

論文 ステンレス鉄筋補強パネルと PC ストランドの併用による RC はりのせん断補強効果

立石 和也*¹・篠田 佳男*²・大嶋 義隆*³・二羽 淳一郎*⁴

要旨: ステンレス鉄筋補強パネルと PC ストランドを併用した補強工法の実用化を目指し、本工法で補強を行った RC はりのせん断耐力の評価法を検討することを目的に、ステンレス鉄筋や PC ストランドの配置間隔などをパラメータとして、補強した RC はりの載荷試験を行った。その結果、ステンレス鉄筋補強パネルのみによる補強ではパネル内のステンレス鉄筋の降伏後にせん断破壊となり、既存の耐力評価式が利用できること、また、PC ストランドを併用した補強では、PC ストランドの降伏前にせん断破壊に至るため、PC ストランドの降伏強度を用いた耐力評価式では過大評価となることを確認した。

キーワード: RC はり, せん断補強, PC ストランド, ステンレス鉄筋, 高強度モルタルパネル

1. はじめに

RC 部材の耐震補強工法として、RC 巻立て工法や鋼板巻立て工法が一般的である。しかし、RC 巻立て工法ではコンクリートの増し厚による仕上がり厚さの増加が大きくなり、鋼板巻立て工法では鋼板腐食の可能性を考慮し、施工後の定期的なメンテナンスが必要となる。著者らは、母材 RC に PC ストランドを巻き立て、周囲に細径のステンレス鉄筋で補強した高強度モルタルパネル(以下、パネル)を設置し、内部を無収縮セメント系材料で充填する工法を提案している¹⁾²⁾。本工法の利点は、PC ストランドは巻立てのみ、パネルも母材に対する穴あけ等なしに施工できるため、鉄筋工、型枠工、脱型といった工程を省略し、省力化が可能なことである。また、高強度モルタルを使用することで母材 RC への劣化因子の侵入を抑制して耐久性を確保しながら、細径ステンレス鉄筋を使用することでパネルを薄肉化し、巻立て厚削減が可能である。本工法を RC はりや RC 柱に適用することで、顕著なせん断補強効果およびじん性補強効果があることをすでに確認している¹⁾²⁾。

本研究では、過去に行った RC はりへのせん断補強の研究¹⁾を発展させ、本工法により補強した RC はりの設計法を確立することを目的に、各種の補強を施した RC はりの静的載荷試験を行い、補強効果の検証を行った。シリーズ1では、PC ストランドが RC はりのせん断補強効果に及ぼす影響を、充填ペーストやパネルの有無による影響も含めて検討した。シリーズ2では、PC ストランドやパネル内のステンレス鉄筋の配置間隔をパラメータとした場合の RC はりのせん断補強効果を検討した。また、本工法によるせん断補強効果を既存のせん断耐力設

計式にて評価可能であるかについての検討も行った。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

RC はり試験では、シリーズ1で3体、シリーズ2で6体の供試体を作製した。表-1 に供試体諸元を、図-1 に供試体概要図を、表-2 に使用した鋼材の物性を示す。シリーズ1には、PC ストランドを巻き立てたのみの供試体(S)、PC ストランドを巻き立て、セメントペーストで被覆した供試体(SC)、PC ストランドを巻き立て、パネルを設置し、間隙にセメントペーストを充填した供試体(SCP)がある。シリーズ2では、パラメータをパネル内の部材軸に直交するステンレス鉄筋の配置間隔と、PC ストランドの配置間隔とした。SUS0 はモルタルパネルのみの補強を施したもので、パネル内にステンレス鉄筋は配置されていない。

パネルには W/C=30%の高強度モルタルを使用した。充填用のセメントペーストとして、シリーズ1では収縮低減剤、膨張材を混和したセメントペーストを使用し、シリーズ2ではプレミックス粉末型の無収縮セメントペーストを使用した。

母材 RC はりとパネルの充填側の表面は、打込み時に表面処理用の遅延剤を使用し、脱型後に表面を水洗いすることで目粗しを行った。補強は、まず母材 RC はりの周囲に PC ストランドを人力で巻き立て、シリーズ1では供試体端部に固定した鋼製治具に定着し、シリーズ2では PC ストランドの端部を2重巻きにしてワイヤグリップにより定着した。続いてパネルを RC はりの両側面と下面に設置し、最後に重力式で充填ペーストを間隙に

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (学生会員)

*2 日本コンクリート技術(株) 代表取締役社長 博(工) (正会員)

*3 フジミコンサルタント(株) 代表取締役社長 工博

*4 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

表-1 供試体諸元(-は存在せず, 斜線はデータ無し)

シリーズ	供試体名	母材 RC はり コンクリート		パネルモルタル		充填 ペースト	ステンレス 鉄筋 配置間隔 (mm)	PC ストランド 配置間隔 (mm)
		圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)		
1	S	26.4	25.0	-	-	-	-	200
	SC	30.7	24.3	-	-	-	-	200
	SCP	38.1	29.2	90.4	-	-	90	200
2	SUS0	28.9	26.0	74.4	-	44.9	-	-
	SUS135	30.6	34.5	87.3	-	42.9	135	-
	SUS90	30.9	31.7	80.6	-	50.2	90	-
	SUS45	28.8	26.0	70.2	-	60.8	45	-
	SUS90-300	28.7	26.2	81.5	-	65.3	90	300
	SUS90-200	30.2	27.0	86.3	35.4	52.2	90	200

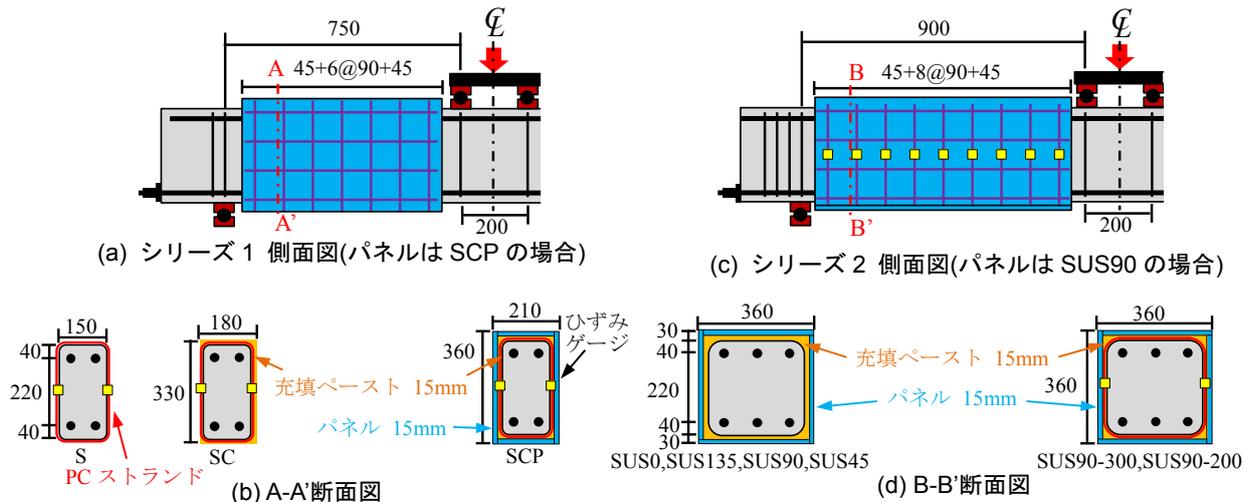


図-1 供試体概要図

表-2 鋼材の物性

シリーズ	項目	公称断面積(mm ²)	降伏強度(N/mm ²)	降伏ひずみ(μ)	弾性係数(kN/mm ²)
1	引張鉄筋	490.9	1181	5876	201
	圧縮鉄筋	506.7	441	2205	200
	PC ストランド	19.8	1857	11300	201
2	引張鉄筋	490.9	1032	5160	200
	圧縮鉄筋	506.7	512	2560	200
	PC ストランド	19.8	1968	11800	202
1,2 共通	ステンレス鉄筋	12.0	561	2805	200

流し込んだ上で、上面のパネルを設置した。

2.2 荷重概要

RC はりの荷重は 4 点曲げ単調荷重とした。図-1 に示すように、等曲げ区間は 200mm とし、荷重板は幅 65mm、支点板は幅 50mm のものを使用した。支点には減摩パッドを挟んだ回転支承を使用し、供試体の回転と水平変位を拘束しないようにした。シリーズ 1 ではせん断スパン 750mm, $a/d=2.88$ とし、シリーズ 2 ではせん断スパン 900mm, $a/d=3.46$ とした。補強区間は支点、荷重点の条件をシリーズ内で変えずに、かつせん断スパンをできるだけカバーできるように、シリーズ 1 では 630mm、シリーズ 2 では 810mm とした。

計測項目は、シリーズ 1, 2 の共通項目として、供試体支点変位およびスパン中央変位、せん断スパン内の PC

ストランドのひずみである。スパン中央変位から支点変位を減じることではりの変位を算出した。PC ストランドは 3 本より線のため、各素線にひずみゲージを貼付した。シリーズ 2 では供試体側面に配置した鉛直方向のステンレス鉄筋のひずみも測定した。ひずみゲージの貼付位置は図-1 に示す黄色い四角マークである。

3. 実験結果

3.1 PC ストランドによる補強効果

シリーズ 1 の荷重-変位関係を図-2 に、母材 RC はりのせん断破壊荷重計算値³⁾、最大荷重とその時の変位を表-3 に、供試体のはつり後のひび割れ状況を図-3 に示す。S では最大荷重直後に斜めひび割れが発生し、荷重が下がった。その後再び荷重が増加し、再び斜めひ

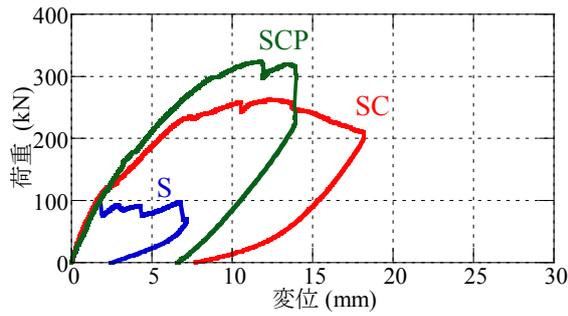


図-2 荷重—変位関係

表-3 試験結果

供試体名	母材 RC はりせん断破壊荷重計算値 ³⁾ (kN)	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位 (mm)
S	109.4	98.6	1.8
SC	115.0	262.6	12.6
SCP	123.6	324.5	11.7

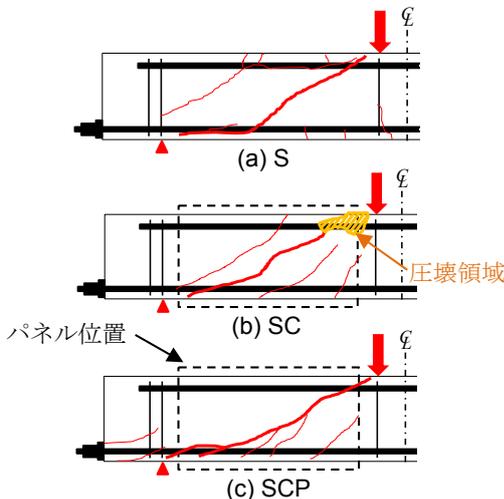
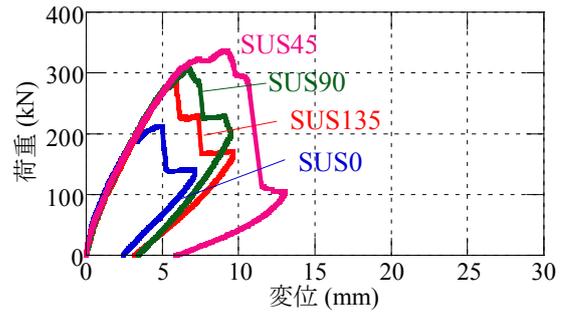


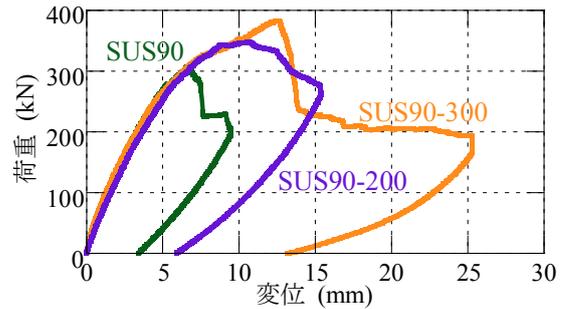
図-3 供試体はつり後のひび割れ状況
(太線は顕著なひび割れ)

ひ割れが発生して荷重が低下することを繰り返した。SCでは120.9kNにて剛性が低下したため、ここで斜めひび割れが発生したと推察される。その後、258.7kNにて載荷点近傍のコンクリートの圧壊がみられた。最大荷重前後では荷重の変化がゆるやかとなり、ポストピークにおいても荷重は緩やかに低下した。SCPでは、荷重の増加につれて剛性は緩やかに低下した。150kN付近でPCストランドのひずみが増加し始めたため、ここで斜めひび割れが発生したと推察される。パネルの剥離により324.5kNにて最大荷重を迎え、荷重が30kNほど低下した。その後PCストランドのひずみは増加し、再び荷重は増加し始めたが、319.6kNにて支点部の引張鉄筋に沿うひび割れが生じ、荷重が急低下したため載荷を終了した。全ての供試体で図-3のような斜めひび割れが認められ、せん断破壊していることを確認した。

図-2、表-3に示したように、Sでは補強効果が全く



(a) ステンレス鉄筋配置間隔の影響



(b) PCストランド配置間隔の影響

表-4 試験結果

供試体名	最大荷重(kN)	最大荷重時変位(mm)
SUS0	212.6	4.91
SUS135	284.6	5.87
SUS90	308.2	6.74
SUS45	337.6	9.17
SUS90-300	382.0	12.63
SUS90-200	347.8	10.64

認められないことに対して、SC、SCPでは大幅に最大荷重と変形性能が向上した。これは、PCストランドとはりの間に最大5mm程度の隙間があったSに対し、SC、SCPでは、PCストランドがセメントペーストにより被覆され、隙間がなくなったことが要因として考えられる。さらに、SCとSCPを比較すると、SCPの方が斜めひび割れ発生後のはりの剛性も高くなっていることが分かる。これはPCストランドに加えて、パネルによる補強効果が現れているものと考えられる。

以上の結果より、PCストランドはセメントペーストによる被覆を施すことでせん断補強効果を発揮すること、またパネルを併用することでさらにせん断補強効果を向上できることが明らかになった。

3.2 補強鋼材の配置間隔の影響

(1) 荷重-変位関係

シリーズ2の荷重—変位関係を図-4に、最大荷重と最大荷重時の変位を表-4に示す。ステンレス鉄筋の配置間隔を変えた供試体については、補強量を増やすごとに最大荷重が向上し、その時の変位も大きくなっている。PCストランドを配置した供試体では、パネルのみ補強の供試体より最大荷重と変形性能が向上した一方で、PC

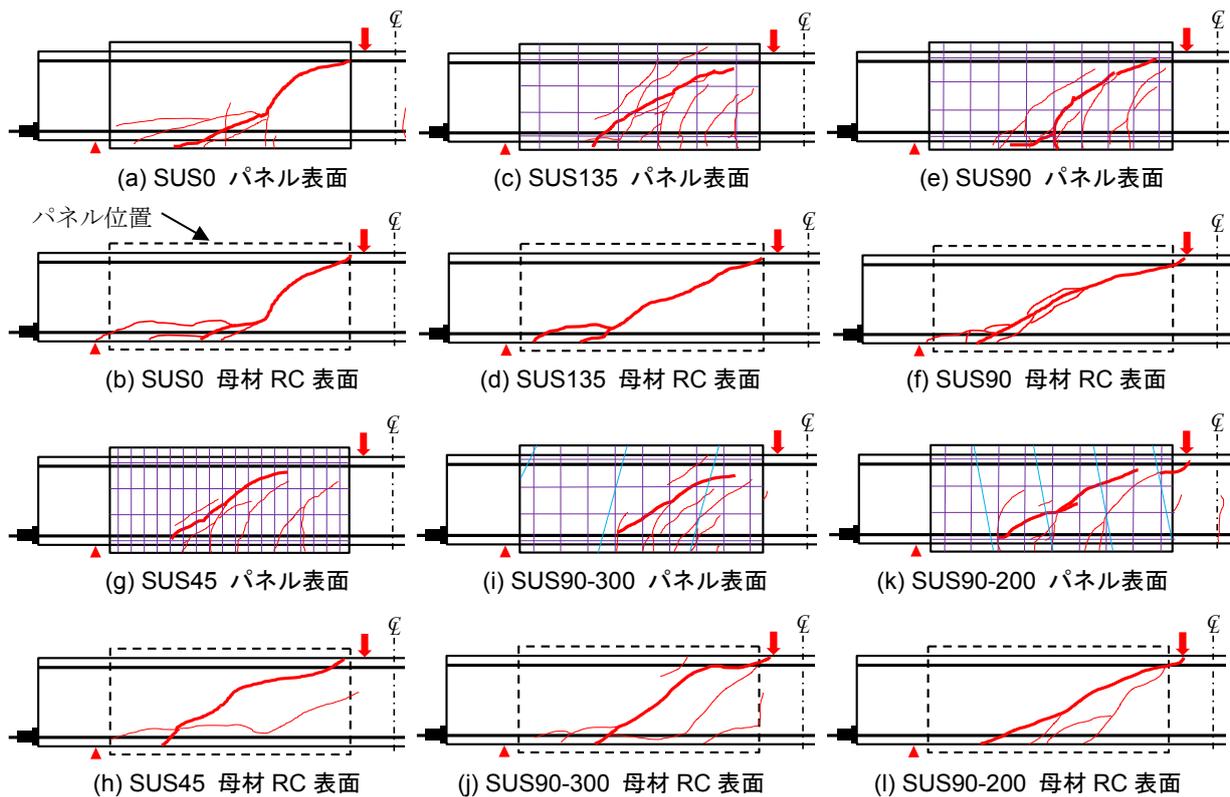


図-5 各供試体の最大荷重時およびはつり後のひび割れ状況(太線は顕著なひび割れ)

ストランドの配置間隔を 300mm から 200mm に狭め補強度を増しても、さらなる最大荷重の向上は認められなかった。

(2) 供試体ごとの破壊形態

各供試体のひび割れ状況を図-5 に示す。各供試体において、まずパネル表面に曲げひび割れが複数発生し、その中の 1 本、または 2 本が顕著な斜めひび割れとなり拡幅した。全ての供試体で顕著な斜めひび割れの発生位置は、パネル表面と母材 RC 表面で一致しているといえる。これは斜めひび割れの進展中は、母材 RC とパネルが一体となって挙動していたことを示している。曲げひび割れについては、母材 RC の目粗しを行ったこと、はつり時にペースト分を完全に除去することが難しいことから、発生位置の一致については確認できていない。

SUS0 では、193kN にて斜めひび割れが発生し、212.6kN にてピークに至り、斜めひび割れが荷重点まで貫通し荷重が低下した。SUS135, SUS90, SUS45 では、およそ 210kN~220kN にて斜めひび割れが発生した。その後は剛性があまり低下することなく、斜めひび割れが荷重点まで達し、最大荷重を迎えた。ポストピークではパネルの剥離が進行した。特に側面パネルの上縁では鉛直方向にひび割れが発生し、面外に変形するような挙動を確認している。これはパネルモルタルの方が母材コンクリートよりも弾性係数が大きく、はりの曲げ変形によって、圧縮縁側のパネルが圧縮力を受けたためであると考えられ

る。

SUS90-300 では 200kN 程度で斜めひび割れが発生した。斜めひび割れ発生前後においては剛性の変化はほぼ認められなかったが、300kN 付近から剛性が低下し始めた。382kN にてピークを迎えた後は荷重が 230kN 程度まで急激に低下した。荷重低下の際にはパネルの面外変形により、側面パネル、下面パネルの剥離が進行し、下面パネルについては 230kN まで低下した時点でほぼ剥がれてしまった。その後、緩やかに荷重が低下し、ほぼ 200kN のまま変位が 25mm に達したため、荷重を終了した。

SUS90-200 では 240kN 程度で斜めひび割れが発生した。剛性はあまり変化することなく 340kN 程度まで荷重増加したが、破壊スパンにおいて片面のパネルの剥離が始まり、最大荷重に至った。SUS90-200 では SUS90-300 と比較してより小さい荷重でパネルの剥離が始まったため、耐力が小さくなってしまったと考えられる。

(3) PC ストランド・ステンレス鉄筋のひずみ性状

各供試体の補強鋼材のひずみ分布を図-6 に示す。斜めひび割れ発生時までは補強鋼材のひずみはほぼ 0 であることが分かる。その後、PC ストランドとステンレス鉄筋はほぼ同時にひずみ始め、斜めひび割れ発生後から、両鋼材が同時に抵抗することが分かった。

ここで、図-5 に示した斜めひび割れとステンレス鉄筋の交差状況から、各供試体において、斜めひび割れと交差した鉄筋が降伏しているかどうかを確認した。表-

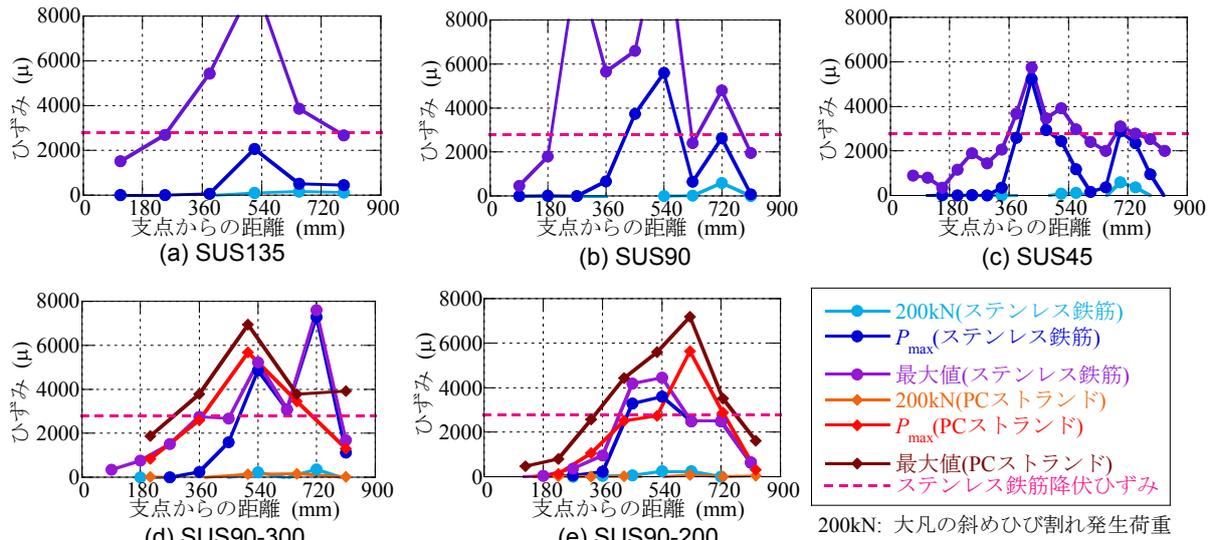


図-6 ステンレス鉄筋、PCストランドの破壊スパンにおけるひずみ分布

表-5 ステンレス鉄筋の降伏状況

供試体名	交差本数	降伏本数	2000μ以上の本数
SUS135	8	7	8
SUS90	10	5	9
SUS45	24	12	14
SUS90-300	10	7	9
SUS90-200	12	5	7

5 に図-5 から求めた交差本数、計測ひずみ値による降伏本数と、計測ひずみ値が 2000μ以上であった本数を示す。なお、ステンレス鉄筋の降伏ひずみは 2805μ である。計測ひずみ値は最大荷重時のひずみ値ではなく、ポストピークも含めた最大ひずみ値を利用した。これは、ひずみゲージの位置と斜めひび割れの位置が一致していないため、鉄筋の降伏領域が十分に広がった時点で、測定したひずみ値を評価するためである。これによると、SUS135, SUS90, SUS90-300 では顕著な斜めひび割れと交差したステンレス鉄筋が概ね降伏、また降伏に至らないまでも 2000μ のひずみが出ており、ステンレス鉄筋による補強効果を十分に発揮できたと考えられる。SUS45, SUS90-200 では鉄筋の降伏割合が他に比べて小さくなっているが、これはピーク後のパネル剥離が早かった影響を含んでいると考えられる。

また、PC ストランドは降伏ひずみ 11800μ に対して、計測値は最大でも 7000μ 程度となり、降伏は確認できなかった。

4. 補強効果の評価

コンクリート構造物の補強指針(案)⁴⁾では、補強した RC はりのせん断耐力 V_{ud} として、以下の設計式が提案されている。

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} + V_{asd} \quad (1)$$

ここで、 V_{cd} :コンクリート巻立て部を含めた腹部の幅

および有効高さを用いたせん断補強材を用いない棒部材のせん断耐力、 V_{sd} :既設部材のせん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力、 V_{ped} :軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分、 V_{asd} :付加したせん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力である。

式(1)を本工法の場合に書き換えると以下の様になる。

$$V_{ud} = V_c + V_{sus} + V_{str} \quad (2)$$

$$V_c = 0.2f_c^{1/3} p_w^{1/3} (10^3/d)^{1/4} (0.75 + 1.4d/a) b_w d \quad (3)$$

$$V_{sus} = A_{sus} f_{sus} z / s_{sus} \quad (4)$$

$$V_{str} = \sum_{i=1}^2 (A_{str} f_{str} z \sin \alpha_i (1 + \cot \alpha_i) / 2s_{str}) \quad (5)$$

ここで、 V_c :母材 RC および巻立て部のせん断耐力(N)³⁾、 V_{sus} :ステンレス鉄筋により受け持たれるせん断耐力(N)、 V_{str} :PC ストランドにより受け持たれるせん断耐力(N)、 f_c' :コンクリート圧縮強度(N/mm²)、 p_w :引張鉄筋比(%), d :有効高さ(mm)、 a :せん断スパン(mm)、 b_w :巻立て部を含めた部材断面幅(mm)、 A_{sus} および A_{str} :それぞれ s_{sus} および s_{str} 区間におけるステンレス鉄筋と PC ストランドの断面積(mm²)、 f_{sus} および f_{str} :それぞれステンレス鉄筋と PC ストランドの降伏強度(N/mm²)、 $z = 7d/8$ 、 α_i :PC ストランドの部材軸に対する傾斜角度(度)、 s_{sus} および s_{str} :それぞれステンレス鉄筋と PC ストランドの配置間隔(mm)である。

表-6 に、補強効果のなかった S とステンレス鉄筋のひずみ測定値のない SCP を除く 7 体について、実験から求めたせん断耐力 V_{exp} と式(2)から計算した各成分を示す。 V_{exp} は最大荷重を 2 で割って求めた。

本工法における V_c の評価の妥当性を確認するため、SUS0 にて試算を行った。表-6 には、母材 RC のみのせん断耐力として V_{cb} と、セメントペーストの受け持つせ

表-6 7 供試体の計算値と実験値の比較(単位:kN)

供試体名	実験値		計算値						V_{exp} / V_{ud}	V_{strex} / V_{str}
	V_{exp}	V_{strex}	V_{ud}	V_c	V_{cb}	$V_g + V_p$	V_{sus}	V_{str}		
SC	131.3	70.8	164.8	64.9	57.5	7.4	-	99.9	0.80	0.71
SUS0	106.3	-	108.0	108.0	95.7	12.3	-	-	0.98	-
SUS135	142.3	-	132.8	110.1	97.5	12.6	22.7	-	1.07	-
SUS90	154.1	-	144.5	110.5	97.8	12.7	34.0	-	1.07	-
SUS45	168.8	-	175.9	107.9	95.5	12.4	68.0	-	0.96	-
SUS90-300	191.0	36.9	213.5	107.8	95.4	12.4	34.0	71.7	0.89	0.51
SUS90-200	173.9	19.8	245.7	109.6	97.1	12.5	34.0	102.1	0.71	0.19

せん断耐力とパネルモルタルの受け持つせん断耐力の和として $V_g + V_p$ を示した。ここで、モルタルおよびセメントペーストは母材コンクリートより強度が大きいことから、式(6)にて評価を試みた。 V_{cb} は式(3)で b_w を母材分のみにしたものである。

$$V_g + V_p = V_c - V_{cb} \quad (6)$$

SUS0 における $V_g + V_p$ の計算値は 12.3kN となる。一方、 $V_g + V_p$ の実験値を V_{exp} と V_{cb} の差分として求めると 9.6kN となる。以上より、本工法における母材 RC と巻立て部のせん断耐力は、既存の設計式により概ね評価可能であると考えられる。

表-6 より、SUS135、SUS90、SUS45 については、計算値とほぼ一致した。これはステンレス鉄筋の降伏状況とも合致している。SC、SUS90-300、SUS90-200 については、載荷実験におけるひずみ計測にて PC ストランドの降伏が確認できなかったことから、降伏強度を用いた計算値が過大になっている。しかし SC の破壊は、充填ペーストの剥離ではなく母材 RC の斜めひび割れ幅が過大になったことで決まったと考えられるため、PC ストランドもせん断耐力の一部を分担していたといえる。

そこで、表-6 には、SC、SUS90-300、SUS90-200 の PC ストランドが実際に受け持ったと考えられるせん断抵抗として V_{strex} を示した。 V_{strex} は、SC では斜めひび割れ発生時の作用せん断力 60.5kN に対する V_{exp} の増分、SUS90-300、SUS90-200 では SUS90 に対する V_{exp} の増分から求めた。

PC ストランドのみの補強である SC では V_{strex} / V_{str} が 0.71 であった。パネルと併用した場合、SUS90-300 では 0.51、SUS90-200 では 0.19 とかなり小さくなっている。PC ストランドは降伏強度が大きいので、全てが降伏することを期待するのは難しいと考えられるが、SUS90-200 では、パネルの剥離時期がせん断耐力に大きな影響を与えたと考えられるため、まず剥離を確実に防ぐような工夫が必要であると考えられる。

5. まとめ

ステンレス鉄筋補強パネルと PC ストランドの併用による補強 RC はりの試験から、以下の知見を得た。

- 1) PC ストランドを人力で巻き立てた補強のみの場合、耐力を向上する効果は無いが、PC ストランドをセメントペーストで被覆し、母材 RC との一体化を図ることで補強効果が発揮される。また、PC ストランドとステンレス鉄筋補強パネルを併用することで補強効果をさらに向上させることが可能である。
- 2) ステンレス鉄筋補強パネルのみによる補強では、パネル内のステンレス鉄筋が概ね降伏し、耐力評価として既存の設計式を適用することができる。
- 3) PC ストランドとステンレス鉄筋補強パネルを併用する補強では PC ストランドが降伏しない場合があり、PC ストランドの受け持つせん断抵抗として補強鋼材の降伏を前提とした既存の設計式を適用すると過大評価となる。

参考文献

- 1) 立石和也, 篠田佳男, 大嶋義隆, 二羽淳一郎: 細径ステンレス鉄筋を用いたパネルと PC ストランド併用による RC はりに対するせん断補強効果, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.69, pp.247-248, 2014.9
- 2) 立石和也, 篠田佳男, 大嶋義隆, 二羽淳一郎: ステンレス鉄筋使用パネルと PC ストランド併用による RC 柱のじん性補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.1381-1386, 2015.7
- 3) 二羽淳一郎, 山田一宇, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, Vol.372, pp.167-176, 1986.8
- 4) 土木学会: コンクリートライブラリー95 コンクリート構造物の補強指針(案), 丸善, 1999.9