

コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究

Experimental Study on Strength and Ductility of Partially Concrete-Filled Octagonal Steel Piers

前野 裕文¹⁾、宇佐美 勉²⁾、葛 漢彬³⁾、岡本 隆⁴⁾、水谷 慎吾⁵⁾、魚井 啓次⁶⁾

Hirofumi MAENO, Tsutomu USAMI, Hanbin GE, Takashi OKAMOTO, Shingo MIZUTANI and Keiji UOI

- 1) 工博 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒464 名古屋市中区丸の内 2-1-36)
 2) D. Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)
 3) 工博 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)
 4) 工博 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
 5) 工修 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210 川崎市川崎区南渡田町 1-1)
 6) 片山ストラテック(株) 技術本部 橋梁設計部 (〒551 大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

Rectangular or circular cross-sections are usually used for steel bridge piers. Construction of a new type of partially concrete-filled steel bridge pier of octagonal cross-section has been planned in Nagoya City by Nagoya Expressway Public Corporation. Since the available data on such piers is limited, the strength and ductility of proposed pier were verified by cyclic tests and the seismic behavior was studied by pseudo-dynamic tests. Cyclic tests showed that the maximum strength was about twice the yield strength and occurred at a considerably large displacement of eight times the yield displacement. Further, the pseudo-dynamic tests showed that the piers sustained only slight damage under the Hyogo-ken Nambu Earthquake accelerogram.

Key words : Octagonal steel pier, Concrete-filled pier, Strength and Ductility, Cyclic test, Pseudo-dynamic test

1. はじめに

都市高速道路では鋼製橋脚が多く用いられている。この橋脚の断面は矩形あるいは円形がほとんどであるが、景観上の配慮から最近では矩形断面に化粧パネルを取付けて八角形断面とした橋脚も建設されている。矩形断面の代わりに八角形断面を用いた場合、光の影が縦方向に細長く入るために、実際の寸法よりも細長くスマートに見えるという利点がある。しかし、化粧パネルは、構造部材では無く不経済となるため、八角形を構造断面とし、その構造上の特長を生かした設計の提案が望まれている。

八角形を含め多角形断面柱の強度および変形能を扱った実験的研究としては、多角形断面柱の純圧縮による実験¹⁾⁻³⁾、八角形断面柱の曲げによる実験⁴⁾などが挙げられ、その中で構造特性が報告されているが、これらはいずれも無補剛の鋼製断面柱であり、鋼製橋脚のような補剛断面に適用できる研究が少ないのが現状である⁵⁾。

一方、阪神大震災以降、橋脚の耐震性向上が重要視されているが、鋼製橋脚の基部にコンクリートを部分充填することで耐震性が向上できることが、数々の実験(繰返し載荷実験、ハイブリッド地震応答実験)⁶⁾⁻¹²⁾により、矩形断面柱を中心に報告されている。

本研究では、八角形構造断面の特長とコンクリートを

部分充填することで耐震性向上をはかった名古屋高速道路公社の市道高速分岐2号丸の内オンランプ工区の鋼製八角形橋脚を対象に、橋脚をその頂部に一定の鉛直力と水平力を受ける片持ち柱にモデル化して、繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を実施してその耐震性能を確認した。

2. 繰返し載荷実験

2.1 実験概要

(1) 実験供試体

市道高速分岐2号丸の内オンランプ工区で採用予定の鋼製八角形橋脚(P12')の断面図を図-1に示す。

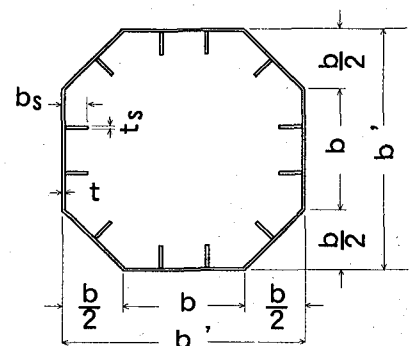


図-1 鋼製八角形橋脚(P12')および供試体断面

その断面諸元を表-1の Real Pier の欄に示す。断面はフランジ幅とウェブ幅が同一で、斜めパネルの幅が異なる八角形断面であり、フランジパネルとウェブパネルには2本、斜めパネルには1本の補剛材が設けられた構造である。各々のパネルは、八角形のそれぞれの角部との間隔を補剛板の全幅として、幅厚比パラメータ $R_R \leq 0.5$ を、また、補剛材は、幅厚比パラメータ $R_h \leq 0.5$ 、その剛比は $\gamma/\gamma^* \geq 3$ を満足するように設計した。これらは耐震を高める上で重要であると報告されている値である¹³⁾。また、橋脚の基部には、コンクリートを充填して、基部とその上部鋼断面部に損傷を分散させて変形性能を高める構造とした¹²⁾⁻¹⁴⁾。

この実験橋脚の構造断面をもとに1/4に縮小した実験供試体を作成した。実験供試体を図-2に、その断面諸元を表-1に示す。詳細については文献[13]を参照されたい。

実験供試体においては、使用できる鋼材の板厚の制限から、実験橋を正確に1/4にした板厚より多少薄く、また幅厚比パラメータを実験橋断面と供試体断面で同程度に保つために、降伏点の異なる鋼材を使用した(実験橋ではSM490Y、供試体ではSS400である)。また、同様の理由から補剛材の寸法も剛比を同程度に保つため、鋼種の変更および寸法を若干変更をしている。なお、表-1に示した断面定数は、実験橋に対しては規格値、供試体に関しては後述する材料試験値(表-2)に基づいて算定した値である。表-1において、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は、実

橋と供試体では異なる。これは、実験設備の制限によるものである。コンクリート最適充填高さ $1c/h$ ¹²⁾ (橋脚のコンクリート充填した基部とその上部鋼断面において同時に終局状態に達する条件から決定される高さ) および軸力比(柱の安定照査式あるいは断面強度式から算定される)は、細長比パラメータに依存する。供試体におけるこれらの値は、供試体の細長比パラメータを用いて算出していることから実験橋とは若干異なる。なお、軸力比を算定する場合に必要な設計水平震度は、 $K_h=0.28$ (建設される地盤種別はⅡ種地盤)である。なお、コンクリートの最適充填高さは、補剛八角形鋼断面を無補剛八角形断面に置き換え(鋼断面の断面積と全塑性モーメントが同一となるように置き換える)、コンクリート充填部のコンクリートと中空断面部の鋼材が同時に限界ひずみに達するように決定した。なお、鋼材とコンクリートの限界ひずみは、矩形断面の研究結果¹²⁾を適用した。

実験供試体は、3体準備した。この3体の実験供試体のうちNo.1とNo.3は同一構造である。ただし、鋼板の圧延ロールが異なるため、両者において板厚に若干の差がある。供試体No.2は、No.1, No.3とダイアフラム間隔、横リブ間隔が異なる。中空断面部では、フランジ幅:bを基準にしたアスペクト比 α (=ダイアフラム間隔/フランジ幅、または横リブ間隔/フランジ幅)を、No.1, No.3では $\alpha=1.0$ 、No.2では $\alpha=2.0$ とした。また、コンクリート充填部のそれは、No.1, No.3では $\alpha=1.0$ 、No.2

表-1 供試体断面寸法および断面定数

	Real Pier	Test Specimen			Note
	P12'	No.1	No.2	No.3	
b'(mm)	2000	500			α : Aspect Ratio, $\bar{\lambda}$: Slenderness Ratio Parameter, R _R : Width-Thickness Ratio Parameter of Flange Plate, R _h : Width-Thickness Ratio Parameter of Stiffener, R _{Rd} : Width-Thickness Ratio Parameter of Diagonal Plate, $\bar{\lambda}_s$: Slenderness Ratio Parameter of Stiffener of Flange Plate, $\bar{\lambda}_{sd}$: Slenderness Ratio Parameter of Stiffener of Diagonal Plate, γ : Relative Flexural Rigidity, γ^* : Optimum Value of γ , A: Cross-sectional Area, A _c : Filled-in Concrete Area, I: Moment of Inertia of Steel Section, W: Section Modulus of Steel Section, M _p : Plastic Moment of Steel Section, M _y : Yield Moment of Steel Section, P _y : Squash Load of Steel Section, P/P _y : Axial Force Ratio, H _y : Lateral Yield Load, δ_y : Yield Displacement under H _y , l _c : Height of Filled-in Concrete, M: Mass of Superstructure, k: Elastic Stiffness of Column, T: Time Period of Test Specimen (Time Period of Prototype) $R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$, $\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$, $\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ $Q = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{1}{2R_R} (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_R}) \leq 1.0$ $\beta = 1.33 R_R + 0.868$ n: Number of Panels, a: Distance of Diaphragms, K: Effective Length Factor, r _s : Radius of Gyration of Stiffener, σ_{max} : Ultimate Stress of Unstiffened Plate
b(mm)	1000	250			
t(mm)	21.0	4.70	4.61	5.04	
b _s (mm)	180	40.0			
t _s (mm)	25.0	6.02			
h(mm)	13910	2500			
α	1.0	1.0	2.0	1.0	
$\bar{\lambda}$	0.510	0.341	0.341	0.345	
R _R	0.346	0.363	0.373	0.343	
R _h	0.481	0.417	0.421	0.423	
R _{Rd}	0.367	0.385	0.396	0.364	
$\bar{\lambda}_s$	0.223	0.233	0.471	0.236	
$\bar{\lambda}_{sd}$	0.226	0.238	0.480	0.243	
γ/γ^*	3.141	3.016	0.827	2.515	
A(cm ²)	1974	109	108	115	
A _c (cm ²)	32900	2120	2120	2110	
I × 10 ⁴ (cm ⁴)	1019	3.55	3.50	3.75	
W × 10 ³ (cm ³)	102	1.42	1.40	1.50	
M _p (kN · m)	40309	479	483	505	
M _y (kN · m)	32449	367	370	388	
P/P _y	0.098	0.134			
P(kN)	6810	441	444	466	
H _y (kN)	2140	147	148	155	
δ_y (mm)	105.8	8.72	9.03	8.81	
l _c /h	0.291	0.30			
M(ton · sec ² /cm)	0.709	0.046	0.046	0.049	
k (ton/cm)	20.64	15.64	15.24	16.38	
T(sec)	1.16	0.34(0.68)	0.35(0.69)	0.34(0.68)	

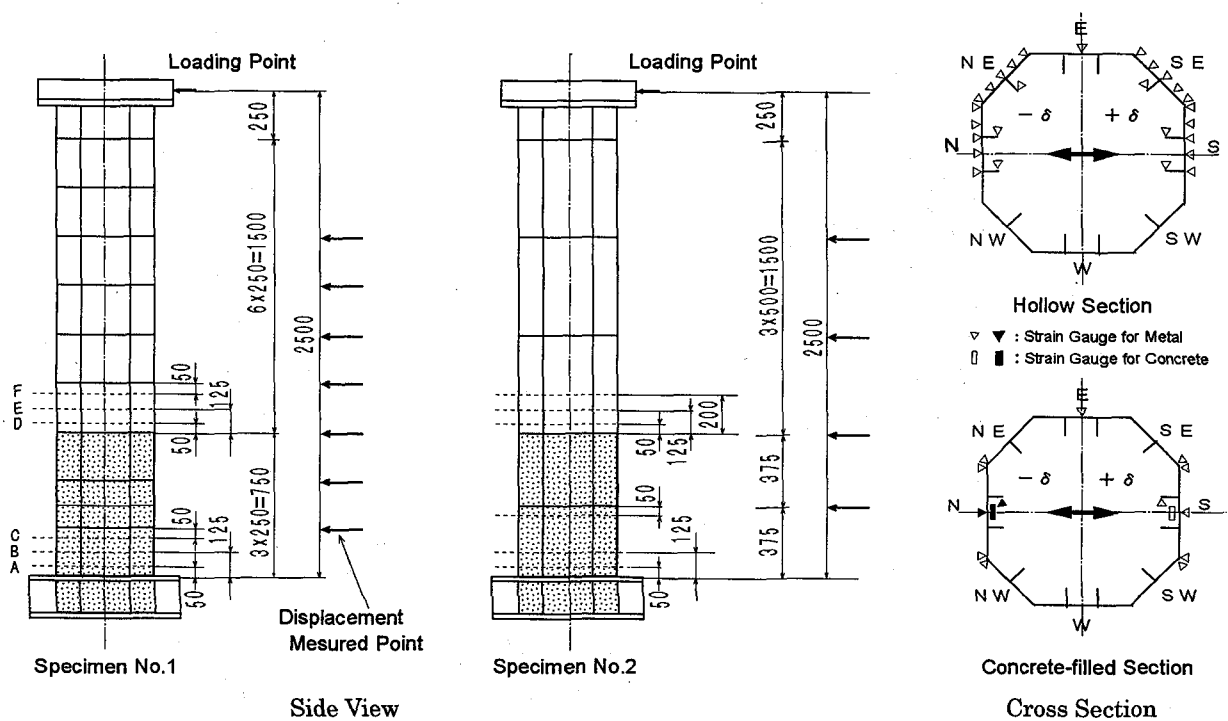


図-2 実験供試体(ひずみゲージおよび変位計配置図)

では $\alpha=1.5$ とした。なお、No. 1, No. 2 は、「繰返し載荷試験」のための供試体であり、No. 3 は後述する「ハイブリッド地震応答実験」のために準備した供試体である。

(2) 実験載荷装置

実験載荷装置を図-3に示す。上部構造重量を想定した一定軸力(鉛直荷重)を載荷梁に固定した油圧ジャッキにより載荷し、地震時に上部構造に作用する慣性力を想定した水平力を反力壁に固定したアクチュエータにより載荷した。載荷梁と軸力載荷用油圧ジャッキの間に配置したスライド装置と球座により、供試体が大きく変位した状態においても軸力が絶えず鉛直に作用するようにした。また、鉛直荷重は、一定荷重載荷装置により、常に一定荷重が載荷されるように制御した。

(3) ひずみおよび変位の計測

ひずみおよび変位は供試体の各所に設けたひずみゲージおよび変位計により計測した。その配置図を図-2に示す。

ひずみゲージは、コンクリート充填部と中空断面部のそれぞれの下端部を中心に高さ方向3断面に貼付配置した。また、コンクリート充填部には、同一断面位置にコンクリート用のモールドゲージを埋め込んだ。なお、断面は載荷方向に対して対称であるため、断面半分を集約的に配置した。

変位計は、載荷点水平変位を計測するため載荷点に、また、供試体の変形モードを確認するために各ダイアフラムまたは横リブの高さ位置に配置した。

(4) 座屈変形観測用のメッシュ

座屈変形を確認するためのメッシュを断面の周方向全面に記入した。メッシュは、座屈の節となる縦方向補

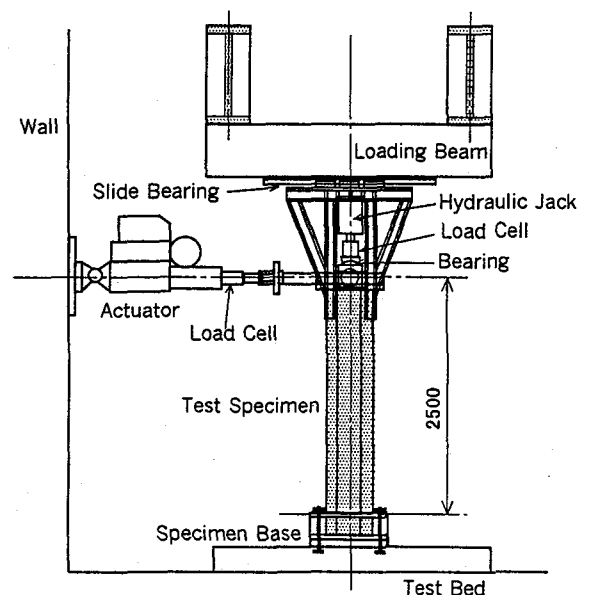
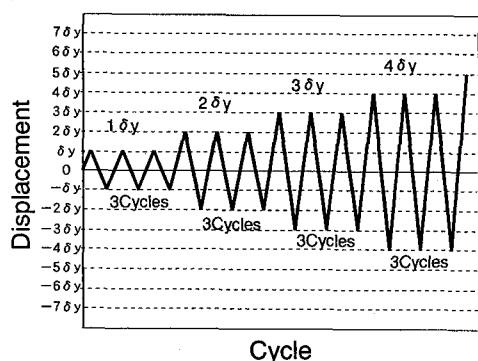


図-3 実験載荷装置概略図

剛材およびダイアフラム・横リブを考慮し、フランジ・ウェブのパネル部は6分割、斜めパネル部は4分割とした約40mmのほぼ正方形とした。

(5) 載荷プログラム

載荷は一定の鉛直荷重を載荷した状態で、柱上端に正負の繰返し水平荷重を載荷した。載荷は変位制御で行い、降伏変位 δ_y (定義については後述)の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を3回とする両振りの繰返し載荷を行った(図-4参照)。載荷水平変位増分(載荷ステップ)は、 $6.0\delta_y$ までは、 $1.0\delta_y$ を20ステップに分割した値を適用した。また、それ以上の載



図－４ 載荷プログラム

荷変位においては、載荷片振幅を 30 前後のステップに分割した値で制御した。なお、載荷点の変位には、供試体基部を固定する治具の変形による変位が含まれるため、供試体基部においてその変形量を計測して補正した。

(6) 材料試験結果

供試体を使用した鋼材については、原材の圧延ロール方向にそれぞれ 3 体の材料試験用のサンプルを採取し、引張方向と引張直角方向にひずみゲージを貼付して引張試験を実施し、その材料特性を明確にした。供試体は、柱高さ方向を圧延ロール方向と一致させて製作した。材料試験から得られた試験値を表－2 に示す。なお、これらの値は、3 体のサンプルの平均値である。また、充填したコンクリートについては、載荷実験実施日と同一日に圧縮試験を実施してコンクリートの材料特性を明確にした。圧縮試験用の供試体は、橋脚の実験供試体の傍らにおいて現場封緘養生し、圧縮試験時には、圧縮方向ひずみと周方向ひずみも計測した。試験結果を表－2 に示す。なお、充填コンクリートの強度は、実橋脚における設計基準強度 23.5 (MPa) に基づき配合設計した。その配合表を表－3 に示す。

(7) 降伏水平変位 δ_y

載荷試験において基本変位量となる降伏水平変位 δ_y は、降伏水平荷重 H_y が作用したときの曲げ変形による変位 δ_{yb} とせん断変形による変位 δ_{ys} の和とした。これは、実験時に生じるせん断変形を考慮するためである。降伏水平荷重 H_y はコンクリートを充填しない鋼断面柱において、軸力を考慮したときの降伏水平荷重である。なお、曲げによる変位 δ_{yb} は、充填コンクリートを考慮して、また、せん断による変位 δ_{ys} は、コンクリート充填部のせん断変形がないものと仮定し、それぞれの変位量を算出した。

$$\begin{aligned}\delta_y &= \delta_{yb} + \delta_{ys} \\ &= \delta_{yb} + H_y \cdot (h - l_c) / (\kappa G A)\end{aligned}$$

ここに、 l_c :コンクリート充填高さ、 κ :せん断係数(八角形断面の κ は有限要素法のシェル要素を用いて算出した、 $\kappa=0.44$)、 G :せん断弾性係数、 A :断面積である。表－4 に各供試体の降伏水位変位 δ_y (δ_{yb} , δ_{ys})、降伏荷重 H_y を示す。

表－2 実験供試体材料試験結果

Material		No.1	No.2	No.3
Steel	E (GPa)	203	204	199
	σ_y (MPa)	302	309	303
	ν	0.272	0.274	0.267
Concrete	E_c (GPa)	21.7	21.4	21.5
	σ_c (MPa)	31.9	28.7	36.6
	μ	0.184	0.192	0.192

E: Young's Modulus, σ_y : Yield Stress, ν : Poisson's Ratio,
 E_c : Young's Modulus of Concrete,
 σ_c : Compressive Strength of Concrete,
 μ : Poisson's Ratio of Concrete

表－3 コンクリートの配合表

Cement	Water	Fine Aggregate		Coarse Aggregate	Admixture
		Beach Sand (70%)	Crushed Sand (30%)	Crushed Stone	Plasticizer
1.0	0.570	1.675	0.714	2.747	0.0025

Water-Cement ratio : 57.0%, Sand percentage : 47.2%

表－4 降伏水平変位および降伏荷重

Model No.	δ_y (mm)	δ_{yb} (mm)	δ_{ys} (mm)	H_y (kN)
No.1	9.57	8.72	0.85	147
No.2	9.90	9.03	0.87	148
No.3	9.66	8.81	0.85	155

2.2 繰返し載荷実験結果

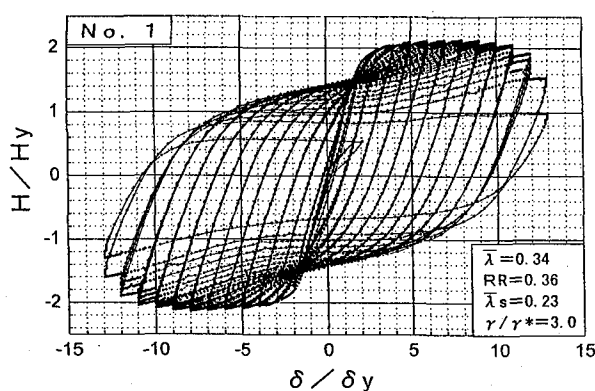
(1) 荷重－変位履歴曲線

実験より得られた実験供試体 No. 1 および No. 2 の荷重－変位履歴曲線を図－5 に示す。これらの図は、荷重 H_y 、変位 δ_y で無次元化した。また、それぞれの変位振幅において生じた座屈等の現象については表－5 に記した。

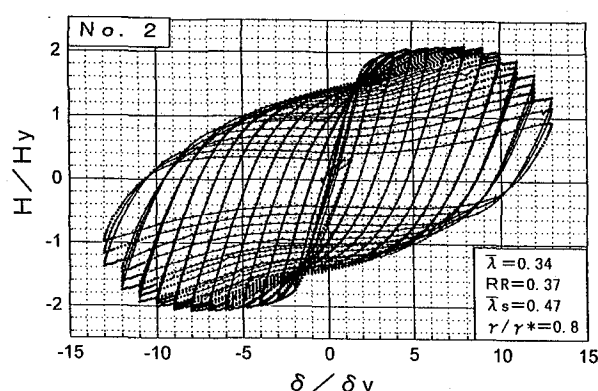
これらの図に示すように、8 δ_y までは荷重が増加し、その後徐々に荷重が低下し、13 δ_y において降伏水平荷重 H_y まで低下する挙動は、両供試体ともに大きく変わらない。しかし、荷重が H_{95} (最大水平荷重 H_{max} の 95% まで低下した時点: $H_{95} = H_{max} \times 95\%$) に達した時の変位を終局変位と定義した場合、No. 1 供試体では 11.3 δ_y 、No. 2 供試体では 10.5 δ_y であり、若干 No. 1 供試体の方が変形性能の良い結果となっている。

最大水平荷重 H_{max} は、No. 1 供試体では 2.13 H_y 、No. 2 供試体では 2.10 H_y であり、これら供試体において大差は見られない。過去の研究^{6), 10), 14)}によれば、コンクリートを部分的に充填した矩形断面柱の最大水平荷重 H_{max} は $H_{max}=1.8 \sim 2.0 H_y$ であり、八角形断面は矩形断面と比較して強度上昇の比率が高いことが分かる。これは、八角形断面の形状係数が、矩形断面と比較して大きいことによるものと考えられる。

履歴曲線の特徴としては、鋼材の塑性化が進んだ変位振幅の大きなサイクルのループにおいて、2 δ_y 程度の変位までは水平荷重の増加はみられないが、さらに変位が増加した場合、水平荷重が増加する現象がみられる。



(a) Specimen No.1



(b) Specimen No.2

図-5 荷重-変位履歴曲線

表-5 各変位における座屈変形

振幅 δ_y	No.1	No.2
1	---	---
2	---	---
3	試験体全体の黒皮にひび割れ発生	試験体全体の黒皮にひび割れ発生
4	---	---
5	フランジの基部に軽微な座屈発生	---
6	柱基部から約 250mm の範囲で補剛材間の規則的な座屈発生	柱基部のフランジ・斜めパネル部に軽微な座屈発生
7	中空断面部基部のフランジ・斜めパネルに座屈発生	柱基部から約 120mm の範囲で補剛材間の規則的な座屈発生
8	フランジ・斜めパネルのコーナー溶接部に縦割れ発生(柱基部より約 120mm の範囲)	中空断面部基部のフランジ・斜めパネルに座屈発生 フランジ・斜めパネルのコーナー溶接部に縦割れ発生(柱基部より約 150mm の範囲)
9	縦割れの箇所が増加するとともに既にある縦割れが進展	フランジ全面の座屈モードとなる縦割れが進展(幅 20mm, 長さ 90mm)
10	上に同じ	座屈がフランジ全面のモードとなる, 縦割れの箇所が増加するとともに既にある縦割れが進展
11	フランジ・斜めパネルの座屈モードの曲率の大きい位置から横割れ発生	上に同じ
12	上に同じ	上に同じ
13	フランジ全面の座屈モードとなる 隣り合う横割れが繋がり耐力が急激に低下, H_y 以下となる	フランジ・斜めパネルの座屈モードの曲率の大きい位置から横割れが発生して耐力が低下, H_y 以下となる

これは、充填コンクリートにも亀裂が発生し、亀裂が閉じるまでは荷重が上昇せず、亀裂が閉じた後に荷重が上昇することによるものと考えられる。ただし、本構造では鋼板でコンクリートが拘束されているため、鉄筋コンクリート構造ほどその現象は顕著ではない。

(2) 座屈および損傷状況

No. 1 供試体と No. 2 供試体の座屈の進展状況は、その現象が生じる変位に多少の差違はあるものの二体ともほぼ同様であった。変位 6 δ_y で柱基部に補剛材間の規則的な局部座屈が発生し、7 δ_y でコンクリート直上の鋼断面部に軽微な座屈が観察された。さらに、変位 8 δ_y では、フランジと斜めパネルのコーナー溶接部に縦割れが発生し(写真-1 参照)、9 δ_y 以降は縦割れの箇所が増加するとともに既にある縦割れが進展した。No. 1 供試体は 11 δ_y で、No. 2 供試体は 13 δ_y で局部座屈の生じた曲率の大きな箇所から横割れが発生し(写真-2、写真-3 参照)、両供試体とも 13 δ_y で降伏水平荷重 H_y 以下となり実験を終了した。

No. 2 供試体は、フランジパネルと斜めパネルの縦溶接割れがダイアフラムの区間に及んだため、フランジパネルと斜めパネルの連成がなくなり、その区間でそれぞ

れの補剛板が外側に大きく変形する座屈モードとなった(写真-3 参照)。No. 1 供試体では、No. 2 供試体に比較してダイアフラム・横リブ間隔が狭く、その結果補剛材剛比が大きいため 13 δ_y に至っても補剛材間の座屈変形のモードが確認でき、補剛板全体の座屈モードには至っていない(写真-2 参照)。

中空断面部の座屈は基部に比較して軽微であるが、No. 1 供試体では中空断面部最下部において補剛材の効果により規則的な座屈が、No. 2 供試体では中空断面最下部においてフランジ全面で内側に座屈する現象が認められた。

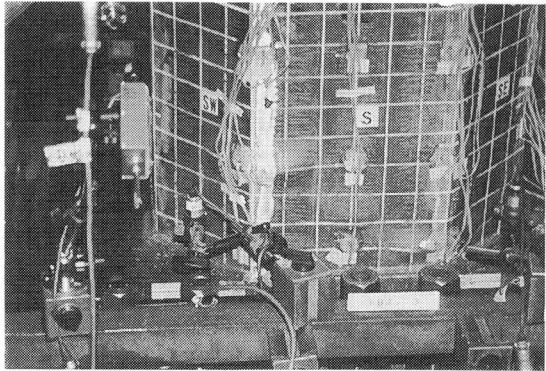
(3) ひずみ分布

No. 1 供試体の変位振幅 6 δ_y までのひずみ分布を図-6 に示す。図-6 (a), (b) はそれぞれ中空断面部(D断面)とコンクリート充填部(B断面)である。

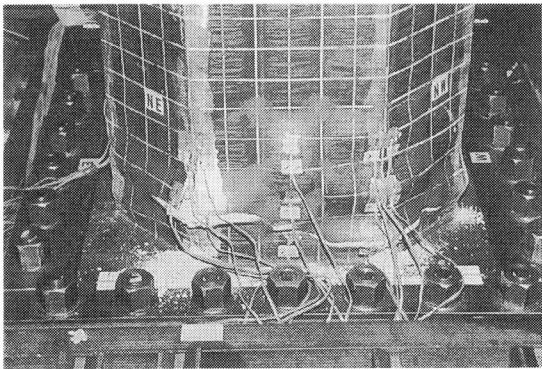
充填コンクリート部の分布図(図-6 (b))において、変位 2 δ_y の状態までは変位の倍率に応じてひずみも増加する。変位が 3 δ_y に達した時、圧縮側のコンクリートひずみは、変位の倍率に応じて増加するが、鋼材ひずみは、塑性化・板の面外変形によると考えられるが、大きく増加する。変位 3 δ_y 以降において、鋼材は、塑性

化にともない大きくひずみが増加してゆく。とくに引張り側の鋼材のひずみの伸びが大きい、これは圧縮側はコンクリートも応力を分担すること、また、それによる中立軸の移動によるものと考えられる。圧縮側コンクリートひずみも変位 $3\delta y$ 以降においては、変位の増加にともないその増分も大きくなる。また、引張り側コンクリートひずみはほとんど生じていないことがわかる。

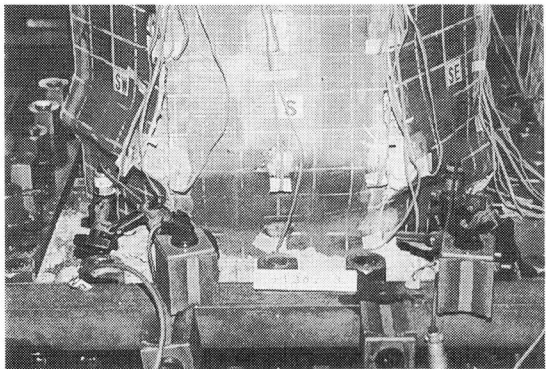
中空断面部（図－6 (a)）においても、変位が $3\delta y$ に達した時、圧縮側の鋼材のひずみが大きく変化しており、塑性化・板の面外変形がすすんだものと判断される。



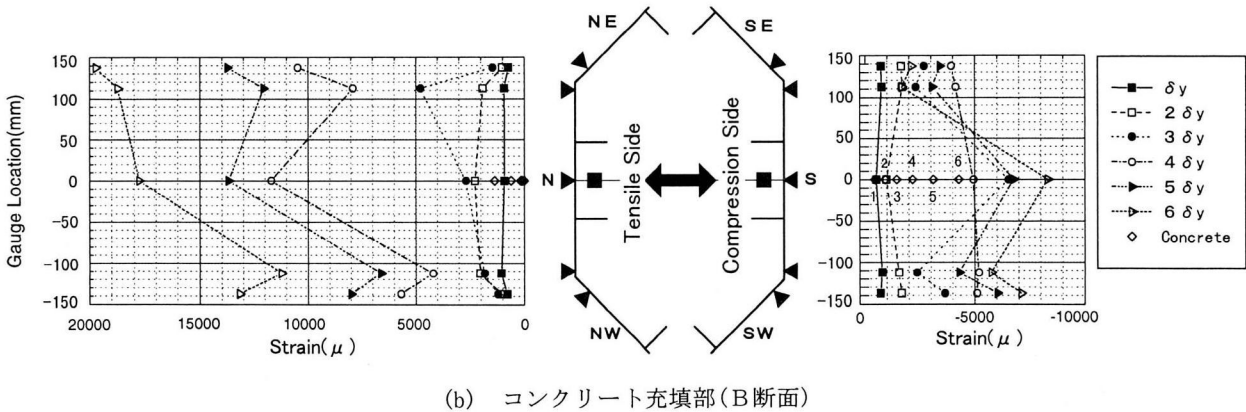
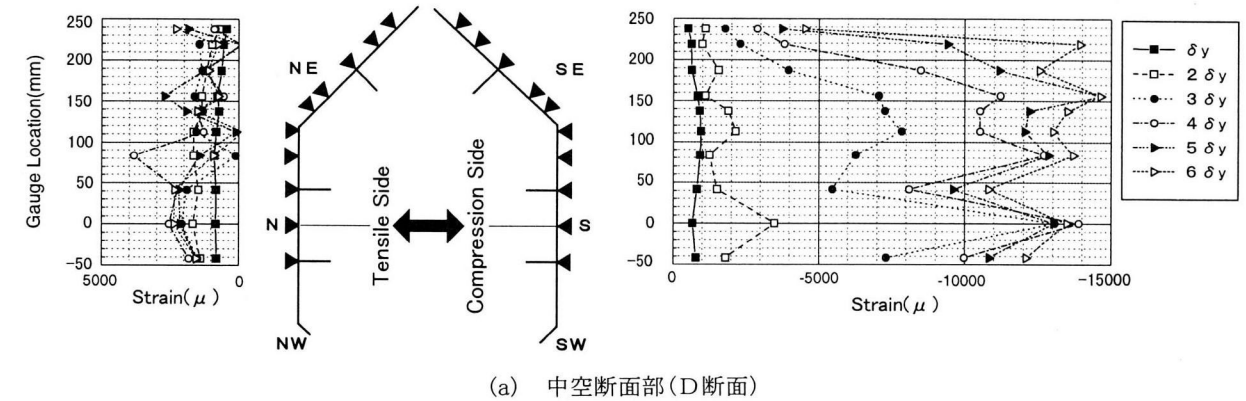
写真－1 $8\delta y$ での柱基部の座屈 (No. 2)



写真－2 $11\delta y$ での柱基部の座屈 (No. 1)



写真－3 最終的な柱基部の座屈 (No. 2)



図－6 ひずみ分布

(4) ひずみの履歴

ひずみ履歴のデータの一部を図-7に示す。図に示したひずみ履歴は、No. 1 供試体のコンクリート充填部のB断面である。なお、これらのゲージの平面的位置は図-2に記し、▲、■印で示した。

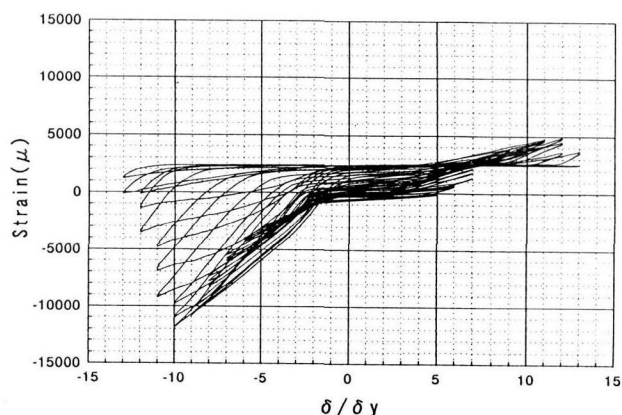
図-7 (a), (b)はそれぞれ充填コンクリートとフランジ中央部のひずみ履歴、(c)はそのすぐ近傍の補剛材のひずみ履歴である。

コンクリートひずみ (図-7 (a)) は、正負の荷荷を受け、コンクリートに亀裂が生じた状態のものであるが、圧縮荷重を受ける側に変位が転じ、変位が $-2 \delta y$ 程度に増加するまでひずみは増加せず、それを越えた時点から急激に増加することがわかる。これは、充填コンクリートの亀裂が閉じ、水平荷重の増加がみられる荷重-変位履歴曲線の挙動と一致している。また、この図によれば、ひずみは、 $-10 \delta y$ の時に最大となり、そのとき計測された値は、約 1.2% であることがわかる。

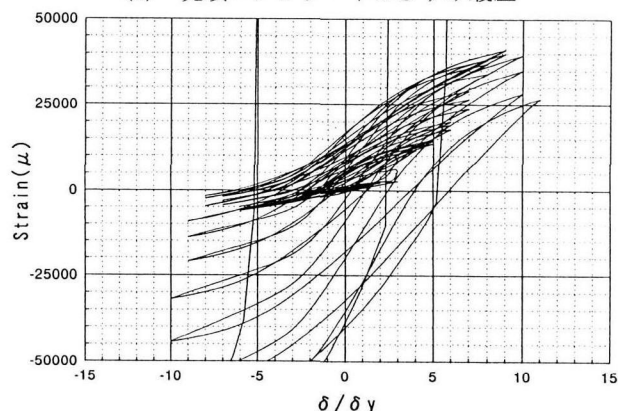
フランジ中央部のひずみ図 (図-7 (b)) において、 $-8 \delta y$ に達するまで、圧縮ひずみと引張ひずみの値は大きく異なる。これは、圧縮荷重を受ける側に変位が転じた時、コンクリートが応力を分担することによるものと考えられる。また、 $-9 \delta y$ 程度の変位に達した時、コンクリートもほぼ限界状態になり荷重が支えられなくなり、鋼材のひずみも急激に増加する。この現象は、補剛材のひずみ履歴 (図-7 (c)) においても同傾向である。ただし、急激にひずみが増加する変位振幅は、 $1 \delta y$ ほど遅れる。

(5) 充填コンクリートの損傷状況

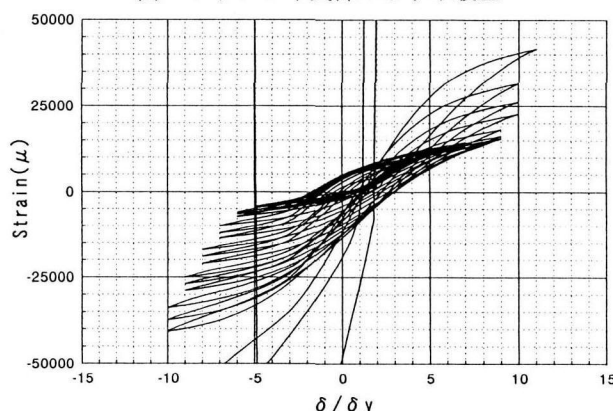
実験終了後に、補剛板を剥がし、さらに圧壊したコンクリートを取り除き、充填コンクリートの損傷状態を確認した。その状況を写真-4に示す。これらの写真からわかるように、基部からダイアフラム・横リブ間で大きな損傷を受けており、それらの中央の高さ位置が大きく損傷を受けて凹んでいる。その深さは No. 1 供試体で深さ約 60mm、No. 2 供試体で深さ約 100mm である。



(a) 充填コンクリートのひずみ履歴

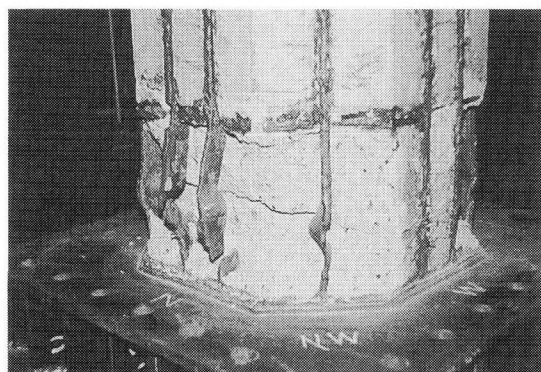


(b) フランジ中央部のひずみ履歴

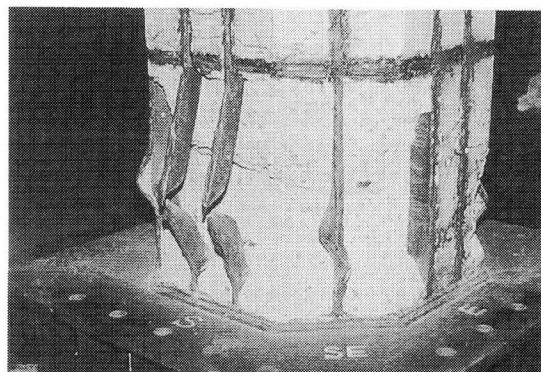


(c) 補剛材のひずみ履歴

図-7 変位-ひずみ履歴曲線



(a) Specimen No.1



(b) Specimen No.2

写真-4 充填コンクリートの損傷状況

3. ハイブリッド地震応答実験

八角形断面橋脚の地震時挙動を明らかにして、その耐震性を検討するためにハイブリッド地震応答実験を実施した。実験には No. 3 供試体を用いた。この供試体は No. 1 供試体と同一諸元であり、その断面定数および材料定数は表-1および表-2に示すとおりである。実験載荷装置は、繰返し載荷実験に使用したものと同一であり、地震応答変位をコンピュータ制御してアクチュエータに与えた。ハイブリッド地震応答実験の詳細については文献[15]を参照されたい。

3.1 入力地震波

名古屋高速道路公社丸の内オンランプ工区の地盤種別はⅡ種地盤である。このため、実験には、兵庫県南部地震においてⅡ種地盤で観測された以下の地震波¹⁶⁾を用いた。地震波は次の順序で No. 3 供試体に入力した。地震波は、同一供試体に連続して入力しているため、2番目以降の地震波が入力された場合には、それまでに入力された地震波の影響がある。また、4番目の地震波は、繰返し載荷試験の H_{95} における変位と同程度の最大応答変位を得るために1番目の地震波を1.2倍したものである。

- ① JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 (JRT-NS)
- ② JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分 (JRT-EW)
- ③ 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 (Fukiai)
- ④ JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分の-1.2 倍の増幅地震波 (JRT-NS12)

これらの地震波の加速度波形を図-8に示す。

JRT-NS の最大加速度は 686gal、JRT-EW のそれは 672gal であり、ほぼ同一の最大加速度である。Fukiai は最大加速度 736gal であり JRT-NS、JRT-EW に比較して 1.1 倍程度であり、比較的短周期のスパイク状の波形である。なお、各地震波は 40 秒の地震波の後に自由振動状態を再現するために、加速度が零の成分を 5 秒間加えている。

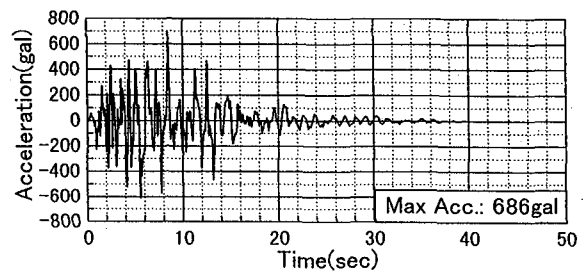
上で示したような順序で複数の地震波を入力した理由は、準備した1体の供試体でⅡ種地盤に対する3種類の地震波の検討と終局状態に達する地震波レベルを検討するためである。JRT-NS は、繰返し載荷実験の結果を反映した地震応答解析を実施した結果、最大応答変位が発生する可能性があったため一番目の入力とした。この地震波入力によっては、大きな損傷を受ける可能性が少なかったため、残るⅡ種地盤用の地震波 JRT-EW および Fukiai を入力して検討することとした。また、地震波④は、①の地震波の何倍の地震波レベルまで本構造が耐え得るかを検討しようとしたものである。

3.2 実験結果

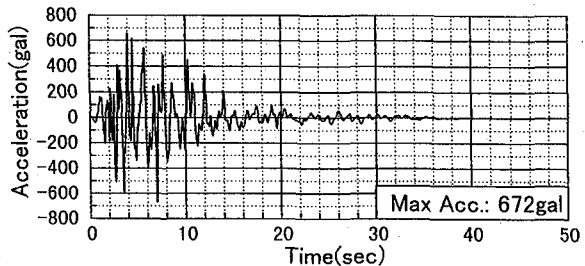
(1) 応答変位

各地震波を入力した場合の荷重-変位曲線と変位の時刻歴応答曲線を図-9に示す。なお、これらの図は、荷重 H_y 、変位 δy で無次元化した。

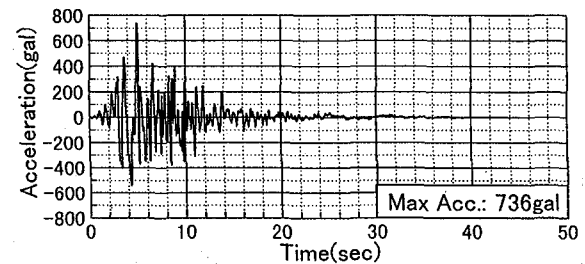
- ① JRT-NS 入力の場合、地震開始後 6 秒付近で最大応



(a) JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 (JRT-NS)



(b) JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分 (JRT-EW)



(c) 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 (FUKIAI)

図-8 入力地震波の加速度波形

答変位 $\delta_{\max}/\delta y = 6.8$ を示す。供試体の劣化はほとんどなく、残留変位 $\delta R/\delta y$ もほとんど零である。これは、No. 3 供試体と同一諸元である No. 1 供試体の繰返し載荷実験において、最大荷重時の変位は $\delta_{\max}/\delta y = 8.0$ であり、JRT-NS 入力した場合にはこの変位にも達していないことから損傷は小さいものと判断できる。ただし、最大応答変位 $-6.8 \delta y$ から正側に変位が転じる時に、前述したコンクリート充填部の亀裂による影響が履歴曲線にあらわれている。

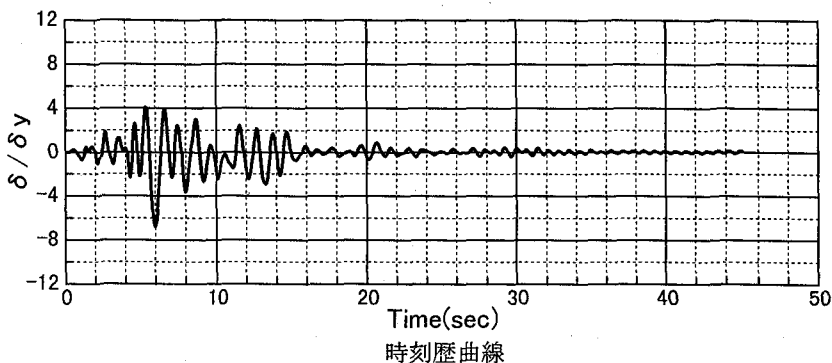
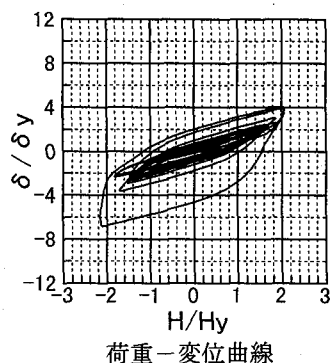
② JRT-EW 入力の場合、地震開始後 3.8 秒付近で最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta y = 6.24$ を示す。JRT-NS 入力時より最大応答変位は小さく、JRT-NS 入力を先に受けた影響によるものと考えられるが、若干の残留変位 $\delta R/\delta y = 0.5$ (残留変位の高さに対する比 $\delta R/h$ は $\delta R/h = 1/524$) が生じた。

③ Fukiai 入力の場合、地震開始後 4.5 秒付近で JRT-NS、JRT-EW 入力した場合に比較して大きい最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta y = 8.42$ を示す。同一諸元の供試体の繰返し載荷実験では、 $8 \delta y$ を越えた場合、徐々に耐力の低下が見られるが、ハイブリッド実験においては、 $8 \delta y$ を越えても耐力の低下は見られない。これは、供試体が受ける変位履歴の回数によるものと考えられる。残留変位は $\delta R/\delta y = 1.51$ ($\delta R/h = 1/162$) であり JRT-EW と比較して大きい。これは、最大加速度 736gal が入力される 4.5 秒前後において、大きく応答して塑性化が進み、そ

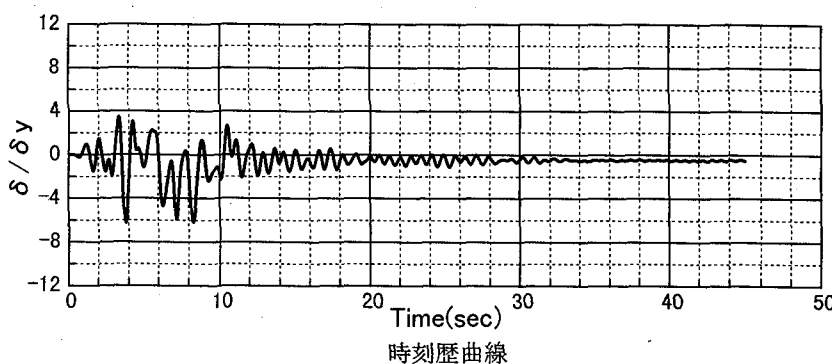
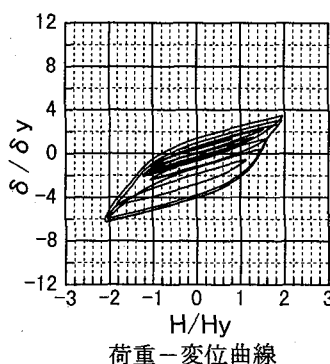
の後、その変形を戻すような大きな加速度の入力がないことから、一方向に片寄せた状態で振動を繰返した結果に起因するものである。

④ JRT-NS12 入力の場合、地震開始後 6.1 秒付近で最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y=10.5$ と大きな応答を示している。

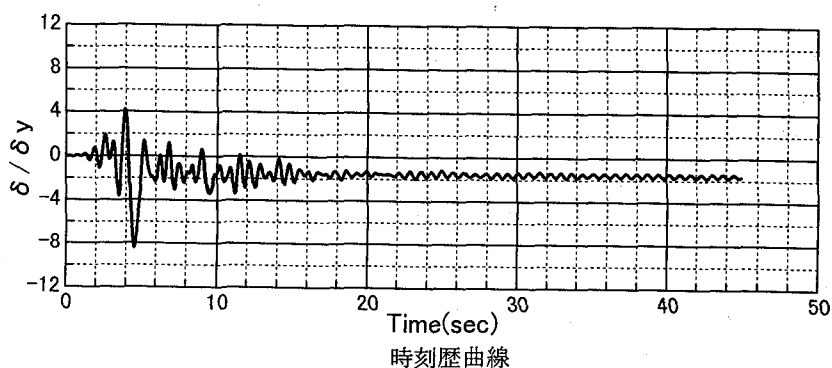
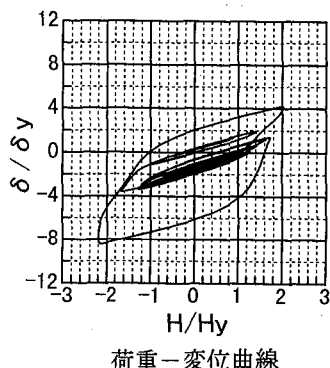
しかしながら、繰返し载荷実験では耐力の低下が見られる $8\delta_y$ を過ぎて最大応答変位 $\delta_{\max}/\delta_y=10.5$ に達しても、耐力の低下は見られない。残留変位は $\delta_R/\delta_y=0.9$ ($\delta_R/h=1/264$) であり、Fukiai に比較して最大応答変位は大きい、残留変位は小さい結果となった。



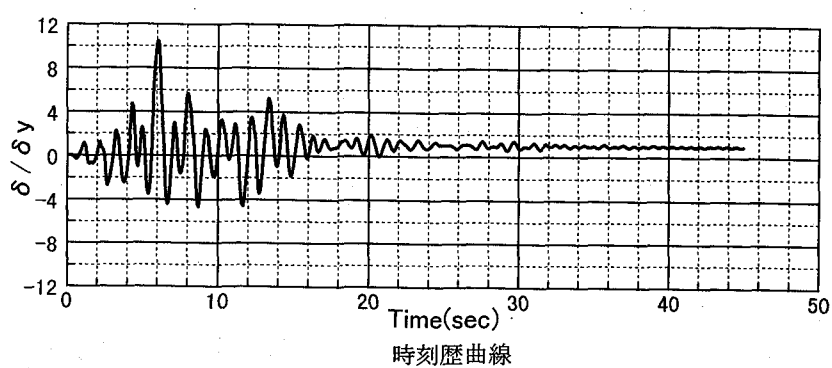
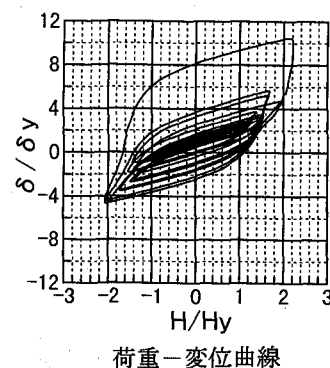
(a) J R 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 (JRT-NS)



(b) J R 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分 (JRT-EW)



(c) 大阪ガス葺合供給所構内地盤上 (FUKIAI)



(d) J R 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分 (JRT-NS) $\times 1.2$ 倍

図-9 荷重-変位曲線および時刻歴曲線

(2) ひずみ履歴

JRT-NS を入力したときのひずみ履歴について示す。ここで示したひずみゲージは、繰返し載荷実験と同一位置である。

コンクリートのひずみは、最大応答変位を示す 6 秒付近までは小さく、6 秒前後で急激に増加して最大のひずみとなった。この時のひずみは約 0.4% であり、繰返し実験における同一位置のひずみと比較して小さく、ひずみ量からもほとんど損傷がないことが判断できる（図-10 参照）。

フランジ中央部およびそのすぐ近傍の補剛材のひずみについても、最大応答変位を示す 6 秒付近までは弾性域であり、大きなひずみの変化はほとんど見られないが、6 秒前後で急激に増加して最大のひずみ量となった（図-10 参照）。

(3) 座屈および損傷状況

1 番目～3 番目の地震波を入力した場合には、局部座屈は認められなかったが、4 番目の JRT-NS $\times 1.2$ 倍を入力した時、柱基部に補剛材間の規則的な軽微な局部座屈が発生した。なお、コーナー溶接部の縦割れの発生は認められなかった。

(4) コンクリートの損傷状況

繰返し載荷試験と同様に、ハイブリッド実験終了後に充填コンクリートの損傷状態を確認した。その状況を写真-5 に示す。この写真から、基部と横リブ間の中央部に横亀裂の発生が認められるが、コンクリートの損傷は軽微であることがわかる。

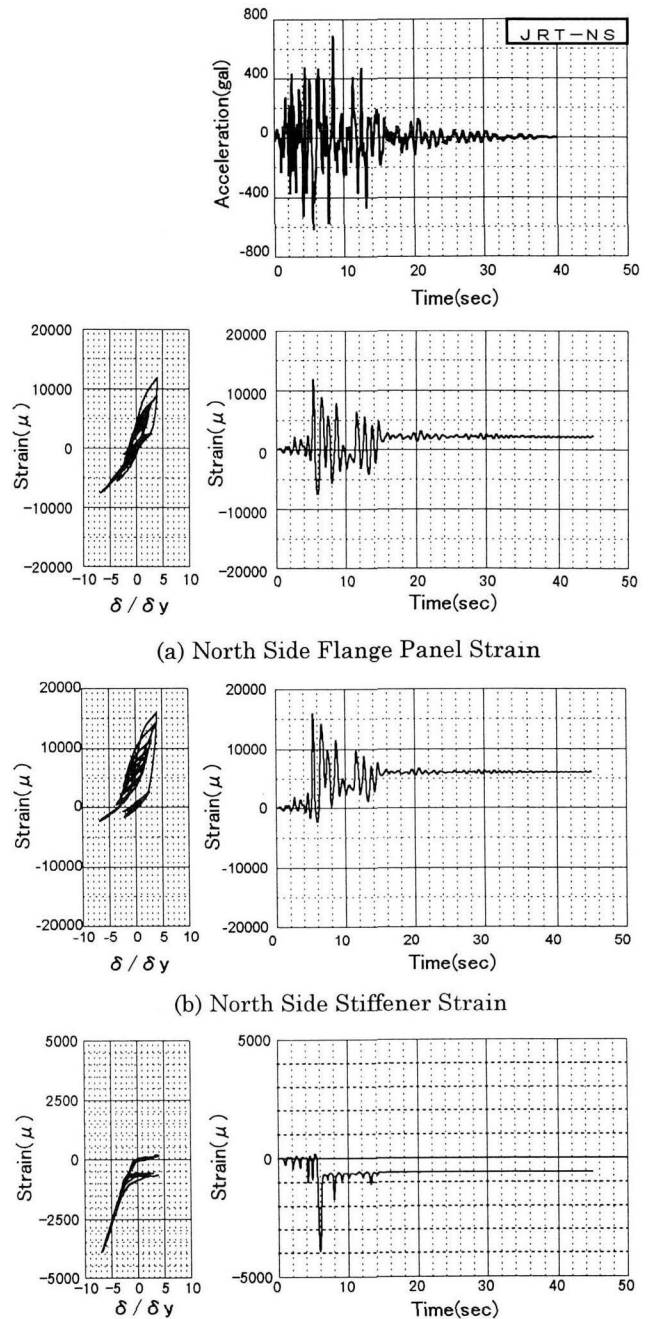
これらハイブリッド地震応答実験の結果より、II 種地盤の地震波（その内の一つは 1.2 倍の加速度振幅の地震波）に対しては、最大応答変位に達しても耐力の低下がないこと、また、残留変位が最大でも $\delta R/h=1/162$ であり、許容残留変位 1/100 より比較的小さいことから優れた耐震性能を有しているものと判断できる。

4. 結論

八角形断面鋼製橋脚の 1/4 サイズの 3 体の実験供試体を製作し、繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を実施してその耐震性能を評価した。繰返し載荷実験においては、フランジ補剛板のアスペクト比の異なる供試体（No. 1 供試体、No. 2 供試体）も準備してその違いについても比較検討した。また、ハイブリッド地震応答実験（No. 3 供試体）では、建設が予定されている II 種地盤における兵庫県南部地震の地震波を適用してその耐震性を検討した。本研究によって得られた結果は以下のように要約できる。

(1) 繰返し載荷実験

- ・ 荷重－変位曲線において、フランジ補剛板のアスペクト比の異なる供試体（No. 1 および No. 2 供試体）ともに水平変位が $8\delta y$ で最大荷重となり、その後、 $11\delta y$ まで、荷重の低下は少なく、 $13\delta y$ において降伏水平



(a) North Side Flange Panel Strain

(b) North Side Stiffener Strain

(c) Section-B North Side Concrete Strain

図-10 変位－ひずみ曲線および時刻歴曲線

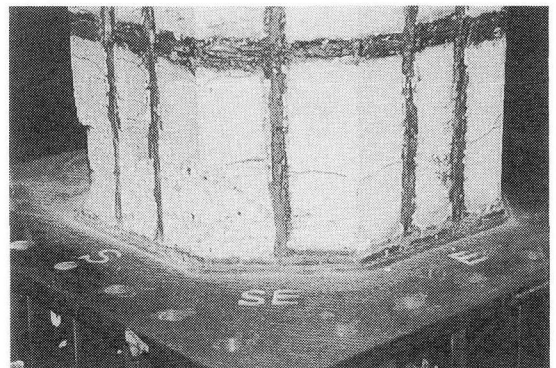


写真-5 充填コンクリートの損傷状況

荷重 H_y まで低下した。

- ・荷重が H_{95} に達した時の変位を終局変位と定義した場合、No.1 供試体では $11.3 \delta_y$ 、No.2 供試体では $10.5 \delta_y$ であり、横リブ間隔の小さい No.1 供試体の方が変形性能が良い。
- ・最大水平荷重 H_{max} は、No.1 供試体で $2.13H_y$ 、No.2 供試体で $2.10H_y$ であり、矩形断面と比較して強度上昇の比率が高い。
- ・変位 $6 \delta_y$ で柱基部に補剛材間の規則的な局部座屈が発生し、変位 $8 \delta_y$ でコーナー溶接部に縦割れが発生し、 $9 \delta_y$ 以降は縦割れの箇所が増加する現象は両供試体とも同様であるが、No.2 供試体（ダイアフラム間隔が広い）は、縦溶接割れがダイアフラムの区間に及んだため補剛板が外側に大きく変形する座屈モードとなった。No.1 供試体は、横リブ間隔が狭く、そのため $13 \delta_y$ に至っても補剛材間の座屈変形のモードが確認でき、補剛板全体の座屈モードには至らない。
- ・コンクリートのひずみは、変位 $10 \delta_y$ の時に最大となり、そのとき計測された値は、約 1.2% である。

(2) ハイブリッド地震応答実験

- ・建設予定地と同じⅡ種地盤の地震波（その内の一つは 1.2 倍の加速度振幅の地震波）に対して、最大応答変位は $\delta_{max}/\delta_y=10.5$ で、その変位に達しても耐力の低下はない。また、残留変位は最大でも $\delta_R/h=1/162$ であり、許容残留変位 $1/100$ より小さい。
- ・鋼材においては最大 1.5% 程度、コンクリートにおいては 0.4% 程度のひずみが発生し、基部においては軽微な局部座屈が発生するが、コーナー溶接部の縦割れの発生は認められない。
- ・充填コンクリートには、基部と横リブ間の中央部に横亀裂の発生が認められるが、コンクリートの損傷は軽微である。

参考文献

- 1) 小瀬古信博、青木徹彦、福山口秀士：八角形断面鋼柱の局部座屈強度、土木学会論文報告集 No.330, pp.27-36, 1983.2.
- 2) 右田泰弘、青木徹彦、福山口秀士：多角形断面鋼柱の局部座屈に関する実験的研究、土木学会論文集 No.422, pp.255-263, 1990.10.
- 3) 右田泰弘：多角形閉断面鋼柱の局部座屈と連成座屈に関する基礎的研究、大阪大学提出学位論文、1994.
- 4) 山田尚之、青木徹彦：鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰返し強度特性に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.42A, pp.197-205, 1996.
- 5) 林幸司、西澤正博、青木徹彦、山田将樹：鋼八角形断面橋脚の繰返し載荷耐震実験、土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, pp.566-567, 1996.

- 6) 宇佐美勉、葛漢彬、水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動、構造工学論文集 Vol.39A, pp.249-262, 1993.
- 7) 宇佐美勉、今井康幸、青木徹彦、伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.37A, pp.93-106, 1991.
- 8) 宇佐美勉、水谷慎吾、青木徹彦、伊藤義人、安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 9) 宇佐美勉、坂野茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集 Vol.39A, pp.235-247, 1993.
- 10) 葛漢彬、宇佐美勉、戸谷和彦：繰返し挙動を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究、構造工学論文集 Vol.40A, pp.163-176, 1994.
- 11) 鈴木森晶、宇佐美勉、竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集 No.507/I-30, pp.99-108, 1995.1.
- 12) 宇佐美勉、鈴木森晶、Iraji H. P. Mamaghani、葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案、土木学会論文集 No.525, pp.69-82, 1995.10.
- 13) 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究 WG, 1996.7.
- 14) 名古屋高速道路公社、名古屋大学：コンクリートの中詰めした鋼製橋脚の耐震設計法の開発に関する研究（その 4）、1996.3.
- 15) 才塚邦宏、宇佐美勉、木曾英滋、伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験、構造工学論文集 Vol.41A, pp.277-288, 1995.
- 16) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1993.3.

（1997年9月26日受付）