

プレキャストパネルと高強度繊維補強モルタルを用いた鉄道高架橋柱の耐震補強工法の耐震性能と市街地高架橋での適用事例

東急建設(株) 正会員 ○笠倉 亮太 鈴木 将充

濱田 修 鈴木 元太

東京急行電鉄(株) 正会員 谷川 謙一郎 諫山 啓

小松 剛士

1. はじめに

兵庫県南部地震で鉄道施設が大きな被害を受けたことを踏まえ、災害時の復旧困難性を考慮して鉄道構造物の耐震性を検証するとともに、耐震補強工事が順次進められている。その中で、駅周辺の高架下を店舗などの商業施設として利用している箇所については、時間・空間・周辺環境への配慮など施工上の制約が厳しく、市街地の高架橋柱の耐震補強工事における課題といえる。加えて、近年では建設就業者の高齢化による離職や若年入職者の減少による建設技術者、技能労働者不足が顕在化しており¹⁾、鉄道 RC 構造物の耐震補強工事においても工期短縮、工費削減とともに生産性の向上が求められている。そこで、筆者らは、都市部の鉄道高架橋における耐震補強工事の課題として挙げられている狭隘部での施工や時間的制約に対応し、安全かつ周辺環境に配慮しつつ、工期短縮や労務低減などが期待できる耐震補強工法として、CB パネル工法を開発した^{2), 3)}。本稿では、CB パネル工法の開発の過程で実施した載荷試験による耐震性能の評価と市街地の高架下利用箇所での耐震補強工事への適用事例について報告する。

2. 工法概要

CB パネル工法を構成する補強材料を図-1、施工手順を図-2 に示す。CB パネル工法は、2種類の L 型の接続鋼材 (type-D, type-S)、接続ボルト、パネルおよびモルタルから構成され、接続鋼材にパネルをボルト接合し、所定の径および強度区分の接続ボルトにて閉合することでパネルを既設柱の周囲に配置する。その後、パネルを埋設型枠として、既設柱との隙間にモルタルを充填させることで既設柱と一体化させる工法である。従来工法である RC 巻立て補強と比べて、補強鉄筋の組立と型枠支保工の設置作業を省略することで施工の効率化を図り、短期施工を実現している。また、鋼板巻立て補強と比べて、パネルの組立はボルトを使用して人力のみで行えるため、狭隘部の施工を可能とし、溶接などの専門技能も不要としている。モルタルは、厚さ 35mm を標準とし、鋼繊維径 0.2mm、繊維長 15mm、混入率 1.75Vol.%とした繊維補強モルタルで、現場での練混ぜを想定した蒸気養生不要のプレミックス製品である。モ

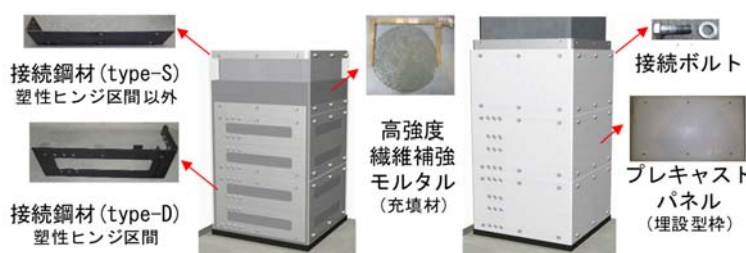


図-1 補強構成部材

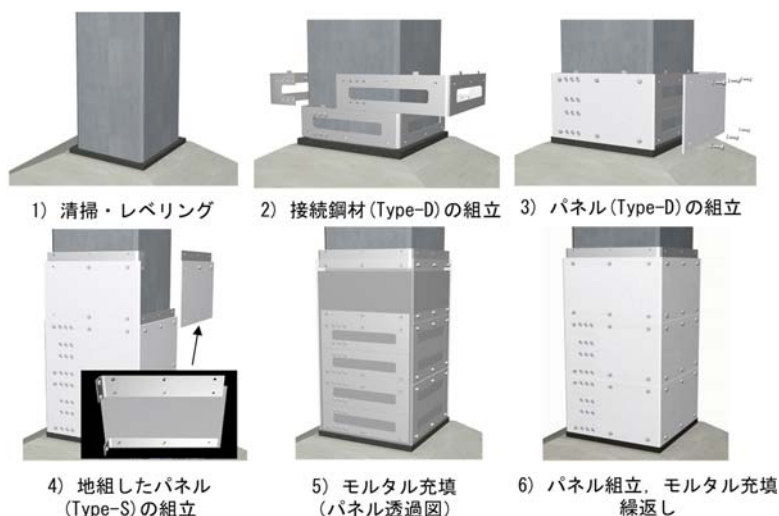


図-2 施工手順

キーワード：鉄道構造物、耐震補強、都市土木、生産性向上

連絡先 〒252-0244 神奈川県相模原市中央区田名 3062-1 東急建設株式会社 技術研究所 土木構造グループ Tel:042-763-9507

表-1 試験体諸元

No	断面形状		せん断 スパン L_a mm	鉄筋				パネル 厚さ t_{ml} mm	モルタル 厚さ t_{ml} mm	接続鋼材(type-D)	
	幅 b mm	高さ h mm		軸方向		せん断補強				厚さ t_{sp} -間隔* mm	継手 径-本数
				径-本数	鉄筋比 %	径-間隔 mm	鉄筋比 %				
1	800	800	3000	D32-20	0.80	φ 9-300	0.053	15	35	6.0-250(500)	M16-6
2	800	800	3000	D32-20	0.80	φ 9-300	0.053	15	35	3.2-250(500)	M16-4

* : ()中は type-S の値

表-2 耐力算定値

試験体 No	M_y kN・m	M_u kN・m	V_{mu} kN	V_c kN	V_s kN	V_d (V_c+V_s) kN	V_{ml} kN	V_{pl} kN	V_{ry} kN	破壊形態			
										補強前		補強後	
										V_{mu}/V_d	破壊形態	V_{mu}/V_{ry}	破壊形態
1	2139	2515	838	439	93	532	376	1306	2215	1.57	せん断	0.38	曲げ
2	2120	2473	824	427	93	520	442	738	1700	1.58	せん断	0.48	曲げ

 M_y : 曲げ降伏耐力, M_u : 曲げ耐力, V_{mu} : 曲げ耐力に達するレキのせん断耐力 ($-M/V$)

ルタルの引張強度は, 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案) ⁴⁾ (以下, UFC 指針と略す.) に示される値を満足する材料である. 一方, パネルは厚さ 15mm を標準としたレジンコンクリート製であり, 防食加工を施した接続鋼材とボルトを用いて閉合するため, 適切なモルタル打ち上げ高さを設定することで型枠支保工が不要となる. 接続鋼材には, 内側 (既設柱側) にナット溶接を行うことで, 外側からのボルト接合が可能な構造としている. なお, 本工法は, せん断補強, じん性補強を目的としており, 補強部材とフーチングにあき (50mm) を設け, 既設柱の塑性ヒンジ区間はじん性補強仕様の Type-D を配置し, それ以外の区間はせん断補強仕様の Type-S を配置することで, 変形性能, せん断耐力の向上を図っている.

3. 耐震性能

(1) 試験体諸元

本工法の耐震性能を確認するため, CB パネル工法によって補強された RC 柱試験体に対して地震力を模擬した正負交番載荷試験を行い, 補強効果の検証を行った ⁵⁾. 載荷に用いた試験体は, 一般的な鉄道 RC 高架橋柱の実物大モデルである ⁶⁾. 試験体諸元, 耐力算定値を表-1, 試験体の補強図を図-3 に示す.

試験体は補強 RC 柱 2 体である. 試験変数を接続鋼材厚 t_{sp} による補強量としている. 両試験体ともに補強前はせん断破壊型とし, 補強後は曲げ破壊型となるように設計した. 試験体の耐力算定値を表-2 に示す. 各耐力は, 材料試験の結果 ⁵⁾を用いて算出している. 曲げ耐力は, 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造 ⁷⁾に準拠し算出した. せん断耐力は, 二羽らの式 ⁸⁾を参考とし, 既設柱の帯鉄筋, 接続鋼材およびモルタルを修正トラス理論における引張材として各補強部材のせん断耐力を累加することとして算出した ²⁾. なお, パネルは, 最大荷重前に損傷が生じたことから耐力算定には加味しないこととした ²⁾.

(2) 補強および載荷方法

試験体の補強は, 既設柱を製作後, 本工法による 50mm (モルタル 35mm, パネル 15mm) の巻立て補強を行った. 補強は, 図-2 に示す手順により行っている.

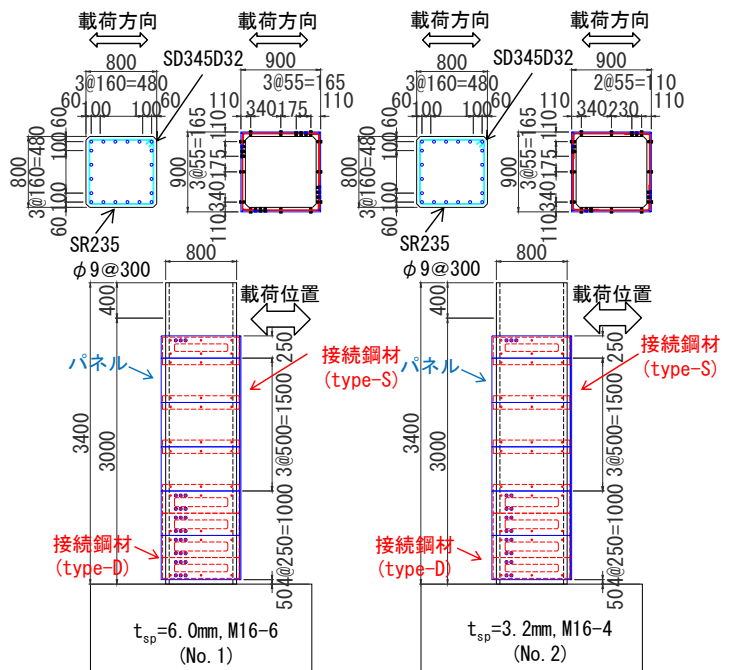


図-3 補強図および既設柱の配筋

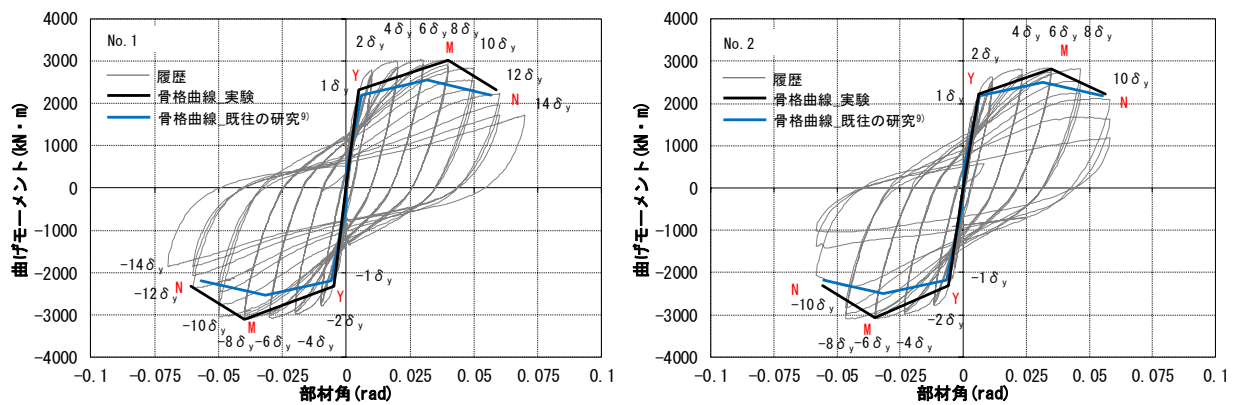


図-4 曲げモーメントー部材角関係



写真-1 終局時の損傷状況

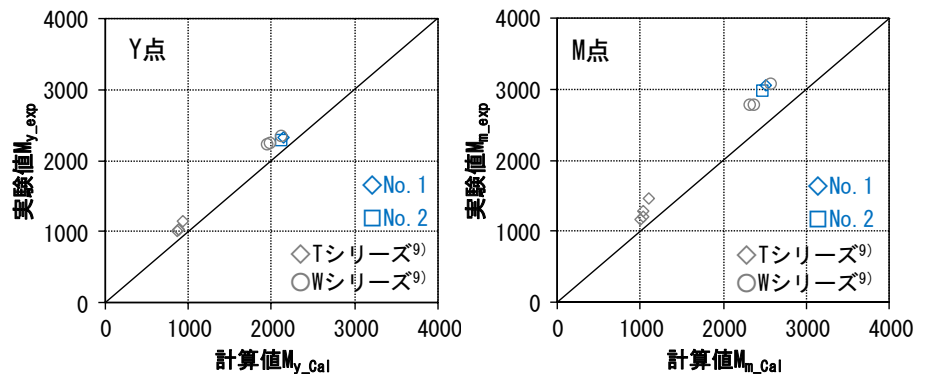


図-5 Y, M 点での曲げモーメント

載荷方法は、軸方向鉄筋の降伏変位を δ_y とし、 δ_y を基準とした正負交番載荷を行った。載荷サイクルは、 δ_y までは、変形角 $1/600$, $1/300$, $1/200$ の 1 回繰返し、 δ_y 以降は、 $2\delta_y$, $4\delta_y$, $6\delta_y \cdots$ の 3 回繰返しとした。鉛直方向軸力はラーメン高架橋の地震時の最大応答軸力を想定し、 2353.6kN (3.68N/mm^2)⁶⁾、計測項目は、水平荷重、水平変位、軸方向鉄筋ひずみ、帯鉄筋ひずみおよび接続鋼材ひずみである。

(3) 実験結果

a) 損傷状況

試験体の曲げモーメントと部材角の関係を図-4 に示す。なお、図中には、既往の研究⁹⁾に示される溶接継手を用いて接合された鋼板巻立て補強の変形性能算定式により算出される骨格曲線および実験による骨格曲線を併せて示している。ここで、図中に示す Y, M, N 点は、それぞれ、軸方向鉄筋の降伏点、最大耐力後に同一変位での繰返しによる顕著な耐力低下が生じない最大変形点、最大耐力以降に降伏耐力を維持できる最大変形点である⁷⁾。全試験体ともに、補強によりせん断耐力が向上し、曲げ耐力の算定値を超過した。また、終局時の柱下端の損傷状況を写真-1 に示す。ボルト接合した接続鋼材 (Type-D) は、終局時には両試験体で軸方向鉄筋の座屈とともにみ出た。これらの損傷状況から、両試験体とも曲げ破壊に至ったと考えられる。

b) 曲げモーメントと部材角の算出

Y, M 点での曲げモーメントの実験値と計算値の関係を図-5 に示す。なお、図中には既往の研究⁹⁾に示される試験体の結果を併せて示している。本工法の Y, M 点における実験値/計算値の平均値はそれぞれ 1.06, 1.18 となり既往の研究⁹⁾に示される鋼板巻立て補強の平均値 (Y 点: 1.15, M 点: 1.20) とほぼ同等である。本工法はフーチングと接合せず補強するため、補強を無視した柱下端の断面により、曲げ降伏および曲げ耐力を算出することができると考えられる。

Y, M, N 点における部材角の実験値と計算値の関係を図-6 に示す。なお、図中には既往の研究⁹⁾に示される試験体の結果を併せて示している。本工法の Y, M, N 点での部材角の実験値/計算値の平均値はそれぞれ、0.88, 1.18, 1.00 となった。Y 点における部材角の実験値/計算値は、既往の研究の平均値 (Y 点: 1.20, M 点

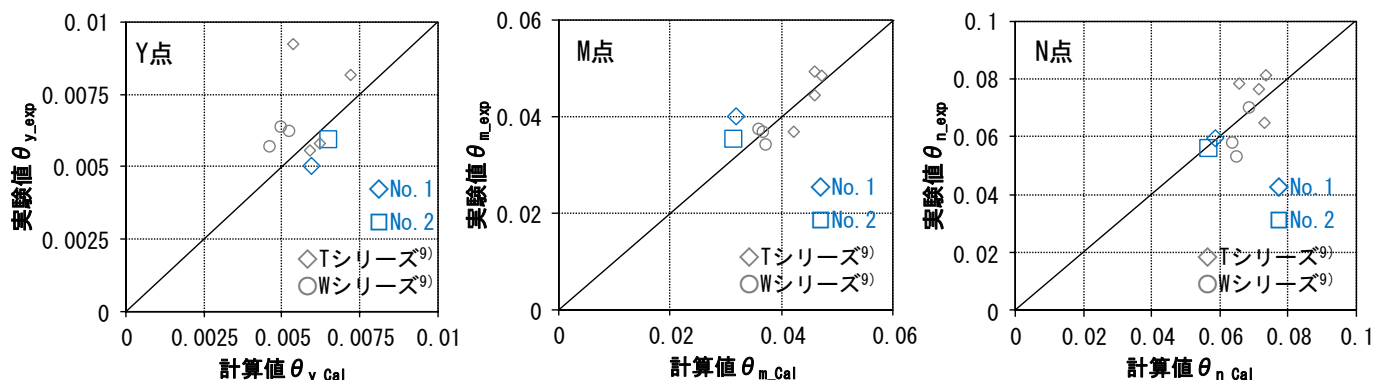


図-6 Y, M, N 点での部材角

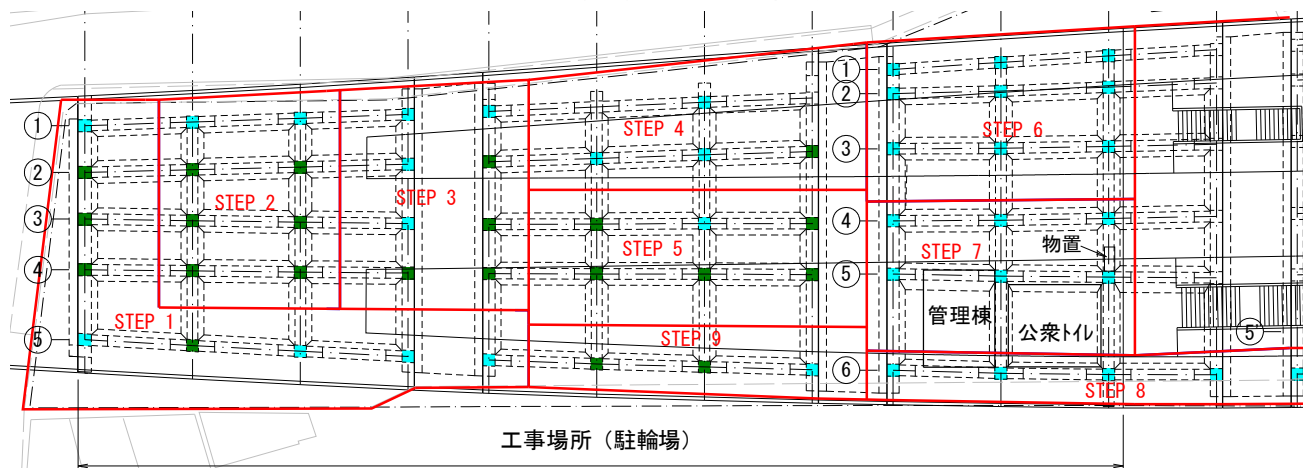


図-7 施工区画 (9 区画)

0.99, N 点 1.05) よりも小さな値を示しものの、概ね既往の研究と同等である。ここで、M 点では、既往の研究⁹⁾よりもやや大きな値を示し、N 点では同等となる。M 点では、本工法の補強を構成するモルタルの影響が考慮されておらず、大きな値を示し、N 点では、モルタルのひび割れが過大となり、モルタルによる軸方向鉄筋の座屈抑制効果が喪失していると考えられる。

以上より、本工法の曲げモーメントおよび部材角は、既往の研究⁹⁾に示される鋼板巻立て補強の変形性能算定式により、概ね安全側に評価できるものと考えられる。

4. 高架下利用箇所の耐震補強工事への適用

(1) 工事概要

本工法は、これまで首都圏民間事業者の鉄道高架橋の耐震補強工事に採用されていたが³⁾、初めて市街地の高架下が利用されている高架橋柱の耐震補強工事に採用されることとなった¹⁰⁾。このため、市街地特有の複雑な施工条件における課題を抽出し、解決策の検討・工夫を行った事例について報告する。適用した耐震補強工事の施工区画を図-7、周辺状況を写真-2に示す。対象構造物は、駅部の高架橋であり、高架下が駐輪場として利用されている。駐輪場は、1200 台の駐輪スペースがあるものの、通勤、通学時間帯を過ぎると満車となる状況である。また、工事中の近隣の代替



a) 高架橋下



b) 周辺状況

写真-2 工事箇所の周辺状況



写真-3 移動式プラント・資材棚



写真-4 飛散養生状況

え駐輪場確保が難しいことに加え、1200 台のうち約 1000 台が定期契約者であったことから、1000 台の駐輪スペースを確保しつつ、残りの駐輪スペースで施工する必要があった。施工計画では、施工区画を 9 区画に分割し、区画毎に閉鎖→開放を順次繰り返して、定期利用者の約 1000 台分の駐輪スペースを維持しながらの施工を実施することとした。

(2) 課題の抽出

本工事の施工にあたり、過去の適用事例³⁾と比較検討を行うことで市街地の高架下が利用されている現場に適用した際の課題を抽出した。課題の一例を以下に示し、課題に対する施策を示す。

- ①狭隘部での作業非効率や工程の遅延
- ②施工区画外への鋼繊維の飛散やモルタルの漏洩
- ③解放後の景観、第三者の安全に対するリスク

(3) 課題解決のための創意工夫

a) 狭隘部での歩掛向上施策（写真 3）

各区画内柱の外周 500mm を施工に必要な空間として計画した場合、資材置き場やモルタルプラント等が障害となり本施工前に必ず資材移動や棚等の組払いが発生すると想定された。そこで、工事ヤード内に設置するものは、予めキャスター付き台車等による移動式に改良を行った。その結果、資材移動に費やす労務と時間を削減することができた。

b) 区画外への飛散防止対策（写真 4）

モルタル練混ぜ時に投入する鋼繊維は軽量で飛散しやすいため、区画外への飛散を確実に防止する必要があった。そこで、飛散の発生源となるモルタルプラントを専用の移動式テント内に配置し、練混ぜ作業を行った。また、モルタル充填時に飛散の無い様、仮囲いや足場上部を養生シートで覆った。これにより駐輪場利用者等から苦情がなく工事を進めることができた。



写真-5 ボタンボルトの採用

c) 解放後の駐輪場利用者への配慮（写真 5）

補強後の柱は、パネルを固定するボルトが突出する。第三者が触れることが可能な GL+2.5m の範囲について、怪我のリスクが少ないボタンボルトを採用し、順次、駐輪場として解放した。

5. おわりに

本工事は、市街地の高架下が利用されている高架橋柱に初めて本工法を適用した事例である。当該工事では、狭隘部や第三者災害といった市街地特有の工事としての課題が挙げられた。このような、厳しい施工条件下においても、様々な創意工夫を実施することで、約 5 ヶ月で高架橋柱 50 本の施工を完了させ、市街地の狭隘部においても郊外での施工実績に近い施工性を確保し、高架下利用の安全と環境を維持して無事にしゅん功を迎えることができた。なお、本工法の開発は、東急建設（株）、（公財）鉄道総合技術研究所および（株）ホクコンの 3 社の共同で行ったものである。本稿が社会基盤施設の耐震化を推進する際の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1)国土交通省：平成 29 年度国土交通白書，2018.
- 2)笠倉亮太，田所敏弥，黒岩俊之，宇治公隆：プレキャストパネルと高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法のせん断耐荷特性に関する実験的検討，コンクリート工学論文集，Vol.29，pp.55-62，2018.
- 3)高橋泰成，黒岩俊之，魚住亮一，笠倉亮太，白崎能生：プレキャストパネルと高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法の施工，土木学会第 70 回学術講演会概要集第 6 部，Vol.72，pp.1205-1206，2017.
- 4)（社）土木学会：コンクリートライブラリー113 超高強度繊維補強繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），2004.
- 5)笠倉亮太，渡辺健，田所敏弥，黒岩俊之，宇治公隆：プレキャストパネルと高強度繊維補強モルタルを用いて補強した RC 柱の変形性能に関する実験的検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，vol.17，pp.395-400，2017.
- 6)谷村幸裕，宮村正博，奥井明彦，佐藤勉，渡辺忠朋：RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会概要集第 5 部，Vol.51，pp.1058-1059，1996.
- 7)（財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 コンクリート構造，2004.
- 8)二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号，pp.167-176，1986.
- 9)前田友章，岡本大，谷村幸裕：鋼板巻立て補強した鉄筋コンクリート柱の変形性能算定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1087-1092，2009.
- 10)鈴木元太，濱田修，鈴木将充，笠倉亮太，黒岩俊之，藤田貴文，諫山啓，小松剛士：プレキャストパネルと高強度繊維補強モルタルを用いた耐震補強工法の市街地への適用，土木学会第 74 回年次学術講演会概要集第 6 部，Vol.74，VI-217，2019.