- ・ 停電に対して非常用のバッテリーを備えている。

本システムは，2.3，2.4 に示す被災度判定手法から橋脚の損傷度を加速度センサにより検知する子機（被災度

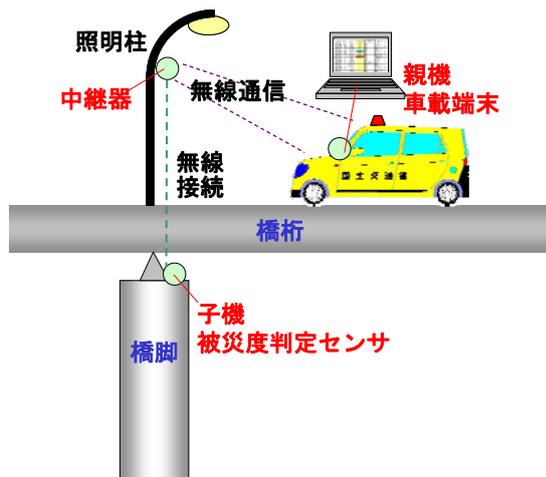


図-1 被災度判定システムの概要

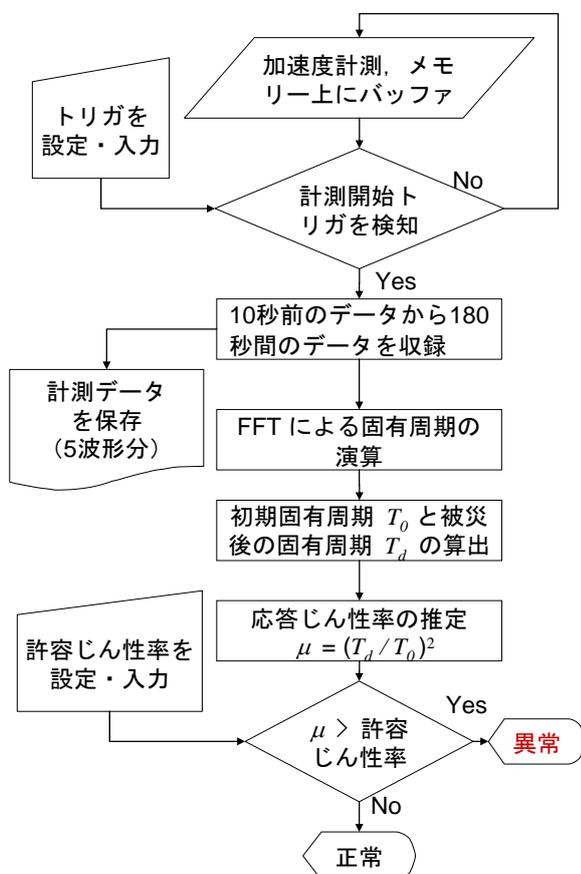


図-2 被災度判定フロー

判定センサ), 子機で得られた橋脚の損傷度を表示する親機, 無線により子機から親機にデータを転送するための中継器から構成される。子機は, 損傷を検知するために橋脚天端上に, 中継器は子機と親機のいずれもからの無線通信の電波に阻害のない場所として照明柱等に, 親機は点検パトロールの車中に設置する。

本システムを利用することにより, 大規模地震後の緊急点検パトロール中に道路管理者は走行する車中で橋梁

の地震被災度に関する情報を収集することが出来る。

2.3 被災度判定フロー

被災度を判定するフローを図-2 に示す。センサは常時, 応答加速度を計測し, メモリ上にバッファしている。ユーザーが設定した計測開始トリガを検知すれば, そこからある所定の時間 (ここでは, これを遅延時間とよび, 10 秒とした) だけさかのぼった点をデータ収録開始点として, それから 180 秒間のデータ (応答加速度) を収録する。詳しくは 3 章に示すが, 本研究により, 図-3 に示すように基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚ではある一定時間 (ここでは, これを FFT 演算時間とよぶ) の応答加速度データに対する高速フーリエ解析 (FFT) の演算により卓越振動数を検出することで, 地震損傷による RC 柱の固有周期の変化を評価できることが明らかになっており, 本手法ではこの特性を用いて, 被災度を判定することとした。なお, FFT 演算時間については, 3 章に示すように 5 秒とする場合と 10 秒とする場合に対して精度の比較を行い, 10 秒にすることとした。

被災度判定センサでは, 計測完了後, FFT の演算を行い, 被災前の健全な状態の初期固有周期 T_0 と地震後の被災した状態の固有周期 T_d から後述する式(5)に基づいて応答じん性率を推定し, これに基づき橋脚の被災度を判定する。

ここで, 被災前の健全な状態と被災後の固有周期 T_0 , T_d をどのように定義するかが重要であるが, 本研究ではこれらを図-3 のようにして定めることとした。まず, 初期固有周期 T_0 はセンサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の常時振動をあらかじめ計測した結果に基づき定める。計測開始トリガから遅延時間だけさかのぼった時点は, 地震応答が始まる前を想定しているので, この時点の固有周期は初期固有周期 T_0 に一致する。被災後の固有周期 T_d については, 地震終了判定トリガを最後に下回った後, 地震応答収束時間 (ここでは 20 秒とした) を経過した段階の固有周期 T_{d-end} を用いる場合と最大応答加速度が生じた時刻の固有周期 $T_{d-a-max}$ を用いる場合, これらの大きい方を用いる場合の 3 ケースを考慮することとした。

計測開始トリガと地震終了判定トリガについては, 実橋梁において常時の交通振動に対する計測を行った結果をもとに設定した。詳しくは 6 章に示すが, 計測の結果, 交通振動による橋脚天端の水平加速度は最大でも両振幅で 20 gal (0.2 m/sec²) 程度であったことから, 計測開始トリガを片振幅で 50 gal (0.5 m/sec²) とすることとした。また, 地震終了判定トリガについては 3 章に示すように 30 gal (0.3 m/sec²) とする場合と 50 gal (0.5 m/sec²) とする場合に対して被災度判定手法による応答じん性率の推定

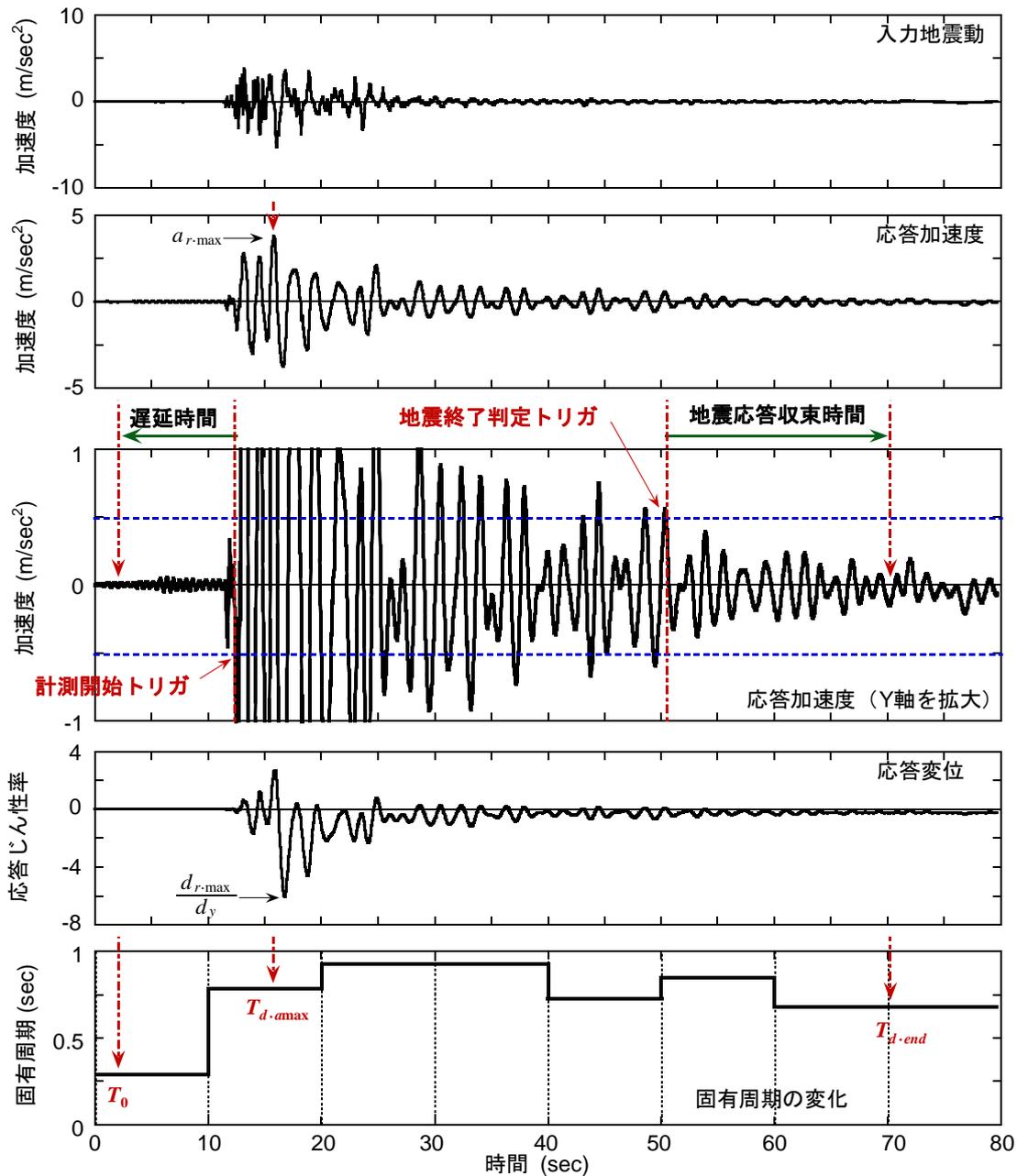


図-3 地震応答，固有周期の変化と計測開始トリガ，地震終了判定トリガ

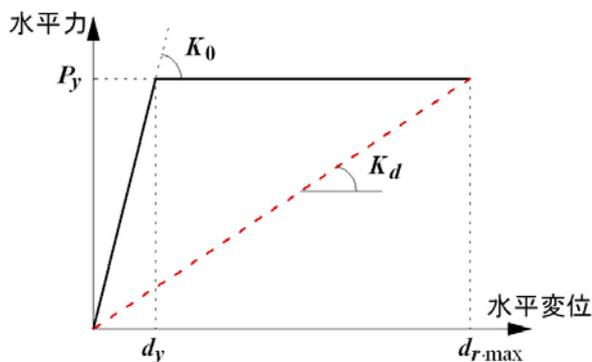


図-4 損傷前後の剛性

精度の比較を行い、50 gal (0.5 m/sec²) とすることとした。

2.4 被災度判定手法

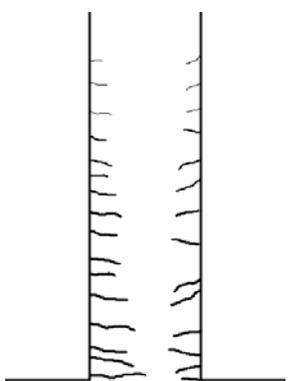
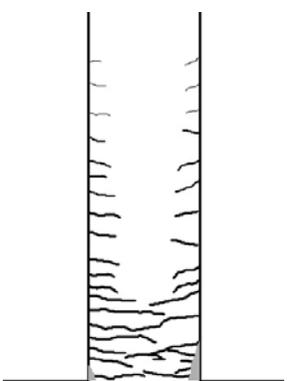
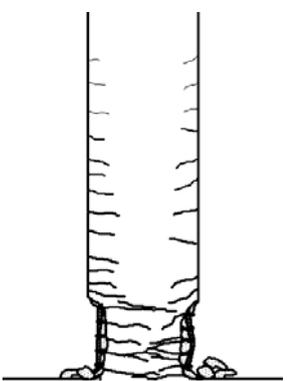
本研究で提案する被災度判定手法は、構造物を1質点系の振動モデルに簡略化し、こうした振動モデルの固有周期の変化に基づき構造物の最大応答変位を推定し、これにより被災度を判定する手法である。

構造物の慣性質量、剛性をそれぞれ M 、 K とすると、振動モデルの固有周期 T は次式のようになる。

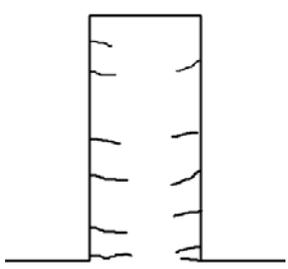
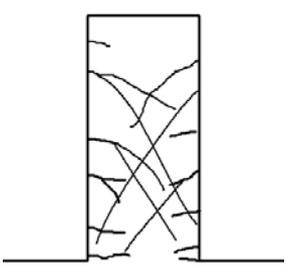
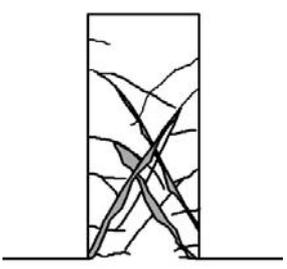
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (1)$$

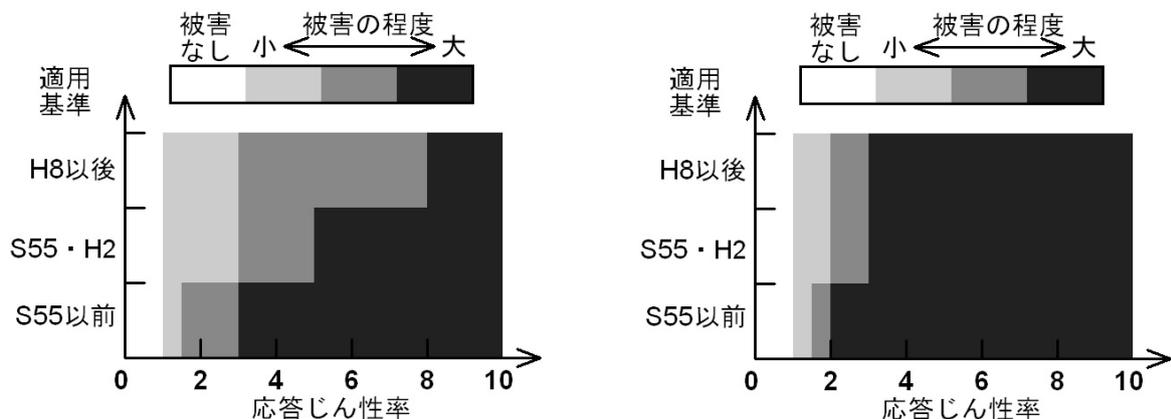
表-1 RC柱の損傷と応答じん性率の関係

(a) 基部で曲げ破壊し、変形性能が期待できる場合 (せん断支間比の目安 ≥ 3)

| 被害の程度 | 小 | 中程度 | 大 |
|---------|---|--|---|
| 応答じん性率 | 3以下 | 3~6程度 | 6程度以上 |
| 損傷のイメージ |  |  |  |
| | 曲げひび割れの発生 | かぶりコンクリートの浮き・軽微な剥落 | かぶりコンクリートの剥落 軸方向鉄筋の座屈 帯鉄筋のゆるみ |

(b) せん断破壊する場合 (せん断支間比の目安 < 3)

| 被害の程度 | 小 | 中程度 | 大 |
|---------|---|--|---|
| 応答じん性率 | 1以下 | 1~3程度 | 3程度以上 |
| 損傷のイメージ |  |  |  |
| | 曲げひび割れのみ | 斜めひび割れの発生 ひび割れ幅小 | 斜めひび割れの進展 ひび割れ幅大 |



(a) 基部で曲げ破壊する場合

(b) せん断破壊する場合および
軸方向鉄筋の途中定着部で損傷する場合

図-5 適用基準に応じた被災度の判定法 (暫定提案)

ここで、地震前の健全な状態の固有周期、剛性をそれぞれ T_0 、 K_0 とし、地震後の被災した状態の固有周期、剛性をそれぞれ T_d 、 K_d とすると、被災前後の固有周期の変化は次式で与えられる。

$$\frac{T_d}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_d}} \quad (2)$$

ここで、構造物が図-4 に示すような弾完全塑性型の骨格曲線を有すると仮定すると、被災前の健全な状態の剛性 K_0 は、降伏荷重 P_y 、降伏変位 d_y を用いて次式で与えられる。

$$K_0 = \frac{P_y}{d_y} \quad (3)$$

被災した後の剛性 K_d は、構造物の履歴特性に依存するが、これを仮に最大応答変位 d_{r-max} に対する割線剛性で与えると次式で表される。

$$K_d = \frac{P_y}{d_r} \quad (4)$$

式(3)、(4)を式(2)に代入し、応答変位に関して整理すると次式が得られる。

$$\mu = \frac{d_{r-max}}{d_y} = \left(\frac{T_d}{T_0} \right)^2 \quad (5)$$

応答じん性率 μ は、構造物の損傷度合いに密接な関係があるため、これにより構造物の被災度を推定する。

表-1 に柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 柱とせん断破壊するタイプの RC 柱を例に損傷の程度と応答じん性率の関係を示している。これまでの研究によれば、昭和 55 年以降の基準により設計された柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 柱では、応答じん性率が 3 程度までは曲げひび割れ程度の損傷が生じ、応答じん性率が 5~8 程度になるとかぶりコンクリートの浮きや軽微な剥落が見られるようになり、これ以上の変形によりかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋のゆるみ等の損傷が生じることが明らかになっている。一方、昭和 55 年以前の基準による RC 柱は、これより小さい応答じん性率で損傷が生じる。曲げ損傷からせん断破壊するタイプでは、曲げにより軸方向鉄筋が降伏し、水平ひび割れが発生した後、じん性率の増加に伴い、斜めひび割れの発生・進展と損傷が進み、最終的に脆性的に破壊する。

これまでの実験データに基づき、被災度判定において

被害の程度を「大」と判定する応答じん性率としては、適用基準、破壊形態、構造形式によって図-5 のように設定することとした。せん断破壊等、実験データやパラメータが十分ではない点もあることから、ここでは暫定提案とした。今後、実被害とのキャリブレーション等を行うことにより、調整する必要がある値である。柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 柱では、応答じん性率は、昭和 55 年以前、昭和 55・平成 2 年、平成 8 年以降の基準による RC 柱に対して、それぞれ 3, 5, 8 とした。せん断破壊するタイプでは、昭和 55 年以前と以後の基準による RC 柱に対してそれぞれ 2, 3 とした。また、軸方向鉄筋の途中定着部に損傷が生じる RC 柱では、3 章に示すように破壊形態が曲げ破壊であっても変形性能は期待できず、こうした損傷からせん断破壊が生じる可能性もあることから、破壊形態にかかわらずせん断破壊するタイプと同じ判定を用いることとした。なお、一般の RC 柱ではせん断支間比が 3 程度以上となると曲げ破壊タイプとなり、これ以下の場合にはせん断破壊タイプとなると言われており、これを破壊形態判定の際の目安とすることができる。

3. 柱基部で曲げ破壊する RC 柱に対する振動台加震実験

3.1 対象の実験とその条件

本研究では、RC 柱に対する振動台加震実験を行い、2 章に示した被災度判定手法のもとになった固有周期の変化に対する基本的な特性の把握および提案する手法の精度の評価を行った。また、これまでに土木研究所で実施した振動台加震実験の結果を提案手法の精度の検討に用いた。

対象としたのは、表-2 に示すように RC 柱模型 12 体に対する 62 ケースの実験であり、これらは図-6 に示すように正方形断面、円形断面、長方形断面の 3 種類の断面形状を有する模型である。実験のセットアップとしては、図-7 に示すように柱模型の頂部に上部構造の慣性質量と死荷重を模擬するための鋼製ブロックを載せたタイプ (1 本柱形式) と、桁を用いてこれに鋼製ブロックを上載し、これを柱模型頂部の固定支承と端部の可動支承によって支持するタイプ (桁支持形式) がある。

入力地震動としては、内陸直下型地震の地震動である 1995 年兵庫県南部地震において JR 西日本の鷹取駅で観測された地震動を用いたケースが多く、この他にも神戸海洋気象台で観測された地震動を用いた。また、海洋型の大規模な地震の地震動である 1983 年日本海中部地震において津軽大橋で観測された地震動や 2003 年十勝沖地震において K-NET 直別で観測された地震動を用いている。

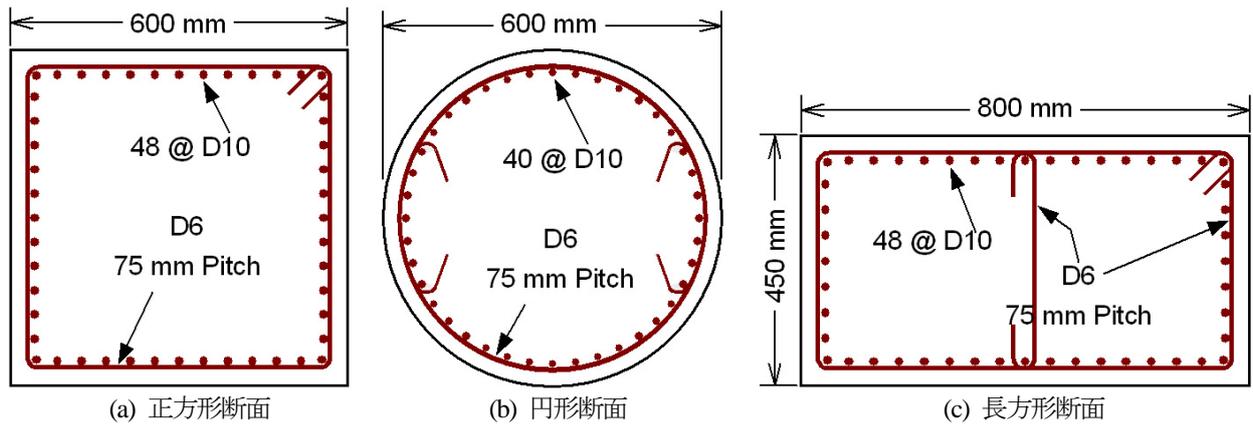


図-6 RC柱模型の断面の例

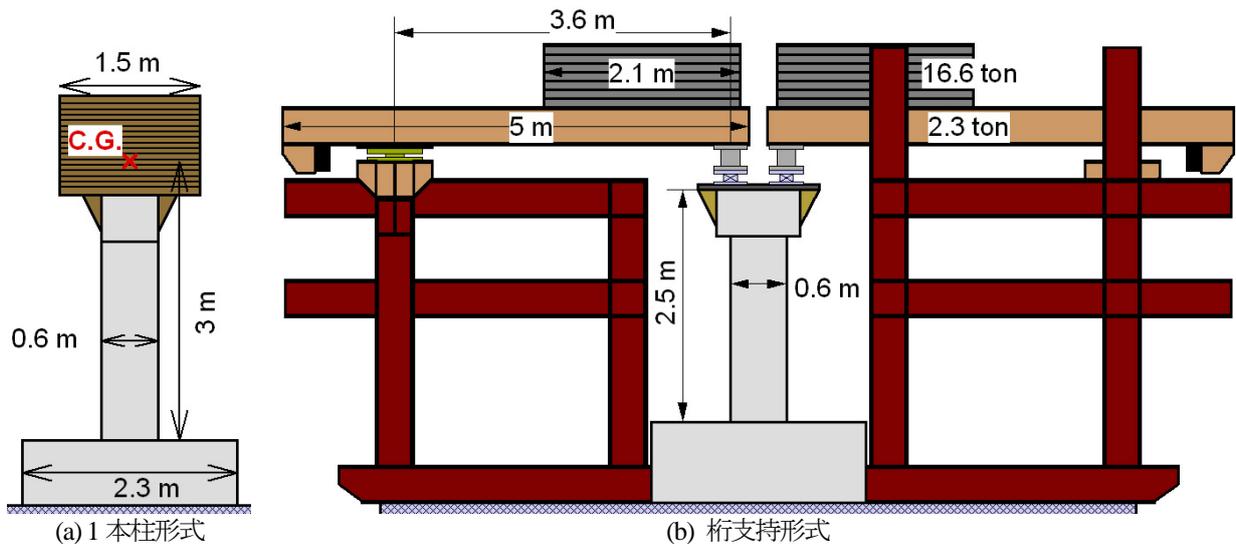


図-7 振動台加震実験のセットアップの例

入力地震動の方向としては、水平1方向、水平1方向+上下方向、水平2方向+上下方向の3ケースがある。

3.2 地震応答特性と固有周期の変化

図-8 に実験で得られた RC 柱の地震応答特性と応答加速度の FFT から固有周期の変化を求めた結果の例を示す。図-9 には円形断面 (H13C) 模型と長方形断面 (H14R) 模型の損傷状況を示す。ここで、固有周期の変化を FFT により求める場合には上下の遮断周期を0.1秒と2秒に設定したバンドパスフィルターを用いている。また、FFT の演算時間を実橋脚に対して5秒と10秒にそれぞれ相当とする場合の結果を比較している。これによれば、主要動が入力されて橋脚が大きく応答するときに固有周期は最大となり、応答が減衰するにつれて低下する傾向にあることが分かる。また、最大応答加速度が生じる時間と最大応答変位が生じる時間は必ずしも一致しないが、これらの時間における固有周期はおおむね一致しており、最大応答加速度が生じる時間の固有周期により最大応答変位が生じる際の固有周期を表すことがおおむね可能で

ある。なお、主要動付近の応答では、地震動の卓越周期成分の影響が含まれており、ここではこの影響も含まれている点には注意が必要である。また、FFT の演算時間が異なれば、固有周期の推定値は異なる時間帯もあるがこの影響は顕著ではない。

こうした結果をもとに、固有周期の変化から応答じん性率を推定すると、例えば、円形断面 (H13C) 模型の固有周期は初期固有周期の0.27秒から、最大加速度が生じた時刻には0.79秒に、地震応答終了時には0.68秒 (地震終了判定トリガを50 gal と設定) に変化する。また、これは地震終了判定トリガを30 gal とした場合にも同じ結果である。こうした固有周期の変化をもとに式(5)から応答じん性率を推定すると、加速度最大時には8.5、地震応答終了時には6.4と推定され、実際の応答じん性率の8.6をある一定の精度で推定する。また、長方形断面 (H14R) 模型の場合には、弱軸 (X) 方向には実際の応答じん性率の7.9に対して、加速度最大の推定じん性率は11.9、地震応答終了時の推定じん性率は15と、大きめに評価する結

表-2 対象とした基部で曲げ破壊するRC柱の振動台加震実験

| | No. | ID. | 断面形状 | 地震波 | 方向 | Case | 加震振幅 | 時間軸 | 参考文献 |
|----|------------|------|------|-------------|------|-------------|------|-----|--------------------------|
| 1 | 1 | N1 | 正方形 | JMA神戸 NS | 1方向 | N1-2 | 100% | 60% | 3) 運上, 足立, 近藤, 199 |
| 2 | | | | | | N1-3 | | 70% | |
| 3 | | | | | | N2-1 | | 70% | |
| 4 | | | | | | N3-1 | | 65% | |
| 5 | 4 | H12S | 正方形 | JR鷹取 | 2方向 | H12S-020x | 20% | 50% | 4) Nishida & Unjoh, 2004 |
| 6 | | | | | | H12S-020y | 100% | | |
| 7 | | | | | | H12S-100x | | | |
| 8 | | | | | | H12S-100y | | | |
| 9 | 5 | H13C | 円形 | JR鷹取 | 2方向 | H13C-015x | 15% | 50% | 4) Nishida & Unjoh, 2004 |
| 10 | | | | | | H13C-015y | 80% | | |
| 11 | | | | | | H13C-080x | | | |
| 12 | | | | | | H13C-080y | | | |
| 13 | 6 | H14R | 長方形 | JR鷹取 | 2方向 | H14R-015x | 15% | 50% | 4) Nishida & Unjoh, 2004 |
| 14 | | | | | | H14R-015y | 90% | | |
| 15 | | | | | | H14R-090x | | | |
| 16 | | | | | | H14R-090y | | | |
| 31 | 9 | H15R | 長方形 | JR鷹取 | 1方向 | H15R-015 | 15% | 50% | 1) 小林, 運上, 加納, 200 |
| 32 | | | | | | H15R-050 | 50% | | |
| 33 | | | | | | H15R-060 | 60% | | |
| 34 | | | | | | H15R-080a | 80% | | |
| 35 | | | | | | H15R-080b | 80% | | |
| 36 | | | | | | H15R-080c | 80% | | |
| 17 | 7 | H16R | 長方形 | JR鷹取 | 3方向 | H16R-015x | 15% | 50% | 5) 西田, 運上, 2006 |
| 18 | | | | | | H16R-015y | 90% | | |
| 19 | | | | | | H16R-090x | | | |
| 20 | | | | | | H16R-090y | | | |
| 21 | | | | | | H16R-050x | 50% | | |
| 22 | H16R-050y | | | | | | | | |
| 23 | 8 | H17R | 長方形 | JR鷹取 | 3方向 | H17R-015-1x | 15% | 50% | 6) 西田, 運上, 2006 |
| 24 | | | | K-NET 直別 | 3方向 | H17R-015-1y | 15% | | |
| 25 | | | | | | H17R-015-2x | | | |
| 26 | | | | H17R-015-2y | 170% | | | | |
| 27 | | | | H17R-040x | | | | | |
| 28 | | | | H17R-040y | | | | | |
| 29 | | | | H17R-170x | | | | | |
| 30 | H17R-170y | | | | | | | | |
| 37 | 10 | 05T | 円形 | 津軽大橋 | 3方向 | H05T-020x | 20% | 50% | 7) Sakai & Unjoh, 2006 |
| 38 | | | | | | H05T-020y | 400% | | |
| 39 | | | | | | H05T-400x | | | |
| 40 | | | | | | H05T-400y | | | |
| 41 | 11 | 06F | 円形 | JR鷹取 | 3方向 | H06F-010x | 10% | 50% | 8) 塚, 運上, 右近, 2007 |
| 42 | | | | | | H06F-010y | 20% | | |
| 43 | | | | | | H06F-020Mx | | | |
| 44 | | | | | | H06F-020My | | | |
| 45 | | | | | | H06F-020Ax | | | |
| 46 | | | | | | H06F-020Ay | | | |
| 47 | | | | | | H06F-030Mx | 50% | | |
| 48 | | | | | | H06F-030My | | | |
| 49 | | | | | | H06F-030Ax | 60% | | |
| 50 | | | | | | H06F-030Ay | | | |
| 51 | | | | | | H06F-050Mx | 50% | | |
| 52 | | | | | | H06F-050My | | | |
| 53 | | | | | | H06F-050Ax | 60% | | |
| 54 | | | | | | H06F-050Ay | | | |
| 55 | H06F-060Mx | 60% | | | | | | | |
| 56 | H06F-060My | | | | | | | | |
| 57 | H06F-060Ax | 60% | | | | | | | |
| 58 | H06F-060Ay | | | | | | | | |
| 59 | 12 | 06ED | 円形 | JR鷹取 | 3方向 | H06ED-F010x | 10% | 60% | 8) 塚, 運上, 右近, 2007 |
| 60 | | | | | | H06ED-F010y | 80% | | |
| 61 | | | | | | H06ED-F080x | | | |
| 62 | | | | | | H06ED-F080y | | | |

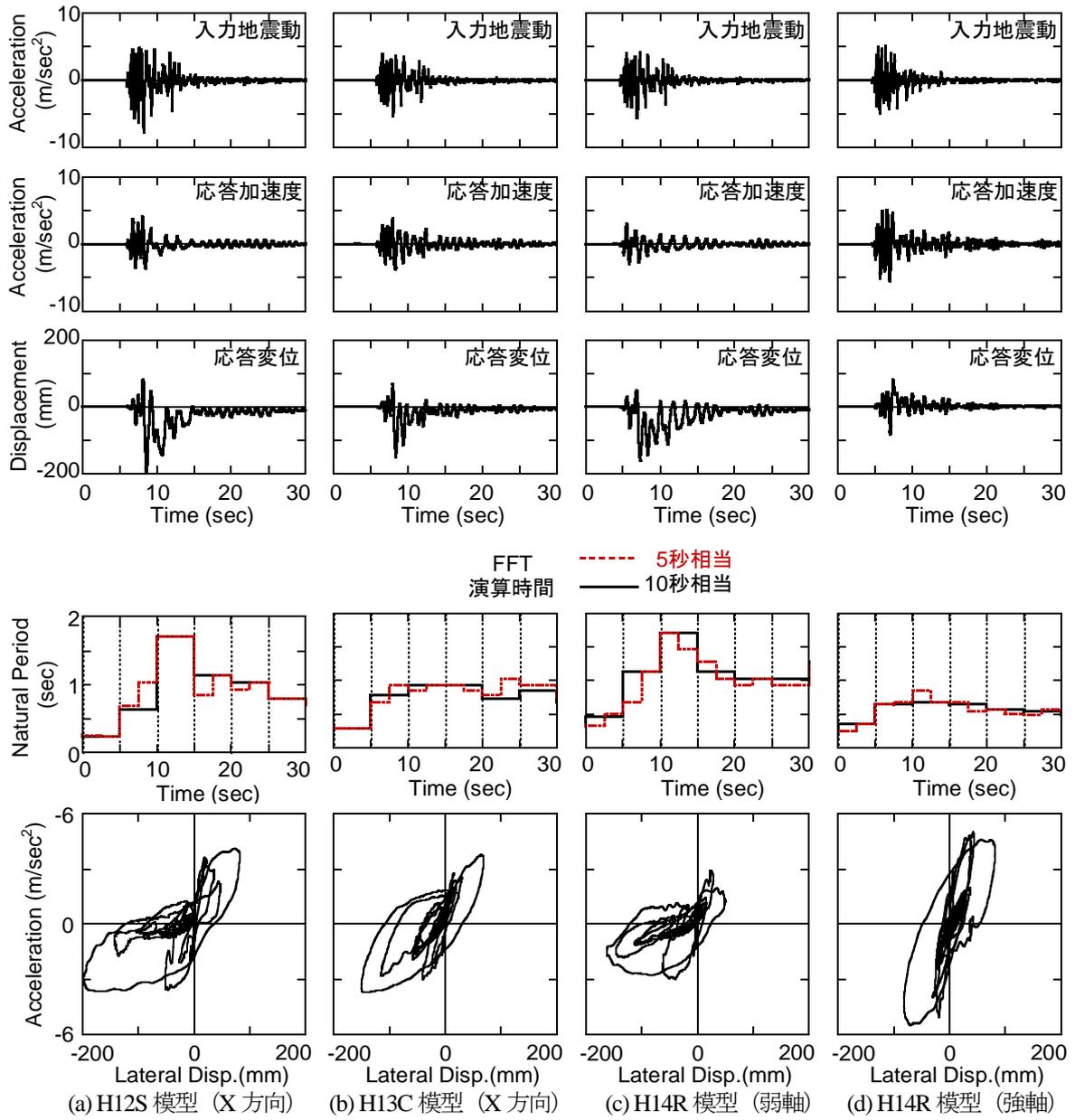


図-8 RC柱の地震応答と固有周期の変化



(a) 円形断面 (H13C) 模型

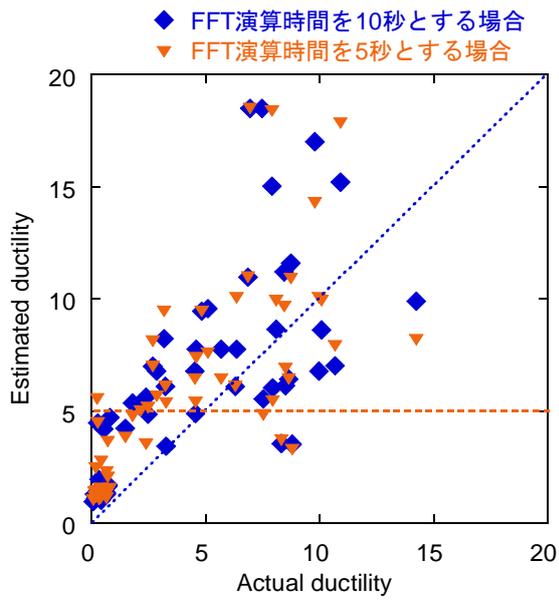


(b) 長方形断面 (H14R) 模型

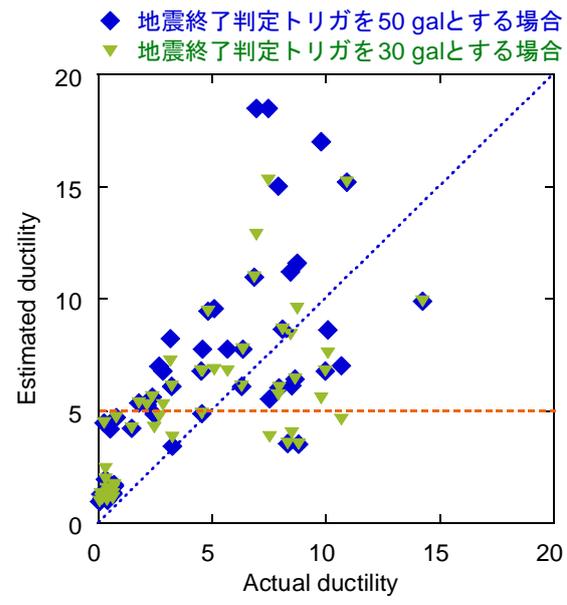
図-9 RC柱の柱基部の曲げ破壊の例

表-3 基部で曲げ破壊する RC 柱の実際のじん性率と推定じん性率

| No. | Spec. | Case | Actual Ductility | Estimated Ductility | | | | | |
|-----|-------|-------------|------------------|---------------------|----------------|----------------|------------|----------------|----------------|
| | | | | FFT時間刻み 10秒 | | | FFT時間刻み 5秒 | | |
| | | | | Amax時 | 終了トリガ 50gal | 終了トリガ 30gal | Amax時 | 終了トリガ 50gal | 終了トリガ 30gal |
| 1 | 1 | N1-2 | 4.6 | 9.9 | 4.9 | 4.9 | 8.6 | 5.4 | 4.4 |
| 2 | | N1-3 | 8.1 | 16.1 | 8.6 | 8.6 | 7.6 | 9.9 | 7.6 |
| 3 | 2 | N2-1 | 10.1 | 16.0 | 8.6 | 7.6 | 7.6 | 9.9 | 7.6 |
| 4 | 3 | N3-1 | 8.4 | 8.4 | 11.2 | 8.4 | 6.5 | 9.6 | 7.4 |
| 5 | 4 | H12S-020x | 0.6 | 2.0 | 1.3 | 1.3 | 1.7 | 1.1 | 1.1 |
| 6 | | H12S-020y | 0.4 | 4.7 | 1.0 | 1.2 | 1.6 | 2.7 | 1.2 |
| 7 | | H12S-100x | 14.2 | 7.6 | 9.9 | 9.9 | 16.0 | 8.2 | 9.5 |
| 8 | | H12S-100y | 10.0 | 5.9 | 6.8 | 6.8 | 6.4 | 10.0 | 5.0 |
| 9 | 5 | H13C-015x | 0.3 | 1.5 | 4.5 | 4.5 | 1.5 | 4.5 | 4.0 |
| 10 | | H13C-015y | 0.2 | 1.4 | 1.1 | 1.1 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| 11 | | H13C-080x | 8.6 | 8.5 | 6.4 | 6.4 | 11.9 | 6.4 | 6.4 |
| 12 | | H13C-080y | 6.3 | 5.3 | 6.1 | 6.1 | 6.1 | 6.1 | 6.1 |
| 13 | 6 | H14R-015x | 0.3 | 1.4 | 1.2 | 2.4 | 3.1 | 1.3 | 1.7 |
| 14 | | H14R-015y | 0.2 | 1.1 | 1.3 | 1.2 | 7.6 | 5.5 | 1.2 |
| 15 | | H14R-090x | 7.9 | 11.9 | 15.0 | 5.7 | 4.0 | 18.4 | 4.6 |
| 16 | | H14R-090y | 8.8 | 7.9 | 3.5 | 3.5 | 8.6 | 3.3 | 3.3 |
| 31 | 9 | H15R-015 | 0.3 | 2.1 | 1.9 | 1.9 | 6.4 | 1.0 | 1.0 |
| 32 | | H15R-050 | 3.2 | 15.3 | 8.2 | 7.2 | 15.3 | 9.4 | 8.2 |
| 33 | | H15R-060 | 4.8 | 18.5 | 9.4 | 9.4 | 7.2 | 9.4 | 9.4 |
| 34 | | H15R-080a | 6.9 | 18.5 | 10.9 | 10.9 | 7.2 | 10.9 | 10.9 |
| 35 | | H15R-080b | 7.5 | 18.5 | 18.5 | 15.3 | 7.2 | 22.8 | 15.3 |
| 36 | | H15R-080c | 6.9 | 18.5 | 18.5 | 12.8 | 22.8 | 18.5 | 15.3 |
| 17 | 7 | H16R-015x | 0.7 | 2.2 | 1.6 | 1.5 | 2.3 | 2.3 | 2.1 |
| 18 | | H16R-015y | 0.5 | 1.8 | 4.2 | 1.3 | 1.8 | 1.4 | 1.3 |
| 19 | | H16R-090x | 8.7 | 5.1 | 11.6 | 9.6 | 13.4 | 10.9 | 9.0 |
| 20 | | H16R-090y | 8.3 | 8.6 | 3.5 | 3.5 | 8.3 | 3.7 | 3.4 |
| 21 | | H16R-050x | 5.1 | 23.6 | 9.6 | 6.8 | 22.2 | 7.6 | 6.4 |
| 22 | | H16R-050y | 7.5 | 8.6 | 5.5 | 3.8 | 7.3 | 4.8 | 3.7 |
| 23 | 8 | H17R-015-1x | 0.1 | 0.8 | 0.9 | 0.9 | 0.6 | 1.0 | 1.0 |
| 24 | | H17R-015-1y | 0.4 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.1 | 1.1 | 0.9 |
| 25 | | H17R-015-2x | 0.5 | 1.9 | 1.4 | 1.2 | 2.0 | 1.5 | 1.3 |
| 26 | | H17R-015-2y | 0.6 | 2.0 | 1.3 | 1.1 | 2.1 | 1.3 | 1.1 |
| 27 | | H17R-040x | 2.5 | 4.8 | 4.8 | 4.3 | 5.1 | 5.1 | 4.5 |
| 28 | | H17R-040y | 2.4 | 3.0 | 5.6 | 5.6 | 3.2 | 3.5 | 5.6 |
| 29 | | H17R-170x | 9.8 | 5.6 | 17.0 | 5.6 | 5.9 | 14.3 | 4.5 |
| 30 | | H17R-170y | 10.7 | 9.0 | 7.0 | 4.6 | 7.0 | 7.9 | 6.2 |
| 37 | 10 | 05T-020x | 0.4 | 1.8 | 1.4 | 1.2 | 1.8 | 1.4 | 1.2 |
| 38 | | 05T-020y | 0.4 | 2.0 | 1.4 | 1.3 | 1.8 | 1.5 | 1.3 |
| 39 | | 05T-400x | 10.9 | 31.0 | 15.2 | 15.2 | 22.6 | 17.8 | 17.8 |
| 40 | | 05T-400y | 12.3 | 17.8 | 29.5 | 29.5 | 17.8 | 29.5 | 29.5 |
| 41 | 11 | 06F-010x | 0.2 | 1.3 | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 |
| 42 | | 06F-010y | 0.1 | 1.4 | 1.3 | 1.1 | 1.4 | 1.1 | 1.1 |
| 43 | | 06F-020Mx | 0.7 | 3.1 | 1.7 | 1.7 | 3.0 | 3.6 | 1.6 |
| 44 | | 06F-020My | 0.4 | 4.2 | 1.4 | 1.5 | 4.2 | 1.5 | 1.5 |
| 45 | | 06F-020Ax | 0.8 | 3.1 | 4.7 | 4.7 | 3.0 | 1.5 | 1.5 |
| 46 | | 06F-020Ay | 0.7 | 2.8 | 1.6 | 1.6 | 2.8 | 2.0 | 2.0 |
| 47 | | 06F-030Mx | 2.1 | 6.8 | 5.3 | 5.3 | 6.4 | 5.0 | 4.5 |
| 48 | | 06F-030My | 1.5 | 5.3 | 4.2 | 4.2 | 5.3 | 3.8 | 3.8 |
| 49 | | 06F-030Ax | 2.9 | 5.9 | 6.8 | 5.3 | 6.4 | 5.6 | 5.0 |
| 50 | | 06F-030Ay | 1.8 | 5.3 | 5.3 | 5.3 | 5.3 | 4.7 | 4.7 |
| 51 | | 06F-050Mx | 4.5 | 6.8 | 6.8 | 6.8 | 6.4 | 6.4 | 6.4 |
| 52 | | 06F-050My | 2.7 | 5.3 | 7.0 | 4.7 | 4.7 | 7.0 | 5.3 |
| 53 | | 06F-050Ax | 4.6 | 6.8 | 7.8 | 6.8 | 6.4 | 7.4 | 5.6 |
| 54 | | 06F-050Ay | 2.7 | 5.3 | 7.0 | 4.7 | 4.7 | 8.1 | 4.7 |
| 55 | | 06F-060Mx | 5.7 | 15.2 | 7.8 | 6.8 | 17.8 | 6.4 | 6.4 |
| 56 | | 06F-060My | 3.2 | 4.7 | 6.1 | 6.1 | 16.9 | 6.1 | 5.3 |
| 57 | | 06F-060Ax | 6.4 | 18.8 | 7.8 | 7.8 | 17.8 | 10.0 | 7.4 |
| 58 | | 06F-060Ay | 3.3 | 4.7 | 3.4 | 3.8 | 4.7 | 5.3 | 3.8 |
| 59 | 12 | 06ED-F010x | 0.2 | 1.3 | 1.1 | 1.1 | 1.4 | 2.4 | 2.4 |
| 60 | | 06ED-F010y | 0.1 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.4 | 1.4 |
| 61 | | 06ED-F080x | 7.9 | 3.7 | 6.0 | 6.0 | 9.7 | 5.4 | 5.4 |
| 62 | | 06ED-F080y | 8.5 | 10.4 | 6.1 | 4.0 | 21.8 | 6.9 | 4.4 |

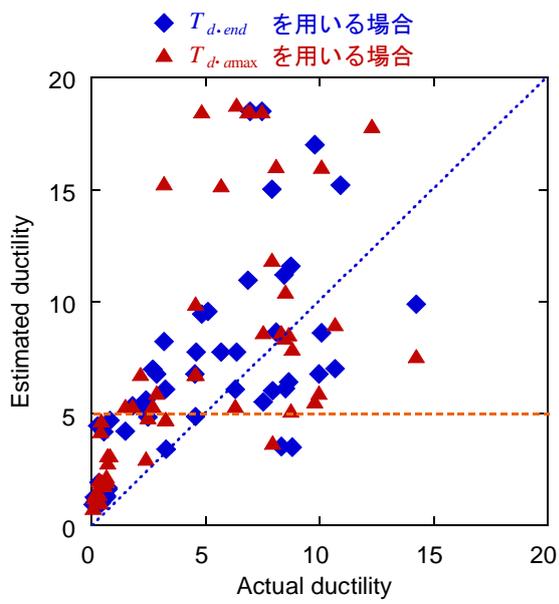


(a) FFT の演算時間の影響

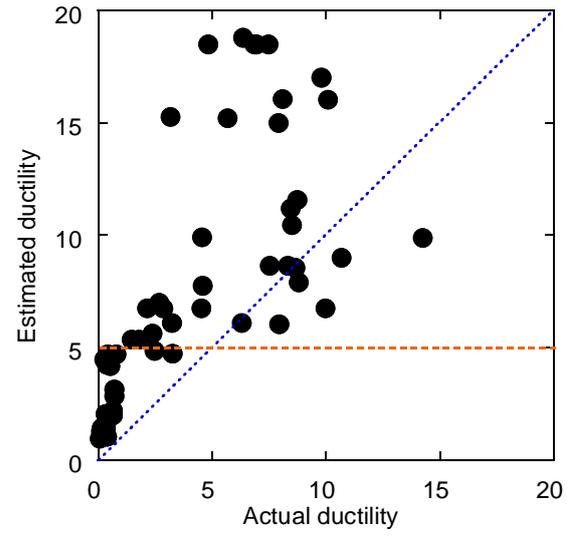


(b) 地震終了判定トリガの影響

図-10 被災度判定手法の精度 (被災後の周期を $T_{d\cdot end}$ とする場合)



(a) $T_{d\cdot end}$ と $T_{d\cdot amax}$ それぞれを用いる場合



(b) どちらか大きい方を用いる場合

図-11 被災後の固有周期の設定の影響

(FFT の演算時間を 10 秒相当とし、地震終了判定トリガを 50 gal とする場合)

果となる。一方、強軸 (Y) 方向には実際の応答じん性率の 8.8 に対して、加速度最大の推定じん性率は 7.9、地震応答終了時の推定じん性率は 3.5 と、特に地震応答終了時の推定じん性率が小さい。強軸方向に関しては固有周期の変化が顕著に現れないが、一般には弱軸方向の損傷が大きくなり、これが柱の耐荷力特性に大きな影響を及ぼすことから、長方形断面を有する柱に関しては弱軸方向の推定精度が重要となる。

3.3 地震被災度推定手法の精度

3.2 に示したような分析を表-2 に示したケースに対して行った。その結果を表-3、図-10, 11 に示す。図-10 には、地震終了判定トリガを最後に下回った後、地震応答収束時間を経過した段階の固有周期 $T_{d\cdot end}$ を用いて応答じん性率を推定する場合の FFT の演算時間の影響と地震終了判定トリガの影響を示している。また、図-11 には FFT の演算時間を 10 秒相当とした場合に、被災後の固有周期 T_d を地震応答収束時間経過後の固有周期 $T_{d\cdot end}$ と

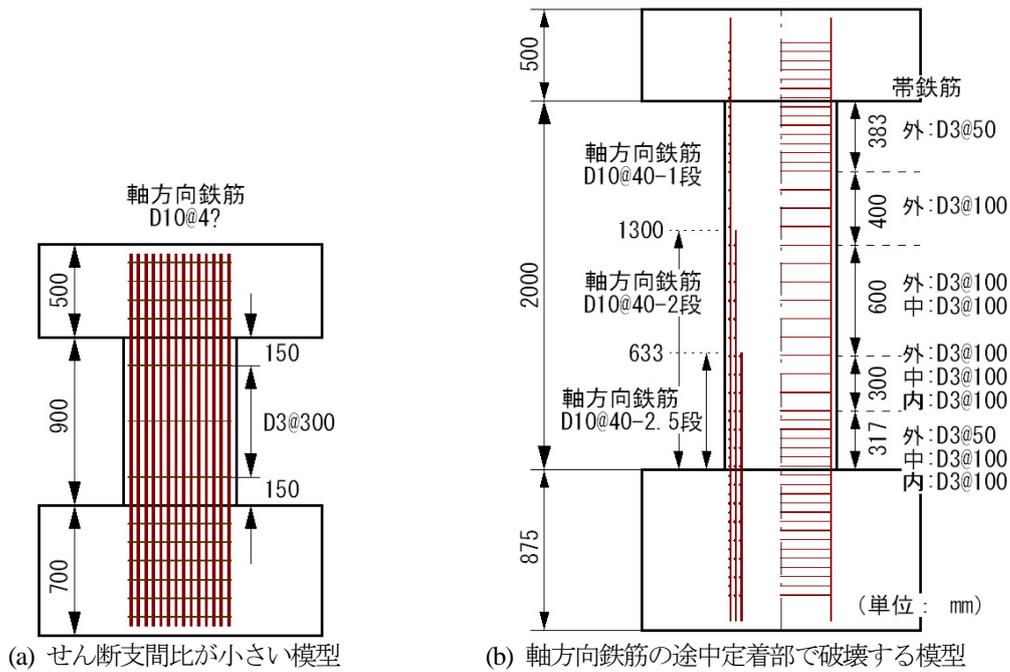


図-12 せん断破壊するRC柱模型

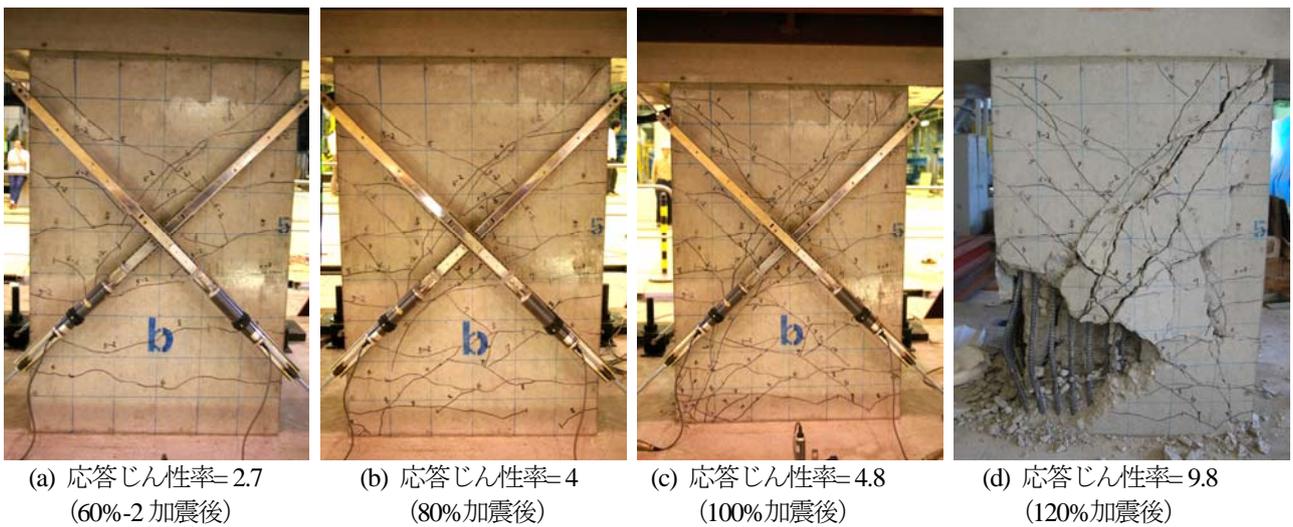


図-13 せん断支間比小の模型の損傷の進展

する場合と最大応答加速度が生じた時刻の固有周期 $T_{d \cdot a \max}$ とする場合の推定じん性率の精度を比較している。

これらによれば、FFT の演算時間および地震終了判定トリガの設定が応答じん性率の推定精度に及ぼす影響はいずれも顕著ではないが、前者はこれを10秒相当とする方が、後者はこれを50galとする方が推定じん性率をわずかに大きめに評価する傾向にある。また、地震応答収束時間を経過した段階の固有周期 $T_{d \cdot end}$ を用いる場合よりも、最大応答加速度が生じた時刻の固有周期 $T_{d \cdot a \max}$ を用いる方が、応答じん性率を大きめに評価する傾向にあることが分かる。

なお、これらの図には実際の応答じん性率が8程度に

対して推定じん性率が3.5程度のケースが2ケースあるが、これらはいずれも長方形断面を有する柱の強軸方向の結果であり、損傷が卓越する弱軸方向、実際の応答じん性率よりも大きめに推定する結果が得られている。

これらの2ケースを除けば、FFT の演算時間および地震終了判定トリガの設定をそれぞれ10秒相当、50galとし、地震応答収束時間を経過した段階の固有周期 $T_{d \cdot end}$ を用いる場合には、実際の応答じん性率が7程度以下であれば、本手法による推定応答じん性率は、変位計の計測に基づく実際の応答じん性率の同程度以上の評価となっており、本手法によってRC柱の被災度を大きめに推定する傾向がある。実際の応答じん性率が7を超えるケースでは、応答じん性率を小さめに推定する場合もある

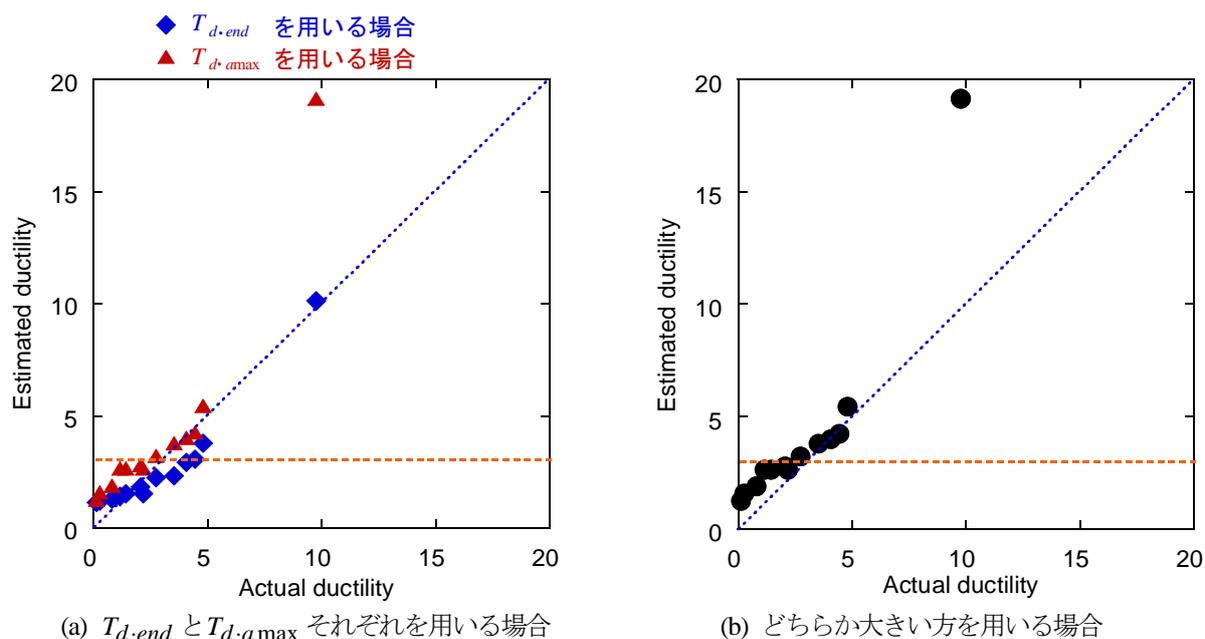


図-14 セン断支間比小の模型に対する本手法の適用性 (FFT 演算時間：10 秒相当，地震終了判定トリガ：50 gal)

が、表-1、図-5 に示したように、じん性率7を超える範囲はほぼ大被害となっており注意が必要な被災と判定することができる。

実際の応答じん性率の推定精度としては $T_{d\cdot end}$ を使う方がよいが、被災度を大きめに評価するという観点からは $T_{d\cdot a\max}$ を使う方がよい傾向がある。これらをふまえて、ここでは被災度を大きめに評価するという観点から、 $T_{d\cdot end}$ と $T_{d\cdot a\max}$ のどちらか大きい方を用いることとした。図-11(b)に示すように、こうすることにより、被災を確実に検出できると考えられる。

4. 曲げ損傷からせん断破壊するRC柱に対する適用性

ここでは、せん断破壊する RC 柱に対する本手法の適用性および許容応答じん性率の設定のために、振動台加震実験を行った。本実験で対象とした RC 柱を図-12 に示す。ここでは、せん断支間比が 1.5 と小さく、柱全高において曲げ損傷からせん断破壊する正方形断面模型と、軸方向鉄筋の途中定着部（段落し部）で曲げ損傷からせん断破壊する円形断面模型を対象としている。

せん断支間比が小さい模型では、加振振幅を徐々に増加させる実験を行っており、これにともなって、図-13 のようにせん断ひび割れが進展し、加震振幅が 120% の実験の際に最終的にせん断破壊した。この実験における応答じん性率の増加の度合いと本手法の適用性を示した結果が図-14 である。これによれば、こうした模型に対しても本手法により応答じん性率をおおむね推定できることが分かる。また、せん断破壊タイプの模型では、図-13(a) に示すようなせん断ひび割れが生じた後はこれが進展し

て急激に水平耐力が低下する場合もあるため、この段階までが許容できる損傷の程度と言える。このときの応答じん性率は 2.7 である。

段落し部で曲げ損傷からせん断破壊する模型では、大きな地震動の入力により、曲げ損傷からせん断破壊が生じている。この時の損傷の進展の様子とそのときの応答じん性率と固有周期の変化を図-15、16 に示す。これによれば、図-15(b) に示すようなせん断ひび割れ程度の損傷が生じると急激に水平耐力が低下し、本実験のように RC 柱は脆性的に破壊する。図-15(b) の段階における応答じん性率は橋軸直角 (X) 方向、橋軸 (Y) 方向ともに 3.9 であることから、これより許容されるじん性率は 3~4 程度と言える。また、本手法によれば、このときの推定応答じん性率は橋軸直角 (X) 方向、橋軸 (Y) 方向に対してそれぞれ 4.6、13.7 となる。本実験では、0.3 秒間という短い時間に図-15 に示したような損傷が生じて、応答じん性率が 1 から 7 まで増加しており、ここでの推定応答じん性率は実際の応答じん性率よりも大きめの評価となる。

以上より、こうした破壊形態となる RC 柱の被害の程度が「大」と判定されるじん性率は 3 程度である。また、本手法により曲げ損傷からせん断破壊するタイプの RC 柱に大被害が生じたことを推定できる。

5. 軸方向鉄筋の途中定着部で曲げ破壊するRC柱に対する適用性

ここでは、軸方向鉄筋の途中定着部で曲げ破壊する RC 柱に対する本手法の適用性および許容応答じん性率の設定のために、振動台加震実験を行った。本実験で対象と

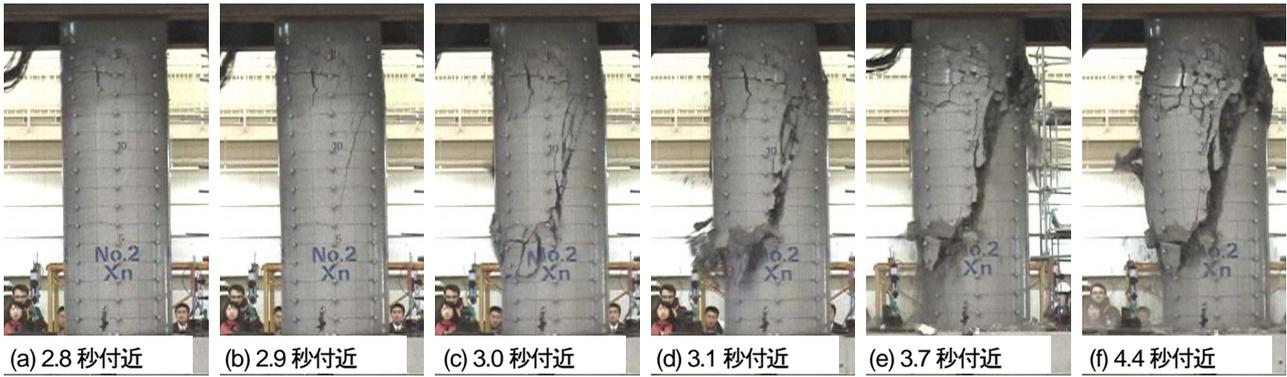


図-15 段落し部で曲げせん断破壊した模型の実地震レベル加震時の損傷の進展

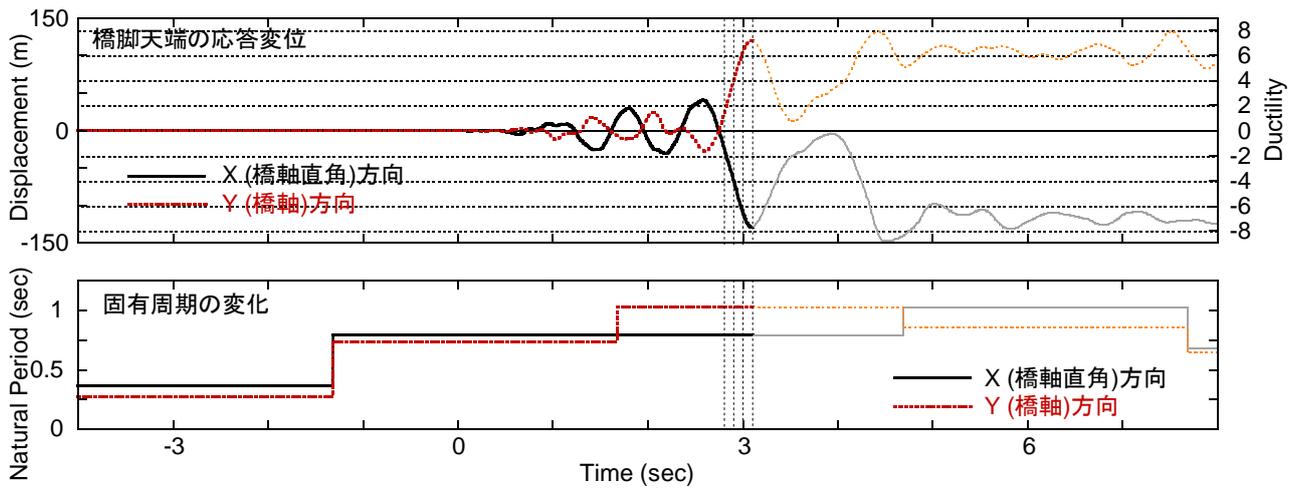


図-16 段落し部で曲げせん断破壊した模型の応答じん性率と固有周期の変化

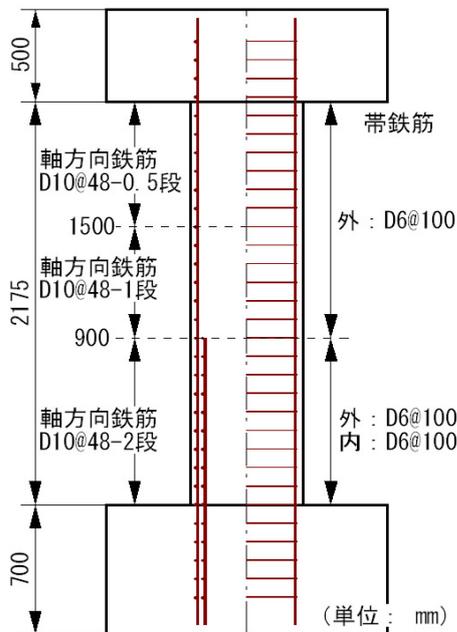


図-17 段落し部で曲げ破壊する模型

した RC 柱を図-17 に示す。

ここでは、徐々に加震振幅を増加させる実験を行って

おり、図-18 に示すように損傷が進展した。本実験における応答じん性率の増加の度合いと本手法の適用性を示した結果が図-19 である。これによれば、こうした模型に対しても本手法により応答じん性率をおおむね推定できることが分かる。また、こうした破壊形態をする RC 柱に対して許容できる損傷レベルは図-18(d) に示した程度である。このときの実際の応答じん性率は 2.8 程度であり、こうした柱に対しても許容できるじん性率としてはせん断破壊する RC 柱と同様に 3 程度である。

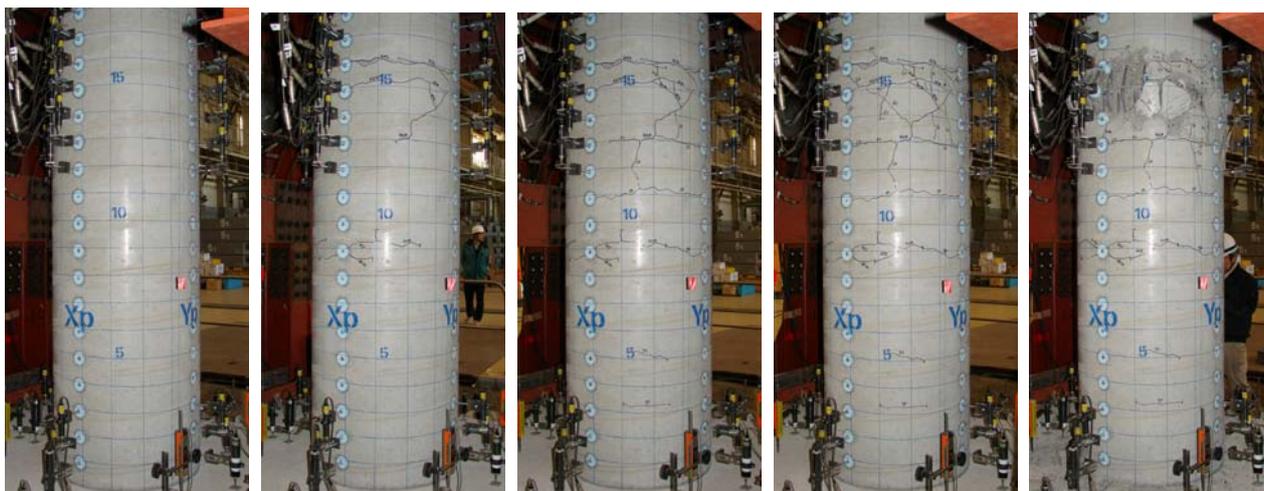
6. 被災度判定センサの実橋梁への適用と計測実験

6.1 被災度判定センサの試作と実橋梁への試験設置

上述した被災度判定手法を組み込んだ被災度判定システムを構築・製作し、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室と共同で実橋梁に設置した。

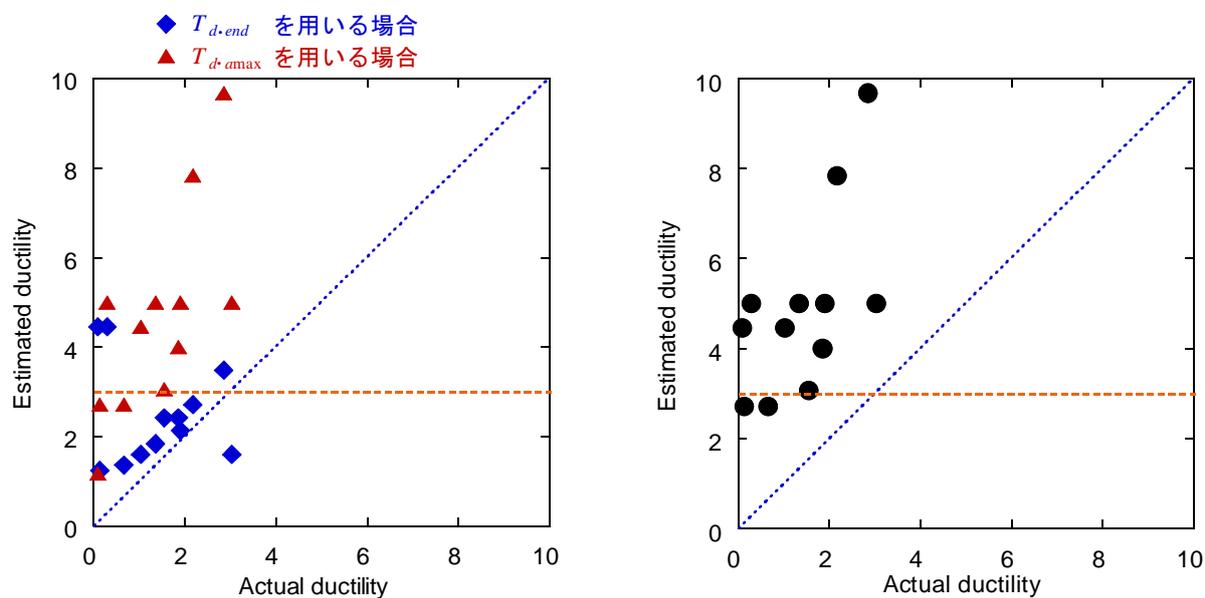
図-20 に子機を示す。子機は、高さが 90 mm で平面寸法が 120×160 mm である。中継器も同じサイズである。親機にはノート PC 等を用いることとなる。

こうした被災度判定システムの運用上の課題点の抽出のために、図-21 に示すように、これを実橋梁に設置した。



(a) じん性率=0.7 (30%加震後) (b) じん性率=1.9 (40%加震後) (c) じん性率=2.2 (50%加震後) (d) じん性率=2.8 (60%加震後) (e) じん性率=4.1 (70%加震後)

図-18 段落し部で曲げ破壊する模型の損傷の進展



(a) T_{d-end} と T_{d-max} それぞれを用いる場合

(b) どちらか大きい方を用いる場合

図-19 段落し部で曲げ破壊する模型に対する本手法の適用性 (FFT 演算時間 : 10 秒相当, 終了トリガ : 50 gal)



図-20 被災度判定センサの子機

6.2 被災度判定センサによる計測実験

被災度判定センサの運用上の課題の抽出, 計測開始トリガ, 地震終了判定トリガの合理的な設定, 交通振動等が本システムに及ぼす影響の把握を目的として, 実際の橋梁に被災度判定センサを設置し, 交通振動による橋脚の水平振動の計測を行った。

対象とした橋と計測状況の例を図-22 にそれぞれ示す。計測対象とした橋脚は, 2 橋脚あり, いずれも 3 径間連続橋の固定橋脚である。いずれも旧基準によって設計されているが, 兵庫県南部地震後に耐震補強が施されている。なお, 本橋脚は 6.1 において試験設置をした橋脚とは異なる。



図-21 被災度判定システムの実橋梁への設置

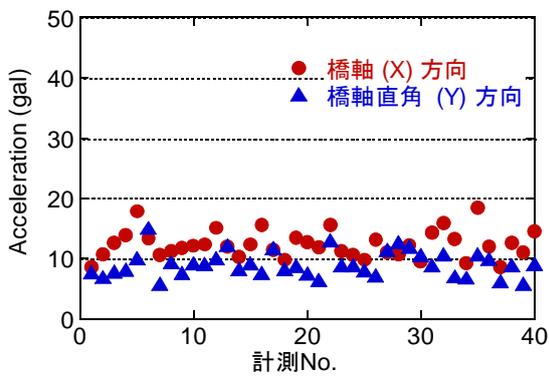


(a) 対象橋梁 (橋脚 A)

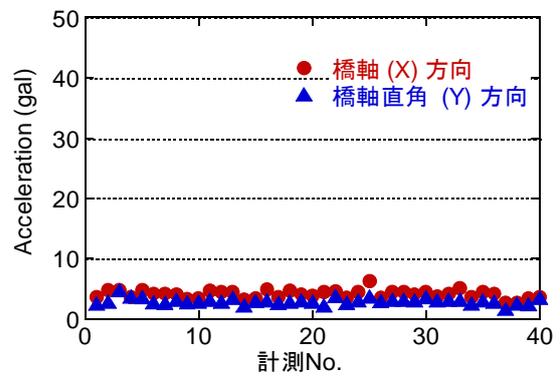


(b) センサ設置状況

図-22 被災度判定センサによる実橋梁の計測

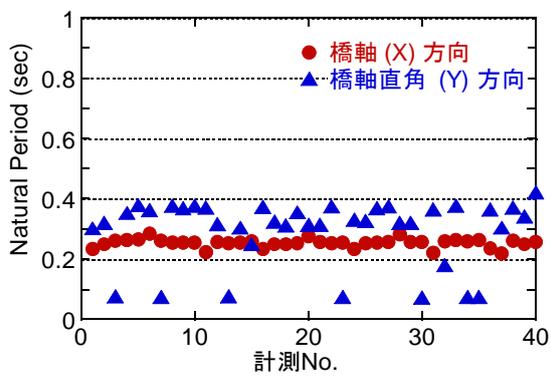


(a) 橋脚 A

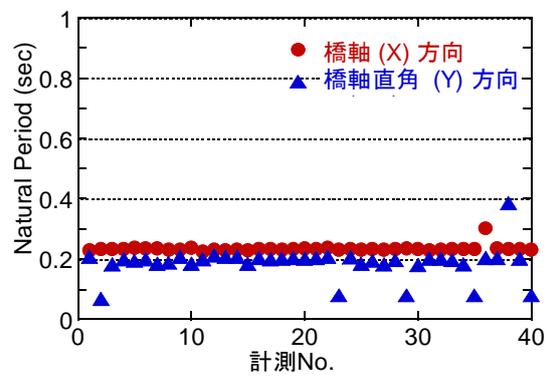


(b) 橋脚 B

図-23 橋脚天端で計測された両振幅の加速度



(a) 橋脚 A



(b) 橋脚 B

図-24 橋脚の初期固有周期

計測では、橋脚天端の橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の3成分の加速度を計測した。1回の計測時間を120秒とし、これを1橋梁に対して40回行った。

図-23に地震被災度判定センサにより橋脚天端で計測された応答加速度の両振幅を示す。これによれば、橋脚Aでは橋軸方向、橋軸直角方向に対して振幅にして9~18 gal (0.09~0.18 m/sec²)、6~15 gal (0.06~0.15 m/sec²)の応答加速度が計測された。橋脚Bでは、橋軸方向、橋軸直角方向に対して振幅にして3~6 gal (0.03~0.06 m/sec²)、2~5 gal (0.02~0.05 m/sec²)の応答加速度が計測された。以上より、交通振動による橋脚天端の最大水平加速度は両振幅で最大でも20 gal (0.2 m/sec²)程度であると言える。

図-24は、120秒間のデータ(12000データ)に対するフーリエ解析の結果から得られた橋脚天端の固有周期を示した結果である。これより、交通振動により橋脚の固有周期を検出できること、交通状況によっては検出された固有周期にばらつきが含まれる場合もあることから、初期固有周期は10回程度の計測結果をもとに定めることが望ましい。各橋脚の固有周期を40個のデータの中央値として求めると、橋脚Aの固有周期は橋軸(X)、橋軸直角(Y)方向に対してそれぞれ0.25秒、0.32秒、橋脚Bの固有周期は橋軸(X)、橋軸直角(Y)方向に対してそれぞれ0.23秒、0.2秒である。

7. まとめ

本研究は構造物の地震被災度を客観的かつ精度よく判定するための技術の開発を目標とし、構造物の損傷度合いを検知可能な被災度判定センサの開発およびセンシングデータに基づく被災度の推定手法を構築するものである。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) RC柱に対する振動台加震実験から、主要動が入力されてRC柱が大きく応答するときに固有周期は最大となり、応答が減衰するにつれて低下する傾向にあることが分かる
- (2) (1)に示した特性を用いて応答じん性率を推定する手法を開発した。これは、柱天端の応答加速度の高速フーリエ変換(FFT)によりRC柱の固有周期を検出し、この変化に基づき応答じん性率の推定するものである。
- (3) 振動台加震実験から得られた損傷の観察から、適用された設計基準や構造形式ごとに応答じん性率と損傷の関係を明らかにし、これをもとに(1)で開発した手法によりRC柱の被災度を推定する手法を提案した。
- (4) 基部で曲げ破壊するタイプのRC柱の振動台実験結果を本手法によって分析し、FFTの演算時間や地震終了判定トリガの影響は大きくないことを示した。また、地震応答収束時間を経過した段階の固有周期 T_{d-end} を用いる

場合よりも、最大応答加速度が生じた時刻の固有周期 T_{d-amax} を用いる方が、応答じん性率を大きめに評価する傾向にあることを示した。これより、FFTの演算時間を10秒、地震終了判定トリガを50 gal (0.5 m/sec²)とし、応答じん性率の推定には、 T_{d-end} と T_{d-amax} のどちらか大きい方を用いることを提案した。

- (5) 曲げ損傷からせん断破壊するタイプのRC柱や軸方向鉄筋の途中定着部で曲げ破壊するRC柱に対する本手法の適用性を振動台加震実験結果に基づいて示すとともに、損傷と応答じん性率の関係から、その許容じん性率を3とすることを提案した。
- (6) 被災度判定センサを試作し、実橋梁に試験設置した。
- (7) 被災度判定センサを用いた交通振動による実橋脚の計測結果より、交通振動による橋脚天端の最大水平加速度は両振幅で最大でも20 gal (0.2 m/sec²)程度であることが分かった。また、交通振動により橋脚の固有周期を検出できるが、交通状況によっては検出された固有周期にばらつきが含まれる場合もあることから、初期固有周期は10回程度の計測結果をもとに定めることが望ましい。

参考文献

- 1) 小林寛, 運上茂樹, 加納匠: 加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発, 土木学会地震工学論文集 Vol. 28, pp. 1-7, 2005.
- 2) Sakai, J. Kobayashi H. and Unjoh, S.: Quick earthquake damage detection method for bridge structures, *Proc. of World Forum on Smart Materials and Smart Structures Technology, Chongqing, China, 2007.*
- 3) 運上茂樹, 足立幸郎, 近藤益夫: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動特性に関する振動台実験, 土木技術資料, Vol. 41, No. 3, pp. 38-43, 1999.
- 4) Nishida, H. and Unjoh, S.: Dynamic response characteristic of reinforced concrete column subjected to bilateral earthquake ground motions. *Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM No. 576. Vancouver, Canada, 2004.*
- 5) 西田秀明, 運上茂樹: 長方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の三次元加振振動台実験, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 327-330, 2006.
- 6) 西田秀明, 運上茂樹: 三次元入力を受ける矩形RC柱の動的応答に対するファイバーモデル解析の適用性, 第12回日本地震工学シンポジウム, No. 0196, 2006.
- 7) Sakai, J. and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006.*

- 8) 塚淳一, 運上茂樹, 右近大道: 兵庫県南部地震における RC 橋脚の被災再現のための振動台実験, 地震工学論文集, Vol. 29, No. 15-2, pp. 934-943, 2007.

DEVELOPMENT OF ESTIMATION METHOD FOR SEISMIC DAMAGE USING ADVANCED SENSOR

The objective of this study is to develop sensing technology to estimate the seismic damage of structures using advanced sensors. The method that evaluates seismic damage of reinforced concrete columns that fail in flexure have been developed based on the results from shaking table tests of 12 reinforced concrete column specimens. The damage detection system using the proposed method is developed, and applied to actual bridges.

Keywords: seismic damage, damage detection, reinforced concrete column, shake table test