

# 論文 せん断補強鉄筋を引張鋼材に接合した SRC 梁部材の耐荷性状に関する実験的研究

笠倉 亮太\*1 前田 欣昌\*2 黒岩 俊之\*2 奥村 幹也\*3

**要旨:** 筆者らは、RC 梁部材を対象とした曲げおよびせん断補強方法として、梁下面に鋼板と H 鋼で構成される引張補強鋼材を配置し、スラブに取付けたせん断補強筋を、H 鋼にボルト接合する補強方法を検討している。本検討では、このような補強鋼材を用いた場合の SRC 部材の限界状態を把握するために、本構造形式を有する梁試験体(以下、AS 梁)の 2 点載荷試験を行った。その結果、AS 梁と RC 梁の曲げ破壊性状には大きな違いがないことを確認した。また、AS 梁のせん断破壊性状は、補強鋼材、せん断補強筋量および鋼板とコンクリートの一体性を高めるために設けたずれ止め有無の影響を受けることがわかった。

**キーワード:** 梁補強, 曲げ補強, せん断補強, 耐震補強

## 1. はじめに

筆者らは、鉄道高架橋等の鉄筋コンクリート梁部材を対象とした補強方法として、スラブに取付けたせん断補強筋を、H 鋼にボルト接合する構造形式の補強方法を検討している。本方法は、図-1 に示すよう、既設梁の下面に鋼板と H 鋼から構成される、引張補強鋼材を仮設ブラケットに設置し、梁および柱にあと施工アンカーにより曲げ補強筋、せん断補強筋を配置し、せん断補強筋をボルト接合することで、補強鋼材を底型枠とし、これに高流動コンクリートを打設することにより梁を補強する方法である。曲げ補強は、柱に定着した軸方向筋により行い、せん断補強は、既設の梁、またはスラブに定着させたせん断補強筋を写真-1 に示すように、引張補強鋼材とボルト接合することにより行う。なお、引張補強鋼材にはコンクリートの一体性を向上させるため、高流動コンクリート自重による鋼板のたわみを防止するための補剛材を兼ねて、梁横断方向にずれ止め鋼材を溶接している。

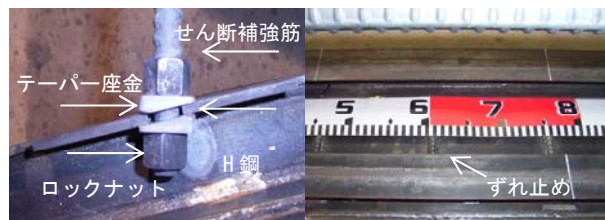


写真-1 せん断補強筋の接合方法とずれ止め

このように本方法は、H 鋼と鋼板から構成される引張補強鋼材、曲げ補強筋、せん断補強筋およびコンクリートにより構成される SRC 構造であるといえ、従来の RC 構造とは異なる耐荷機構を有すると考えられる。特にせん断補強筋を引張鋼材に接合していることが特徴である。このような特徴を有する本補強方法の基本的な耐荷機構および破壊性状を把握するための基礎実験として、本構造形式を有する試験体(以下、AS 梁)と従来の RC 試験体を製作し 2 点載荷試験を実施した。なお、基礎実験という位置づけから、試験体は補強を行ったものではなく、一体製作とし、アーチ形状のような断面変化をさせていない。

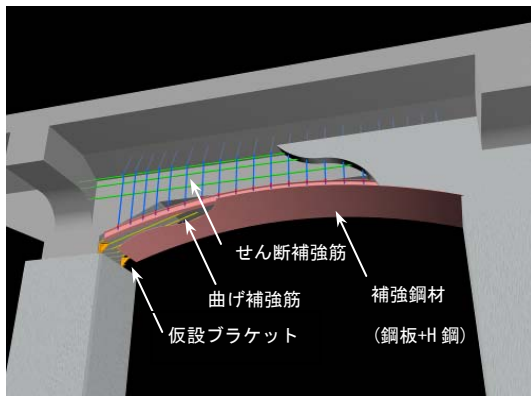


図-1 方法詳細図

## 2. 試験体

### 2.1. 試験体諸元

試験体形状は、本構造形式を有する矩形 AS 梁と RC 矩形単純梁の 2 種類とした。それぞれ曲げ破壊を想定した F タイプ、せん断破壊を想定し、せん断補強筋がある S1 タイプとせん断補強筋がない S0 タイプの 3 タイプを設定した。また、試験体タイプごとに RC 梁(NB)、本構造形式を有する AS 梁(AS)、ずれ止めのない AS 梁(ASN)を設定した。ずれ止めには、D10 の鉄筋を 150mm 間隔

\*1 東急建設(株) 技術研究所 土木研究グループ 工修 (正会員)

\*2 東急建設(株) 土木総本部 土木技術部 土木構造・材料グループ 工修 (正会員)

\*3 東急建設(株) 土木総本部 土木技術部 土木構造・材料グループリーダー 工博 (正会員)

で補強鋼材に溶接した。なお、それぞれの試験体の軸方向引張鉄筋量は、降伏規格値を用いて引張鉄筋比をほぼ同等になるように調整した。表-1 に試験体諸元を示す。

表-1 試験体諸元

試験タイプ	試験体名	内容	軸方向引張鉄筋		せん断補強鉄筋		ずれ止め
			本数・径	引張 <sup>*)</sup> 鋼材比	径・ピッチ	せん断補強筋比	
曲げ破壊 Fタイプ	NB-F	RC梁	4-D19	1.53%	D13ctc100	1.01%	—
	AS-F	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	D13ctc100	1.01%	D10ctc150
	ASN-F	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	D13ctc100	1.01%	—
せん断破壊 せん断補強筋 あり S1タイプ	NB-S1	RC梁	4-D19	1.53%	D6ctc120	0.21%	—
	AS-S1	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	D6ctc120	0.21%	D10ctc150
	ASN-S1	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	D6ctc120	0.21%	—
せん断破壊 せん断補強筋 なし S0タイプ	NB-S0	従来梁	4-D19	1.53%	—	0.00%	—
	AS-S0	AS梁	H-50, PL t=3.2	1.56%	—	0.00%	D10ctc150
	ASN-S0	AS梁 (ずれ止めなし)	H-50, PL t=3.2	1.56%	—	0.00%	—

\*) 補強鋼材比は降伏強度比を用いて SD345 換算 (235/345=0.681 倍) としている。

## 2.2. 試験体寸法

試験体の寸法は、せん断スパン  $a=600\text{mm}$ 、有効高さ  $d=300\text{mm}$ 、 $a/d=2.0$  とした。図-2~4 に F タイプの RC 梁 (AS-F)、AS 梁 (AS-F)、ASN 梁 (ASN-F) の試験体寸法を示す。また、使用した材料の試験結果を表-2 に示す。

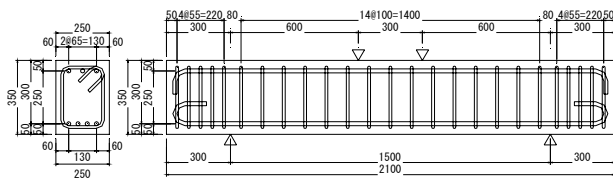


図-2 試験体形状 (NB-F)

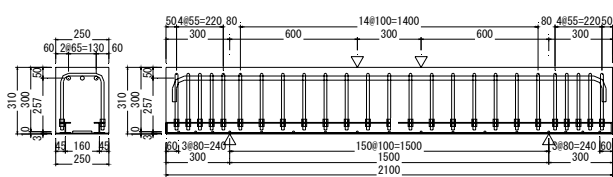


図-3 試験体形状 (AS-F)

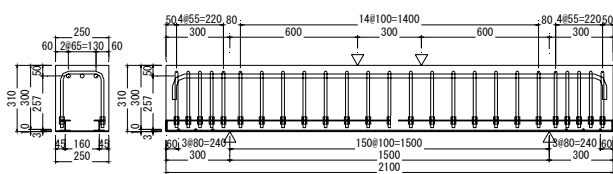


図-4 試験体形状 (ASN-F)

表-2 材料試験結果

コンクリート	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		静弾性係数 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
	28.9		26.1
鋼材	降伏応力 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )
軸方向筋 SD345 D19	378	543	194
せん断補強筋 SD345 D13 (ネジ)	378	518	191
せん断補強筋 SD345 D13	403	599	198
せん断補強筋 SD295A D6	367	546	197
鋼板 SS400 F. B3. 2	379	473	213
鋼筋 SS400 F. B3. 2	354	426	214

## 3. 実験方法

荷重は 300mm の等曲げ区間を設けた 2 点集中荷重とし 2000kN アムスラー型万能試験機を用いて、荷重を単調増加させた。また、目視によりひび割れの観察を行うとともに、適宜、荷重、変位および引張鋼材のひずみを測定した。

## 4. 耐力の算定

### 4.1. 曲げ耐力の算定

曲げ耐力の算定は、「鉄道構造物等設計標準・解説 鋼とコンクリートの複合構造物」<sup>1)</sup> に従い、H 鋼と鋼板により構成された補強鋼材を図心位置において鉄筋とみなし耐力算定を行った。

### 4.2. せん断耐力の算定

試験体は、 $a/d=2.0$  であるため、「2007 年度制定コンクリート標準示方書[設計編]」<sup>2)</sup> に従い、せん断スパン比  $a/d$  が小さい部材として耐力を算定した。補強鋼材は曲げ耐力と同様、引張鉄筋とみなし耐力算定を行った。

## 5. 実験結果および考察

### 5.1. 荷重変位関係および破壊経過

表-3 に各試験体の降伏荷重、最大荷重の計算値と実験値を示す。降伏の判定は、鉄筋に貼付したひずみゲージの値および引張鋼板下側に貼付したひずみゲージの値により行った。

また、写真-2~10 に各試験体の破壊状況を、図-5~7 に各タイプの荷重変位図を示す。なお、図 5~7 は耐力の計算値を併記した。

表-3 各試験体の計算値と実験値

試験タイプ	試験体名	内容	曲げ限界状態時の荷重 $P_{my}, P_{mu}$ (kN)		せん断耐力 $V_{yd}$ $V_{cd}+V_{sdd}$	曲げせん断耐力比計算値 $V_{ydl}/V_{mu}$	降伏荷重		最大荷重	
			計算値 $P_{my}$	計算値 $P_{mu}$			実験値 $P_y$ (kN)	実験値 $P_u$ (kN)	実験値/計算値	実験値/計算値
曲げ破壊 Fタイプ	NB-F	RC梁	372	386	766	1.99	407	1.09	445	1.15
	AS-F	AS梁	433	490	764	1.56	377	0.87	578	1.18
	ASN-F	AS梁 ずれ止めなし	433	490	764	1.56	406	0.94	569	1.16
せん断破壊 せん断補強筋 あり S1タイプ	NB-S1	RC梁	372	386	347	0.90	降伏せず	-	378	1.09
	AS-S1	AS梁	433	490	386	0.79	391	0.90	502	1.30
	ASN-S1	AS梁 ずれ止めなし	433	490	386	0.79	410	0.95	603	1.56
せん断破壊 せん断補強筋 なし S0タイプ	NB-S0	RC梁	372	386	243	0.63	400	1.08	435	1.79
	AS-S0	AS梁	433	490	270	0.55	415	0.96	470	1.74
	ASN-S0	AS梁 ずれ止めなし	433	490	270	0.55	415	0.96	515	1.91



写真-2 破壊状況 (NB-F)



写真-3 破壊状況 (AS-F)



写真-4 破壊状況 (ASN-F)



写真-5 破壊状況 (NB-S1)



写真-6 破壊状況 (AS-S1)



写真-7 破壊状況 (ASN-S1)



写真-8 破壊状況 (NB-S0)



写真-9 破壊状況 (AS-S0)



写真-10 破壊状況 (ASN-S0)

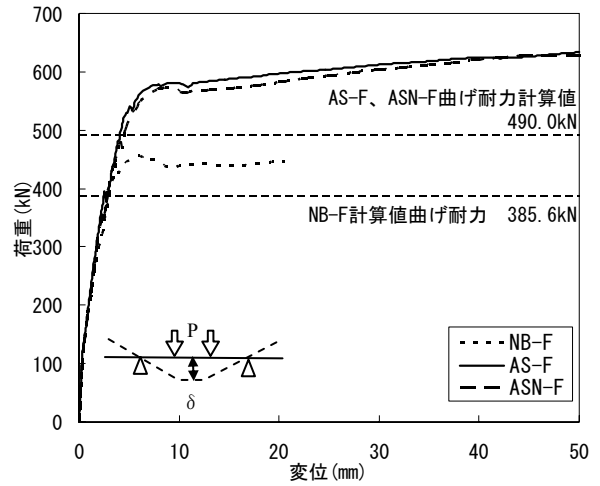


図-5 荷重変位図 (Fタイプ)

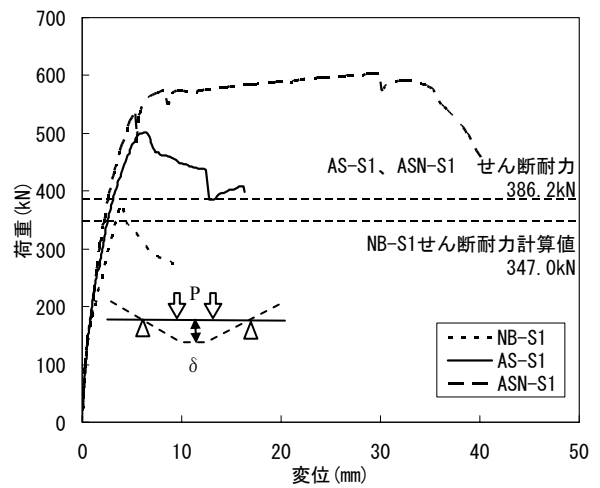


図-6 荷重変位図 (S1タイプ)

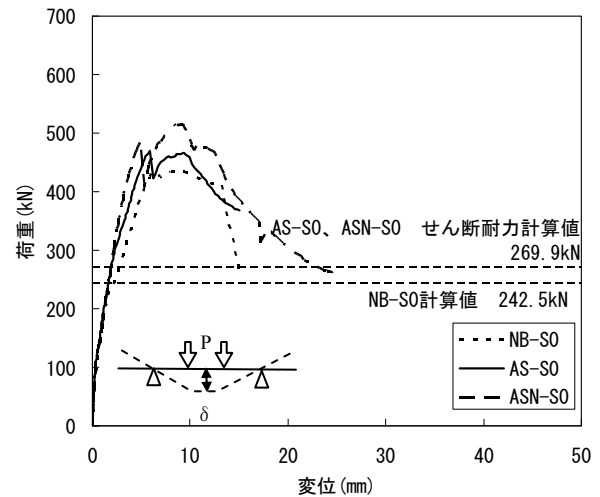


図-7 荷重変位図 (S0タイプ)

## (1) Fタイプ

Fタイプの試験体はすべて等曲げ区間のコンクリートが圧壊した曲げ破壊となった。破壊状況は、いずれの試験体とも120kNまでに曲げひび割れが発生し、その後、NB-F、AS-Fは280kNで斜めひび割れが発生した。一方でASN-Fは、400kNで斜めひび割れが発生した。最終的なひび割れの発生状況は、各試験体とも類似していた。AS-FとASN-Fはコンクリートの圧壊後も緩やかに荷重が増加し、優れたじん性を示したため、変位50mmで載荷を終了した。このため、「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物」<sup>3)</sup>に従いコンクリートの上縁ひずみが0.0035に達したときを最大荷重とした。なお、AS-FとASN-Fのずれ止め有無による限界状態の大きな違いはみられなかった。

降伏荷重の計算値と実験値を比較すると、NB-Fでは、実験値が計算値の1.09倍となり、AS-F、ASN-Fでは、0.87、0.94倍となった。AS梁に関しては、H鋼と鋼板により構成された補強鋼材を鉄筋とみなし耐力算定を行っているが、降伏判定を、鋼板ひずみで行ったため、有効高さが変化してしまい、実験値が計算値に比べ小さくなっている。一方、曲げ耐力の計算値と実験値を比較すると、NB-Fでは、1.15倍、AS-F、ASN-Fでは、1.18倍、1.16倍となった。このように曲げ耐力に差が生じたのは鉄筋および補強鋼材のひずみ硬化の影響が考えられる。終局時に至るまで、AS-F、ASN-Fにずれ止めの有無の影響はみられず、せん断補強筋によりコンクリートと補強鋼材の一体性が保たれていると推察される。また、補強鋼材を鉄筋とみなした計算値は実験値をよく捉えており、RC梁と同様に曲げ耐力評価ができると考えられる。

## (2) S1タイプ

0.2%程度のせん断補強筋を配置したS1タイプでは、NB-S1、AS-S1がそれぞれ200kN、260kNで斜めひび割れが発生した。その後、斜めひび割れが圧縮域を貫通したのちせん断補強筋が降伏し、荷重低下に至った。すなわち、トラス機構形成後の梁機構によるせん断破壊といえる。

一方ASN-S1は、400kNで斜めひび割れが発生したが、せん断補強筋の降伏後も耐力が増加し、曲げ破壊に至った。ひび割れの発生形態も、曲げひび割れとH鋼の付着ひび割れが際立っている。

ASN-S1は、破壊形態が曲げ破壊ではあるが最大荷重の実験値とせん断耐力計算値を比較すると、NB-S1は1.09倍とほぼ等しくなったが、AS-S1、ASN-S1では、1.30、1.56倍となった。AS梁タイプの試験体の最大荷重の実験値は、せん断耐力の計算値を大きく上回っている。破壊形態が同じNB-S1とAS-S1の計算値と実験値の差が大

きくなった要因としては、AS梁タイプの試験体は、補強鋼材のダウエル効果が鉄筋と比較して大きいことが考えられる。

また、ASN-S1は、せん断補強筋が比較的少ないことに加え、ずれ止めがないことから補強鋼材とコンクリートの付着性能が低下し、AS-S1よりもアーチ機構が卓越した。これにより、せん断耐力がさらに向上し、曲げ破壊に至ったと考えられる。

## (2) S0タイプ

せん断補強筋のないS0タイプは、NB-S0とAS-S0は240kNで斜めひび割れが発生したが、ASN-S0では、485kNでアーチ状に斜めひび割れが発生し斜めひび割れの発生に明らかに違いがみられた。NB-S0とAS-S0の破壊形態は、最初に発生した斜めひび割れとは別のアーチ状の斜めひび割れが発生し、耐力低下に至った。このため、NB-S0、AS-S0は、アーチ機構によるせん断破壊であったと考えられる。ASN-S0では、485kNでアーチ状に斜めひび割れが発生すると同時に、H鋼の付着ひび割れが進展し、アーチ機構によるせん断破壊とH鋼の付着切れによる破壊が同時に起こるような破壊となった。

最大荷重の実験値とせん断耐力の計算値を比較すると、NB-S0、AS-S0、ASN-S0がそれぞれ、1.79、1.74、1.91倍となり、計算値を大幅に超過する結果となった。この理由として、せん断補強筋が配置されていないため、アーチ機構が卓越したせん断破壊となったと推察される。アーチ機構によるせん断破壊の場合、アーチリブを形成する腹部コンクリートの健全度で耐力が決定される。したがって、せん断補強筋を有するS1タイプでは各試験体の耐力差が大きかったが、せん断補強筋のないS0タイプでは耐力差が小さくなったことから、S0タイプの試験体はアーチ機構が卓越したせん断破壊であったことを示唆している。

## 5.2. 引張鉄筋および補強鋼材のひずみ

曲げ破壊したFタイプの試験体において、引張鉄筋および補強鋼材の挙動を把握するため、ひずみゲージを貼付した。図-8、9にひずみ計測位置を、図-10~12に引張鉄筋のひずみ分布および補強鋼材のひずみ分布を示す。

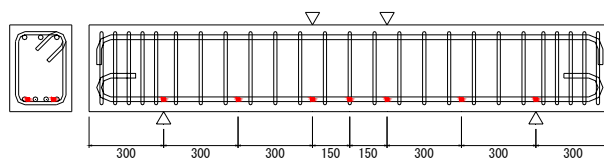


図-8 引張鉄筋のひずみ計測位置(NB-F)

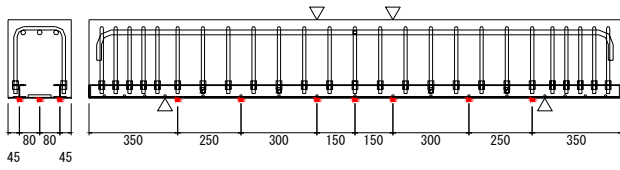


図-9 補強鋼材のひずみ計測位置 (AS-F)

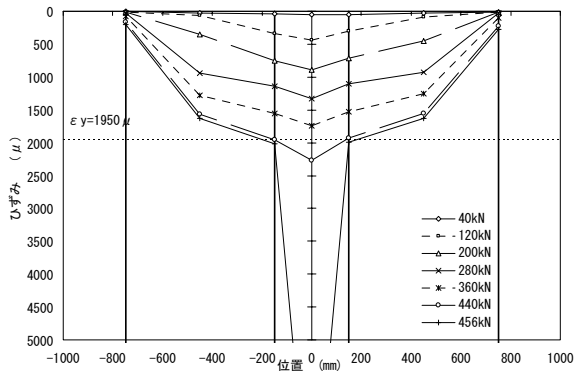


図-10 引張鉄筋のひずみ (NB-F)

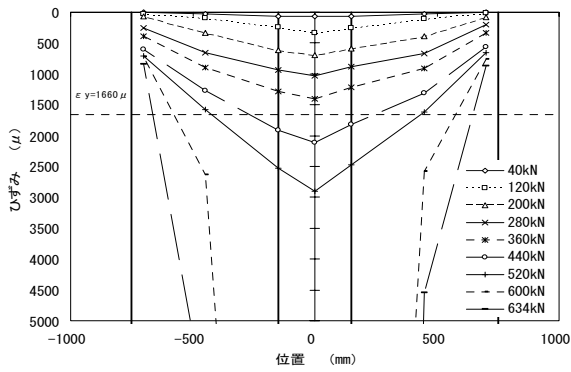


図-11 補強鋼材のひずみ (AS-F)

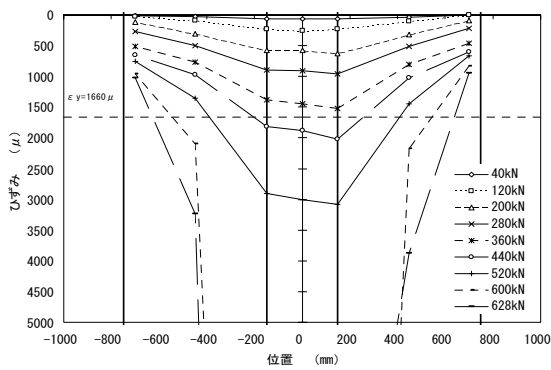


図-12 補強鋼材のひずみ (ASN-F)

全試験体とも、等曲げ区間の中央でひずみが最大値をとり、NB-F, AS-F, ASN-F のそれぞれの降伏荷重は、407kN, 377kN, 406kN となった。ひずみ分布の形状に大きな違いはなく、AS-F, ASN-F の曲げ破壊形態は NB-F と同様な曲げ破壊形態であるといえる。

### 5.3. せん断補強筋のひずみ

せん断補強筋を配置した F, S1 タイプの試験体において、せん断補強筋の挙動を把握するため、ひずみゲージを貼付した。図-13, 14 にひずみ計測位置を、図-15~20 にせん断補強筋のひずみ分布を示す。

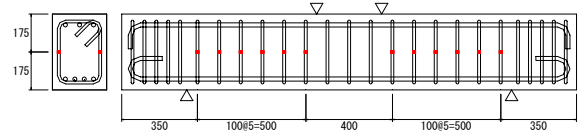


図-13 せん断補強筋のひずみ計測位置 (NB-F)

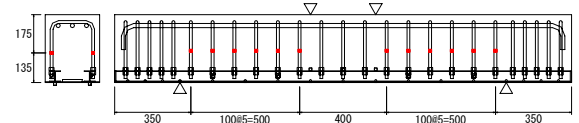


図-14 せん断補強筋のひずみ計測位置 (AS-F)

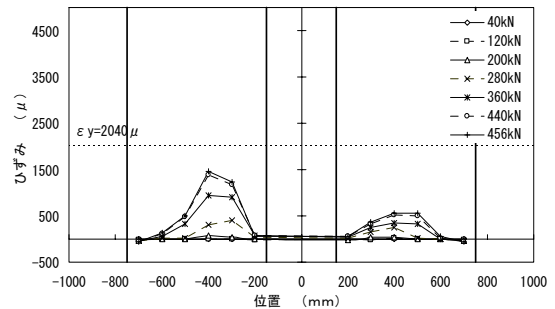


図-15 せん断補強筋のひずみ分布 (NB-F)

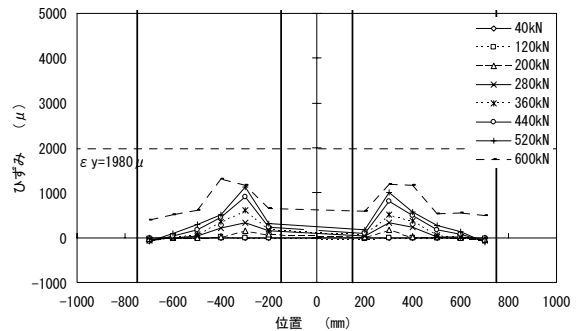


図-16 せん断補強筋のひずみ分布 (AS-F)

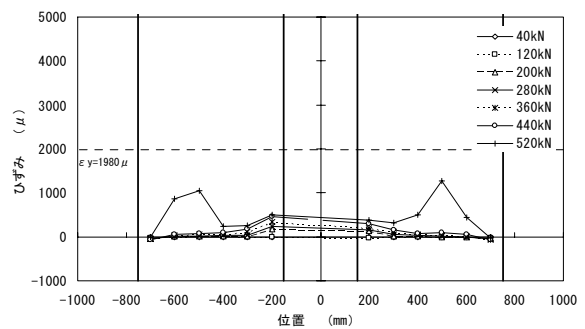


図-17 せん断補強筋のひずみ分布 (ASN-F)

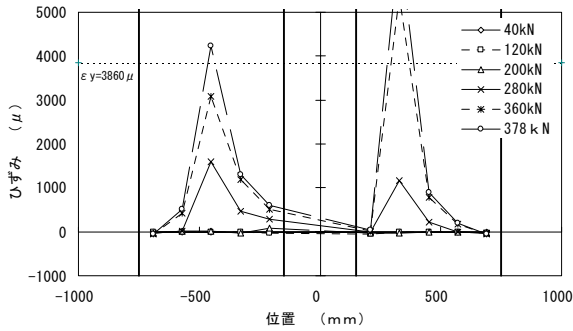


図-18 せん断補強筋のひずみ分布(NB-S1)

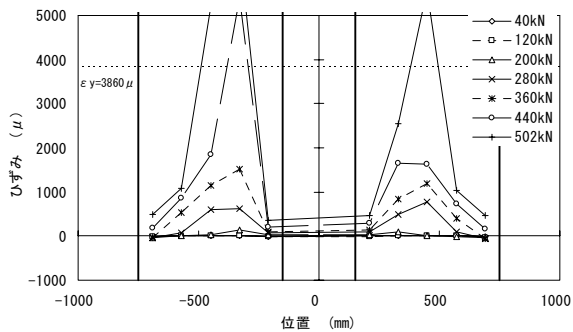


図-19 せん断補強筋のひずみ分布(AS-S1)

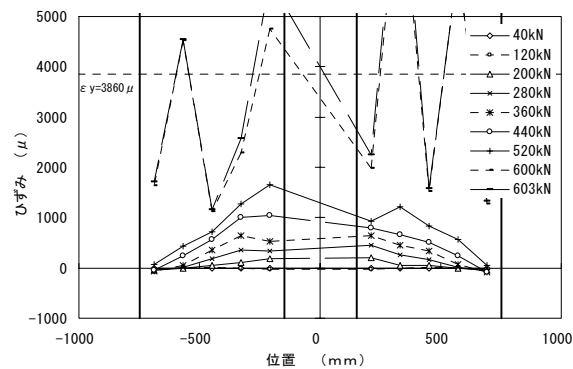


図-20 せん断補強筋のひずみ分布(ASN-S1)

破壊形態が曲げ破壊となったFタイプのせん断補強筋ひずみは、いずれも降伏していない。一方、せん断補強筋を有しせん断破壊したS1シリーズのせん断補強筋ひずみは、NB-S1、AS-S1は、斜めひび割れが確認された荷重200kN程度以降からひずみが生じ始め、せん断スパンのほぼ中央でのひずみが最大となり、NB-S1が360kN、AS-S1が400kNで降伏している。ASN-S1も斜めひび割れが確認された荷重200kN程度以降からひずみが生じ始

めるが、521kN時試験体の端部で降伏している。ASN-S1のひずみの増加はAS-S1より小さく、ずれ止めがないことからアーチ機構が卓越し、せん断補強筋の受け持つせん断力が小さくなっていると考えられる。

## 6. まとめ

本実験において得られた知見を以下に示す。

- (1)破壊形式が曲げ破壊となったFシリーズのAS梁、AS-F、ASN-Fは、ずれ止めの有無にかかわらず、じん性に優れた破壊形態となり、RC梁であるNB-Fと同様な曲げ破壊形態とみなせる。
- (2)AS梁の曲げ耐力は、H鋼と鋼板により構成される補強鋼材を鉄筋とみなし、コンクリートの終局ひずみを0.0035とすることでRC梁と同様に評価できる。
- (3)a/d=2.0で0.2%程度のせん断補強筋を配置したAS梁は、鉄筋比がほぼ等しいRC梁に比べ、補強鋼材のダウエル効果等によるせん断耐力の向上がみられ、実験値は計算値より大きくなった。また、ずれ止めを配置しない場合は、補強鋼材とコンクリートの附着性能が低下することでアーチ機構が卓越した破壊形態となり、最大荷重はせん断耐力の計算値を上回り、曲げ破壊となった。
- (4)a/d=2.0のせん断補強筋を配置しないAS梁は、せん断補強筋を配置しないRC梁と同様に、引張鋼材の附着性能が低下したことでアーチ機構が卓越した破壊形態となり、せん断耐力の実験値は計算値を大きく上回った。

## 謝辞

本実験にあたりご助言いただきました(財)鉄道総合技術研究所コンクリート構造の関係者の方々に深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，2002
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，2004