

地震力を受ける鉄筋コンクリートラーメン構造物の 弾塑性応答に関する研究

INELASTIC RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES SUBJECTED TO EARTHQUAKE MOTIONS

町田篤彦*・睦好宏史**・鶴田和久***

By Atsuhiko MACHIDA, Hiroshi MUTSUYOSHI and Kazuhisa TSURUTA

In order to clarify the inelastic behavior of R/C frame structures subjected to earthquake motions, shaking table tests and pseudodynamic tests were carried out using small scale two-story one-bay R/C structures, and inelastic response analyses based on the one component model were conducted. Since the inelastic behavior of the R/C frame depends strongly on the strength and the capacity of the ultimate displacement of each R/C member, the new force-displacement model in consideration of the ultimate displacement of each member was proposed to obtain accurately the inelastic response of the R/C frame. The inelastic responses calculated using the proposed model resulted in satisfactory agreement with the measured ones when shear failure occurred in some members of the R/C frame after yielding.

Keywords: inelastic response, R/C frame structure

1. ま え が き

鉄筋コンクリート（以下RC）構造物の耐震性状に関する研究は盛んに行われているが、これらの研究の多くは、主に独立柱形式の橋脚を対象としたもので、ラーメン構造物の耐震に関する研究はきわめて少ないのが現状である。しかし、地震によるRC土木構造物の被害例では、独立柱形式の橋脚ばかりではなく、ラーメン橋脚にも被害が少なくないのであって、脚柱あるいは上層ばりおよび中層ばりに曲げせん断ひびわれが発生したものが多く報告されている^{3), 4), 20)}。一般に、ラーメンのような不静定構造物は、独立柱形式橋脚のような構造物とは異なり、1つの部材が破壊したからといって、構造物全体がただちに崩壊するようなことはない。しかし、橋脚のように重要な構造物を考えると、大地震が生じた場合におけるラーメン構造物の塑性域にまで至る耐震性状を詳細に把握しておくことはきわめて重要であるといえる。この種の構造物は、一般に震度法で設計されており、設計震度を上回る地震が生じた場合の耐震安全性あるい

は柱およびはり部材の耐力と変形性能が構造物全体の挙動に及ぼす影響および崩壊過程等はほとんど検討されていないのが現状である。一方、建築分野においては、構造物がラーメン構造であることから、当然のことながらRCラーメン構造物の耐震性状に関する研究は数多く行われている。しかし、土木で用いられるものと比較すれば、断面形状、鉄筋比、せん断スパン比、軸力等がかなり異なっているので、建築分野の研究成果が土木で用いられるラーメン構造物にそのまま適用できるかどうか疑問であり、改めて解明を図る必要があると考えられる。

本研究は、土木で用いられるRC構造物のうち、地震力から断面が定まり、かつ応用範囲の広い構造形式であるという観点から、2層ラーメン橋脚を取り上げ、その耐震性状を実験的および解析的に明らかにし、RCラーメン構造物の合理的な耐震設計法を確立するための基礎資料を得ることを目的としたものである。研究の実施にあたっては、以下の手順に従った。すなわち、まずRC 2層ラーメン橋脚をモデルにした供試体を作製し、これを用いて、模擬地震波入力振動実験および1質点系擬似的実験を破壊に至るまで行い、各構成部材の耐力と変形性能が構造物全体の応答に及ぼす影響および載荷速度の相違が応答特性に及ぼす影響を明確にした。次に、各構成部材の復元力特性から構造物全体の弾塑性応答を

* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科
(〒338 浦和市下大久保 255)

** 正会員 工博 埼玉大学助手 工学部建設工学科 (同上)

*** 正会員 工修 首都高速道路公団

解析する手法を用いて応答解析を行い、実験結果と比較検討し、この手法の有用性および適用範囲を明確にした。さらに、不静定ラーメン構造物のある部材にせん断破壊が生じて耐力を失うような場合の応答特性を解明できる手法として、各構成部材の終局状態（靱性率）を考慮した耐力低下型復元力モデルを提案し、この妥当性を実験結果により確かめた。

2. 実験概要

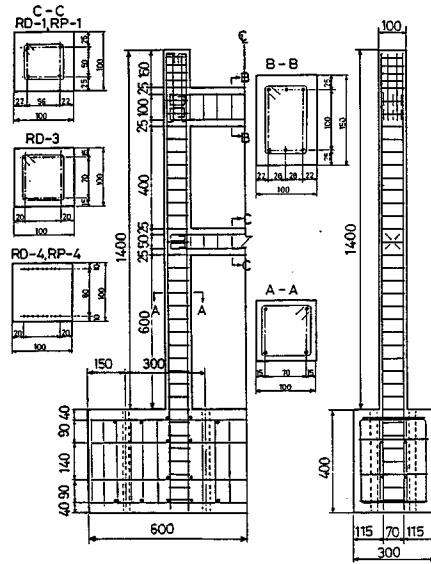
(1) 供試体

実験に用いた供試体は、東北新幹線に使用されているRC 2層ラーメン橋脚を参考⁵⁾として作製したもので、中層ばりの曲げ耐力およびせん断耐力を変化させたものである。供試体の形状寸法を Fig. 1 に、その種類と諸元を Table 1 にそれぞれ示す。上層ばりおよび柱には、軸方向鉄筋として D6 (降伏点：4 863 kg/cm²) の異形鉄筋を使用し、引張鉄筋比は、現在供用されている RC 2層ラーメン橋脚の設計例を参照して、上層ばりの場合 0.76 %、柱の場合 0.75 % となるように配置した。また、これらにおける帯鉄筋比は、既往の設計例¹⁾および国鉄建造物設計標準⁶⁾を参照して一律に 0.29 % とした。一方、中層ばりには、軸方向鉄筋として D6 あるいは D3 (降伏点：2 473 kg/cm²) を用い、引張鉄筋比を 0.43~0.85 %、帯鉄筋比を 0.0~0.29 % の範囲に変化させて配置した。各部材の引張鉄筋比および帯鉄筋比は、部材が降伏する順序を考えて定めたもので、RD-1 および RP-1 は、1 層柱下端より曲げ降伏する場合、RD-3 は、中層ばりより曲げ降伏する場合、RD-4 および RP-4 は、中層ばりより曲げ降伏し、変形が増大した後、せん断破壊が生じるように設計されたものである。柱-はり接合部における軸方向鉄筋の定着は、柱部材については通し配筋とし、はり部材については、柱の幅に比較して鉄筋径が大きいことから、2 重のフックを設けて定着する方法をとった。供試体を製作するにあたって、柱およびはりにはモルタルを、フーチングには粗骨材の最大寸法を 12.5 mm としたコンクリートを用いた。コンクリートの打設は、まず、橋脚部のみを側面から打設し、翌日脱型した後フーチングを鉛直方向から打設した。

(2) 模擬地震波入力振動実験 (RD-1, RD-3, RD-4)

振動実験を行うにあたって、供試体の各柱の頭部に 963 kgf のおもりを緊結した。これによる 1 層柱下端の軸応力度は 9.63 kg/cm² である。この応力度は、実際の RC 2層ラーメン橋脚に生じるものとはほぼ同程度である。おもりを緊結するにあたっては、おもりの中心に働く回転慣性力によって付加的なモーメントが供試体に作用することを避けるために、おもりがその中心で回転できるように治具を用いた。また、振動実験中に各柱の頭

部に取り付けられているおもりが同一方向に振動するように、両端にヒンジを有する鋼棒で各おもりの内側を結合した。入力地震波は、El-Centro 1940 N-S 成分の最初の 10 秒間を 3 回繰り返して合成し、時間軸を実地震波の 1/2 に縮小し、最大加速度振幅を 800 gal に拡大したものをを用いた。これは、供試体の固有周期 (0.16~0.2 s)、おもりの重さおよび供試体の相似則等を考慮して、供試



(unit : mm)
Fig. 1 Test specimens.

Table 1 Details of test specimens.

Common Members			
Member Name	Tensile Reinforcement Ratio (%)	Web Reinforcement Ratio (%)	Relative Stiffness Ratio (#)
First-Level Column	0.75(D6X2)	0.29(D3)	1.00
Second-Level Column			1.24
Second-Level Beam	0.76(D6X2)		4.35

First-Level Beam

Specimen Name	Tensile Reinforcement Ratio (%)	Web Reinforcement Ratio (%)	Relative Stiffness Ratio (#)
RD-1	0.85(D6X2)	0.29(D3)	1.24
RP-1			
RD-3	0.43(D3X5)	0.058(D2)	1.21
RD-4	0.73(D3X9)	0.0	1.26
RP-4			

Note (#): The stiffness of the first-level column is the standard value (1.0).

体の最大応答変位が1回の入力波によって $3\delta_y \sim 4\delta_y$ (δ_y : 降伏変位)に達することを目標として定めたものである。振動実験に先立って自由振動実験を行い、弾性固有周期と初期減衰定数を求めた。その後、各供試体につき上記の模擬地震波を1回入力した。測定項目は、各層の加速度と変位、フーチング中心位置の加速度、フーチングと柱の界面および柱-はり接合部界面の主鉄筋のひずみ等である。実験から得られたデータはすべてデータレコーダーに収録し、その後A/D変換を行った。実験状況をFig.2に示す。

(3) 1質点系擬似的実験⁹⁾ (RP-1, RP-4)

本実験は、動的外力下と静的外力下におけるラーメン構造物の応答性状の相違点の解明ならびに、振動台を用いた実験では得られないような大きな地震力が作用した場合の構造物の応答性状の解明を目的として行ったものである。実験は、模擬地震波入力実験と同一条件とするため、各柱の頭部に963 kgfのおもりを緊結し、5tアクチュエーターによりおもりの中心部に水平方向から加力することによって行った。入力地震波には、模擬地震波入力実験から得られた地盤加速度波形を用い、これとある時刻において計測された復元力から応答計算を行い、次のステップの変位を逐一求めて、静的に変位を制御することにより行った。この場合、用いた供試体の自重(95 kgf)は、おもりの重量(1926 kgf)に比べて無視し得る程度の重さであり、構造物全体では1次の変位

モードが卓越することから、系全体を1質点系として応答計算および実験を行った。なお、1ステップの载荷および計測に要した時間は、計算時間も含めておおむね1分程度であった。Fig.3に擬似的動的実験システムを示す。

3. 構成部材の耐力および変形性能が構造物の応答に及ぼす影響

実験の結果、RD-1およびRP-1は1層柱下端と中層ばりの両端がほとんど同時に降伏し、その後2層柱上端が降伏した。RD-3は最初に中層ばりの両端が降伏し、ついで2層柱上端、1層柱下端の順で降伏した。RD-4とRP-4は、最初に中層ばりの両端が降伏し、ついで1層柱下端が降伏した後中層ばりにせん断破壊が生じた。なお、いずれの供試体においても、実験終了後、はりの両端から接合部中心に向かって小さなクラックが観察されたが接合部はほぼ健全な状態であった。以上のように、主鉄筋が降伏する順序は各供試体で異なっており、構造物全体の応答性状も当然異なってくる。そこで、構成部材の耐力および変形性能の相違が構造物全体の応答にどのような影響を与えるかを調べるため、まず1例として、RD-1とRD-4のベースシャー-応答変位(上層ばり中心位置)曲線について検討を加えた。ベースシャーは、各層の加速度(Fig.2)と供試体を質点系に分割することによって得られる各質点の質量との積をたしあわせることによって求めた。Fig.4はこれを示すもので、図から、中層ばりが曲げ降伏するがせん断破壊を生じなかったRD-1のベースシャー-応答変位曲線は、ややふくらみのある滑らかなループ形状を描き安定した応答性状を示しており、変形が進むにつれ履歴ループがやや逆

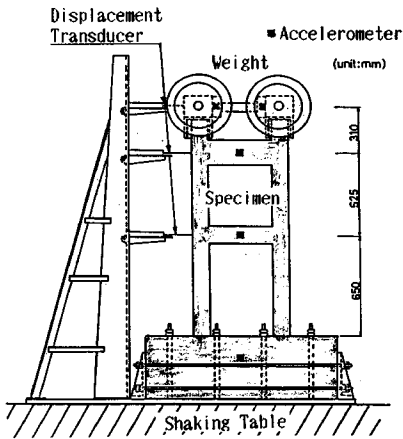


Fig.2 Test setup for shaking table test.

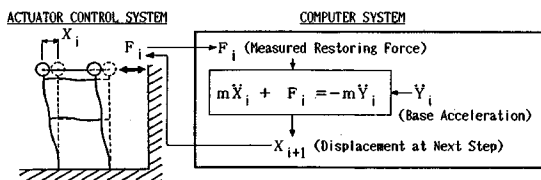


Fig.3 System for pseudodynamic test.

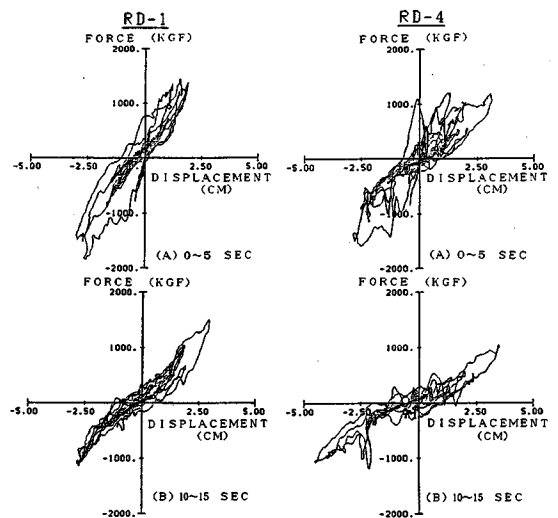


Fig.4 Base shear-displacement response relationship obtained from shaking table tests (RD-1 and RD-4).

S字形の傾向を増していることがわかる。これに対して、中層ばりがせん断破壊したRD-4のベースシャー-応答変位曲線は、変形の増大とともに履歴ループの囲む面積が小さいほっそりした紡錘形に近い形状へと移行し、エネルギー吸収能力が極端に減少していることが認められる。すなわち、中層ばりはエネルギー吸収に大きな役割を果たしているのである。上記のことは、1質点系擬動的実験に用いたRP-1とRP-4のベースシャー-応答変位曲線からも認められた。Fig.5は、振動実験から得られた各供試体の応答変位波形の時刻歴を示したもので、図中に示したa点は各部材においてヒンジが発生して構造系が静定化する時刻を表わし、b点は中層ばりにせん断破壊が生じ耐力が低下した時刻を表わしている。この場合、ヒンジの発生は主鉄筋に貼付したストレインゲージが降伏しずみを超えたときとし、静定化はヒンジが6か所に発生したときとした。ヒンジの発生順序は供試体によって異なるが、最終的にはすべての供試体において、1層目柱の根元、中層ばりの両端、2層目柱の上端部にヒンジが発生した。図より中層ばりが曲げ降伏し、せん断破壊が生じなかったRD-1とRD-3について、構造系が静定化した以後の応答変位波形を比較すると、周期および変位は、中層ばりの曲げ耐力にかかわらずほぼ等しくなっていることがわかる。これに対して、中層ばりがせん断破壊したRD-4の応答変位波形は、RD-1またはRD-3の応答変位波形と比較して長周期で振動しており、最大応答変位も増大している。さらに大きな地震力が作用すると、変形が片側へ残留する傾向が現わ

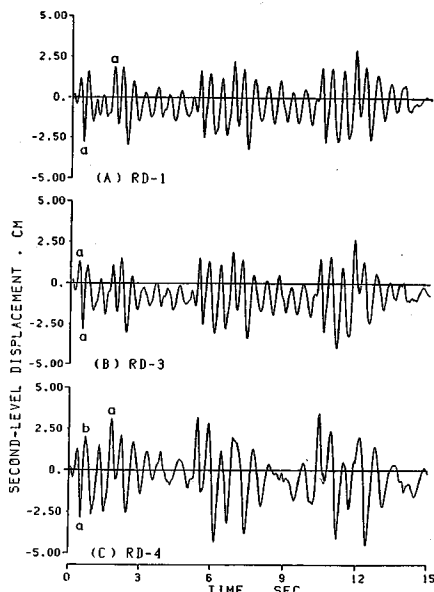


Fig.5 Time history of displacement response measured from shaking table tests (RD-1, RD-3 and RD-4).

れてくることが認められた。以上のことは、構造物全体の応答性状は、中層ばりが曲げ降伏しただけでは大きく変化しないが、せん断破壊が生じると著しく変化することを示している。したがって、RC 2層ラーメン構造物を耐震的な構造とするためには、柱はもとより中層ばりにおいても降伏した後に耐力が低下することなく適度な変形性能を保有していることが必要であるといえる。

4. 載荷速度が応答特性に及ぼす影響

地震力を受けるRC ラーメン構造物の応答性状が静的外力下におけるものと相違するか否かを明らかにするため、模擬地震波入力実験 (RD-1) と擬動的実験 (RP-1) から得られたベースシャー-応答変位曲線を比較した (Fig.6)。この場合、同一変位振幅に達する時間を比較してみると、後者は前者の10000倍であり、載荷速度が応答特性に及ぼす影響を検討するには十分な差があると考えられる。また、模擬地震波入力実験から得られた応答加速度、ベースシャー、応答変位のフーリエスペクトルを描いたところ、1次モードが卓越しており、高次モードの影響はほとんど認められなかった。Fig.6中の破線は、外力分布を最上層に作用する水平集

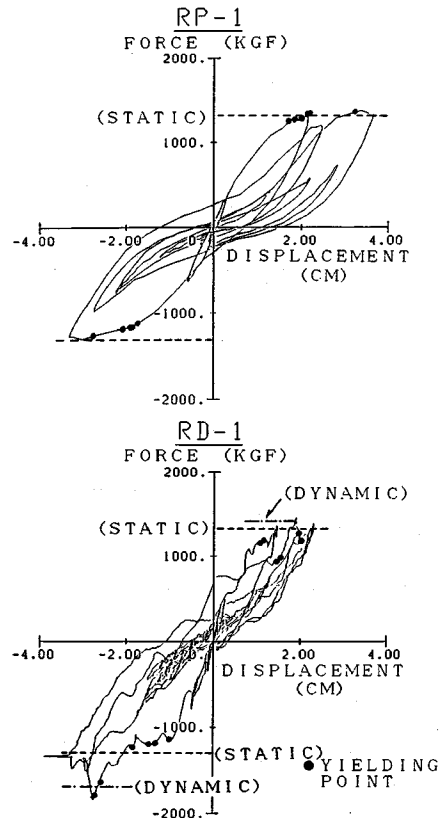


Fig.6 Influence of loading rate on base shear.

中外力のみと仮定し仮想仕事法により算出した保有ベースシヤの計算値である。図から、RP-1の各ループに生ずる最大ベースシヤは、正負とも計算値とよく一致しているが、RD-1の各ループに生ずる最大ベースシヤは、計算値を上回っていることがわかる。特に、RD-1の負側に生ずる第1ループの最大ベースシヤは、計算値より20%程度大きな値を示している。この理由を解明するため各供試体の主鉄筋のひずみ変化を調べ、各箇所の鉄筋が降伏ひずみに達した点をRD-1のベースシヤ-応答変位曲線に示した。これによると、第1ループにおいては負側で6か所、正側では2か所の主鉄筋が降伏していることがわかる。このことから、RD-1の構成部材の主鉄筋が降伏するときにある大きさのひずみ速度が生じ、これにより鉄筋の上降伏点が上昇し、このためRC部材の耐力も増大し、その結果第1ループの最大ベースシヤも増大したものと考えられる。そこで、さらにこれを確認するため、RD-1の第1ループにおけるひずみの測定結果より、主鉄筋が降伏するときのひずみ速度を求め、あらかじめ求めておいたひずみ速度と鉄筋の上降伏点の関係を用いて⁷⁾、部材端の降伏曲げモーメントを算出するとともに、この結果を用いて仮想仕事法により保有ベースシヤを計算した。得られた値をFig.6に併記する。同図より、この計算値はRD-1の第1ループに生ずる正負の最大ベースシヤと比較的よく一致していることがわかる。以上のことから、RCラーメン構造物が地震力を受ける場合、ベースシヤ-応答変位曲線の各ループの最大ベースシヤは、ひずみ速度効果により増大することが明らかとなった。また、増大の程度は、各ループにおける主鉄筋の降伏箇所の数およびひずみ速度の大小に大きく依存し、特に最初の1ループで部材がすべて降伏するような場合にはひずみ速度効果の影響が顕著に現われ、擬似動の実験では真の挙動が把握されないことになる¹¹⁾。したがって、地震力を受けるRC構造物の応答加速度あるいはベースシヤを精度よく求めるためには、ひずみ速度効果を考慮した動的復元力モデル¹⁰⁾を用いる必要があるといえる。

5. 各部材の復元力特性を用いた非線形応答解析とその適用範囲

(1) 解析モデルおよび応答解析

RCラーメンの応答性状および構成部材の応答塑性率を解析により求めるために、部材レベルの復元力特性から構造物全体の応答を求める手法を採用した。構成部材の力学モデルとしては、比較的精度よく構造物の応答を解析することができるといわれている材端弾塑性ばねモデルを用いた^{12), 15)}。これは、Fig.7に示すように、各部

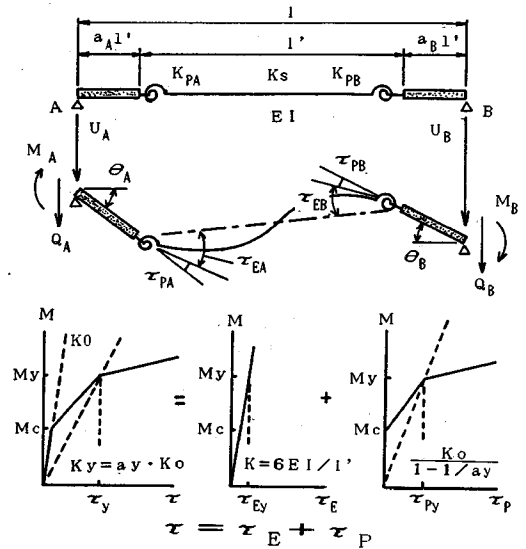


Fig.7 One component model¹²⁾.

材に逆対称モーメント分布を仮定し、曲げによる回転変形を弾性線材(曲げ剛性: EI)の変形と両端に位置している塑性ばね(ばね定数: K_{PA}, K_{PB})の回転変形との和で表わし、せん断変形を部材中央部に設けた弾性せん断ばね(ばね定数 k_s)で表わしたものである。部材の接点位置に作用する力 M_A, M_B, Q_A, Q_B と接点変位 $\theta_A, \theta_B, U_A, U_B$ の関係は、

$$\{M_A, M_B, Q_A, Q_B\}^T = [K] \{\theta_A, \theta_B, U_A, U_B\}^T \dots \dots \dots (1)$$

と表わされる。ここに $[K]$ は部材の剛性マトリックスである。曲げばねの変形 τ_{PA}, τ_{PB} と接点変位の関係は次式で表わされる。

$$\{\tau_{PA}, \tau_{PB}\}^T = [C] \{\theta_A, \theta_B, U_A, U_B\}^T \dots \dots \dots (2)$$

式(1), (2)におけるマトリックス $[K], [C]$ は次式で表わされる。

$$[K] = [C]^T [B]^T [F]^{-1} [B] [C]$$

$$[F] = \frac{l'}{6EI} \begin{vmatrix} 2+p_A & -1+r \\ -1+r & 2+p_B \end{vmatrix}$$

ここに、 $p_A = \frac{6EI}{l'} \frac{1}{K_{PA}}, p_B = \frac{6EI}{l'} \frac{1}{K_{PB}}, \gamma = \frac{6EI}{2l'} \frac{1}{K_s}$

$$[B] = \begin{vmatrix} 1+a_A & a_A \\ a_B & 1+a_B \end{vmatrix}$$

$$[C] = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 1/l & -1/l \\ 0 & 1 & 1/l & -1/l \end{vmatrix}$$

モーメント-回転角関係は、通常曲げ理論の仮定からモーメント-曲率関係を計算し、曲率を材軸方向に沿って積分することにより回転角を求めて、これを定めた。さらに、フーチングおよび柱-はり接合部から主鉄筋の抜け出しによる回転変形については、比較的簡便で精度がよいといわれている太田による方法²⁰⁾を用いてこれを

考慮した。復元力モデルは Fig. 8 に示すように、柱には実際の RC 柱の履歴性状を精度よく表わすことができるといわれている Takeda モデル¹⁶⁾を、はりには柱-はり接合部における鉄筋の抜け出しおよび部材のせん断変形により履歴ループが逆 S 字形を示すことから Takeda-Slip¹⁷⁾モデルを用いた。この場合、復元力特性の減力時剛性低下指数の値は、柱では 0.8 はりでは 0.7 とし、スリップ剛性低下指数 (γ) およびスリップ剛性硬化率 (η) をそれぞれ 2.0 および 1.0 とした (Fig. 8 参照)。数値計算には、Newmark の β 法に基づく増分法を用い、 $\beta = 1/6$ とした。入力地震波には、振動実験から得られたフーチング部の加速度記録を用い、応答計算の時間刻みを 0.0005 s とした。減衰マトリックスは、各次のモードの減衰定数を与える Wilson, Penzien の方法⁸⁾を用いた。この際、自由振動実験から得られた減衰定数 (h) の値 ($h = 0.0194 \sim 0.0307$) を、1 次の減衰定数としてどこかの部材が降伏するまで用い、その後は $h = 0.0$ とした。これは部材が降伏した後は、履歴減衰が支配的であることによるものである⁷⁾。応答解析は以下の手順に従った。すなわち、まず、部材の瞬間剛性マトリックスから、ラーメン全体の瞬間水平剛性マトリックスを作成し、あるステップにおいて応答計算を行った。次に、計算された応答値について、部材の剛性変化があるか否かのチェックを、部材の復元力特性に基づいて行い、部材の剛性変化がある場合には、部材の瞬間剛性マトリッ

クスからラーメン全体の瞬間水平剛性マトリックスを再度作成して、応答計算を順次行った。また、部材の剛性変化がない場合には、計算結果を出力し、次のステップについて同様の計算を行った。

(2) 解析結果および解析法の適用範囲

Fig. 9 は中層ばりが曲げ降伏し、せん断破壊を生じなかった RD-3 の応答波形の解析結果と実験結果を示したものである。図から解析結果は実験結果と比較的よく一致しているといえる。しかし、実験結果と解析結果から得られた最大応答値を比較すると (Table 2), 解析から求まる最大ベースシャーは実験結果より小さな値となっていることがわかる。これは、4. で述べたように、ひずみ速度効果により復元力が上昇したことによって、したがって、最大応答値をより精度よく求めるためには、ひずみ速度を考慮した動的復元力モデル¹⁰⁾を用いる必要があるといえる。

Fig. 10 は中層ばりがせん断破壊した RD-4 の解析から求まる応答波形と実験結果を示したものである。図から、中層ばりがせん断破壊した以後の解析結果は、実験

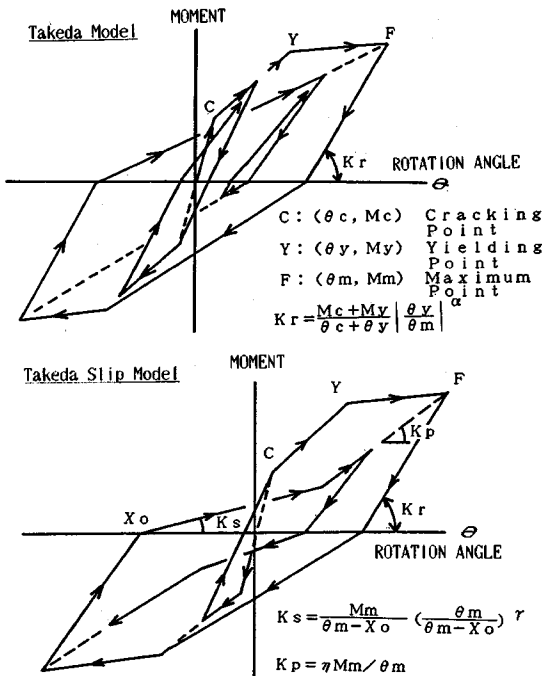


Fig. 8 Assumed restoring force model for column and beam.

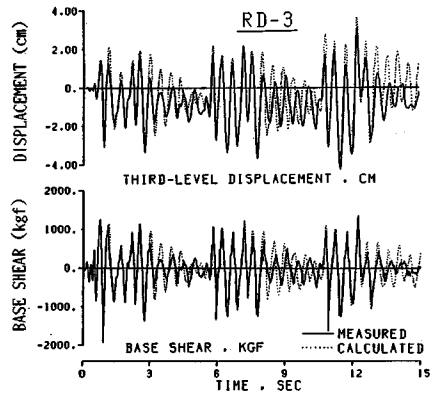


Fig. 9 Measured and calculated displacement response using one component model.

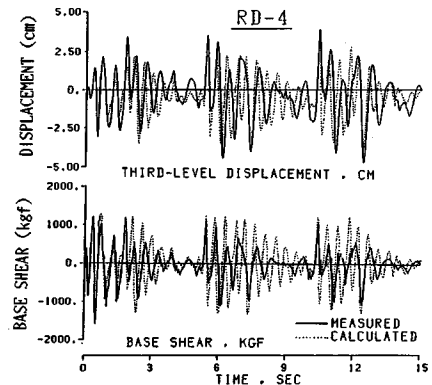


Fig. 10 Measured and calculated displacement response using one component model.

Table 2 Maximum response values obtained from experiments and analyses using one component model.

Specimen Name		Displacement (cm)				Base Shear (kg)	
		Second-Level		Third-Level		M	C
		M#	C#	M	C		
RD-1	Maximum	2.95	3.28	—	3.36	1549	1550
	Minimum	3.28	3.70	—	3.79	1898	1550
RD-3	Maximum	2.68	3.58	3.11	3.66	1405	1133
	Minimum	3.96	3.71	4.28	3.78	1975	1265
RD-4	Maximum	3.48	2.71	3.90	2.79	1215	1255
	Minimum	4.51	3.89	4.75	3.98	1595	1367

Note #M: Measured #C: Calculated

結果に比べ短周期で振動しており、解析結果は実験結果を十分に追跡していないことがわかる。また、Fig. 11は実験から求まるRD-4のベースシャー-応答変位曲線と解析結果を示したもので、同図より、実験では中層ばりにせん断破壊が生じて耐力が低減したため、ベースシャーも著しく減少しているが、応答解析ではこのような現象を表現できていないことがわかる。すなわち、これらの結果はいずれも、用いられた復元力モデルが部材耐力の低下を考慮していないために生じたもので、従来のモデルの限界を示しているといえる。3.で述べたように、不静定ラーメン構造物の場合には、ある部材にせん断破壊が生じて耐力が低減すると、系全体は崩壊に至らなくても、その応答は著しく異なってくるので、構造物の耐震性状を終局状態に至るまで明確にすることがきわめて重要である。このためには、各部材が終局変位に達し、その後耐力が低減する現象をも考慮した復元力モデルを用いることが必要となる。

6. 部材の終局状態を考慮した応答解析

(1) 耐力低下型復元力モデル

以上述べたように、ラーメン構造においては、ある部材、たとえば中層ばりがせん断破壊するような場合には、ベースシャー-応答変位曲線において、耐力が低下するばかりではなく、それ以後の応答も大きく変化することが明らかとなった。さらに、通常用いられている曲げ破

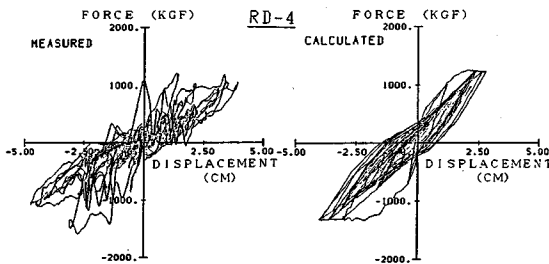


Fig. 11 Measured and calculated base shear-displacement response relationship.

壊型復元力モデルを用いて求める解析結果は、部材がすべて曲げ降伏した場合には、構造物の応答を精度よく計算することができるが、ある部材にせん断破壊が生じて耐力が急激に低下したような場合には、満足できる精度で実験結果を表現することができないことが明らかとなった。そこで、ある部材にせん断破壊が生じ、耐力が急激に低下しても構造物全体の応答をより精度よく求めるために、部材の終局過程（部材が保有している変形性能に達した後耐力が低下する過程）を復元力モデルに導入した耐力低下型復元力モデルを提案し、これを用いた応答解析を行い、実験結果と比較した。

提案した耐力低下型復元力モデルは Fig. 12 に示すように、曲げ破壊型復元力モデルのスケルトンカーブに、新たに2つの折れ線を導入したものである。すなわち、1つは、終局変形に達した後、負の勾配をもって耐力が低下する過程（図中の線分UD）であり、他の1つは、耐力低下後の過程（図中のD点以降）である。この場合、耐力が低下し始める終局回転角（図中のU点）、すなわち靱性率を各構成部材について定める必要がある。RC部材の靱性率を定量化した研究は、土木および建築分野においていくつか報告されているが、ここではその中で比較的精度よく靱性率 (μ_w) を推定できる次式¹⁹⁾を用いた

$$\mu_w = \beta_0(1 + \beta_c + \beta_w + \beta_e + \beta_n + \beta_a + \beta_n) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、

$$\beta_0 = 28.4/d + 2.03$$

$$\beta_c = (P_c)^\alpha - 1, \alpha = (-0.146/(a/d - 2.93) - 0.978), (a/d \ge 3.0)$$

$$\beta_w = 2.70(P_w - 0.1)$$

$$\beta_a = (-0.0153 \sigma_0 + 0.175)(a/d - 4.0), (\sigma_0 \le 11.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき})$$

$$= 0 (\sigma_0 > 11.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ のとき})$$

$$\beta_n = 2.18(\sigma_0 + 10)^{-0.280} - 1$$

$$\beta_e = \begin{cases} 0.00170 (f'_c - 300) & (P_w = 0\%) \\ 0 & (P_w \neq 0\%) \end{cases}$$

$$\beta_n = 1.26(n)^{-0.0990} - 1$$

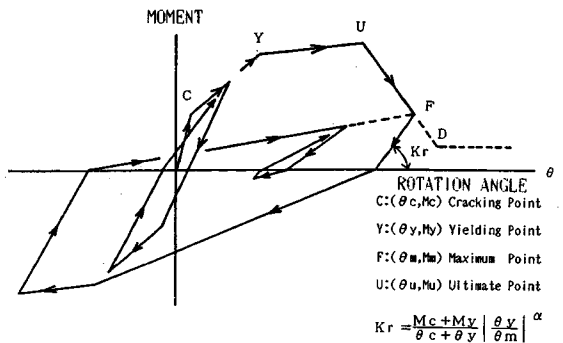


Fig. 12 Proposed restoring force model considering ultimate condition of RC member.

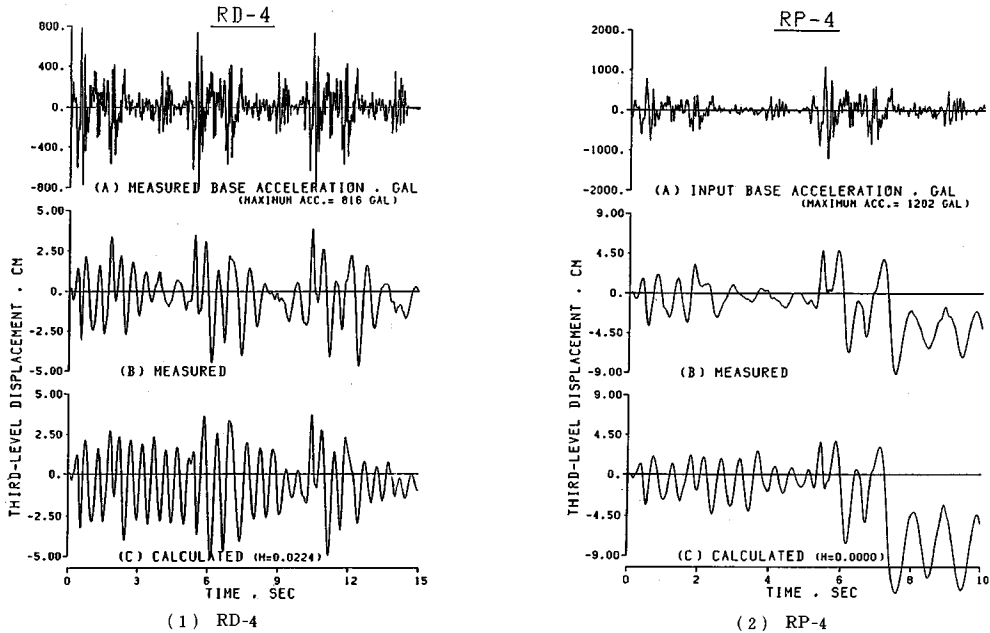


Fig. 13 Time history of displacement response obtained from experiments and analyses using proposed restoring force model.

d : 部材断面の有効高 (cm), P_t : 主鉄筋比 (%),
 a/d : セン断スパン比, P_w : 帯鉄筋比 (%), σ_c : 軸
 圧縮応力度 (kg/cm^2), f'_c : コンクリートの圧縮強度
 (kg/cm^2), n : 繰り返し回数

上記の式は、土木で用いられている独立柱形式の橋脚
 を対象とした RC 部材の数多くの実験結果から、各要
 因 (主鉄筋比 (p_t), 帯鉄筋比 (p_w), 軸方向応力 (σ_c),
 セン断スパン比 (a/d), 繰り返し回数 (n), コンクリート
 強度 (f'_c)) が靱性率に及ぼす影響を定量的に整理してま
 とめたものである。また、終局変形に達した後の耐力低
 下を示す剛性 (k_d) は、既往の実験結果から、以下のよ
 うにして定めた。

$$(-k_d/k_y) = 1.229(\mu_u - 1)^{-1} - 0.0539 \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 k_y は降伏時剛性である。なお、履歴法則は、
 曲げ破壊型復元力モデルに従うものとした。

(2) 耐力低下型復元力モデルを用いた応答解析結果

上述した耐力低下型復元力モデルを用いて、中層ばり
 が曲げ降伏した後せん断破壊を生じた供試体 (RD-4,
 RP-4) について応答解析を行った。Fig. 13(1) は、模
 擬地震波入力破壊実験に用いた RD-4 について、実験
 および解析から求まる応答波形を示したものである。図
 から、中層ばりがせん断破壊した 0.70 s 以後に生ずる
 最大応答値および振動周期に注目すれば、解析値は、実
 験結果と比較的によく一致しているといえる。すなわち、
 ある部材にせん断破壊が生じ、耐力が急激に低減した場
 合の構造物全体の応答は、曲げ破壊型復元力モデルより、

新しく提案した耐力低下型復元力モデルを用いること
 により精度よく計算できるといえる。Fig. 14(1) は、
 RD-4 について、実験および解析から求まるベース
 シャー-応答変位曲線を示したものである。なお、同図
 には、比較のために耐力低下を考慮しない復元力モデル
 を用いて求まるベースシャ-応答変位曲線も併記した。
 図より、耐力低下を考慮しない復元力モデルを用いたも
 のでは、中層ばりがせん断破壊して構造物全体が耐力低
 下した現象を表わすことができないが、耐力低下型復元
 力モデルを用いたものは、このような構造物全体の応答
 を精度よく表現していることがわかる。すなわち、部材
 の終局過程を取り入れることによって、曲げ破壊型復元
 力モデルを用いた解析結果の問題点を解消することが可
 能となったのである。

一般に、ラーメンのような不静定構造物は単一部材か
 らなる構造物とは異なり、1つの部材が破壊したからと
 いて、構造物全体が崩壊するようなことはない。しかし、
 これまで述べてきたように、1つの部材の崩壊により
 構造物全体の耐震性状、すなわち固有周期や耐力が
 かなり変化することが示された。したがって、ある部材が
 破壊に至った後においても構造物全体の挙動を把握して
 おかなければならない。

近年、RC 構造物の耐震設計法の趨勢として、大地震
 に対しては、系全体が降伏した後も耐力が低下するこ
 となく、ある程度の塑性変形を許容できることが構造物
 に要求されている。したがって、ラーメン構造物の場合

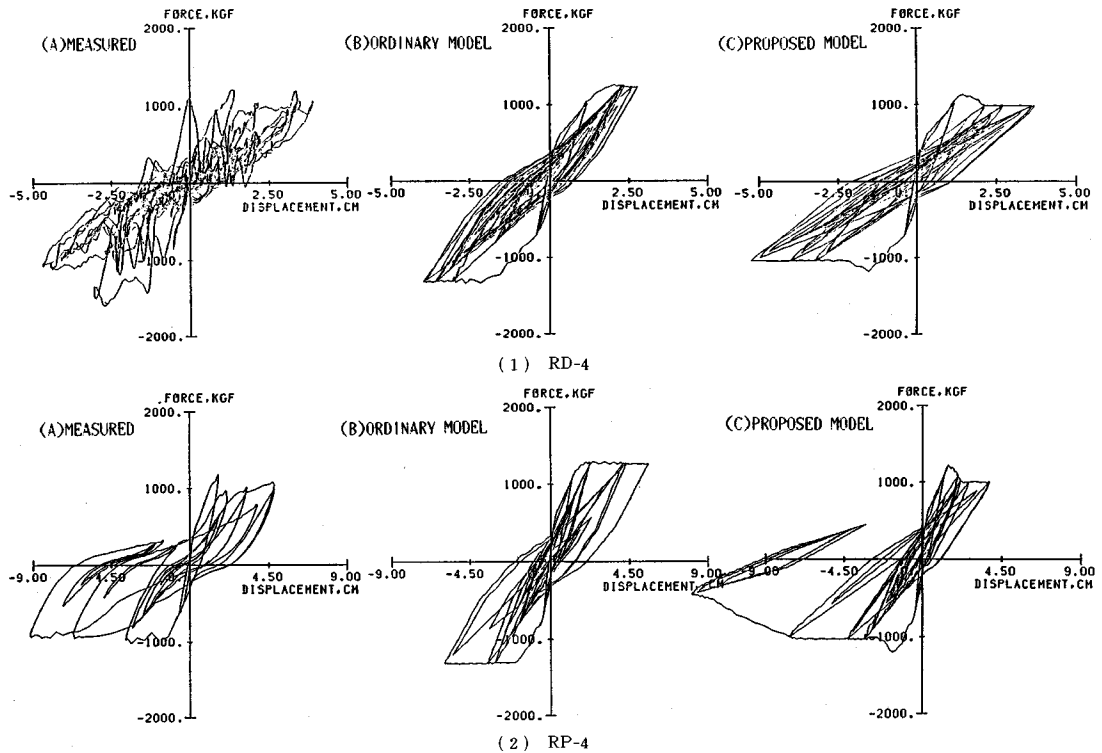


Fig. 14 Base shear-displacement response relationship obtained from experiments and analyses.

にも系全体が降伏した後の耐震性状を把握しておくことが重要であり、合理的な耐震設計をするためには、各部材の耐力および変形性状を終局状態まで考慮した復元力モデルを用いて解析し、最も適した耐力および靱性率を有する部材を適切に配置することが必要である。ここに提案したモデルはこのような設計法に対して有力な手段となり得るものである。

7. 結 論

地震力を受ける RC ラーメン構造物の耐震性状を明確にするため、RC 2 層ラーメン橋脚を模した供試体を作製して、模擬地震波入力実験および擬似動的実験を行い、さらに部材レベルに基づく弾塑性応答解析を行った。本研究をまとめると以下ようになる。

(1) RC ラーメン構造物の塑性域における耐震性状は、構成部材の耐力および変形能に大きく依存することが明らかとなった。特に RC 2 層ラーメン構造物の場合、耐震的な構造とするためには、柱はもとより、中層ばりにおいても降伏した後に耐力が著しく低減することなく、適度な変形性能を保有していることが必要である。

(2) RC ラーメン構造物が地震力を受ける場合、ベースシャー-応答変位曲線の各ループの最大ベースシャーは、ひずみ速度効果の影響を受けて増大すること

が明らかとなった。しかし、その程度は、各ループにおける主鉄筋の降伏箇所の数およびひずみ速度の大きさに大きく左右され、特に最初の 1 ループで構造系が静定化するような場合には、ひずみ速度効果の影響が顕著に現われる。

(3) 地震力を受けるラーメン構造物の弾塑性応答性状を解析的に求めるために、部材レベルの復元力特性から構造物全体の応答を求める手法を用いて解析した結果、ひずみ速度効果による復元力の上昇を無視すれば、構成部材がせん断破壊を生じて耐力が低下するまでの応答は、かなり満足できる精度で解析することができ、この解析法の有用性が示された。しかし、構成部材がせん断破壊した以後の解析結果は、実験結果を満足に表わすことができなかった。

(4) ラーメン構造物のある部材にせん断破壊が生じ、耐力が低下した場合における構造物全体の応答をより精度よく求めるために、部材の終局状態(靱性率)を復元力モデルに取り入れた耐力低下型復元力モデルを提案した。このモデルを用いて応答解析を行った結果、上記のような構造物の応答特性を比較的精度よく表現することができ、モデルの妥当性が検証された。したがって、ラーメン構造物の合理的な耐震設計をするためには、提案したモデルを用いて解析を行い、最も適した耐力およ

び靱性を有する部材を適切に配置することが必要である。

本研究の一部は、埼玉大学と電力中央研究所との共同研究として行われたものである。振動実験を行うにあたって、電力中央研究所耐震構造部長 江刺靖行博士、同室長 塩見 哲博士、同主任研究員 遠藤孝夫氏には有益なご助言を頂いた。さらに、当時埼玉大学卒論生であった吉岡 孝、横山雅美両氏に多大な協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設局, 新幹線建設局, 施設局, 構造物設計事務所: 耐震設計指針(案)解説, 1979. 9.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1980. 5.
- 3) 尾坂芳夫: 宮城県沖地震の被害からみたコンクリート構造設計法の問題点, コンクリート工学, Vol. 17, No. 9, pp. 11~20, 1979. 9.
- 4) 鉄道技術研究所: 1978年宮城県沖地震調査報告, 鉄研報告, 第1111号, 1979. 3.
- 5) 石橋忠良・吉野伸一: 鉄筋コンクリートラーメン構造物の耐震性に関する実験, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 221~224, 1983. 6.
- 6) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説, (鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物, プレストレストコンクリート鉄道橋), 1984.
- 7) 睦好宏史・町田篤彦: 動的外力を受ける鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究, 土木学会論文集, 第354号, pp. 81~90, 1985. 2.
- 8) たとえば, 柴田明德著: 最新建築学シリーズ9最新耐震構造解析, 森北出版.
- 9) 岡田恒男: 電算機-アクチュエータオンラインシステムによる構造物の地震応答解析, コンクリート工学, Vol. 20, No. 1, pp. 31~37, 1982. 1.
- 10) 睦好宏史・町田篤彦・鶴田和久: ひずみ速度を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的非線形応答解析, 土木学会論文集, 第366号, pp. 113~122, 1986. 2.
- 11) 北川良和・長瀧慶明・鹿嶋俊英: 変形速度および応力緩和効果を考慮した地震応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第343号, pp. 32~41, 1984. 9.
- 12) Giberson, M. F.: Two Nonlinear Beams with Definitions of Ductility, Proc. of ASCE, Vol. 95, No. ST2, pp. 137~157, 1969. 2.
- 13) Clough, R. W., Benuska, K. L. and Wilson, E. L.: Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings, Proc. of 3rd WCEE, Vol. 1, pp. 68~89, 1965. 1.
- 14) Otani, S.: Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. ST7, pp. 1433~1449, 1974. 7.
- 15) 志賀敏男・柴田明德・渋谷純一・高橋純一: 東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第301号, pp. 119~129, 1981. 3.
- 16) Takeda, T., Nielson, N. N. and Sozen, M. A.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, Proc. of ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557~2573, 1970. 12.
- 17) 江戸宏彰・武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), pp. 1877~1878, 1977. 10.
- 18) Otani, S.: Hysteresis Model of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, Journal of Faculty Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XXXV, No. 2, 1981.
- 19) 町田篤彦・睦好宏史・豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形量定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号, 1987. 2.
- 20) 太田 実: 単一柱式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告, 第153号, 1980. (1986. 5. 12・受付)