

アルカリシリカ反応で損傷したディープビーム供試体のあと施工鉄筋によるせん断補強効果の評価

今野貴元・廣江亜紀子・河野哲也・七澤利明

1. はじめに

既設道路橋のフーチングがアルカリシリカ反応（以下「ASR」という。）により損傷する事例が複数報告されている¹⁾。日本でASRが顕在化した1982年以降各種の研究が行われ、ASRを抑制するための対策が採られたため、新設構造物にASRが発生する懸念は低くなった一方で、すでにASRによる損傷を受けた既設構造物への対応が求められる。ASRで損傷したRC構造物において、せん断耐力等の耐荷性能が低下することは知られているが、フーチングの場合における補修・補強方法はまだ明らかとなっていない。

本稿では、耐荷機構がフーチングと類似するとされるディープビーム（せん断スパン比が小さい厚いRC梁）を試験モデルとし、長期間水中に暴露してASRの損傷を進展させた供試体に、実橋梁のフーチングを想定して上面側からあと施工鉄筋でせん断補強を施した場合の載荷実験結果を報告する。さらにH29道路橋示方書式により算出した設計せん断耐力と実験における実耐力との比較によるせん断補強効果の評価について報告する。

2. 供試体の概要

図-1のような幅300mm、高さ450mm、長さ2,200mm、せん断スパン比1.5のディープビームを5体製作した。

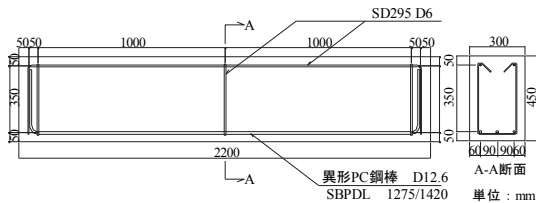


図-1 ディープビーム供試体

供試体の構造諸元を表-1、コンクリートの配合を表-2に示す。配合は旧建設省通達によるアルカリ総量規制の前で、ASRが生じる可能性が高いとされる昭和50年代の道路橋のフーチングを想

定した。供試体5体のうち、4体は鋼製水槽内で水中養生してASRを進展させ、残る1体は健全な状態における耐荷性能等を確認するため、ASRが発現する前の製作直後に載荷実験を実施した。

表-1 供試体の構造諸元

断面幅 [mm]	断面高さ [mm]	せん断スパン [mm]	有効高さ [mm]	せん断スパン比	引張鉄筋比
300	450	600	400	1.5	0.313

表-2 供試体の配合設計及び材料試験結果

配合設計				材料試験結果 ^{※1}			
設計基準強度 [N/mm ²]	添加アルカリ NaCl [kg/m ³]	粗骨材 ベシマ ム比 [反応性:非反応性]	細骨材 ベシマ ム比	圧縮強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]	曲げ耐力 ^{※2} 設計値 [kN]	せん断耐力 ^{※2} 設計値 [kN]
21	12	50:50	40:60	35.8	25.4	639	550

※1 材齢36日のテストピースによる。
 ※2 材料試験結果を用いて算出した。

3. 載荷実験の準備

3.1 実験ケースの設定

実験ケースについて表-3に示す。設定した5ケースのパラメータは、水中暴露期間、ASR損傷の有無、ひび割れ補修の有無、せん断補強の有無である。Case1～Case3は、既往の研究²⁾で載荷実験を実施済みである。Case1は、健全な状態の耐荷性能等を確認するため材齢36日で載荷実験を実施した。水中暴露期間約8年半、ASRにより損傷した状態のままの供試体をCase2、ASR損傷に対しひび割れ補修した供試体をCase3とした。Case4、Case5は、水中暴露期間は約10年であり、いずれも予めひび割れ補修を施工のうえ、あと施工鉄筋によるせん断補強を実施している。

表-3 実験ケース

実験ケース	水中暴露期間	ASR損傷	補修材注入によるひび割れ補修	あと施工鉄筋によるせん断補強 (SD345D10)	炭素繊維シートによる曲げ補強
Case1	無	無し	無し	無し	(無し)
Case2	約8年半	有り	無し	無し	(無し)
Case3		有り	有り	無し	(無し)
Case4	約10年	有り	有り	1列配筋	(有り)
Case5		有り	有り	2列配筋	(有り)

3.2 ひび割れ補修

Case4、Case5に施工したひび割れ補修は水中硬化型エポキシ樹脂の注入によるもので、材料・

方法等はCase3と同一である。施工状況を写真-1に示す。ASRで損傷した供試体は、曲げ耐力に比べてせん断耐力の低下が顕著であるが、ひび割れ補修によりある程度せん断耐力は回復することがわかっている²⁾。Case3はひび割れ補修により、破壊荷重が健全なCase1の696kNに近い668kNにまで回復している。

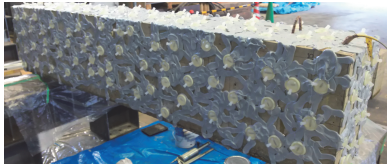


写真-1 ひび割れ補修の施工状況

3.3 せん断補強

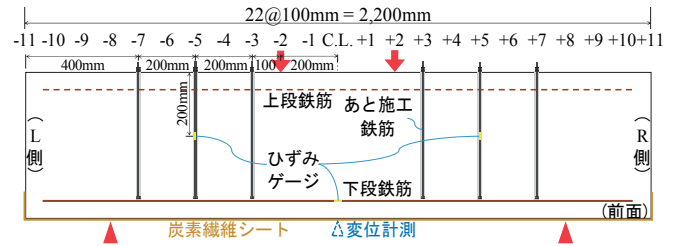
せん断補強について、ASR損傷した実橋梁のフーチングに対する上面側からの施工を想定し、定着体を有したあと施工鉄筋の挿入による補強方法を採用している。せん断補強の位置及び仕様図を図-2に示す。あと施工鉄筋には異形棒鋼SD345 D10mmを用い、Case4の配筋は1列、Case5の配筋は2列としている。コンクリートコアドリルを用いてφ20mmで390mm（下段鉄筋の手前3mmまで）削孔し、端部に定着体としてφ16mmの円形鋼板を全周溶接で取り付けた鉄筋を挿入した後、隙間をグラウトで充填して固定した。ここで、定着体の仕様は文献³⁾等を参考に定めた。せん断補強の施工状況を写真-2に示す。なお、養生期間の長短によりCase4とCase5のグラウトの強度に大きな差が生じるのを避けるため、グラウトの充填日を両者とも実験の1週間前とした。グラウトの強度について表-4に示す。



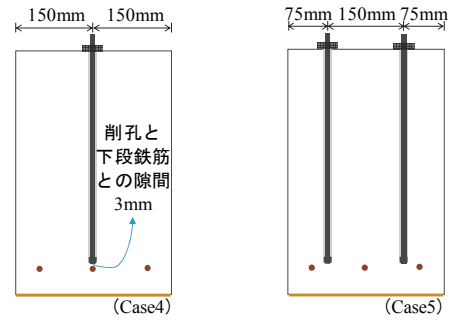
写真-2 せん断補強の施工状況

3.4 曲げ補強

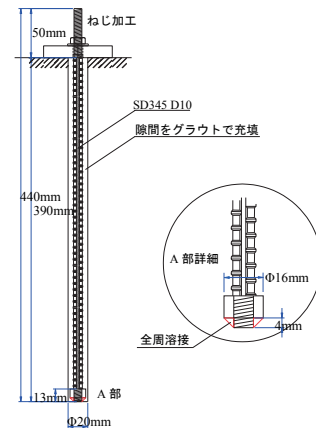
Case4とCase5については、あと施工鉄筋によるせん断補強のほか、炭素繊維シートを供試体底面の全面積に貼り付ける曲げ補強も同時に行うこととした。この理由は、せん断強度を定量的に確認するためにはせん断破壊させることが不可欠であるが、せん断補強を実施して供試体のせん断強度が向上することにより、結果として主目的に反し曲げ破壊させてしまうことを避けるためである。



(a) 側面図



(b) 断面図



(c) せん断補強部詳細図

図-2 せん断補強の位置及び仕様図

表-4 グラウトの強度

		Case4	Case5
		無収縮グラウト材	
圧縮強度※	N/mm ²	28.6	24.5
(設計7日強度)	N/mm ²	(29.7)	
(設計28日強度)	N/mm ²	(52.7)	

※ 打設後7日のテストピースを用いた圧縮試験による

表-5 炭素繊維シートの諸元

引張強度	弾性係数	厚さ	使用数量
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[mm]	
3,400	2.45×10 ⁵	0.167	Case4:1枚 Case5:2枚

使用した炭素繊維シートの諸元を表-5に、曲げ補強の施工状況を写真-3に示す。この曲げ補強はあくまで曲げ破壊させないためだけの補助的な位置付けのため、設計曲げ耐力など細部については説明を省略する。

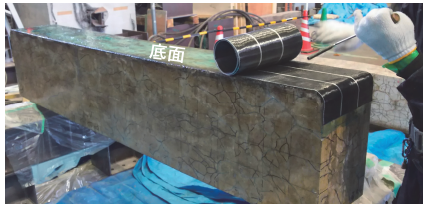


写真-3 曲げ補強の施工状況

3.5 既往の実験結果との整合性

Case3とCase4、Case5とはひび割れ補修の材料・方法等は同一であるが、水中暴露の期間が異なるため、両者の実験結果を比較することの可否について検討する。

図-3に示す鉄筋ひずみと水温の時刻歴で、鉄筋ひずみの増加勾配は暴露開始から4~5年程度で横這いになり、8年を過ぎるといずれの供試体でもほぼ収束している。このことから、暴露期間が異なるCase2、Case3とCase4、Case5とでASR損傷の程度に有意な差は無いと考えられるため、本稿ではCase2~5について、暴露期間の差を無視し、比較するものとした。

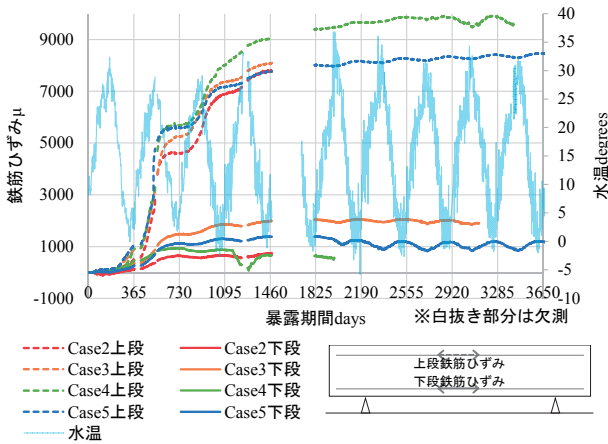


図-3 鉄筋ひずみと水温の時刻歴

4. 載荷実験

載荷方法は2点对称の単調増加方式とし、供試体が破壊に至るまで行った。供試体と載荷点及び支点との位置関係を図-2(a)に赤色で示している。実験結果の一覧を表-6、写真-4に示す。破壊形態はCase4、Case5ともせん断破壊で、最大荷重はCase4が683kN、Case5が755kNと、Case3のせん断耐力668kNを上回り、特にCase5ではせん断耐力が大きく向上している。

写真-4のせん断破壊時のひび割れ状況をから、概ね載荷点から支点方向へ破壊線が形成されているのはどのケースにも共通しているが、ひび割れ

補修有りのCase3~5では、補修無しのCase2と比べてひび割れの形状がそれほど分散せずに、まとまった直線状を成している。これは、ASRにより発生したひび割れが補修でよく充填され、損傷した断面が一体化されたために、既存のひび割れとほぼ関係なく新たに載荷によるひび割れが形成された結果であると考えられる。そのため、耐荷性能において、ASRによる既存のひび割れが繋がって進展したCase2は、Case3~5より格段に小さくなっている。

表-6 実験結果

実験ケース	最大荷重
Case1 : 健全	696kN
Case2 : 補修無	565kN
Case3 : 補修有	668kN
Case4 : 補強1列	683kN
Case5 : 補強2列	755kN

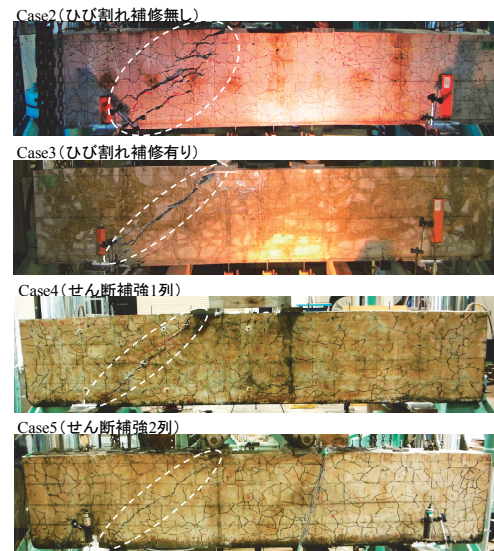


写真-4 せん断破壊時のひび割れ状況

載荷実験では、供試体の変位を計測するための変位計を供試体底面の中央に設置して計測した。図-4は、Case1~5の載荷実験における荷重-変位の関係を示したものである。

Case3~5は、いずれもひび割れ補修を行った供試体で、最大荷重に至るまでの測線は、同じような形状を示していることより、ひび割れ補修による曲げ剛性の増加が推察される。特にCase4とCase5は途中までほぼ同じ軌跡をたどっており、Case3と比較すると若干変位が抑えられているのがわかる。載荷序盤におけるこの差の要因として、3.4で述べた曲げ補強の炭素繊維シートの影響が考えられる。

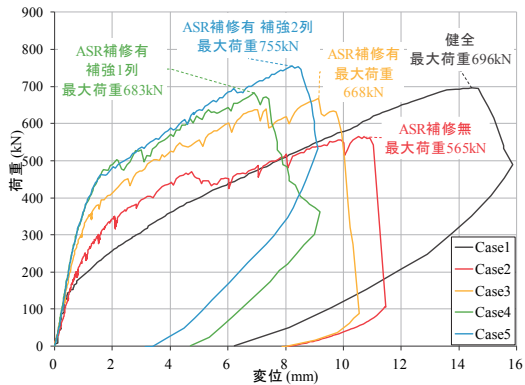


図-4 荷重-変位曲線

5. せん断補強効果の評価

5.1 せん断耐力の評価

設計で期待したせん断耐力がどの程度確保されたかを確認するため、H29道路橋示方書^{4),5)}等による設計せん断耐力と、載荷実験で得られたせん断耐力の実測値との比較を試みる。なお、計算に用いる圧縮強度 $f'c$ は、テストピースまたは載荷実験後に各供試体から採取したコアの圧縮強度を用いた。しかし、RC部材から採取したコアでは、採取時にコンクリートの膨張エネルギーが解放された影響で力学特性が変化しており⁶⁾、鉄筋等で拘束されている供試体コンクリートよりも強度が低下していると考えられるため、Case3~5については、コアの圧縮強度に加えて設計基準強度 21N/mm^2 を用いる場合をCase3'~Case5'として区別した。圧縮強度の一覧を表-7に示す。

表-7 圧縮強度一覧

ケース	圧縮強度	備考
Case1 (健全)	35.8	テストピース強度
Case2 (補修無し)	15.1	コア強度
Case3 (補修有り)	15.3	コア強度
	21.0	設計基準強度 : Case3'
Case4 (補強1列)	16.1	コア強度
	21.0	設計基準強度 : Case4'
Case5 (補強2列)	15.5	コア強度
	21.0	設計基準強度 : Case5'

(1) H29道路橋示方書式

H29道路橋示方書によるせん断耐力 S の特性値は、コンクリートの負担するせん断力 S_c 、せん断補強鉄筋の負担するせん断力 S_s 、プレストレス力のせん断方向の分力 S_p より、式(1)で表される(以下「H29道示式」という)。本実験ではプレストレス力を導入していないため S_p は0となる。

$$S = S_c + S_s + S_p \quad \text{式(1)}$$

S_c は式(2)で与えられる。

$$S_c = k\tau_r b_w d \quad \text{式(2)}$$

ここに、

k : 補正係数で1.3

τ_r : コンクリートが負担するせん断応力度 [N/mm^2]で、式(3)で与えられる。

$$\tau_r = \tau_c c_e c_{pt} c_{dc} c_c \quad \text{式(3)}$$

τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度 [N/mm^2]で、本実験では1.5(Case1)、0.9(Case2~5)、1.1(Case3'~5')

c_e : d に関する補正係数で、本実験では1.3

c_{pt} : 引張鋼材比に関する補正係数で、本実験では1.0

c_{dc} : せん断スパン比による τ_c の割増係数(後述)

c_c : 正負交番繰返し作用に関する補正係数で、本実験では1.0

b_w : 部材断面幅[mm]で、本実験では300

d : 部材断面の有効高[mm]で、本実験では400
 S_s は式(4)で与えられる。

$$S_s = c_{ds} k (\Sigma (A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta) / 1.15a)) \quad \text{式(4)}$$

ここに、

c_{ds} : せん断スパン比による低減係数(後述)

A_w : 間隔 a 角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積[mm^2]で、本実験では71.3(Case4,4')、142.7(Case5,5')

σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏強度[N/mm^2]で、本実験では345

θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度[°]で、本実験では90

a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔[mm]で、本実験では200

式(3)の c_{dc} 及び式(4)の c_{ds} のせん断スパン比による値を表-8に示す。本供試体は a/d が小さいため、通常のH29道示式に加えて、係数で a/d の影響を考慮した場合(以下「H29道示DB式」という。)によってもせん断耐力を算出し、検討することとする。それぞれの算出結果については後述する。

表-8 せん断スパン比による c_{dc} 、 c_{ds} (H29道示)

係数種別	c_{dc}		引用文献
	割増係数	低減係数	
H29道示式	桁構造では1.0を標準とする		H29道示Ⅲ編 ⁴⁾
H29道示DB式	フーチングのような a/d が小さい部材の場合 $a/d=1.5$ のとき		H29道示Ⅳ編 ⁵⁾
	2.5	0.6	

(2) 土木学会ディーブーム式

せん断スパン比の小さいディーブームのせん

断耐力 V_c を算出する式として、土木学会による式(5)⁷⁾が知られており、本式(以下「土木学会DB式」という。)での検討も行う。

$$V_c = \frac{0.24 \cdot f'_c \frac{2}{3} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33r/d)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad \text{式(5)}$$

ここに、

f'_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]で、

本実験では表-7に示す値

p_w : 引張鉄筋比[%]で、本実験では0.313

r : 載荷板の部材軸方向の長さ[mm]で、

本実験では100

d : 部材断面の有効高[mm]で、本実験では

400

b_w : 部材断面幅[mm]で、本実験では300

a : せん断スパン[mm]で、本実験では600

(3) 設計せん断耐力の算出結果と考察

①H29道示式、②H29道示DB式、③土木学会DB式の3式による設計せん断耐力の算出結果を表-9に示す。また、実耐力/設計耐力について図-5に示す。H29道示式では、せん断スパン比による補正を考慮していないため設計値が全体に過小となっている。土木学会DB式では、実耐力/設計耐力が約1.2~2.1の範囲で、特にコア強度を用いた場合のCase3~5がかなり安全側の評価となっている。H29道示DB式では、実耐力/設計耐力が約0.9~1.4の範囲にあり、全てのケースにおいて最も精度良く算出されている。特に、設計基準強度を用いたCase3'~5'では1.15~1.20で、コア強度を用いたCase3~5よりも実耐力に近い値を示している。また、せん断補強のCase4・4'、Case5・5'において、Case3・3'と同等の推定精度となっている。このことから、ASRによる損傷で耐荷性能が低下した供試体においても、この推定式でせん断補強鉄筋の効果を評価することが妥当と考えられる。

5.2 せん断補強鉄筋の挙動

図-6は、せん断補強鉄筋が荷重の増加に伴ってどのように挙動しているかを調べるため、Case4及びCase5における荷重-変位と荷重-鉄筋ひずみの両関係を併記したものである。縦軸は荷重を示す共通軸とし、変位を第1横軸(下)で、鉄筋ひずみを第2横軸(上)で示している。変位・ひずみの計測位置は図-2に示すとおりで、Case5のあ

表-9 設計せん断耐力の算出結果

実験による実耐力	kN	Case1	Case2	Case3	Case3'	Case4	Case4'	Case5	Case5'
		健全	補修無	補修有		補強1列		補強2列	
① H29道示式	312	187	187	218	243	274	298	329	
(実耐力/設計)	—	(2.23)	(3.02)	(3.57)	(3.06)	(2.81)	(2.49)	(2.53)	(2.29)
② H29道示DB式	764	452	452	562	485	595	519	629	
(実耐力/設計)	—	(0.91)	(1.25)	(1.48)	(1.19)	(1.41)	(1.15)	(1.45)	(1.20)
③ 土木学会DB式	550	309	312	385	345	418	353	426	
(実耐力/設計)	—	(1.27)	(1.83)	(2.14)	(1.74)	(1.98)	(1.63)	(2.14)	(1.77)

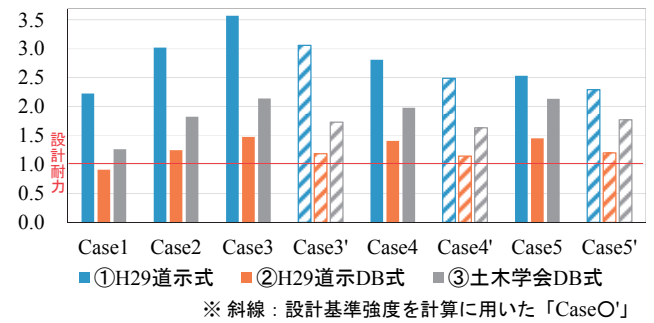


図-5 実耐力/設計耐力の比較

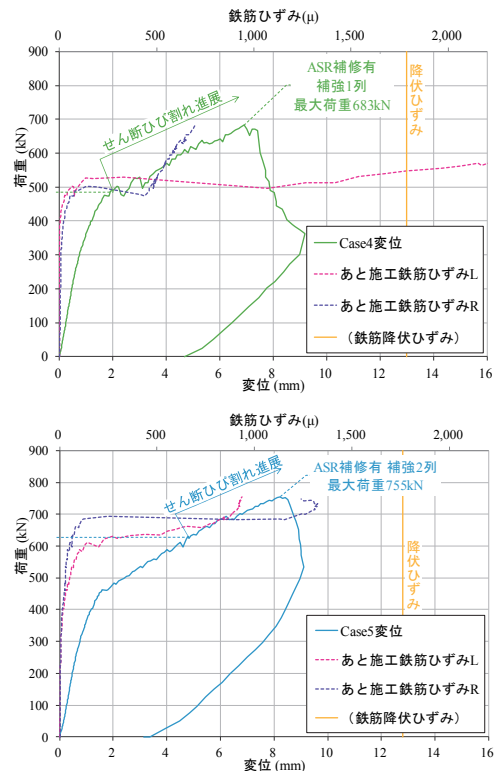


図-6 変位及び鉄筋ひずみと荷重との関係

と施工鉄筋ひずみの値は2列の平均である。あと施工鉄筋の挙動を表しているのは点線で示した測線だが、載荷序盤においてはいずれのケースも弾性域にあり、鉄筋ひずみの増加がほとんど見られない。供試体に、あと施工鉄筋を跨ぐ顕著なせん断ひび割れの進展が確認された荷重は、Case4が約490kN以降、Case5が約630kN以降であるが、

これらとほぼ同じタイミングであと施工鉄筋の挙動は塑性域に転じて、ひずみが急激に増加している。Case4においてはあと施工鉄筋が降伏ひずみまで達して供試体が破壊しており、期待したせん断補強効果を発揮したと考えられる。なお、Case5ではあと施工鉄筋が降伏ひずみを下回っているが、これは図-7のようにせん断ひび割れの位置と鉄筋ひずみの計測位置がずれていたため、ひび割れ位置よりやや小さな値となったことによるもので、せん断補強効果はCase4と同様に得られていると考えられる。

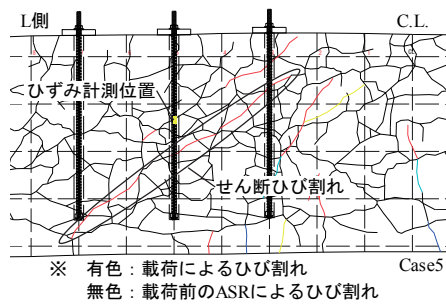


図-7 せん断ひび割れとひずみ計測位置の関係

6. まとめ

本研究により得られた成果を以下にまとめる。

- せん断補強効果の確認を目的とした今回の実験で、供試体にひび割れ補修及びあと施工鉄筋による補強を実施した結果、せん断耐力は向上した。あと施工鉄筋のひずみは供試体のせん断ひび割れが鉄筋位置を跨ぐ過程で急激に増加し、降伏に至る程度のひずみが生じていることから、せん断補強効果を発揮したと考えられる。ASRで損傷した実橋梁のフーチングに対する施工を想定して行った、上面側からのあと施工鉄筋によるせん断補強は有効であることが確認

された。

- H29道示式で、せん断スパン比が小さい場合の割増・低減係数による補正を考慮して算出した設計せん断耐力は、載荷実験による実耐力をよく評価できていた。ASRによる損傷で耐荷性能が低下した供試体においても、せん断補強鉄筋の効果について健全な部材と同様の推定式で評価が可能であることが確認された。

なお、今回の実験では、供試体底面を含む全ての面をひび割れ補修しているが、既設道路橋のフーチングを補修する場合は、底面への施工が困難であることや、現場条件による施工の不確実性などがある。また、基礎形式の違いや死荷重の有無による応力状態の差がせん断補強効果に影響することも考えられ、今後の研究における検討課題としたい。

参考文献

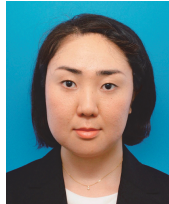
- 独立行政法人土木研究所：アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する損傷度評価および補修・補強方法に関する研究、土木研究所資料第4304号、2015.3
- 国立研究開発法人土木研究所：実環境下に長期間暴露されたフーチングのアルカリシリカ反応による損傷及び耐荷性能の評価に関する研究、土木研究所資料第4366号、2018.2
- 国土交通省：あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針、2006.5
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、2017.11.
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、2017.11
- ASRに関する対策検討委員会：アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案）、2008.3
- 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]、2013.3

今野 貴元



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ交流研究員、現 茨城県土木部道路維持課補修防災担当係長
Takamoto KONNO

廣江 亜紀子



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
Akiko HIROE

河野 哲也



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ主任研究員、現 富山大学大学院理工学研究部准教授、博士（工学）
Dr. Tetsuya KOUNO

七澤 利明



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員、現 国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物研究部構造・基礎研究室長
Toshiaki NANAZAWA