

崩壊シナリオデザイン設計法の実現に向けた 耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の載荷実験

横澤 直人¹・河原井 耕介²・中尾 尚史³・石崎 覚史⁴・大住 道生⁵

¹正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: yokozawa-n574cl@pwri.go.jp (Corresponding Author)

²正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: kawarai-k574cl@pwri.go.jp

³正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: nakao-h175bm@pwri.go.jp

⁴正会員 (研究当時)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: ishizaki_satoshi@ne-con.co.jp

⁵正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)
E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp

道路橋の設計で用いられる地震動は、既往の地震被害や調査研究を基に、地震動特性等のばらつきを考慮して設定されているが、実際には設計地震動を上回る地震動が作用する可能性は否定できない。そこで、筆者らは、設計地震動を上回る地震動を受けた場合でも、機能が損なわれない又は早期に機能復旧できる道路橋を実現する崩壊シナリオデザイン設計法を提案し、当該設計法を実現する手法として、耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚を検討してきた。本研究では、耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の載荷実験を行い、耐力階層化鉄筋によって橋脚の耐力が増加することを確認した。また、耐力階層化鉄筋の遊間長の設定には、軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する必要があることが明らかになり、軸方向鉄筋の伸び出しを考慮した遊間長の設定方法を提案した。

Key Words: bridge seismic design, collapse scenario, strength-stratifying rebar, RC column, loading test

1. 研究の背景と目的

道路橋示方書¹⁾(以下「道示」という。)において規定されている設計地震動は、既往の地震被害や調査研究を基に、地震動特性等のばらつきを考慮して設定されているが、実際には設計地震動を上回る地震動が道路橋に作用する可能性は否定できない。一方、地震後の迅速な復旧を実現するためには、道路ネットワークが途絶していないことが不可欠である。そのため、道路ネットワークを構成する一要素である道路橋には、設計地震動を上回る地震動が作用した場合でも、致命的な損傷を受けることなく、速やかに車両を通行させる機能を回復できる構造とすることが求められる。

2011年東北地方太平洋沖地震以降、設計地震動を上回る地震動をはじめとする設計の想定を超える事象への対応を考慮する「危機耐性」を設計体系に組み込む必要があると指摘されており²⁾、これまでに、道路橋³⁾⁴⁾や鉄道及び港湾構造物⁵⁾の設計を対象とした研究がなされてき

た。また、危機耐性に関する概念の整理、分析だけではなく、実際に設計を上回る外力が作用した場合に、破滅的な状況を回避する構造の検討が、鉄道橋⁶⁾⁷⁾や道路橋⁸⁾⁹⁾を対象としてなされている。

こうした中で、筆者らは、道路橋を対象に、設計地震動に対しては現行の設計法で確保している性能を担保しつつ、設計地震動を上回る地震動が作用した場合でも、致命的な被害が生じにくい橋梁構造を実現するために、橋の損傷や崩壊に至るシナリオをデザインする設計法を検討してきた¹⁰⁾¹¹⁾。当該設計法は、設計地震動を上回る地震動を受けた道路橋が損傷又は崩壊に至るまでの過程を想定し、致命的な被害が生じない、より望ましいシナリオへの誘導を図るものであり、これを実現する手段として、次章で述べる耐力階層化鉄筋を用いたRC構造を検討してきた¹¹⁾¹³⁾。これまでに、耐力階層化鉄筋の効果について解析的に検証してきたが¹¹⁾、実際の構造物に対して適用するためには、実験を通じて、耐力階層化鉄筋の挙動や設計上の留意点を検討する必要がある。

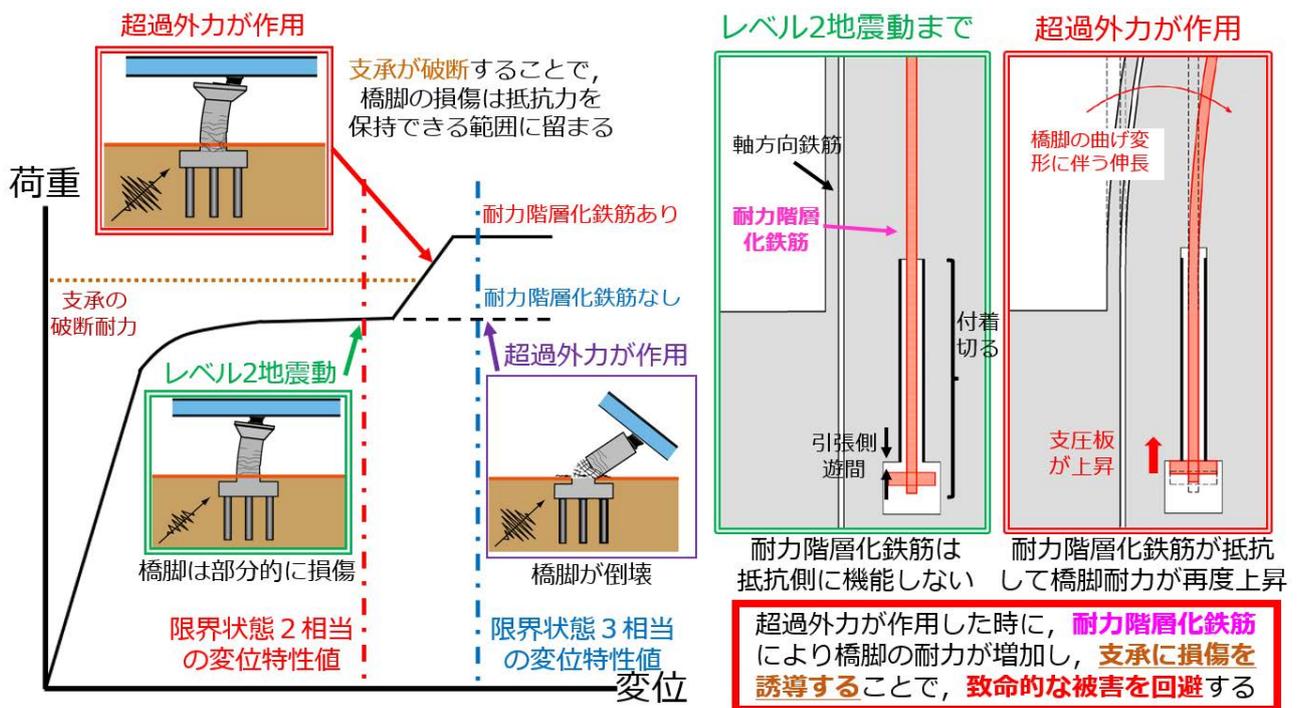


図-1 耐力階層化鉄筋の考え方^{11),12)}

そこで、本研究では、耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の縮小模型に対して載荷実験を行い、耐力階層化鉄筋を用いた橋脚の挙動や効果を検証することを目的とした。

2. 耐力階層化鉄筋の考え方と載荷実験の狙い

致命的な被害が発生するシナリオから、望ましいシナリオへと転換するためには、部材間の耐力を階層的に設定し、特定の部材に損傷を誘導する必要がある。単柱式 RC 橋脚とゴム支承で支持された連続桁形式の道路橋を例にとると¹²⁾、レベル2地震動を上回る地震動が作用した場合、橋脚基部の損傷に伴って橋脚が水平抵抗力を失い、倒壊する恐れがある。一方で、橋脚が水平抵抗力を失う前に支承部に損傷を誘導することが可能であれば、橋脚の損傷を抑制し、崩壊に至りにくい構造とすることができる。

上記のシナリオ転換を実現する手段として、筆者らは耐力階層化鉄筋を検討してきた^{11),13)}。図-1に示すとおり、耐力階層化鉄筋は、フーチング埋込部及び柱内部の一部分の付着を切り、下端部に遊間を設けた構造であり、橋脚の変位が限界状態2に相当する変位に至った後に始めて作動し、限界状態3に至る前に橋脚耐力を増加させる。通常の RC 橋脚に耐力階層化鉄筋を配置するので、現行の設計法で確保している性能を担保することができる。さらに、耐力階層化鉄筋によって増加した橋脚の耐

力が支承部の耐力を上回ること、設計地震動を上回る地震動が作用した場合でも、支承部に損傷が誘導され、橋脚が限界状態3に至るような致命的な被害を回避することが可能になる。

本研究では、載荷実験を通じて、橋脚の耐力が増加する時の橋脚の変位や耐力の増分、橋脚の損傷等を検証した。検証にあたっては、今回作成した供試体を対象にした解析結果及び耐力階層化鉄筋を用いていない供試体を対象に過去に実施した載荷実験¹⁴⁾の結果を比較した。

3. 耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験

(1) 供試体

a) 供試体の諸元

本研究では、図-2及び図-3に示すように、軸方向鉄筋の内側に耐力階層化鉄筋を配置した供試体を製作した。耐力階層化鉄筋の有無の影響を検証するため、供試体寸法、耐力階層化鉄筋以外の配筋及び材料諸元は、過去に実施した実験¹⁴⁾に準じた。

供試体は実橋の6分の1の大きさで製作し、柱頂部からフーチング上面までの高さは3400mm、柱断面は600mm四方の正方形断面とした。また、軸方向鉄筋としてD10(SD295)を48本配置し、帯鉄筋としてD6(SD295)を75mm間隔で配置した。耐力階層化鉄筋は、D13(SD490)を載荷による曲げに対して、上縁側及び下縁側に各5本、合計10本配置した。

現行の設計法¹⁾に基づいて配置された鉄筋の中にさらに耐力階層化鉄筋を追加するため、過密配筋とならないようにする必要がある。そこで、道示¹⁵⁾で規定されている鉄筋コンクリート用棒鋼の中で高強度であるSD490を使用することとし、鉄筋径はD13を採用した。配筋本数は、支圧板の離隔の確保、鉄筋同士の干渉回避及び耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増分をふまえて決定した。

限界状態2に至った後、耐力階層化鉄筋が橋脚の耐力増加に寄与するように、写真-1に示すとおり、塑性ヒンジ領域の耐力階層化鉄筋は、鋼管を用いたさや管構造とし、周囲のコンクリートと付着しないようにした。鋼管の材質はSTK400、寸法は外径27.2mm、厚さ2.6mmであり、後述するフーチング下面のボックス部から塑性ヒンジ領域の上縁部まで耐力階層化鉄筋を被覆した。なお、塑性ヒンジ長は道示¹⁾に準じて算出し、フーチング上端から328mmとした。ただし、算出に用いた材料特性値は、過去の実験¹⁶⁾に合わせて当時の材料試験結果を用いた。また、塑性ヒンジ領域において鋼管が橋脚の耐力に寄与しないように表面にグリース材を塗布し、周囲のコンクリートと付着しないようにした。なお、コンクリート打設時に鋼管の上端部から管内にコンクリートが流入しないように、写真-2に示すとおり、鋼管上端部において、耐力階層化鉄筋と鋼管の間に油粘土を詰めた。耐力階層化鉄筋の下端部の外観を写真-3に、断面図を図-4に示す。図-1に示したとおり、橋脚が限界状態2を超えて変形が進展し、耐力階層化鉄筋に取り付けられた支圧板が上昇して鋼製ボックス上端に接触することで、橋脚の耐力を向上させる。そのため、平常時は支圧板とボ

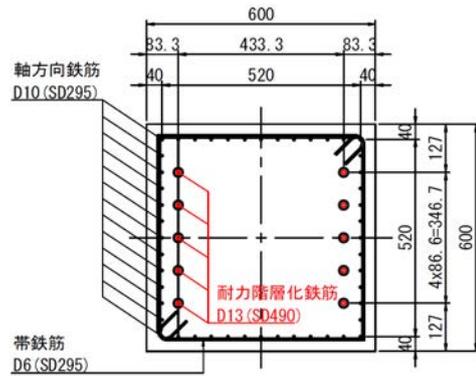


図-3 柱断面図



写真-1 耐力階層化鉄筋の上端部



油粘土による間詰め

写真-2 鋼管及び耐力階層化鉄筋の空隙

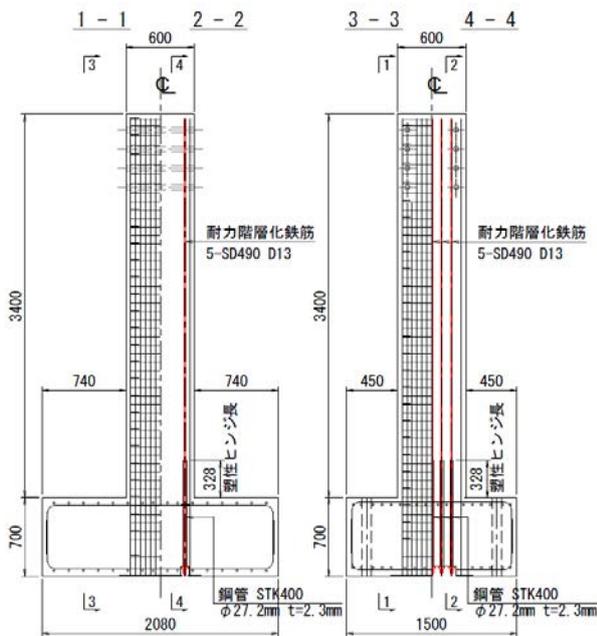
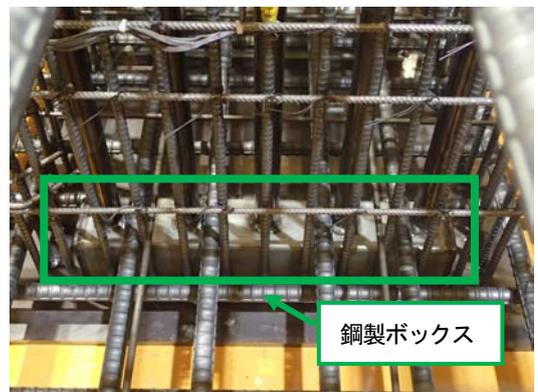


図-2 供試体配筋図



鋼製ボックス

写真-3 耐力階層化鉄筋の下端部（外観）

ックス上端間に遊間を設ける必要がある。耐力階層化鉄筋の鉛直方向変位は塑性ヒンジ領域の曲げ変形によって生じると考えると、遊間長の算定式は以下ようになる。

$$dx = \phi'_{ls} y'_{ls} L_p \quad (1)$$

ここで、 dx は遊間長(mm)、 ϕ'_{ls} は耐力階層化鉄筋が機能し始める変位における曲率(1/mm)、 y'_{ls} は耐力階層化鉄筋が機能し始める変位における曲率時点の耐力階層化鉄筋から中立軸までの距離(mm)、 L_p は塑性ヒンジ長である。道示¹⁷⁾では塑性ヒンジ領域の曲率を一定とみなして設計するが、本実験では遊間長の精度が重要であるため、後述する解析結果から遊間長を9mmと設定した。

また、供試体の製作にあたり、鋼製ボックス内で遊間長を調整することは困難であることから、図-5に示すとおり、コンクリート打設前に、柱の型枠天端上に設置した鋼板とナットで耐力階層化鉄筋を吊るしておき、ナットを調整することで所定の遊間長が得られるようにした。また、打設前に鋼板とナット間の距離が設計遊間長と一致していることを確認することとした。

b) 材料試験

供試体で使用したコンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用し、最大粗骨材寸法は13mmとした。載荷試験前日に3つの供試体で圧縮強度試験を実施した際の平均圧縮強度は27.1N/mm²(設計基準強度27N/mm²)であった。また、各3つの試験片を対象にした軸方向鉄筋、帯鉄筋及び耐力階層化鉄筋の平均降伏強度はそれぞれ356.1N/mm²、338.8N/mm²及び558.7N/mm²であった。

c) 事前解析

供試体の製作に先立って、表-1に示す材料諸元(公称値)に基づき、図-6に示す橋脚の骨組みモデルを作成して変位制御の荷重漸増載荷解析を行い、耐力階層化鉄筋の諸元や配置等を決定した。事前解析によって得られた水平荷重及び水平変位関係を図-7に示す。限界状態2に相当する変位の特性値は56.2mm、限界状態3に相当する変位の特性値は75.2mmであった。この他、モデル化の詳細については、既往の文献¹¹⁾を参照されたい。

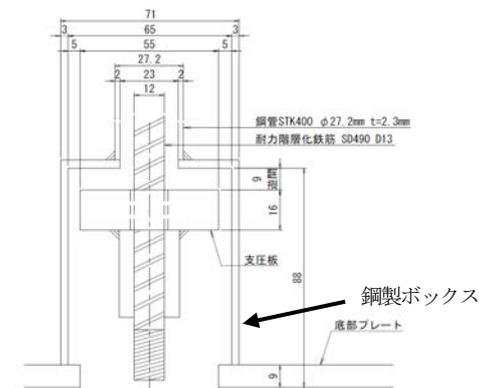


図-4 耐力階層化鉄筋の下端部(断面図)

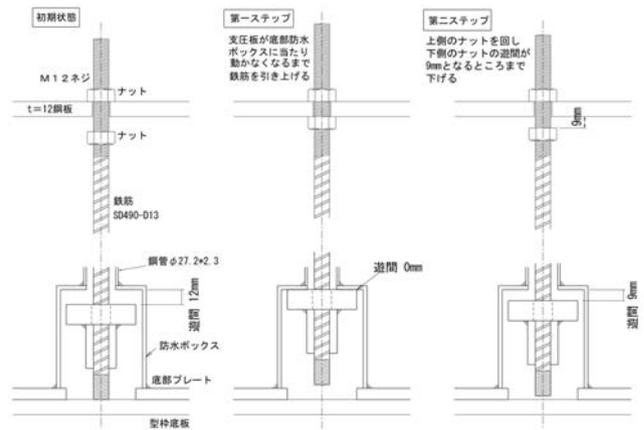


図-5 遊間の設定方法

表-1 事前解析における材料諸元

材料	諸元
コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度: 27N/mm² ヤング係数: 26,500N/mm²
軸方向鉄筋(SD295)	<ul style="list-style-type: none"> D10@43.33 13本 (926.9mm²) ヤング係数: 200,000N/mm²
帯鉄筋(SD295)	<ul style="list-style-type: none"> D6@75
耐力階層化鉄筋(SD490)	<ul style="list-style-type: none"> D13@86.66 5本 (633.5mm²)

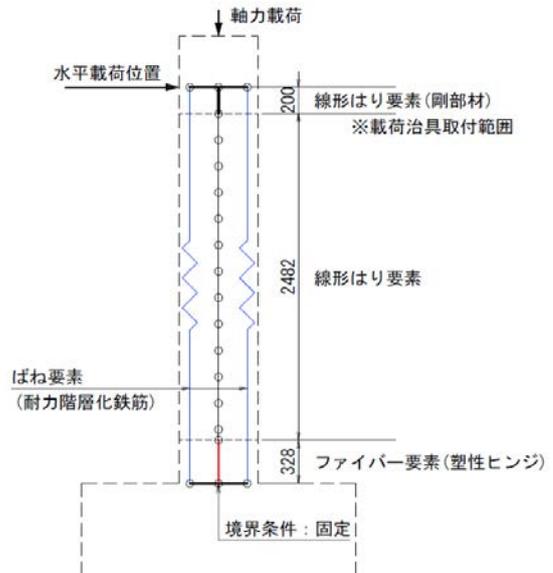


図-6 事前解析における骨組みモデル

(2) 載荷方法

セットアップ図を図-8に、セットアップ状況を写真-4に示す。供試体は、橋脚軸線と床面が平行になるように横向きに設置し、軸力載荷装置によって死荷重反力に相当する荷重を作用させながら、大変位加振機で水平荷重を作用させた。載荷方法は、過去の載荷実験¹⁴⁾に合わせ、軸力は、360kN(1N/mm²)と設定した。また、水平荷重は変位制御による正負交番繰返し載荷とし、橋脚基部断面において、断面最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの

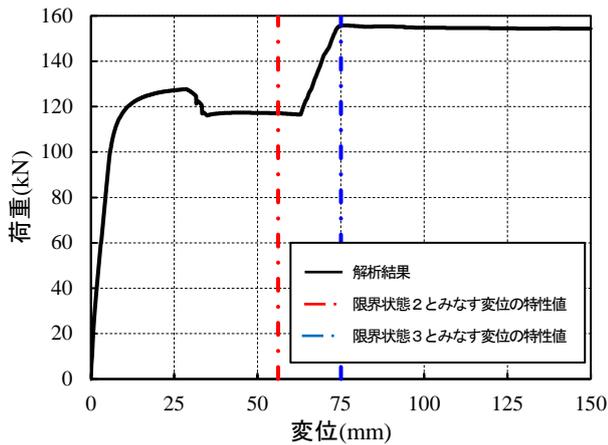


図-7 事前解析で得られた水平荷重及び水平変位関係

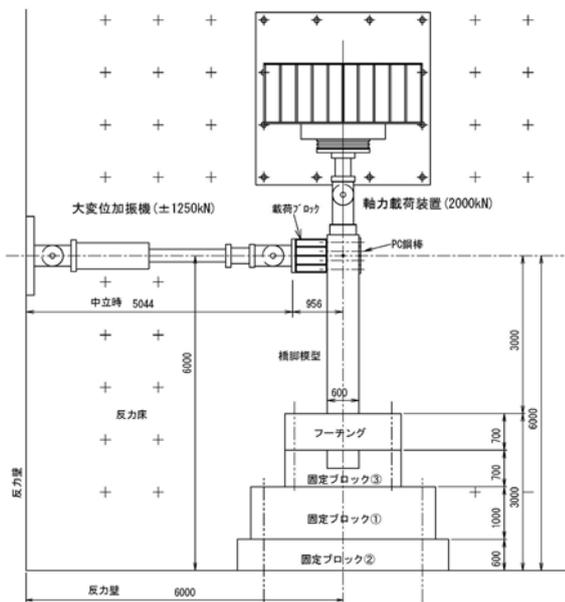


図-8 セットアップ図

載荷点位置における水平変位（初降伏変位）を基準変位 δ_y として、基準変位を整数倍した変位を3回ずつ作用させた（図-9）。本実験では、過去の載荷実験¹⁴⁾と同様に、基準変位 δ_y は 11mm とした。

(3) 計測項目

本実験では、荷重、変位及びひずみを計測した。荷重については、軸力及び加振機の水平荷重を計測した。変位は、供試体の水平変位、軸力載荷方向変位、柱基部の曲率変位、耐力階層化鉄筋支圧板の軸方向変位及び鋼製ボックス上面の柱軸方向変位を対象とした。水平方向、軸力載荷方向及び耐力階層化鉄筋の変位計測位置を図-10 に示す。水平変位は、柱基部を基準として、高さ-600mm, 600mm, 1200mm, 2000mm 及び 3000mm の箇所計測し、軸力載荷方向変位は柱頂部の中心部、フーチング上端部の面で載荷位置及び載荷位置の反対側の面からそれぞれ 100mm 柱側の位置の合計3か所で計測した。耐力階層化鉄筋の支圧板は、端部の4本 (R2,R3,R5,R6) と中央の2本 (R1,R4) に取り付けられている支圧板を対象とした。また、鋼製ボックスの変位を計測するために、載荷方向の中央にある耐力階層化鉄筋の付近に1か

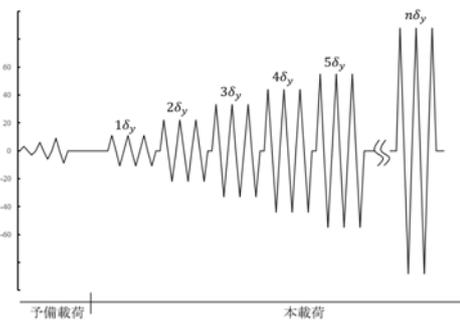


図-9 載荷方法の概念図

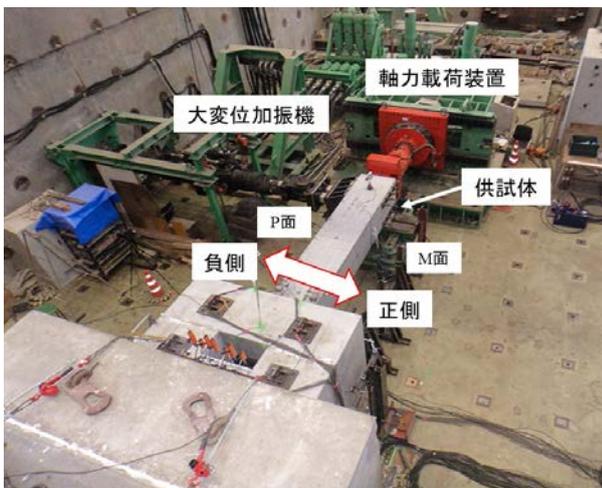


写真4 セットアップ状況

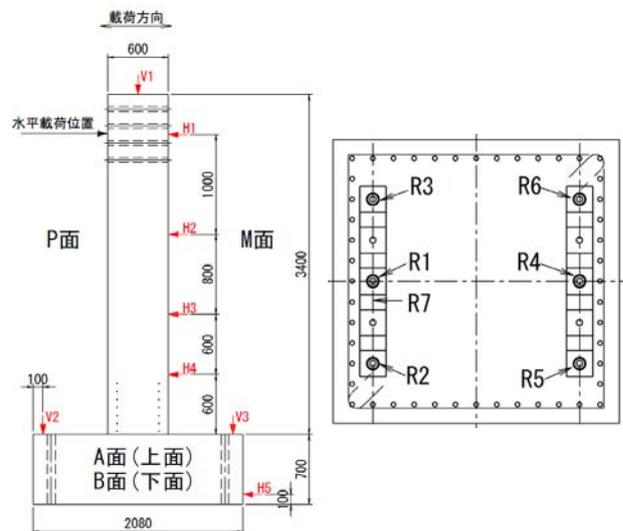


図-10 水平方向、軸力載荷方向及び耐力階層化鉄筋の変位計測位置

表-2 ひずみ計測位置（橋脚基部を基準とした高さ）

鉄筋	柱基部を基準とした高さ(mm)
軸方向鉄筋	-300, -150, 10, 160, 310, 610, 910, 1210
帯鉄筋	10, 310, 610, 910
耐力階層化鉄筋	-700(支圧板), 10, 310, 610, 910

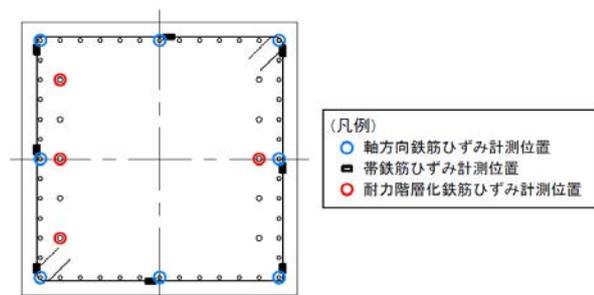


図-11 ひずみ計測位置（橋脚断面）

所変位計を設置した（図中 R7）。また、曲率変位は、柱基部を基準として、高さ 30mm, 110mm, 190mm, 270mm, 350mm, 430mm, 510mm の箇所で計測した。

ひずみは、軸方向鉄筋、帯鉄筋、耐力階層化鉄筋及び支圧板を対象とした。各鉄筋のひずみ計測位置を表-2及び図-11に示す。耐力階層化鉄筋及び支圧板は、荷重方向の面側にある耐力階層化鉄筋のうち、端部の2本及び中央の1本、荷重方向と反対側の面側にある中央の1本、合計4本の耐力階層化鉄筋に取り付けられている支圧板を計測対象とした。

4. 荷重実験の結果

(1) 荷重変位関係及び損傷の進展状況

図-12に水平荷重及び水平変位の関係を示す。ここでは、過去に実施した対照実験（図中「耐力階層化鉄筋なし」）¹⁴⁾の結果及び事前解析の結果も示している。耐力階層化鉄筋を用いた橋脚の場合、 $5\delta_y$ から耐力が上昇し、 $6\delta_y$ の1サイクル目で最大耐力179.0kNに達している。事前解析では、最大耐力は175.9kNと算出されており、おおむね一致した。また、対照実験における最大耐力は147.5kNであり、耐力階層化鉄筋により、最大耐力が約20%増加した。

写真-5に $5\delta_y$ から $7\delta_y$ までのP面の損傷の進展状況を示す。写真-5では事前解析で計算された塑性ヒンジ領域も併せて記載した。 $3\delta_y$ の時に柱基部とフーチングの間にひび割れが発生し、 $5\delta_y$ までは基部にひび割れが多数生じたが、橋脚の耐力は概ね一定であった。また、 $5\delta_y$ ではM面側でかぶりコンクリートの小規模な剥離が確認された。 $7\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈が確認され、耐力が大きく減少した $8\delta_y$ の2サイクル目では最大耐力の65%

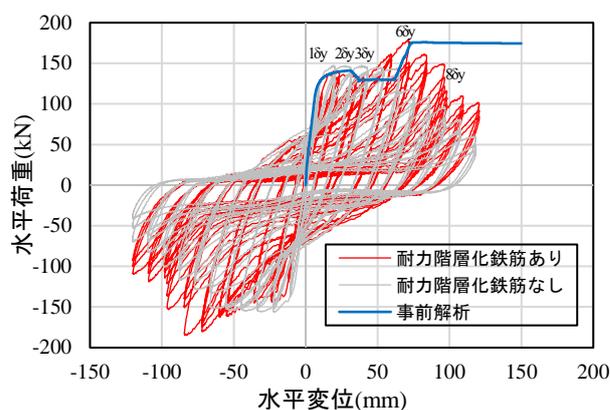


図-12 水平荷重及び水平変位関係

程度まで低下し、柱基部から約400mmの高さまでのかぶりコンクリートが剥落した。その後、軸方向鉄筋の破断、コンクリートの剥落が進み、対照実験と同様に $11\delta_y$ まで荷重したが、最大耐力は102.1kNであり、 $6\delta_y$ 荷重時に記録された最大耐力の57%程度まで低下したものの、対照実験と比較して約70%高かった。また、荷重終了時点で確認された軸方向鉄筋の破断本数は、P面、M面ともに2本ずつ、合計4本であった。

荷重終了後の外観を写真-6に示す。荷重終了後、軸方向鉄筋の破断、座屈が確認されたほか、柱基部から500mmの高さまでかぶりコンクリートの剥離が確認された。P面側では耐力階層化鉄筋と軸方向鉄筋の間であったコアコンクリートが剥落し、5本の鋼管全てが露出した。また、鋼管の柱中心側のコアコンクリートが剥離している箇所も確認された。

また、事前解析において算出された耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増分が約22%であり、今回の実験で確認された増分とほぼ一致していることをふまえると、橋脚の耐力に対する鋼管の影響は大きいものではないと予想される。

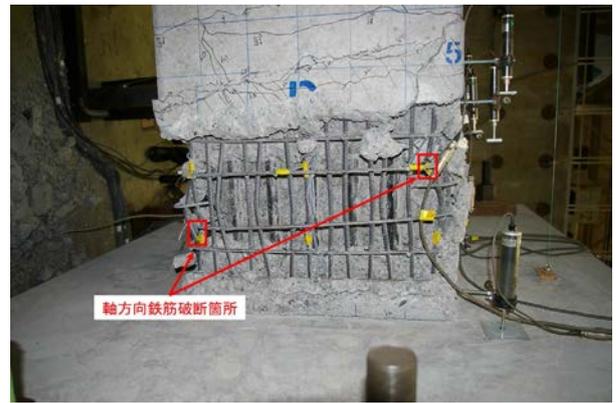
(2) フーチングの変位及び軸方向鉄筋の伸び出しの影響

事前解析では、橋脚が限界状態2に至る変位が56.2mm、限界状態3に至る変位が75.0mmであったことから、 $6\delta_y$ (66mm)荷重時に耐力が増加するように遊間を設定していたが、実験では $5\delta_y$ 荷重時から耐力階層化鉄筋が機能を開始した。一方、供試体の設計段階では、フーチングの変位及び軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮せずに遊間量を設定しており、荷重実験時にこれらの影響によって想定よりも早い段階で耐力階層化鉄筋が機能を開始したと考えられる。

そこで、 $7\delta_y$ 荷重までを対象に、フーチングの変位及び軸方向鉄筋の伸び出しによる荷重位置の水平変位の最大値、最小値、2乗平均値を表-3に示す。なお、かぶり



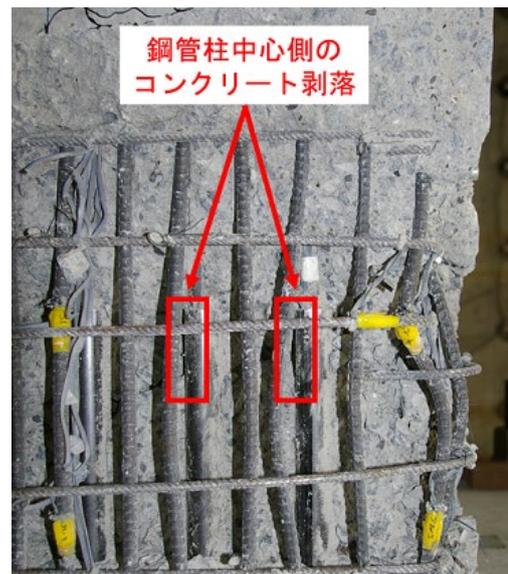
(a) 5δ_y 載荷終了後（限界状態2直前）の柱基部の損傷状況



(a) 載荷終了後の柱基部の損傷状況



(b) 6δ_y 載荷終了後の柱基部の損傷状況



(b) P面(A面側)におけるコアコンクリートの損傷

写真-6 載荷終了後の損傷 (P面)



(c) 7δ_y 載荷終了後（限界状態3）の柱基部の損傷状況

写真-5 柱基部の損傷状況の進展 (P面)

コンクリートの損傷が顕著になる 8δ_y以降は、変位計が外れたり、大きく動いたりしたことから、表には含めていない。表-3 に示すとおり、載荷位置の水平変位に与える影響のうち、軸方向鉄筋の伸び出しによるものが支配的であった。

したがって、遊間長の設定にあたっては、図-13 に示すとおり、塑性ヒンジ領域における柱の変形及び軸方向鉄筋の伸び出しを共に考慮する必要がある。軸方向鉄筋の伸び出し量 S を考慮した遊間長 dx' は式(2)で算出される。なお、伸び出し量 S を算出する式(3)は、既往の文献¹⁸⁾で提案されたものを使用した。

表-3 フーチングの軸力載荷方向変位及び鉄筋の伸び出し量の比較

	フーチング(mm)	伸び出し(mm)
最大値	0.10	15.10
最小値	-0.07	-17.29
2乗平均値	0.04	8.30

$$dx' = \phi'_{ls} y'_{ls} L_P + S \quad (2)$$

$$S = \frac{(\varepsilon_k + \varepsilon_y)L_1}{2} + \varepsilon_y \int_0^{L-L_1} e^{ax} dx \quad (3)$$

ここで、 ε_k は柱基部の鉄筋ひずみ (0.03) , ε_y は軸方向鉄筋の降伏ひずみ、 L は軸方向鉄筋の定着長(mm) , L_1 はひずみ分布の変曲点の深さ(mm) (式(4)) , a, b は鉄筋径 ϕ (mm)による補正係数 (式(5), 式(6)) である。

$$L_1 = \frac{\varepsilon_k - \varepsilon_y}{b} \times 10^6 \quad (4)$$

$$a = 1.85 \times 10^{-4} \phi - 1.14 \times 10^{-2} \quad (5)$$

$$b = -6.93 \phi + 457.6 \quad (6)$$

今回の実験で使用した軸方向鉄筋の降伏ひずみは 1933μ であり、式(3)より軸方向鉄筋の伸び出し量は 1.15mm であり、柱の変形のみ考慮して算出された遊間長よりも、実際には1割程度大きな遊間長が必要であることが確認された。

(3) 履歴吸収エネルギー

図-14 に今回の実験及び耐力階層化鉄筋を用いていない対照実験¹⁴⁾における載荷変位ごとの履歴吸収エネルギーの推移を示す。ここで、履歴吸収エネルギーは、図-12に示す履歴曲線の面積に相当し、既往の資料¹⁶⁾に基づいて計算した。なお、損傷の進展に伴い、同一サイクルの始点及び終点が一致しないが、既往の研究¹⁷⁾に準じて、正負それぞれ1回ずつの載荷によって変位が0から0に戻るまでを1サイクルと定義した。

今回の実験結果では、 $7\delta_y$ の1サイクル目までエネルギー吸収量が増加している。このうち、 $5\delta_y$ まではサイクルごとのエネルギー吸収量に大きな差はないが、柱基部のコンクリートが大きく剥落した橋脚の最大荷重が発揮された $6\delta_y$ から差が大きくなり、 $7\delta_y$ では、1サイクル目を基準として、2サイクル目は15.9%、3サイクル目は28.9%エネルギー吸収量が減少しており、繰り返し荷重に対する履歴曲線の安定性が低下していることが確認された。また、軸方向鉄筋について、 $7\delta_y$ 載荷終了時に1本が座屈し、 $8\delta_y$ 載荷終了時及び $10\delta_y$ 載荷終了時にそれぞれ1本及び2本の破断が確認されており、 $7\delta_y$ の2サイクル目以降のエネルギー吸収量の低下、載荷変位が増加するごとにエネルギー吸収量の減少の程度が大きくなっていることと合致する。

また、耐力階層化鉄筋を用いていない対照実験では、 $6\delta_y$ の3サイクル目からエネルギー吸収量が減少しており、今回の実験の方が最大エネルギー吸収量が13.7%大きいことが確認された。一方、耐力階層化鉄筋が機能を開始する $5\delta_y$ より前の載荷変位では、エネルギー吸収量は今回の実験とほぼ同一であることから、耐力階層化鉄筋を被覆する鋼管の影響は小さいと考えられる。

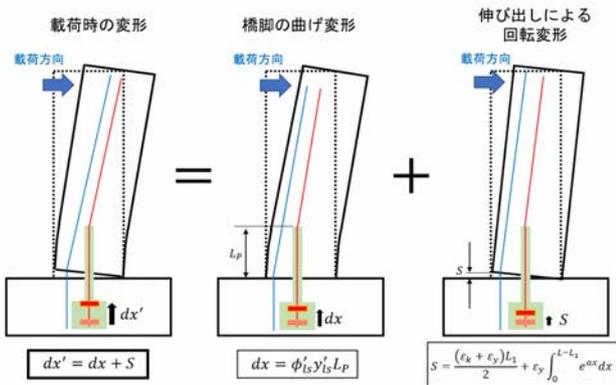


図-13 軸方向鉄筋の伸び出しを考慮した遊間設定法

(4) 曲率分布

図-15 に橋脚高さ方向の曲率分布を示す。曲率の算出方法は、既往の資料¹⁶⁾に基づき、柱高さ方向に対して一定の計測区間長を設定し、当該区間における圧縮縁近傍及び引張縁近傍の相対変位を変位計で計測した値から、計測区間内の断面における平均曲率を算出した。なお、 $7\delta_y$ 以降は、曲率変位計を設置した柱基部の損傷が進み、変位計自体が移動したため、 $6\delta_y$ までの曲率のみ示している。

柱基部に近い方が曲率が大きくなる傾向にあるが、載荷変位が大きくなるにつれて、かぶりコンクリートの剥落が確認された 400mm に近い計測点の曲率が大きくなっている。また、設計計算により算出された塑性ヒンジ領域上縁部より上方の断面では鋼管がなくなるが、柱基部から 270mm 及び 350mm の計測値を比較して、鋼管の有無が曲率に与える影響は小さいと考えられる。

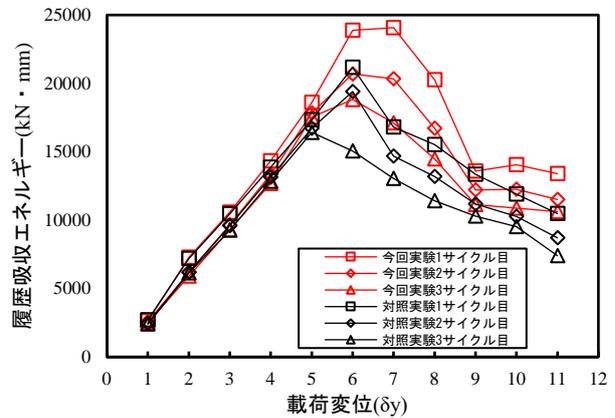


図-14 履歴吸収エネルギー

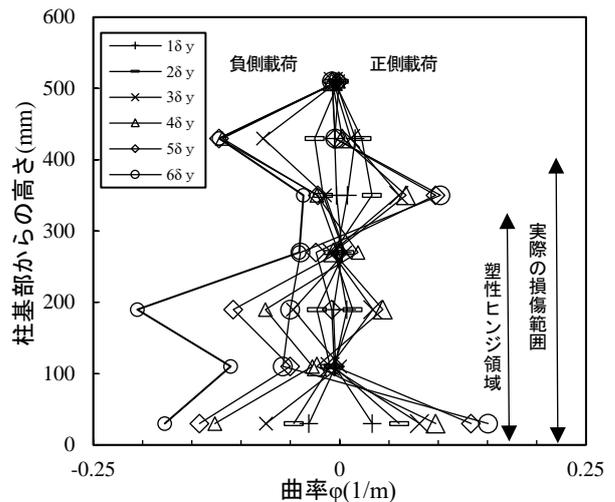


図-15 載荷変位ごとの曲率分布

(5) 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-16 に载荷変位ごとの軸方向鉄筋の引張ひずみ分布を示す。なお、本実験においては、载荷中にひずみゲージ及びリール線の損傷は発生しなかった。図-16 に示すとおり、 $2\delta_y$ 载荷時から塑性ヒンジ領域（柱基部から328mm）においてひずみが集中的に発生している。 $2\delta_y$ 以降もひずみは増加するが、柱基部から610mm以上の計測点では、ほとんどひずみは増加していない。また、柱基部から-300mm及び150mmでのひずみは载荷中大きく変化していないことから、フーチング内部で軸方向鉄筋の付着が確保されていることが確認された。

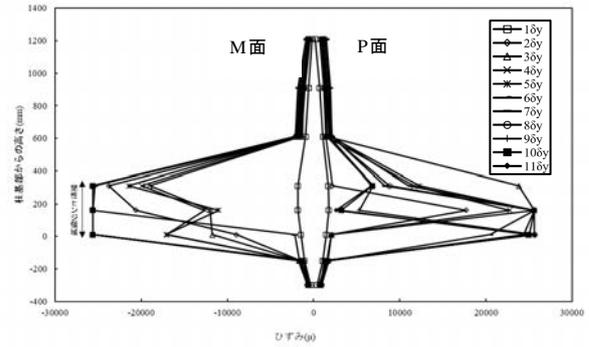


図-16 軸方向鉄筋のひずみ分布

(6) 耐力階層化鉄筋のひずみ分布

図-17 に $1\delta_y$ から $6\delta_y$ までを対象に、P面側の耐力階層化鉄筋のひずみ分布を示す。 $4\delta_y$ までは鋼管に被覆されている計測点（柱基部から10mm, 310mm）では、ひずみがほとんど生じていないが、遊間が消失し、耐力階層化鉄筋が機能し始める $5\delta_y$ 以降、鋼管に被覆された範囲でひずみが集中的に発生している。一方、柱基部から610mm以上の計測点では、载荷実験を通じてひずみに大きな変化は確認されておらず、橋脚の変位が一定以上になった段階から、塑性ヒンジ領域にある耐力階層化鉄筋が抵抗していることが確認される。また、支圧板についても同様に、図-18 に示すとおり、耐力階層化鉄筋が機能し始める $5\delta_y$ からひずみが増加している。また、P面（A面側）で最大 129μ のひずみが発生したが、载荷実験を通じて降伏には至らなかった。

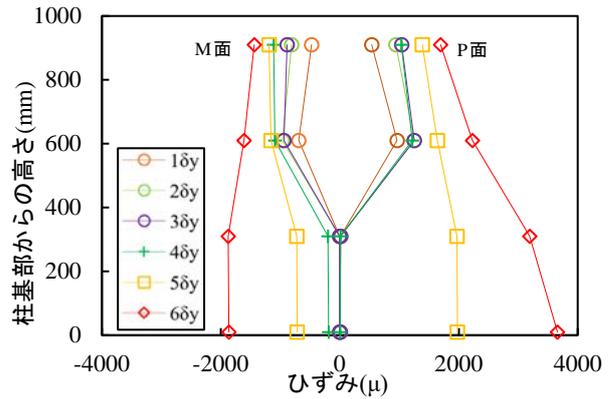


図-17 耐力階層化鉄筋のひずみ分布

5. 結論

本研究では、耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の地震時挙動を検証することを目的に、実橋の 1/6 の大きさの縮小模型に対して正負交番载荷実験を行い、耐力階層化鉄筋を使用していない供試体に対する载荷実験の結果や事前解析の結果と比較しつつ、橋脚や耐力階層化鉄筋の応答を検証した。本研究で得られた知見は以下の点にまとめられる。

(a) 耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増加

塑性ヒンジ領域を鋼管で被覆し、引張側遊間を設ける構造とすることで、橋脚の変位が一定以上になった段階ではじめて橋脚耐力に寄与することが確認された。また、耐力の増分及び橋脚の最大耐力は、材料の公称値を用いて行った荷重漸増载荷解析の結果と概ね一致しており、材料実強度を用いた解析により、十分な精度で算出可能であることが期待される。

(b) 軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する必要性

本実験で製作した供試体では、軸方向鉄筋の伸び出し

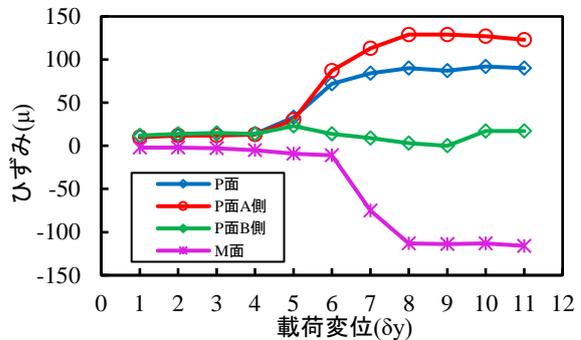


図-18 载荷変位ごとの支圧板のひずみ推移

の影響を考慮していなかったため、想定よりも早い段階で遊間が消失し、耐力階層化鉄筋が機能し始めた。そこで、軸方向鉄筋の伸び出しを考慮した遊間長の設定方法を提案した。

(c) 耐力階層化鉄筋を被覆する鋼管の影響

設計段階では、耐力階層化鉄筋を被覆する鋼管が橋脚の耐力や損傷に影響を及ぼす可能性が懸念されたが、荷重変位関係や履歴吸収エネルギーの推移、曲率分布の検討結果をふまえると、鋼管が橋脚の耐力や損傷状況に大きくは影響していないと考えられ、表面にグリース材を塗布して、周囲のコンクリートと付着しないようにしたことが効果的であったと考えられる。

上記の成果をふまえて、今後は、以下の点について検討を進めていく予定である。

- (a) 材料試験の結果をふまえた荷重漸増荷重解析の結果を今回の実験結果と比較し、耐力階層化鉄筋を用いた構造設計法のさらなる検討を行う。
- (b) 鋼管内及び鋼製ボックス内の耐力階層化鉄筋の腐食防止など、耐久性に関する検討を行う。
- (c) 地震後の耐力階層化鉄筋の健全性の確認方法や、異常が見られた場合の修復方法について検討する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系一試案構築にむけての考察一，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4，pp.I_459-I_472，2016.
- 3) 高橋良和，秋山充良，片岡正次郎，本田利器：国内外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4，pp.I_821-I_830，2016.
- 4) 武田篤史，西村隆義：橋梁設計への危機耐性導入に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.75，No.4，pp.I_688-I_700，2019.
- 5) 野津厚，室野剛隆，本山紘希，本田利器：鉄道・港湾構造物の設計指針と「危機耐性」，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4，pp.I_448-I_458，2016.
- 6) 西村隆義，室野剛隆，豊岡亮洋，五十嵐晃：危機耐性を向上させる自重補償機構の提案と実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 75，No.4，pp. I_569-I_578，2019.
- 7) 豊岡亮洋，布川博一，小野寺周，室野剛隆：ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的荷重試験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 75，No. 4，pp. I_408-I_415，2019.
- 8) 高橋良和，日高拳：不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 70，No. 4，pp. I_535-I_544，2014.
- 9) 五島健斗，植村佳大，高橋良和：設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造の開発，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.75，No.4（地震工学論文集第 38 巻），pp.I_506-I_519，2019.
- 10) 大住道生，中尾尚史，西弘明：橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案，日本地震工学会論文集，Vol.19，No.5，pp.203-213，2019.
- 11) 大住道生，中尾尚史，石崎覚史，庄司学：破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第 40 巻），pp.I_360-I_372，2021.
- 12) 大住道生，石崎覚史，中尾尚史：極大地震動に対する道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案 一性能規定型設計法のエンパワーメント一，土木技術資料，Vol.62，No.12，pp.8-11，2020.
- 13) 石崎覚史，中尾尚史，大住道生：既設 RC 橋脚への崩壊シナリオデザイン設計法適用に向けた検討，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，pp.7-12，2021.
- 14) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：載荷繰り返し回数の影響を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法，土木技術資料，Vol.39，No.2，pp.32-337，1997.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.
- 16) （独）土木研究所：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン（案）（橋脚の正負交番荷重実験方法及び振動台実験方法），土木研究所資料第 4023 号，2006.
- 17) 米元佑介，石井建樹，石田博樹，須賀政彦：正負交番荷重重下における RC 部材のエネルギー吸収性能，応用力学論文集，Vol.11，pp.299-306，2008.
- 18) （独）土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料第 4262 号，2013.

LOAD TEST ON THE PIER SPECIMEN WITH STRENGTH-STRATIFYING REBAR FOR IMPLEMENTING COLLAPSE SCENARIO DESIGN

Naoto YOKOZAWA, Kosuke KAWARAI, Hisashi NAKAO, Satoshi ISHIZAKI and Michio OHSUMI

Although design earthquake motion is based on the previous disaster records and researches, the larger earthquake motion might happen. Collapse scenario design realizes resilient road bridges that do not lose the performance or quickly recover from the damage against larger earthquake motion. To implement the proposed design method, strength-stratifying rebar was developed. The previous study shows the effectiveness of strength-stratifying rebar on the computer analysis. In this research, we construct the pier model with strength-stratifying rebar and analyze the reaction through the loading test. The result shows that strength-stratifying rebar enhances the pier strength as designed. However, elongation of axial rebar needs to be considered for strength-stratifying rebar to start working between limit state 2 and limit state 3.