

## アンボンドPRC梁の曲げせん断実験における最大耐力評価

東京工業大学 ○レ ホアン  
東京工業大学 正会員 工博 河野 進

Abstract: Seven reinforced concrete beams post-tensioned with unbonded tendons were tested to evaluate their shear capacities. The test variables included prestressing level (0.19 and 0.24), amount of shear reinforcement (0.21% and 0.42%) and cap ties (0%, 0.21%, 0.85%), shear span ratios (1.0 and 1.5), and concrete strength (43MPa and 54MPa). It was concluded that the current capacity equation of the AIJ prestressed concrete design guidelines gives the lower bound for the experimental results.

Key words: prestressed RC beam, shear capacity, unbonded tendons

## 1. はじめに

長寿命建築システムの実用化に向けて、著者らの研究グループはプレストレストコンクリート(PC)造の適用の可能性を検討している。特に、アンボンドPC鋼材によりプレストレスが導入された鉄筋コンクリート部材(以下、PRC部材と呼ぶ。)は、ひび割れや残留変形が低減できる。従来、PRC梁は曲げひび割れとたわみの制御を目的として比較的スパンの長い梁などに適用されてきた。しかし、本研究では通常スパンもしくは短スパンの部材にもPRC梁を適用しようと考えた。アンボンドPRC梁に関する研究例はいくつ(例えば<sup>1)</sup>)などが見られるが、主として曲げ性状やひび割れ性状に関するものが多く、せん断性状について検討した研究はない。ACI318M-11<sup>2)</sup>では、PC梁のせん断耐力式が紹介されているが、鉄筋の付着がせん断耐力に与える影響は明らかでない。そこで本論文では、アンボンドPRC梁のせん断耐力評価を目的とした実験研究について報告する。

## 2. 実験概要

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体の寸法と配筋図を示す。表-1のプレストレス係数 $\lambda$ は終局時曲げモーメント比である( $M_p / (M_p + M_r)$ )。試験体は、載荷時に北面が打設面となるようにして製作し、コンクリートは梁と上下スタブを同時に打設した。全試験体で、PC丸鋼(C種1号SBPR1080/1230  $\Phi 23 \sim \Phi 36$ )を内径50mm(標準型#1050)のシース管内に挿入した。実験変数は、PS導入率(0.19, 0.24)、せん断補強筋量(0.21%, 0.42%)、かんざし筋量(0%, 0.21%, 0.85%)、せん断スパン比(1.0, 1.5)、コンクリート圧縮強度(43MPa, 54MPa)であり、想定破壊モードがせん断、付着、曲げ破壊のいずれかとなるように設計した。設計上の予測耐力や破壊モードに関しては、3章で説明する。ただし、付着破壊を防ぐため、通常の部材設計では用いないかんざし筋をPRC04以外の試験体に配した。コンクリートおよび鉄筋の力学的性質を表-2, 3, 4に示す。

図-2に加力装置を示す。各試験体は加力の数日前に、緊張材規格降伏強度の0.85倍の緊張力を導入した。載荷時には4MN鉛直ジャッキは、2台の軸力合がゼロで、かつ柱頭側スタブと柱脚側スタブが平行に保たれるように制御した。変位制御に用いた層間変形角(以下R)は、上下スタブの相対水平変位を柱試験区間長(900または1350mm)で除した値である。南方向への載荷を正方向とし、層間変形角 $R = \pm 0.125\%$ ,  $\pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.5\%$ ,  $\pm 0.75\%$ ,  $\pm 1.0\%$ ,  $\pm 1.5\%$ ,  $\pm 2\%$ で各2回の正負繰り返し載荷を行った。その後の3%および4%では、繰返回数それぞれ1回に低減した。ただし、PRC01~PRC04では、計測ミスから規定値の1.5倍の層間変形角で繰り返した。

表-1 試験体一覧

試験体名	主な変数	断面		試験区間長さ mm	PC鋼棒直径 mm	梁主筋 (SD390)	せん断補強筋 (SD295A)	せん断スパン比 M/QD	せん断補強筋比 %	せん断補強筋+かんざし筋		プレストレッシング係数入 Mp Mp+Mr	PS導入率 P σBbD
		梁幅b mm	梁せいD mm							補強筋比 %	間隔 mm		
PRC01	基準	300	450	900	26	4-D19	4-D6@100	1.0	0.42	0.85	50	0.74	0.24
PRC02	PS導入率				23		2-D6@100		0.21			0.74	
PRC03	補強筋量				26		4-D6@100		0.42			0.74	
PRC04	かんざし筋量			1350	1.5		0.42	100	0.83	0.24			
PRC05	M/QD			900	1.0				0.74				
PRC06	σB			1350	1.5				0.74				
PRC07	σB, M/QD								0.74				

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 MPa	割裂強度 MPa	ヤング係数 GPa
PRC01~ PRC05	42.9	3.13	29.7
PRC06 PRC07	53.9	3.63	33.1

表-3 鉄筋の力学的特性

鋼材		降伏強度 MPa	降伏ひずみ %	引張強度 MPa	ヤング係数 GPa
径	使用部位				
D6	あばら筋 かんざし筋	352*	0.379	515	194
D19	主筋	470	0.256	671	199

表-4 PC鋼材の力学的特性

呼び径	降伏強度* MPa	降伏ひずみ %	引張強度 MPa	ヤング係数 GPa
φ23	1231	0.592	1326	208
φ26	1221	0.584	1324	209
φ36	1157	0.554	1285	209

表3と表4で, \*は0.2%オフセット値である。

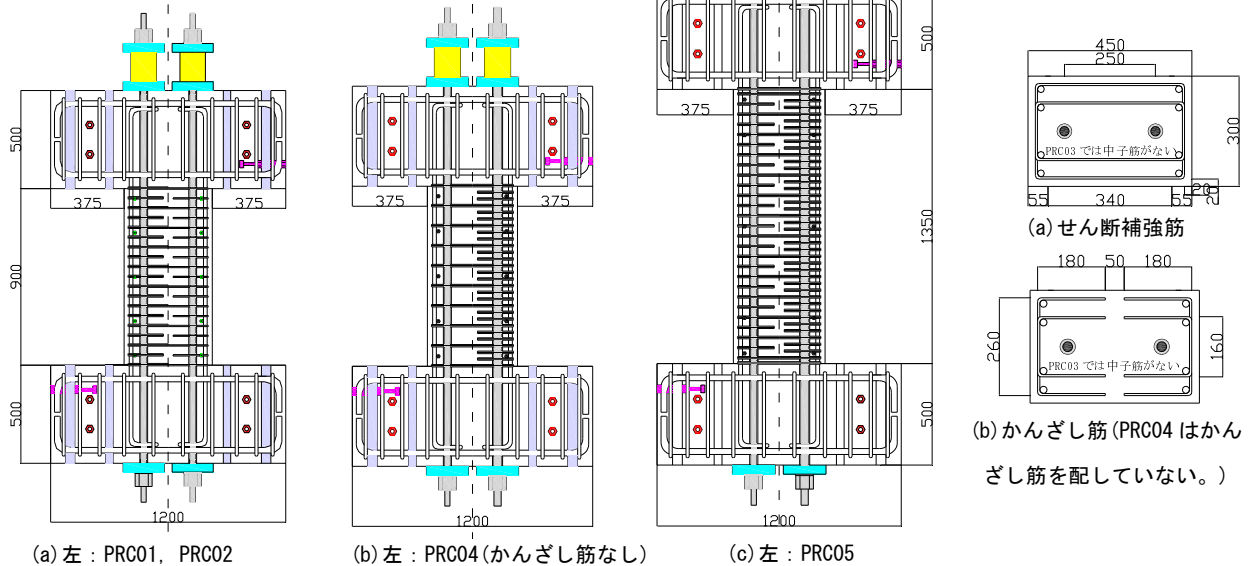


図-1 試験体立面の寸法と配筋 (単位: mm)

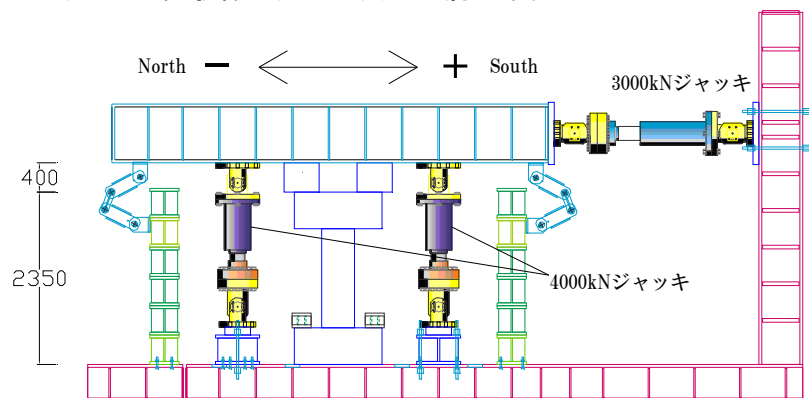


図-2 荷重装置 (単位: mm)

### 3. 損傷の進展状況及び最大耐力の劣化の原因となる破壊モード

最大耐力に達したサイクル終了時における各試験体のひび割れ状況を図-3に, 水平荷重-層間変形

角関係を図-4 (凡例は (g) に示す) に示す。また、図-6 (凡例は (a) に示す) には、図-3に示す位置のせん断補強筋ひずみ一層間変形角関係を示す。表-5に各試験体の最大耐力、及び最大耐力時の層間変形角、最大耐力時に耐力劣化が生じる原因となった破壊モードをまとめた。以下で、損傷の進展状況と耐力劣化の原因となった破壊モードを各試験体ごとに説明する。

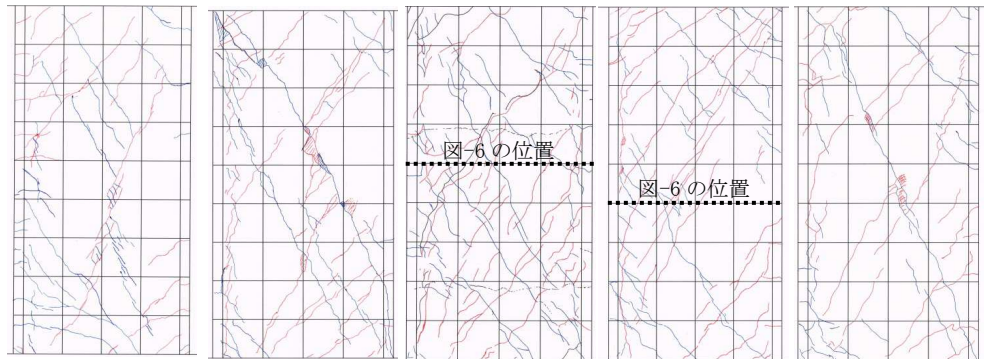
破壊モードは下記に示したPRC03とPRC05以外の試験体 (PRC01, PRC02, PRC04, PRC06, PRC07) は、せん断破壊とした。これは、最大耐力到達時においてせん断補強筋のひずみが0.1%以上であること、ひび割れ状況がせん断ひび割れに支配されていること、せん断耐力以降はせん断変形が卓越したことによる。なお、主筋の降伏やコンクリートの曲げ圧壊が認められず曲げ破壊でないこと、最大耐力時の主筋付着応力が、この実験の付着強度と考えられる8MPaには到達していないため付着破壊でないことは確認済みである。ただし、付着強度が8MPaと通常より高くなった理由は不明である。

PRC01については、図-4(a)に示すようにR=0.75%時にせん断ひび割れが複数発生し、それ以降耐力低下が生じた。最終的には、正負載荷で発生したせん断ひび割れと付着割裂ひび割れにより、コンクリートの一体性が失われた。最大耐力以降の履歴性状はスリップ型に移行し、载荷終了時まで脆性破壊はしなかった。

PRC02はPRC01に比較してPS導入量が20%程度小さいが、進展状況に大きな影響を与えず、PRC01とほぼ同じような挙動を示した。

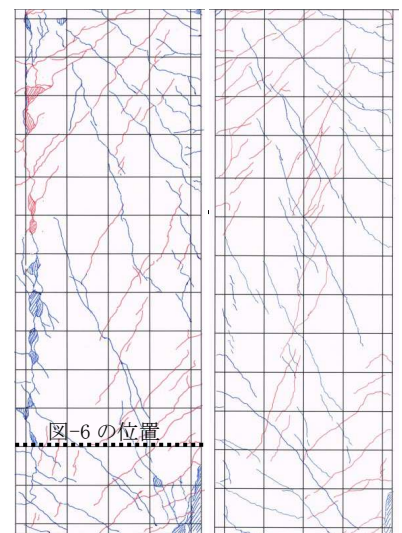
PRC03は、せん断補強筋がPRC01の半分と少なく、R=+0.75%サイクルの载荷途中で発生したせん断ひび割れのため、変位が急速に進み、最大耐力後の耐力劣化速度も大きい。図-6(a)に示す通り、最大耐力時のせん断補強筋ひずみがほぼ0であることから、せん断斜張力破壊であると判断した。

PRC04は、かんざし筋が無い場合、付着破壊を想定したが、図-6(b)に示すように、最大耐力到達前にひずみの値が急増し降伏値を超えてせん断破壊した。



PRC05は、せん断

スパン比がPRC01の1.5倍と長く、まずは曲げせん断ひび割れが試験体の上下端に発生した。0.25%で発生した打設面側の付着割裂ひび割れがその後も発達し、最大耐力時には付着割裂ひび割れと、せん断ひび割れが確認できる。せん断性状に関しては、図-6(c)に示すように、最大耐力到達前にせん断補強筋が降伏した。付着性状に関しては、図-5(b)に示すように梁中央部で最大耐力時 (R=1.75%) の付着応力がこの実験の付着強度と考えられる8MPaに到達し、次のサイクル時 (R=2.0%) に約7MPaに低下した。これら2つの現象から、付着割裂を伴うせん断破壊と判断した。



PRC06は、図-3(e)に示すように最大耐力までせん断ひび割れと付着ひび割れが混在していた。しかし、最大耐力時には中央のせん断ひび割れの幅が大きくなり、圧縮束が圧壊した。この時、付着ひび割れの幅は小さいままであった。

PRC07は、図-3(g)に示すように最大耐力時までにはせん断ひび割れ

図-3 ひび割れ状況

が多数発生した。かんざし筋が不連続となるせい中央部でこれらのせん断ひび割れが軸方向に連続し、試験体の変形がこの中央ひび割れに集中した。かんざし筋が入っていなければ生じなかったひび割れパターンであると考えられる。

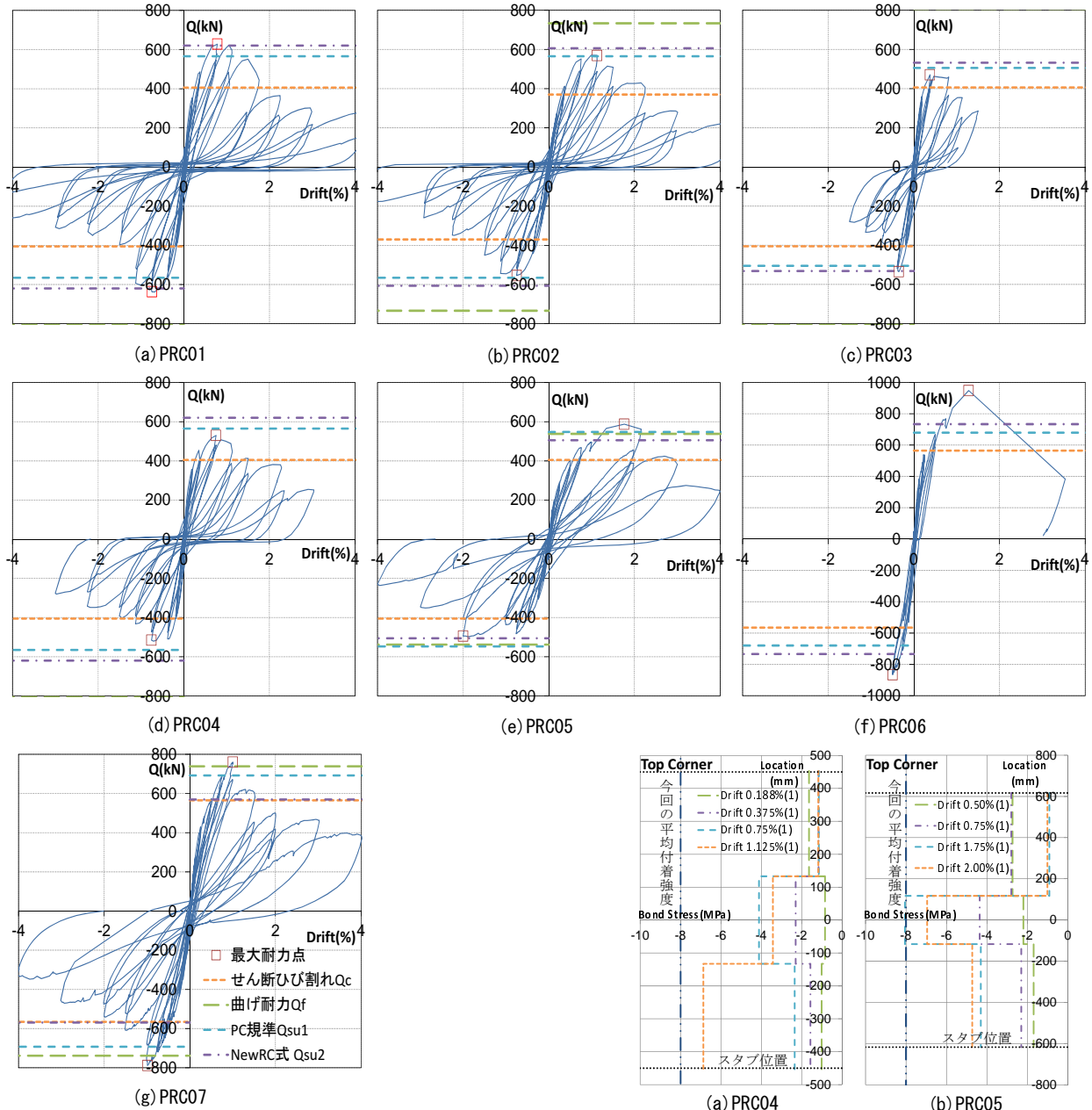


図-4 荷重-層間変形角関係

図-5 打設面隅角筋主筋の付着応力分布図

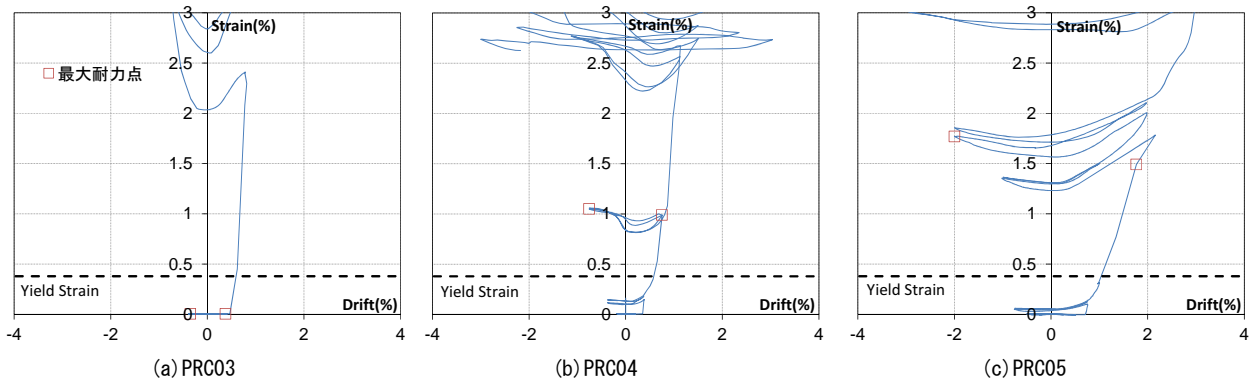


図-6 せん断補強筋ひずみ-層間変形角関係

#### 4. 水平耐力の算出

実験で得られた、水平耐力を説明するため、材料の力学的特性を使って種々の耐力を計算し表-5に示す。ここで用いたのは、曲げ耐力 $Q_f$ 、せん断ひび割れ耐力 $Q_c$ 、せん断耐力 $Q_{su}$ 、付着耐力 $Q_{bu}$ の4つである。曲げ耐力の評価式としては、PC規準に示される曲げ耐力式（張力増分は竹本式<sup>3)</sup>）による計算値を用いた。せん断耐力には、PC規準71.2式<sup>4)</sup> $Q_{su1}$ とNewRC式<sup>5)</sup> $Q_{su2}$ の2つを用いた。付着耐力 $Q_{bu}$ の評価式は、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>6)</sup>（以下と靱性指針と略記）を用いた。使用した式および最終的な水平耐力の詳細は、内山らの文献<sup>7)</sup>に従った。図-7で、計算値と正負の最大耐力計算値のうち大きい方の値を比較した。

表-5 実験結果と計算値の比較

試験体名	実験結果			計算結果										
	最大耐力時		破壊モード	$Q_f^{*3}$ (kN)	$Q_c^{*4}$ (kN)	$Q_{bu}^{*5}$ (kN)	QsuにPC規準を使用				QsuにNewRC式を使用			
	$Q_e^{*1}$ (kN)	$Re^{*2}$ (%)					$Q_{su1}^{*6}$ (kN)	$Q_{u1}^{*7}$ (kN)	$Q_e/Q_{u1}$	破壊モード	$Q_{su2}^{*8}$ (kN)	$Q_{u2}^{*9}$ (kN)	$Q_e/Q_{u2}$	破壊モード
PRC01	+628	+0.75	せん断	807	405	588	565	565	1.11	せん断	620	588	1.07	付着
	-638	-0.75							1.13				1.08	
PRC02	+570	+1.13	せん断	734	370	588	565	565	1.01	せん断	606	588	0.97	付着
	-554	-1.13							0.98				0.94	
PRC03	+470	+0.38	斜張力	807	405	474	505	474	0.99	付着	532	474	0.99	付着
	-535	-0.38							1.13				1.13	
PRC04	+530	+0.75	せん断	807	405	498	565	498	1.06	付着	620	498	1.06	付着
	-520	-0.75							1.04				1.04	
PRC05	+587	+1.75	付着+せん断	538	405	547	548	538	1.09	曲げ	505	505	1.16	せん断
	-	-							-				-	
PRC06	+948	+1.13	せん断	1108	565	738	679	679	1.40	せん断	734	734	1.29	せん断
	-	-							-				-	
PRC07	+760	+0.75	せん断	738	565	709	692	692	1.10	せん断	569	569	1.33	せん断
	-789	-0.75							1.14				1.39	

\*1:最大耐力, \*2:最大耐力時層間変形角, \*3:曲げ耐力, \*4:せん断ひび割れ耐力, \*5:付着耐力, \*6:PC規準71.2式によるせん断耐力, \*7: PC規準を用いた場合の水平耐力, \*8: NewRC式によるせん断耐力, \*9: NewRC式を用いた場合の水平耐力

$Q_{su}$ にPC規準式を用いると、破壊モードが試験体PRC01, PRC02, PRC06, PRC07で正しく判定できたが、試験体PRC03, PRC04, PRC05では間違っただ判定となった。図-7(a)で示すように、 $Q_e/Q_{u1}$ の平均は1.10、変動係数は0.126、不合格率は0.0であり、破壊モードの判定結果は検討の余地があるものの、耐力に関しては設計で用いて問題ないと思われる。これに対して、 $Q_{su}$ にNewRC式を用いると、破壊モードが試験体PRC06, PRC07で正しく判定できた(PRC05はやや正しく判定できた。)が、ほかの試験体では間違っただ判定となった。図-7(b)で示すように、 $Q_e/Q_{u2}$ の平均は1.09、変動係数は0.158、不合格率は0.143であり、破壊モードの判定結果を併せると、PC規準式の場合よりやや精度が落ちた。

ここで、PC規準による $Q_{su1}$ とNewRCによる $Q_{su2}$ の違いを考察した。図-7に示す式から分かるように、両式の主な違いは、トラス機構における圧縮束の角度 $\Phi$ とコンクリート有効係数 $\nu$ である。そこで、 $\nu$ と $\cot \Phi$ の違いを表-6に示す。また、同表にはトラスとアーチによるせん断耐力寄与分をそれぞれ $Q_t$ および $Q_a$ として示した。せん断スパン比の影響を $\nu$ に含むPC規準では、せん断スパン比が1.5のPRC05とPRC07の $\nu$ がほぼ1となっており、NewRC式の0.65(PRC05)および0.68(PRC07)より大きい。このため、PC規準によるせん断耐力 $Q_{su1}$ は、NewRC式によるせん断耐力 $Q_{su2}$ より大きくなったと考えられる。他の試験体(PRC01~PRC04およびPRC06)に関しては、 $\nu$ の値は0.61~0.69の範囲にあり、PC規準とNewRCの間に大きな違いはない。ここで、 $\cot \Phi$ に着目すると、PC規準の1.0に対して、NewRC式では1.23~1.60となっている。NewRCでは、圧縮束が材軸に近い角度にねており、圧縮束がより多くのせん断補強筋を横切る。そこで、NewRCの $Q_t$ はPC規準の $Q_t$ に比べて大きい。NewRCの $Q_a$ は、PC規準の $Q_a$ に比べて多少小さいが、結局せん断スパン比が1.0の5体は、 $Q_{su2}$ が $Q_{su1}$ より大きくなった。ただし、内山

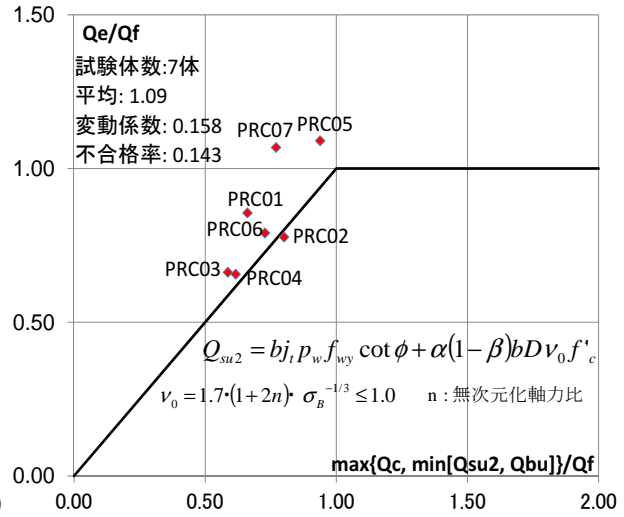
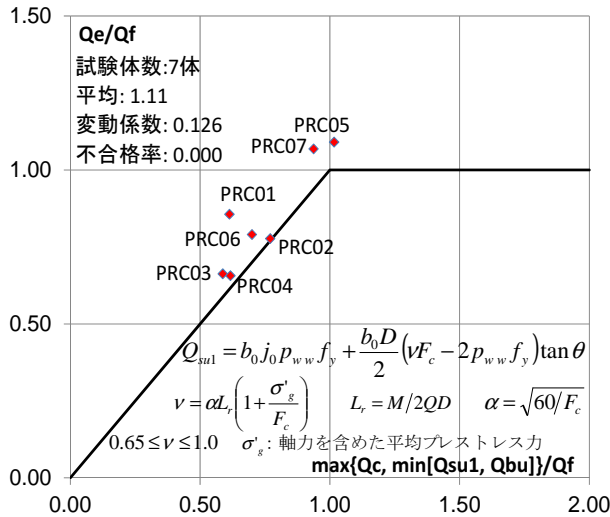


ら<sup>7)</sup>によれば、100MPaを超える高強度コンクリートを使った付着有圧着型PCaPCの場合には、NewRCの予測精度がPC規準に比べて高いことが報告されている。今回のアンボンド型PRC梁の試験体数は7体と限定されており、データ数を増やして両式の精度を継続的に確認する必要がある。

表-6 PC規準とNewRC式との比較

試験体名	PC規準				NewRC式			
	v*6	*cotΦ	Qt(kN)	Qa(kN)	v*9	cotΦ	Qt(kN)	Qa(kN)
PRC01	0.69	1.00	168	397	0.65	1.50	253	367
PRC02	0.67	1.00	168	397	0.61	1.60	272	335
PRC03	0.69	1.00	84	421	0.65	1.50	127	405
PRC04	0.69	1.00	168	397	0.65	1.50	253	367
PRC05	1.00	1.00	168	379	0.65	1.50	253	252
PRC06	0.66	1.00	168	511	0.68	1.23	208	526
PRC07	0.99	1.00	168	524	0.68	1.23	208	361

Qt:トラス機構による耐力寄与分, Qa:アーチ機構による耐力寄与  
 \*cotΦは式に含まれていないが、これはΦ=45度, cotΦ=1と仮定しているためである。



(a) PC規準

(b) NewRC式

図-7 各耐力式を用いたせん断余裕度

5. 結論

- アンボンドPC鋼材を用いたPRC梁の破壊モードと水平耐力は、本文で紹介した曲げ耐力・せん断ひび割れ耐力・付着耐力・せん断耐力を考慮することでおおむね予測できた。ただし、今回の試験体に関しては、NewRC式よりもPC規準71.2式の方が予測精度は高かった。
- PC規準およびNewRC式を用いて求めたせん断耐力値が異なる原因を考察した。その結果、コンクリート有効係数やトラス機構におけるコンクリート圧縮束の角度、せん断スパン比が影響を与えていることが分かった。

謝辞：本研究は、平成24年度住宅市場整備推進等事業（事業主体名：一般社団法人 長寿命建築システム普及推進協議会）の一部として行われました。特に、PRC梁WG委員である(株)フジタ・高森直樹氏、戸田建設(株)・竹中啓之氏、(株)長谷工コーポレーション・平田延明氏には、多くの助言を頂きました。

参考文献

- 岡本晴彦, 太田義弘: アンボンドPC梁・柱から成る1スパン1層架構の地震荷重載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 949-950, 2001
- ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318M-11), 2011
- 竹本靖: アンボンドPRC部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報, No. 28, Feb., 1984
- 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1989
- 建築省総合技術開発プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建築物の軽量化・超高層技術の開発, 平成4年度構造性能分科会報告書, 1993
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 内山元希ら: せん断破壊するPCaPC柱の破壊モードとせん断耐力評価, プレストレストコンクリート技術協会, 第19回シンポジウム論文集, pp. 71-76, 2010