

(53) SC 構造大型架構の基礎的研究

Study on Large Size Frame Construction of Steel Plate Reinforced Concrete Structure

澤本佳和*, 松尾一平**

Yoshikazu Sawamoto, Ippei Matsuo

* 鹿島建設株式会社, 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

** 鹿島建設株式会社, 原子力部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

Applicability of steel plate concrete structures (SC structure) to large size frame was studied. Some structural experiments such as beam and column members subjected to shear force and beam-column sub-assemblages subjected to horizontal load were carried out. Basic data on the behavior of SC structures under external load were obtained from the experiments, and it became clear that the yield and ultimate strength could be safely estimated by conventional formulae for SC and RC structures.

Key Words: SC Structure, Beam-Column Type Frame, Bending Shear Test, Beam-Column Joint Panel Test, Yield strength, Ultimate strength

1. はじめに

SC構造は、内面に座屈防止用のスタッドが取り付けいた鋼板パネルで大型ブロックを工場製作し、これを現場で結合した後、内部にコンクリートを充填する合成構造で、構造性能に優れている他、工期短縮および仮設材低減に有効である。特に、CFTを適用するには大型すぎる原子力施設のタービン発電機架台等の大断面柱梁部材を比較的薄鋼板で構成でき、スタッドによる付着特性も付与されるので、その実用化が期待されている。本報では、SC構造を大型架構へ適用するための基礎的データを得ることを目的に実施したSC柱・梁部材の曲げせん断実験および柱梁接合部実験の結果概要について述べる。

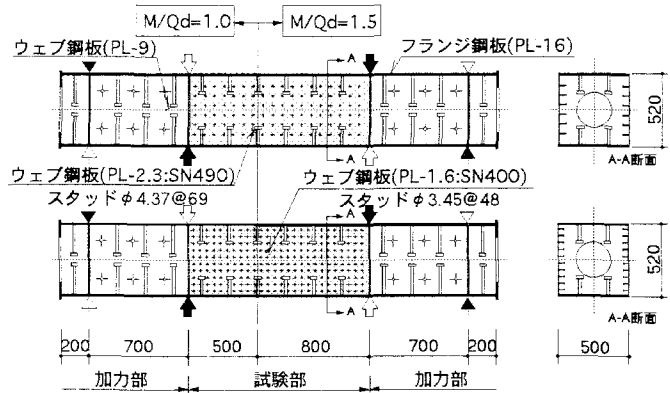


図-1 試験体形状

表-2(a) 鋼材の機械的性質

鋼板	方向	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	使用部位
1.6mm	ロール	1.55	281.1	359.9	40.4	曲げせん断実験 のウェブ鋼板および 柱梁接合部実験
	ロール直交	1.55	295.9	365.3	39.6	
2.3mm	ロール	2.30	337.5	457.1	35.7	柱梁接合部実験
	ロール直交	2.30	340.7	461.4	34.3	
6.0mm	ロール	6.20	397.4	545.9	19.0	柱梁接合部実験

(*) ウェブ鋼板の長手方向がロール方向

2. SC柱・梁部材の曲げせん断実験

2.1 試験体

試験体は、図-1に示す梁形で、実験パラメータをせん断スパン比 (M/Qd) と W/t (Wは梁幅、tはウェブ鋼板厚) とした4体である (表-1)。試験体の縮尺は、1/6 ~ 1/4となる。実験パラメータの内、M/Qdはタービン発電機架台の柱・梁で代表的な1.5と1.0を選択した。W/t

表-2(b) コンクリートの機械的性質

	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
B-1.0-200	29.9	2.47	24.8	0.186
B-1.0-400	30.9	2.55	24.5	0.175
B-1.5-200	29.5	2.44	24.9	0.191
B-1.5-400	30.4	2.51	24.6	0.181

表-1 実験パラメータと諸耐力

試験体 名称	実験パラメータ		載荷 方向	実験結果				計算結果									
				ウェブ引張降伏		最大耐力		降伏耐力				終局耐力					
	せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)		せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)	SRC規準式 Qy-src (KN)	SC降壁式 Qy-sc (KN)	SRC規準式 Qy-src (KN)	JSCE式 Qy-jsc (KN)	SRC規準式 Qu-src (KN)	JSCE式 Qu-jsc (KN)	SRC壁式 Qu-src (KN)	SC壁式 Qu-sc (KN)				
	せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)		せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値				
	せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)		せん断力 Qmax (KN)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad.)	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値	実験値 計算値				
B-1.0-200	1.0	200 (2.3mm)	正	1131	3.15	1692	9.00	439.5	2.57	852.6	1.33	1182.4	1.43	937.1	1.81	1522.4	1.11
			負	-1050	-2.91	-1630	-9.58		2.39		1.23		1.38		1.38		1005.1
B-1.0-400	1.0	400* (1.6mm)	正	992	2.30	1348	8.97	260.1	3.82	505.3	1.96	1005.1	1.34	552.7	2.44	901.0	1.50
			負	-907	-2.06	-1329	-5.98		3.49		1.79		1.32		1.32		1005.1
B-1.5-200	1.5	200 (2.3mm)	正	1075	3.34	1479	9.70	439.5	2.44	852.6	1.26	1009.3	1.47	1308.4	1.13	1522.4	0.97
			負	-1121	-3.33	-1418	-8.07		2.55		1.32		1.41		1.41		1009.3
B-1.5-400	1.5	400* (1.6mm)	正	839	3.00	1078	6.00	260.1	3.22	505.3	1.66	831.6	1.30	768.5	1.40	901.0	1.23
			負	-840	-2.82	-1016	-5.99		3.23		1.66		1.22		1.22		831.6

は経済性を考慮し、片側鋼材比 $p_t=0.25\%$ 、 0.5% に相当する400、200を設定した。ただし、 $W/t=400$ の場合は、スタッド施工の都合上、鋼板厚を1.6mm(400N級)とし、490N級の降伏点に換算した値とした(表-1の*印)。試験体の設計は、フランジ鋼板を十分厚くし、全試験体がせん断終局となるようにした。また、ウェブ鋼板のスタッド間隔(B)は、 $B/t=30$ とした。主要な鋼材とコンクリートの機械的性質を表-2に示す。

加力は、大野式加力により梁中央部の試験区間に鉛直荷重を正負繰り返し作用させた。

2.2 実験結果

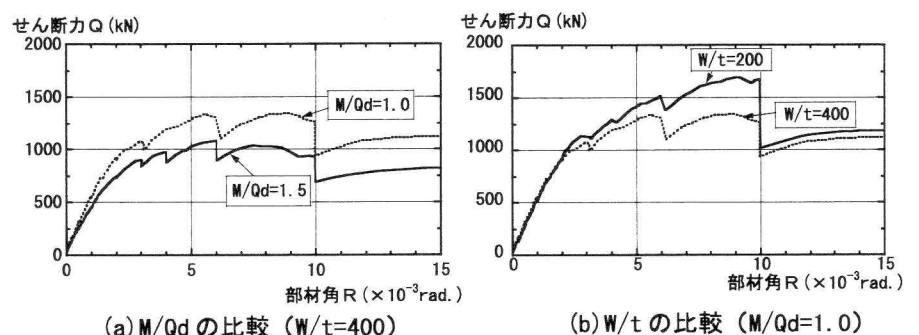
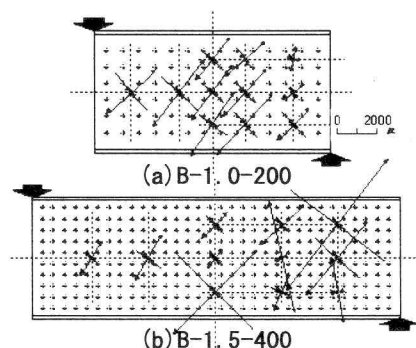
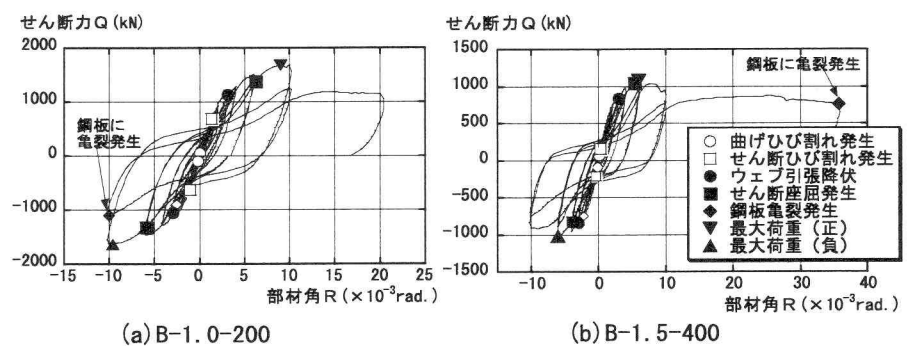
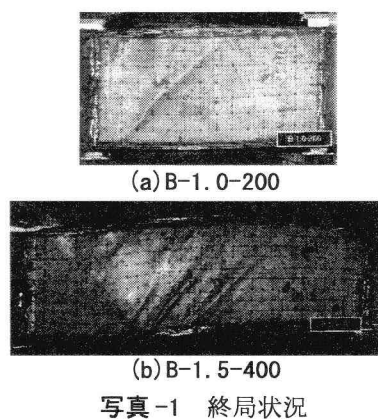
表-1に諸耐力を、図-2に代表的な試験体の試験部におけるせん断力(Q)と部材角(R)の関係を示す。各試験体ともほぼ、①コンクリートの曲げひび割れ、②コンクリートのせん断ひび割れ、③ウェブ鋼板引張降伏、④ウェブ鋼板せん断座屈、⑤最大荷重の順で現象が生じ、最終的には、ウェブとフランジの鋼板溶接部に亀裂が発生し実験を終了した(図-2、写真-1)。コンクリート内部のひび割れ発生はウェブ鋼板表面に貼付したひずみゲージ値より判断した。図-2より最大荷重以降、荷重が低下するものの、 $1/50 \sim 1/25\text{rad}$ 付近まで、最大荷重の約7割を維持した。

次に、各実験パラメータの比較を行う。図-3(a)に $W/t=400$ の時の M/Qd の比較を、図-3(b)に $M/Qd=1.0$ の時の W/t の比較を示す。これより、 M/Qd と W/t は、せん断力・

部材角関係に大きな影響を与え、値が小さい方が、同じ変形で、大きなせん断力を示し、最大荷重も大きい結果となった。また、ウェブ鋼板の主ひずみ方向は、ウェブ鋼板にせん断座屈が顕著に見られる $4/1000\text{rad}$ 付近までは、約 45° であった(図-4)。実験終了後、ウェブ鋼板を剥がし、コンクリートの終局ひび割れ角度を観察したところ、加力点近傍では、鋼板の座屈方向および主ひずみ方向と直交する 45° 方向であったが、中央部では、約 26.6° となっていた。

2.3 せん断耐力評価

表-1にせん断降伏およびせん断終局耐力について、実験値と計算値を比較して示す。降伏耐力計算値としては、SRC規準¹⁾による部材の短期許容耐力(SRC規準式)とSC耐震壁の降伏耐力²⁾(SC壁式)とした。終局耐力計算値としては、SRC規準による部材の終局耐力(SRC規準式)、鋼コンクリートサンドイッチ構造指針³⁾によるせん断耐力(JSCE式)、およびトラス機構とアーチ機構を考慮したSC耐震壁の終局耐力(SC壁式)⁴⁾とした。ただし、SC壁式(終局)では、トラス機構の角度 Φ に関して、文献5)を参考に $\cot \Phi=2$ を上限とした。表-1を見ると、降伏および終局耐力ともSC壁式(SC降伏・終局式)が最も良い対応をしており、降伏耐力では全試験体とも、終局耐力では溶込み不良が原因で破断した試験体(B-1.5-200)を除き、安全側の評価であった。



3. 柱梁接合部実験

3.1 試験体

試験体は、図-1に示す十字形で、崩壊形式を梁・柱曲げ降伏→梁曲げ終局としたF-BY試験体とパネル降伏→パネル終局としたF-PY試験体の2体とした。ここで、パネルとは柱梁接合部のパネルゾーンを示す。試験体の縮尺は、実構造物の1/9～1/6である。試験体のM/Qdは、柱を2、梁を1.5と設定した。

F-BY試験体は、実構造物を想定した試験体である。また、F-PY試験体は、梁および柱の鋼板をF-BY試験体より厚くし、パネルのウェブ鋼板厚を1.6mmとして、パネルが先行降伏し、終局となるように設計した。

柱梁接合部の接合形式としては、通しダイアフラム形式を採用した。ただし、鉛直および水平のダイアフラムには孔を設け、パネル内部のコンクリートと柱や梁のコンクリートが連結されるようにし、孔の周囲を鋼管で補強した(図-4)。スタッド間隔(B)は、ウェブ鋼板では $B/t=30$ 、フランジ鋼板では20とした。主要な鋼材の機械的性質を表-2(a)に、コンクリートの機械的性質を表-3に示す。

加力は、柱上下端を単純支持した状態で、梁の両先端部に正負逆対称の鉛直荷重を繰返し作用させた。

3.2 実験結果

3.2.1 梁先行降伏型試験体(F-BY)

表-4に諸耐力を、図-5に試験体の梁先端部の荷重(P)と部材角(R)の関係(正加力時の包絡線)および主な現象の発生時を示す。諸現象は、①梁および柱コンクリートの曲げひび割れ($R=0.3\sim0.5\times10^{-3}\text{rad.}$)、②パネルコンクリートのせん断ひび割れ($2.0\times10^{-3}\text{rad.}$)、③梁コンクリートのせん断ひび割れ($4.5\times10^{-3}\text{rad.}$)が生じ、④梁および柱フランジ鋼板が引張降伏することにより荷重上昇が止まり、その後⑤パネルが引張降伏し、最終的には、柱と水平ダイアフラムの溶接部が破断し実験を終了した。終局時には、梁端接合部付近の梁フランジとウェブには局部座屈が見られた(図-5、写真-2)。

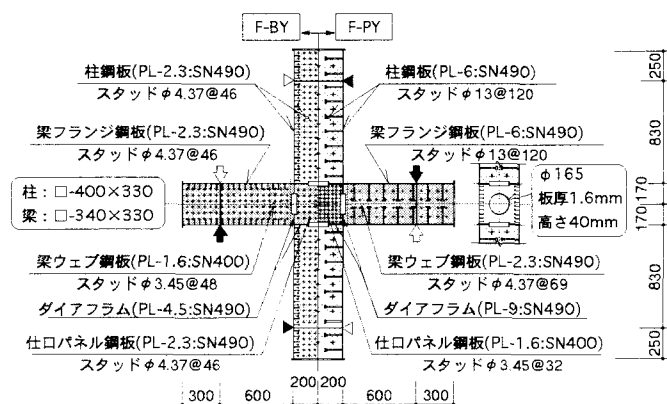


図-4 試験体形状

表-3 コンクリートの機械的性質

	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比
F-BY	30.0	2.66	22.5	0.183
F-PY	31.1	2.55	21.7	0.195

生じ、④梁および柱フランジ鋼板が引張降伏することにより荷重上昇が止まり、その後⑤パネルが引張降伏し、最終的には、柱と水平ダイアフラムの溶接部が破断し実験を終了した。終局時には、梁端接合部付近の梁フランジとウェブには局部座屈が見られた(図-5、写真-2)。

3.2.2 パネル先行降伏型試験体(F-PY)

表-5に諸耐力を、図-6に試験体のパネルせん断力(Q)とせん断変形角(γ)の関係(負加力時の包絡線)を示す。パネルの諸現象は、負加力を例に挙げると、①コンクリートのせん断ひび割れ($\gamma=0.5\times10^{-3}\text{rad.}$)、②鋼板の引張降伏($3.3\times10^{-3}\text{rad.}$)、の順に発生し、最終的には、荷重上昇が止まり最大に達したと考えられる所で($6.7\times10^{-3}\text{rad.}$)、梁と水平ダイアフラムの溶接部が破断し実験を終了した(図-6)。実験終了時には、仕口パネルのウェブ鋼板に局部座屈は見られなかった。

両試験体とも、実験後、破断面を観察したところ、破断はPL-1.6mmや2.3mmの超薄鋼板のT型溶接部に溶け込み不良部があったことが判明し、不良部を起点として亀裂が発生したことがわかった。ただし、荷重・変形関係から判断して、両試験体ともほぼ最大耐力に達していると考えられる。

3.2.3 主ひずみ方向と終局ひび割れ方向

パネルに注目すると、ウェブ鋼板の主ひずみ方向は、両試験体とも実験を終了するまで約 45° であった。実験終了後、ウェブ鋼板を剥がし、コンクリートの終局ひび割れ角度を観察した。その結果、両試験体ともウェブ鋼板の主ひずみ方向と直交する約 45° 方向であった。

3.3 各種耐力評価

F-BY試験体は、主に梁の曲げ耐力について、F-PY試験体は、主にパネルのせん断耐力について評価検討した結果を次に示す。

3.3.1 梁の曲げ耐力評価(F-BY)

耐力計算値としては、降伏・終局耐力とも、RC規準(1988)⁶⁾に準拠した短期許容耐力および保有水平耐力(RC規準式)とSRC規準の一般化累加耐力(SRC規準式)とした。表-4を見ると、SRC規準式による耐力値はRC規準式による値よりも若干大きく、両者の計算値は実験結果を安全側に評価していることがわかった。

3.3.2 パネルのせん断耐力評価(F-PY、一部F-BY)

降伏耐力計算値としては、SRC規準¹⁾によるパネルの短期許容耐力(SRC規準式)とトラス機構によるSC耐震壁の降伏耐力²⁾(SC壁式)とした。終局耐力計算値としては、SRC規準によるパネルの終局耐力(SRC規準式)¹⁾、

RC 靱性保証型指針⁵⁾の接合部の終局せん断力 (RC 靱性式)、およびトラス機構とアーチ機構を考慮したSC耐震壁の終局耐力 (SC壁式)⁴⁾とした。ただし、SC壁式 (終局) では、トラス機構の角度 Φ に関して、文献5)を参考に $\cot \Phi = 2$ を上限とした。表-4および表-5を見ると、降伏耐力では、SC壁降伏式が実験結果を安全側に評価することがわかった。次に、終局耐力では、実験結果はSRC規準式とほぼ同等、RC靱性式に対しては1.3倍、またSC壁式に対しては1.6倍とかなり高い耐力値を示した。

5. まとめ

(SC 柱梁部材について)

- 1) 曲げおよびせん断に関する構造的性状を明らかにすることができた。また、SC 柱梁部材は最大荷重以降も1/50～1/25rad. 付近まで最大荷重の約70%を保持した。
- 2) 曲げ降伏および終局耐力は、主にRC規準およびSRC規準による評価式で、せん断降伏および終局耐力は、SC耐震壁の評価式が安全側に対応していた。
- (十字形SC架構およびパネルについて)
- 3) SC架構の構造的性状とパネルの基本的なせん断性状を明らかにすることができた。
- 4) パネルの降伏耐力はSC耐震壁で安全側に評価でき、パネルの終局耐力はSC壁式もしくはRC靱性式で安全側に、SRC規準式で良好に評価できることがわかった。

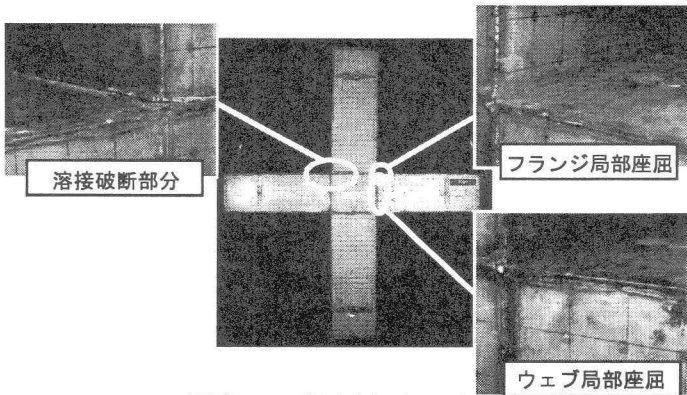


写真-2 終局状況 (F-BY)

【参考文献】

- 1) 日本建築学会；鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2001)，pp. 32-41
- 2) 松尾，原，北野，藤田；鋼板コンクリート構造に関する実験的研究 (その40)，日本建築学会大会 (中国)，1999. 9，pp. 1261-1262
- 3) 土木学会；鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針 (案)，コンクリートライブラリー，1992. 7，pp. 11-15
- 4) 鈴木，原，松尾；鋼板コンクリート耐震壁のせん断終局耐力評価法，日本建築学会大会 (東海)，1994. 9，pp. 1615-1616
- 5) 日本建築学会；鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999. 8 (第2版)，pp. 148
- 6) 日本建築学会；鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (1998)，pp. 13-15 (降伏) および pp. 600-612 (終局)

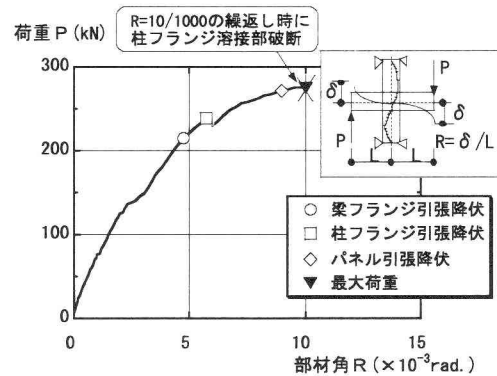


図-5 荷重 (P)・部材角 (R) 関係 (F-BY)

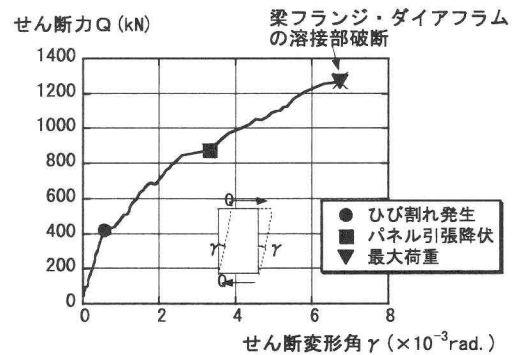


図-6 せん断力 (Q)・変形角 (γ) 関係 (F-PY)

表-4 諸耐力 (F-BY)

載荷 方向	実験結果						計算結果											
	梁フランジ引張降伏		パネル鋼板引張降伏		最大荷重		降伏耐力						終局耐力					
	荷重 部材角		荷重 部材角		荷重 部材角		梁			パネル			梁					
							RC規準式 (半面保持を考慮)		SRC規準式 (一般化を加算耐力)	SC壁式		SRC式	RC規準式 (半面保持を考慮)		SRC規準式 (一般化を加算耐力)			
	P	R	P	R	P	R	Py-rc	実験値	Py-arc	実験値	Py-rc	実験値	Py-arc	実験値	Pu-rc	実験値	Pu-arc	実験値
	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad.)	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad.)	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad.)	(kN)	計算値	(kN)	計算値	(kN)	計算値	(kN)	計算値	(kN)	計算値	(kN)	計算値
正	214	4.74	272	9.00	276	10.00	175.0	1.23	179.0	1.20	212.1	1.28	0.69	234.7	1.17	272.0	1.0	
負	-215	-4.99	-250	-8.48	-255	-10.01		1.23		1.20		1.18	0.64		1.09		0.9	

表-5 諸耐力 (F-PY)

載荷 方向	実験結果				計算結果									
	降伏荷重*		最大荷重		降伏耐力				終局耐力					
	せん断力 Q (kN)	せん断変形角 γ (×10 ⁻³ rad.)	せん断力 Q (kN)	せん断変形角 γ (×10 ⁻³ rad.)	S C壁式		S R C規準式		S C壁式		R C靱性式		S R C規準式	
					cQy-sc (kN)	実験値 計算値	cQy-src (kN)	実験値 計算値	cQu-sc (kN)	実験値 計算値	cQu-rc (kN)	実験値 計算値	cQu-src (kN)	実験値 計算値
正	648	1.71	—	—	395	1.64	971	0.67	784	—	995	—	1165	—
負	-877	-3.32	-1266	-6.73		2.22		0.90		1.62		1.27		1.09

*: 降伏荷重実験値はパネル鋼板が引張降伏した時の荷重を示す。