

鉄筋コンクリート橋脚および主塔部材の地震時履歴 復元力特性に関する研究

村山, 八洲雄

<https://doi.org/10.11501/3081223>

出版情報 : 九州大学, 1994, 博士 (工学), 論文博士
バージョン :
権利関係 :



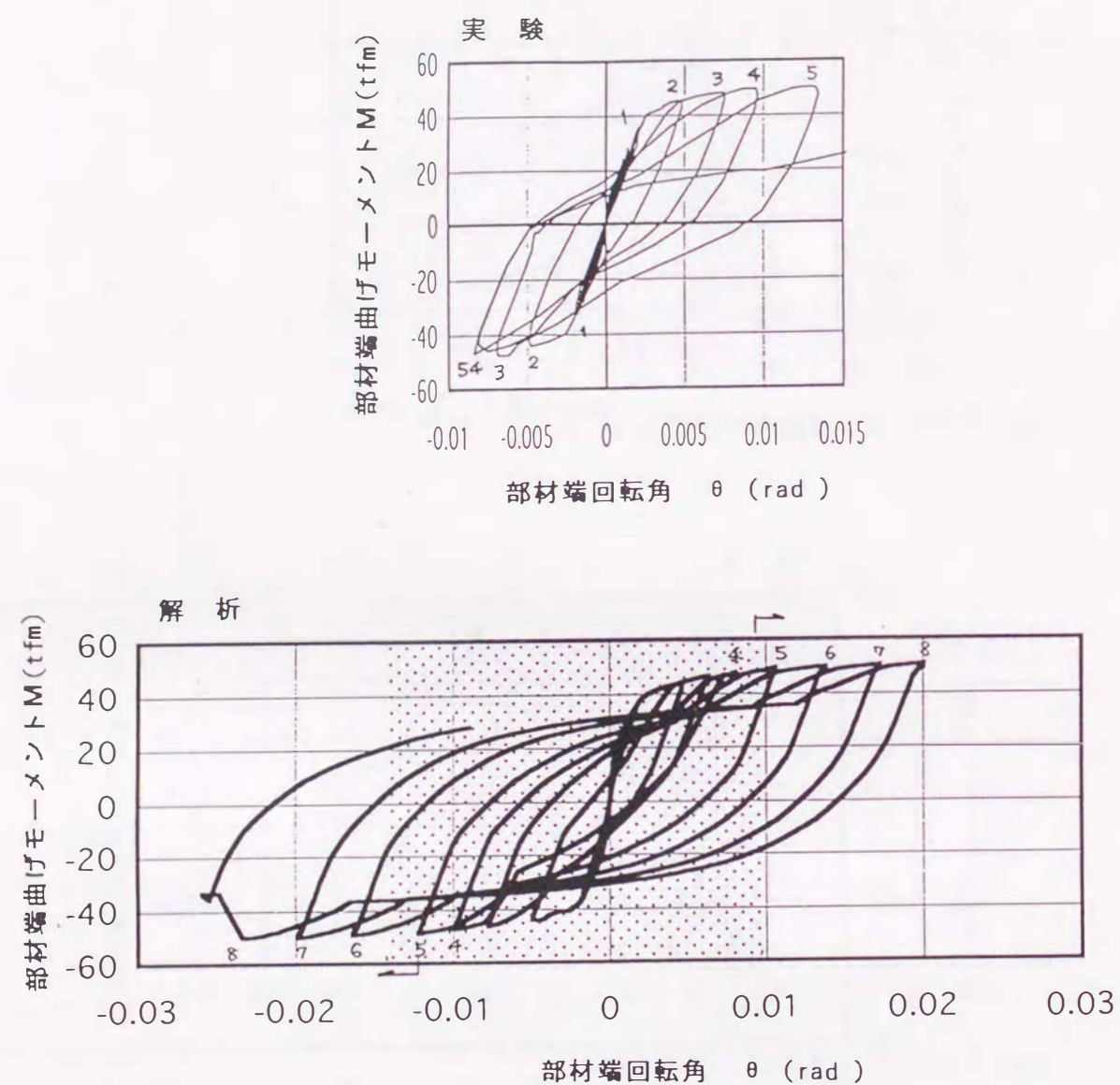


図-5.17 部材端曲げモーメントー回転角関係

6章 柱部材の復元力特性に対する繰返し載荷速度の影響

6.1 節 概 要

R C 構造物の地震時保有耐力を解析的に検討するためには、1 章で述べたように構成部材の履歴復元力特性を精度良く予測しなければならない。その際、解析精度の検証は R C 部材の静的加力実験結果を比較対象にしている。また、構造物の耐震設計の上でも、道路橋示方書などで定められている所要じん性率は、静的加力実験の結果を基にして設定されたものである。しかし、一方で、地震荷重は動的に作用することから、地震時の実際の挙動は静的加力実験結果を基に推定したものとはかなり異なるのではないかという見方も少なくなく、その観点から R C 部材の動的な構造実験も行われている。

R C 部材の地震時復元力特性に対する載荷速度の影響の研究は比較的新しく、多くは 1978 年の宮城県沖地震以降、1980 年代初期に行われている。ただし、あまり発表はされていないが、耐爆設計や耐衝突設計のための研究はそれ以前から行われていた。

既往の主として曲げ破壊型 R C 部材に関する研究を概観すると、例えば降伏荷重あるいは最大耐力に着目した場合、これらは載荷速度の増加にともない顕著に（1.2 倍程度以上）大きくなるというもの [6.4] [6.5] [6.7] [6.8] [6.9] [6.17] [6.25]、若干（1.05～1.2 倍程度）大きくなるというもの [6.26] [6.27] [6.28] [6.32]、ほとんど変わらない

（1.0～1.05 倍）というもの [6.13] [6.14] [6.20] [6.22]、および逆に小さくなるというもの [6.11] [6.12] [6.15] [6.23] など、結論はさまざまである。載荷速度が地震時復元力特性に及ぼす影響については、コンセンサスが得られるまでに至っていないのが現状である。このように異なる結論が得られる理由としては、実験対象とした部材種別が異なっていること、模型と実物の相似則を検討したものが少ないこと、また、動の実験に種々の困難を伴うことなどによると推定される。

既往の研究対象としている部材は、梁部材、建築型柱部材（両端回転拘束型）、独立型橋脚柱部材（片持ち梁型）などである。模型縮尺率は約 1/10～約 1/3 の範囲、最大載荷速度は 10 cm/s～100 cm/s の範囲、また、加力パターンは速度振幅一定の sin 波加力や一定速度加力などである。実構造物との対応について記述しているものは比較的少ない [6.25] [6.28] [6.30]。

動的加力実験では、加力治具や試験体振動部の慣性力が試験体に作用するので、作用荷重として慣性力の分を補正しなければならないことがある。既往の報告では、速度振幅一定型の場合は総じて慣性力の記述があるが、一定速度型加力の場合の過渡的領域での補正に関する記述は殆ど無い。振動台による定常 sin 波加振の場合は、試験体の応答変位が定常状態になる前に大きい値を示すので、このことに留意する必要がある。既往の報告で、これをどう処置したか記述したものは少ない。

近年、コンピュータによる構造物の地震応答解析手法と、構造物を構成する部材の静的模型実験とを組み合わせた仮動的実験（pseudo-dynamic model test）も行われるようになってきた。仮動的実験では、地震波1波に対する応答実験を数日かけて行うことも有り、載荷速度は従来の静的実験よりも更に遅いものとなる。この点からも、載荷速度の影響を明らかにしておく必要がある。

以上のことから、RC橋脚を想定した柱とフーチングを有する模型試験体を製作し、振動台による加振実験、およびアクチュエータによる静的および動的加力実験を行い、履歴復元力特性に及ぼす載荷速度の影響を調べることにした。

6.2 節 実験の基本的な考え方

6.2.1 相 似 則

ここでは、模型実験の相似則を用いて、ひずみ速度に関する模型と実物の相似比について述べる。

(1) 振動台実験

縮小模型の形状寸法が実物と相似で、かつ同じ力学的特性の材料を用いる場合を考える。重力加速度や水平加速度を実物と同じ（ γ_a を1）にする場合、模型と実物の寸法比を γ_L とし、単位体積重量の比率を γ_ρ とすると、各物理量に対する相似比は表-6.1のようになる。すなわち、単位体積重量を（ γ_L ）⁻¹倍に増加させることにより、実物と同じ応力度を発生させることができる。地震時に橋脚に発生する応力度には上部工の重量と慣性力の影響が支配的であるので、模型実験では上部工に相当する重量を（ γ_L ）⁻¹倍に増加させる。時間軸は（ γ_L ）^{1/2}倍に縮小されることになるが、これは、模型の固有周期や地震波の時間軸に関するものである。その結果、ひずみ速度は実際よりも（ γ_L ）^{-1/2}倍に大きくなる。

(2) アクチュエータによる動的加力実験

アクチュエータによる動的加力実験においては、加力振動数と固有振動数の比に関係する共振の影響は、後述のように慣性力の分を作用荷重として補正することにより、時間の相似比を任意に選ぶことができる。

時間軸を実物の場合と同じに設定し、加力振動数を実物の応答振動数に合わせることにより、ひずみ速度を実物の場合と同じにすることができる。その際、変位速度は γ_L 倍に縮小されることになる。

6.2.2 復元力特性

振動台を用いて加振実験を行う場合と、アクチュエータを用いて行う場合の、部材

復元力特性の関係について述べる。橋脚模型の頂部に上部工相当の質量を付加した部材の振動系を、柱部の質量の影響も含めた等価1質点系の振動方程式（ここでは複素数表示）で表すと次のようになる。

$$-M(\ddot{z} + \ddot{x}) = k \{1 + i(c/k \cdot \omega + \beta)\} x \quad \cdots \cdots (6.1)$$

$$P - m\ddot{x} = k \{1 + i(c/k \cdot \omega + \beta)\} x \quad \cdots \cdots (6.2)$$

ここで、Mは柱頭部に取り付けた重錘と柱部の等価質量の和、（ $\ddot{z} + \ddot{x}$ ）は柱頭部の絶対加速度、Pはアクチュエータの作用荷重、mはアクチュエータ加力治具（ロードセルと試験体の間にある治具）と柱部の等価質量の和、kは試験体の剛性、（ $c/k \cdot \omega + \beta$ ）は試験体の粘性減衰と履歴減衰を含めた損失係数、xは柱頭部の相対変位である。すなわち、振動台実験とアクチュエータ加力実験は、両式の左辺に相当する値をそれぞれ測定することによって、復元力特性を同等に取り扱うことができる。

本実験の場合は、振動台実験における柱頭部に取り付けた重錘の重量が試験体の柱部の重量に比べて非常に大きいので、試験体の慣性力の影響は無視できる。アクチュエータ加力実験では、等価質量を（6.3）式に示す方法で求め慣性力の影響分を補正した。

$$m(x) = \int_0^{l_0} \{w(y)/g\} \cdot \{X(y)/x\} \cdot \{y/l_0\} dy \quad \cdots (6.3)$$

ここで、gは重力加速度、yは柱基部からの高さ方向座標、w(y)はyにおける単位長重量、X(y)はyにおける変位量、xは加力点変位量、 l_0 は柱の加力点までの高さである。すなわち、（6.3）式は、慣性力の柱基部に対する作用曲げモーメントが等しくなるように設定した加力点換算の等価質量である。例えば、ひびわれ発生前（一般的な曲げ剛性）では、加力点より下側の柱部分の等価質量は全質量の11/40であり、部材が降伏して柱基部で塑性化しヒンジ構造になると1/3となる。実際の場合は、この中間にあると考えられる。

今回は、速度振幅一定としたので変位振幅が小さいときに加速度が大きくなる。そのため、慣性力の補正は一樣剛性の方法によることとし、加力点から上の部分についてもこの方法を援用した。

6.2.3 実構造物の最大応答速度と降伏時固有振動数

模型試験体の載荷速度を決めるにあたり、重要な要素である実構造物の最大地震応答速度と固有振動数の大きさについて検討する。

(1) 最大地震応答速度

図-6.1は、地震波記録のうち大きい応答速度を示す代表的な地震波（ただし、長周期成分が比較的多く含まれる）を選び、減衰定数5%の応答速度スペクトルを示したもの

である。減衰定数を 5%としたのは、降伏変位程度の変位履歴を受ける部材の等価履歴減衰が 5%前後であることを考慮したものである。降伏後の履歴減衰はさらに大きく、また、地下逸散減衰も存在するので、一般の桁橋を想定すると応答速度を大きめに評価していることになる。図-6.1によれば、最大応答速度は 100cm/s前後、特に大きいもので 150cm/s程度になっている。

図-6.2は、安政東海大地震クラス（マグニチュード8クラス）の地震を想定して丹羽、太田、池浦、福岡、大野、野澤[6.33]が作成した人工地震の減衰定数 5%の速度応答スペクトルである。大地震時の断層の段発的なすべり現象と既往の地震記録を基に推算した、ウォーターフロントの表層地盤における地震波に関するものである。これによると、最大応答速度は 150cm/s程度になると推定されている。

加速度応答スペクトルの距離減衰に関する研究は、これまでにいくつか行われており、最近のものに川島、相沢、高橋[6.34]の研究がある。これによると、マグニチュード8、震央距離50km、3種地盤（沖積層厚が25m未満、軟弱層の厚さが5m未満）の場合、減衰定数 5%の疑似応答速度は、固有周期が 1Hzのとき約 140cm/s、1.4Hzのとき約 100cm/sとなっている。

本研究では以上のことを考慮し、最大応答速度の値として 100～150cm/sを想定することとした。

(2) 固有振動数

図-6.3は、都市部に建設されている高架橋について、橋脚下端を固定として弾性計算（全断面有効）で求めた固有振動数を、橋脚高さとの関係で表したものである。殆どの高架橋は固有振動数が 2～10Hz 程度の範囲にあることが分かる。図-6.4は、せん断スパン比が 5、軸応力度が10kg/cm²の場合の降伏時割線剛性とひびわれ前の部材剛性の比を引張り鉄筋比との関係で示したものである。Sakai, Kakuta[6.35]による拡張 Branson法を用いて、柱頭部での荷重－変位曲線を計算して求めたものである。図-6.3と図-6.4から、部材降伏時の固有振動数は、小さめに見積もっておよそ 1～5Hz の範囲と推定される。実際の場合は、地盤バネの影響により更に小さくなるが、この振動数の範囲から判断すると 1Hzを大きく下回ることはないと考えられる。一般に、固有振動数が 1Hz程度より大きい（固有周期が 1秒程度より小さい）領域では地震応答速度スペクトルの値が小さくなるので、設定した応答速度 100～150cm/sは、固有振動数の面からも十分大きめの値になっているといえる。

過疎地や山間部の橋梁では、高架橋よりも橋脚断面が相対的に大きいので、固有振動数はより高めになる。逆に、橋脚高さが 100m程度の高橋脚橋梁の場合は、橋脚の断面力が総じて上部工の振動が卓越する 1次振動モードで決まり、その振動数は 0.5Hz程度以下である。高次振動モードの影響が現れるタイプの場合でも、そのモードの振動数はおよそ 1Hz前後となっている[6.36]。すなわち高橋脚橋梁の場合は、降伏時固有振動数が 1Hzよりかなり小さいものとなるので、設定した応答速度が必ずしも“十分”大きい

とはいえないが、これは、つぎに述べる模型縮尺率の観点から考えると、十分カバーされていると考えてよい。

6.2.4 模型実験における載荷速度

本実験研究においては、模型試験体のせん断スパン長を 1.2mとした。これは、実橋脚の高さを12m程度と考えれば縮尺率1/10に相当し、また、6m程度と考えれば縮尺率1/5に相当する。

振動台実験においては、地震波との共振の程度を調べるのは本研究の目的ではないので、地震波の時間軸は変更しないものとした。すなわち、模型試験体のひびわれ前の固有振動数から降伏以降の固有振動数までの比較的広い範囲の卓越振動数成分を有する地震波を選択し、実時間で使用するものとした。応答の卓越振動数がほぼ固有振動数に等しいことを考えると、振動台実験における載荷速度は実構造物の場合の $(1/5)^{-1/2} \sim (1/10)^{-1/2}$ 倍、すなわち、2～3倍に相当している。

アクチュエータによる加力実験においては、載荷速度振幅は 4ケースを選び、動的な部類として20cm/sを、静的な部類として 0.2cm/s、0.02cm/s、および 0.002cm/sとした。動的な部類である速度振幅20cm/sは、試験体縮尺率1/10と1/5に対してそれぞれ実構造物の 200cm/sおよび 100cm/sに相当している。橋脚寸法の大きい高橋脚橋梁を想定すると、200cm/s以上に相当するので、十分大きな載荷速度になっているといえる。0.2cm/sは通常の静的実験を想定したもので、部材降伏変位（ $1\delta_y$ ）からその 2倍の変位（ $2\delta_y$ ）までの処女載荷に要する時間として10秒間のオーダーに、0.002cm/sは仮動的実験を想定したもので、同じく10分間のオーダーに相当している。

6.3 節 実験方法

6.3.1 模型試験体

模型試験体の形状寸法および配筋を図-6.7に示す。せん断スパン比が5.7の逆T字型試験体で、柱部の軸方向鉄筋比が2.7%、帯筋比は0.2%とした。試験体の製作に用いたコンクリートの配合は表-6.2に、また、圧縮強度試験結果は表-6.3に示すとおりである。鉄筋の引張り試験結果を表-6.4に示す。

6.3.2 加力方法

振動台による実験では、試験体は図-6.8に示すように、柱頭部に回転が自由の総重量 4t の円形重錘板を取付けて振動台を水平加振し、試験体柱頭部に水平慣性力を作用させた。

アクチュエータによる試験では、容量50tfの MTS社製アクチュエータを用い、図-6.9 に示すように設置して、試験体の柱頭部に正負交番の繰返し荷重を作用させた。

6.3.3 加力実験の種類

各試験体における加力の種類をまとめて表-6.5に示した。

(1) 振動台実験

振動台実験に使用した試験体には、重錘の自重により $7\text{kg}/\text{cm}^2$ の軸力が作用している。地震波入力では、宮城県沖地震（1978.6.12）の開北橋際地盤における加速度記録を選び、時間軸を変更せずに使用した。地震波の波形と加速度応答スペクトルを図-6.11 に示した。実験ではまず柱基部の鉄筋が降伏する程度の応答になるように加速度波形を振幅拡大して加振し、引続いて最大荷重に達する程度の応答になるように、更に振幅を拡大して加振した。

また正弦波入力の場合は、共振現象によって慣性力の振幅が変動することを避けるため、加振振動数は、剛性低下に伴って減少する試験体の固有振動数を下回るように設定した。加振の大きさは、試験体の鉄筋降伏程度までを3段階、更に最大荷重までを2段階設定し、各段階において繰返し載荷回数を10回とした。過渡応答状態も含めてデータを収録した。

(2) アクチュエータによる加力実験

アクチュエータによる動的加力実験では、Na 7 試験体にのみ、図-6.10 示す要領で柱頭部に静的油圧ジャッキを取り付けて軸圧縮力を作用させた。軸力の導入はイクスターナルケーブル方式によったので、試験体の変形に伴う2次モーメントの影響は再現できないが、最大変位量のときでもこの影響は横方向力換算で約3%と小さい。

載荷速度の大きいNa 3を含むNa 3～Na 6 試験体では実験精度を確保するために、軸力の載荷は行わなかった。載荷速度振幅としては動的な部類として 20cm/s を、静的な部類として $0.2 \sim 0.002\text{ cm/s}$ を選択し、正弦波形の変位制御方式により加力した。ただし、各試験体の個体差の影響を把握しておく目的で、各載荷段階における載荷回数の前半と後半で載荷速度の大きさを組み変えた。その組み合わせ方は表-6.6に示したとおりである。

6.3.4 加速度、変位、ひずみ等の測定

(1) 振動台実験

振動台実験では、柱頭部作用力としての慣性力を求めるために、位相遅れが小さいサーボ型加速度計を用いて絶対加速度を測定した。また、柱頭部の変位量を求めるために、フーチングから立ち上げた支持枠に差動トランス型変位計を取り付けて、相対変位を測定した。柱頭部での鉄筋の抜け出しの影響を求めるために、ダイヤルゲージ式変位計を用いて柱基部鉛直相対変位を測定し、また柱筋のひずみ速度などを調べるために、鉄筋表面にストレインゲージを貼付して鉄筋ひずみを測定した（図-6.12 のa））。

(2) アクチュエータによる加力実験

アクチュエータ加力実験では、柱頭部での荷重はアクチュエータのロードセルで、変位量はアクチュエータの差動トランス型変位計を用いて、それぞれ測定した。ただし、変位測定にあたっては、予め、試験体の緊結状態やジャッキの反力フレームの剛性が影響しないことを確かめた。また柱部の慣性力の影響を調べるために、柱頭部ほかにストレインゲージ式加速度計を取り付けて加速度を測定した（図-6.12 のb））。柱基部では振動台実験の場合と同様に、柱基部の変位と鉄筋ひずみを測定した。

なお、使用した測定器とその系統は図-6.13 に示すとおりである。

6.4 節 実験結果と考察

6.4.1 一定速度振幅加力実験

アクチュエータによる変位制御方式正弦波加力実験のうち、載荷速度の影響に着目したNa 3～Na 6 試験体について述べる。

(1) $P-\delta$ 曲線

Na 3～Na 6 試験体の実験は、載荷速度振幅を一定に保持し、各変位振幅に対して載荷回数を表-6.6示すように基本的に10回ずつ加力しておこなったものである。得られた $P-\delta$ 履歴曲線のうち、Na 3 試験体（速度振幅 20cm/s ）とNa 4 試験体（速度振幅 0.2cm/s ）の場合の例を、それぞれ図-6.14 および図-6.15 に示した。ただし、これらの曲線には慣性力の補正は行っていない。載荷速度の大きいNa 3 試験体において、変位がピーク（加速度がピーク）になる部分で慣性力の補正を行い、図-6.14 中に☆印で示した。元の曲線と比較して分かるように、変位振幅が 1cm 程度よりも大きいと慣性力の影響は殆ど無く、その範囲では曲線をそのまま荷重-変位曲線と見てよい。

各試験体の $P-\delta$ 履歴曲線には、変位振幅 4cm までは同一変位の繰返しによる部材劣化はあまり見られず、履歴ループは比較的安定した紡錘形を示している。しかし、変位振幅 5cm では、繰返し加力によって部材剛性が急激に低下した。全体としては、明確な $P-\delta$ スケルトン（包絡線）が認められる。

各試験体のスケルトンを比較したものを図-6.16 に示した。計算による降伏荷重の値は 3.5t であったが、通常の静的実験の場合と見做されるNa 4 試験体でのこれに対応する変位量 δ_{y0} は約 0.75cm となる。同一変位量におけるNa 3 試験体（動的）とNa 4 試験体（静的）の正側の荷重を比較すると、慣性力補正後の比率は、つぎのようであった。

$1.5\delta_{y0}$ (1.125cm)	:	1.03倍
$2\delta_{y0}$ (1.5cm)	:	1.04倍
$2.5\delta_{y0}$ (1.875cm)	:	1.04倍

$$3\delta_{y0} (2.25\text{cm}) : 1.05\text{倍}$$

また、Na 3 試験体（動的）と Na 6 試験体（非常に遅い静的）で比較すると、つぎのようであった。

$$1.5\delta_{y0} (1.125\text{cm}) : 1.16\text{倍}$$

$$2\delta_{y0} (1.5\text{cm}) : 1.16\text{倍}$$

$$2.5\delta_{y0} (1.875\text{cm}) : 1.11\text{倍}$$

$$3\delta_{y0} (2.25\text{cm}) : 1.10\text{倍}$$

このことから、1 節で述べた影響程度の分類に従えば、従来の静的実験を基本にした場合は、 $P-\delta$ スケルトンに対する載荷速度の影響は殆どなく、仮動的実験などで載荷速度を非常に遅くした静的実験を基本にした場合は、載荷速度の影響が若干あるということができる。

(2) 剛性および減衰特性に対する載荷速度の影響

①整理方法 復元力特性を表わす指標として剛性と減衰特性に着目し、載荷速度の異なる Na 3 ～ Na 6 試験体における割線剛性と等価減衰定数を整理し、比較検討した。

割線剛性 k は前述の $P \sim \delta$ 曲線において、各載荷段階の正側および負側の最大点間の勾配で整理した。同一変位量で比較しているので、正負平均のスケルトンの比較とみることもできる。等価減衰定数は、式(6.4) で表される等価粘性減衰定数で整理した。

$$\begin{aligned} h &= h_{eq} / (\omega / \omega_0) \\ &= 1 / (2\pi) \cdot (\Delta W / W) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

ここで、 ω / ω_0 はヒステリシス履歴から減衰に等価置換する対象振動系における、加振振動数と固有振動数の比で、 h_{eq} がその振動系における等価粘性減衰定数である。また ΔW は正荷重側のヒステリシスループの面積と負荷重側のそれとの和、 W は同じループにおける正側の最大荷重と最大変位の積の 1/2 と負側のそれとの絶対和で与えた。

②試験体間のばらつき また実験結果の比較を行う前に、試験体の個体差を調べた。すなわち、鉄筋降伏前後の載荷段階において、繰返しによる変化がほとんどなくなり、載荷履歴の条件がほぼ同じと見なされる時点で、各試験体の割線剛性と等価減衰定数を調べた。その結果は、No. 3 試験体に対する比率として表-6.7 に示したように、僅かではあるが各試験体の間にばらつきがみられた。

③割線剛性 各試験体について各変位振幅の 1 サイクル目の割線剛性を比較したものが図-6.17 である。正弦波加力の場合、試験体間で変位振幅が同じならば速度振幅は加振振動数に比例するので、加振振動数との関係で表示したものである。ここで、Na 5 と Na 6 試験体については前述の試験体間の剛性比で補正した値も示した。また、各試験体の各載荷段階では前半最後と後半最初のサイクルで載荷速度を組み変えている。その両

者の割線剛性を比較したものが図-6.18 である。

これらの図から分かるように、載荷速度の影響は加力の 1 サイクル目に僅かに認められるが、繰返し加力を受けた場合はほとんど認められない。

④等価減衰定数 等価減衰定数についても前項と同様に整理した。各載荷段階の 1 サイクル目について図-6.19 に、また繰返し加力を受けた場合について図-6.20 に示した。これらの図から割線剛性の場合のような傾向を判別するまでには至らないが、減衰特性としては載荷速度に依存しない履歴減衰とみても誤りはないと考えられる。

⑤塑性率との関係 ここで、Na 3 と Na 4 試験体に着目し、割線剛性および等価減衰定数を塑性率との関係で整理した。各載荷段階の 1 サイクル目と 5 サイクル目に関する結果を図-6.21 に示す。この図から、割線剛性と等価減衰定数は塑性率に大きく依存して変化しており、その変化の程度に比べれば載荷速度の影響は殆ど無視しうることが直説できる。

(3) 降伏ひずみ量に対する速度の影響

図-6.22 は一例として荷重と柱基部での鉄筋ひずみの関係を示したものである。降伏点が明瞭な変曲点として現れ、それは 1 サイクル目のみに生じていることが分かる。

Na 3 ～ Na 6 試験体におけるこの降伏ひずみを、その瞬間ひずみ速度との関係で整理すると図-6.23 のようになる。ひずみ速度の増加に応じて降伏ひずみも増加する傾向が認められる。その程度は正荷重側と負荷重側の平均的なものとして、ひずみ速度 $10^{-6}/\text{s}$ を基準にすると、 $10^{-2}/\text{s}$ では降伏ひずみ量が 1.15 倍に増加している。

鉄筋ひずみの変曲点を基にして求めた“降伏変位量”と“降伏荷重”を、ひずみ速度との関係で表し、図-6.24 に示した。これによれば、ひずみ速度が増加すると“降伏変位量”と“降伏荷重”が増加していることが分かる。目視では、ひびわれ位置とひずみゲージの位置はほぼ一致していたが、必ずしも正確ではないので、図-6.24 における“降伏変位量”と“降伏荷重”の値は、傾向としてみるべきであろう。

(4) 柱基部の鉄筋抜け出しに関する載荷速度の影響

柱頭部の変位量 δ には、柱基部の主として柱筋の拔出しに起因する基部回転の影響が含まれている。そこで、基部の回転に着目した載荷速度の影響を調べた。

柱基部の回転による柱頭部での変形分は、柱基部の引張縁側および圧縮縁側で測定したフーチングとの相対変位を用いて、(6.5)式で計算した。

$$\begin{aligned} \delta_B &= \theta_B \cdot l \\ &= (|\Delta_R| + |\Delta_L|) / b \cdot l \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

ここで、 θ_B は柱基部の回転角、 l は柱基部から柱頭部までの距離、 b は Δ_R と Δ_L の測点間距離である。柱基部とフーチングとの相対変位の指標として $(|\Delta_R| + |\Delta_L|)$

Δ_L |)、および δ_B / δ の値に着目し、Na 3 試験体の場合について示したのが、図-6.25 である。 δ_B / δ のは降伏前で0.35程度であるが、降伏以降は鉄筋の塑性ひずみのため、0.60~0.70となり、柱基部の回転の影響が大きいことがわかる。Na 3~Na 6 の 1 回目の ($|\Delta_R| + |\Delta_L|$) を、割線剛性の場合と同様に加振振動数との関係で整理したのが図-6.26 である。各試験体間の累積変位量の差によるばらつきのため、明確ではない。載荷速度の大きい方が抜け出しが大きく、柱部分に対して相対的に剛性が小さくなっているように見えなくもないが、いずれにせよ、その影響は大きいものではない。各試験体において、載荷速度を組み替えた前半と後半最初のサイクル間では、図-6.27 に示されるように載荷速度の影響みられない。

6.4.2 振動台実験

(1) 実験結果

① Na 1 試験体

振動台による地震波入力加振実験で得られたNa 1 試験体の $P-\delta$ 曲線を図-6.28 に示す。 $P-\delta$ 曲線は、ランダムな入力地震波の影響のため個々の履歴ループは複雑であるが、かなり明瞭な $P-\delta$ スケルトンと紡錘型の履歴ループが形成されていることが認められる。

最大加速度900galの地震波を入力したときに、鉄筋が降伏した。柱頭部の最大応答加速度(絶対値)は1,240gal、最大応答変位量(振動台に対する相対値)は2.1cm、鉄筋が降伏する頃の柱頭部の応答(相対値)速度は正側で約40cm/s、負側で約20cm/sであった。鉄筋が降伏する頃のひずみ速度は、正載荷側で7%/s、8%/s、負載荷側で4%/s、7%/sであった。

最大加速度2,500galの地震波を入力したときに、最大耐力を示した。この地震波に対する時刻歴応答曲線を図-6.29 に示す。最大応答加速度は約1,350gal、最大応答変位量は5.6cmで、それまでの最大変位を超過する頃の柱頭部速度は、正側で約80cm/s、約90cm/s、約100cm/s、負側で約25cm/sであった。

入力加速度の増加にしたがって固有振動数が低下し、ひびわれ前で6.5Hz、ひびわれ後の鉄筋降伏程度で3.7Hz、最大耐力を示すところで3.0Hzであった。卓越振動数領域がこれらの固有振動数領域をカバーするような地震波を選択して加振したが、試験体がトップヘビーなので、応答は固有振動数に相当する振動成分が卓越したものであった。

② Na 2 試験体

振動台による正弦波入力加振実験で得られたNa 2 試験体の $P-\delta$ 曲線を図-6.30 に示す。各加振ステップあたりの加振回数を10回ずつに限定したものである。

加振振動数1.8Hz、入力加速度振幅(片振幅)700galの加振ステップのときに、鉄筋が降伏した。柱頭部の最大応答加速度は約1,100gal、最大応答変位量は1.3cm、応答速度振幅(片振幅)は13cm/s前後であった。鉄筋が降伏する頃の柱頭部の速度は約10cm/s、

鉄筋が降伏する頃のひずみ速度は約3%/sであった。

加振振動数2.2Hz、入力加速度振幅800galの加振ステップのときの、柱頭部の最大応答加速度は約1,220gal、最大応答変位量は2.1cm、応答速度振幅は12~28cm/sであり、それまでの最大変位を通過する頃の柱頭部の速度は、25cm/s前後であった。

加振振動数2.2Hz、入力加速度振幅1,100galの加振ステップのときに、最大耐力を示した。そのときの時刻歴応答曲線を図-6.31 に示す。柱頭部の最大応答加速度は約1,220gal、それまでの最大変位を通過する頃の柱頭部速度は約40cm/sであった。しかし、この加振ステップでは安定したループにはならず、試験体の劣化に伴い相対変位が伸びてしまった。

③ Na 7 試験体

Na 7 試験体は、Na 1、2 試験体と同じ大きさの軸力を導入し、アクチュエータにより変位制御方式正弦波加力実験を行ったものである。得られた $P-\delta$ 履歴曲線を図-6.32 に示す。載荷速度振幅は、静的な部類として0.2 cm/sとし、各変位振幅に対して載荷回数を10回ずつ加力した。

Na 3~Na 6 試験体の場合と同様に、 $P-\delta$ 履歴曲線には、変位振幅4cm程度までは同一変位の繰返しによる部材劣化はあまり見られず、履歴ループは比較的安定した紡錘形を示している。しかし、部材剛性が低下する変位量は、Na 3~Na 6 試験体の場合に比べて小さかった。

(2) 比較検討

軸力(7kg/cm²)を導入したNa 1 試験体、Na 2 試験体、およびNa 7 試験体の $P-\delta$ 履歴曲線を比較して図-6.33 に示す。各試験体間で載荷速度や繰返し数が異なるので、ここでは大略的な比較検討を行う。

Na 7 試験体(アクチュエータ加力)が最大耐力を示す変位量(正側で約4cm、負側で約3cm)までは、どの試験体もほぼ同じ $P-\delta$ スケルトンを示し、履歴ループの形状もよく似たものとなっている。この範囲では、Na 1 試験体(振動台、地震波)、Na 2 試験体(振動台、正弦波)ともに、柱頭部の速度は一つの例外点を除いて全て40cm/s程度以下となっている。Na 7 試験体のスケルトン曲線が他の試験体よりも小さい変位量で軟化が進んだのは、繰返し数が他の2体の場合よりも多いためと考えられ、載荷速度の影響によるものではないと推定される。

正側変位量が4cm程度より大きいところでは、Na 1 試験体のスケルトン曲線はNa 2 試験体のそれよりも上にあり、荷重が大きめになっている。これは、その部分でNa 1 試験体が90cm/s~100cm/sという大きな速度で処女載荷領域に入ったためと考えられる。このように部分的に載荷速度の影響が比較的是っきりと現れているものの、この場合の入力加速度の大きさが2,500galと非常に大きいこと、相似則の項で述べたように、振動台実験では載荷速度が2~3倍に過大評価されていることなどを考慮すると、実際上は、3つの試験体間で載荷速度の影響は殆どないとみるのが妥当であろう。

6.5 節 既往の研究との比較

(1) 材料の応力-ひずみ曲線に対する載荷速度の影響

①材料特性の速度依存性

構造材料である鉄筋や構造用鋼材に関する既往の高速引張り試験の結果によると、静的試験結果に比べてヤング係数はほとんど影響を受けないが降伏点は上昇することが確認されている[6.4][6.5][6.8][6.9][6.10][6.17][6.18][6.19][6.25][6.29]。また、コンクリートに関しても、応力-ひずみ曲線における応力度の上昇勾配および圧縮強度がひずみ速度により増加することが確認されている[6.1][6.2][6.3][6.4][6.5][6.8][6.9][6.10][6.18][6.32]。

今回の部材実験では、鉄筋が降伏する時のひずみ速度のデータが得られた。その結果を、変位速度との関係で整理したものが、図-6.34である。これによると、予想されたことではあるが、鉄筋のひずみ速度は部材の載荷速度とほぼ比例関係にあることが分かる。静的実験に相当する変位速度 0.2cm/sにおける鉄筋の降伏時ひずみ速度は 3×10^{-4} /s前後、動的実験の20cm/sでは 3×10^{-2} /s前後となり、載荷速度の増加に応じてひずみ速度も増加した。このひずみ速度の増加によって鉄筋の降伏強度は、例えば、ASCEレポート[6.10]、岩井、吉田、中村、若林[6.18]、および睦好、町田[6.25]のデータによると、1.15倍、1.12倍、1.09倍に増加する。

②部材降伏強度の速度依存の推定

断面計算から推定される鉄筋降伏時のコンクリートのひずみ量は約 $1,000 \times 10^{-6}$ で、変位速度 0.2cm/sと20cm/sの鉄筋のひずみ速度に対応するコンクリートのひずみ速度は、それぞれ 2×10^{-4} /s前後および 2×10^{-2} /s前後となる。ひずみ速度の増加によってひずみ量が約 $1,000 \times 10^{-6}$ の時の割線ヤング係数は、例えば、畑野、堤[6.2]、Takeda, Tachikawa, Fujimoto[6.5]によると、それぞれ1.15倍、1.08倍に増加する。岩井、吉田、中村、若林[6.18]（初期接線）と、細矢、安部、岡田、北川[6.32]（1/3 割線）のデータでは、1.05倍、1.04倍となる。しかし、断面計算によると、部材の降伏荷重に対して上述の範囲のコンクリートのヤング係数の増加は殆ど影響せず、部材降伏荷重の増加率はほぼ鉄筋の降伏強度の増加率に等しくなった。

③部材曲げ耐力の速度依存の推定

コンクリートの圧縮強度に関しては、ひずみ速度が例えば 2×10^{-4} /sから 2×10^{-2} /sに増加した場合、ASCEレポート[6.10]、畑野ら[6.2]、岩井ら[6.18]、および細谷ら[6.32]のデータによると、それぞれ、1.20倍、1.19倍、1.12倍、および1.14倍に強度が増加する。しかし、断面計算によると、コンクリート強度のこの程度の増加率は、部材の最大耐力に殆ど影響を与えない。

今回の実験では、変位速度20cm/sでは、0.2cm/sの場合に対して、部材降伏後の同一変位量に対する強度は1.05倍程度であり、鉄筋の材料試験結果から推定されたものと、オーダー的には同程度かそれ以下であった。

(2) 既往の部材実験データとの比較

①ひずみ速度指標

載荷速度の影響に関する既往の実験結果は、実験条件や模型縮尺率などが互いに異なっているため、そのまま比較することは困難である。そのため、ここでは構成材料のひずみ速度を考慮した次式で表される指標を考え、これを基に比較することとした。

$$\dot{\xi} = (\dot{\delta} / a) / (a / d) \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

ここに、 $\dot{\xi}$ はひずみ速度指標、 $\dot{\delta}$ は加力点速度、 a はせん断スパン長、 d は部材断面の有効高さである。片持ち梁型の柱を想定したので、建築型柱の実験における層間速度の場合は、加力点速度はその値を 1/2したものを用いる。ひずみ速度指標の値を 1.5倍すると全断面有効柱部材の場合のひずみ速度に一致する。実際のひずみ速度には鉄筋比や軸応力度の大小も影響するが、ほとんどのデータが軸応力度の小さい場合であり、また、軸応力度が小さいと部材断面の縁辺から中立軸位置までの距離は鉄筋比の変化に鈍感であるので、これらは考慮しなかった。

②実測ひずみ速度とひずみ速度指標

図-6.35は、文献で述べられている降伏時の鉄筋のひずみ速度とひずみ速度指標の関係を表したものである。鉄筋のひずみ速度と加力点速度の関係ではデータのばらつきは大きかったが、この図のようにひずみ速度指標を用いて整理すると、鉄筋のひずみ速度とひずみ速度指標がほぼ比例関係にあり、比例定数を 1 と見做しても大きな誤りはないと考えられる。

③部材の強度増加とひずみ速度指標

図-6.36は、最大荷重までの $P-\delta$ スケルトンで、同一変位量に対する動的荷重と静的荷重の比率の最大値をひずみ速度指標の関係で表したものである。ここで、同一変位量で比較したのは、履歴復元力特性は、同一変位量に対する荷重の大きさの相違が重要であること、また、多くの実験で降伏荷重の大きさがはっきりしていないためである。荷重の比率が明らかでないものについては、文献で述べられている降伏荷重または最大荷重の比率を使用した。ここでいう動的荷重とは、載荷速度が 10^2 倍の載荷速度で加力した場合の荷重である。載荷速度の倍率がこれよりも大きいものや小さいものでは、その影響を考慮して図中に上下方向の矢印を付した。また、梁部材の実験で、情報が足りないため正確なひずみ速度指標が計算できないときは、これを考慮して水平方向の矢印を付した。図中には、ASCEレポート[6.10]、岩井ら[6.18]、および睦好ら[6.25]のデータをもとに、ひずみ速度指標が鉄筋のひずみ速度に等しいとして、鉄筋の降伏強度増加率とひずみ速度指標の関係を実線で示した。ただし、既往の部材実験データがひずみ速度指標 10^{-1} /sの近辺に多いので、実線はこれよりも 10^{-2} 倍小さい 10^{-3} /sを基準にした。

図-6.36によると、一定速度加力型の実験データは、総じて実線よりも上側にあるが、

正弦波加力型の実験データの多くは、3本の実線が位置する比較的狭い領域の中かそれに近い所に分布している。筆者の正弦波加力型のデータは他の正弦波加力型のものと比べて低めに、地震波加振実験のデータは中程度になっている。

④実橋脚のひずみ速度指標と部材強度の増加

図-6.37は、先に述べた高架橋において上部桁の振動速度が150cm/sの場合のひずみ速度指標の計算結果を示したものである。殆ど高架橋はひずみ速度指標が 10^{-1} 以下となっている。橋脚高の小さい範囲でこれを超えるものもあるが、この範囲のものは固有振動数が大きく、速度そのものを過大に設定しているので大きな問題ではない。図-6.36をこのような観点からみると、地震時の載荷速度の影響による荷重の増加率は、1.15程度以下であることが他の実験データからも類推される。

正弦波加力実験や地震波加振実験では、一定速度加力型の実験に比べて載荷速度の影響が小さい。正弦波加力の場合は処女載荷領域に大きい速度で進入しても変位制御加力であるため直ぐに速度が小さくなるためである。地震波加振においても、運動エネルギーが部材の塑性エネルギーで吸収されるので、大きい速度で進入しても急激な速度の低下を生じるためと考えられる。しかし、定速度実験による強度増加の程度は、今回検討では説明ができなかった。いったん鉄筋が降伏すると、その後の部材変形のかなりの量をこの部分の塑性変形で負担するため、ひずみ速度が急激に上昇するためか、他の要因によるのか、今後の課題である。

6.6 節 結 論

フーチングを有する基本的なRC橋脚模型として、柱部の軸方向鉄筋比が2.7%、帯鉄筋比が0.2%で、シアースパン比が5.7の曲げ破壊型の試験体を用い、載荷速度に関する相似則を考慮した模型加力実験を行った。実験は、振動台による地震波入力と正弦波入力による加振実験、およびアクチュエータによる載荷速度をパラメータとした正弦波加力実験の2シリーズを行った。これらの実験の結果、および既往の研究における実験データを検討した結果、RC柱部材の復元力特性に対する載荷速度の影響を明らかにすることができた。

(1) $P-\delta$ スケルトン

$P-\delta$ スケルトンは、鉄筋降伏後の処女載荷の時に、載荷速度が大きいと同一変位量に対する荷重が増加する。通常の静的実験における載荷速度を基準にすると、地震時に想定される範囲で大きめの載荷速度で加力した場合でも、増加率は1.05倍であった。ただし、載荷速度の極めて遅い静的実験を基準にした場合は、1.16倍となった。

ここで、通常の静的実験とは、部材降伏変位 ($1\delta_y$) からその2倍 ($2\delta_y$) に変

位を増加させるに要する時間が10秒間のオーダーの場合であり、極めて遅い静的実験とは、10分間のオーダーの場合である。

しかし、最初に鉄筋が降伏した方向と反対側に載荷した場合は、載荷速度の影響は僅かであり、上記の倍率よりも小さかった。また、荷重の繰返しを受けると、2回目以降では載荷速度の影響はみられなかった。

(2) 履歴ループ

履歴の1ループの割線剛性に対しては、各載荷段階の1サイクル目(ループ中に処女載荷を含む)において、載荷速度の増加による割線剛性の増加が僅かに認められたが、繰返し載荷を受けるとほとんどその影響は無くなる。

また、等価減衰定数に対する載荷速度の影響は、その傾向を判別するには至らなかったが、割線剛性と等価減衰定数のいずれもが、塑性率に対応した著しい変化量に比べれば、載荷速度の影響は殆ど無視できる範囲であった。

(3) 柱筋の拔出

柱基部におけるフーチングからの柱筋の拔出に対する載荷速度の影響は、処女載荷の場合は傾向を判別するには至らなかったが、その影響はあまり無いと考えられる。荷重の繰返しを受ける場合は、載荷速度の影響はみられなかった。

(4) 実橋脚の履歴復元力特性に対する載荷速度の影響

以上のことから、地震時のRC柱部材の履歴復元力特性は、通常の静的実験で推定しても、大きな誤差は生じないといえる。ただし、非常に低速度の静的実験によった場合は、同一変位に対する荷重の大きさを若干低めに評価することになるので、注意が必要である。

参 考 文 献

- [6.1] 竹田、立川：「高速度荷重試験装置とこれによるコンクリート円筒体圧縮実験について」、日本建築学会論文報告集、第63号、昭和34年10月、pp.657-660
- [6.2] 畑野、堤：「地震荷重を対象としたコンクリートの動的圧縮変形ならびに破壊」、土木学会論文集、第67号、昭和35年 3月、pp.19-26
- [6.3] 竹田、立川：「高速圧縮荷重をうけるコンクリートの力学的諸性質とその基本的関係式」、日本建築学会論文報告集、第78号、昭和37年10月、pp.1-6
- [6.4] Mahin, S. A and Bertero, V. V. : "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members, " Report No. EERC 72-9, December 1972
- [6.5] Takeda, J., Tachikawa, H. and Fujimoto, K. : "Deflection and Fracture of Reinforced Concrete Members Subjected to Dynamic Load," 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム、1973年 8月、pp.69-76
- [6.6] 最上、小林：「高速荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の耐力と変形に関する実験的研究（その1 実験目的と方法）」、日本建築学会大会講演梗概集、昭和53年 9月、pp.1579-1580
- [6.7] 最上、小林：「高速荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の耐力と変形に関する実験的研究（その2 実験結果と考察）」、日本建築学会大会講演梗概集、昭和53年 9月、pp.1581-1582
- [6.8] 最上、小林：「高速荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の耐力と変形に関する実験的研究（軸力のある部材に対する曲げ・剪断実験）」、日本建築学会大会講演梗概集、昭和54年 9月、pp.1293-1294
- [6.9] 若林、中村、吉田、岩井、渡辺：「構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」、京大防災研究所年報、第23号、B-1、昭和55年 4月、pp.159-171
- [6.10] "Report on the ASCE Committee on Impactive and Impulsive Loads," Second ASCE Conference on Civil Engineering and Nuclear Power, Vol. V, September 1980
- [6.11] 睦好、町田：「鉄筋コンクリート橋脚の復元力特性に関する基礎研究」、第3回コンクリート工学年次講演会論文集、1981年、pp.461-464
- [6.12] 遠藤、加藤、田辺：「鉄筋コンクリート円筒シェルの振動極限耐力に関する一考察」、第36回土木学会年次講演会、昭和56年、V-19、pp.37-38
- [6.13] 岩崎、萩原、小山：「鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する実験的検討」、

- 第6回日本地震工学シンポジウム、1982年、pp.785-792
- [6.14] 中村、石井、曾田：「鉄筋コンクリート橋脚の地震時耐力に関する動的実験」、第37回土木学会年次講演会、昭和57年、V-199、pp.397-398
- [6.15] 遠藤、加藤、田辺：「鉄筋コンクリートシェルモデルの振動破壊実験」、第4回コンクリート工学年次講演会論文集、1982年、pp.369-372
- [6.16] 加藤、遠藤、田辺：「鉄筋コンクリート円筒シェルの振動破壊実験」、第37回土木学会年次講演会、昭和57年、V-190、pp.379-380
- [6.17] 若林、中村、岩井、渡辺、下戸、林：「構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究（その2）」、京大防災研究所年報、第25号、B-1、昭和57年 4月、pp.151-167
- [6.18] 岩井、吉田、中村、若林：「構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」、日本建築学会論文報告集、第314号、昭和57年 4月、pp.102-111
- [6.19] 青木、加藤、難波、佐藤：「変断面鋼板引張材の変形能力に及ぼす試験温度・ひずみ速度の影響」、日本建築学会論文報告集、第322号、昭和57年12月、pp.11-17
- [6.20] 荒川、新井、藤田、江頭：「鉄筋コンクリート柱の耐力と靱性に及ぼす繰返し載荷速度の影響」、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982年、pp.325-328
- [6.21] Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N. : "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates," ACI Journal, January-February 1982, pp.13-27
- [6.22] 尾坂、鈴木、蟹江：「RC柱の履歴復元力特性に及ぼす載荷速度と載荷パターンの影響」、構造工学論文集、Vol. 34A、1983年 3月、pp.911-922
- [6.23] 遠藤、加藤、田辺：「鉄筋コンクリート柱部材の動的特性に関する研究」、第5回コンクリート工学年次講演会論文集、1983年、pp.481-484
- [6.24] 遠藤、加藤：「鉄筋コンクリート柱部材の耐震性に及ぼすひずみ速度の影響」、第39回土木学会年次講演会、昭和59年、V-179、pp.357-358
- [6.25] 睦好、町田：「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、V-2、1985年 2月、pp.81-90
- [6.26] 野村、藤井、大上、森田：「鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響（その1 実験計画及び実験結果概要）」、日本建築学会大会学術講演概要集、昭和61年 8月、pp.411-412
- [6.27] 藤井、野村、大上、森田：「鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響（その2 載荷速度の影響の検討）」、日本建築学会大会学術講演概要集、昭和61年 8月、pp.413-414
- [6.28] 川島、長谷川、小山、吉田：「鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速

度の影響」、土木技術資料、29-11、1987年、pp.567-572

- [6.29]Comite Euro-International Du Beton: "Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading," CEB Bulletin, No.187, September 1988
- [6.30]細矢、岡田、北川、安部:「1/7立体模型による振動実験(その4 実験結果の検討)ー高層壁式ラーメン構造に関する研究ー」、日本建築学会大会学術講演概要集、1989年10月、pp.851-852
- [6.31]町田:「鉄筋コンクリート橋脚の動的破壊に関する基礎実験」、第2回コンクリート工学年次講演会論文集、1890年、pp.429-432
- [6.32]細矢、安部、岡田、北川:「鉄筋コンクリート部材の耐力と破壊性状に及ぼすひずみ速度の影響に関する研究ー材料実験と高軸力が作用する柱部材の水平加力実験ー」、コンクリート工学論文集、第4巻、第2号、1993年7月、pp.43-56
- [6.33]丹羽、太田、池浦、福岡、大野、野澤:「ウォーターフロントにおける耐震設計用入力地震動評価(その2)」、鹿島技術研究所年報、第39号、1991年10月、pp.117-124
- [6.34]川島、相沢、高橋:「最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式」、土木研究所報告、第166号、昭和60年
- [6.35] Sakai,K. and Kakuta,Y. : "Moment-Curvature Relationships of Reinforced Concrete Members Subjected to Combined Bending and Axial Force, " ACI Journal, May-June 1980, pp.189-194
- [6.36]高速道路技術センター:「高橋脚橋梁の耐震設計法に関する検討(その2) 報告書」、平成4年3月、183p

表-6.1 動的模型実験の相似則

	(振動台)	(振動台)	(アクチュエータ)
	(一般の場合)	$(\gamma_\rho = \gamma_L^{-1})$	$(\gamma_\rho = \gamma_L^{-1})$
加速度 (γ_a)	1	1	γ_L
重量 (γ_w)	$\gamma_\rho (\gamma_L)^3$	$(\gamma_L)^2$	$(\gamma_L)^2$
力 (γ_p)	$\gamma_\rho (\gamma_L)^3$	$(\gamma_L)^2$	$(\gamma_L)^2$
変位量 (γ_δ)	$\gamma_\rho (\gamma_L)^2$	γ_L	γ_L
剛性 (γ_k)	γ_L	γ_L	γ_L
応力度 (γ_σ)	$\gamma_\rho \gamma_L$	1	1
ひずみ量 (γ_ε)	$\gamma_\rho \gamma_L$	1	1
時間 (γ_t)	$(\gamma_\rho)^{1/2} \gamma_L$	$(\gamma_L)^{1/2}$	1
変位速度 (γ_v)	$(\gamma_\rho)^{1/2} \gamma_L$	$(\gamma_L)^{1/2}$	γ_L
ひずみ速度 $(\gamma_{\dot{\varepsilon}})$	$(\gamma_\rho)^{1/2}$	$(\gamma_L)^{-1/2}$	1

表-6.2 コンクリートの配合

粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラン プの 範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 s/a (%)	単位量(kgf/m ³)				
					水 W	セメン ト C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (減水剤)
20	12±2.5	4±1	56.5	47.1	173	306	845	967	0.612

表-6.3 コンクリートの圧縮強度

試験体NO	養生条件	材令(日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)
NO.1,2,7	標準水中	28	285
	現場水中	35(実験時)	270
NO.3,4,5,6	標準水中	28	265
	現場水中	38(実験時)	260

種 類	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	備 考
SD30, D13	3, 670	5, 470	柱部軸方向筋
SD30, D6	3, 420	5, 050	柱部帯筋

試験体		載荷方法	
No	軸心力	加力法	制御
1			地震波 開北橋Tr max,900,2500 Gal
2	7kgf/cm ²	振動台	SIN波 入 1.8HZ,400~700Gal 2.2HZ,800,1100Gal
3			20(→0.2)cm/s
4			0.2(→20)cm/s
5	—	動的 シヤッキ	0.02(→20)cm/s
6			0.008~0.002(→20)cm/s
7	7kgf/cm ²		0.2cm/s

NO.3試験体	変位片振幅(cm)	0.2				0.5	0.75	0.5			0.75			1.0		2.0		3.0		4.0		5.0					
	速度片振幅(cm/s)	10	0.2			16	20	2.0	0.2	0.02	16	2.0	0.2	0.05	20	20	0.2	20	0.2	20	0.2	20					
	繰返し回数(回)	5	5			5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5					
NO.4試験体	変位片振幅(cm)	0.2				0.5	0.75	0.5			0.75			1.0		2.0		3.0		4.0		5.0					
	速度片振幅(cm/s)	0.2				0.2	0.2	16	2.0	0.2	0.02	20	2.0	0.2	0.02	0.2	20	0.2	20	0.2	20	0.2					
	繰返し回数(回)	5	5			5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5						
NO.5試験体	変位片振幅(cm)	0.2						0.5		0.75			1.0		2.0		3.0		4.0		5.0						
	速度片振幅(cm/s)	0.02	10	0.002	2	0.2		4		0.02	16	0.02	20	2.0	0.2	0.02	20	0.02	20	0.02	20	0.02					
	繰返し回数(回)	5	5	1	5	5		5		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5					
NO.6試験体	変位片振幅(cm)	0.2						0.5				0.75			1.0		2.0		3.0		4.0		5.0				
	速度片振幅(cm/s)	0.002	10	0.02	2	0.2		4	0.002	16		0.002	20	0.2	0.002	0.002	20	0.004	20	0.004	0.006	20	0.006	0.008	20	0.008	20
	繰返し回数(回)	1	5	5	5	5		5	1	5		1	1	5	5	1	1	8	1	1	8	1	1	8	1	1	8

載荷条件	片振幅 0.75cm, 速度片振幅 0.2cm/s 繰返し載荷15回目ないしは16回目				片振幅 2.0cm, 速度片振幅20cm/s 繰返し載荷5回ないしは6回目			
試験体 No	No 3	No 4	No 5	No 6	No 3	No 4	No 5	No 6
割線剛性比	1.00	1.01	0.95	0.97	1.00	1.01	0.95	0.98
等価減衰定数比	1.00	1.08	0.96	0.94	1.00	0.99	0.96	0.91

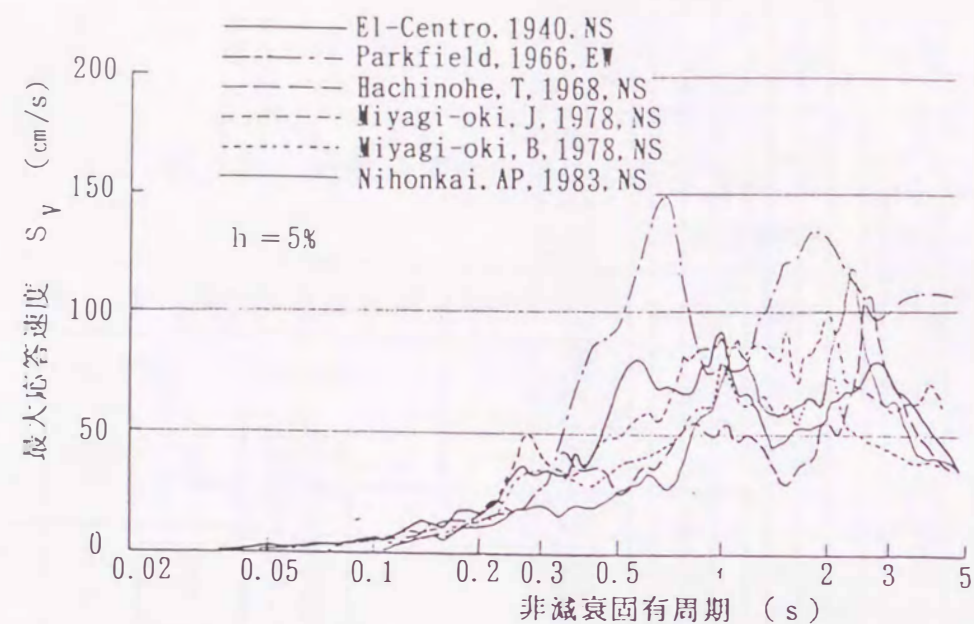


図-6.1 代表的な地震の応答速度スペクトル

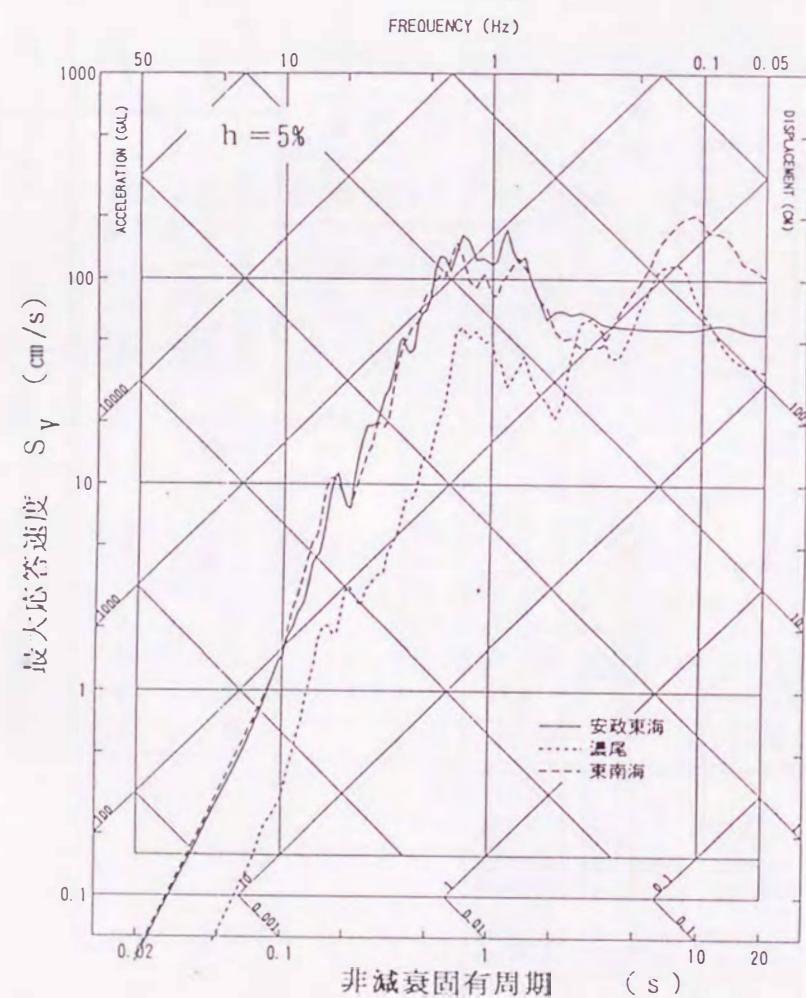


図-6.2 ウォーターフロントの大規模地震の予測 (丹羽ら)

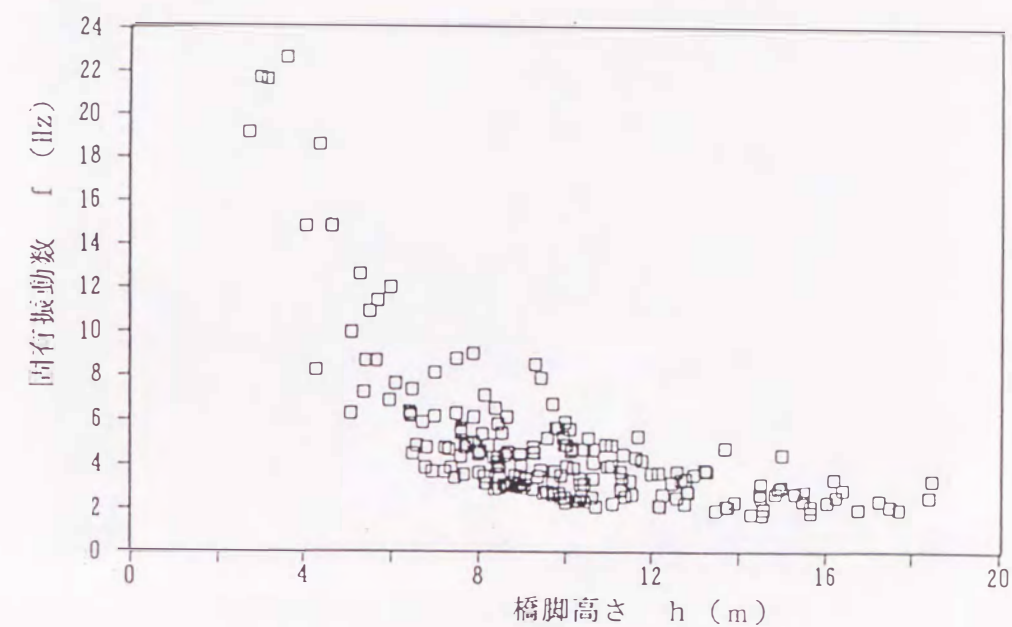


図-6.3 固有振動数と橋脚高さの関係 (都市部高架橋)

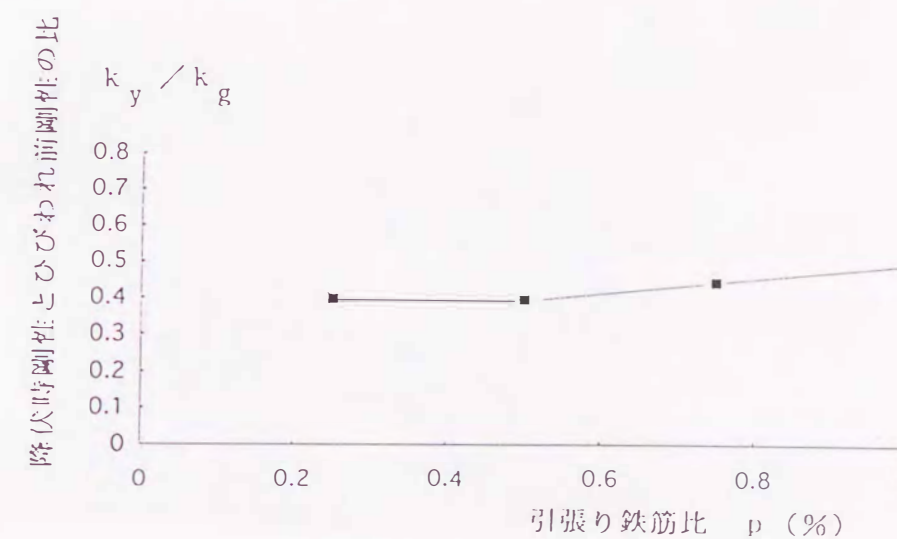


図-6.4 剛性低下率と鉄筋比の関係 (\$a/d=5\$ の場合)

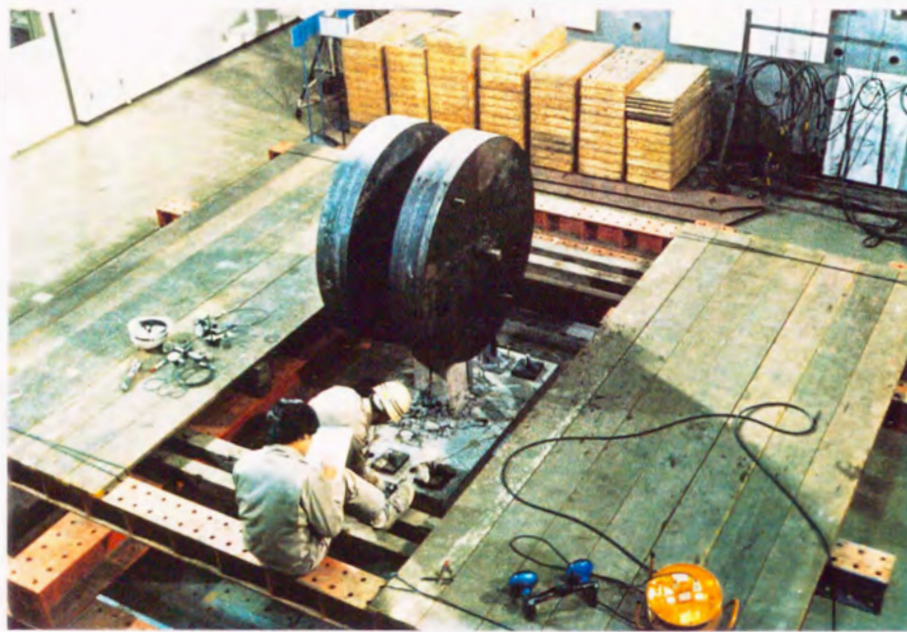


図-6.5 振動台実験状況（加振後）

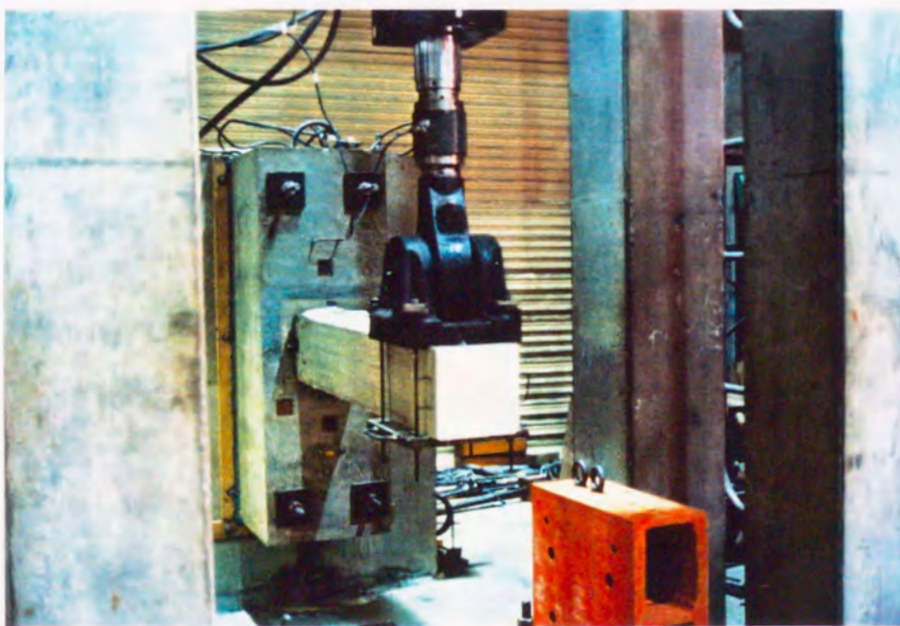


図-6.6 アクチュエータ加力実験状況

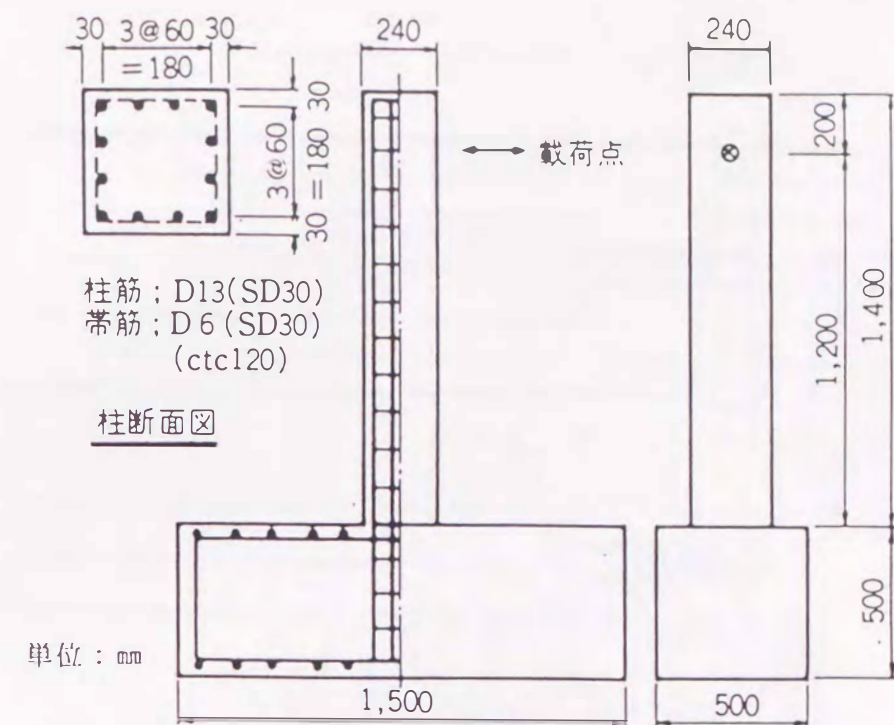


図-6.7 試験体諸元

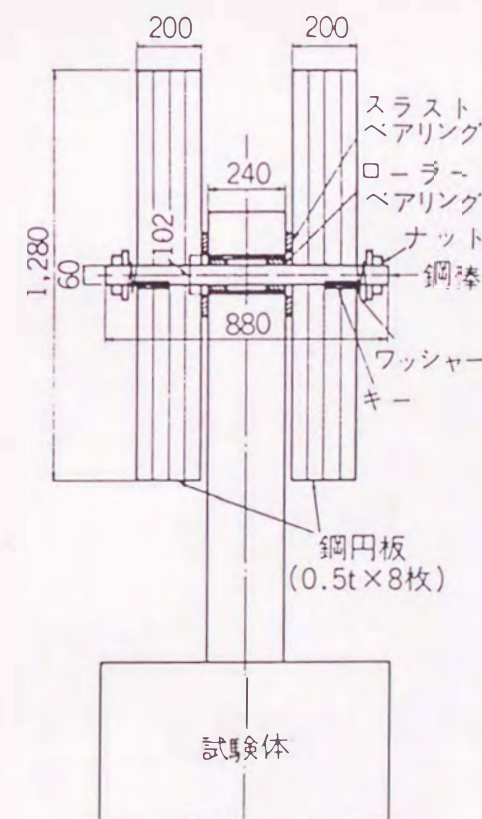


図-6.8 振動台実験要領

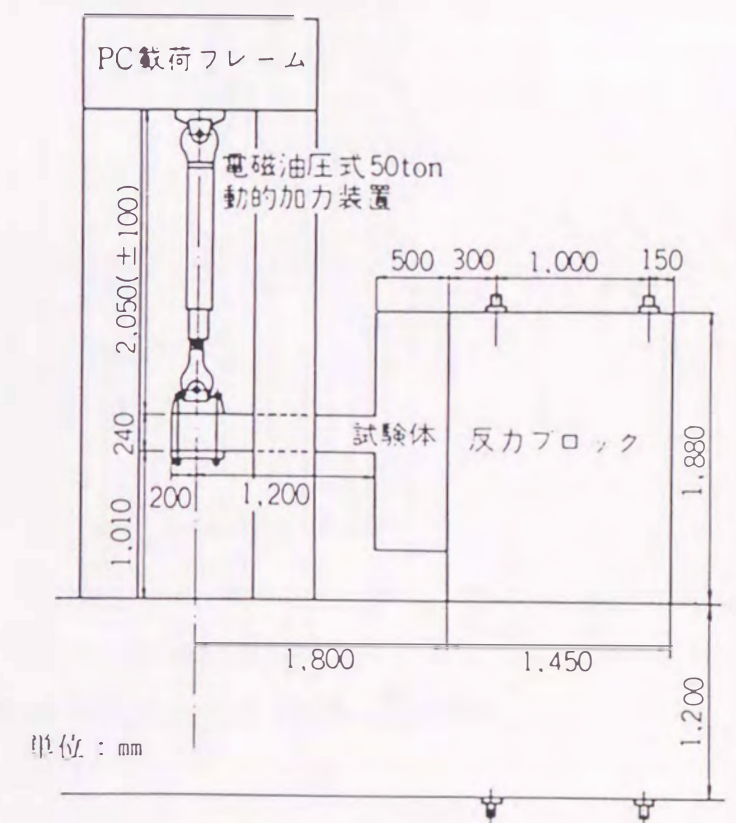


図-6.9 アクチュエータ加力実験
載荷要領

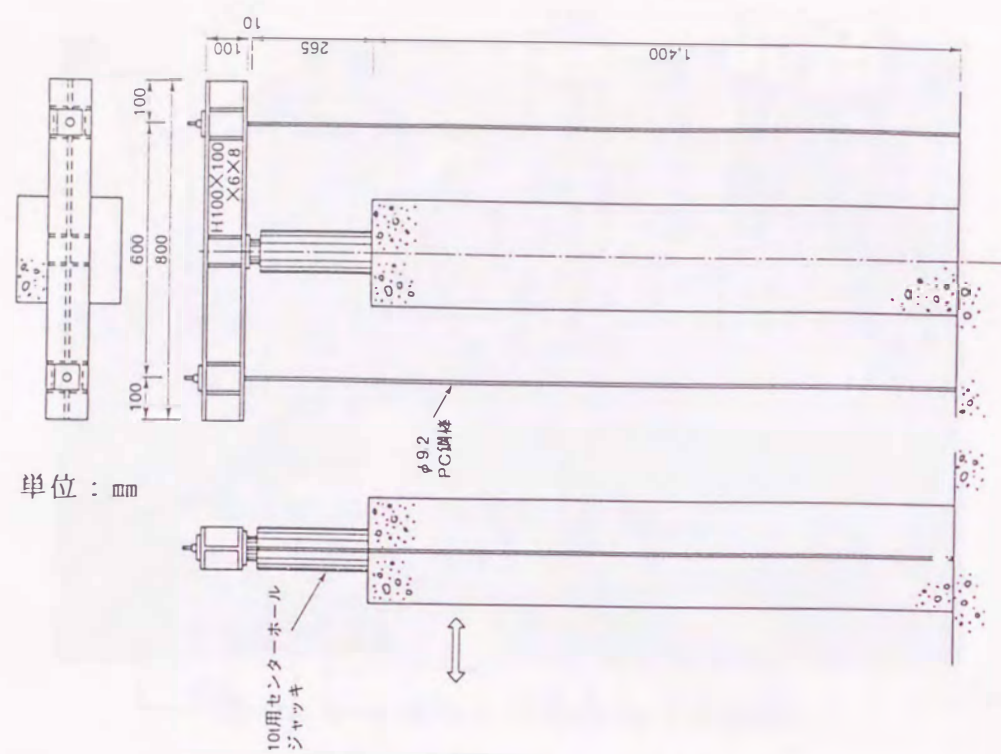
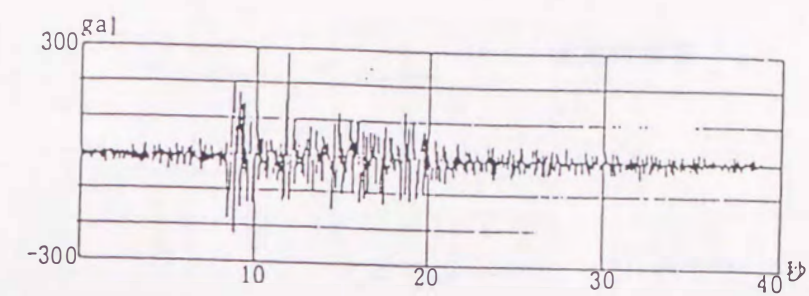
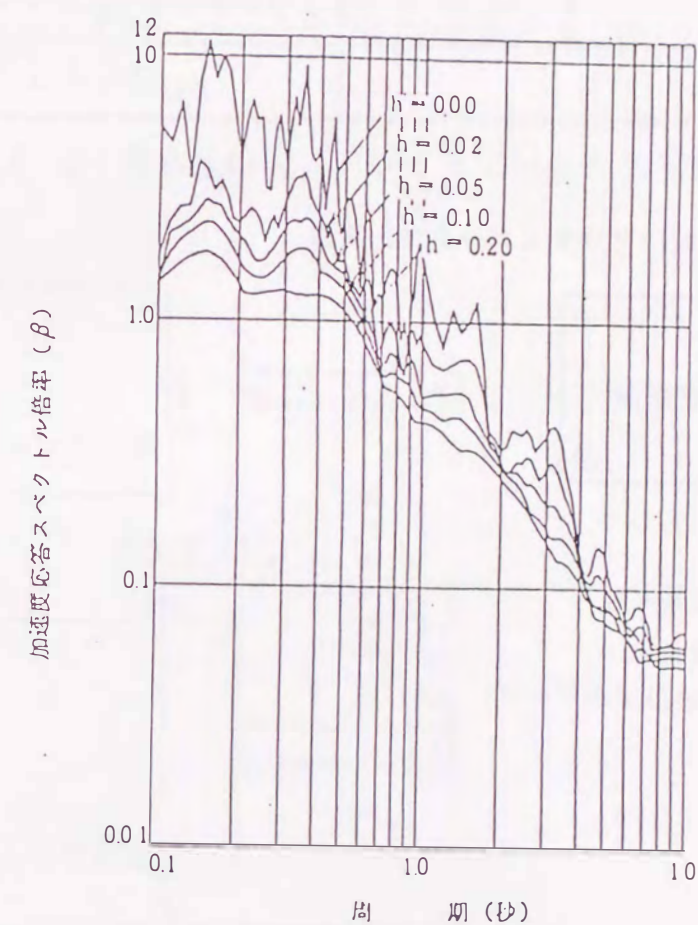


図-6.10 No. 7試験体における軸力導入方法



波形



加速度応答スペクトル

図-6.11 振動台実験で使した地震波（開北Tr）

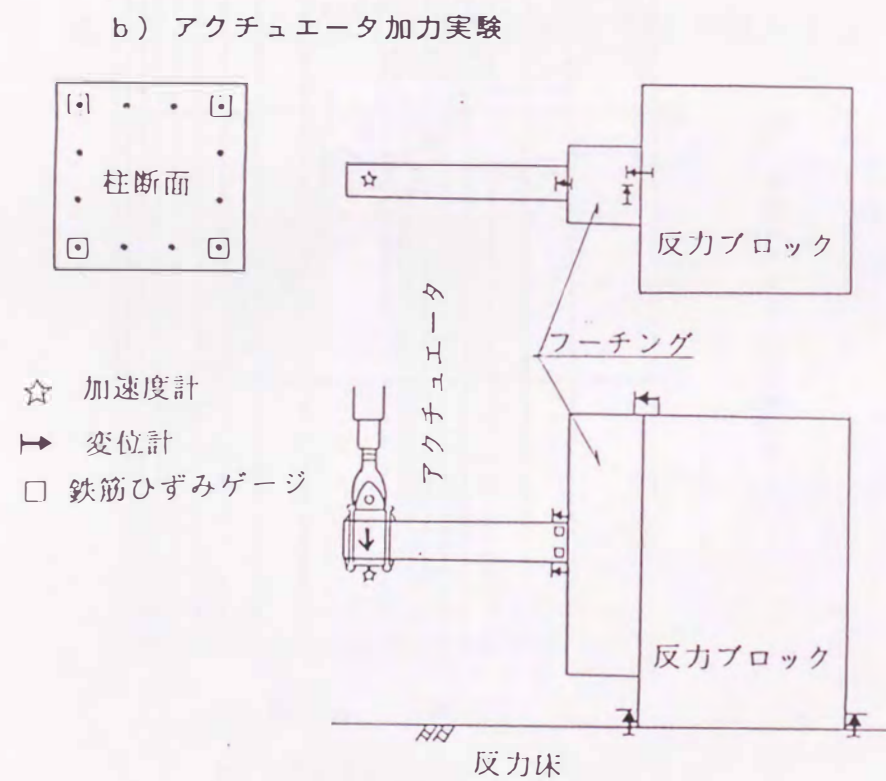
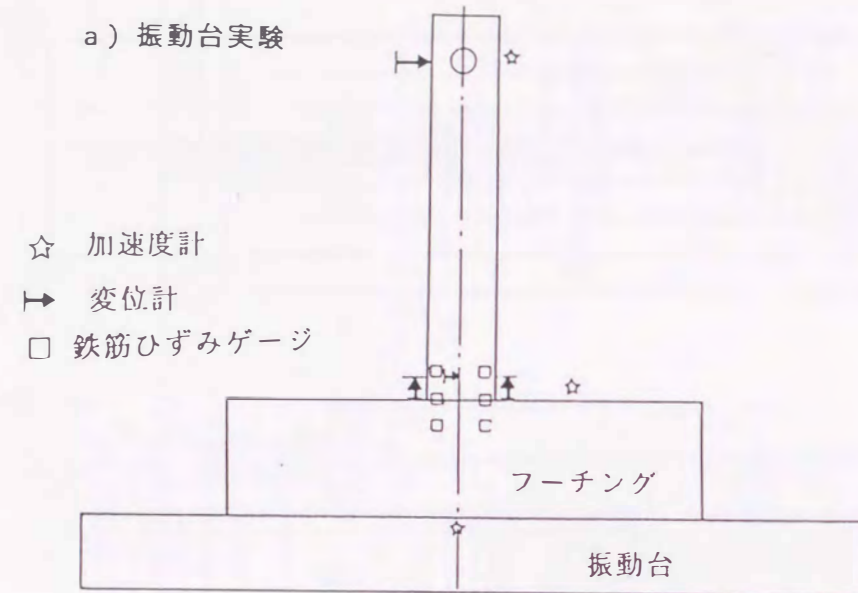


図-6.12 測定点

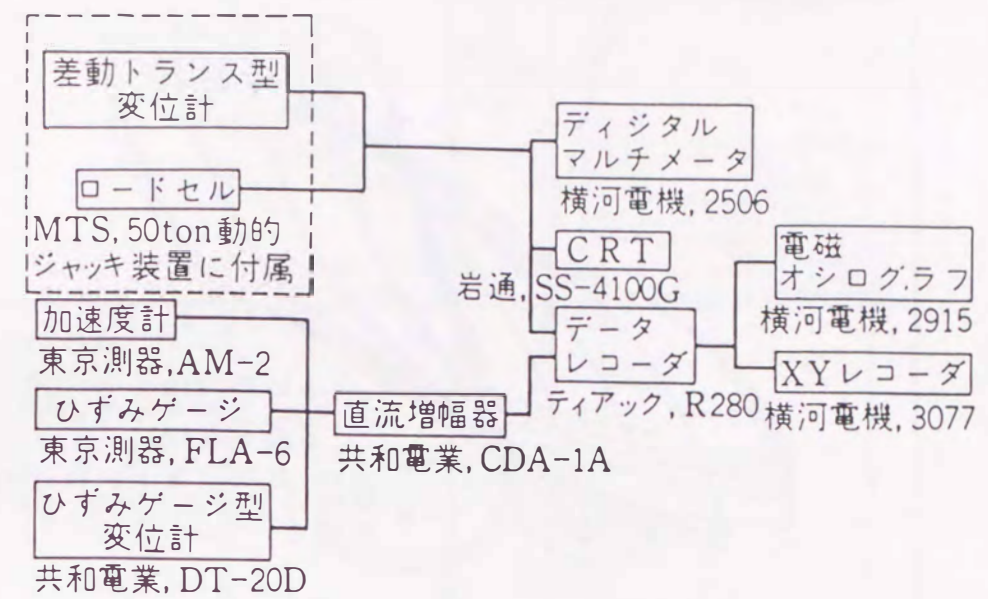


図-6.13 測定系統図 (アクチュエータ加力実験)

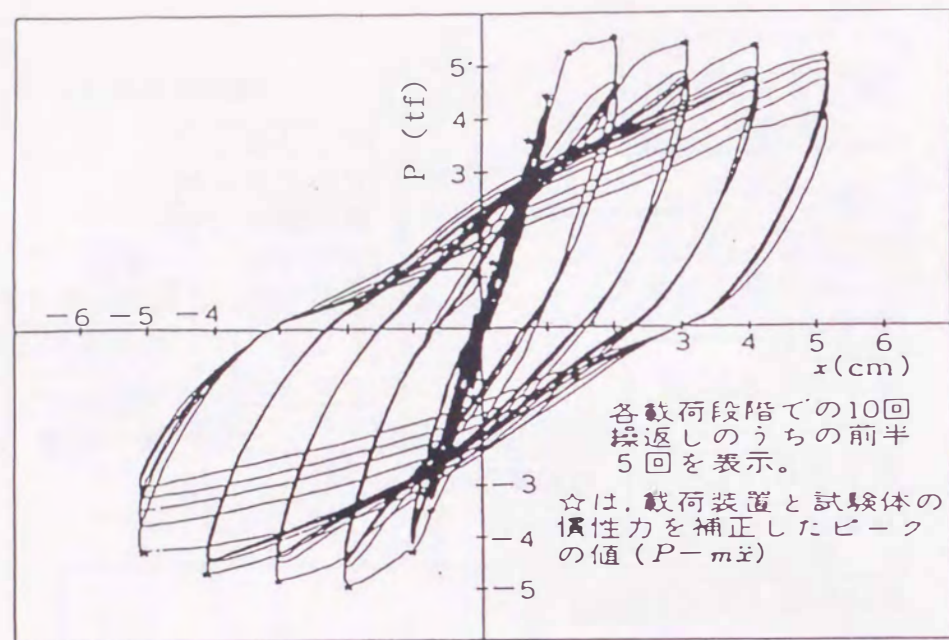


図-6.14 No. 3 試験体の荷重-変位履歴
(速度振幅 20 cm/s)

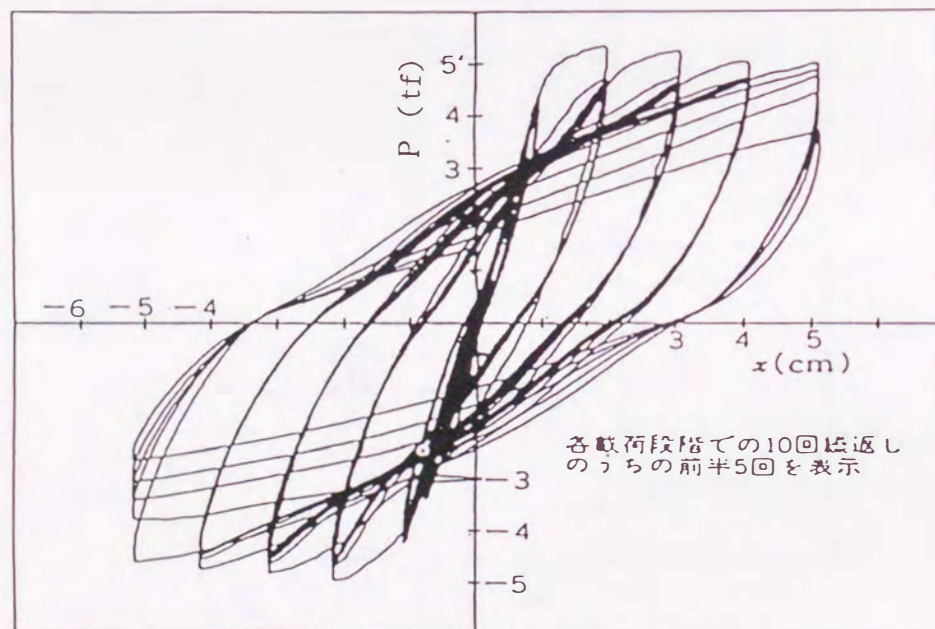


図-6.15 No. 4 試験体の荷重-変位履歴
(速度振幅 0.2 cm/s)

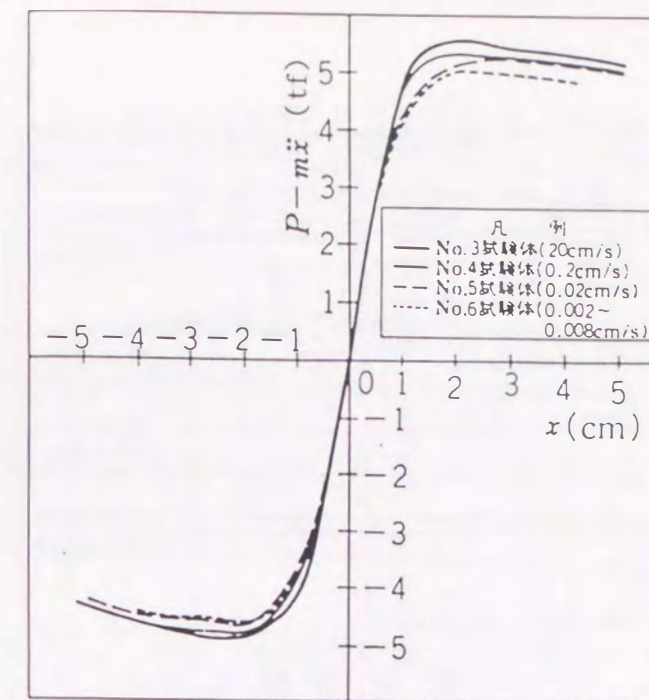


図-6.16 1 サイクル目の荷重-変位スケルトンの比較

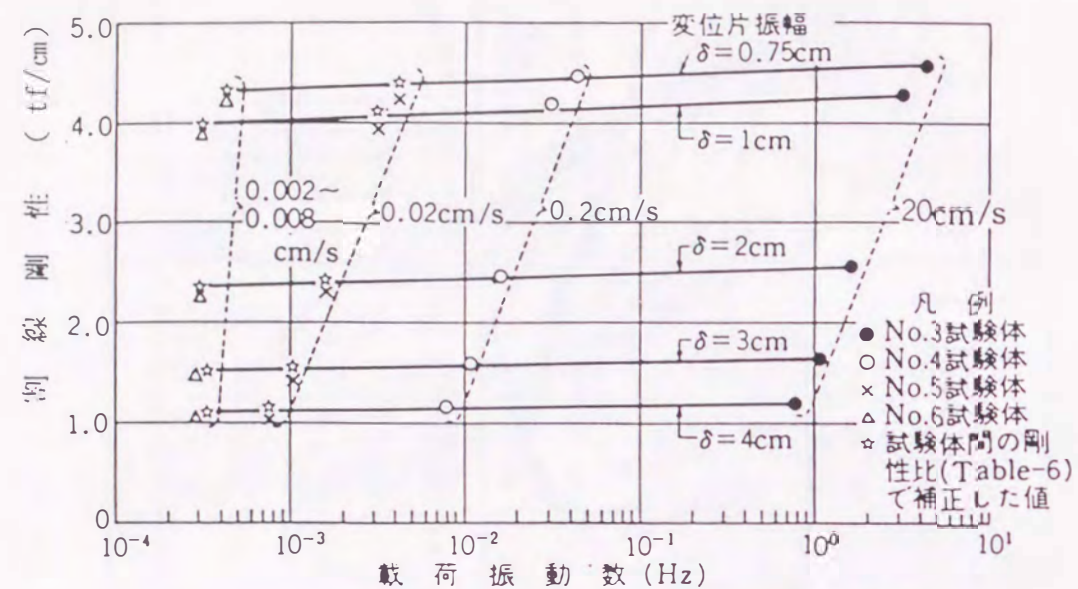


図-6.17 各载荷段階1サイクル目の割線剛性

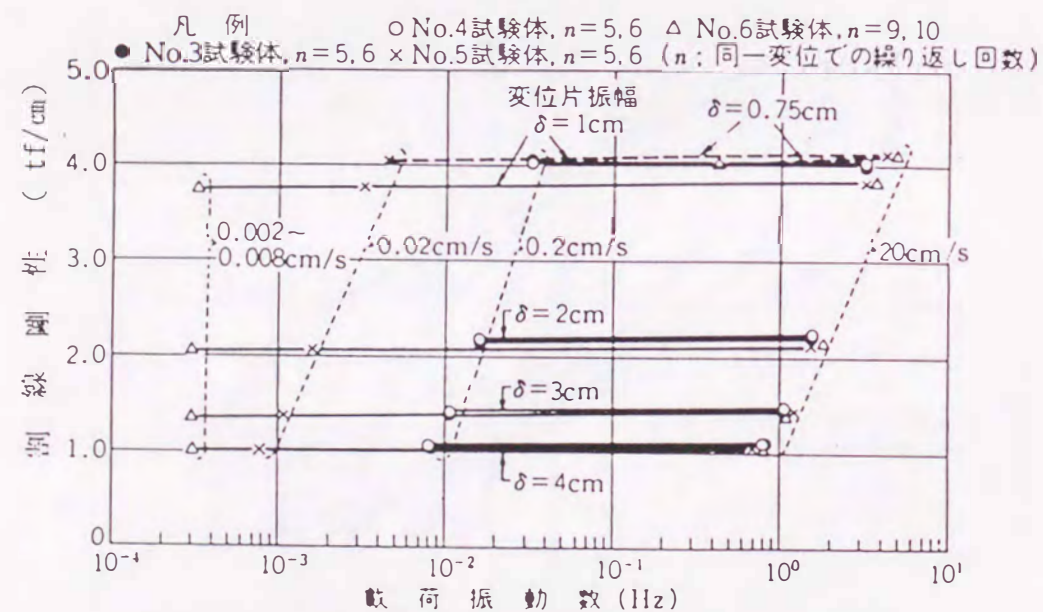


図-6.18 各载荷段階繰返し载荷時の割線剛性

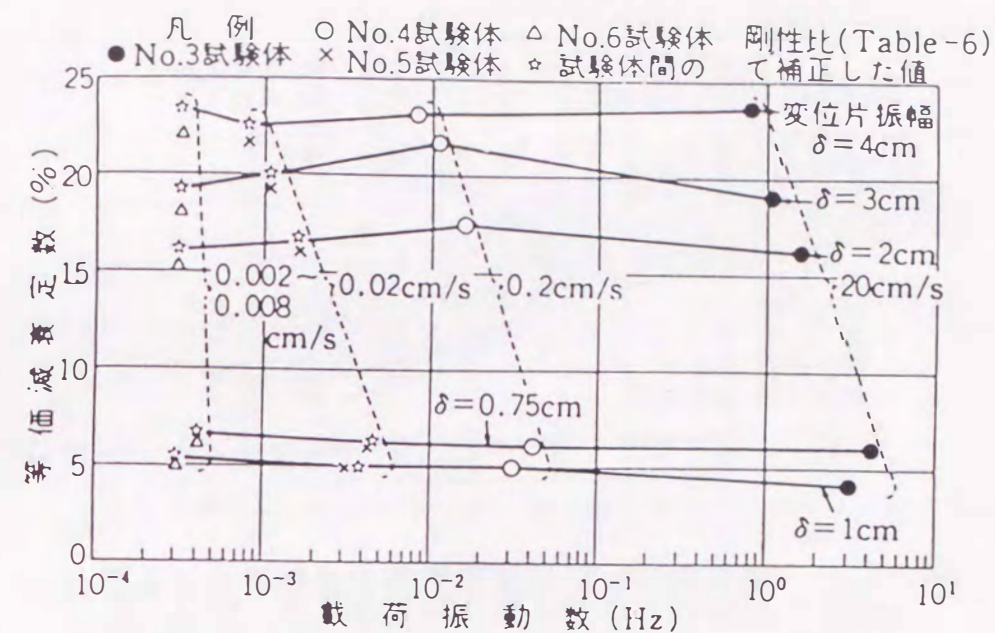


図-6.19 各载荷段階1サイクル目の等価減衰定数

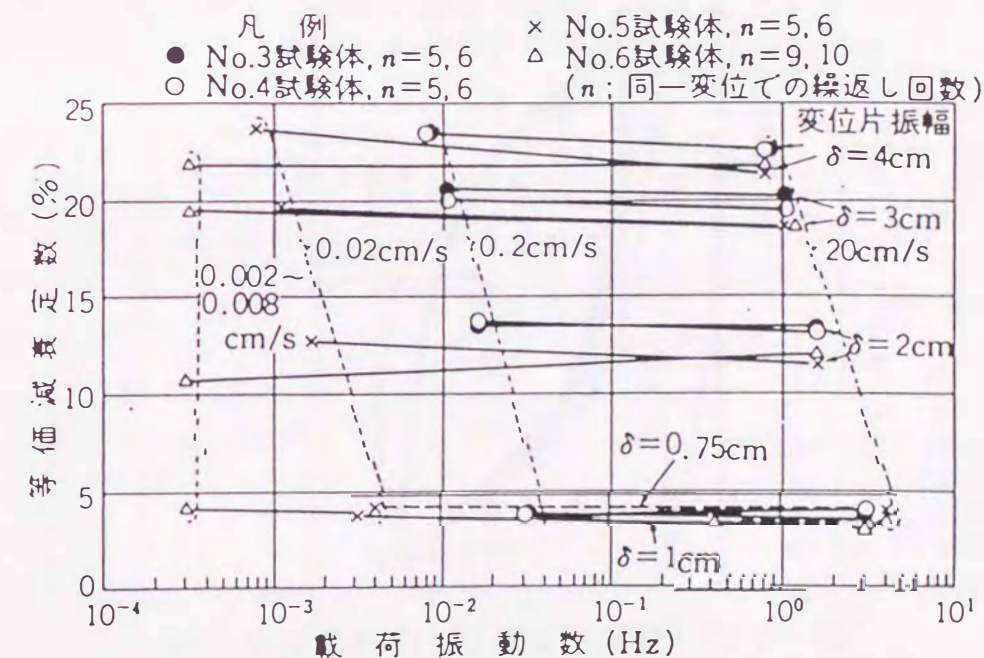


図-6.20 各载荷段階繰返し载荷時の等価減衰定数

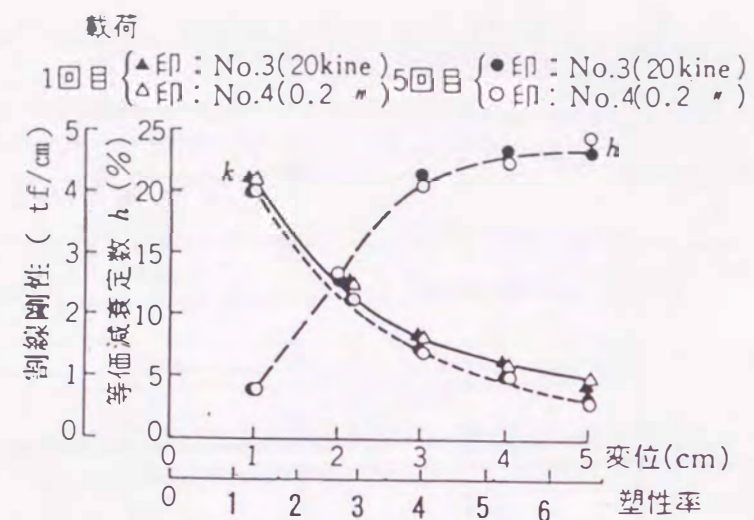


図-6.21 割線剛性と等価減衰定数の塑性率による変化

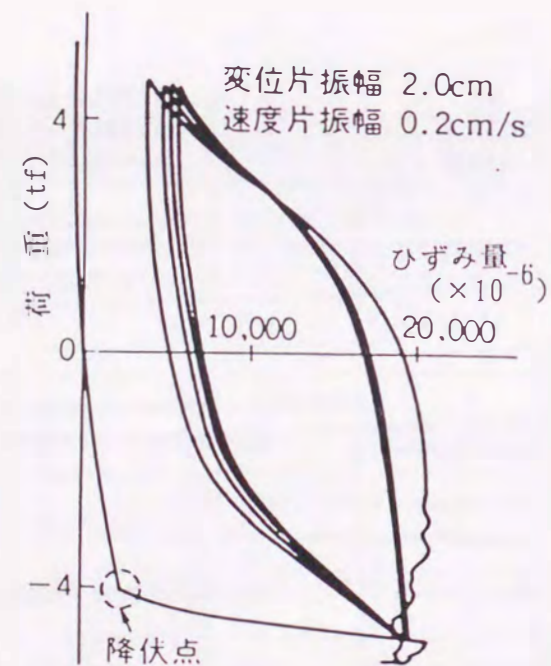


図-6.22 荷重-鉄筋ひずみ履歴曲線の例
(No. 4 試験体)

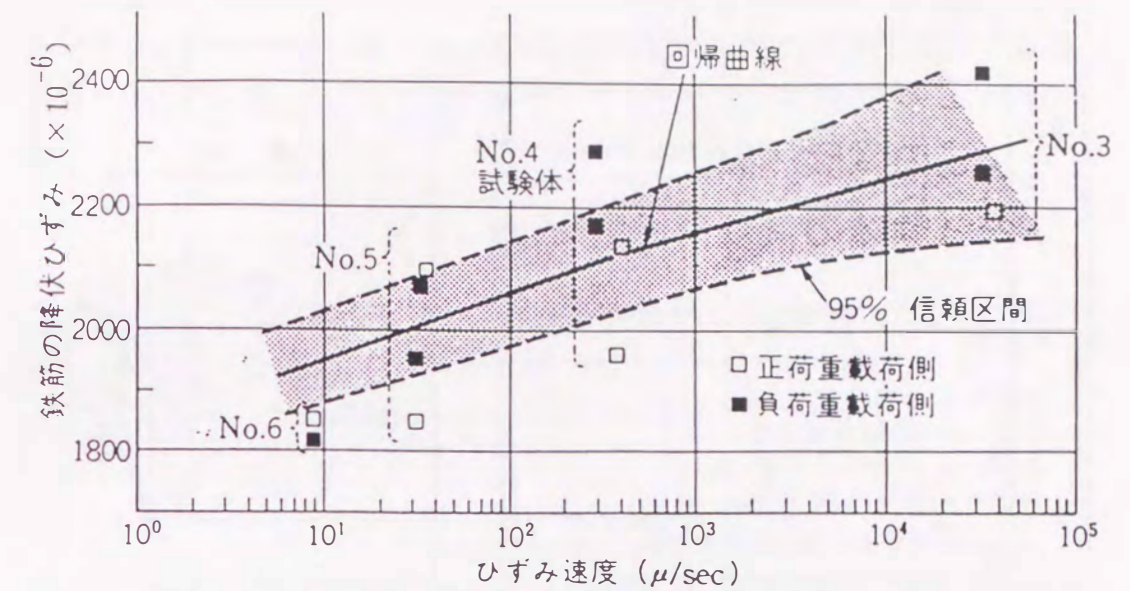


図-6.23 鉄筋の降伏ひずみとひずみ速度の関係

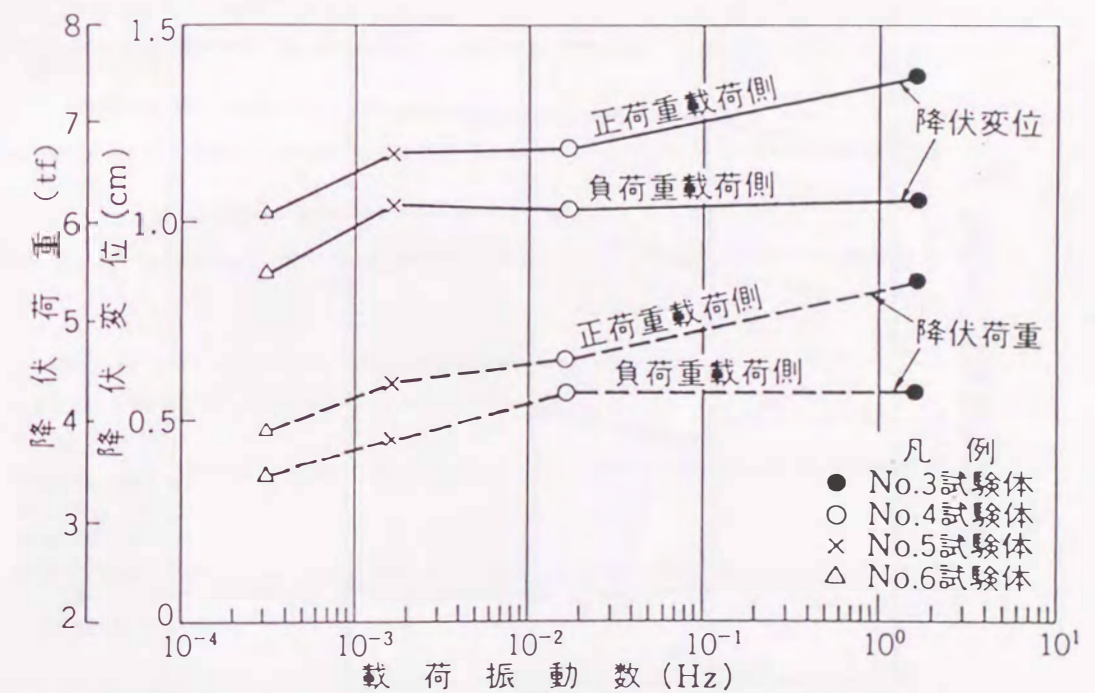


図-6.24 降伏荷重、降伏変位と載荷振動数の関係

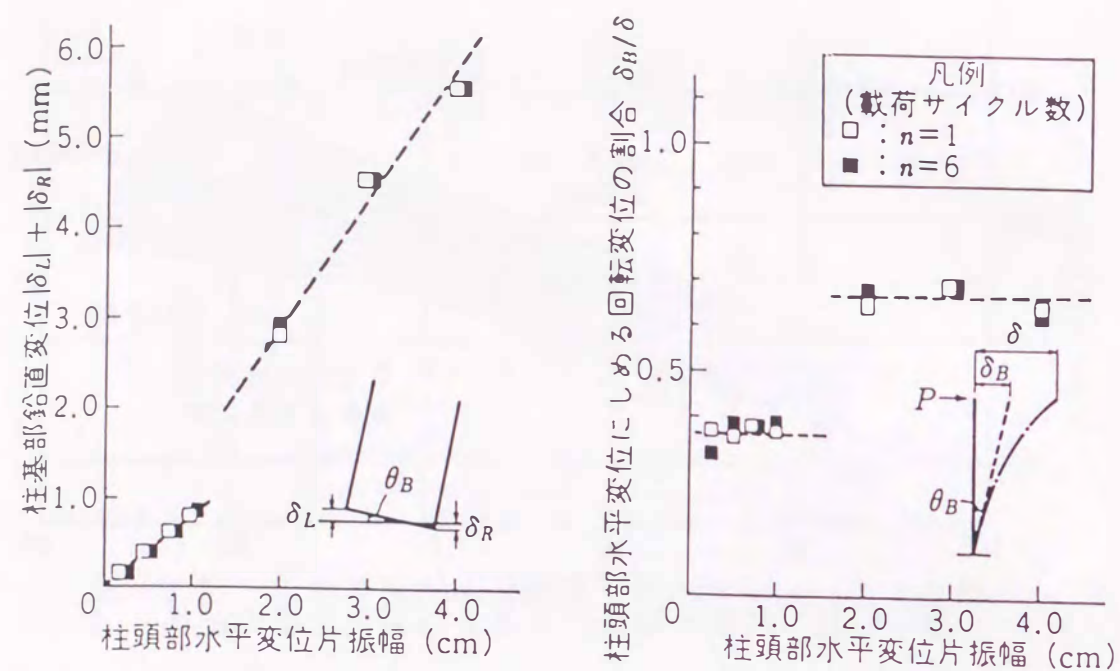


図-6.25 柱基部の回転変形量

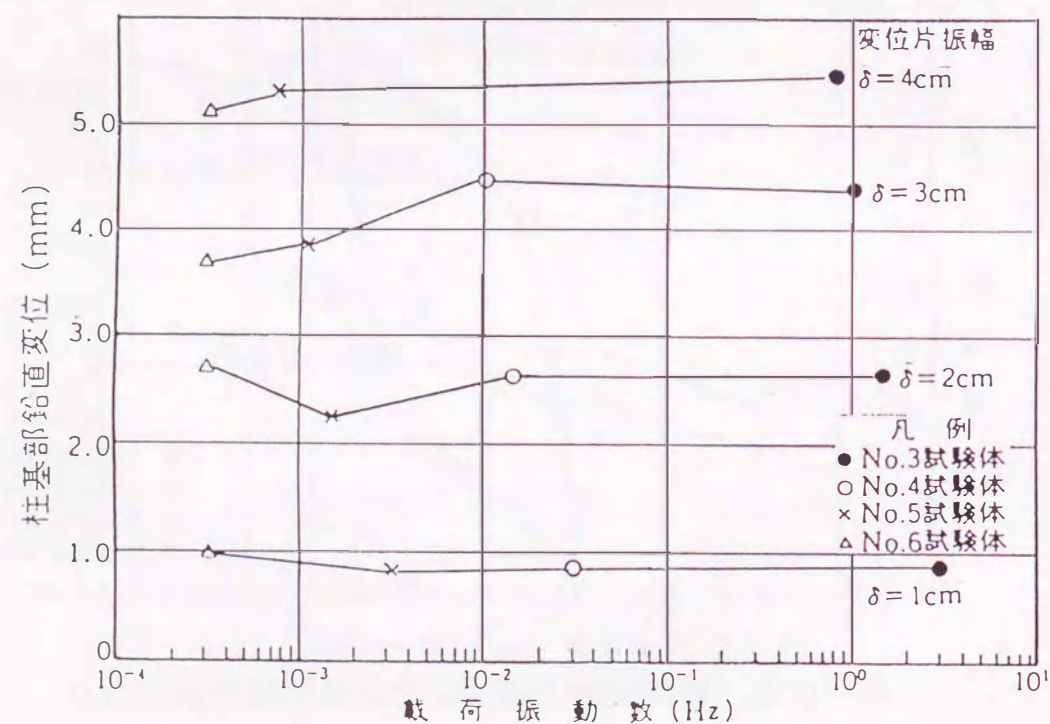


図-6.26 各载荷段階1サイクル目の柱基部鉛直変位量

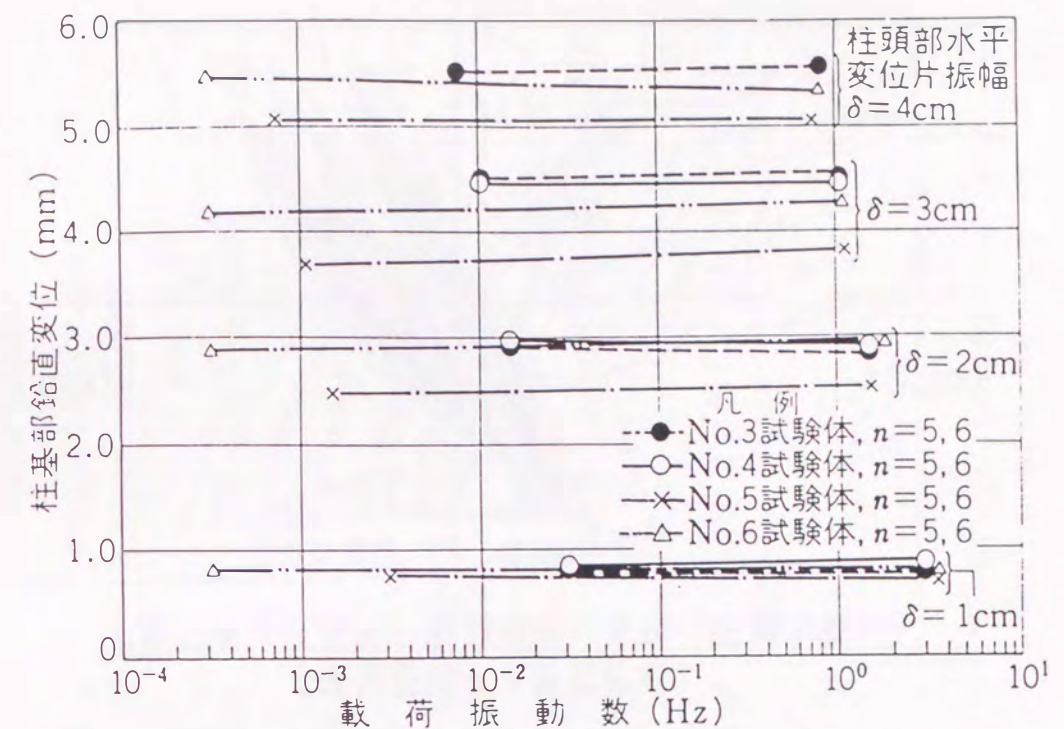


図-6.27 各载荷段階繰返し载荷時の柱基部鉛直変位量

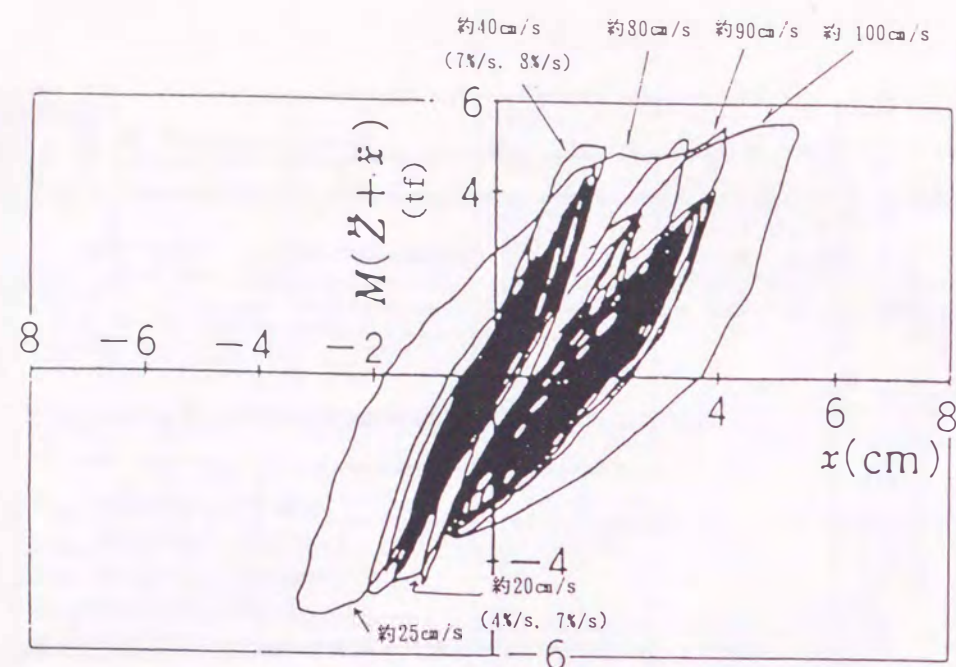


図-6.28 No. 1試験体の慣性力-変位履歴
(振動台・地震波入力)

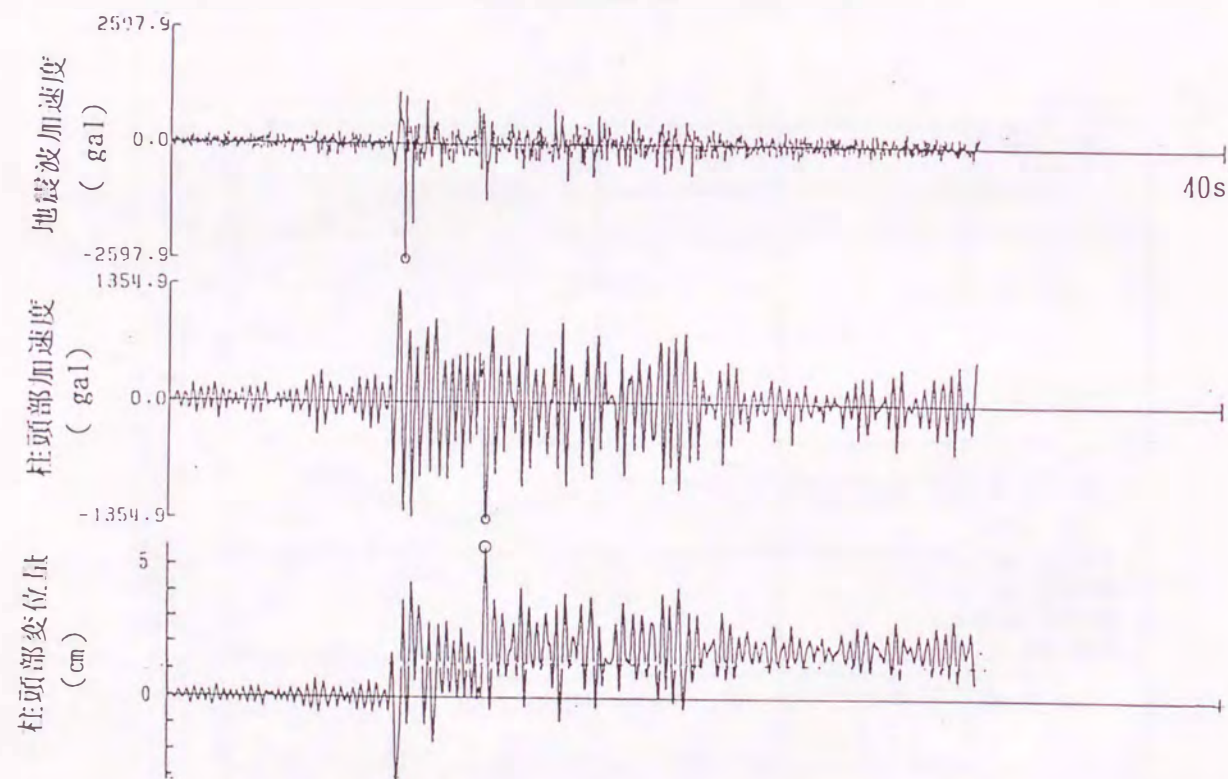


図-6.29 No. 1試験体の時刻歴応答 (第2波目)

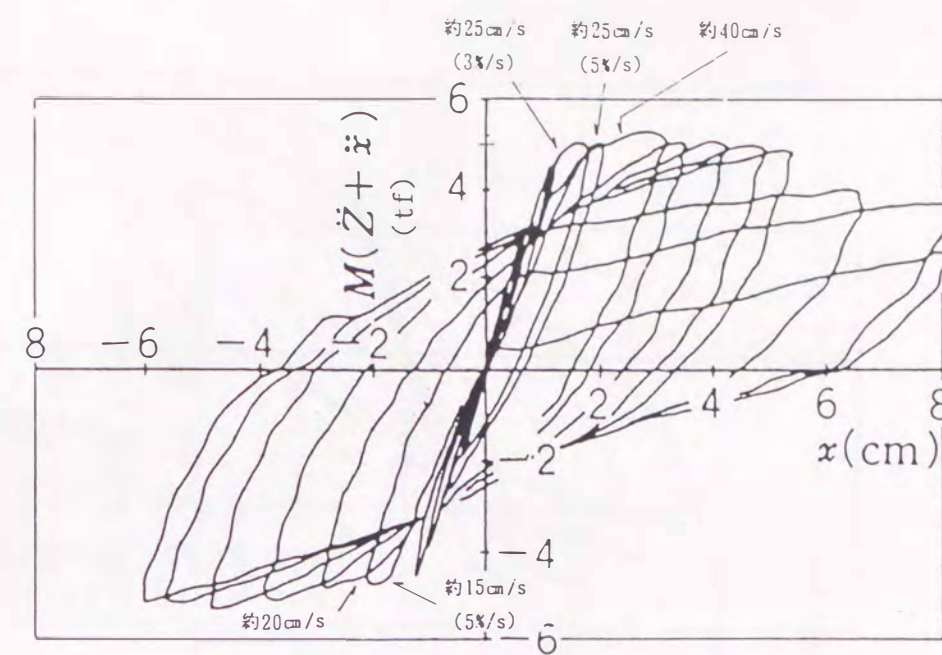


図-6.30 No. 2試験体の慣性力-変位履歴
(振動台・正弦波入力)

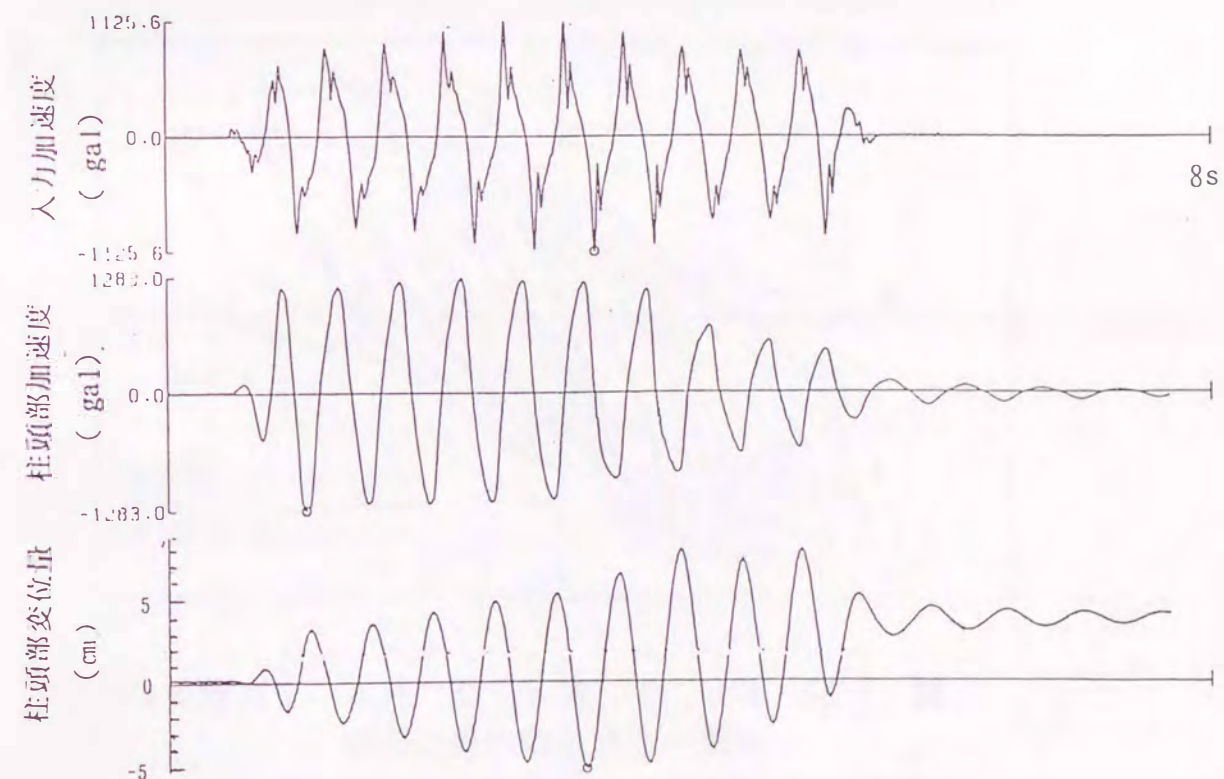


図-6.31 No. 2試験体の時刻歴応答

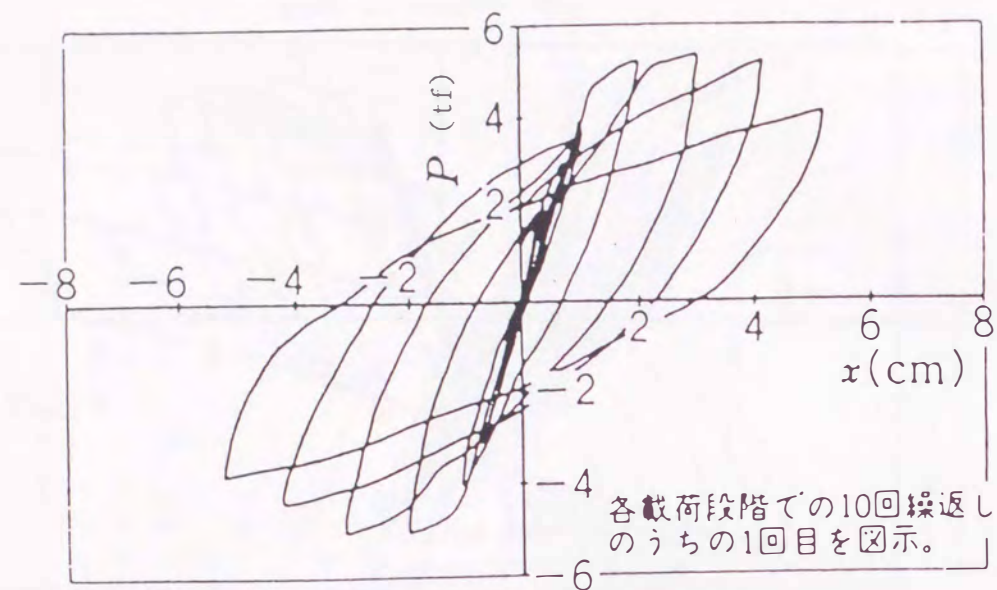


図-6.32 No. 7 試験体の荷重-変位履歴

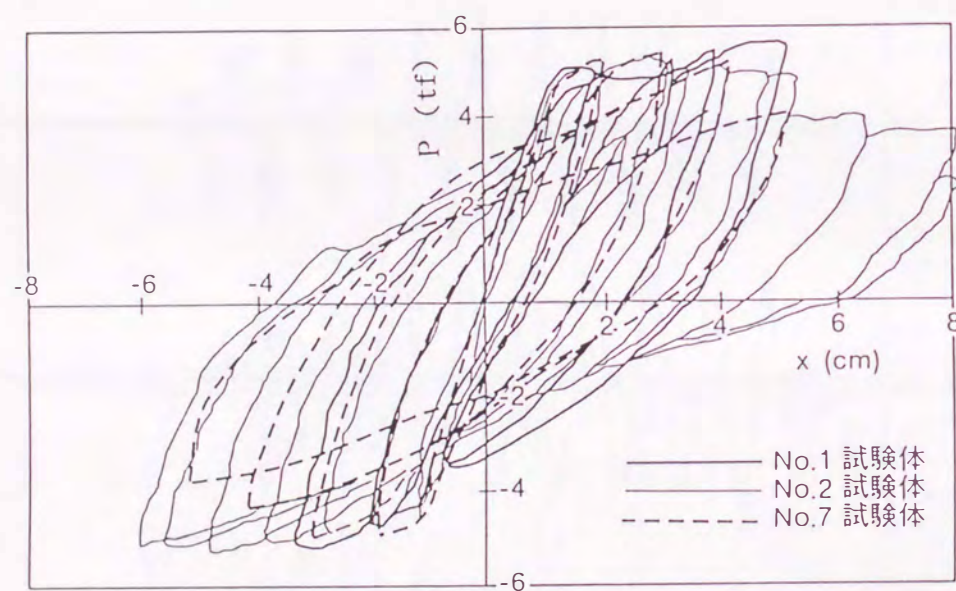


図-6.33 No. 1、No. 2、No. 7 試験体の荷重-変位履歴曲線の比較

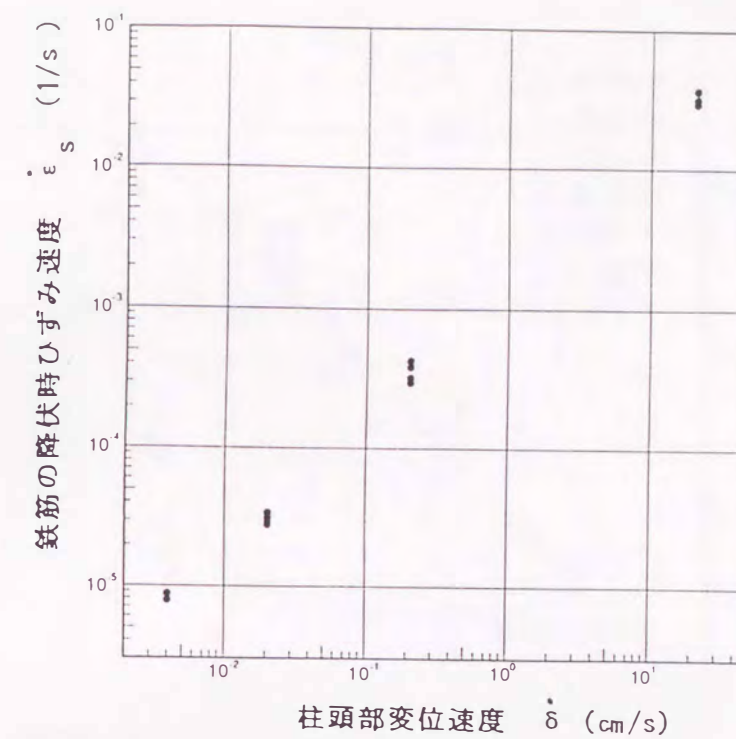


図-6.34 鉄筋降伏時ひずみ速度と柱頭部変位速度の関係

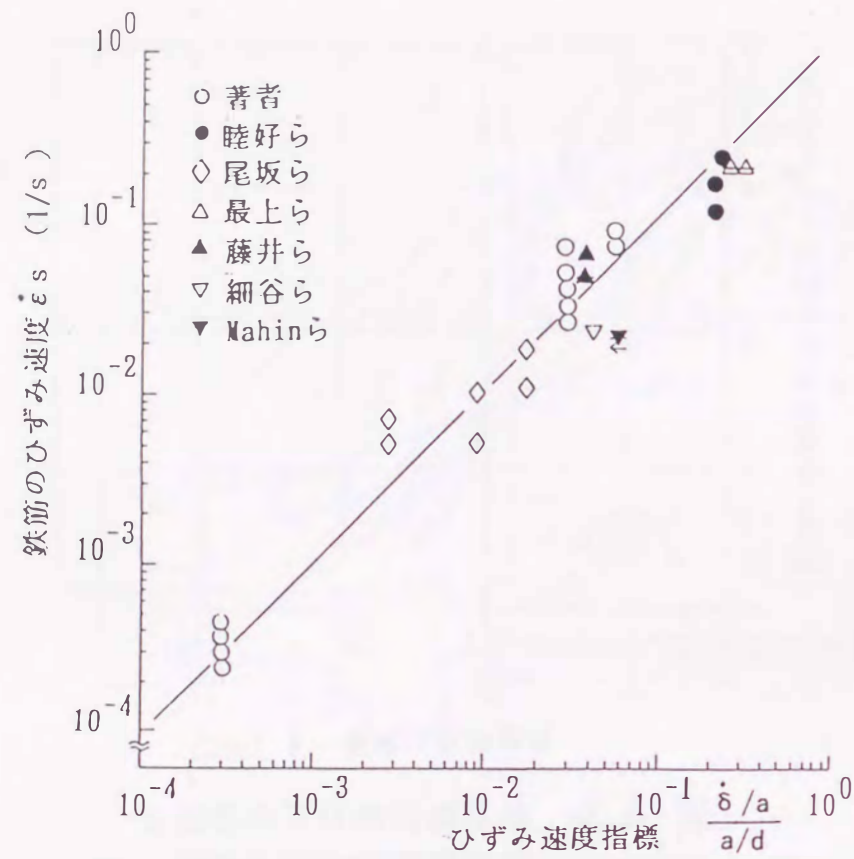


図-6.35 鉄筋ひずみ速度とひずみ速度指標の関係

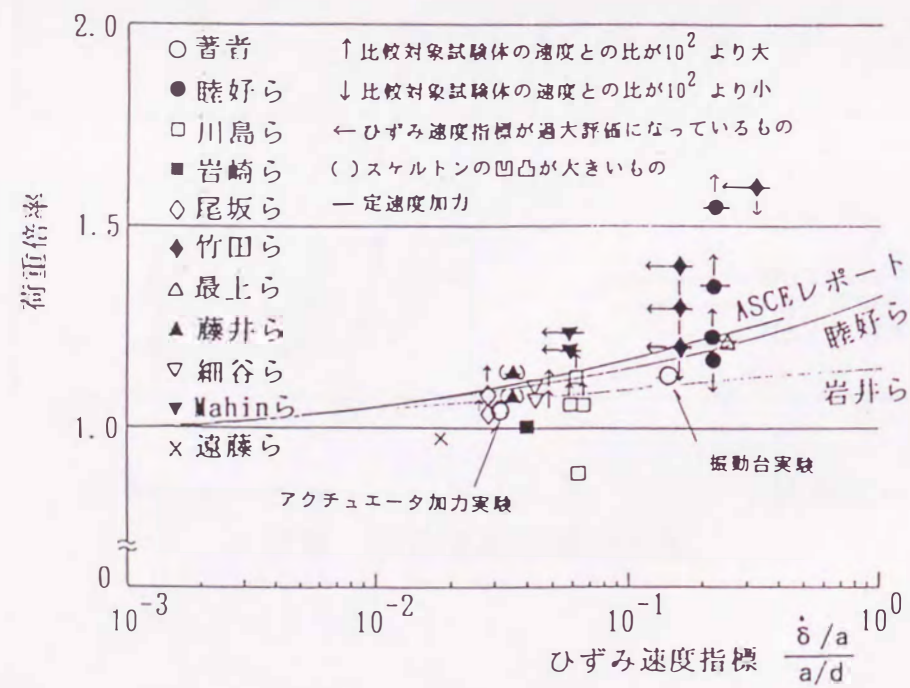


図-6.36 荷重倍率とひずみ速度指標の関係

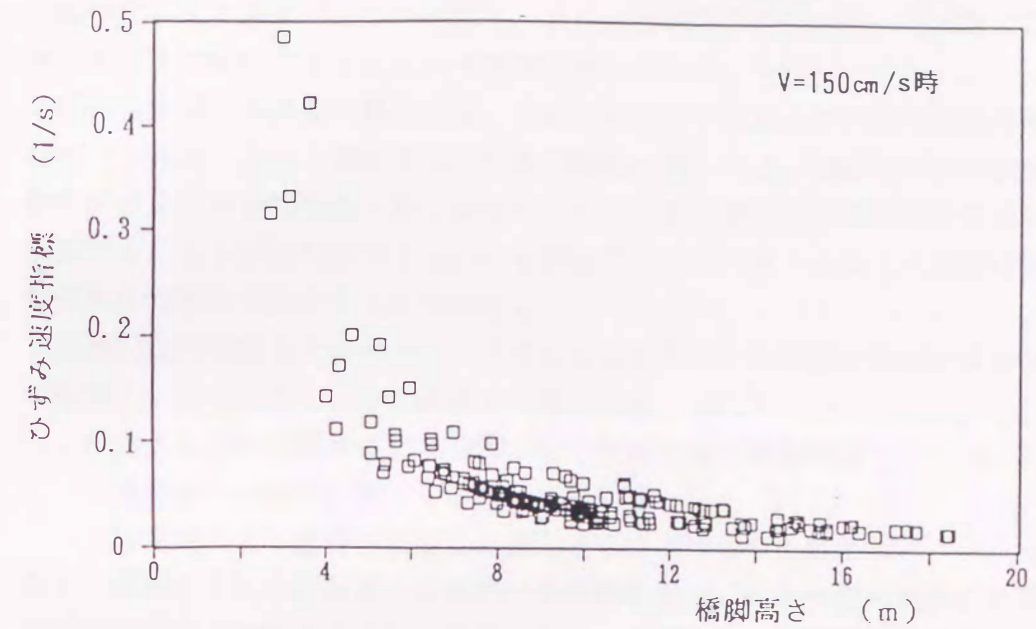


図-6.37 ひずみ速度指標と橋脚高さの関係 (都市部高架橋)

7章 ま と め

本研究では土木構造用 R C 柱部材を対象に、実験と解析計算を行い、部材の地震時履歴復元力特性を精度良く解析的に求める方法を提案した。

橋脚、高架橋の柱、および斜張橋塔部材などの土木構造用 R C 柱部材は、建築柱部材に比べて、せん断スパン比が大きく、また、部材断面の辺に沿って多数の柱筋が配置され、帯筋比が比較的小さいという特徴を有している。

部材の耐震性能評価に際しては、主に変形性能やエネルギー吸収能力を指標として検討が行われる。また、構造物の動的耐震解析に際しては、構成部材の荷重－変位履歴曲線を精度良く解析に反映しなければならない。本研究は、この種の R C 部材に関する耐震検討を行うときに利用できる、R C 柱のファイバーモデルによる地震時履歴復元力特性の解析的検討に関するものである。

履歴復元力特性をファイバーモデルによって推定する方法は従来からあったが、以下の事柄について十分でなく、適用上の難点があった。

- 主として最大荷重までの荷重－変形履歴曲線の推定精度
- 部材耐力が急激に低下する時期の評価法
- 柱下端からの柱筋の拔出しに起因する柱変位量の推定法

また、解析的手法の検証用として用いる実験結果は、殆どが静的実験によるものであり、動的実験結果とは異なるという見方もある。そのため、本研究ではこれについて実験と解析の両面から検討を行った。

本研究の主な成果をまとめると、次のとおりである。

(1) R C 柱部材の塑性化後の荷重－変形履歴曲線には、解析上の鉄筋モデルの特徴が大きく現れる。鉄筋モデルとして、比較よく用いられている bi-linearモデル、cubicモデル、Ramberg-Osgoodモデル、および加藤モデルを用いて、実験による曲げモーメント－曲率関係をシミュレーション解析した結果、bi-linearモデルと加藤モデルが比較的広い範囲の実験条件に対して良く適合することが明らかになった。

(2) 部材の急激な耐力低下は、柱筋の座屈によってもたらされる。しかし、交番水平加力下の R C 柱部材における柱筋の座屈挙動は、塑性化後の鉄筋応力度を測定する方法がこれまで無かったため、その挙動は明らかでなかった。本研究において、これを直接測定できる方法を考案して部材実験を行った結果、柱筋の座屈は、柱筋の応力度、部材曲率、および圧縮ひずみ履歴の関数としてのコンクリート割裂強度によって決定されることが明らかになった。こうして得られた知見を基に、鉄筋の座屈時期判定方法を提案した。

(3) 柱下端における柱筋の拔出しは、柱部材の荷重－変位履歴特性に大きな影響を与えることがある。柱筋の拔出しに関する研究は従来から比較的多く行われてきたが、多くは、鉄筋の応力度－ひずみ履歴モデルとコンクリートとの付着応力度－すべり履歴モデ

ルを用いて推定していた。鉄筋の拔出しに関する実験を行い、直接測定した鉄筋応力度などのデータを分析した結果、これらのモデルにおける特性値の僅かな相違が、鉄筋応力度－拔出し量関係に大きな影響を及ぼすことが分かった。同時に、鉄筋応力度－拔出し量関係は、載荷パターンに殆ど影響を受けないことを見出した。この知見を基に、鉄筋応力度－拔出し履歴モデルを提案した。

(4) R C 部材の復元力特性に対する載荷速度の影響に関する研究は、これまで比較的多く行われてきた。しかし、試験体諸元や載荷速度の大きさなどがそれぞれ異なるため、影響程度に関する結果は様々であった。模型実験の相似則を考慮して R C 橋脚を想定した柱部材の載荷速度に関する実験を行った結果、地震時相当の載荷速度では、その影響は殆どないことが確認された。更に、既往の実験データについて、加力点速度とせん断スパン長の比をせん断スパン比で除した“ひずみ速度指標”を用いて載荷速度の影響を整理した結果、実構造物における地震時載荷速度の範囲では、載荷速度の影響は僅少であることが明らかになった。

筆者の関係論文

- 1994年 村山、古市、Sivasubramaniyam, Mahin : 「鉄筋モデルの相違が R C 柱部材の M- Φ 解析結果に及ぼす影響」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 2, pp. 165-170
- 1994年 須田、村山、一宮、新保 : 「交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 2, pp. 467-472
- 1994年 幸左、小林、村山、吉澤 : 「変形性能に着目した大型模型と小型模型実験の比較」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 2, pp. 611-616
- 1994年 一宮、村山、須田、新保 : 「交番繰返し荷重下における鉄筋の応力ひずみ履歴モデルの適用性」、土木学会第49回年次講演会講演概要集、第 V 部門、pp. 962-963
- 1993年 新保、村山、須田、一宮 : 「6 自由度加力装置を用いた R C 柱部材実験」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15, No. 2, pp. 1113-1118
- 1992年 村山、新保 : 「コンクリート柱部材の 6 自由度加力装置」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, No. 2, pp. 815-818
- 1991年 村山、徳山、古市 : 「2 軸曲げを受ける柱部材の M- Φ 関係へのファイバーモデルの適合性」、鹿島技術研究所年報 第39号、pp. 57-64
- 1990年 須田、村山、古市 : 「高軸力・二軸曲げを受ける R C 断面の M- Φ 関係」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12, No. 2, pp. 251-256
- 1989年 須田、村山、古市 : 「高軸力を受ける R C 柱部材の 2 軸曲げ復元力特性」、土木学会第44回年次講演会、V 部門、pp. 38-39
- 1989年 村山、須田、古市 : 「高軸力・二軸曲げを受ける R C 部材の剛性評価方法に関する適用性検討」、土木学会第44回年次講演会、V 部門、pp. 506-507
- 1989年 村山、須田、古市 : 「高軸力・二軸曲げを受ける R C 柱部材の剛性評価方法」、鹿島技術研究所年報、Vol. 37, pp. 57-64
- 1988年 村山、須田、三村 : 「R C 橋脚の変形性能に及ぼす柱筋の拔出しの影響」、コンクリート工学協会主催・コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集、Vol. 2, pp. 90-107
- 1986年 村山、須田、三村 : 「マッシブなコンクリート中に定着された鉄筋の降伏以降の拔出し特性」、第 8 回コンクリート工学年次講演会論文集、pp. 597-600
- 1986年 三村、村山、須田 : 「R C 橋脚などにおける柱筋のフーチングからの拔出し特性(その 2)」、鹿島技術研究所年報、Vol. 34, pp. 41-48

- 1985年 三村、村山、須田：「R C 橋脚等における柱筋のフーチングからの拔出し特性」
鹿島技術研究所年報、Vol. 33、pp. 21-26
- 1984年 村山、加藤：「R C 橋脚の地震時変形性能に及ぼす鉄筋配置の影響」、
土木学会昭和58年度吉田奨励金研究報告書
- 1983年 三村、村山、日紫喜、加藤：「R C 橋脚などの変形性能照査における許容変位
について」、鹿島技術研究所年報、Vol. 32、pp. 21-26
- 1983年 三村、村山、竹田、正村、日紫喜：「R C 橋脚や柱のじん性に及ぼす繰返し載
荷速度の影響に関する実験的研究」、鹿島技術研究所年報、Vol. 31、pp. 25-32
- 1982年 村山、野田、岩城：「試作 D 3 鉄筋を用いた縮小部材実験」、第 4 回コンクリ
ート工学年次講演会、pp. 277-280
- 1982年 正村、村山、三村：「R C 柱の $P-\delta$ 曲線に及ぼす載荷速度の影響」、
土木学会第37回年次講演会、V 部門、pp. 401-402
- 1977年 野尻、岩城、夏目、村山、長谷川、村田：「2 軸曲げを受けるプレストレスト
コンクリート部材の終局強度に関する解析的考察」、鹿島技術研究所年報、
Vol. 25、pp. 61-66

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、終始、細部にわたって懇切丁寧な御指導と御教示を賜りました九州大学彦坂熙教授に対し深く感謝を申し上げます。また、同大学太田俊昭教授、松井千秋教授ならびに崎野健治教授に貴重な御指摘と御助言を賜り、ここに論文を完成させることができましたことを厚くお礼申し上げます。

本論文のうち、部材の曲げモーメント-曲率に関する部分は、カリフォルニア大学バークレー校 Stephen A. Mahin 教授の御指導のもとで行なった共同研究を基に、また、柱筋の拔出しモデルに関する部分は、東京大学岡村甫教授の御指導のもとで行なった昭和58年度土木学会吉田奨励金研究を基に、解析と実験および考察を加えてまとめたものであります。御指導を賜りました両教授に深く感謝を申し上げます。

本論文は、私の勤め先である鹿島建設技術研究所において、過去10年間に実施した研究業務の成果をとりまとめたものであります。研究所長野尻陽一博士には、入社以来、幅広い視点からの御指導を戴き、本論文に関わる業務に従事し論文をまとめる機会を与えて戴きました。リテックエンジニアリング株式会社専務取締役岩城良様には、コンリート構造の研究業務において常に御指導を戴き、本論文をまとめるにあたって格別の御配慮を戴きました。鹿島建設土木技術本部担当部長三村長二郎様には、柱筋の拔出しに関する研究および載荷速度の影響に関する研究において直接御指導を戴き、事象を深く考察することを教わりました。研究所次長中原康博士と同所第一研究部長山本毅史博士には、本論文をまとめるにあたって暖かい励ましと執務上の御配慮を戴きました。恵まれた環境下で研究を進めることができましたことを、上司の方々に心からお礼を申し上げます。

本論文で用いました地震波の応答速度スペクトル図は、主管研究員堀越清視様と研究室長丹羽正徳博士の提供によるものであります。本論文に関わる実験と解析の実施にあたっては、主任研究員正村芳久様と主任研究員須田久美子様にも多大の御協力を戴きました。また、研究員古市耕輔様、研究員一宮利通様、研究員新保弘様にも実験と解析の面で御援助を戴きました。私の良き先輩と同僚各位に感謝の意を表する次第であります。

1994年12月

村山八洲雄

付録-1 鉄筋モデル

(1) Kent & Park の方法による拘束コンクリートのモデル化

Kent & Park の方法を、本文中の図に対応させて、以下に示す。

領域 A B ($\varepsilon_c \leq 0.002$) :

$$f_c = f_{c'} \{ 2\varepsilon_c / 0.002 - (\varepsilon_c / 0.002)^2 \}$$

領域 B C ($0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$) :

$$f_c = f_{c'} \{ 1 - Z(\varepsilon_c - 0.002) \}$$

$$Z = 0.5 / (\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002)$$

$$\varepsilon_{50u} = (3 + 0.002 f_{c'}) / (f_{c'} - 1000)$$

$$\varepsilon_{50h} = 3/4 \cdot \rho_s (b'/s_h)^{0.5}$$

$$\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h}$$

$$\varepsilon_{20c} = 8/5 \cdot (\varepsilon_{50c} - 0.002) + 0.002$$

領域 C D ($\varepsilon_{20c} \leq \varepsilon_c$) :

$$f_c = 0.2 f_{c'}$$

ここで、 $f_{c'}$ は、円柱供試体の圧縮強度 (単位系: psi)、 ρ_s はコンクリートコアに対する横方向鉄筋の体積比、 b' は拘束コンクリートの幅、 s_h は横方向鉄筋の間隔である。

(2) cubic モデルによる鉄筋のモデル化

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{max} \\ f_s = \alpha \varepsilon_s^3 + \beta \varepsilon_s^2 + E_0 \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_s :$$

$$f_s = f_{max}$$

$$\text{ただし、} \alpha = (E_0 \varepsilon_{max} - 2 f_{max}) / \varepsilon_{max}^3$$

$$\beta = (3 f_{max} - 2 E_0 \varepsilon_{max}) / \varepsilon_{max}^2$$

ここで、 f_s は応力度、 ε_s はひずみ量、 f_{max} は最大応力度 (引張り強さ)、 ε_{max} は最大応力度に対応するひずみ量、 E_0 は初期弾性係数である。

(3) Ramberg-Osgoodモデルによる鉄筋のモデル化

$$\varepsilon_s - \varepsilon_0 = f_s / E_0 \cdot \{ 1 + |f_s / f_{ch}|^{(r-1)} \}$$

$$f_{ch} = f_y \{ 0.744 / \ln(1 + 1.000 \varepsilon_p) - 0.071 / (1 - e^{1.000 \varepsilon_p}) \}$$

$$r = 2.20 / \ln(n+1) - 0.469 / (e^n - 1) + 3.04$$

(n 偶数の場合)

$$r = 4.49 / \ln(n+1) - 6.03 / (e^n - 1) + 0.297$$

(n 奇数の場合)

ここで、 f_s は応力度、 ε_s はひずみ量、 ε_0 は載荷開始時のひずみ量、 E_0 は初期弾性係数、 ε_p は前回の載荷までの累積ひずみ量、 n は載荷回数である。

(4) 加藤モデル

スケルトンの内側での軟化領域で、次に示す曲線を用いる。

$$(\sigma / \sigma_s - a) (\varepsilon / \varepsilon_B + a - 1) - a (a - 1) = 0$$

$$a = E / (E - E_B)$$

$$E_B = -E / 6 \cdot \log_{10} (10 \varepsilon_s)$$

ここで、 σ は応力度、 ε はひずみ量、 σ_s は同符号の過去最大応力度、 ε_B は最大応力度に対応するひずみ量、 E は初期弾性係数、 E_B は応力度 0 点と点 $(\varepsilon_B, \sigma_s)$ を結ぶ割線剛性、 ε_s は逆符号のスケルトンにおける累積ひずみ量である。

