

日本電信電話 正員○岩島一郎 日本鋼管 正員 水谷慎吾
名古屋大学 正員 宇佐美勉

1. 緒言 鋼製橋脚の耐震性能を考える場合、強度と共に靱性も考慮しなければならない。文献[1]では、幅厚比パラメータ、補剛材剛比および軸圧縮力の大きさをパラメータとした箱形断面供試体を製作し、実験を行い、それらのパラメータが強度および靱性に及ぼす影響を考察した。本研究では、さらに、コンクリートを充填した供試体、補剛材の降伏応力を板パネルの降伏応力より上げたハイブリッド断面供試体、補剛材の剛比を上げる部分の長さを変えた供試体など総計19体の箱形断面供試体について実験を行い、それらが強度、靱性に与える影響を実験的に求めた。コンクリート充填供試体については文献[2]により報告するため、本報文ではコンクリートを充填しない供試体に対する実験結果のみを報告する。

2. 実験概要 Table 1に実

Table 1 Parameters of Test Specimens

験供試体のパラメータを示す。耐震性能に影響を及ぼすパラメータとして、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、フランジ板の幅厚比パラメータ R_f 、補剛材の剛比 γ 、剛比を上げる部分の長さ ℓ_s 、軸圧縮力の大きさ P および充填コンクリートの高さ ℓ_c を考慮している。断面形状は文献[1]と同様、無補剛断面は $d/b=3/4$ （ $d=ウェブ$ 幅、 $b=フランジ$ 幅）、補剛箱形断面は d/b

	Specimen	$\bar{\lambda}$	R_f	γ/γ_{req}	ℓ_s	ℓ_c	P/Py	Remarks
Unstiffened	UU0	0.4	0.7	—	—	—	0	—
	UU1	0.4	0.7	—	—	—	0.2	—
	UU2	0.4	0.7	—	—	0.3h	0.2	—
	UU3	0.4	0.7	—	—	0.5h	0.2	—
	UU4	0.4	0.7	—	—	0.5h	0.2	—
	UU5	0.6	0.7	—	—	0.3h	0.2	—
	UU6	0.4	0.9	—	—	—	0.2	—
	UU7	0.4	0.9	—	—	0.3h	0.2	—
	UU10	0.4	0.3	—	—	—	0.3	—
	UU11	0.4	0.3	—	—	—	0.2	—
Stiffened	SS1	0.5	0.45	3	h	—	0.2	—
	SS2	0.4	0.45	3	h	—	0.2	—
	SS3	0.5	0.45	3	0.3h	—	0.2	—
	SS4	0.5	0.45	3	0.5h	—	0.2	—
	SS5	0.5	0.45	3	h	—	0.2	—
	SS6	0.5	0.45	3	h	—	0.2	—
	SS7	0.5	0.45	3	h	—	0.2	hybrid
	SS8	0.5	0.45	1	h	0.3h	0.2	$\ell_d=b/2$
	SS9	0.5	0.45	1	h	0.5h	0.2	—

Notes: ℓ_s =Length of Stiffeners with Higher Stiffness
 h =Length of Column, ℓ_c =Length of Filled Concrete
 ℓ_d =Length between Diaphragms

$=2/3$ とし、補剛箱形断面にはウェブ側に1本、フランジ側に2本の補剛材が溶接してある。鋼種は板厚4.5mmのSS41（ $\sigma_y=27,1\text{Kgf/mm}^2$ ）を用いたが、ハイブリッド断面供試体は補剛材に板厚6.0mmのSM50Y（ $\sigma_y=37.2\text{Kgf/mm}^2$ ）を用いて補剛材の降伏応力を板パネルの降伏応力より上げた。実験装置、荷重の載荷方法については、文献[1]と同様にした。

3. 実験結果 Fig.1に実験より得られた水平荷重—水平変位履歴曲線の一部を示す。図中の水平荷重と水平変位は、軸力を加えないときの水平方向の降伏荷重 $H_{yo}=M_y/h$ と H_{yo} を載荷したときの水平変位 $\delta_{yo}=H_{yo}h^3/3EI$ によって無次元化してある。ここで、 M_y =降伏モーメント、 h =部材長である。これらの供試体は断面形状がほぼ同じであるが、SS6はハイブリッド断面であり、SS7は供試体下部のダイヤフラム間隔が他の供試体の半分にして剛比を上げてある。図から分かるように、ハイブリッド断面にすることにより最大耐荷力はほとんど変わらないものの、強度劣化をかなり改善することができ、優れた靱性を持つことが期待できる。しかし、ダイヤフラム間隔を半分にして剛比を上げて大きな改善は得られなかった。各変位で3サイクルずつ繰り返し載荷を行ったが、第1サイクル後の最大変位点を結んだ包絡線を描くと強度劣化の様子がよく分かる。結果の一部をFig.2,3に示す。前述の事実はFig.2からも確認できる。Fig.3は補剛材の剛比を上げる部分の長さ（ ℓ_s ）による影響を示しているが、 ℓ_s を0.3hからhに長くしてもほとんど変化がないことが分かる。図中の H_y は単調載荷時の水平耐荷力であり、文献[1]と同様の手法で、フランジ板の局部座屈を考えたはり—柱の強度照査式³⁾（断面強度照査式および安定照査式）から求めたものである。

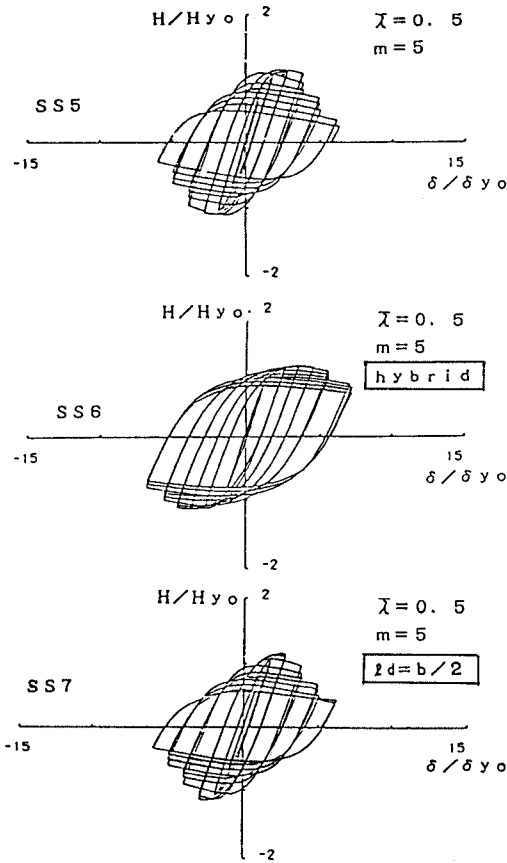


Fig.1 Horizontal Loading-Displacement Hysteretic Curves

Table 2に全供試体について H_{yo} , δ_{yo} , 実験より得られた水平荷重の最大値 H_{max} , そのときの水平変位 δ_m , 単調載荷時の水平耐力 H_y , 塑性率 μ および等価水平震度と設計水平震度の比 k_h/k_{ho} を示す。 μ および k_h/k_{ho} は, 文献[1]と同様の手法で求めた。表より, ハイブリッド断面にすることにより同じ寸法の断面より塑性率が60%程度上昇し, 等価水平震度は25%程度減少することが分かる。また剛比を上げる部分の長さを長くしても塑性率はほとんど変わらないことが分かる。

4. あとがき より詳しい実験結果は講演当日に述べる。

参考文献 1) 宇佐美勉ら：構造工学論文集Vol.37A, 1991. 2) 水谷慎吾ら：土木学会第46回年次学術講演会講演予定. 3) 宇佐美勉：構造工学論文集Vol.37A, 1991.

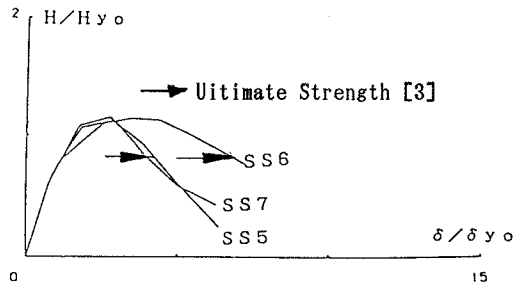


Fig.2 Effect of Higher-strength Stiffener

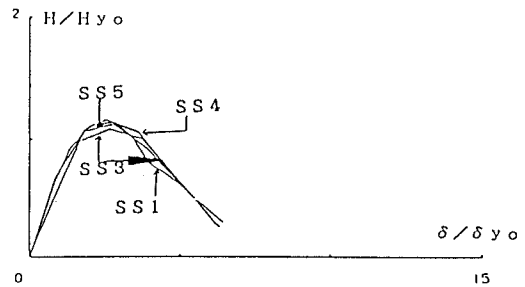


Fig.3 Effect of Stiffener Rigidity

Table 2 Ductility Factor and Equivalent Seismic Coefficient

Test Specimen	Hyo (tf)	δ_{yo} (mm)	$\frac{H_{max}}{Hyo}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{yo}}$	$\frac{H_y}{Hyo}$	μ	$\frac{k_h}{k_{ho}}$
UU0	3.64	4.33	1.19	2.58	1.00	11.15	0.217
UU1	3.64	4.33	1.19	2.15	0.80	3.28	0.424
UU2	3.64	4.33	1.55	4.66	0.80	11.92	0.209
UU3	3.64	4.33	1.50	5.34	0.80	12.29	0.206
UU4	3.64	4.33	1.57	5.76	0.80	13.15	0.199
UU5	2.28	11.08	1.43	2.79	0.80	10.17	0.227
UU6	4.45	6.25	1.02	1.58	0.64	2.81	0.465
UU7	4.45	6.25	1.44	3.48	0.64	5.59	0.313
UU10	7.98	5.34	1.56	2.09	0.70	26.60	0.138
UU11	7.98	5.34	1.62	4.68	0.80	32.22	0.126
SS1	6.12	12.70	1.14	2.36	0.80	3.66	0.398
SS2	8.41	6.73	1.22	3.09	0.80	5.01	0.333
SS3	6.19	12.74	1.12	2.30	0.80	4.24	0.365
SS4	6.19	12.74	1.17	2.36	0.80	5.03	0.332
SS5	6.19	12.74	1.12	1.90	0.80	4.47	0.355
SS6	7.11	13.63	1.14	3.33	0.78	6.99	0.278
SS7	6.19	12.74	1.16	2.35	0.80	4.61	0.349
SS8	6.12	12.70	1.53	4.92	0.80	11.70	0.211
SS9	6.12	12.80	1.53	4.61	0.80	14.95	0.186