

論文 鋼棒ストッパーの埋込み長と桁座の配筋量がストッパーの破壊性状に与える影響

笠倉 亮太*1・轟 俊太郎*1・草野 浩之*2・西 恭彦*3

要旨：過去の地震により、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートに損傷が生じた。本研究では、桁座に設置された鋼棒ストッパーを模擬し、鋼棒ストッパーの埋込み長を変数とした実大載荷試験を実施し、桁座の鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートの破壊性状を検討した。また、鋼棒ストッパーが設置される桁座の配筋量を変数とした FEM 解析を実施し、桁座の配筋量が破壊性状に与える影響について検討した。その結果、埋込み部のコンクリートは、鋼棒ストッパーの降伏後にかぶり部分がはく落し、その後補強鉄筋の降伏を伴い耐力が増加することを確認した。また、桁座配筋が損傷および耐力に与える影響は小さいことを確認した。

キーワード：鉄道橋梁、鋼棒ストッパー、埋込み長、配筋量、コンクリートのせん断破壊

1. はじめに

コンクリート鉄道橋梁の支承部は、一般的に図-1 に示すように、桁座および桁端に設置された支承本体、鋼角または鋼棒ストッパーから構成される。ここで、鋼角、鋼棒ストッパーは、移動制限装置および落橋防止装置として、主に桁長 15m 程度以上の桁では鋼角ストッパー、15m 程度以下の桁では鋼棒ストッパーが用いられる。

鋼角、鋼棒ストッパーを用いたコンクリート鉄道橋の耐震設計では復旧性の観点から、桁や鋼角、鋼棒ストッパーよりも橋脚等の下部工に損傷を先行させ、下部工の弾塑性応答により地震によるエネルギーを吸収させることが一般的である。そのため、ストッパー本体および桁座、桁端における鋼角、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートは、下部工の最大応答震度相当の慣性力を用いた弾性設計となっている。しかしながら、熊本地震等の過去の地震において、橋脚等の下部工が損傷する前に鋼角、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートにせん断ひび割れや支圧によるコンクリートのはく離などの損傷が生じている¹⁾。鋼角、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートに損傷が生じた場合、残留変形やひび割れの状態等の損傷程度と残存耐力の関係が明確になっていない。また、損傷程度や損傷箇所により、復旧に多くの労力が必要になると考えられる。そのため、鋼角、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートの破壊性状を明らかにし、復旧性を考慮した設計手法が必要である。

筆者らはこれまでに、桁座、桁端を模した鋼角ストッパーの載荷試験および FEM 解析により、鋼角ストッパー埋込み部コンクリートの破壊性状に関する検討を行っている²⁾³⁾。本研究では、鋼棒ストッパーを対象とし、桁座に埋め込まれた鋼棒ストッパーを模擬し、鋼棒スト

ッパーの埋込み長を変数とした実大載荷試験を実施し、鋼棒ストッパーの破壊性状を検討した。また、実構造物を想定し埋込み長に加えて、鋼棒ストッパーが配置される桁座の配筋量を変数とした FEM 解析を実施し、桁座の配筋量が破壊性状に与える影響に関する検討を行った。

2. 鋼棒ストッパーの設計

鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造⁴⁾（以降、RC 標準）では、鋼棒ストッパー本体、桁座および桁端におけるストッパー埋込み部のコンクリートの破壊に関する照査を行う。ここで、鋼棒ストッパー本体の照査は、鋼棒ストッパーを桁端と桁座で固定された両端固定梁として断面力を算出する。このときのスパンは既往の研究⁵⁾から安全側の評価となるように桁端と桁座の遊間 $d_0+0.5\phi$ としている。桁端の埋込み部では、図-2 に示すように、埋込み部のコンクリートの支圧応力を等分布としている。一方、桁座の埋込み部では、支圧応力が桁座上面に集中することから⁵⁾、支圧応力の鉛直方向の分布長を 3ϕ とした三角形分布としている。

鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートの破壊に関する照査は、鋼棒ストッパー埋込み部の支圧破壊、せん断

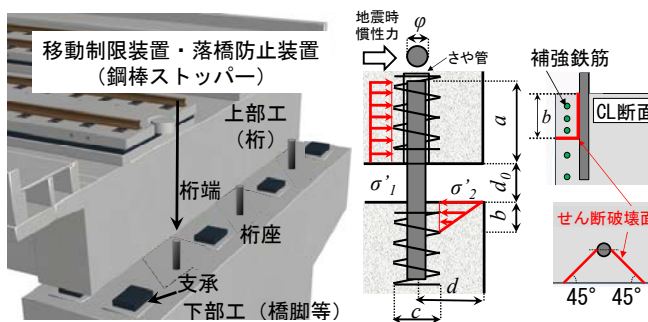


図-1 支承部の概要

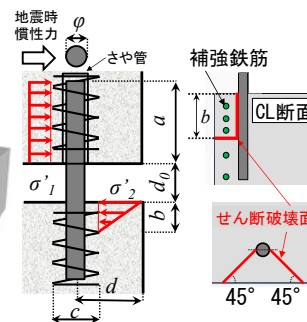


図-2 支圧応力分布

*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 副主任研究員 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 研究員 修(工) (正会員)

*3 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部 設計第一課 課長補佐 修(工) (正会員)

破壊に対して行う。鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートの支圧破壊に関する照査は、図-2 に示す支圧応力分布から埋込み部における圧縮応力度 σ'_1 , σ'_2 を応答値、コンクリートの圧縮強度 f'_c を限界値として行う。 σ'_1 , σ'_2 は、式(1), (2)により算定する。 a は鋼棒ストッパーの埋込み長、 b は支圧応力度の鉛直方向の分布長(=3 ϕ)、 c はスパイラル鉄筋の外径である。

$$\sigma'_1 = H_s / (a \cdot c) \quad (1)$$

$$\sigma'_2 = 2H_s / (b \cdot c) \quad (2)$$

鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートのせん断破壊に関する照査は、地震時慣性力 H_s を応答値、式(3)に示すコンクリートのせん断耐力 H_{sp} および式(4)に示す補強鉄筋の降伏耐力 H_{sy} を限界値として行う。式(3)における A_t は図-2 に示す、せん断破壊面の面積である。せん断破壊面は、桁座上面における鋼棒ストッパー端から 45° で想定する破壊線と支圧分布長 3 ϕ の位置から縁端までの破壊線とから成る 3 次元の破壊面である。また、 d は鋼棒ストッパー中心から外縁までの距離である。式(4)における n , f_{sy} , A_s および θ は、支圧応力の分布長区間 3 ϕ (補強鉄筋の有効範囲) に配置される補強鉄筋の本数、降伏強度、断面積および補強鉄筋とせん断破壊面とのなす角度である。

$$H_{sp} = 0.19 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_t \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_t \quad (3)$$

$$\text{ここに、} \beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100A_s / (3\phi \cdot d)} \leq 1.5$$

$$\beta_t = 1 + 1 / (1 + 0.25 \cdot 7\phi/d)$$

$$A_t = 6\sqrt{2} \cdot d \cdot \phi + d(\phi + d)$$

$$H_{sy} = 2 \cdot n \cdot f_{sy} \cdot A_s \cdot \cos\theta \quad (4)$$

3. 実験概要

試験体諸元を表-1 に、材料試験結果を表-2 に、耐力算定値を表-3 に示す。また、試験体の寸法、補強鉄筋の配筋を図-3 に示す。表-3 に示す各耐力は、表-2 を用いて算出した各限界値に対する水平力である。

試験体は、桁座を模擬したフーチングに埋め込まれた鋼棒ストッパーである。No.1 は鋼棒ストッパー径 $\phi=100\text{mm}$ 、埋込み長 $a=600\text{mm}$ および鋼棒中心からフーチング縁端までの距離 $d=350\text{mm}$ とした実橋の標準的な仕様である。なお、鋼棒ストッパーの埋込み長の RC 標準⁴⁾に示される構造細目は 6 ϕ であるが、No.2 では、RC 標準⁴⁾で定まる埋込み長よりも短い $a=400\text{mm}(4\phi)$ とし、鋼棒ストッパーの埋込み長が破壊性状に与える影響を検討した。また、鋼棒ストッパーには、逆対称曲げモーメントを作用させるため桁端を模した加力スタブを配置している。加力スタブとフーチングの遊間 d_0 は、100mm であり、フーチングでの破壊を想定し加力スタブには PC

表-1 試験体諸元

No	鋼棒径 ϕ (mm)	外縁距離 (鋼棒芯) d (mm)	埋込長 a (mm)	補強鉄筋 規格 径 間隔 (mm)	備考
1	100	350	600	SD345 D16@70(140)	ラーメン高架橋 桁受部
2			400		

表-2 材料試験結果

No	コンクリート		鋼棒 ストッパー*		補強鉄筋 (D16)		軸方向鉄筋 (D29)		側方鉄筋 (D25)	
	f'_c MPa	E_c GPa	f_y MPa	E_s GPa	f_y MPa	E_s GPa	f_y MPa	E_s GPa	f_y MPa	E_s GPa
1	41.1	30.1	310	200	387	193	387	191	374	190
2	39.4	29.6			377	192	384	200	380	191

*: ミルシート、0.2%オフセット

表-3 耐力算定値

No	鋼棒ストッパー本体			桁座(埋込部)		
	曲げ (降伏) H_{my} kN	曲げ (全塑性) H_{mu} kN	せん断 H_v kN	支圧 H_{s2} kN	せん断 H_{sp} kN	補強鉄筋 H_{sy} kN
1	405	689	1406	1233	1549	461
2				1182	1517	449

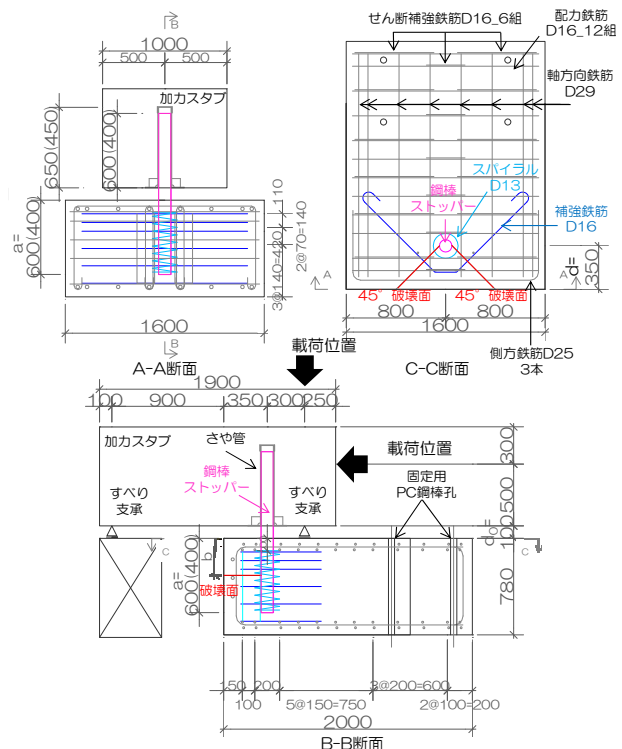


図-3 試験体寸法、配筋 (単位: mm)

鋼棒にて水平方向軸力 400kN/本(2.46N/mm²)を導入している。なお、フーチングは、PC 鋼棒により固定している。水平荷重の載荷位置はフーチング上端から載荷点までの距離を、桁長 10m 程度の実橋の桁高を参考に図-3 に示す 600mm ($d_0+500\text{mm}$) とした。鋼棒ストッパー周辺に配置する補強鉄筋は、構造細目⁴⁾を参考にハの字の D16 を使用し、鋼棒ストッパー端から補強鉄筋までの距離を 150mm とし、埋込み深さ方向に 70(140)mm 間隔で配置した。また、鋼棒ストッパー周囲には、外径 $c=200\text{mm}$ とした D13 のスパイラル鉄筋を配置している。なお、補強鉄筋の本数 n は図-3 に示す支圧応力の分布長区間 3 ϕ

に配置される補強鉄筋 3 段である。桁座を模擬したフーチングの配筋は、ラーメン高架橋の桁受部の配筋を模しており、桁受の軸方向鉄筋は D29、配力鉄筋およびせん断補強鉄筋は D16、桁受前面の側方鉄筋は D25 である。荷重状況を写真-1 に示す。荷重は一方方向繰返し荷重とし、各荷重の繰返し回数は 1 回である。No.1 では鋼棒ストッパー降伏後に、加力スタブの鉛直変位が増大したため、除荷後に桁長 10m の自重 1/2 相当の鉛直力 600kN を図-3 に示す位置に導入し、一方方向の単調荷重を行った。

一方、No.2 は、鉛直力 600kN を導入後に繰返し回数 1 回にて一方方向繰返し荷重を行った。計測項目は、荷重、荷重位置と鋼棒ストッパー位置での加力スタブの水平変位、鋼棒ストッパー、補強鉄筋および鋼棒ストッパー前面のコンクリート表面のひずみである。

4. 実験結果に基づく鋼棒ストッパーの破壊性状

(1) 損傷の進展状況

試験体の荷重-変位関係を図-4、荷重終了後の損傷状況を写真-2 に示す。図中には損傷の進展状況を併せて示す。No.1 は、 $P=250\text{kN}$ にてフーチング上面に鋼棒ストッパーからのせん断ひび割れが確認された。荷重の増加とともにひび割れが進展し、 $P=450\text{kN}$ 時にはせん断ひび割れがフーチング端部に達した。 $P=463\text{kN}$ 時にはフーチングの埋込み深さ 100mm 位置にて鋼棒ストッパーのひずみが降伏ひずみに達し、鋼棒ストッパー前面でかぶりコンクリートがはく離した。鋼棒ストッパーが降伏した後、加力スタブの浮き上がりが大きくなり、荷重が横ばいとなった。このため、荷重除荷後に加力スタブに鉛直力を導入し、再度荷重を行った。再荷重後、 $P=600\text{kN}$ 程度にて、せん断ひび割れで囲まれたかぶりコンクリートがはく落した。荷重は、支点部のすべり支承の最大変位となったため終了した。No.1 は終局には至っておらず、写真-2 に示す範囲のかぶりコンクリートがはく落したもの、鉄筋内部のコンクリートは比較的健全であった。はく落の範囲は鋼棒ストッパーから概ね 45° 方向、鉛直方向はフーチング天端から 300mm(3ϕ)程度であった。

一方、 $a=400\text{mm}$ とした No.2 は、 $P=200\text{kN}$ にてせん断ひび割れが確認されたが、 $P=350\text{kN}$ 程度で鋼棒ストッパー近傍でフーチング上面のかぶりコンクリートがはく離して以降は、せん断ひび割れの進展は認められなかった。鋼棒ストッパーのひずみは、 $P=450\text{kN}$ 時にフーチングの埋込み深さ 50mm 位置にて降伏ひずみに達している。その後、 $P=580\text{kN}$ 時にせん断ひび割れが急激にフーチング端部まで進展し、 $P=650\text{kN}$ 程度にてかぶりコンクリートがはく落した。はく落の範囲は No.1 と比較し大きくなったが、鉄筋内部のコンクリートは No.1 と同様に健全であった。過去の地震で損傷した鋼棒ストッパー周辺の損傷

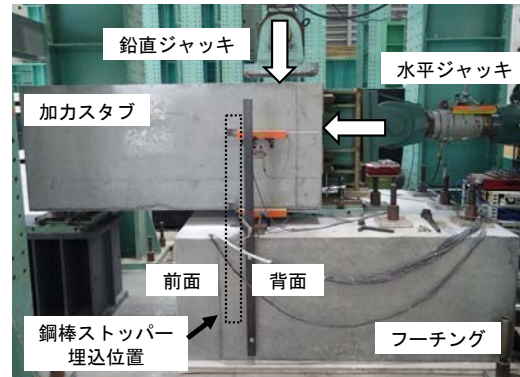


写真-1 荷重状況 (B-B 断面)

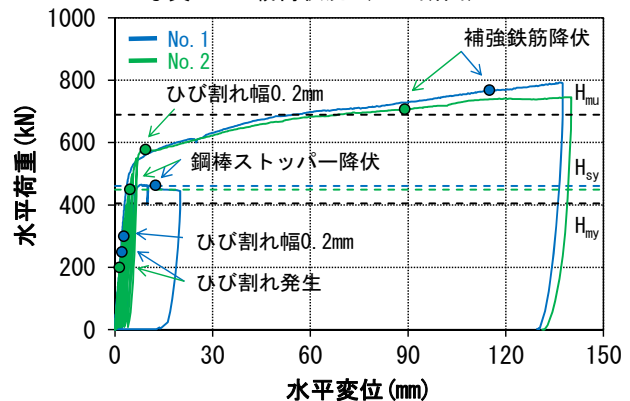


図-4 荷重-変位関係

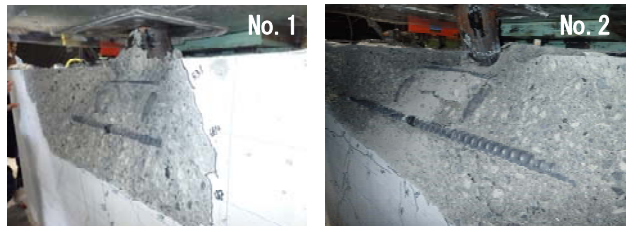


写真-2 損傷状況 (荷重終了後)



写真-3 実橋の鋼棒ストッパー前面の損傷状況⁶⁾

状況⁶⁾を写真-3 に示す。過去の地震時の損傷も本実験と同様に、鋼棒ストッパー前面のかぶりコンクリートにはく落が生じているが、鉄筋内部のコンクリートは健全であった。そのため、本実験は実橋の損傷状況を再現できていると考えられる。

(2) 鋼棒ストッパーひずみ

鋼棒ストッパーのひずみ分布を図-5 に示す。図中の計測位置はフーチング上面を原点としている。No.1 の鋼棒ストッパーのひずみは、加力スタブの浮き上がりが生じており、浮き上がりによるモーメントによりひずみが大きくなっているものと考えられる。しかしながら、設計で想定するように鋼棒ストッパーを両端固定梁と仮定

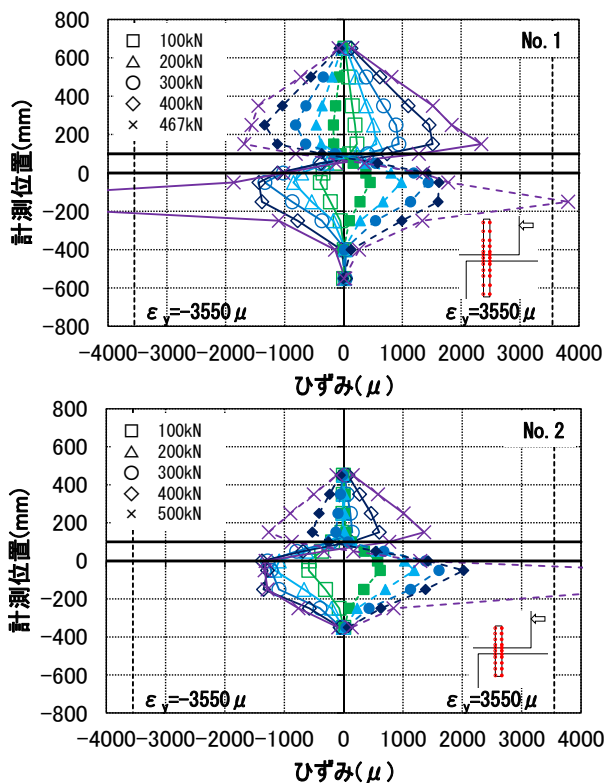


図-5 鋼棒ストッパーのひずみ分布

した場合と同様に逆対称分布となった。一方、No.2 では、300kN 程度までは加力スタブの埋込み部の鋼棒ストッパーのひずみがほぼ生じておらず、鋼棒ストッパー降伏以降に逆対称分布となった。

(3) コンクリートの支圧応力度

式(2)により算出される σ'_{2_cal} とコンクリートの表面ひずみから求まる支圧応力度 σ'_{2_exp} の関係を図-6 に示す。なお、 σ'_{2_exp} は RC 標準⁴⁾を参考にコンクリートの応力-ひずみ曲線を仮定して算出し、コンクリート表面ひずみは、鋼棒ストッパー前面の直近に貼付したコンクリート表面のひずみ計の値を用いている。図より σ'_{2_exp} は σ'_{2_cal} よりも大きく、試験体には設計で想定する支圧応力よりも大きな支圧応力が発生している可能性がある。このため、鋼棒ストッパー前面のかぶりコンクリートがはく離したと考えられる。ただし、かぶりコンクリートのはく落以降、鋼棒ストッパーのひずみ分布等に大きな変化は認められず、かぶりコンクリートのはく落は、鋼棒ストッパーの性能には大きな影響は与えないと考えられる。

(4) 補強鉄筋ひずみ

補強鉄筋の荷重-ひずみ関係の一例を図-7 に示す。補強鉄筋はフーチング上面から 300mm までの 3 本に大きなひずみが生じており、No.1, No.2 それぞれ $P=768\text{kN}$, 707kN にて降伏に至った。No.2 では、No.1 にて降伏した E, W の位置では鉄筋は降伏せず、C の位置にて降伏に至っている。ここで、桁受の軸方向鉄筋および側方鉄筋の荷重-ひずみ関係を図-8 に示す。図より、補強鉄筋

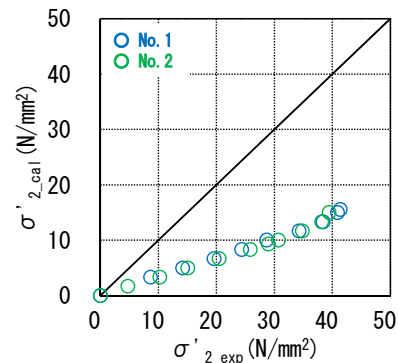


図-6 コンクリートの支圧応力度（フーチング上端）

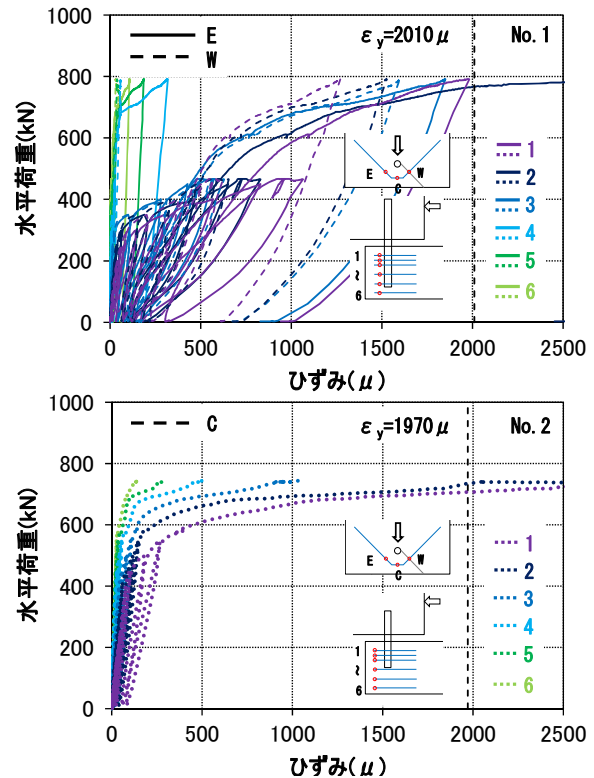


図-7 荷重-ひずみ関係（補強鉄筋）

だけでなく、鋼棒ストッパー周辺に配置された桁受の配筋にもひずみが生じている。設計で想定する補強鉄筋以外の鋼棒ストッパー周辺に設置した鉄筋が水平力に抵抗しているため、 H_{sy} を超過したものと考えられる。

5. 解析に基づく鋼棒ストッパーの埋込み長と桁座の配筋量が破壊性状に及ぼす影響

5.1 解析の目的

前章では、ラーメン高架橋の桁受を模擬した桁座に埋め込まれた鋼棒ストッパーの荷重試験を実施し、その破壊性状について検討した。鋼棒ストッパーは、橋脚天端にも設置され、その桁座の配筋条件は本実験とは大きく異なる。また、荷重試験では、桁座コンクリートに作用する支圧応力やその分布長を測定することが困難である。そこで、本実験の試験体をモデルとし、鋼棒ストッパーの桁座配筋を変数とした FEM 解析を実施し、桁座の配筋が鋼棒ストッパーの破壊性状に与える影響を検討した。

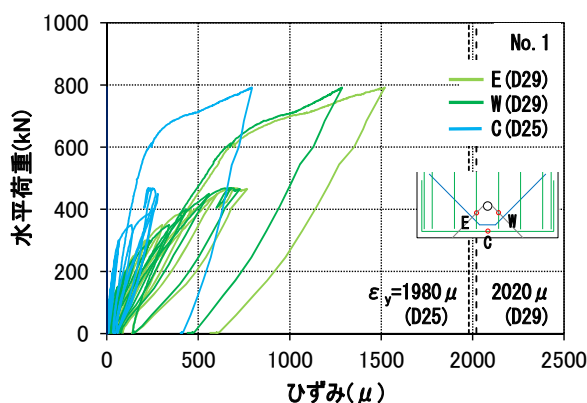


図-8 荷重－ひずみ関係（軸方向鉄筋 D29，側方鉄筋 D25）

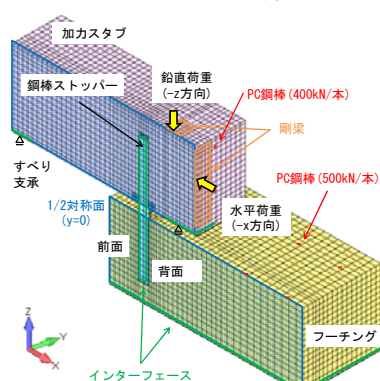


図-9 解析モデル

5.2 解析概要

解析対象は、本実験の試験体である。解析モデルを図-9に示す。解析モデルは、試験体中央を対称とした3次元1/2モデルである。フーチング下端と加力スタブのすべり支承設置部、鋼棒ストッパーとフーチングの接触部にはインターフェースを配置し、法線方向の圧縮のみ剛とするノーテンションモデルとした。コンクリートと補強鉄筋および鋼棒ストッパーの材料構成則を図-10に示す。材料特性値は表-2に示すNo.1の値を用いた。コンクリートの引張強度および引張破壊エネルギーはRC標準⁴⁾、圧縮破壊エネルギーは既往の研究⁷⁾により算出した。ひび割れモデルは固定ひび割れ、ひび割れ後のせん断剛性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を低減するAl-Mahaidiモデル⁸⁾を用いた。なお、鉄筋とコンクリートは完全付着である。載荷は、桁自重を想定した鉛直力を-z方向に載荷後、水平荷重を-x方向に漸増させた。表-4に解析ケースを示す。解析ケースは、鋼棒ストッパーの埋込み長およびフーチングの配筋量を変数とした4ケースである。なお、case1, 3の配筋はラーメン高架橋桁受の配筋、case2, 4の配筋は橋脚天端の配筋を模している。

5.3 解析結果

(1) 解析モデルの妥当性

case1～case4の荷重－変位関係を図-11に示す。なお、図中には、実験結果を併せて示しておりNo.1は鉛直力載

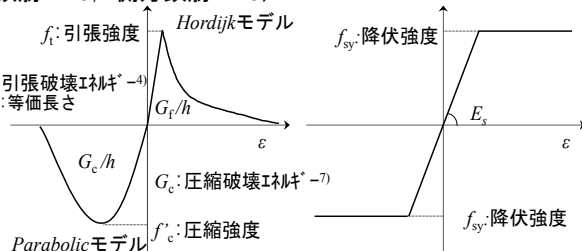
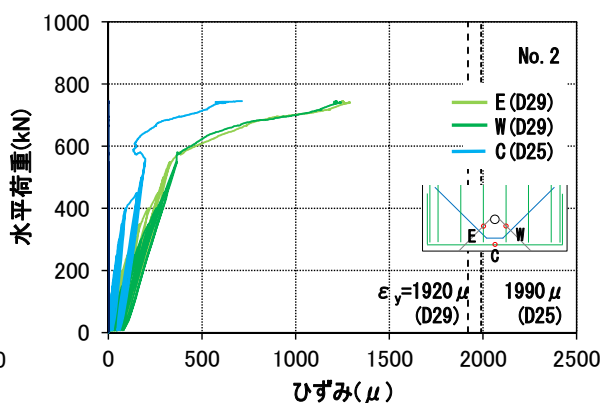


図-10 材料構成則
コンクリート 補強鉄筋、鋼棒ストッパー

表-4 解析ケース

Case	埋込長さ a mm	桁座鉄筋				備考
		軸方向 (配力) 径	配力 (軸方向) 径	せん断 (せん断) 径	側方 (側方) 径	
1	600	D29	D16	D16	D25	No. 1
2	600	D16	D29	D16	D16	橋脚梁配筋
3	400	D29	D16	D16	D25	No. 2
4	400	D16	D29	D16	D16	橋脚梁配筋

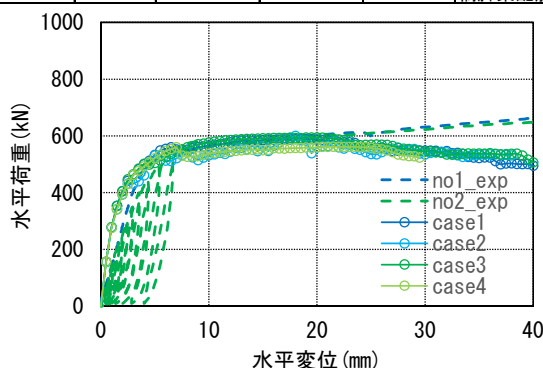


図-11 荷重－変位関係

荷後の荷重－変位関係である。No.2を対象としたcase3の荷重－変位は実験でせん断ひび割れが発生したP=580kN程度から荷重が横ばいとなっており、その後の耐力の向上が表現できていない。しかしながら、図-12に示すcase3の最大主ひずみ分布は、試験体のひび割れ状況を表現できているものと考えられる。

(2) コンクリートの支圧応力度

ストッパー近傍の要素の支圧応力分布を図-13に示す。図中の計測位置はフーチング上面を原点としている。各ケースともに支圧応力の発生領域は概ね200mm程度であり、設計で想定する分布長よりも小さい。実験と同様に、鋼棒ストッパー埋込み部のコンクリートには設計よりも大きな支圧応力が作用しているものと考えられる。

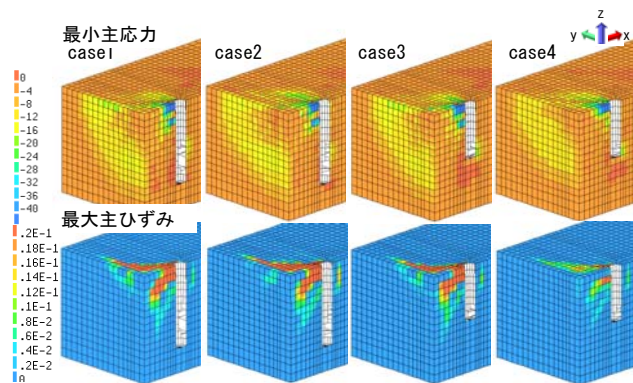


図-12 最小主応力，最大主ひずみ分布（最大荷重時）

(3) 桁座配筋の影響

図-11 において桁座の配筋量を変数としたケースの最大荷重比は，それぞれ case1/case2=0.98，case3/case4=1.06 であり，桁座の配筋量による耐力への影響は小さいものと考えられる。また，図-12 に示すそれぞれのケースの最小主応力の分布も大きな相違は生じていない。図-14 に示す桁座の鉄筋と補強鉄筋の応力分布では，補強鉄筋だけでなく，载荷方向と同一方向に配置された鋼棒ストッパー近傍の桁座の鉄筋に引張応力が生じている。桁座の鉄筋径の相違により case1, 2 および case3, 4 では桁座の鉄筋の作用応力に相違が生じているものの，case1, 3 および case2, 4 での埋込み深さによる相違は小さい。また，桁座の鉄筋径の相違により，補強鉄筋の作用応力にも差が生じており，桁座の鉄筋径により補強鉄筋の負担量が変わることが確認できる。

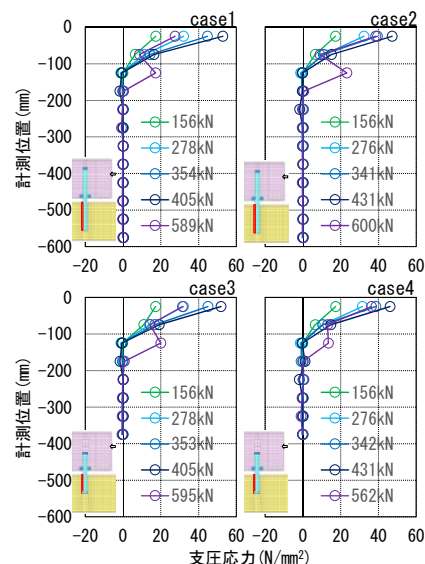


図-13 支圧応力分布（桁座埋込み部）

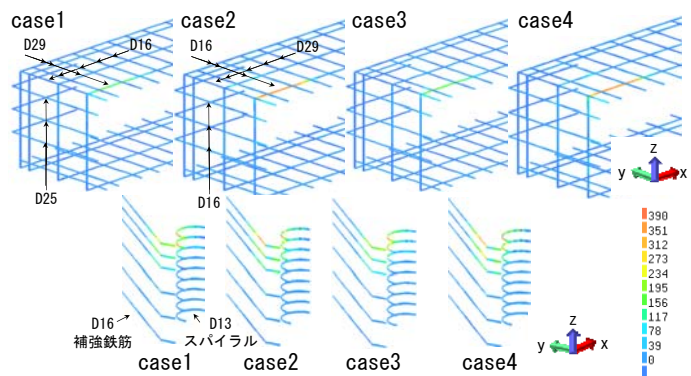


図-14 桁座の鉄筋と補強鉄筋の応力分布

6. まとめ

本稿では，桁座に設置された鋼棒ストッパーを模擬した実大载荷試験および FEM 解析を実施した。本研究により得られた所見を以下に示す。

- (1) 試験体は，鋼棒ストッパーの埋込み長によらず鋼棒ストッパーが降伏した後，せん断ひび割れに囲まれた桁座のコンクリートがはく落した。
- (2) 桁座に生じる支圧応力は，鋼棒ストッパーの埋込み長によらず，桁座上面に集中する。このため，鋼棒ストッパー前面のかぶりコンクリートがはく落するが，鋼棒ストッパーの構造性能に与える影響は小さいと考えられる。
- (3) 鋼棒ストッパーの桁座の配筋の一部は，補強鉄筋とともに水平力に抵抗するが，実橋における損傷状況および耐力に与える影響は小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 笠倉亮太，轟俊太郎，進藤良則，下津達也：鋼角ストッパー埋込み部のコンクリートの破壊に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，vol.38，No.2,pp.37-42,2016
- 2) 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,pp.679-684, 2017
- 3) 岡本圭太ほか：鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊メカニズムに関する一考察，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，vol.17,pp.315-320,2017
- 4) (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
- 5) 石橋忠良，吉野伸一：鋼棒ストッパーの設計，構造物設計資料，No.73,pp.15-17,1983
- 6) 第13回新幹線脱線対策協議会 資料1 熊本地震による九州新幹線の被害状況について 参照：http://www.mlit.go.jp/report/press/tetsudo07_hh_000101.html
- 7) Edited By P.Benson Shing, Tada-aki Tanabe : Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads,ASCE,pp.471-487,2001
- 8) 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