

## FRASH 構法におけるハイブリッド梁のせん断終局耐力の評価に関する研究

シング ラヴィ 佐々木 仁  
増田 圭司 佐藤 幸博<sup>1)</sup>

### 概 要

事務所ビル、病院や商業施設などのような柱の無い広い空間を有する建物の建設には、一般的には鉄筋コンクリート造に比べて重量が軽い鉄骨造の梁が使用されている。しかしながら、鋼材の高価格化や、建設工事のコスト削減などを背景に、近年は、前述の広い空間を有する建物のスパンの大きい梁部材にハイブリッド梁を、スパンの短い梁部材に鉄筋コンクリート造の梁を適用する架構形式が注目されている。FRASH 構法は、このような異種構造の梁を平面的に組合せることが可能なため、平面計画の設計の自由度が飛躍的に拡大し、事務所ビル、病院や商業施設などの建物に最適な空間を合理的、かつ経済的に実現することができる。

本報では、FRASH 構法におけるハイブリッド梁の RC 部のせん断設計法の構築を目的に実験的なアプローチにより、RC 部のせん断終局耐力の評価法について、知見を得たので、これを報告する。

### Research on Evaluation of Ultimate Shear Strength of Hybrid beams in FRASH Method

#### Abstract

Steel beams, which are lighter-weight than reinforced concrete, are mostly used in the construction of buildings with large spans such as, office buildings, hospitals and shopping malls. But due to the high cost of steel, and in order to reduce the cost of construction, in recent years, there has been increased interest in the application of hybrid beams in large spans and reinforced concrete beams in short spans of the above building types. The FRASH method enables use of different types of structural beams on the same floor which gives increased flexibility in floor plan design. As a result, suitable span for office buildings, hospitals and shopping malls, can be constructed reasonably and economically.

In this paper, experimental research is carried out on formulation of shear design of RC section of hybrid beams in FRASH method and the evaluation method of ultimate shear strength is shown.

キーワード: FRASH 構法、ハイブリッド梁、せん断耐力、トラス機構、アーチ機構

\*1 首都圏支社 建築技術部

## §1. はじめに

### 1.1 背景

経済性の追求を背景に、近年、鉄筋コンクリート(以下 RC と呼ぶ)造の事務所ビル等の建物において、執務作業に必要な広い空間を実現するために、スパンの長い梁部材にハイブリッド梁を適用する構法が採用されている。

既報では、ハイブリッド梁の曲げ破壊が先行する実験を行い、せん断補強係数(以下  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  と呼ぶ)および梁主筋の平均付着応力度に対する付着信頼強度の比(以下  $\tau_{bf} / \tau_f$  と呼ぶ)が RC 部の塑性部材角(以下  $RCR_p$  と呼ぶ)に与える影響について関係式を提案した<sup>1,2,3)</sup>。

本報では、FRASH 構法におけるハイブリッド梁の RC 部のせん断設計法の構築を目的に、せん断破壊が先行するハイブリッド梁の実験概要およびせん断終局耐力の評価法について報告する。

### 1.2 FRASH 構法の特徴

FRASH 構法は、RC 造の柱に連結する大梁のうち、スパンの長い梁にハイブリッド梁を、スパンの短い梁に RC 造の梁、というように構造形式が異なる梁を組合せた平面計画が可能である。特に、物流施設、商業施設、工場建設などに多く活用されている、当社の保有技術の、柱を RC 造、梁を鉄骨(以下 S と呼ぶ)造としたハイブリッド構造「FSRPC-B 構法<sup>\*1)</sup>」との平面的な組合せを可能にしたことが本構法の特徴である。

これにより、図 1 に示すような、事務所ビルや病院などの広い空間を持つ建物に対して、合理的でかつ経済的な構造形式を選択することが可能となる。また本構法は、設計施工指針に関する建築技術性能証明を取得しているため、特別な審査なく適用が可能である。

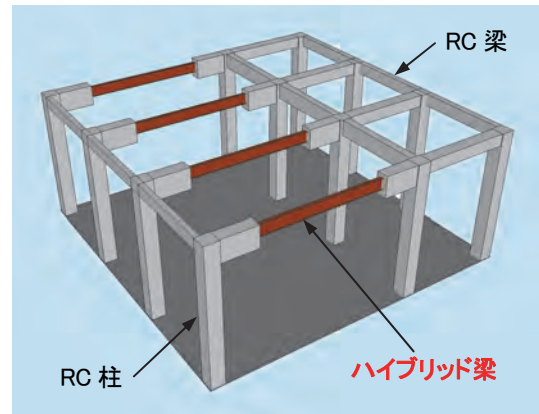
※1 FSRPC-B 構法: Fujita Steel plus Reinforced Precast Concrete – Band type の略称

## §2. 実験概要

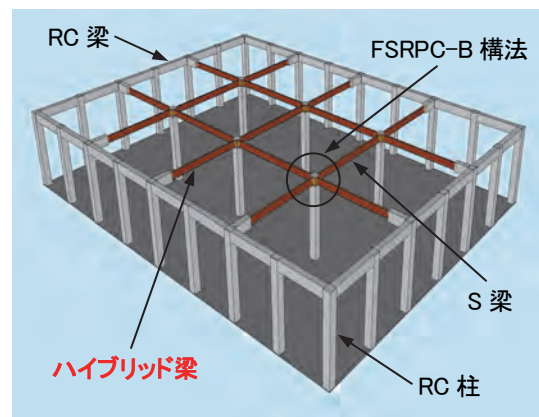
### 2.1 試験体

試験体の諸元を表 1 に、試験体の形状を、試験体 No.7 と試験体 No.8 を例に図 2 にそれぞれ示す。なお、梁の断

面は図 3 に示すように全 6 体ともに共通である。試験体は、実大の約 1/2 スケールで、固定用スタブを介して左右に片持ち梁形式とした。梁主筋は固定用スタブに通し配筋とし、全主筋とも先端に定着プレートを取り付けた。鉄骨梁の RC 部への埋め込みは、固定用スタブの面位置まで呑み込ませた。固定用スタブの左右には、試験体 No.5 と試験体 No.6 を、試験体 No.7 と試験体 No.8 を、試験体 No.9 と試験体 No.10 をそれぞれ組み合わせた。固定用スタブの面位置から梁の加力点までの距離は  $L = 3,200\text{mm}$  とした。実験のパラメータは、コンクリート強度 ( $F_c = 21\text{N/mm}^2$ 、 $80\text{N/mm}^2$ )、横補強筋比 ( $p_w = 0.16\%$ 、 $0.80\%$ ) および RC 部の長さ ( $l_c = 500\text{mm}$ 、 $1,000\text{mm}$ ) とした。6 体ともハイブリッド梁の RC 部のせん断破壊が先行するように計画した。



事務所ビルの計画例 (RC 造との組合せ)



病院の計画例 (FSRPC-B 構法との組合せ)

図 1 FRASH 構法の計画例



図 2 試験体形状図

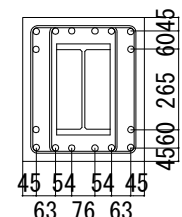


図 3 梁の断面図

2.2 加力および測定法

試験体の加力方法を写真 1 に、加力サイクルを表 2 にそれぞれ示す。加力は固定用スタブを反力床と固定し、加力時に鉄骨梁が面外に振れないように面外拘束を設置した。加力点位置に取り付けた油圧ジャッキにより上向き（スラブ圧縮）を正載荷、下向き（スラブ引張）を負載荷とし、正負交番繰り返し載荷を行った。

部材角の測定として、加力点位置に取り付けた変位計により梁先端の部材角（以下  $R_b$  と呼ぶ）を計測し、加力は  $R_b$  により制御した。また、RC 部に取り付けた変位計により RC 部の部材角（以下  ${}_{RC}R_b$  と呼ぶ）を計測した。なお、 $R_b$  および  ${}_{RC}R_b$  は図 4 に示す部材角である。

2.3 使用材料

本実験で使用したコンクリート、鉄筋および鉄骨の力学的性質を表 3 に示す。コンクリートは  $F_c = 21\text{N/mm}^2$ 、 $80\text{N/mm}^2$  の普通コンクリートと高強度コンクリートを計画し、それに対して圧縮強度（以下  $\sigma_B$  と呼ぶ）も概ね同等なものが得られた。また鉄筋は、梁主筋に USD685、横補強筋に SD295A～SBPD1275（ウルボン筋）の高強度鉄筋を用い、鉄骨は SM490A 材を使用した。

§ 3. せん断終局耐力の評価法

3.1 耐力評価法の考え方

FRASH 構法におけるハイブリッド梁の RC 部のせん断終局耐力（以下  ${}_{RC}Q_{su}$  と呼ぶ）の評価では、以下の三つの仮定を用いた。

- 1) せん断終局耐力は、図 5 に示す埋め込み鉄骨幅外に形成するトラス機構と、図 6 に示す鉄骨フランジ幅内に形成するアーチ機構との累加で与える。
- 2) トラス機構は、埋め込み鉄骨端部のフランジ面に作用するてこ反力 ( $R_A, R_O$ ) により集中補強筋 ( $T_A, T_O$ ) を介して埋め込み鉄骨フランジ幅外に伝達されることにより形成される。
- 3) アーチ機構は、埋め込み鉄骨フランジ幅内において、始端側の鉄骨上フランジ下面に生じるてこ反力と摩擦力の合力が、梁端部側圧縮域に直接伝達される機構と考える。

表 1 試験体緒元

試験体	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10
$B_c \times D_c$ (mm)	400 × 475					
$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	80			21		
RC長さ(mm)	500		1000			
主筋 (上・下とも)	6+2-D19 (USD685)					
横補強筋	配筋	2-D6@100 (SD295A)			4-U7.1@50 (SBPD1275)	
	$\rho_w$ (%)	0.16			0.80	
集中補強筋	始端	6-D6 (SD295A)		10-D6 (SBPD1275)		10-U7.1 (SBPD1275)
	終端	4-D6 (SD295A)		8-D6 (SBPD1275)		12-U7.1 (SBPD1275)
鉄骨断面 300 × 175	6 × 9	12 × 19	9 × 16	9 × 19 (SM490A)		

表 2 加力サイクル

$R_b$ (rad.)	制御変形角		制御変位 $\delta_b$ (mm)	繰り返し回数
	$R_b$ (rad.)	$R_b$ ( $\times 10^{-3}$ rad.)		
1/400		2.5	8	±2
1/200		5	16	±2
1/100		10	32	±2
1/67		15	48	±2
1/50		20	64	±2
1/33		30	96	±2
1/25		40	128	±1
1/22		45	144	±1
1/15		60	192	±1



写真 1 加力方法

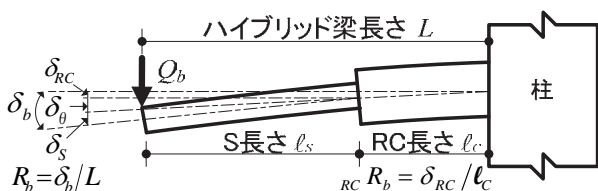


図 4 梁部材角の定義

表 3 材料の力学的性質 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10		
$\sigma_B$	78.8			20.0				
$E_c$ ( $\times 10^4$ )	2.38			3.37				
鋼材	D6	U7.1	D19	PL6	PL9	PL12	PL16	PL19
$\sigma_v$	349	1342	763	440	399	389	402	351
$E_s$ ( $\times 10^5$ )	1.67	1.71	1.92	2.08	2.13	2.08	2.13	2.15

### 3.2 トラス機構

トラス機構による負担せん断力(以下  $V_t$  と呼ぶ)は、文献 4)を準用し、次式で与えることができる。

$$V_{t1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b'_e \cdot j_e \quad (1a)$$

$$V_{t2} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B + p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{3} \cdot b'_e \cdot j_e \quad (1b)$$

$$V_{t3} = \frac{\lambda \cdot v \cdot \sigma_B}{2} \cdot b'_e \cdot j_e \quad (1c)$$

ここに、

$b'_e$  : 梁幅方向最外縁主筋間距離から埋め込み鉄骨梁幅を控除した幅

$j_e$  : 梁せい方向最外縁主筋間距離

$v$  : コンクリートの圧縮強度有効係数で  $v = 1.7\sigma_B^{-1/3}$

その他の記号 : 文献 4)と同様

上記のほかに、トラス機構による負担せん断力は、埋め込み鉄骨の始端側または終端側に作用するてこ反力によって決定される耐力を考慮した。埋め込み鉄骨の始端側および終端側に作用するてこ反力に基づき仮定した支圧モデルを図 7 に示す。同図より、てこ反力によって決定される耐力は、始端側または終端側の集中補強筋の降伏と、始端側でのコンクリートの圧壊のうちのいずれか小さい値で与えることができると仮定し、次式によった。

$$V_{t4} = \min \left\{ \begin{array}{l} A a_w \cdot A \sigma_{wy} \\ 2 \cdot (\ell_c - \ell_r) \cdot \sqrt{B_s \cdot b_e} \cdot \sigma_B \\ L / (L - \ell_r) \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \end{array} \right\} \quad (1d)$$

ここに、

$A a_w$  : 始端側集中補強筋

$A \sigma_{wy}$  : 始端側集中補強筋の降伏点

$\ell_c$  : 鉄骨埋め込み長さ (= RC 部の長さ)

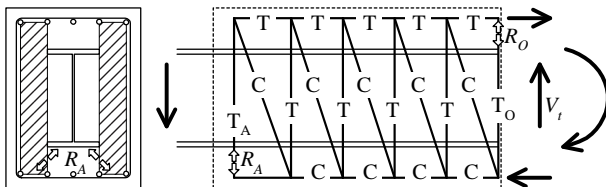


図 5 トラス機構のイメージ

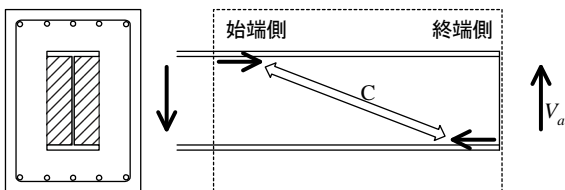


図 6 アーチ機構のイメージ

$\ell_r$  : 鉄骨埋め込み終端から始端側集中補強筋開始位置までの距離

$B_s$  : 鉄骨梁幅

$b_e$  : 梁幅方向最外縁主筋間距離

$a_w$  : 終端側集中補強筋

$\sigma_{wy}$  : 終端側集中補強筋の降伏点

なお、コンクリートの支圧強度は文献 5)を参考に  $\sqrt{b_e/B_s} \cdot \sigma_B$  で求めるものとし、始端側の支圧範囲は  $2 \cdot (\ell_c - \ell_r)$  と仮定した。

以上より、 $V_t$  は  $V_{t1} \sim V_{t4}$  のうちの最小値で与えることができる。

### 3.3 アーチ機構

アーチ機構の仮定モデルを図 8 に示す。同図を基に、アーチ機構による負担せん断力(以下  $V_a$  と呼ぶ)は、次式で与えることができる。

$$V_a = \frac{2 \cdot B_s \cdot \ell_c \cdot D_s^2}{\ell_c^2 + 4D_s^2} \cdot v' \cdot \sigma_B \quad (2)$$

ここに、

$D_s$  : 鉄骨梁せい

アーチ機構では、式(2)に示すようにアーチ機構有効係数(以下  $v'$  と呼ぶ)を導入した。 $v'$  は、本実験における実験の最大耐力(以下  $Q_b \max$  と呼ぶ)より、式(1)で算定される  $V_t$  を差し引き、 $2 \cdot B_s \cdot \ell_c \cdot D_s^2 / (\ell_c^2 + 4D_s^2) \cdot \sigma_B$  で除すこと

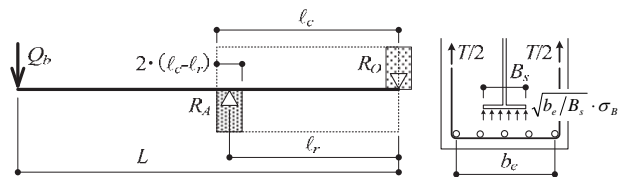


図 7 支圧モデル

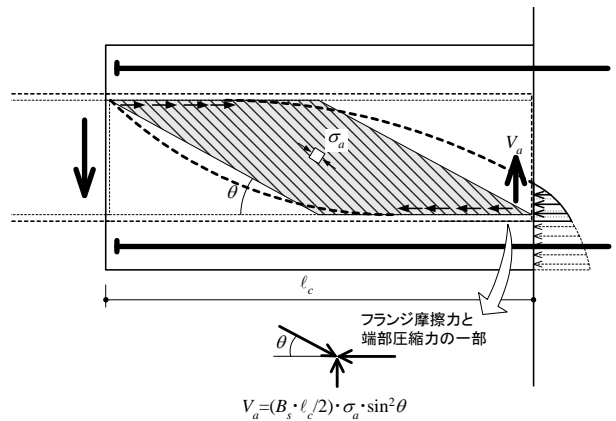


図 8 アーチ機構のモデル化

で求めた。得られた $v'$ を縦軸に、実験因子を横軸に採り、その関係を図 9 に示す。なお、同図に示した実験データは、横軸とした実験因子以外はほぼ同一である試験体の結果である。

同図より、 $v'$ はコンクリート強度に大きく影響され、その他の因子にはほとんど影響を受けないことがわかる。そこで、 $v'$ の評価式として、コンクリート強度のみを変数とする指数関数形の次式を仮定した。

$$v' = a \cdot \sigma_B^n \quad (3)$$

上式の定数  $a$ 、 $n$  は、コンクリート強度のみを変化させた試験体の実験結果に対し、最小二乗法によりフィッティングさせ、その結果、 $a = 1.39$ 、 $n = -0.46$  が得られた。

以上のようにして求めた $v'$ は、図 9 の各図中に破線で示した。いずれの実験因子においても実験結果に対しての適合性は良好である。

## § 4. 実験結果

### 4.1 実験経過

各試験体の主な実験現象時の梁先端のせん断力(以下  $Q_b$  と呼ぶ)を表 4 に、実験終了時の RC 部のひび割れ状況を写真 2 にそれぞれ示す。6 体とも RC の端部に曲げひび割れが発生し、小口部分に鉄骨の上下フランジより斜めに支圧ひび割れが発生した。その後、RC 部にせん断ひび割れが発生し、普通強度の鉄筋(SD295A)を用いた試験体の横補強筋が降伏した。変形の増大に伴い、せん断ひび割れの増伸とともに、小口部分の損傷が進行した。その後、せん断ひび割れ幅の拡幅が顕著となり、コンクリート部分の面外へのはらみだしや部分的な剥落が生じた。

全試験体とも梁主筋は降伏せず、破壊モードは RC 部のせん断破壊(S モード)であった。

### 4.2 梁せん断力-梁部材角関係

各試験体の梁せん断力-梁部材角関係を図 10 に示す。同図の破線は  $Q_b - R_b$  の関係を示し、実線は  $Q_b - {}_{RC}R_b$  の関係をそれぞれ示す。また一点鎖線は、3 章の仮定に基づいて算定した  ${}_{RC}Q_{su}$  を梁端のせん断力(以下  $Q_{su}$  と呼ぶ)に換算したものである。

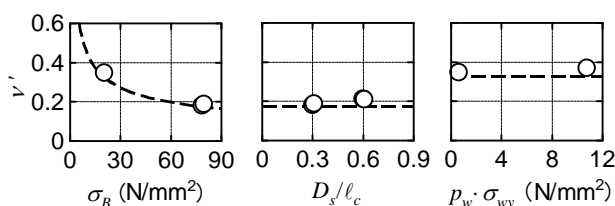


図 9 アーチ機構の有効係数

いずれの試験体も  $Q_{su}$  と正載荷および負載荷の  $Q_{b \max}$  とは良好な対応を示し、3 章の仮定に基づいた評価式により、RC 部のせん断終局耐力を評価できる。

### 4.3 計算値と実験値との適合性

各試験体の正載荷および負載荷の  $Q_{b \max}$  と  $Q_{su}$  との対応関係を図 11 に示す。 $Q_{su}$  と  $Q_{b \max}$  との比は、平均値 1.08 と良好な適合性を示し、変動係数が 7.89% とばらつきも少ない。

表 4 各試験体の実験現象および梁先端せん断力

主な実験現象	梁先端荷重 $Q_b$ (kN)						
	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	
曲げひび割れ	正	24	29	18	20	12	12
	負	-20	-32	-20	-12	-13	-14
支圧ひび割れ	正	47	40	28	32	51	49
	負	-44	-40	-30	-31	-43	-42
せん断ひび割れ	正	60	52	85	85	53	55
	負	-69	-62	-85	-79	-52	-55
横補強筋降伏	正	61	71	112	120	85	—
	負	-71	-64	-104	-108	-82	—
破壊モード	正	RC部のせん断破壊(Sモード)					
	負						



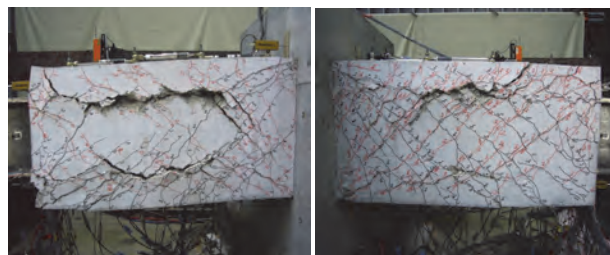
試験体 No.5

試験体 No.6



試験体 No.7

試験体 No.8



試験体 No.9

試験体 No.10

写真 2 各試験体の実験終了状況

## §5. まとめ

FRASH 構法におけるハイブリッド梁の RC 部のせん断設計法の構築を目的にせん断破壊が先行する実験を行い、RC 部のせん断終局耐力の評価法について得られた知見を以下にまとめる。

- 1) RC 部のせん断終局耐力は、トラス機構およびアーチ機構との累加で与えることができる。
- 2) 6 体とも計画通り梁主筋に曲げ降伏が生じる前に RC 部のせん断破壊(S モード)となった。
- 3) RC 部のせん断終局耐力の計算値と実験の最大耐力は良好な対応を示しており、RC 部のせん断終局耐力は式(1)および式(2)より評価できる。

### 参考文献

- 1) Singh Upend Ravindra、佐々木仁、佐藤幸博、有馬義人:梁材端部 RC・中央部 S 造と柱 RC 造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その 1 内部柱梁部分架構におけるハイブリッド梁の構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.1271-1272、2011 年 8 月
- 2) Singh Upend Ravindra、佐々木仁、増田圭司、佐藤幸博、有馬義人:梁材端部 RC・中央部 S 造と柱 RC 造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その 2 RC 材端部の塑性変形およびせん断補強係数の妥当性、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.1393-1394、2012 年 9 月

- 3) Singh Upend Ravindra、佐々木仁、増田圭司、佐藤幸博、有馬義人:梁材端部 RC・中央部 S 造と柱 RC 造でからなるハイブリッド構造(FRASH 構法)の研究開発、フジタ技術研究報告、第 48 号、pp.49-54、2012 年 11 月
- 4) 日本建築学会: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、1999 年 8 月
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987 年 9 月

### ひとこと

FRASH 構法では、異種の構造梁の平面的な組合せが可能となり、設計の自由度の拡大となりました。これにより、お客様のニーズに合った最適なプランを、経済的かつ合理的に提供できると思います。



シング ラヴィ

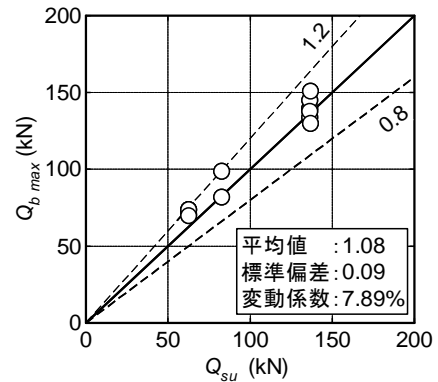


図 11 計算値と実験値との適合性

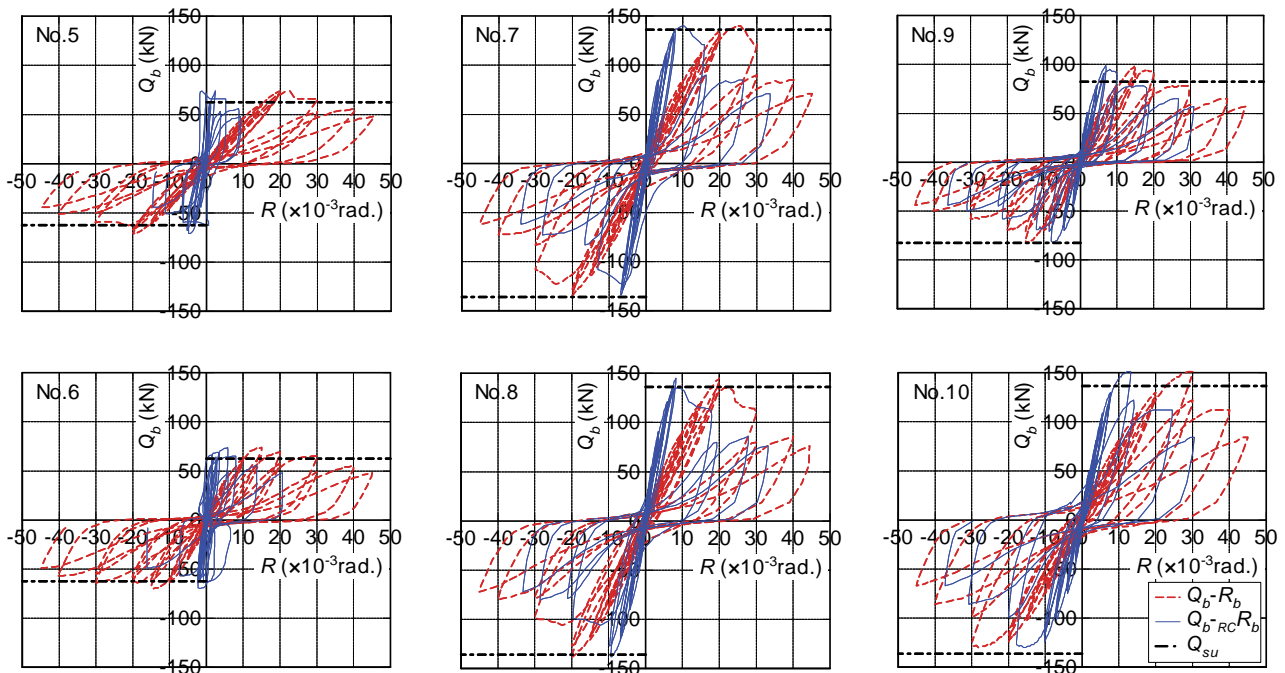


図 10 各試験体の梁せん断力-梁部材角関係