

論文 鉄道橋りょうにおける鋼角ストッパー周辺の耐荷性能評価に関する実験的検討

小島 巧*1・倉岡 希樹*1・田附 伸一*1・中岡 宏一*2

要旨：鉄道構造物等設計標準の改訂に伴い、ストッパー周辺部の設計水平耐力算定に新たに設定された係数 η は、適用範囲を超える場合において実験等による検討が有効とされている。今回、 η をパラメータとした試験体を用いてストッパー周辺の耐力確認実験を行った結果、端横桁の構造鉄筋として配置される引張鉄筋はストッパー周辺耐力への寄与度が小さいことを確認した。また、ひび割れが補強鉄筋の折り曲げ付近を跨がないよう l_{rd} を確保した補強鉄筋の配置形状とすれば、 η の上限を超えても鉄筋とコンクリートが負担する各耐力の合算値として評価できる可能性が示唆された。

キーワード：鉄道橋りょう、鋼角ストッパー、補強鉄筋、設計水平耐力

1. はじめに

令和5年1月の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（以下、設計標準）¹⁾の改訂に伴い、橋りょうのストッパー周辺の耐力評価方法が見直された。ストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力の算定式を式(1)に示す。

$$H_{pod} = H_{cd} + H_{rd} \quad (1)$$

ただし、 $H_{pod} > \eta \times \xi \times H_{cd}$ となる場合は、 $\eta \times \xi \times H_{cd}$ を設計水平耐力とする。

ここで、

$$\eta : 1.66 \times \sqrt{l_{rd}/l_{rh}} \quad (\text{ただし, } 1.0 \leq \eta \leq 3.2)$$

l_{rd}, l_{rh} : ストッパー外縁から補強鉄筋までの距離
 ξ : 補強鉄筋以外の鉄筋の影響を表す係数

ストッパーの桁座・桁端埋込み部の設計水平耐力（以下、 H_{pod} ）は、コンクリートが受け持つ設計水平耐力（以下、 H_{cd} ）とストッパー補強鉄筋（以下、補強鉄筋）が受け持つ設計水平耐力（以下、 H_{rd} ）の合算値としているが、そこに加えて H_{pod} には、 H_{cd} に対し、補強鉄筋の配置状況により変化する係数 η 、補強鉄筋以外の鉄筋を評価する係数 ξ をかけて、上限値を設けるよう定められている。 η が定まる l_{rd} および l_{rh} の考え方を図-1に示す。

通常、地震等の外力によりストッパーへ水平力が作用するとストッパー隅角部からストッパー周辺の桁座・桁端埋込み部にひび割れ（以下、押し抜きひび割れ）が形成される。その後は、ひび割れ面と交差する補強鉄筋の水平力の作用軸と平行な部分が水平力に抵抗する。設計標準の根拠となった既往の研究²⁾では、この押し抜きひび割れと水平力の作用軸となす角度（以下、ひび割れ角度）は 70° とされ、補強鉄筋の配置形状によっては、 70°

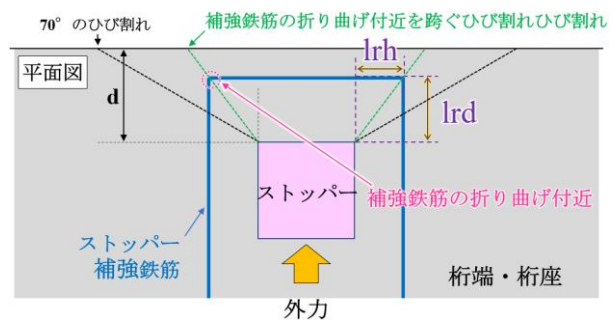


図-1 l_{rd} および l_{rh} の考え方

の破壊面に交差する補強鉄筋が降伏する前に、補強鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが新たに発生して、より鋭角な破壊面が新たに形成するとされている。補強鉄筋の配置形状によっては、補強鉄筋の水平力の作用軸と平行な部分が破壊面と交差せず耐力向上に寄与できないため、配置形状による係数 η が定められ、それを乗じることで耐力の上限が設けられている。また、破壊面と補強鉄筋の水平力の作用軸と平行な部分が交差するように配置した場合においても、ある一定の耐力を超えると、 H_{rd} を大きくしても耐力向上が見込めないとの解析結果から、上限値算出に用いる係数 η においても上限を定めた適用範囲が設定されている。このため、設計において H_{pod} を向上させるためには、補強鉄筋の配置形状を検討するとともに上限設定値に影響を与える H_{cd} を大きくする必要がある。

η の上限値3.2は、既往の検討範囲の中で設定されており、それを超える場合には実験やFEM解析により検討することが有効とされている。そこで、コンクリート断面を増やすことなく、鉄筋の配置状況により、 η を3.2以上とした場合の耐力向上が見込めるかを確認する耐荷性能評価の実験を行った。

*1 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター コンクリート構造ユニット(正会員)

*2 東日本旅客鉄道株式会社 JR 東日本研究開発センター 構造システムデザインユニット(正会員)

2. 実験概要

2.1 実験方法

本実験は η をパラメータとし、 η の適用範囲の上限を超えた場合におけるストッパー周辺のコンクリートの設計水平耐力を確認する要素実験である。図-2に荷重装置の概要を示す。構造物設計資料³⁾の実験を参考に、試験体中央に設けたストッパー部により試験体を支持し、曲げ荷重試験機で試験体上部から2点荷重を行うことで、ストッパー部から試験体上部を押し抜く力を作用させた。

2.2 試験体諸元

試験体諸元および材料特性を表-1、試験体寸法および配筋を図-3に示す。今回の荷重方法の場合、曲げの影響が生じることから、押し抜き耐力よりも曲げ耐力が上回るよう試験体形状を設定した。

補強鉄筋を配置した試験体のパラメータ η の設定については、 l_{rd} を固定して l_{rh} のみを変化させた。CASE1, 2, 3では、 l_{rh} をそれぞれ65mm, 45mm, 31mmとして、 η を3.15, 3.79, 4.56とした。また、比較として補強鉄筋を配置しないCASE4を設定した。

ストッパー本体は、鋼板($t=19$, SM490)を溶接して角形鋼管を製作し、内部をコンクリートで充填させて製作した。試験体部の破壊性状を確認するため、ストッパー本体の耐力は試験体部の各耐力よりも十分に大きくした。

2.3 計測項目

荷重は鉛直方向に静的単調荷重とし、ジャッキ荷重を50kN増加させる毎にひび割れの発生状況を確認した。

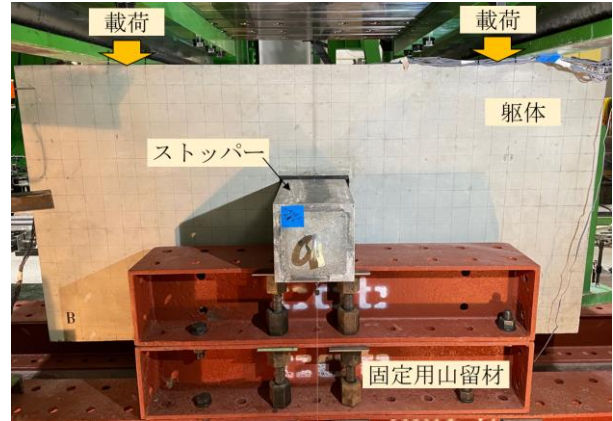


図-2 荷重装置の概要

計測項目は、ジャッキ荷重、ジャッキ鉛直変位、引張鉄筋のひずみ、補強鉄筋のひずみである。補強鉄筋および引張鉄筋のひずみは、図-3に示す45°破壊面と交差する位置と試験体中央位置を計測した。

3. 実験結果および考察

3.1 ひび割れ状況

各試験体の実験結果を表-2、各CASEの最大荷重載荷直後の試験体のひび割れ状況を図-4, 5, 6, 7に示す。図には計算上の破壊面(45°)を赤点線で示した。目視によりひび割れの発生を確認した荷重をひび割れ確認荷重とした。ひび割れ状況はいずれも東面を定点撮影したものである。

表-1 試験体諸元および材料

CASE	ストッパー補強鉄筋			材料特性					
	配置			コンクリート		補強鉄筋/引張鉄筋[D22]			
	l_{rd}	l_{rh}	η	圧縮強度	引張強度	降伏強度	弾性係数	降伏ひずみ	
	mm	mm	$1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	μ	
1	有	234	65	3.15	24.3	2.5	368	191,730	1,995
2			45	3.79	25.6	2.6			
3			31	4.56	26.3	2.6			
4	無	—	—	—	27.6	2.7			

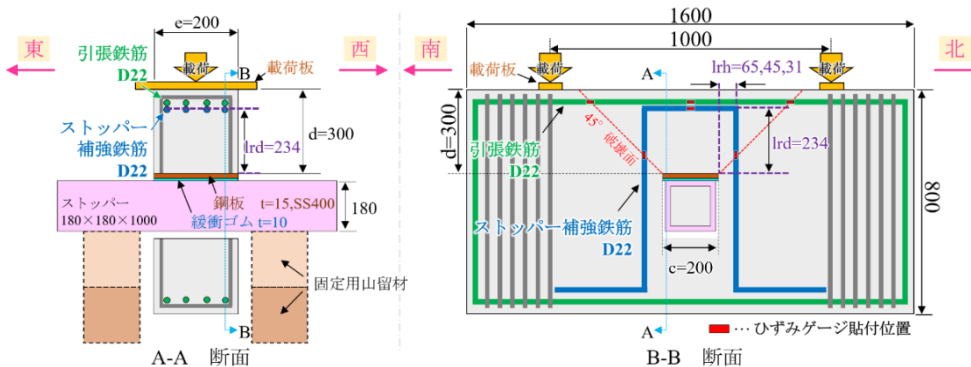


図-3 試験体寸法および配筋

表-2 実験結果

CASE	最大荷重 kN	ひび割れ 確認荷重 kN
1	1,328	306
2	1,513	254
3	1,396	405
4	299	252

(1) CASE1 のひび割れ状況

ストッパーを起点としたひび割れについては、北側では、荷重 300kN で角度約 60° の押し抜きひび割れが発生し、荷重 400kN で載荷板のストッパー側端部に抜けた。南側では、荷重 400kN で角度約 70° の押し抜きひび割れが発生し、荷重 500kN で載荷板のストッパー側端部に抜けた。南北両側とも荷重増加に伴い押し抜きひび割れの幅が広がる形で最大荷重に達しており、新たな押し抜きひび割れの発生は確認できなかった。

試験体上面のひび割れについては、荷重 400kN で曲げひび割れが発生し、荷重増加とともにひび割れの進展および本数の増加がみられたが、ストッパー部まで到達するひび割れはみられなかった。

(2) CASE2 のひび割れ状況

ストッパーを起点としたひび割れについては、南北両側ともに荷重 250kN で押し抜きひび割れが発生し、北側のひび割れ角度が約 60°、南側のひび割れ角度が約 45°であった。南北両側ともに荷重 600kN で押し抜きひび割れが上面へ抜けた。南側の押し抜きひび割れは、CASE1 と同様に載荷板のストッパー側端部に抜けたが、北側の押し抜きひび割れは載荷板直下にひび割れが進展した。以降、ストッパー側から発生する新たな押し抜きひび割れは確認できなかった。

試験体上面のひび割れについては、荷重 400kN で曲げひび割れの発生を確認し、荷重増加とともにひび割れの進展および本数の増加がみられた。北側では、荷重 600kN で載荷板端部からストッパー隅角部に向けてひび割れ（以下、せん断ひび割れ）が発生し、荷重増加とともに進展しながら、荷重 1,300kN を超えたあとでストッパー部付近まで達した。以降は押し抜きひび割れではなくこのせん断ひび割れの幅が広がる形で最大荷重へ達する結果となった。

今回の試験は、前述したように曲げの影響を受けるため、曲げに伴うせん断力が生じる。CASE2 では、ディーブビームのせん断圧縮に近い壊れ方となり、せん断ひび割れが進展して破壊面が形成されたため、押し抜きひび割れが支配的なひび割れとならなかったと考えられる。

(3) CASE3 のひび割れ

ストッパーを起点としたひび割れについては、南北両側ともに荷重 250kN で押し抜きひび割れが発生し、北側のひび割れ角度が約 45°、南側のひび割れ角度が約 70°であった。北側では、荷重 500kN で押し抜きひび割れが載荷板のストッパー側端部に抜け、荷重 800kN で押し抜きひび割れから分岐するようにストッパー上面側から新たにひび割れが発生した。南側では、荷重 800kN で押し抜きひび割れが載荷板のストッパー側端部に抜けた。以降、ストッパー側から発生する新たな押し抜きひび割れ

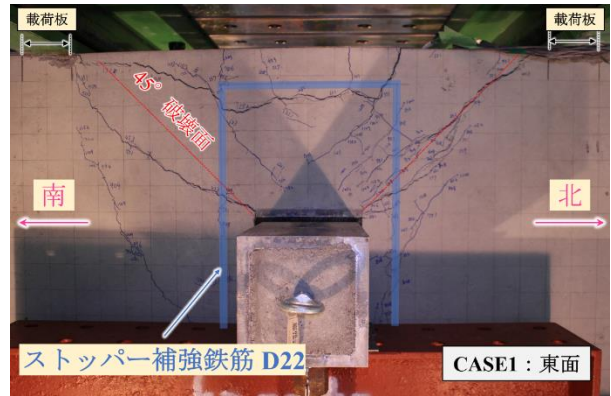


図 - 4 ひび割れ状況図 (CASE1)

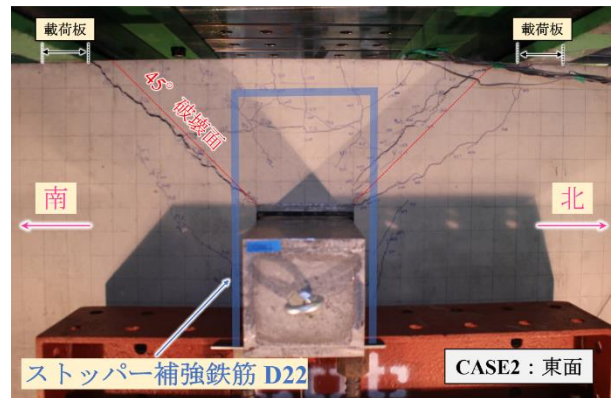


図 - 5 ひび割れ状況図 (CASE2)

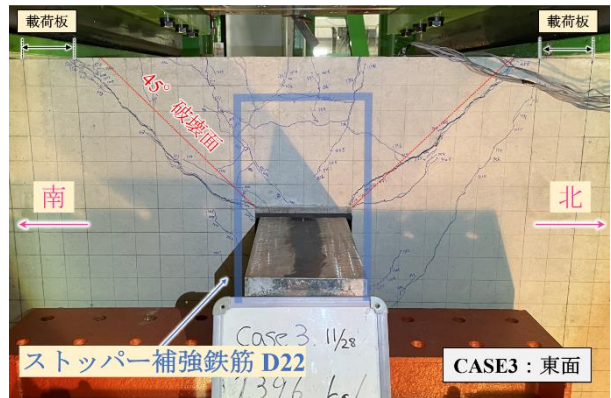


図 - 6 ひび割れ状況図 (CASE3)

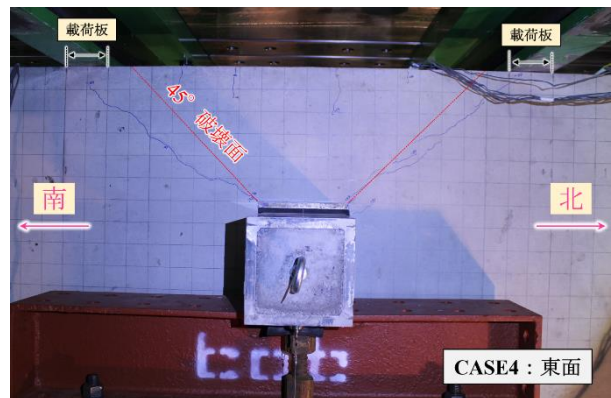


図 - 7 ひび割れ状況図 (CASE4)

は確認できなかった。

試験体上面のひび割れについては、荷重 400kN で曲げひび割れが発生し、荷重増加とともにひび割れの進展および本数の増加がみられ、荷重 1,000kN 時には、南側の曲げひび割れがストッパー付近まで到達した。

荷重 1,000kN 以降は、ストッパー部から生じた押し抜きひび割れの幅が広がる形で最大荷重へ達した。北側については、荷重 250kN で角度約 70° で発生した押し抜きひび割れではなく、荷重 800kN でストッパー上面側から進展したひび割れが支配的なひび割れとなった。

(4) CASE4 のひび割れ状況

ストッパーを起点としたひび割れについては、南側のみ、荷重 250kN で角度約 60° の押し抜きひび割れが発生した。その後、南北両側ともに荷重 289kN でストッパーから載荷板のストッパー側端部にひび割れが抜けた。以降は新たなひび割れは形成されず、最大荷重に達する形となった。

試験体上面のひび割れについては、荷重 289kN で曲げひび割れが発生したが、以降はストッパー側からのひび割れと同様に、新たなひび割れは形成されず、最大荷重に達する形となった。

(5) ひび割れ発生状況の比較

いずれの CASE でも、補強鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐような押し抜きひび割れは確認できなかった。これは、載荷方法による影響や補強鉄筋の配置形状が関係したものと考えられる。ひび割れ角度やひび割れ発生位置はおおむね同様の結果となった。

3.2 荷重と変位の関係

各試験体の荷重と変位の関係を図 - 8 に示す。荷重はジャッキ荷重の合計とし、変位はジャッキ鉛直変位の平均とした。最大荷重では、補強鉄筋を配置した CASE で比較すると、CASE2 が他と比べて 100kN 程度大きくなり、CASE1 と 3 では同程度の荷重となった。最大荷重の差については、ひび割れの生じ方など、損傷程度の差による影響と推測される。

3.3 荷重とひずみの関係

補強鉄筋を配置した CASE では、鉄筋のひずみは CASE に寄らず、同様の傾向を示したことから、CASE2 を例として荷重とひずみの関係について述べる。

(1) 補強鉄筋を配置した場合 (CASE2)

CASE2 の荷重とひずみの関係を図 - 9 に示す。補強鉄筋および引張鉄筋は 4 本ずつ配筋しており、図 - 3 の赤四角で示すように 1 本につき 3 か所のひずみを計測している。図 - 9 に示すひずみは、その 3 か所のうち、45° 破壊面と交差する位置のひずみで、補強鉄筋および引張鉄筋の各 4 本のひずみの平均値である。計測位置により、南側を南側平均値、北側を北側平均値として示している。

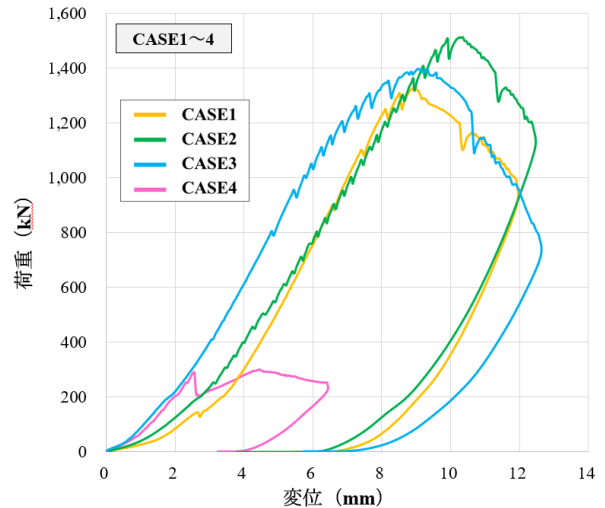


図 - 8 荷重と変位の関係

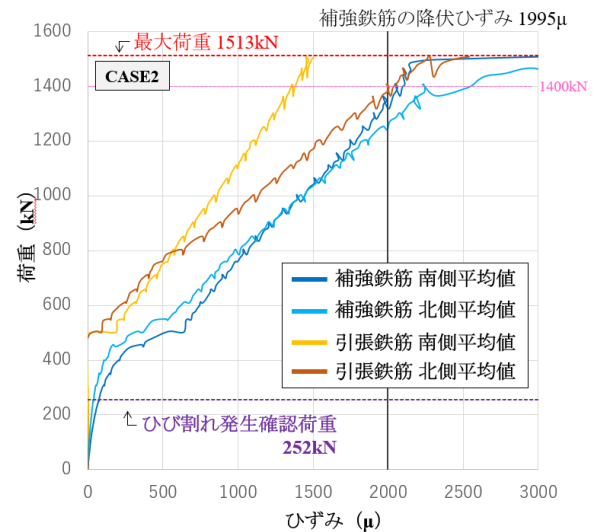


図 - 9 荷重とひずみの関係 (CASE2)

補強鉄筋については、図 - 9 より押し抜きひび割れの発生を確認した荷重 252kN 辺りから徐々にひずみの値が増加し、押し抜きひび割れが載荷板付近まで進展した荷重 500kN を超えた辺りでひずみが大きく増加した。それ以降は荷重増加とともに、一様にひずみの値が増えて最大荷重に達する結果となった。補強鉄筋はいずれも荷重 1,400kN 時点で降伏ひずみを超えており、補強鉄筋が降伏したのちに最大荷重に至っていることを確認した。

引張鉄筋については、図 - 9 より押し抜きひび割れの発生を確認した荷重 252kN 辺りでは、ひずみの増加はみられず、補強鉄筋と同様に荷重 500kN を超えた辺りでひずみの値が増加した。北側では、荷重 800kN で試験体上面から曲げひび割れの発生を確認しており、荷重 800kN 以降でひずみが増加する傾向を示した。それ以降は、補強鉄筋が降伏ひずみを超えた荷重 1,400kN 前後においてもひずみの増加傾向に変化はみられず、一様にひずみ量が増えて最大荷重に達した。この引張鉄筋のひずみの増

加傾向は、曲げひび割れの発生によって生じていると考えられ、ストッパーによる押し抜きに対しては引張鉄筋の寄与度は低いと考えられる。

(2) 補強鉄筋を配置してない場合 (CASE4)

CASE4の荷重とひずみの関係を図-10に示す。CASE4では、補強鉄筋を配置していないため、引張鉄筋のひずみのみを示している。ひずみの値は図-9と同様に4本のひずみの平均値で示している。

荷重 252kN でひび割れの発生を確認し、荷重 289kN でストッパー部から荷板端部に向かってひび割れが抜けて、急激な荷重低下を確認した。その後、僅かに荷重増加したものの、荷重 299kN で荷重の増加はみられず、ひび割れが抜けた後の荷重増加は 10kN 程度であった。このことから、ストッパーによる押し抜きに対する引張鉄筋の寄与度は低いと考えられる。

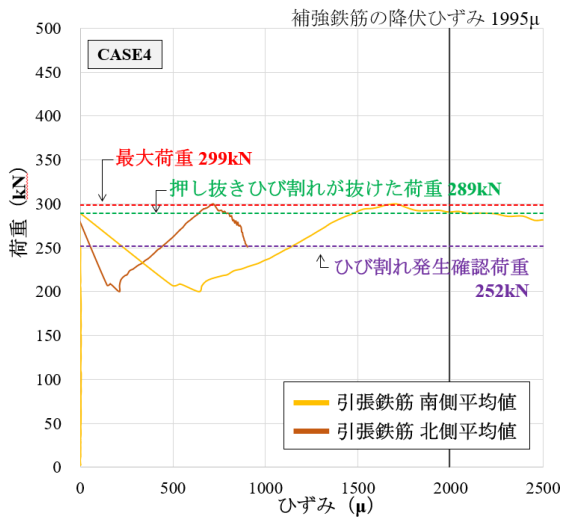


図 - 10 荷重とひずみの関係 (CASE4)

(3) ひび割れ確認荷重

表-2には、ひび割れの発生を確認した際の荷重をひび割れ確認荷重として示している。図-11に荷重と補強鉄筋のひずみの関係を示す。図-11に示すひずみは、CASE毎に補強鉄筋と破壊面 45° が交差する位置の補強鉄筋のひずみとして、南北8か所分の平均値を示している。いずれのCASEも荷重の上昇に伴い、ひずみの値は増加しているが、ひずみが大きく増加する荷重や増加前後での増加傾向に差はみられなかった。各CASEでひび割れ確認荷重の前後でも増加傾向に変化はないため、CASE毎のばらつきがみられたが、ひび割れ確認荷重については、おおむね同様の結果であったと考えられる。

3.4 計算値と実験値の比較

表-3に実験値とともに設計標準で算出した桁端埋込み部におけるストッパー周辺の耐力計算値を示す。ストッパーの桁端埋込み部の H_{cd} と H_{rd} は式(2)(3)で算出した。

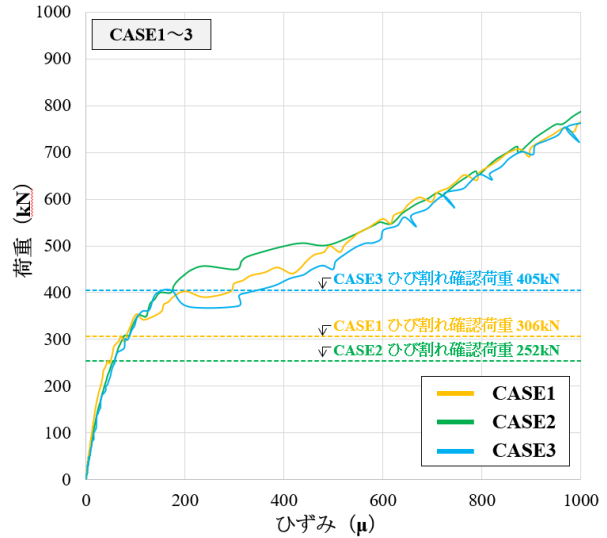


図 - 11 荷重と補強鉄筋ひずみの関係 (CASE1~3)

表 - 3 実験結果および計算結果

CASE	実験値	計算値						<参考> ディープ ビーム せん断 耐力 kN	
		最大 荷重 kN	設計 水平 耐力 kN	H_{pod} ($H_{cd}+H_{rd}$) kN	H_{cd} kN	H_{rd} kN	H_{pod} の上限		
							$\eta \times \xi \times H_{cd}$ ($1 < \eta < 3.2$) kN		$\eta \times \xi \times H_{cd}$ (η 上限なし) kN
1	1,328	932	1,273	133	1,140	932	932	1,479	
2	1,513	971	1,276	137		971	1,149	1,486	
3	1,396	983	1,278	138		983	1,402	1,489	
4	299	142	142	142	—	—	—	372	

$$H_{cd} = f_{pod} \times A_{\tau} / \gamma_b \quad (2)$$

ここで、

$$f_{pod} : 0.15 \times \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$f'_{cd} : \text{コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm}^2)$$

$$A_{\tau} : \text{破壊面の投影面積 (mm}^2)$$

$$H_{rd} = A_{\tau} \times f_{pod} \times \cos\theta_r / \gamma_b \quad (3)$$

ここで、

$$A_{\tau} : \text{破壊面をまたぐ範囲の補強鉄筋 (mm}^2)$$

$$f_{syd} : \text{補強鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm}^2)$$

$$\theta_r : \text{補強鉄筋が設計水平力の作用軸となす角度}$$

$$\gamma_b : \text{部材係数}$$

式(2)は、ストッパーが桁端部に埋込まれている想定での算定式となっているが、今回の試験体はストッパーが埋込まれた形ではなく、ストッパーが試験体を貫通する形となっている。今回の試験体における破壊面の投影面積は、図-12の(A)に示す範囲となるため、この面積を A_{τ} として H_{cd} を算出した。

一方で、上限値はストッパーが桁端部に埋込まれていると想定した破壊面の投影面積で算出した H_{cd} に乗じて算定するため、図-12の(B)に示す範囲の仮想破壊面の

投影面積を A_τ と仮定して上限値算定用の H_{cd} を算出し、そのうえで設計水平耐力の上限値となる $\eta \times \xi \times H_{cd}$ を算出している。 f'_{cd} および f_{syd} には、表-1に示す材料試験結果の数値を用いている。

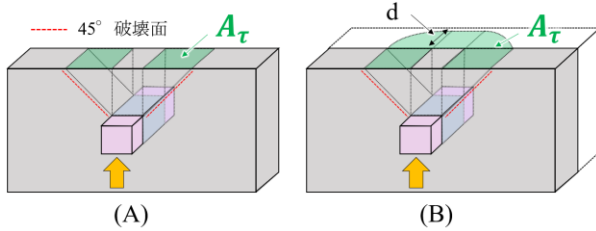


図-12 A_τ の考え方

表-3に示す計算値について、補強鉄筋を配置したCASE1~3においては、 $\eta \times \xi \times H_{cd}$ により算出した上限値が設計水平耐力となる。今回の試験結果では、いずれのCASEにおいても設計標準により算出した設計水平耐力よりも、実験で得られた最大荷重の値が大きくなる結果となった。図-13に実験値と計算値の関係を示す。

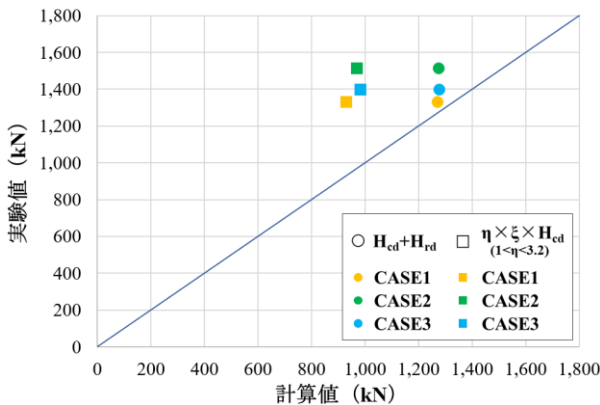


図-13 実験値と計算値の関係

$\eta \times \xi \times H_{cd}$ により算出した上限値の計算値および H_{cd} と H_{rd} の合算値により算出した耐力の計算値をそれぞれプロットしている。補強鉄筋を配置したCASE1~3では、 H_{cd} と H_{rd} の合算値により算出した耐力の計算値と比較しても、実験で得られた最大荷重の値が上回る結果となった。

今回の試験は、曲げに伴うせん断力の影響によりストッパーから載荷板に向かうひび割れを誘発する載荷方法となる。ストッパーの押し抜きに対して効果的な補強鉄筋の水平力の作用軸と平行な部分と交差するように破壊面を誘発したため、いずれの補強鉄筋も降伏ひずみへ達したと考えられる。今回の試験と同様な載荷条件であれば、 l_{rd} を十分確保することで、 H_{cd} と H_{rd} の合算値を設計水平耐力として評価できる可能性があると考えられる。

今回の試験体のせん断スパンをストッパーから載荷

点までの水平距離として a/d を計算すると、1.56であるため、表-3には、参考としてディープビームでのせん断耐力として評価した場合の耐力の計算値を記載した。ディープビームでのせん断耐力は、参考文献⁴⁾に記載の式を用いて算出した。実験値に近い計算値が得られたが、CASE1およびCASE3では、実験値よりも計算値が上回る結果であった。

4. まとめ

ストッパー周辺の耐力評価について、 l_{rd} を十分に確保して η の値が3.15~4.56の範囲とした本検討において以下のことを確認した。

- (1) ストッパー隅角部から補強鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐようなひび割れは発生しなかった。
- (2) 補強鉄筋を配置した場合、補強鉄筋が降伏したのちに最大荷重に達した。
- (3) 引張鉄筋の耐力への寄与度は小さい。
- (4) 最大荷重の値は、 $\eta \times \xi \times H_{cd}$ により算出した上限値よりも大きくなり、 H_{cd} と H_{rd} の合算値に近くなった。

このことから、今回の試験の載荷条件と同様な形であれば、ひび割れが補強鉄筋の折り曲げ付近を跨がないよう l_{rd} を十分確保することで、 η の上限を超えても鉄筋とコンクリートが負担する各耐力の合算値として評価できる可能性が示唆された。

今回の結果は、押し抜き力を作用させる方向に支点を有する影響が考えられるため、今後、押し抜き側に支点を設けない実験方法を検討し、載荷方法の違いによる耐力への影響についても検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局監修，公益財団法人鉄道総合技術研究所編：令和5年1月 鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）第IV編 支承構造，pp.83-87，2023.1
- 2) 轟俊太郎，森勇樹，田所敏弥，渡辺健：鋼角ストッパー埋込み部の設計耐力算定式，鉄道総研報告，Vol37，No.1，2023
- 3) 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実験，構造物設計資料，82号，pp.8-12，1985
- 4) 松本浩一，山田章史，石橋忠良，岩田道敏：低せん断スパン比鉄筋コンクリート部材における斜め圧縮破壊耐力に対する評価方法に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.631-636，2012