

3D プリンティングによるデモ橋脚の外殻構築と交番載荷試験による性能評価

構造部材への適用実現に向けて

木ノ村 幸士*¹・張 文博*¹・川端 康平*¹・河村 圭亮*²

Keywords : 3D printing, short fiber, outer shell, self-compacting concrete, reversed cyclic loading test, orientation
3D プリンティング, 短繊維, 外殻, 高流動コンクリート, 交番載荷試験, 配向性

1. はじめに

セメント系材料を用いた 3D プリンティング（以下 3DCP (3D Concrete Printing)）による建設施工の事例が世界で耳目を集めている。海外では 3DCP で複数階建ての建物を施工した事例¹⁾や公共事業で人道橋を架けた事例²⁾など大型構造物への適用が進みつつある。

著者らは、これまで 3DCP に適した材料や装置を開発し³⁾、大型構造物への適用を想定した設計・施工ノウハウの蓄積を目的に PC デモ橋（橋桁）の実証プロジェクトに取り組んできた⁴⁾。同プロジェクトでは、従来工法では実現困難であったトポロジー最適化手法により軽量化した構造最適な橋桁を、設計形状どおりに忠実に再現できること、また短期供用時に想定される約 10kN の上面集中荷重に対し、製作した橋桁が弾性的な挙動を示し、短期供用時の安全性に問題がないことを確認している。これにより、設計と施工をシームレスにつなぐ 3DCP がもたらす新たなコンクリート構造物の姿や施工の可能性を示すことができた。一方で、今後 3DCP が建設に必要な不可欠な技術として受容され、普及していくためには、従来工法と比較し、飛躍的な生産性向上や同等以上の性能を達成する必要があると考えられる。

そこで、本研究では、上述の PC デモ橋を支えるデモ橋脚の構築を 3DCP により省人化し、さらに交番載荷試験を実施して、従来工法で製作した橋脚（以下、比較試験体）との比較により構造性能評価を行った。完成後のデモ橋脚および PC デモ橋の外観を写真-1 に示す。デモ橋脚は、外殻を 3DCP により積層し自動構築した後、地組みしたユニット鉄筋を一体で建て込み、

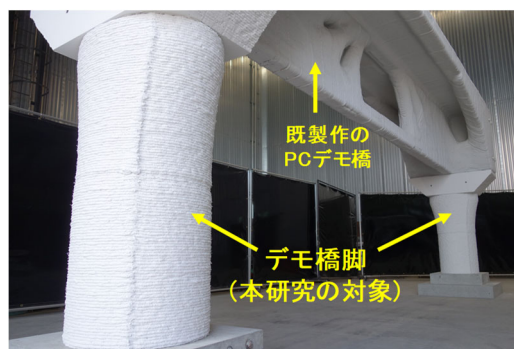


写真-1 完成後のデモ橋脚と PC デモ橋
Photo.1 Completed demo pier and pc demo bridge

内部に高流動コンクリートを打ち込んで施工した。打込みには 3DCP の圧送システムを併用しており、3DCP と同様に自動施工が可能である。以下、本稿では、デモ橋脚の設計、3DCP による省人化施工、製作したデモ橋脚の構造性能評価について報告し、結果分析を行う。

2. 3DCP 用の配合検討および強度物性

2.1 要求性能の設定

3DCP により積層構築した外殻は、埋設型枠の役割を果たすため、内部コンクリート打込み時に発生する曲げに抵抗する必要がある。そのため、3DCP 用の材料は、短繊維補強モルタルとした。既往のプレキャスト埋設型枠の強度物性を参考に、目標強度は材齢 7 日の圧縮強度を 50N/mm²、曲げ強度を 10.0N/mm² と設定した⁵⁾。

なお、3DCP 配合は、プリント時に良好なフレッシュ性状（流動保持性、圧送性、積層性）を保持し、安定したプリントを実現するため、次節の配合検討手順に従い、使用材料と配合の絞り込みを行った。

*1 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室

*2 技術センター 技術企画部 企画室

2.2 配合の検討手順

配合検討手順を図-1 に示す⁵⁾。(1)では短繊維の形状、量などのパラメータを調整し、3DCPに適したフレッシュ性状および上記目標強度を満足する配合検討を行った。ここでは、3DCPに求めるフレッシュ性状として、過去の実績に基づき、JIS R5201 に準拠し 15 秒間に 15 回の落下運動を与えて測定したフロー（15 打フロー）が、60 分間 170±20mm を維持することを条件とした。また、目標強度の達成はモールド突固め供試体を用いて評価し、実製作時の環境を仮定して材齢 1 日まで封緘後、3 日間湿空養生した後、20℃相対湿度 70%環境下に静置した供試体を強度試験に用いた。(2)ではノズル部単体の押出性や繊維分散性について評価を行った。(3)ではポンプ圧送からノズル押しまで 3DCP システム全体を経た押出性、繊維分散性、積層性（自立可能高さ）について評価を行った。押出性は目視確認により行った。一方、繊維分散性は、設計混入量に対し、練り混ぜ直後（=2)ではノズル押し前、(3)では圧送前に相当）およびノズル押し後の材料からサンプリングして繊維を洗い出し、絶乾後の繊維質量を計測することで確認した。このとき、連続的に押し出しを継続し、ノズル押し開始前半と後半に分けてサンプリングし、それぞれについて混入量を計測した。

2.3 決定配合および強度物性

上記手順により、60 分間流動性を保持し目標強度を満足すること、3DCP システムを用いた押し出し過程において短繊維がほぼ均等に含まれること、積層性に関して後述するデモ橋脚の施工計画を可能とする自立高さ 600mm 以上を確保できることを確認し、配合を決定した。決定した計画配合および使用材料を表-1 に、繊維分散性および強度試験結果を表-2 に示す⁵⁾⁶⁾。

繊維分散性は良好で、強度は目標値を上回っている。なお、積層強度はプリント製作した積層体ブロックの上面から圧縮試験に用いるコアあるいは曲げ試験に用いる角柱供試体を切り出し、積層上面から載荷することで試験を行った。積層体の曲げ強度は、短繊維が積層方向に沿って配向するため、ランダムに配向する突固め供試体よりも大幅に大きくなったと推察される⁶⁾。

表-1 3DCP 用短繊維補強モルタルの計画配合および使用材料

Table 1 Planned mixture of short fiber reinforced mortar for 3DCP and the materials used for this mixture

W/P (%)	単位量 (kg/m ³)					外割添加量 (P×%)			短繊維混入率 (Vol.%)
	W	P	S1	S2	V	SP	De	Re	
31	322	1038	623	259	21	0.20	0.20	1.50	2.5

P：速硬性セメント（密度：3.08g/cm³，比表面積 3,970cm²/g），S1：砕砂（密度 2.71g/cm³，最大粒径 2 mm，粗粒率 2.86）
 S2：微粉末（密度 2.71 g/cm³，比表面積 8000cm²/g 程度），V：分離低減剤，SP：高性能減水剤，De：消泡剤
 Re：凝結遅延剤，短繊維：ビニロン繊維（呼び長さ 15mm，呼び径 0.3mm，密度 1.3 g/cm³）

3. デモ橋脚の設計および施工

3.1 デモ橋脚の形状

デモ橋脚の概要を図-2 に示す。形状は基部が外径 530mm の円形，基部より高さ 600mm から 1100mm の位置にかけて橋軸直角方向の外径が 700mm に広がる 3 次元形状とした。3DCP の利点である形状自由度を活かし、景観に調和しやすい曲線的な橋脚をイメージしてデザインを決定した。高さ 200mm のフーチングを含む橋脚の全高は、保有するガントリー式の 3D プリントの高さ限界を勘案して 1400mm³⁾とした。3DCP により積層構築する外殻厚さは、内部コンクリートの打込み時の側圧に支保なしで十分に耐えられるよう 50mm とし、幅 25mm×2 列のプリント層で形成される。

3.2 デモ橋脚の形状

図-2 の正面図の通り、あらかじめ製作した 1 辺が 700mm の正方形で高さ 200mm の小型フーチング上に、デモ橋脚を構築した。軸方向鉄筋は D16 (SD345) を 10 本配置し、帯鉄筋は D10 (SD345) を 100mm 間隔で配置した。載荷試験を行う際に部材を増設するため、軸方向鉄筋の上下端にはそれぞれトルク固定方式の機械式継手を設けた。また、高さ方向に断面変化が生じる区間には別途斜め方向の補強鉄筋を配置した。

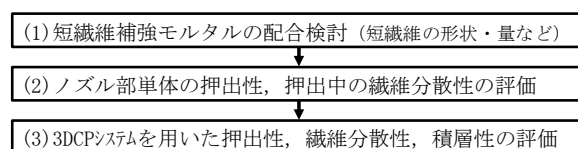


図-1 配合の検討手順

Fig.1 Examination procedure to decide mixture

表-2 繊維分散性および強度試験結果

Table 2 Test results of the dispersibility of short fibers in mortar and strength properties of the specimens

3DCP システムの繊維分散性評価	練り混ぜ直後	押出前半	押出後半
実測値/設計値	0.93	0.95	0.99
材齢 7 日強度試験 (N/mm ²)	目標値 モールド ⁷⁾	実測値	
		モールド ⁷⁾	積層
圧縮強度	50.0	53.0	58.4
曲げ強度	10.0	15.2	20.3

デモ橋脚の断面寸法や配筋条件は、地震時を想定した簡易な設計計算により定めたものである。歩道橋を想定し、デモ橋脚の基部断面に作用する軸力は、橋面上の群集荷重 (5.0kN/m²) × 作用面積 (7m²) および PC デモ橋の自重 (65kN) の合計の半分と橋脚 1 基分の自重 (7.6kN) の総和とした。水平震度 0.2 として求めたデモ橋の慣性力 (水平力) が、高さ 1,000mm であるデモ橋の中心位置に作用するものとして、作用せん断力および曲げモーメントを算出した。外殻も含めて設計基準強度 30N/mm² のコンクリート断面であると仮定して、2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編] (以下、コ示) ⁷⁾ に準じて基部断面を対象に RC 断面計算を行った。その結果、表-3 に示すように断面破壊に対して十分な安全性を有する仕様であることを確認した。なお、今回、3DCP により積層構築した外殻も構造断面に含めて計算しているが、これはこれまで非構造体として考えられてきた 3DCP 構築部を構造体の一部としてみなせるかどうか確認するための試験計画を意図したためである。

載荷試験を行う際には、図-2 の側面図に青線で示すようにデモ橋脚のフーチングを拡大し、加力スタブを構築した。これらにはデモ橋脚の軸方向鉄筋に接続した鉄筋を配置し、接続部と反対側の端部は円形の鋼製プレートを取り付けた機械式定着 ⁸⁾ とした。

小型フーチングの配筋および下面を写真-2 に示す。小型フーチングの中央は、積層構築する外殻に合わせ中空円筒形としており、中空円筒側面およびフーチング下面には、周囲コンクリートとの一体化を目的に、樹脂製の打継処理シートによる凹凸処理を施した。

3.3 施工手順および出来形計測

3.3.1 施工手順

前述の通り、小型フーチング上に 3DCP で厚さ 50mm の外殻を構築した後、地組みしたユニット鉄筋を小型フーチング下部まで一体で建て込み、内部に高流動コンクリート (目標圧縮強度 30N/mm², W/C60% の粉体系, G_{max}15mm, スランプフロー650±50mm, 自己充填性ランク 1 相当) を打ち込んで施工した。短繊維補強した 3DCP による外殻がコンクリート打込み時に発生する曲げ引張に抵抗するため、外殻にセパレータや支保を設置する必要がなく、打込みは 3DCP の圧送システムにより自動施工することで生産性向上を図った。外殻はモルタル材料の流動保持時間および自立可能高さを考慮して基部から 600mm の位置で打継ぎを行い、2 ロットで製作した。打継処理は行わず、下部 600mm 積層後 2 時間後に上部を積層し外殻を構築した。

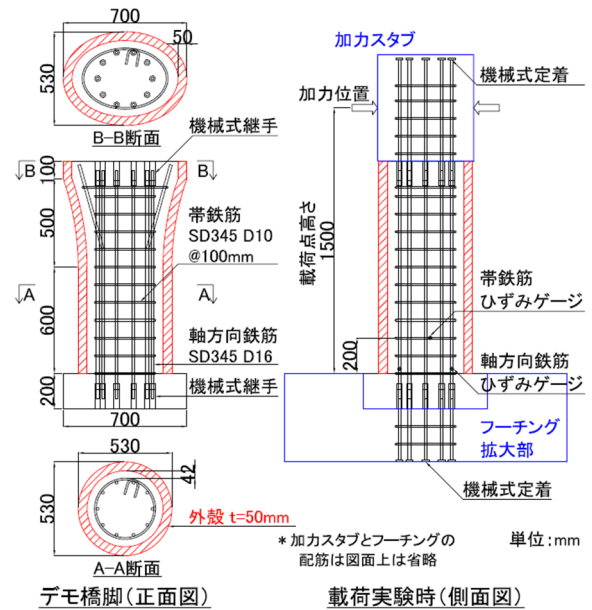
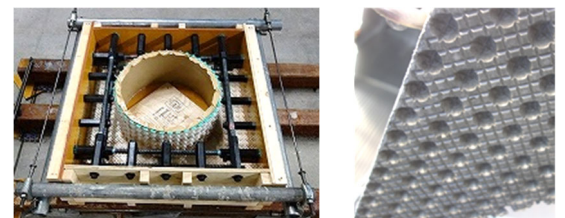


図-2 デモ橋脚の概要
Fig.2 Summary of the demo pier structure

表-3 デモ橋脚の簡易設計計算結果
Table 3 Calculation result of the demo pier for simple structural design

コンクリートの設計基準強度	30N/mm ²		
鉄筋の設計降伏強度	345N/mm ²		
	設計作用	設計耐力	
軸力	N _d 58kN	<	N' _{ud} 646kN
曲げモーメント	M _d 18kNm	<	M _{ud} 202kNm
せん断力	V _d 10kN	<	V _{yd} 137kN



(a)配筋および側面の打継処理 (b)下面の打継処理
写真-2 小型フーチングの構造
Photo.2 Structure of the small footing

内部コンクリートの打込みは、小型フーチングの中空円筒部と合わせ一括で行った。打込み時に内部コンクリートの漏れはなく、硬化後の目視観察でも外殻部にひび割れは確認されなかった。

3.3.2 出来形計測

3D スキャンにより出来形計測を行った。計測状況および設計値との面直方向の差分を表した計測結果を図-3 に示す。積層断面は各層で凹凸を有しており、スキャン結果は凸部を反映している。設計値に対し、水平断面の出来形は外径で+10mm 程度であった。一方、高さ寸法は設計値 1200mm に対し、頂部楕円の短軸・長軸

の4頂点の平均で-2.5mmであった。以上より、外殻は、ほぼ設計値通りの形状であることが確認できた。

4. 交番载荷試験

4.1 試験概要

正負交番载荷試験を行った試験体は、デモ橋脚と比較試験体の計2体である。使用した鉄筋とコンクリートの材料試験結果を表-4に示す。

PC鋼棒でフーチングを反力床に固定して試験体を設置し、水平変位に追従できる鉛直方向载荷ジャッキにて、デモ橋の自重と群集荷重を想定した50kNの軸圧縮力を作用させた。その後、基部から1,500mmの高さで加力スタブの両面に設置した水平方向载荷ジャッキにて、押し引きを繰り返して水平力を作用させる正負交番载荷を行った。水平力の载荷は、初めに事前計算による降伏荷重の約1/3、2/3の荷重を1回ずつ正負で作用させる予備载荷を実施した。その後、基準変位 δ_y を基に変位を漸増させて各1サイクルの载荷を行った。比較試験体の試験を先に実施し、引張側最外縁に配置した軸方向鉄筋の基部におけるひずみが、材料試験より得られた降伏ひずみに達した時点の载荷点水平変位を δ_y (=5mm)とした。デモ橋脚の試験でも同じ値を用いることとした。 $\pm 14\delta_y$ までは δ_y の整数倍で変位を増加させ、コ示の式で算出した骨格曲線の終局変位(N点)を超えた $\pm 14\delta_y$ 以降は $2\delta_y$ ずつ载荷変位を増加させた。デモ橋脚はさらに、 $\pm 20\delta_y$ から $\pm 32\delta_y$ までは $4\delta_y$ ずつ载荷変位を増加させ、最後に正側のみで可能な限り変位を増加させる载荷を行った。

水平荷重、载荷点位置での水平変位、図-2に示した位置での軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみを計測した。また、一側面には予め白黒のランダムパターンを表面に生成した上で定点写真撮影を行い、デジタル画像相関法(以下、DIC)にて面内の変位分布を得た⁸⁾。

4.2 試験結果

各試験体の水平荷重と载荷点水平変位 δ の関係、および各载荷サイクルの最大変位時点を結んだ包絡線の比較を図-4に示す。ここで、水平荷重は柱基部で生じる軸力による偏心モーメントを水平荷重に換算した分を累加した補正水平荷重で表す。DICで得られた変位から作成した $-14\delta_y$ 時点における最大主ひずみ分布を図-5に示すが、最大主ひずみ分布でひずみ約2%以上の領域は目視でひび割れが確認された位置と対応している。また、試験終了後の試験体基部付近でDIC計測を行っていない側面の状況を写真-3に示す。

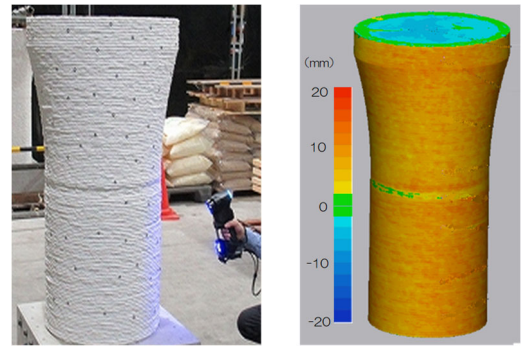


図-3 3D スキャンによる出来形計測と計測結果
Fig.3 Measurement result of the outer shape by 3D scanning

表-4 鉄筋とコンクリートの材料試験結果
Table 4 Material test results of the rebar and concrete

	比較試験体	デモ橋脚
軸方向鉄筋の降伏強度 D16・SD345	400N/mm ²	394N/mm ²
帯鉄筋の降伏強度 D10・SD345	381N/mm ²	353N/mm ²
コンクリートの圧縮強度 载荷実験時・柱部	39.1N/mm ²	41.6N/mm ²

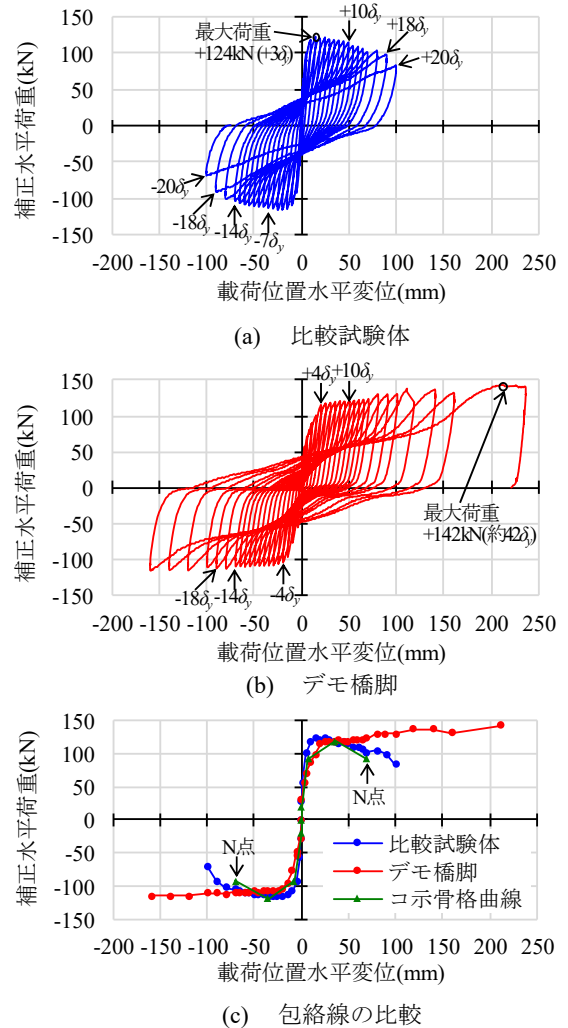


図-4 荷重変位関係
Fig.4 Relationship between the horizontal loading force and its displacement

比較試験体は、軸方向鉄筋の降伏後、 $+3\delta_y$ で最大荷重 ($+124\text{kN}$) となった。試験体には複数の曲げひび割れが発生し、側面では一部の曲げひび割れが進展して斜めひび割れが生じた。 $-7\delta_y$ から圧縮側の基部ではかぶりコンクリートの剥落が生じ始めた。最大荷重以降は緩やかに荷重低下が生じ、 $\pm 18\delta_y$ で軸方向鉄筋降伏時の荷重を初めて下回った。 $\pm 20\delta_y$ で基部から約 300mm の範囲でかぶりコンクリートが大きく剥落して、水平荷重の低下が大きくなり、この時点で試験を終了した。図-4(c)に示すように荷重-変位関係は各材料の実強度を用いて算出したコシの骨格曲線と概ね一致する結果となった。

デモ橋脚は、 $\pm 4\delta_y$ までの剛性が比較試験体よりも小さくなった。これは、フーチング上面付近の補強鉄筋を柱直下には配置できなかったため、载荷に伴って柱付近のフーチング上面にひび割れが生じたことによる影響だと考えられる。その後は、水平変位の増加に伴って徐々に荷重が増加していった。最終载荷ステップの $\delta=212\text{mm}$ (約 $+42\delta_y$) で最大荷重 ($+142\text{kN}$) となり、その後は大きな荷重低下が生じなかったが、 $47\delta_y$ 時点で試験体のねじれが大きくなったため試験を終了した。最大荷重は比較試験体よりも 15%増加した。試験体には外殻の層の界面から複数の曲げひび割れが発生したが、側面では比較試験体で生じたような斜めひび割れが生じなかった。 $+10\delta_y$ 時点における基部から高さ 200mm の位置での帯鉄筋ひずみは、比較試験体が 980μ 、デモ橋脚が 314μ であり、帯鉄筋の引張力負担が小さくなったことから、外殻がせん断補強に寄与したものと考えられる。 $-18\delta_y$ で基部付近の外殻に圧縮力作用に伴う縦方向のひび割れの発生が確認された。最後の载荷ステップで外殻の剥落が生じたが、基部から約 30mm の局所的な範囲に留まった。これらの結果より、比較試験体に対してかぶりコンクリートの外周付近が外殻に置換されたことで、軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落が抑制されたものと考えられる。

さらに、図-5 の青丸で示す位置において、水平ひび割れを跨ぐ上下 2 点間の鉛直方向の相対変位をひび割れ幅と見なし、その変化を図-6 に整理した。水平変位の増加に伴うひび割れ幅の増加はデモ橋脚の方が小さいことが分かる。これより、3DCP で外殻を構築した場合、通常のかぶりコンクリートの場合よりもひび割れ幅が抑制されることが明らかになった。

4.3 外部と内部コンクリートの一体性に関する評価

デモ橋脚の $-20\delta_y$ 時点で、基部付近に生じた幅の大きい曲げひび割れの深さは写真-4(a)に示すように 80mm

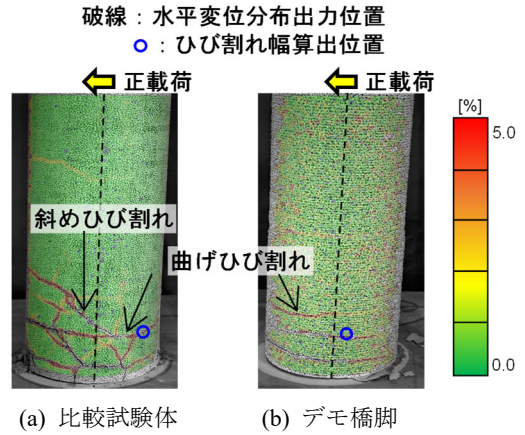


図-5 試験体側面の最大主ひずみ分布 ($-14\delta_y$ 時点)
Fig.5 Distribution of the maximum main strain (at $-14\delta_y$)

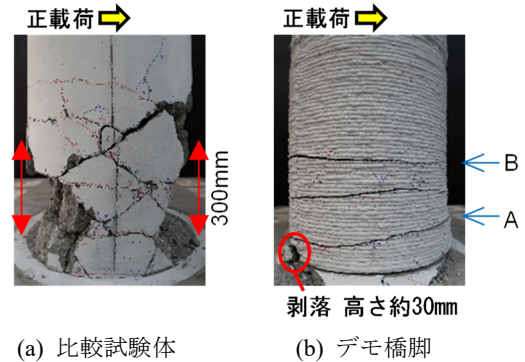


写真-3 試験体基部付近の側面状況 (試験終了後)
Photo.3 Images of the bottom area after the loading test

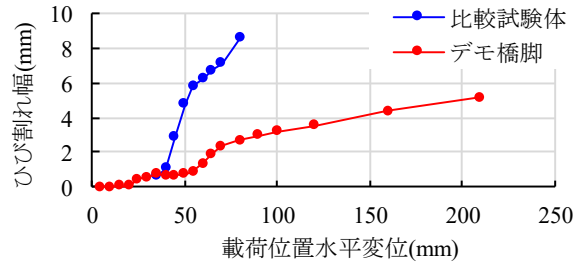
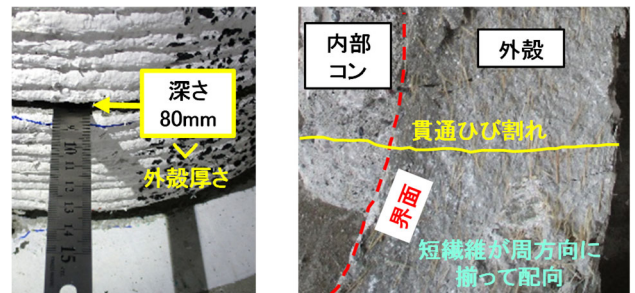


図-6 DICによる曲げひび割れ幅の変化
Fig.6 Bending crack width evaluated by DIC



(a) 曲げひび割れ深さ (b) 外殻とコンクリートの界面
(a),(b)の撮影位置は、写真-3(b)に示す A, B の位置)
写真-4 外殻から内部コンクリートに貫通したひび割れ
Photo.4 Penetrated crack from the outer shell to the inner concrete

であった。解体調査で計測したこの付近の外殻厚さは約 60mm であったことから、曲げひび割れは外殻から内部コンクリートにまで貫通していたと考えられる。

試験終了後にデモ橋脚の基部を研り、断面を確認した状況を写真-4(b)に示す。外殻に含まれる短繊維の多くが周方向に揃って配向しているのに対し、縦方向に生じたひび割れは、これらの短繊維を跨ぐ形で外殻から内部コンクリートまで貫通していることが確認された。また、外殻と内部コンクリートの界面にひび割れは見られず一体化されていることを確認した。

以上より、3DCP で構築した外殻は、地震力を想定した水平荷重が作用し大きな変形が生じた場合にも内部コンクリートと一体的に挙動すること、また、周方向への短繊維の架橋によってせん断補強効果やかぶりコンクリートの拘束効果が期待できることが示唆された。このように埋設型枠として使用する場合以外にも、既設の橋脚外周に 3DCP で巻き立て補強を行う場合にも、同様の付加的な効果が期待できることから、補強方法の一つとして活用できる可能性があると考えられる。

5. まとめ

本研究において得られた知見を以下に示す。

- (1) 目標強度を満足し、圧送やノズル押し出し過程の繊維分散性に優れ、所定の高さ以上自立可能なデモ橋脚外殻構築用の繊維補強モルタル配合を選定した。
- (2) 3D プリンティングによる外殻構築、ユニット鉄筋の一括建て込み、内部への高流動コンクリートの打ち込みによりデモ橋脚の施工を行った。外殻に支保を配置することなく、省人化施工することができた。
- (3) デモ橋脚の外殻の出来形精度は、水平断面寸法で +10mm 程度、高さ寸法で -2.5mm 程度であり、ほぼ設計値通りの形状であることが確認できた。
- (4) 交番載荷試験におけるデモ橋脚の最大荷重は、比較試験体より 15%増加した。デモ橋脚の外殻側面では、比較試験体で生じたような斜めひび割れが生じなかった。帯鉄筋のひずみ計測結果より、これは外殻がせん断補強に寄与したためであると考えられた。
- (5) デモ橋脚では外殻に含まれる短繊維の多くが周方向に配向されていることが解体調査より確認できた。外殻は周方向の引張抵抗力が高く、せん断補強効果やかぶりコンクリートの拘束効果が発揮さ

れた結果、非常に大きな変形性能を有すると考えられた。

- (6) デジタル画像関連法を用いた水平変位分布および解体調査の結果、デモ橋脚の外殻と内部コンクリートは一体的に挙動していることが確認できた。

なお、今後、残る 1 基のデモ橋脚を長期間屋外曝露し、耐久性確認試験を実施する予定である。

謝辞

本研究に使用した 3DCP 材料は太平洋セメント（株）と共同開発し、ご提供いただいたことに深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学会：3D プリンティングによるコンクリート構造物構築に関する研究委員会報告書，2021.11
- 2) World's longest 3D printed concrete pedestrian bridge unveiled in Nijmegen, <https://3dprintingindustry.com/news/worlds-longest-3d-printed-concrete-pedestrian-bridge-unveiled-in-nijmegen-195951/>
- 3) 木ノ村幸士，村田哲，小尾博俊，山本悠人，畑明仁：建設用 3D プリンティング技術の開発と今後の展望，土木学会建設技術研究委員会，土木建設技術発表会 2019 概要集，pp.69-75，2019.11
- 4) K.Kinomura et al.: Application of 3D printed segments designed by topology optimization analysis to a practical scale prestressed pedestrian bridge, Proc. of 2nd Int. Conf. on Concrete and Digital Fabrication -Digital Concrete 2020-, RILEM book series vol.28, pp.658-668, 2020.7
- 5) 前堀伸平，黒澤真一，小川洋二，張文博：3D プリンティングに適した短繊維補強モルタルの配合および押出性に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.43, No.1, pp.1373-1378, 2021.7
- 6) 木ノ村幸士，鈴木三馨，白井達哉，張文博：短繊維補強モルタルを用いたプリント積層硬化体の強度異方性に関する検討，令和 3 年度土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会，V-129, 2021.9
- 7) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書[設計編]，2018.3
- 8) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書 土木系材料・製品・技術，道路保全技術（建技審証第 0408 号）プレート定着型せん断補強鉄筋「Head-bar」，2021.3
- 9) 山本悠人，村田裕志，河村圭亮，氏家大介：部材損傷評価における画像解析システムの適用，大成建設技術センター報，No.52, 25, 2019.12