

## 軸方向引張鋼材を配置しないブラケット構造の力学挙動に関する基礎的研究

(株) I H I インフラ建設	正会員	工修	○山下	亮
(株) I H I インフラ建設	正会員		廣井	幸夫
京都大学	正会員	博(工)	山本	貴士
京都大学	正会員	工博	宮川	豊章

Abstract: Static loading tests and analytical study were conducted to investigate the behavior of post-placed concrete brackets on concrete structures without primary steel reinforcement. For the current strengthening design of concrete structures, it is necessary to place post-installed anchors or prestressing bars to connect brackets to existing structures, and it is preferable to avoid cutting the existing rebar at the time of drilling holes. Therefore, the design flexibility for the strengthening design is highly restricted. To solve this issue, the bracket structures without the primary reinforcement were studied for the first step. An experimental study by static loading was conducted, where the joint surface condition, shear key, and shear span/depth ratio were taken as parameters. In addition, an analytical study by nonlinear two-dimensional finite element model was conducted to understand the mechanism of failure.

Key words : Bracket structure, Primary reinforcement, Strengthening

## 1. はじめに

既設コンクリート橋の補強において、外ケーブル補強工法、落橋防止装置設置工法、縁端拡幅工法等、外力を支持する点を新たに設ける場合、コンクリートブラケット構造が採用されることが多い。このブラケットから既設橋への外力の伝達に、現行の設計手法では、鉄筋、PC鋼材等の軸方向引張鋼材の配置が必要である。引張鋼材の配置には既設橋の削孔が要求されるが、削孔位置は既設橋の鉄筋、PC鋼材と干渉しないよう決定する必要がある、設計の自由度が限定されているのが現状である。特に、外ケーブル補強工法では、支点付近の主桁ウェブに径70mm程度の貫通孔を設けた上で、ブラケットをPC鋼棒にて緊結する摩擦接合が一般的であるが、貫通孔を設けることによる既設桁への影響を定量的に評価するに至っていない。これらの背景を踏まえ、既設構造への削孔を必要としない、またはダメージを最小限とする構造の開発を目指し、第一段階として引張鋼材を配置しないブラケット構造の静的載荷試験を実施した。また、離散ひび割れモデルを用いた2次元非線形FEM解析により、載荷試験におけるブラケット構造の破壊メカニズムを検証した。

## 2. 静的載荷試験

### 2.1 試験概要

#### (1) 試験供試体

試験供試体（以下、供試体）の側面図を図-1に示す。供試体寸法は、外ケーブル補強工法によるポストテンション方式PCT桁橋の補強事例をモデル構造として決定した。モデル構造は引張荷重1000kNの外ケーブルを想定した定着ブラケット構造（幅600mm、高さ500mm、長さ1000mm、外ケーブル定着高さ200mm）とし、供試体の縮尺はモデル構造の1/2（幅300mm、高さ250mm、長さ

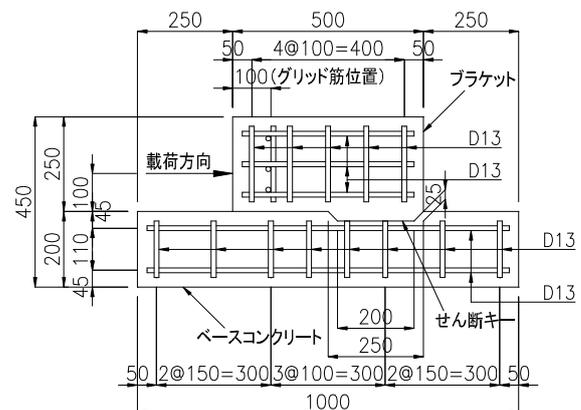


図-1 試験供試体側面図 (単位:mm)

500mm, 外ケーブル定着高さ100mm) とした。この縮尺における外ケーブル引張荷重は250kNに相当する。載荷試験では接合面の諸条件による影響を比較することを目的とした。接合面以外での破壊を防ぐため、鉄筋量は補強事例より多くし、D13の鉄筋をかぶり25mm, 基本間隔100mmで配置した。

表-1 試験ケース

ケース	打継処理	せん断キ	補強材	備考
1	一体打ち	-	-	供試体数： 各ケース3体  載荷高さ： 100mm (2体) 150mm (1体)
2	無処理	なし	-	
3	チッピング	なし	-	
4	チッピング	なし	PC鋼棒φ23mm 2本	
5	無処理	あり	-	
6	チッピング	あり	-	
7	無処理	あり	高強度炭素 繊維シート 1層2枚 (図-2)	
8	チッピング	あり		
9	チッピング	なし		

表-2 コンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 Gmax (mm)	スランブ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	12.0	47.3	4.5	48.0	145	307	912	1000	4.45

(2) 試験ケース

試験ケースを表-1に示す。試験ケースは、ブラケット接合面打継処理、せん断キの有無、および載荷高さをパラメーターとした。コンクリート接合面の打継処理は無処理およびチッピングとし、比較のため一体打ちのケースを設けた。チッピングは電動式多針

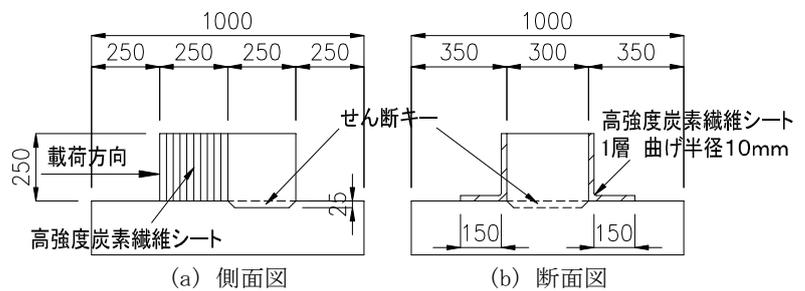


図-2 せん断キおよび炭素繊維シート補強 (単位:mm)

たがねにより実施し、表面の凹凸は2~3mm程度とした。せん断キは接合面が曲げモーメントを受けた際の圧縮側に配置し、形状は幅300mm, 長さ250mm, 深さ25mmとし、端部には45度のハンチを設けた (図-2)。載荷高さは、モデル構造と同じ高さを想定した100mm, および150mmの2ケースとし、せん断スパン比 (載荷高さ/接合面長さ) の影響を確認することとした。

また、既設構造に削孔を要さない補強方法の一案として、接合面の引張側に炭素繊維シートをL型に貼り付けるケースを設定した (図-2)。なお、L型に貼り付けた炭素繊維シートに純引張を与えた事前の要素実験により、L型に貼り付けた場合、剥離挙動が支配的になり定着強度があまり期待できないことを確認している。ここでは、ブラケット構造の引張補強材としての効果を確認することを目的とした。また、一般的な方法であるPC鋼棒でブラケットを緊結するケースを設け、その他のケースとの破壊性状の違いを検証した。PC鋼棒による緊結力は、コンクリート標準示方書式<sup>1)</sup>による安全係数および曲げモーメントの影響を無視したせん断伝達耐力が400kNとなるよう調整し、180kNの圧縮力 (接合面の圧縮応力1.2N/mm<sup>2</sup>) を2本のPC鋼棒φ23mmで与えた。

(3) 使用材料

コンクリートの配合および材料試験結果を表-2, 表-3に、使用した鉄筋, PC鋼棒および炭素繊維シートの特性を表-4に示す。

(4) 載荷方法および測定項目

載荷装置を図-3に示す。載荷装置は厚さ75mmの鋼板と鋼製ブラケットにより構成した。鋼製ブラケットに球座

表-3 コンクリート材料試験結果

ケース	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
1	53.6	3.39	38.5
2	54.8	3.40	39.2
3	58.0	3.19	40.7
4	49.5	2.77	37.4
5	55.3	2.96	38.9
6	45.4	3.05	35.8
7	53.6	3.37	38.5
8	56.0	2.99	40.8
9	53.3	2.83	38.7

表-4 鉄筋, PC鋼棒, 炭素繊維シートの特性

	規格	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD345, D13	399	573	-
PC鋼棒	B種2号, φ23mm	1052	1235	203
炭素繊維シート	高強度タイプ 300g/m <sup>2</sup> 目付	-	4779	267

付きの500kN油圧ジャッキをボルトで取り付け、ジャッキと供試体の間にロードセルおよび載荷鋼板を配置し、ジャッキにより圧縮力を載荷した。供試体はφ23mmのPC鋼棒10本で載荷装置に固定し、載荷装置は反力床に固定した。測定項目は、載荷荷重、ブラケットの載荷側鉛直変位、および水平変位とした。変位計の位置図を図-4に示す。また、ビデオカメラにより載荷試験状況の動画を撮影した。

2.2 試験結果および考察

試験結果の一覧を表-5に、載荷高さ100mmで破壊まで載荷した代表的な供試体の荷重-鉛直変位(接合面載荷側の目開き)曲線を図-5に示す。鉛直変位は鉛直方向変位計2基の平均値とし、ひび割れ発生荷重は、図-5に示すとおり、鉛直変位が1~2mmまで急増し始める直前の荷重と定義した。PC鋼棒緊結のケース4においても目開きが生じたものの、荷重-鉛直変位曲線において鉛直変位の急増が確認できなかったため、本表には数値を示していない。破壊荷重を示していない供試体は、他の供試体の結果から破壊性状が推測できたため破壊まで載荷しなかったケースで、備考欄に最終荷重を示した。また、ひび割れ発生荷重時の曲げ応力は、その荷重に載荷高さを乗じ(接合面に作用する曲げモーメント)、接合面の断面係数で除して算出した。以降、これを曲げ強度と呼ぶこととする。

各供試体の曲げ強度に着目すると、一体打ちのケース1および応力レベルが最も低いケース2を除き各

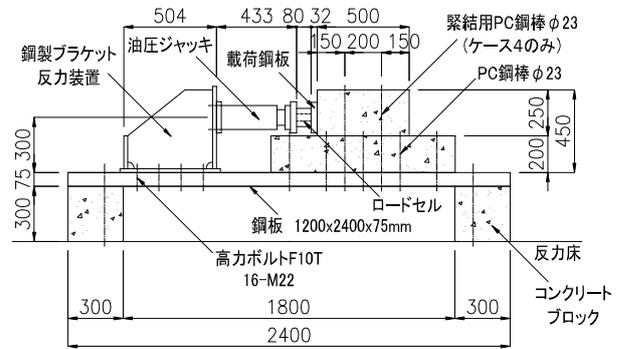


図-3 載荷装置 (単位:mm)

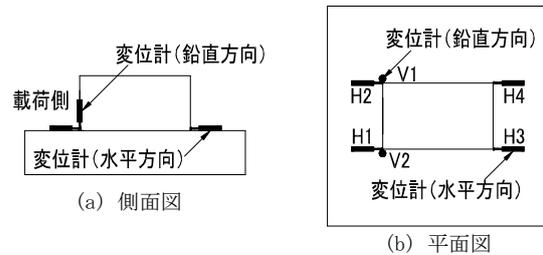


図-4 変位計位置図

表-5 試験結果一覧

ケース	供試体	試験パラメーター			荷重 (kN)			応力 (N/mm <sup>2</sup> )		破壊性状または備考
		打継処理	せん断キヤ	補強材	載荷高 (mm)	ひび割れ発生時	破壊時	曲げ強度	平均	
1	C1-1	一体打ち	-	-	100	253	343	2.02	2.08	回転破壊
	C1-2				100	256	-	2.05		ひび割れ時荷重低下, 250kNで再載荷終了
	C1-3				150	181	181	2.17		ひび割れと同時に回転破壊
2	C2-1	無処理	なし	-	100	30	30	0.24	0.23	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C2-2				100	28	28	0.22		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C2-3				150	19	19	0.23		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
3	C3-1	チップング	なし	-	100	68	68	0.54	0.63	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C3-2				100	92	92	0.74		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C3-3				150	50	50	0.60		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
4	C4-1	チップング	なし	PC鋼棒緊結	100	-	463	-	-	水平ずれ破壊
	C4-2				100	-	-	-		ジャッキ性能により485kNで載荷終了
	C4-3				150	-	341	-		水平ずれ破壊
5	C5-1	無処理	あり	-	100	51	-	0.41	0.43	200kNで載荷終了
	C5-2				100	16	-	0.13		250kNで載荷終了
	C5-3				150	63	63	0.75		ひび割れと同時に回転破壊
6	C6-1	チップング	あり	-	100	131	-	1.05	0.73	200kNで載荷終了
	C6-2				100	60	-	0.48		250kNで載荷終了
	C6-3				150	53	53	0.64		ひび割れと同時に回転破壊
7	C7-1	無処理	あり	炭素繊維シート	100	54	285	0.43	0.39	水平ずれ破壊
	C7-2				100	61	272	0.48		回転破壊
	C7-3				150	22	147	0.27		回転破壊
8	C8-1	チップング	あり	炭素繊維シート	100	67	342	0.54	0.63	ベースコンクリート押抜きせん断破壊(水平)
	C8-2				100	72	325	0.57		回転破壊
	C8-3				150	66	66	0.79		ひび割れと同時に回転破壊
9	C9-1	チップング	なし	炭素繊維シート	100	98	98	0.79	0.67	ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C9-2				100	76	76	0.61		ひび割れと同時に水平ずれ破壊
	C9-3				150	50	50	0.60		ひび割れと同時に水平ずれ破壊

ケース内の結果にバラツキが見られた。これは、接合面の打継処理が均一でないこと、およびコンクリートの付着強度のバラツキが理由と考えられる。せん断キーの有無およびせん断スパン比の違いによる明確な差はなく、本試験の範囲内では、せん断力は曲げ強度にほとんど影響しなかったと言える。

各ケースの曲げ強度平均値を比較すると、炭素繊維シート補強の有無にかかわらず打継処理が同じケースはほぼ同じ結果が得られ、今回の炭素繊維シート補強の効果は小さいことが確認された。チップングケース全体の平均値は $0.67\text{N}/\text{mm}^2$ 、無処理ケース全体の平均値は $0.35\text{N}/\text{mm}^2$ で、それぞれ一体打ちの32%、17%であり、チップングによる打継処理は曲げ強度改善にある程度効果が期待できるが、一体打ち強度を期待することはできないことがわかった。また、表-3に示す材料試験結果を用いて算出したコンクリート標準示方書式<sup>1)</sup>による一体打ちの曲げ強度計算値は $2.59\text{N}/\text{mm}^2$ であり、試験結果は計算値の80%であった。今後の検証が必要であるものの、せん断スパン比が0.2(载荷高さ100mm)および0.3(同150mm)と小さい場合、コンクリート標準示方書式で想定している曲げモーメントが支配的な部材と比較してせん断力の影響が大きく、見かけの一体打ち強度は小さくなる可能性がある。

供試体の破壊性状は、せん断キーのハンチ部接触面ですべりが生じたC7-1およびベースコンクリートが破壊したC8-1を除き、次の4パターンに区分することができる。

① ひび割れと同時に水平ずれ破壊

PC鋼棒緊結ケースを除くせん断キーのない供試体に生じた破壊性状で、接合面に交差する補強材が配置されていないため、ひび割れと同時に水平方向にブラケットがずれた破壊である。

② ひび割れと同時に回転破壊

せん断キーがあり载荷高さ150mmの供試体に生じた破壊性状で、ひび割れ発生と同時にブラケットが回転挙動を示した破壊である。

③ ひび割れ後に荷重が増加し回転破壊

せん断キーがあり载荷高さ100mmの供試体に生じた破壊性状で、ひび割れ時に鉛直変位が急増したものの破壊に至らず、その後荷重が増加し最終的にブラケットが回転挙動を示した破壊である。引張補強材を配置していないため、②と同様なひび割れと同時の破壊を想定していたが、ひび割れ後に荷重が増加した。この理由として、ロードセルとジャッキの間に生じる摩擦の影響が考えられる。

载荷試験時に撮影した動画により、ひび割れ発生後はジャッキが上方に傾き、破壊時にはロードセルとジャッキ間にすべりが生じたことが確認できた。そこで、ブラケットを剛体と見なし、ひび割れ後にはブラケット接合面の付着が存在しないと仮定した場合のブラケットへの作用力を図-6に示す。回転中心を接合面圧縮縁とし、载荷荷重による回転モーメントにロードセルとジャッキ間の摩擦力が抵抗する場合の力のつり合いは、P: 载荷

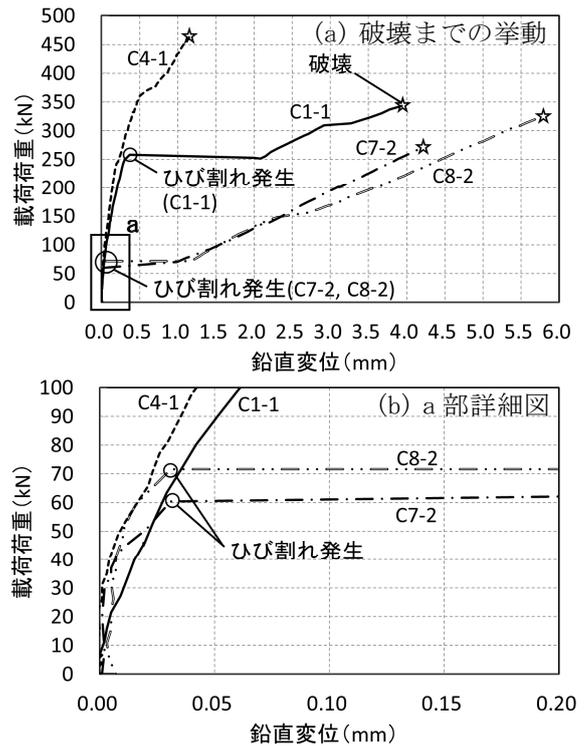


図-5 荷重-鉛直変位曲線

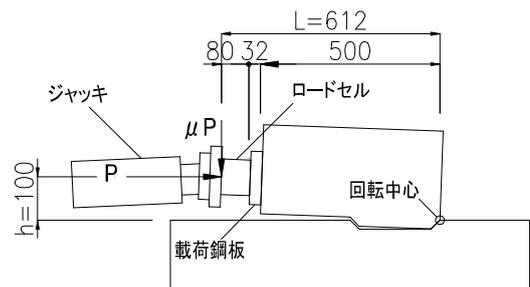


図-6 ひび割れ後の作用力 (単位:mm)

荷重,  $h$ : 荷重高さ,  $\mu$ : 摩擦係数,  $L$ : 回転中心から摩擦面までの距離とすると,  $P \times h = \mu \times P \times L$  である。ここで, ブラケットの回転変形およびジャッキの傾きは微小であるため無視した。すべりが生じないための摩擦係数は, 荷重高さ100mmの時0.16以上, 荷重高さ150mmの時0.25以上となる。よって, 試験時の摩擦係数が0.16~0.25の範囲であった場合, 荷重高さ100mmの時はひび割れ後に荷重が増加し, 荷重高さ150mmの時はひび割れと同時に回転破壊することが考えられる。

なお, ひび割れ発生時に鉛直変位が急増した理由は, 主にひび割れ発生時のエネルギー解放によるものと推察する。ただし, この挙動は圧縮力を載荷することにより, 載荷装置自体がジャッキを介してブラケットの回転を拘束することから生じるものである。実構造物ではブラケットに外ケーブルによる引張力が作用するため, 今回の載荷試験と異なる挙動が生じる可能性がある。今後, 載荷方法の違いが試験に与える影響を検証していく予定である。

④ PC鋼棒緊結ケースの水平ずれ破壊

PC鋼棒緊結ケースに生じた破壊で, 鉛直変位の急増は確認されず水平方向にブラケットがずれた破壊である。ケース4では破壊荷重が荷重高さ100mmの時463kN, 荷重高さ150mmの時341kNであり, せん断スパン比による明確な差が見られた。現行の設計手法では, ずれ破壊に対して十分な安全率を確保し, せん断伝達耐力算出時に曲げモーメントの影響を考慮しない設計が一般的<sup>2),3)</sup>であるが, 荷重高さが大きい場合等, 設計条件によってはその影響を適切に考慮する必要がある可能性が示された。

3. 非線形FEM解析

3.1 解析モデル

2次元非線形FEM解析により, 試験時のブラケットの挙動を検証した。対象は炭素繊維シート補強がなく, せん断キーがある荷重高さ100mmの供試体の中で, 平均的な結果が得られたC6-2とした。

解析モデルおよび条件を図-7, 表-6に示す。載荷は変位制御により実施し, 離散ひび割れはクーロン摩擦に基づきモデル化した。クーロン摩擦は, 図-8に示すとおり, 引張強度(軸方向), 初期付着力(せん断方向), および摩擦角(摩擦係数)を定義するモデルで, 要素に作用する軸力の大小により, せん断方向の強度が変化する。事前の予備解析で, インターフェイス要素のせん断剛性を線形とした場合, 接合面中央のせん断キーハンチ部で過大なせん断応力を負担し, 荷重が増加し続ける結果が得られたため, 接合面の摩擦の影響を考慮することとした。引張強度は試験の曲げひび割れ発生荷重を踏まえて決定し, 解析の同荷重が約60kNとなるような $0.8\text{N/mm}^2$ とした。摩擦角はACI規準<sup>4)</sup>を参考に1.0とし, 初期付着力は軸方向の引張応力が引張強度に達した時点でせん断強度が0になるような $0.8\text{N/mm}^2$ を仮定した。また, 軸剛性は2次元モデルにおける断面急変部で, 面外方向の3次元応力分布による局部変形を考慮できる仮想部材高さの概念<sup>5)</sup>を用いて算出した。

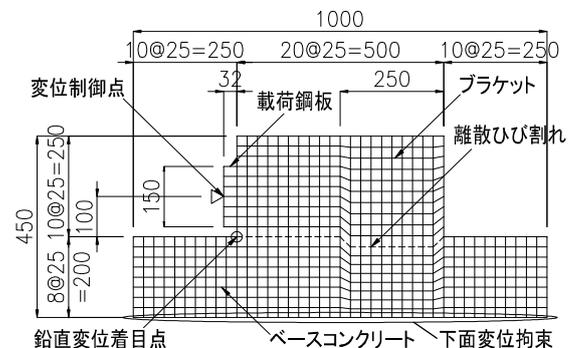


図-7 解析モデル (単位:mm)

表-6 解析条件

	要素タイプ	4節点平面応力要素
コンクリート	要素厚さ	300 mm(ブラケット) 1000 mm(ベースコンクリート)
	弾性係数	35.8 kN/mm <sup>2</sup> (試験結果より)
	ポアソン比	0.167
	要素タイプ	4節点平面応力要素
載荷鋼板	要素厚さ	150 mm
	弾性係数	200 kN/mm <sup>2</sup>
	ポアソン比	0.300
離散ひび割れ	要素タイプ	2節点インターフェイス線要素 (クーロン摩擦モデル)
	要素厚さ	300 mm
	仮想部材高 <sup>5)</sup>	96.5 mm
	軸剛性	371 N/mm <sup>3</sup>
	引張強度	0.8 N/mm <sup>2</sup>
	初期付着力	0.8 N/mm <sup>2</sup>
	摩擦角	tanφ = 1.0 (摩擦係数)

3.2 解析結果および考察

荷重-鉛直変位曲線を図-9に, 変形図を図-10に示す。解析では徐々に鉛直変位が増大し, 荷重41.3kNでインターフェイス要素の引張縁が引張強度

に達して最初の開きが生じ、その後徐々に開きが軸方向、せん断方向ともに進展した。最大荷重次ステップでは、接合面でブラケットとベースコンクリートが完全に分離し、荷重が増加することなく回転破壊を生じた。よって、試験で生じたひび割れ後の荷重増加は載荷装置の摩擦の影響という推察が妥当であると言える。解析結果と試験結果を比較すると、荷重25kN以降の剛性に差がある。試験では、微細なひび割れが徐々に進展して剛性低下し、鉛直変位0.03mmの時にその後の鉛直変位を急増させる支配的なひび割れが生じたが、解析ではその微細なひび割れの進展が表現できていないことが一因と考えられ、今後の課題である。

4. 結論

(1) 曲げ強度の各ケースの平均値は、打継処理が同じケースでほぼ同値となった。また、せん断スパン比の違いおよびせん断キーの有無は曲げ強度に影響を与えなかった。

(2) ブラケット接合面の打継処理をチップングおよび無処理とした場合の曲げ強度は一体打ちの32%および17%であり、チップングによる打継処理は曲げ強度改善にある程度効果が期待できるが、一体打ち強度を期待することはできないことがわかった。

(3) 一体打ちの曲げ強度はコンクリート標準示方書式により算出した計算値の80%となり、せん断スパン比が小さい場合、せん断力の影響により見かけの一体打ち曲げ強度が小さくなる可能性が示された。

(4) 炭素繊維をL型に貼り付ける補強するケースを設けたが、補強しないケースと比較して明確な補強効果は確認されなかった。

(5) PC鋼棒緊結供試体の破壊荷重にせん断スパン比の影響が見られたことから、せん断伝達耐力算出時に曲げモーメントの影響を考慮することが合理的である可能性が示された。

(6) せん断キーありの載荷高さ100mmの供試体は、ひび割れ時に鉛直変位が急増した後、荷重が増加したが、載荷装置の摩擦による拘束が理由と推察した。非線形FEM解析によりひび割れ後の挙動を検証した結果、載荷装置の摩擦を考慮しない場合、ひび割れ後の荷重増加はないことが確認された。

謝辞：本研究の実施にあたり、新日鉄マテリアルズ株式会社日鉄コンポジット社から材料提供および技術支援をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2007年12月
- 2) 浅井，長田，野島，藤原，池田：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，pp. 223-234，2007年4月
- 3) 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年4月
- 4) American Concrete Institute (ACI)：Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary，2008年
- 5) 岡村，前川：鉄筋コンクリートの構成則と非線形解析，技報堂出版，1991年

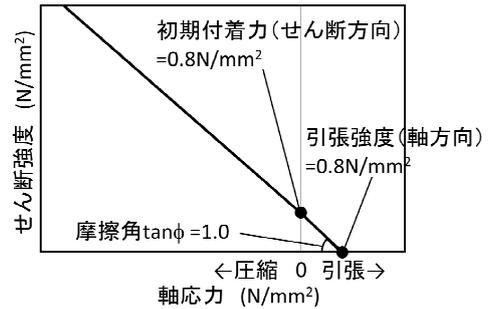


図-8 クーロン摩擦モデル

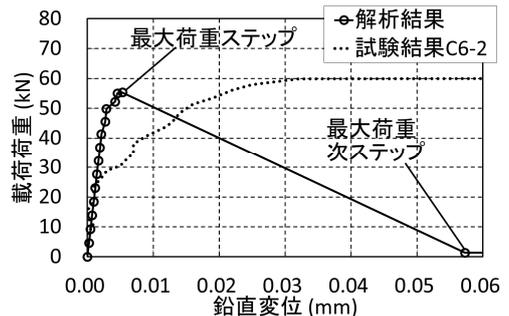


図-9 荷重-鉛直変位曲線

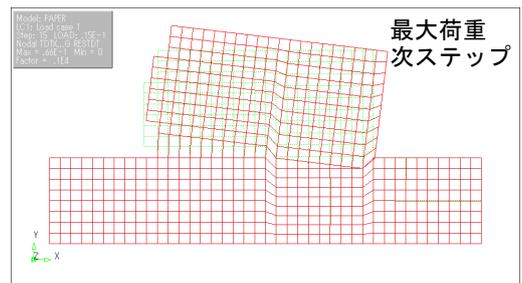


図-10 変形図