

鋼角ストッパー埋込み部の設計耐力算定式

轟 俊太郎* 森 勇樹* 田所 敏弥* 渡辺 健*

Equation for Design Strength of Embedded Part of Square Steel Stopper in Railway Bridge

Shuntaro TODOROKI Yuki MORI Toshiya TADOKORO Ken WATANABE

It is required to improve accuracy of design strength of embedded part of stopper to suppress its damages due to earthquakes, which have been difficult to recovered. Therefore, focusing on effects of arrangements of reinforcing bars placed in an embedded part of square steel stoppers at girder, we performed experiments and analysis. The results showed that the strength can be increased by changing the positional relationship between the stopper and the reinforcing bars without increasing the amount of reinforcing bars. In addition, it was also revealed that we have to consider three types of failure modes when evaluating the strength. Finally, based on the failure mechanism of each of these failures, we proposed an equation for design strength of embedded part of stopper.

キーワード：鉄道橋りょう，ストッパー埋込み部，鉄筋の配置，破壊形態，破壊メカニズム，設計耐力算定式

1. はじめに

鉄道コンクリート橋りょうの支承部には、桁の移動を制限すること、また多くの場合は桁の落橋を防止することを兼ねて、図1に示すようにストッパーが配置される。ストッパーは、桁と橋脚を連結するように、両端部が桁と橋脚に埋め込まれる。桁端、桁座は、桁、橋脚のストッパー埋込み部およびゴム支承周辺の呼称である。

図2に、地震で生じた支承部の損傷例を示す。本事例は、1995年の兵庫県南部地震を契機に改訂された技術基準¹⁾を適用して設計された橋りょうに生じた損傷であり、ストッパー埋込み部にコンクリートの浮きが生じていた。

コンクリートの浮きを伴う損傷が桁端の遊間側に生じた場合は、狭隘で目視が容易でない箇所での修復が必要となり、同程度の損傷が桁端の中央側や桁座に生じた場合の復旧に比べ、多くの時間と費用を要することになった。この復旧が困難な遊間側での損傷を抑制できれば、復旧を確実かつ迅速に行えるようになると考えられる。

ストッパー埋込み部の損傷箇所や程度を制御するには、ストッパー埋込み部の耐力を精度よく算定し、耐力向上が可能な構造にすることが求められるが、現行のストッパー埋込み部の耐力算定式は数少ない実験を基に定式化され、破壊のメカニズムや式の精度は明らかではない。

本報告では、鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋の配置の変更によって耐力を向上させるため、ストッパー埋込み部の鉄筋の配置をパラメータとした実験および解析に

より、鉄筋の配置が耐力や破壊形態に及ぼす影響、破壊のメカニズムを明らかとし、鉄筋の配置の影響を考慮可能なストッパー埋込み部の設計耐力算定式を提案した。

2. 現行のストッパー埋込み部の耐力算定式

桁端の鋼角ストッパー埋込み部には、地震時に生じる桁の水平方向の慣性力などの水平力に対し、図3に示す破壊面を仮定して、それに交差するように鉄筋が配置されている。この破壊面を基に、コンクリートの水平耐力 H_{sp} (式(1))と破壊面に交差する鉄筋の降伏耐力 H_{sy} (式(2))を各々算定する²⁾。それらの小さい方がストッパー

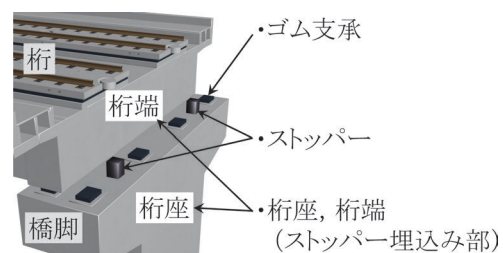


図1 鉄道コンクリート橋りょうの支承部

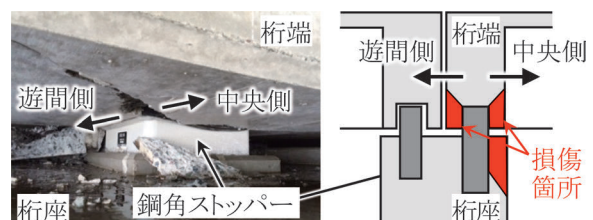


図2 地震で生じた支承部の損傷例

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

3.2 解析の方法

図6に、解析モデルを示す。実験条件の対称性を考慮し、供試体の1/4でモデル化した。境界条件や各材料の構成則など解析モデルは、ストッパー埋込み部の破壊性状を概ね捉えることができる既往の研究³⁾と同じものを用いた。このモデルを用いて、鉄筋とストッパーの位置関係をパラメータとした実験No.1~3を対象とした解析を行い、その検証解析と実験から損傷状況および耐力を確認する。実験No.1~3の解析に必要な諸値は、表1に示す値を基に既往の研究³⁾と同じ方法により定めた。

また、解析パラメータを表2に示す鉄筋の配置に関する鉄筋とストッパーの位置関係 l_{td} , l_{th} (図5参照)、鉄筋の量 n_s , A'_s , 降伏強度 f_{sy} , 形状, コンクリートの圧縮強度 f'_c とした解析に基づき、鉄筋の配置が破壊形態に及ぼす影響を検討する。鉄筋、鋼管の弾性係数 E_s は

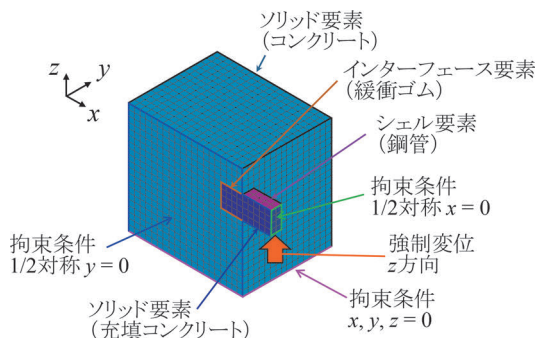


図6 解析モデル

表2 解析パラメータ

l_{td} mm	l_{th} mm	l_{td}/l_{th}	n_s 本	A'_s mm ²	f_{sy} N/mm ²	形状	f'_c N/mm ²
75	30	0.3	0	126.7	345	※	20.0
~	~	~	~	~	~		~
225	412	7.5	6	794.2	1379		50.0

n_s : 図5の e の範囲に配置される鉄筋の本数
 A'_s : 図5の e の範囲に配置される鉄筋1本の断面積
 ※ 図5のコの字, ハの字など. ハの字の鉄筋が載荷軸となす角度は45°。コとハの字の両方を配置した場合の $n_s=3$ 本は, 各々3本。

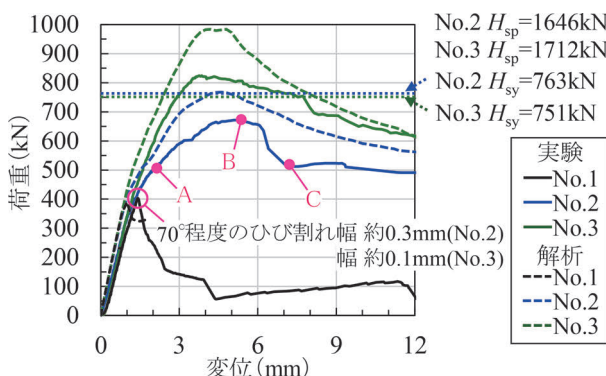


図7 荷重と変位の関係

200kN/mm²とし、コンクリートの弾性係数 E_c はコンクリートの圧縮強度を用いて算出した²⁾。コンクリートの最大骨材寸法は20mmであり、 e, d, c は300mmである。

3.3 損傷状況および耐力

図7に、荷重と変位の関係を示す。鉄筋を配置し、式(1), (2)によって耐力の計算が可能なNo.2, No.3に対しては、併せて、コンクリートの水平耐力 H_{sp} , 鉄筋の降伏耐力 H_{sy} を示した。また、図8に、最大荷重前後A, B, C時点におけるひび割れ状況を示す。No.3のひび割れ状況は、No.2と同様であるため、No.2を代表に示した。まず、載荷軸と約70°の角度をなす方向にひび割れがストッパー角部から発生し、フーチング縁端に向けて進展する。鉄筋を配置していないNo.1の場合には、このひび割れが発生し、荷重が低下する。鉄筋を配置しているNo.2, 3の場合には、このNo.1の最大荷重付近でひび割れがストッパー角部で幅0.3mm程度 (No.2), 0.1mm程度 (No.3) となったが、その後も荷重が増加する。そして、荷重を有効に負担する、鉄筋の載荷軸に平行な部分ではない鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが新たに進展し、荷重が低下した。

図9に示す実験で得られた鉄筋のひずみから、載荷軸

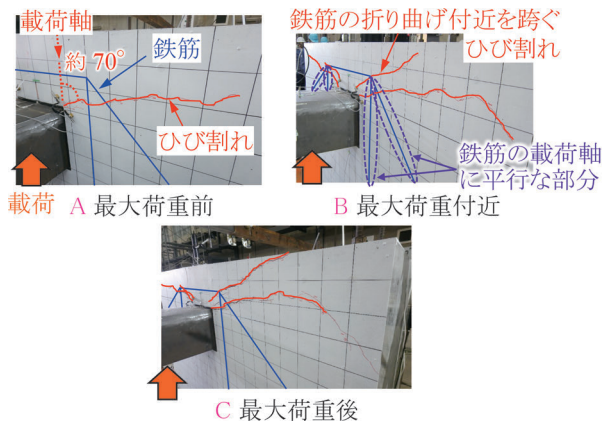


図8 ひび割れ状況 (No.2)

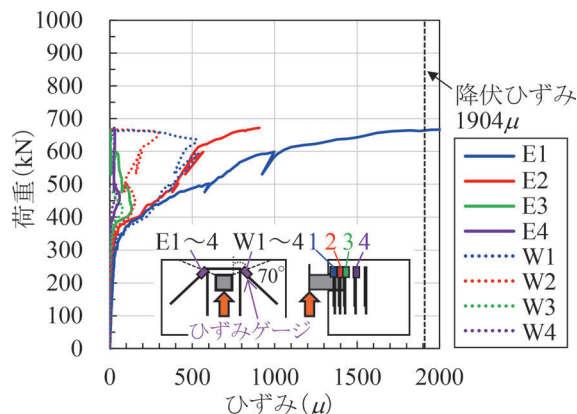


図9 実験で得られた鉄筋のひずみ (No.2)

と約70°の角度をなすひび割れが見られた荷重400kN程度以降に、ひずみが増加しており、鉄筋が荷重を負担するようになることがわかる。現行の耐力算定式(2) H_{sy} の仮定とは異なり、破壊面を跨ぐ鉄筋(図9中のE1~3, W1~3)の一部しか降伏することがなく、最大荷重に至っている。No.2の最大荷重が H_{sy} より小さいのはこのためであると考えられる。なお、 H_{sp} は、No.2, No.3の最大荷重に比べて大きい。

No.2とNo.3の最大荷重を比較すると、No.3の最大荷重は、No.2よりも大きい。鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋をストッパーに近づけるように l_{th} を小さくすることによって、耐力を向上できると考えられる。

4. 鉄筋の配置に応じた破壊形態

4.1 鉄筋とストッパーの位置関係の影響

図10に、 n_s , A'_s , f_{sy} , 鉄筋の形状を同一とし、 l_{rd}/l_{th} , および f'_c をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 $l_{rd}=150\text{mm}$ 一定である。また、図11に、図10中に①, ②, ③で表す $l_{rd}/l_{th}=0.36, 1.0, 4.0$ の最大荷重時の鉄筋の応力を示す。

図10から、 f'_c に関わらず、 l_{rd}/l_{th} と耐力の関係は、 l_{rd}/l_{th} が大きくなると耐力が増加するが、ある程度以上の l_{rd}/l_{th} となると耐力が一定になるような傾向にある。同じ f'_c の l_{rd}/l_{th} と耐力の関係を見ると、 l_{rd}/l_{th} が0.0~0.36の耐力は、概ね同一である。図11から、 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ で

は最大荷重時に鉄筋が降伏に達するような応力は生じていない。 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ は、ストッパーの角部と鉄筋の折り曲げ点を結ぶ線が載荷軸と70°の角度をなす場合($l_{rd}/l_{th}-1/\tan 70^\circ=0$)である。その場合、鉄筋の載荷軸に平行な部分が70°のひび割れに交差せず、最大荷重に至ると考えられる(図12(a))。これは、実験でのひび割れが約70°であったことと整合する。 $l_{rd}/l_{th}-1/\tan 70^\circ < 0$ の場合、コンクリートの水平耐力のみで耐力を評価できると考えられる。

l_{rd}/l_{th} が0.36以上では、 l_{rd}/l_{th} が大きくなると耐力が増加するが、ある程度以上の l_{rd}/l_{th} となると耐力が一定になる。図11から、 $l_{rd}/l_{th}=1.0, 4.0$ ともに、鉄筋が荷重を負担していると考えられるが、 $l_{rd}/l_{th}=4.0$ の方が荷重の負担が大きい。耐力が増加している範囲にある $l_{rd}/l_{th}=1.0$ では現行の耐力算定式(2)で考えられる破壊面に交差する鉄筋1, 2, 3のうち1のみが降伏しているが、耐力が一定となる範囲にある $l_{rd}/l_{th}=4.0$ では全て降伏する。

l_{rd}/l_{th} が大きいほど耐力が増加する範囲では、鉄筋が降伏する場合よりも耐力が低い形態として、70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の載荷軸に平行な部分を避けた位置、ここでは鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐようにひび割れが生じて、最大荷重に至ると考えられる(図12(b))。ひび割れが鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐように生じるため、鉄筋の折り曲げ位置を表す l_{rd} , l_{th} に依存する l_{rd}/l_{th} が大きいほど、ひび割れの角度が小さくなり、耐力が増加すると考えられる。 l_{rd}/l_{th}

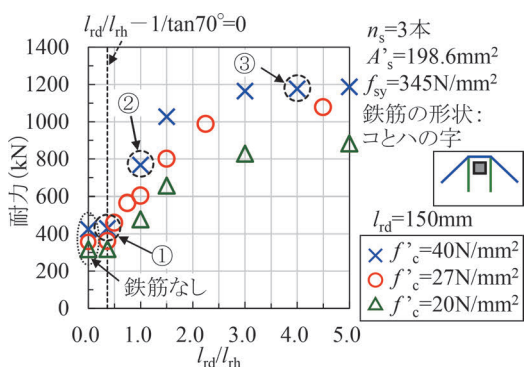


図10 l_{rd}/l_{th} , f'_c と耐力の関係

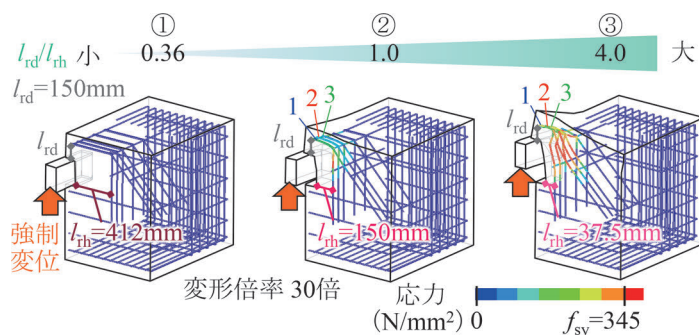


図11 最大荷重時の鉄筋の応力(図10中の①, ②, ③)

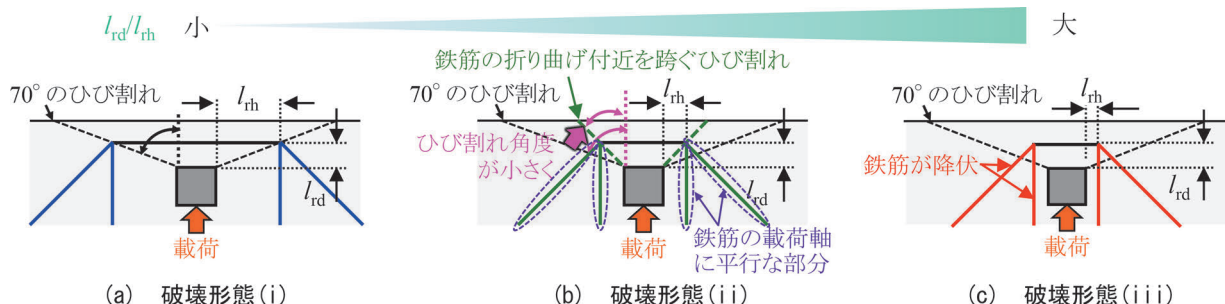


図12 破壊形態の分類

がある程度以上で耐力が一定となるのは、70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏し、その際、鉄筋諸元が同一であれば鉄筋が降伏する場合に耐力が一定となるためであると考えられる（図12(c)）。

- 以上より、 l_{rd}/l_{th} 、 f'_c 等に応じて、図12に示す次の(i)、(ii)、(iii)の3つの破壊形態となると考えられる。
- (i) 鉄筋が70°のひび割れで形成される破壊面に交差せずに最大荷重に至る。
 - (ii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが発生して最大荷重に至る。
 - (iii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏して最大荷重に至る。

4.2 鉄筋の形状や量、降伏強度の影響

図13に n_s 、 A'_s 、 f_{sy} 、 f'_c を同一として、鉄筋の形状をコの字の他、折り曲げ部を設けない直線および円形とした3ケースの解析結果を示す。荷重と変位の関係から、コの字と直線の鉄筋を配置したケースの最大荷重は概ね同一であり、直線の鉄筋の最大主ひずみから、鉄筋を避けるように、供試体の表面、鉄筋の端部に向かってひび割れが生じている。また、最大荷重時の鉄筋の応力から、円形の鉄筋を配置したケースでは破壊面に交差する鉄筋が降伏して、最大荷重に至っていた。

図14に、 n_s 、 f_{sy} 、鉄筋の形状、 f'_c を同一とし、 l_{rd}/l_{th} および A'_s をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 l_{rd}/l_{th} が大きいほど耐力が増加する破壊形態(ii)と考えられる範囲(図中の $l_{rd}/l_{th}=0.36\sim 1.5$ 程度の範囲)においては、鉄筋の形状および A'_s に関係なく、 l_{rd}/l_{th} が同一であれば同等の耐力である。これは、破壊形態(ii)が l_{rd}/l_{th} に依存するものであり、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れによって最大荷重に至る破壊形態であるものとする。そのため、破壊形態(ii)の場合、鉄筋の形状や A'_s など鉄筋の材料諸元に関係なく、 l_{rd}/l_{th}

を用いて耐力を評価できると考えられる。

図15に、 l_{rd}/l_{th} を同一とし、 H_{sy} をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 $n_s=3$ 本、 $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$ である。破壊形態(i)である $l_{rd}/l_{th}=0.36$ では、鉄筋が荷重を負担しないため、 H_{sy} を増やしても耐力は一定である。 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ 以上では、 H_{sy} を増やすと耐力が増加し、 l_{rd}/l_{th} によって程度は異なるが、ある H_{sy} 以上となると耐力が一定となる。耐力が一定になる範囲は、破壊形態(ii)であり、 H_{sy} 、つまり鉄筋の形状や A'_s 、 n_s 、 f_{sy} に関わらず、 l_{rd}/l_{th} のみで耐力が定まるため、 l_{rd}/l_{th} を用いて耐力を評価できる可能性がある。 $l_{rd}/l_{th}=3.0$ 、 $l_{rd}/$

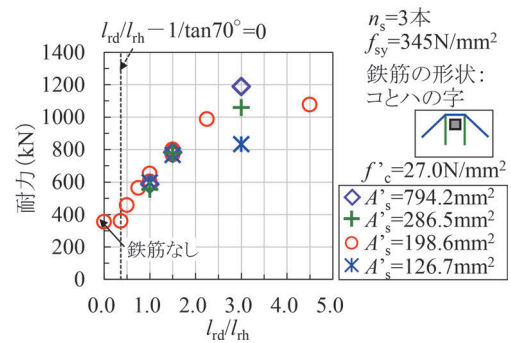


図14 l_{rd}/l_{th} 、 A'_s と耐力の関係

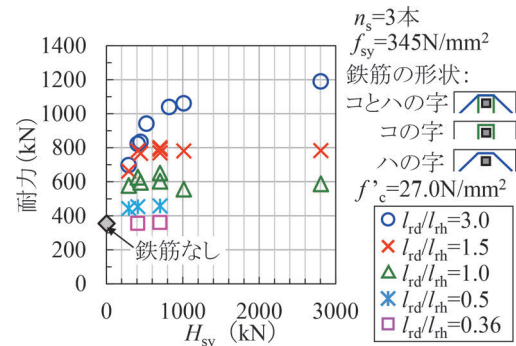


図15 $H_{sy}(=n_s \cdot A'_s \cdot f_{sy} \cdot \cos \theta_s)$ と耐力の関係

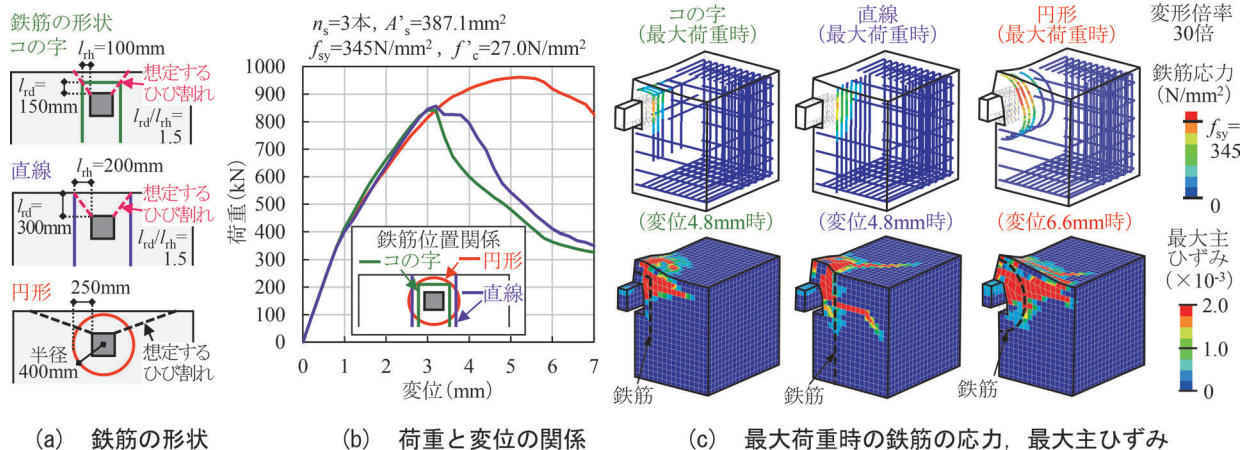


図13 鉄筋の形状が破壊形態に及ぼす影響

$l_{th}=1.5$ の結果をみると、 H_{sy} を増やすほど耐力が増加する範囲(横軸 $H_{sy}=0\sim 600\text{kN}$ 程度の範囲)では、 l_{rd}/l_{th} に関係なく、 H_{sy} が同一であれば同等の耐力となる。この範囲は、鉄筋が降伏して最大荷重に至る破壊形態(iii)となると推察される。破壊形態(iii)の場合、 l_{rd}/l_{th} に関わらず、 H_{sy} を用いて耐力を評価できる可能性がある。

以上より、(i)、(ii)、(iii)の3つの破壊形態は、 l_{rd}/l_{th} 、 f'_c の他、 n_s 、 A'_s 、 f_{sy} に応じて生じると考えられる。

5. 耐力の評価と破壊のメカニズム

5.1 破壊形態(i)に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

図16に、実験終了後ののはつり出し状況を示す。実験終了後、コンクリートの浮き箇所など脆弱箇所をはつりとした。ストッパー埋込み部の破壊は、単純支持梁のせん断破壊やスラブの押し抜き破壊とは異なり、あと施工アンカーのコーン状破壊のように引き抜かれるように破壊面を形成し破壊に至る場合⁴⁾と類似すると考え、コンクリートの水平耐力は、コンクリートのせん断強度と破壊面の面積を用いて式(3)で評価することとした。

$$H_{c1} = f_{po} \cdot A_r \quad (3)$$

ここに、 H_{c1} :コンクリートの水平耐力(破壊形態(i))(N)

f_{po} :せん断強度(N/mm²)

$$f_{po} = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c}$$

A_r :図17に示す破壊面の面積(mm²)

$$A_r = d \cdot (2 \cdot e + c + \pi/2 \cdot d)$$

f'_c :コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

d :ストッパー前面から桁端(フーチング)縁端までの距離(mm)

e :ストッパーの埋込み長(mm)

c :ストッパーの幅(mm)

図18に、式(3)による算定値と鉄筋を配置していな

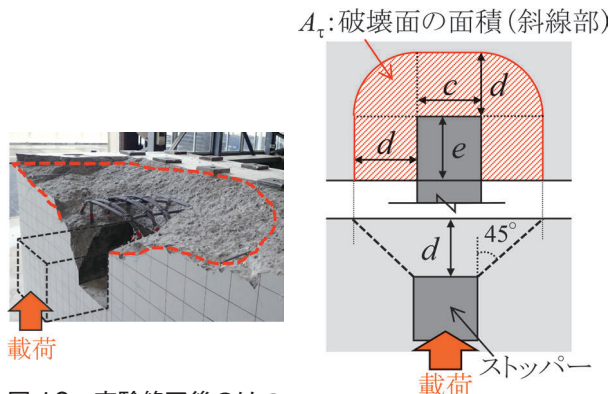


図16 実験終了後ののはつり出し状況(No.3)

図17 式(3)の A_r

い場合の解析値($f'_c=20.0, 27.0, 37.9, 50.0\text{N/mm}^2$)および実験No.1の解析値、実験値(実験で得られた耐力)の比較を示す。概ね評価できていることがわかる。 f_{po} の係数0.17は、算定値と解析値の比が1.0となるよう設定した。

5.2 破壊形態(ii)に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

荷重の低下要因となるひび割れは、鉄筋の載荷軸に平行な部分を選けた位置、ここでは鉄筋の折り曲げ付近を跨いで発生するため、鉄筋の折り曲げ位置がそのひび割れの角度に影響すると考え、ひび割れの角度が70°よりも小さくなることをせん断強度の割増しとして式(3)に係数 η を掛けた式(4)で評価することとした。

$$H_{c2} = \eta \cdot f_{po} \cdot A_r \quad (4)$$

ここに、 $\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}} \geq 1.0$

H_{c2} :コンクリートの水平耐力(破壊形態(ii))

l_{rd}, l_{th} :ストッパー外縁から鉄筋の折り曲げまでの載荷軸方向の距離、載荷軸直交方向の距離(mm)

図19に、各解析で得られた耐力とそれと同じ f'_c の

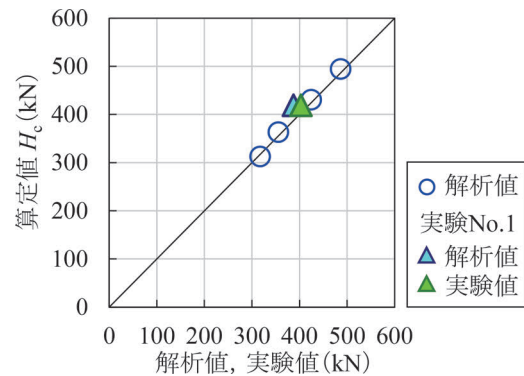


図18 算定値と解析値、実験値の比較

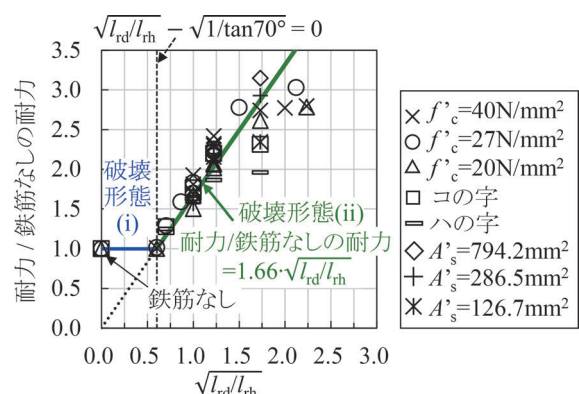


図19 (耐力/鉄筋なしの耐力)と $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ の関係

鉄筋を配置していない場合の耐力の比（耐力 / 鉄筋なしの耐力）と $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ の関係を示す。パラメータは、 $n_s=3$ 本、 $A'_s=198.6\text{mm}^2$ 、 $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の形状はコとハの字、 $f'_c=27\text{N/mm}^2$ を基本とし、 f'_c と A'_s を変化させた。

$\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} > 0$ である破壊形態 (ii) と考えられる範囲の結果を近似すると、（耐力 / 鉄筋なしの耐力） $= 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ となる。これより、 η を $1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ とし、仮定した通り、 H_{cl} に η を乗じることにより、破壊形態 (ii) の耐力を評価できることがわかる。

$\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} < 0$ である破壊形態 (i) と考えられる範囲の結果は、（耐力 / 鉄筋なしの耐力） $= 1.0$ とみなせるため、式 (4) の η を 1.0 とすると、式 (4) は、式 (3) の H_{cl} となる。 η は、 $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ が $\sqrt{1/\tan 70^\circ}$ となる時に 1.0 となり、 $\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} < 0$ となると η は 1.0 より小さくなる。そのため、 η に 1.0 以上という条件を設けることによって、破壊形態 (i) および破壊形態 (ii) の両耐力を式 (4) により評価することができる。

5.3 破壊形態 (iii) に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

約 70° のひび割れを跨ぐ鉄筋が降伏して最大荷重に至るため、コンクリートの水平耐力と鉄筋の降伏耐力の足し合わせによって式 (5) で評価することとした。

$$H_{po} = H_{cl} + H_{sy} \quad (5)$$

ここに、 H_{po} : 水平耐力（破壊形態 (iii)）

H_{cl} : 式 (3) に示すコンクリートの水平耐力（破壊形態 (i)）

H_{sy} : 式 (2) に示す鉄筋の降伏耐力

図 20 に、図 15 で示した $l_{rd}/l_{th}=3.0$ 、 $l_{rd}/l_{th}=1.5$ の破壊形態 (iii) と考えられる範囲（横軸 $H_{sy}=0 \sim 600\text{kN}$ の範囲）の結果を用いて、各解析で得られた耐力から鉄筋を配置していない場合の耐力を引いた値（耐力 - 鉄筋なしの耐力）と H_{sy} の関係を示す。破壊形態 (iii) と考え

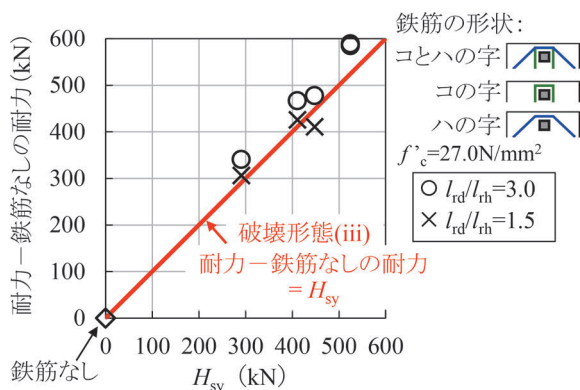


図 20（耐力 - 鉄筋なしの耐力）と H_{sy} の関係

られる範囲の結果は、図中に示す（耐力 - 鉄筋なしの耐力） $= H_{sy}$ の線に近似する。これより、 H_{cl} と H_{sy} の足し合わせで耐力を評価できることがわかる。

5.1~5.3 節より、想定したメカニズムに基づく式により解析値を概ね精度良く評価ができています。このことから、各破壊形態で仮定したメカニズムに従って破壊が生じると考えられる。

6. ストッパー埋込み部の設計耐力算定式の提案

6.1 設計耐力算定式の概要

破壊形態 (i)、(ii) の設計耐力算定式を式 (3)、(4) に基づき $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とし、破壊形態 (iii) の設計耐力算定式を式 (5) に基づき $H_{pod} (= H_{cd} + H_{syd})$ とする。 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ と H_{pod} の小さい方が設計耐力となるため、「 $H_{pod} > \eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ となる場合には、 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とする。」と示し、ストッパー埋込み部の設計耐力算定式を式 (7) とした。

$$H_{pod} = H_{cd} + H_{syd} \quad (7)$$

ここに、

H_{pod} : ストッパー埋込み部の設計水平耐力

$H_{pod} > \eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ となる場合には、 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とする。

$\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ ただし、 $1.0 \leq \eta \leq 3.2$ とする。

l_{rd}, l_{th} : ストッパー外縁から鉄筋の折り曲げまでの
 載荷軸方向の距離、載荷軸直交方向の距離
 (mm)

ξ : 補強鉄筋以外の鉄筋の影響等を表す係数。1.2。

H_{cd} : 補強鉄筋を用いないストッパー埋込み部の
 設計

水平耐力 (N) $H_{cd} = f_{pod} \cdot A_t / \gamma_b$

$f_{pod} = 0.15 \cdot \sqrt{f'_c}$ (N/mm²)

f'_c : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

A_t : 破壊面の投影面積 (mm²) $A_t = \lambda \cdot a_t$

λ : ストッパーの剛性や埋込み長、ストッパーから
 桁端縁端までの距離等の係数を表す係数

a_t : 基準となる破壊面の投影面積 (mm²)

鋼角ストッパーの桁端埋込み部の場合、

$a_t = d \cdot (2e + c + \pi/2 \cdot d)$

$\lambda = (e \cdot c/d^2)^{1/3}$ ただし、 $\lambda > 1.6$ の場合、1.6
 とする。

d : ストッパー前面から桁端縁端までの距離 (mm)

e : ストッパーの埋込み長 (mm)

c : ストッパーの幅 (mm)

γ_b : 部材係数

H_{syd} : 補強鉄筋により受け持たれるストッパー埋込み
 部の設計水平耐力 $H_{syd} = f_{syd} \cdot A_s \cdot \cos \theta_s / \gamma_b$

- f_{syd} : 補強鉄筋の設計引張降伏強度
- A_s : 破壊面を跨ぐ範囲に配置される補強鉄筋の面積
- θ_s : 補強鉄筋が設計水平力の作用軸となす角度
- γ_b : 部材係数

なお、 ζ は、補強鉄筋以外の鉄筋の影響を考慮した係数であり、一般的な配筋の割合における値とした³⁾。鋼角ストッパーの曲げ剛性が、小さいほど支圧応力分布が桁下面に集中し、破壊面が小さくなる⁵⁾。その他、破壊面は、ストッパーの埋込み長やストッパーから桁端縁端までの距離等の影響を受けるため、 λ をこれらの影響を考慮する係数とした。 λ の上限値については、解析および埋込み長に関わる実績等から定めた。

6.2 耐力の評価

図 21 に耐力の算定値と解析値、実験値の関係を示す。算定値は、式 (7) における f_{pod} を $0.17 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ として計算したものである。材料係数と部材係数は 1.0、補強鉄筋以外の鉄筋は配置していないため ζ は 1.0 である。検討を実施した諸元は、 c (150~450mm)、 d (150~600mm)、 e (150~450mm)、ストッパーの剛性や埋込み長、ストッパーから桁端縁端までの距離等の影響を表す係数 λ (0.6~1.6)、コンクリートの圧縮強度 f'_c (20.0~41.0N/mm²)、 $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ (0.60~(1.0 \leq 0))、鉄筋の降伏耐力 H_{syd} (137~2807kN) である。

式 (7) では、実験および解析の結果を参考に、実験で得られた耐力 (実験値) と解析値の差を考慮し、 $f_{pod} = 0.17 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ に実験値と解析値の比 (実験値 / 解析値) の平均 0.88 を掛けて、 $f_{pod} = 0.15 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ とした。

6.3 耐力算定値と各諸元の関係

図 22 に、耐力の算定値、解析値と $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ および補強鉄筋の降伏耐力 H_{syd} の関係を示す。 e 、 d 、 c は 300mm である。算定値は、図 21 に示すものと同様の条件で算出した。(a) より耐力を増加させるには $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ が大きくなるように鉄筋を配置するのがよい。また、(b) より

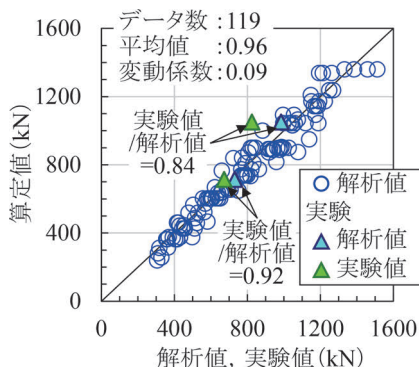


図 21 耐力の算定値と解析値、実験値の関係

補強鉄筋の量のみを増やしても破壊形態 (ii) となり耐力が増加しない場合があるため、補強鉄筋量に応じて $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ を大きくなるように補強鉄筋を配置するのがよい。ただし、補強鉄筋を多量に配置した場合、鋼角ストッパー前面に生じる圧縮応力分布が桁座・桁端に集中して破壊面が小さくなることや他の破壊形態が生じることにより、算定結果よりも耐力が増加しにくくなる可能性がある。そのため、(c) に示す $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ と H_{syd} をパラメータとした本検討の範囲で耐力が最も大きい場合 ($\sqrt{l_{rd}/l_{rh}} = 1.73$, $H_{syd} = 2806\text{kN}$ の場合) を η の上限値 3.2 と設定した。これを超える場合には、非線形有限要素解析等を用いて検討を行うのがよい。

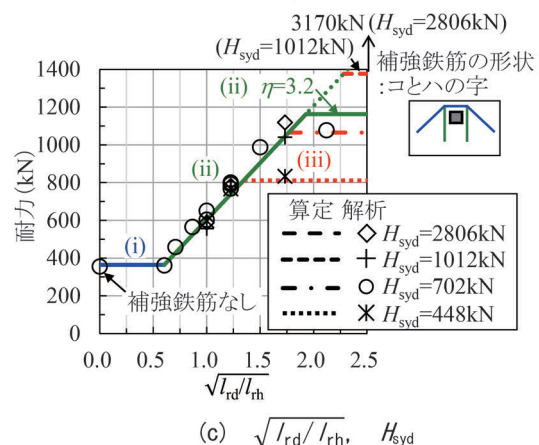
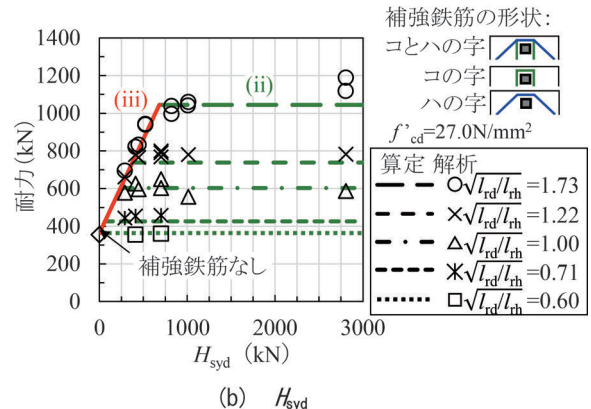
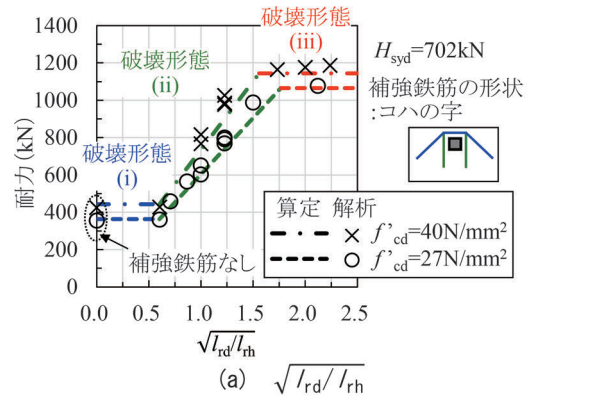


図 22 耐力の算定値、解析値と $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ および H_{syd} の関係

7. まとめ

本報告では、ストッパー埋込み部の鉄筋の配置が耐力や破壊形態に及ぼす影響、破壊のメカニズムを明らかとし、それらに基づく設計耐力算定式について検討した。

- (1) 鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋の配置のみの変更によって耐力を向上できる。
- (2) ストッパー埋込み部は、諸元の違いにより、(i)～(iii)の3つの破壊形態となる。
 - (i) 鉄筋が70°のひび割れで形成される破壊面に交差せずに最大荷重に至る。
 - (ii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが発生して最大荷重に至る。
 - (iii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏して最大荷重に至る。
- (3) (2)の各形態の破壊メカニズムに基づき、鉄筋の配置の変更により増加する耐力を評価可能な算定式を提案した。

なお、本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。また、本論文は、文献6と同じ

内容を含んでいる。

文献

- 1) 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，1999
- 2) 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
- 3) 平野悠輔，轟俊太郎，田所敏弥：実橋モデルを用いた鋼角ストッパー埋込み部の損傷に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.679-684，2021
- 4) 鉄道総合技術研究所：あと施工アンカーの設計・施工の手引き，pp.35-37，2018
- 5) 轟俊太郎，岡本大，進藤良則，西恭彦，下津達也：鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊性状に及ぼすストッパーの曲げ変形の影響，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.70，I-255，pp.509-510，2015
- 6) 轟俊太郎，田所敏弥，渡邊忠朋，岡本大：鉄道橋りょうにおける鋼角ストッパー埋込み部の鉄筋の配置に応じた破壊のメカニズム，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol.78，No.3，pp.197-209，2022