

# 論文 間接支持されるRC梁のせん断耐荷機構に関する一考察

佐藤 祐子\*1・田所 敏弥\*2・轟 俊太朗\*1・進藤良則\*3

**要旨：**杭基礎フーチングの単位幅を想定したRC梁を用いた載荷試験および有限要素解析を行い、間接支持されるRC梁のせん断耐荷機構について検討した。その結果、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端に斜めひび割れが進展するとともに圧縮ストラットが形成される。そして、せん断補強鉄筋がある場合は、曲げ圧縮部近傍の圧縮ストラットが破壊することでせん断破壊すること、せん断耐力の算定ではせん断補強鉄筋の補強効果とともにコンクリートの分担分も期待できるが、せん断スパン比が大きい直接支持されるRC梁で用いられるせん断補強鉄筋とコンクリートの分担分の累加では評価できない可能性があることがわかった。

**キーワード：**間接支持, RC梁, せん断耐力, せん断補強鉄筋

## 1. はじめに

一般に、杭基礎フーチングにおいては、せん断スパン比が小さいため、その断面諸元は地震時のせん断力の照査で決まる。杭基礎フーチングの支持状態は、図-1のように地震時の慣性力により、どちらか一方のスパンが直接支持状態、もう一方が間接支持状態となる。直接支持とは杭に押し込みが生じる場合であり、間接支持とは杭に引き抜きが生じる場合である。直接支持されるせん断スパン比の小さいRC部材の耐荷機構やせん断耐力に関しては、単純支持されたRC梁を用いた載荷試験や有限要素解析により、概ね明らかになっている<sup>1),2)</sup>。一方、間接支持されるせん断スパン比の小さいRC部材は、載荷試験等の実験的研究も少なく、せん断力に対する耐荷機構やせん断耐力の算定法は示されていない。

既往研究<sup>3),4),5),6)</sup>で、筆者らは、杭基礎フーチングの単位幅を想定したRC梁の試験体を用いて、間接支持条件

を模擬した載荷試験を行った。そこでは、せん断スパン比、せん断補強鉄筋比、杭の軸方向鉄筋のフーチングへの埋込み長が間接支持されるRC梁のせん断耐力に与える影響が検討され、間接支持されるRC部材のせん断耐力は、直接支持されたRC部材と異なり、せん断スパン比が小さい場合においても、せん断補強鉄筋の受け持つせん断力のみで、概ね評価できる可能性が示唆されている。しかしながら、せん断耐力におよぼすコンクリートの分担分の影響等、不明な点もある。本研究では、これらの載荷試験を対象に有限要素解析を行い、間接支持されるRC部材のせん断耐力におよぼすせん断補強鉄筋とコンクリートの分担分の影響について検討した。

本研究では、まず、既往の間接支持されるRC梁の載荷試験を対象に有限要素解析を行った。そのうえで、支持条件を直接支持に変更した解析を行い、載荷試験では、詳細な確認が困難なせん断補強鉄筋やコンクリートのひずみ分布を比較することで、間接支持されるRC部材の

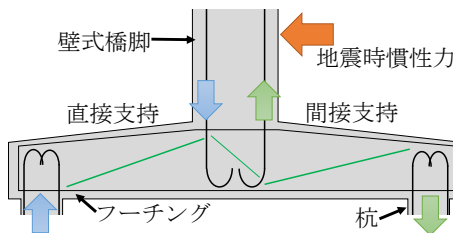


図-1 地震時の杭基礎フーチングに想定されるひび割れ

表-1 試験体のパラメータ

No.	l/h	f <sub>c</sub>	せん断補強鉄筋			
			呼び名	f <sub>wv</sub>	E <sub>w</sub>	ε <sub>wv</sub>
1	1.0	29.4	—	—	—	0
2		D13	358	176	2031	0.84

l: 橋脚の軸方向鉄筋から杭の軸方向鉄筋までの距離 (mm), h: 部材高さ (mm), f<sub>c</sub>: コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>), f<sub>wv</sub>: 降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>), E<sub>w</sub>: 弾性係数 (kN/mm<sup>2</sup>), ε<sub>wv</sub>: 降伏ひずみ (μ), p<sub>w</sub>: せん断補強鉄筋比 (%) (p<sub>w</sub> = A<sub>w</sub> / (b<sub>w</sub> · S<sub>s</sub>)), A<sub>w</sub>: 橋脚の軸方向鉄筋と杭の軸方向鉄筋の間において部材軸と直交するせん断補強鉄筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>), S<sub>s</sub>: 部材軸と直交するせん断補強の配置間隔 (mm)

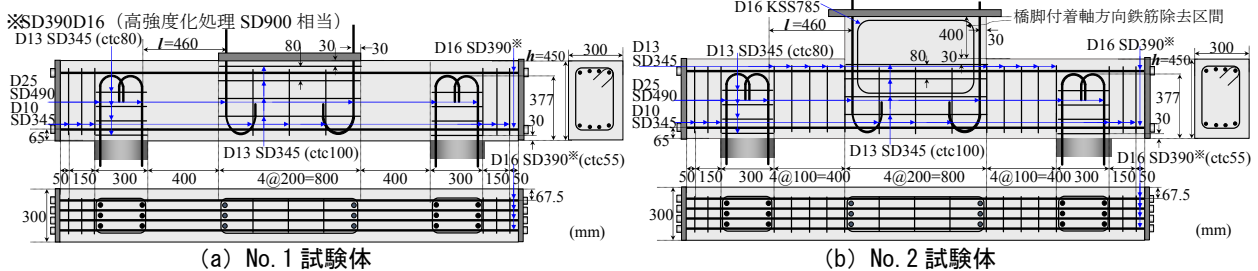


図-2 試験体の形状

\*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 修士 (工学) (正会員)  
 \*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博士 (工学) (正会員)  
 \*3 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 九州新幹線局施設管理課 修士 (工学) (正会員)

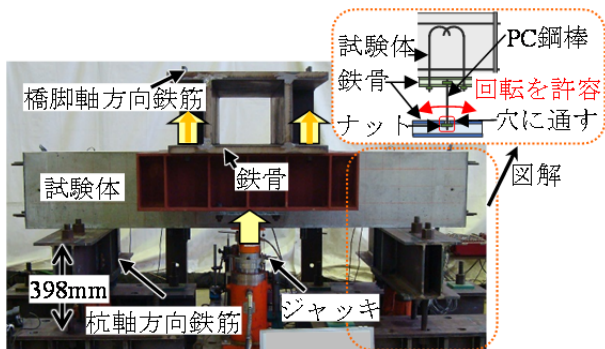


図-3 試験状況 (No. 1)

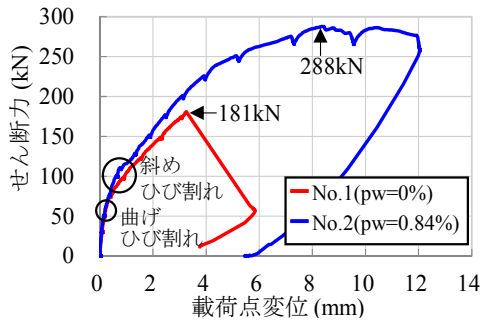


図-5 せん断力-荷点変位関係

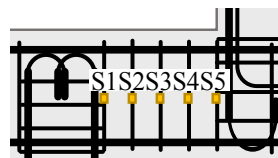


図-6 ひずみゲージ取り付け位置

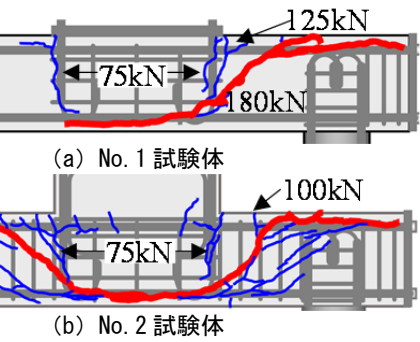


図-4 最終ひび割れ状況

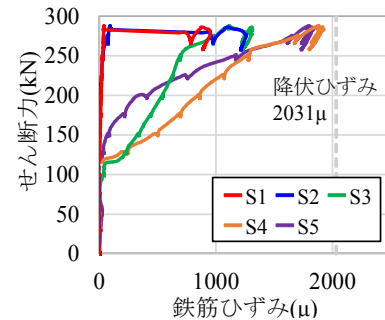


図-7 せん断力-せん断補強鉄筋ひずみ関係 (No. 2 試験体)

せん断力に対する耐荷機構や間接支持がせん断耐力におよぼす影響を検討した。

## 2. 間接支持されるRC梁の荷重試験

### 2.1 荷重試験の概要

表-1, 図-2 に試験体のパラメータおよび試験体寸法を示す。試験体は、杭基礎フーチングの単位幅を想定したRC梁であり、中央部に橋脚の軸方向鉄筋、左右に杭の軸方向鉄筋を模擬した鉄筋を配置した。

No.2 試験体では、せん断力が大きくなることが予想されたため、等曲げ区間において断面を400mm増厚した。なお、No.1 試験体との比較のため、No.2 試験体の増厚した範囲の軸方向鉄筋はVMテープを巻き、コンクリートとの付着を取り除いた。いずれの試験体も、杭および橋脚の軸方向鉄筋にはD25を用い、杭の軸方向鉄筋のフック先端までの埋込長は377mmとした。橋脚の軸方向鉄筋から杭の軸方向鉄筋までの距離 $l$ と、部材高さ $h$ の比である $l/h$ は1.0とした。せん断補強鉄筋を配置した試験体においては、D13のせん断補強鉄筋を100mm間隔で配置し、せん断補強筋比は0.84%とした。RC梁の軸方向鉄筋にはD16を用い、引張鉄筋比は0.66%とした。RC梁の軸方向鉄筋の定着は、梁端面に設けた鋼板にねじ止めをすることで行った。なお、曲げ破壊防止のため、RC梁の軸方向鉄筋には熱処理し高強度化した降伏強度 $1000\text{N/mm}^2$ 相当の鉄筋を用いており、最大せん断力時において、両試験体ともに軸方向鉄筋は降伏しなかった。

No.1 試験体の試験状況を図-3に示す。両試験体とも荷重は、杭の軸方向鉄筋を固定し、橋脚の軸方向鉄筋を

固定した鉄骨に鉛直力を作用させることで行った。なお、鉄骨に作用させた鉛直力は、橋脚の軸方向鉄筋とコンクリートの付着により、せん断力として試験体に作用する。また、杭の軸方向鉄筋を模擬した支点部は、実構造物における杭の拘束を想定し、拘束の影響を低減するために、図-3のように杭の軸方向鉄筋とPC鋼棒上端を鉄骨を介して接続し、PC鋼棒下端を別の鉄骨のPC鋼棒よりも径の大きい穴に通し、ボルト締めすることで、回転を許容する構造とした。

### 2.2 破壊形態および破壊荷重

図-4にひび割れ状況を、図-5にせん断力-変位関係を示す。せん断補強鉄筋を配置したNo.2試験体について、図-6にせん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置を、図-7にせん断力と図-6の位置で計測したせん断補強鉄筋ひずみの関係を示す。図-4には、下記の代表的なひび割れが生じたときのせん断力を記載した。

図-4において太い赤線で示した斜めひび割れは、各試験体が最大せん断力を示す直前に開口し、荷重低下に対して支配的と思われるひび割れである。この斜めひび割れとRC梁の軸方向鉄筋がなす角度は、おおそ $45^\circ$ である。いずれの試験体も、せん断力75kNまでに橋脚の軸方向鉄筋に沿って曲げひび割れが生じた。その後、せん断補強鉄筋を配置していない試験体No.1では、110kN程度でより支点に近い位置から橋脚の軸方向鉄筋のフック先端に向かって斜めひび割れが生じ、試験体No.2と比べて剛性が低下した。そして、181kNで2本目の斜めひび割れが生じた直後に、せん断力が急激に低下した。せん断補強鉄筋を配置したNo.2試験体では、100kN

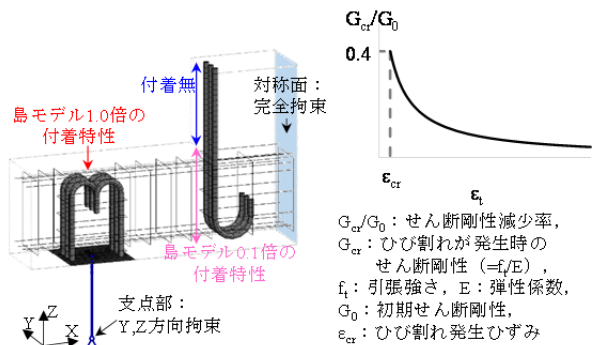
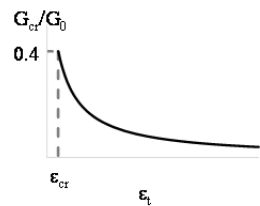


図-8 解析モデル



$G_{cr}/G_0$ : せん断剛性減少率,  
 $G_{cr}$ : ひび割れが発生時のせん断剛性 ( $=f_t/E$ ),  
 $f_t$ : 引張強さ,  $E$ : 弾性係数,  
 $G_0$ : 初期せん断剛性,  
 $\epsilon_{cr}$ : ひび割れ発生ひずみ,  
 $\epsilon_t$ : ひび割れ直交方向の全ひずみ

図-9 ひび割れ面でのせん断伝達特性 (Al-Mahaidi モデル)

程度で生じた斜めひび割れが進展し、110kN 程度で S3～5 のせん断補強鉄筋にひずみが表れ、剛性も低下した。せん断力 150kN 程度でより大きな斜めひび割れが発生し、圧縮鉄筋および引張鉄筋に沿ったひび割れに進展し、280kN 程度でひび割れ幅が大きくなるとともに、多数のびび割れが生じ、試験体 No.1 と比べて緩やかにせん断力が低下した。最大せん断力は 288kN であった。最大せん断力時には、両試験体ともに橋脚下方における RC 梁の下側軸方向鉄筋に沿ったひび割れが生じていた。

### 3. 有限要素解析による耐荷機構の検討

#### 3-1 解析概要

図-8 に解析モデルを示す。解析モデルは、対称性を考慮し、載荷試験における試験体の 1/2 を対象とした 3 次元モデルとした。間接支持される RC 梁では、荷重は橋脚の軸方向鉄筋とコンクリートの付着により RC 梁に伝達される。そのため、橋脚の軸方向鉄筋からコンクリートへの 3 次元的な応力伝達を詳細にモデル化する必要がある。本研究では、橋脚および杭の軸方向鉄筋については、フック形状も含め、ソリッド要素を用いて詳細にモデル化した。また、橋脚および杭の軸方向鉄筋とコンクリートの付着特性については、島モデル<sup>7)</sup>を基本としたが、RC 梁の軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋については、付着特性の影響が小さいと考え、完全付着を前提とする埋め込み鉄筋要素を用いた。RC 梁のコンクリートは、材料非線形を考慮するが、増厚部のコンクリートは弾性要素とし、載荷試験と同様に増厚部において橋脚の軸方向鉄筋とコンクリートの付着は考慮しない。

島モデル<sup>7)</sup>は、マッシュパなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力とひずみの関係をモデル化したものであり、本研究のようにかぶりの小さいものに適用する場合には低減が必要であると考えられる<sup>8)</sup>。また、載荷試験において橋脚の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが生じた 75kN 以上のせん断力が作用している時には、橋脚の軸方向鉄筋と RC 梁のコンクリートとの付着力は大きく低下していると考えられる。さらに、載荷試験におい

表-2 解析ケース

	せん断補強鉄筋なし	せん断補強鉄筋あり (pw=0.84%)
間接支持	ケース 1	ケース 2
直接支持	ケース 3	ケース 4

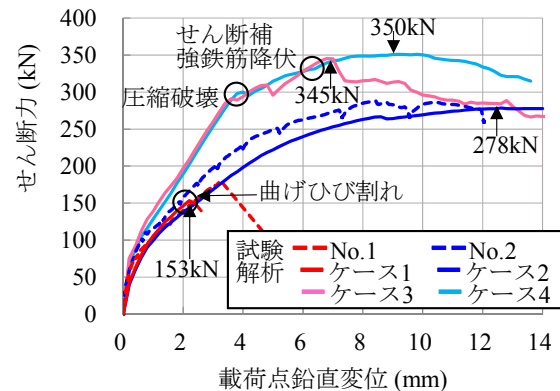


図-10 せん断力-載荷点変位関係

て橋脚の軸方向鉄筋に沿ったひび割れが断面方向に貫通していたことから、本研究では十分に付着力が低下した状態として島モデルを 0.1 倍することにした。一方、杭の軸方向鉄筋とコンクリートとの付着は、載荷試験において最大荷重直前までひび割れが生じないことから、島モデルにおける低減を行わないことにした。

コンクリートおよび鉄筋の材料特性値は、載荷試験と同一とし、コンクリートの圧縮特性には Parabolic モデル<sup>9)</sup>、引張特性には Hordijk モデル<sup>10)</sup>を用いた。ひび割れモデルは全ひずみ固定ひび割れモデルを用いた。ひび割れ面でのせん断伝達には図-9 に示す、全ひずみに反比例する形でせん断強度を低減する Al-Mahaidi モデル<sup>11)</sup>を用いた。

支点条件は、図-8 のようにして載荷試験を再現した。具体的には、鉄骨を模擬した剛な板要素を設け、この剛な板要素の中央に載荷試験における RC 梁から回転中心までの距離である 398mm の剛梁要素を接続し、下端を拘束した。このように、支点部の回転を許容するモデルとすることで載荷試験における支点条件を再現した。

表-2 に有限要素解析における検討ケースを示す。載荷試験の試験体 No.1 と No.2 の解析結果をケース 1、ケース 2 とする。載荷は、橋脚の軸方向鉄筋の先端に鉛直上向きの強制変位を与えた。さらに、橋脚基部および杭頭部を載荷位置と想定し、直接支持される RC 梁の耐荷機構について検討した。直接支持条件を示す。荷重は、増厚コンクリート上面に鉛直下向きの強制変位として与えた。試験体 No.1 と No.2 に対応する直接支持の解析ケースをケース 3、ケース 4 とし、支持条件の影響について検討した。

#### 3.2 有限要素解析の結果

##### (1) 間接支持される RC 梁

図-10 にせん断力-変位関係を示す。ケース 1 につい

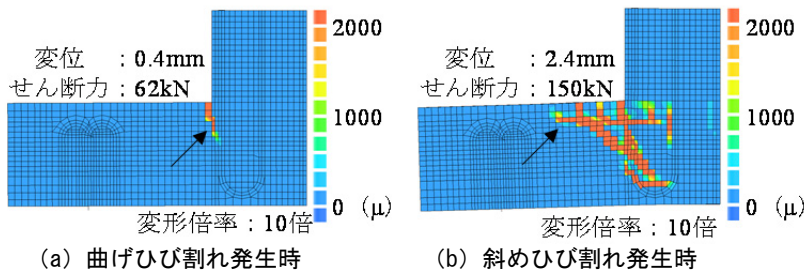


図-11 最大主ひずみコンター図 (ケース 1, 試験体表面)

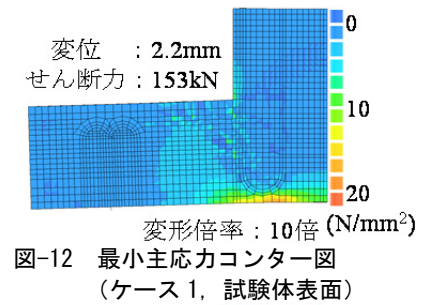
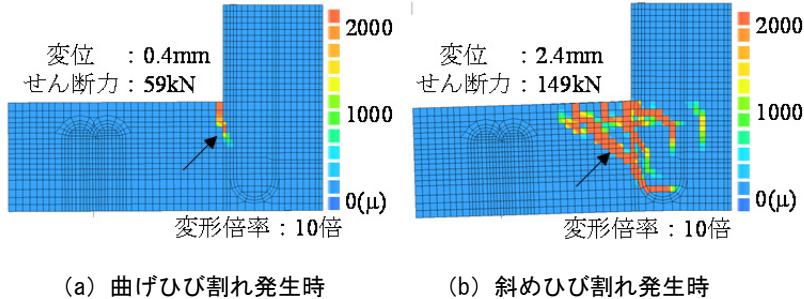
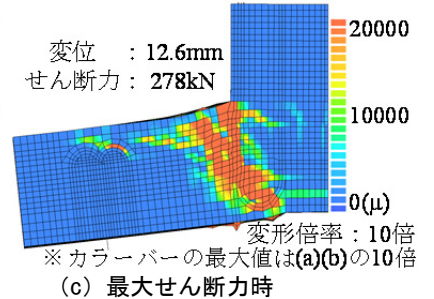


図-12 最小主応力コンター図 (ケース 1, 試験体表面)



(a) 曲げひび割れ発生時 (b) 斜めひび割れ発生時

図-13 最大主ひずみコンター図 (ケース 2, 試験体表面)



(c) 最大せん断力時

※カラーバーの最大値は(a)(b)の10倍

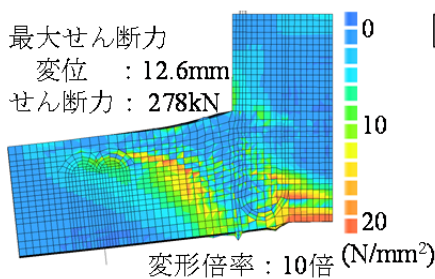


図-14 最小主応力コンター図 (ケース 2, 試験体表面)

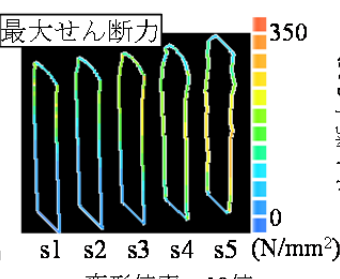


図-15 せん断補強鉄筋の軸方向応力コンター図 (ケース 2)

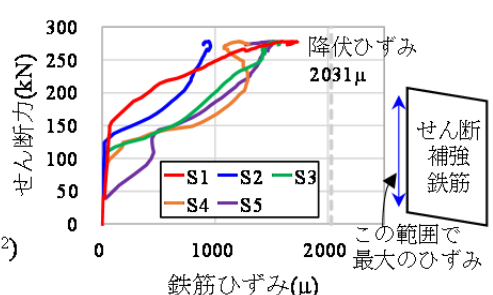


図-16 せん断力-せん断補強鉄筋ひずみ関係 (ケース 2, 同変位時における最大ひずみ)

て、図-11 に橋脚の軸方向鉄筋に沿った曲げひび割れ発生時と最も大きな斜めひび割れ発生時の最大主ひずみを、図-12 に最も大きな斜めひび割れ発生時の最小主応力を示す。ケース 2 について、図-13 に橋脚の軸方向鉄筋に沿った曲げひび割れ発生時、最大せん断力に達するまで最も大きな斜めひび割れ発生時、最大せん断力時の最大主ひずみを、図-14 に最大せん断力時の最小主応力を、図-15 にせん断補強鉄筋の応力を示す。図-11 と図-13 には、記載の変位で新たに生じたひび割れを矢印で示した。また、本研究では、 $100\mu$  以上の最大主ひずみが生じたコンクリート要素でひび割れが生じると考えられる。

図-4、図-10、図-11、図-13 から 2 ケースとも載荷試験と同様のひび割れ性状、せん断力-変位関係を示しており、載荷試験が概ね再現できたと考えられる。せん断補強鉄筋の配置の有無にかかわらず、60kN 程度で橋脚の軸方向鉄筋に沿って最大主ひずみが卓越していることがわかる。また、RC 梁の曲げひび割れから、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端に向かって斜めひび割れが進展していることがわかる。斜めひび割れが生じたときのせん断力は、2 ケースとも 110kN 程度であり、斜めひび割

れが生じることで剛性が低下した。角度  $45^\circ$  の最も大きな斜めひび割れが生じたときのせん断力は、2 ケースとも 150kN 程度であり、その後杭および橋脚の軸方向鉄筋のフック先端まで進展した。せん断補強鉄筋を配置していないケース 1 は、最も大きな斜めひび割れが生じた直後に急激に荷重が低下した。図-12 から、150kN 程度で斜めひび割れ発生した時に圧縮ストラットが形成されず、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端まで進展した斜めひび割れにより急激に荷重が低下したと考えられる。せん断補強鉄筋を配置したケース 2 では、最も大きな斜めひび割れ発生後に剛性が低下したが、荷重は増加し、278kN で最大せん断力に達し、載荷試験と同様にせん断力が頭打ちとなった。

図-16 にケース 2 における各せん断補強鉄筋の最大のひずみを抽出した結果を示す。せん断補強鉄筋にひずみが生じ始めるせん断力は、斜めひび割れ発生せん断力と同じ 110kN 程度であり、載荷試験とほぼ同じであった。図-16 では、載荷試験と異なり、最も大きな斜めひび割れ発生後の 120~150kN で S1, 2 に大きなひずみが生じている。これは、載荷試験ではひずみ測定位置とひび割れ間に距離があるためと考えられる。なお、同位置にお

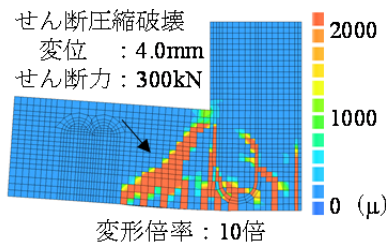


図-17 最大主ひずみカウンター図  
(ケース 4, 試験体表面)

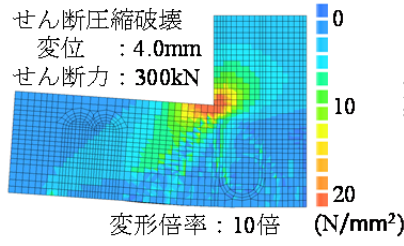


図-18 最小主応力カウンター図  
(ケース 4, 試験体表面)

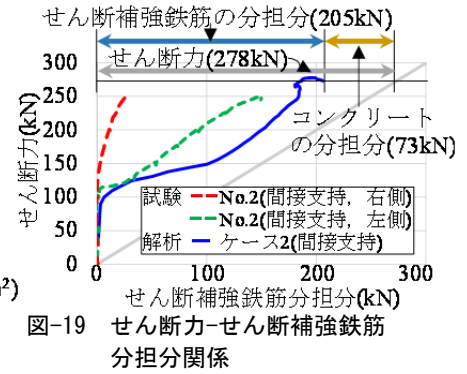


図-19 せん断力-せん断補強鉄筋  
分担分関係

ける S1, 2 のひずみが試験結果と解析結果で概ね一致していることは別途確認している。このようにせん断補強鉄筋のひずみは、解析結果と試験結果は概ね一致していた。以上のように、有限要素解析は、ひび割れ状況やせん断補強鉄筋のひずみ等、載荷試験を良好に再現できた。

図-15 から最大せん断力時に、最も大きな斜めひび割れと交差する橋脚側の 3 本のせん断補強鉄筋 (S3~5) に特に大きな応力が生じていることがわかる。また、図-14 のように、最大せん断力時には斜めひび割れに沿うようにして、杭および軸方向鉄筋の先端から圧縮ストラットが形成されていることがわかる。この圧縮ストラットにより、最大せん断力時において、コンクリートがせん断力の一部を負担したと考えられる。また、試験体下面の曲げ圧縮縁において最小主ひずみが卓越しており、最小主応力がコンクリートの圧縮強度に達していることが確認できたことから、橋脚下方でコンクリートが圧縮破壊していると考えられる。これにより、曲げ圧縮部の圧縮ストラットが破壊し、せん断耐力に達したものと推測される。このように、間接支持される RC 梁では、せん断補強鉄筋を配置したことで、最も大きな斜めひび割れ発生後に、せん断補強鉄筋がせん断力を負担するとともに、圧縮ストラットが形成されたことで、橋脚下方における RC 梁の下側軸方向鉄筋に沿ったひび割れの進展は緩やかになり、橋脚でコンクリートが圧縮破壊したことで最大せん断耐力に達した。その結果、補強鉄筋の配置有無による最大耐力の差が生じたと推測される。

## (2) 直接支持される RC 梁

ケース 4 について、図-17、図-18 にひび割れ発生時の最大主ひずみと最小主応力を示す。図-17 には、記載した変位で新たに生じたひび割れを矢印で示している。せん断力-変位関係は図-10 に示している。せん断補強鉄筋の配置の有無にかかわらず、まず、せん断力 70kN 程度で引張縁に曲げひび割れが生じ、その後 190kN 程度で支点を結ぶようにして 45° の斜めひび割れが生じた。

ケース 3、ケース 4 とともに 290kN 程で剛性が低下し、一旦荷重が低下したが、これは曲げ圧縮縁のコンクリートが破壊したためと考えられる。曲げ圧縮縁のコンクリ

ートの破壊は、図-18 で橋脚基部内側において最小主応力が卓越しており、コンクリートの圧縮強度以上の応力が生じていたことが別途確認できたことから示唆された。せん断補強鉄筋を配置していないケース 3 のせん断耐力は 345kN であった。せん断補強鉄筋を配置したケース 4 は、せん断力 330kN でせん断スパン中央のせん断補強鉄筋が降伏し、剛性低下を伴いながら荷重が増加し、350kN でせん断耐力に達した。

このように、直接支持される試験体は、間接支持される試験体と異なり、橋脚を模擬したコンクリートがあるため、橋脚下方における RC 梁の上側軸方向鉄筋に沿ってひび割れは進展しない。このために、せん断耐力時には、図-18 のように圧縮ストラットが十分に形成され、せん断補強鉄筋の配置の有無によるせん断耐力の違いがわずかであったと考えられる。これは、既往の研究<sup>1)</sup>におけるタイドアーチを前提としたディーブビームの考え方に一致するものである。ただし、本研究における解析ケースでは、通常の載荷試験における載荷板幅<sup>2)</sup>よりも大きいため、圧縮ストラットの幅が広いことがわかる。

## 3.3 せん断耐力へのせん断補強鉄筋の寄与

ここで、間接支持される RC 梁のせん断補強鉄筋に大きなひずみが発生していたことから、せん断補強鉄筋のせん断耐力への寄与分をトラス理論が成り立つと仮定し、解析で確認された斜めひび割れの発生角度 45° を前提に検討した。斜めひび割れと交わるせん断補強鉄筋はひび割れ位置から、橋脚に近い 3 本、すなわち図-6 の S3~5 のひずみゲージを取付けた鉄筋とした。ただし、解析では、最も橋脚に近いせん断補強鉄筋位置に曲げひび割れが生じており、S5 位置でのひずみは曲げに対する抵抗分が含まれていると考えられる。そのため、解析では S3 と S4 のひずみ計を取付けた鉄筋のひずみの平均を 3 倍することでせん断補強鉄筋分担分を求めた。なお、S3 と S4 の平均を 3 倍して求めた場合のせん断補強鉄筋分担分が、S3~5 の和から求めた場合と比較して、斜めひび割れの生じるせん断力 75kN 以上では等しい値となることを確認している。

図-7 および図-16 に示したせん断補強鉄筋のひずみ

からトラス理論に基づき算定したせん断補強鉄筋の分担分とせん断力の関係を図-19に示す。なお、載荷試験結果を示す波線が2本あるのは、橋脚の左右でひずみを計測したためである。載荷試験ではひずみ計位置でひび割れが生じるとは限らない。このため、図-19の2本の破線は一致しない。一方で、解析ではひび割れと交わる任意の場所のひずみを得ることができるため、ひび割れによるせん断補強鉄筋のひずみを精緻に把握することができ、試験結果よりもせん断補強鉄筋の分担分が大きくなった。

図-19では、全せん断力をせん断補強鉄筋が負担する場合を直線で示している。したがって、曲線の左側がせん断力のうちせん断補強鉄筋の分担分を、曲線の右側から直線までがコンクリートの分担分を示している。解析結果から、最大せん断力(278kN)時において、せん断力の74%にあたる205kNをせん断補強鉄筋で負担しており、間接支持されるRC梁では、せん断スパン比が小さい場合においても、せん断補強鉄筋のせん断補強効果があると考えられる。また、間接支持されるRC梁では斜めひび割れの進展とともにコンクリートのせん断力分担分が減少することがわかる。ただし、ひび割れ進展後も圧縮ストラットを形成することでコンクリートはある程度のせん断力を分担すると考えられ、最大せん断力時においても70kN程度をコンクリートが分担していた。せん断スパン比が大きい直接支持されるRC梁に適用される修正トラス理論では、コンクリートの分担分は一定という前提のもと、コンクリートと鉄筋の分担分を累加してせん断耐力を求めるが、間接支持されるRC梁の場合は、斜めひび割れ発生後にコンクリートの分担分が減少する傾向にあることから、間接支持されるRC梁のせん断耐力は、せん断補強鉄筋の受け持つせん断力とコンクリートの受け持つせん断力の単純な累加では表現できない可能性があることがわかった。

#### 4. まとめ

本研究では、杭基礎フーチングの単位幅を想定したRC梁の有限要素解析を行い、載荷試験では詳細な確認が困難なせん断補強鉄筋やコンクリートのひずみ状況を把握することで、間接支持されるRC梁のせん断力に対する耐荷機構を検討した。その結果、本試験体諸元の範囲において、以下の知見を得ることができた。

(1) 間接支持されるRC梁においては、荷重が直接作用する鉄筋先端のフック近傍に斜めひび割れが進展するとともに圧縮ストラットが形成される。そして、せん断補強鉄筋が配置されたRC梁においては、最終的には、曲げ圧縮部近傍の圧縮ストラットが破壊することによって、せん断破壊する可能性がある。

(2) せん断補強鉄筋においては、ある程度のひずみが発生することから、せん断補強鉄筋の補強効果が期待できるとともに、圧縮ストラットの形成にもなうコンクリートの寄与も期待できる。ただし、せん断スパン比が大きい直接支持されるRC梁のように、せん断補強鉄筋とコンクリートの受け持つせん断力の単純な累加では、評価できない可能性がある。

(3) せん断補強鉄筋がない場合については、せん断補強鉄筋を配置した場合や直接支持されるRC梁のような強固な圧縮ストラットが形成されないため、斜めひび割れ発生後、まもなく、脆性的に破壊すると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 松岡茂: スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集, No.760/V-63, pp.29-44, 2004.5
- 2) 谷村幸裕ほか: せん断補強鉄筋を有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.127-143, 2005.8
- 3) 田所敏弥ほか: 間接支持されるRC梁のせん断耐力に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.65, V-087, pp.173-174, 2010.8
- 4) 進藤良則ほか: 支持条件に着目したフーチングのせん断耐力の評価に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.65, V-088, pp.175-176, 2010.8
- 5) 轟俊太郎, 田所敏弥, 谷村幸裕, 進藤良則: 上側引張を受けるRC梁のせん断耐力に及ぼすせん断補強鉄筋の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.739-744, 2011.7
- 6) 田所敏弥ほか: せん断力に対する杭基礎フーチングの有効幅の一考察, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.66, V-085, pp.169-170, 2011.8
- 7) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力すべりひずみ関係, 土木学会論文集, No.375/V-6, pp.165-174, 1987.2
- 8) 飯塚敬一, 檜貝勇, 斎藤成彦, 高橋良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集E2, Vol.37, No.2, pp.280-296, 2011.6
- 9) Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- 10) Hordijk, D. A. : Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 11) Al-Mahaidi, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. , Cornell University, Tech. Rep. 79-1, 1979.