

耐震補強された鋼製橋脚の発災後における初動点検方法の提案

A proposal of triage guideline for the seismic retrofitted steel bridge piers
in the initial inspection after earthquake中村 訓大[†], 嶋口 儀之^{††}, 鈴木 森晶^{†††}
Kunihiro Nakamura, Yoshiyuki Shimaguchi, Moriaki Suzuki

Abstract Japanese road bridge design codes have been modified, when highway viaducts have damaged by huge earthquake such as Hyogoken Nanbu Earthquake. The modification of these codes have performed after each huge earthquake, but the targets are only for newly constructed bridges.

On the other hand the seismic retrofit have been done for the bridges which have constructed with old design code to adopt with current design code. In addition, until now we have no repair methods and triage guideline. For example how much the strength of bridge have remained which have damaged by huge earthquake.

In this study, scale downed eight specimens were prepared to determine the seismic performance which have seismic retrofit as same as real structure. Finally determine the repair triage guideline for the seismic performance in the on-site inspection of right after a huge earthquake.

1. 序論

鋼製橋脚は市街地の高速道路や鉄道などの公共構造物に多用されている。これらの公共構造物は連結した構造物であるため一部の鋼製橋脚が損傷を受けると構造物全体に影響を及ぼす。市街地の高速道路は地震発生後には被害を受けた地域への支援物資の搬入や救命救助などを行う緊急輸送道路として位置づけられている。そのため、損傷した鋼製橋脚の早期復旧は極めて重要なことである。

鋼製橋脚は道路橋示方書を基に設計計算され、建設されている。道路橋示方書は 1972 年に制定されて以降、多くの調査、研究結果が反映され、改訂されてきた。しかし、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震はそれまでの耐震設計で想定されていた地震動を上回る大規模地震であった。そのため、鋼製橋脚を含む多くの土木構造物が甚大な被害を受け、都市におけるライフラインである主要幹線道路が長期間使用不可能となった。これを

受けて鋼製橋脚の耐震性能が低いことが問題となった。

1990 年改訂の道路橋示方書では鉄筋コンクリート橋脚に地震時保有水平耐力による照査法が適用された¹⁾。しかし、鋼製橋脚については耐震設計に関する基礎的資料が不十分であったため、基準化がなされなかった。その後、鋼製橋脚に対する基礎的実験が多く行われた。例えば、宇佐美らは矩形断面鋼製橋脚を対象に数多くの単調載荷および繰り返し載荷実験を行い、幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよび補剛材剛比などの主要なパラメータや荷重履歴が鋼製橋脚の耐震性能に与える影響について検討している²⁾⁻⁵⁾。

また 1995 年の兵庫県南部地震を受けて改訂された 1996 年の道路橋示方書では、マグニチュード 7 クラスの地震による地震動に対しても必要な耐震性能を確保できるように設計基準が改訂された⁶⁾。一例として、鉄筋コンクリート橋脚にのみ規定されていた地震時保有水平耐力による照査法がコンクリートを充填した鋼製橋脚においても規定されることとなった。前述のように耐震設計基準の改訂が行われると、既設の鋼製橋脚においても新しい設計基準を満たすように耐震補強が行われた。以降は鋼製橋脚の補強に関する実験が精力的に行われてきた。

† 愛知工業大学大学院工学研究科 (豊田市)

†† 愛知工業大学耐震実験センター (豊田市)

††† 愛知工業大学工学部土木工学科 (豊田市)

例えば, 宇佐美らは鋼製橋脚にコンクリートを部分的に充填し, コンクリートを最適充填高さまで充填することにより, 変形性能が向上することを示している⁷⁾. またダイアフラム高さまで充填することで耐力が大きく向上することを示している. しかし, 柱部材の耐力が大きく向上することによってアンカー部などの耐力を上回り, 橋脚基礎部分に損傷が集中するような好ましくない損傷形態となることも予想される. これを受けて 2001 年には松村, 北田らは矩形断面鋼製橋脚に無充填区間を設けてコンクリートを充填することによって鋼製橋脚の耐荷力を大きく増加させずに変形性能を向上させる実験が行われている⁸⁾.

本学においても多くの鋼製橋脚に関する実験が行われてきた. 特に損傷した橋脚の修復という観点に着目した研究が精力的になされてきた. 2004 年に今中らは損傷した円形断面鋼製橋脚に様々な修復方法を行い, 修復された鋼製橋脚の耐震性能を確認している⁹⁾. 尾松らは矩形断面鋼製橋脚に様々な修復方法を行い, 修復効果を確認している¹⁰⁾. 2013 年には太田らは損傷度合の異なる円形断面鋼製橋脚にダイアフラム有無とコンクリート充填高さの違いで修復を行うことにより最も効果のある修復方法を提案している¹¹⁾. 2014 年には嶋口らは損傷度合や座屈パラメータを変えた円形断面鋼製橋脚にコンクリート充填修復を行うことにより最適な修復方法を検討している¹²⁾.

ところで極大地震など災害が発生した際, 高速道路では地震発生直後に初動点検が行われる. 一方で国土交通省関東地方整備局では首都直下地震への対策として人命救助のために発災後 48 時間以内に交通網の開通を目標にしている. 高速道路における発災後の初動点検には橋梁, 橋脚, 免震装置などの多くの点検項目があると考えられる. 医療分野ではすでにトリアージと呼ばれる負傷者を重症度, 緊急度などで分類し, 治療や搬送の優先順位を決める判定方法, 判定基準が確定されている. しかし, 発災後の初動点検における点検項目や判定基準などには規定が無く, 裏付けるためのデータも無い. そのため, 点検項目や点検方法などの規定を確定するためにも, 点検項目や判断基準などを裏付けるデータを集める必要がある.

これまでの道路橋示方書の改訂により最新の設計基準に従い建設されている橋脚では耐震性能向上に関する様々な工夫が行われ, 発災後も被害が最小限に抑えられると考えられる. しかし, 実際には高速道路は兵庫県南部地震以前に建設されて耐震補強が施された橋脚が多数存在している. 例えば名古屋高速道路では 1996 年以前の道路橋示方書で建設されている橋脚の数は 300 基以上あ

る. これらの橋脚は耐震補強されているとはいえ最新の橋脚に比べ, 損傷しやすいと考えられる. よって耐震補強された橋脚の耐震性能および破壊が進行していく過程のデータを収集することが急務である.

そこで本研究では耐震補強を施した鋼製橋脚の繰り返し載荷実験を行い, 損傷が進行していく過程のデータを収集していく. 得られた実験データより発災後の初動点検で点検する項目, 方法を提案することを目的とする. なお, 一つの点検項目だけで損傷度合を判定するのは難しいと考えられる. したがって, 複数の点検項目についてデータを詳細に確認していく. そのために判定する際に使えるような損傷状況を確認するため, 過去の補強前の実験結果や被災事例などを確認していく. 確認できた損傷に着目し, 耐震補強を施した鋼製橋脚の縮小モデルの繰り返し載荷実験を行う. そこで得られた結果により, 兵庫県南部地震以前にすでに使用されていて, 耐震補強を施した鋼製橋脚の耐震性能を確認し, 補強後の鋼製橋脚の発災後の初動点検における点検項目を提案する.

2. 実験概要

2. 1 実験計画

本研究で用いる供試体のモデルとなった実橋脚全体図を図-1 に, 供試体全体図を図-2 に示す. また, 実橋脚の断面図を図-3 に, 供試体断面図を図-4 に示す. モデルとした橋脚は名古屋高速道路大高線で 1974 年に竣工し, その後, 設計基準の改訂により中詰コンクリートの追加充填や縦リブ補強による耐震補強が施された矩形断面鋼製橋脚である. また, 橋脚基礎には腐食防止のために図-1 に示すように根巻コンクリートが打設されている. 耐震補強としての中詰コンクリートは, 竣工時のコンクリート充填高さから, 直上のダイアフラム位置まで追加されている. 縦リブ補強は図-1 の斜線で示した中詰コンクリート充填直上部からダイアフラム 2 区間分に施されている. 補強方法は図-3 に示すように元の長方形断面の縦リブに T 型断面の縦リブがボルト止めにより追加されている.

本研究で用いた供試体の設計時緒元を表-1 に示す. 供試体は実橋脚の約 1/3 の大きさで, 鋼種 SM490A の 600mm×750mm の矩形断面供試体を使用した. 橋試体の構造は実橋脚の構造を再現した設計となっている. しかし, 縦リブ補強に関して, 実橋脚では T 型断面の縦リブが追加されているのに対し, 供試体は図-4 のように長方形断面の縦リブのみとなっている. その理由として, 実橋脚の約 1/3 の大きさの供試体の実橋脚の縦リブ補強と同様の構造を用いた補強を行うことは供試体製作の都合

耐震補強された鋼製橋脚の発災後における初動点検方法の提案

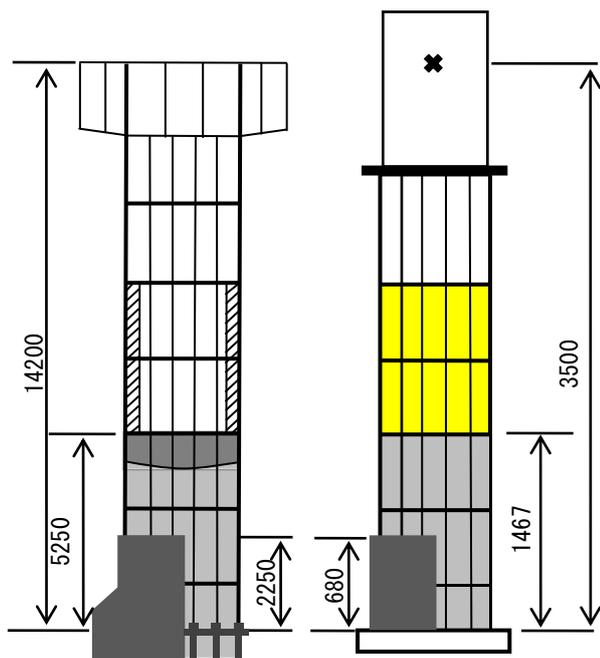


図-1 実橋脚全体図

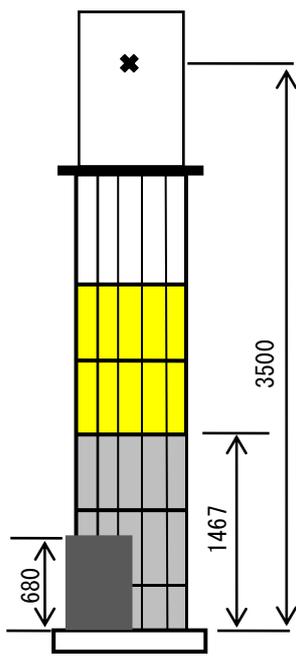


図-2 供試体全体図

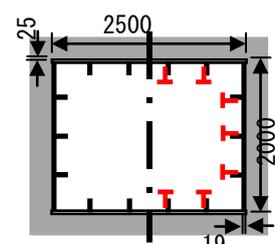


図-3 実橋脚断面図

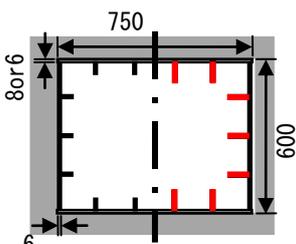


図-4 供試体断面図

上困難であったためである．そこで，供試体の補強部における縦リブの板厚を $t_s=9\text{mm}$ ，板幅を $b_s=75\text{mm}$ に増加させることで，実橋脚と同程度の剛比となるように設計した．

供試体はフランジ側の板厚については幅厚比パラメータを合わせるため，橋軸方向の供試体は 8mm ，橋軸直角方向の供試体は 6mm である．幅厚比パラメータ R_R および R_F は式(1)～(5)より算出する．道路橋示方書で設定されている幅厚比パラメータの適用範囲は $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ ， $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ である¹³⁾．

算出された供試体の未補強部の幅厚比パラメータ R_R ， R_F は 0.5 を超えており，現行の耐震基準と比較してみると，耐震補強前の状態では極大地震によって重大な損傷が生じる可能性があったといえる．

本研究では，載荷方向および根巻コンクリートの有無により 4 種類の供試体を製作し，各 2 体の合計 8 体の供試体を使用した．

$$R_R = \frac{B}{T} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots (1)$$

$$k_R = 4n^2 \quad \dots (2)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad \dots (3)$$

表-1 供試体緒元

载荷方向	供試体				実橋脚			
	橋軸		橋軸直角		橋軸		橋軸直角	
	無補強部	補強部	無補強部	補強部	無補強部	補強部	無補強部	補強部
鋼種	SM490A				SM A490			
载荷点高さ h (mm)	3500				14200			
幅 B_1 (mm)	750				2500			
幅 B_2 (mm)	600				2000			
板厚 t_1 (mm)	8		6		25			
板厚 t_2 (mm)	6		6		19			
補剛材板幅 B_s (mm)	44	75	44	75	150	250	150	250
補剛材板厚 t_s (mm)	6	9	6	9	14	14	14	14
断面二次モーメント $I(\text{mm}^4)$	1.43×10^9	1.67×10^9	1.65×10^9	2.00×10^9	1.57×10^9	1.79×10^9	2.01×10^9	2.34×10^9
幅厚比パラメータ R_R	0.398		0.530		0.544		0.583	
幅厚比パラメータ R_F	0.580	0.249	0.526	0.229	0.720	0.226	0.599	0.191
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.358		0.311		0.453		0.400	
降伏水平荷重 $H_y(\text{kN})$	413		380		3814		4461	
降伏水平変位 $\delta_y(\text{mm})$	20.7		16.5		108.3		87.1	
補剛材剛比 $\gamma / \gamma_{1, \text{req}}$	0.35	4.61	1.02	9.88	0.43	4.60	0.94	9.63

$$k_F = \frac{(1 + \alpha_t^2)^2 + n \gamma_1}{\alpha_t^2 (1 + n \delta_1)} \quad \dots (4)$$

$$k_F = \frac{2(1 + \sqrt{1 + n \gamma_1})}{1 + n \delta_1} \quad \dots (5)$$

このとき, R_R : 縦リブ間の板パネルの幅厚比パラメータ, R_F : 補剛材を考慮した板パネルの幅厚比パラメータ, B : 板幅, T : 板厚, σ_y : 降伏応力, E : ヤング率, ν : ポアソン比, k_R : 座屈係数, k_F : 補剛材を考慮した座屈係数である.

2. 2 実験時着目点

2. 2. 1 塗装剥落の状況

過去の実験結果および過去の被災事例から供試体に座屈が発生する位置から塗装の剥落が見られた³⁾. このことから塗装の剥落度合から供試体の損傷状況を確認できる資料を作るため, 詳細に確認を行う. 供試体の塗装は実橋脚と同様の塗装方法を用いた. 塗装方法はブラストと呼ばれる表面素地処理を行った後, 実橋脚と同様に下塗り, 中塗りおよび上塗りの3回の塗装を行った. 下塗り, 中塗りおよび上塗りの3種類の塗料は同様の塗料材料を用い, それぞれ別の色を用いることによって塗装の剥落状況が分かりやすいようにしている. 表-2 に実際に供試体に塗装した塗料の材料と色を示す.

表-2 供試体塗装概要

		塗料種類	塗料色
塗装段階	上塗り	ポリウレタン樹脂塗料	灰
	中塗り	ポリウレタン樹脂塗料	白
	下塗り	変性エポキシ樹脂塗料	赤

2. 2. 2 座屈の進行度合

過去の実験結果から実験が進むにつれて柱の損傷現象である座屈が進行していくことが確認できた. そこで座屈量の進行度合から供試体の損傷状況を判定できるか確認するため, 詳細に確認を行う. 座屈量計測治具を写真-1 に示す. 計測ポイントを供試体に対して3方向に移動させ, その移動量を各方向から変位計で測定することによって供試体のパネル面での面変形を確認する. 座屈量は鋼橋脚面のダイアフラム間高さ方向を16分割するおよそ32mm間隔, コンクリート面は50mm間隔で計測を行った. パネル面はダイアフラム上では変形しないとみなし, ダイアフラム上を基準として面変形を計測する. 詳細なデータを取るために座屈量の計測は0.5 δ_y ごとに計測を行った. なお計測に時間がかかるためクリープ現

象による損傷の進行を考慮し, 座屈量の計測は水平荷重を除荷した状態で行った. また, 損傷状況を目で見えるか確認するため, 定点カメラによる損傷状況の撮影も行う.

2. 2. 3 根巻コンクリートの変状

実橋脚には防腐対策として橋脚基部に根巻コンクリートが巻いてある. この根巻コンクリートは鉄筋コンクリートが打設されているが, 設計計算には含まれない. しかし鉄筋コンクリートが根巻コンクリートとして巻かれているため, 損傷形態に何かしらの影響を及ぼすと考えられる. そこで根巻コンクリートを巻くことによってどのような影響が及ぼされるのかを確認する. 根巻コンクリートの緒元を表-3, 根巻コンクリートの概要図を図-5 に示す. 根巻コンクリートにも実際に巻かれている状況を可能な限り実橋脚を再現した. 補強鉄筋は鉄筋径 $\phi 6$, 網目寸法が75mm \times 75mmのワイヤーメッシュを使用した. 補強鉄筋を固定するためのジベルとして縦リブ上に等間隔にボルトを溶接し, 基部と固定させるためにワイヤーメッシュは基部に溶接を行った. 根巻コンクリートの寸法は高さ $h_n=680$ mm, 厚さ $t_n=75$ mm である.

2. 3 実験概要

まず, 載荷装置を図-6 に示す. 実験では, 載荷梁を介して鉛直方向に設置した4400kNアクチュエータ2基を用いて, 上部構造重量を想定した一定鉛直荷重を載荷す

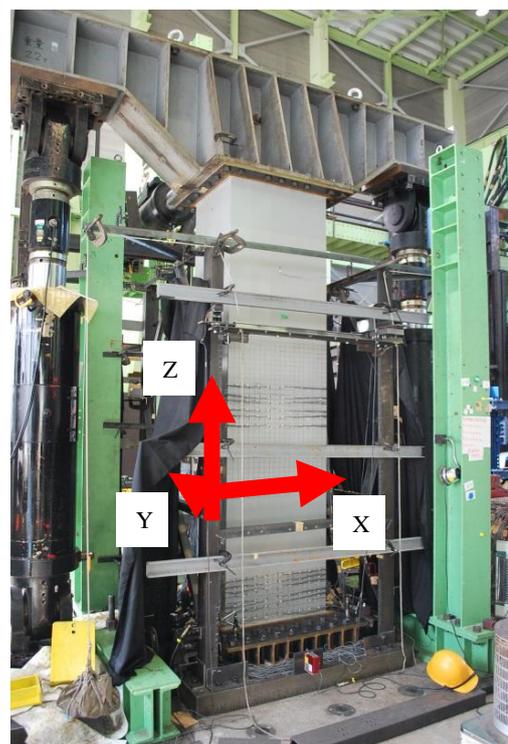


写真-1 座屈量計測治具概要

表-3 根巻コンクリート緒元

根巻 コンクリート	高さ H_n (mm)	680
	幅 B_n (mm×mm)	900×750
	厚さ t_n (mm)	75
	かぶり厚さ(mm)	35
	最大粒径(mm)	10
	呼び強度 σ_{ck} (kN/mm ²)	21
ワイヤー メッシュ (補強鉄筋)	直径(mm)	6
	網目寸法(mm×mm)	75×75

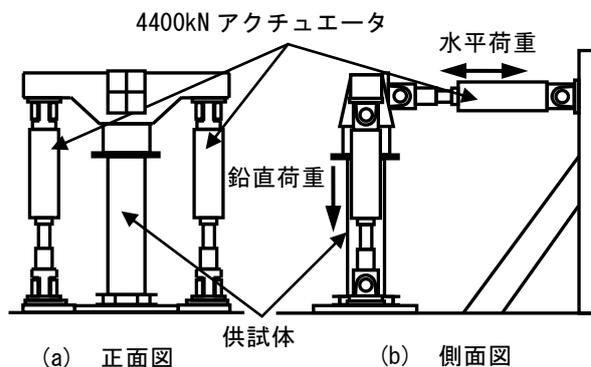


図-6 実験装置概要図

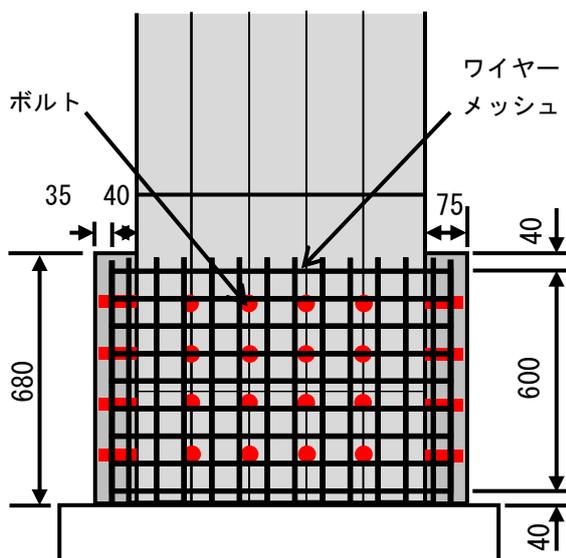
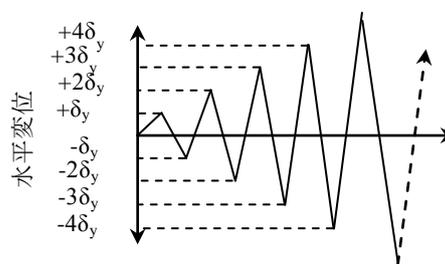


図-5 根巻コンクリート概要図



(a) 漸増繰り返し荷重

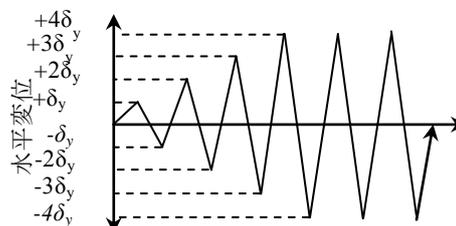
(b) $4\delta_y$ 繰り返し荷重

図-7 荷重パターン

る。そして、水平方向に設置した 4400kN アクチュエータ 1 基を用いて、地震時の上部構造重量の慣性力を想定した水平繰り返し荷重を行う。なお、水平荷重は鉛直方向アクチュエータの傾きによる水平成分を加えて補正する。

今回の実験では 2 つの荷重パターンを荷重した。荷重パターンの概要図を図-7 に示す。図-7(a) のように降伏水平変位 δ_y を基準として漸増繰り返し荷重を行い、橋脚がどこで破壊に至るのか確認する。また、極大地震前後に起きるであろう余震を考慮し、図-7(b) のように最大水平荷重到達付近の $\pm 4\delta_y$ での繰り返し荷重を行う。

3. 実験結果

3.1 水平荷重 - 水平変位関係

本研究で得られた水平荷重 - 水平変位関係の履歴曲線を図-8 および図-9 に示す。なお、図は縦軸を降伏水平荷重 H_y で、横軸を降伏水平変位 δ_y でそれぞれ無次元化している。また、図-9 の根巻コンクリートありの履歴には 1992 年に名古屋大学で行われた実験で得られた、中詰コンクリートを充填した座屈パラメータの近い補強前供試体の履歴曲線を破線で重ねて示す。

図-8 に示す根巻コンクリートが無い供試体は、橋軸直角方向の場合では、最大荷重を迎えた後も中詰コンクリートによるピンチング挙動が作用し、荷重が大きく低下しない。しかし、 $\pm 8\delta_y$ で急激な荷重低下が発生している。

根巻コンクリートが無い供試体は、橋軸直角方向の場合では、最大荷重を迎えた後も中詰コンクリートによるピンチング挙動が作用し、荷重が大きく低下しない。しかし、 $\pm 8\delta_y$ で急激な荷重低下が発生している。橋軸方向の場合と同様に、最大荷重を迎えた後もピンチング挙動が作用することにより大きく荷重が低下せず、 $\pm 7\delta_y$ で急激な荷重低下が発生した。

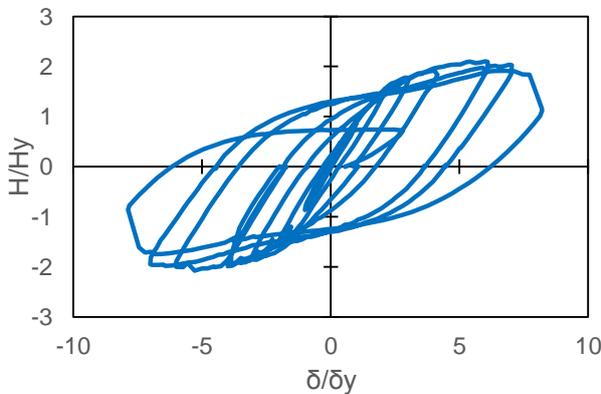
図-9 に示す根巻コンクリートがある供試体では、橋軸直角方向の場合では、文献 4) の補強が行われていない場合と比べ、最大荷重が約 30~40% 増加した。 $\pm 4\delta_y$ 付近で最大荷重を確認した後、 $\pm 6\delta_y$ で急激な荷重低下が発生した。橋軸方向の場合では、補強前の供試体より最大荷重が約 30~40% 増加した。 $\pm 4\delta_y$ で最大荷重を確認した、また、変形性能は補強前の供試体より低下してしまった。

道路橋示方書では耐震性能の評価として、道路橋示方書にコンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の場合、許容変位に対応する許容ひずみが式(6)、(7)を満たしているかで評価している。

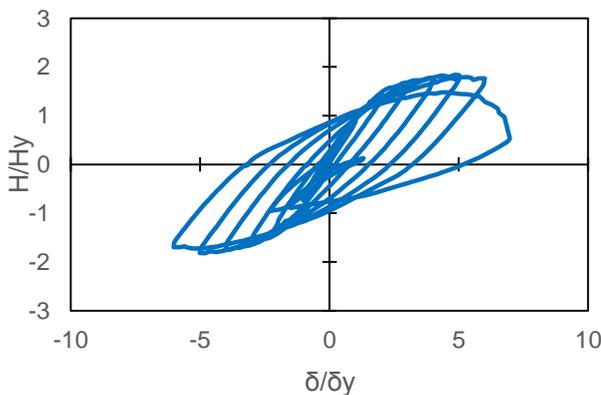
$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 7 \quad \dots (6)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} \quad \dots (7)$$

ここに ε_a : 許容ひずみ, ε_y : 降伏ひずみ, σ_y : 降伏応力, E : ヤング率を示す。



(a) 橋軸直角方向



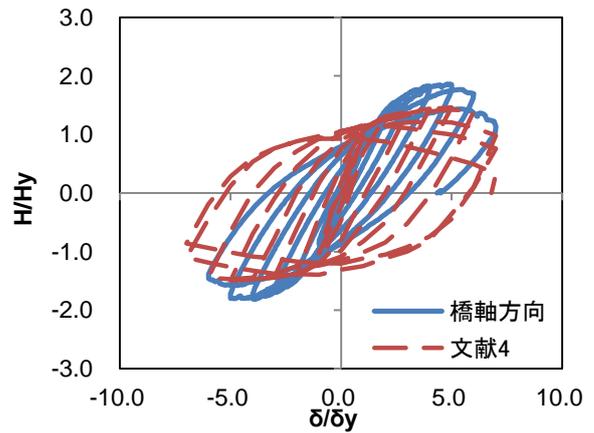
(b) 橋軸方向

図-8 履歴曲線(根巻なし)

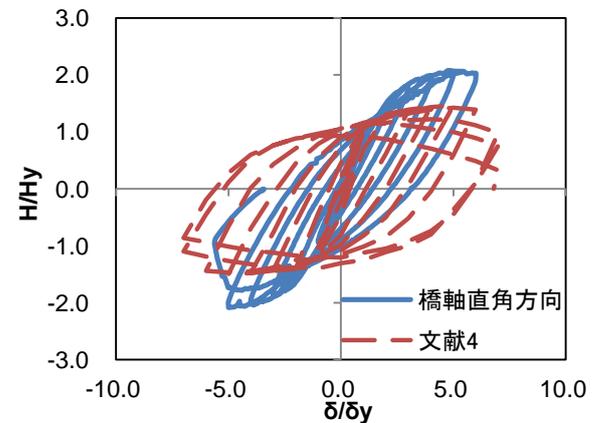
よって本研究でも許容変位に応力値が降伏応力を下回っていないければ耐震性能を満たしていると評価する。本研究で得られた実験結果より根巻コンクリートがある橋軸直角方向の供試体のみ耐震性能を満たしていないことが確認できた。

3. 2 損傷状況

根巻コンクリートが無い供試体の損傷状況を写真-2(a),(b)に示す。橋軸直角方向供試体では $4\delta_y$ 時に肉眼で確認できるほどの座屈が発生していることが確認できた。その後、順次荷重を続けていく毎に座屈は進行していった。また、 $\pm 7\delta_y$ 時に溶接部にクラックが発生し、座屈と共に荷重を続けていくたびに順次進行していった。最終的な破壊形態として $\pm 8\delta_y$ 時に溶接部にクラックが発生し、破壊に至った。橋軸方向供試体では $\pm 5\delta_y$ 時にクラックが溶接部に発生した。 $\pm 6\delta_y$ 時に肉眼で確認できる座屈が発生した。最終的な破壊形態として $7\delta_y$ 時にクラックが溶



(a) 橋軸直角方向



(b) 橋軸方向

図-9 履歴曲線(根巻あり)

接部に発生し、破壊に至った。

根巻コンクリートを設置した供試体の損傷状況を写真-2(c)に示す。橋軸直角方向、橋軸直角方向共に $\pm 0.5\delta_y$ 時に根巻コンクリートフランジ面に縦方向にひび割れが1本入った。その後、 $\pm 1\delta_y \sim \pm 4\delta_y$ 荷重時にウェブ面に斜め方向のひび割れが発生した。同時に根巻天端の鋼とコンクリートの間でひび割れが発生した。 $\pm 3.0\delta_y$ にはベースプレートの鋼とコンクリートの間でひび割れが発生した。破壊状態としては根巻無と比較して座屈は発生せず、クラックで破壊した。

3.3 $\pm 4\delta_y$ 繰り返し荷重パターンによる比較

$\pm 4\delta_y$ 繰り返し荷重実験から得られた各サイクルにおける水平荷重の包絡線を図-10に示す。なお、図の縦軸は降伏水平荷重 H_y で無次元化した水平荷重、横軸は荷重サイクルである。

図-10(a)より、橋軸直角方向の供試体は、根巻コンクリートが無い場合、 $\pm 4\delta_y$ を3回繰り返し返した時点では、1回目の $\pm 4\delta_y$ 時より約1%の荷重低下が確認できた。 $\pm 4\delta_y$ を3回繰り返し返した後では座屈も進行していた。根巻コンクリ

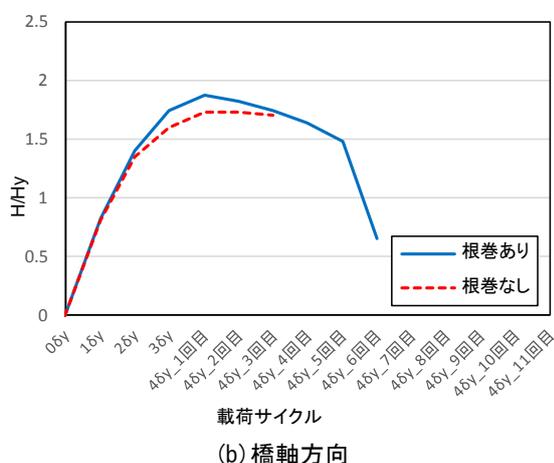
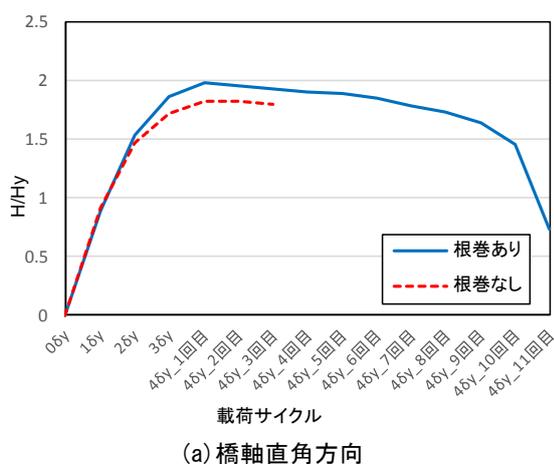


図-10 $4\delta_y$ 繰り返し荷重の水平荷重の変移

ートを設置した場合、橋軸直角方向では $\pm 4\delta_y$ を6回繰り返し返し荷重すると約10%の荷重低下が確認できた。また、11回繰り返し返した時点で基部付近のクラックと共に急激な荷重低下が確認できた。

図-10(b)より、橋軸方向の場合、根巻コンクリート無では、 $\pm 4\delta_y$ を3回繰り返し返した時点では約2%の荷重低下が確認できた。座屈の進行も確認できたが、橋軸直角方向と比較すると損傷はわずかである。根巻コンクリート有では $\pm 4\delta_y$ を4回繰り返し返し荷重すると約10%の荷重低下が確認できた。また、6回繰り返し返した時点で急激な荷重低下を確認した。

4. 初動点検方法の提案

4.1 着目点検項目、手法

被災後の初動点検項目としてすぐに確認できる損傷状況を本研究の実験結果により確認した。確認できた損傷状況としては

- ・座屈
- ・根巻コンクリート天端のひび割れおよび隙間

の2つとなる。以上の2つの着目点について鋼製橋脚の水平荷重 - 変位との関係性を確認する。

4.2 座屈量

既往の研究において最大水平荷重に達する程度の履歴を受けた場合、ひずみ量が10000 μ に到達する。そのため座屈変形量からひずみ量へと変換することができれば、初動点検時における判断材料となりうる。しかしこれまで座屈変形量とひずみ値の関係性を示した研究が多くされてこなかった。そのため今回は損傷が大きく生じた基部に着目し、ひずみと座屈変形による検討を行っていった。

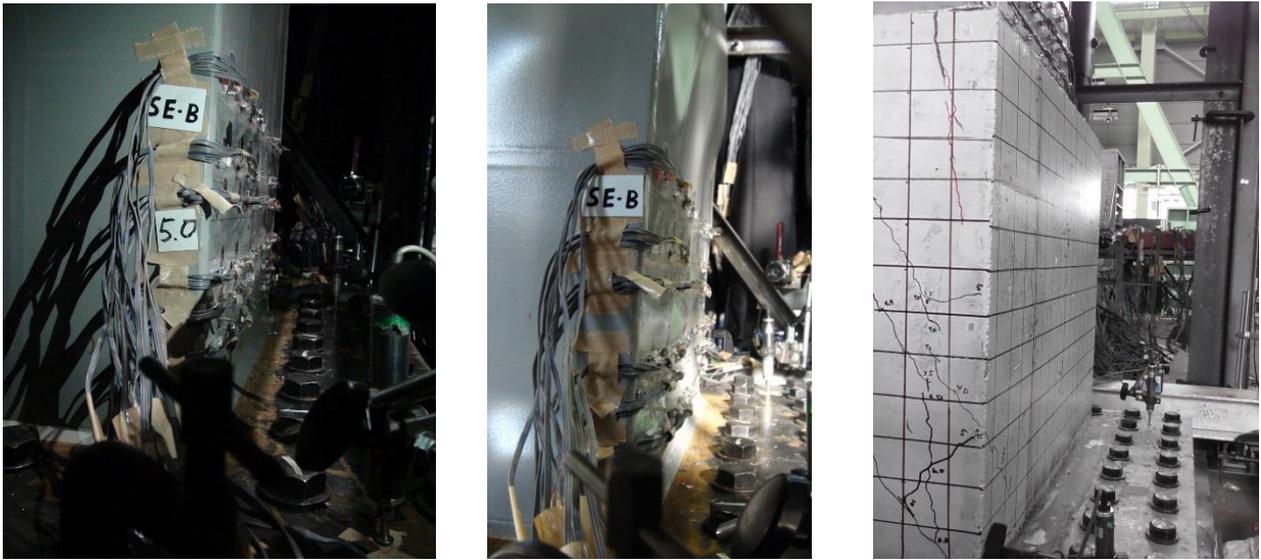
実験により得られた座屈量の総面積とひずみ値の関係図を図-11に示す。図の縦軸はひずみ値、横軸は座屈量から計算した面積を示す。

4.3 根巻コンクリートの隙間量

実験結果から根巻コンクリートを巻くことで根巻コンクリートの天端でコンクリートと鋼部との間に隙間が確認できた。また、荷重を順次進めていくと隙間量の進行も進み、隙間が閉じなくなった。この結果から損傷の進行と隙間量の関係性を確認する。

根巻コンクリート天端の隙間量を図-12に示す。図は縦軸に根巻コンクリート天端に発生した隙間量を、横軸に降伏水平変位 δ_y で無次元化したものを示す。

図よりどの荷重方向においても規則性を持って隙間量が増加していることが分かった。また、荷重時と除荷時



(a) +5 δ_y (根巻きコンクリート無) (b) +7 δ_y (根巻きコンクリート無) (c) +5 δ_y (根巻きコンクリート有)

写真-2 損傷状況

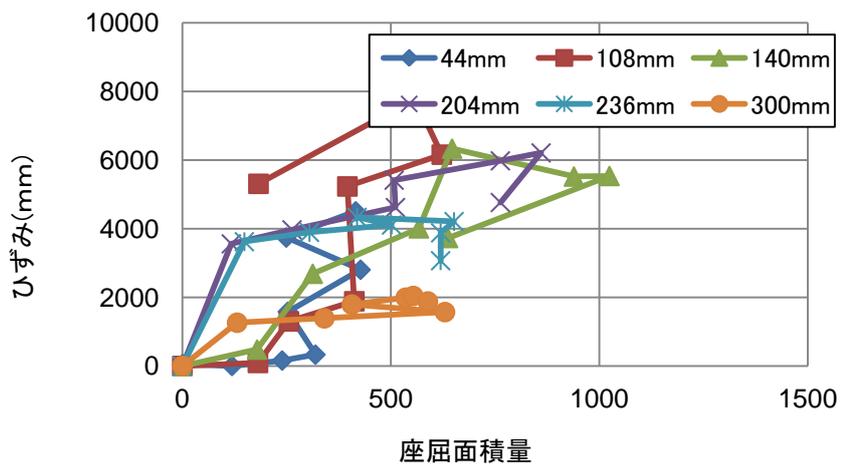


図-11 ひずみ - 座屈面積関係図

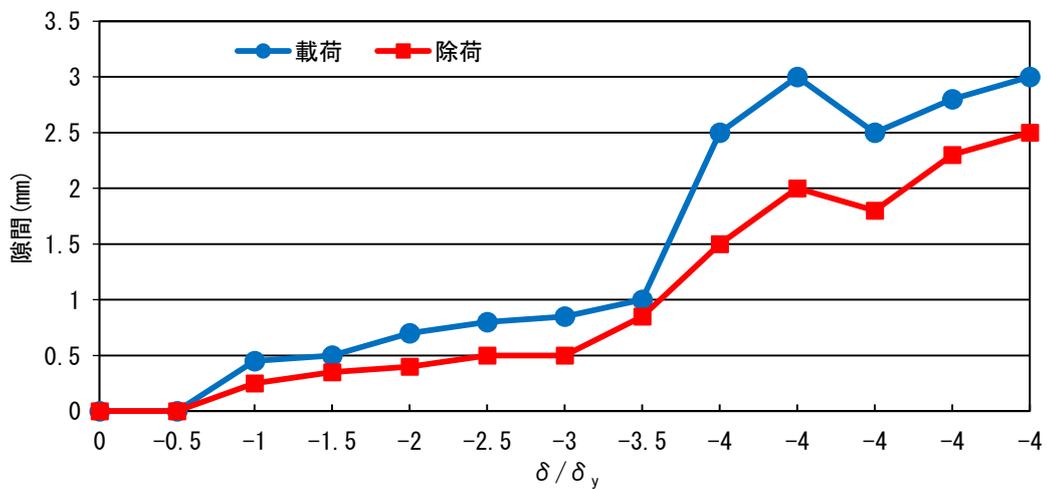


図-12 根巻コンクリートとの隙間(橋軸方向 $4\delta_y$ 繰り返し 十面)

耐震補強された鋼製橋脚の発災後における初動点検方法の提案

では約 1mm の隙間の閉じを確認できた。今回の供試体では最大荷重は $4\delta y$ 付近で発生している。 $4\delta y$ 付近での除荷時隙間量はおよそ 2mm 程度であることが確認できた。供試体から実橋脚への適応は相似則に基づいておよそ 3 倍される。よって実橋脚ではおよそ 6mm の隙間を確認できた時点で最大荷重値付近であると確認できる。

5. 結論

本研究では耐震補強された鋼製橋脚の損傷していく過程のデータを集め、点検方法の提案を行った。今回の実験により確認できた結論を以下に示す。

1. 耐震補強された鋼製橋脚の損傷していく過程の詳細なデータを収集した。このことから耐震補強された鋼製橋脚が基部付近からクラックで破壊することが確認できた。
2. 根巻コンクリートを巻くことによって座屈を拘束してしまい、変形性能を低下させてしまう可能性がある。
3. 座屈とひずみ値の関係性によって橋脚の点検を行うのは難しい。また実橋脚では根巻コンクリートを巻くことによって座屈を拘束してしまう可能性があるため、点検項目として用いる可能性は極めて低いと考えられる。
4. 根巻コンクリートと鋼部の隙間量と損傷の進行度合に関係性があることが確認できた。よって隙間量を測ることによって橋脚の簡単な損傷状況を点検できることが確認できた。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 1990年改訂版, 1990.2.
- 2) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.79-88, 1990.3.
- 3) 宇佐美勉, 今井康幸, 青木徹彦, 伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, Vol.37A, pp.121-134, 1991.3.
- 4) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道：補剛箱型断面圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992.3.

- 5) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動に及ぼす荷重履歴の影響, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.235-247, 1993.3.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 1996年改訂版, 1996.12.
- 7) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
- 8) 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎：無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.35-44, 2001.3.
- 9) M Suzuki, H Omatsu, A Imanaka, T Aoki : Seismic resistance capacity of repaired steel bridge piers after severe earthquake , International Conference on STRUCTURAL CONDITION ASSESMENT , MONITORING AND IMPROVEMENT, pp.291-298, December 2005.
- 10) 尾松大道, 鈴木森晶, 青木徹彦：損傷した矩形断面鋼製橋脚の修復後の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.445-453, 2006.3.
- 11) 太田樹, 鈴木森晶, 嶋口儀之：異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.69, No.2(応用力学論文集 Vol.16), I_381-390, 2013.9.
- 12) 嶋口儀之, 鈴木森晶：異なる径厚比を有する円形鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol.70, No.2(応用力学論文集 Vol.17), I_565-I_573, 2014.
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 1990年改訂版, 2012.4.
- 14) 嶋口儀之, 鈴木森晶, 澤田敏幸, 田端宜昌：耐震補強された矩形断面鋼製橋脚の地震後の被災度判定に係る基礎データ収集のための実験的研究, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 71, No. 2(応用力学論文集 Vol. 18), I_675-I_682, 2015.

(受理 平成 28 年 3 月 19 日)