

軸方向衝撃入力に対するRC柱部材の損傷メカニズム

DAMAGE MECHANISM OF RC COLUMN ELEMENTS SUBJECTED TO AXIAL IMPACT LOADS

藤掛一典*, 喜多龍一郎**, 大野友則***, 上田眞稔****, 上林厚志*****, 毛井崇博*****

Kazunori FUJIKAKE, Ryuichiro KITA, Tomonori OHNO, Masatoshi UEDA,

Atsushi KAMBAYASHI, and Takahiro KEI

* 工修 防衛大学校土木工学科 助手 (〒239 横須賀市走水 1-10-20)

** 防衛大学校土木工学科 理工学研究科学生 (〒239 横須賀市走水 1-10-20)

*** 工博 防衛大学校土木工学科 教授 (〒239 横須賀市走水 1-10-20)

**** 工博 竹中工務店技術研究所 主席研究員 (〒270-13 千葉県印西市大塚 1-5-1)

***** 工修 竹中工務店技術研究所 研究員 (〒270-13 千葉県印西市大塚 1-5-1)

The Southern Hyogo Prefecture earthquake, January 17, 1995, caused the destructive damage to hundreds of bridge piers. After the investigation of damaged bridge piers by many civil engineers, some findings were released. Most of them reported that the major source of the damage was the strong horizontal ground motion. However, new and strange aspects which differed from the collapse modes in the past earthquakes were observed in some damage modes. For example, they are the compressive rupture in the middle or top of RC piers and the round tensile cracks appeared on the surface of RC piers. No one known how the damage of structures were caused. Therefore it is necessary to clarify feasible damage mechanism of structures and efforts should be taken to identify the causes of damage to avoid similar disasters in future earthquakes. This study is to examine and verify experimentally a hypothesis that the impulsive strong motion caused the damage to many of bridge piers. The horizontal impact loading machine was used for the tests of small scaled RC column elements.

Key Words: RC bridge piers, earthquake, impulsive strong motion, impact loading test

1. はじめに

平成7年1月の兵庫県南部地震では、高速道路、鉄道、建物、港湾構造物など数多くの土木・建築構造物に甚大な被害が発生した。高速道路や鉄道では、高架橋橋脚の倒壊、損壊、橋桁の落下、支承の損壊、RC基礎杭の損壊、地下鉄駅舎中間柱の損壊などの被害があった。震災以後、早期に多くの技術者や研究者によって構造物の被害状況、地震発生メカニズム等に関する精力的な調査・研究が開始され、被害要因の分析や耐震補強対策についての検討が行われた。これらの結果は現在までに、数多くの調査報告書として各機関等から公表されている。これらの報告書、例えば道路橋の被害に対しては、兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会が被災に関する詳細な調査報告書をまとめ、新しい道路橋の耐震技術基準策定のための資料として同年12月に公表している。この報告書の中で、橋脚の被災メカニズムは、「大きな曲げ履歴を受けた後せん断耐力の低下とともにせん断破壊へ移行した」と述べられている。また、「鉛直方向の地震力により被害が発生するためには橋脚に加わる重量の数倍の鉛直地震力が作用する必要がある、その可能性は小さ

い」としている。すなわち、橋脚の被害原因は極めて大きな水平地震力が作用したためと結論づけている。しかしながら、今回の地震では写真1～5に示すようなRC橋脚などに軸直交断面に生じた全周ひびわれや橋脚天端・下端部の圧縮破壊、あるいは斜めせん断破壊、RC製煙突の頂部破断、鋼製橋脚の局部座屈や脆性破断など引張または圧縮軸力が卓越したと考えられる損傷があり、これらは過去の被害状況とまったく異なる形式のものである。多くの被災者による共通的な経験である「ゴーという地鳴りとともに突き上げられるような大きな衝撃がドカンという大音響とともにゴンゴンと2～3回襲ってきた。畳が浮き上がった。トラックが飛び込んできたような衝撃だった。床に叩きつけられた。その後横揺れを感じた。」といった証言から、強い横揺れの地震動の前に衝撃的な地震動が存在した可能性があり、これが衝撃破壊をもたらしたと指摘する技術者・研究者も少なくない^{2)～8)}。しかし、得られた強震記録には衝撃的な地震動を裏付ける記録は残されていない。この理由の一つとして、地震計の特性が考えられる。機械式および電磁式地震計の一般的な特性は、図-1のようにになっている⁹⁾。神戸海

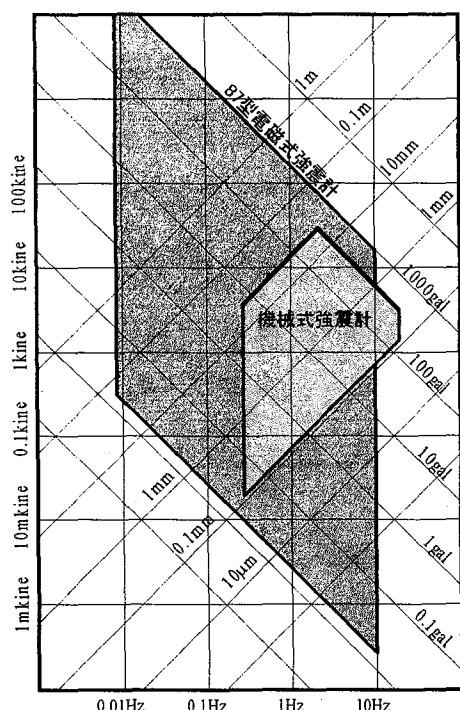


図-1 87型電磁式強震計および機械式強震計の特性

洋気象台にも設置されている87型電磁式強震計の周波数特性（記録可能な周波数帯域）は、0.01～10Hzであることがわかる。一般に、土木・建築分野で対象となる衝撃力の作用時間は数10～数100msec（数10～数100Hz）のオーダーである。このため、高い周波数となる衝撃的現象は現在使用されている地震計（周波数特性が0.01～10Hz）では計測・記録できないと考える⁶⁾。また、機械式および電磁式地震計には遅延機能がなく、トリガー以前の強震記録を記録していない可能性も考えられる。

被災原因を分析し、損傷のメカニズムを合理的に評価することが、今後の耐震技術の向上のために必要であることは論を待たない。衝撃的な力の作用が原因とみる立場にあっても、それを立証する記録は無いが、その可能性と衝撃的破壊現象のメカニズムの解明や対策について研究することは重要な問題であると考えられる。多くの研究者や技術者が、今回の地震動特性について「従来わが国ではほとんど観測されたことが無い、水平・鉛直方向加速度が極めて大きくかつ短時間の衝撃的な地震動」であることを認めている。その反面で、観測された波形に現れたスパイク状の大きな加速度振幅成分は、通常地震動波形と異なる記録上のノイズであるという評価を行っている。

「構造物の中には、衝撃的な地震動によって損傷・破壊したものがある。」と推定することはできる。しかしながら、これは推定であって何らかの方法で確認または実証することが必要である。実際、数値解析により衝撃的地震動の可能性について検討されているが^{2), 4), 6)}、数値解析による方法では入力値の設定が問題となるから、や

表-1 試験体名・実験パラメータ

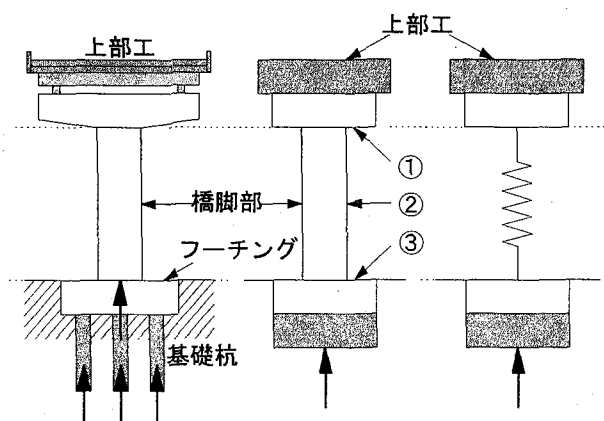
No.	試験体名	試験体 長さ(cm)	下部治具 重量(kgf)	上部治具 重量(kgf)	鉄筋比 (%)		
1	S30-0-100-1	30	100	100	0		
2	S30-0-100-2						
3	S30-0-100-3						
4	S30-0-200-1						
5	S30-0-200-2						
6	S30-0-200-3						
7	S50-0-100-1	50		100	0		
8	S50-0-100-2						
9	S50-0-100-3						
10	S50-0-200-1						
11	S50-0-200-3						
12	S50-0-200-3						
13	S30-113-1	30		100	200	1.13	
14	S30-113-2						
15	S30-113-3						
16	S30-226-1						
17	S30-226-2						
18	S30-226-3						
19	S50-113-1	50			100	200	1.13
20	S50-113-2						
21	S50-113-3						
22	S50-226-1						
23	S50-226-2						
24	S50-226-3						

※無筋試験体：S30-0-100-1

RC試験体：S30-113-1

柱長-鉄筋比-上部重錘重量-番号

柱長-鉄筋比-番号



(a) RC橋脚の模式図 (b) RC橋脚の単純モデル
図-2 RC橋脚のモデル化

はり実験的手法によるのがまず必要と考える。そこで、本研究では、RC橋脚に生じた全周ひびわれ、橋脚の頭部における圧縮破壊などに着目し、このような被害が発生するのに必要な入力特性を把握することを目的としている。実験では、RC橋脚をイメージしたRC柱模型を作製し、柱部分の長さ、軸方向鉄筋の有無および柱基部と頂部の重量の相違をパラメーターとしている。すなわち、軸方向衝撃力によりRC柱部材に全周ひびわれや圧縮破壊が生じる可能性、およびその損傷メカニズムについて調べるものである。

2. 軸方向衝撃載荷実験の概要

2.1 試験体の諸元と実験パラメータ

図-2(a)に示すようなRC橋脚を、図-2(b)のような3部分 (①橋脚上部T型はり部分、②橋脚部、③フーチン

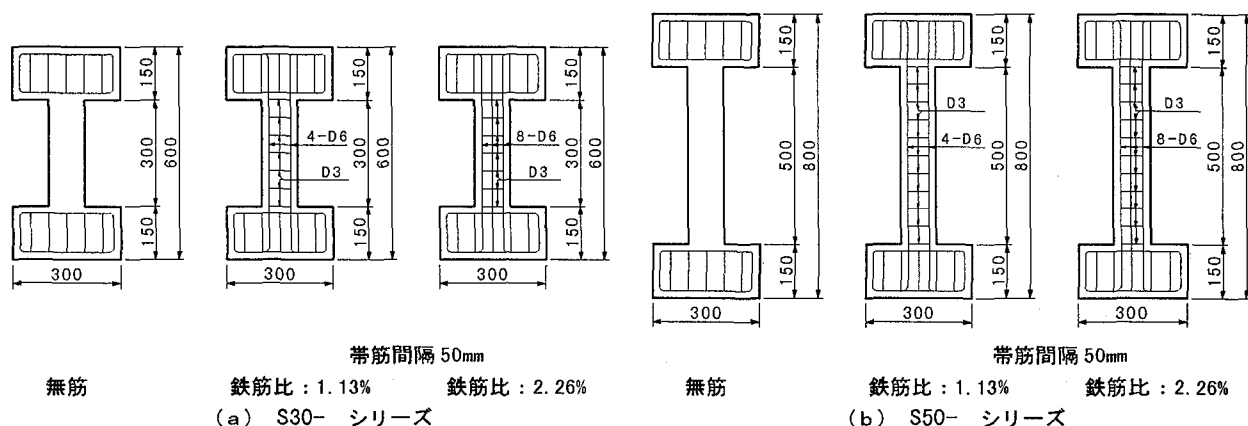


図-3 試験体の寸法・諸元

グ部)に単純化する。実験に用いた試験体は、厳密ではないが単純化したRC橋脚の概ね1/20程度の模型と考えられる。試験体の形状・寸法・諸元を、図-3に示す。試験体は10×10cmの正方形断面を有する柱部に相当する部分と15×30×10cmのフーチングおよび橋脚上部のT型はり部分に相当する矩形部分からできている。実験のパラメータは、柱部分の長さの相違(30cmと50cm)、鉄筋の有無、鉄筋比(1.13%, 2.26%)および上部重量の相違である。これらの実験パラメータに関しては、3.1簡易解析による結果の予測に示す簡易解析を行うとともに、実験装置および試験体を設置するための空間的制約等を考慮して決定した。同一諸元の試験体に3種類の速度で衝突させ、損傷の程度の相違を調べるために、3×8=24体の試験体を作製した。実験のケースは表-1に示す24ケースである。なお、試験体の作製に用いたコンクリートは、設計基準強度 $f'_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ 、最大粗骨材寸法 $G_{\max}=10\text{mm}$ であり、材料試験において静的圧縮強度(ひずみ速度 $\dot{\epsilon}:10^{-6}1/\text{sec}$) 320kgf/cm^2 、動的圧縮強度($\dot{\epsilon}:10^{-1}\sim10^01/\text{sec}$) $520\sim630\text{kgf/cm}^2$ である。

2.2 載荷装置および試験体の設置

実際の橋脚軸方向に作用する外力は、地盤から基礎杭・フーチングを介して下方から上方へ鉛直方向に入力することになるが、実験装置の制約から下方から衝撃力

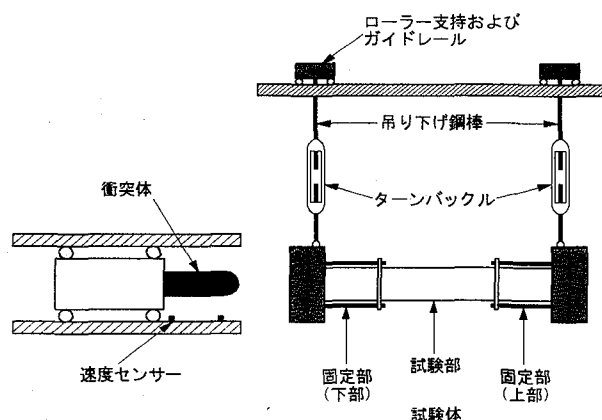


図-4 衝突体および試験体設置の概要

を加えることができないため試験体を横に倒した形で設置して水平方向から軸方向衝撃力を作用させるようにした(図-4)。また、橋脚上部の重量による軸応力や重力の影響は、本実験では考慮しないことにした。横に設置した試験体重量および付加する重錘(重錘 m_1 :橋脚の応答に影響するフーチングおよび周辺地盤等の重量に対応、重錘 m_2 :橋桁・橋床版等上部工の重量に対応)の重力を取り除くために、装置上部に取り付けた鋼製フレームに4本の吊り下げ鋼棒を介して吊り下げた。吊り下げ鋼棒はローラーベアリングを有する摩擦の小さい支持部に固定し、試験体の変位に対応してスムーズに移動できる機

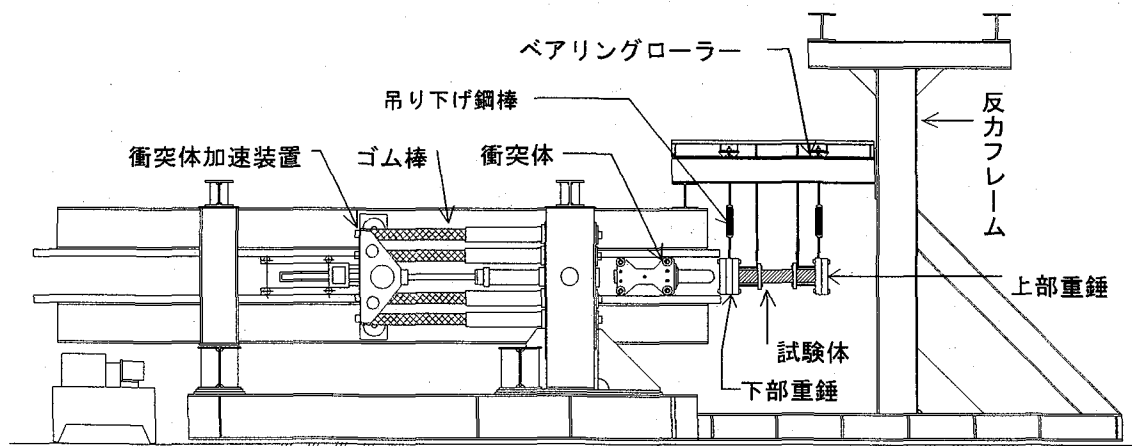


図-5 水平衝撃荷重装置の概要

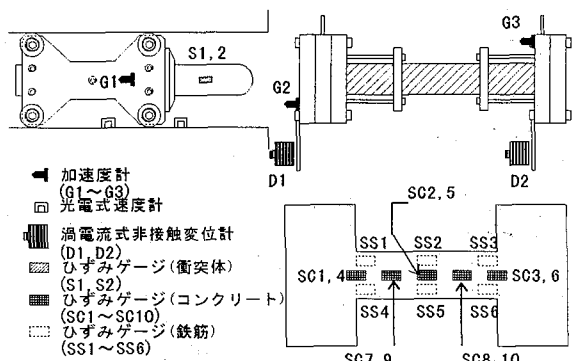


図-6 計測の種類および位置

構とした。試験体の下部（衝突部で、橋脚のフーチング部に相当する）および上部（橋脚上部に相当）は、鋼製の重錘 m_1 , m_2 にそれぞれボルト8本で固定した。さらに、衝撃力の作用が軸方向に対して偏載荷とならないように、吊り下げ鋼棒の中間に配置したターンバックルで軸心が水平を保つように調整をして実験を行った。衝撃力を作用させるために用いた装置は、図-5に示す水平衝撃荷重装置である。本装置は、直径10cm、長さ1.5mの8本のゴム棒を伸長して、その弾性エネルギーを利用して重量100kgfの衝突体を加速させるものである。衝突体は、上下左右4本のガイドレールに添って走行し試験体に衝突する。ゴムの伸長量により、任意の衝突速度を設定することができる。本実験では、試験体部の重量が約350kgf（試験体重量：30～35kgf、重錘重量：100, 200kgf）で、衝突体の重量は100kgfである。したがって、試験体部に1～2m/sの変位速度を与えるには、衝突体の衝突速度は約3倍の3～6m/sが必要と考えられる。このときゴムの必要伸長量は30～60cmである。衝突体の衝突部は直径10cm、長さ30cmの特殊鋼でできており、衝突による変形はほとんど無い。衝突部の先端の形状は、試験体に取り付けた鋼製重錘面に対し偏当たりを防ぐために半球状とした。

2.3 計測

実験における計測項目は、衝突体の加速度(G1), 速度, 衝突体の先端のひずみ(S1,S2), 試験体の下部・上部の加速度(G2,G3), 変位(D1,D2)および試験体柱部のコンクリートひずみ(SC1～SC10), 鉄筋ひずみ(SS1～SS6)である。計測位置および種類を図-6に示す。衝突体の衝突速度の測定は、ガイドレールに間隔25cmで設置された2組のレーザー光線を衝突体の前輪が横切る時間を計測して速度を検出する光電式速度検出器を用いた。衝突体のひずみは、衝突体と試験体の接触時間（衝撃力作用時間）を計測する目的で測定した。試験体の変位は、渦電流式非接触変位計（応答周波数50kHz, 分解能5/1000mm, 計測範囲60mm）を用いて計測した。試験体の変位速度は、変位時刻歴において変位が発生した時刻での微分係数（接線勾配）としている。また、計測の記録はデジタルメモリを用いサンプリング周波数200kHzで計測した。

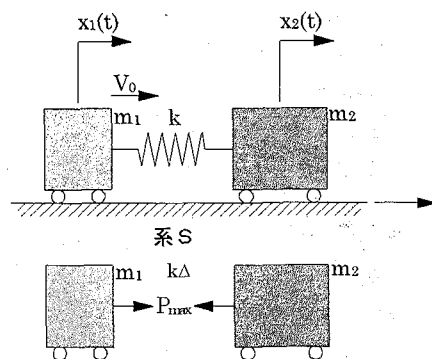


図-7 質点系解析モデル

3. 実験結果と考察

3.1 簡易解析による結果の予測

ここでは、簡易解析により実験結果の予測を行うために、試験体を図-7に示す2質点モデルに置き換える。ここで、 m_1 , m_2 は下部および上部重錘質量である。ばね定数 k は試験体の柱部の長さを L , 断面積を A , 弾性係数を E とすると、 $k=EA/L$ で与えられる。図-7に示す2質点系モデルにおいて、 x 軸上で系 S が自然長 L を保って静止しているとす。 $t=0$ で、質点 m_1 に瞬間的に力積（または運動量）を加えて速度 V_0 を与える。衝突後の質点 m_1 , m_2 の位置を絶対座標系で $x_1(t)$, $x_2(t)$ とすると、ばねの伸び Δ は $\Delta=(x_2-x_1-L)$ である。このとき、系の運動方程式は次式で表される。

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 &= k(x_2 - x_1 - L) \\ m_2 \ddot{x}_2 &= -k(x_2 - x_1 - L) \end{aligned}$$

初期条件を、 $t=0$ で $x_1=0$, $x_2=L$, $\dot{x}_1=V_0$, $\dot{x}_2=0$ とすると、系 S の質量中心位置および速度は、

$$\begin{aligned} x_c(t) &= (m_1 x_1 + m_2 x_2) / (m_1 + m_2) \\ V_c(t) &= (m_1 \dot{x}_1 + m_2 \dot{x}_2) / (m_1 + m_2) \end{aligned}$$

で与えられる。これに、初期条件を用いると、

$$\begin{aligned} x_c(t) &= (m_1 V_0 t + m_2 L) / (m_1 + m_2) \\ V_c(t) &= m_1 V_0 / (m_1 + m_2) \end{aligned}$$

したがって、

$$\ddot{x}_2 - \ddot{x}_1 = -\left(\frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2}\right) k(x_2 - x_1 - L)$$

である。すなわち、相対座標 $x_R = x_2 - x_1$ についての方程式が次のように得られる。

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dt^2} (x_R - L) &= -\omega^2 (x_R - L) \\ \omega &= \sqrt{k(m_1 + m_2) / m_1 m_2} \end{aligned}$$

この一般解は、 $x_R - L = a \cos \omega t + b \sin \omega t$ で与えられる。初期条件から、 $a=0$, $b=-V_0/\omega$ となり、結局相対変位は、

$$x_R = x_2 - x_1 = L - (V_0/\omega) \sin \omega t$$

となる。よって、RC柱部に作用する軸方向衝撃力は、 $P = k\Delta = k(x_R - L)$ であるので、

$$P = -k(V_0/\omega) \sin \omega t$$

を得る。最大衝撃力 $P_{\max}$ および最大発生応力 $\sigma_{\max}$ は、それぞれ

$$P_{\max} = -k(V_0/\omega), \quad \sigma_{\max} = P_{\max}/A$$

で与えられる。この式を用いて、質点 m_1 , m_2 , 変位速度 V_0 および柱部長さ L をパラメータとして計算すると、最大応力が表-2のように得られる。試験体の両端に付加した重錘 m_1 , m_2 の重量が大きくなるほど、柱部分の長さが短いほど、衝突によって生じる重錘 m_1 の変位速度が大きい

ほど柱部に生じる応力は大きくなることがわかる。なお、本実験では $m_1=100\text{kgf}$, $m_2=200\text{kgf}$ であり、系の1次固有周期は約2msec ($L=30\text{cm}$ で1.8msec, $L=50\text{cm}$ で2.3msec) である。なお、 $t < T/2$ (T :系の1次固有周期) であれば、 $P < 0$ であり圧縮力となる。つまり、このモデルでは $T=2\text{msec}$ だから $t=1\text{msec}$ の範囲では、表-2の応力は圧縮応力である。また、コンクリートの動的圧縮強度は約500kgf/cm²程度である。この条件で圧縮破壊の可能性があるのは、 $L=30\text{cm}$ では、 $V_0 \geq 1.5\text{m/s}$ のとき、 $L=50\text{cm}$ では $V_0 \geq 2.0\text{m/s}$ のときであることが推定できる。

3.2 損傷状況の比較

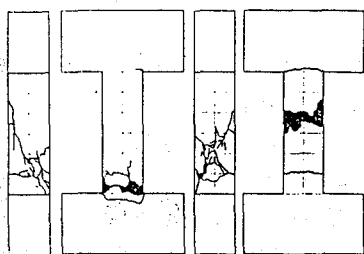
図-8および図-9に、それぞれの柱部の長さ L がそれぞれ30cm (鉄筋比1.13%, 2.26%) と50cm (鉄筋比1.13%, 2.26%) の試験体の損傷状況を示す。なお、図には示していないが、無筋の試験体 (S30-0, S50-0シリーズ) に生じた損傷は、一部を除き柱部の基部および頂部のひびわれ・破断であった。柱部の長さが30cmの無筋試験体で、上側の重錘重量 m_2 が200kgf, 変位速度が0.57m/sの場合には、柱中間部に引張と圧縮の複合した損傷が生じ、無筋のため結果的に破断している。柱部の長さが50cmの無筋試験体で変位速度0.8~0.9m/sの場合は、柱部中央部付近に引張破断し、無筋の試験体には、いずれも柱基部と頂部あるいは中央部のいずれかに引張りひびわれが生じて破断を生じ、柱部全体にわたって複数のひびわれが生じた試験体は無かった。

鉄筋を有する試験体で軸方向鉄筋比の相違を調べると、柱部の長さが30cmで鉄筋比が1.13%の場合は、変位速度が約2m/secで圧縮による斜めせん断破壊 (S30-113-1, S30-113-3), 変位速度約1m/secで中間部および頂部付近

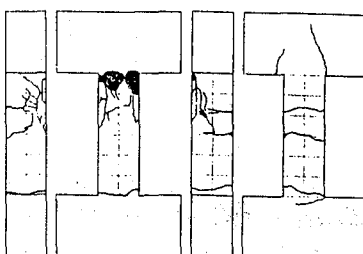
表-2 質点系モデルによる解析結果

m_1 (kgf)	m_2 (kgf)	最大応力 (kgf/cm ²)					
		$L=30\text{cm}$			$L=50\text{cm}$		
		V_0 (m/s)			V_0 (m/s)		
		1.0	1.5	2.0	1.0	1.5	2.0
50	50	185.7	278.6	371.5	143.9	215.8	287.7
50	100	214.5	321.7	428.9	166.1	249.2	332.3
50	150	227.5	341.2	455.0	176.2	264.3	352.4
50	200	234.9	352.4	469.9	182.0	273.0	364.0
100	50	214.5	321.7	428.9	166.1	249.2	332.3
100	100	262.7	394.0	525.3	203.5	305.2	406.9
100	150	287.7	431.6	575.5	222.9	334.3	445.8
100	200	303.3	455.0	606.6	234.9	352.4	469.9
150	50	227.5	341.2	455.0	176.2	264.3	352.4
150	100	287.7	431.6	575.5	222.9	334.3	445.8
150	150	321.7	482.6	643.4	249.2	373.8	498.4
150	200	343.9	515.9	687.8	266.4	399.6	532.8
200	50	234.9	352.4	469.9	182.0	273.0	364.0
200	100	303.3	455.0	606.6	234.9	352.4	469.9
200	150	343.9	515.9	687.8	266.4	399.6	532.8
200	200	371.5	557.2	742.9	287.7	431.6	575.5

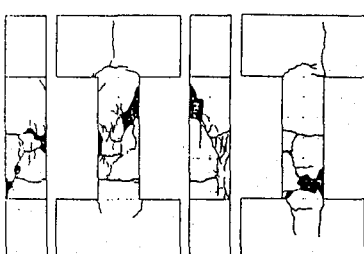
S30-113-1 (変位速度 1.92m/s)



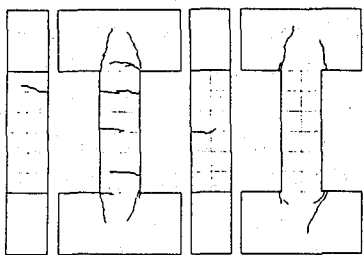
S30-113-2 (変位速度 1.05m/s)



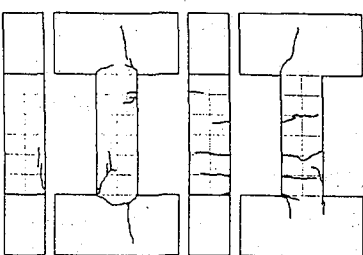
S30-113-3 (変位速度 1.95m/s)



S30-226-1 (変位速度 1.01m/s)



S30-226-2 (変位速度 1.24m/s)



S30-226-3 (変位速度 1.95m/s)

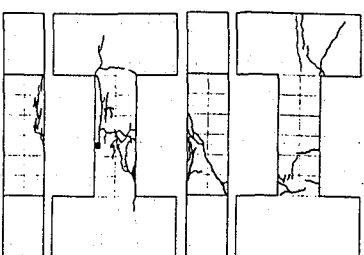
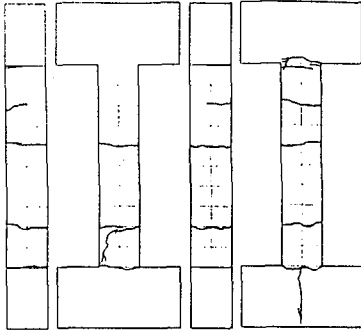
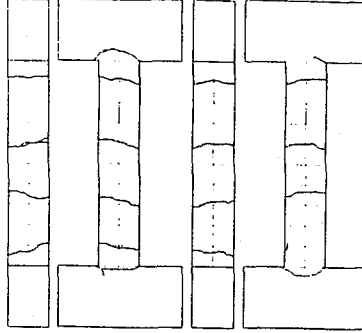


図-8 S30シリーズ試験体の損傷状況

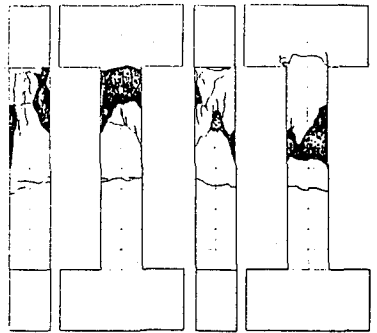
S50-113-1 (変位速度 1.38m/s)



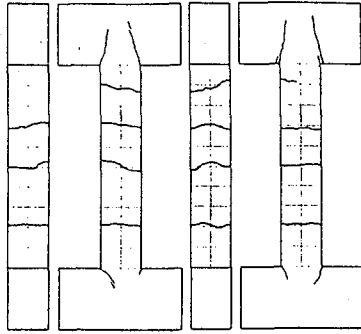
S50-113-2 (変位速度 1.14m/s)



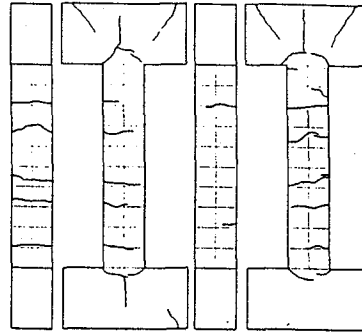
S50-113-3 (変位速度 1.82m/s)



S50-226-1 (変位速度 0.82m/s)



S50-226-2 (変位速度 1.11m/s)



S50-226-3 (変位速度 1.29m/s)

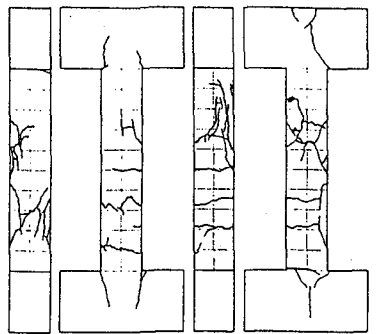


図-9 S50シリーズ試験体の損傷状況

での圧縮破壊と基部の引張ひびわれ (S30-113-2) である。2.26%の試験体では、変位速度約1m/secでは柱部に引張ひびわれ (S30-226-1, S30-226-2) が生じ、変位速度約2m/sで圧縮による斜めせん断破壊 (S30-226-3) が生じた。変位速度が約2m/secでは軸方向鉄筋比の大小によらず圧縮破壊が発生する。柱部の長さが50cmの場合、変位速度が1~1.5m/sに対しては鉄筋比の大小によらず柱部に4~5本の引張ひびわれが生じた。ひびわれの数は変位速度の増加によって増えることが分かる。変位速度が1.8m/sを超えると鉄筋比が1.13%の場合は柱頂部に圧縮破壊と中央部に引張ひびわれ、2.26%の場合は、中央周辺に圧縮力による斜めひびわれと引張力による軸方向に直交する引張ひびわれの複合破壊が生じた。

破壊形態を予測するために行った予備解析において、質点系モデルでは $L=30\text{cm}$ の試験体では $V_0 \geq 1.5\text{m/s}$ 、 $L=50\text{cm}$ では $V_0 \geq 2.0\text{m/s}$ の場合に圧縮破壊が生じる可能性があることが示されていた。実験の結果、圧縮破壊が生じたのは $L=30\text{cm}$ の試験体では $V_0=1.92\text{m/s}$ 、 1.95m/s 、 $L=50\text{cm}$ では $V_0=1.82\text{m/s}$ の場合であり、質点系モデルによる解析結果の予測とほぼ一致している。すなわち、衝撃力の作用によって試験体に生じる応力の伝播や分布状態などの現象を詳細に調べる目的のためには有限要素法などの解析ツールは有効であるが、最大応力の推定のように特定の目的には簡単な解析モデルでも十分に有用であると言える。

3.3 RC柱部に生じる損傷発生メカニズム

図-9に示した $L=50\text{cm}$ 試験体の損傷において、S50-113-2 (鉄筋比1.13%, 変位速度1.14m/s) は柱部に4本の引張ひびわれを生じ、S50-113-3試験体 (鉄筋比1.13%, 変位速度1.82m/s) は柱頭部に圧縮による圧壊および中央部に引張ひびわれが生じた例である。例としてこの2つの試験体に対して得られた結果 (衝突体の入力棒のひずみから求めた衝撃力、試験体部上下の重錘の変位、試験体柱部の鉄筋およびコンクリートひずみ等の時刻歴) を、図-10および図-11に示す。入力となる衝撃力は、入力棒のひずみ値に入力棒の断面積 ($A=78.54\text{cm}^2$) と縦弾性係数 ($E=3.5 \times 10^4 \text{kgf/cm}^2$) を乗ずることによって求めた。またその作用継続時間は、入力棒を含む衝突体が試験体の下部重錘に衝突して離反するまでの時間と定義すれば、入力棒の先端から20cmの位置に貼付したひずみゲージ (図-6中のS1, S2) により計測したひずみが衝突によって発生し最大値に達した後0になるまでの時間とみなす。衝撃力は、衝突速度の大きいS50-113-3試験体の方がS50-113-2試験体の約1.6倍であり、これは下部重錘の変位速度の大きさの比 ($1.82/1.14=1.6$) にほぼ相当している。また衝撃力の継続時間は、それぞれ約1.13msec、0.95msecであり、衝突速度 (または変位速度) が大きいS50-113-3試験体の方がやや短くなっている。

重錘の変位は、いずれの場合も衝撃力が最大値に達するまで (作用後約0.5~0.6msec) は生じていない。衝撃力の作用が終了する時刻近傍で重錘に変位が発生し、上

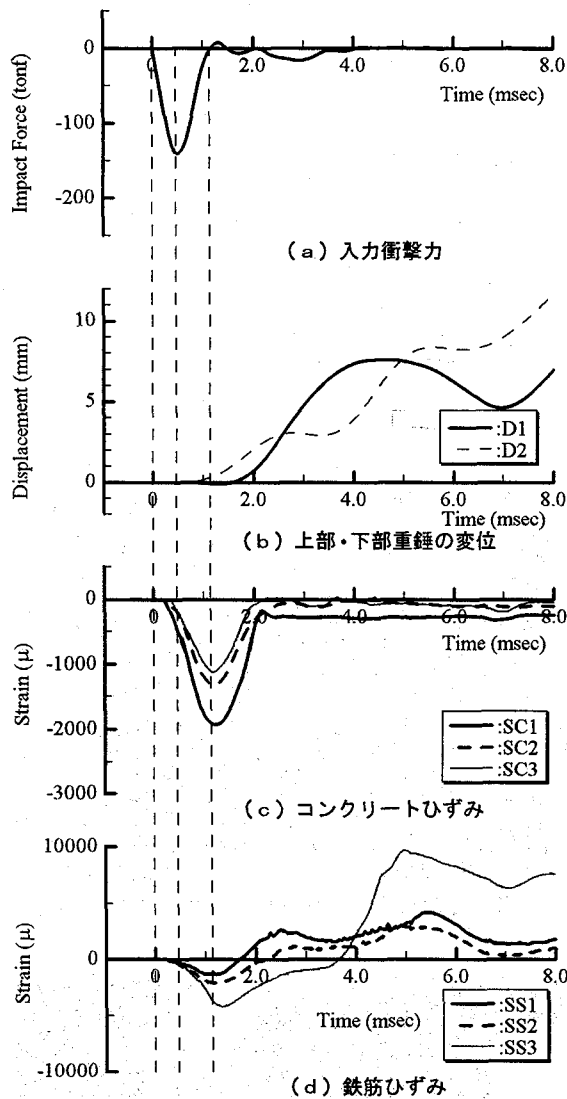


図-10 実験結果の出力例 (S50-113-2 試験体)

下の重錘の変位の大きさが交互に入れ替わる振動状態（伸縮運動）に移行する。なお、変位の計測データを見ると試験体部上側の重錘 m_2 の変位 D_2 の方が先に発生している。もし、このデータが正しければ2つの重錘の相対変位は正值となり、柱部は引張状態であることになる。しかしながら、変位発生直後のひずみ応答はコンクリートも鉄筋も圧縮状態であることを示しており、変位挙動は正しくない。この原因として、渦電流式非接触式変位計で移動変位を測定するために重錘に取り付けたアルミ製のターゲット（10cm×10cm）の取り付け方に問題があると考えられる。つまり、ターゲットを重錘から張り出す形でボルト固定したため、剛性が弱く、衝突時にターゲット自身も慣性力で負側（重錘の移動方向を正とする）に逆変位したことによるものである。試験体柱部の表面に貼付したコンクリートひずみ（柱部の上中下3ヶ所）は、衝撃力の作用後約0.1～0.2msec後に発生し、上中下（各ゲージ間距離0.25m）3点におけるひずみの発生

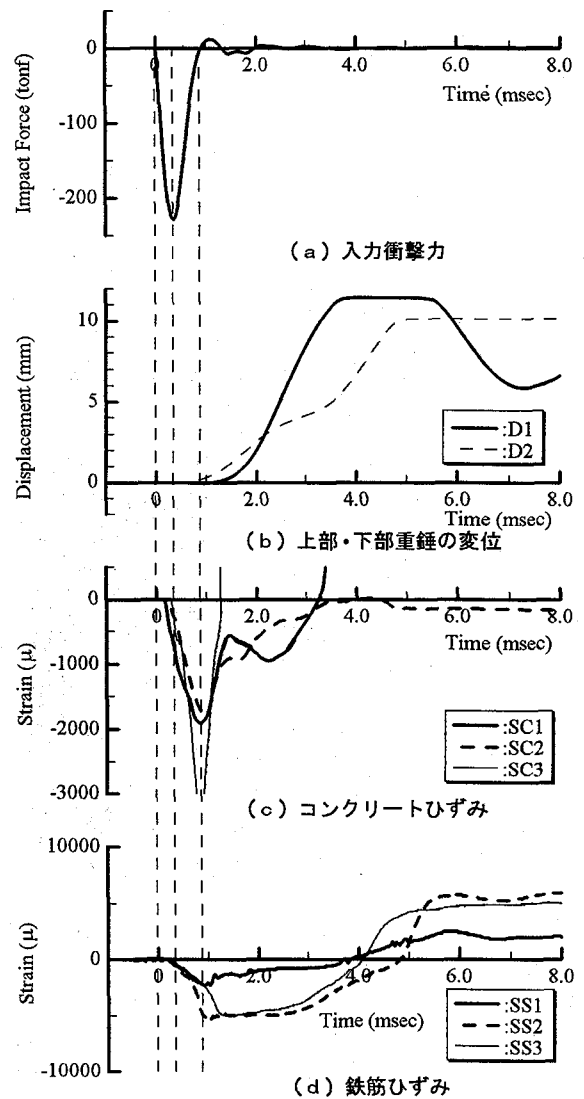


図-11 実験結果の出力例 (S50-113-3 試験体)

時刻にも約0.05～0.1msecの差が生じている。これは、応力波の伝播時間 $(0.25\text{m}/3640\text{m}\cdot\text{sec}^{-1}=0.07\text{msec})$ ：三次元体とした時の応力波伝播速度 $= \sqrt{(1-\nu)E/(1+\nu)(1-2\nu)\rho} = 3640\text{m/s}$ にほぼ相当している。

引張ひびわれや圧縮破壊の目安として、コンクリートの終局引張りひずみ 200μ 、圧縮限界ひずみ 3500μ の値を用いれば、試験体に貼付したひずみゲージの値から損傷の発生時刻を推定することができる。しかしながら、ひびわれや圧縮が生ずる場所とゲージの位置が異なる場合にはその推定が困難である。このため、損傷発生時刻を特定することは實際上非常に困難な問題である。

衝撃力の作用後も試験体両側の重錘に変位が生じない間は、試験体柱部は両端固定の条件下にあるとみなすことができる。S50-113-2試験体の場合、両端固定条件下にあるとみなすことのできる時間は衝撃力の作用から約0.7msecであり、コンクリートひずみが最大値に達するまでの時間は約1msecである。この間に応力波は2往復

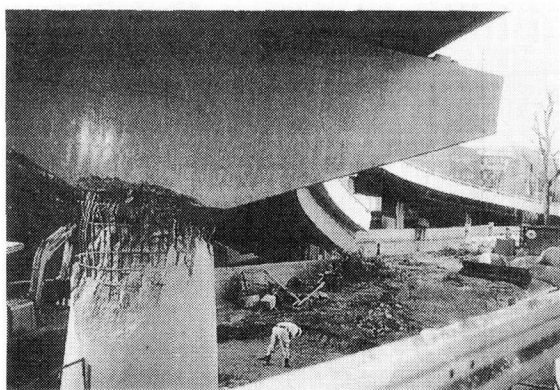


写真-1 R C橋脚頭部の圧壊



写真-3 円形R C橋脚下部の圧壊

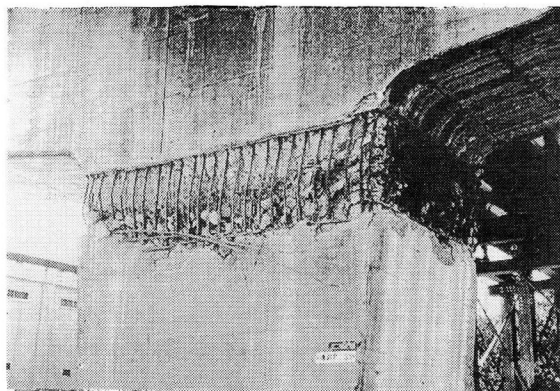


写真-2 矩形断面R C橋脚頭部の圧壊

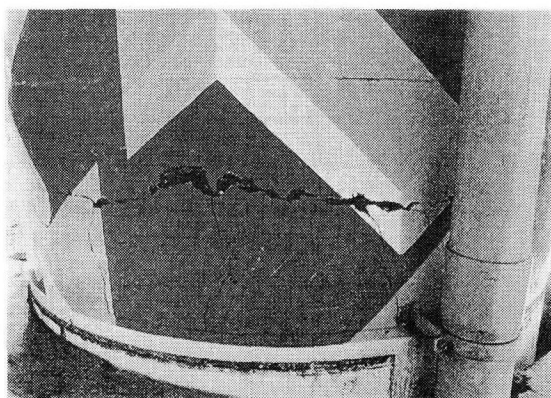


写真-4 円形R C橋脚基部付近の引張ひびわれ

($0.7/0.27 \approx 2.6$, 0.27msec : コンクリートの応力波が 0.5m の長さの棒を1往復する時間) することになる. この試験体に生じた損傷は, 柱部に生じた4本の引張ひびわれである. ただし, ひずみゲージを貼付した位置では, いずれにも損傷が生じなかったため, どの時点で引張による損傷が発生したかを推定することはできない. しかしながら, 鉄筋のひずみが 1.8msec 以後に引張り側に大きく転じており, 上側と下侧重錘の相対変位が最大になる時点付近から引張応力に転じており, このとき引張ひびわれが生じたものと推定される.

S50-113-3試験体では, 柱上部のコンクリートひずみ(SC3)が衝撃力の作用後 0.83msec に 3000μ を超える値を示している. 図-9に示すように, この位置では圧壊が生じており, 圧縮応力が最大となる時刻で圧縮破壊が生じたものと推定できる. なおこの時刻までには, 2つの重錘にはほとんど変位が生じていないか微小であり, 両端固定条件下にあるとすると応力波は3往復 ($0.83/0.27 \approx 3$) する. すなわち, 圧縮応力波の重複により圧縮破壊が生じたものと推定できる.

すなわち, 衝撃力が作用した直後は上部の重錘には慣性力により変位が発生しないか極めて微小である. したがって, この間までは両端固定の条件下における応力波の伝播問題とみることができる. また, 衝撃入力による衝突側の変位速度 V_0 が大きければ初期応力 σ_0 ($\sigma_0 = \rho c V_0$) が大きくなり, さらに重複による大きな圧縮応力

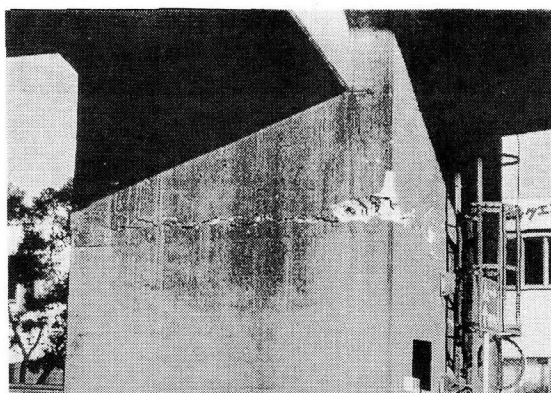


写真-5 矩形R C橋脚上部の全周引張ひびわれ

$\sigma = 2n\sigma_0$ (n : 往復回数) が発生して圧縮破壊を起こすことが考えられる. 時間の経過とともに上部重錘は変位が発生し, 下部重錘との相対変位が大きくなって引張状態に移行する. このときに, 引張ひびわれが生じる可能性がある. この現象を実際の橋脚に対応させて考えてみると, 橋脚に上載する上部工が上に変位(跳び上がる)する際に橋脚が引張状態になり, 引張ひびわれが発生することを表している. さらに, 時間が経過してフーチング部分の変位が停止すると, 上に変位した上載重量が落下して橋脚上端に再衝突することになる. この際, 再衝突時に橋脚上部に作用する荷重は, 停止にともなう負の加

速度により上部工の重量の数倍にもなると考えられる。

4. 実被害例との比較による破壊現象の説明

写真1～5に示した兵庫県南部地震におけるRC橋脚の被害に対して、多くの専門家は水平動による曲げあるいはせん断力による破壊と説明している。一方では、同じ被害に対して、鉛直方向の衝撃的入力による破壊ではないかという見解を持つ専門家も少なくない。園田らは、得られた地震動加速度記録を入力として用いた弾塑性応答解析の結果に基づいて、上記の破壊現象を説明できる結果は得られず、破壊現象を十分に説明するには数10～数100kNの入力を極めて短時間に入力させる必要があることを指摘している^{2),6)}。本研究は、同様に衝撃的な入力により破壊した可能性があるとの観点から、これを実験的に検証することを試みたものである。実験の結果、柱全体にわたる無数の軸引張によるひび割れ、引張圧縮複合破壊、柱下部あるいは上部付近の圧壊など実際の破壊現象と類似した破壊モードをシミュレーションすることができた。今回用いた試験体の柱部の断面積は $10 \times 10 \text{ cm}$ (100 cm^2)であり、これが1軸圧縮により斜めせん断破壊するためには、静的にも30ton以上の力が必要である。衝突実験により、衝撃力の作用（本実験では、作用時間約1msec）によって瞬間的に極めて大きな破壊力が生じることが明らかになった。実験では、100kgfの重錘を約7m/sで衝突させたとき、試験体の初期変位速度は約2m/s (200 kN)で圧縮破壊を生じている。同じ諸元の試験体に対して、約6.4m/sで衝突させたときは試験体の初期変位速度が約1.05m/s (105 kN)で、柱上部の圧壊と柱下部の引張ひびわれが生じた。すなわち、変位速度として数10～数100kNを極めて短時間に入力させれば、実構造物に生じた衝撃的破壊現象を説明できるという園田ら²⁾、佐藤ら⁶⁾の解析結果と対応している。

5. 結論

本実験は、衝撃的入力による引張あるいは圧縮破壊現象の出現の可能性の検討や入力の特定に関する基礎的データの収集を目的として行ったものである。実際のRC橋脚を縮尺したモデル試験体ではないが、実被害例に極めて類似した破壊モードを得ることができた。その結果、軸方向衝撃入力により引張ひびわれまたは圧縮による局

部的圧壊や斜めせん断破壊が生じる可能性があることが判明した。損傷発生メカニズムについて考察した結果は、以下のように要約できる。

- (1) 柱部の上載重量が大きくなるほど、衝撃入力により柱部に発生する圧縮応力は大きくなる。
- (2) 衝撃力の作用直後は、慣性力により上載重量は変位しない。したがって、この間は両端固定条件下での応力波の伝播問題として考えることができる。
- (3) 柱部に生じる引張りひびわれは、上載重量の上向きの変位にともなって柱部が引張状態になるためである。
- (4) 上載重量の変位が停止すると、落下して柱部に衝突する。このとき、負の加速度により柱部に加わる衝撃力は上載重量の数倍になると考えられる。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，平成7年12月
- 2) 園田恵一郎・小林治俊：兵庫県南部地震における土木構造物の地震衝撃破壊について，土木学会構造工学委員会衝撃問題研究小委員会資料，1995.4
- 3) 泉博允：衝撃的地震動についての考察，土木学会第50回年次学術講演概，1-B, pp.1118-1119, 1995.9
- 4) 小野紘一：衝撃的突き上げのRC橋脚への影響，土木学会誌，Vol.80, pp.37-38, 1995.11
- 5) 藤掛・大野・井元・上田：直下型地震でRC橋脚に生じた衝撃引張破壊のメカニズムに関する一考察，土木学会第50回年次学術講演概要集，1-B, pp.950-951, 1995.9
- 6) 佐藤誠・田沢栄一・川上直也：鉄筋コンクリート煙突の崩壊メカニズムと地震力につて，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.347-354, 1996.1
- 7) K.Sonoda and H.Kobayashi: On The Impulsive Failure of Bridge Piers by Hanshin-Awaji Earthquake (Kobe, 1995), Asia-Pacific Conference on Shock and Impact Load on Structures, 1996.1
- 8) 高田直俊：「突き上げるような上下動」はどこへ行った，土と基礎，44-3 (458), pp.13-15, 1996.3
- 9) 中村浩二：電磁式地震計の原理と87型電磁式強震計，気象，pp.44～46，昭和37年9月

(1996年9月6日受付)