

新旧コンクリート界面のせん断伝達機構に関する実験的検討

西日本旅客鉄道(株) 正会員 修(工) ○ 湯浅 康史
 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 正会員 博(工) 濱田 謙
 (株)ピーエス三菱 正会員 河村 直彦
 神戸大学大学院 正会員 博(工) 森川 英典

Abstract : The author et al. proposed the original anchorage system of external cable method for railway PC-I girder having narrow distance between adjacent main girders. To calculate load-carrying capacity of the anchorage, it is significant to evaluate accurately shear transfer strength in case of high stress acting on the construction joint. So, in this paper, loading tests were conducted on specimens with different stresses or compressive strength of concrete, and evaluated shear transfer behavior. As a result, it was confirmed that shear transfer capacity with specimens was higher than design capacity based on standard specifications for concrete if stress acting on the construction joint was higher than 15 N/mm^2 .

Key words : construction joint, shear transfer strength, loading test, external cable method, anchorage,

1. はじめに

プレストレストコンクリート桁において、PC鋼材の腐食や破断が生じて補強が必要となった場合、プレストレスを追加導入する外ケーブル補強が用いられることが多い。PCI形桁に外ケーブル補強を行う場合には、定着体は主桁ウェブ側にコンクリートなどにより設ける方法が一般に用いられ、ウェブを貫通したPC鋼棒の緊張力により定着される。しかし、鉄道橋における多主PCI

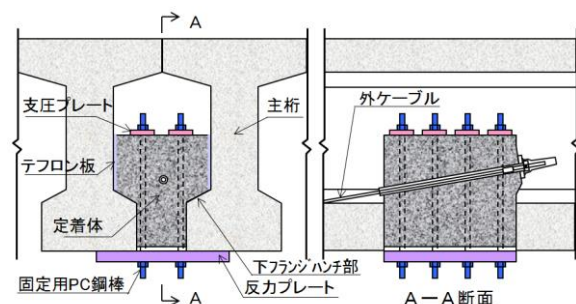


図-1 桁間定着方式の適用イメージ

形桁は主桁間隔が狭く、従来構造の定着体を設けることが困難である。そこで、図-1に示すように、主桁間の下フランジ部に新たにコンクリート製の定着体を構築し、鉛直方向のPC鋼棒を緊張する方式の定着体構造（以下、桁間定着方式）を考案した。桁間定着方式は、下フランジハンチ部における新旧コンクリートの界面（以下、新旧界面）での摩擦抵抗力により、外ケーブルの緊張力に抵抗することを意図している。筆者らはこれまでに、縮小供試体の載荷実験結果から、桁間定着方式の十分な定着耐力を確認し、既往の耐力評価式により定着耐力を安全側に評価できることを確認した¹⁾。一方で、新旧界面に垂直に作用する圧縮応力（以下、界面垂直応力）が大きい場合、既往の耐力評価式は、実耐力を過小評価する可能性を報告した¹⁾。ここで、既往の耐力評価式は界面垂直応力が $0 \sim 5 \text{ N/mm}^2$ の検討結果²⁾であり、桁間定着方式で想定している $15 \sim 30 \text{ N/mm}^2$ は検討範囲外となるため、耐力評価式については別途検証が必要であると考えられる。そこで、本論文では、桁間定着方式の耐荷性能を評価するあたって重要となる、新旧界面のせん断伝達機構を検討するため二面せん断実験を行った。特に、界面垂直応力が大きい場合に着目して評価を行った。

2. 二面せん断実験概要

2.1 供試体種類および供試体形状

本実験では、新旧界面に垂直に圧縮力が作用する場合のせん断耐荷機構を検証することを目的に、供試体形状および載荷方法を図-2のとおりとした。なお、実験では水平方向のPC鋼棒の緊張により界面垂直応力

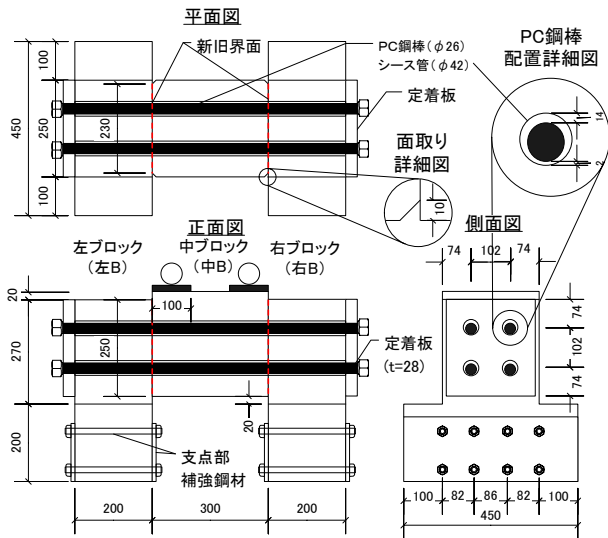


図-2 供試体の形状および荷重方法

表-1 供試体種類

供試体 No.	供試体 名称	界面 垂直応力 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの 目標圧縮強度 f'_c (N/mm ²)		界面処理 方法
			左右 B	中 B	
1	1-40-S	1	40		アルミ粉 による ショットブラスト
2	5-40-S	5			
3	10-40-S	10			
4	20-40-S	20			
5	25-40-S	25			
6	20-60-S	20	60		
7	30-60-S	30			
8	20-50-S	20	40	60	
9	20-40-N	20	40		

※左右 B : 左右のブロック, 中 B : 中間のブロック

表-2 コンクリートの配合

目標 圧縮強度 (N/mm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	セメント (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)							
						水 W	セメント C	細骨材		粗骨材		混和材	
								川砂 S1	砕砂 S2	砕石 G1	砕石 G2	高性能 減水剤	AE 剤
40	20	12.0	4.5	47.0	48.0	160	340	429	434	477	477	1.77	0.051
60	20	12.0	4.5	35.0	38.5	158	451	326	330	537	537	2.48	0.090

を作用させ、荷重試験機の鉛直荷重を作用させた。実験のパラメータは、①界面垂直応力、②コンクリートの圧縮強度、③界面処理方法とし、供試体の種類は表-1のように設定した。界面垂直応力は1~30N/mm²の範囲で設定した。コンクリートの圧縮強度は既設PC桁を想定し、40N/mm²と60N/mm²を設定した。界面処理方法は実施工で適用を考えているショットブラストの有無をパラメータとした。新旧界面は250mm×230mmとし、端部の欠けによる界面の面積の変動を防ぐため、界面の左右側面に面取りを設けた。なお、荷重により左右ブロック支点付近での剥離が懸念されたため³⁾、支点部を拡張し、貫通鉄筋および鋼板により補強した。また、PC鋼棒と供試体の間の空気を確保し、界面での滑動を阻害しないようシーすにφ42を用いた。

表-3 鋼材の材料特性

鋼材	呼び名	記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
PC 鋼棒	φ26	SBPR930/1180	1217	1322
鉄筋	D10	SD345	384	563
	D6	SD345	378	558

2.2 供試体製作

供試体は、はじめに旧コンクリートを模した左右ブロックを打設し、新旧界面にショットブラスト（噴射：アルミナ70kg/m³）による界面処理を行った。そして、実橋の既設コンクリートの状況を想定して界面での新旧コンクリートの過度の付着を防止するため、2週間以上の期間をあげ、新コンクリートを模した中ブロックを打設した。その後、荷重試験前に所定の界面垂直応力となるまでPC鋼棒を緊張した。供試体に用いたコンクリートの配合および鋼材の材料物性を表-2、表-3に示す。

2.3 荷重試験方法

荷重試験にはコンピュータ計測制御式の鉛直荷重試験機を用いた。荷重速度は荷重制御方式により1kN/sを基本としたが、界面垂直応力が小さい供試体No.1, 2は0.3kN/sとした。また、No.1, 2はポストピーク挙動を捉えることができる可能性があると考え、荷重途中で荷重速度0.01mm/sの変位制御方式に切り替えた。供試体の損傷は100kNごとに目視にて確認した。また、新旧界面に鉄筋等を配置していないことから、滑動は急激に生じると予想され、滑動量が概ね10mmに達した場合はその段階で荷重を終了することとした。なお、滑動量が10mm以内の場合は荷重を継続することとした。荷重試験時の計測項目は変位、PC鋼棒張力、コン

クリートおよび鉄筋ひずみ，新旧界面の相対変位とし，変位計，ひずみゲージの設置位置は図-3に示すとおりとした。コンクリートゲージ，鉄筋ゲージは鉛直方向の同位置に3枚ずつ(上，中，下)貼付した。

3. 二面せん断実験結果

3.1 破壊性状と滑動荷重

載荷試験結果とコンクリートの材料試験結果を合わせて表-4に示す。供試体No.1は，中ブロック変位計から判断すると，280kNで界面で滑動し始め，その後緩やかな荷重増大とともに界面で滑動する破壊状況であった。供試体No.7は載荷試験機の最大容量(2800kN)の荷重を載荷しても滑動が生じず，それ以上の耐力を有していることを確認して実験を終了した。

その他の供試体は，最大荷重に達した後，急激な新旧界面の滑動が生じて荷重が低下した。なお，供試体No.2,9は滑動量が10mm以内であったため，継続して載荷した。せん断伝達耐力の実験値には，新旧界面全体で滑動が生じた荷重(以下，滑動荷重)を用いることとし，具体的には，上記の破壊状況を踏まえて，供試体No.1は滑動し始めた荷重(280kN)，その他供試体は最大荷重を用いることとした。なお，新旧界面の滑動以外の損傷は各供試体で写真-1, 2に示すようなひび割れが発生したもの，いずれもひび割れの顕著な進展やひび割れ幅の拡大は認められず，供試体に与える影響は小さかったと考えられる。

せん断伝達耐力を評価するため表-4の滑動荷重に着目する。供試体No.1~5およびNo.6~7より界面垂直応力が大きくなるほど，滑動荷重が大きくなるのがわかる。また，No.4, 6, 8を比較すると，コンクリート強

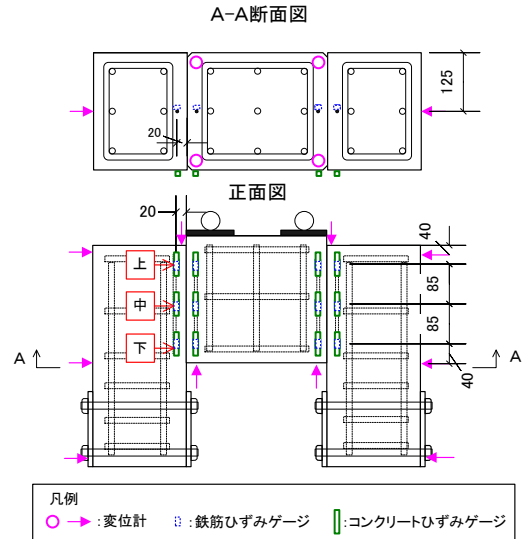


図-3 計測項目

滑動が生じて荷重が低下した。せん断伝達耐力の実験値には，新旧界面全体で滑動が生じた荷重(以下，滑動荷重)を用いることとし，具体的には，上記の破壊状況を踏まえて，供試体No.1は滑動し始めた荷重(280kN)，その他供試体は最大荷重を用いることとした。なお，新旧界面の滑動以外の損傷は各供試体で写真-1, 2に示すようなひび割れが発生したもの，いずれもひび割れの顕著な進展やひび割れ幅の拡大は認められず，供試体に与える影響は小さかったと考えられる。

表-4 載荷試験結果

供試体 No.	供試体名称	導入垂直応力 σ_c (N/mm ²)	滑動荷重 V_{exp} (kN)	滑動性状	滑動以外の損傷および発生荷重	コンクリート材料試験結果					
						左右 B			中 B		
						圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	圧縮強度 f'_c (N/mm ²)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)
1	1-40-S	1.16	280	緩やか	損傷無し	50.5	31.5	3.58	48.8	34.4	3.85
2	5-40-S	5.68	804	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :600kN	51.8	31.4	3.65	49.8	34.2	3.55
3	10-40-S	9.75	1,169	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :700kN	50.1	34.6	3.36	46.8	33.6	3.44
4	20-40-S	18.6	1,763	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :800kN	51.1	33.1	3.72	47.4	32.7	3.69
5	25-40-S	21.7	2,144	急激	中 B 曲げひび割れ ^{※1} :1800kN	45.5	33.1	3.52	42.9	33.4	3.50
6	20-60-S	17.9	2,355	急激	損傷無し	62.1	35.7	4.29	56.9	34.3	4.06
7	30-60-S	26.1	(2,800)	滑動無	右 B 基部ひび割れ ^{※1} :1400kN	64.5	37.1	4.44	58.2	37.5	4.22
8	20-50-S	18.2	1,965	急激	右 B 基部ひび割れ ^{※1} :600kN	50.2	35.0	3.44	57.4	33.9	4.04
9	20-40-N	18.5	1,590	急激	損傷無し	45.9	34.0	2.90	46.5	32.5	3.70

※1：中 B 曲げひび割れ：中ブロック下端からのひび割れ(写真-1)，右 B 基部ひび割れ：右ブロック断面変化部の水平ひび割れ(写真-2)



写真-1 中ブロック曲げひび割れ (供試体 No. 3 10-40-S)



写真-2 右ブロック基部ひび割れ (供試体 No. 7 30-60-S)

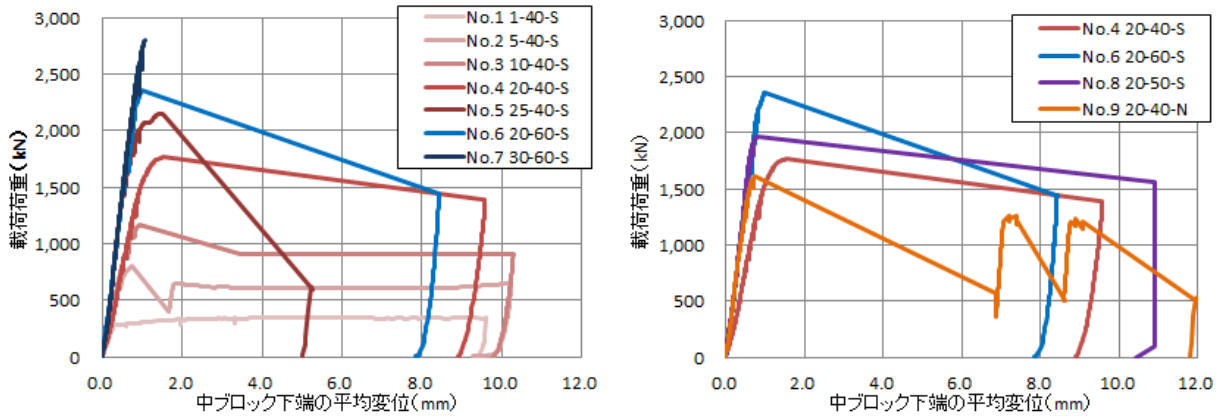


図-4 荷重-変位関係(左：供試体 No. 1～7，右：供試体 No. 4, 6, 8, 9)

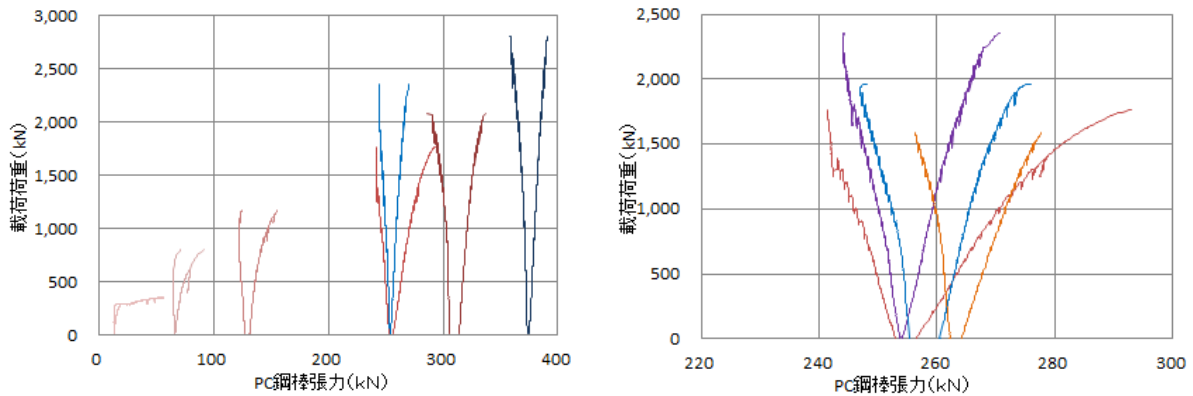


図-5 PC 鋼棒張力(左：供試体 No. 1～7，右：供試体 No. 4, 6, 8, 9)

度が高くなると、滑動荷重が大きくなることわかる。なお、中ブロックの強度のみが高くなった場合でも、滑動荷重が増加することを確認した。次に、No.4, 9を比較すると、ショットブラストによる界面処理の効果により、No.4は滑動荷重が200kN程度大きくなることを確認した。

図-4に供試体の荷重変位関係を示す。変位は中ブロック下端の4つの変位計の平均値を用いた。荷重初期の傾きに注目すると明確な傾向は見られないものの、コンクリート強度が高いほど傾きが大きい傾向が見られる。これは、変位に弾性短縮や曲げ変形の影響が含まれるためと考えられる。なお、初回の滑動量は界面垂直応力等と相関は認められなかった。またNo.2,9については滑動量が10mm以内であったため、荷重を継続し、2回目以降の滑動は初回滑動時より小さい荷重で滑動した。

3.2 PC鋼棒張力の変化

界面垂直応力の変化を確認するため、図-5にPC鋼棒張力と荷重荷重の関係を示す。PC鋼棒の張力は上側と下側のPC鋼棒に区分し、2本の平均値を用いた。すべての供試体で上側のPC鋼棒の張力は低下し、下側のPC鋼棒の張力は増加した。これは供試体の曲げ変形により、上側のPC鋼棒の定着間距離は短くなり、下側のPC鋼棒の定着間距離が増加したためであると考えられる。また、PC鋼棒張力が大きい供試体では、滑動荷重付近まで荷重とPC鋼棒張力に線形関係にあると考えられるが、張力が小さい供試体ではある荷重段階から、上側下側のPC鋼棒ともに張力が増加する方向に変化し、線形とならない傾向が伺える。これは、せん断力により新旧界面で滑動が生じ始め、新旧界面の微細な凹凸を乗り越えるときに開口する現象^(例えば4)によって、PC鋼棒の定着間距離が増大したためであると考えられる。なお、界面の処理を実施していない供試体No.9は、微細な凹凸がなくこの現象は確認されなかった。

次に、この現象を分析するため、4本のPC鋼棒張力の合計値を用いた、滑動直前のPC鋼棒張力と荷重前のPC鋼棒張力の比を図-6に示す。上下のPC鋼棒の張力を合計することによって、曲げによる張力変化は打ち消され、荷重による張力の変化量は界面の開口の影響のみとなると考えられる。図-6より界面垂直応力が

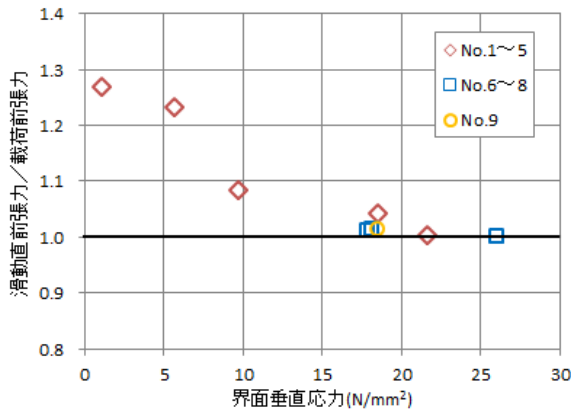


図-6 PC 鋼棒張力比と界面垂直応力の関係

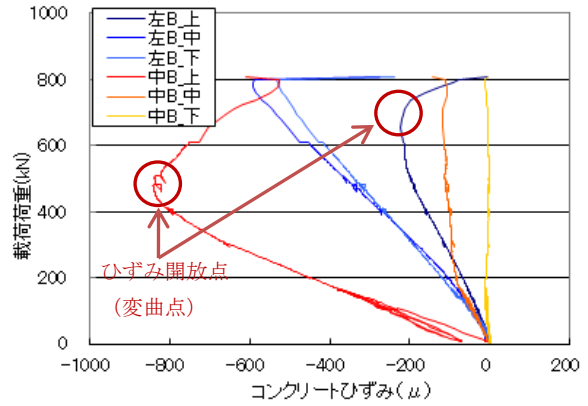


図-7 コンクリートひずみ (供試体 No. 2)

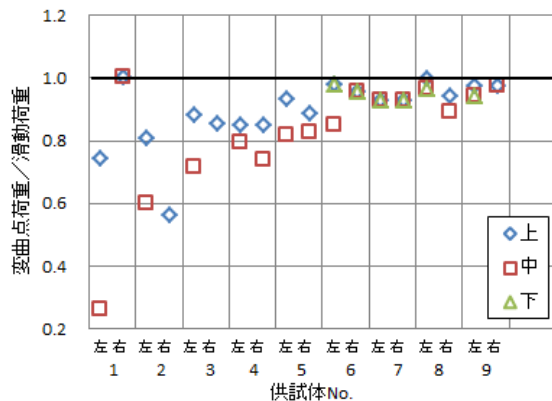
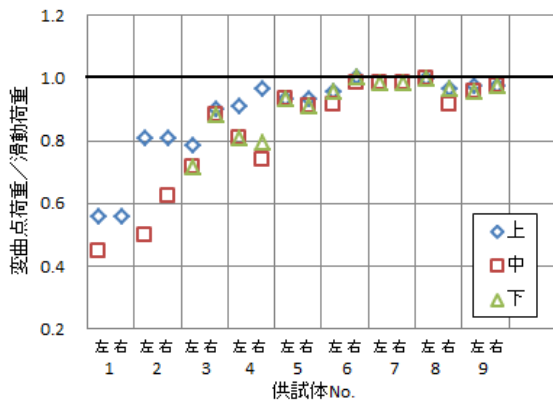


図-8 変曲点荷重比率 (左：コンクリート表面ひずみ, 右：鉄筋ひずみ)

小さい場合、滑動直前の張力と初期張力の比は1.2程度となり界面での開口の影響は大きいですが、界面垂直応力が大きくなるにしたがって、滑動直前の張力と載荷前張力の比が小さくなり、20N/mm²付近ではほぼ界面での開口の影響が見られないことを確認した。界面垂直応力が大きい場合には、滑動荷重時に瞬間的に開口が生じるため測定ができていないか、界面の凹凸が破壊して開口しないこと等が原因として推察される。

3.3 新旧界面内の滑動性状

ひずみの測定結果の一例として、図-7に供試体No.2のコンクリートひずみの測定結果を示す。ひずみゲージは新旧界面から20mm離れた位置に載荷荷重と平行に貼付しているため、載荷に伴って圧縮ひずみが増加するが、ある荷重段階で反転し、圧縮ひずみが減少する挙動を確認した。これは、新旧界面で部分的に滑動が生じ始め、部分的に圧縮応力が減少するためであると考えられる。そこで、ひずみの測定データに基づいて滑動が生じ始めた位置や段階を確認するため、圧縮ひずみが減少し始めた荷重(変曲点荷重)と滑動荷重の比を算出した結果を図-8に示す。なお、ひずみゲージは変曲点が多く現れた中ブロックの鉄筋ゲージとコンクリートゲージを用い、変曲点が現れた場合のみ図示した。供試体内で滑動し始めた位置に着目すると、下側や中間の位置から先に滑動が生じ始めて、その後上側が滑動する傾向が見られる。本供試体は曲げ変形の影響を受けることから、下側の界面垂直応力が上側に比べ相対的に小さいためと推察される。また、界面垂直応力が小さい供試体ほど、滑動荷重に対する比率が小さい荷重段階で変曲点が現れており、部分的に滑動が生じやすい傾向がある。一方、界面垂直応力が大きい供試体は概ね滑動荷重の8割以上の段階で、部分的な滑動が生じ始めている。このことから、界面垂直応力が大きい供試体は界面内の部分的な滑動が生じにくいですが、部分的に滑動し始めると、その後小さい荷重増分で全体的な滑動に至る傾向があると考えられる。

3.4 既往の評価式による検討

実験の滑動荷重と既往の評価式との比較を図-9に示す。評価式には以下の2つを用いた。

- ・マニュアル式：定着体の設計基準⁵⁾に基づき、界面に垂直に作用する力に対して摩擦係数(0.6)を乗じた。

- ・示方書式：コンクリート標準示方書⁶⁾に基づきせん断伝達耐力を算出した。 $(f'_{cd} = 48.5, 60.4\text{N/mm}^2(\text{材料試験の平均値}), b=0.5, \gamma_b=1.0, \text{安全に評価するため通常圧縮応力に乗じる}1/2\text{は乗じていない})$

マニュアル式と実験値を比較すると、マニュアル式は実験値を十分安全側に評価できることが確認できる。実験値との乖離が大きいが、評価式は従来形式の定着体が弾性挙動となる範囲とすることを意図し⁷⁾、摩擦係数を安全側に設定しているためであると考えられる。

示方書式と実験値を比較すると界面垂直応力が 10N/mm^2 までの範囲では、示方書式は精度良く実験値を評価している。しかし、界面垂直応力が 15N/mm^2 以上の範囲では、示方書式は実験値を過小評価していることが確認できる。このことから、高い圧縮力を考慮したせん断伝達耐力評価式を再評価することで、合理的な桁間定着方式の設計手法が構築できる可能性が示唆される。また、界面垂直応力のみをパラメータとしたNo.1~5によると、せん断伝達耐力は界面垂直応力と線形関係で評価することが妥当と推察される。

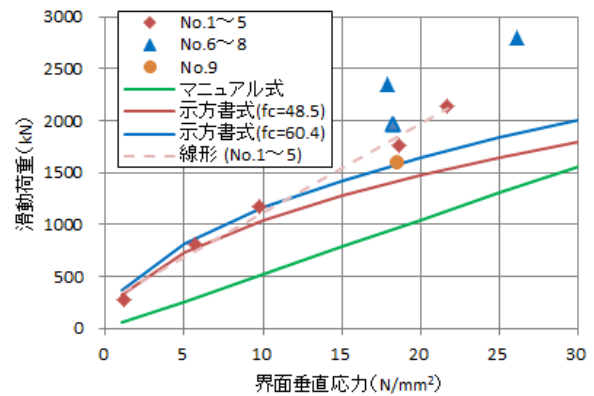


図-9 実験値と評価式との比較

4. 結論

新旧コンクリート界面のせん断伝達機構の評価、特に新旧界面に垂直に作用する圧縮応力が大きい場合の評価を目的として、二面せん断実験を行った。得られた主な知見は以下のとおりである。

- ・コンクリート示方書のせん断伝達耐力式に基づく計算値は、界面垂直応力が 10N/mm^2 までの範囲では実験の滑動荷重を精度よく評価していたが、 15N/mm^2 以上の範囲では、実験値を過小評価することを確認した。また、本実験の範囲において、せん断伝達耐力と界面垂直応力は線形関係で評価することが妥当と推察された。
- ・供試体を拘束するPC鋼棒の張力測定結果から、PC鋼棒の定着間距離が増大して張力が増加する現象が見られ、界面の微細な凹凸を乗り越えるときの開口が原因であると推察した。また、界面垂直応力が大きいほどこの開口の影響が小さくなることを確認した。
- ・新旧界面内の滑動性状をひずみ測定から考察すると、界面垂直応力が大きい供試体は界面内の部分的な滑動が生じにくく、部分的に滑動し始めると、その後小さい荷重増分で全体の滑動が生じる傾向があった。

5. おわりに

今後、大型供試体による載荷実験により定着耐力等について検討し、今回実施した二面せん断実験の結果を踏まえて、桁間定着方式の定着体実用化に向けた開発を進めていく予定としている。本論文をまとめるにあたり、「コンクリート構造物の保守管理に関する調査・検討委員会」((公社)日本材料学会、西日本旅客鉄道(株))の委員各位より多数のご助言を賜りました。各位に深く感謝の意を表します。

参考文献 1) 湯浅ら：主桁間隔の狭いPCI形桁における外ケーブルの桁間定着に関する実験的検討，第22回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集， pp.311-316, 2013.10. 2) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書改定資料，1996.2. 3) 独立行政法人土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：橋梁用プレキャストPC部材の接合技術に関する共同研究報告書(I)，2007.2. 4) 李ら：せん断変形を伴うコンクリート破壊域の軟化特性と構成式，コンクリート工学年次論文報告集，9-2,1987, 5) プレストレスト・コンクリート建設業協会：外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル(案)2007.4. 6) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2012.3. 7) 浅井ら：外ケーブル補強工法定着部に関する検討，土木学会論文集E Vol.63 No.2,223-234,2007.4