

# 論文 災害後の緊急仮設橋を想定したプレキャスト RC ブロック連結桁と 曲げ・せん断実験による継手部の性能検証

藤原 昌紀\*1・弘光 太郎\*2・宇野 洋志城\*3・秋山 充良\*4

**要旨**：2011年東北地方太平洋沖地震では、津波被害により太平洋沿岸部にある多数の橋梁が流出し、被災者の移動や緊急支援物資の運搬等に大きな支障をきたした。レジリエンス強化のため、南海トラフ地震による津波等の被害が予想される地域における緊急仮設橋としての使用を想定し、プレキャスト鉄筋コンクリート(RC)ブロックを現場にて連結する桁構造の開発に取り組んでいる。本研究では、RCブロック同士を鋼材のかみ合わせと炭素繊維シートにより簡易に連結した桁部材の曲げ、およびせん断実験を行った。そして、継手部を有しない桁部材と同等の曲げやせん断耐力を発現するために必要な継手構造を実験的に同定した。  
**キーワード**：緊急仮設橋、プレキャスト、レジリエンス、Accelerated Bridge Construction、炭素繊維シート

## 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震で発生した津波により、太平洋沿岸部にある多数の橋梁が倒壊・流出した<sup>1)</sup>。橋梁が被災地の復旧・復興活動に果たす役割は極めて大きく、その損傷は道路ネットワークの機能低下に直結する<sup>2)</sup>。2011年東北地方太平洋沖地震の際には、国道45号線に架かる一部の橋梁において、自衛隊が所有する機動支援橋が本復旧までの緊急仮設橋として使用され、被災直後の救助・救急活動に貢献した例が報告されている(写真-1参照)<sup>3)</sup>。このような教訓を例に、南海トラフ地震など、次の災害への備えを高度化する必要がある。

南海トラフ地震による強震動と津波の影響を受ける地域にある橋梁、あるいは橋梁を含む道路ネットワークのリスク評価結果によると、そのハザードレベルの過酷さから、2011年東北地方太平洋沖地震と同等、あるいはそれ以上の深刻な被害が見込まれている<sup>4),5)</sup>。一方、構造物被害を起因とする経済的損失額や道路ネットワークの機能回復に要する日数の算定は、被害の全体像の把握には役立つものの、そのリスク低減や、復旧・復興に要する時間の短縮、つまりレジリエンス強化に貢献するハード的対策の研究例は少ない。

従来、構造物の被害を軽減するためのアプローチは、新設構造物に対しては高度化した耐震設計法を適用することであり、既存構造物に対しては耐震補強を施すことである。しかし、南海トラフ地震による強震動の影響を受けると予想される地域にある既存構造物は、特に市町村レベルにおいて耐震補強が施されていない構造物の割合が高く、昨今の地方自治体の財務状況からも大幅な改善は期待できない。また、津波の影響を受ける地域に置かれる構造物の対津波設計法や既存構造物の補強技術は、まだ開発途上にある。



写真-1 緊急仮設橋の例<sup>3)</sup>

この背景のもと、著者らは、南海トラフ地震による強震動と津波により、既存橋梁が相当数、損傷・倒壊することを前提として、被災後の状況下でも早期架設が可能な緊急仮設橋をプレキャスト製の鉄筋コンクリート(RC)にて実現するための研究に取り組んでいる。開発にあたり、橋梁の急速施工(Accelerated Bridge Construction, ABC)<sup>6)</sup>に関わる米国での技術開発や、写真-1に示されるような機動支援橋などを参考にしている。ABCでは、橋梁建設時にプレキャスト部材を活用することで、施工期間の短縮化や、施工により生じる交通渋滞や施工コストの抑制、さらには、現場作業の安全性向上を目指した技術開発が行われている。例えば、Mehrsoorush and Saidi<sup>7)</sup>は、建設期間の短縮を可能にする橋脚と梁、あるいは橋脚と基礎の継手構造を提案している。Zhang et al.<sup>8)</sup>は、箱桁を対象として、溶接不要な継手部を考案し、その性能を実験と解析により検証している。また、機動支援橋としては、例えば、小野<sup>9)</sup>は、各部材を人力で運搬可能にする軽合金の使用を紹介している。本研究では、これら既存研究に対して、プレキャスト製のRCブロックを使用し、被災後の状況でも簡易に連結可能な桁構造の開発を目指している。

\*1 早稲田大学大学院 創造理工学研究科建設工学専攻 (学生会員)

\*2 佐藤工業(株) 技術センター技術研究所土木研究部 (正会員)

\*3 佐藤工業(株) 技術センター技術研究所所長 博(工) (正会員)

\*4 早稲田大学教授 創造理工学部社会環境工学科教授 博(工) (正会員)

本論文では、橋桁部材に着目し、ブロック端部に設けた鋼材のかみ合わせと炭素繊維シート（以下、CFSと記す）を用いた継手構造によりRCブロックを連結した桁の曲げ・せん断実験の結果を報告する。そして、継手構造を有しないRC桁から得られる曲げやせん断耐力の大きさに基づき、継手部に必要なCFC補強法などを実験的に同定する。

## 2. 実験供試体

### 2.1 想定した設計条件

RCブロックの製作にあたり、災害後の制約条件下でも橋桁を迅速かつ容易に架設するため、各ブロックの軸方向長さを短くし、小型ユニック等での運搬・施工・架設を可能にするため、一部材の重量を500kg以内に抑えることを想定した。ブロック連結後の桁長は10mを仮定し、災害後の復旧工事で使用される25tラフタークレーン1台の通行を支える耐荷力を有するRCブロックを設計した。実験で用いたRCブロックは、この1/2スケールである。

### 2.2 継手部の構造

RCブロック両端に設ける継手構造を図-1に示す。継手部は、オス型・メス型の鋼板を橋軸直角方向にスライドさせてかみ合わせることでブロック相互を連結・一体化し、継手部に作用する曲げ引張力をCFSに負担させるものを基本とした。鋼板にはSS400を使用し、図-1に示すように、RCブロックの軸方向鉄筋は鋼板に溶接した。使用したCFSの目付量は $450\text{g/m}^2$ 、引張強度は $3400\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は $245\text{kN/mm}^2$ 、そして、その厚さは $0.25\text{mm}$ である。CFSの接着は、プライマー、樹脂下塗り、CFS貼付、そして樹脂上塗りの順で作業した。

RCブロックを連結した後の桁部材の曲げやせん断挙動は、鋼板のかみ合わせ、およびCFSの巻き立て方法に依存することが予想される。そこで本実験では、特にCFSに着目し、その定着長さなどが異なる供試体を製作した。

### 2.3 供試体の構造諸元

図-2にRCブロックの断面図、そして図-3に各供試体諸元をそれぞれ示す。プレキャストRCブロックは、軽量化のためにI型断面とした。図-3に示す各供試体名

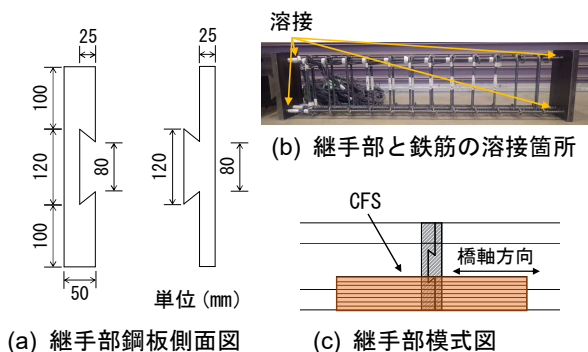
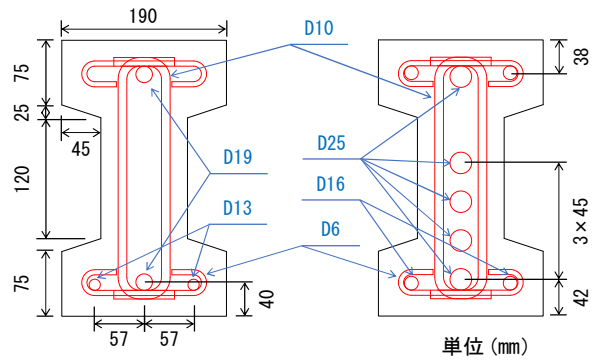
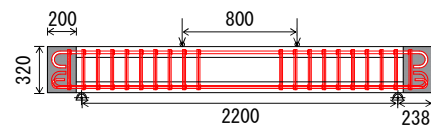


図-1 RCブロック両端に設ける継手部

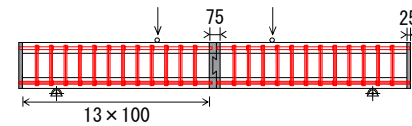


(a) 曲げ供試体断面 (b) せん断供試体断面

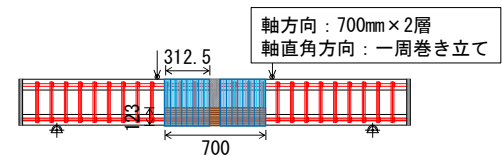
図-2 供試体断面図



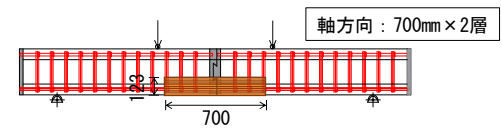
(a) B-1 供試体（継手：無）



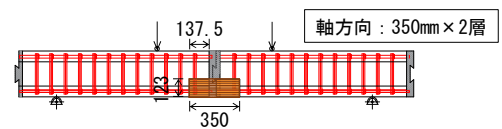
(b) B-2 供試体（継手：有、CFS：無）



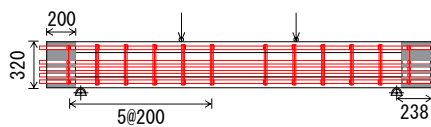
(c) B-3 供試体（継手：有、CFS：軸方向700mm、直角方向）



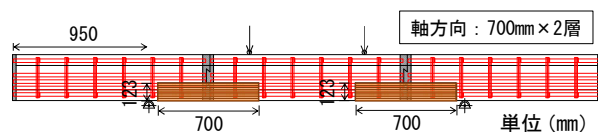
(d) B-4 供試体（継手：有、CFS：軸方向700mm）



(e) B-5 供試体（継手：有、CFS：軸方向350mm）



(f) S-1 供試体（継手：無）



(g) S-2 供試体（継手：有、CFS：軸方向700mm）

図-3 各供試体の寸法

の最初の文字が「B」および「S」のものは、曲げ破壊およびせん断破壊させることをそれぞれ意図したものである。このため、せん断供試体は曲げ供試体よりも軸方向鉄筋の量とその強度が大きく、また、せん断破壊させるため、RCブロック内に配筋するスターラップの間隔が大きくなっている。なお、継手部の影響を考慮せずに算定した曲げせん断耐力比は、曲げ破壊型で2.6程度、また、せん断破壊型で0.5程度である。

B-1 および S-1 供試体は、継手部を有しない RC ブロックである。そして、B-2～B-5 供試体では、2.2 で述べたように、CFS の巻き立て方法や定着長さを変え、その違いが曲げ挙動に及ぼす影響を検証する。各供試体の CFS の貼付方法は 3.1 で説明する。S-2 供試体は、後述するように、本構造に最も相応しい継手構造と同定された B-4 供試体と同じ定着構造を曲げせん断区間に設け、これが桁のせん断挙動に及ぼす影響を検証する。

使用したコンクリートの材齢 28 日における圧縮強度と鉄筋の材料特性を表-1 と表-2 にそれぞれ示す。コンクリートは普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材最大寸法は 15mm、水セメント比は 55% である。

#### 2.4 荷重条件

荷重実験には、耐圧 2000kN の自動荷重制御装置を使用した。供試体の設置状況を図-4 に示す。曲げおよびせん断実験ともに、全ての供試体で支点間距離は 2200 mm であり、荷重点距離（純曲げ区間）は 800 mm である。S-2 供試体は、継手位置を曲げせん断を受ける領域に設けたため、支点の外にブロックの 2/3 程度が出ているが、支点間距離は他の供試体と同じく 2200 mm である。

表-1 コンクリート圧縮強度（材齢 28 日）

供試体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
B-1, B-2, S-1	29.1
B-3, B-4, B-5	30.7
S-2	30.1

表-2 鉄筋の材料特性

	SD345				SD490	
	D6	D10	D13	D19	D16	D25
降伏点強度 (N/mm <sup>2</sup> )	352	386	402	394	531	525
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	609	573	537	572	750	695

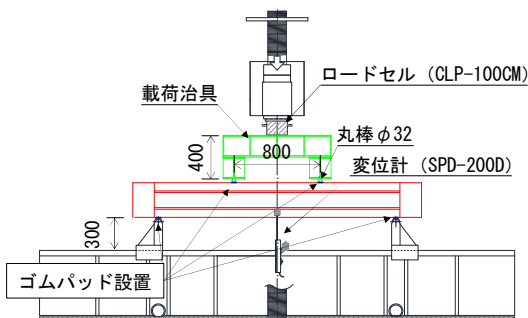


図-4 供試体荷重状況

曲げ実験では、軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを超えた時点以降を降伏と定義し、その際の変位を  $\delta y$  とし、 $\delta y$ ,  $3\delta y$ ,  $5\delta y$ …と  $2\delta y$  ピッチで除荷・再荷重を行うことで継手部の損傷を段階的に確認した。ただし、軸方向鉄筋のひずみが測定できなかった供試体もあり、その場合には、荷重-変位関係の変化点から実験上の降伏変位  $\delta y$  を定め、その値を基準に除荷・再荷重を行っている。

### 3. 曲げ実験結果

#### 3.1 破壊状況

継手構造の無い B-1 供試体と、継手構造を有する B-2～B-5 供試体の曲げ実験結果を比較することで、継手部の存在が桁の曲げ挙動に及ぼす影響などを検証した。曲げ実験により得られた荷重-変位関係を図-5 に、曲げひび割れ発生時、曲げ降伏時、最大荷重時、そして終局時に得られた荷重と変位の各値の一覧を表-3 に示す。なお、本実験では、最大荷重の 80% まで荷重低下した時点を終局と定義した。

また、各供試体の終局時の損傷状況を写真-2 にまとめて示す。以下、各供試体の損傷進展を概説する。

##### (1) B-1 供試体

継手構造の無い B-1 供試体では、荷重 156kN・変位 9.4mm の際に最下段にある軸方向鉄筋 (D13 および D19) が全て降伏した。変位 92.8mm のときに最大荷重 202kN を発現し、その後、純曲げ区間内のコンクリート圧縮縁が圧壊することで終局を迎えた。なお、この荷重値は、材料試験の結果を用いた RC 断面の曲げ解析から推定される値と概ね等しい。

##### (2) B-2 供試体

CFS による補強を行わず、鋼板のかみ合わせのみで RC ブロックを連結させた B-2 供試体では、荷重時に継手部の鋼板が写真-2 (b) に示されるように変形・開口し、最大荷重は B-1 供試体の半分程度となった。

継手部の鋼板のかみ合わせには、製作上、数 mm 程度の遊間を設けている。このため、供試体の自重のみが作用する状態（曲げ荷重前の状態）でも、供試体中央位置に 5mm 程度の初期変位が生じていた。なお、CFS で補

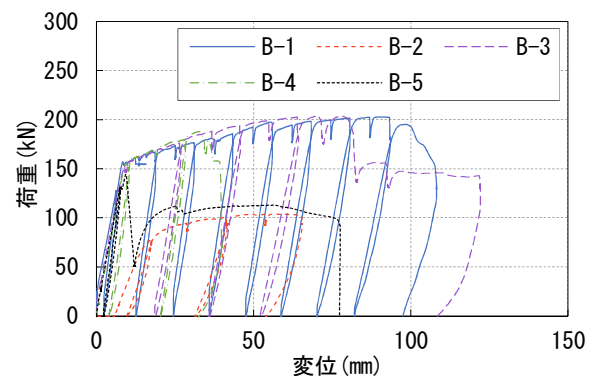
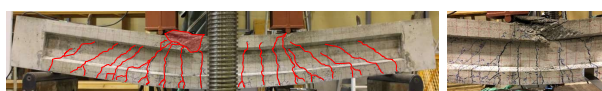


図-5 荷重-変位関係（曲げ供試体）

表-3 曲げ試験結果

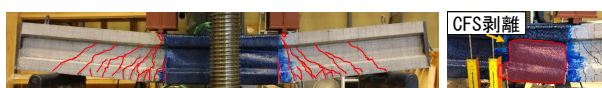
	ひび割れ時		降伏時		最大荷重時		終局（最大荷重の80%低下）時	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
B-1	25.8	0.2	156.3	9.4	202.3	92.8	158.3	106.9
B-2	12.1	7.1	87.1	21.1	103.8	56.3	77.3	
B-3	33.9	1.2	154.0	9.0	203.9	70.5	162.8	82.0
B-4	16.0	0.7	156.0	9.3	187.6	32.4	150.8	39.3
B-5	29.7	1.4			144.2	9.3	115.3	10.3



(a) B-1 供試体



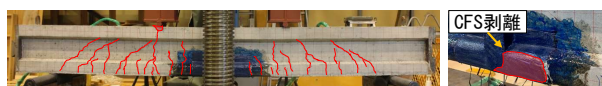
(b) B-2 供試体



(c) B-3 供試体



(d) B-4 供試体



(e) B-5 供試体

写真-2 曲げ供試体の損傷状況（終局時）

強を施した供試体では、自重による初期変位は確認されていない。

### (3) B-3 供試体

CFSを軸方向に2層重ね、700 mmの巻き立てを行い、その上に軸直角方向に一周の巻き立てを行ったものがB-3 供試体である。このCFSの巻き立てを行ったことにより、B-2 供試体の継手部で発生した鋼板の開口挙動は最大荷重付近まで生じなかった。開口が抑制されることで、その最大荷重は継手を有しないB-1 供試体と同程度まで増加した。

一方、最大荷重に近づくにつれて、写真-2 (c)に示されるように、軸方向および軸直角方向に巻き立てたCFSが定着箇所の端部から供試体中央の継手下端にかけて剥離した。最終的に、もう一方の定着端部までCFSの剥離が到達したことで継手部が開口し、荷重低下が生じることで終局に至った。

### (4) B-4 供試体

CFSを軸方向に2層重ね、700 mmの巻き立てのみを

行ったB-4 供試体では、軸直角方向にもCFSを巻き立てたB-3 供試体と比較してCFSの剥離が早期に生じた。このため、終局時の変位は、B-3 供試体の半分程度である。しかしながら、継手部で生じる開口挙動をB-2 供試体よりも抑制することができ、耐荷力として見れば、継手部を有しないB-1 供試体の最大荷重の9割以上を発現した。

最終的な破壊形式はB-3 供試体と同様であり、CFSの端部から継手下端までCFSが剥離し、荷重低下することで終局に至った。

### (5) B-5 供試体

B-4 供試体に比べてCFSの巻き立て長さを短くし、軸方向に2層重ねて350 mmの巻き立てを行ったB-5 供試体では、下段の軸方向鉄筋が降伏する前にCFSが剥離して荷重低下が生じ、B-2 供試体と同じく、継手部が開口することで終局に至った。軸方向鉄筋の降伏に達するまでの曲げ引張力を継手部が負担できておらず、巻き立て長さが不十分であると言える。

## 3.2 緊急仮設橋に必要な継手構造に関する考察

CFSをRC部材に巻き立てる際は、十分な定着長さが必要であり<sup>10)</sup>、本来は、本実験供試体であれば、純曲げ区間外にまでCFSを貼付する必要がある。しかしながら、緊急仮設橋の要求性能は、通常の橋梁構造とは異なるものとなり、想定する交通荷重はもちろんのこと、部材の運搬の難易差や施工時間の長短などがより重要な要素となる。一方で、長期の耐久性や破壊モードの脆弱性（変形能）へ配慮することは重要視されないと思われる。

本研究で得られた図-5 や表-3 の結果では、軸方向鉄筋の曲げ降伏までCFSが機能し、かつ簡易にRCブロック同士を連結でき、最大荷重も継手部を有しないB-1 供試体と同等のものとなるB-4 供試体の継手部は、緊急仮設橋としての要件を満たしていると考えられる。ただし、今後、災害後の使用に限定した緊急仮設橋の要求性能や設計法の整備が求められ、それに合わせた追加の実験的検証が必要である。

## 4. せん断実験結果

継手構造の無いS-1 供試体と、継手構造を有するS-2 供試体のせん断実験結果を比較することで、継手構造がせん断力を受ける桁の挙動に及ぼす影響を検証した。S-2 供試体では、曲げ供試体の実験結果を踏まえて、B-4 供

表-4 せん断試験結果

	ひび割れ時		降伏時		最大荷重時		終局（最大荷重の80%低下）時	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
S-1	19.3	0.2			253.2	11.0	199.0	13.8
S-2	48.9	1.9			325.3	23.2	258.1	30.8

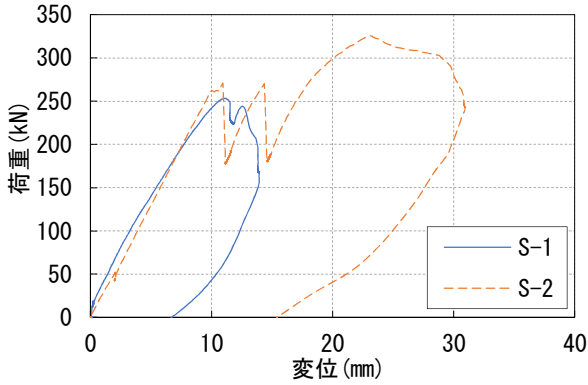


図-6 荷重-変位関係（せん断供試体）

試体と同じ継手構造（CFS・2層を部材軸方向に700mm巻き立てた構造）を曲げせん断領域に設けた。せん断実験により得られた荷重-変位関係を図-6に、ひび割れ発生時、最大荷重時、そして終局時に得られた荷重と変位の各値の一覧を表-4に示す。また、各供試体の終局時の損傷状況を写真-3に示す。

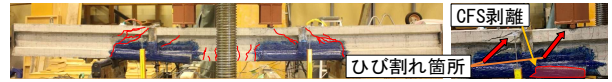
継手構造の無いS-1供試体では、曲げひび割れの発生後、支点と載荷点を結ぶ斜めひび割れが表れた。その後、変位11.0mmの際に最大荷重253kNを発現するのと同時に、斜めひび割れ幅が写真-3(a)に示すように大きく開き、その後、荷重が低下して終局に至った。

一方、継手部にCFSを2層重ねて700mm巻き立てたS-2供試体では、左右の継手部のCFSが剥離することで、図-6に示すように、最大荷重を発現する前に2度、荷重の低下が生じた。CFSの1度目の剥離は荷重271kN、変位10.9mmのとき（写真-3(b)）に、2度目の剥離は、荷重270kN、変位14.4mmのときに生じている。その後、再度、荷重が上昇し、変位23.2mmの際に最大荷重325kNを発現するのと同時にせん断圧縮破壊している。

S-2供試体では、CFSの剥離後に最大荷重に達したことから、最大荷重時は鋼板のかみ合わせのみでせん断力に抵抗したことになる。また、S-1供試体で発生した斜めひび割れは、支点と載荷点を結ぶように発生したのに対して、S-2供試体で発生した斜めひび割れは、写真-4に示されるように、支点から継手部の鋼板上端、および継手部の鋼板下端から載荷点を結ぶ直線上に発生した。この斜めひび割れの発生状況から、継手部にある鋼板のかみ合わせ部を介してせん断力が伝達されたことで、見かけのせん断スパンがS-2供試体では小さくなり（表-5）、斜めひび割れ角度がS-1供試体に比べて大きくなっている。



(a) S-1 供試体



(b) S-2 供試体

写真-3 せん断供試体の損傷状況（終局時）

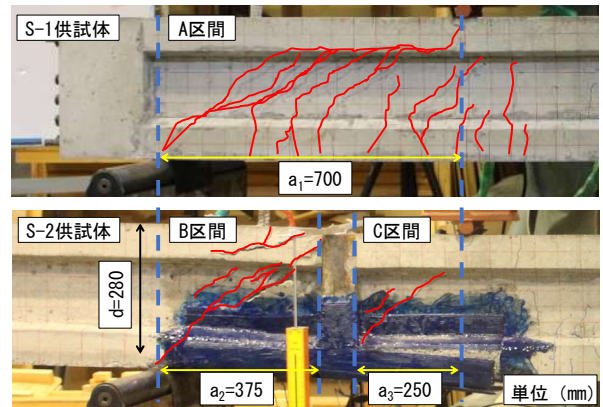


写真-4 せん断供試体のせん断スパン

表-5 せん断供試体のせん断スパン比

	S-1 供試体	S-2 供試体	
	A 区間	B 区間	C 区間
せん断スパン : a (mm)	700	375	250
有効高さ : d (mm)	280	280	280
せん断スパン比 : a/d	2.5	1.3	0.89

結果として、見かけのせん断スパン比が小さくなったS-2供試体ではせん断圧縮破壊型の破壊モードとなり、この破壊モードの違いが斜め引張破壊を呈したS-1供試体の最大荷重との差をもたらしている<sup>11), 12)</sup>。

本研究で提案するプレキャスト製のRCブロックを連結する際には、曲げ破壊型となるように軸方向鉄筋量の小さい図-2(a)の断面を使用し、実際の桁構造ではせん断スパンも大きくなるため、写真-3に示すようなせん断破壊が生じることは想定していない。載荷条件によっては、継手部にある鋼板が斜めひび割れの進展を妨げ、写真-4に示すように、せん断耐荷機構が変化する可能性もあるが、この場合であっても、本実験で確認されたように、継手部の存在が耐荷力の低減をもたらすことはないと思われる。本実験の範囲で得られた限定された知

見ではあるが、B-4 供試体 (S-2 供試体) で用いた継手構造を用いて RC ブロックを連結しておけば、緊急仮設橋の桁構造の機能を果たすことができると期待される。

## 5. 結論

南海トラフ地震による津波被害など、災害時の橋梁の損壊・流出に備え、緊急仮設橋の検討が行われている。従来、緊急仮設橋は、鋼やアルミニウム、あるいは、特殊合金などの材料が使用されてきたのに対して、本研究では、プレキャスト製の RC ブロックを連結する構造を提案した。RC ブロックの連結は、大規模な自然災害後の状況を想定し、鋼板のかみ合わせ、および CFS の貼付による簡易な構造とした。そして、RC ブロック連結桁の曲げ、およびせん断実験を実施し、CFS の補強方法の違いが荷重-変位関係に及ぼす影響などを考察した。

提案する簡易な継手構造であっても、連結されたプレキャスト製の RC ブロックは、継手部がない場合と同等の耐荷力を発現することが可能であることを実験的に確認した。ただし、CFS の貼付方法により、桁部材の曲げ変形能に大きな差異が表れたり、CFS の定着長さが短い場合には、RC ブロックの有する耐荷力に達する前に CFS の剥離が生じたりする点に留意する必要がある。また、せん断破壊型となる場合には、鋼板の存在により耐荷機構が変化し、破壊モードが斜めひび割れ破壊からせん断圧縮破壊に移行した。今後、緊急仮設橋に求められる要求性能や設計法の整備とあわせ、プレキャスト部材とその継手部の改良なども行い、災害レジリエンスの強化につながる構造を模索したい。

## 参考文献

- 1) Akiyama, M., Frangopol, D.M., Arai, M. and Koshimura, S.: Reliability of bridges under tsunami hazards: Emphasis on the 2011 Tohoku-Oki Earthquake, *Earthquake Spectra*, Vol. 29, No. S1, pp.S295-S314, 2013.
- 2) 能島暢呂, 加藤宏紀: 自動車交通量にみる高速道路機能の時空間的分析—東日本大震災と阪神・淡路大震災の事例比較—, *土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)*, Vol.69, No.4, pp.I\_121-133, 2013
- 3) Akiyama, M. and Frangopol, D.M.: Lessons from the

2011 Great East Japan Earthquake: Emphasis on life-cycle structural performance, *Proceeding of 3rd International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, Vienna, Austria, 2012.

- 4) Akiyama, M., Frangopol, D.M., and Ishibashi, H.: Toward life-cycle reliability-, risk- and resilience-based design and assessment of bridges and bridge networks under independent and interacting hazards: emphasis on earthquake, tsunami and corrosion, *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol.16, No. 1, pp. 26-50, 2020.
- 5) 秋山充良, 石橋寛樹: 南海トラフ地震 その防災と減災を考える, 早稲田大学出版部, pp.91-102, 2019.3
- 6) Palermo, A. and Mashal, M.: Accelerated Bridge Construction (ABC) and Seismic Damage Resistant Technology: A New Zealand challenge, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol.45, No.3, pp.123-133, 2012.
- 7) Mehrsoroush, A. and Saiidi, M.: Cyclic Response of Precast Bridge Piers with Novel Column-Base Pipe Pins and Pocket Cap Beam Connections, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.21, 04015080, Jan. 2016.
- 8) Zhang, J., Guan, Z., Liang, L. and Ling, X.: Experimental Study on Longitudinal Joints with Accelerated Construction Features in Precast Multibox Girder Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.23, 04017116, Oct. 2018.
- 9) 小野秀一: 急速架設を実現するための構造を有する緊急仮設橋 (招待論文), *構造工学論文集*, Vol.62A, 2016.3
- 10) Smith, S. and Teng, J.: FRP-Strengthened RC Beams. I: Review of Debonding Strength Models, *Journal of Engineering Structures*, Vol.24, No.4, pp.385-395, 2002.
- 11) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度式の再評価, *土木学会論文集*, 第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986.
- 12) 二羽淳一郎: FEM 解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式, 第 2 回 RC 構造のせん断問題に対するコロキウム論文集, pp. 119-126, 1983.