

漸増繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の強度と変形能に 及ぼすマンホールの影響

INFLUENCE OF OPENING ON STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL BOX COLUMNS UNDER GRADUALLY INCREASING AND CYCLIC LOADING

中村 雅樹*、藤井 堅**、上野谷 実***、小谷口 良隆****
Masaki NAKAMURA, Katashi FUJII, Minoru UENOYA and Yoshitaka KOTANIGUTI

*福山大学助手 工学部土木工学科 (〒729-02 福山市学園町1番地三蔵)

**工博 広島大学助教授 工学部第四類 (〒724 東広島市鏡山1丁目4-1)

***工博 福山大学教授 工学部土木工学科 (〒729-02 福山市学園町1番地三蔵)

****広島大学大学院 工学部第四類 (〒724 東広島市鏡山1丁目4-1)

Cyclic loading tests were carried out to clarify the influence of an opening on the cyclic behavior of cantilever steel columns modeling bridge pier where an opening would be usually made for maintenance or construction work. Under the constant axial force which was kept about 10% of the compressive strength of the specimen without the opening, lateral cyclic displacement was applied increasingly. The square box specimens were two of with and without the openings which were perforated on the webs of the bottom panel. Whole same conditions were adopted between two specimens, such as dimensions, used materials and loading conditions except the perforation. Though the maximum ultimate strength is almost the same, from the results, the residual strength and the energy absorption remarkably decrease with every cycle due to the opening after the maximum lateral load.

Key Words: Steel bridge pier, Man hole, Cyclic loading test, Ductility, Energy-absorption capacity

1. はじめに

鋼製橋脚では補剛板を用いた箱形構造が多用されるが、維持・管理のために開口部(マンホール)を設けることが多い¹⁾。ところが、これらの開口部を設計する際、道路橋示方書²⁾³⁾、各公団および公社の設計基準においては、明確な規定が設けられていないのが現状である。したがって過去の実績や設計者の経験に基づいて開口部の位置の選定、ならびに補強設計が行われてきた。

先の阪神・淡路大震災では阪神地域の鋼製橋脚が甚大な被害を受けた⁴⁾。高速道路においては、高架橋を支える多くの鋼製橋脚の柱部材で座屈による損傷が発生したが、とりわけ柱部材基部付近にマンホールを有する補剛板の座屈による被害が多かったのが注目されている。

鋼製橋脚基部に開口部を設けない鋼製橋脚の耐震性能などについての研究は近年精力的に行われている^{5),6),7),8),9),10)}。一方、開口部を設けた板に対しては、小判型の開口部を設けダブリング補強を施した圧縮補剛板の終局強度に関する藤井らの研究¹¹⁾や、せん断力を受ける円形の開口部を設けた正方形板の強度と補強法に関する上野谷らの研究¹²⁾、さらに初期たわみがある開口板の引張座屈に関する清水らの研究¹³⁾がある。これらの研究は部分パ

ネルあるいは単一パネルに関するものであり、鋼製橋脚をモデル化したものではない。しかしながら、9割以上の鋼製橋脚に開口部(マンホール)が設けられているにも関わらず、開口部を有する鋼製橋脚の変形性能に関する研究は少ない^{14),15)}。

そこで本研究ではこのような観点から、箱形断面片持柱を一定軸力のもとで水平繰り返し載荷実験を無孔橋脚モデルと有孔橋脚モデルについて行い、開口部が鋼製橋脚モデルの耐力や繰り返し力学的挙動および変形性能に与える影響を実験的に調べた。

2. 実験概要

2. 1 実験供試体

本実験で用いた供試体は開口部を設けない供試体(Type-P)と開口部を設けた供試体(Type-H)の2種類である。供試体はFig.1に示すように正方形で400×400mmの箱形断面であり、ウェブおよびフランジ厚4.5mm、縦方向補剛材板厚4.5mmで、材質はともにSS400である。供試体の全長は1930mmで、柱基部から400mmピッチに板厚9mmで板幅90mmの外ダイヤフラムを設

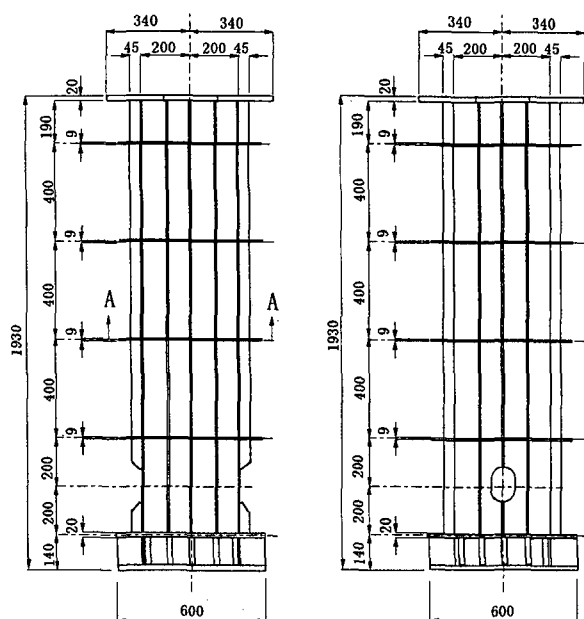


Fig.1 Test Specimens with Rectangular Section (mm)

置した。

変形性能を調べるための着目パネルは供試体最下部の補剛板パネルである。中央の縦方向補剛材は開口部で切断されている。開口部の形状は建設省および首都道路公団で標準的に用いられている形状(400 × 600mm の小判型)をもとに、供試体モデルの縮尺を考慮して 80 × 120mm の小判型とした。開口による開口部有効断面積の欠損率は 11.8%である。開口部周辺の補強は行っていない。供試体の縦方向補剛材は箱形断面内の溶接施工上の理由で箱形断面の外面に設けた。開口部の有無による比較をする上ではそれほど影響はないものと思われる。

Fig.2 に荷重方向と開口部の位置を示す。供試体の 4 面はウェブパネル 2 面を A,C 面と呼び、フランジパネル 2 面を B,D 面と呼ぶことにする。A,C 面は小判型孔を有する開口面であり、供試体の偏心を避けるために開口部は A,C 両面に設けた。既設鋼製橋脚の開口部は維持補修などのとき作業用足場の設置が通行する車両の妨げにならないようにほとんど橋軸に直角の側面に設けてい

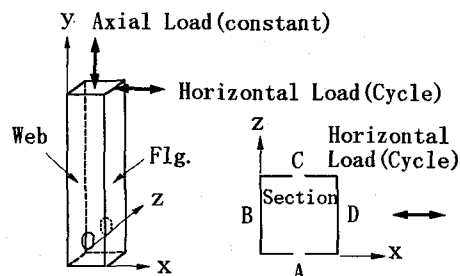


Fig.2 Loading System

Table 1 Material Properties

No.	σ_y	σ_u	ν
1	3894	4771	0.28
2	3809	4757	0.27
3	3895	4740	0.28
4	3863	4669	-

Notes: σ_y = Yield Stress (kgf/cm²)
 σ_u = Tensile Strength (kgf/cm²)
 ν = Poisson's Ratio

る。鋼製橋脚に対する地震の水平力は橋軸方向には上部工の抵抗によりかなり軽減されるが、橋軸直角方向には上部工の抵抗が少ないため厳しく作用する。これらのことから、開口部は荷重軸に直角の側面に設けた。

供試体の補剛板パネルの板厚 ($t = 4.5\text{mm}$) は道路橋示方書²⁾の基準を満足している。縦方向補剛材は文献³⁾で縦補剛材を必要剛比の 3 倍程度にすることにより 20 ~ 40 % 程度塑性率の上昇が図れると報告されていることから、縦補剛材の剛比 γ_1 を縦方向補剛材の必要剛比 $\gamma_{1, \text{req}}$ の 3 倍にした。

鋼製橋脚モデル製作に使用した鋼材の材料特性を Table 1 に示す。

供試体の初期たわみは、橋脚モデルの下部 2 段の補剛板パネルを 4 面 (A,B,C,D) について測定した。道路橋示方書²⁾では、補剛板全体の初期たわみ δ_1 を $a/1000$ 以下、補剛材間パネルの初期たわみ δ_2 を $b/150$ 以下と規定している。ここに、 a は圧縮軸方向の補剛板長さで、 b は補剛材間板パネル幅である。その比をとった最大初期たわみは、それぞれ道路橋示方書²⁾の規定値をかなり上回っており、最大で規定値の約 3.8 倍の初期たわみが測定された。Type - P と Type - H の最大初期たわみはほぼ同じであったので、本研究のように開口部の有無による比較の結果に対する影響は少ないものと考えられる。また、残留応力に対しても製作工程を同一にしているのと同様に影響は少ないものと思われる。

2. 2 荷重装置および方法

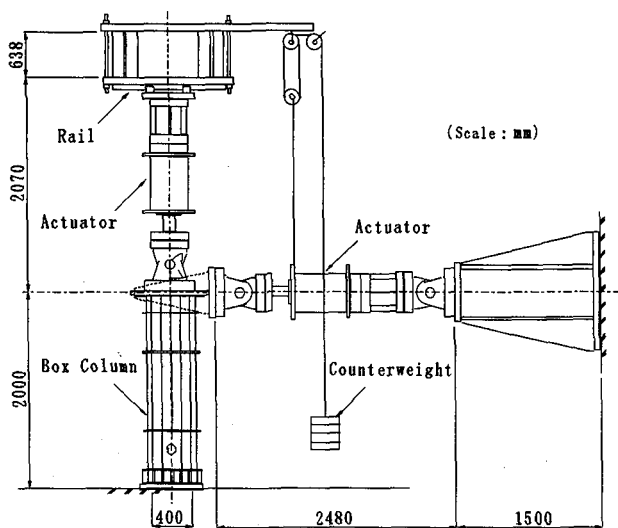


Fig.3 Test Setup

本実験で用いた载荷装置を Fig.3 に示す。実験は、まず供試体に所定の軸力を载荷した後、その軸力を一定に保持した状態で柱上端部の载荷点に正負の繰り返し水平荷重を静的に载荷した。所定軸力は全断面降伏荷重の 10 % とした。この値は、文献¹⁾によると既設鋼製橋脚(矩形断面)における軸力成分の平均的な値と考えることができる。

正負の繰り返し水平载荷方法は西川⁹⁾らにしたがった。供試体のフランジパネル最下端が降伏するときの载荷点の水平変位を δ_y とすると、 δ_y を片振幅とした両振り载荷を行い、以降変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅とした両振り载荷を、 $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$, $\pm 4\delta_y$, ... というように漸次振幅を増加させながら、十分に大きな水平変位および変形が生じ、かつ水平反力が降伏時の値よりも十分に下がるまで载荷を行った。本実験では繰り返し荷重の载荷条件として、各 δ_y における繰り返し回数は 1 回ずつとした。

繰り返し载荷の基本変位となる δ_y は以下により算出した。

$$\delta_y = \frac{P_y h^3}{3EI} \quad \dots\dots (1)$$

$$P_y = \left(\sigma_y - \frac{P_v}{A} \right) \cdot \frac{Z}{h} \quad \dots\dots (2)$$

ここで、 P_y は降伏水平荷重、 P_v は鉛直軸荷重、 σ_y は鋼材の降伏応力であり、計算に際しては SS400 の公称降伏応力である 2400kgf/cm^2 を用いた。なお、 E はヤング率、 I は断面 2 次モーメント、 Z は断面係数、 A は総断面積である。上式で計算すると $\delta_y = 5.6\text{mm}$ であるが、本载荷に当たって変位の増大に伴うひずみを測定したところ、アンカーボルト($\phi 50 \times 1800\text{mm}$)の伸びなどに

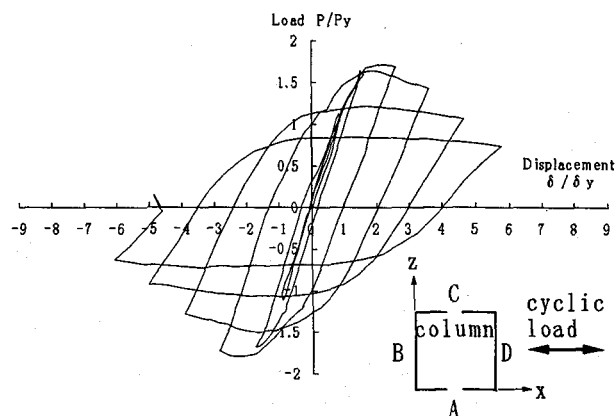


Fig. 4 Horizontal Load-Displacement Hysteretic Curves (Type-P)

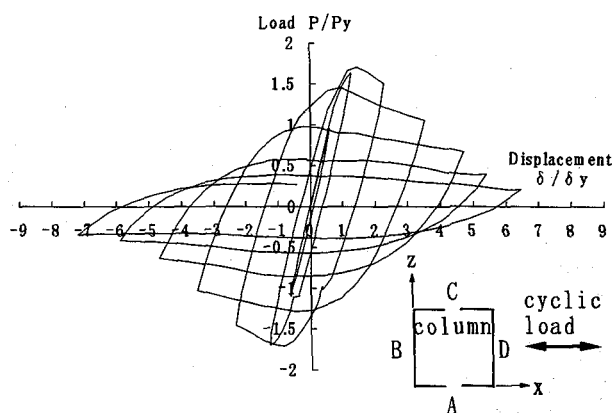


Fig. 5 Horizontal Load-Displacement Hysteretic Curves (Type-H)

より供試体に剛体回転が生じて、実際に柱基部が公称降伏応力(2400kgf/cm^2)に達する変位は 16mm 付近であった。したがって本载荷では剛体回転を含む見かけの変位 $\delta_y = 16\text{mm}$ を基本変位として载荷した。

本実験では、着目する補剛板パネル(最下部)の応力状態を明らかにするために、Type - P で 38 点(1 軸 24 点、3 軸 14 点)、Type - H で 81 点(1 軸 63 点、3 軸 18 点)のひずみゲージを接着した。Type - P ではゲージは着目パネルの中央断面に沿ってウェブ、フランジおよび縦補剛材に接着した。Type - H ではそれ以外に開口縁および開口部の周辺に接着した。柱全体の水平変位はフランジパネル(面 B)において 4 点測定した。また、局部座屈による面外変位は着目パネル 4 面すべてにおいて Type - P および Type - H とも 2 1 点測定した。

3. 実験結果と考察

3. 1 水平荷重—水平変位履歴曲線

供試体の水平荷重—水平変位履歴曲線(ヒステリシスループ)を Fig.4(Type - P)および Fig.5(Type - H)に示す。図の座標軸は水平荷重 P と水平変位 δ をそれぞれ P_y と δ_y で無次元化している。これらの図に示したヒステリシスループの水平変位は供試体を固定しているアンカ

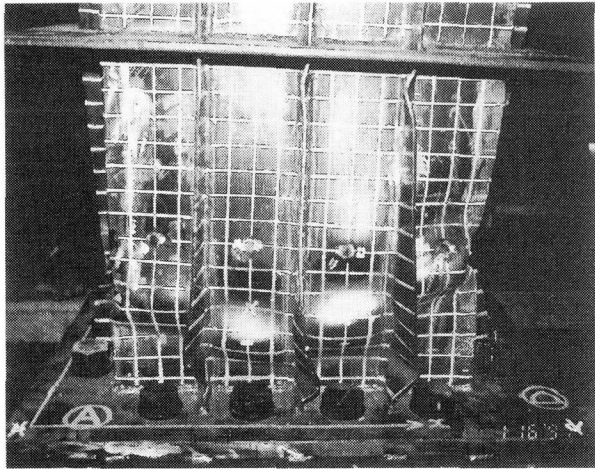


Fig. 6 Failure Appearance of Test Specimen
(Type-P, $6\delta_y$, Web)

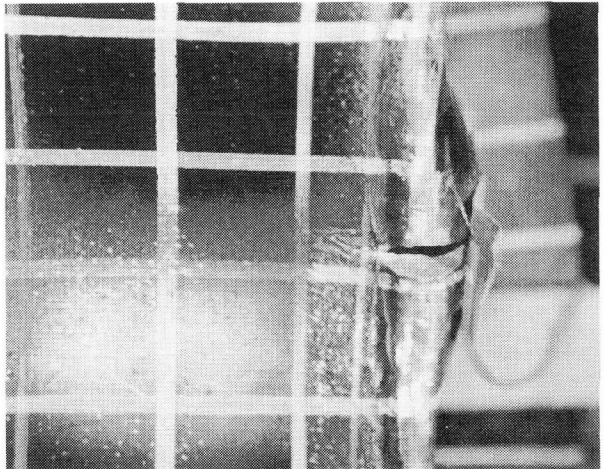


Fig. 8 Crack of Test Specimen
(Type-H, $5\delta_y$)

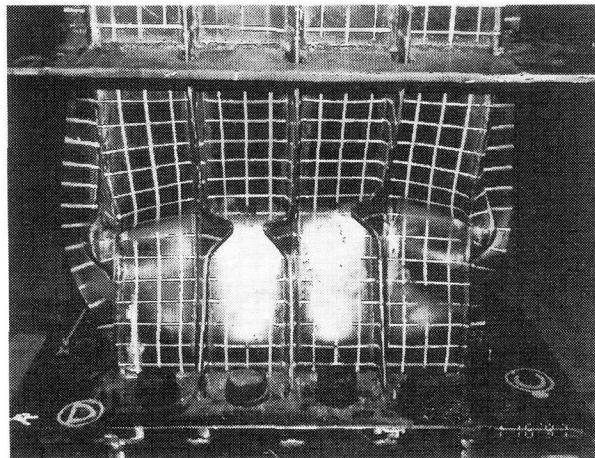


Fig. 7 Failure Appearance of Test Specimen
(Type-P, $6\delta_y$, Flange)

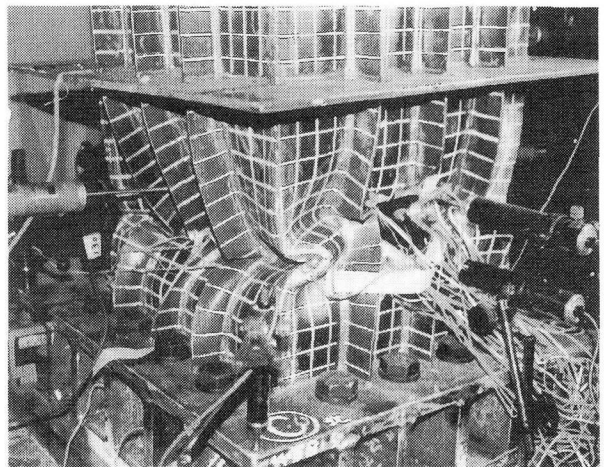


Fig. 9 Failure Appearance of Test Specimen
(Type-H, $5\delta_y$)

一ボルトの伸びで生じる柱の剛体回転による柱頂部の水平変位を除く補正を行っている。柱の剛体回転角はベースプレート上の隅角部4点で測定した鉛直変位から算出した。

Type-PとType-Hのヒステリシスループを比較すると、 $2\delta_y$ までは2体ともほとんど同じようなループを描くが、 $3\delta_y$ 付近でType-Pは最大荷重に達するのに対して、Type-Hでは $2\delta_y$ 直後に最大荷重を記録しており、 $3\delta_y$ の時点ではType-Pの場合の水平荷重よりも低くなっている。また、水平荷重がピークを越えてから、1ループごとの耐力低下はType-Pに比べてType-Hがかなり大きくなっている。

2体の供試体の座屈挙動を比較すると、Type-PもType-Hもフランジパネルの縦補剛材はほぼ $2\delta_y$ 付近から変形がみられ、ウェブパネルの縦補剛材はほぼ $3\delta_y$ 付近から変形がみられた。このときウェブパネルにおいて、Type-Pでは縦補剛材の変形方向が多様であるのに対して、Type-Hでは開口部を挟む縦補剛材が開口

部側に変形するのが特徴的である。Type-Pは水平変位 $3\delta_y$ の時点でウェブパネルの圧縮側に局部座屈を生じているが、 $-3\delta_y$ の時点で引張を受けてほぼ元の形状に戻り角部も直線を保つ。これに対して、Type-Hは水平変位 $3\delta_y$ の時点でウェブパネルの圧縮側に同様な局部座屈を生じているが、 $-3\delta_y$ の時点でほぼ元の形状に戻り、角部も直線を保っている。しかし、開口部付近のウェブパネルの変形は元の形状に戻らなくなっている。Type-Hは水平変位 $4\delta_y$ の時点でウェブパネルの変形が既に大きくなっており、引張を受けても元の形状には戻らず角部で大きな変形がみられた。角溶接部の亀裂もType-Pでは $-5\delta_y$ を過ぎた時点で発生したのに対し、Type-Hでは $-4\delta_y$ を過ぎた時点で発生した。さらに水平変位が大きくなると開口部は、くの字形に変形していく。 $6\delta_y$ の時点で両供試体を比較すると全てのパネルにおいてType-Hの変形が大きい。また、Type-Pのウェブ面の座屈変形は幅方向に縦補剛材を節とする2波の形状であった。Type-Hのウェブ面の座屈変

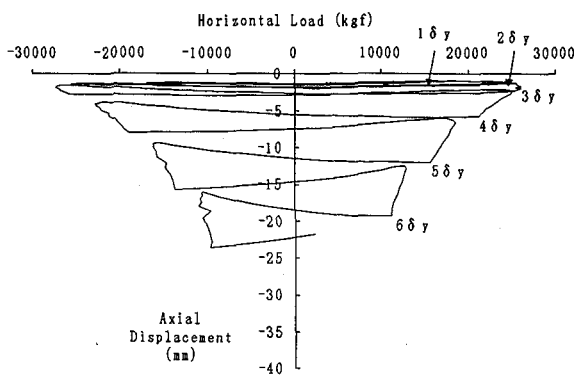


Fig. 10 Horizontal Load versus Axial Shortening Hysteretic Curves (Type-P)

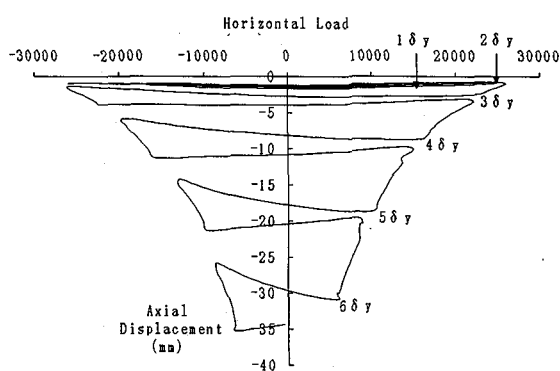


Fig. 11 Horizontal Load versus Axial Shortening Hysteretic Curves (Type-H)

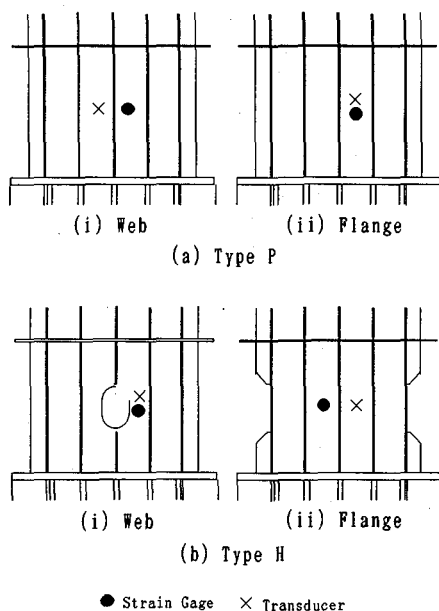


Fig. 12 Measurement Points of Strain Gages and Transducer

形は開口部周辺が内側にたわみ、開口部の横の補剛材に囲まれた部分が外側にたわむ形状であった。この座屈モードの違いは、Type-Pでは中央の縦補剛材が有効に働いているが、Type-Hでは開口により中央の縦補剛

材が切断されているためと考えられる。

実験供試体は、供試体下部の両フランジパネル(面B,D)に凹状の局部座屈波形、両ウェブ面(面A,C)に凹凸状の局部座屈波形が最大荷重付近で見られ、逆方向に水平荷重が加わっても座屈波形は完全に元に戻らず、荷重の繰り返しごとに大きくなって耐力を失っていった。

鋼製橋脚基部の局部座屈状況などについて Fig. 6 ~ Fig. 9 に示す。Fig. 6 および Fig. 7 は Type-P の A 面(ウェブ) ($6\delta_y$) および B 面(フランジ) ($5\delta_y$) の局部座屈状況である。Fig. 8 は Type-H の B 面の両隅角部に溶接線直角方向に生じた亀裂である。また、Fig. 9 は Type-H ($5\delta_y$) の C 面(ウェブ) および D 面(フランジ) の局部座屈状況である。

3. 2 水平荷重-軸方向変位履歴曲線

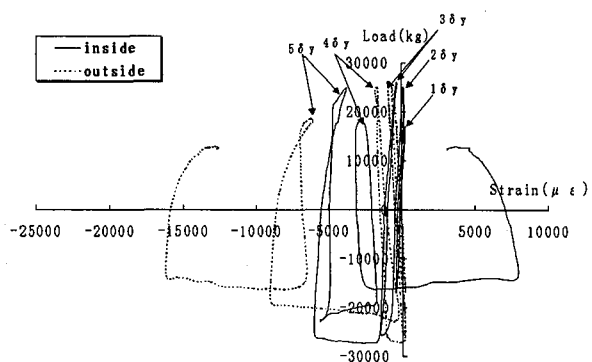
Fig. 10 (Type-P) および Fig. 11 (Type-H) は水平荷重と供試体頂部における軸方向変位の履歴曲線である。これより、初期の状態では供試体の軸方向変位は鉛直荷重により生じるが、その後は水平荷重による柱の局部座屈および補剛板パネルの損傷(亀裂)によって生じると考えられる。最大水平荷重後の軸方向変位は、主として局部座屈や補剛板パネルの損傷(亀裂)によるものと考えられる。Type-P と Type-H の軸方向変位を比較すると、 $2\delta_y$ の時点ではほぼ同じであるが、 $4\delta_y$ になると Type-H の軸方向変位は Type-P より約 1.5 倍になっている。従って、軸方向変位の大きさは、部材の損傷度を表す指標の一つと考えられる。

また、Type-H では、ウェブパネル開口部圧縮側の変形ははっきりと確認された最大水平荷重点 $2\delta_y$ 付近以降、軸方向変位は急激に増加している。Type-P でも最大荷重点以降、Type-H ほどではないが増加している。このことは最大荷重近辺で局部座屈が発生したことを意味し、水平荷重-水平変位曲線のところで述べたことと一致する。すなわち、開口部を有する Type-H の軸方向変位増加量が開口部のない Type-P の増加量に比べて大きいのは、局部座屈変形が Type-P よりもきわめて大きいと思われる。

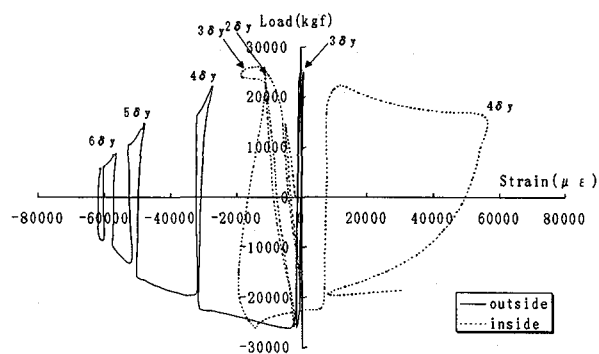
3. 3 ひずみ及び変位性状

Fig. 12 に示す着目パネルの表裏面に貼り付けたひずみゲージより得られた水平荷重-軸ひずみ履歴曲線を、ウェブパネルとフランジパネルについてそれぞれ Fig. 13, Fig. 14 に示す。また、着目パネルの各面に取り付けた変位計より得られた水平荷重-面外たわみ履歴曲線の例をウェブパネルとフランジパネルについてそれぞれ Fig. 15 と Fig. 16 に示す。

Fig. 13, Fig. 14 より、Type-P と Type-H はどちらもフランジパネルでは $2\sim 3\delta_y$ 付近から、ウェブパネルでは $3\sim 4\delta_y$ 付近から繰り返し荷重により軸ひずみが元に戻らず表裏面の軸ひずみの差が急増している。また、

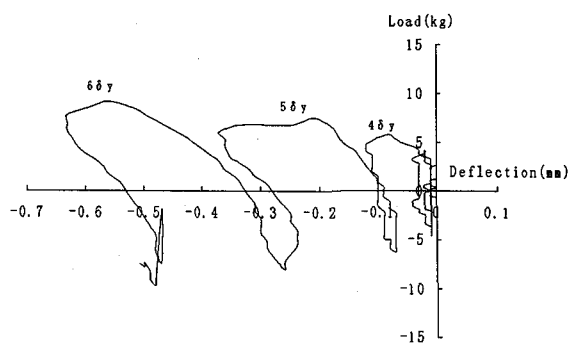


(a) type - P

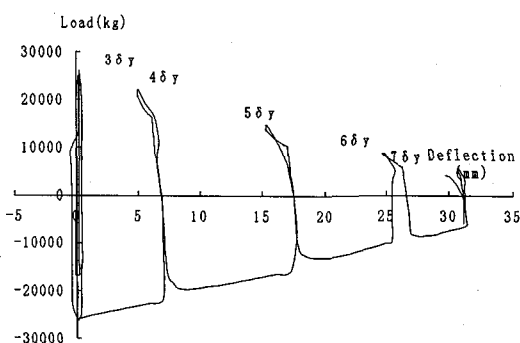


(b) type - H

Fig.13 Horizontal Load versus Strain (Web Panel)

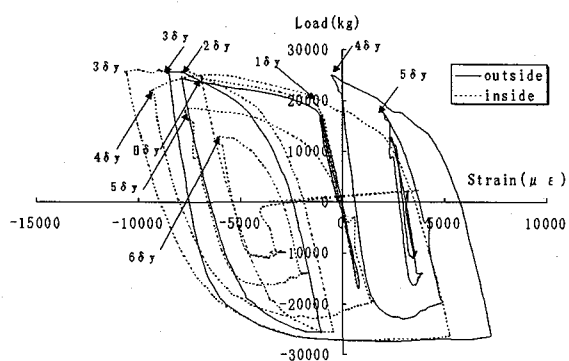


(a) type - P

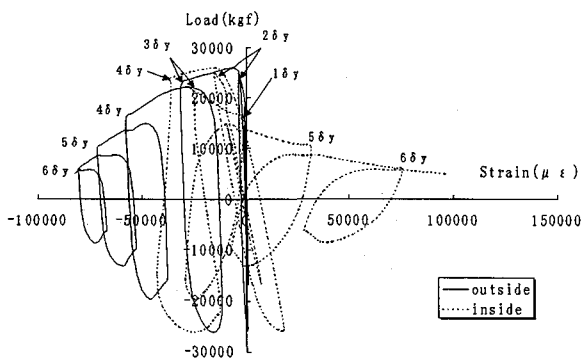


(b) type - H

Fig.15 Horizontal Load versus Deflection of Web Panel

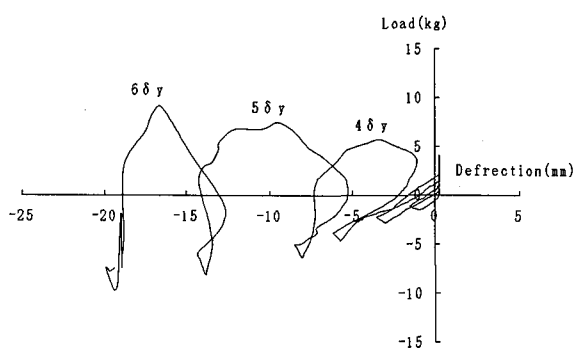


(a) type - P

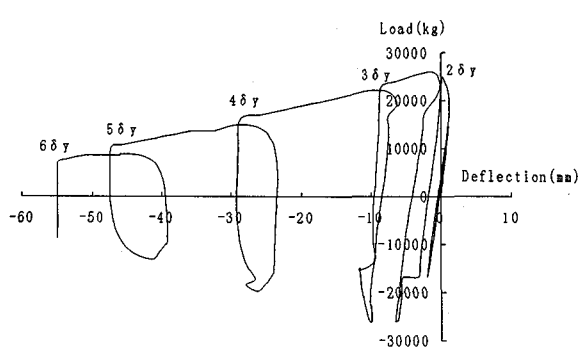


(b) type - H

Fig.14 Horizontal Load versus Strain (Flange Panel)



(a) type - P



(b) type - H

Fig.16 Horizontal Load versus Deflection of Flange Panel

Fig.15, Fig.16 よりフランジパネルとウェブパネルはどちらも Type - P では $4\delta_y$ 付近から, Type - H では 3~4

δ_y 付近から補剛板のたわみが大きくなり繰返し水平荷重を受けてもそのたわみが元の形状に戻らず残留たわみ

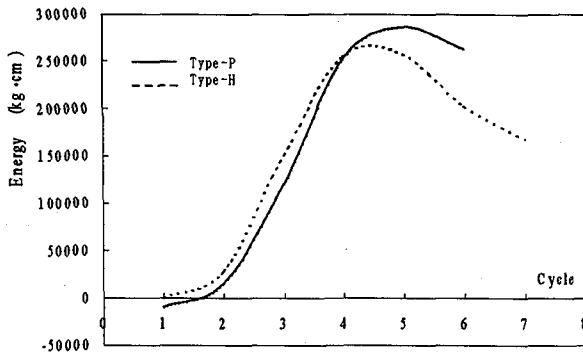


Fig.17 Energy Absorption Capacity per Cycle

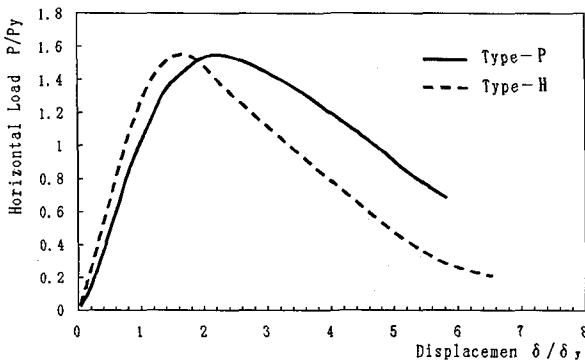


Fig.18 Envelope Curves of Horizontal Load-Displacement

が急増していることがわかる。以上のことは、水平荷重—水平変位履歴曲線の挙動とほぼ一致する。

3. 4 エネルギー吸収能

構造物の変形能を評価する指標としてエネルギー吸収量がある。エネルギー吸収能は、地震時に構造物が地震外力をどの程度吸収できるかという耐震性能を評価する上で重要な指標である。水平荷重—水平変位履歴曲線において、各サイクルごとのループの面積がそのサイクルでの供試体のエネルギー吸収量を表す。エネルギー吸収能は各サイクルのエネルギー吸収量を構造物の破壊と見なせる点まで累積した値とする。

Fig.17 は各供試体について 1 ループごとのエネルギー吸収量を示したものである。Fig.18 は、水平荷重—水平変位関係の包絡線である。この 2 つの図と Fig.4 および Fig.5 の水平荷重—水平変位曲線（ヒステリシスループ）の図を比較すると、Type - P の場合、エネルギー吸収量は荷重ピーク点（ $3\delta_y$ ）以降も増加しており、荷重がおおよそ初期降伏荷重（ H_y ）まで低下したところで最大となる。これは既往の研究でも指摘されている⁹⁾。一方、Type - H の場合、エネルギー吸収量は初期降伏荷重（ H_y ）後も増加しており $4\delta_y$ 後にピークとなる。西川ら⁹⁾は、このようなことから、各载荷ステップの最大変位時の耐

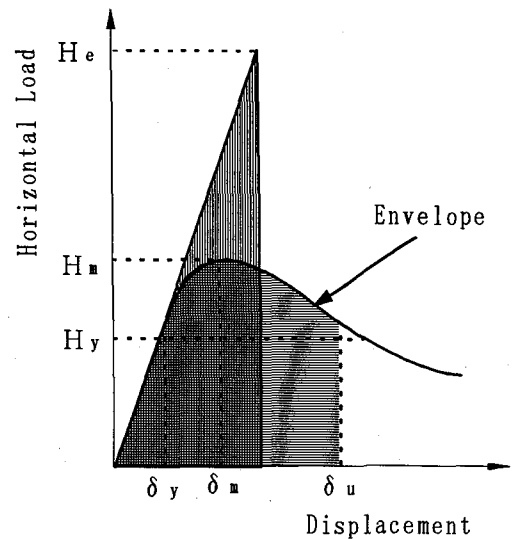


Fig.19 Lateral Earthquake Load-Displacement Relationship

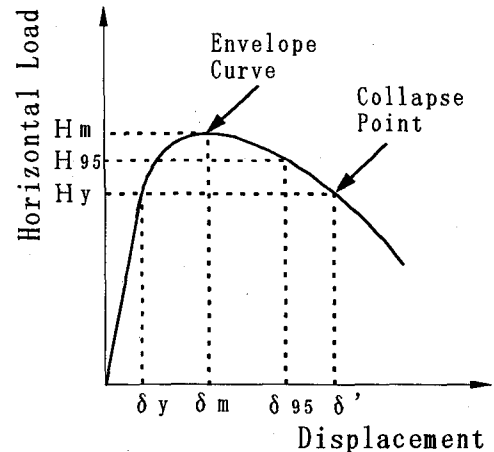


Fig.20 Definition of Collapse Point

力が H_y 以上である範囲内で、1 ループの吸収エネルギーが最大となる時点エネルギー吸収能の観点から限界状態と設定している。

RC橋脚の保有水平耐力照査の手法に準じて、エネルギー一定則を模式的に示すと Fig.19 のようになる。西川ら⁹⁾は、原点と包絡線の降伏点、最大荷重点およびエネルギー吸収能から設定した限界状態点を結んだ面積を弾性入力エネルギーと等価とにおいて、弾性応答作用力（ H_e ）を算出し、評価している。各供試体の降伏時変位 δ_y 、最大荷重 H_m 、最大荷重時変位 δ_m 、限界状態時の変位 δ_u と、これらを用いて計算したエネルギー吸収量および弾性応答作用力と降伏荷重の比率 H_e/H_y を Table2 に示す。

また、宇佐美⁹⁾らは Fig.20 に示すように、水平荷重が最大荷重 H_{max} から低下し、再び H_y で交わる点（変位 δ' ）を破壊点と定義した場合、破壊点に至るまでに吸収した累積履歴吸収エネルギーを E_f とすると、正規化された量 $\hat{E}_f$ は次式で定義している。

$$\frac{\Delta E_f}{E_f} = \frac{E_f}{E_o} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $E_o = H_y \delta_y / 2$ であり、 δ_y は降伏水平荷重 H_y に対応する水平変位である。Table2 に各供試体について ΔE_f を計算した結果を示す。

Table 2 より、最大水平荷重 H_m と弾性応答作用力 H_o に関して着目した場合、Type - H と Type - P の間に大きな差は見られない。また、エネルギー吸収量に着目した場合、西川らによるエネルギー吸収量では、Type - H は Type - P よりも 23.1 % 低くなっている。また、宇佐美らによる破壊までの累積エネルギー吸収量では、Type - H は Type - P より 34.6 % 低下している。これらから、開口に関する断面欠損の影響は、最大耐力よりもエネルギー吸収量に顕著に表れると言える。

西川らと宇佐美らのエネルギー吸収量の評価結果に差が生じたのは、西川らのエネルギー吸収量の評価法では限界状態までの供試体のエネルギー吸収量を比較するのに対して、宇佐美らのエネルギー吸収量の評価では限界状態後も含んだエネルギー吸収量を比較することになるからである。鋼製橋脚のエネルギー吸収量を評価する場合、限界状態後のエネルギー吸収量も考慮すれば、靱性に優れた鋼材の特性を生かした評価方法と言える。

3. 5 塑性率

構造物の変形能を評価する指標のひとつとして塑性率があるが、塑性率の定義は様々であり、標準的な定義といったものはないようである¹⁶⁾。ここでは、よく使われる定義式や、宇佐美らによって定義された⁹⁾塑性率 μ を参考にして、それらの量を各供試体について求め、変形能の立場から部材の優劣を定量的に示す。塑性率において最もよく使われる定義式は、Fig.17 における最大荷重

Table 2 Energy-Absorption Capacity and Ductility

	H_m (kgf)	δ_m (cm)	δ_u (cm)	Energy-Absorption (kgf·cm)	H_o/H_y
Type - P	25900	3.41	5.09	147000	5.03
Type - H	26600	2.63	4.60	113000	4.79
(H-P)/P × 100	2.7	-22.9	-9.6	-23.1	-4.8

	δ' (cm)	Cumulative Energy-Absorption E_f (kgf·cm)	$E_f (=E_f/E_o)$
Type - P	7.54	664000	155.8
Type - H	5.94	434000	101.7
(H-P)/P × 100	-21.2	-34.6	-34.6

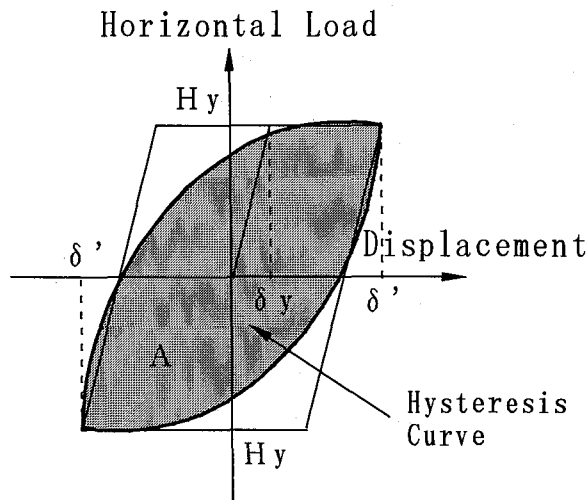


Fig.21 Comparison of Energy-Absorption Capacity

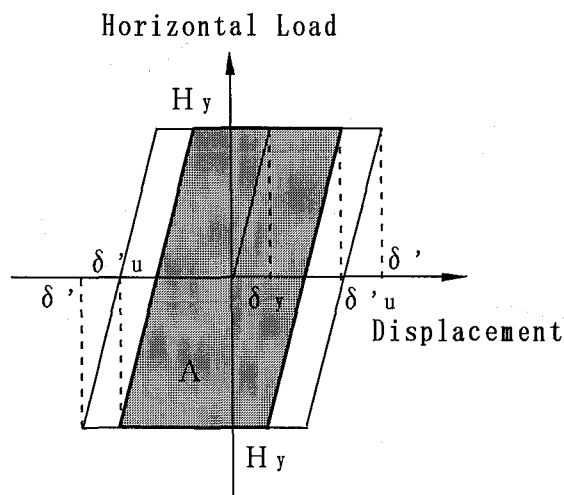


Fig.22 Replacement of Energy-Absorption Capacity by Elastic-perfectly Plastic Hysteretic Curve

に対応する変位 δ_m と H_y に対応する水平変位 δ_y との比で表す方法であり、次式で表す。

$$\mu_m = \frac{\delta_m}{\delta_y} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、最大荷重以後の荷重低下が緩やかである場合、この δ_m を正確にとらえることが困難であること、および耐震性能を評価する場合には、変位が δ_m を越えることを破壊の基準とすることは必ずしも適切ではないと考えられることから、 H_{max} から荷重がある程度変位した点の変位を用いて塑性率を定義する考え方がある¹⁶⁾。ここではその一つとして、 H_{max} の 95 % 値に対応する変位 δ_{95} を用いて次式のように定義する。

$$\mu_{95} = \frac{\delta_{95}}{\delta_y} \dots\dots\dots (5)$$

式(4)または式(5)の定義式は物理的には明確であるが、構造物の荷重-変形特性やエネルギー吸収能が十分に生かされているとは言い難い。

さらに、塑性率の定義式として宇佐美らによって提案された⁹⁾次式がある。

$$\mu = \frac{\delta'_u}{\delta_y} \dots\dots\dots (6)$$

式(6)で定義される塑性率は、履歴吸収エネルギーの特性を反映することができるため、式(4)で定義される塑性率よりも合理的であるとされており、その求め方は以下の通りである。

- 1) H - δ 履歴曲線の包絡線の降下部分において、H = H_y と交わる点を破壊点と定義し、このときの変位を δ' (Fig.20 参照) とする。
- 2) 変位が δ' に対応する履歴曲線を求め、それが囲む面積 A (履歴吸収エネルギー) を求める (Fig.21 参照)。ここで、変位 δ' に対応する履歴曲線は必ずしも存在しないので、実際にはその前後の変位での履歴曲線の囲む面積を用いて A を求めることになる。
- 3) 面積が A に等しく強度が H_y である完全弾塑性履歴曲線を考え (Fig.22 参照)、そのときの片側最大変位を δ'_u とする。
- 4) 塑性率 μ を式(6)により求める。

2体の供試体について H_y, δ_y に理論値 (H_y=15230kgf, δ_y =0.56cm) を用いて計算した塑性率を Table3 に示す。これより、Type - P と Type - H を 3 種類の塑性率で比較すると、Type - H の塑性率は Type - P より μ_m =22.8 %, μ_{95} =22.6 %, μ =9.1 % となり、Type - P よりも 9 ~ 23 % 低下している。これらの差は μ_m および μ_{95} の場合、ほとんど最大荷重時の水平変位で評価するのに対して、 μ の場合、最大荷重後の、エネルギー吸収量も考慮した塑性率であるためと考えられる。

4. 結論

本研究では、2体の鋼製橋脚モデル(有孔供試体1体、無孔供試体1体)を用いて、上部構造物の自重を考慮した一定軸圧縮荷重のもとで地震力を想定した、繰り返し水平荷重を静的に載荷する実験を行い、開口部が鋼製橋脚の変形能に与える影響や有孔補剛板における耐力および繰り返し力学的挙動の相違を実験的に調べた。本実験結果から次のことが明らかになった。

- 1) 開口の有無に関わらず各供試体の最大耐力はほとんど変わらない。

Table3 Comparison of Plastic Ratio

(a) Plastic Ratio by Eq. (4)

	H _m (kgf)	δ_m (cm)	$\mu_m (= \delta_m / \delta_y)$
Type - P	25900	3.41	6.09
Type - H	26600	2.63	4.70
(H-P) / P × 100	2.7	-22.9	-22.8

(b) Plastic Ratio by Eq. (5)

	H ₉₅ (kgf)	δ_{95} (cm)	$\mu_{95} (= \delta_{95} / \delta_y)$
Type - P	24600	4.34	7.75
Type - H	25300	3.36	6.00
(H-P) / P × 100	2.8	-22.6	-22.6

(c) Plastic Ratio by Eq. (6)

	δ' (cm)	A (kg·cm)	δ'_u (cm)	$\mu (= \delta'_u / \delta_y)$
Type - P	7.54	286000	5.26	9.40
Type - H	5.94	257000	4.78	8.54
(H-P) / P × 100	-21.2	-10.1	-9.1	-9.1

- 2) いずれの供試体も、最下端ベースプレート直上部のパネルの局部座屈変形の進展により崩壊に至った。
- 3) 開口による影響は最大水平荷重前にあまり見られないが、最大水平荷重以降に有孔供試体は局部座屈の進展が著しく、耐力が無孔供試体より大きく低下する。
- 4) エネルギー吸収量は有孔供試体が無孔供試体より 34.6 % 低下する。
- 5) 鋼製橋脚のエネルギー吸収量の評価は靱性に優れた鋼材の特性を生かすために限界状態後も考慮すべきである。

最後に、本実験に際しまして(社)鋼材倶楽部並びにウエスコ土木技術振興基金より資金協力を得た。また、川田工業(株)より供試体の製作において援助を頂いた。この場をかりてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 中井博, 北田俊行, 鈴木敏, 堀江佳平, 祝賢治: 開口部を有する圧縮補剛板の実績調査, 橋梁と基礎, Vol.30, No.9, pp.31-38, 1996.9
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編およびII 鋼橋編, 丸善, 1996.12
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996.12
- 4) 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中間報告書, 1995.3
- 5) 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及ぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993.3

6) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.975-986, 1996.3

7) 中井博, 北田俊行, 中西克佳: 漸増繰返し荷重を受ける鋼製・合成橋脚柱の耐荷性状に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.89-100, 1995.4

8) 渡邊英一, 杉浦邦征, 播本章一, 長谷川敏之: ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.133-142, 1992.3

9) 鈴木森晶, 宇佐見勉, 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

10) 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, 1992.3

11) 藤井堅, 藤枝洋二, 佐藤誠: 圧縮を受ける有孔補剛

板の補強と終局挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.133-142, 1993.3

12) 上野谷実, 大村裕: 円孔を有する固定支持正方形板の弾塑性座屈に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.145-154, 1989.3

13) 清水茂, 吉田俊弥: 面外初期たわみのある有孔板の大変形解析, 構造工学論文集 Vol.38A, pp.203-212, 1992.3

14) 中村雅樹, 藤井堅, 上野谷実: 繰返し荷重を受ける箱形鋼柱の強度と変形能に及ぼすマンホールの影響, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.123-128, 1997.5.

15) 中井博, 北田俊行, 祝賢治, 鈴木徹, 堀江佳平, 水原昌弘: 開口部を有する圧縮補剛板の耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.135-146, 1997.3

16) Nakajima, M.: Variation of Ductility Capacity of Steel Beam-Columns, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No.7, pp.1941-1960, 1994.7

(1997年9月26日受付)