

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第4381号

土木研究所資料

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

平成30年8月

国立研究開発法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

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

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター

上席研究員 七澤 利明
研究員 廣江 亜紀子
交流研究員 今野 貴元

要 旨

近年、既設道路橋のフーチングがアルカリシリカ反応（ASR）により損傷する事例が複数報告されているが、ASR で損傷したフーチングの補修・補強方法はまだ明らかとなっていない。こうした背景から、長期間水中に暴露して ASR を進展させたディープビーム供試体に対し、既設道路橋のフーチングを想定した上面側からのあと施工鉄筋によるせん断補強を実施し、補強効果を載荷実験で確認した。その結果、あと施工鉄筋の有効性や、ASR 損傷を受けた部材においても健全な部材と同様の推定式で補強効果を評価できることが確認された。

キーワード：既設道路橋、アルカリシリカ反応（ASR）、フーチング、ディープビーム、せん断補強、あと施工

目次

1. はじめに	1
2. ディープビームと ASR による損傷	4
3. 供試体概要	6
3.1 供試体概要	6
3.2 水中暴露による供試体の損傷	9
3.2.1 水中暴露の概要	9
3.2.2 鉄筋ひずみと水温の時刻歴	11
4. 載荷実験	12
4.1 載荷実験の概要	12
4.2 実験ケース	13
4.3 載荷実験の準備	14
4.3.1 ひび割れ補修	14
(1) ひび割れ補修	14
(2) 超音波トモグラフィ解析	15
4.3.2 せん断補強	17
4.3.3 曲げ補強	20
4.4 実験結果	22
4.4.1 実験結果の概要	22
4.4.2 荷重変位曲線	24
5. せん断補強効果の評価	25
5.1 せん断耐力の評価	25
5.1.1 H29 道路橋示方書式について	26
5.1.2 土木学会ディープビーム式について	28
5.1.3 設計せん断耐力の算出結果と考察	30
5.2 せん断補強鉄筋の挙動	31
6. まとめ	33
参考文献	34

1. はじめに

近年、既設道路橋のフーチングがアルカリシリカ反応（以下「ASR」）により損傷する事例が複数報告されている¹⁾。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よく知られているが、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。

「土木研究所資料第4304号¹⁾」では、ASRによる損傷を受けたフーチングを対象とし、実環境下における長期暴露実験、載荷実験で得られた知見に基づいて、それまでほとんど知見が無かったASRの発生および進展状況やASRによる耐荷性能の低下程度および耐荷メカニズムの変化の評価、補修補強方法の提案を目的として実施した研究をまとめている。

「土木研究所資料第4304号¹⁾」で得られた知見と、明らかになった課題には次のようなものがある。

- ASRが発生しているか否かの判定手法として、暴露実験の計測結果に基づいて温度と鉄筋ひずみとの相関式を提案した。ただし、ASRは温度だけでなく、骨材や鉄筋量にも依存することから、本提案手法をより汎用的なものとし、実橋の評価に用いるためには、さらに多くの実験結果に基づく分析が必要である。
- 補修を行った実験結果より、ひび割れ充填剤の未充填領域の影響によって剛性や耐荷力が十分に回復しないことが明らかになった。実橋において補修を行ったフーチングの耐荷性能を適切に評価するためには、ひび割れ充填剤の充填領域を評価する方法と、その施工管理方法を提案する必要がある。
- フーチングの耐荷性能を評価するための載荷実験において、ASRによる損傷が最も甚大である状態を再現するために、上面鉄筋の隅角部の鉄筋を破断させており、その結果、耐荷性能の顕著な低下が確認された。ただし、ASRが生じた全てのフーチングが鉄筋破断を伴うような甚大な損傷を生じるわけではなく、比較的軽微な損傷にとどまる可能性もある。そのような軽微な損傷にとどまるフーチングに対して補修や補強が必要か否かは、さらに実験的、解析的な研究が必要である。
- 載荷実験において、補強した3ケースについてはいずれも設計で想定したよりも大きな耐力が確認された一方で、炭素繊維シートについては浮上り範囲や、貼付け位置の影響、プレストレス鋼材についてはプレストレスの効果が不明確であり、今後検討の余地がある。
- 載荷実験においては単調な水平荷重を作用させており、繰返し荷重に対する知見は得られていない。ASRによる損傷を生じたフーチングにおいては上面鉄筋の付着力の低減による影響が大きく、ひび割れの性状によっては例えば繰返し荷重によって上面鉄筋の引抜けがより早期に生じる等の影響が考えられる。また、載荷実験はASRによる損傷を模擬した供試体に対して実施しており、特にひび割れの入り方などについては実際の

ASR による損傷を受けたフーチングと異なる。したがって、上記のひび割れ充填剤の充填領域についても、実際の ASR による損傷を受けたフーチングとは異なる可能性がある。そのため、実際の ASR による損傷を受けたフーチングに対して実験を実施し、耐荷性能の評価、補修補強効果を確認する必要がある。

「土木研究所資料第 4366 号²⁾」では、フーチング供試体を実在の橋梁と同じ環境下において長期間暴露し、ASR による損傷の進行を確認している。また、約 8 年半にわたり水中暴露して ASR による損傷を進展させたディープビームに対して、ASR の進展が収束した後に行ったひび割れ補修の効果を確かめるための載荷実験の結果がまとめられている。なお、ディープビームは、せん断スパン比が小さく、耐荷機構が橋梁のフーチングに類似しているとされている。

「土木研究所資料第 4366 号²⁾」で得られた知見には次のようなものがある。

- ・暴露した水槽内の水温の波形と供試体の鉄筋ひずみ量の増加特性には明確な相関が見られ、ASR による損傷の進展早さは環境温度に強く依存している。
- ・超音波トモグラフィ解析で鉄筋かぶり部分の全周において損傷が見られ、表面ひずみの測定結果及びコアの目視でも特に上縁側で損傷が大きいことが確認された。ASR による損傷は鉄筋やコンクリートの拘束力が小さくシリカゲルの膨張に必要な水を供給しやすい外縁部から進行する。
- ・ASR により損傷した供試体の圧縮強度は健全体の約 4 割、弾性係数は約 3 割となり、既往の知見で示されるとおり ASR 損傷によってコンクリートの圧縮強度及び弾性係数は大きく低下する。
- ・ディープビームの載荷試験について、健全体の Case1 が曲げ破壊であったのに対して ASR 損傷した Case2 及び Case3 は明確なせん断破壊であり、ASR 損傷によるせん断耐力の低減幅は曲げ耐力の低減幅よりも大きいことが確認された。
- ・ひび割れを注入材で補修することによりコンクリートが一体化され、ASR 損傷により低下した耐力をある程度回復させることができる。
- ・超音波トモグラフィ解析である一定以上の損傷を示す部分を有効断面から減じて耐力を算出し、その計算値を残存耐力と見なす方法により、実橋梁フーチング等において非破壊で耐力評価ができる可能性を示した。

これらの既往研究において、まだ明らかにされていないことの一つとして、実際の ASR 損傷に対する補強効果が挙げられる。

そこで、本資料では、ディープビームを試験モデルとして、供試体を約 8 年半～10 年の長期間にわたり水中環境下で暴露して ASR を発現させ、ASR による損傷の進展が収束した後、供試体に対して実橋梁のフーチングを想定した上面側からのあと施工鉄筋によるせ

せん断補強を実施し、その効果を載荷実験で確認した。また、載荷実験による実耐力を、H29 道路橋示方書^{3、4)}及びコンクリート標準示方書⁵⁾により算出した設計せん断耐力と比較し、せん断補強効果の評価を試みた。

本資料では全部で5体のディープビーム供試体を扱うが、上記のとおりASRによる損傷に対するせん断補強効果をテーマとしているため、せん断補強を施した2体(4.2 実験ケースの項で後述するCase4、Case5)について主に取り上げている。供試体の設計に関することや、他の3体に関する内容等について、本資料においては簡略化していることがあるが、既存の「土木研究所資料第4366号²⁾」で詳細に述べているため、必要に応じて参照されたい。

なお、本研究の最終的な目的はASRで損傷したフーチングの補修補強効果を明確化することであるが、ディープビーム部材も広く使用されており、ASRによる損傷を受ける場合があることから、本資料でまとめる成果を活用できるものと考えられる。

2. ディープビームと ASR による損傷

ディープビームとは、一般にせん断スパン比（せん断スパンと高さの比）の小さい鉄筋コンクリート部材を差し、道路橋示方書³⁾では以下の通り定義されている。

単純ばり又は連続ばりとなる棒部材に対し、梁の支間と高さの比率が次の値未満となる場合には、ディープビームとして扱わなければならない。

単純ばり $l/h=2.0$

2 径間連続ばり $l/h=2.5$

3 径間以上の連続ばり $l/h=3.0$

ここに、 l ：はりの支間長（mm）

h ：はりの高さ（mm）

はりの高さがスパンに対して比較的大きいディープビームの場合、はりの応力分布は普通のはりの場合と異なる。ディープビームは、斜めひび割れ発生後も軸方向引張鉄筋をタイとしたタイドアーチ的な性状を示すことから、破壊はタイに相当する鉄筋の降伏（曲げ破壊）あるいはアーチリブに相当するコンクリートの圧壊（せん断破壊）により生じる。

橋梁のフーチングは厚い版構造であり、ディープビームと耐荷機構が類似しているとされる。既設道路橋のフーチングが ASR により損傷する事例については、「土木研究所資料第 4304 号¹⁾」でまとめられている。



写真-2.1.1 ASR によりフーチングの上面鉄筋が破断した例¹⁾

一方で、せん断スパン比の小さい壁式橋脚などもディープビーム部材であり、橋脚でも ASR による損傷事例が見られる。



写真-2.1.2 壁式橋脚



写真-2.1.3 ASRにより損傷した橋脚

3. 供試体概要

3.1 供試体概要

供試体は、幅 300mm×高さ 450mm×長さ 2,200mm のディープビームを 5 体製作した。供試体の概要を図-3.1.1 及び表-3.1.1 に示す。

設計にあたっては、旧建設省通達によるアルカリ総量規制前で ASR が生じる可能性の高い昭和 50 年代の実橋のフーチングを想定し、低鉄筋比と、せん断先行の破壊モードの 2 点に着目した。S55 道路橋示方書⁶⁾に示される最小鉄筋比 0.2%にできるだけ近い低鉄筋比とし、かつ載荷実験時にせん断破壊させるよう曲げ耐力を強化するため、超高強度の異形 PC 鋼棒 (SBPDL1275/1420) を下側鉄筋として用いた。供試体の引張鉄筋比は 0.3%、圧縮鉄筋比は 0.05%、せん断スパン比は $a/d=1.5$ とした。

コンクリートの使用材料を表-3.1.2 に、配合を表-3.1.3 に、テストピースによる材料試験の結果を表-3.1.4 にそれぞれ示す。反応性骨材のペシマム量 (反応性:非反応性の骨材比) は研究成果¹⁾を基に粗骨材 50:50、細骨材 40:60 とした。ASR の促進を図るためアルカリ成分 NaCl を添加することとし、コンクリート中のアルカリ量を 12kg/m^3 に設定した。コンクリートの設計基準強度 21N/mm^2 に対し、テストピースを用いた材料試験による材齢 36 日の実強度は 35.8N/mm^2 であった。

鋼材の材料試験結果を表-3.1.5 に示す。下側鉄筋として異形 PC 鋼棒の D12.6 を、上側鉄筋に D6 をそれぞれ使用している。異形 PC 鋼棒の設計降伏強度 $1,275\text{N/mm}^2$ に対し、材料試験による実降伏強度は $1,368\text{N/mm}^2$ であった。

供試体の健全な状態における曲げ耐力及びせん断耐力を、それぞれ式 3.1.1³⁾及び後出の式 5.1.5⁵⁾により算出した。曲げ耐力の計算値は 639kN、せん断耐力の計算値は 550kN で、設計曲げ耐力>設計せん断耐力であるため、せん断先行の破壊モードとなる可能性が高い。

$$M_u = A_s f'_s (d - 0.4x) \quad (3.1.1)$$

ここに、

M_u : 破壊抵抗曲げモーメント [$\text{N}\cdot\text{mm}$]。得られた値をせん断スパン 0.6[m]で除し、2点載荷により 2 倍すると曲げ耐力となる。

A_s : 引張鉄筋量 [mm^2]で、本実験では 375。

f'_s : 引張鉄筋の降伏強度 [N/mm^2]で、本実験では材料試験結果による実強度 1,368。

d : 供試体の有効高 [mm]で、本実験では 400。

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 [mm]で、本実験では 66.25。

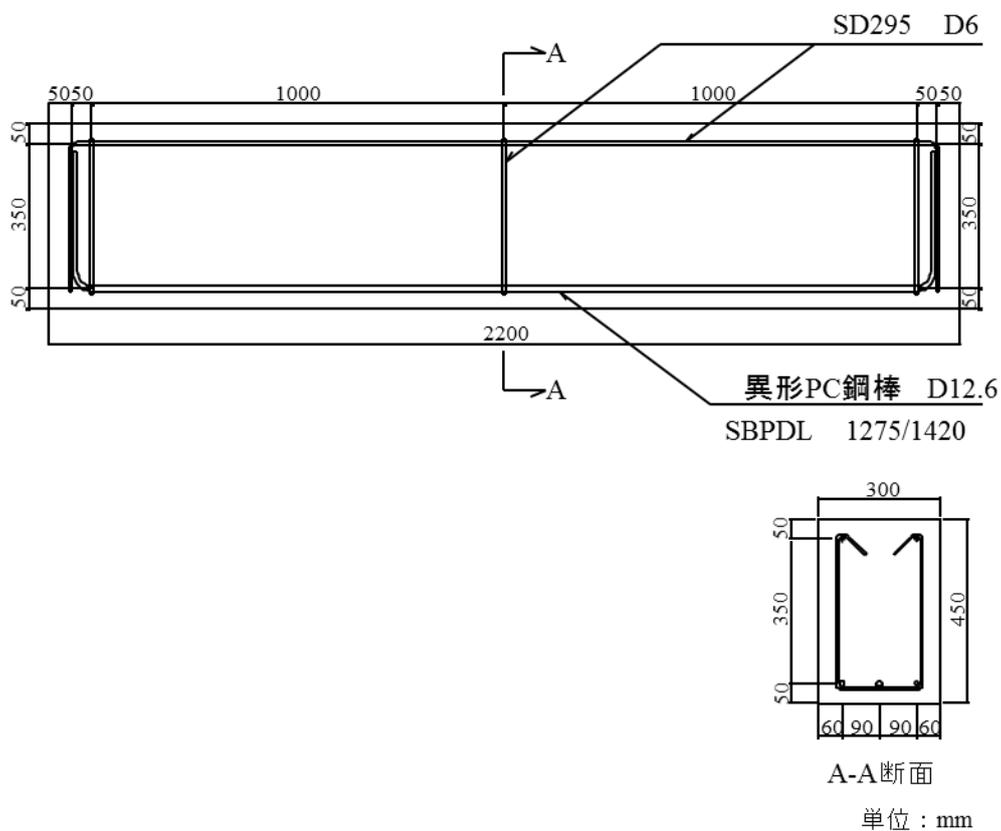


図-3.1.1 ディープビーム供試体

表-3.1.1 供試体諸元

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-3.1.2 コンクリート使用材料

記号	材料	備考
W	水	水道水
C	セメント	普通ポルトランドセメント
S1	細骨材（非反応性）	表乾密度 2.56g/m ³
S2	細骨材（反応性）	表乾密度 2.64 g/m ³
G1	粗骨材（非反応性）	表乾密度 2.59 g/m ³
G2	粗骨材（反応性）	表乾密度 2.67 g/m ³
AD	混和剤	AE 減水剤
NaCl	添加アルカリ	NaCl

表-3.1.3 コンクリート配合 (設計基準強度 $f'_{ck}=21\text{N/mm}^2$)

粗骨 材 最大 寸法 mm	ス ラ ン プ mm	空 気 量 %	W/C %	s/a %	単位量(kg/m ³)						AD kg	NaCl kg
					W	C	S		G			
							S1	S2	G1	G2		
25	12	4.5	58.9	45.5	162	275	493	339	499	514	2.75	19.9

表-3.1.4 コンクリートの材料試験結果

材齢 日	試験材料	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
36	テストピース	35.8	25.4

表-3.1.5 鋼材の材料試験結果

使用箇所	鉄筋径	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	伸び %
下側鉄筋	D12.6	SBPDL1275/1420	1,368	1,472	10
上側鉄筋	D6	SD295A	323	489	32

3.2 水中暴露による供試体の損傷

3.2.1 水中暴露の概要

供試体 5 体のうち 1 体（4.2 で後述する Case1）は、健全な状態における耐荷性能等を確認するための基準供試体とし、ASR が発現する前の製作直後に載荷実験を実施した。残る 4 体（Case2～Case5）は、鋼製水槽内で水中養生して ASR を進展させた。水中暴露の状況を写真-3.2.1 に、水中暴露による ASR の進展で供試体に発生したひび割れ状況を写真-3.2.2 に示す。写真-3.2.2 より、ASR 損傷に特有の亀甲状のひび割れが全体に生じている。上面は下面に比べて明らかにひび割れの数が多く、側面においても上面に近い方で多いのがわかる。これは上面と下面との鉄筋量の差が主な要因で、そのため、供試体の膨張程度は上面側で大きく、側面の写真のような上反りのアーチ形に変形していると考えられる。

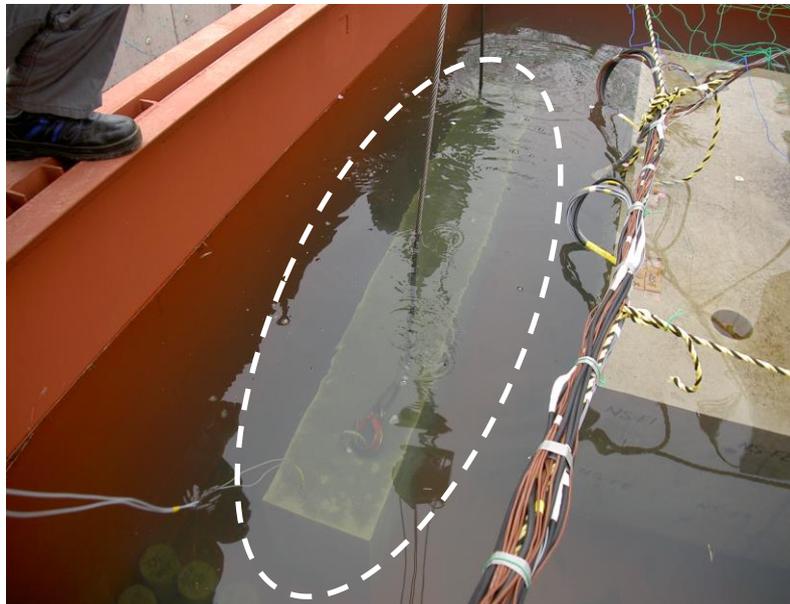
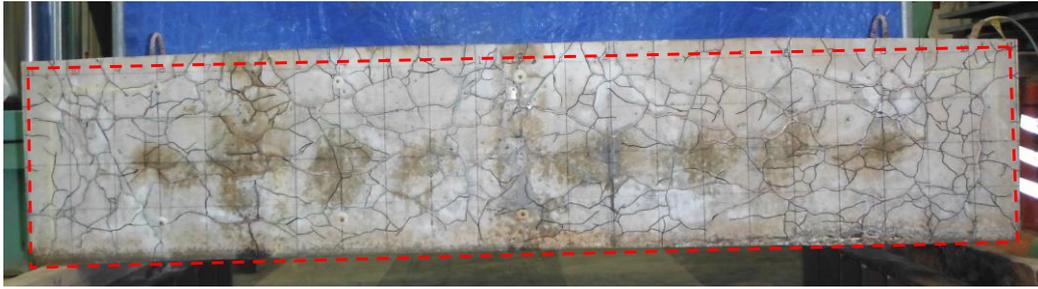


写真-3.2.1 ディープビーム供試体の水中暴露状況

(側面)



(上面)



(下面)



(Case4、ひび割れに着色、側面写真の赤色点線は元の形状)

写真 3.2.2 ASR による供試体のひび割れ状況

3.2.2 鉄筋ひずみと水温の時刻歴

供試体軸方向の上段及び下段鉄筋のスパン中央に設置したひずみゲージで計測した鉄筋ひずみと、水温の時刻歴を図-3.2.1 に示す。水中暴露した4 供試体のいずれも、暴露開始後約半年経過した時点からひずみが増加し始めている。暴露している水槽内の水温が高い期間において鉄筋ひずみの増加勾配は大きく、水温が低い期間はほぼ横ばいの傾きを示し、水温の波形と鉄筋ひずみ量の増加特性には明確な相関が見られる。ASR によるひずみ進展の早さは環境温度に強く依存していることがわかる。暴露開始後約4 年（1460 日）程度でひずみの増加勾配は横這いに近くなり、8 年（2920 日）では概ね収束していると考えられる。

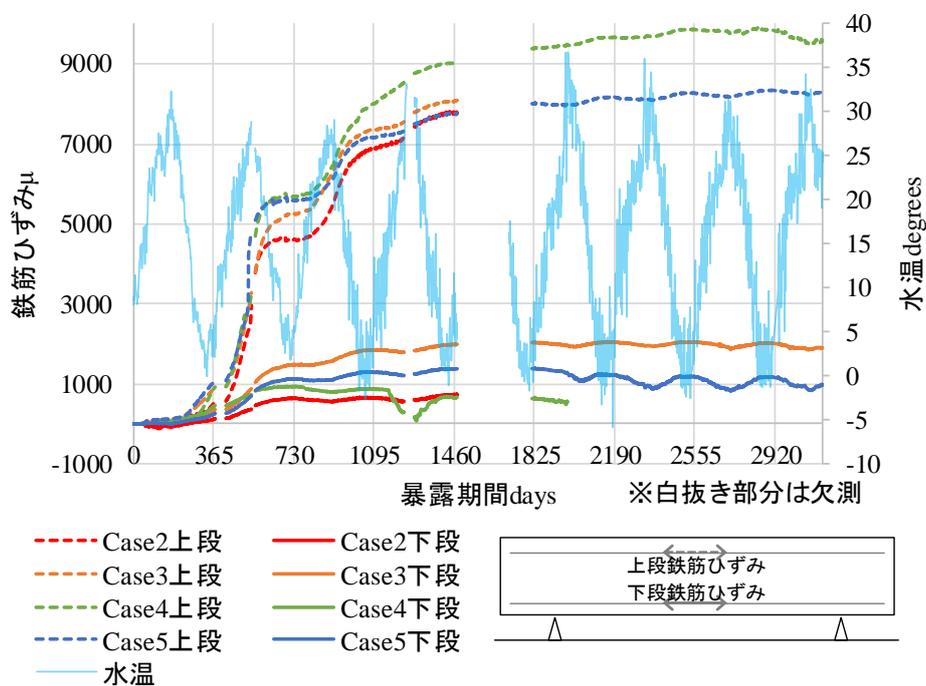


図-3.2.1 鉄筋ひずみと水温の時刻歴

4. 載荷実験

4.1 載荷実験の概要

載荷方法は図-4.1.1 及び写真-4.1.1 に示すような 2 点对称の単調増加方式とし、供試体が終局破壊に至るまで載荷を行った。載荷開始時は荷重で制御し、供試体の剛性が低下しひび割れが発生した時点で変位制御に切り替えた。なおせん断スパン比は 1.5 である。データ計測の間隔については、荷重制御時を 5kN、変位制御時を 0.1mm に設定し、供試体の変位、ひび割れ状況、ひずみ及びその他の変状等について記録した。

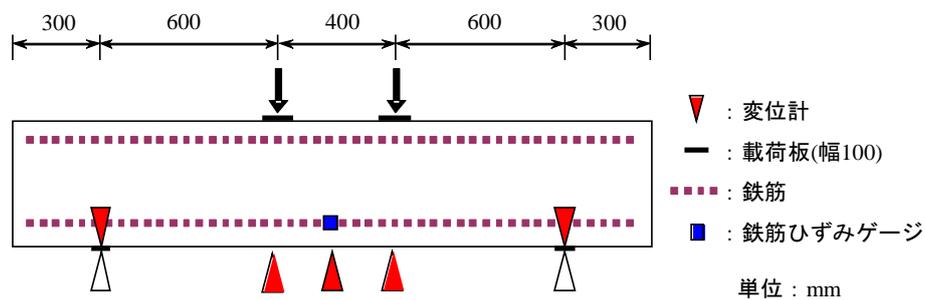


図-4.1.1 載荷実験の概要



写真-4.1.1 載荷状況

4.2 実験ケース

実験ケースについて表-4.2.1 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、Case4、Case5 との比較のために引用する。

Case1 は、ASR の無い健全な状態で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。

Case2、Case3 は、水中暴露期間は約 8 年半で、Case2 は ASR により損傷した状態のままの供試体、Case3 は ASR 損傷に対しひび割れ補修を実施した供試体である。

Case4、Case5 は本資料の載荷実験で扱う供試体で、水中暴露期間は約 10 年である。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。

なお、3.2.2 で述べたとおり、ASR の進展は 8 年程度で概ね収束していると考えられることから、本資料では、養生期間が約 8 年半の Case2・Case3 と、約 10 年の Case4・Case5 とを比較対象として扱うこととし、供試体間の個体差によるデータのばらつき等も考慮に含めたいうで、せん断補強効果について検討することとする。

表-4.2.1 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 <u>せん断補強</u> (SD345D10)	炭素繊維 シート による 曲げ補強
Case1	無し	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	<u>1 列配筋</u>	(有り)
Case5		有り	有り	<u>2 列配筋</u>	(有り)

4.3 荷重実験の準備

4.3.1 ひび割れ補修

(1) ひび割れ補修

Case4、Case5 に施工したひび割れ補修は、低粘度の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-4.3.1 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り、ひび割れ補修によりある程度せん断耐力は回復する。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²⁾。



写真-4.3.1 ひび割れ補修の施工状況

(2) 超音波トモグラフィ解析

超音波トモグラフィ解析は、様々な方向から対象物に超音波を透過させ、複数の透過情報をマトリックス演算することで対象物内部の密度や比抵抗などの物性を可視化する（断層画像）手法である。

Case4 及び Case5 の、ひび割れ補修の前後においてトモグラフィ解析を実施した。測点位置を図-4.3.1 に示す。図-4.3.2 は、Case4 及び Case5 の、C.L.及び C.L.-600mm 断面における超音波伝播速度のトモグラフィ画像で、超音波の低周波数帯域を表す赤色に近いほど超音波の伝播速度が低く、供試体内部のひび割れや剥離などによる損傷程度が大きい状態を表している。

ひび割れ補修を実施する前と後との解析画像を比較すると、補修後は、ひび割れ等による損傷部位に補修材が充填されることで伝播速度が上昇している。これより、低下したせん断耐力は、Case3 のようにひび割れ補修によってある程度向上していることが推察される²⁾。

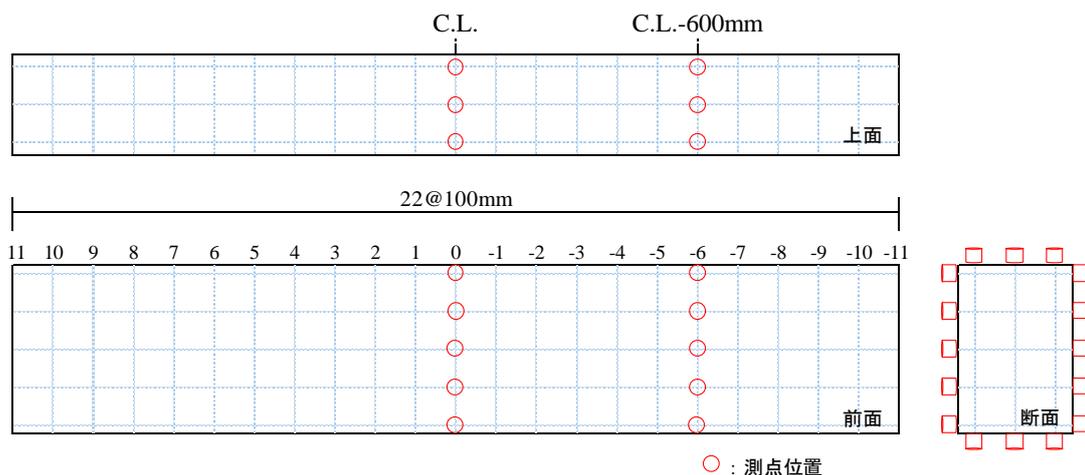


図-4.3.1 超音波トモグラフィ解析画像の測点位置

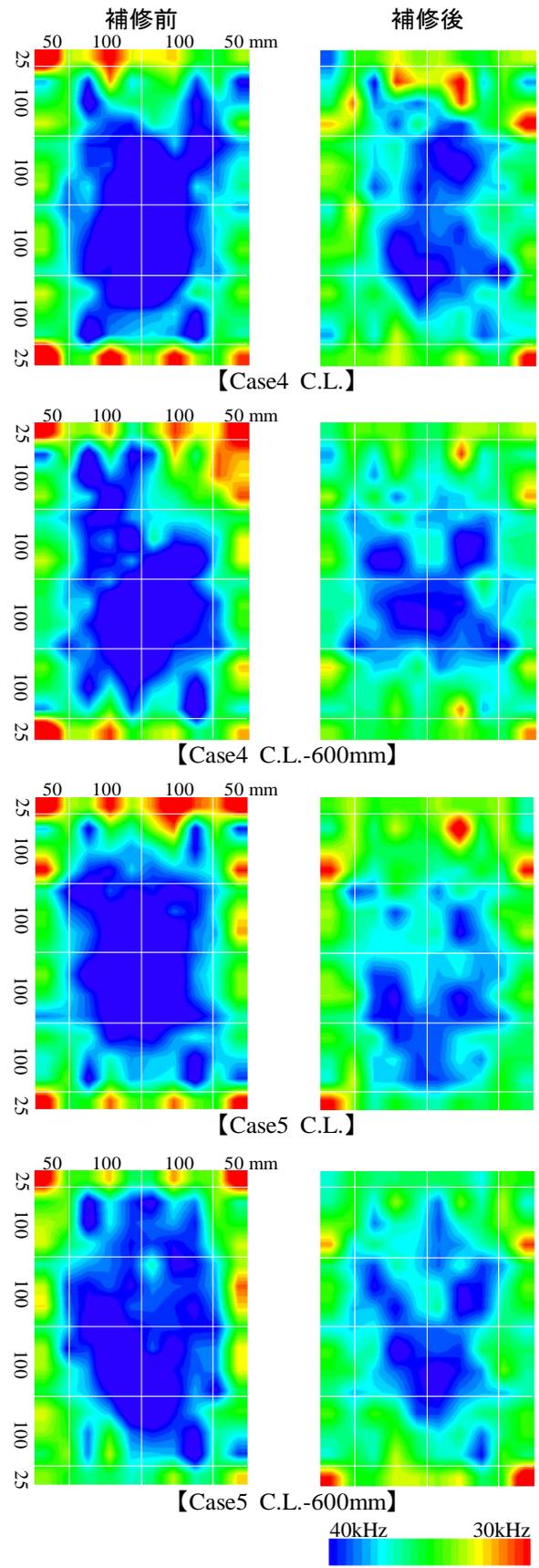
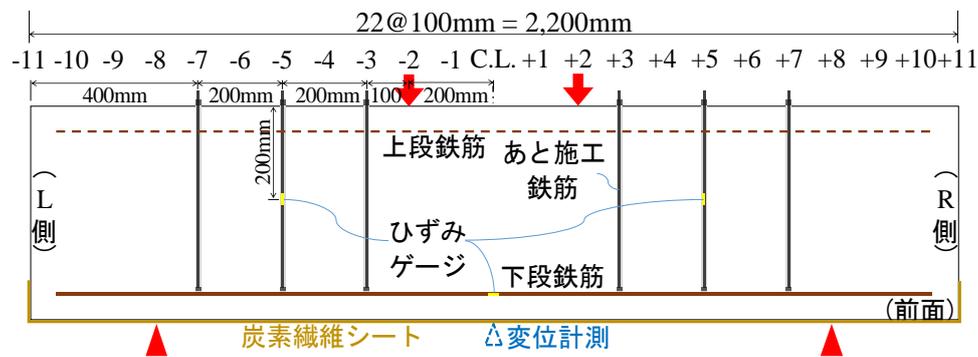


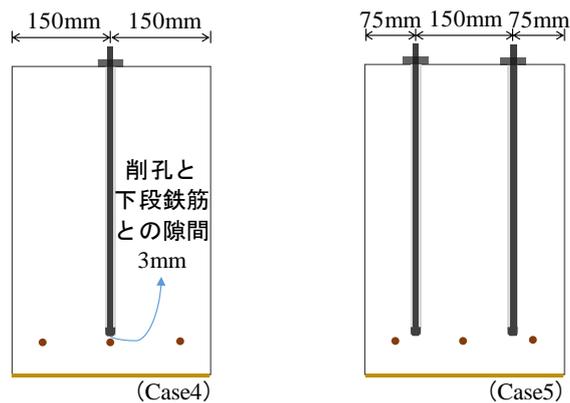
図-4.3.2 超音波トモグラフィ解析画像

4.3.2 せん断補強

せん断補強の方法については、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。せん断補強の位置等を図-4.3.3 に示す。あと施工鉄筋には異形棒鋼 SD345D10mm を用い、Case4 の配筋は1列、Case5 の配筋は2列としている。せん断補強部の詳細は図-4.3.4 及び写真-4.3.2 のとおりである。供試体の削孔にはコンクリートコアドリルを用い、 $\phi 20\text{mm}$ 、深さ 390mm で下段鉄筋の手前 3mm まで削孔し、端部に定着体として $\phi 16\text{mm}$ 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⁷⁾等を参考に定めた。せん断補強の施工状況を写真-4.3.3 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-4.3.1 に示す。



(側面図)



(断面図)

図-4.3.3 せん断補強位置

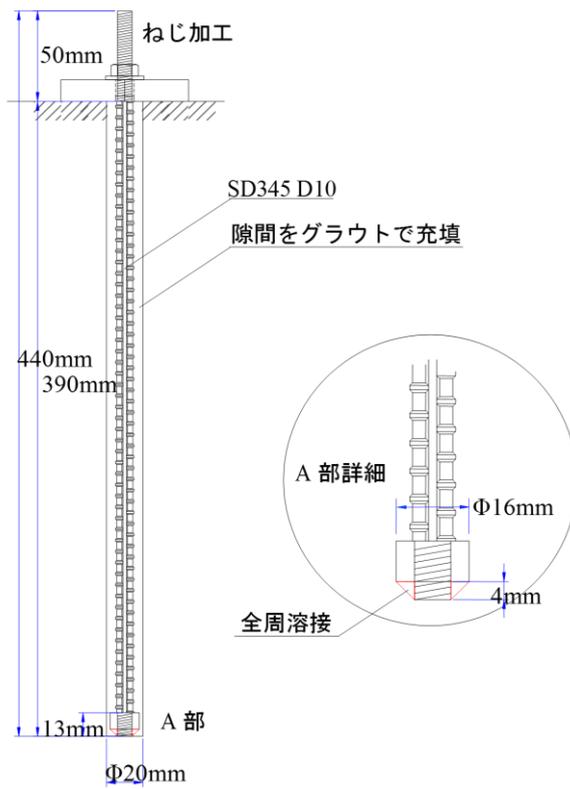


図-4.3.4 せん断補強部詳細図



写真-4.3.2 せん断補強 定着体加工部 (図-4.3.4 の A 部)



写真-4.3.3 せん断補強の施工状況

表-4.3.1 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。

4.3.3 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。したがって、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となる。使用した炭素繊維シートの諸元を表-4.3.2 に、曲げ補強の施工状況を写真-4.3.4 に示す。

炭素繊維シート補強により増加する降伏曲げモーメント ΔM [kN・m]は式(4.3.1)⁸⁾で表される。

$$\Delta M = A_f \cdot \sigma_f \cdot (7/8)d \quad (4.3.1)$$

ここに、

σ_f : 炭素繊維シートの設計引張強度[N/mm²]で、本実験では引張破壊強度公称値 3,400 の 6 割の 2,040 とする。

d : 有効高[mm]で、本実験では 400。

A_f : 補強に必要な炭素繊維シートの断面積[mm²]。

$$A_f = n_f \cdot t_f \cdot b_f$$

n_f : 炭素繊維シートの枚数。

t_f : 炭素繊維シートの厚さ[mm]で、本実験では 0.11。

b_f : 炭素繊維シートの幅[mm]で、本実験では 300。

式(4.3.1)により得られた ΔM をせん断スパン 0.6[m]で除し、2 点载荷により 2 倍すると曲げ耐力の増分[kN]となる。本実験では、計算上でシート 1 枚あたり約 119kN の曲げ補強効果が得られる。

表-4.3.2 炭素繊維シートの諸元

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

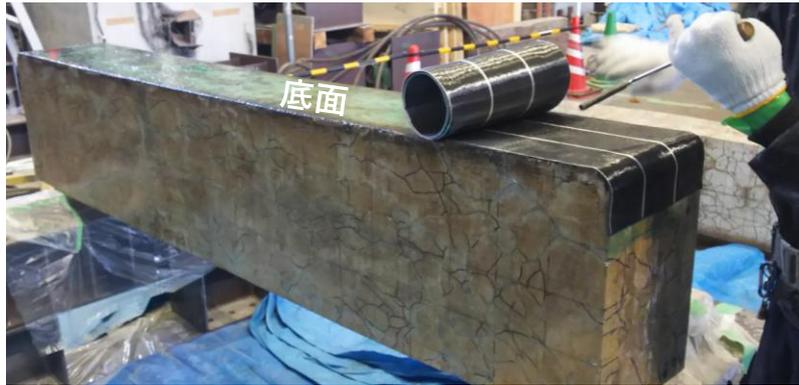


写真-4.3.4 曲げ補強の施工状況

4.4 実験結果

4.4.1 実験結果の概要

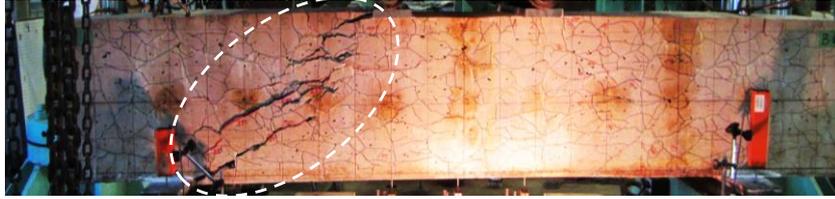
実験結果の一覧を表-4.4.1 に示す。破壊形態は Case4、Case5 とともにせん断破壊で、最大荷重は Case4 が 683kN、Case5 が 755kN と、Case3 のせん断耐力 668kN を上回り、特に Case5 ではせん断耐力が大きく向上している。

表-4.4.1 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

せん断破壊時のひび割れ状況を写真-4.4.1 に示す。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～Case5 では、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、ASR による既存のひび割れが繋がって進展した Case2 は、Case3～Case5 より格段に耐力が小さくなっている。

Case2(ひび割れ補修無し)



Case3(ひび割れ補修有り)



Case4(せん断補強1列)



Case5(せん断補強2列)



写真-4.4.1 せん断破壊時のひび割れ状況

4.4.2 荷重変位曲線

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-4.3.3 側面図）。Case1～Case5 の載荷実験における荷重-変位の関係を図-4.4.1 に示す。

Case3～Case5 は、いずれもひび割れ補修を行った供試体である。これらが最大荷重に至るまでの測線は、せん断補強が2列（Case5）、1列（Case4）、無し（Case3）の順で上から並び、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は、4.3.3 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。

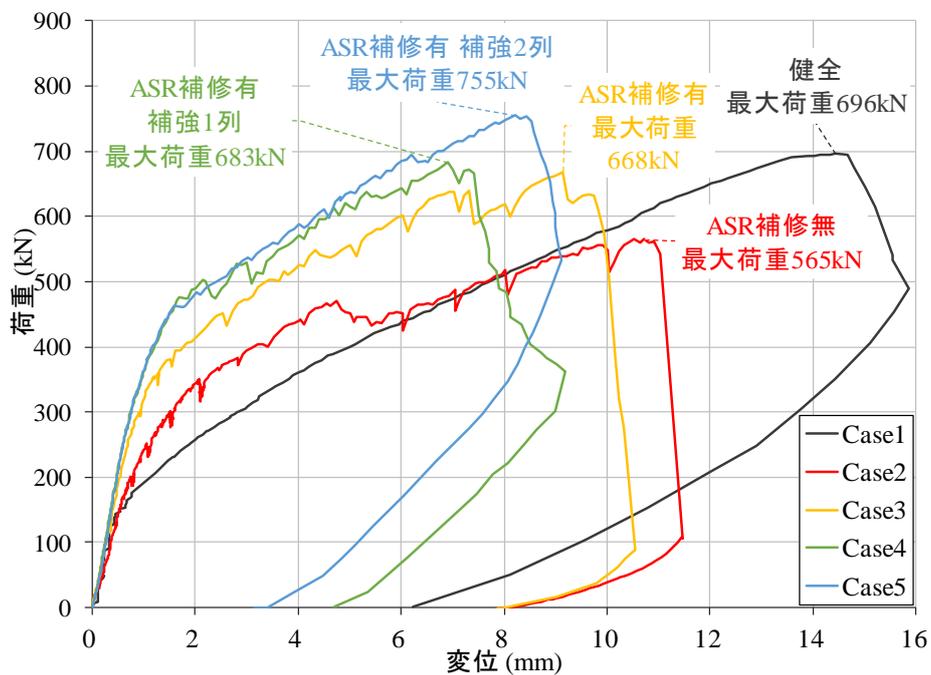


図-4.4.1 荷重-変位曲線

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ているかを確認するため、H29 道路橋示方書^{3,4)}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行う。以下の 5.1.1 及び 5.1.2 で設計せん断耐力の算出に用いる H29 道路橋示方書式及び土木学会ディープビーム式について説明し、5.1.3 でそれらの算出結果と考察をまとめて示す。なお、計算に用いる圧縮強度 f'_c について、Case1 ではテストピースの圧縮試験による実強度 35.8 N/mm²を用いる。Case2~Case5 では、載荷実験の後に各供試体から抜いたコアの圧縮強度は 15~16 N/mm²程度の値を示した。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⁹⁾、鉄筋等で拘束されている供試体コンクリートよりも低下していると考えられる。そのため、Case3~Case5 の算出には、コアの圧縮強度に加えて設計基準強度 21 N/mm²も用いることとし、この場合を Case3'~Case5'として区別する。圧縮強度の一覧を表-5.1.1 に示す。

表-5.1.1 圧縮強度一覧

ケース	圧縮強度 [N/mm ²]	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
Case3' (")	21.0	設計基準強度
Case4 (補強 1 列)	16.1	コア強度
Case4' (")	21.0	設計基準強度
Case5 (補強 2 列)	15.5	コア強度
Case5' (")	21.0	設計基準強度

5.1.1 H29 道路橋示方書式について

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 5.1.1 で表される（以下「H29 道示式」）。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。

なお、Case4 と Case5 については、炭素繊維シートにより曲げ補強をしているため、引張鋼材比に関する補正 (c_{pt}) に影響することが考えられる。ただし、炭素繊維を用いる場合の補正方法については明らかになっていないこと、せん断耐力に及ぼす影響はあまり大きくないと想定されることから、ここでは引張鉄筋量のみに基づき c_{pt} を決定する。

$$S = S_c + S_s + S_p \quad (5.1.1)$$

S_c は式 5.1.2 で与えられる。

$$S_c = k\tau_r b_w d \quad (5.1.2)$$

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 5.1.3 で与えられる。

$$\tau_r = \tau_c c_e c_{pt} c_{dc} c_c \quad (5.1.3)$$

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 5.1.4 で与えられる。

$$S_s = c_{ds} k (\Sigma (A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta)) / 1.15a) \quad (5.1.4)$$

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、Case4')、142.7(Case5、Case5')。

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 [$^\circ$] 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 5.1.3 の c_{dc} 及び式 5.1.4 の c_{ds} のせん断スパン比による値について表-5.1.2 に示す。これらの係数は、H29 道示Ⅲ編³⁾ において 1.0 が標準とされ、フーチングのようにせん断スパン比 a/d が小さい部材では、これらの係数により S_c の割増と S_s の低減を行うよう H29 道示Ⅳ編⁴⁾ に定められている。本供試体も 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」）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 5.1.3 で後述する。

表-5.1.2 せん断スパン比による c_{dc} 、 c_{ds} (H29 道示)

	c_{dc}	c_{ds}	引用文献
係数種別	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 ³⁾
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 ⁴⁾
	2.5	0.6	

5.1.2 土木学会ディープビーム式について

せん断スパン比の小さいディープビームのせん断耐力 V_c を算出する式として、土木学会による式 5.1.5⁵⁾ が知られており、本式（以下「土木学会 DB 式」）での検討も行う。

$$V_c = \frac{0.24 \cdot f'_c \frac{2}{3} \left(1 + \sqrt{p_w}\right) \left(1 + 3.33r/d\right)}{1 + (a/d)^2} b_w \cdot d \quad (5.1.5)$$

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-5.1.1 に示す値。

p_w : 引張鉄筋比[%]で、本実験では 0.313。曲げ補強の炭素繊維シートによる影響はここでは含めない。

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。

Case4、Case4'及び Case5、Case5'のせん断補強鉄筋によるせん断耐力の増分 V_{dd} は式 5.1.6⁵⁾により算出し、これを式 5.1.5 で算出される V_c に足すことにより、各ケースでのせん断耐力設計値とする。

$$V_{dd} = \beta_w \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \alpha \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (5.1.6)$$

ここに、

α : 支圧板の部材軸方向長さ (r) の影響を考慮する係数で、以下による。

ただし、一般に r/d は 0.1。

$$\alpha = (1 + 3.33r/d) / (1 + 3.33 \cdot 0.05)$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} [\text{N/mm}^2]$$

$$\beta_w = 4.2 (100p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} \beta_w < 0 \text{ の場合は } 0。$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{(100p_v)/2}) \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5。$$

$$\beta_a = 5 / (1 + (a/d)^2)$$

b_w : 腹部の幅[mm]で、本実験では 300。

d : 単純ばりの場合は載荷点、片持ばりの場合は支持部前面における有効高さ[mm]で、本実験では 400。

a : 支持部前面から載荷点までの距離[mm]で、本実験では 600。

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

A_s : 引張側鋼材の断面積[mm²]で、本実験では 375。

$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$ ただし、 $p_w < 0.002$ の場合は $p_w = 0$ 。

A_w : 区間 s_s における部材軸と直交するせん断補強鉄筋の総断面積[mm²]
で、本実験では 71.3(Case4、Case4')、142.7(Case5、Case5')

s_s : 部材軸と直交するせん断補強鉄筋の配置間隔[mm]で、本実験では 200。

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度[N/mm²]で、本実験では表-5.1.1 に示す値。

γ_b : 部材係数で、一般に 1.2。

5.1.3 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-5.1.3に示す。また、実耐力/設計耐力について図-5.1.1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、設計値が全般的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~Case5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実耐力を最もよく評価できている。特に、設計基準強度を用いたCase3'~Case5'では1.15~1.20で、コア強度を用いたCase3~Case5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・Case4'、Case5・Case5'において、Case3・Case3'と同等の推定精度となっている。このことから、ASR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。

表-5.1.3 設計せん断耐力の算出結果

		Case1	Case2	Case3	Case3'	Case4	Case4'	Case5	Case5'	
		健全	補修無	補修有		補強1列		補強2列		
実験による実耐力		kN	696	565	668		683		755	
① H29 道示 式	S設計 せん断耐力	kN	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	S設計 せん断耐力	kN	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	V _c 設計 せん断耐力	kN	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)

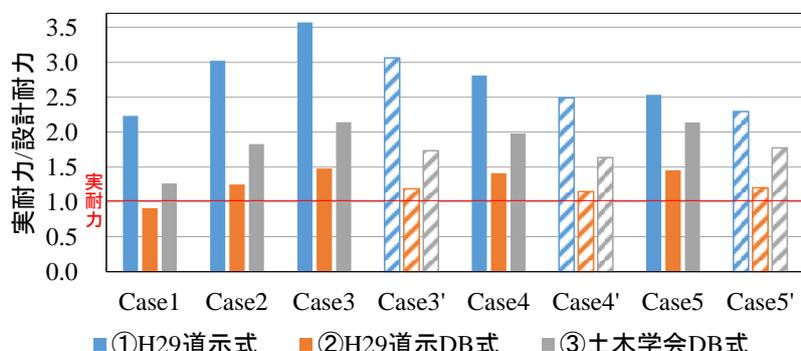


図-5.1.1 実耐力/設計耐力の比較

5.2 せん断補強鉄筋の挙動

図-5.2.1 及び図-5.2.2 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・鉄筋ひずみの計測位置は図-4.3.3 側面図に示すとおりで、Case5 のあ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-5.2.3 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。

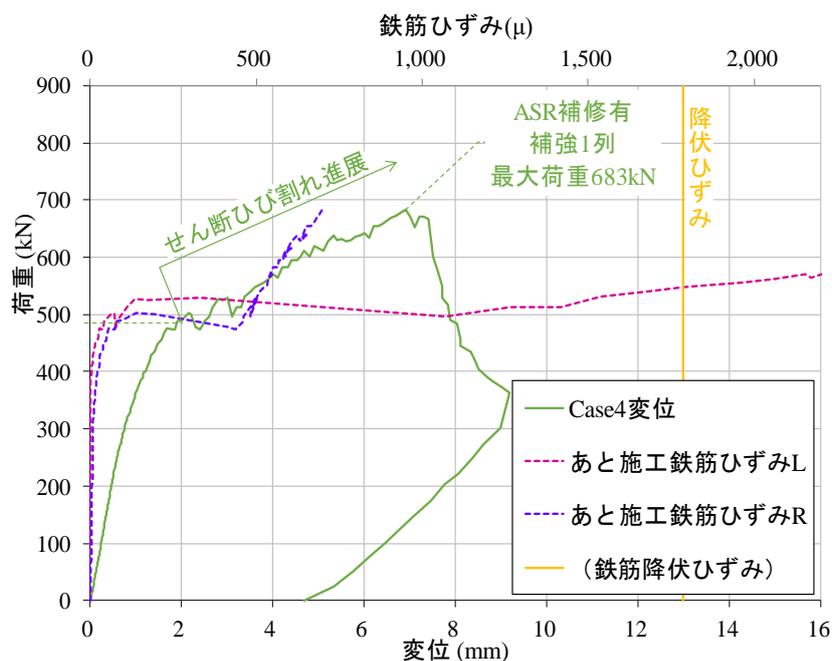


図-5.2.1 変位及び鉄筋ひずみと荷重との関係 (Case4)

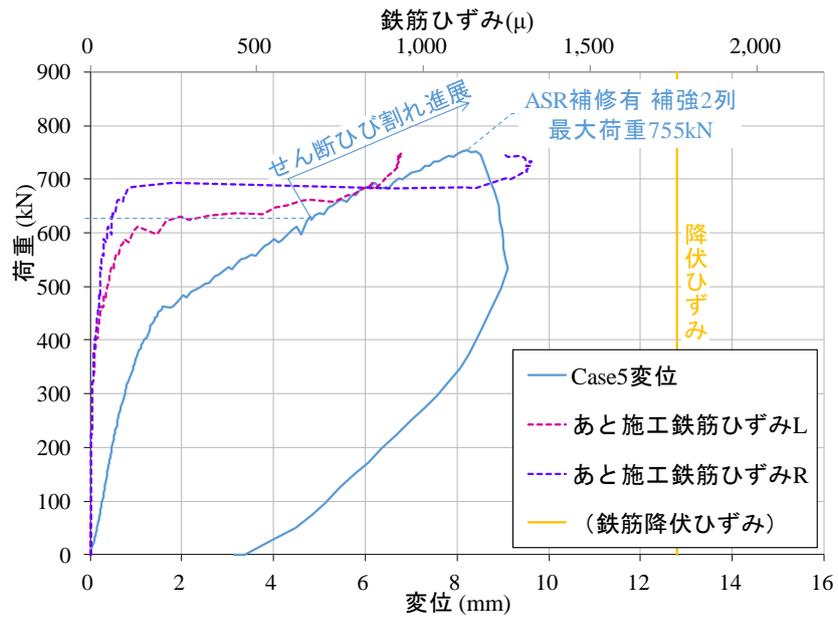


図-5.2.2 変位及び鉄筋ひずみと荷重との関係 (Case5)

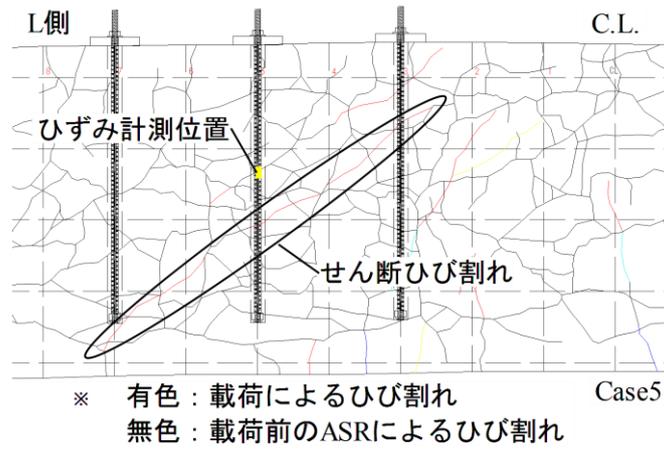


図-5.2.3 せん断ひび割れとひずみ計測位置の関係

6. まとめ

既往の研究¹⁾では、ASRによる損傷を模擬したフーチングを用いた載荷試験で耐荷性能の顕著な低下が確認されるとともに、ひび割れ補修では剛性や耐荷力が十分に回復しないこと、補強によって設計で想定したよりも大きな耐力が確認されたことが明らかにされた。その一方、これらの実験はASRを模擬して行ったものであり、ひび割れの入り方などについては実際のASRによる損傷を受けたフーチングと異なることが課題であった。約8年半水中暴露し、ASRによる損傷を進展させたディープビームを用いた載荷実験²⁾では、ひび割れを注入材で補修することによりコンクリートが一体化され、ASR損傷により低下した耐荷力がある程度回復させることを確認できたが、ASR損傷への補強については効果の確認が行われていなかった。

そこで本資料では、長期間水中に暴露してASRを進展させたディープビーム供試体に対し、既設道路橋のフーチングを想定した上面側からのあと施工鉄筋によるせん断補強を実施し、補強効果を載荷試験で確認した。また、載荷試験による実耐力を、H29道路橋示方書により算出した設計せん断耐力と比較し、せん断補強効果の評価を試みた。

本資料で得られたASR損傷に係る知見は次のとおりである。

- ・ 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おり、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、載荷試験による実耐力をよく評価できていた。ASR損傷で耐力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。

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。

なお、本資料で得られた知見は、ASRによる損傷を受けたディープビームの補修補強に関しても有効に活用できるものとする。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2017.11.
- 5) 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.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，1980.5.
- 7) 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.
- 8) 東日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁保全編，2012.3.
- 9) 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.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4381 August 2018

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754