

論文 補強鉄筋の配置位置が鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊に及ぼす影響

岡本 圭太*1・轟 俊太郎*2・田所 敏弥*3

要旨：桁座を模擬した実大実験および FEM から、補強鉄筋の配置位置がせん断破壊に及ぼす影響について検討し、補強鉄筋の配置位置は、最大荷重に至る損傷過程に影響を及ぼさないことがわかった。せん断破壊面を形成するストッパー隅角部から生じるひび割れと载荷方向が成す角度は、コンクリート表面から深部に向けて小さくなり、コンクリート表面で約 70° 、ストッパー下端で約 45° となるため、コンクリート表面からストッパー下端の間において、ストッパー隅角部から 45° のひび割れを仮定して形成する破壊面と、補強鉄筋が有効に荷重を負担する位置を交差させることで、最大荷重が増加する可能性があることがわかった。

キーワード：鉄道橋梁、鋼角ストッパー、桁端、せん断破壊、補強鉄筋、配筋

1. はじめに

図-1 に、鉄道コンクリート橋梁の支承部を示す。鉄道橋梁の支承部には、ゴム支承の他、列車の走行に影響を及ぼす構造物間の目違い（構造物の接続部における橋軸直角方向の変位差）を防止するため、移動制限装置を設置する。移動制限装置には、一般的に鋼角ストッパーまたは鋼棒ストッパーを用いる。これらは、桁とそれを支える橋脚などを連結するように、桁端と桁座に埋め込まれる。

熊本地震では、桁慣性力によって図-2 に示すような断面力が鋼角ストッパーに生じ、ストッパー周辺の桁座・桁端に写真-1 に示す押し抜きのようなせん断による損傷が多数生じた。既往の研究¹⁾では、鋼角ストッパー周辺の桁端で生じるコンクリートのせん断破壊を対象とし、実大実験および FEM から、補強鉄筋の量がせん断破壊性状に及ぼす影響などについて検討などが行われている。一方で、補強鉄筋が荷重を負担するためには補強鉄筋がせん断破壊面と交差することが重要である。

そのため、本研究では、実橋のストッパー諸元に基づき、補強鉄筋の配置位置をパラメータとして実験および FEM を行い、ストッパー周辺の桁端のせん断破壊性状、

せん断破壊面の形状、最大荷重に及ぼす影響について検討した。

2. 実験および解析概要

図-3、表-1、図-4 に供試体概要、供試体諸元、補強鉄筋の配置パラメータ l_1 、 l_2 を示す。供試体は、 90° 回転させた桁端を模擬した、2 つの同一諸元の矩形フーチングに埋め込んだストッパーである。ストッパーは、角形鋼管と充填コンクリートから成り、ストッパー埋込み部は、緩衝ゴムで被覆されている。供試体の寸法は実橋のストッパー諸元に基づき設定した。実験パラメータは図-4 に示す l_1 であり、No.1 は 150mm とし、No.2 は 75mm とした。なお、 l_2 は No.1、No.2 とともに 150mm とした。補強鉄筋量および図-3 の A-A 断面に示す鉄筋間隔は同一である。

補強鉄筋の径、規格は D16、SD345 とし、図中に赤および青で示す 2 本の補強鉄筋が、ストッパーの埋込み長 300mm 以内は 100mm 間隔、それ以外は 200mm 間隔で配置されている。せん断破壊面と補強鉄筋の交差位置から十分に定着長を確保するため、フーチング側面端まで伸ばし、端部に半円フックを設けた。角形鋼管の寸法は、

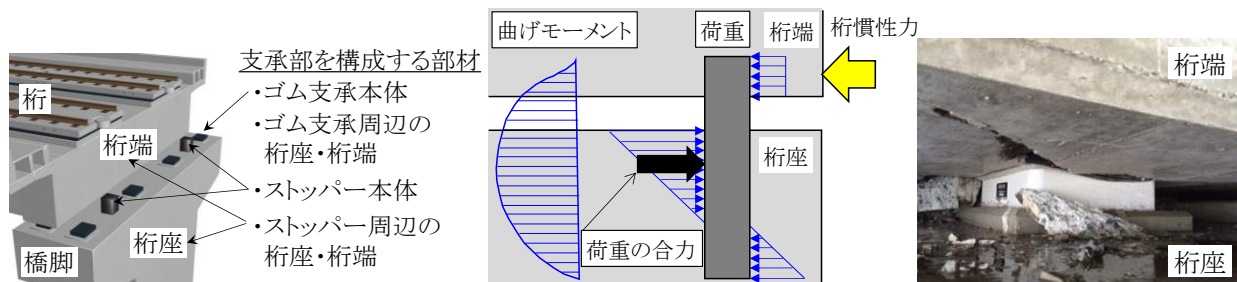


図-1 鉄道コンクリート橋梁の支承部

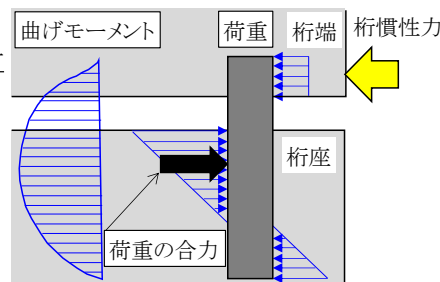


図-2 ストッパーに生じる断面力



写真-1 損傷事例

*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 研究員 修(工) (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 副主任研究員 修(工) (正会員)

*3 (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 室長 博(工) (正会員)

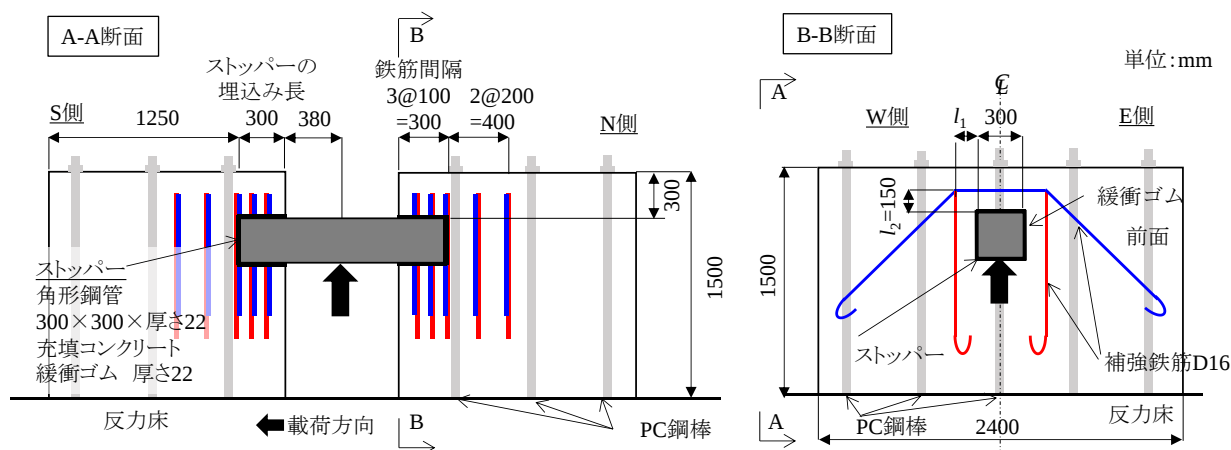


図-3 供試体概要

表-1 供試体諸元

	l_1 mm	フーチング		充填コンクリート		補強鉄筋		角形鋼管	
		f_c N/mm ²	f_c N/mm ²	E_c kN/mm ²	E_c kN/mm ²	f_{sy} N/mm ²	E_s kN/mm ²	f_{sy} N/mm ²	E_s kN/mm ²
No.1	150	37.9	35.5	23.8	21.9	375	197	575	209
No.2	75	41.0	40.6	26.4	26.0	369	191	592	209

f_c : コンクリートの圧縮強度, E_c : コンクリートのヤング係数, f_{sy} : 鋼材の降伏強度, E_s : 鋼材のヤング係数

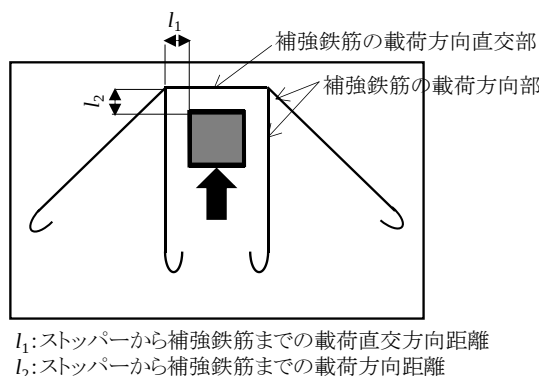


図-4 補強鉄筋の配置パラメータ l_1 l_2

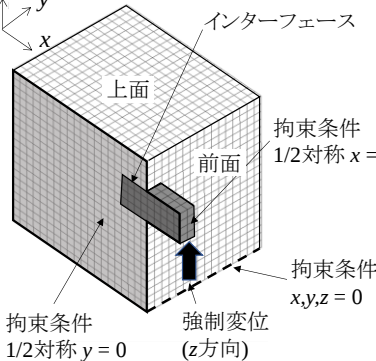


図-5 解析モデル

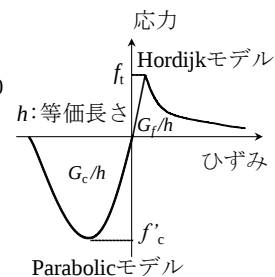


図-6 コンクリートの構成則

荷重方向寸法×荷重直交方向寸法×厚さを 300mm×300mm×22mm とした。供試体は、図-3 に示す PC 鋼棒を用いて反力床に固定した。計測項目は、荷重、荷重位置でのストッパーの変位、ひび割れ幅、補強鉄筋のひずみである。荷重は静的な単調荷重としており、荷重位置は、図-2 に示す桁座内の分布荷重の合力位置であるフーチング上面から 380mm とした。なお、本実験は集中荷重を荷重しているが、分布荷重が荷重された場合においても、ストッパーに生じる断面力は同等であることが確認されている²⁾。

図-5 に、解析モデルを示す。解析モデルは、供試体中央を対称とした 3 次元 1/4 モデルである。フーチング下端を xyz 方向固定、対称面を y 方向固定とした。また、ストッパーを被覆した緩衝ゴムは、インターフェース要素にてモデル化した。補強鉄筋は埋め込み鉄筋要素にてモデル化した。荷重は、実験の荷重位置にて z 方向の強制変位を漸増させた。図-6 に示す破壊エネルギーに基

表-3 解析パラメータ

	図-4 l_1 mm	図-4 l_2 mm	l_1/l_2
No.1	150	150	1.0
No.2	75	150	0.5
No.3 [※]	75	75	1.0
No.4 [※]	150	225	0.7

※No.1 の材料諸元に基づく解析ケース

づく応力ひずみ関係を用いて、コンクリートの構成則は、引張側は Hordijk モデル、圧縮側は Parabolic モデルとした。表-1 に示すコンクリートの圧縮強度を用いて、コンクリートの引張強度および引張破壊エネルギーは鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾ (鉄道標準) により算出し、圧縮破壊エネルギーは中村らによる式⁴⁾により算出した。ひび割れモデルは固定ひび割れモデル、ひび割れ後のせん断剛性および圧縮強度の低減係数はひび割れ直交方向のひずみに応じてせん断剛性および圧縮強度を低減する Al-Mahaidi モデル⁵⁾および Vecchio and Collins モデル⁶⁾を

用いた。また、コンクリートの拘束効果を考慮するため、Selby and Vecchio⁷⁾モデルを用いた。補強鉄筋の構成則は、完全弾塑性モデルとした。緩衝ゴムは、材料規格値から鉄道標準に従い、法線方向およびせん断方向の剛性を算出した。ストッパーは、実験終了後まで弾性であったことから、線形とした。なお、解析ソフトには DIANA (Ver10.2)を用いた。

表-3 に、解析パラメータを示す。No.1 および No.2 は実験を模擬した解析ケースである。No.3 は l_1 を 75mm, l_2 を 75mm とし、No.4 は l_1 を 150mm, l_2 を 225mm とした。なお、No.3 および No.4 の材料諸元は No.1 の材料諸元を用いており、No.3, No.4 も No.1, No.2 と補強鉄筋量は同一である。

3. せん断破壊性状

図-7, 図-8(a)(b), 写真-2(a)(b)に実験から得た No.1 および No.2 の荷重変位関係、載荷終了後のひび割れ状況、載荷終了後のせん断破壊面を示す。せん断破壊面は、載荷終了後の試験体のコンクリート脆弱部をはつりだして確認したものである。なお、No.1 ははつりだし後に図-3のBB断面に示すCL断面において切断を実施している。

No.1, No.2 とともに最大荷重に至る損傷過程は同じであった。まず、フーチング前面のストッパー隅角部におい

て目視にてひび割れが観察され、70° 程度でフーチング上面に向けて進展し、剛性が低下した。そして、写真中に示すストッパー下端から進展した斜めひび割れがフーチング上面まで進展し、図中に太線で示すひび割れが観察されると同時に荷重が低下し、最大荷重に至った。ここで、ひび割れがストッパー隅角部から発生して剛性が低下した点の荷重と、ストッパー下端から進展した斜めひび割れがフーチング上面で観察された点の荷重を、実験におけるひび割れ発生荷重および最大荷重と定義する。ひび割れ発生荷重は、No.1, No.2 とともに 400kN 付近であ

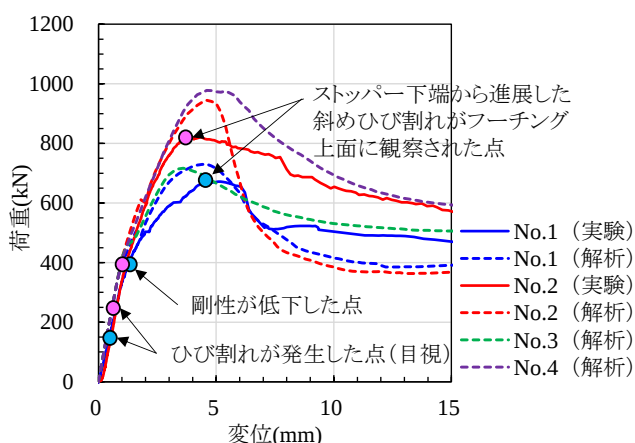
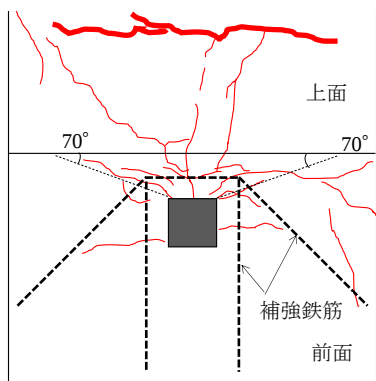
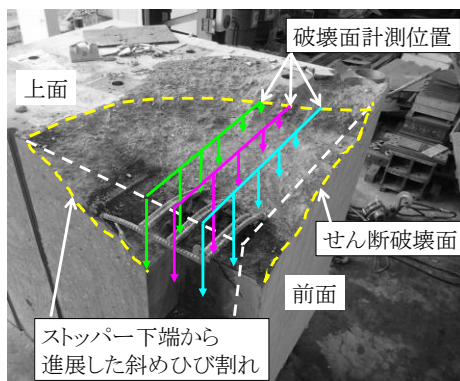


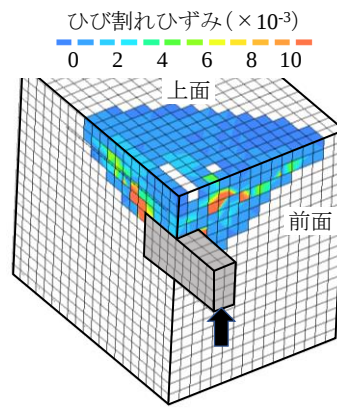
図-7 荷重変位関係



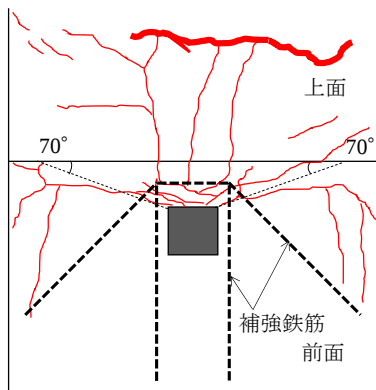
(a) No.1



(a) No.1



(a) No.1



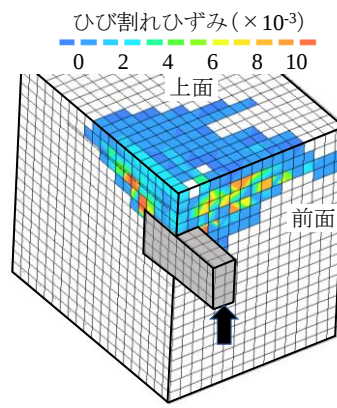
(b) No.2

図-8 ひび割れ分布



(b) No.2

写真-2 せん断破壊面



(b) No.2

図-9 ひび割れひずみ分布

り同等であるが、No.1 に対して No.2 は同荷重以降の剛性が大きい。最大荷重は、No.1 は 664kN であるが、No.2 は 800kN 付近であった。

このことから、補強鉄筋の配置位置は、最大荷重に至る損傷過程およびひび割れ発生荷重に影響を及ぼさないが、ひび割れ発生荷重後の剛性および最大荷重に影響を及ぼすと考えられる。

図-7 に、併せて、解析から得た No.1 および No.2 の荷重変位関係を示し、図-9 に最大荷重時のひび割れひずみ分布を示す。なお、ひび割れひずみは、引張強度に達した後に生じたひずみである。No.1、No.2 とともに、実験および解析における最大荷重や最大荷重に至る剛性が概ね一致する。最大荷重に至る損傷過程としては、まず、ストッパー隅角部からフーチング上面に向かうひび割れひずみが卓越し、その後、ストッパー下端からフーチング上面に向かうひび割れひずみが卓越して最大荷重に至った。また、写真-2 に示すせん断破壊面もひび割れひずみ分布と概ね一致する。実験および解析における、最大荷重や最大荷重に至る剛性および損傷過程、せん断破壊面の形状が概ね一致することから、本解析モデルを用いてせん断破壊面の形状および最大荷重を概ね推定できると考えられる。

図-10 に補強鉄筋の荷重ひずみ関係を示す。No.1 は、ひび割れ発生荷重である 400kN 程度でフーチング前面から 3 段目まで (E1~3, W1~3) のひずみが増加したが、同荷重以降、最大荷重までの荷重の増加量に対するひずみの増加量は E1 が最も大きく、その他の補強鉄筋は E1 ほどひずみが増加していないため、E1 が荷重を主に負担したと考えられる。No.2 は、No.1 と同様にひび割れ発生荷重である 400kN 程度でフーチング前面から 3 段目まで (E1~3, W1~3) のひずみが増加したが、同荷重以降、最大荷重までの荷重の増加量に対するひずみの増加量はそれぞれ同程度であるため、これらの補強鉄筋が荷重を主に負担したと考えられる。このことから、補強鉄筋の配置位置により補強鉄筋が負担する荷重が異なることがわかった。

図-11 に、荷重ひび割れ幅関係を示す。No.1 は、No.2 とともに、補強鉄筋のひずみが増加した 400kN 程度においてひび割れ幅は 0.2mm 程度であり、ひび割れ幅 0.2mm 以降、荷重の増加量に対するひび割れ幅の増加量は概ね一定である。ひび割れ幅 0.2mm 以降、No.1 は、荷重の増加量 100kN に対してひび割れ幅の増加量は 0.4mm 程度であり、No.2 は、荷重の増加量 100kN に対し、ひび割れ幅の増加量は 0.2mm 程度であった。No.1 は No.2 と比較して荷重の増加量に対するひび割れ幅の増加量が小さい。これは、No.1 よりも No.2 の補強鉄筋の方がひび割れ開口を抑制したためであると考えられる。

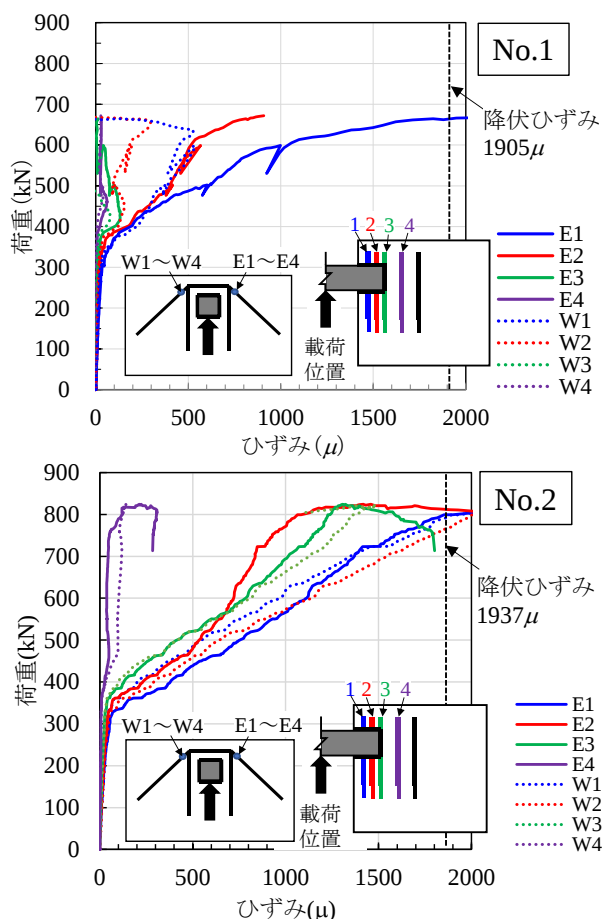


図-10 荷重ひずみ関係

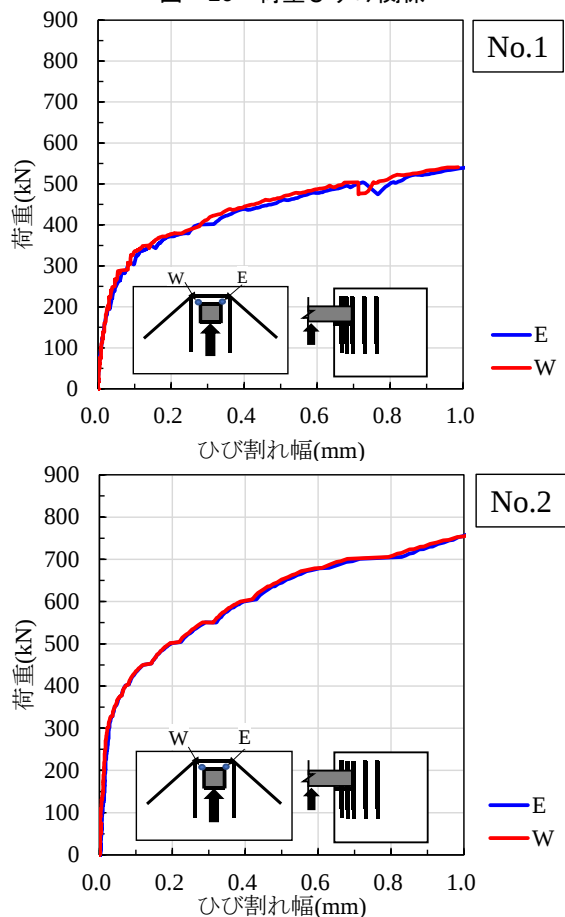


図-11 荷重ひび割れ幅関係

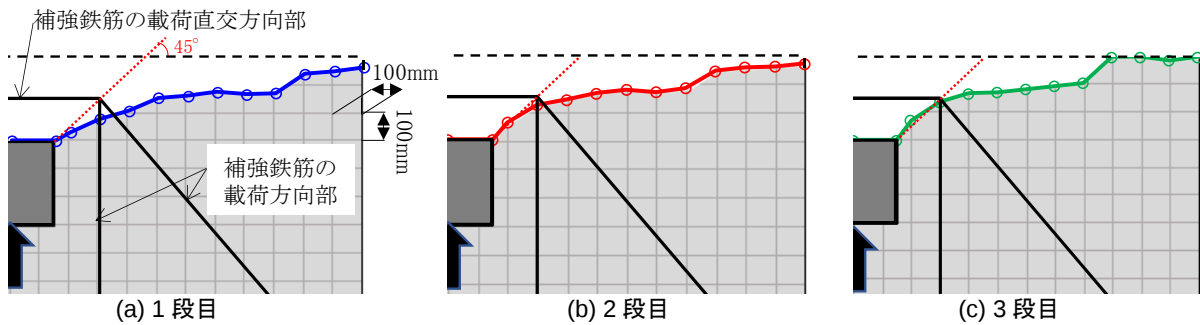


図-12 実験終了後の補強鉄筋各段におけるせん断破壊面の形状 (No.1)

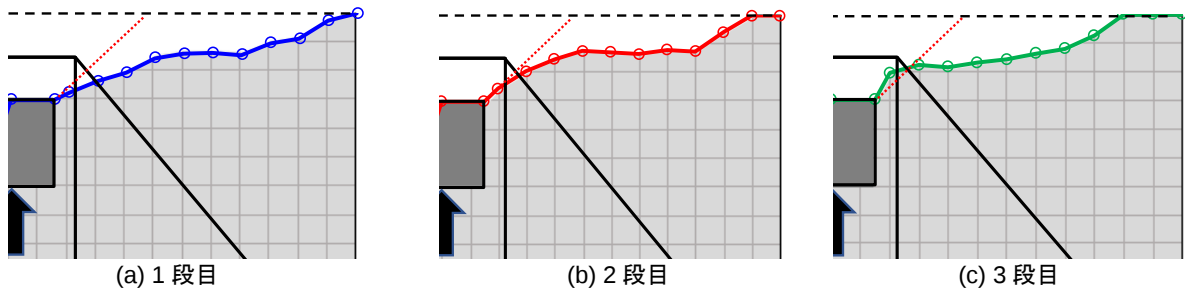


図-13 実験終了後の補強鉄筋各段におけるせん断破壊面の形状 (No.2)

4. せん断破壊面の形状

図-12(a)(b)(c), 図-13(a)(b)(c)に No.1 および No.2 の実験終了後の鉄筋各段におけるせん断破壊面の形状を示す。せん断破壊面は、実験終了後にコンクリートの脆弱箇所をはつりだし、写真-2 に示すように、各補強鉄筋の位置において 100mm 間隔でフーチング上面からの深さを測定したものである。No.1 と No.2 の補強鉄筋 1 ～ 3 段目におけるせん断破壊面の形状は同等であり、フーチング上面においてはひび割れの角度が概ね 70° であったが、1 段目、2 段目、3 段目の順に深部に向かうほどひび割れの角度は小さくなり、 45° に近づく。No.1 について、1 段目の補強鉄筋位置におけるせん断破壊面は図中に示す補強鉄筋の荷重方向部と交差し、2 段目および 3 段目の補強鉄筋位置におけるせん断破壊面は補強鉄筋の荷重直交方向部付近で交差した。No.2 について、1 ～ 3 段目の補強鉄筋位置における全てのせん断破壊面は補強鉄筋の荷重方向部と交差した。

このことから、補強鉄筋の断面積が同一である場合、補強鉄筋の配置位置はせん断破壊面の形状に影響を及ぼさず、せん断破壊面を形成するひび割れの角度は、フーチング上面においては概ね 70° であったが、フーチング深部に向かうほどひび割れの角度は小さくなり、ストッパー下端においては概ね 45° となる。

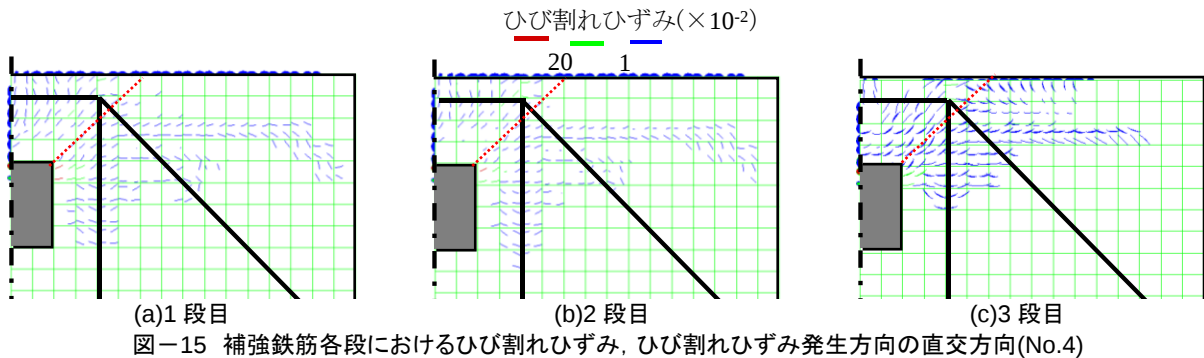
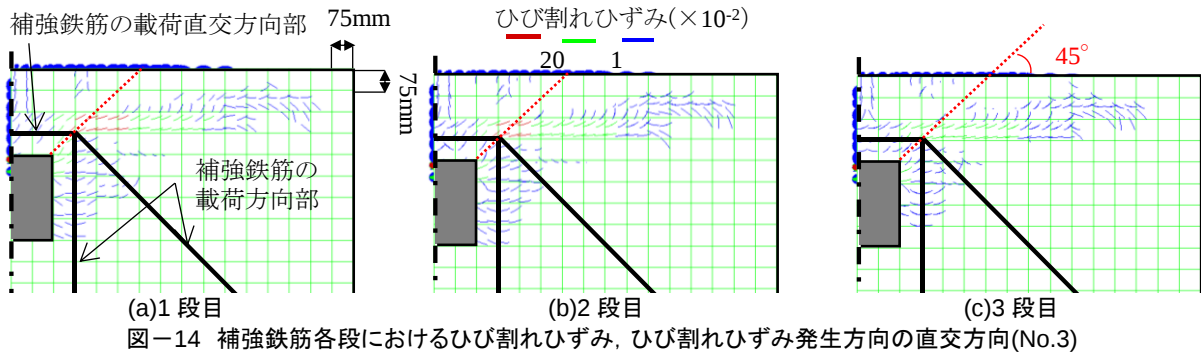
5. 最大荷重に及ぼす影響

図-14(a)(b)(c), 図-15(a)(b)(c)に、解析から得た No.3 および No.4 の補強鉄筋各段におけるひび割れひずみ、ひび割れひずみ発生方向の直交方向を示す。併せて、せん断破壊面を形成するひび割れ角度が最も小さくなる、ス

トッパー下端付近における 45° のせん断破壊面を示す。No.3 は No.1 に対して補強鉄筋がストッパーに近づくが、 l_1/l_2 が No.1 と同様に 1.0 であり、深部における 45° のせん断破壊面が補強鉄筋の荷重直交方向部付近で交差する解析ケースである。No.4 は l_1/l_2 が 0.7 であり、No.2 と同様に l_1/l_2 が 1.0 より小さいため、深部における 45° のせん断破壊面が補強鉄筋の荷重方向部と交差する解析ケースである。図より、No.3 と No.4 のひび割れひずみから想定されるせん断破壊面の形状は同等である。

No.1 と No.2 の実験から得られたせん断破壊面の形状と、ひび割れひずみから想定されるせん断破壊面の形状は同等であることを確認している。

図-7 に、併せて、No.3 および No.4 の荷重変位関係を示す。No.1 の解析から得た最大荷重 730kN に対して、No.2 は 946kN、No.3 は 716kN、No.4 は 978kN である。No.1 に対する最大荷重の比は、No.2 は 1.30、No.3 は 0.98、No.4 は 1.34 である。No.1 に対して、補強鉄筋の荷重方向部がせん断破壊面と交差しやすい No.2、No.4 は最大荷重が増加している。これは、補強鉄筋の荷重直交方向部よりも、荷重方向部の方が、せん断破壊面と交差したとき有効に荷重を負担するためであると考えられる。また、No.2 よりも No.4 の方が最大荷重は増加している。これは、写真-2 のように、ストッパー下端から上面に向けて斜めにひび割れが進展するため、 l_1 が No.2 よりも大きい No.4 の方が、ストッパー以深に位置する補強鉄筋の軸方向部がせん断破壊面と交差しやすいためであると考えられる。No.3 は l_1/l_2 が No.1 と同じであるためせん断破壊面と補強鉄筋の荷重方向部の交差のしやすさは同等であり、No.1 と同等の最大荷重となったと考えられる。



ここで、せん断破壊面を形成するひび割れの角度は、深部に向かうほど小さくなるため、それに合わせて補強鉄筋の荷重方向部が交差するように形状を深部に向かって変化させると合理的な配筋となる。しかし、施工性等を考慮すると、最も小さいひび割れ角度を仮定して補強鉄筋の形状を統一して配筋するのがよいと考えられる。

このことから、 45° のせん断破壊面を仮定し、せん断破壊面が補強鉄筋の荷重方向部と交差するように配筋することで、最大荷重が増加する場合がある。

6. まとめ

本研究では、実橋のストッパー諸元に基づき、補強鉄筋量を同一として補強鉄筋の配置位置のみをパラメータとした実験を行い、鋼角ストッパー周辺の桁端のせん断破壊性状に及ぼす影響を検討した。さらに、実験およびFEMから、補強鉄筋の配置位置がせん断破壊面の形状や補強鉄筋が受け持つ荷重に及ぼす影響を検討した。以下に、得られた結果をまとめる。

- (1) 補強鉄筋の配置位置は、最大荷重に至る損傷過程、ひび割れ発生荷重、せん断破壊面の形状に影響を及ぼさず、補強鉄筋が負担する荷重に影響を及ぼし、その結果、ひび割れ発生後の剛性、最大荷重が異なる。
- (2) せん断破壊面を形成するひび割れの角度は、フーチング上面においては概ね 70° であるが、ストッパー下端に向けて小さくなり概ね 45° となる。
- (3) 45° のせん断破壊面を仮定し、せん断破壊面が補強鉄筋の荷重方向部と交差するように配筋することで、

最大荷重が増加する場合がある。

参考文献

- 1) 笠倉亮太, 轟俊太郎, 進藤良則, 下津達也: 鋼角ストッパー桁端埋込み部のせん断破壊性状に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, 2017, pp.679-684, 2017.7
- 2) 笠倉亮太ほか: 鋼角ストッパー周辺の桁端・桁座の損傷が相互の断面力に与える影響, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.73, V-555, pp.1109-1110, 2018.8
- 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, 丸善, 2004
- 4) Hikaru NAKAMURA: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp. 471-487, 2001
- 5) AL-MAHAIDI, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members. Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979
- 6) Vecchio, F.J., and Collins, M.P.: compression response of cracked reinforced concrete, J.Str.Eng. ASCE 119, pp.3590-3610, 1993.12
- 7) Selby, R.G., and Vecchio, F.J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 19