

論文 躯体基部を無補強とした RC 壁式橋脚の性能評価と実構造への適用

小野寺 周^{*1}・田附 伸一^{*2}・山根 大^{*3}

要旨：河川橋脚や道路設備等と近接する橋脚では、躯体の全長にわたる耐震補強が困難な場合がある。著者らの一部は躯体基部を除く区間のみを補強する方法を提案し、載荷試験によりその有効性を示している。本稿では、無補強区間に配置されたすべてのせん断補強鉄筋の負担分を考慮することで、試験での最大せん断耐力を精度よく推定可能なことを示すとともに、耐力比を 1.5 程度確保することで無補強部の曲げ変形性能を十分に発揮可能なことを解析的に明らかにした。さらに提案した補強方法を実構造物へと適用した結果、実際の施工条件を考慮した上で換算弾性応答加速度で 1,500gal 以上の耐震性能を確保できることを示した。

キーワード：RC 壁式橋脚, 耐震補強, せん断耐力, 変形性能, 耐震性能評価

1. はじめに

鉄道は線状かつ広域にわたる構造物群で構成されているため、地震による一部の構造物の損傷が路線全体の機能に影響を及ぼす可能性がある。鉄道システムとしての地震時安全性を向上させるためには、路線内での地震発生確率が高い地点や耐震性能が低い構造物等、地震リスクが相対的に高い構造物に対して優先的に地震対策を行うことが重要である。地震対策の一例として既存構造物に対する種々の耐震補強工法が提案・実用化されており(例えば¹⁾、多くの一般的な鉄道構造物の耐震補強が着実に進められている。

一方、残存する要補強箇所の中には、構造や周辺環境が特殊なため一般的な補強工法の適用が困難な場合がある。例えば河積阻害率に制約がある河川橋脚や道路設備等と近接している橋脚では、躯体の全長にわたり断面拡幅をすると工期・工事費が膨大になる可能性がある。そこで著者らの一部は、上記のような制約を受ける RC 壁式橋脚の耐震補強を目的として、躯体基部を除く区間のみを RC 巻き立て補強する方法を提案し(以下、提案方法)、正負交番載荷試験により補強効果を検討している²⁾。その結果、提案方法によって破壊形態がせん断破壊先行型から曲げ破壊先行型へと移行し、脆性的な損傷を回避できる可能性を示している。一方、せん断耐力の推定精度や変形性能の評価に関しては課題が残っており、提案方法を実構造物へと適用するためにはこれらの検討を深化させる余地がある。

以上を踏まえ、本稿では提案方法による耐震性能を評価することを目的とした検討を行う。具体的には、2 章で提案方法および既往の載荷試験²⁾の概要を整理する。

3 章で試験結果を再現可能なせん断耐力の算定手法を検討するとともに、補強後の変形性能を定量的に評価する。

4 章で算定手法を用いた試設計により提案方法の有効性を確認した上で、提案方法を実構造物へと適用する。

2. RC 壁式橋脚の補強方法²⁾

2.1 概要

著者らの一部は、耐震診断においてせん断破壊先行型と判定された既存 RC 壁式橋脚を対象として、躯体基部を無補強とした耐震補強方法を提案している²⁾。提案方法による補強イメージを図-1 に示す。

対象とする構造は、橋脚躯体が線路直角方向に対してせん断破壊先行型と判定されたものの、河積阻害率や近接施設等による施工条件の制約により躯体基部の補強が困難なものである。提案方法では、基部を除く範囲に RC 巻き立て補強をすることで斜めひび割れの発生箇所を無補強部のみに誘導し、せん断スパンを見かけ上低減させることでせん断耐力が増加することを期待している。なお、小林ら³⁾はラーメン高架橋の柱を対象として一部区間を無補強とした補強方法を検討しており、提案方法は

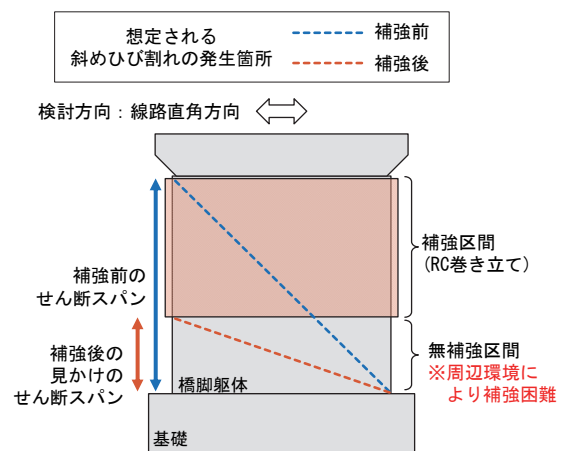


図-1 提案方法による補強イメージ²⁾

*1 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター 修士（工）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター マネージャー 博士（工）（正会員）

*3 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター（正会員）

同様の方法を壁式橋脚に適用したものである。

2.2 正負交番載荷試験

(1) 試験条件

提案方法による既往の正負交番載荷試験の概要について述べる。なお、詳細については既往文献²⁾を参照されたい。試験ケースおよび試験体を表-1および図-2に示す。補強条件の異なる3ケース(ケースA, B, C)を製作している。ケースAは補強前の試験体であり、寸法は4章で後述する実構造物の1/6スケールとし、せん断破壊が先行するように設計している。ケースB, CはケースAに対して補強した試験体であり、ケースBは基部から1,525mm位置、ケースCは900mm位置より上部を補強区間として、せん断補強鉄筋を追加して断面拡幅している。各ケースのせん断補強鉄筋の配筋を表-2に示す。

補強前の試験体条件として、ケースAのせん断スパン比は2.5であり、設計曲げ耐力相当の水平力 V_{mu} ⁴⁾と設計せん断耐力 V_{yd} の比である耐力比(V_{yd}/V_{mu})は0.51となる。ここで、 V_{yd} はせん断補強鉄筋を用いないRC梁の負担分 V_{cd} ⁵⁾とせん断補強鉄筋の負担分 V_{sd} ⁴⁾の和であり、 V_{cd} はせん断スパンの影響を考慮した算定式⁵⁾を用いている。

載荷条件は正負交番の3回繰り返しとし、変形角が1/400, 1/300, 1/200, …となるよう載荷変位を漸増させ、水平荷重の低下が見られた後は一方向に押し切った。載荷点はいずれのケースも基部から2,375mmの位置である。載荷中は軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみ、試験体変位および載荷荷重を計測した。

(2) 試験結果

各ケースの載荷点における水平荷重-水平変位関係の履歴を図-3に示す。図中には正負それぞれでせん断補強鉄筋と軸方向鉄筋が初降伏した時点、最大耐力に達した時点の荷重をプロットしている。また、正側への最大変位時の損傷状況を図-4に示す。

補強前のケースAについて図-3(a)より、249.0kNでせん断補強鉄筋が先行して降伏した。最大荷重は367.5kNであり、このときにはすべてのせん断補強鉄筋が降伏ひずみに達していた。一方、軸方向鉄筋は降伏ひずみには達しなかった。破壊性状について図-4(a)より、開口した斜めひび割れが基部と載荷点を直線的に結ぶように発生しているのが見て取れる。

ケースBについて図-3(b)より、327.0kNでせん断補強鉄筋が先行して降伏し、その後、軸方向鉄筋も降伏に達した。最大荷重は443.3kNであり、このとき無補強区間にあるすべてのせん断補強鉄筋が降伏していた。破壊性状は図-4(b)に示すように、補強区間には顕著な損傷は見られず、基部と無補強区間上端(1,525mm位置)を

表-1 試験ケース

ケース	概要
A	補強前
B	補強後(高さ1,525mmより上部をRC巻き立て)
C	補強後(高さ900mmより上部をRC巻き立て)

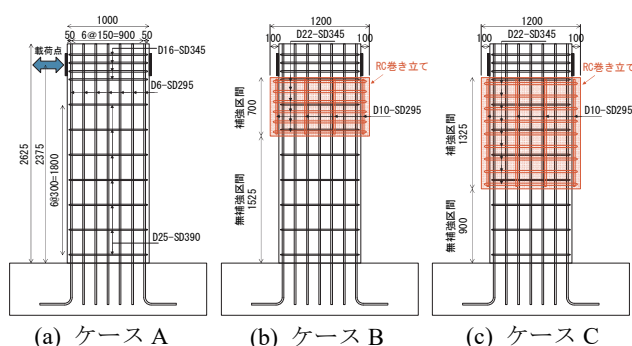


図-2 試験体の概要(単位:mm)

表-2 せん断補強鉄筋の配筋

ケース	配筋
A	D6 (SD295) 7組-ctc300mm
B	D22 (SD345) 6組-ctc120mm ※追加分
C	D22 (SD345) 9組-ctc150mm ※追加分

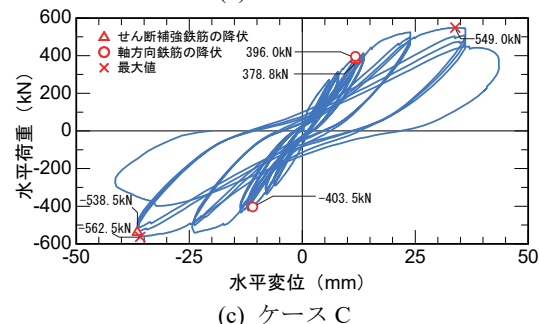
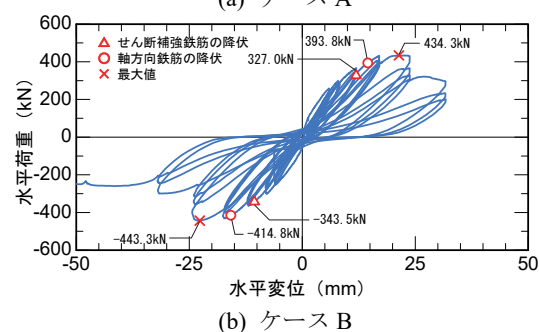
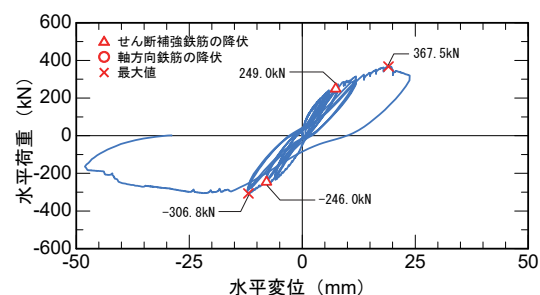
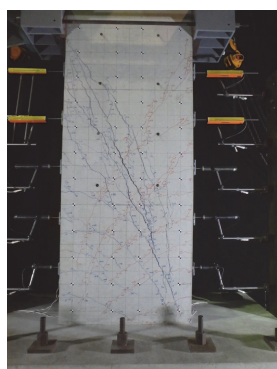
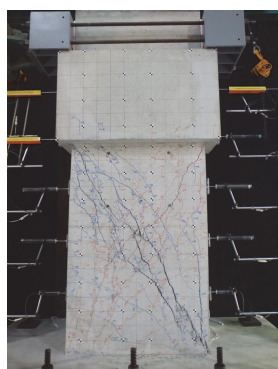


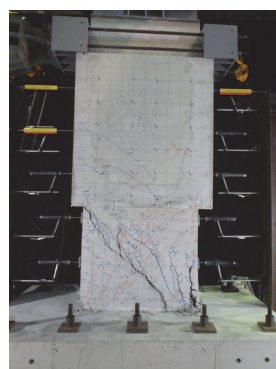
図-3 水平荷重-水平変位関係の履歴



(a) ケース A (変位 24mm)



(b) ケース B (変位 32mm)



(c) ケース C (変位 44mm)

図-4 正側への最大変位時の損傷状況

結ぶ斜めひび割れが卓越して生じた。

ケース C について図-3(c)より、正側においてせん断補強鉄筋と軸方向鉄筋がほぼ同じ荷重で降伏した。最大荷重は-562.5kNであった。破壊性状は図-4(c)より、ケース B と同様に無補強区間である基部と 900mm 位置を結ぶ斜めひび割れが卓越して生じた。

3. せん断耐力および変形性能に関する評価の深度化

3.1 補強によるせん断耐力の推定

既往検討²⁾では試験結果と整合するせん断耐力を評価するために、試験時のせん断補強鉄筋のひずみ分布を用いており、構造諸元のみに基づくせん断耐力の推定精度には課題があった。そこで、構造諸元から載荷試験の最大荷重を精度よく推定する手法を検討する。

ラーメン高架橋の柱を対象とした既往検討³⁾を参考として、次式(1)によりせん断耐力 V_y を算定した。

$$V_y = V_c + V_s' \quad (1)$$

ここに、 V_c ：コンクリートの受け持つせん断力⁵⁾、 V_s' ：斜めひび割れと交差するすべてのせん断補強鉄筋の受け持つせん断力で、次式(2)により算定する。

$$V_s' = A_w' \cdot f_{wy} \quad (2)$$

ここに、 A_w' ：斜めひび割れと交差するすべてのせん断補強鉄筋の総断面積、 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の降伏強度である。斜めひび割れは図-4 に示した損傷状況に基づき、無補強区間の基部から上端を結ぶ範囲に発生するものと仮定した。すなわち、ケース A では 2,375mm、ケース B では 1,525mm、ケース C では 900mm となる。また、同様の範囲をせん断スパンとして V_c を算定した。

算定結果を表-3 に示す。表には曲げ耐力 M_u ⁴⁾ に達するときの水平力 V_{mu} を合わせて示している。表-3 より、ケース A, B において、試験での最大荷重 V_{max} に対する

表-3 せん断耐力の算定結果

ケース	A	B	C
コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	15.8	20.1	22.6
軸方向鉄筋の引張強度 (N/mm ²)	408.0		
せん断補強鉄筋の引張強度 (N/mm ²)	380.0		
コンクリート負担分 V_c (kN)	200.5	362.6	696.1
せん断補強鉄筋負担分 V_s' (kN)	164.1	117.2	70.3
せん断耐力 V_y (kN)	364.6	479.8	766.4
試験時の最大荷重 $ V_{max} $ (kN)	367.5	443.3	562.5
$ V_{max} $ に対する V_y の相対誤差 (%)	0.8	10.5	25.2
曲げ耐力相当の水平力 V_{mu} (kN)	489.5	511.4	523.5
耐力比 V_y/V_{mu}	0.74	0.94	1.46
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊

せん断耐力 V_y の相対誤差はそれぞれ 0.8%, 10.5% であり、補強の有無によらず試験結果を精度よく再現していることが確認できる。なお、両ケースはいずれも耐力比 (V_y/V_{mu}) が 1.0 未満であり、せん断破壊が先行する破壊形態と判断できる。

一方、ケース C について最大荷重 V_{max} は 562.5kN である。これはせん断耐力 V_y (766.4kN) ではなく曲げ耐力相当の水平力 V_{mu} (523.5kN) により近しく、 V_{max} に対する V_{mu} の相対誤差は 6.9% となる。このときの耐力比は 1.46 であり、曲げ破壊先行型の破壊形態と判断できるため、試験時の最大荷重は曲げ耐力に相当していると考えられる。

以上より、無補強区間にあるせん断補強鉄筋の負担せん断力を式(2)のように考慮し、かつせん断スパンを無補強区間と同一とみなすことで、補強の有無によらず試験時の最大荷重を精度よく推定することができた。また、ケース C のように $V_y/V_{mu} > 1.0$ となる条件では、曲げ破壊先行型となるため最大荷重 V_{max} と V_{mu} が概ね一致することも確認できた。

なお、小林ら³⁾はせん断スパンを仮想的に変化させた

ときの最小値をせん断耐力とみなしている。同様の方法によるケース B, C の算定結果を図-5 に示すが、いずれのケースも本検討のように無補強区間をせん断スパンとした場合に概ね最小値を取ることが分かる。これは図-4 に示した破壊性状とも整合するものである。そのため、補強量が十分な場合は本検討の方法を用いることで、せん断耐力をより簡便に精度よく推定できると考えられる。

3.2 変形性能の評価

補強後の変形性能を評価するために、試験体の2次元フレームモデルを作成し、静的非線形解析（プッシュ・オーバー解析⁶⁾）を実施して得られた荷重変位関係を試験結果と比較した。部材の変形は曲げモーメントと曲率の関係で表現し、現行の設計標準³⁾に準拠した非線形特性を設定した。そのため、解析で得られた荷重変位関係は曲げ変形による性能と言える。なお、各限界状態に対応する曲げモーメントおよび曲率は安全係数を1.0として算定した。

最外縁の軸方向鉄筋の降伏が生じたケース B, C について、実験および解析による荷重変位関係を図-6 に示す。ここでは正側の領域のみ示し、横軸は载荷点の水平変位 δ を軸方向鉄筋が降伏する変位 δ_y で除した塑性率 $\mu(=\delta/\delta_y)$ の形で示している。実験での包絡線は各载荷変位での最大荷重を結ぶように作成した。また、最大耐力以降に降伏耐力まで荷重が低下したときの変位を終局変位 δ_n とし、靱性率 $\mu_n(=\delta_n/\delta_y)$ をプロットしている。

耐力比が0.94のケース B について、図-6(a)より、試験の包絡線と解析の荷重変位関係には大きな乖離が生じている。これは、曲げ破壊を仮定した解析に対して、ケース B ではせん断破壊が先行して生じるためである。靱性率を比較しても解析は3.9である一方、実験は1.7であり、曲げ変形と比較して4割程度の変形性能しか有していないことが分かる。

一方、耐力比が1.46のケース C について、図-6(b)より、試験での荷重変位関係は解析と概ね一致していることが分かる。靱性率は解析が4.1であるのに対して試験では3.7であり、これもよく一致している。すなわち、ケース C では曲げ変形が主体的であると言える。また、靱性率についてケース B, C の相違を踏まえると、提案方法においては耐力比が1.5程度以上の耐力格差を設けることで、基部の曲げ変形性能を十分に発揮できると考えられる。

4. 実構造物への適用および耐震性能評価

提案方法の有効性を検討するために、実構造物を対象とした補強設計の試算を行う。さらに、2次元フレームモデルに対する静的非線形解析を実施し、エネルギー一定

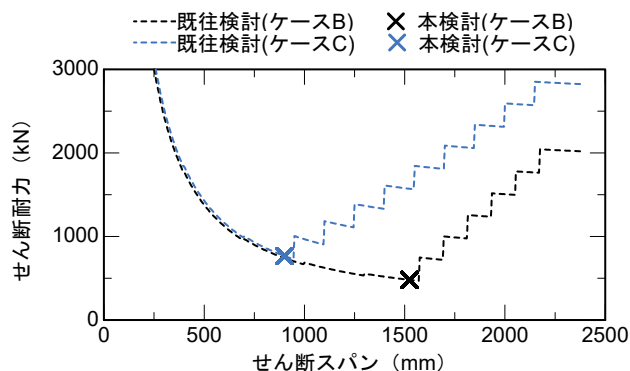
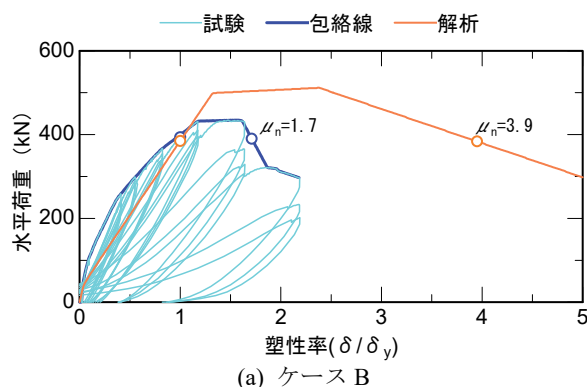
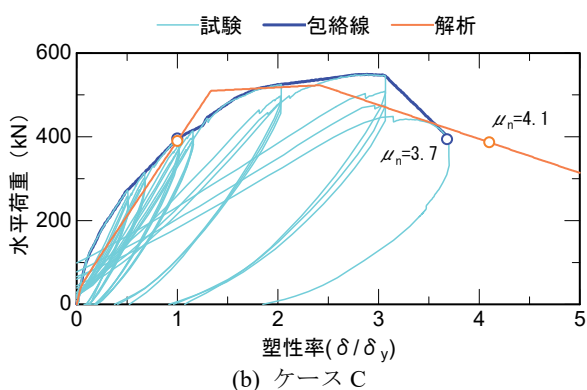


図-5 せん断スパンとせん断耐力の関係



(a) ケース B



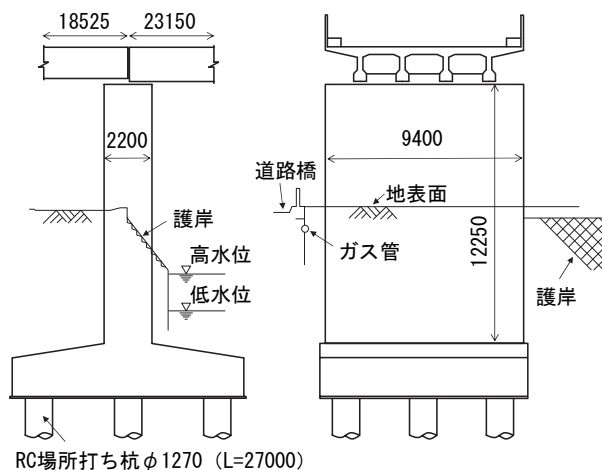
(b) ケース C

図-6 変形性能の比較



図-7 現地状況

則に基づき弾性応答を仮定した場合の最大応答加速度（以下、換算弾性応答加速度⁷⁾）を比較することで補強効果を確認する。



(a) 線路方向 (b) 線路直角方向

図-8 構造一般図 (単位: mm)

表-4 構造諸元および耐震診断結果

構造形式	RC 壁式橋脚
橋脚高さ (mm)	12,250
断面寸法 (mm)	2,200×9,400
上部工重量 (kN)	11,928
作用軸応力 (N/mm ²)	0.58
せん断耐力 V_y (kN)	11,000
曲げ耐力相当の水平力 V_{mu} (kN)	13,218
耐力比 V_y/V_{mu}	0.83 (線路直角)
破壊形態	せん断破壊先行型

4.1 対象構造物

対象構造物の現地状況および構造一般図を図-7 および図-8 に示す。また、既存橋脚の構造諸元および耐震診断結果を表-4 に示す。図-7 に示すように対象構造物は河川橋りょうであり、並行する道路橋に配置されたガス管や反対側の護岸が近接している他、背面にも道路が近接しているため、基部まで補強するには通常よりも工事費・工期が増大する懸念がある。3.1 に示す方法を用いて安全係数を考慮してせん断耐力を算定した結果、耐力比は線路直角方向で 0.83 となり、前述の試験結果を踏まえるとせん断破壊先行型に分類される。

4.2 補強による耐震性能評価

3.1 で示したせん断耐力の算定手法を用いて概略の補強設計を実施した。無補強区間と耐力比の関係を図-9 に示す。なお、概略設計のため、補強による部材重量の増加は考慮していない。図-9 より、無補強区間を概ね 6,000mm 以下とすることで耐力比が 1.5 以上となり、3 章の検討を踏まえると基部の曲げ変形性能を十分に発揮できると考えられる。

なお、現地状況を踏まえた結果、無補強区間を 2,980mm

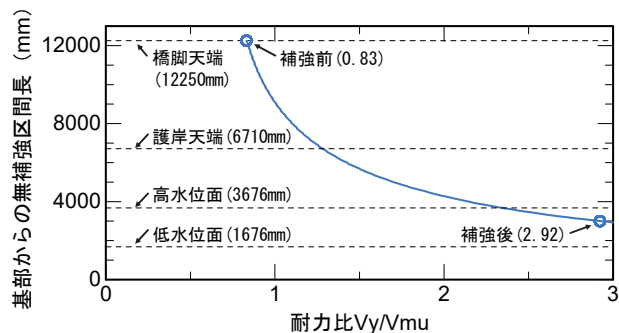


図-9 無補強区間と耐力比の関係

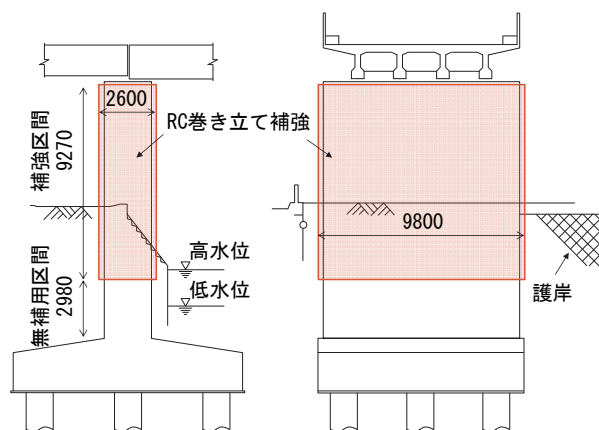


図-10 補強一般図 (単位: mm)

表-5 補強前後の部材耐力 (線路直角方向)

ケース	補強前	補強後
せん断耐力 V_y (kN)	11,000	38,628
曲げ耐力相当の水平力 V_{mu} (kN)	13,218	13,218
耐力比 V_y/V_{mu}	0.83	2.92

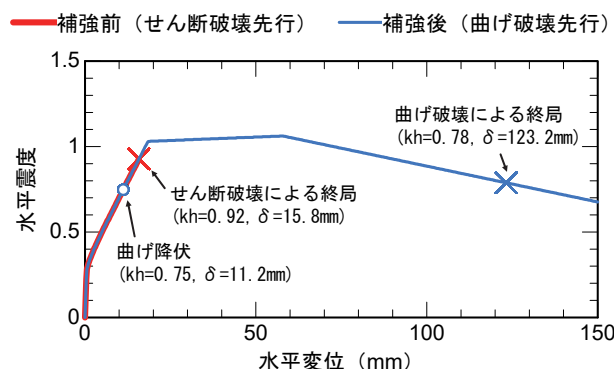


図-11 水平震度－水平変位関係

まで短縮できることが分かったため、耐力比を 2.92 まで増加させることができた。この結果を踏まえて設計した補強一般図を図-10 に示す。また、補強前後の部材耐力を表-5 にまとめる。以上より、提案方法を用いることで、実際の施工制約下においても破壊形態をせん断破壊型から曲げ破壊型に移行させ、かつ十分な曲げ変形性能

を期待できることを確認した。

さらに、補強前後での耐震性能を比較するために、エネルギー一定則に基づいた換算弾性応答加速度 γ を算定する。兵庫県南部地震での被害調査において、換算弾性応答加速度が 1,500gal 以上の構造物では比較的軽微な損傷に留まっていたことが報告されている γ 。そのため、本検討では 1,500gal を耐震性能を評価する際の閾値とする。

まず、対象構造物の 2 次元フレームモデルを構築し、プッシュ・オーバー解析を実施した。なお、橋脚躯体の変形のみ考慮するために基礎はモデル化せず、躯体基部で固定条件とした。躯体の非線形特性は現行の設計標準 γ に準拠して設定した。また、補強前のモデルは表 5 に示すせん断耐力の超過を終局状態とし、補強後は曲げ変形による損傷レベル 4 γ への到達を終局状態とした。

プッシュ・オーバー解析により得られた構造天端における水平震度－水平変位関係を図 11 に示す。図 11 より、補強前では水平震度 0.75 (水平変位 11.2mm) で基部が降伏し、その後、水平震度 0.92 (水平変位 15.8mm) でせん断耐力を超過して終局状態に達した。一方、補強後ではせん断破壊は生じず、水平変位 123.2mm において終局状態に達した。これにより算定された換算弾性応答加速度は補強前で 1,034gal であった一方、補強後は 3,824gal となり、閾値とした 1,500gal を大きく上回った。したがって、補強後の構造物は十分な耐震性能を確保していると考えられる。

以上より、実構造物においても実際の施工条件を考慮した上で提案方法が適用可能であること、補強により十分な耐震性能を期待できることを明らかにした。なお、対象構造物は概略設計結果を参考として、現地の詳細な状況や関係箇所との協議等を踏まえて詳細設計を実施し、施工段階に移行している。

5. まとめ

本検討では、一般的な耐震補強工法の適用が困難な RC 壁式橋脚の耐震補強を目的として、著者らの一部が提案した補強方法によるせん断耐力および変形性能を既往実験に基づき再評価した。さらに、提案方法を適用した実構造物の耐震性能を評価することで、提案方法の有効性について検討した。本検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 載荷試験における破壊性状から、提案方法により斜めひび割れの発生箇所が無補強区間に誘導されており、せん断スパンを無補強区間と仮定することの妥当性を確認した。その上で、無補強区間にある

すべてのせん断補強鉄筋の抵抗を考慮したせん断耐力の算定式により、載荷試験の最大荷重を精度よく推定することができた。

- 2) 静的非線形解析により、耐力比 (V_y/V_{mu}) を 1.5 程度とした試験体の場合、部材の靱性率は解析上の曲げ変形によるものとよく一致することを明らかにした。すなわち、この程度の耐力格差を設けることで無補強とした基部の曲げ変形性能を十分に発揮できると考えられる。
- 3) 提案方法を実構造物に適用した結果、実際の施工制約下においても耐力比 (V_y/V_{mu}) を 0.83 から 2.92 まで増加できることを確認した。さらに静的非線形解析を実施して換算弾性応答加速度を算定した結果、本検討の閾値とした 1,500gal 以上を確保可能なことを確認し、提案方法が実構造に対しても有効であることを示した。

なお、補強による見かけのせん断スパンが極端に小さい場合、載荷試験の結果とはせん断抵抗メカニズムが異なることが考えられる。提案した補強方法によるせん断耐力の算定式の適用範囲についても検討を深度化させる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) (公財) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計施工指針，2013。
- 2) 佐川洋亮，山根大，佐々木尚美：基部を無補強としたせん断破壊先行型 RC 柱部材の性能確認試験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 41，No. 2，pp. 919-924，2019。
- 3) 小林將志，石橋忠良，下村匠：塑性ヒンジ領域の補強鋼材を広げて配置した補強 RC 柱の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol. 71，No. 2，pp. 135-148，2015。
- 4) (公財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物)，丸善，2004。
- 5) 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 はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372/V-5，pp. 167-176，1986。
- 6) (公財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計)，丸善，2012。
- 7) 石橋忠良，池田靖忠，菅野貴浩，岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討，土木学会論文集，No. 563/I-39，pp. 95-103，1997。