

(37) 無溶接鋼板コンクリート構造 (NW-SC構造) に関する実験的研究 (その2) SC壁の水平加力実験とせん断耐力の評価

澤本 佳和¹・松尾 一平²

¹正会員 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丁目19-1)
E-mail:sawamoto@kajima.com

²正会員 鹿島建設株式会社 原子力部 (〒107-8348 東京都港区赤坂6丁目5-11)
E-mail:matsuoi@kajima.com

鋼板コンクリート構造 (SC構造) は、鋼板とコンクリートを頭付きスタッドで接合する合成構造であり、原子力発電所関連の建屋に多く用いられている。通常、SC構造耐力壁は鋼板パネルを溶接により組み立てるが、SC壁は通常大きな耐力・変形能力を有しており、設計的に十分な余裕があるので、パネル間を溶接しない場合 (無溶接SC壁：NW-SC構造) でも設計的に成立するものと考えられる。本研究の目的は、NW-SC構造の構造成立性および構造特性 (耐力、変形能力) を確認することである。

本報 (その2) では、鋼板パネル間を無接合 (無溶接) とした壁形試験体による水平加力実験を実施し、無溶接接合の終局せん断耐力についてマクロモデルを用いた評価式の提案を行う。

Key Words : SC Structure, Non-Welded Joint, Panel Joint, Horizontal Loading Test, Shear Strength

1. はじめに

鋼板コンクリート構造 (SC構造) は、鋼板とコンクリートを頭付きスタッドで接合する合成構造であり、原子力発電所関連の建屋に多く用いられている。SC耐力壁の施工は、通常、下記のような手順で行われている。

①ファブで鋼板パネルを製作、②現場に搬入し組み立て、③コンクリートを打設、④鋼板パネル間を溶接。しかしながら、通常のSC壁は大きな耐力・変形能力を有しており (鋼板コンクリート構造 耐震設計技術指針 (JEAG 4618-2005 : 以下、JEAG))¹⁾、設計的に十分な余裕があるので、鋼板パネル間を溶接しない場合 (無溶接SC壁：NW-SC構造) でも設計的に成立するものと考えられる。ここで、鋼板パネルとは表・裏の2対の鋼板から構成される中空のパネルで内部にコンクリートを充填するものである。本研究では、無溶接SC壁 (NW-SC構造) の構造成立性および構造特性 (耐力、変形能力) を確認するために、構造実験を実施した。また、実験結果を基に、せん断耐力の評価方法を検討した。

前報 (その1)²⁾では、様々なパネル間の無溶接接合方法 (鋼板無接合、鉄筋、ボルト等) を有する梁形試験体を用いて、曲げせん断実験を実施し、接合方法の差異

による構造特性 (耐力、変形能力) の比較を行った。

本報 (その2) では、鋼板パネル間を無接合 (無溶接) とし、内部コンクリートのみ繋がっている場合 (鋼板無接合) に着目し、壁形試験体による水平加力実験を実施し、構造特性 (耐力、変形能力) を確認する。また、実験結果を考慮し、鋼板無接合の場合について、マクロモデルを用いた終局せん断耐力評価式の提案を行う。

2. 試験体

試験体 (2体) は約1/5縮尺のSC耐震壁で、壁部分は側柱 (壁フランジ鋼板) を有する両端のパネル (①⑤) と、その間の3枚の中間パネル (②③④) を模擬して、5枚のパネルから構成されており (図-1)、パネル接合部のディテールがのみ異なる。壁部分の寸法は幅1600 (mm) × 高さ650 (mm) × 厚さ200 (mm) で、表面鋼板 (以後ウェブ鋼板と呼ぶ) の厚さは1.6 (mm) ($T/t=125$; T は壁厚さ、 t はウェブ鋼板厚さ) とし、シア・スパン比は0.625とした。また、頭付きスタッドはφ3.5を使用し、鋼板 (1.6mm厚) に48mmピッチで施工した。両端のパネルと側柱は溶接により接合されている。壁部鋼板は鋼板をそのまま延長し、頭付きスタッド等によりスタブ内に

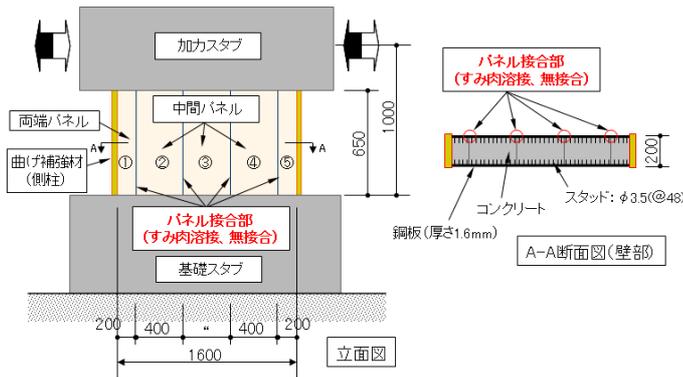


図-1 試験体形状

表-1(a) 鋼材の機械的性質

鋼材	方向	降伏点*1	引張強さ	破断伸び
		(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)
PL-1.6	ロール方向	327	496	30
	ロール直交方向	325	483	29

注) 試験片はJIS Z 2205の5号試験片を用いた。
*1: 0.2%オフセット降伏点の値を示す。

表-1(b) コンクリートの機械的性質

	圧縮強度	ヤング係数	ポアソン比
	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	
すみ肉溶接試験体	28.8	23.2	0.17
無溶接試験体	32.4	22.3	0.17

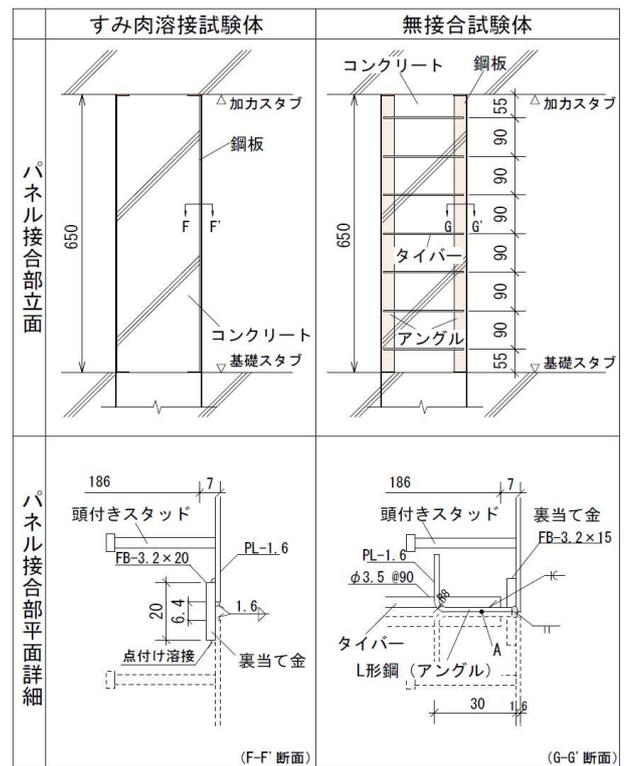


図-2 パネル接合部詳細

定着した。

パネル間の接合は、ウェブ鋼板間をすみ肉溶接したもの(すみ肉溶接試験体)と無接合(無溶接)としたもの(無接合試験体)の2種類とした。両試験体ともコンクリートは壁内で連続している。

各接合部のディテールを図-2に示す。すみ肉溶接試験体のパネル接合部ディテールは図-2(a)とした。すみ肉溶接試験体はすみ肉溶接の強度から、ウェブ鋼板が一枚板から構成されている試験体と同様の実験結果を示すと考えられる。また、無接合試験体では、ウェブ鋼板端部に溶接したL形鋼(以下、アングル)を設けるとともに、アングルに孔をあけてタイバーを溶接したディテールとした(図-2(b))。なお、無接合試験体では、コンクリート打設時にアングル間のノロ漏れ防止をしなかったことから、打設後にアングル間(図-2のA)にセメントペースト(モルタル)が入っているのが確認された。

壁フランジ鋼板は、試験体の終局せん断耐力時に曲げ降伏しないように設計した。

鋼材(PL-1.6)および壁部コンクリート(実験時)の機械的性質を表-1に示す。

3. 加力概要

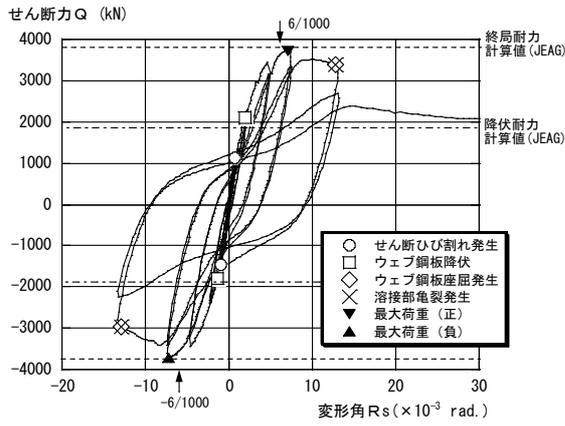
加力は、基礎スタブを反力床に固定させた状態で、加力スタブに水平変位を正負交番繰り返し作用させた。加

カスケジュールは、せん断ひび割れ荷重計算値の1/2、せん断ひび割れ荷重計算値で各1回、部材角(加力スタブ水平変形/加力点高さ(1000mm))で1/1000、2/1000、4/1000、6/1000を各2回加力し、その後、荷重が低下するまで一方向加力を実施した。

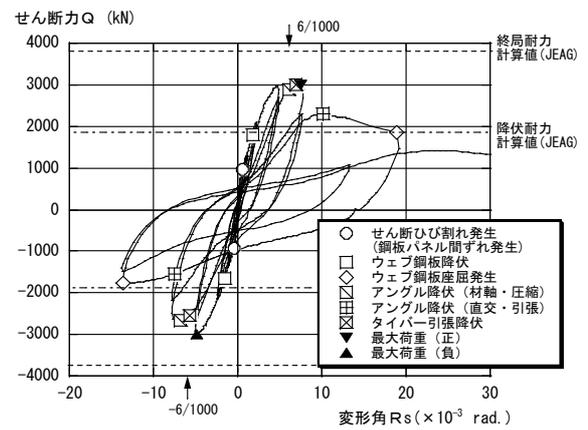
4. 実験結果

(1) 実験経過とせん断力・変形関係

実験結果のせん断力(Q)・せん断変形角(Rs)関係を図-3に示す。図-3のせん断変形角(Rs)は、試験体の側柱(壁フランジ鋼板)に設置した変位計により曲げ変形を算定し、全体変形より曲げ変形を除いて求めたせん断変形を壁高さ(650mm)で除した値である。また、図中にはJEAGによる降伏および終局せん断耐力を示す。JEAGによる耐力は鋼板が連続して繋がっている場合の計算値である。図-3には、実験時の諸現象の発生位置も示す。ここで、せん断ひび割れ発生とはQ-Rs関係の包絡線が最初に折れ曲がる点とし、ウェブ鋼板降伏とはQ-Rs関係の包絡線からGeneral yield strengthにより求めた降伏値である。ウェブ鋼板の座屈発生および隅肉溶接部亀裂発生は目視により確認した。アングルの降伏はアングルの材軸および材軸直交方向に貼付したひずみゲージの値により判定した。また、タイバーの降伏はタイバー材軸方向に貼付したひずみゲージの値により判定した。

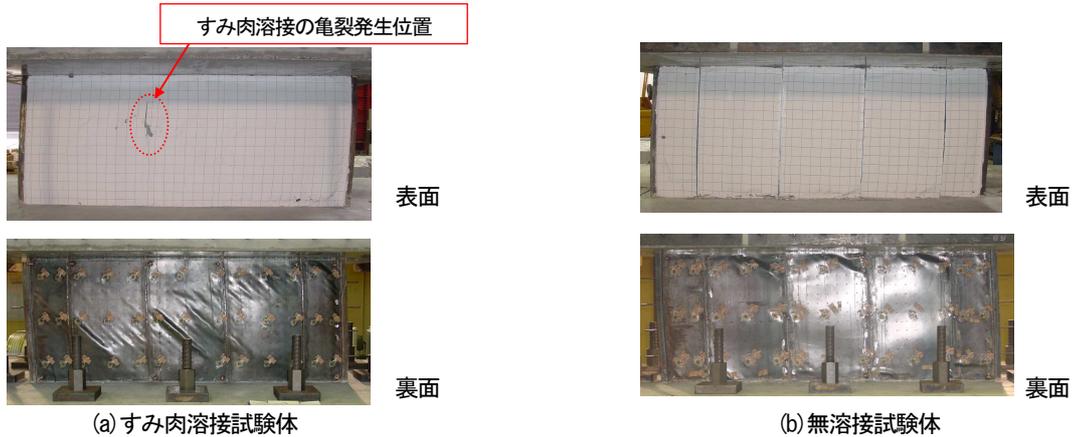


(a) すみ肉溶接試験体



(b) 無溶接試験体

図-3 せん断力・せん断変形角関係



(a) すみ肉溶接試験体

(b) 無溶接試験体

写真-1 終局状況



(a) すみ肉溶接試験体

(b) 無溶接試験体

写真-2 コンクリートひび割れ状況（裏面）

【すみ肉溶接試験体】

すみ肉溶接試験体の実験時（正加力）には、①せん断ひび割れ発生（ $R_s \approx 0.7/1000 \text{ rad.}$ ）、②ウェブ鋼板降伏（ $1.9/1000 \text{ rad.}$ ）、③最大荷重（ $7.0/1000 \text{ rad.}$ ）、④ウェブ鋼板座屈・すみ肉溶接部亀裂（ $12.8/1000 \text{ rad.}$ ）が引き続き発生した（図-3(a)）。

最大荷重に関しては、JEAGによる終局せん断耐力を満足しており、ウェブ鋼板に座屈が発生し、すみ肉溶接部に亀裂が発生するまでは、一枚板（連続板）の挙動をしていたと考えられる。

終局状況では、ウェブ鋼板が一枚板から構成されている既往試験体¹⁾と同様な鋼板の斜め約45°方向の座屈波形（写真-1(a)）が見られた。また、実験後に鋼板を剥がし、コンクリート表面を観察したところ、表面には上記の斜め45°に直交するひび割れが見られた（写真-

2(a)）。

以下では、すみ肉溶接試験体をウェブ鋼板が一枚板から構成されている試験体と同等として、無溶接試験体の実験結果との比較を行う。

【無溶接試験体】

実験時（正加力）には、①せん断ひび割れ発生・パネル境界部ずれ開始（ $R_s \approx 0.5/1000 \text{ rad.}$ ）、②ウェブ鋼板降伏（ $1.8/1000 \text{ rad.}$ ）、③アングル材軸方向圧縮降伏（ $6.2/1000 \text{ rad.}$ ）、④タイバー引張降伏（ $7.0/1000 \text{ rad.}$ ）、⑤最大荷重（ $7.5/1000 \text{ rad.}$ ）、⑥アングル材軸直交方向引張（ $10.2/1000 \text{ rad.}$ ）、⑦ウェブ鋼板座屈（ $18.9/1000 \text{ rad.}$ ）が引き続き発生した（図-3(b)）。

終局状況では、鋼板パネルの端部がスタブ内から抜

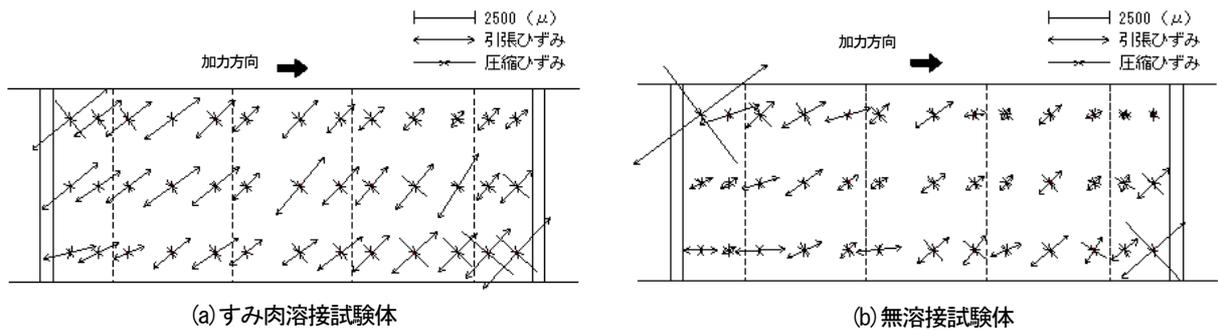


図-4 主ひずみ図 (R_s =約 6.0/1000 rad.)

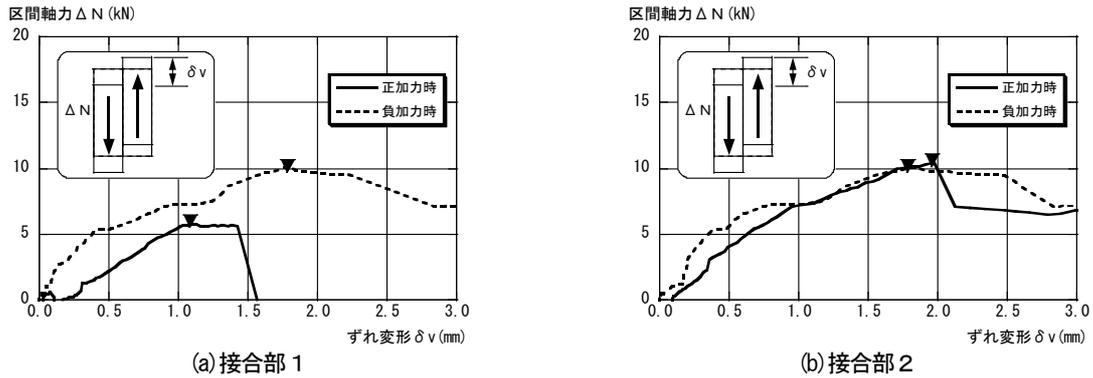


図-5 区間軸力・ずれ変形関係

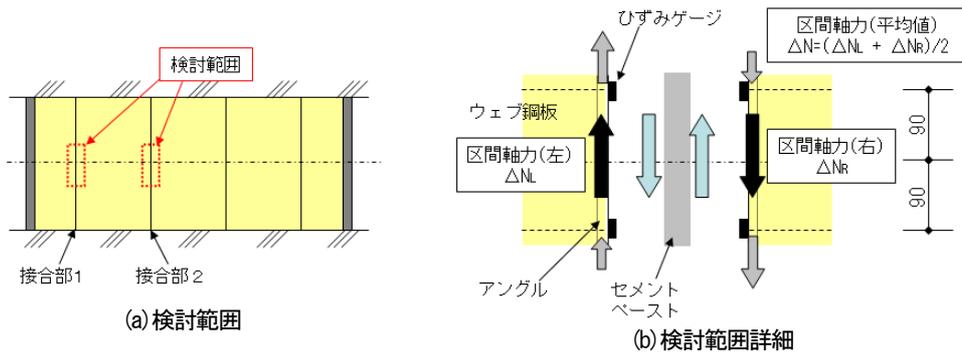


図-6 区間軸力の説明図

け出し、個々の鋼板パネルが曲げ変形をしているような挙動となった(写真-1(b))。終局での鋼板パネル間の最大ずれ量は、鉛直方向で約5.6mm、水平方向で約5.8mmであった。また、鋼板の座屈は、鋼板パネル端部に生じ、しみ肉溶接試験体で見られた斜め約45°方向の波形(写真-1(b))は見られなかった。このパネル端部に生じた座屈は、鋼板パネルがスタブからの抜け出した後、逆方向の加力により圧縮力を受けたためであると考えられる。また、コンクリート表面には斜め45°方向の幅0.5mm程度のひび割れが見られたが、全体的な損傷は小さいことがわかった(写真-2(b))。また、約5cm程の被りコンクリートを剥がしたところ、コンクリート中央部には、しみ肉溶接試験体とほぼ同じ方向に斜め方向のひび割れが入っていること(写真-2(b))、一部のタイバーが破断していることがわかった。表面と中央部のひび割れ位置

と角度には若干の差異があり、終局においては表面と中央部コンクリートが独立に抵抗していたと類推される。

最大荷重に関しては、JEAGによる終局せん断耐力の約80%であり、若干低下することがわかった。

最大荷重付近でアングルの圧縮降伏およびタイバーの引張降伏が確認されたことから、これらが試験体の最大耐力を決定する要因の一つではないかと考えられる。また、最大荷重は R_s =約7.5/1000rad.で発生しており、JEAGによるSC耐震壁のせん断終局点の変形角6/1000(rad.)を超える値を示している。

また、残存荷重は最大荷重の約40%となり、しみ肉溶接試験体よりも小さい。これは、最大荷重以降、タイバー等の降伏により、鋼板により内部コンクリートの拘束ができなくなったためではないかと考えられる。

(2) ウェブ鋼板のひずみ挙動

図-4にウェブ鋼板の主ひずみ図 (R_s =約6.0/1000 rad.)を示す。主ひずみ分布は、繰り返し1回目の加力サイクルのピーク変形における鋼板表面の値である。

すみ肉溶接試験体では、ばらつきはあるが、主ひずみ方向は約 45° となっている。しかしながら、無溶接試験体では、各鋼板パネルの高さ方向中央位置の主ひずみ方向は約 45° であるが、パネル上下はばらつきが大きく一定の傾向は見られない。また、両側パネルの隅部に大きなひずみは生じている。よって、無溶接試験体では、すみ肉溶接試験体よりも鋼板が十分に寄与していないと考えられる。

(3) 鋼板パネル間の力の伝達（無溶接試験体）

図-5にアングルの区間軸力 (ΔN) と鋼板パネル間のずれ量 (δv) 関係の包絡線を示す。ここで、区間軸力 (ΔN) とはアングル材軸方向に貼付したひずみゲージ値 (壁高さ方向の中央位置から $\pm 90\text{mm}$ に貼付) を応力に変換し、アングルのウェブ断面積 ($1.6\text{mm} \times 30\text{mm}$) を乗じて軸力 N を求め、上下の軸力値の差分をとったものである (図-6)。

図-5は、アングルのウェブが全断面有効と考えた場合の上記区間の左右の区間軸力の平均値とずれ変形の関係であり (図-6)、これより、左右の区間軸力は耐力が低下する付近まで同じ傾向を示すことがわかる。ただし、断面1 (正加力) のみ左右の区間軸力の差が大きく、最大の区間軸力値も小さい。

また、図-5の区間軸力 (ΔN) の最大値から低下している部分が、鋼板パネル間 (鋼板とセメントペースト (モルタル)) に主すべりが発生した点と考えることが

できる。この主すべりが発生した際の部材角は、 R_s =約6.3/1000であり、最大荷重付近で発生している。

次に、鋼板とセメントペースト (モルタル) 間のせん断付着強度 (τ_{max} : 区間軸力 (ΔN) の平均値をアングルの表面積 ($180\text{mm} \times 30\text{mm}$) で除した値) を求めると、 $\tau_{\text{max}} = 1.07 \sim 1.92 \text{ N/mm}^2$ で、平均で約 1.67 N/mm^2 であることがわかった。文献3)を参照すると、圧縮強度 $22.4 \text{ (N/mm}^2)$ のモルタルの場合には、モルタルと平鋼板との間の平均的な付着せん断強度は、約 0.7 N/mm^2 であり、本実験結果よりも小さな値である。これは、コンクリート強度の差異、生じている軸力の差異が原因であると考えられる。

5. 終局せん断耐力の評価

ウェブ鋼板が一枚板から構成されている場合のSC壁の終局せん断耐力を詳細に評価する場合には、JEAGの解説にあるマクロモデル (トラス、アーチ機構) が提案されている。トラス機構は鋼板とコンクリートにより構成され、アーチ機構はトラス機構のせん断抵抗で余ったコンクリートおよび鋼板で構成されるものである。

ここでは、無溶接試験体の終局せん断耐力を評価するにあたって、実験結果を考慮し、上記のマクロモデルを修正して適用することとする。

まず、実験結果から次のことがわかっている。

①ウェブ鋼板の高さ方向中央部 (一般部) は、すみ肉溶接試験体 (一枚板と同じ) と同様な挙動をするが、鋼板の寄与分が小さくなる。

→一枚板と同様なトラス機構が発生するが、パネル間のせん断力伝達における低減が必要である。

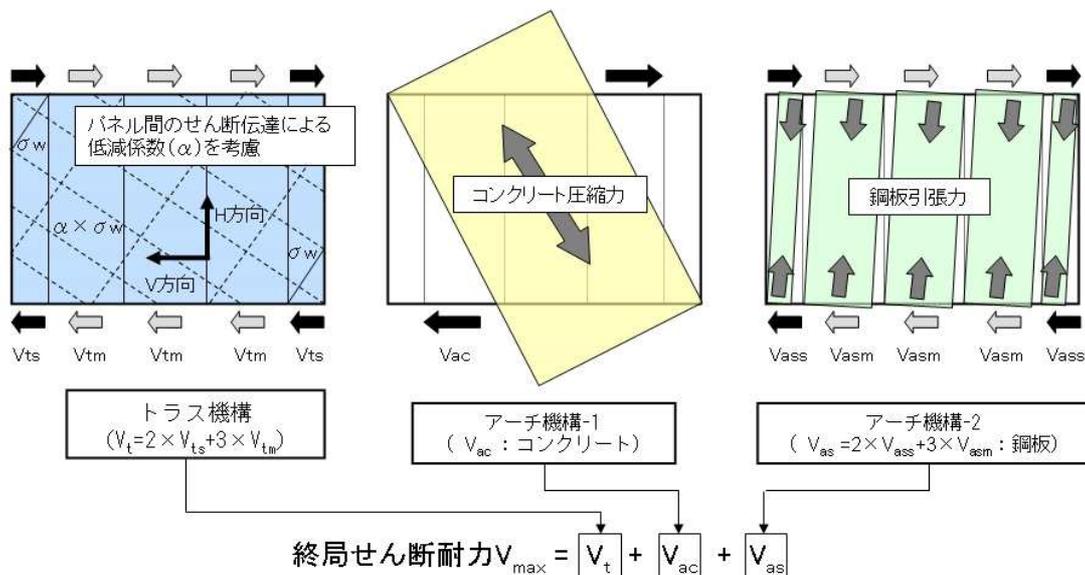


図-7 無溶接SC壁のせん断抵抗機構

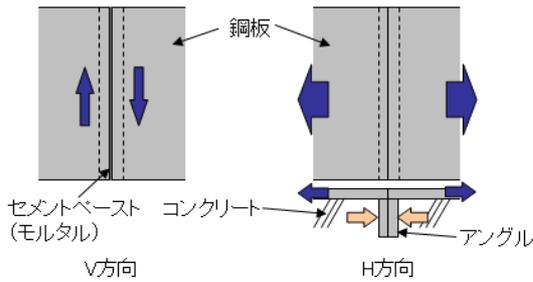


図-8 V方向とH方向のせん断伝達機構

②アングルとセメントペースト（モルタル）間にはせん断付着力が発生しており、この部分において鋼板間のせん断力が伝達している。また、最大荷重発生付近までせん断付着力は有効に働いていた。

→トラス機構によるせん断力の伝達メカニズムの一つとして、せん断付着力による伝達がある。

③コンクリート中央部にはすみ肉溶接試験体（一枚板と同じ）と同様なひび割れが生じており、この内部ひび割れと表面ひび割れの位置と角度には若干の差異があり、終局では内部と外部が独立に挙動していたことが類推される。

→コンクリート部分がトラス機構（表面）とアーチ機構（中央部）の寄与する部分に分けられる。

以上より、無溶接壁の終局せん断耐力の評価モデルとして、図-7 に示すトラスとアーチからなる抵抗機構を提案する。図-7 のモデルはアーチ機構（コンクリート）に関しては、JEAG の解説にあるモデル同じであるが、トラス機構とアーチ機構（鋼板）が異なる。トラス機構に関しては、上記の①②を考慮し、V 方向と H 方向のパネル間のせん断力伝達における低減係数（ α ）を用いた点が異なる。ここで、V 方向と H 方向を分離したのは、次に示すようにパネル間の力の伝達機構が異なるからである（図-8）。V 方向はアングルの面外抵抗（シア

キーとして抵抗）で鋼板引張力とコンクリート圧縮力が釣り合っており、アングルのシアキーとしての耐力が弱ければ鋼板の引張力は低減される。また、H 方向は鋼板パネル間（鋼板とセメントペースト（モルタル））の付着による力の伝達となっており、付着耐力以上の力は伝達されない。なお、 $\alpha=1$ の場合は JEAG の解説にあるトラス機構と同じとなる。

また、上記のトラス機構分が低減されたことにより、残りの鋼板はアーチ機構（鋼板）によりせん断抵抗するものとする。アーチ機構（鋼板）は、分割された鋼板ごとに鋼板が引張に抵抗するもので、分割された鋼板の枚数分（図-7 では 5 個）形成されるとする。JEAG の解説にあるアーチ機構（鋼板）では鋼板が連続しているためにアーチ機構（鋼板）は 1 つである。

ここで、パネル接合部の V 方向および H 方向について、接合部の耐力を算定し、接合部におけるトラス機構によるせん断力伝達の低減係数（ α ）を計算し、壁の終局せん断耐力を算定した。また、低減係数（ α ）は V 方向および H 方向の小さい方の値とした。

$$\alpha = \min(\alpha_v, \alpha_h)$$

ここで、 α_v : V 方向の低減係数

α_h : H 方向の低減係数

V 方向のアングルの耐力は「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）：以下、鋼コンクリート指針」⁴⁾により求めた。また、H 方向のせん断付着強度は、 $\tau_{max}=1.67 \text{ N/mm}^2$ と文献 3) での 0.7 N/mm^2 の場合と、参考のために $\tau_{max}=0.0$ の場合の 3 ケースを評価した。

計算結果を表-2に示す。表-2より、 $\tau_{max}=1.67 \text{ N/mm}^2$ の場合の終局せん断耐力計算値が実験結果と良く一致すること、 $\tau_{max}=0.7 \text{ N/mm}^2$ として評価しても実験値との差異

表-2 終局せん断耐力評価（無溶接試験体）

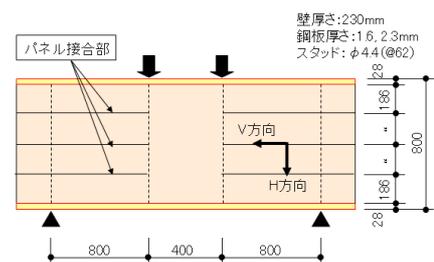
τ_{max} (N/mm^2)	全体		トラス機構		アーチ機構		接合部の低減係数 α	
	V_{max} (kN)	()	V_t (kN)	V_{ac} (kN)	V_{as} (kN)	接合部の低減係数 α		
						コンクリート	鋼板	アングル 材軸直交方向 $\alpha_v(\leq 1)$
1.67	2778	(0.93)	658	1958	163	0.76	0.08	
0.70	2679	(0.90)	522	1985	172	0.76	0.03	
0.00	2255	(0.75)	0	2047	209	0.76	0.00	

()内は計算値/実験値の値。

表-3 終局せん断耐力評価（前報その1）

	実験パラメータ			実験結果 (kN)	H方向 の耐力	全体		トラス機構		アーチ機構		接合部の低減係数 α	
	鋼板 分割数	鋼材比 T_w/t_w	ウエブ鋼板 厚tw(mm)			V_{max} (kN)	()	V_t (kN)	()	V_{ac} (kN)	V_{as} (kN)	アングル 材軸直交方向 $\alpha_v(\leq 1)$	アングル 材軸直交方向 $\alpha_h(\leq 1)$
No.1	4	100	2.3	1696	付着	1427	(0.84)	614	785	28	1.00	0.05	
						摩擦	1645	(0.97)	1319	278	48	1.00	0.59
No.2	4	144	1.6	1511	付着	1269	(0.84)	518	732	19	1.00	0.09	
						摩擦	1435	(0.95)	1237	176	22	1.00	0.73
No.4	3	100	2.3	1718	付着	1572	(0.92)	763	785	25	1.00	0.05	
						摩擦	1693	(0.99)	1383	278	32	1.00	0.59

()内は計算値/実験値の値。実験結果は左右の平均値。



は小さいことがわかった。

また、接合部の耐力はV方向（アングルの面外抵抗）では無く、H方向（せん断付着力）で決まっており、このことは、無溶接試験体の実験に於いて、最大荷重付近でパネル間の主すべりが発生し、最大荷重以降にアングルの材軸直交方向の降伏が発生している点とも合致する。

また、 $\tau_{\max}=0.0$ （H方向のせん断付着力ゼロ）の場合には、せん断抵抗機構がアーチ機構（コンクリートと鋼板）となるが、この場合でも終局せん断耐力は、一枚板の約55%を保持することがわかった。

ここで、前報（その1）の梁形試験体の内、接合方式が無接合の試験体（No. 1, 2, 4）に対して、同様な方法で終局せん断耐力を算定した結果を表-3に示す。

V方向の耐力は、同様に鋼コンクリート指針により求めた。また、H方向の耐力は、前述のせん断付着強度（ $\tau_{\max}=1.67 \text{ N/mm}^2$ ）の場合とパネル間の摩擦係数を0.5とした場合の2ケースを評価した。

表-3より、本報での壁形試験体と同様に接合部の耐力はV方向（アングルの面外抵抗）では無く、H方向（せん断付着力または摩擦力）で決まっており、H方向の耐力をせん断付着強度（ $\tau_{\max}=1.67 \text{ N/mm}^2$ ）で評価した場合は、実験結果を過小評価しており、パネル間の摩擦係数を0.5とした場合の方が実験結果を良く表していることがわかった。また、H方向の耐力をせん断付着強度で評価した場合と摩擦係数で評価した場合では、各抵抗機構の割合が異なり、摩擦係数での評価をするとトラス機構の割合が大きくなっている。

よって、パネル接合部の耐力を適切に評価することが重要であることがわかる。また、パネル接合部の耐力が適切に評価できれば、図-7(a)のマクロモデルで無溶接壁の終局せん断耐力は評価可能であることがわかった。

6. まとめ

- (1) 壁形試験体による無溶接SC壁の水平加力実験を実施した結果、無溶接SC壁の最大荷重はJEAG 4618-2005による計算値より20%程度小さいが、最大荷重時のせん断変形角はJEAG 4618-2005によるSC耐震壁のせん断終局点の変形角6/1000(rad.)以上であり、十分な変形能力を示すことがわかった。また、パネル接合部のディテール（アングル、タイバー）の構造性能が、試験体の終局耐力および変形能力に影響を与えることがわかった。
- (2) 実験結果を考慮し、JEAG 4618-2005の解説のマクロモデルを修正し、鋼板無接合の場合の終局せん断耐力評価式の提案を行った。その結果、無溶接壁の終局せん断耐力を適切に評価するためには、パネル接合部の耐力を適切に評価することが重要であり、これを適切に評価できれば、提案したマクロモデルにより、無溶接壁の終局せん断耐力が評価可能であることがわかった。

参考文献

- 1) 日本電気協会：鋼板コンクリート構造 耐震設計技術指針（JEAG 4618-2005）
- 2) 松尾一平，澤本佳和：無溶接鋼板コンクリート構造（NW-SC構造）に関する実験的研究（その1）接合法に関する基礎的実験，第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，2009.11.
- 3) 荒田新吾，小嶋悟，松田浩，蔣宇静，崎山毅：モルタル接合面の粗度とせん断付着性状に関する研究，土木学会第57回年次学術講演会概要集，V-148，2002.9.
- 4) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）

EXPERIMENTAL STUDY ON STEEL PLATE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE WITH NON-WELDED JOINT PART.2 HORIZONTAL LOADING TEST AND EVALUATION OF SHEAR STRENGTH

Yoshikazu SAWAMOTO and Ippei MATSUO

Steel plate reinforced concrete structure (SC structure) is a composite structure that is composed of concrete and steel plate. The steel plate is connected to the concrete by headed studs. SC structure is used in the building of many nuclear power plants. Generally, SC earthquake-resisting wall is assembled by welding a steel panel and SC wall has a large load bearing capacity and deformation capacity. If there is enough structural performance in non-welded panels (NW-SC structure) from the viewpoint of design, the design of NW-SC structure is feasible. The purpose of this study is to verify a structural possibility and structural characteristics (load bearing and deformation capacity) in NW-SC structure.

This report shows an experimental result of horizontal loading wall-shaped test concerning non-welded joint. Evaluation of shear strength of NW-SC structure is proposed using a macro-model.