

(123) 鋼製橋脚の大型実験供試体を用いた繰り返し水平載荷実験

㈱ニュージェック 陵城 成樹
 建設省土木研究所 川島 一彦
 阪神高速道路公団 南荘 淳
 阪神高速道路管理技術センター 富田 穰
 石川島播磨重工業㈱ 吉田 裕

1. まえがき

鋼製橋脚の2段階耐震設計法の導入をめざし、阪神高速道路公団をはじめ2、3の機関では、地震時保有水平耐力の照査法を確立するための検討が行われている。^{1), 2), 3)} 本研究では、標準的な鋼製T型単柱式橋脚の大型実験供試体による載荷実験を行い、その基本性状について検討を行った。

2. 実験概要

実験供試体は実橋脚の1/3モデルであり、鋼単独断面の片振り試験体(阪公-1)、および両振り試験体(阪公-2)と中埋めコンクリート($\sigma_{ck}=150\text{kg/cm}^2$)を打設した両振り試験体(阪公-3)の3体である。

実験供試体と計測点、着目点を図-1および表-1に示し、荷重載荷方法を図-2に示す。上部工死荷重反力と橋脚死荷重に相当する軸圧縮力を供試体頂部に載荷した状態で、水平力を変位制御で載荷した。

なお実験は建設省土木研究所部材耐震実験棟で行った。

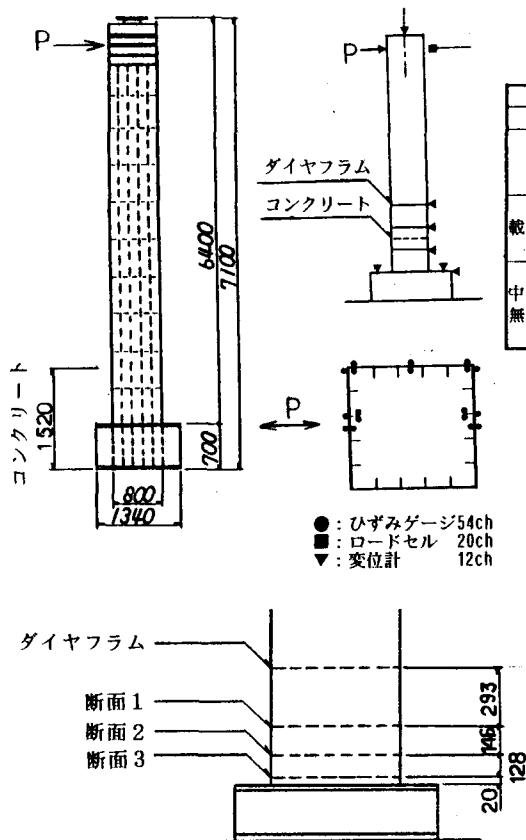


図-1 実験供試体と計測点

表-1 実験供試体と着目点

着目点	阪公-1	阪公-2	阪公-3
載荷方法	片振り載荷	両振り	両振り
基礎データ	中埋めコンクリート無 $\sigma_c/\sigma_y=0.104$		
載荷方法の影響		中埋めコンクリート無 $\sigma_c/\sigma_y=0.104$	
中埋めコンクリート有無の影響			中埋めコンクリート有 ベースプレート上0.8m $\sigma_c/\sigma_y=0.104$

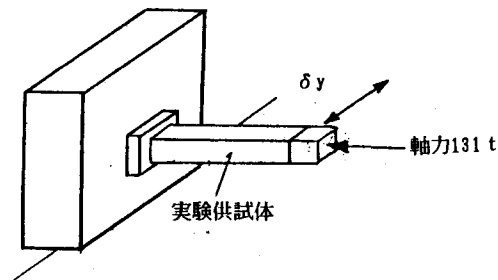


図-2 荷重載荷方法

3. 実験結果

頂部水平荷重と変位のヒステリシスループを図-3 (a) ~ (b) に示す。供試体の断面諸量を表-2に示す。なお使用した鋼材はSM490であり、その降伏応力： $\sigma_y=4070\text{kgf/cm}^2$ であった。

阪公-1の最大耐力 $P_{\max}$ は64.56tfであり、その時の変位 $\delta_{\max}$ は129.68mmであった。変位が降伏変位 $\delta_y=52.8\text{mm}$ を越えると残留変形が $P=0.0\text{tf}$ において観察されたが、座屈は発生しなかった。

荷重が $P_{\max}$ に達した直後、供試体基部の圧縮側 β 側に座屈による明確な面外変形が発生し始め、その後、圧縮側 β 側の面外変形が増大するにつれて耐力は低下した。発生した座屈モードはダイヤラムを節とする1次座屈モードであった。この時、圧縮側 β 側全体は塑性域に達しており、よって発生した座屈は塑性座屈である。

阪公-2の最大耐力 $P_{\max}$ は65.43tf(-67.82tf)であり、その時の変位 $\delta_{\max}$ は102.04mm(-106.85mm)であった。載荷サイクル $\delta=90\text{mm}$ の時、圧縮側 β 側中央部に約2mmの微小な面外変形が確認され、供試体基部のコーナー部のヒート止端部において微小なクラックが生じていた。

$P_{\max}$ に達した後、耐力の低下は同一変位における載荷繰返し回数に応じて面外変形が増大し、急激に生じた。同時に供試体基部のクラックも $P_{\max}$ に達するまで進展するが、それ以降は進展しなかった。この時基部圧縮側 β 側全体が阪公-1と同様に塑性域であった。

阪公-3の最大耐力 $P_{\max}$ は71.85tf(-74.76tf)であり、その時の変位 $\delta_{\max}$ は122.09mm(-133.15mm)であ

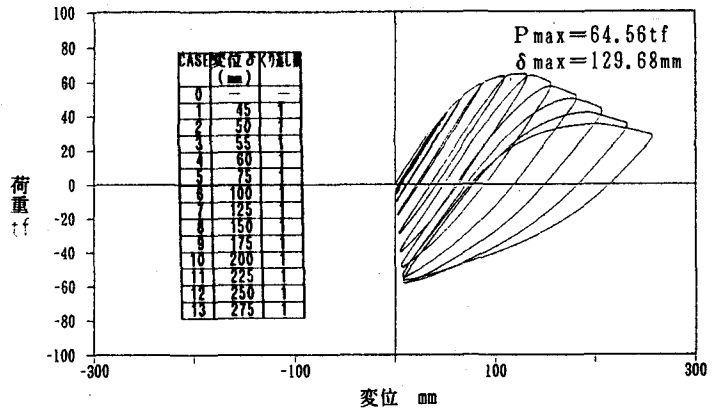


図-3 (a) 阪公-1 荷重と変位の関係

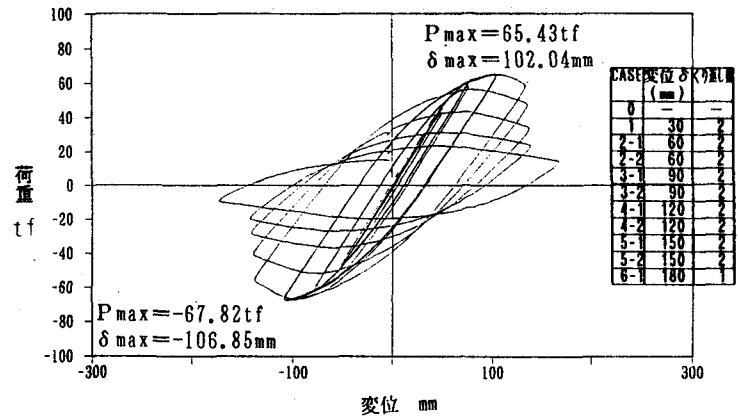


図-3 (b) 阪公-2 荷重と変位の関係

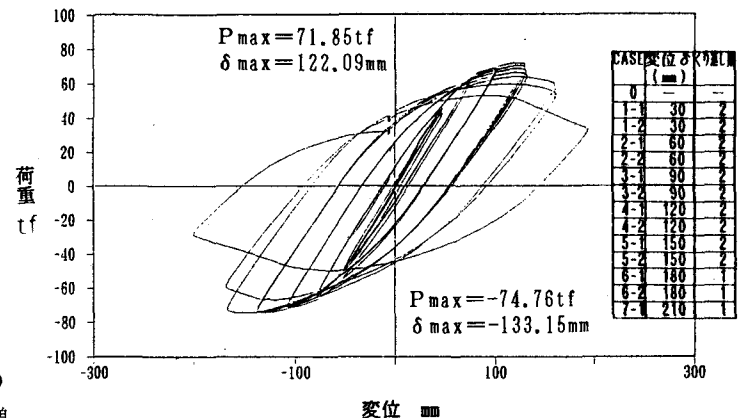


図-3 (c) 阪公-3 荷重と変位の関係

った。載荷サイクル $\delta=60\text{mm}$ の時に阪公-2と同様に供試体基部のコーナー部のヒート止端部に微小なクラックが発生した。その後、載荷サイクル $\delta=120\text{mm}$ までこのクラックは進展したが、中埋めコンクリート上部の圧縮側ハネに座屈が発生し最大耐力に達した後、その進展は止まった。この時圧縮側ハネ全体が阪公-1、2と同様に塑性域であった。

阪公-1~3の全てにおいてそれらの耐力の低下は基部または中埋めコンクリート直上の圧縮側ハネの塑性座屈により生じた。阪公-2、3では供試体基部コーナー部のヒート止端部に微小なクラックが最大耐力 $P_{\max}$ 以前に発生し、 $P_{\max}$ に達するまで進展するが、圧縮側ハネの塑性座屈が生じた後、その進展は止まった。

4. 考察

頂部水平荷重と変位の関係： $P-\delta_m$ （各載荷サイクル変位最大時）を図-5（a）に示す。最大耐力 $P_{\max}$ に達するまで各供試体の差は小さいが、 $P_{\max}$ 以降の性状は、大きく異なり阪公-2の耐力の低下が最も著しく、ついで阪公-3、阪公-1の順に、その低下は緩やかになる。これは $P_{\max}$ 以降、鋼単独断面（阪公-1、2）では載荷回数が耐力の低下に及ぼす影響が大きいことを明示している。阪公-3の耐力の低下度合いが阪公-2に比較的小さいのは、基部に打設された中埋めコンクリートが基部の座屈による急激な面外変形を制限する事により耐力の低下を緩やかにするものと考えられる。ところが、各載荷サイクルにおける最大荷重 p_m とその時の変位 δ に着目すると阪公-2、3の $P_{\max}$ 以降の挙動は、阪公-1の $P_{\max}$ 以前の $p_m-\delta$ の

表-2 断面諸量

実験供試体	阪公-1,2,3
許容応力度(kgf/cm^2)	2100
γ ratio (道示)	1.32
γ^* ratio (弾性座屈)	0.56
Flg幅厚比 β^* ラメーター:R	0.35
リブ幅厚比 β^* ラメーター:R	0.71
横リブ間隔(mm)	585.00
縦リブ間隔(mm)	160.00
基準降伏応力(kgf/cm^2)	3600.00
断面2次モーメント(cm^4)	367227.47
断面積(cm^2)	349.44
降伏荷重:P(tf)	56.53
基部モーメント(tfm)	339.30
載荷軸力(tf)	131.00
σ_y (kgf/cm^2)	4070
δy (cm)	5.28

ただし $\delta y = PL^3 / (3EI)$ (cm)
L=6.0m

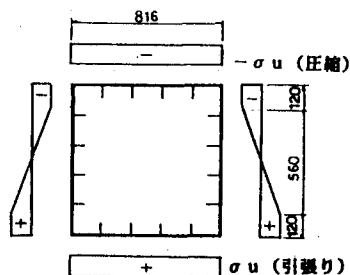


図-4 極限応力状態

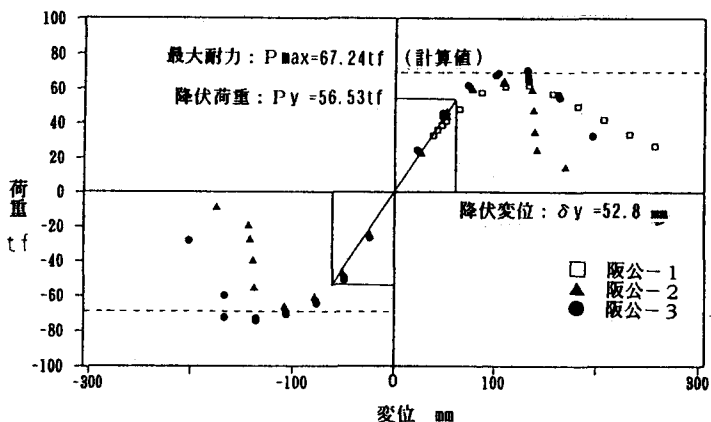


図-5（a） 頂部水平荷重 P と変位 δ_m の関係
（各載荷サイクル変位最大時）

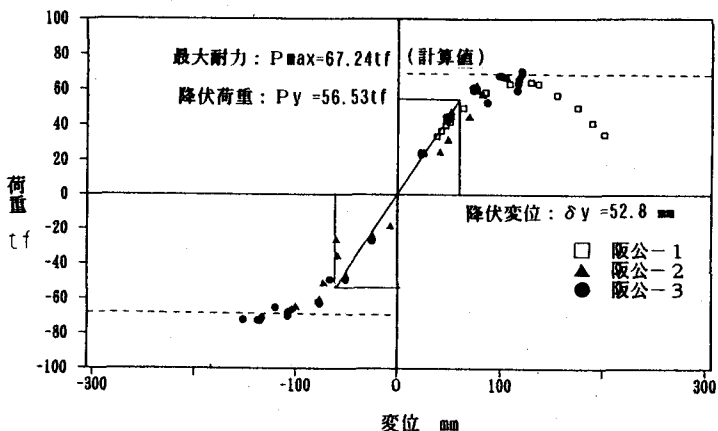


図-5（b） 頂部水平荷重 p_m と変位 δ の関係
（各載荷サイクル荷重最大時）

関係とはほぼ等しく、載荷回数に依存しないことがわかる（図-5(b)）。図中に示した破線は供試体基部の応力状態を理想化して（図-4）計算した最大耐力である。この時、極限応力 $\sigma_u = \sigma_y (4070 \text{ kgf/cm}^2)$ とした。計算値は実験値と良く一致している。このことから最大耐力 $P_{\max}$ は極限応力状態を考慮することにより比較的簡単に計算できることがわかる。

5. 等価水平震度と地震時保有水平耐力の試算

本研究の目的は鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の確立のための基礎データの収集にある。そこで地震時の荷重とたわみの関係を図-7に示すように仮定し、実験値に一定則に基づいて、各実験供試体において等価水平震度の試算を行った。計算結果を表-3に示す。

ここで、実験から得られた各供試体の最大耐力 $P_{\max}$ と、その時の変位 $\delta_{\max}$ を、それぞれ終局耐力 P_u および δ_u とする。許容塑性率 μ は最大荷重に対応する変位 $\delta_{\max}$ と降伏変位 δ_y の比であり、形状係数 α は最大荷重 $P_{\max}$ と降伏荷重 P_y の比である。 δ_y と P_y はそれぞれ表-2に示した計算値である。

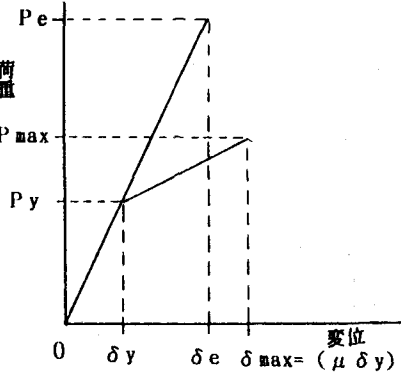


図-6 地震時の荷重と変位の関係

表-3 等価水平震度および保有水平耐力の試算

供試体	阪公-1	阪公-2	阪公-3
降伏荷重: $P_y(\text{tf})$	56.53	56.53	56.53
終局荷重: $P_{\max}(\text{tf})$	64.56	67.82	74.76
$\alpha = P_{\max}/P_y$	1.14	1.20	1.32
降伏変位 $\delta_y(\text{cm})$	5.28	5.28	5.28
終局変位 $\delta_{\max}(\text{cm})$	12.97	10.69	13.32
許容塑性率: $\mu = \delta_{\max}/\delta_y$	2.46	2.02	2.52
①地震時保有水平耐力: $P_a = P_{\max}$	64.56	67.82	74.76
$K_{he} = \alpha / \sqrt{\mu(\alpha+1)} - \alpha$	0.56	0.67	0.62
W	128.75	128.75	128.75
②設計地震力: $P_E = K_{he} \cdot W$	72.44	85.63	79.96
①保有水平耐力/②設計地震力	0.89	0.79	0.93

6. まとめ

- 実験結果および試算結果より、明らかになったことをまとめると次のようになる。
- 阪公-1, 2, 3は全て、外側のパッドがほぼ全断面塑性化するまで座屈は生じず最大耐力まで上昇する。
 - 供試体基部または、中埋めコンクリート直上の座屈は塑性座屈であり、この塑性座屈に起因して耐力の低下は生じた。
 - 塑性座屈モードはダイヤフラム位置を節とする1次座屈モードであり、圧縮側フランジの基部（阪公-1,2）または中埋めコンクリート直上（阪公-3）に発生した。
 - 各載荷サイクルの最大耐力 P_m に着目した場合、 $P_{\max}$ 以前は全供試体の $P_m - \delta$ 挙動に大きな差はなく、 $P_{\max}$ 以後の挙動も $P_{\max}$ 以前とはほぼ等しく、荷重載荷方法の影響は少ない。
 - 実験供試体の最大耐力は基部の応力状態を考慮することにより比較的簡単に計算できる。
 - 中埋めコンクリートを打設した阪公-3が最大耐力、最大変位ともに最も大きい。
 - 等価水平震度と保有水平耐力の試算結果より、全ての供試体において許容値を若干下回った。

7. 謝辞

本研究は阪神高速道路公団と建設省土木研究所の共同研究であり、阪神高速道路管理技術センター「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する研究会」（主査：北田俊行大阪市立大学助教授）での平成4年度検討結果を反映したものである。ここに主査である北田先生はじめ各委員のかたがたに深く感謝の意を表します。

参考文献

1) K. KAWASHIMA, G. A. MACRAE, and K. HASEGAWA: THE STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL BRIDGE PIERS BASED ON LOADING TESTS, 1992
2) 中井博・北田俊行・中西克佳・杉山功・河野康史：コンクリートを充填した箱型断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集、平成5年5月
3) 木暮深・川島一彦・運上茂樹：鋼正橋脚の動的耐力に関する実験、土木学会第47回年次学術講演会講演概要集、平成4年9月