

論文 機械式定着工法を用いた鉄筋コンクリート梁部材における太径せん断補強筋効果に関する研究

藤倉 修一*1・石崎 龍斗*2・松本 康彦*3・山本 俊輔*4

要旨: 鉄筋コンクリート (RC) 梁の曲げ試験では、一断面にせん断補強筋を 2 本以上配置し、RC 梁の耐荷性能を評価している。特に、せん断補強筋効果の検証には、せん断破壊型の梁に対して試験をするが、太径のせん断補強筋を用いた場合は、供試体が大きくなり曲げ載荷試験の実施が困難である。本研究では、機械式定着工法を用いた太径のせん断補強筋効果を検証するために、一断面にせん断補強筋を 1 本配置した RC 梁に対する静的 4 点載荷試験を実施した。その結果、せん断補強筋を 1 本配置した RC 梁でも、せん断補強効果を十分評価でき、提案する機械式定着工法の有効性を確認した。

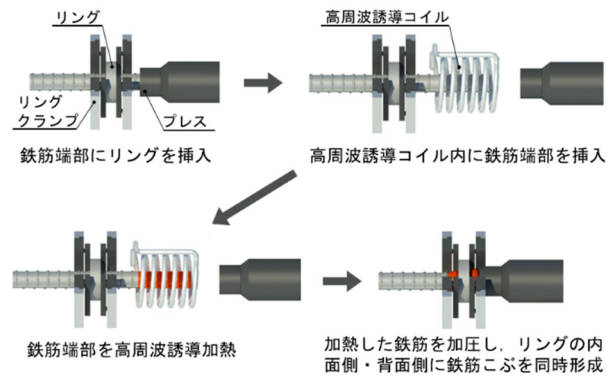
キーワード: せん断, せん断補強筋, 機械式定着工法, 静的載荷試験

1. はじめに

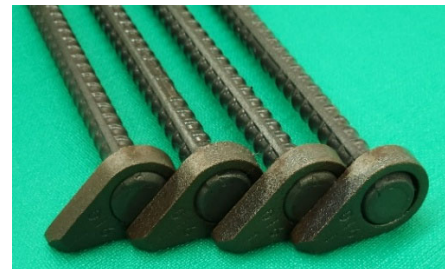
1995 年の兵庫県南部地震ではせん断破壊による RC 橋脚への被害が多数生じ、耐震設計基準の見直しが行われた。これに伴い、土木構造物の設計においてはせん断補強筋の配筋量が大幅に増加した。せん断補強筋には主に標準フックが用いられているが、鉄筋量の大幅な増加や鉄筋の太径化に伴う過密配筋により、コンクリートの充填不足や施工性の低下等の問題が生じている。

そこで著者らは、標準フック端部の半円形フック部分を機械式定着具によって代替する工法（以下、機械式定着工法）に着目した。機械式定着工法は、施工の障害となる半円形フック部分を省略化できることから、充填不足の解消や、施工性の大幅な改善が期待できる。これまでも機械式定着工法に関する研究は行われており、様々な種類の機械式定着工法が提案^{1)~3)}されてきたが、既往の研究では主鉄筋径が D32、せん断補強筋径が D16 程度の RC 梁を対象に曲げ試験を行ったものが多く、実構造物で用いられる太径のせん断補強筋を用いた試験はほとんど行われていない。これは、せん断補強筋の効果を検証するためには、せん断破壊型の梁に対して試験をし、太径のせん断補強筋を用いた場合は、供試体寸法が大きくなり曲げ載荷試験の実施が困難なためである。

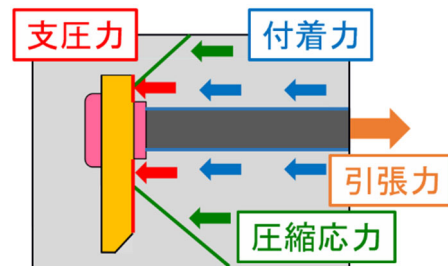
一般的な RC 梁の曲げ試験では、一断面にせん断補強筋を 2 本以上配置し、RC 梁の耐荷性能を評価しているが、本研究では、一断面にせん断補強筋を 1 本配置することによって断面幅を半分とした試験体を用いて、せん断補強筋効果を評価できるか検証した。具体的には、一断面に 2 本配置した著者らが提案する機械式定着工法



(a) 製作概要



(b) 提案する機械式定着具



(c) 抵抗機構

図-1 提案工法の概要

*1 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 教授 Ph.D. (正会員)

*2 宇都宮大学 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科

*3 中山鋼業 (株) 生産管理部 シニアマネジャー

*4 (株) ディビーエス 代表取締役社長

表-1 試験体概要

| Case | 全長 (mm) | 断面 (mm) | 一断面当たりの せん断補強筋の 配置本数 | せん断 スパン比 | せん断補強筋 | | | 軸方向鉄筋 |
|------|------------|------------|----------------------------|-------------|--------|--------------|-------------|-------------|
| | | | | | 種類 | 配筋間隔 (mm) | 鋼種 (呼び名) | |
| 1 | 3500 | 800×500 | 2本 | 2.67 | 提案工法 | 200 | SD390 (D16) | SD490 (D32) |
| 2 | 3500 | 400×500 | 1本 | 2.67 | 提案工法 | 200 | SD390 (D16) | SD490 (D32) |
| 3 | 5400 | 740×1010 | 1本 | 2.51 | 標準フック | 300 | SD390 (D35) | SD490 (D51) |
| 4 | 5400 | 740×1010 | 1本 | 2.51 | 提案工法 | 300 | SD390 (D35) | SD490 (D51) |

表-2 コンクリートの材料特性

| 試験体名 | 圧縮強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 静弾性係数 (kN/mm ²) |
|-------|------------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| Case1 | 30.2 | 2.3 | 27.1 |
| Case2 | 32.0 | 2.4 | 25.5 |
| Case3 | 30.4 | 3.02 | 23.8 |
| Case4 | 32.4 | 2.92 | 25.9 |

表-3 鋼材の材料特性

| 鋼種 (呼び名) | 降伏強度 (N/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) | 弾性係数 (kN/mm ²) |
|-------------|------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| SD490 (D32) | 539 | 699 | 205 |
| SD390 (D16) | 422 | 605 | 205 |
| SD490 (D51) | 591 | 761 | 205 |
| SD390 (D35) | 418 | 614 | 205 |

(以下、提案工法)のせん断補強筋を有するRC梁(以下、フル断面)および断面幅がフル断面の半分である一断面に1本の同様なせん断補強筋を有するRC梁(以下、ハーフ断面)に対して静的4点載荷試験を行い、両者を比較した。

さらに、ハーフ断面の試験体からせん断補強筋の効果を評価できるか明らかにした後に、実構造物で用いる太径のせん断補強筋を使用して、提案工法によるせん断補強筋を用いたハーフ断面の試験体に対して静的4点載荷試験を行った。提案工法と標準フックを用いた試験体を比較することで、提案工法のせん断補強効果および耐荷性能について検証した。

2. 載荷試験概要

2.1 提案工法の概要

図-1(a)~(c)にそれぞれ、提案工法の製作概要、提案する機械式定着具および抵抗機構を示す。図-1(a)に示すように、球状黒鉛鋳鉄(FCD450-10:JIS G 5502)製のリング(DBリング)を異形鉄筋の先端部に挿入した後、高周波誘導コイルによって、端部の鉄筋を加熱し、プレスによってリングの背面側と内面側に鉄筋こぶを同時に形成させる。本研究では提案工法をせん断補強筋に用いるため、図-1(b)に示すように、主鉄筋等に引掛けるフック付きのリングを用いている。このフック付きこぶの機械式定着具⁴⁾によって標準フック端部の半円形フック部分を代替する工法である。提案工法には、他の機械式定着工法と比較して、接合面や溶接面が無いといった特徴がある。また、図-1(c)に示すように、鉄筋に作用する引張力に対して、定着具の支圧力および鉄筋の付着

力で抵抗する。

2.2 試験体概要

試験体概要を表-1、試験体の断面図を図-2、側面図および載荷状況を図-3に示す。なお、図-2,3には後述する計測項目も示している。いずれの試験体も標準フックおよび提案工法のせん断補強効果を確認するために、軸方向鉄筋量を多くし、せん断破壊が先行するように設計した。試験体はCase1~4の合計4体で、Case1は提案する定着具を両端に有するせん断補強筋を用いたフル断面、Case2はCase1のハーフ断面の試験体であり、せん断補強筋にD16を用いた場合のフル断面とハーフ断面を比較するためのものである。Case3, Case4はそれぞれ標準フック、提案工法によるD35のせん断補強筋を用いたハーフ断面の試験体で、提案工法のせん断補強筋効果を検証するものである。試験体の寸法はCase1, Case2で、ともに全長3500mm, 断面高さ500mmである。断面幅はCase1が800mm, Case2がその半分の400mmである。Case3, Case4はともに全長5400mm, 断面740mm×1010mmである。せん断補強筋は、Case1, Case2でSD390(D16)を200mm間隔で配置した。軸方向鉄筋はCase1, Case2でSD490(D32)を125mm間隔で1段、Case3, Case4ではSD490(D51)を275mm間隔で2段配置した。なお、せん断補強筋比はCase1, Case2で0.25%, Case3, Case4で0.43%, 軸方向引張鉄筋比はCase1, Case2で1.32%, Case3, Case4で1.97%である。また、本研究で使用したコンクリートの材料特性を表-2に、鋼材の材料特性を表-3に示す。

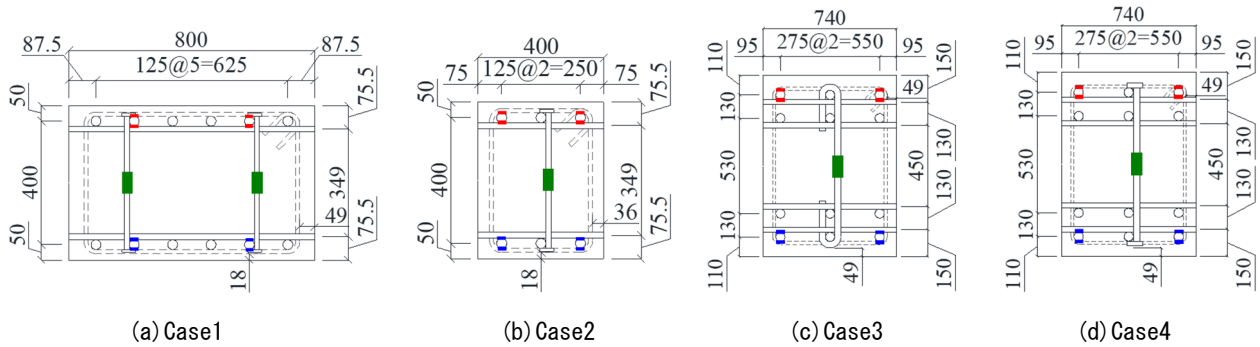


図-2 試験体の断面図 (単位 : mm)

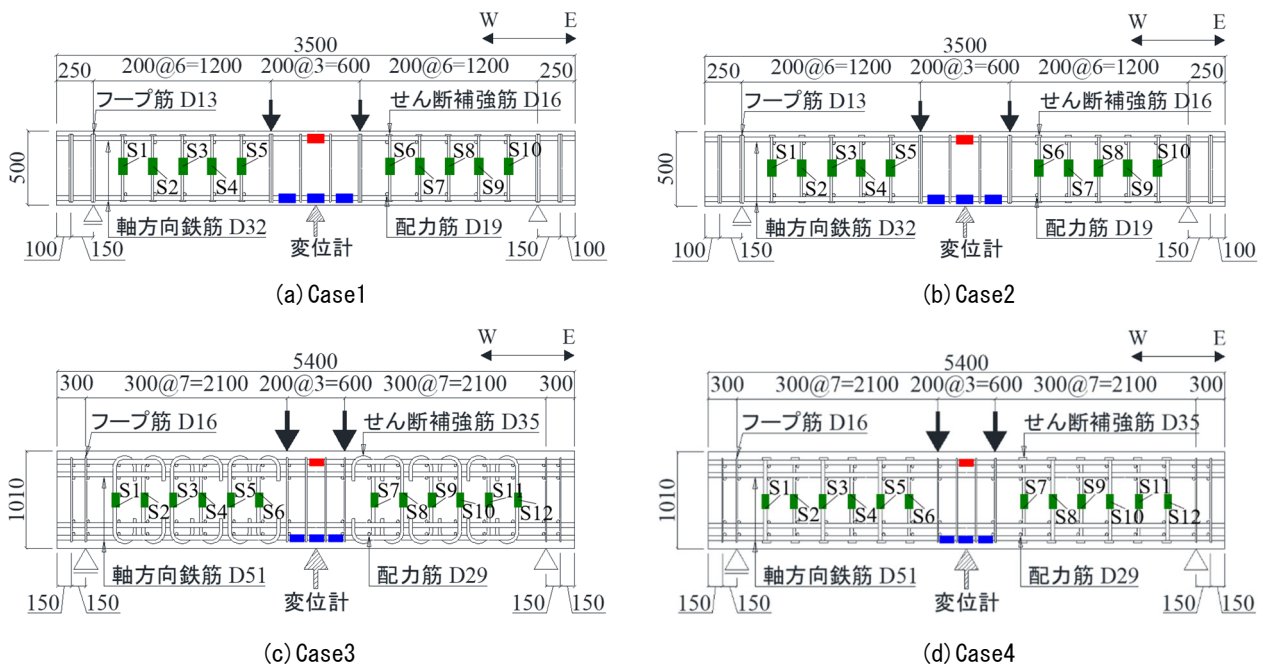


図-3 試験体の側面図 (単位 : mm)

2.3 荷重方法および計測項目

図-3 に示したように、Case1, Case2 では支間長を 3000mm、純曲げ区間を 600mm、Case3, Case4 では支間長を 4800mm、純曲げ区間を 600mm とし、静的 4 点荷重試験を行った。支持条件については、図-3 に示す E 側の支点をピン、W 側をピンローラーとした。荷重方法については、最大耐力に至るまで単調荷重とし、Case1~3 では、最大耐力の 80%程度まで荷重が低下した時点で荷重を終了し、除荷を行った。

主な計測項目は、試験体中央部の鉛直変位、主鉄筋のひずみ、せん断補強筋のひずみである。図-2, 図-3 における赤色、青色、緑色の四角は、それぞれ圧縮鉄筋、引張鉄筋、せん断補強筋のひずみ計測位置を示しており、S1~S12 は各せん断補強筋に貼付したひずみゲージの名称である。

3. 荷重試験結果

3.1 損傷状況

Case1~4 の荷重試験後のひび割れ図を図-4 に示す。

図-4 では、最初の曲げひび割れ発生位置を橙線、最初の斜めひび割れ発生位置を赤破線、最初に降伏したせん断補強筋を青線で示し、さらに、緑色の四角でせん断補強筋のひずみゲージ位置も併記した。

Case1 では図-4 (a) に示すように、曲げひび割れ、斜めひび割れがそれぞれ発生した後に、荷重が 1077kN に達すると S3 のせん断補強筋が降伏した。その後、最大耐力に達して荷重点におけるコンクリートが圧壊し、荷重が徐々に低下した。Case2 では図-4 (b) に示すように、Case1 と同様に曲げひび割れ、斜めひび割れがそれぞれ発生した後に、荷重 578kN で S4 のせん断補強筋が降伏した。Case3 では図-4 (c) に示すように、Case1 と同様に曲げひび割れ、斜めひび割れがそれぞれ発生した後に、荷重 3357kN で S9 のせん断補強筋が降伏した。図-4 (d) に示すように、Case4 では Case3 と同様に曲げひび割れ、斜めひび割れがそれぞれ発生した後に、荷重 3422kN で S4 のせん断補強筋が降伏した。また、最大耐力時に Case1 では 20 本中 7 本、Case2 では 10 本中 3 本、Case3, Case4

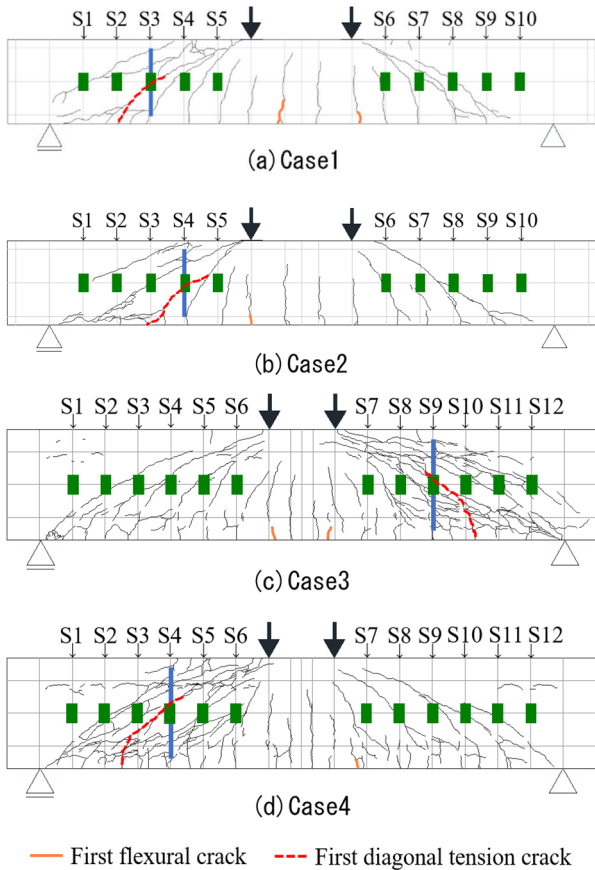


図-4 ひび割れ図

ではともに 12 本中 5 本のせん断補強筋が降伏しており、これら全ての鉄筋のひずみゲージ計測位置近傍で斜めひび割れが横断していた。

このように、全ての試験体で、純曲げ区間付近に曲げひび割れが生じた後に、せん断スパンにせん断補強筋を横断するような斜めひび割れが発生した。その後、斜めひび割れは荷重点に向かって進展し、斜めひび割れ発生位置のせん断補強筋が降伏した後に、荷重点付近において圧壊が生じ、せん断圧縮破壊に至った。いずれの試験体においても圧縮鉄筋および引張鉄筋は降伏しなかった。さらに、Case1 と Case2, Case3 と Case4 では、それぞれ、同様なひび割れの発生状況であった。

3.2 荷重-中央変位関係

Case1 と Case2, Case3 と Case4 の荷重-中央変位関係をそれぞれ図-5, 図-6 に示す。なお、図-5 中には Case2 の荷重を 2 倍にした荷重-中央変位関係 (以下、Case2x2) も併記している。図-5, 図-6 では曲げひび割れ発生時を●で、せん断補強筋降伏時を◆で、最大耐力時を▲で示し、各試験体のせん断耐力の計算値を点線で示す。また、Case1, Case2 と Case2x2, Case3, Case4 における、曲げひび割れ発生時、せん断補強筋降伏時、最大耐力時の荷重を表-4 に示す。ここで曲げひび割れ発生は荷重-中央変位関係で剛性が初めて変化した時点、せん断補

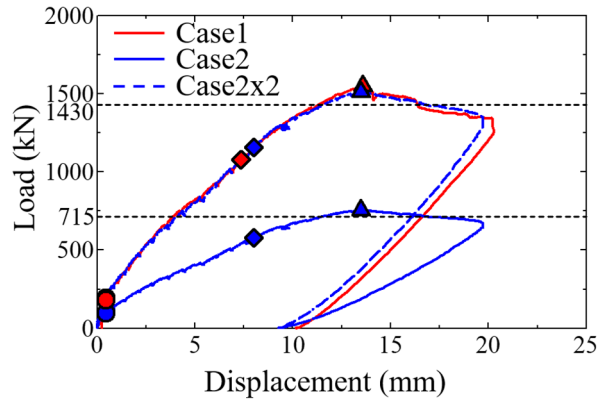


図-5 荷重-中央変位関係 (Case1, Case2)

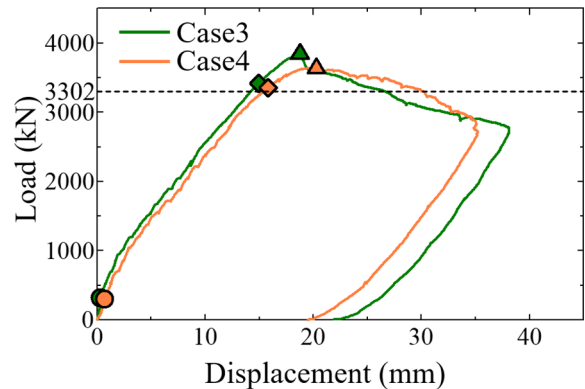


図-6 荷重-中央変位関係 (Case3, Case4)

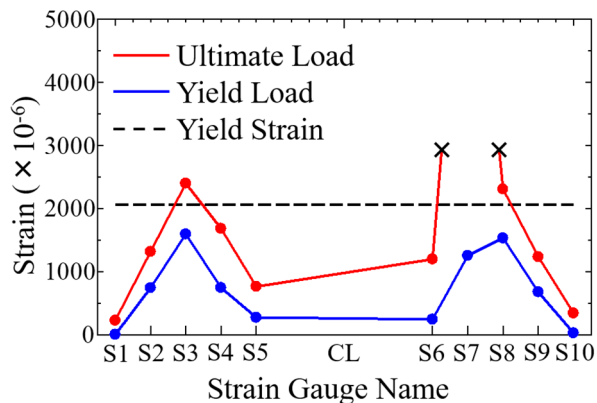
表-4 各状態での載荷荷重

| 試験体名 | 曲げひび割れ (kN) | せん断補強筋降伏 (kN) | 最大耐力 (kN) |
|-----------|-------------|---------------|-----------|
| Case1 | 180 | 1077 | 1550 |
| Case2(x2) | 95(190) | 578(1156) | 755(1510) |
| Case3 | 297 | 3357 | 3635 |
| Case4 | 317 | 3422 | 3847 |

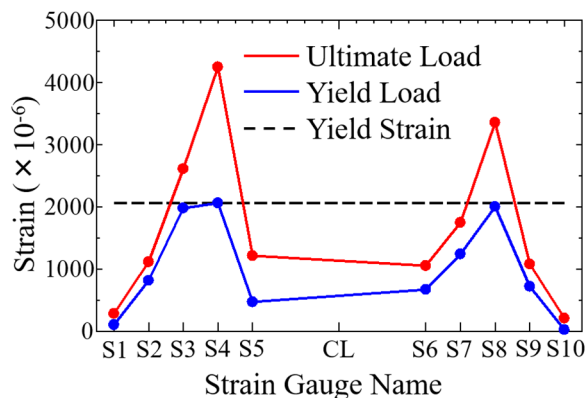
強筋降伏は高さ中央位置で計測したいずれかの鉄筋ひずみが降伏ひずみに達した時点とした。なお、材料試験による降伏ひずみは Case1, Case2 が 2059×10^{-6} , Case3, Case4 が 2039×10^{-6} である。

図-5 より、Case1 と Case2x2 の荷重-中央変位関係はほぼ一致している。また、表-4 に示した通り、Case2x2 は Case1 と比較して、曲げひび割れ発生荷重は約 6%、せん断補強筋降伏荷重は約 7% 大きく、最大耐力は約 3% 小さい。以上より、Case2x2 と Case1 の耐荷性能はほぼ等しい。

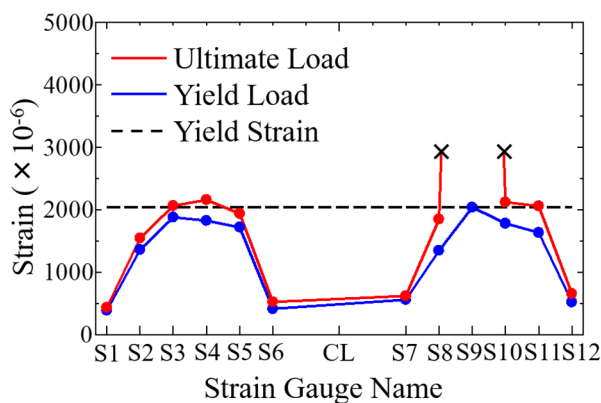
また、図-6 より、Case3 と Case4 の荷重-中央変位関係も概ね一致している。表-4 に示した通り、Case4 は Case3 と比較して、曲げひび割れ発生荷重は約 7%、せん断補強筋降伏荷重は約 2%、最大耐力は約 6% 大きく、Case3 とほぼ同等の耐荷性能を示している。



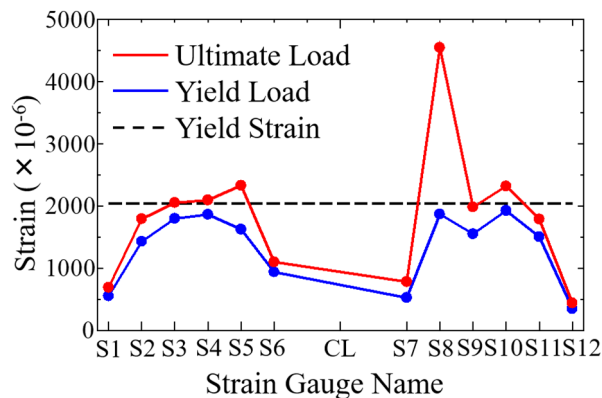
(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3



(d) Case4

図-7 ひずみ分布

3.3 せん断補強筋のひずみ分布

Case1~4のせん断補強筋降伏時および最大耐力時のせん断補強筋のひずみ分布を図-7に示す。前述した通り、ひずみ計測位置はせん断補強筋の高さ中央位置である。なお、Case1については、断面に2本配置されたせん断補強筋の平均値である。

まず、フル断面およびハーフ断面の比較について確認する。Case1では図-4(a)に示すように、W側はS2, S3, S4, E側はS7, S8, S9を斜めひび割れが横断しており、図-7より、これらのせん断補強筋にひずみが生じているが、S3およびS8は斜めひび割れがせん断補強筋の高さ中央位置を横断しているため、大きなひずみが生じている。Case2では、Case1と同様に斜めひび割れが横断しているS2, S3, S4, S7, S8, S9においてひずみが生じている。また、Case1, Case2いずれも1本目のせん断補強筋が降伏した後も、荷重が増加しており、最大耐力後も荷重が急激に低下することなく、じん性のある変形性能を示した。これは、主としてせん断力を負担していたせん断補強筋が降伏した後も、降伏していない他のせん断補強筋がせん断力を負担したためであると考えられる。実際に、図-7より、Case1およびCase2において1

本目のせん断補強筋が降伏した後も、近くの降伏していないせん断補強筋のひずみが増加していることが確認できる。以上より、荷重-中央変位関係からCase2x2とCase1の耐荷性能はほぼ等しく、せん断補強筋のせん断力の分担状況も等しいことから、フル断面と同様に、ハーフ断面の試験体からもせん断補強筋の効果を評価できることを確認した。

次に、標準フックおよび提案工法を用いた試験体の比較について確認する。Case3, Case4はいずれも、Case1, Case2と同様に、図-4(c), 図-4(d)に示した斜めひび割れがせん断補強筋を横断している箇所において、せん断補強筋にひずみが生じている。加えてCase3, Case4はいずれもCase1, Case2と同様に、1本目のせん断補強筋が降伏した後も、降伏していないせん断補強筋のひずみが増加しており、せん断補強筋降伏後および最大耐力後も荷重が急激に低下することなく、じん性のある変形性能を示した。以上より、荷重-中央変位関係からCase3とCase4の耐荷性能はほぼ等しく、せん断補強筋のせん断力の分担状況も等しいことから、提案工法は標準フックと同等程度のせん断補強筋効果を有していることが確認できた。

3.4 せん断耐力評価式

Case1～4のせん断耐力について、コンクリートが負担するせん断力 (V_c) を二羽式⁵⁾で、せん断補強筋が負担するせん断力 (V_s) を土木学会コンクリート標準示方書の設計せん断耐力式⁶⁾により求め、両者の和を計算せん断耐力として算出した。各試験体の試験値/計算せん断耐力 (V_c+V_s) を表-5に示し、また、曲げ耐力の計算値も示した。なお、部材係数を1.0としている。表-5より、全ての試験体において試験値が計算せん断耐力をやや上回っているが、概ね精度よく評価できている。なお、二羽式はCase3, Case4のようなせん断スパン比が2.5～3程度以下の、せん断圧縮破壊を起こすような梁については、やや過小な計算値を与える⁷⁾ことが指摘されており、Case3, Case4において生じている試験値と計算値の違いはこれに起因するものと考えられる。しかしながら、Case3, Case4についても計算値は概ねよく算定できていることから、一般的なフル断面だけでなく、ハーフ断面や提案工法を用いた場合のせん断耐力についても、前述した方法で評価できると考える。

4. まとめ

本研究では、提案する機械式定着工法を用いた太径のせん断補強筋の効果を検証するために、一断面に1本配置した提案工法によるせん断補強筋を有するハーフ断面のRC梁に対する静的4点荷重試験を実施し、せん断補強筋を2本配置したフル断面試験体との比較を行った。また、従来の標準フックに代わる新たな機械式定着工法を提案し、ハーフ断面を用いて、この提案工法による試験体および標準フック試験体に対して静的4点荷重試験を行うことで、提案工法のせん断耐荷性能について検証した。

本研究より得られた結果および知見を以下に示す。

- (1) ハーフ断面とフル断面の試験体において、耐荷性能およびせん断補強筋のせん断力の分担状況がほぼ等しく、ハーフ断面試験体でもフル断面と同様にせん断補強筋の効果を評価できた。
- (2) ひび割れ進展状況は、せん断補強筋として標準フックを有する試験体と提案工法を有する試験体と同様であり、いずれもせん断圧縮破壊に至った。
- (3) 標準フックおよび提案工法によるせん断補強筋を有する試験体は、ともに最大耐力後も荷重が急激に低下することなく、じん性のある変形性能を示した。
- (4) 提案工法によるせん断補強筋は、標準フックと同等

表-5 試験値と計算値との比較

| Case | 試験値 (kN) | 計算値 (kN) | | | 試験値 / (V_c+V_s) |
|------|-------------|----------|-------|----------|---------------------------|
| | | V_c | V_s | 曲げ 耐力 | |
| 1 | 1550 | 764 | 666 | 1750 | 1.084 |
| 2 | 755 | 382 | 333 | 875 | 1.056 |
| 3 | 3635 | 1316 | 1986 | 4378 | 1.101 |
| 4 | 3847 | | | | 1.165 |

のせん断補強筋効果を有していた。

- (5) 標準フックおよび提案工法を有するRC梁のせん断耐力についても、一般的なRC梁と同様に、二羽式および土木学会コンクリート標準示方書における設計せん断耐力式によってほぼ評価できた。

謝辞

本実験の実施にあたっては、岐阜大学の内田裕市教授からは多大なご助言を頂いた。ここに記して厚くお礼を申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 田中浩一, 江尻譲嗣: 機械式定着したPC鋼棒をせん断補強筋として用いたせん断耐力, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.691-696, 2016.7.
- 2) 塩屋俊幸, 樋口義弘, 塩川英世, 高岸正章: Tヘッドバーをせん断補強筋として用いた曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.799-804, 2001.7.
- 3) 小林昭男, 趙唯堅, 田中良弘: プレート定着型せん断補強筋を用いた部材の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.1309-1314, 1999.7.
- 4) DB ヘッド定着工法-設計指針-目次: <https://www.dbhead.com/sekkei/images/houkoku.pdf> (閲覧日: 2025年3月17日)
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 6) 土木学会: 2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp.188-192, 2018.3.
- 7) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎: コンクリート構造, 朝倉書店, pp.107-113, 1992.6.