

### 3.1 性能目標に応じた橋の地震時限界状態の設定法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 26

担当チーム：橋梁構造研究 G、寒地構造 T

研究担当者：星隈順一、西弘明、岡田慎哉、

篠原聖二、岡田太賀雄、西城能利雄

#### 【要旨】

効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路整備においては、性能目標に対応する限界状態を管理水準に応じて柔軟に定めることができるような技術が必要とされている。平成 26 年度は、耐震補強技術の開発の一環として、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の保有性能を活かした耐震補強に関する実験的検討を行い、アンボンド補強鉄筋による耐震補強設計法を提案した。また、鉄筋コンクリート橋脚の劣化状況について調査を行い、劣化状態にある橋脚の耐震補強工法の課題抽出を行った。また、破壊特性を踏まえた応急復旧工法の開発の一環として、壁式 RC 橋脚の橋座部のせん断破壊に対する H 形鋼を補強部材とした応急復旧工法の検証実験に対する復旧効果の力学的メカニズムについて FEM 解析による検討を行った。

キーワード：性能目標、地震時限界状態、鉄筋コンクリート橋脚、丸鋼鉄筋、アンボンド補強鉄筋、応急復旧

#### 1. はじめに

現行の道路橋示方書では、耐震性能に対する限界状態は弾性限界状態、速やかな機能の回復を可能とするための修復限界状態、終局限界状態として定められているが、効率的な耐震補強の実施や厳しい財政下における道路管理が求められている背景を踏まえると、橋の管理水準に応じて、性能目標に対応する限界状態を柔軟に設定することができるような技術が必要とされている。このためには、既設橋の場合、劣化状態等の条件も踏まえた破壊特性を考慮した耐震部材の補強技術が必要である。ここで、本研究は、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の保有性能を活かした耐震補強に関する設計法の提案を行うとともに、鉄筋コンクリート橋脚の劣化事例調査を行い、その結果に基づき劣化状態にある橋脚を耐震補強する際の課題を抽出することにした。また、破壊特性及び損傷レベルに応じて、緊急車両の通行を可能とするレベルの復旧を迅速に行う工法を開発することを目的として、既設 RC 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法として提案してきた H 形鋼を補強部材とした応急復旧工法について、その効果を確認した検証実験に対する復旧効果の力学的メカニズムについて FEM 解析による検討を行った。

#### 2. 丸鋼を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強技術の開発

##### 2.1 目的および検討の流れ

既往研究<sup>1),2)</sup>において、主鉄筋をアンボンドすることにより最大耐力や剛性、履歴吸収エネルギーをそれほど低下させることなく変形能を向上させることが明らかとなっている。これを参考に、過年度成果<sup>3)</sup>より把握した丸鋼橋脚の保有性能を活かした耐震補強として、RC 巻立て部の補強鉄筋をアンボンド化する方法について検討した。

ここでは、耐震設計法の確立を目的に、丸鋼鉄筋が用いられた単柱式 RC 橋脚供試体の RC 巻立て補強鉄筋をアンボンドとした正負交番載荷試験を実施した。その試験結果の報告とそれに基づくアンボンド補強鉄筋による耐震補強設計法を提案する。

#### 2.2 実験概要

##### 2.2.1 供試体

表-1 は実験ケースの一覧である。表中の耐力はアンボンド化による付着の影響は無視して平面保持を仮定して算出している。いずれのケースも丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚に対する効果的な耐震補強方法を検討するため、軸方向鉄筋・帯鉄筋が丸鋼、柱部の断面寸法が 600×600mm、柱高さが 1800mm である既設供試体（以降 PR-2 と略す）をアンボンド鉄筋を用いたコンクリート巻き立てにより補強したケースである。アンボンド化は柱部のみに PR-3 は内径 20mm、PR-4、PR-5 は内径 23mm の軽量巻管（シース）を用いることにより行った。

ここで、補強部の鉄筋量の影響を把握するため、PR-3 と PR-4、PR-5 は補強部の軸方向鉄筋径が異なる。また、

表-1 実験ケース一覧

実験時 軸力(kN)	既設部鉄筋		補強部鉄筋		補強部鉄筋比			設計計算上の耐力			柱部コンクリート 圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		
	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	軸方向 鉄筋	帯鉄筋	$p_t$ (%)	$p_w$ (%)	$\rho_s$ (%)	$P_u$ (kN)	$P_s$ (kN)	$P_s/P_u$	既設部	補強部	
PR-3	180	8-φ13 SR235	φ9ctc250 SR235	12-D10 SD295	D10ctc250 SR295	0.15	0.08	0.17	154.4	344.7	2.23	35.0	42.0
PR-4	180	8-φ13 SR235	φ9ctc250 SR235	12-D13 SD345	D10ctc250 SR295	0.26	0.08	0.17	227.5	382.1	1.68	34.1	49.2
PR-5	36	8-φ13 SR235	φ9ctc250 SR235	12-D13 SD345	D10ctc250 SR295	0.26	0.08	0.17	205.9	382.1	1.86	34.1	49.2

$p_t$  : 軸方向鉄筋比,  $p_w$  : 帯鉄筋比,  $\rho_s$  : 横拘束筋の体積比

$P_u$  : 道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づく曲げ終局耐力

$P_s$  : 道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づくレベルIIタイプI地震動に対するせん断耐力

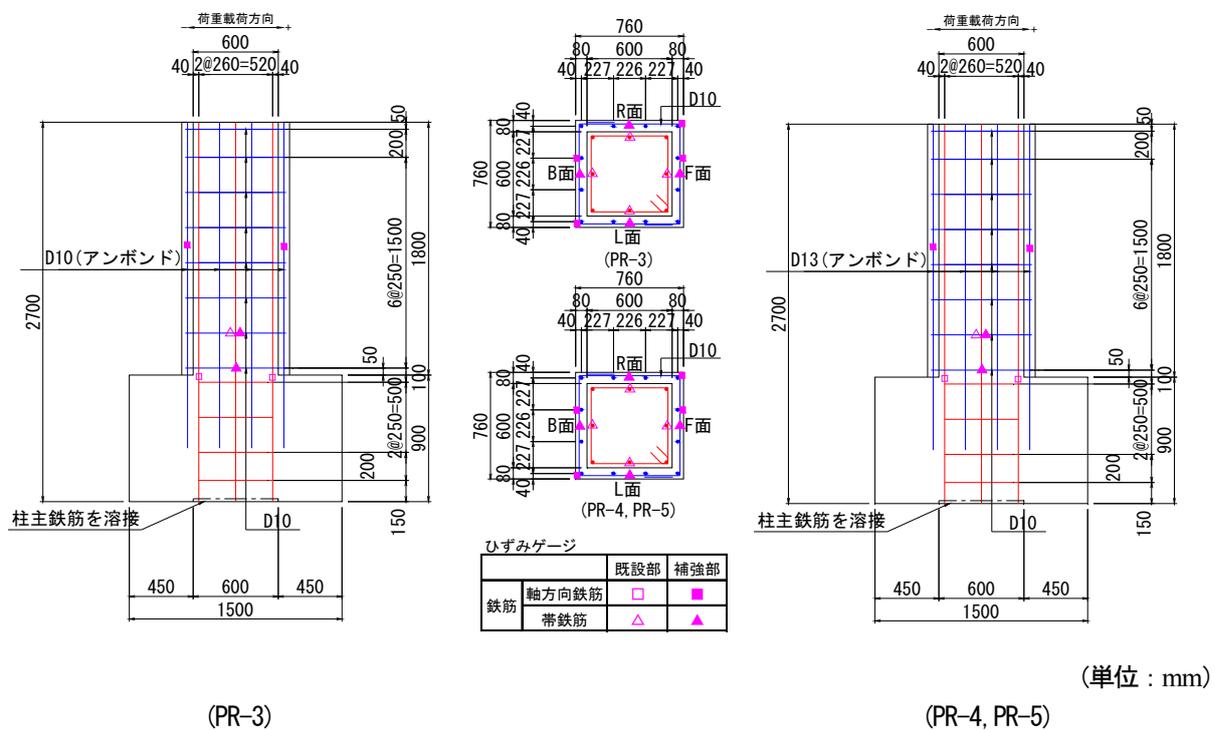


図-1 供試体配筋図

想定する上部工死荷重反力の影響を把握するため、PR-3、PR-4 と PR-5 は想定上部工死荷重反力をそれぞれ 180kN (応力換算で0.31N/mm<sup>2</sup>) と 36kN (応力換算で0.06N/mm<sup>2</sup>) と設定した。

供試体の設計に当たっては、丸鋼鉄筋が用いられていた 1970 年代頃までの配筋を想定することとした。まず、実物大スケールの RC 橋脚について試設計を行い、その諸元を基に実験装置の能力を考慮して 1/4 のスケールに縮小することで供試体の諸元を設定した。試設計の結果に基づき、相似率に配慮しつつ 1/4 のスケールに縮小した実験用供試体とし、その供試体の配筋図および配筋仕様を図-1、表-2 にそれぞれ示す。既設部は無補強の丸鋼橋脚供試体であり、補強部は厚さ 80mm の RC 巻立て

表-2 鉄筋の材料特性

適用	鉄筋 直径	材種	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張 強さ (N/mm <sup>2</sup> )	
帯鉄筋	既設部	φ9	SR235	361	471
	補強部	D10	SD295	380	505
軸方向	既設部	φ13	SR235	335	459
	補強部	D10	SD295	380	505
帯鉄筋	既設部	φ9	SR235	383	524
	補強部	D10	SD295	444	642
軸方向	既設部	φ13	SR235	371	483
	補強部	D13	SD345	426	568

とした。

## 2.2.2 荷重方法

荷重装置を図-2 に示す。供試体のフーチング部を床に固定し、柱部天端にピン支承を設置した。上部工死荷重反力を想定した180kN（応力換算で $0.5\text{N/mm}^2$ ）の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に載荷し、交番荷重中において一定に保持した。水平方向の交番荷重は、基部から高さ2105mmの位置のピン支承の中心部に水平方向のジャッキにより載荷した。せん断スパン比は3.8である。

荷重は変位制御により実施した。設計計算上の曲げ降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル載荷してコンクリートにひび割れを導入した後、水平力載荷点位置での基準水平変位 $\delta_1$ の整数倍ごとに各ステップにおいて3サイクルの繰り返し載荷を実施した。

ここで基準変位 $\delta_1$ は補強前後の影響を把握するため、無補強である既設丸鋼橋脚供試体の基準変位 2.7mm とした。

また、想定した上部工死荷重反力を 180kN（応力換算で $0.5\text{N/mm}^2$ ）および36kN（応力換算で $0.06\text{N/mm}^2$ ）の2ケースとして鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に載荷した。

## 2.2.3 計測方法

載荷点における水平変位および水平荷重を、それぞれ変位計およびロードセルにより計測した。また、図-1 に示すように軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみをひずみゲージにより計測した。既設部丸鋼鉄筋供試体において

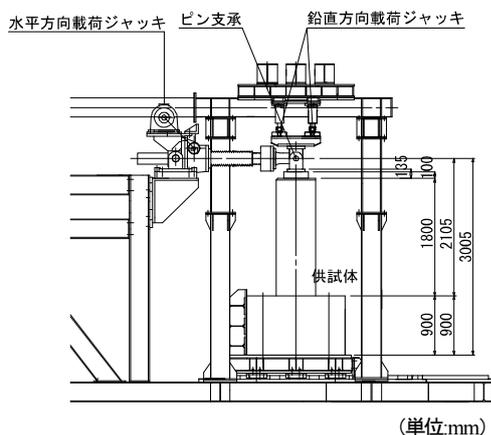


図-2 実験装置

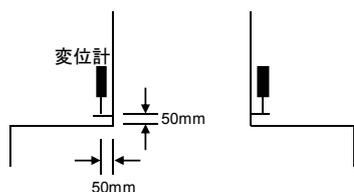


図-3 橋脚基部の回転角の測定方法

は、コンクリート中を鉄筋がすべる挙動が卓越することが想定される。軸方向鉄筋のひずみは橋脚基部から高さ300mmの帯鉄筋についてそれぞれ測定した。補強部の帯鉄筋のひずみは橋脚基部から高さ50mmおよび300mmの帯鉄筋について測定した。補強部のアンボンド鉄筋は、その全長に渡って一様の軸力が作用するものと考えて柱高さの中央、すなわち橋脚基部から高さ900mmの位置でひずみを測定した。橋脚基部の回転角を得るために、図-3 に示すように設置した変位計によって鉛直変位を測定した。

## 2.3 実験結果と考察

### 2.3.1 荷重荷重-載荷点変位関係

図-4 に各供試体の水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係を示す。なお、図中には丸鋼鉄筋供試体と同様に骨格曲線を計算結果として示しており、そのプロットは原点に近いほうから降伏変位 $\delta_1$ 、耐震性能2の限界状態に相当する変位 $\delta_{k2}$ 、耐震性能3の限界状態に相当する変位 $\delta_{k3}$ である。

PR-3 においては、最大荷重に達した後、荷重ステップの進行とともに耐力が緩やかに低下した。しかし、 $20\delta_1$ まで再び荷重が増加する傾向が見られた。一般には、低鉄筋比のRC梁において耐力は鉄筋のひずみ硬化の影響があるとされている<sup>5)</sup>。ここでPR-3は軸方向鉄筋が低鉄筋比であるため、鉄筋のひずみ硬化の影響があったものと考えられる。また、 $23\delta_1$ で軸方向鉄筋が破断し、以降は急激な耐力の低下を生じた。

PR-4 においては、最大荷重に達した後、 $14\delta_1$ まで荷重ステップの進行とともに耐力が緩やかに低下し、 $23\delta_1$ まで再び荷重が増加する傾向が見られた。それはPR-3と同傾向となっているが、低下および増加する勾配が緩やかになる。それは軸方向鉄筋量がPR-3と比較して多いため、鉄筋のひずみ硬化の影響が小さくなったものと考えられる。軸方向鉄筋破断後の傾向はPR-3と同様であり、 $26\delta_1$ で軸方向鉄筋が破断し、以降は急激な耐力の低下を生じた。

PR-5 においては、最大荷重に達した後、 $22\delta_1$ まで荷重ステップの進行とともに耐力が緩やかに低下し、 $22\delta_1$ においてB側の基部全体が75mm程度で剥離が拡大したため、急激に耐力が減少した。しかし、その後、鉄筋の破断に至っていないため、再び耐力を保持したまま、 $30\delta_1$ でF側の基部の剥離拡大、ひび割れ進展が発生して以降は急激な耐力の低下を生じた。

いずれのケースにおいても実験結果と計算結果を比較すると計算結果の耐力が過大、変形性能が過小に評価されている。よって、アンボンド鉄筋により耐震補強した場合、現行の道路橋示方書<sup>4)</sup>を適用することは適切な設

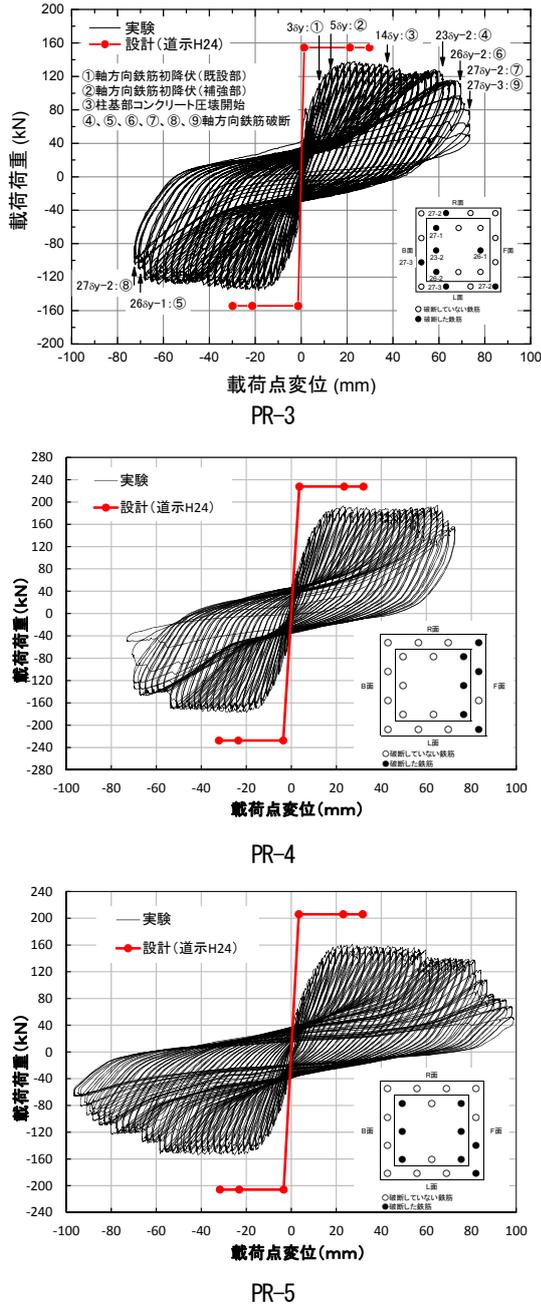


図-4 水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係

計であるとは言い難い。

### 2.3.2 耐力

表-3 に最大耐力の実験値および設計値を示す。ここで、設計値は道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づき鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて算出した曲げ終局耐力  $P_u$  とした。実験値については最大耐力の正負平均  $P_{max}$  とした。

実験値  $P_{max}$  は設計値  $P_u$  に対してそれぞれ 11%、18%、22%ほど耐力が小さい。平面保持を仮定した場合よりも低い耐力がもたらされる原因は鉄筋とコンクリートとの付着がないことによると考えられ、アンボンド鉄筋により耐震補強した場合には適切な設計法が必要と言える。

### 2.3.3 変形能

表-3 に変形能の実験値および設計値を示す。変形能の設計値は道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づき鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて算出した耐震性能3の限界状態に相当する変位  $\delta_{s3}$  とした。実験値については耐力が急激に低下する直前のステップとしてPR-3は  $26\delta_y$ 、PR-4は  $25\delta_y$ 、PR-5は  $30\delta_y$  に対応する変位とした。一般には、異形鉄筋を用いたRC柱においては軸方向鉄筋比および軸力が大きいほど部材のじん性率は低下するものであり、この傾向は軸方向鉄筋比が低い範囲では特に顕著となる<sup>6)</sup>。いずれのケースにおいても軸方向鉄筋比が上がっても変形能が確保されていることから、補強鉄筋をアンボンドとした効果が得られている。

### 2.3.4 軸方向鉄筋の伸出し量

図-5 に、各荷重ステップ1サイクル目の正側荷重の水平変位ピーク時におけるフーチング内の軸方向鉄筋の伸出し量と水平荷重載荷点位置の水平変位の関係を示す。軸方向鉄筋の伸出し量は、フーチングと橋脚基部の相対鉛直変位の測定結果から式(1)、(2)により算出している。

$$d_d = \theta \cdot \frac{W_s}{2} + \frac{d_t + d_c}{2} \quad (1)$$

$$\theta = \frac{d_t - d_c}{W_d} \quad (2)$$

ここに、 $d_d$  は橋脚基部の鉛直変位から算出したフーチング内の軸方向鉄筋の伸出し量、 $\theta$  は橋脚基部における

表-3 最大耐力、変形能および等価減衰定数の一覧

損傷の特徴	最大耐力			変形能		
	$P_u$	$P_{max}$	$P_{max}/P_u$	$\delta_{s3}$	$\delta_{max}$	$\delta_{max}/\delta_{s3}$
PR-3 基部の狭い範囲における座	154.4	136.8	0.89	29.9	70.5	2.36
PR-4 屈を伴う軸方向鉄筋の破断	227.5	186.9	0.82	32.1	67.6	2.10
PR-5	205.9	159.9	0.78	31.7	81.3	2.56

$P_u$  : 設計上の曲げ終局耐力(kN),  $P_{max}$  : 実験における最大耐力の正負平均(kN)

$\delta_{s3}$  : 設計上の耐震性能3の限界状態に相当する変位(mm),  $\delta_{max}$  : 実験において耐力を保持できた荷重ステップの最大変位(mm)

回転角、 $W_s$  は最外縁に位置する引張側と圧縮側の軸方向鉄筋の距離、 $d_t$  および  $d_c$  はそれぞれ基部正面および背面に設置した変位計による鉛直変位、 $W_d$  は基部正面および背面に設置した鉛直方向の変位計の距離である。図中に比較のため、無補強の PR-2 も追記した。

補強後はいずれのケースにおいても無補強の PR-2 と同程度の伸出し長である。これよりアンボンド補強鉄筋が既設部の丸鋼鉄筋の変形能を阻害していないことがわかる。また、補強後のケースにおける伸出し量の差は僅かであるが、PR-3 のみが  $20\delta_y$  以降に伸出し量の増加が著しい。それは補強断面積が同一で供試体の死荷重は一定となるが、抵抗する補強鉄筋が PR-3 のみ鉄筋径が細いため伸出し量が増加したものと考えられる。よって、アンボンド補強鉄筋量が多いほど伸出し長が小さくなる傾向にある。PR-5 は軸力が他ケースより小さいことで、残留浮き上がりが生じにくく、残留スウェイへの挙動は移行するまでの荷重ステップが多くなるため、ロッキング挙動のみが卓越し、伸出し量は水平変位に対して一定割合で線形的増加した。

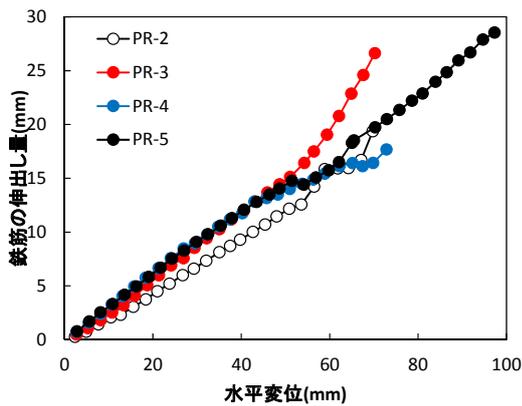


図-5 フーチング内軸方向鉄筋の伸出し量

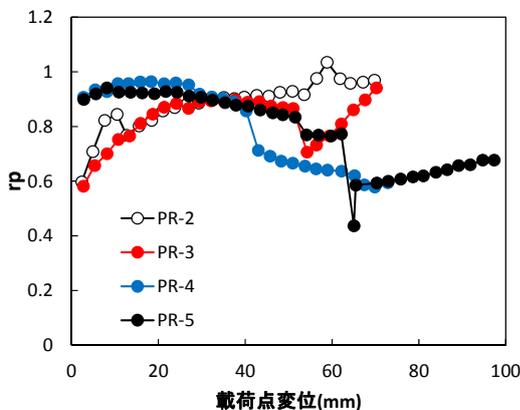


図-6  $r_p$  と水平変位の関係

### 2.3.5 柱のロッキング変位

次に、荷重点位置での水平変位とフーチング内の軸方向鉄筋の伸出しによる水平変位との関係より、軸方向鉄筋の付着の影響について検討する。ここでは、橋脚基部の鉛直変位から求めた前述の  $\theta$  を用いて式(3), (4)により、水平荷重荷重点位置に生じる変位のうち軸方向鉄筋の伸出しによる水平変位が占める割合  $r_p$  を算出した。

$$r_p = \frac{u_p}{u} \quad (3)$$

$$u_p = \theta \cdot h \quad (4)$$

ここに、 $r_p$  は荷重荷重点位置に生じる水平変位のうち  $u_p$  が占める割合、 $u$  は荷重点位置の水平変位、 $u_p$  は軸方向鉄筋の伸出しにより荷重荷重点位置に生じる水平変位、 $h$  は橋脚基部から荷重点までの高さである。なお、厳密には柱部のせん断変形も考慮する必要があるが、本実験のせん断スパン比は 3.8 であり、せん断変形に比べて曲げ変形が卓越していると判断し、 $r_p$  の算出にせん断変形は考慮していない。ここで、 $r_p$  が大きいということは柱部の曲げ変形よりフーチング内の軸方向鉄筋の伸出しにより柱部のロッキング挙動が卓越することを意味している。

図-6 に各荷重ステップ 1 サイクル目の正側荷重の水平変位ピーク時における  $r_p$  と水平荷重荷重点位置の変位  $u$  の関係を示す。図中に比較のため、無補強の PR-2 も追記した。

PR-2, PR-3 は荷重点変位の増加に伴い、 $r_p$  は徐々に増加している。PR-3 は残留スウェイ発生時に  $r_p$  が急激に減少し、再び増加する傾向にある。それに対して補強鉄筋量の多い PR-4, PR-5 は荷重当初より  $r_p$  は大きく、PR-4 は残留スウェイ発生時に急激に  $r_p$  が減少し、その後は再び減少する傾向にある。PR-5 は基部圧壊に伴う耐力の低下により急激に  $r_p$  が減少し、その後、再び増加する傾向にある。よって、アンボンド補強鉄筋が増加するほど、荷重とともに  $r_p$  が増加する既設部または補強鉄筋量が少ない場合は異なり、荷重当初より  $r_p$  は大きく、その後は減少する傾向にある。それは、補強鉄筋径が大きくなるほど、安定したロッキング挙動となるためと考えられる。

### 2.4 耐震補強設計法の提案

以上の実験結果より、柱部に丸鋼鉄筋が用いられた鉄筋コンクリート橋脚をアンボンド鉄筋補強した場合、既設部の丸鋼鉄筋によるロッキング挙動を阻害しないことが明らかとなった。

そこで、丸鋼鉄筋が用いられた既設鉄筋コンクリート橋脚のロッキング挙動を活かしたアンボンド鉄筋補強による設計法を検討した。

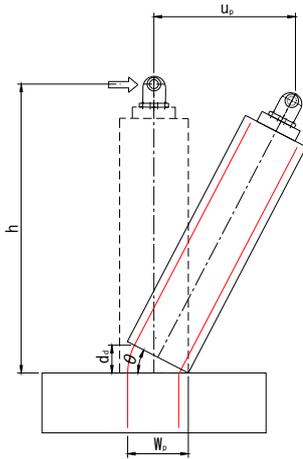


図-7 ロッキング挙動による橋脚変形図

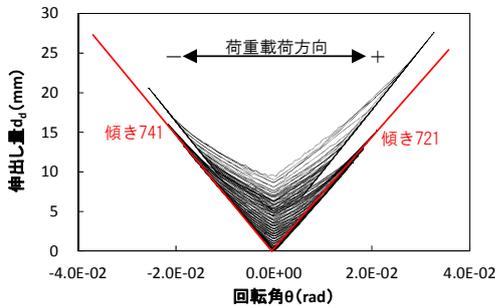


図-8 伸出量と回転角の関係 (PR-3)

表-4 引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離

供試体名	実験から求まる距離 (mm)		圧縮側引張側鉄筋間距離 (mm)	コンクリート表面までの距離 (mm)
	負荷荷	正載荷		
PR-3	741	721	680	720
PR-4	716	715	680	720
PR-5	733	726	680	720

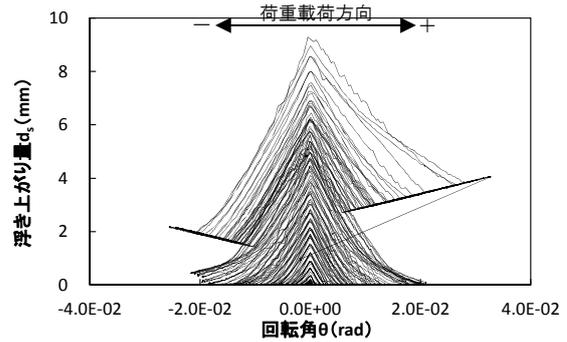
### 2.4.1 回転中心

軸方向丸鋼鉄筋伸出し長  $d_d$  の算出には、引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離を把握することが必要である。ここで、図-7 に示すように軸方向鉄筋伸出し長  $d_d$  と橋脚基部の鉛直変位から求めた前述の  $\theta$  の関係式を式(5)に示す。

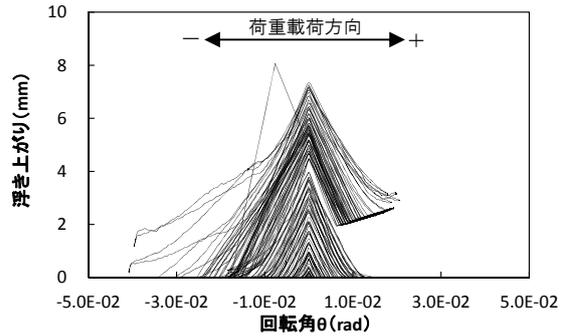
$$d_d = \theta \cdot W_p \quad (5)$$

ここに、 $d_d$  は橋脚基部の鉛直変位から算出したフーチング内の軸方向鉄筋の伸出し量、 $\theta$  は橋脚基部における回転角、 $W_p$  は引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離、 $u_p$  は軸方向鉄筋の伸出しにより水平荷重載荷点位置に生じる変位、 $h$  は橋脚基部から載荷点までの高さである。

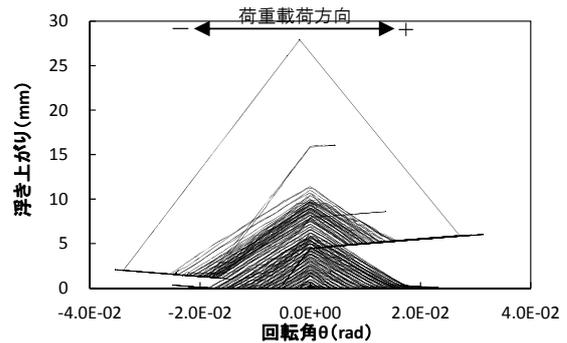
図-8にPR-3のフーチング内の軸方向鉄筋の伸出し量



PR-3



PR-4



PR-5

図-9 浮き上がり量と回転角の関係

$d_d$  と橋脚基部における回転角  $\theta$  の関係を示す。図中には伸出し長と回転角の関係の傾きを示しており、その傾きは、引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離を表している。引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離に関して、表-4 に実験から求められた距離および設計上の圧縮側と引張側の鉄筋間および引張鉄筋から圧縮側コンクリート表面までの距離を示した。引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離は引張鉄筋から圧縮側コンクリート表面までの距離に近いと言え、圧縮コンクリート最外縁を橋脚基部の回転中心と定義する。

### 2.4.2 損傷メカニズム

図-8 より、伸出し量と回転角の関係において、傾き(回転中心までの距離)は一定のまま、伸出し長が大き

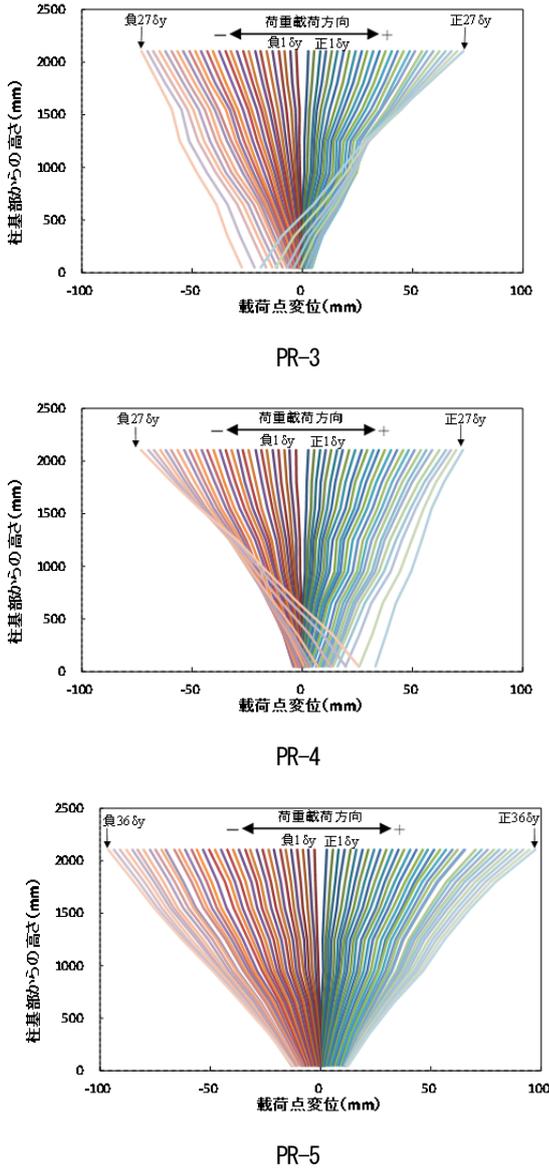


図-10 柱基部からの高さとの水平変位の関係

く縦にシフトする挙動が見られる。これは、フーチング内の伸出した軸方向鉄筋の局所的な座屈による橋脚基部の浮き上がりと考えられる。浮き上りを式(6)より求める。

$$d_s = d_d - |W_p \cdot \theta| \quad (6)$$

ここに、 $d_s$ は橋脚基部の浮き上がり量、 $d_d$ は橋脚基部の鉛直変位から算出したフーチング内の軸方向鉄筋の伸出量、 $\theta$ は橋脚基部における回転角、 $W_p$ は引張側最外縁鉄筋から橋脚基部の回転中心までの距離である。図-9に浮き上がり量 $d_s$ と回転角 $\theta$ の関係を示す。いずれにおいても載荷に伴い、浮き上がりは増加する傾向にある。回転角0において浮き上がり量が最大値を示し、さらに載荷すると浮き上がりは0に戻らずに残留することがわかる。

続いて、橋脚基部からの高さとその位置での水平変位と関係を図-10に示す。載荷点変位の増加に伴い、PR-5ではスウェイ変位による残留が見られない。それは、浮き上がり発生後、軸力が他ケースより小さいため、スウェイが発生しなかったものと考えられる。PR-3,PR-4では、載荷点変位が小さい範囲ではスウェイ変位はほぼゼロであるが、載荷点変位の増加に伴い、スウェイ変位は徐々に増加し、最終的に正載荷方向または負載荷方向へ増加し残留することが分かる。

### 2.4.3 鉄筋降伏時の伸出し長

既設部丸鋼鉄筋の場合、降伏時は、鉄筋降伏応力と丸鋼とコンクリートとの付着応力が釣り合うと考えると丸鋼鉄筋の定着長は式(7)で表される。

$$L = \frac{\sigma_{sy}}{4\tau} \cdot \phi \quad (7)$$

ここに、 $L$ は丸鋼鉄筋とコンクリートとの定着長(mm)、 $\sigma_{sy}$ は鉄筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $\phi$ は鉄筋径(mm)、 $\tau$ :付着応力度(N/mm<sup>2</sup>)である。

また、丸鋼鉄筋降伏時の伸出し長はフーチング部および柱部に対するひずみを高さ方向に積分した合計から求められ、下式(8)で表される。

$$d_{dy} = 2 \int_0^L \epsilon_{sy} dy = \epsilon_{sy} \cdot L \quad (8)$$

ここに、 $d_{dy}$ は丸鋼鉄筋降伏時の伸出し長(mm)、 $L$ は丸鋼鉄筋とコンクリートとの定着長(mm)、 $\epsilon_{sy}$ は鉄筋の降伏ひずみである。なお、計算で求めた定着長が柱高さおよびフーチング厚さより大きくなる場合には下式(9)より丸鋼鉄筋降伏時の伸出し長を求めることにした。

$$\begin{aligned} d_{dy} &= \int_0^{L_f} \epsilon_{sy} dy + \int_0^{L_p} \epsilon_{sy} dy \\ &= \epsilon_{sy} \cdot L - \frac{\epsilon_{sy}}{2L} \{ (L-L_f)^2 + (L-L_p)^2 \} \end{aligned} \quad (9)$$

$$(L-L_f \geq 0, L-L_p \geq 0)$$

ここに、 $d_{dy}$ は丸鋼鉄筋降伏時の伸出し長(mm)、 $L$ は丸鋼鉄筋とコンクリートとの定着長(mm)、 $\epsilon_{sy}$ は鉄筋の降伏ひずみ、 $L_f$ はフーチングの実定着長(mm)、 $L_p$ は柱部の実定着長(mm)である。

アンボンド補強鉄筋の場合、アンボンド区間においてコンクリートの付着がないことから、鉄筋降伏時の伸出し長は下式(10)で表される。

$$d_{dy} = \epsilon_{sy} \cdot L_n \quad (10)$$

ここに、 $d_{dy}$ はアンボンド鉄筋降伏時の伸出し長(mm)、 $\epsilon_{sy}$ は鉄筋の降伏ひずみ、 $L_n$ はアンボンド長(mm)である。

### 2.4.4 耐力

図-11に柱基部における軸方向鉄筋配置の一例を示した。この軸方向鉄筋の引張力および各軸方向鉄筋の引

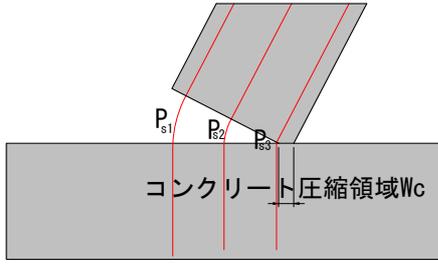


図-11 柱基部の軸方向鉄筋配置

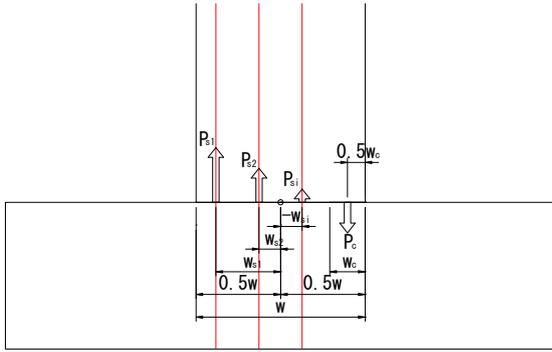


図-12 柱基部における力のつり合い

張力は式(11)、(12)で表される。但し、コンクリートの圧縮領域に入る鉄筋は考慮しない。

$$P_s = \sum_{i=1}^m P_{si} \quad (11)$$

$$P_{si} = \alpha_i \cdot n_i \cdot \sigma_{sy} \cdot A_s \quad (12)$$

ここに、 $P_s$  は軸方向鉄筋の引張力(N)、 $P_{si}$  は柱基部回転中心より  $i$  列目の軸方向鉄筋の引張力(N)、 $m$  は鉄筋の列数、 $\alpha_i$  は  $i$  列目の鉄筋の補正係数、 $n_i$  は  $i$  列目の鉄筋本数、 $\sigma_{sy}$  は鉄筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $A_s$  は鉄筋 1 本の断面積(mm<sup>2</sup>)である。

式(12)の中の補正係数  $\alpha_i$  とは、各軸方向鉄筋の伸出し長の丸鋼鉄筋降伏時の伸出し長に対する比で、式(13)、(14)で表される。

$$\alpha_i = \frac{d_{di}}{d_{dy}} \quad (d_{di} \leq d_{dy}) \quad (13)$$

$$\alpha_i = 1 \quad (d_{di} > d_{dy}) \quad (14)$$

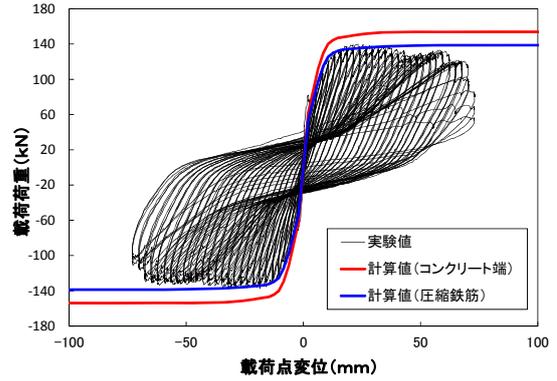
ここに、 $\alpha_i$  は柱基部回転中心より  $i$  列目の鉄筋の補正係数、 $d_{dy}$  は鉄筋降伏時の伸出し長(mm)、 $d_{di}$  は  $i$  列目の軸方向鉄筋伸出し長(mm)である。 $i$  列目の軸方向鉄筋伸出し長  $d_{di}$  は式(15)で表される。

$$d_{di} = \theta \cdot x_i \quad (15)$$

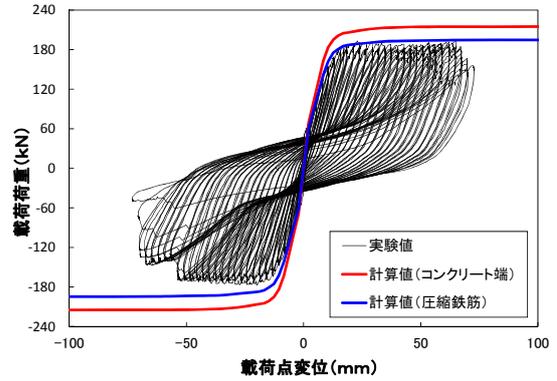
$x_i$  は  $i$  列目の鉄筋のコンクリート圧縮縁からの距離(mm)である。

以上より、ある回転角 $\theta$ の時のコンクリート圧縮領域  $W_c$  は式(16)で表される。

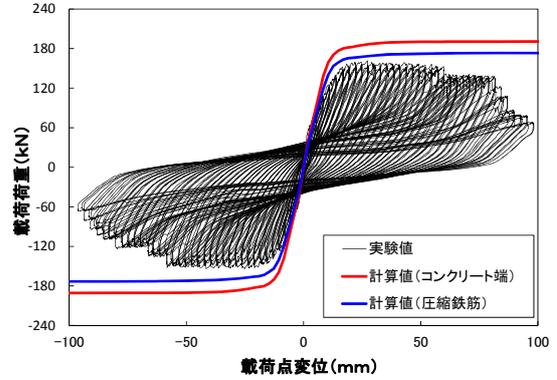
$$W_c = \frac{P_c}{\sigma_{ck} \cdot W} \quad (16)$$



PR-3



PR-4



PR-5

図-13 載荷荷重と水平変位の関係

ここに、 $W_c$  はコンクリート圧縮領域(mm)、 $P_c$  はコンクリート圧縮力(N)、 $\sigma_{ck}$  はコンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $W$  は柱部断面幅である。

続いて、コンクリート圧縮領域の中心に圧縮力が集中しているとし、図-12に示すように柱基部図心周りの曲げモーメントの釣り合いより、耐力を式(17)より求める。

$$\sum_{i=1}^m P_{si} \cdot W_{si} + P_c \left( \frac{W - W_c}{2} \right) = P_h \cdot h \quad (17)$$

ここに、 $W_{si}$  は図心から鉄筋位置までの距離(mm)、 $W$  は柱部断面幅、 $P_h$  は橋脚耐力(N)、 $h$  は柱部基部から慣性

力作用位置までの高さ(mm)である。

以上の提案手法より、橋脚基部がある回転角  $\theta$  の時の耐力（載荷荷重）を上記式(17)から算出し、その時の水平変位を下式(18)より求めた。

$$u_p = \theta \cdot h \quad (18)$$

ここに、 $u_p$  は軸方向鉄筋の抜出しにより水平荷重載荷点位置に生じる変位、 $h$  は橋脚基部から載荷点までの高さである。

図-13 には実験および提案手法の計算におけるそれぞれの載荷荷重と水平変位の関係を示す。実験値は黒実線、柱基部の圧縮側をコンクリート端とした場合を赤実線で示した。いずれのケースにおいても、計算値が実験値より耐力の評価が過大となっている。

そこで、計算において圧縮側かぶりコンクリートが損傷を受けたとしてかぶりコンクリートを無視した場合を図中の青実線で示した。かぶりコンクリートの損傷を考慮することで耐力は計算値がさらに実験値に近似し、PR-3,PR-4 において計算による最大耐力は実験値に概ね近似できている。しかし、PR-5 においては軸力の影響により耐力が過大評価となっている。

### 3. 限界状態設定

ロッキング挙動が卓越する橋脚の抵抗特性を基部の曲げモーメント-回転角( $M-\theta$ )で評価することを想定し、限界状態時の回転角について検討した。

#### 3.1 回転角

実験供試体と実橋脚では回転角が同一でも軸方向鉄筋の伸出し長は大きく異なる。また、実橋脚においても断面寸法により伸出し長が異なることとなり、鉄筋降伏時、限界状態時の回転角を直接求めることはできない。

そこで、ここでは実験供試体における鉄筋降伏時、限界状態時の回転角より、下式(19)で伸出し長を求め、ロッキング挙動が卓越する実橋脚の回転角を評価することにした。

$$d_d = \theta \cdot W_R \quad (19)$$

$d_d$  は丸鋼鉄筋の伸出し長(mm)、 $W_R$  は柱部断面幅である。

鉄筋降伏時の軸方向鉄筋の伸出し長を前述の式(10)より求める。なお、アンボンド補強鉄筋を用いた場合、既設部の丸鋼鉄筋とアンボンド補強鉄筋のうち、先に降伏に至る場合を降伏時と定義する。

限界状態時の伸出し長は、すべりが発生した鉄筋の長さおよび平均ひずみから下式(20)で表すことができる。

$$d_d = \bar{\varepsilon} \cdot L_n \quad (20)$$

ここに、 $\bar{\varepsilon}$  はすべりが発生した鉄筋の平均ひずみ、 $L_n$

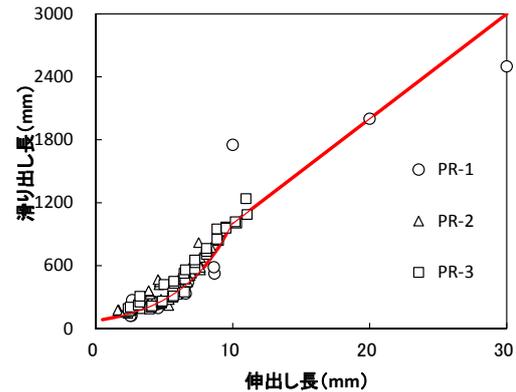


図-14 滑り出し長と伸出し長との関係

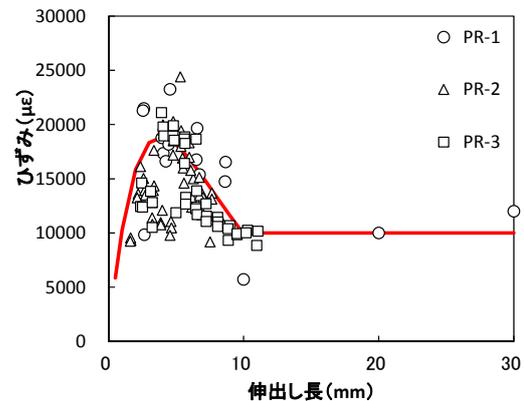


図-15 ひずみと伸出し長との関係

はすべりが発生した鉄筋の長さである。なお、アンボンド補強鉄筋の場合、 $L_n$  はアンボンド長である。(以降、滑り出し長と略す)

#### 3.2 滑り出し長およびひずみ

丸鋼鉄筋供試体の基部のひずみを平均ひずみと定義した。式(20)より求めた滑り出し長と伸出し長との関係を図-14 に示す。ここで、PR-1 とは過年度成果<sup>7)</sup>より既設部橋脚供試体の軸方向丸鋼鉄筋径を  $\phi 25\text{mm}$  とした場合である。伸出し長の大きな領域に対しては、PR-1 の供試体においてフーチング内および柱部の高さ 1800mm までひずみ分布を計測しているデータを用いた。滑り出し長は伸出し長が 10mm 程度まで急増している事がわかる。ここで、滑り出し長と伸出し長との関係は式(21)、(22)のように表される。

$$L_n = 75e^{0.26d_d} \quad (d_d \leq 10\text{mm}) \quad (21)$$

$$L_n = 100d_d \quad (d_d \geq 10\text{mm}) \quad (22)$$

図-15 に、軸方向鉄筋のひずみと伸出し長との関係を示した。伸出し長が 5mm 程度までひずみが急増し、ひずみが 20000 $\mu$  程度を上限に滑り出しが発生し、ひずみは 10000 $\mu$  程度まで低下し、残留する傾向が見られる。

3.3 限界状態の推定

3.3.1 限界状態を推定するパラメータ

ロッキング挙動が卓越する橋脚の限界状態は、柱基部における軸方向鉄筋の伸出しに伴うはらみ出しに起因することから、抵抗パラメータは軸方向鉄筋自体の抵抗のみであると考えられる。軸方向鉄筋自体の抵抗は、柱部材のオイラーの弾性座屈理論を適用するものとし、座屈時ひずみは軸方向鉄筋径を用いると式(23)のように表される。

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \left( \frac{\phi}{L_{cr}} \right)^2 \tag{23}$$

ここに、 $\varepsilon_{cr}$  は軸方向座屈時ひずみ、 $L_{cr}$  は有効座屈長、 $\phi$  は軸方向鉄筋径である。

ここで、有効座屈長を伸出し長と考えると下式(24)で表される。

$$\varepsilon_{cr} = C_1 \cdot \left( \frac{\phi}{d_{dcr}} \right)^{C_2} \tag{24}$$

ここに、 $d_{dcr}$  ははらみ出し時の伸出し長、 $C_1, C_2$  は係数ある。ここで、はらみ出し時の伸出し長は下式(25)のとおり、ひずみと滑り出し長で表される。

$$d_{dcr} = \varepsilon_{cr} \cdot L_n \tag{25}$$

式(25)より

$$\varepsilon_{cr} = C_1' \cdot \left( \frac{\phi}{L_n} \right)^{C_2'} \tag{26}$$

以上より、ひずみは  $\phi/L_n$  をパラメータとして表され、その式(26)中の係数  $C_1', C_2'$  を各限界状態に対して推定する。ここで、ロッキング挙動が卓越する橋脚の変形・損傷は、軸方向鉄筋の伸出しに伴う挙動であるため、軸方向鉄筋の許容伸出し長について後述する各限界状態を設定した。図-16 に示すように初降伏限界は降伏伸出し長に達した時とし、その時の橋脚基部の回転角を  $\theta_{k0}$  で、耐震性能2は復旧性より残留浮き上がり時の許容伸出し長に達した時とし、その時の橋脚基部の回転角を  $\theta_{k2}$  で、耐震性能3は落橋防止の観点より軸方向鉄筋の破断時の許容伸出し長に達した時とし、その時の橋脚基部の回転角を  $\theta_{k3}$  で規定し、算出式は後述する。

PR-1～PR-5 の実験ケースにおける残留浮き上がり時の軸方向鉄筋のひずみと  $\phi/L_n$  の関係を図-17 に示す。図中の近似式は式(26)の簡易化のため、残留浮き上がり時及び鉄筋破断時の限界状態の共通としている。そのため係数  $C_2'$  は同じ値として残留浮き上がり時の  $0.4434 \approx 1/2.3$  を採用した。以上より、式(26)を簡易化した式が下式(27)のように表される。

$$\varepsilon_{cr} = C \left( \frac{\phi}{L_n} \right)^{1/2.3} \tag{27}$$

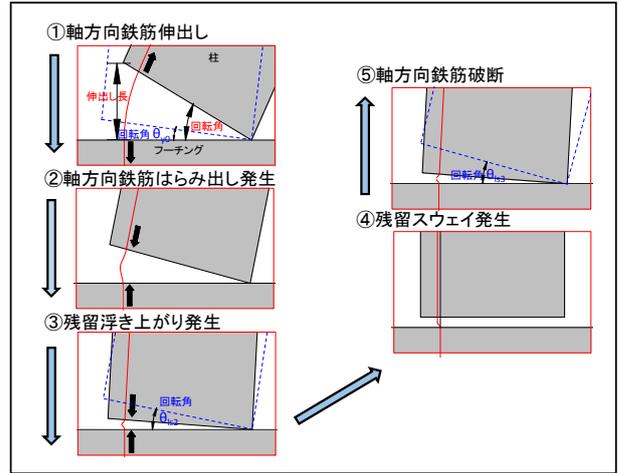


図-16 破壊形態の順序

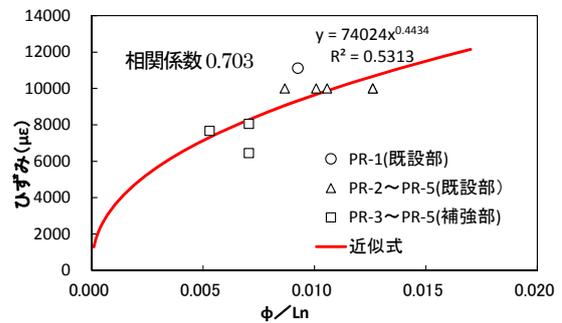


図-17 ひずみと  $\phi/L_n$  との関係 (残留浮き上がり時)

ここに、 $\varepsilon_{cr}$  は限界状態時ひずみ、 $C$  は限界状態時の係数 (浮き上がり時 1/14、鉄筋破断時 1/11)、 $\phi$  は軸方向鉄筋径(mm)、 $L_n$  は限界状態時の滑り出し長(mm)である。

3.3.2 各限界状態での回転角

式(27)を展開して滑り出し長を求める式にすると下式(28)のように表される。

$$L_n = C^{2.3} \cdot \varepsilon_{cr}^{-2.3} \cdot \phi \tag{28}$$

図-15 に示したように丸鋼鉄筋は限界状態時の伸出し長 (許容伸出し長) は 10mm 以上となると、限界状態時のひずみ  $\varepsilon_{cr} = 10000\mu$  は一定となる。よって、上式(28)は簡易的に下式(29)、(30)で表される。

$$\text{(耐震性能2)} \quad L_{n2} = 92\phi \tag{29}$$

$$\text{(耐震性能3)} \quad L_{n3} = 160\phi \tag{30}$$

また、許容伸出し長は式(25)より、下式(31)、(32)のように簡易式として表される。

$$\text{(耐震性能2)} \quad d_{dcr2} = 0.92\phi \tag{31}$$

$$\text{(耐震性能3)} \quad d_{dcr3} = 1.60\phi \tag{32}$$

アンボンド補強鉄筋に対して許容伸出し長は下式(33)、(34)で表される。

$$(耐震性能2) \quad d_{dcr2} = \frac{L_n}{14} \cdot \left( \frac{\varphi}{L_n} \right)^{1/2.3} \quad (33)$$

$$(耐震性能3) \quad d_{dcr3} = \frac{L_n}{11} \cdot \left( \frac{\varphi}{L_n} \right)^{1/2.3} \quad (34)$$

以上より、各限界状態における橋脚基部回転角は下式で表される。

$$(降伏限界) \quad \theta_{y0} = \frac{d_{dy}}{W_s} \quad (35)$$

$$(耐震性能2) \quad \theta_{ls2} = \frac{d_{dcr2}}{W_s} \quad (36)$$

$$(耐震性能3) \quad \theta_{ls3} = \frac{d_{dcr3}}{W_s} \quad (37)$$

ここに、 $\theta_{y0}$  は降伏限界時の橋脚基部回転角、 $\theta_{ls2}$  は耐震性能2の橋脚基部の回転角、 $\theta_{ls3}$  は耐震性能3の橋脚基部の回転角、 $d_{dy}$  は降伏限界時の伸出し長(式(10)より算出)、 $d_{dcr2}$  は耐震性能2の軸方向鉄筋の許容伸出し長(式(29)または(31)より算出)、 $d_{dcr3}$  は耐震性能3の軸方向鉄筋の許容伸出し長(式(30)または(32)より算出)、 $W_s$  : 圧縮最外縁から最外縁にある引張鉄筋位置までの距離である。

なお、アンボンド補強鉄筋を用いた場合の各限界状態は、既設部の丸鋼鉄筋とアンボンド補強鉄筋のうち、先に各限界状態に至る時の回転角と定義する。

#### 4. 提案手法の適用範囲と実験結果との比較

##### 4.1 適用範囲

##### 4.1.1 鉄筋の抜け出し判定

実験では、柱の上端およびフーチング下端部において定着鋼板と鉄筋を溶接しているため、鉄筋の『伸出し』は生じるものの『抜け出し』は生じないことが前提となる。丸鋼鉄筋の実橋脚では、軸方向鉄筋のフーチングへの定着はフックを設けており、過年度の実験<sup>8)</sup>から十分な強度を確保できることが確認されたため、『抜け出し』が生じることはない。但し、載荷が進むと滑り出し長は増加することが分かっており、柱天端部にはフックは設けられていないと考えられることから、滑り出し長が柱の軸方向鉄筋を含めた長さには達すると抜け出しが生じると考えられる。

したがって、柱部の定着も含めた定着長 $L$ と滑り出し長 $L_n$ に関して実橋脚においては留意が必要である。抜け出しの判定(抜け出さないことの判定)としては、前項で求めた限界状態時の伸出し長よりも定着長が長ければ、抜け出さないことになる。抜け出しの判定は、式(38)、(39)で表すことができる。

$$(耐震性能2) \quad L_n = 92\varphi < L \quad (38)$$

$$(耐震性能3) \quad L_n = 160\varphi < L \quad (39)$$

ここに、 $\varphi$  は軸方向鉄筋径(mm)、 $L_n$  は各限界状態時の

表-5 各実験ケースにおける既設部許容伸出し長

供試体名	伸出し長 (mm)		ひずみ ( $\mu$ )	滑り出し長 (mm)
	浮き上がり時	鉄筋破断時		
PR-1	30	30	11111	2700
PR-2	103	17.1	10000	1030
PR-3	12.3	14.8	10000	1230
PR-4	10.3	11.1	10000	1030
PR-5	12.9	-	10000	1290

表-6 各実験ケースにおける補強部許容伸出し長

供試体名	伸出し長 (mm)		ひずみ ( $\mu$ )	滑り出し長 (mm) (アンボンド長)
	浮き上がり時	鉄筋破断時		
PR-3	13.8	-	7667	1800
PR-4	11.6	21.5	6444	1800
PR-5	14.5	21.1	8056	1800

滑り出し長(mm)で、 $L$ はフーチングと柱の定着長である。抜け出し判定において、抜け出す場合には、鉄筋の引張抵抗は、引張応力からコンクリートとの付着応力による抵抗に変わる。別途実施した丸鋼鉄筋の引抜実験<sup>9)</sup>より丸鋼鉄筋とコンクリートとの付着はすべり量の増加に従い、平均付着応力が減少していくことが分かっている。但し、付着応力は無くならず0.34N/mm<sup>2</sup>程度で残留する結果となっている。

ここで、表-5、表-6より限界状態時の伸び出し長は、10mm以上程度であることが分かっており、抜け出す場合の平均付着応力は、残留する平均付着応力の値に近いと考えられる。

したがって、抜け出し判定において、抜け出す場合に表は鉄筋の付着応力による抵抗と鉄筋引張応力との釣り合いより、抜け出しを考慮した際の鉄筋の降伏強度は式(40)で表される。ここで、残留する付着応力を安全側に0.3N/mm<sup>2</sup>とした。

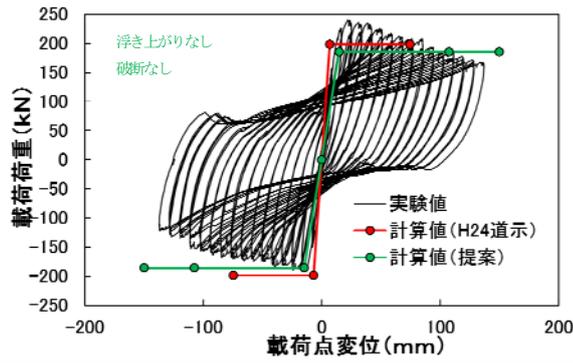
$$\sigma_{sy}' = \frac{4L\tau}{\varphi} = \frac{1.2L}{\varphi} \quad (40)$$

ここに、 $\sigma_{sy}'$ は抜け出し時の鉄筋の降伏強度、 $L$ はフーチングと柱の定着長、 $\tau$ は鉄筋の付着応力、 $\varphi$ は軸方向鉄筋径である。

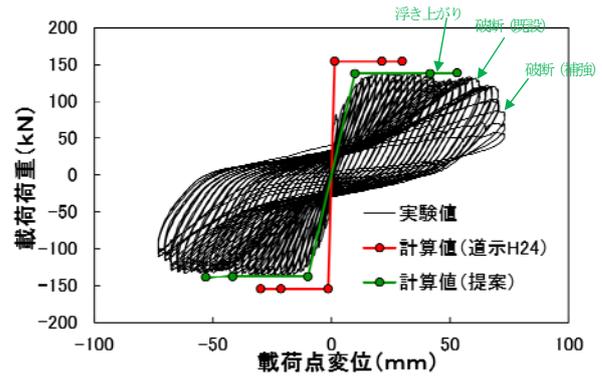
以上より、抜け出し判定において、抜け出す場合には式(12)中の降伏強度を得られた抜け出し時の鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy}'$ として計算し、橋脚耐力を算出する。

アンボンド補強鉄筋においても同様であり、鉄筋の『伸出し』は生じるものの鉄筋の『抜け出し』を生じないことが前提となる。

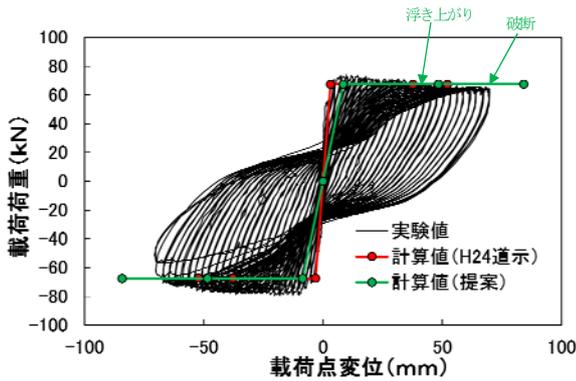
実験においては、フーチング内には $40 \cdot D$  ( $D$ は鉄筋径)の埋め込み長を確保し、柱天端は溶接しており、抜け出しが生じていないと考えられる。そのため、実橋脚においては同様にフーチング内には $40 \cdot D$ の定着長、柱



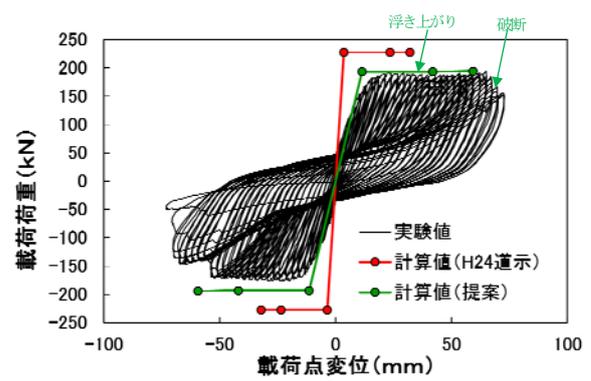
PR-1



PR-3



PR-2



PR-4

図-18 載荷荷重と載荷点変位の関係  
(丸鋼鉄筋供試体)

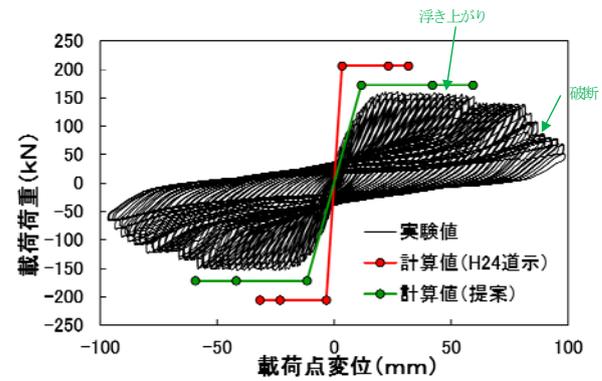
には $40 \cdot D$ の定着長もしくはフック等を用いて『抜け出し』が生じない構造とする必要がある。

#### 4.1.2 伸出し長とアンボンド長の制限

提案手法の対象実験は、5 供試体(PR-1～PR-5)であり、軸方向鉄筋の径は4種類( $\phi 13, \phi 25, D10, D13$ )とし、太径の鉄筋については、確認していない。また、許容伸出し長の推定式の精度は耐震性能2の残留浮き上がり時の相関係数が約0.7であるため、ばらつきが30%程度と比較的大きく、現段階において設計値としては安全側を見越し、制限を設ける必要があると考える。

本提案式(29)～(32)による各鉄筋径(丸鋼)別の各限界状態時における滑り出し長と伸び出し長の試算を実施した。その結果、現段階においては実験を行った $\phi 25$ の破断伸び出し長40mm程度であった。また、既設橋において太径鉄筋の使用実績は多くないと考えられるから許容伸び出し長を40mm以下に制限する。

本提案式(33)、(34)によるアンボンド鉄筋補強の各限界状態時における許容伸び出し長の試算を実施した。その結果、アンボンド長を長く設定すると、限界状態時の伸び出し長も長く評価される。またアンボンド長が長い場合には、アンボンド区間の中間部において鉄筋とシー



PR-5

図-19 載荷荷重と載荷点変位の関係  
(アンボンド補強鉄筋供試体)

との干渉などの問題も発生することが想定できる。そこで、アンボンド鉄筋においても伸び出し長を40mmに抑え、過度にアンボンド長を長く設定するのを避けるべきであるが、既設鉄筋(丸鋼鉄筋)の伸び出し長を40mmに抑えることで、間接的にそれよりも外側にあるアンボンド補強鉄筋の伸び出し長も抑えられることになると思われる。

また、図-17のひずみと $\phi/L_n$ との関係より、実験のパラメータ $\phi/L_n$ 範囲でアンボンド長に制限を設けるものとする。実験でのパラメータ $\phi/L_n$ の範囲は0.005～0.015であり、特にアンボンド長が長いと細径の鉄筋でも

許容伸出し長を長く評価することになる。実験での確認範囲であるパラメータ  $\varphi/L_n$  を用い、アンボンド長を  $\varphi/0.005$  ( $200\varphi$ ) 以下に制限する。

#### 4. 2 実験結果との比較

図-18、図-19 に各実験ケース(PR-1～PR-5)の載荷荷重-荷重点変位の関係における実験結果と計算結果を示す。赤実線の計算結果は鉄筋とコンクリートの材料試験結果を用いて道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づいて算出した骨格曲線を示しており、そのプロットは原点に近いほうからで設計上の降伏変位  $\delta_y$ 、耐震性能2の限界状態に相当する変位  $\delta_{k2}$ 、耐震性能3の限界状態に相当する変位  $\delta_{k3}$  である。緑実線の計算結果は本提案手法より算出した骨格曲線を示しており、そのプロットは原点に近いほうからで降伏時、残留浮き上がり時、軸方鉄筋破断時(既設部または補強部のうち、先に限界状態に至った方)の許容伸出し長である。

図-18 より、PR-1,PR-2 の無補強の丸鋼鉄筋供試体において、提案手法による計算値はH24 道示による計算値と比較し、耐力に大きな違いはないが、耐震性能3における変位は実験値よりも過大となっている。しかし、許容塑性率算出時には耐震性能3の変位に対して安全係数を考慮するため、耐力において本提案手法により設計した場合でも実験より過大な設計とならないと言える。ここで、考慮する安全係数は、前述のように許容伸出し長の推定式の精度が耐震性能2の残留浮き上がり時の相関係数が約0.7であり、ばらつきが30%程度あるため、1.3とした。

図-19 より、PR-3～PR-5 におけるアンボンド鉄筋補強供試体は、提案手法による計算値はH24 道示による計算値と比較し、耐力、変位共に実験値を良く再現できている。また、各図中には損傷発生時を記載し、残留浮き上がりは浮き上がりが0.1mm 以上生じたサイクルとしている。

PR-1 は損傷していない。PR-2 は本提案手法による計算結果より実験時の方が早い段階で損傷が発生している。それに対して、PR-3～PR-5 は本提案手法による計算結果の方が実験時より早い段階で損傷が発生している。

以上より、本提案手法を補強前の丸鋼鉄筋が使用された橋脚に適用した場合、耐力は実験値を再現できているが、変位は大きく評価してしまう。そのため、許容塑性率算出時の安全係数を1.3 とすることで安全側な設計となるように配慮した。また、既設部に丸鋼鉄筋が使用された橋脚をアンボンド補強鉄筋で補強した場合、耐力および変位ともに現行道路橋示方書<sup>4)</sup>と比較し、概ね実験値を再現できている。変位は小さく評価されているが、安全側な設計となっているため問題ないものと考えられる。



写真-1 鉄筋コンクリート橋脚の凍害等劣化状況



写真-2 かぶりコンクリート脆弱化状況

### 5. 鉄筋コンクリート橋脚の劣化事例とその耐震補強工法の検討

近年、社会インフラの老朽化防止対策として国・都道府県・市町村が管理している公共施設について、インフラ長寿命化計画が策定されている。そのような状況下において、橋梁は5年に1回の頻度で定期点検を実施し、その点検結果において橋梁部材の劣化が認められているが、補修にあたっては劣化状態も考慮して実施するのが、リスク軽減の観点から有効であると言える。また、耐震補強を実施する橋梁主部材において劣化損傷パターンと程度を分析した結果、寒冷地特有の凍害による劣化が耐震性に影響を与えるものと判断した。そこで、本研究では凍害等により損傷が進行している鉄筋コンクリート橋脚の劣化事例を調査し、その調査結果を踏まえ、劣化状態にある橋脚の耐震補強を検討する際の課題を抽出することにした。

#### 5. 1 劣化事例調査

調査対象の鉄筋コンクリート橋脚の劣化状況を写真-1、写真-2 に示す。

劣化状態の調査結果、写真に示すように、凍害等により鉄筋コンクリート橋脚のかぶりコンクリートが劣化しており、コンクリートはく落箇所の鉄筋表面に錆が見られる。また、コンクリート表面の劣化が大きく進行していない場合においても、鉄筋位置以深まで層状のひび割れが発生している事例が確認された。これらは、鉄筋の

付着機能に大きく影響するものと考えられる。また、力学的特性（圧縮強度、静弾性係数）の低下も見られた。

## 5.2 劣化状態にある橋脚の耐震補強における課題

劣化事例調査を踏まえて、耐震補強の検討にあたっては、鉄筋の付着機能および力学特性等の性能低下を考慮する必要がある。

## 6. RC 橋脚橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法の評価

### 6.1 目的

東北地方太平洋沖地震をはじめとした過去の地震において、鉄筋量の少ない未補強の壁式RC橋脚の橋座部において、支承から伝達された地震力の作用によりせん断ひび割れが発生した事例が報告されている（写真-3）。この種の損傷は余震による更なる地震力の作用によりせん断破壊に至る可能性があり、当該支点が桁端部の場合だと落橋に至る危険性があることから、地震後全面通行止めとなることが多い。RC橋脚に対する耐震補強は順次進められてきてはいるものの、今後発生する大きな地震により、耐震補強がまだ実施できていないRC橋脚には同様な被害が生じることになる。

このように耐震補強がまだ実施できていない橋梁に対しては、耐震補強が実施されるまでの間になし得るソフト的な対応として、損傷が生じた後に橋としての機能を回復させることができる応急的な復旧方法を予め検討しておくという考え方も重要である。これまで一般的なRC橋脚躯体部に対する応急復旧工法は、文献11)等の提案や道路震災対策便覧<sup>12)</sup>で応急復旧工法の例が示されているが、壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした応急復旧工法はこれまであまり検証されていない。

このような背景から、平成25年度の研究では既往の震災で橋座部での損傷事例があり、橋としての機能に影響をもたらしたせん断損傷に対して、災害復旧の現場という様々な制約条件がある中でも施工可能な図-20に示す応急復旧工法を提案した。そして、壁式RC橋脚の供試体に対して橋座部のせん断破壊を載荷実験により再現させ、その上で提案するH形鋼を補強部材とした応急復旧工法を施工して再度載荷試験を行い、補強部材による復旧効果について検証してきた<sup>13)</sup>。

平成26年度は、これまで実験的に検証してきた応急復旧工法を対象として、その復旧効果の妥当性を検証することを目的として、その力学メカニズムをFEM解析に基づいて検討を行った。

### 6.2 応急復旧工法の実験概要と結果

応急復旧工法のセットアップ図を図-21に示す。本工法は、橋脚躯体をH形鋼で挟み込むことで橋脚の破壊



写真-3 壁式橋脚における橋座部のせん断破壊<sup>10)</sup>

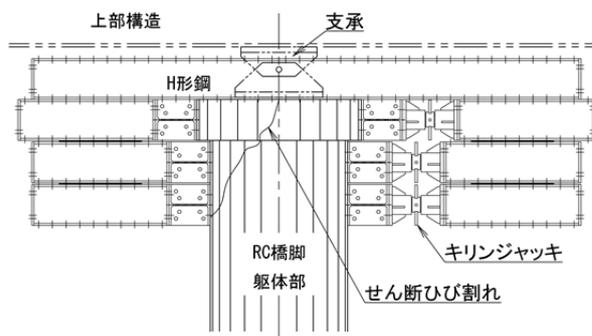


図-20 応急復旧工法の概要図

していない部位に力を伝達させる考え方に基いており、これにより低下したせん断耐力の復旧効果を期待するものである。H形鋼と橋脚躯体を密着させるため、橋脚の破壊していない部位側にはキリンジャッキを設置して、RC橋脚躯体部に圧縮力を導入させた。

載荷においては、せん断破壊終了後に残留した変位を残した状態で漸増載荷を実施した。載荷方法は、せん断破壊時の水平荷重である662kNを上回る700kNまでは50kNずつ3回繰り返し、これ以降は1回繰り返しとし900kNまで載荷を行った。

図-21に示したH形鋼①のフランジに生じたひずみの関係を図-22に示す。支承1では水平荷重が600kNまではH形鋼のひずみが殆ど増加していない。600kN以降は徐々にひずみが増加し、水平荷重が900kNで左側H形鋼が最大400 $\mu$ 程度、右側H形鋼が最大400 $\mu$ 程度のひずみが生じた。支承2では、水平荷重が700kNまではH形鋼のひずみがあまり増加していないが、それ以降は徐々にひずみが増加し、水平荷重が900kNで左側H形鋼が最大270 $\mu$ 程度、右側H形鋼が最大490 $\mu$ 程度のひずみが生じた。この結果より、支承1では水平荷重が600kN付近、支承2では水平荷重が700kN付近からH形鋼のひずみが増加していることから、これらの水平荷重を超えた段階から補強部材が水平荷重を分担する機構となったと考えられる。

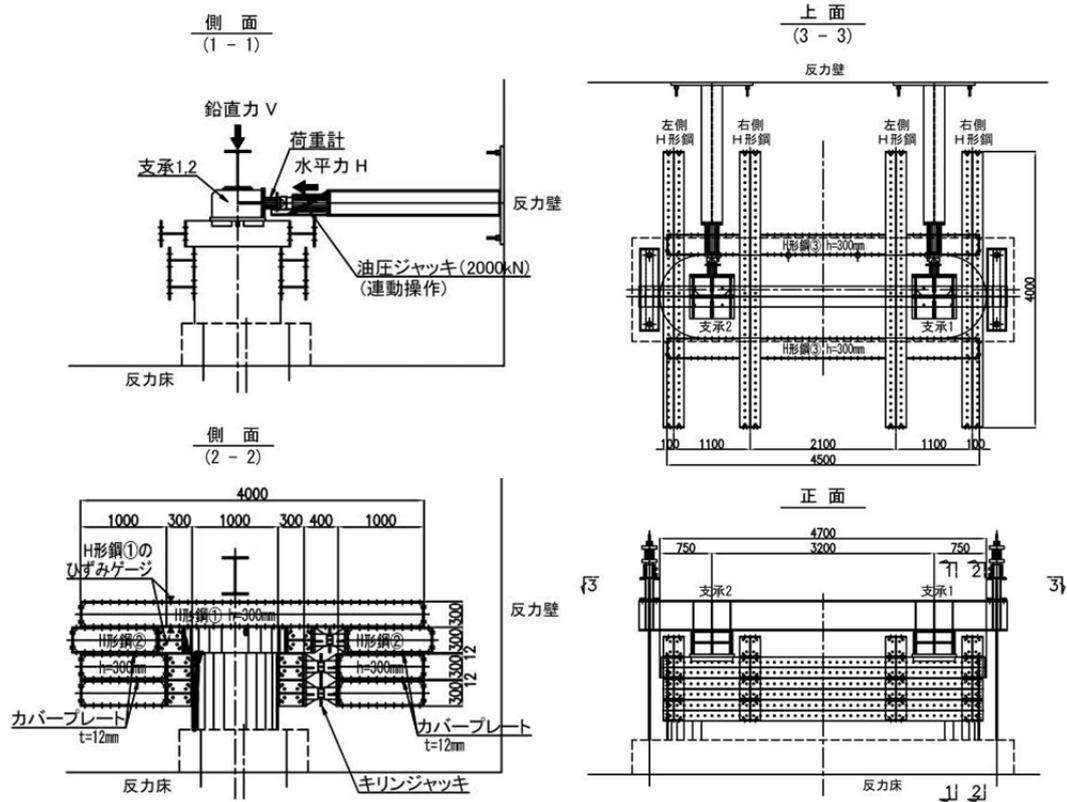


図-21 応急復旧後の载荷実験のセットアップ図

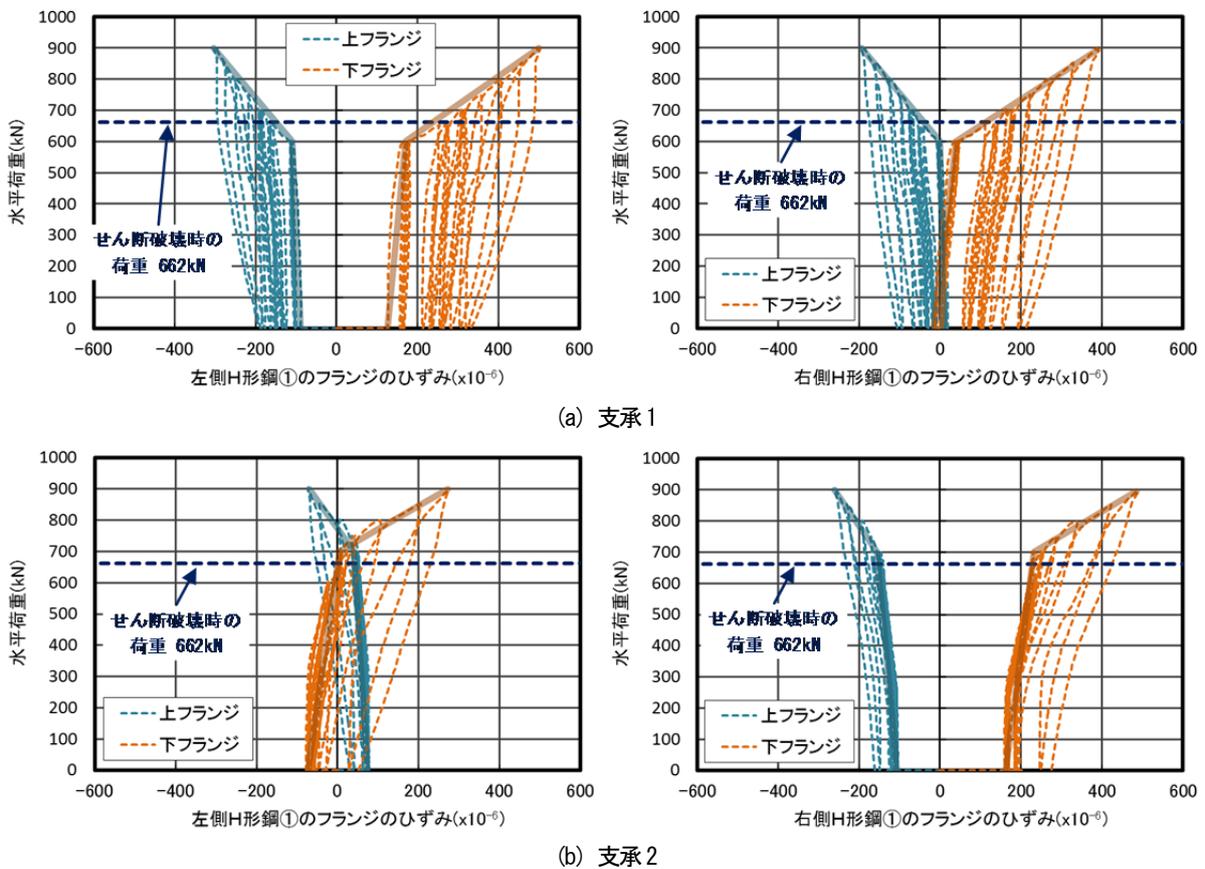


図-22 载荷点位置における水平荷重とH形鋼①のひずみの関係

### 6.3 復旧効果メカニズムの解析

#### 6.3.1 解析モデル

前述した载荷実験の結果を基に、補強部材による復旧効果が発現するメカニズムをFEM解析により検討した。モデル化範囲の概略図を図-23に示す。補強部材は、図-21に示したように左右対称な構造であることから、支承1側半分を対象とした。また、今回は補強部材に生じる力学性状に着目したため、橋脚はモデル化せず、H形鋼のみモデル化した。

本解析では、メッシュサイズは25mm程度とし、H形鋼はシェル要素でモデル化した。H形鋼の接合は高力ボルトによる摩擦接合であるため、重ね合せているH形鋼フランジの接合部は、合計した板厚を1枚の鋼板とみなしてモデル化した。キリンジャッキ部は剛体とした。また、橋脚はモデル化しないため、橋座部上面は擬似的に剛体としたシェル要素でモデル化した。

#### 6.3.2 拘束条件、载荷条件

橋座部上面とH形鋼の接地面は面接触とさせた条件とし、鉛直上向き方向に対しては自由に変形できるように設定した。支承2側半分との境界部は、対称条件として、橋軸直角方向、橋軸まわり、鉛直まわりを拘束した。また、本工法の復旧効果のメカニズムを議論する上で橋座部と補強部材の間の境界条件の設定や荷重の与え方が重要であるが、実験の際にこの境界面に発生した水平反力の計測ができていないわけではなく、補強部材に実際にどのような荷重分布で力が伝達されているかは明確ではない。このため本研究では、図-24に示すように、H形鋼②の上段から下段にかけて三角形分布となる荷重分布を仮定して解析を行うこととした。

解析では、始めに鋼材の重量を考慮した自重解析を行い、その値を初期値として前述した荷重を100kNずつ漸増载荷させた。なお、本解析では、キリンジャッキは、橋脚-H形鋼間の遊間がなくなるまでジャッキで締め付け、遊間が0になった後はジャッキによる締め付けを行わないと仮定しているため、キリンジャッキの締め付けによるRC橋脚躯体部への圧縮力は考慮していない。解析には有限要素法解析ソフトFEMAP with NX Nastranを用いて線形解析を行い、解析結果から補強部材に生じる応力性状や補強部材全体としての抵抗反力等について検討した。

#### 6.3.3 解析結果

载荷実験結果に基づき補強部材に作用したと推定される水平荷重とH形鋼①のひずみの関係を図-25に示す。ここで、縦軸を補強部材に作用したと推定される水平荷重で表したのは、補強部材のみに対する解析結果との比較を行うためである。载荷実験の結果によれば、図-24

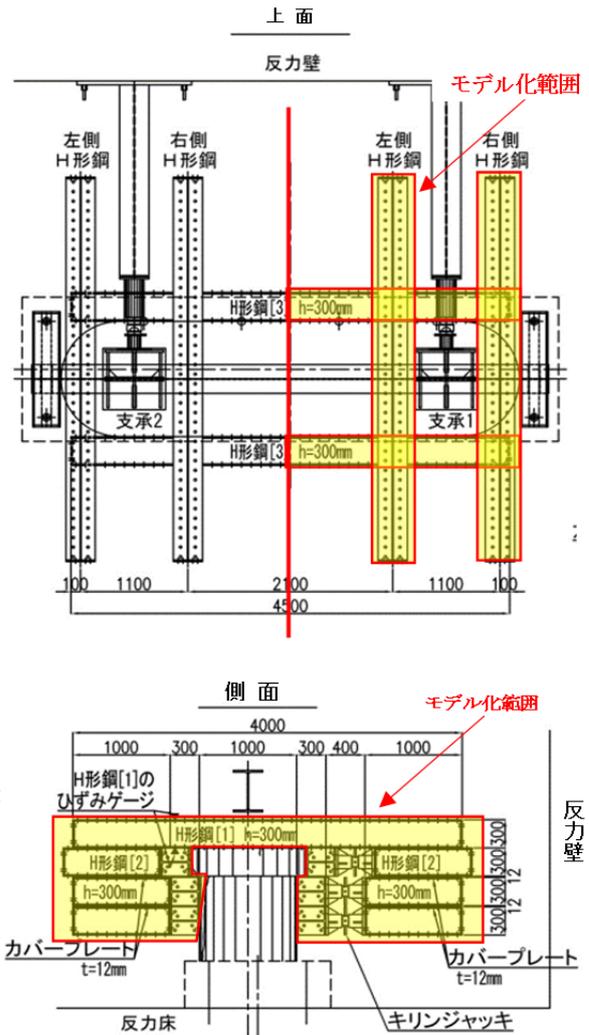


図-23 モデル化範囲の概略図

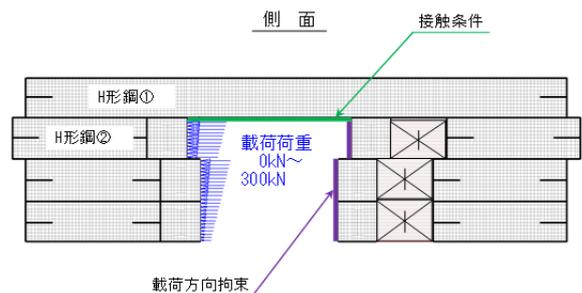


図-24 载荷条件

に示したとおり、支承1では水平荷重が600kN付近からH形鋼が水平荷重を負担し始めている。そこで、ここでは、水平荷重の実験値から600kNを差し引いた値を補強部材に作用したと推定される水平荷重とした。なお、実験による計測値には、载荷前にH形鋼と橋脚躯体を密着させるために行うキリンジャッキの締め付けによって生じたひずみが含まれているが、本研究ではその初期ひず

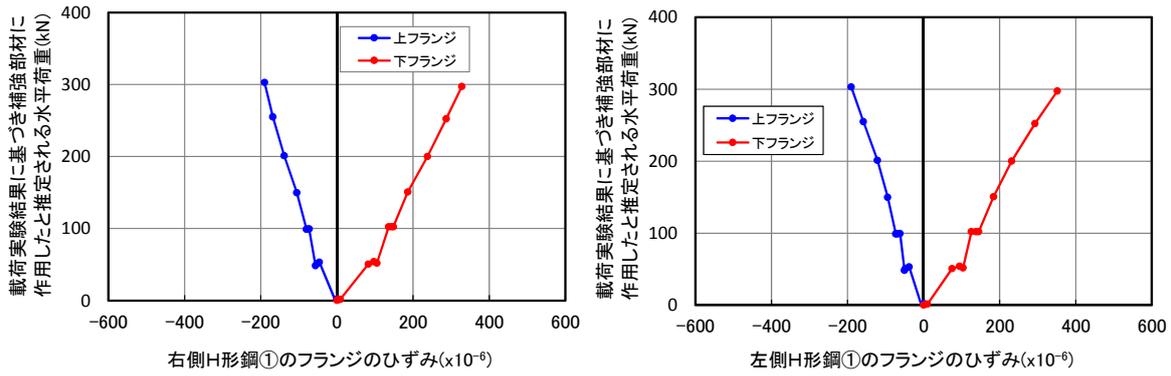


図-25 荷重実験結果に基づき補強部材に作用したと推定される水平荷重とH形鋼①のひずみの関係

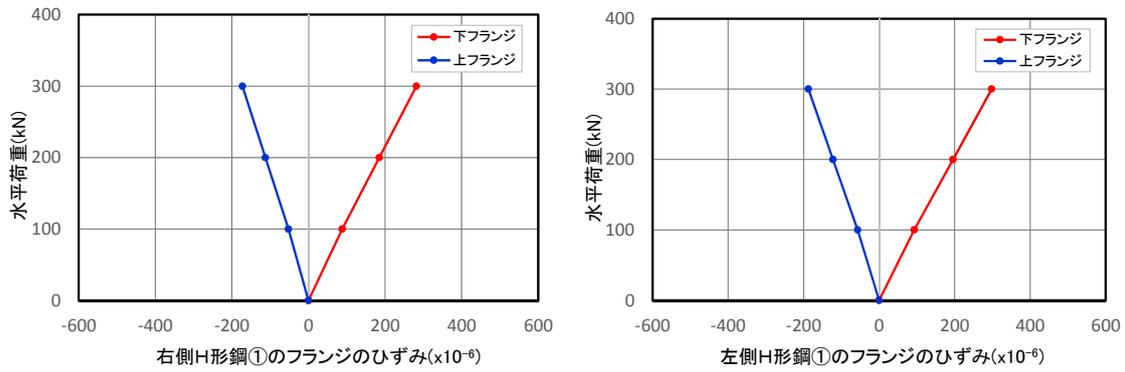


図-26 FEM解析により得られた水平荷重とH形鋼①のひずみの関係

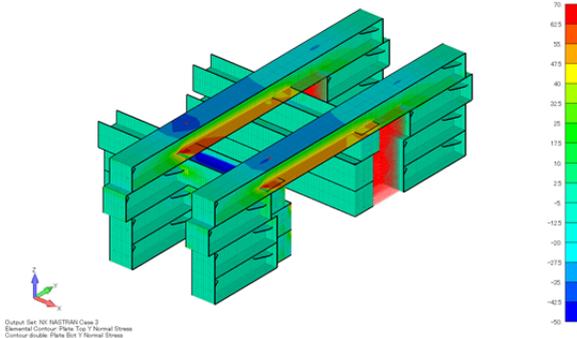


図-27 荷重方向直応力コンター図 (上フランジ側：300kN)

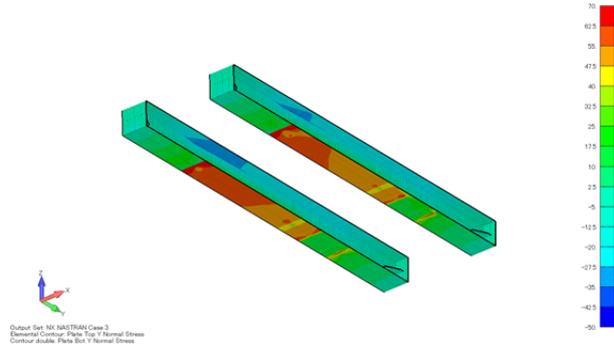


図-28 荷重方向直応力コンター図 (下フランジ側：300kN)

みは考慮していない。このため、キリンジャッキの締め付け後の状態を初期状態とした解析となる。

FEM解析により得られた水平荷重とH形鋼①のひずみの関係を図-26に示す。図-25に示した荷重実験結果と比較すると、右側H形鋼①のひずみでは、実験により推定される水平荷重300kNの時のH形鋼①のひずみは、上フランジでは-190 $\mu$ 程度、下フランジでは325 $\mu$ 程度であるのに対し、解析では水平荷重が300kNのとき、上フランジで-170 $\mu$ 程度、下フランジで280 $\mu$ 程度となった。したがって、解析結果のほうが荷重実験結果よりも

若干ひずみは小さいがほぼ同様の結果となった。左側H形鋼①についても、実験では、実験により推定される水平荷重が300kNで、上フランジでは-190 $\mu$ 程度、下フランジでは350 $\mu$ 程度のひずみが生じているのに対し、解析で水平荷重が300kNのときのひずみは、上フランジで-185 $\mu$ 程度、下フランジで300 $\mu$ 程度となった。右側H形鋼①と同様に、荷重実験結果での各ひずみと解析結果の各ひずみでは、若干のひずみの差はあるものの、ほぼ同様の結果となった。

以上のことから、本補強部材の設計上重要となる最上

段のH形鋼①に着目した結果、水平荷重とひずみの関係が実験値と概ね一致することから、荷重の与え方のモデル化に仮定が含まれているものの、補強部材に生じた力学性状についてはおおよその再現性はあると考えられる。

H形鋼①の上フランジに着目した荷重方向の直応力コンター図を図-27に、下フランジに着目した荷重方向の直応力コンター図を図-28に示す。コンター図から、H形鋼①の上フランジ側に圧縮応力、下フランジ側に引張応力を受けているのがわかる。これは、荷重を受けたH形鋼②がH形鋼①に荷重を伝達し、伝達された荷重によってH形鋼①には曲げモーメントが発生する。本研究の結果では、載荷荷重300kNの時に生じる引張応力度は、上フランジで $37.2\text{N/mm}^2$ 、下フランジで $56.9\text{N/mm}^2$ となっており、許容引張応力度 $140\text{N/mm}^2$ を下回った<sup>14)</sup>。よって、H形鋼①の曲げ耐力は確保できている段階であると考えられる。

#### 6.4 まとめ

本研究では、過年度までに実施した壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした応急復旧工法に対する検証実験の結果を基に、本復旧工法で用いた補強部材による復旧効果のメカニズムをFEM解析により検討を行った。

載荷実験の再現解析では、H形鋼①のひずみ増加傾向が載荷実験の結果と概ね一致していることが示され、一定の再現性があることが確認できた。また、載荷方向の直応力結果については、H形鋼①に生じる曲げモーメントに対しての応力度が許容応力度を満足していることがわかった。

したがって、地震力の作用によって橋座部に損傷が生じ、せん断耐力が低下した状態に対して、本工法により応急的にせん断耐力の回復効果を期待するためには、H形鋼①がH形鋼②から伝達されて受ける荷重に対して十分な剛性を有している必要がある。このため、速やかに応急復旧に適用できるようにしておくという観点からは、回復すべきせん断耐力とH形鋼①の必要剛性や、H形鋼どうしを接合している高力ボルトについて予め計算をし、標準構造を設定しておくことが重要と考えられる。また、それぞれのH形鋼が荷重を確実に伝達させるためにはH形鋼と橋脚躯体を十分に密着させて挟み込むこと等、応急復旧設計の前提となっている施工上の留意点も重要である。

#### 7. まとめ

平成26年度において、耐震補強技術の開発の一環として、丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚の保有性能を活かした耐震補強に関する実験結果より、アンボンド補強鉄筋による耐震補強設計法の検討を行った。また、破壊特性を踏

まえた応急復旧工法の開発の一環として、壁式RC橋脚の橋座部のせん断破壊に対するH形鋼を補強部材とした応急復旧工法の検討を行った。本研究の範囲で得られた主な知見を以下に示す。

##### ①劣化状態を踏まえた耐震補強技術の開発

- (1) 丸鋼鉄筋が用いられた既設RC橋脚の損傷メカニズムとして、ロッキング挙動卓越後に浮き上がりおよび残留スウェイ現象が発生し、最終的には鉄筋破断に至る損傷過程を指定した。
- (2) 丸鋼鉄筋が用いられロッキング挙動が卓越する既設RC橋脚の抵抗特性を、軸方向鉄筋の許容伸出し長を復旧性より浮き上がり時とした耐震性能<sup>2)</sup>、落橋防止の観点より鉄筋破断とした耐震性能<sup>3)</sup>と定義し、軸方向鉄筋の許容伸出し量に対応する橋脚基部の回転角 $\theta$ を用いて評価する手法を提案した。
- (3) 補強前の丸鋼鉄筋が使用された橋脚の実験結果と本提案手法による計算結果を比較すると、耐力は実験値を再現できているが、変位は大きく評価してしまう傾向であったため、許容塑性率算出時の安全係数を考慮して安全側の設計となるように配慮した。
- (4) アンボンド鉄筋を用いた補強橋脚の正負交番載荷実験結果より、いずれのケースにおいても軸方向鉄筋比が上がっても変形能が確保されていることから、補強鉄筋をアンボンドとした効果が得られている。また、軸力(上部工死荷重反力)が小さくなると、残留スウェイが発生しにくくなり、変形能が高いと言える。
- (5) アンボンド鉄筋補強したRC橋脚の耐震補強設計法として、丸鋼鉄筋が用いられたRC橋脚のロッキング挙動を有する場合の抵抗特性評価方法において、軸方向鉄筋の伸出し長をアンボンド長とした設計手法を提案した。
- (6) 既設部に丸鋼鉄筋が使用された橋脚のアンボンド鉄筋による補強後の実験結果と本提案手法による計算結果を比較すると、耐力および変位ともに現行道路橋示方書の計算値より、さらに実験値に近似し、概ね実験値を再現できている。変位は小さく評価されているものの、安全側な設計となっている。
- (7) 凍害等により損傷が進行しているRC橋脚に対しては、劣化状況を踏まえて、鉄筋の付着機能および力学特性等の性能低下を考慮して耐震補強を検討する必要があると言える。

##### ②破壊特性を踏まえた応急復旧工法の開発

- (8) 過年度までに実施した壁式RC橋脚の橋座部の損傷を対象とした応急復旧工法に対する検証実験の結果を基に、本復旧工法で用いた補強部材による復旧効

果のメカニズムをFEM解析により検討を行った結果、本工法により応急的にせん断耐力の回復効果を期待するためには、回復を期待する水平力に応じて、H形鋼①がH形鋼②から伝達されて受ける荷重に対して必要な剛性を確保しておく必要があることがわかった。

### 参考文献

- 1) 川島一彦, 細入圭介, 庄司学, 堺淳一: 塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.45-64, 2001.10.
- 2) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹: 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性, 土木学会論文集, No.774/V-65, pp.59-72, 2004.11.
- 3) 平成25年度重点的研究開発課題報告書, 土木研究所, 2013. ([www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2013/pdf/pro-3-1.pdf](http://www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2013/pdf/pro-3-1.pdf))
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012
- 5) 島弘, 二羽淳一郎, 岡村甫: 曲げを受ける低鉄筋比はりにおける脆性破壊の防止に関する検討, 土木学会論文集, 第378号/V-6, 1987.2.
- 6) 吉川弘道, 青戸拓起, 甲斐義隆: 数値シミュレーションで考える構造解析, 建通新聞社, pp.64-74, 2009.
- 7) 平成23年度重点的研究開発課題報告書, 土木研究所, 2011. ([www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2011/pdf/pro-3-1.pdf](http://www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2011/pdf/pro-3-1.pdf))
- 8) 平成24年度重点的研究開発課題報告書, 土木研究所, 2012. ([www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2012/pdf/pro-3-1.pdf](http://www.pwri.go.jp/jpn/results/prize/seika/project/2012/pdf/pro-3-1.pdf))
- 9) 西城能利雄, 岡田慎哉, 角間恒, 西弘明: RC 構造物における丸鋼の付着強度に関する実験的検討, 土木学会北海道支部論文報告集, Vol.71, A-08, 2015.
- 10) 国総研 HP: 東日本大震災調査報告会, 道路橋の被災状況とその特徴について, 2011. (<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/houkoku/happyou/2-7.pdf>)
- 11) 堺淳一, 運上茂樹: 地震により曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚に対する緊急復旧工法の提案, 地震工学論文集, Vol.30, pp.306-316, 2009.
- 12) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 (震災復旧編), 2007
- 13) 榎本武雄, 篠原聖二, 星隈順一: RC 橋脚の橋座部周辺で生じたせん断破壊に対する応急復旧工法に関する実験的研究, 第17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.269-276, 2014.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2012.

## STUDY ON DETERMINATION OF SEISMIC LIMIT STATE DEPENDING ON SEISMIC PERFORMANCE OF BRIDGES

**Budget** : Grants for operating expenses General account

**Research Period** : FY2011-2014

**Research Team** : Bridge and Structural Engineering  
Research Group, Cold-Region Construction Engineering  
Research Group (Structure Research Team)

**Author** : HOSHIKUMA Jun-ichi, NISHI Hiroaki,  
OKADA Shinya, OKADA Takao, SHINOHARA  
Masatsugu and SAJJOH Norio

**Abstract** : Limit states of existing bridges for the seismic effect are required to be evaluated based on the maintenance service level so as to conduct the seismic retrofit project efficiently under the severe financial condition for highway projects. In the FY 2014, the seismic retrofit by taking advantage of the strength and ductility of existing reinforced concrete columns with round steel bars was studied through the cyclic loading tests. From the results, the seismic retrofit method was proposed so that the strength and ductility of existing reinforced concrete columns with round steel bars couldn't be obstructed by unbonding axial rebar of reinforced concrete increased thickness. Also, it was conducted a survey of the reinforced concrete columns of the deterioration situation. From the results, it was extracted a problem of the seismic retrofit method of the deteriorated column. In addition, analytical studies using 3D FEM model were performed to clarify the mechanism of the shear strength and required properties of H-shape steels which were used as the temporary repair method for the shear crack developed at the seat of bearing support of RC pier wall.

**Key words** : target seismic performance, limit state, reinforced concrete bridge column, round steel bars, unbonding axial rebar, temporary repair technique