

論文 準動的載荷による RC 橋脚の地震被災挙動に関する研究

池端 信哉^{*1}・足立 幸郎^{*2}・山口 隆裕^{*3}・池田 尚治^{*4}

要旨：本研究は、兵庫県南部地震によって倒壊した橋脚とその隣に立つ倒壊しなかった橋脚をモデル化した2種類の供試体を用いて載荷実験を行い、その耐震性能および倒壊に至るまでの過程を明らかにしようとするものである。実験では橋脚の基本的な耐震性能を把握するための静的正負繰り返し載荷と、地震時の応答挙動の把握のために準動的載荷を行った。実験の結果、2種類の橋脚の耐荷性能、変形性能の違いを把握するとともに、設計で定められた配筋の相違によって一方は倒壊に至り、他方は耐力を保持することを実地震波を用いて検証することができた。

キーワード：地震被災、準動的載荷、途中定着、せん断破壊

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震においては多くの高架橋の橋脚に甚大な被害が生じ、倒壊に至るものも見られた。ある高架橋では、一連の橋脚のうち1基のみが倒壊し、その前後の橋脚はある程度の損傷を受けたものの倒壊せず、倒壊した橋脚との被災状況に大きな差が生じる結果となった。隣り合った橋脚の被災程度がこのように大きな差となって現れた原因を明確にしておくことは、今後の高架橋の耐震設計にとって極めて重要なことである。

本研究ではこの倒壊した橋脚と、隣り合う外見上全く同一の橋脚に着目し、倒壊するかしないか

の原因は何であったかを解明すること、および倒壊に至る過程とメカニズムを把握することを目的とし、実験を行った。これら2基の橋脚は内部の配筋と、負担する上部構造の重量が若干異なること以外の相違点はない。

実験では2基の橋脚の基本的な耐震性能を把握するための静的正負繰り返し載荷と、地震時の応答挙動の把握するために準動的載荷を行った。

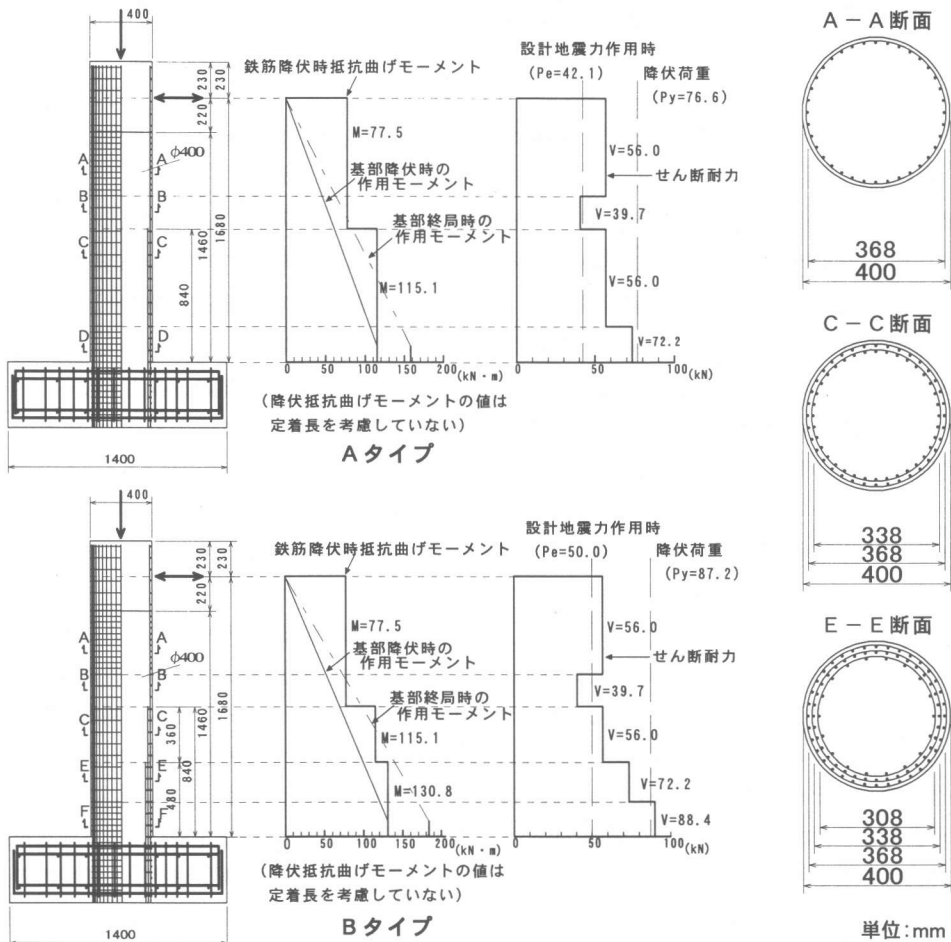
2. 実験供試体

実験に使用した供試体の諸元を表-1に示す。図-1には供試体形状、計算降伏抵抗曲げモーメントおよび計算せん断耐力の分布を示す。

表-1 供試体の諸元

| 供試体名 | 軸方向鉄筋比 (%) | | | | | | フープ筋比 (%) | | | | | |
|------|--------------------|-----|-------|-----|-------|-----|--------------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | A-A | B-B | C-C | D-D | E-E | F-F | A-A | B-B | C-C | D-D | E-E | F-F |
| Aタイプ | 0.91 | | 1.81 | | - | | 0.0971 | 0.0485 | 0.0971 | 0.146 | - | |
| Bタイプ | 0.91 | | 1.81 | | 2.27 | | 0.0971 | 0.0485 | 0.0971 | - | 0.146 | 0.194 |
| 供試体名 | 計算降伏抵抗モーメント (kN・m) | | | | | | 計算せん断耐力 (kN) | | | | | |
| | A-A | B-B | C-C | D-D | E-E | F-F | A-A | B-B | C-C | D-D | E-E | F-F |
| Aタイプ | 77.5 | | 115.1 | | - | | 56.0 | 39.7 | 56.0 | 72.2 | - | |
| Bタイプ | 77.5 | | 115.1 | | 130.8 | | 56.0 | 39.7 | 56.0 | - | 72.2 | 88.4 |

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)
 *2 阪神高速道路公団 工務部設計課 (正会員)
 *3 横浜国立大学助手 工学部建設学科 博(工) (正会員)
 *4 横浜国立大学教授 工学部建設学科 工博 (正会員)



実験供試体はフーチング付きの独立1本柱形式であり、直径400mmの中実円断面で、実橋脚を1/7にスケールダウンしたものである。軸方向鉄筋の配筋によりAタイプ（2段配筋）とBタイプ（3段配筋）の2種類があり、フーチング上面から水平荷重載荷点までの高さは1680mmである。Aタイプは柱根元から840mmの所で、Bタイプでは480mmと840mmの所で軸方向鉄筋が途中定着されている。AタイプとBタイプの違いは最も内側の途中定着鉄筋の有無のみであって、Bタイプの方が上部構造の重量が若干大きいためにこの3層目の鉄筋がBタイプに追加されている。

帯鉄筋については全供試体とも定着は重ね継ぎ手とし、その定着長は帯鉄筋径の30倍とした。柱部分に使用したコンクリートおよび鉄筋の力学的

特性を表-2と表-3に示す。

図-1中の曲げモーメントの計算値は、材料の非線形性を考慮して断面をファイバー状に一次的

表-2 コンクリートの力学的特性

| 供試体名*1 | 載荷方法 | 圧縮強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | ヤング率 (GPa) |
|------------|------|------------|------------|------------|
| A-ST | 静的 | 34.3 | 2.5 | 27.5 |
| B-ST | | 34.3 | 2.5 | 27.5 |
| B-PD-T | 準動的 | 32.5 | 2.4 | 24.2 |
| A-PD-A | | 34.8 | 2.4 | 24.8 |
| B-PD-A | | 32.3 | 2.6 | 24.1 |
| A-PD-T.Sta | | 34.8 | 2.3 | 24.8 |
| B-PD-T.Sta | | 32.3 | 2.5 | 25.5 |

*1 A,B: 供試体の種類, 配筋が異なる
ST: 静的載荷, PD: 準動的載荷
T: T波, A: 尼崎波, T.Sta: JR 鷹取波

表-3 鉄筋の力学的特性

| 種類 | 規格 | 降伏強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | ヤング率 (GPa) | 適用 |
|----|-------|------------|------------|------------|-------|
| D3 | SD295 | 326 | 390 | 203 | フープ筋 |
| D6 | SD345 | 345 | 420 | 174 | 軸方向鉄筋 |

にモデル化（以下ファイバーモデル）して求めたものである。降伏時の作用モーメントは、基部から D/4 上側（D:柱の直径）の断面の引張り側最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときの曲げモーメントであり、せん断耐力については、土木学会の平成8年度版コンクリート標準示方書¹⁾のRC 棒部材の設計せん断耐力算定式を用いて求めた。

A, Bタイプそれぞれ1体ずつに静的正負繰返し載荷実験を、Aタイプ2体とBタイプ3体の計5体に準動的地震応答載荷実験を行った。

3. 静的載荷実験

3.1 載荷方法

両タイプの供試体それぞれの基本的な耐荷性能を把握するために静的正負載荷実験を行った。載荷には2本のアクチュエーターを用い、柱頭部に一定の軸力（実橋脚と同じ 1.75MPa）を作用させながら、水平荷重または水平変位を作用させた。管理変位は部材回転角（水平変位/載荷点高さ）の±1/200（8.4mm）に整数倍をかけた水平変位とした。なお、同じ管理変位での繰返しは各1回とした。

3.2 実験結果と考察

実験結果の一覧を表-4に示す。降伏変位の実験値は鉄筋降伏荷重の正負載荷の平均値である。それぞれの供試体の荷重と載荷点変位の関係を図-2に示す。曲げ変形の計算値はファイバーモデルによるものであり、コンクリートのひずみが3500μ（0.35%）に達するまで計算をしたものである。Aタイプでは精度よく計算値と実験値が一致しているが、Bタイプでは鉄筋降伏以降で差が生じている。このことは、使用した曲げ解析モデルではせん断変形の影響も考慮しているが、写真-1に見られる

ようにBタイプは基部が終局を迎える前に2ヶ所ある途中定着部のうち上側の部分付近で大きくせん断破壊したためであると考えられる。

部材の終局を水平耐力が最大荷重の80%に低下した時点だと仮定すると、終局変位 δ_y はAタイプで7 δ_y （ δ_y は実験から得られた降伏変位）、Bタイプで4 δ_y となっている。Bタイプは最内縁の軸方向鉄筋の存在により、基部の抵抗曲げモーメントは大きくなっているが、一方でその部分での曲げ剛性が大きくなり、上側の途中定着部に變形が集中し、靱性を欠く挙動になったと思われる。一方、AタイプはBタイプに比べて曲げ耐力が小さく、作用するせん断力も小さくなり、かつ基部での剛性も小さく變形しやすいため靱性に富んだ挙動になったものと考えられる。

静的載荷実験の結果をまとめると、Bタイプにおいても当時の設計基準である許容応力度法を十分満足しているが、曲げ耐力の増加を意図し最内縁に軸方向鉄筋を付加したため、基部での曲げ變形を拘束し、せん断補強筋量の最も少ない上側の途中定着部に變形と損傷が集中し、結果として靱

表-4 実験結果一覧

| | 降伏変位 δ_y (mm) | 最大耐力 Pmax (kN) | 終局変位 δ_u (mm) | 靱性率 δ_u / δ_y |
|------|----------------------|----------------|----------------------|---------------------------|
| A-ST | 8.5 | 106 | 58 | 7 |
| B-ST | 9.4 | 111 | 39 | 4 |

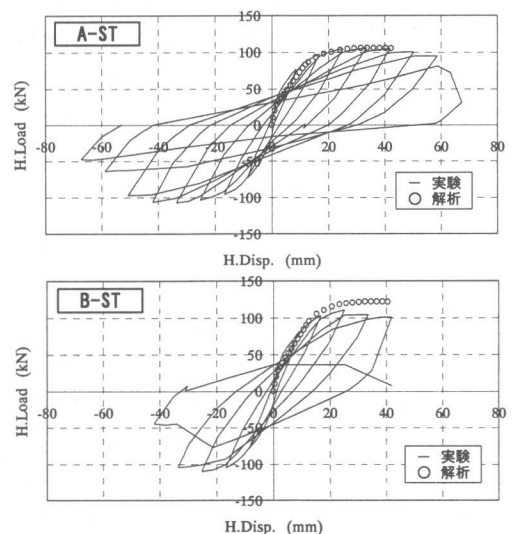


図-2 荷重-変位関係

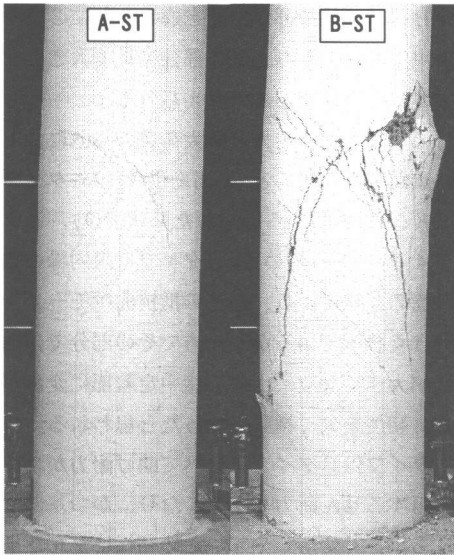


写真-1 損傷状況 (-5/200 時)

性の低下をもたらしたといえる。また、Aタイプに比べて靱性率で3も小さく、Bタイプは耐力と変形性能の両方において、Aタイプに比べて設計地震力に対する安全率の小さいことが明確に示された。

4. 準動的載荷実験

4.1 初期設定

準動的地震応答載荷実験に使用した初期設定値を項目別に以下に示す。

(1)地震波：実験に使用した地震波は実際に国道43号線の尼崎高架橋で観測された波とJR鷹取駅で観測された波²⁾および、それらの波より長周期成分の少ない人造波のT波の3種類とした。実験において地震波を作用させるにあたっては、実測値の最大加速度が3種類の地震波で大きく異なり単純に比較できないことから、最大加速度を600galに調整し、初期微動および後半部分を省略して継続時間を調節した。3つの地震波の加速度応答スペクトルを図-3に示す。なお、実構造物には少なくとも最大加速度が500gal以上の地震波が作用したと推定されることに基づいて最大加速度を600galとした。この図からわかる通り、3つの地震波の加速度応答スペクトルは特にT=1秒

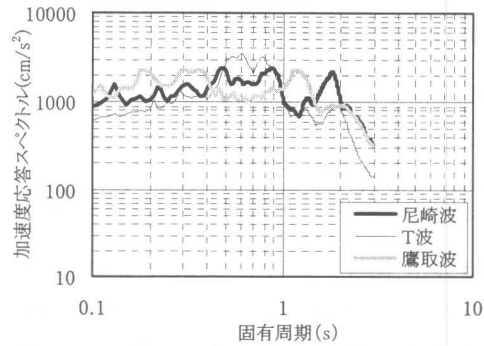


図-3 加速度応答スペクトル

以上の長周期成分において違いが大きい。また、地震波の入力に際しては上側途中定着部位置で実構造物の設計計算応力度に正確に対応させ、実構造物の状態と整合させた。

(2)初期剛性：初期剛性は、静的載荷実験により得られた結果を参照し、荷重-変位曲線の原点とひび割れ発生時の点とを結ぶ割線剛性とした。今回の実験に用いた初期剛性は全供試体共通で21.0kN/mmとした。

(3)固有周期と仮想質量：固有周期は実橋脚との整合性を考えて、Aタイプで0.55秒、Bタイプで0.59秒とした。

仮想質量は、部材を1質点1自由度系として、Aタイプ157.9ton、Bタイプ181.7tonとなった。

(4)減衰定数：水平方向の減衰定数は、初期で $h=0.03$ 、部材の剛性が初期剛性の25%に低下した時点で $h=0$ とした³⁾。

4.2 実験結果と考察

図-4に実験より得られた時刻歴応答変位曲線を、図-5には復元力-応答変位関係を示す。

3つの地震波ともすべて最大加速度は600galと同じであるが、両タイプの供試体とも作用させた地震波の特性によって応答挙動は大きく異なり、長周期部分での応答スペクトルの大きい成分を持つ波を受けた方が応答変位も大きくなった。このことは今回の供試体のひび割れ前の初期固有周期が0.55秒と0.59秒であり、損傷によって固有周期が長周期化したこと、尼崎波およびJR鷹取波で

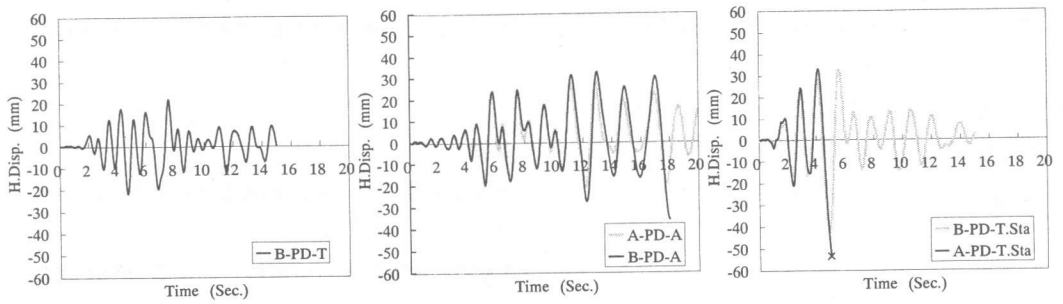


図-4 時刻歴応答変位曲線

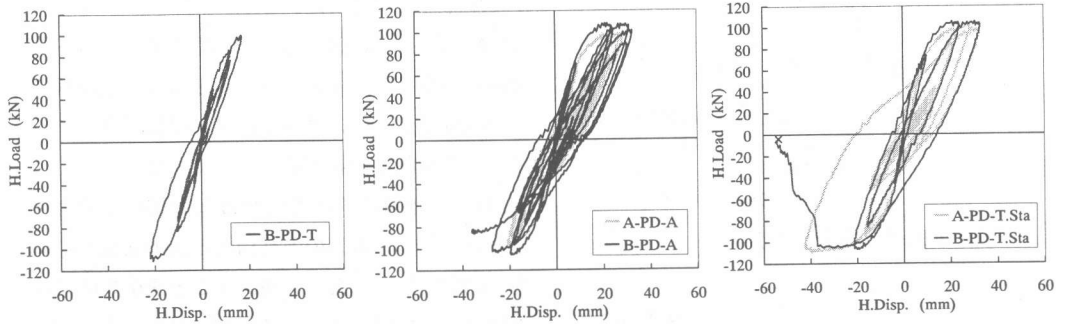


図-5 復元力-応答変位関係

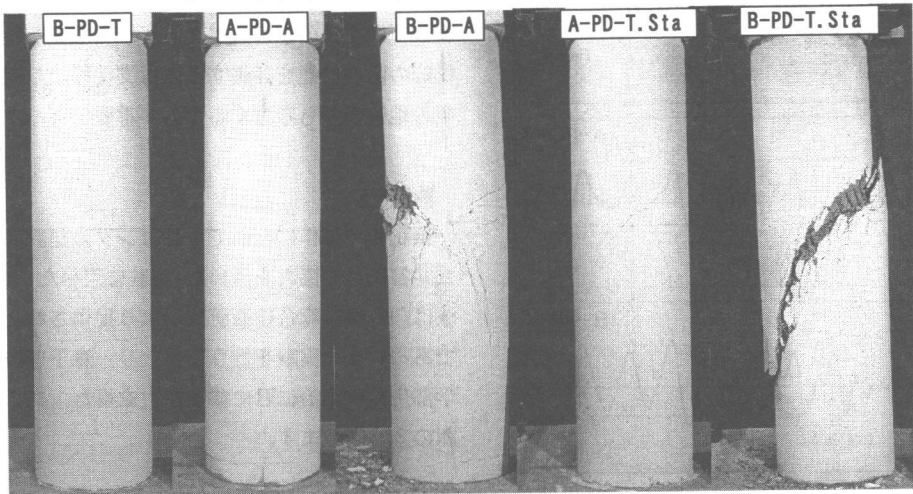


写真-2 実験終了時の損傷状況

は1秒以上の長周期成分での応答スペクトルが大きいことと対応している。写真-2を見ても明らかのように JR 鷹取波を作用させた場合が最も Aタイプと Bタイプの応答挙動に大きな差が生じた。Bタイプは倒壊したが、Aタイプではせん断ひび割れは大きく発生したが耐力が低下することはなかった。たとえ隣り合った類似の橋脚であっても変形性能に差があった場合、作用する地震波によって地震時の損傷状況が大きく異なり、一方は倒

壊し、もう一方はある程度の損傷のみで自立している状況であっても何ら不思議でないことを実験的に明確に検証することができた。

5. 応答解析

解析に使用したモデルは、鉄筋降伏後の除荷時剛性を塑性率により低下させる剛性低下型のものである。このモデルの特徴は解析対象の復元力-変位関係のスケルトンカーブを多数の直線で

表し、鉄筋降伏後の載荷と除荷時の剛性を任意の荷重で変化させているところである。

解析に用いた復元力特性を図-6に、応答解析結果と実験結果との比較を図-7に示す。解析結果は振動の周期や最大応答変位など、実験を概ね表現

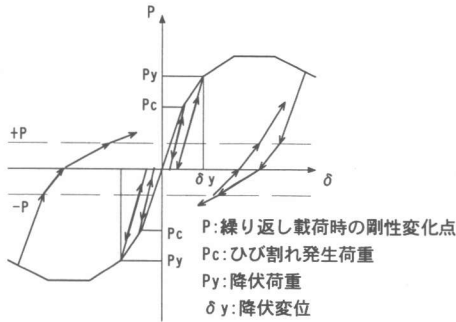


図-6 復元力モデル

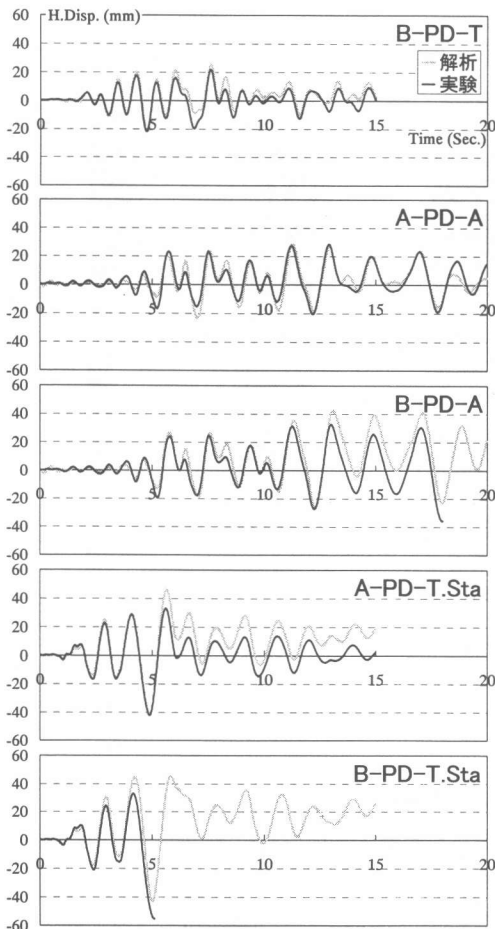


図-7 実験結果と解析結果の比較

できており、解析モデルの妥当性が示されたものと言える。

6. 結論

本研究により得られた結果をまとめると次の通りとなる。

(1) 実際の地震によって倒壊した橋脚の倒壊過程を実験によって生起させ、そのメカニズムを明らかにすることができた。

(2) 隣り合ったほぼ同一形状のRC橋脚に対し、地震波を作用させた場合、実際の地震被災と同様に一方は倒壊し、他方はある程度の損傷で自立することを実験的に検証することができた。

(3) 橋脚の地震時の応答挙動は入力加速度の大きさだけでなく、橋脚の固有周期と入力地震波の特性との関係により大きく異なることを準動的載荷実験によって明確に示すことができた。また、橋脚の位置する地点の支持層より下の地層の相違によって地震波の応答スペクトルが異なることから、橋脚の耐震性能を評価するには支持層より深い位置の地盤条件も考慮することが重要である。

謝辞

供試体の製作においてオリエンタル建設(株)の二井谷氏にご協力を頂いた。実験に用いたJR鷹取波は(財)鉄道総合技術研究所より提供されたものである。また実験を行うにあたり、森下豊技官、学部生の浅見治仁君に参加協力を得た。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 (平成8年制定), 1996.3
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II), JR地震情報 No.23d, 1996.3
- 3) 山口隆裕, 武村浩志, 平陽兵, 池田尚治：鉄筋コンクリートの準動的載荷実験における歪速度および粘性減衰の影響, コンクリート工学論文集, 第7巻第2号, 1996.7