

(110) 鋼製橋脚の動的耐力に及ぼす載荷履歴の影響

建設省土木研究所

川島 一彦

〃

○長谷川金二

建設省関東地方建設局

吉田 武史

阪神高速道路公団

鈴木 巖

1. まえがき

都市内高速道路に多用されている鋼製橋脚は、既往の大地震により大きな被害を受けた事例はなく、その地震時挙動および地震被害状況は十分には明らかになっていない。そこで、本文では鋼製橋脚を対象とした模型の動的載荷実験により、その動的耐力および変形性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討し、大地震に対する鋼製橋脚の耐震性について実験的に検討したので、その結果を報告する。

2. 実験内容

2. 1 実験に用いた鋼製橋脚模型

高さ10m、断面寸法1.8m×1.8mの1本柱鋼製橋脚を原形と考え、この1/4.5模型を2体製作した。模型は鋼製の柱とベースプレートで構成されており、柱下端から載荷点中央までの柱の高さは2.4mである。また、柱断面は0.4m×0.4mの箱型断面である。ただし、リブで補剛されたウェブ及びフランジの面内及び面外の非弾性挙動をモデル化する場合の模型相似律をどのようにとるべきかに関してはよくわからないため、ここでは、フランジ、ウェブ、リブ等の寸法及び板厚とともに1/4.5にすることとし、これに最も近い鋼板(SS41)の規格値から、板厚を4.5mm(フランジ及びウェブ)、3.2mm(リブ)とした。鋼板単体の引張実験から求めた降伏強度は2810kgf/cm²であり、これを基に計算すると、柱基部を計算上降伏させるために必要な橋脚天端作用力は10.6tfであり、そのときの変位は12mmとなる。次に、柱基部が全面的に塑性域に入る全塑性モーメントに対応する橋脚天端作用力を求めると14.6tfとなる。

また、本模型は基本的には道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編に従って、設計されたものであり、特に縦方向補剛板については断面二次モーメント I_1 及び断面積 A_1 が次式を満たしている。

$$I_1 \geq \frac{b t^3}{11} \cdot \gamma_{1, req} \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$A_1 \geq \frac{b t}{10 n} \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここで、 t は補剛板の板厚、 b は補剛板の全幅、 n は縦方向補剛材によって区切られるパネル数、 $\gamma_{1, req}$ は式(3)により算出される縦方向補剛材の必要剛比である。

$$\gamma_{1, req} = 4 \alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n \delta_1) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad \text{-----} \quad (3)$$

ここで、 α は補剛板の縦横寸法比(= a/b)、 a は横方向補剛材間隔、 δ_1 は縦方向補剛材1個の断面積比(= A_1/bt)、 t_0 は示方書で規定されている板厚(SS41に対しては $t_0 = b/28n$)である。示方書に規定されているSS41の許容応力度(割増し係数を1.5とする)から橋脚天端における降伏耐力を求めると、7.2tfとなる。したがって、単純けた橋の固定側を想定し、後述する軸力20tfの2倍の40tfの桁重量を仮定すると、設計水平震度は約0.18となる。また、示方書に規定されている許容応力度の代わりに前述したように引張試験から求めた鋼板の降伏強度を基本に降伏耐力を計算すると10.6tfであるから、この場合には設計水平震度は約0.26となる。

2. 2 載荷方法及び計測

実験では、写真1に示すように鋼製橋脚模型をアンカーボルトで鋼製の架台に取り付け、さらにこの架台を反力壁に取り付けた上で、動的加振機および軸力載荷装置を用いて、鋼製橋脚模型に正負交番水平力および一定軸力を載荷した。軸力は実橋の上部構造の死荷重を考慮して、20tf(軸力による鋼板の応力は 234kgf/cm^2)とし、水平力の載荷は変位制御モードで行なった。実験では、降伏変位 δ_y を基準として載荷履歴の影響を調査するため、正負交番載荷において変位振幅を単純に増加させる載荷履歴(供試体1)と単純に減少させる載荷履歴(供試体2)を採用した¹⁾。つまり、供試体1では振幅を $1\delta_y \rightarrow 2\delta_y \rightarrow 3\delta_y \rightarrow \dots \rightarrow 7\delta_y$ と載荷振幅を漸増させ、供試体2では $6\delta_y \rightarrow 5\delta_y \rightarrow 4\delta_y \rightarrow \dots$ と振幅を漸減させた。ここで、降伏変位は上部構造重量による軸力20tfを考慮してフランジが計算上降伏する時の変位(12mm)とした。この際、載荷は準静的(載荷速度 1mm/sec)に行なった。なお、本載荷を行う前には、供試体と架台とのなじみを持たせるために、いずれの供試体においても $0.5\delta_y$ の予備載荷を行っている。

実験では、加振機の水平力、加振機の変位、軸力、柱部のひずみ、柱の架台からの抜け出し、柱と架台との載荷方向のずれを測定した。また、実験終了後には、亀裂、座屈による面外変形量などの柱部の損傷状況も観測した。

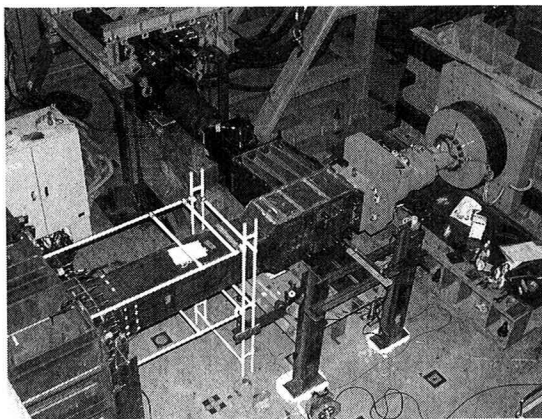


写真1 実験状況

3. 実験結果

図1は各供試体の橋脚天端の荷重～変位の関係(履歴曲線)を示したものである。ここで、変位は柱の曲げ変形のみを取り出すため、加振機で測定される変位から柱基部における回転及びずれによる変位を差し引いたものを横軸の変位としている。従って、 $1\delta_y$ の載荷であっても実際の柱の曲げ変形は $1\delta_y$ よりも小さくなっていることに注意しなければならない。この図によれば、供試体1では $1\delta_y$ から $4\delta_y$ の載荷まで、供試体2では $4\delta_y$ から $1\delta_y$ の載荷までは履歴曲線が紡錘形状をしており、最大変位及び最小変位の点がほぼ最大荷重及び最小荷重の点に相当している。これに対して供試体1の $5\delta_y$ から $7\delta_y$ の載荷まで、供試体2の $6\delta_y$ から $5\delta_y$ までの載荷では履歴曲線が、平行四辺形状をしており、最大変位及び最小変位に達

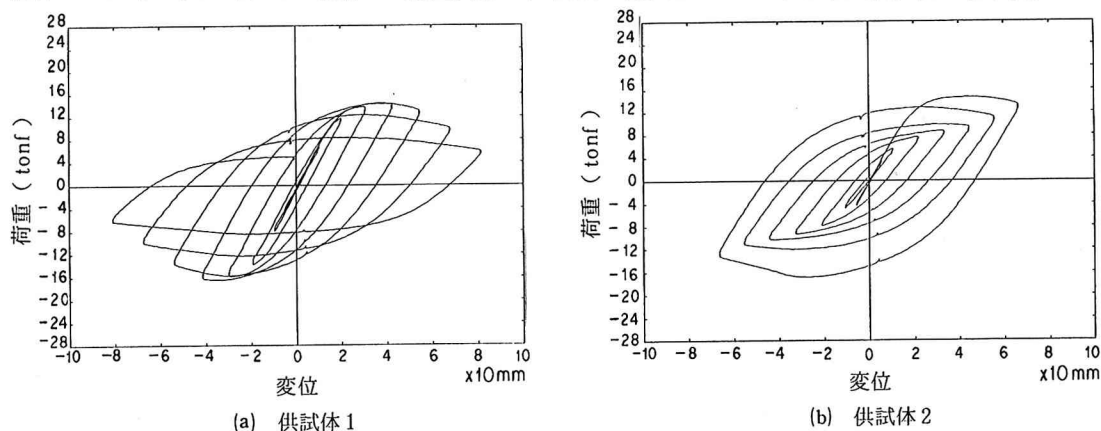


図1 履歴曲線

する前に最大荷重及び最小荷重を示している。最大荷重は、供試体 1 の正側では14.4tf、負側では-16.5tfであり、供試体 2 の正側では14.6tf、負側では-16.5tfであり、載荷履歴の影響はほとんどない。しかし、全塑性荷重14.6tf（柱基部の全塑性モーメントに対応する荷重）と比べると正側では、ほとんど最大荷重に一致しているが、負側では最大荷重は全塑性荷重より13%程度大きくなっている。

図 2 及び図 3 は、等価粘性減衰定数及び等価剛性が載荷振幅の変化とともにどのように変化したかについて供試体 1 と供試体 2 の実験結果を比較したものである。なお、ここで等価粘性減衰定数は、1 サイクルの載荷の間に供試体に吸収されたエネルギーと最大及び最小変位時のひずみエネルギーとの比から求めたものであり、また、等価剛性は最大及び最小変位時の割線剛性である。等価粘性減衰定数は、同一載荷振幅に対して供試体 1 と供試体 2 で大きな差はない。ただし、 $1\delta_y \sim 4\delta_y$ の載荷では、載荷振幅を漸増させた供試体 1 に比べて載荷振幅を漸減させた供試体 2 の方が等価粘性減衰定数は約 5 %程度大きい、これよりも載荷振幅が大きくなると、両者は逆転するようになる。また、 $6\delta_y$ の載荷では逆に供試体 2 に比べて供試体 1 の方が約 5 %程度大きくなっている。図 2 で重要なのは、等価粘性減衰定数が振幅にはほぼ比例して 0.6程度まで大きくなることであり、このような点はRC橋脚の場合と大きく異なっている。次に等価剛性を見ると等価粘性減衰定数に比較して載荷履歴の影響が大きく現れており、載荷振幅を次第に大きくして行った供試体 1 に比べて、最初の大きな載荷振幅により大きな損傷を受けた供試体 2 の方が、等価剛性が小さくなっている。

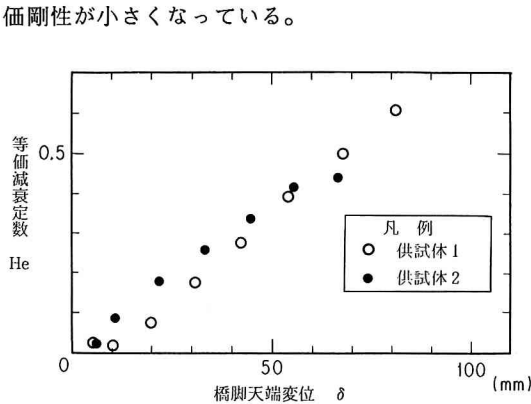


図 2 等価粘性減衰定数

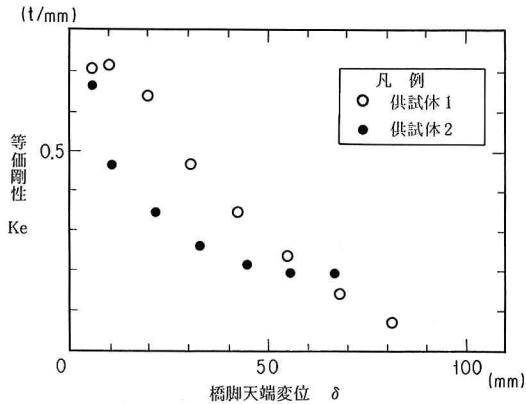


図 3 等価剛性

供試体 1、供試体 2 とも、載荷終了後には柱基部のパネルにおいて面外への座屈が生じていた。写真 2 は、供試体 1 の最終状況を示したものである。図 4 (a) 及び (b) は、それぞれ供試体 1 及び供試体 2 の各載荷終了後に柱基部の面外変形がどのように変化したかを示したものである。供試体 1 では、 $4\delta_y$ の載荷までは大きな面外変形は見られなかったが、それ以降の載荷では指数関数的に面外変形が大きくなっている。この面外変形の進行状況と履歴曲線とを比べると、最大耐力を示した $4\delta_y$ の載荷以降、面外変形が大きくなるとともに耐力も低下したことが分かる。これに対して供試体 2 では、 $6\delta_y$ 及び $5\delta_y$ の載荷により面外変形が急激に大きくなったが、 $4\delta_y$ 以降の載荷では面外変形はあまり変化せず、供試体 1 と比べると最終的にも小さな面外変形に収まっている。図 5 は載荷方向に平行な面の最終的な面外変形の状況を等高線で

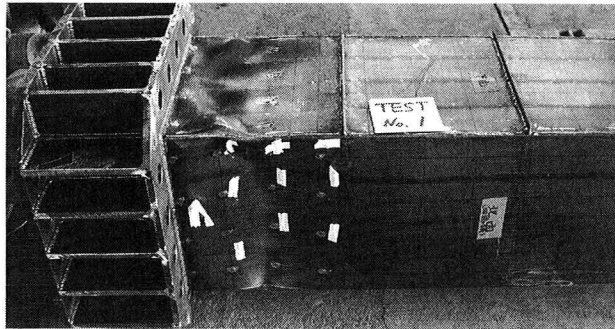


写真 2 供試体 1 の最終状況

表したものである。いずれの供試体においても横リブ位置ではその拘束効果により面外変形が抑えられているが、それよりも下のパネルにおいて、局部的な座屈が起こっていることが分かる。

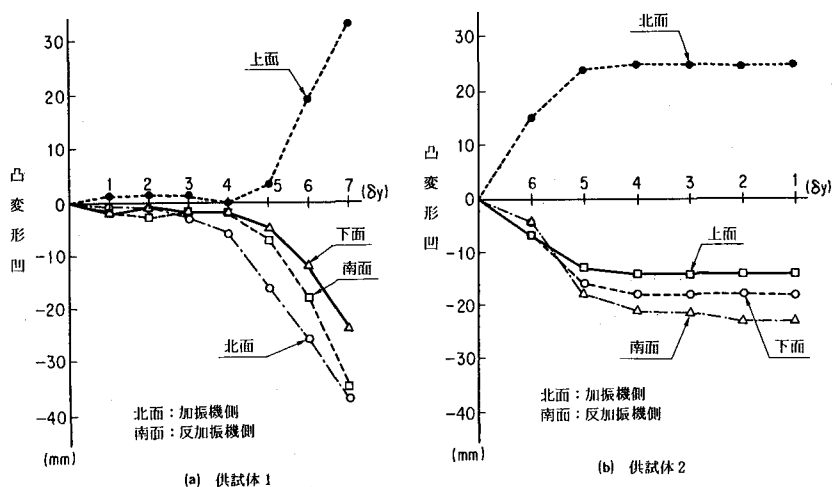


図 4 面外変形量

4. 結論

鋼製橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討するため、鋼製模型橋脚の動的載荷実験を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

1) 履歴曲

線の形は、載荷履歴によらず

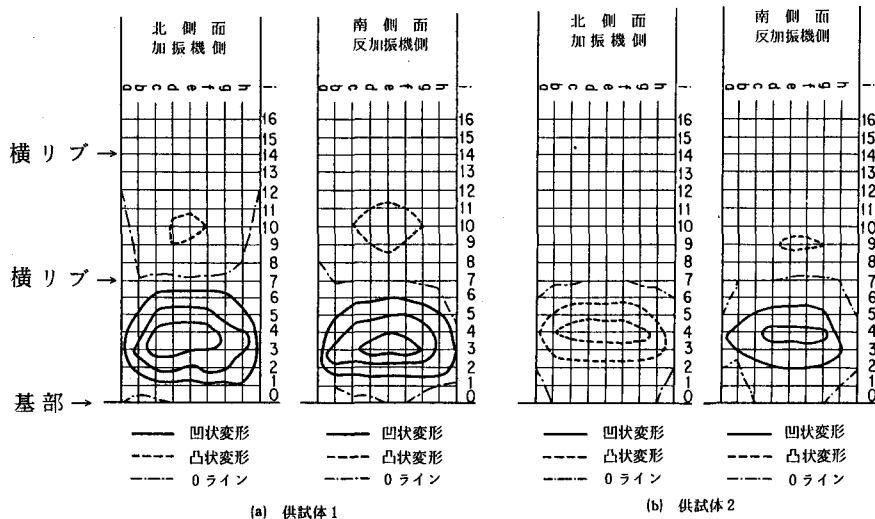


図 5 最終面外変形

載荷振幅が $4\delta_y$ までは紡錘形状であり、それより大きな載荷振幅においては平行四辺形状となっている。また、最大耐力も載荷履歴の影響を受けず、特に正側の最大耐力は計算から求められる全塑性荷重とほぼ一致していた。

- 2) 等価剛性は載荷履歴の影響を大きく受け、最初に大きな変位を受けた供試体 2 の方が同一振幅に対する剛性は小さくなる。これに対して等価粘性減衰定数は、載荷履歴の影響をあまり受けない。
- 3) 供試体 1 では最大耐力までは大きな面外変形は生じないが、それ以降で急激に面外変形が大きくなり、これに伴って耐力も低減して行く。これに対して供試体 2 では最初の $6\delta_y$ 及び $5\delta_y$ で大きな面外変形が生じるが、それ以降では面外変形が進行せず、変形量はほぼ一定値を保つ。

[参考文献]

- 1) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effects of Cyclic Loading Hysteresis of Dynamic Behavior of RC Bridge Piers, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 2, pp. 343-350, 1988