

論文 鋼角ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する検討

西 恭彦*1・轟 俊太郎*2・田所 敏弥*3・進藤 良則*4

要旨: 鉄道橋梁の鋼角ストッパーについて、ストッパーと桁座端部との距離、ストッパーの埋込み長、補強鉄筋、ストッパー剛性をパラメータとした実験を行い、ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状を把握し、耐力の評価方法について検討した。せん断補強鉄筋の有効範囲やストッパーに生じる曲げモーメント分布の実験結果は、ストッパーを剛体と仮定した計算結果と一致した。ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊性状はじん性的であり、ストッパー周辺に配置された有効範囲の補強鉄筋のみで荷重を受持つと考えて、最大荷重が評価できる可能性がある。

キーワード: 落橋防止装置、鋼角ストッパー、せん断破壊、補強鉄筋、せん断耐力

1. はじめに

鉄道橋梁の鋼角ストッパーは、地震時の水平力に対する移動制限装置であり、落橋防止装置を兼用しているのが一般的である。『鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計』では、ストッパーおよび埋込み部は、地震後も損傷しないこととしている¹⁾が、過去の地震では、鋼角ストッパー周辺のコンクリートのはく離、せん断ひび割れ等の損傷が発生し、復旧に時間を要したことから、修復の容易さを考慮した損傷制御など復旧性に関する設計手法の確立が必要である²⁾。

しかし、ストッパー周辺の破壊に関する実構造物を模擬した実験が少なく、力学的挙動が未解明^{3,4)}である。本論文では、ストッパーと桁座端部との距離、ストッパーの埋込み長、補強鉄筋、ストッパー剛性をパラメータとした実験を行い、ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状、耐力の評価方法について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

試験体は、ストッパー寸法 350 mm × 350 mm、埋込み長 1000 mm、ストッパーと桁座端部との距離 325 mm の実物大のストッパーを参考に、1/3 程度に縮小した。基準試験体は図-1 に示す No.2 とし、パラメータは、ストッパーと桁座端部との距離 $d = 50, 100, 150$ mm、ストッパーの埋込み長 $a = 100, 300, 500$ mm とした。また、50 mm ピッチで配置する補強鉄筋は、D10, D16 とした。また、現象解明のためストッパー剛性についても、寸法を 100 × 100, 100 × 200 mm (载荷直角方向寸法 × 载荷方向寸法) とし、変化させた。試験体諸元を表-1 に示す。

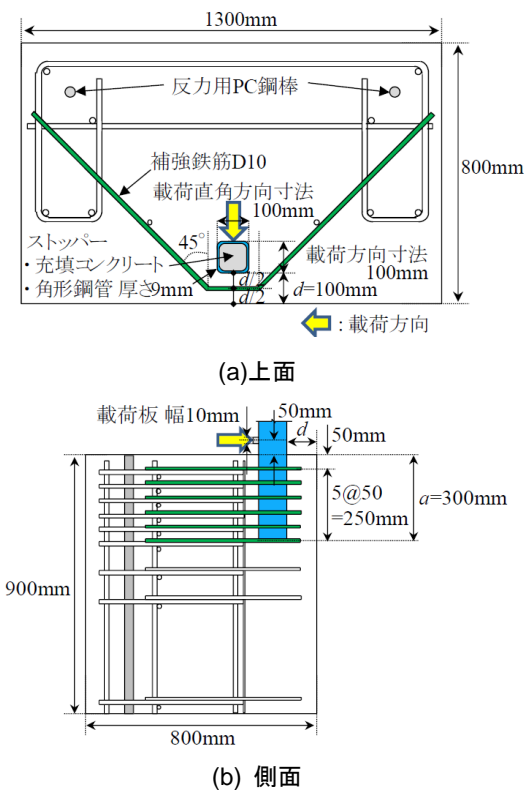


図-1 試験体の例 (基準試験体 No.2)

表-1 試験体諸元

試験体名	d (mm)	a (mm)	補強鉄筋呼び径	形状 (mm × mm)
No.1	50	300	D10	100 × 100
No.2	100			
No.3	150			
No.4	100	100	D16	100 × 200
No.5		500		
No.6		300	D10	
No.7				

*1 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部設計技術第一課 課長補佐 工修 (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)

*3 前 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 主任研究員 博(工) (正会員)

*4 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 設計技術部設計技術第一課 課長補佐 工修 (正会員)

表-2 材料諸元

コンクリート		鉄筋 D10			鉄筋 D16			NTF60			
圧縮強度	弾性係数	降伏強度	弾性係数	降伏ひずみ	降伏強度	弾性係数	降伏ひずみ	降伏強度	引張強度	弾性係数	降伏ひずみ
f_c	E_c	f_{sy}	E_s	ϵ_{sy}	f_{sy}	E_s	ϵ_{sy}	f_{sy}	f_u	E_s	ϵ_{sy}
N/mm ²	kN/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	kN/mm ²	μ	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	μ
23.3	26.5	413	186	2228	386	182	2128	534	625	191	2892

配置する鉄筋は、ストッパーを取り囲む補強鉄筋のみを十分な定着長を確保して配置し、実構造物でストッパー埋め込み部周辺に配置されている橋脚の配力筋やせん断補強鉄筋等は配置していない。桁座の幅は、発生するひび割れ角度が 45° よりも大きくなることを想定し、十分に大きくした。材料諸元を表-2 に示す。

2.2 載荷方法

載荷は、ストッパーに載荷治具を設置し、静的な荷重を作用させた。載荷点位置を明確にするため、10 mm 幅の鋼板を取付けた。

設計ではストッパーを剛体と仮定しているが、実際はストッパーが変形し、支圧応力分布に影響⁵⁾する。試験体は、実スケールから縮小したため、断面剛性が低下し、ストッパーの変形が大きく生じる可能性がある。本試験体の最大荷重時の曲率の計算値は実スケールと比べ 7.9 倍となったことから、載荷点位置は実スケールと比べ 1/7.9 倍付近に設定した。実スケールの載荷点位置は、桁座から桁埋込み長の 1/2 とすると 325 mm であることから、縮小試験体では、載荷治具の制約から載荷点位置を桁座から 50 mm となるべく小さくした。

反力用の PC 鋼棒は、載荷点から生じる圧縮ストラットの形成を避けるため、載荷方向背面にのみ設置した。

測定項目は、水平荷重、ストッパーの水平変位、ストッパーのひずみ、補強鉄筋のひずみである。

3. ストッパー周辺コンクリートの破壊性状

試験体の荷重変位関係を図-2 に、ストッパー隅角部からのひび割れ発生荷重と最大荷重を表-3 に、補強鉄筋のひずみを図-3 に示す。いずれの試験体も最大荷重前に鋼角ストッパーの隅角部から 45° 方向にひび割れが発生した。ひび割れ発生後、荷重変位関係における水平剛性が低下して、補強鉄筋のひずみが増加し、コンクリート表面に近い位置から順に降伏して、ひび割れが開口・進展した。埋込み長 300 mm の試験体 No.1~3, 6 の場合 3 段、埋込み長 500 mm の試験体 No.5 の場合 6 段の鉄筋が降伏すると、最大荷重に達する。最大荷重以降は、載荷方向前面にひび割れが進展・開口し、コンクリートがはく離・はく落した。

No.4 は、ひび割れの発生直後に荷重が低下したが、その後再度荷重が増加し、荷重が一定となった。載荷方向前面にひび割れが進展・開口し、コンクリートがはく離・はく落した状況は、他と同様である。載荷終了後、

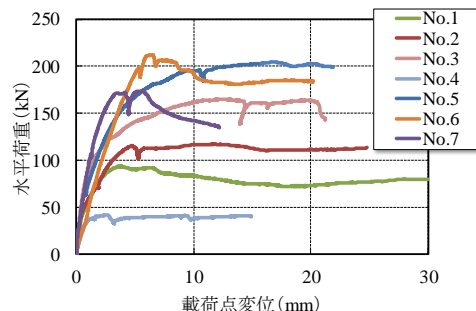


図-2 荷重変位関係

表-3 ひび割れ発生荷重と最大荷重

	ひび割れ発生荷重 Hcr (kN)	最大荷重 Hmax (kN)
No.1	50	94
No.2	62	116
No.3	90	165
No.4	39	41
No.5	66	205
No.6	70	213
No.7	106	173

浮き部のはつり出しを行った結果、補強鉄筋の残留変形が観察されたことから、ひび割れ発生後、補強鉄筋が荷重を負担し、降伏したと考えられる。なお、No.5 は、載荷装置の都合でストッパーおよび補強鉄筋のひずみの計測を打ち切った後に、最大荷重が発生している。

補強鉄筋のひずみは、最大荷重後も増加し、破壊性状は、いずれもじん性的で、最大荷重以降も落橋防止装置としての機能を保持した。最大荷重時のひび割れ幅は 1 mm 程度である

No.1~3 試験体のせん断ひび割れの設計上の破壊線と実験の破壊線、および No.6 試験体のひび割れ部で浮いたコンクリートを除去した後の状況を図-4 に示す。その他の試験体も同様のひび割れが生じた。設計上想定しているせん断破壊面は桁座表面と 45° の角度をなしているが、実験結果では、より大きな角度となっている。

4. 鉄道構造物等設計標準に示す設計法との比較

4.1 鉄道構造物等設計標準に示す設計法

『鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物』⁹⁾では、ストッパー本体の破壊に関して、ストッパーを剛体とし、図-5(a)のような反力がストッパー周辺のコンクリートから作用していると仮定している。これによって、図-5(b)のような断面力が発生するとして設

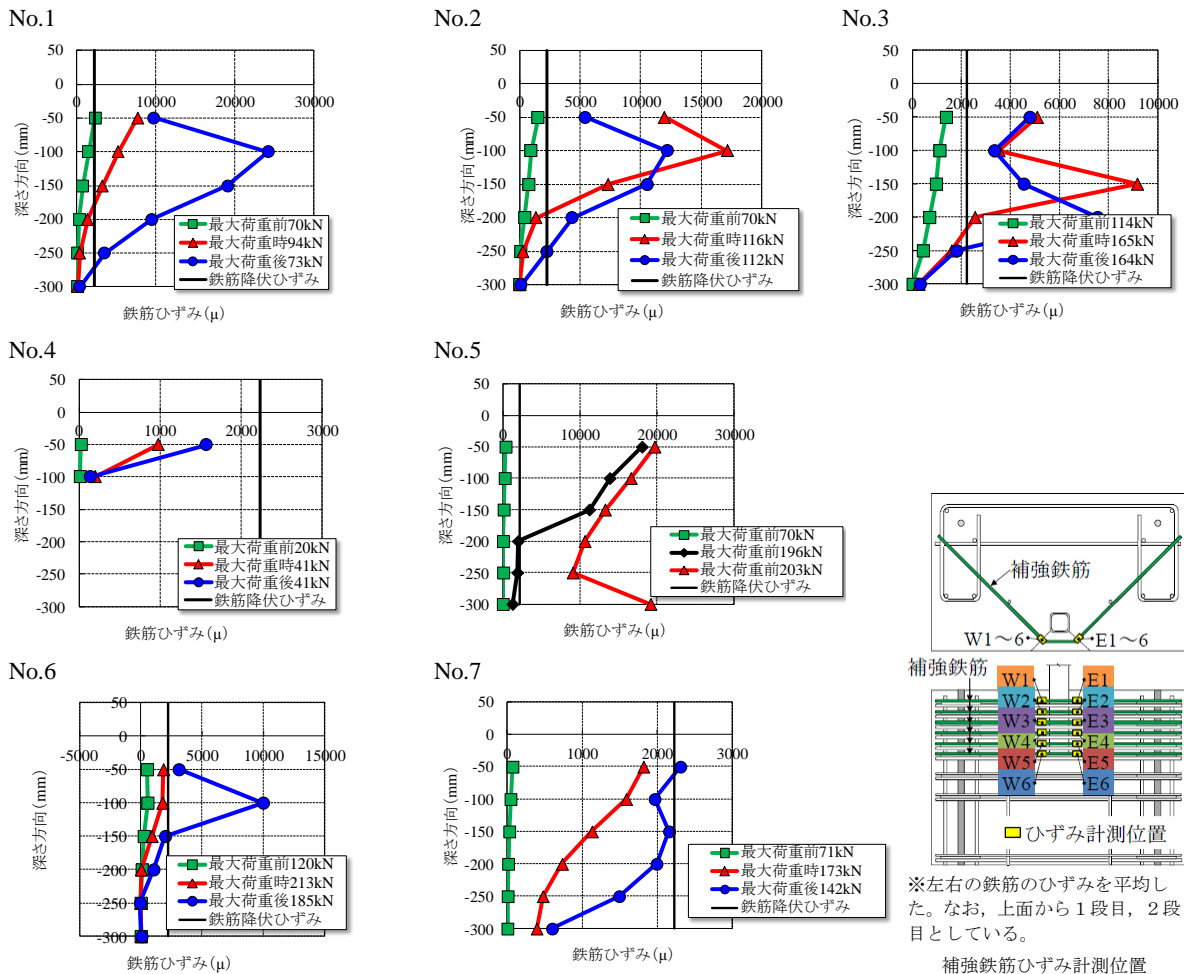


図-3 補強鉄筋ひずみ

計する。

また、埋込み部のコンクリートのせん断破壊に関しては、ストッパーに作用する水平力に対して、ストッパー埋込み部の押抜きせん断耐力の照査を行っている。さらに、ストッパー埋込み深さの上部 1/2 の範囲には、設計せん断破壊面から十分な定着長をとった補強鉄筋を、鉄筋のみでストッパーに作用する水平力に耐えられるよう配置している。

4.2 補強鉄筋の有効本数

図-3 に示す各試験体で、最大荷重時に降伏した補強鉄筋は、埋込み長 300 mm の試験体 No.1~2 で上部 3 段及び No.3 で上部 4 段、No. 6 で上部 2 段、埋込み長 500 mm の試験体 No.5 で上部 6 段である。ストッパーの埋込み長 a が大きいほど、より深部まで補強鉄筋が降伏した。

No.4 と No.7 は、補強鉄筋のひずみゲージから降伏した段数を特定できない。ただし、No.7 は、ひび割れが発生し、開口している状況でも荷重が増加していることから補強鉄筋が荷重を負担していたと考えられ、ストッパーの形状以外の条件が同じで補強鉄筋が降伏した No.2 と比べ最大荷重が大きいことから、No.2 よりも多くの鉄

筋が最大荷重時に降伏していたと考えられる。No.4 以外の試験体は、ひび割れ発生後は、補強鉄筋も荷重を分担することにより荷重が増加したと考えられるが、No.4 は、ひび割れの発生とともに荷重が低下したため、最大荷重時に補強鉄筋が降伏したかは明確ではない。

設計上の補強鉄筋の有効本数は、埋込み長 300 mm の試験体 No.1~3, 6, 7 の場合上部 3 段、埋込み長 500 mm の試験体 No.5 の場合上部 6 段、埋込み長 100 mm の試験体 No.4 の場合上部 1 段である。そのため、実験の結果と同等である。

4.3 ストッパーに生じる曲げモーメント

ストッパー本体のひずみを図-6 に、最大荷重時の曲げモーメント分布を図-7 に示す。

設計上の曲げモーメントの最大位置は、コンクリート表面から No.1~3, 6, 7 で 75 mm, No.4 で 15 mm, No.5 で 135 mm である。一方、実験では、No.1,2,6,7 で 75 mm, No.3 で 125 mm, No.4 で 25 mm(大きなひずみが生じている位置), No.5 で 175 mm である。荷重が増加し、ひび割れの開口とともに、曲げモーメントの最大位置がコンクリート深部に移動した。そのため、設計と実験の曲げモ

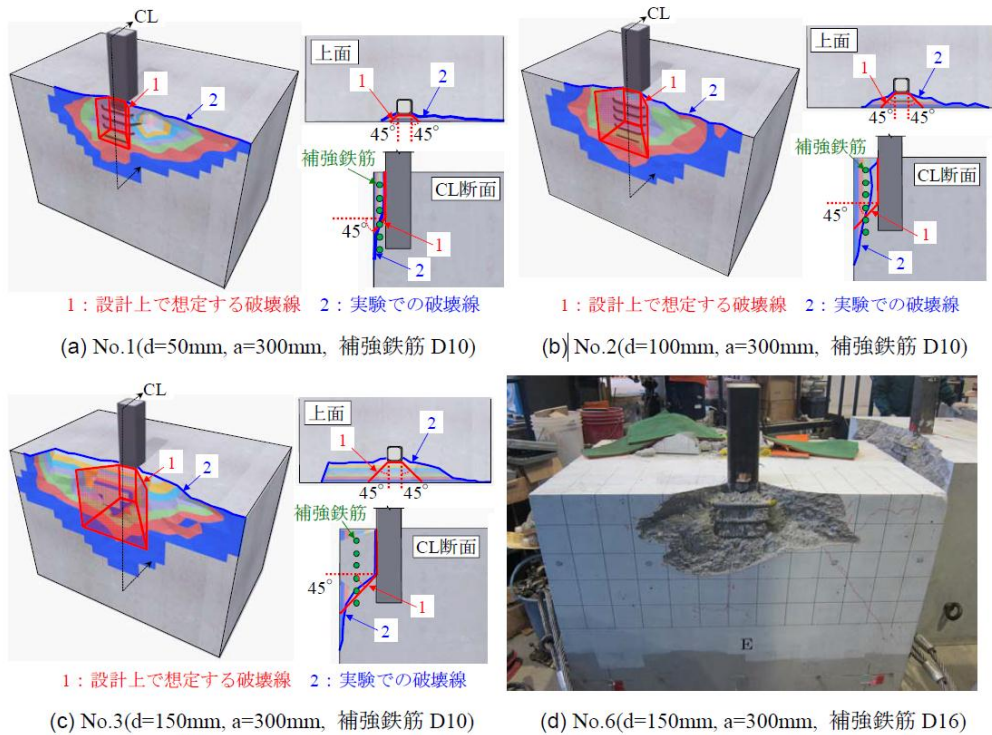


図-4 試験体 ひび割れ状況

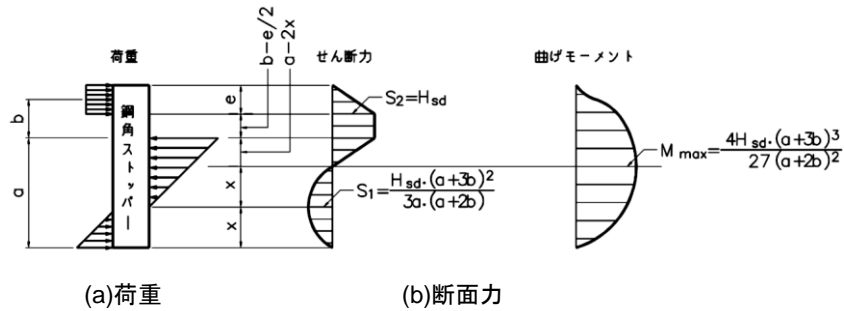


図-5 鋼角ストッパー本体に設計上作用する荷重と発生する断面力

ーメント分布は同等である。

4.4 せん断耐力

水平力について最大荷重とせん断耐力等の関係を表-4に示す。

ストッパーと桁端との距離 d 、ストッパーの埋込み長 a 、ストッパーの剛性、鉄筋径が大きいほど、最大荷重は大きい。いずれも押し抜きせん断耐力の設計上の計算値 H_{sp} よりも実験で得られた最大荷重 H_{max} は小さい。

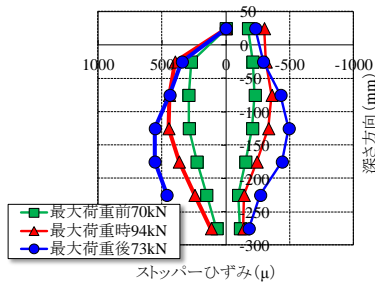
設計上で有効範囲にある補強鉄筋のみで荷重を受け持つと考えた場合の計算値 H_s と実験値 H_{max} を比較した場合、No.3 と補強鉄筋が降伏しなかった No.7 を除いて、 H_{max} は H_s を下回った。また、有効範囲を実験で降伏した範囲に修正して、補強鉄筋のみで荷重を受け持つと考えた場合の計算値 H_{cals} と実験値 H_{max} を比較した場合は、同様に、No.7 を除いて H_{max} は H_{cals} を下回った。 H_{max}/H_{cals} は 0.75~0.98 で平均 0.91 であった。

H_{max} はストッパーに作用する水平力で、埋め込み部

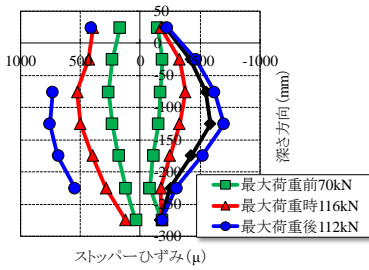
のコンクリートのせん断破壊の照査および補強鉄筋量の設定に用いる設計上の水平力に相当する。一方、ストッパー本体の断面力や、埋め込み部のコンクリートの支圧応力度の算定は、図-5(a)のようにストッパーを剛体と仮定し、埋め込み部のコンクリートから反力を受けるものと仮定している。ストッパー本体の曲げモーメント分布形状については、設計上のものと試験結果がおおむね一致していることから、ストッパー埋め込み部に生じる水平力についても、支圧応力の合力と考えて図-8のように修正最大荷重 H_{max}' を算出すると、修正最大荷重 H_{max}' は H_{cals} を上回った。よって、ストッパー周辺のコンクリートの耐力は、修正最大荷重 H_{max}' と H_{cals} との比較により評価できると考えられる。

ストッパーと桁端との距離 d 、ストッパーの埋込み長 a 、鉄筋径が大きいほど、最大荷重が大きい理由は、有効になる補強鉄筋が増加することが主要因と考えられる。

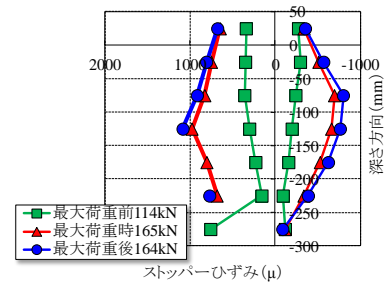
No.1



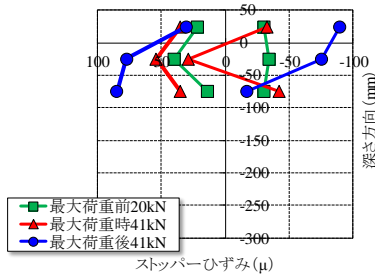
No.2



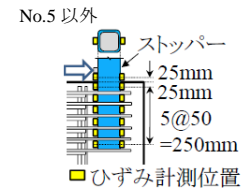
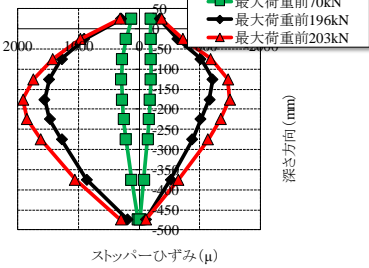
No.3



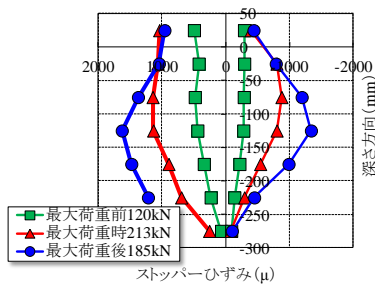
No.4



No.5



No.6



No.7

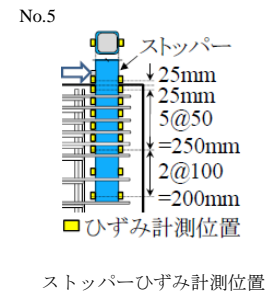
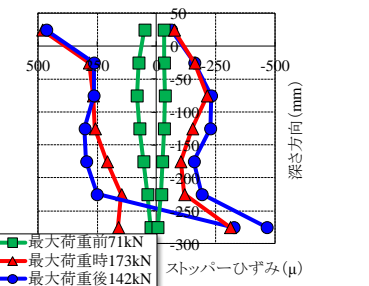


図-6 ストッパー本体のひずみ

表-4 水平力の最大荷重と耐力

	ひび割れ発生荷重 Hcr (kN)	最大荷重 Hmax (kN)	修正最大荷重 Hmax' (kN)	押し抜きせん断耐力の計算値 Hsp (kN)	補強鉄筋のみの耐力(設計上の有効範囲)の計算値 Hs (kN)	補強鉄筋のみの耐力(有効範囲を修正した)の計算値 Hcals (kN)(Hmax/Hcals)
No.1	50	94	147	110	125	125(0.75)
No.2	62	116	181	256	125	125(0.93)
No.3	90	165	257	411	125	167(0.99)
No.4	39	41	84	183	42	42(0.99)
No.5	66	205	301	348	250	250(0.82)
No.6	70	213	332	291	325	217(0.98)
No.7	106	173	269	256	125	降伏せず

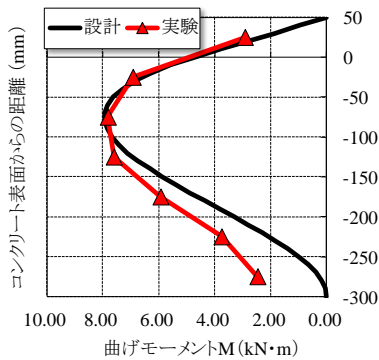
修正最大荷重 Hmax' と有効範囲を修正して補強鉄筋のみで荷重を受け持つと考えた場合の計算値 Hcals との差はコンクリートのかみ合わせによる効果と考えられる。コンクリートのかみ合わせによる効果は、ひび割れ発生荷重 Hcr に大きく影響することが考えられる。桁座端部と鋼角ストッパーとの距離 d が大きい試験体ほど最大荷重が大きくなり、Hmax' と Hcals との差も大きくなる傾向があるが、これはコンクリートのひび割れ面におけるかみ合わせ効果と考えられる。

5. まとめ

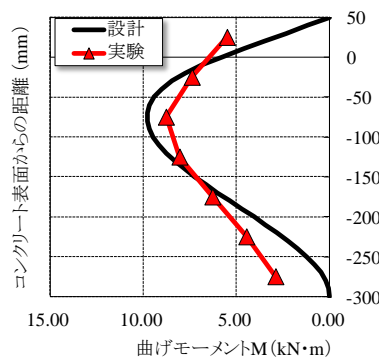
本研究における載荷試験の範囲で以下の知見が得られた。

- (1) 鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊性状は上方のせん断補強鉄筋が徐々に降伏するじん性的な破壊であった。
- (2) 設計における鋼角ストッパーを剛体と仮定して算出した補強鉄筋のせん断耐力に寄与する範囲やストッパーに生じる曲げモーメント分布は、実験結果と同

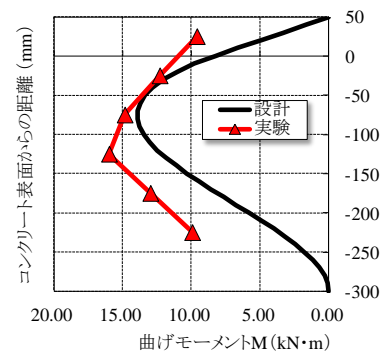
No.1



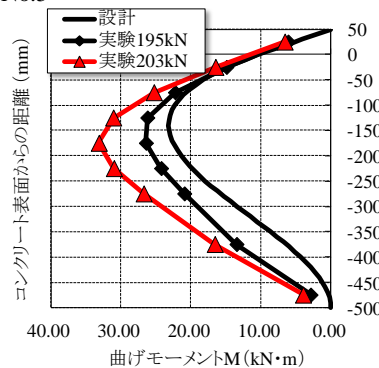
No.2



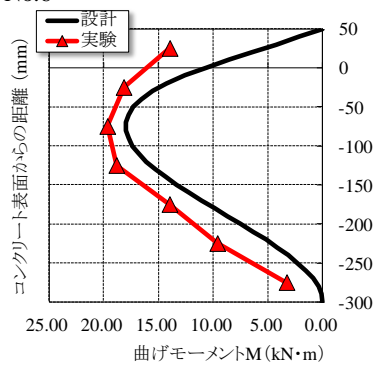
No.3



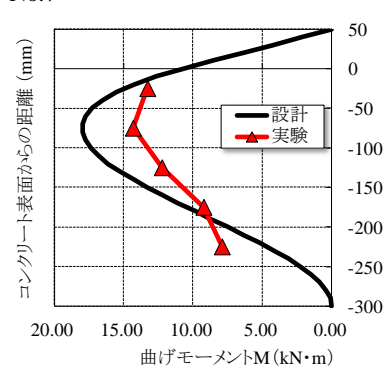
No.5



No.6



No.7



※No.4は、ひずみ分布の影響によりモーメントが算出できなかった。

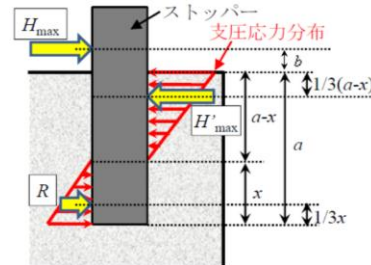
図-7 ストッパー本体の曲げモーメント分布（最大荷重時）

等であった。

- (3) 実験で降伏した補強鉄筋の引張抵抗のみで荷重を受け持つと考えた場合のせん断耐力の計算値と実験値はほぼ同じであることから、抵抗する補強鉄筋のみでせん断耐力が評価できる可能性がある。
- (4) 鋼角ストッパーの埋込み長が大きいと、ひび割れ発生後に抵抗する補強鉄筋の有効範囲が増し、せん断耐力が増加すると考えられる。
- (5) 鋼角ストッパーと桁座端部との距離を大きくするとひび割れのかみあわせ効果が増加することからせん断耐力は増加すると考えられる。
- (6) 鋼角ストッパー周辺の補強鉄筋の径を大きくすると補強鉄筋の抵抗が大きくなることからせん断耐力が増加すると考えられる。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 2012
- 2) 松枝修平, 松下幹夫, 植木茂夫, 西恭彦: 地震被害を受けた高架橋支承部の耐震設計に関する一考察, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.17, pp.43-47, 2015
- 3) 構造物設計事務所: コンクリート桁用ストッパーの試験概要,



$$H'_{max} = H_{max} \frac{(2a + 3b)^2}{3a(a + 2b)}$$

$$R = H_{max} \frac{(a + 3b)^2}{3a(a + 2b)}$$

図-8 埋め込み部に生じる支圧応力の合力 H'_{max}

構造物設計資料, No.59, pp.18-24, 1979

- 4) 中原繁則, 大石辰雄, 神山立男, 野々村政一: 新しい鋼角ストッパーの試験, 構造物設計資料, No.82, pp.8-12, 1985-6
- 5) 高橋健, 田所敏弥: 水平力に対するストッパー埋込み部の耐荷機構に関する一考察, 土木学会第 68 回 年次学術講演会, V-069, pp.137-138, 2013
- 6) (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, 丸善, 2004