

メナーゼヒンジを有するロッカー橋脚の UBRC 補強による耐震性能向上に関する検討

植村 佳大¹・高橋 良和²・長崎 裕貴³

¹ 学生会員 京都大学大学院工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: uemura.keita.35a@st.kyoto-u.ac.jp

² 正会員 京都大学教授 京都大学工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂)

E-mail: takahashi.yoshikazu.4v@kyoto-u.ac.jp

³ 正会員 株式会社小松製作所 (〒107-8414 東京都港区赤坂 2 丁目 3-6)

E-mail: hiroki_nagasaki@global.komatsu

柱基部にメナーゼヒンジを有するロッカー橋脚は、設計上の想定を超える変位が生じると自立性を失うことが知られており、水平・鉛直方向に対する安定性の確保が求められている。そこで本研究では、ロッカー橋脚への耐震補強方策として、柱断面外に配置したPC鋼棒を治具を介して取り付けるUBRC補強を提案し、正負交番載荷実験によりその耐震性能向上効果を検討した。その結果、PC鋼棒の引張力が実験当初の想定ほどは発揮されなかったものの、UBRC補強により抵抗モーメントが増加し、ロッカー橋脚の水平方向に対する安定性が確保された。また、正負交番載荷実験の再現解析では、PC鋼棒固定用治具の緩みをモデル化することで実験結果を再現できた。また、動的解析の検討例を示し、UBRC補強によるロッカー橋脚の倒壊挙動防止効果を確認した。

Key Words : rocker pier, mesnager hinge, seismic strengthening, cyclic loading test, dynamic analysis

1. はじめに

名神高速道路は 1963 年 7 月 16 日に開通した我が国で初めての高速道路であり、継手を少なくした高速道路の連続性や経済性、さらには美観性を満たすものとして、支間 15m の 5 径間連続 RC 中空床版橋が一部の区間で採用された。この橋梁は、地震時における上部構造慣性力の支持機能を両端の剛なラーメン橋脚に期待し、中間橋脚として上下端にヒンジを配置した水平力に抵抗しないロッカー橋脚を採用している点が大きな特徴である。しかし、この種の橋梁は、ラーメン橋脚の破壊、すなわち橋梁の部分的な破壊が橋梁全体系の崩壊につながる構造系であることが指摘されている。実際、2016 年に発生した熊本地震において、上下端がヒンジ構造であるロッキング橋脚が採用されていた府領第一橋で、上部構造慣性力の支持を期待されていた変位制限構造の部分的な破壊により、倒壊被害が発生している。このような状況を受けて、上下端にヒンジが配置された橋脚を有する特殊橋梁に対し、部分的な破壊が落橋につながることを防ぎ、速やかな機能回復を可能とする構造系への転換が必要であるとされた¹⁾²⁾。そのため、ロッカー橋脚やロッキン

グ橋脚に対して、単体での水平・鉛直方向に対する抵抗力(自立性)の確保が求められるようになり、RC 巻き立てや上部工・基礎との剛結による補強が行われている³⁾⁴⁾。これに対し水野・後藤⁵⁾は、コンクリート巻き立てや上部工・基礎との剛結によるロッキング橋脚の剛性の増加が、基礎へ作用する地震力の増加につながる点を指摘し、自立化したロッキング橋脚の柱基部の浮き上がりを許容するとともに、軸降伏型ダンパーを併用することで、基礎に作用する地震力が緩和されることを示している。また安積ら⁶⁾は、既存のロッキング橋脚を対象に、現況のロッキング橋脚を上端すべり支承・下端剛結とする構造改良に対して動的解析を行うことで、その耐震補強効果を検討し、現状の耐震性能を損なうことなく構造改良できることを確認している。このように、ロッキング橋脚においては、RC 巻き立てや上部工・基礎との剛結以外の様々な耐震補強法の提案が既往研究の中で行われている。しかしロッカー橋脚に関しては、RC 巻き立てや上部工・基礎との剛結以外の新たな補強法の提案が行われていないのが現状である。そこで本研究では、ロッカー橋脚単体での自立性の確保に向けた、新たな補強法を検討した。なお、コンクリート構造によるヒンジ形

成の取り組みに関する研究歴史的経緯は, Marx and schacht⁷⁾による論文で整理されているが, 名神初期に建設されたロッカー橋脚では, Augstin Mesnagerにより提案されたメナーゼヒンジ⁸⁾が配置されており, 本研究でもメナーゼヒンジを有するロッカー橋脚に対し検討を行った。

メナーゼヒンジを有する部材の挙動に関する検討はいくつか行われているが, 高原ら⁹⁾による実験的検討では, メナーゼヒンジを有する部材が回転角 0.1rad 程度までは軸力性能を保持していることから, トラス部材の一部材である斜 π 橋の垂直材としては十分な変形性能を有していることが示されているものの, 回転角 0.1rad を超える大変形領域において, $P-\Delta$ 効果により剛性が負となる現象が確認されている。また李ら^{10,11)}によって行われた一連の検討の中でも, メナーゼヒンジを有するロッカー橋脚に大変形が加わると, 柱基部のヒンジ部周辺のコンクリートに発生する縦方向のひび割れ, および柱の $P-\Delta$ 効果により負の剛性が現れ, 柱の自立性が喪失することが確認されている。

このような中, 本研究では, メナーゼヒンジを有するロッカー橋脚への新たな耐震補強対策として, 家村ら¹²⁾が提案した UBRC 橋脚構造に着目した。UBRC 橋脚構造では, 柱断面内に配置されたアンボンド高強度芯材(PC 鋼棒)が, 柱が大変形を起こした時でも弾性挙動を示すことで, 柱の復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。PC 鋼棒を柱断面内に配置する家村らの手法は, 新設の RC 橋脚を対象としたものであるが, 筆者らは, PC 鋼棒を柱断面外に配置し, 橋脚に治具を介して取り付けることで, 既存のロッカー橋脚への耐震補強対策にも応用できると考えた。なお, UBRC 橋脚構造とは, RC 柱の荷重-変位関係の降伏後の剛性を増加させることに主眼を置いており, 加えて柱構造に PC 鋼棒の緊張力を単に付加させるだけでなく, PC 鋼棒固定部に空隙を設けることで PC 鋼棒が抵抗を発揮する領域をコントロールできることもその特長の一つである。そして本検討においても, PC 鋼棒の配置により, これらの効果を期待していることから, 本補強法を「UBRC 補強」と称することとする。UBRC 補強では, PC 鋼棒の取付幅や取付高さを変化させることで, PC 鋼棒の作用を制御することができ, さらに PC 鋼棒の弾力的な復元力により, ロッカー橋脚に原点志向型の挙動を発現させることが可能である。しかしその一方で, 李ら^{10,11)}は解析検討において, メナーゼヒンジを回転自由ではなく, 実際の回転剛性を考慮してモデル化を行うことで, 橋脚躯体の曲率が増加して耐震性能が低く評価されることを指摘している。そのため, 耐震補強によりメナーゼヒンジ部の回転剛性を増加させると, 橋脚躯体にとって危険側の挙動を誘発させる恐れがある。しかし, UBRC 補強

では, 先に述べた通り PC 鋼棒の固定部に空隙を設けることで, PC 鋼棒を橋脚の倒壊危険領域のみ作用するストッパーとして機能させることで, 橋梁躯体の曲率の増大を必要最小限に留めることが可能である。このような点が, RC 巻き立てや上部工・基礎との剛結による補強法と異なる点であるといえる。

そこで本研究では, 柱基部にメナーゼヒンジを有するロッカー橋脚に対し UBRC 補強を行う効果を正負交番載荷実験により検討した。また, 標準ロッカー橋脚および UBRC 補強されたロッカー橋脚の解析モデルを作成し, 正負交番載荷実験の再現解析を行うことで, その妥当性を検討した。そして最後に, 動的解析の検討例を示し, ロッカー橋脚の倒壊挙動と UBRC 補強による補強効果を検討した。

2. 正負交番載荷実験概要

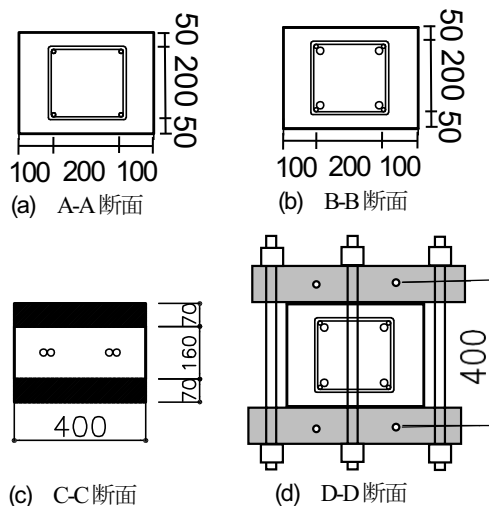
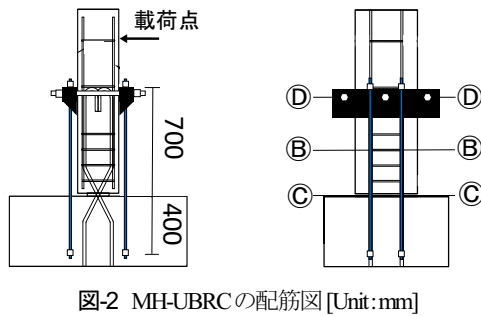
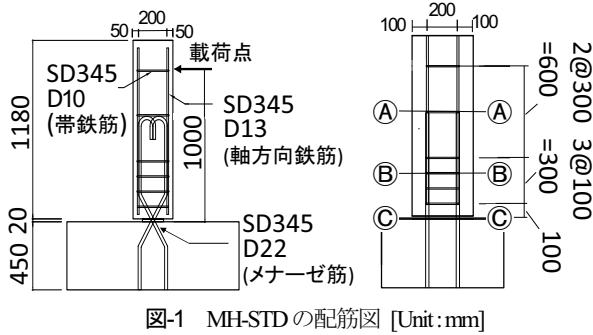
(1) 実験供試体

本実験では, 既存のロッカー橋脚を模した供試体(MH-STD), および UBRC 補強を行った供試体(MH-UBRC)の, 計 2 体の供試体を作製した。コンクリートには, セメントの種類が早強ポルトランドセメント, スランプ 18cm , 粗骨材の最大寸法 15mm のものを用い, コンクリートの圧縮強度は, テストピースによる圧縮試験によりフーチング部が 41.6MPa , 柱部が 30.1MPa と算出した。以下, 各供試体の詳細を示す。

a) MH-STD (標準構造供試体)

MH-STD (標準構造供試体)の配筋図を図-1 に, 断面図を図-3 に示す。橋脚部は名神高速深草高架橋橋脚を参考に, 実橋脚の一部を取り出した形状とした。柱部は $400\text{mm} \times 300\text{mm}$ の矩形断面であり高さは 1150mm , ヒンジ部は $400\text{mm} \times 160\text{mm}$ の矩形コンクリート断面, 高さは 20mm であり, その位置でメナーゼ筋が交叉している。また, 橋脚部の軸方向鉄筋には SD345-D13 を使用し, 帯鉄筋として, SD345-D10 を使用した。なお, SD345-D22 と SD345-D13 に対して引張試験を行い, SD345-D22 のヤング率を 199200N/mm^2 , 降伏応力 386.9N/mm^2 , SD345-D13 のヤング率を 195100N/mm^2 , 降伏応力 390.5N/mm^2 と算出した。また, 載荷高さはフーチング上面から 1000mm とした。

なお, 一般的なロッカー橋脚では, コンクリート切り欠き部に緩衝ゴムが充填されており, その分柱の回転剛性が増加している。しかし本研究では, 水平力に対する抵抗性がより小さい構造に対する UBRC 補強の効果を検討するために, コンクリート切り欠き部へのゴム充填は行わないこととした。また, ロッカー橋脚では, メナーゼ筋の上部端が段落としとなっており, その段落とし部



に損傷が発生する場合がある。しかし、MH-STDでは実橋脚に比べ a/d が小さい値となっているため、メナーゼ筋の段落としの影響が過少となると考えられる。そのため本実験では、実験供試体の a/d が実大橋脚に比べ小さくなっている点に留意しながら実験結果の考察を行っていく。

b) MH-UBRC (UBRC 補強供試体)

MH-UBRC (UBRC 補強供試体) は MH-STD に PC 鋼棒による UBRC 補強を施した供試体である。軸方向鉄筋、帯鉄筋およびメナーゼ筋の配筋図と断面図は MH-STD のものと共通である(図-2, 図-3)。また、PC 鋼棒には $\phi 17\text{mm}$ の C 種 PC 鋼棒を用いた。PC 鋼棒の固定位置は柱高さ 400mm(フーチング内部)と柱高さ 700mmとなっている。

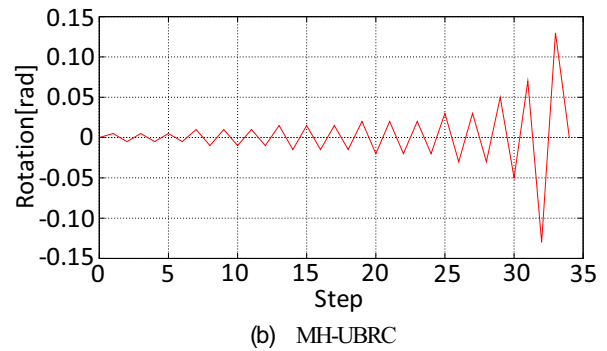
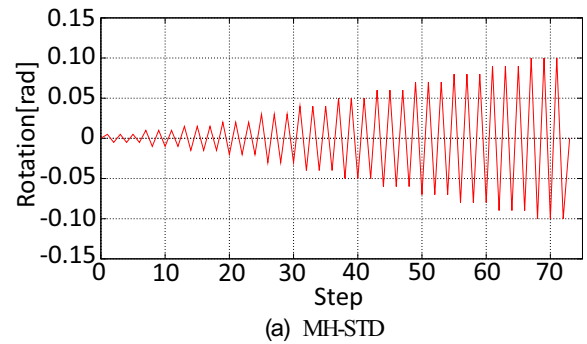


図-4 载荷パターン

また、UBRC補強を実施するにあたって、PC鋼棒による引張力を柱部に伝達するための治具を設置した。治具は、中央および左右に固定用の PC 鋼棒を通し、それらを締め付ける形で固定している。なお、PC 鋼棒には引張力のみを作用させることを狙いとし、PC が圧縮変形する際に作用する側のナットは取り付けなかった。また、1. で述べたように、UBRC補強では、PC鋼棒の固定部に空隙を設けることで、PC 鋼棒が作用する変形領域を調節することが可能であるが、本実験では PC 鋼棒の固定部に空隙は設けなかった。

(2) 载荷パターン

载荷パターンは正負交番変位漸増方式を採用し、MH-STDの载荷では、0.020rad までは 0.005rad ずつ変位を増加させ、0.020 rad 以降は 0.010 rad の増分で载荷した。なお、繰り返し回数は 3 回とした。MH-UBRC への载荷は、振幅 0.020 rad のサイクルまで MH-STD と同様の载荷を行った。しかし、载荷中、PC 鋼棒の引張力が実験当初の想定通り発揮されていないことがわかった。そして、この現象が PC 鋼棒固定用治具の緩みによるものと判断し、以降は固定用治具の様子を確認しつつ適宜変位を設定し、 $+0.030\text{rad} \rightarrow -0.030\text{rad} \rightarrow +0.050\text{rad} \rightarrow -0.050\text{rad} \rightarrow +0.070\text{rad} \rightarrow -0.130\text{rad} \rightarrow +0.130\text{rad}$ と载荷を行った。また、 $+0.030\text{rad}$ と $+0.050\text{rad}$ の载荷開始時に PC 鋼棒固定用のナットの締め直しを行った。ここで、各供試体の载荷パターンを図-4 に示す。また载荷軸応力は 1.2MPa とした。

3. 実験結果及び考察

(1) モーメント-回転角関係

各供試体のモーメント-回転角関係を図-5に示す。なお、図中にはP- Δ 効果による抵抗モーメント低下を表す補助線を併せて示している。

a) MH-STD

図-5(a)を見ると、正負どちらの荷重方向に対しても、回転角 0.030rad までは抵抗モーメントが増加し、それ以降は抵抗モーメントが低下する様子が確認できる。また、1.でも述べたように、ロッカー橋脚では大きな水平変形が生じると、P- Δ 効果によって履歴曲線に負の剛性が現れ、柱の挙動が不安定になることが知られている。本実験においても、MH-STDのモーメント-回転角関係において、回転角 0.040rad 以降のサイクルにおいて履歴曲線の剛性が負になる現象が確認でき、P- Δ 効果の影響がロッカー橋脚の挙動を不安定化させていることがわかる。

またMH-STDでは、変形が進行するにつれて、P- Δ 効果による影響以上の抵抗モーメント低下が発生した。ここで、回転角 -0.04rad におけるMH-STDの荷重面側面の破壊性状を見てみると、コンクリートの切り欠き部から縦方向のひび割れが発生していることがわかる(図-6(a))。この縦方向のひび割れは、水平変位増大に伴い、コンクリート切り欠き部への作用圧縮応力が増大することで、切り欠き部の隅角部で応力集中が発生し、圧縮割裂することで発生したと考えられる。そして、この縦ひび割れが発生すると、切り欠き断面のコンクリートが発揮する圧縮力が低下するため、柱の抵抗モーメント低下につながるが、李ら^{10,11)}の実験で確認されている。そのため、本実験でも柱の最大変形時(回転角 0.10rad)において、柱の抵抗モーメントがほとんど発揮されていないことが確認できる(図-7)。

以上から、MH-STDでは、柱のP- Δ 効果およびコンクリートの切り欠き部からの縦ひび割れにより、柱の自立性が喪失していることがわかった。

b) MH-UBRC

図-5(b)を見ると、MH-STDで見られたような抵抗モーメント低下が確認されず、最大回転角 0.130rad の変形領域においても抵抗モーメントが増加していることがわかる。しかし、MH-UBRCでは2.(2)で述べたように、MH-STDと異なる荷重パターンで荷重を行った。MH-STDのモーメント-回転角関係を見ると、同一振幅での抵抗モーメント低下が確認されることから、本実験において荷重パターンの影響は無視できず、MH-UBRCでMH-STDと同様の荷重パターンで荷重を行った場合、発揮される抵抗モーメントは本実験結果よりも小さくなったと考えられる。しかしその一方で、MH-UBRCでも同様にコンクリートの切り欠き部から縦方向のひび割れが発

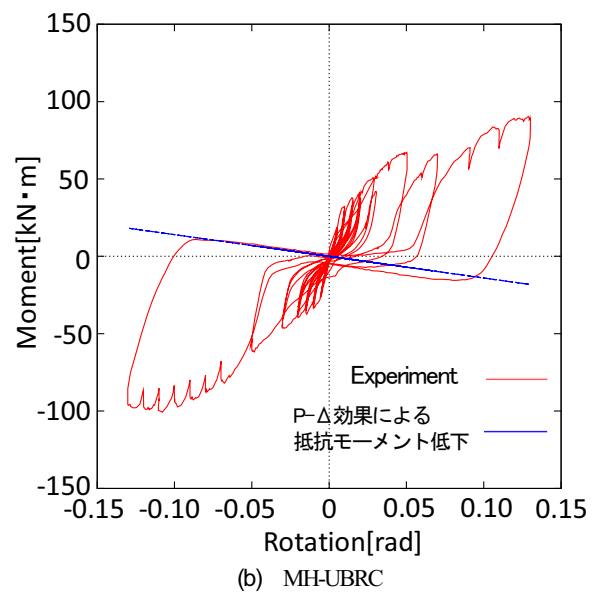
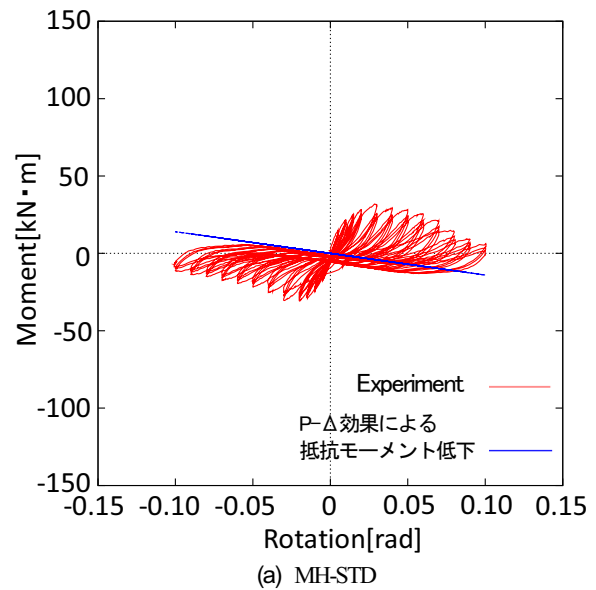
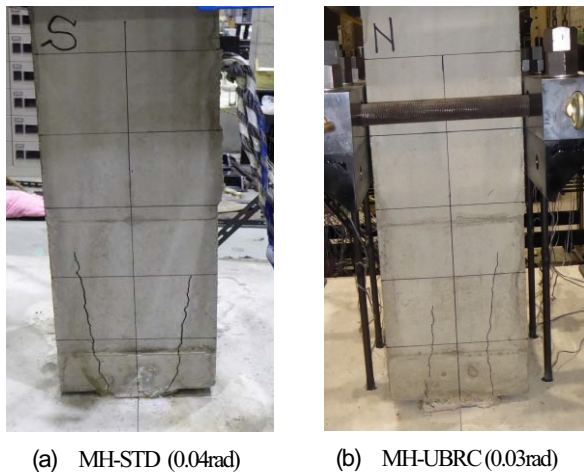


図-5 モーメント-回転角関係

生したにもかかわらず(図-6(b))、MH-STDで見られたような柱の抵抗モーメント低下は確認されず、柱の変形に伴い抵抗モーメントが増加の様子が確認できた。そのため、荷重パターンの差異により抵抗モーメント増加効果を過大評価しているとはいえ、UBRC補強による正の復元力が付加されたことで、ロッカー橋脚の水平方向に対する安定性の確保が実現されたといえる。

(2) PC鋼棒が発揮した引張力について

図-8にPC鋼棒の計測ひずみから算出したPC鋼棒の引張力と柱変位の関係を示す。ここでのPC鋼棒の引張力とは、1本のPC鋼棒が発揮した引張力であり、ひずみゲージのデータ欠損のなかったPC鋼棒を対象としている。図-8を見ると、繰返し荷重の進行に伴い、柱変位-PC鋼棒引張力関係が履歴を描くようになり、それ



(a) MH-STD (0.04rad) (b) MH-UBRC (0.03rad)

図-6 コンクリート切り欠き部に発生した縦方向のひび割れ

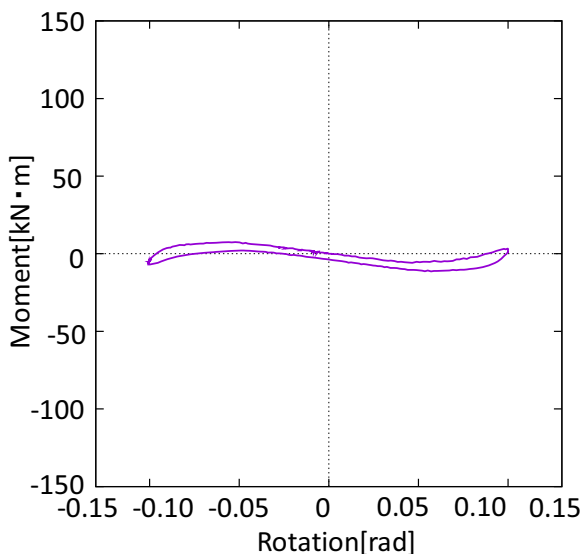


図-7 MH-STD のモーメント-回転角関係 (回転角 0.10 rad)

と同時に引張力の発揮開始位置が遅れている様子が確認できる。これは、PC 鋼棒が塑性変形すると、残留ひずみ分が再度引張力を発揮する際のギャップとなり発生すると考えられる挙動である。しかし、本実験でこの挙動が確認された変形領域では、PC 鋼棒は塑性化していないことがわかっている。一方、この挙動は PC 鋼棒固定用治具の緩みにより発生したと推測することもできる。実験中にも、PC 鋼棒へ引張力が伝達した際に、その伝達力に押し負ける形で PC 鋼棒固定用の治具が下方に移動している様子が確認されており、その移動分が再度 PC 鋼棒が引張力を発揮する際のギャップとなってしまった可能性が考えられる。また、2.(2) で述べたように、 $+0.030\text{rad}$ と $+0.050\text{rad}$ の載荷開始時に PC 鋼棒固定用のナットの締め直しを行っており、変位-引張力関係に変化がみられているが、その後も回転角が大きくなるたびに PC 鋼棒引張力の発揮開始位置が遅れていることがわかる。PC 鋼棒の引張力発揮開始位置を制御して、大変

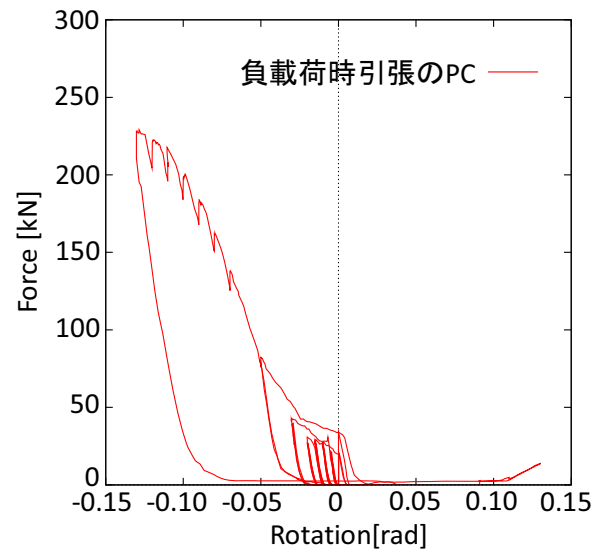


図-8 PC 鋼棒が発揮する引張力と回転角の関係

形領域においてのみ柱の倒壊方向の変形を拘束するストッパーとして機能させることは UBRC 補強の適用例の一つであると述べた。しかし、本実験で生じた現象は意図していた挙動ではないため、PC 鋼棒固定用治具の改良が必要であるといえる。また、本実験で生じた PC 鋼棒固定用治具の緩みが PC 鋼棒の引張力発揮開始位置に与えた影響、およびそれが実際のロッカー橋脚の抵抗モーメント-回転角関係に与える変化などについては検討の余地があるといえ、次章にて解析的アプローチから検討を行う。

(3) PC 鋼棒による復元力付加に伴うヒンジ部への作用軸力増大

これまでの検討により、ロッカー橋脚に PC 鋼棒を取り付けることで柱の抵抗モーメントが増加することがわかった。しかしその一方で、PC 鋼棒が引張力を発揮することで、PC 鋼棒固定用の治具を介して柱基部に軸力が作用するため、メナーゼヒンジに多大な圧縮力が作用してしまう可能性が考えられる(図-9)。メナーゼヒンジへの作用軸力が増大すると、メナーゼヒンジによる安定したヒンジ機構発現が保証できなくなり、耐震安全性上かえって危険側の挙動となってしまう恐れがある。そこで本節では、PC 鋼棒を設置することによる柱基部への作用軸力増大がロッカー橋脚に与えた影響について、メナーゼ筋交叉部及び切り欠きコンクリート部に作用した力に着目して検討を行う。

a) メナーゼ筋交叉部に作用した力

本項では、測定したひずみデータから、メナーゼ筋交叉部にかかる軸力を算出し、検討を行う。その際、鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性バイリニアと仮定し、ヤング係数および降伏応力は引張試験により得られた値

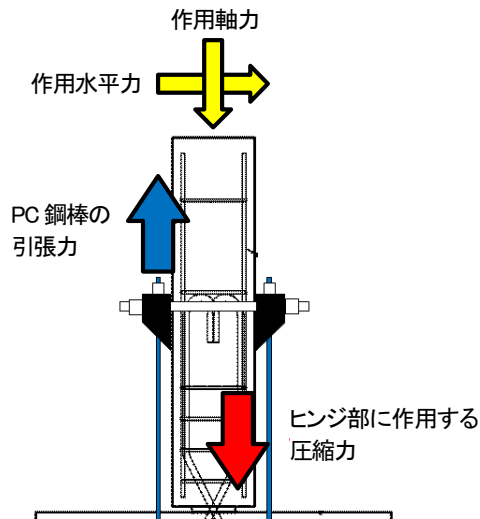


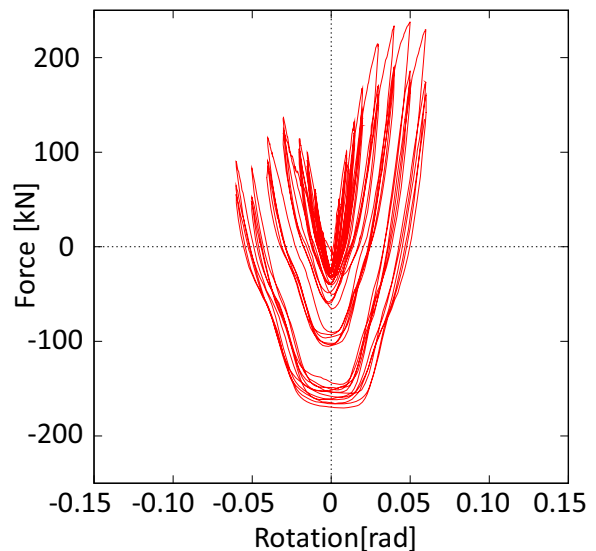
図-9 UBRC補強によるヒンジ部への作用圧縮力の増大

を採用した。ここで、MH-STDとMH-UBRCの両供試体でひずみゲージのデータ欠損が見られたため、MH-STDは回転角 0.06rad 、MH-UBRCは回転角 0.07rad までの領域での検討を行う。なお、軸力に関しては、引張を正として算出している。

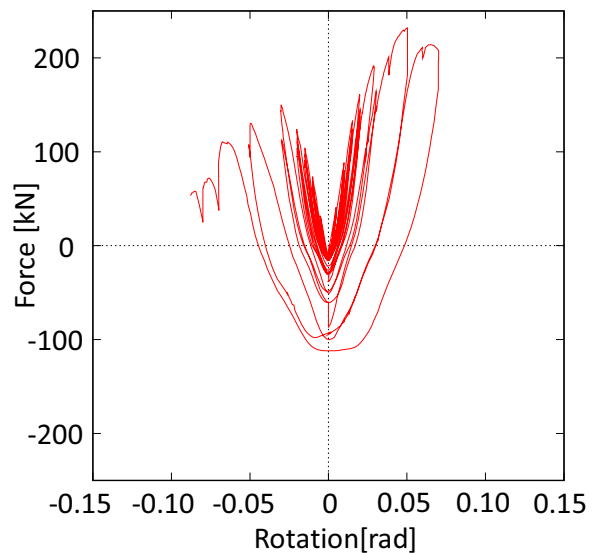
図-10に各供試体のメナーゼ筋にかかる軸力の合力を示す。図-10を見ると、MH-UBRCにおけるメナーゼ筋への作用軸力が、MH-STDに比べ増大するという現象は見られないことが分かる。よって、回転角 0.06rad の変形領域においては、PC鋼棒配置により基部へ作用する軸力が増大したとしても、メナーゼ筋に作用する軸力は増大しないことがわかった。

b) コンクリート切り欠き部に作用する力

3. (3) a) での検討から、回転角 0.06rad の変形領域においては、PC鋼棒配置により基部へ作用する軸力が増大したとしても、メナーゼ筋に作用する軸鉛直力は大きく変化しないことがわかった。そのため、PC鋼棒配置に伴う柱基部への作用軸力の増大は、コンクリート切り欠き部に作用する力に影響を与えと考えられる。そこで、コンクリート切り欠き部への作用軸力を、柱に作用している軸力、PC鋼棒およびメナーゼ筋の引張力の合力として算出し検討を行う(表-1)。表-1を見ると、MH-UBRCにおいて、回転角 -0.03rad の1サイクル目でコンクリート切り欠き部にかかる圧縮力は 495.4kN となっており、MH-STDと比べて約1.2倍の圧縮力を受けていることがわかる。また、回転角 -0.06rad では、MH-UBRCでは 527.1kN となり、MH-STDと比べて、約1.7倍の圧縮力がコンクリート切り欠き部にがかかっていることがわかる。また、実験中の観察により、MH-UBRCではコンクリート切り欠き部の縦方向のひび割れが、MH-STDに比べて早期に発生する様子が確認されている。これは、コンクリート切り欠き部にかかる圧縮力増大が原因であると考



(a) MH-STD



(b) MH-UBRC

図-10 メナーゼ筋交差部への作用軸力

表-1 コンクリートヒンジ部への作用軸力

サイクル	作用軸力 [kN]	
	MH-STD	MH-UBRC
-0.010rad-1st	240.2	324.5
-0.030rad-1st	404.7	495.4
-0.050rad-1st	298.5	523.2
-0.060rad-1st	316.7	527.1

えられる。本実験では、縦方向のひび割れによる MH-UBRC の抵抗モーメント低下は発生しなかったものの、PC 鋼棒配置に伴う柱基部への作用軸力増大に対しては、この縦方向のひび割れが発生しないよう鋼板により側面から拘束力を加えるなどの補強を併せて行うことが必要であると考えられる。その際、ロッカー橋脚は壁式構造であるため、単に鋼板を巻き立てるのみでは端部のみしか拘束力が加わらない可能性が考えられる。そのため、拘束を加える際は、ロッカー橋脚に貫通穴を設け、橋脚両側に設置した鋼板をボルトで締め付けるなどの手法が有効であると考えられる。

(4) 両供試体の載荷面のひび割れ性状

図-11 に両供試体の載荷面のひび割れ性状を示す。2. (1) a) で述べたように、ロッカー橋脚ではメナーゼ筋段落とし部での損傷が懸念されるが、MH-STD 供試体ではメナーゼ筋段落とし部での損傷は発生していないことがわかる。しかし、本実験供試体では実大橋脚と比較して a/d の値が小さいため、段落としの影響を過小評価している。そのため、 a/d を実大橋脚と同様の値とした場合、メナーゼ筋段落とし部での損傷が発生する可能性は否定できない。

一方、MH-UBRC では、メナーゼ筋段落とし部で水平ひび割れが発生した。ひび割れ発生位置が PC 鋼棒の固定用治具の取り付け位置と一致していることから、この水平ひび割れ発生は、メナーゼ筋の段落としの影響に加え、PC 鋼棒の緊張力により柱躯体に発生した集中モーメントの影響によるものであると考えられる。そしてこれらの影響は、 a/d の値が大きくなるに従い増大するため、 a/d が実大橋脚と等しい場合、より損傷が大きくなることが予想される。そのため、UBRC 補強を行う際は、メナーゼ筋段落とし部及び PC 鋼棒固定用治具の設

置位置の補強が必要であるといえる。

(5) 鉄筋ひずみの高さ方向分布

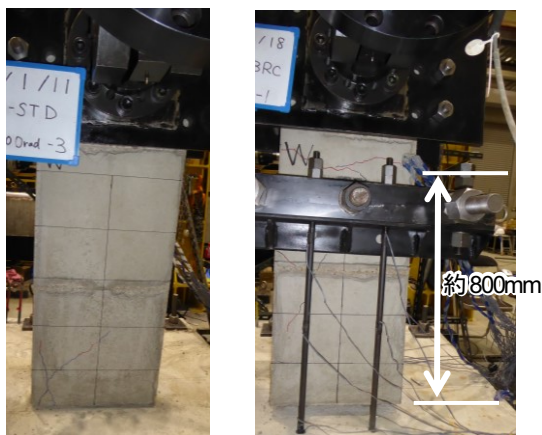
各供試体の軸方向鉄筋およびメナーゼ筋のひずみの高さ方向分布を図-12 に示す(Wは載荷面、Eは載荷面裏側の鉄筋ひずみを表す)。なお、MH-UBRC においては、PC 鋼棒のひずみ分布も併せて示した。以下、各供試体の鉄筋ひずみの高さ方向分布について述べる。

a) MH-STD

軸方向鉄筋に関しては、すべての載荷サイクルにおいて鉄筋の降伏は発生しなかった。このことから、橋脚が切り欠き部を支点とした剛体変形に近い挙動を示していると判断することができる。メナーゼ筋に関しては、ヒンジ部においてひずみは増大していった一方で、ヒンジ部以外では塑性変形が確認されなかった。そのため、MH-STD では、大変形時においても柱基部を支点としたヒンジ構造が維持されていたと判断できる。

b) MH-UBRC

回転角 0.090rad のサイクルまでは、MH-STD 同様、軸方向鉄筋は確認されなかった。PC 鋼棒のひずみは柱高さ方向に平滑化されており、弾性的な挙動を示していることがわかる。しかし、回転角 0.090rad 以降のサイクルになると、軸方向鉄筋の柱高さ $550\text{mm}\sim 850\text{mm}$ の区間のひずみが降伏ひずみに近い値を示した。図-12(d)の柱の最大変形時(回転角 0.13rad)の鉄筋ひずみの高さ分布を示す。本供試体において柱高さ $550\text{mm}\sim 850\text{mm}$ 区間は、メナーゼ筋の段落とし部により断面の曲げ耐力が変化する位置であり、さらに PC 鋼棒固定用治具取り付けにより、PC 鋼棒の緊張力が柱躯体に集中モーメント荷重として作用する位置である。そのため、他の区間に比べて軸方向鉄筋のひずみが増大したと考えられる。また、PC 鋼棒に関しては、回転角 0.050rad 時にフーチング上縁を支点とした曲げ変形がわずかに生じ、回転角 0.130rad では柱高さ 0mm において大きく塑性化していることがわかる。そのため、PC 鋼棒の弾性的な挙動を維持するためには、フーチングの貫通穴を大きくし、PC 鋼棒との間に緩衝材を挿入するなど、フーチングの貫通穴上縁を支点とした曲げ変形が PC 鋼棒に生じないような工夫が必要であるといえる。なお、メナーゼ筋に関しては、MH-STD と同様、ヒンジ部以外では塑性変形が確認されなかった。



(a) MH-STD

(b) MH-UBRC

図-11 載荷面のひび割れ性状 (回転角 0.10rad)

4. 正負交番載荷実験の再現解析

(1) 本解析の概要・目的

3. (2) で述べたように、MH-UBRC において PC 鋼棒引張力の発揮開始位置の遅れが確認され、その原因は PC

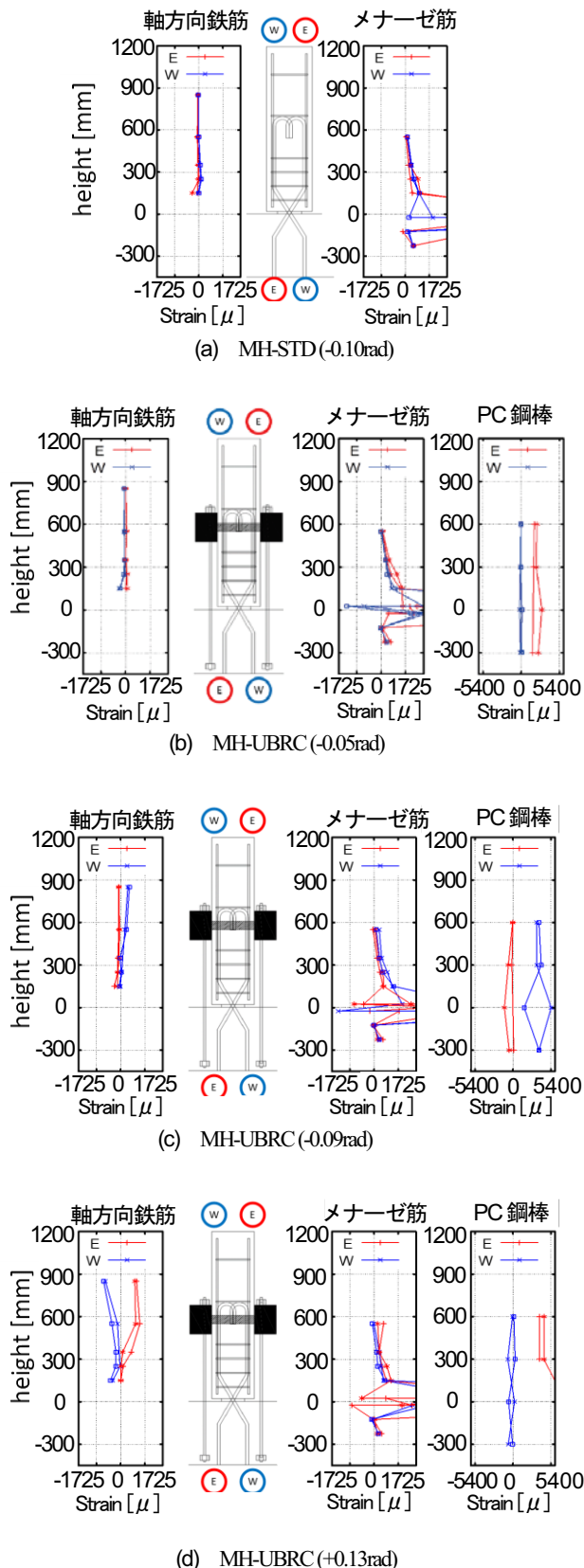


図-12 鉄筋ひずみの高さ方向分布

鋼棒固定用治具の緩みによるものである可能性を示した。そこで本解析では、本実験で生じた PC 鋼棒固定用治具の緩みが PC 鋼棒の引張力発揮開始位置に与えた影響、

およびそれに伴う実際のロッカー橋脚の抵抗モーメント一回転角関係の変化について検討することとした。

以上の内容を検討するにあたって、まず始めに MH-STD の解析モデルを作成し、実験結果と比較することでそのモデルの妥当性を検証した。そしてそのモデルを用いて MH-UBRC の解析モデルを作成して正負交番載荷実験の再現解析を行い、上記の内容の検討を行った。

(2) 解析モデルの全体図 (MH-STD)

供試体をヒンジ部および柱部に分けてモデル化を行った。解析モデルの全体図を図-13に示す。図-13のように、メナーゼヒンジ部は、メナーゼ筋にあたる要素を交叉するように配置した部材と、切り欠きコンクリートにあたる要素を並列して配置することでモデル化した。また、メナーゼ筋は鉄筋の曲げの影響を考慮するためファイバーモデルを用いることとし、切り欠きコンクリートおよび柱部も同様にファイバーモデルでモデル化を行った。各節点の拘束条件については、切り欠きコンクリートの節点の内、柱高さ 0mm に位置する節点を完全固定とした。また、メナーゼ筋の節点については、メナーゼ筋下端に位置する節点を完全固定とした。また、変形が進むにつれて切り欠きコンクリートとメナーゼ筋の位置関係が水平にずれないように、柱高さ 0mm に位置する節点の水平方向の変位を拘束し、鉛直・回転変位のみ自由とした。なお、本解析モデルにおけるメナーゼヒンジのモデル化の詳細は、4.(4)にて述べる。

(3) 解析モデルにおける柱部の材料特性 (MH-STD)

柱部における鉄筋の材料モデルは Menegotto-Pinto モデルを採用し、鉄筋のヤング率および降伏強度には 2.(1)で示した引張試験により得られた値を用いた。柱部のコンクリートの材料モデルには、図-14に示すモデルを採用した。図中において、 σ_{cx} は最大圧縮応力、 σ_{cd} は限界圧縮応力、 ε_{cx} は最大圧縮応力時のひずみ、 ε_{cd} は限界圧縮応力に達するときのひずみである。なお、帯鉄筋による拘束効果は道路橋示方書¹³⁾を参考に算出し、かぶりコンクリート及びコアコンクリートそれぞれに対してパラメータを設定した(表-2)。

(4) 解析モデルにおけるメナーゼヒンジ部のモデル化について (MH-STD)

a) 切り欠きコンクリート部のモデル化

長沼¹⁴⁾は、三軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ関係に関する検討を行い、圧縮拘束下では最大圧縮応力後の応力低下が緩やかとなる既往の実験結果や提案モデルを数多く示している。本実験供試体の切り欠きコンクリート部は、160mm×400mmの断面に対して高さが20mmと小さく、載荷軸力による軸圧縮下でフーチング

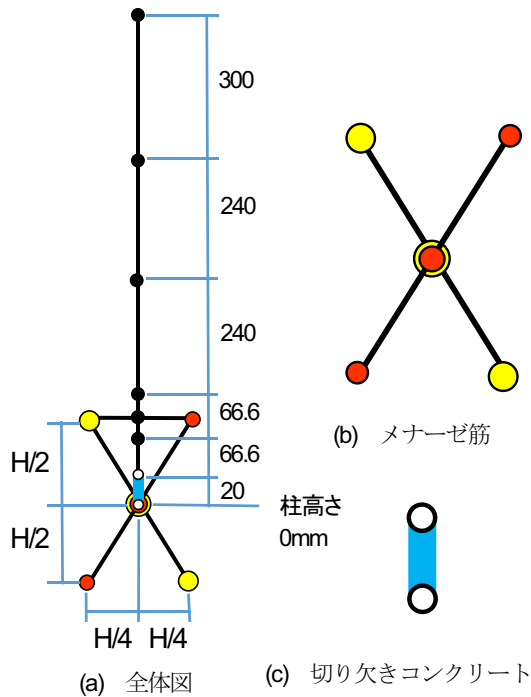


図-13 解析モデル(MH-STD) [Unit: mm]

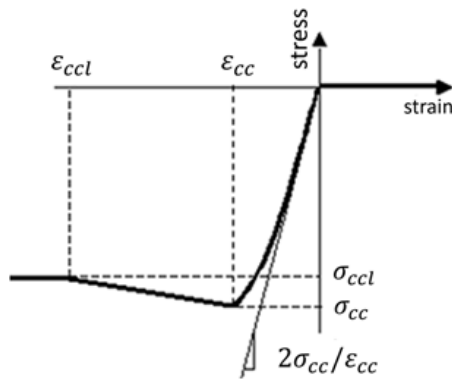


図-14 コンクリートの材料モデル

表-2 解析モデルにおけるコンクリートの材料特性

	コアコンクリート	かぶりコンクリート
最大圧縮応力 [N/mm ²]	34.3	30.1
限界圧縮応力 [N/mm ²]	8.33	0.0
最大圧縮時のひずみ	0.0024	0.0020
限界圧縮応力時のひずみ	0.017	0.0035

上面および切り欠き隅角部で拘束されている。そのため、三軸圧縮拘束下とは状況が異なるものの、強い拘束力を受けていると考えられ、通常のコンクリートの場合と比較し応力低下が緩やかになる可能性が考える。しかし、どの程度応力低下が軽減されるかを正確に評価することは困難であるため、本検討では簡易的に応力低下は発生

しないモデルを用いることとした。

b) メナーゼ筋のモデル化

メナーゼ筋の材料モデルは、柱部と鉄筋同様、Menegotto-Pinto モデルを採用し、鉄筋のヤング率および降伏強度には 2. (1) で示した引張試験により得られた値を用いた。メナーゼヒンジを有する柱構造では、切り欠きコンクリートとメナーゼ筋を組み合わせたヒンジ部に柱の変形が集中する。この挙動は、3. で示した実験的検討でも確認されている。しかし、メナーゼ筋の変形は、ヒンジ部である交叉点付近のみで発生するわけではなく、ある程度の高さの位置までひずみが発生する。図-12 を見ても、柱高さ 125mm の位置においてもメナーゼ筋のひずみが発生していることがわかる。そのため、メナーゼ筋交叉高さ (図-13 の H) を切り欠きコンクリートの高さに対応させて 40mm とすると、ヒンジ部におけるメナーゼ筋の変形が過大となる可能性が考えられる。

そこで、解析モデルにおけるメナーゼ筋交叉高さ H を決定するにあたって、 $H=40\text{mm}, 100\text{mm}, 250\text{mm}, 400\text{mm}$ とした場合の MH-STD の解析モデルのモーメント - 回転角関係および柱の水平変位と柱基部におけるメナーゼ筋ひずみの関係を、それぞれの実験結果と併せて示す(図-15, 図-16)。その際、メナーゼ筋の変位 - ひずみ 関係については、メナーゼ筋断面の両最外縁のひずみと軸ひずみの 3 つの値を示した。なお、本検討では MH-STD が最大抵抗モーメントを示した回転角 0.03rad の履歴ループについて検討した。図-16(a) を見ると、 $H=40\text{mm}$ では解析で得られた抵抗モーメントが実験値よりも大きな値となっている。メナーゼ筋のひずみも同様に実験値より大きく、メナーゼ筋の変形を過大評価していることがわかる。 $H=100\text{mm}, 250\text{mm}$ の場合も、抵抗モーメントとメナーゼ筋ひずみともに、実験値より大きな値となっている。一方、 $H=400\text{mm}$ のケースでは、解析で得られた抵抗モーメントの値が他のケースと比較して実験値に近い値を示していることがわかる。一方、柱の水平変位とメナーゼ筋ひずみの関係を見ると、他のケースと比べてひずみ量は減少しているものの、実験と比較して約 2 倍程度過大な値となっている。そのため、 $H=40\text{mm}$ とした場合も実験時のメナーゼ筋の挙動を完全に再現してはいないといえる。これは、実際の挙動ではメナーゼ筋の基部からの引き抜けが発生しており、本検討でのメナーゼ筋節点の拘束条件では、そのような挙動が再現できないことが原因の一つと考えられる。しかしながら、本解析モデルにおいても、メナーゼ筋断面の両最外縁のひずみ挙動および軸ひずみ挙動の概形は再現できているため、本章では $H=400\text{mm}$ として解析を行い、メナーゼ筋ひずみを過大に算出している点に留意しながら考察を行っていくこととする。

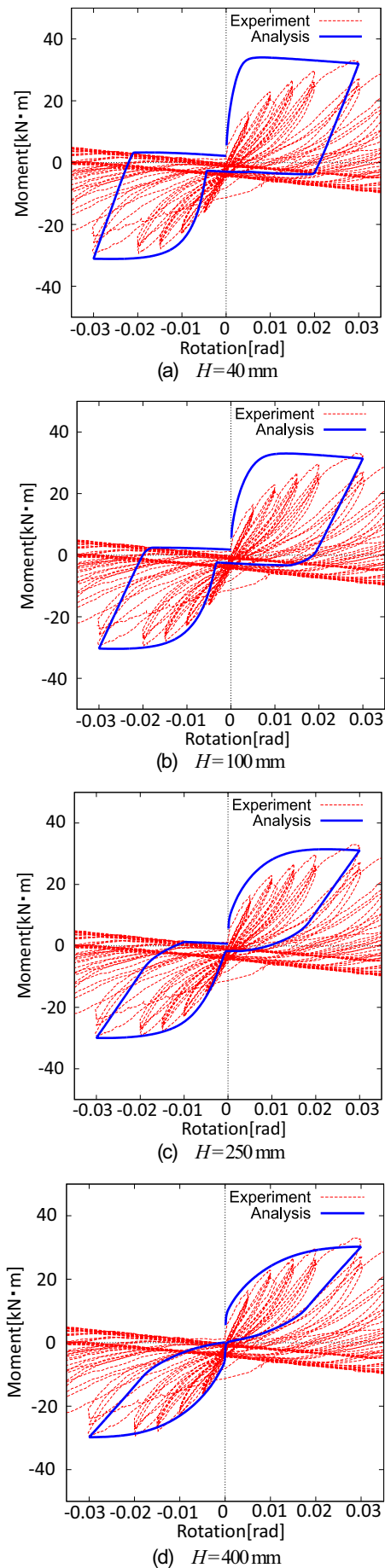


図-15 解析モデルの検証(履歴曲線)

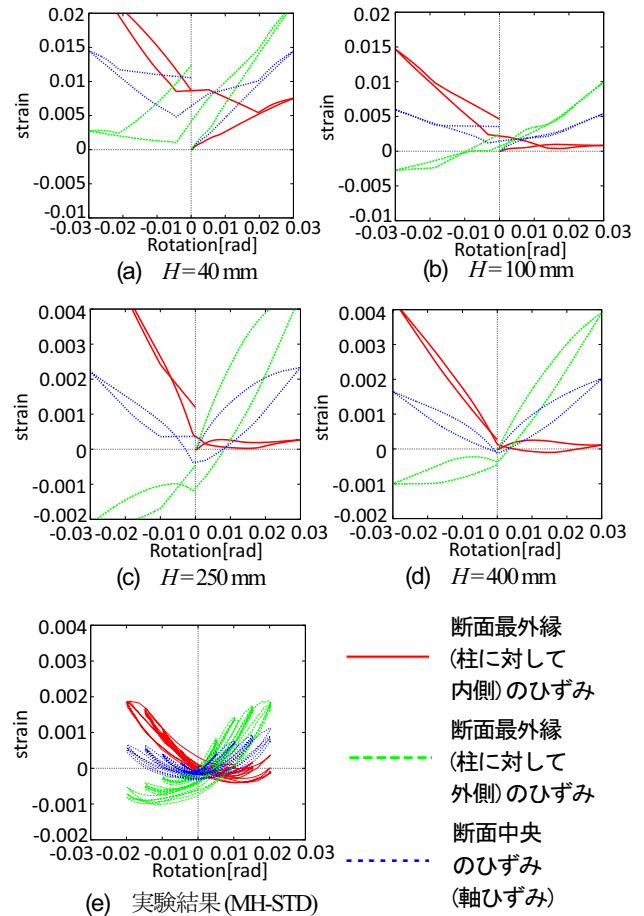


図-16 解析モデルの検証(柱変位 - メンバー筋ひずみ関係)

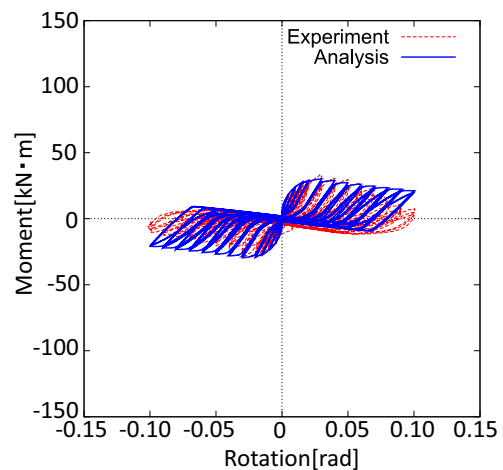


図-17 解析で得られたモーメント-回転角関係(MH-STD)

(5) 正負交番载荷実験の再現解析結果(MH-STD)

a) モーメント-回転角関係

再現解析により算出したモーメント-回転角関係, およびその比較として実験でのモーメント-回転角関係を図-17に, 各回転角における最大抵抗モーメントの比較を表-3に示す. 表-3を見ると, 回転角 0.005rad において

表-3 各回転角における最大抵抗モーメントの比較 (MH-STD)

	回転角 (rad)	0.005	0.010	0.015	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060	0.070	0.080	0.090	0.100
最大抵抗モーメント (kN・m)	正 載 荷 時	解析値	15.1	23.6	27.9	29.7	30.1	29.5	28.4	26.7	24.3	21.3	18.0
		実験値	16.4	22.8	26.1	29.3	32.3	30.7	29.7	26.4	22.3	15.2	10.6
		解析値/実験値	0.92	1.03	1.07	1.02	0.93	0.96	0.96	1.01	1.09	1.41	1.69
	負 載 荷 時	解析値	-15.1	-23.2	-27.3	-29.1	-29.7	-29.2	-28.3	-26.8	-24.4	-21.4	-18.0
		実験値	-16.2	-22.1	-27.4	-28.8	-28.8	-23.7	-20.3	-18.0	-16.1	-13.4	-9.8
		解析値/実験値	0.93	1.05	1.00	1.01	1.03	1.23	1.40	1.49	1.52	1.60	1.45

は15%近く最大抵抗モーメントを過大に算出しているものの、0.010radから0.030radにかけては解析値と実験値の誤差が1%~9%に留まっている。一方、0.040radから0.070radの変形領域においては、正載荷時では最大抵抗モーメントの誤差が10%程度に留まっているものの、負載荷時には誤差が20%~50%と過大な値となっていることがわかる。さらに、0.080rad以降の変形領域になると、正負載荷時とも、解析値が実験値を大きく上回っている。これは、実験で確認されたコンクリート切り欠き部での縦方向のひび割れを解析モデルで考慮していないことが原因であると考えられる。しかし、縦方向のひび割れが引き起こす抵抗モーメント低下を、ファイバーモデルにおける断面のコンクリート部の応力-ひずみ関係と結び付けて妥当なパラメータを設定することは困難であるといえる。そのため、本解析モデルでは、変形量増大に伴い発生するコンクリート切り欠き部の縦ひび割れを考慮していないモデルであることに留意する必要があるといえる。

b) 鉄筋ひずみ

4. (4) b) で述べたように、本解析モデルではメナーゼ筋節点の拘束条件が実験の状況を完全に再現できていないため、メナーゼ筋ひずみを過大に算出してしまっている。ここで、解析により算出されたメナーゼ筋のひずみの高さ分布(図-18(a))を見ても、メナーゼ筋が交叉している部分でのひずみが大きくなっていることがわかる。また、軸方向鉄筋のひずみについても(図-18(b))、値が小さく柱の挙動には大きな影響は与えないと考えられるものの、柱高さ200mm付近において実験結果では確認されていないひずみが発生している。このひずみは、発生した高さがメナーゼ筋と柱部の連結部材の配置位置と一致していることから、連結部材を介して発生した曲げモーメントにより発生したと考えられる。

以上から、本解析モデルにおけるメナーゼ筋交叉部のモデル化には検討の余地があるといえる。しかしながら、本解析モデルでメナーゼ筋の断面両最外縁および軸ひずみ挙動の概形および柱のモーメント-回転角関係を再現することができているため、以下のMH-UBRCの解析における柱部およびメナーゼヒンジ部のモデル化には、本解析モデルを用いることとする。

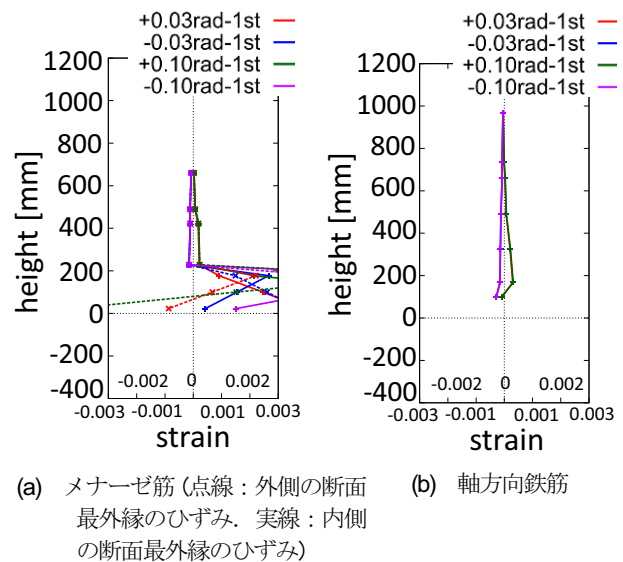


図-18 鉄筋ひずみの高さ方向分布

(6) 解析モデルの全体図 (MH-UBRC)

MH-UBRCの解析モデルの全体図を図-19に示す。解析モデルにおいて、ロッカー橋脚部は柱部、メナーゼヒンジ部ともにMH-STDと同様のモデル化を行った。UBRC補強に用いたPC鋼棒は円形断面のファイバーモデルでモデル化した。また、PC鋼棒固定用治具を剛な要素でモデル化し、柱部とPC鋼棒を連結した。その際、本実験で確認されたPC鋼棒固定用の治具の緩みがPC鋼棒の作用開始位置の遅れに与えた影響を検討するために、PC鋼棒の上部の節点とPC鋼棒固定用治具の節点との間にジョイント部材を挿入した。ジョイント部材の詳細は4. (8)で述べる。また各節点の拘束条件については、柱部およびメナーゼヒンジ部における節点ではMH-STDと同様の拘束条件とし、PC鋼棒の節点については、フーチング底面に位置するPC鋼棒下端の節点を完全固定とした。加えて、3. (4) b) で述べた、フーチングの貫通穴上縁でPC鋼棒が受ける拘束をモデル化するために、フーチング貫通穴とPC鋼棒の直径の差分(4mm)以上水平に変位しないような拘束条件を柱高さ0mmのPC鋼棒の節点に与えた。

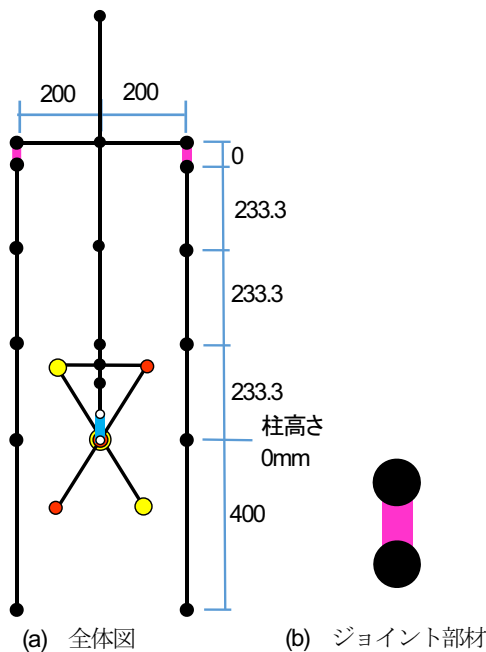


図-19 解析モデル(MH-UBRC) [Unit: mm]

(7) 解析モデルにおける柱部・メナーゼヒンジ部・PC 鋼棒の材料特性 (MH-UBRC)

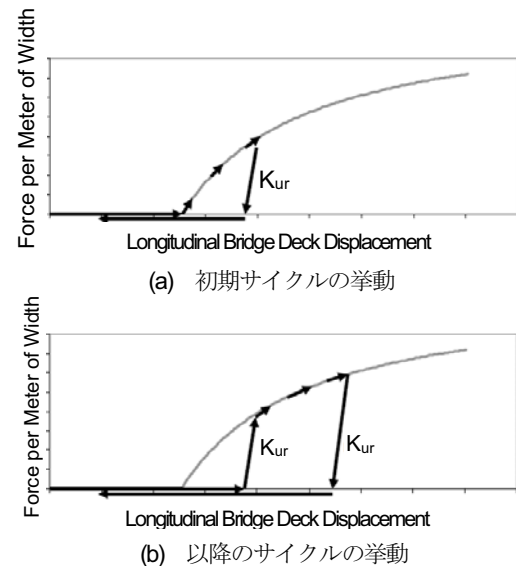
柱部・メナーゼヒンジ部では、コンクリートと鉄筋ともに、MH-STD のモデルと同様の材料特性を用いた。また UBRC 補強に用いた PC 鋼棒は、材料モデルとして Menegotto-Pinto モデルを採用し、降伏強度は $1185 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、ヤング率は $200000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ とした。

(8) PC 鋼棒引張力発揮開始位置の遅れについての検討 (MH-UBRC)

3. で述べた実験的検討では、PC 鋼棒へ引張力が伝達した際に、その伝達力に押し負ける形で PC 鋼棒固定用の治具が下方に移動したことで PC 鋼棒の固定部にギャップが生じ、PC 鋼棒引張力発揮開始位置の遅れにつながったと判断した。そのような中、Wilson and Elgamal¹⁵⁾ は、橋台の抵抗力 - 変位関係を表すモデル提案している。ここで、図-20 にその抵抗力 - 変位関係を、式(1)にその骨格曲線を示す。

$$F = \frac{y}{\frac{1}{K_{\max}} + R_f \frac{y}{F_{\text{ult}}}} \quad (1)$$

ここに、 y は橋台の変位、 $K_{\max}$ は初期剛性、 K_{ur} は除荷剛性、 R_f は損傷率、 F_{ult} は最大抵抗力である。このモデルは、橋台が床版により押し込まれ後退した状態で留まった場合、押し込まれた分の変位が再度橋台が抵抗力を発揮する際のギャップとなることで、それ以降、抵抗力の発揮開始位置が遅れることを考慮している。この挙動は、

図-20 Wilson and Elgamal が提案した橋台の抵抗力 - 変位関係¹⁵⁾

PC 鋼棒引張力発揮開始位置の遅れの原因であると推測されている PC 鋼棒固定用治具の挙動と類似していることから、Wilson and Elgamal によるモデルを 4. (6) で述べたジョイント部材として用いて、PC 鋼棒引張力発揮開始位置の遅れの再現を試みた。

図-21 に Wilson and Elgamal によるモデルのパラメータの値として、 $K_{\max} = 20000 \text{ (N/mm)}$ 、 $K_{\text{ur}} = 100000 \text{ (N/mm)}$ 、 $R_f = 0.1$ 、 $F_{\text{ult}} = 1500 \text{ (kN)}$ を採用したときの PC 鋼棒の引張力と柱変位の関係を実験結果と併せて示す。図-21 を見ると、Wilson and Elgamal のモデルをジョイント要素として用いることで、PC 鋼棒の挙動を概ね再現できていることが分かる。具体的に各回転角での PC 鋼棒の引張力の解析値と実験値を比較すると(表-3)、回転角が小さい 0.005 rad と 0.010 rad のときの引張力は再現できていないものの、それ以降の挙動は平均して 10% 程度の誤差で実験値を再現できていることがわかる。またその履歴特性も実験と同傾向の結果が得られている。よって、PC 鋼棒固定用治具の緩みをモデル化することで、実験で得られた PC 鋼棒の挙動を再現することができたといえる。

次に、図-22 に解析で得られた抵抗モーメント - 回転角関係を実験結果と併せて示し、各回転角における最大抵抗モーメントの比較を表-4 に示す。表-4 を見ると、回転角 0.005 rad においては 20% 近く誤差があるものの、 0.010 rad から 0.070 rad にかけては平均すると誤差が 10% 以内に留まっている。回転角 0.13 rad になると、最大抵抗モーメントが過小に算出されているものの、PC 鋼棒固定用治具の緩みをモデル化して PC 鋼棒の実験での挙動を再現することで、MH-UBRC のモーメント - 回転角関係を概ね再現することができたといえる。

以上から、実験中の観察から得られた推測と同様、実

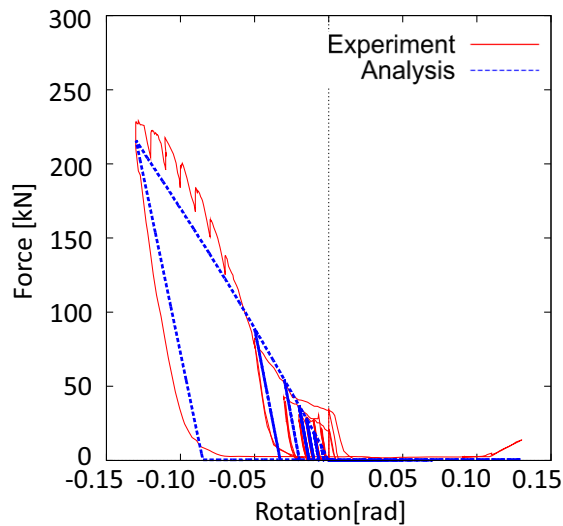


図-21 PC鋼棒が発揮する引張力の比較

表-4 PC鋼棒が発揮する引張力の比較

	回転角 (rad)	0.005	0.010	0.015	0.020	0.030	0.050	0.130
引張力 (kN)	解析値	9.88	19.4	28.4	37.2	54.5	88.9	215.7
	実験値	21.9	27.9	29.1	30.9	42.3	82.4	228.2
	解析値/実験値	0.45	0.70	0.98	1.20	1.29	1.08	0.95

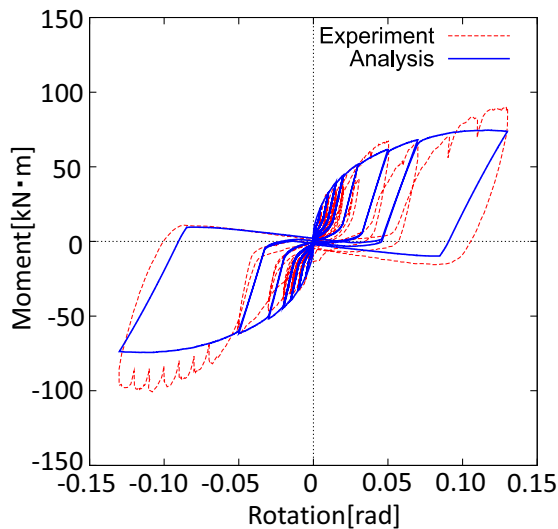


図-22 解析で得られたモーメントー回転角関係 (MH-UBRC)

験で得られたPC鋼棒の挙動の原因が、PC鋼棒固定用治具の緩みであることが解析的にも示唆されたといえる。

(9) 鉄筋およびPC鋼棒のひずみ

解析により算出された鉄筋およびPC鋼棒のひずみの高さ分布を図-23、図-24に示す。なお、メナーゼ筋とPC鋼棒では、曲げの影響を考慮するため、断面最外縁の2か所(柱に対して内側と外側)のひずみを算出している。ここで、メナーゼ筋のひずみ分布を見ると、MH-STDと同傾向の結果を示していることが分かる。また、軸方向鉄筋では、実験結果で見られた、PC鋼棒取り付け部でのひずみが再現できている。次に、PC鋼棒のひずみ分布を見ると、回転角0.05radまでは曲げの影響により断面最外縁の2か所のひずみの値に差が生じているものの、柱高さ方向ではひずみの値は一定である。しかし、回転角0.05radになると、わずかに高さ方向のひずみに差が生じ始め、回転角0.13radになるとその差は大きくなっていることがわかる。これは、フーチング上面の水平方向の拘束により、PC鋼棒に曲げ変形が生じていることが原因であると考えられる。実験においても、回転角0.05radのときにフーチング上面の拘束による曲げ変形が生じていることから(図-12)、柱高さ0mmのPC鋼棒の節点に与えた拘束条件は妥当であったと判断できる。

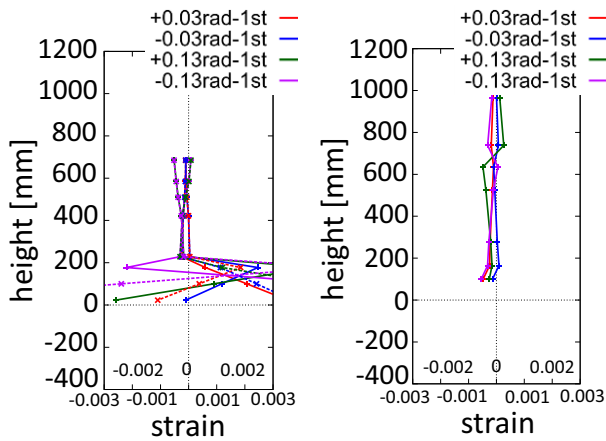
5. 動的解析

(1) 本解析の目的・概要

3.で述べた変位制御による実験的検討では、橋脚の倒壊挙動と、それに対する補強効果を評価することができない。そこで本章では、実験供試体であるMH-STDの倒壊挙動とMH-UBRCにおけるUBRC補強による倒壊防止効果を確認するために動的解析を行った。なお本研究では、部分的な破壊が落橋につながることを防ぐ構造系への転換を目的として、ロッカー橋脚の自立性の確保を目指している。そこで本解析では、橋梁の部分的な破壊、すなわち上部構造慣性力の支持を期待している両端のラーメン橋脚に破壊が生じた場合を想定するため、ロッカ

表-5 各回転角における最大抵抗モーメントの比較 (MH-UBRC)

	回転角 (rad)	0.005	0.010	0.015	0.020	0.030	0.050	0.070	0.130
最大抵抗モーメント (kN·m)	正 載 荷 時	解析値	23.3	32.8	39.5	44.5	51.8	51.9	68.2
		実験値	18.8	32.3	37.2	40.9	49.5	66.2	62.3
		解析値/実験値	1.24	1.02	1.06	1.09	1.05	0.78	1.10
	負 載 荷 時	解析値	-23.3	-32.8	-39.5	-44.5	-52	-61.7	-74.3
		実験値	-26.2	-33.4	-36.6	-36.2	-46.4	-60.5	-95.9
		解析値/実験値	0.89	0.98	1.08	1.23	1.12	1.02	0.78



(a) メナーゼ筋(点線: 外側の断面最外縁のひずみ, 実線: 内側の断面最外縁のひずみ) (b) 軸方向鉄筋

図-23 鉄筋ひずみの高さ方向分布

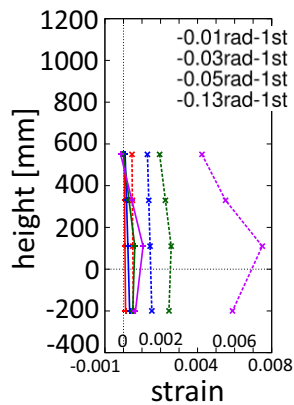
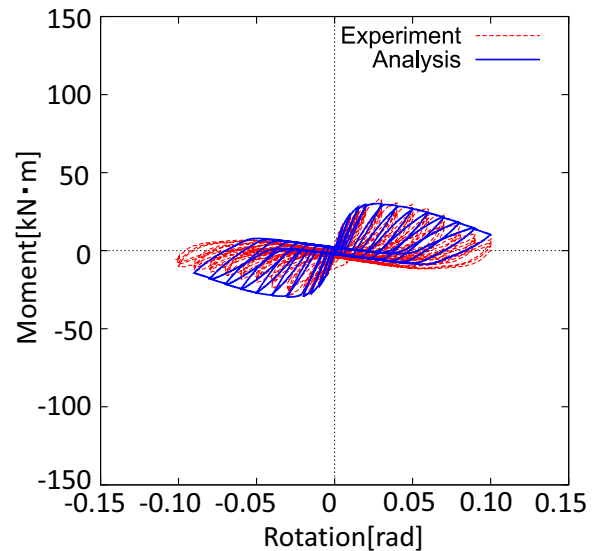
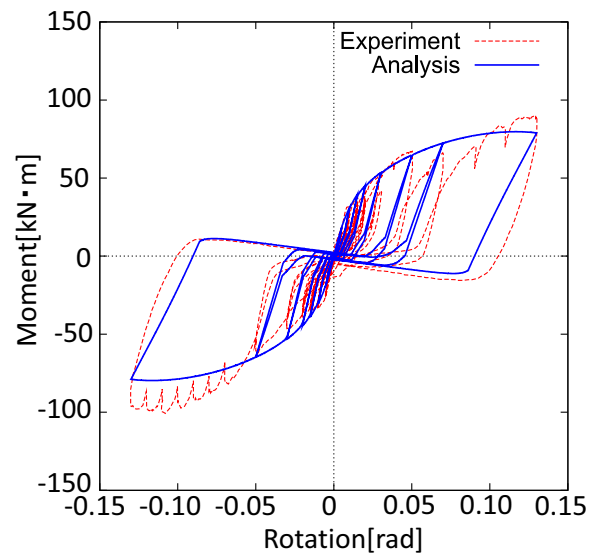


図-24 鉄筋ひずみの高さ方向分布(点線: 外側の断面最外縁のひずみ, 実線: 内側の断面最外縁のひずみ)



(a) MH-STD



(b) MH-UBRC

図-25 動的解析で使用する解析モデルが示すモーメント-回転角関係

一橋脚単体に対しての動的解析を行うこととした。

(2) 解析モデル

動的解析に使用する解析モデルは、実験で得られた各供試体の骨格曲線および履歴特性を参考に別途作成したものをを用いることとした。図-25に解析モデルの履歴曲線を実験値と併せて示す。MH-STDの解析モデルでは、4. で作成したモデルでは再現できなかった変位振幅0.04rad以降の抵抗モーメント低下挙動を再現するモデルとなっている。その際、正最大モーメントの値を実験値と近くなるようにモデル化したため、負最大モーメントの値は過大に算出されている。

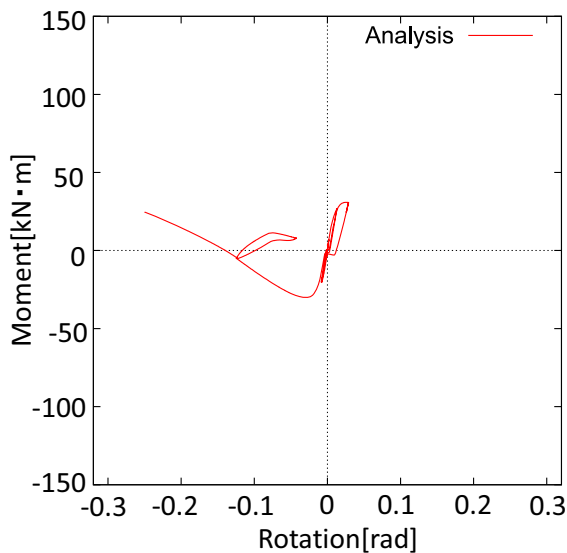
また、本解析モデルでは、実験供試体と同じ高さ1000mmの部材の上部に軸力140kNに相当する重量が位置している状態を想定している。なお、本解析モデルでは構造減衰は考慮しないものとした。

(3) 入力地震動

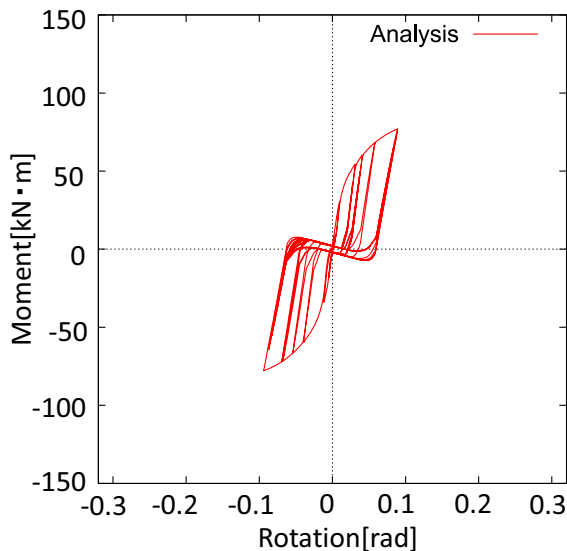
本解析では、実験供試体であるMH-STDとMH-UBRCを対象に、ロッカー橋脚単体の動的応答とUBRC補強による倒壊防止効果を定性的に検討することを目的としている。そのため、動的解析の一検討例として、入力地震動には1995年兵庫県南部地震JR鷹取記録のEW成分を0.5倍したものをを用い、水平方向に入力した。

(4) 解析結果

図-26に動的解析により算出したモーメント-回転角関係を、図-27に回転角の時刻歴を示す。MH-STDでは、P-Δ効果により履歴に負の剛性が表れることで復元力を喪失し、柱が倒壊する現象が確認された。一方、MH-



(a) MH-STD



(b) MH-UBRC

図-26 動的解析によるモーメント-回転角関係

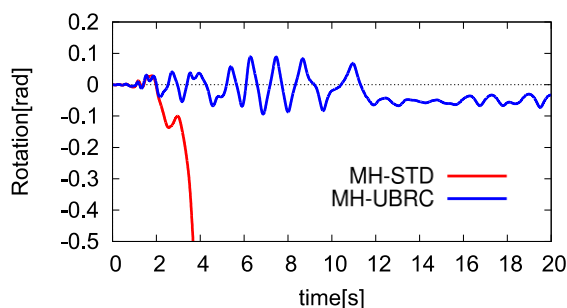


図-27 動的解析による回転角時刻歴

UBRC では、UBRC 補強による抵抗モーメント増加効果により柱の変形を抑制して倒壊を防いでいることがわかる。以上から、本解析結果においては UBRC 補強の耐

震性能向上効果が表れており、UBRC 補強により柱の倒壊挙動が防止される現象が確認できた。

なお、本解析はあくまで正負交番载荷実験の供試体を模したモデルを対象とした動的解析の一例である。そのため、地震動特性が UBRC 補強効果に与える影響や、UBRC 補強を行う際の PC 鋼棒径、固定高さ、固定用治具の緩みなどの各パラメータがロッカー橋脚の動的応答特性に与える影響など、今後更なる検討が必要であるといえる。

6. まとめ

本研究では、柱基部にメナーゼヒンジ構造を有するロッカー橋脚に対し UBRC 補強を行い、その耐震性能向上効果を検討した。以下に本研究で得られた知見および現状の課題を示す。

- 無対策の供試体では、柱の $P-\Delta$ 効果およびコンクリートの切り欠き部からの縦ひび割れにより、履歴に負の剛性が現れ、柱の自立性が喪失している様子が確認された。
- UBRC 補強した供試体では、柱の抵抗モーメントは低下せず、柱の変形が進行するにつれて、抵抗モーメントが増加する様子が確認できた。この結果から、UBRC 補強により、大変形領域におけるロッカー橋脚の水平方向に対する安定性が確保されることがわかった。
- UBRC 補強した供試体において、PC 鋼棒の引張力発揮開始位置に遅れが発生し、実験当初の想定通りの挙動が発生していないことがわかった。また、実験中の観察により、载荷が進行するにつれ PC 鋼棒固定用治具の緩みが発生していることがわかった。以上から、PC 鋼棒固定用治具の改良が必要であると同時に、PC 鋼棒引張力発揮開始位置の遅れの原因が鋼棒固定用治具の緩みによるものである可能性を示した。
- UBRC 補強における PC 鋼棒配置により基部へ作用する軸力が増大する現象が確認され、この軸力の増加により、コンクリート切り欠き部にかかる圧縮力が増大することがわかった。また、PC 鋼棒固定部にかかる集中モーメントにより、軸方向鉄筋に無対策供試体では見られなかったひび割れやひずみが発生することがわかった。そのため、UBRC 補強を行う際は、これらに対する照査を併せて行う必要があることがわかった。
- 正負交番载荷実験の再現解析を行うにあたって、切り欠きコンクリートとメナーゼ筋を並列して配置することでメナーゼヒンジをモデル化した。そ

の際、メナーゼ筋はヒンジ部のみで変形しているのではなく、柱高さ方向にもひずみが発生していることから、交叉させるメナーゼ筋の長さを適切に決定し、メナーゼ筋のヒンジ部での変形の集中を過大評価しないようにする必要があることがわかった。

- 本解析モデルを用いて標準型ロッカー橋脚の正負交番載荷実験の再現解析を行ったところ、コンクリート切り欠き部に縦方向のひび割れが発生するまでの領域において、メナーゼ筋のひずみ挙動の概形、および柱のモーメント-回転角関係を再現できた。その一方で、実験で得られた値と比較すると、メナーゼ筋のひずみは依然として過大に算出されていることがわかり、メナーゼ筋交叉部のモデル化には、更なる検討の必要があることがわかった。
- UBRC補強したロッカー橋脚の正負交番載荷実験の再現解析において、PC鋼棒の緩みをモデル化することで、実験で確認されたPC鋼棒の引張力発揮開始位置が遅れる現象を再現することができた。同時に柱のモーメント-回転角関係も概ね再現することができ、実験で確認されたPC鋼棒引張力発揮開始位置の遅れの原因がPC鋼棒固定用治具の緩みである可能性が解析的にも示された。
- UBRC補強に対しての動的解析の検討例として、本実験供試体を対象とした動的解析を行った結果、無対策のロッカー橋脚で柱の倒壊が発生したのに対し、UBRC補強したロッカー橋脚では、抵抗モーメント増加効果により、柱の変形を抑制して倒壊を防ぐ効果が確認された。
- 今後、動的解析の検討ケースを増やし、地震動特性がUBRC補強効果に与える影響や、UBRC補強を行う際のPC鋼棒径、固定高さ、固定用治具の緩みなどの各パラメータがロッカー橋脚の動的応答特性に与える影響を明らかにする必要があるといえる。

謝辞：本研究の一部は一般財団法人大成学術財団および科学研究費補助金基盤研究(A)16H02357の助成を受けて実施した。謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省：課題・論点に対する今後の対応(橋梁分野)，社会資本整備審議会 道路分科会 第5回道路技術小委員会 配布資料(資料 4-1)，2016。
- 2) 国土交通省：(報告事項)橋梁の耐震化，社会資本整備審議会 道路分科会 第57回基本政策部会 配布資料(資料 3-3)，2016。
- 3) 栢木正喜，高原良太：ロッキング橋脚を有する橋梁の耐震補強，土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp. 361-362，2017。
- 4) 渡辺英，堤史尚，高木信治，中谷武弘：ロッキング橋脚を有する2径間跨道橋の耐震補強設計，土木学会第72回年次学術講演会概要集，pp. 369-370，2017。
- 5) 水野剛規，後藤芳顕：ロッキング橋脚の自立化に伴う基礎への地震作用軽減のための免震・制振機構，第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 389-396，2018。
- 6) 安積恭子，杉岡弘一，光川直宏：ロッキング橋脚を有する橋梁におけるすべり支承を用いた構造改良提案，第37回地震工学研究発表会概要集，2017。
- 7) Marx, S. and Schacht, G.: Concrete hinges historical development and contemporary use, 3rd Fib International Congress, pp. 10-16, 2010。
- 8) Mesnager, A.: Experiences sur une semi-articulation pour routes en Béton armé, Annales de Ponts de Chaussées, 2, pp. 180-201, 1907。
- 9) 高原良太，広瀬剛，緒方辰夫，武田篤史：メナーゼヒンジを有する部材の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 39, No. 2, pp. 775-780, 2017。
- 10) 李首一，伊川嘉昭，高橋良和，栢木正喜，桑原秀明：メナーゼヒンジの回転剛性を考慮したロッカー橋脚を有する橋梁の耐震性能検討，土木学会第70回年次学術講演会概要集，I-123, 2015。
- 11) Li, S., Ikawa, Y., Ohshiro, T., Takahashi, Y. and Hashinoki, M.: An examination of the seismic performance of rocker pier bridges in Japans oldest expressway, Proc. of International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 2016。
- 12) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹：アンボンド芯材を活用した高耐震性能RC構造の開発，土木学会論文集，No. 710/I-60, pp. 283-296, 2002。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2017。
- 14) 長沼洋一：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No. 474, pp. 163-170, 1995。
- 15) Wilson, P. and Elgamal, A.: Full scale bridge abutment passive earth pressure tests and calibrated models, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 04-02-0061, 2008。

(2018.11.9 受付，2019.1.26 修正，2019.2.17 受理)

IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE
BY UNBONDED BAR REINFORCED CONCRETE REINFORCEMENT
FOR ROCKER PIERS WITH MESNAGER HINGES

Keita UEMURA, Yoshikazu TAKAHASHI and Hiroki NAGASAKI

The rocker piers with the mesnager hinges are known to become unstable when large displacement occurs, and it is necessary to secure the stability in the horizontal and vertical directions. Therefore, in this research, a unbonded bar reinforced concrete reinforcement (UBRC reinforcement) for rocker piers was proposed, and the effect of improving seismic performance was examined by cyclic loading test. As a result, it was found that resistance moment was increased by UBRC reinforcement and stability of the rocker piers in the horizontal direction was secured. Moreover, the experimental results of the test specimens could be reproduced in the static analysis of the cyclic loading test, and UBRC reinforcement was found to improve dynamic response characteristics of rocker piers in dynamic analysis.