

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	2カ所で主鉄筋段落しされたRC橋脚の破壊特性に及ぼす載荷特性の影響
Title(English)	
著者(和文)	佐々木智大, 栗田裕樹, 川島一彦, 右近 大道, 梶原浩一
Authors(English)	Tomohiro Sasaki, Hiroki Kurita, KAZUHIKO KAWASHIMA, Koichi Kajiwara, Koichi Kajiwara
出典(和文)	土木学会論文集A,, Vol. 66, No. 1, 37-55
Citation(English)	, Vol. 66, No. 1, 37-55
発行日 / Pub. date	2010, 1
権利情報 / Copyright	本著作物の著作権は土木学会に帰属します。 Copyright (c) 2010 Japan Society of Civil Engineers.

2カ所で主鉄筋段落しされたRC橋脚の破壊特性 に及ぼす載荷特性の影響

佐々木智大¹・栗田裕樹²・川島一彦³・右近大道⁴・梶原浩一⁵

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-2)
E-mail: sasaki.t.aa@m.titech.ac.jp

²学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail: kurita.h.aa@m.titech.ac.jp

³フェロー 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (同上)
E-mail: kawashima.k.aa@m.titech.ac.jp

⁴正会員 (独) 防災科学技術研究所 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21)
E-mail: ukon@bosai.go.jp

⁵正会員 (独) 防災科学技術研究所 (同上)
E-mail: kaji@bosai.go.jp

1995年兵庫県南部地震では多数の橋梁が主鉄筋段落し部の定着長や帯鉄筋の不足による曲げせん断破壊により甚大な被害を受けた。本研究では2カ所で主鉄筋段落しされたRC橋脚の破壊メカニズムを解明するため、せん断/曲げ耐力比の異なる2種類のRC橋脚模型に対する載荷実験を行った。載荷方法は、1方向プッシュオーバー載荷、1方向および2方向繰返し載荷、1方向ハイブリッド載荷の4種類である。その結果、プッシュオーバー載荷およびタイプII地震動を用いたハイブリッド載荷では斜めせん断ひび割れが卓越して破壊したのに対し、繰返し載荷、タイプI地震動を用いたハイブリッド載荷では段落し位置に損傷が集中し、載荷履歴によって破壊形態が異なることを明らかにした。また、せん断/曲げ耐力比が小さくなると、その差は小さくなることも明らかにした。

Key Words : bridge, seismic design, reinforced concrete structures, hybrid loading test, cyclic loading test, ductility, shear failure, seismic damage

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では主鉄筋段落しを有する橋脚の曲げせん断破壊が落橋に至る甚大な被害の主要原因であった。兵庫県南部地震以降、橋脚の耐震補強が実施されたり、配筋細目が変更されたりした結果、主鉄筋段落しを有する橋脚は過去の被害形態として忘れ去られようとしている。しかし、単に耐震補強結果の有効性を検証する基礎検討としてのみならず、あれだけの大被害がなぜ生じたのかを明らかにし、将来再び同様の間違っただけ設計体系へ陥ることを防止する上でも、この被害形態に対する破壊メカニズムの究明が重要である。

我が国で主鉄筋段落し部を有する橋脚の被害が知られ始めたのは1978年宮城県沖地震あたりからであり、1982年浦河沖地震による静内橋の被害を契機に、その重大性が注目されるようになった¹⁾。また、1978年宮城

県沖地震の被害を受け、1980年道路橋示方書において主鉄筋の定着長やコンクリートの許容せん断応力の規定の見直しが行なわれた。

その後、主鉄筋段落しによる影響やその判定法が山本ら²⁾、尾坂ら³⁾、川島ら⁴⁾によって開発されてきた。Parkは、兵庫県南部地震で曲げせん断破壊した主鉄筋段落しを有するRC橋脚を対象として、Mandarモデル⁵⁾に基づく曲げ耐力、New Zealandの設計基準⁶⁾とPriestleyらの方法⁷⁾に基づくせん断耐力、Park and Paulayの方法⁸⁾に基づく変位じん性率を用いて、倒壊の原因を検討し、過少な帯鉄筋と重ね継ぎ手が倒壊の主因であるとしている⁹⁾。

兵庫県南部地震時までには、段落しするとすれば2段配筋から1段配筋に段落しする場合と3段あるいは2.5段配筋から2段さらには1段へと2カ所で段落しする場合が普通であった。池田らは、1カ所で段落しされた橋脚と2カ所で段落しされた橋脚の耐震性をハイブリッド載



(a) 橋脚中間部の降伏からせん断破壊モード



(b) 上部段落しから下部段落しに至るせん断破壊モード

写真-1 2カ所で段落しされた RC 橋脚の被害

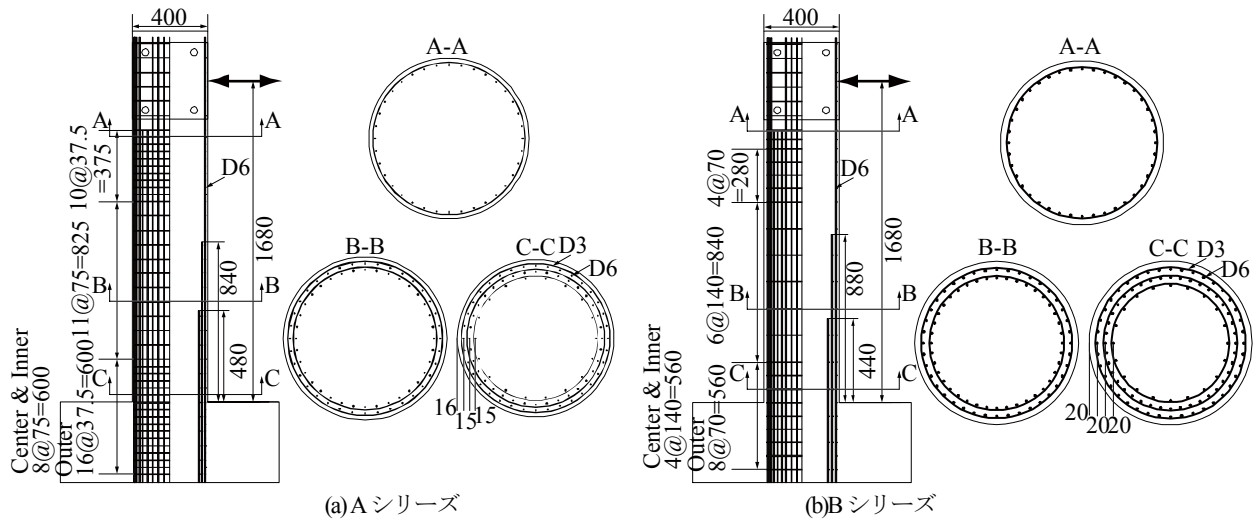


図-1 実験模型

荷実験¹⁰⁾に基づいて検討し、1カ所よりも2カ所で段落しされた場合の方が損傷は大きく、上部段落し部から下部段落し部に向けてせん断破壊が生じることを示している¹¹⁾。また、上部段落し位置から下部段落し位置に至るせん断破壊が生じるためには、橋脚基部の曲げ耐力がある程度必要であること、その評価にはせん断耐力/曲げ耐力比が有効であることを示している。

2カ所で主鉄筋段落しされた RC 橋脚の破壊モードを調べてみると、写真-1 に示すように橋脚中間部で降伏からせん断破壊に至る場合と、上部段落し位置から下部段落しに至るせん断破壊となる場合の2種類があることがわかる。本研究では、2カ所で段落しされた橋脚を対象に、なぜ、写真-1 のように2種類の破壊形態が生じるかを解明するために、せん断/曲げ耐力比 (F_Q/F_F) が異なる2種類の橋脚に対する載荷実験から段落し部の破壊特性に与える載荷履歴の影響を検討するものである。

2. 実験供試体および載荷方法

(1) 実験供試体

図-1 に示すように、2.5段から2段、1段配筋へと2カ所で段落した直径 400mm の円形断面橋脚 8 体を製作した。このうち、5 体は上部段落し位置におけるせん断/曲げ耐力比 F_Q/F_F が 0.84 の供試体（以下、A シリーズと呼ぶ）で、残り 3 体は F_Q/F_F が 0.74 の供試体（以下、B シリーズと呼ぶ）である。ここで、A シリーズは写真-1(b)に示した橋脚を対象として池田らが繰返しおよびハイブリッド載荷実験に用いた供試体と全く同一であり、幾何学的相似率は 1/7 である¹¹⁾。一方、B シリーズは、E-Defense で震動実験が予定されている C1-2 模型を幾何学的相似率で 1/4.5 に縮小したものである。A シリーズ、B シリーズともに時間および応力の相似率は 1.0 とした。表-1 には相似率を示している。

A シリーズ、B シリーズともに径 6 mm の SD295 を軸方向鉄筋に、径 3 mm の SD295 を帯鉄筋に用いている。帯鉄筋は鉄筋径の 30 倍に相当する 90 mm 重ねただけで、

表-1 荷重方法および材料強度

		A シリーズ (供試体 5 体)	B シリーズ (供試体 3 体)
高さ, 有効高さ, 直径 (mm)		2360, 1680, 400	2360, 1680, 400
長さ, 時間, 応力の相似率		1/7, 1, 1	1/4.5, 1, 1
荷重方法		PO, UC, HTa, HTu, BC	PO, UC, HTa
軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	SD295D6mm@36本 (外側, 中間), 18本 (内側)	SD295D6mm@40本 (外側, 中間), 20本 (内側)
	軸方向鉄筋比 (%)	2.3% ($h < 480$ mm), 1.8% (480 mm $< h < 840$ mm), 0.9% (840 mm $< h < 1680$ mm)	2.5% ($h < 440$ mm), 2.0% (440 mm $< h < 880$ mm), 1.0% (880 mm $< h < 1680$ mm)
	降伏強度 (MPa)	372.0, ただし, HTuでは353.6	382.4
	引張強度 (MPa)	498.6, ただし, HTuでは502.4	524.9
	弾性係数 (GPa)	185.9, ただし, HTuでは193.3	190.4
帯鉄筋	帯鉄筋	SD295D3@ctc75 mm, ただし外側鉄筋の $h < 225$ mm および 1050 mm $< h < 1680$ mm の区間では 37.5 mm ピッチ	SD295D3@ctc140 mm, ただし外側鉄筋の $h < 210$ mm および 1050 mm $< h < 1680$ mm の区間では 70 mm ピッチ
	帯鉄筋体積比 (%)	0.46% ($h < 225$ mm), 0.35% (225 mm $< h < 480$ mm), 0.23% (480 mm $< h < 840$ mm), 0.11% (840 mm $< h < 1050$ mm), 0.22% (1050 mm $< h < 1680$ mm)	0.26% ($h < 210$ mm), 0.20% (210 mm $< h < 440$ mm), 0.13% (440 mm $< h < 880$ mm), 0.06% (880 mm $< h < 1050$ mm), 0.12% (1050 mm $< h < 1680$ mm)
	降伏強度 (MPa)	データなし, ただし, HTuでは313.9	313.9
	引張強度 (MPa)	データなし	データなし
	弾性係数 (GPa)	データなし, ただし, HTuでは166.7	166.7
コンクリート	コンクリート強度 (MPa)	29.6 (PO, BC), 26.6 (UC), 26.4 (HTu), 29.8 (HTa)	22.4 (PO, UC), 26.4 (HTa)
	弾性係数 (GPa)	25.8 (PO, BC), 26.7 (UC), 21.2 (HTu), 36.1 (HTa)	25.1 (PO, UC), 21.2 (HTa)

注) PO: プッシュオーバー荷重, UC: 繰返し荷重, HTa: JR鷹取駅記録を用いたハイブリッド荷重, HTu: 津軽大橋記録を用いたハイブリッド荷重, BC: 2方向繰返し荷重

現在のようにコアコンクリートに定着されていない。

表-1 に示すように軸方向鉄筋比は, A シリーズでは 2.3%, 1.8%, 0.9%, B シリーズではそれぞれ 2.5%, 2.0%, 1.0% である。同様に, 帯鉄筋体積比は, 2.5 段, 2 段, 1 段配筋位置で, A シリーズではそれぞれ 0.35%, 0.23%, 0.11%, B シリーズではそれぞれ 0.20%, 0.13%, 0.06% である。ただし, 橋脚基部および上端部では当時の基準に基づいてこれよりも帯鉄筋を多くしている。

軸方向鉄筋の降伏強度, 引張強度, 弾性係数は, A シリーズではそれぞれ 353.6~372.0 MPa, 498.6~502.4 MPa, 185.9~193.3 GPa, B シリーズではそれぞれ 382.4 MPa, 524.9 MPa, 190.4 GPa である。また, 帯鉄筋の降伏強度および弾性係数は A シリーズ, B シリーズともにそれぞれ平均 313.9 MPa, 平均 166.7 GPa である。

コンクリートとしては普通ポルトランドセメントを使用し, 最大粒径 13 mm の粗骨材を用いた。スランプは 17.5 cm, 荷重実験当日に行ったテストピースの一軸圧縮強度は 22.4~29.8 MPa である。

曲げ破壊を仮定して, A および B シリーズの水平力作用点高さ (橋脚基部から 1,680 mm) における水平力~水平変位の骨格曲線を道路橋示方書に基づいて求めると, 図-2 のようになる¹²⁾。ここでは, コアコンクリートの

応力~ひずみ関係を次式のように与えてファイバー要素解析を行った¹³⁾。

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ f_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}) \\ a f_{cc} & (\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c) \end{cases} \quad (1)$$

ここで, f_{cc} は横拘束されたコンクリート強度, ε_{cc} はコンクリートの応力が最大圧縮応力に達するときのひずみ, E_c はコンクリートのヤング係数, E_{des} は下降勾配, a は残留強度比である。また, f_{cc} , ε_{cc} , E_{des} , ε_{c0} , a , n は次式で与えられる。

$$f_{cc} = f_{c0} + 3.8 \alpha \rho_s f_{sy} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \rho_s f_{sy} / f_{c0} \quad (3)$$

$$E_{des} = 11.2 f_{c0}^2 / \rho_s f_{sy} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{cc} + (1-a) f_{cc} / E_{des} \quad (5)$$

$$a = 0.2 \quad (6)$$

$$n = E_c \varepsilon_{cc} / (E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}) \quad (7)$$

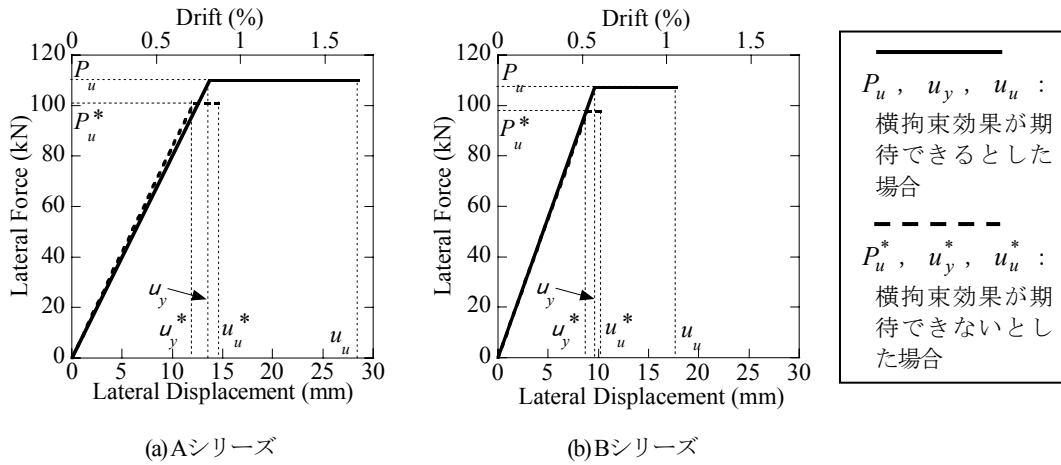


図-2 曲げ破壊するとした場合の供試体の水平耐力と終局変位

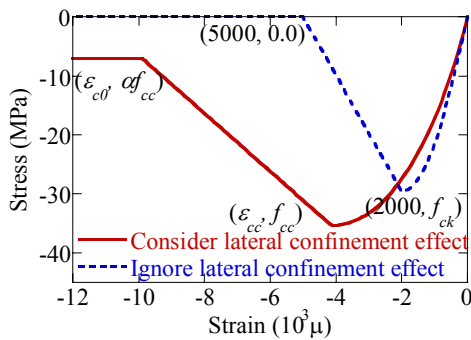


図-3 コンクリートの応力～ひずみ履歴

$$a = 0.0 \tag{10}$$

上式は、基本的に道路橋示方書に規定される構成則と同じであるが、道路橋示方書では終局ひずみ ϵ_{cu} を

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + 0.2 f_{cc} / E_{des} \tag{11}$$

としているのに対して、ここでは ϵ_{c0} まで除荷剛性のままでひずみの増加につれて応力が低下すると仮定している。

式(1)を基本に、ここでは、1) 帯鉄筋の横拘束が失われないうして、式(11)による ϵ_{cu} を終局ひずみとした場合と、2) 帯鉄筋の横拘束が期待できないと見なして、かぶりコンクリートと同様に、 $\rho_s = 0$ とし、 E_{des} 、 ϵ_{c0} 、 a を式(8)～(10)で与えた場合の2ケースに対して、供試体の曲げ降伏変位および終局変位を求めた。図-3 は応力～ひずみ関係であり、図-2 はこのようにして求めた水平力～水平変位の関係である。これによれば、終局変位は、A 供試体では、横拘束を見込んだ場合には 28.5 mm、横拘束を見込まない場合には 14.6 mm、B 供試体では、横拘束を見込んだ場合には 17.8 mm、横拘束を見込まない場合には 10.8 mm となる。

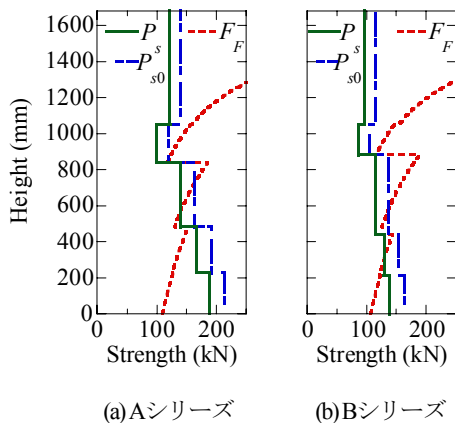


図-4 各断面におけるせん断耐力と曲げ耐力

ここで、 f_{c0} は設計基準強度、 f_{sy} は帯鉄筋の降伏強度、 α および β は断面補正係数で円形断面の場合には $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$ 、 ρ_s は帯鉄筋体積比である。

また、かぶりコンクリートの応力～ひずみ関係は式(2)、(3)において $\rho_s = 0$ とし、 E_{des} 、 ϵ_{c0} 、 a を以下のように与えて式(1)で求めることとした。

$$E_{des} = f_{c0} / (\epsilon_{c0} - \epsilon_{cc}) \tag{8}$$

$$\epsilon_{c0} = 0.005 \tag{9}$$

$$F_Q = V_c + V_s \tag{12}$$

ここで、 V_c はコンクリートが負担できるせん断耐力 (MN)、 V_s は帯鉄筋が負担できるせん断耐力 (MN) であり、それぞれ次式により与えられる。

$$V_c = c_c \tau_c b d \tag{13}$$

$$V_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s} \quad (14)$$

ここで

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times (24/\sigma_{ck})^{-1/3} \times (0.012/\rho_l)^{-1/3} \quad (15)$$

ただし、 c_c は荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数であり、繰返し載荷の影響を考慮しない場合は 1.0、繰返し載荷の影響を考慮する場合で、タイプ I 地震動に対する照査では 0.6、タイプ II 地震動に対する照査では 0.8、 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度(MPa)とする。また、 b はせん断耐力を算定する方向に直角方向の橋脚断面の幅(m)、 d はせん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高さ(m)、 A_w は帯鉄筋の断面積(m²)、 σ_{sy} は帯鉄筋の降伏強度(MPa)、 s は帯鉄筋の間隔(m)、 θ は帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度、 σ_{ck} はコンクリート強度(MPa)、 ρ_l は軸方向鉄筋比である。

また、図-4 に示した曲げ耐力 F_F は次式で求めた。

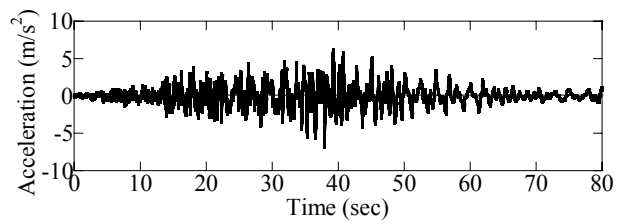
$$F_F = \frac{M_u}{H-h} \quad (16)$$

ここで、 M_u は前述したファイバー要素解析により得られた終局曲げモーメント、 H は橋脚基部から載荷点までの距離、 h は基部から求める断面までの距離である。

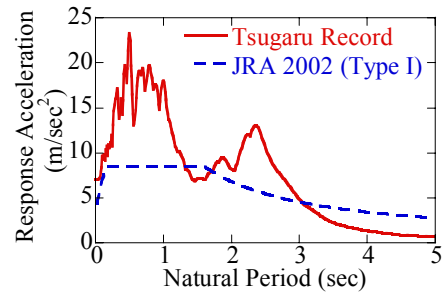
式(12)は、繰返し載荷の影響を考慮している点に特徴があり、図-4 では 1 方向プッシュオーバー載荷した場合のせん断耐力 P_{s0} と繰返し載荷した場合のせん断耐力 P_s の 2 種類を求めている。曲げ耐力の算定では段落し部に生じる軸方向鉄筋の付着切れを見込むか見込まないかが重要であるが、ここでは付着切れを見込まない場合の結果を示している。図-4 によれば、上部段落し位置直上におけるせん断耐力 P_{s0} と P_s および曲げ耐力 F_F は A シリーズではそれぞれ 119 kN, 100 kN, 118 kN, B シリーズではそれぞれ 105 kN, 86 kN, 116 kN となり、A シリーズは曲げせん断破壊、B シリーズはせん断破壊すると判定される。前述したように繰返し載荷の影響を考慮すると上部段落し位置直上におけるせん断/曲げ耐力比 F_Q/F_F は A シリーズは 0.84, B シリーズは 0.74 となる。

(2) 載荷方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて、A, B シリーズに対してプッシュオーバー載荷、繰返し載荷、JR 鷹取駅記録を用いたハイブリッド載荷¹⁰を行った。なお、これらの他に、A シリーズに対しては 2 方向繰返し載荷および津軽大橋記録を用いたハイブリッド載荷も行って

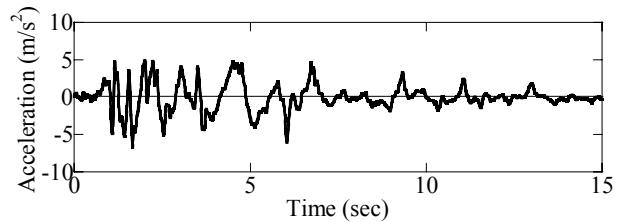


(a)時刻歴波形

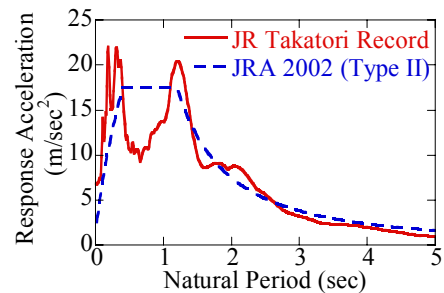


(b)加速度応答スペクトル

(1)津軽大橋記録(振幅を2.5倍した場合)



(a)時刻歴波形



(b)加速度応答スペクトル

(2)JR 鷹取駅記録

図-5 ハイブリッド載荷に用いた入力地震動

いる。ここで、JR 鷹取駅記録とは 1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された記録 (EW 成分) であり、典型的な断層近傍地震動と見なして使用している。これに対して、津軽大橋記録とは、1983 年日本海中部地震において津軽大橋周辺地盤上で観測された記録 (橋軸方向成分) のことであり、卓越した長周期パルスを含まず、継続時間が長く繰返し回数の多い記録である。津軽大橋記録は道路橋示方書に規定されるタイプ I 地震動を、JR 鷹取駅記録はタイプ II 地震動に相当すると想定している。

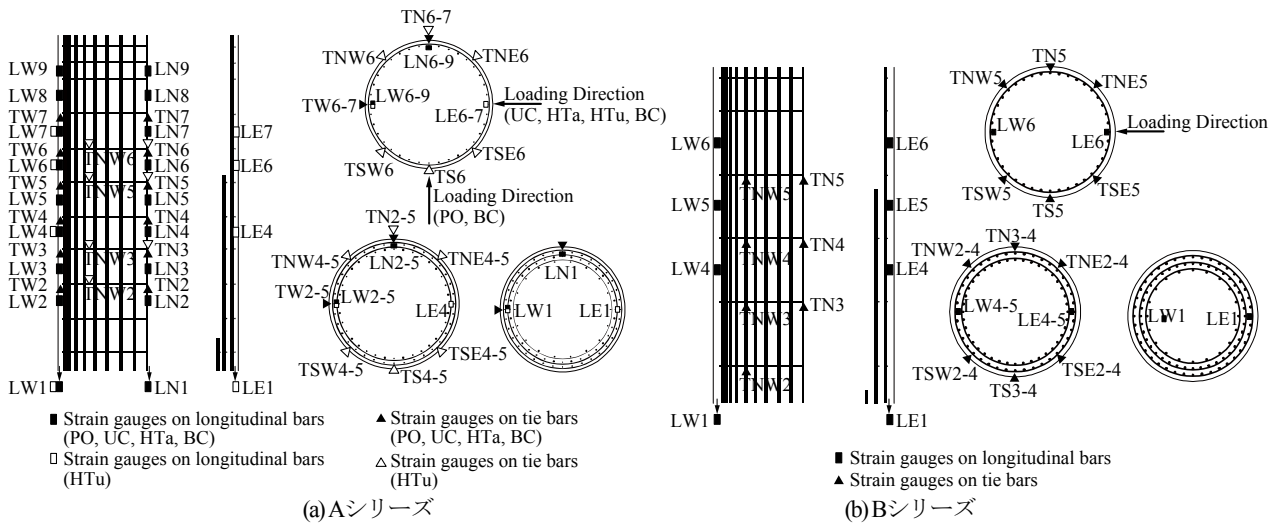


図6 ひずみの計測位置

繰返し載荷では、ドリフト 0.5 % を基準にこの整数倍のドリフトで変位制御により載荷した。ここで、ドリフトとは橋脚のフーチング上面から載荷点までの高さに対する水平変位の比のことである。ハイブリッド載荷では、桁・橋脚系を1 質点系にモデル化し、図-5 に示した地震動を入力した。ここでは、減衰定数が 0.05 の場合の加速度応答スペクトルも道路橋示方書で規定されている設計スペクトルと比較して示している。相似率に基づき A シリーズでは加速度振幅を 1/7 に、B では 1/4.5 にそれぞれ縮小している。ただし、相似則に基づき加速度振幅を縮小すると、津軽大橋記録では加速度振幅が小さくなり過ぎるため、実験では相似則から求められる加速度振幅を 2.5 倍に増加させた。

(3) 計測

A シリーズ、B シリーズともに、模型に作用させた鉛直力、水平力、載荷点における水平変位および鉛直変位、軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみをそれぞれ測定した。図-6 にひずみの計測位置を示す。

3. A シリーズ ($F_Q/F_F=0.84$) の破壊特性

(1) 損傷状況

4 種類の載荷をした場合の損傷状況を示すと、写真-2 のようになる。プッシュオーバー載荷および JR 鷹取駅記録を作用させたハイブリッド載荷では、ともに、上部段落し部から下部段落し部に向かってせん断破壊し、最終的に、プッシュオーバー載荷では 27 本、ハイブリッド載荷では 23 本の帯鉄筋が破断した。

JR 鷹取駅記録を作用させたハイブリッド載荷では、2.5 秒 (ドリフト-2.9 %) で上部段落し部から下部段落し部に向けてせん断ひび割れが生じ、その後 4.2 秒 (ドリ

フト 1.1 %) では、載荷方向が反転して上部段落し部で軸方向鉄筋が座屈し、4.7 秒でせん断破壊に至っている。最終的に上部段落し部から下部段落し部に向けて大きな斜めせん断ひび割れが生じ破壊した点はプッシュオーバー載荷した場合の破壊モードとよく似ている。しかし、ハイブリッド載荷では X 状にせん断ひび割れが発生し、また、上部段落し部で軸方向鉄筋が座屈するのに対して、プッシュオーバー載荷ではこのような損傷は生じない。

これに対して、繰返し載荷した場合と津軽大橋記録を入力したハイブリッド載荷では、最初に上部段落し部でせん断ひび割れと水平曲げひび割れが生じるが、やがて曲げひび割れが卓越するようになり、これがコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈へと進展していく。このようになると、損傷は上部段落し部の上下 150mm 程度の範囲に集中し、最初から曲げひび割れと同時に生じた斜めせん断ひび割れはほとんど進展しない。これは、一見すると上部段落し部における曲げ破壊のように見えるが、明らかにせん断ひび割れも卓越しており、ここではこれを曲げせん断破壊と呼ぶ。

以上の実験は、同じ特性を持つ供試体でも、載荷方法や入力地震動によって損傷形態が大きく変わり得ることを示しているが、これは図-7のように説明することができる。すなわち、プッシュオーバー載荷した場合には、図-7(a)のドリフト 1.0 % になると上部段落し部の圧縮側コンクリートはほとんど損傷せず、軸方向鉄筋も塑性化しない。図-7(a)のドリフト 2.5 % になると上部段落し部に作用する圧縮力は、圧縮ストラットによって基部にまで伝達される結果、これに沿って斜めせん断ひび割れが発生し、最終的に図-7(a)のドリフト 3.8 % のようにせん断破壊する。

これに対して繰返し載荷した場合には、図-7(b)のドリフト 1.0 % になると上部段落し部の両側に損傷が生じ始め、図-7(b)のドリフト 1.5 % になると載荷変位の増加と

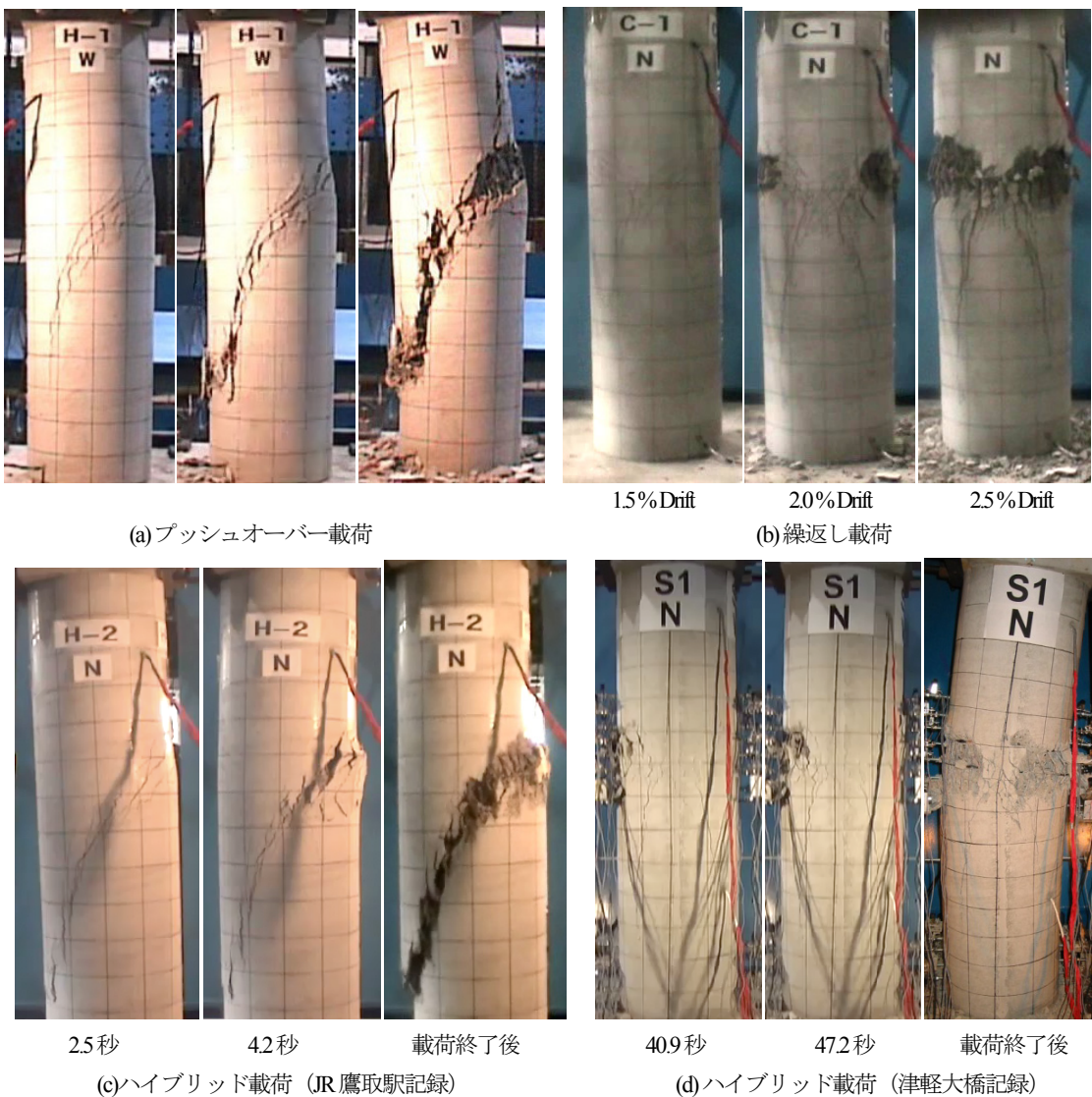


写真-2 載荷履歴による損傷の進展の違い (Aシリーズ)

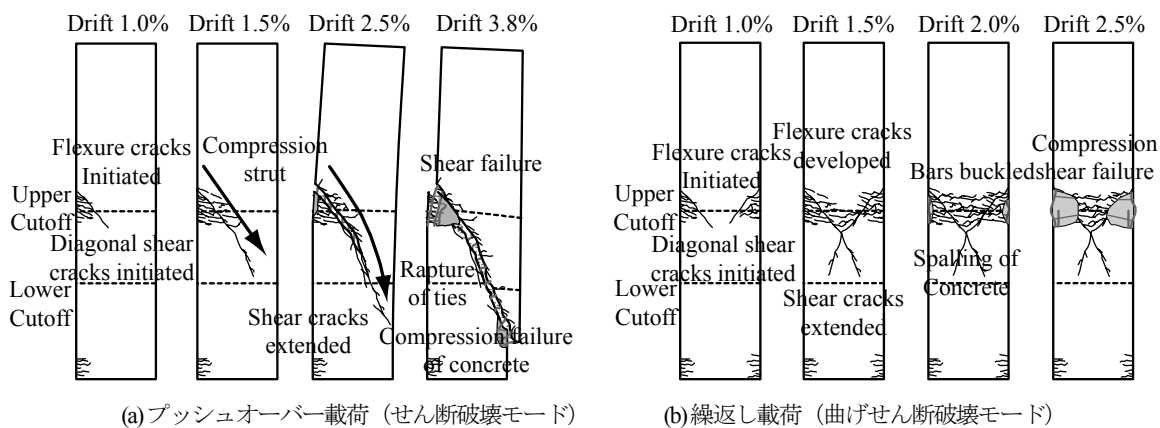


図-7 載荷履歴による破壊メカニズムの違い

ともに圧縮ストラットが形成される。これに伴って斜めせん断ひび割れがある程度までは進展するが、上部段落し部の圧縮側はすでに損傷を受けているため、図-7(b)のドリフト2.0%になると圧縮力が作用するとかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の局部座屈が生じる。この

ようになると、図-7(b)のドリフト2.5%のようにその後の損傷は上部段落し部にのみ集中し、斜めひび割れは基部に向けて進展しない。このため、繰返し載荷した場合には上部段落し部で曲げせん断破壊する。これが載荷方法や入力地震動によって破壊モードが異なる理由である。

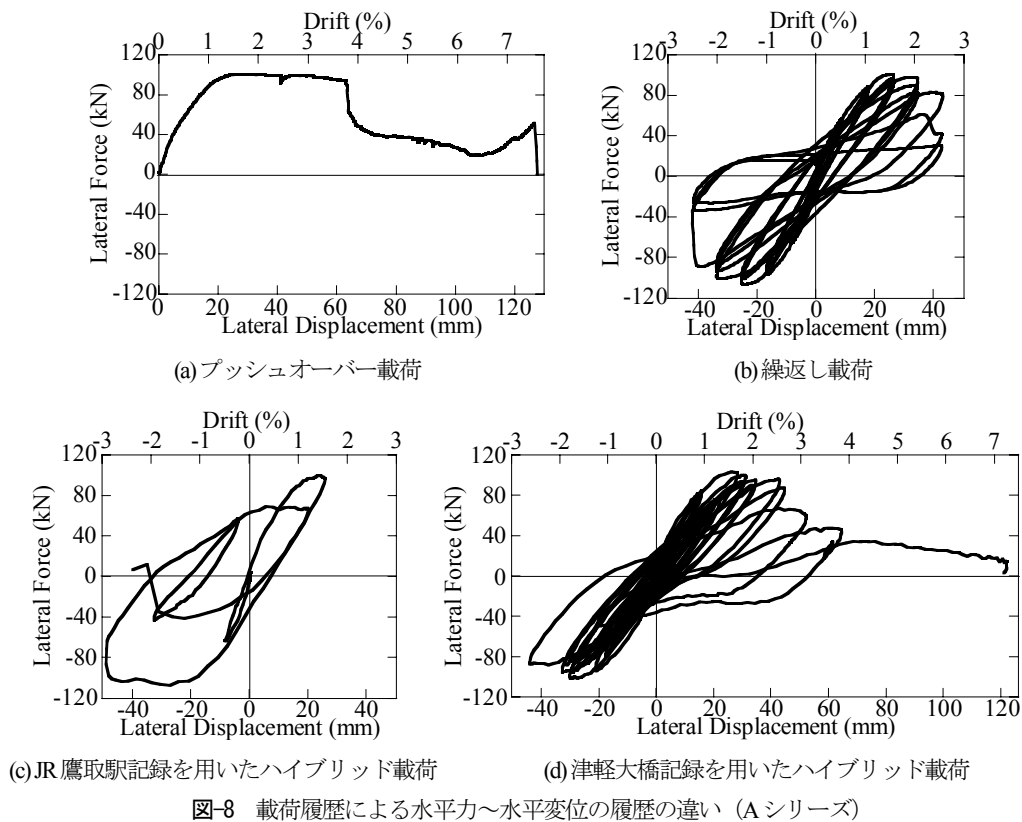


図-8 載荷履歴による水平力～水平変位の履歴の違い (A シリーズ)

曲げ破壊先行型橋脚では載荷方法によって変形性能が異なることがすでに知られており¹⁵⁾、道路橋示方書には終局変位の載荷履歴依存性がタイプI、タイプII地震動ごとに異なる設計変位として取り入れられている。しかし、今回の実験的検討により段落しを有する橋脚の場合にも、載荷履歴が耐力や変形性能だけでなく破壊メカニズムにも影響を与えることが明らかになったことから、今後、耐震性判定や耐震補強を行う場合には載荷履歴に伴う破壊モードの変化を考慮した設計が必要である。

(2) 水平力～水平変位の履歴

図-8は荷重作用点における水平力～水平変位の履歴である。上部段落し部から下部段落し部に向けてせん断破壊したプッシュオーバー載荷とJR鷹取駅記録を用いたハイブリッド載荷の場合には、復元力はドリフト1.5%付近で最大となった後、緩やかに低下し、プッシュオーバー載荷の場合にはドリフト3.8%に、ハイブリッド載荷の場合にはドリフト2.9%に達すると、その後ともに急速に減少する。

これに対し、上部段落し部で曲げせん断破壊した繰返し載荷と津軽大橋記録を用いたハイブリッド載荷の場合にも、復元力はともにドリフト約1.5%付近で最大となる点は、せん断破壊した場合とほぼ同じである。しかし、ドリフト2.5%になると復元力が急速に低下し、上部段落し部で曲げせん断破壊した場合にはせん断破壊し

た場合に比較してドリフトで0.4～0.9%程度早く復元力が減少し始める。これは、上部段落し部の軸方向鉄筋の座屈によるものである。

(3) ひずみ

図-9にプッシュオーバー載荷した場合の圧縮側最外縁位置における軸方向鉄筋ひずみを、図-10にJR鷹取駅記録を用いたハイブリッド載荷において上部段落し部に生じたせん断破壊に対して引張側最外縁位置となる軸方向鉄筋のひずみを示す。これ以降、引張ひずみを正、圧縮ひずみを負として示すこととする。プッシュオーバー載荷した場合には圧縮側軸方向鉄筋ひずみは、上部段落し部付近(LN6)では3,200 μ 程度と降伏ひずみの1.8倍ではないが、基部(LN1)では8,400 μ と大きくなっている。これは、荷重作用点から橋脚基部の圧縮側最外縁に向けて圧縮ストラットが形成され、橋脚基部に強い圧縮力が作用したことを表している。これに対し、ハイブリッド載荷した場合には引張側軸方向鉄筋ひずみは、1.1秒では、上部段落し部(LW6)で小さく基部(LW1)で大きい、2.3秒になるとLW6のひずみは急速に増加し、LW1とLW6の軸方向鉄筋はほぼ同時に降伏する。その後、LW1のひずみは18,000 μ 以上にはならないが、LW6では20,000 μ を超えるひずみに増加していく。上部段落し部より少なくとも229mm上に位置する軸方向鉄筋ひずみ(LW9)でも多少の時間遅れがあるが、LW6と同様にひ

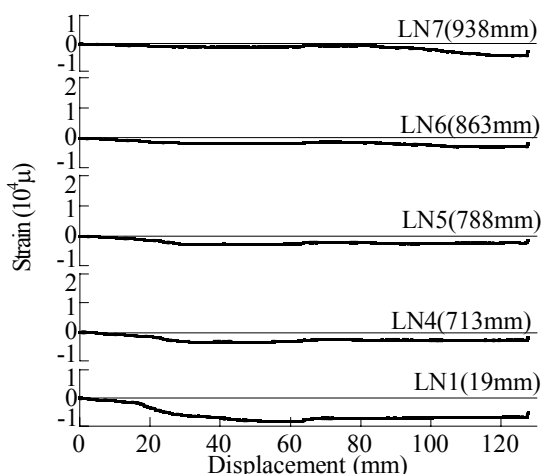


図-9 プッシュオーバー荷重した場合の圧縮側軸方向鉄筋ひずみ (Aシリーズ)

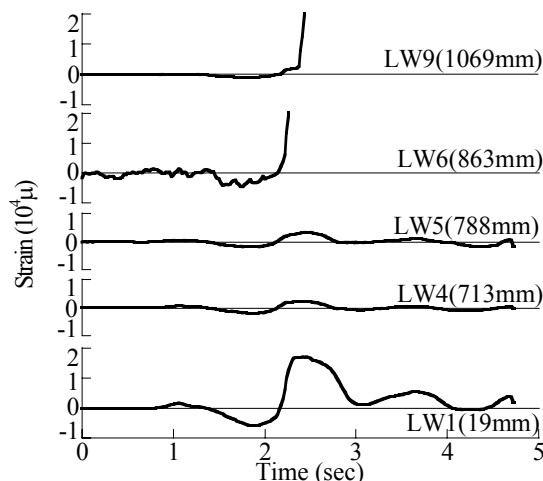


図-10 JR鷹取駅記録を用いたハイブリッド荷重した場合の荷重方向最外縁位置における軸方向鉄筋ひずみ (Aシリーズ)

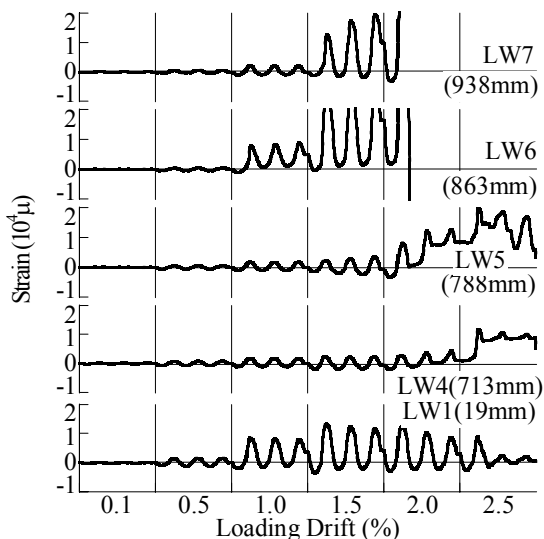


図-11 繰返し荷重した場合の荷重方向最外縁位置における軸方向鉄筋ひずみ (Aシリーズ)

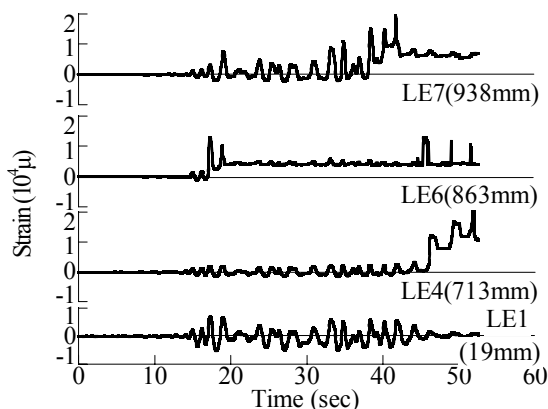


図-12 津軽大橋記録を用いたハイブリッド荷重した場合の荷重方向最外縁位置における軸方向鉄筋ひずみ (Aシリーズ)

ずみが急増する。

このように、せん断破壊する場合には、ある程度損傷が大きくなるまでは引張側軸方向鉄筋ひずみは、上部段落し部より基部の方が大きいですが、損傷の進展に伴い上部段落し部に集中するようになる。圧縮側の軸方向鉄筋ひずみは基部になるほど大きくなっており、圧縮力が基部にまで伝達されていることを示している。プッシュオーバー荷重やJR鷹取駅記録を用いたハイブリッド荷重では、この圧縮力がせん断ひび割れを進展させたため、せん断破壊したものである。

これに対し、繰返し荷重した場合と津軽大橋記録を用いたハイブリッド荷重した場合の軸方向鉄筋ひずみを図-11, 12に示す。繰返し荷重した場合には、荷重ドリフト0.5%では、基部(LW1)の軸方向鉄筋ひずみが1,800 μ程度と段落し部を含む他の測定点よりも大きい、

ドリフト1.0%になると、LW1と上部段落し部(LW6)の軸方向鉄筋はほぼ同時に降伏する。ドリフト1.5%になると、LW6と同時に上部段落し部より98 mm上(LW7)で軸方向鉄筋ひずみが急増して、LW1をはるかに上回るようになり、これ以降、上部段落し部に軸方向鉄筋のひずみが集中する。このため、最終的に上部段落し部の軸方向鉄筋が局部座屈し、曲げせん断破壊に至った。

津軽大橋記録を用いたハイブリッド荷重した場合も同様の傾向を示しており、損傷が小さい段階では基部(LE1)の軸方向鉄筋ひずみの方が上部段落し部(LE6)の軸方向鉄筋ひずみよりも大きい、17秒になるとLE6でひずみが急増し、LE1を上回るようになる。

図-13は荷重方向に平行な面における帯鉄筋ひずみを4種類の荷重に対して比較したものである。プッシュオー

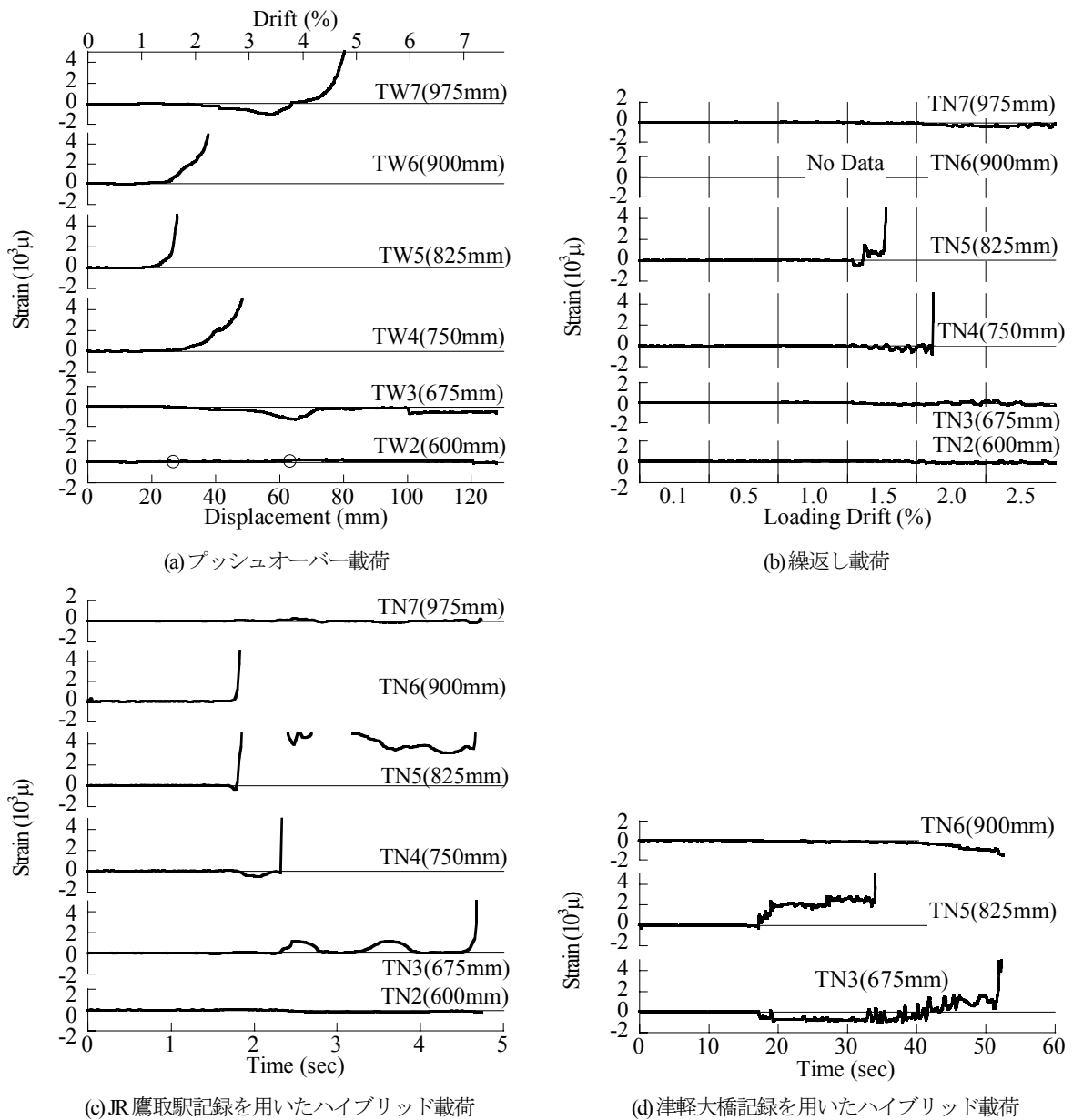


図-13 載荷履歴による帯鉄筋ひずみの違い (Aシリーズ, 載荷方向に平行な面)

バー載荷では、コンクリートにせん断ひび割れが生じるまでは、いずれの帯鉄筋にもひずみが生じないが、ドリフト1.2%になりせん断ひび割れが発生すると、上部段落し部より15mm下に位置する帯鉄筋 (TW5) でひずみが急増する。その後、ドリフト1.5%になると上部段落し部より60mm上の帯鉄筋ひずみ (TW6)、90mm下の帯鉄筋 (TW4) でそれぞれひずみが急増する。これは、JR鷹取駅記録を用いてハイブリッド載荷した場合でも同様である。

これに対し、上部段落し部で曲げせん断破壊した繰返し載荷では、上部段落し部より60mm上の帯鉄筋 (TN6) ではひずみを測定できなかった。しかし、せん断ひび割れの発生とともに、ドリフト1.5%で上部段落し部より15mm下の帯鉄筋 (TN5) でひずみが急増する

点やその後ドリフト2.0%で上部段落し部より90mm下の帯鉄筋 (TN4) でひずみが急増し、せん断破壊した橋脚と同様な傾向を示している。

一方、津軽大橋記録を用いたハイブリッド載荷では、せん断ひび割れの発生とともに、上部段落し部より15mm下の帯鉄筋 (TN5) でひずみが急増する点やせん断ひび割れの発生からある程度時間をおいて、上部段落し部より165mm下の帯鉄筋 (TN3) でひずみが急増する点は、せん断破壊した場合と同様な傾向を示している。上部段落し部より60mm上の帯鉄筋 (TN6) ではひずみは増加しない。

(4)2方向載荷の影響

以上はすべて水平1方向載荷した場合の結果であるが、

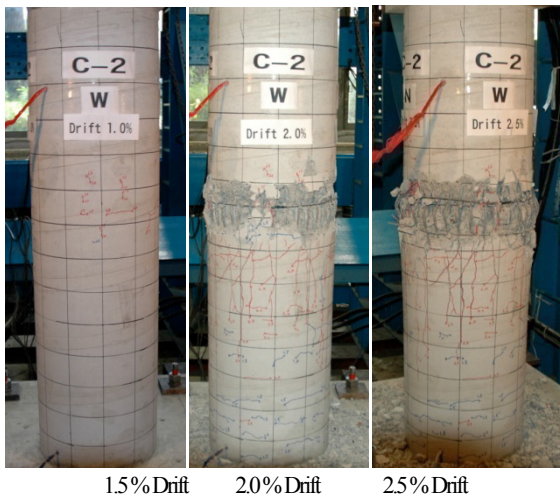


写真-3 2方向繰返し載荷した場合の損傷の進展 (A シリーズ)

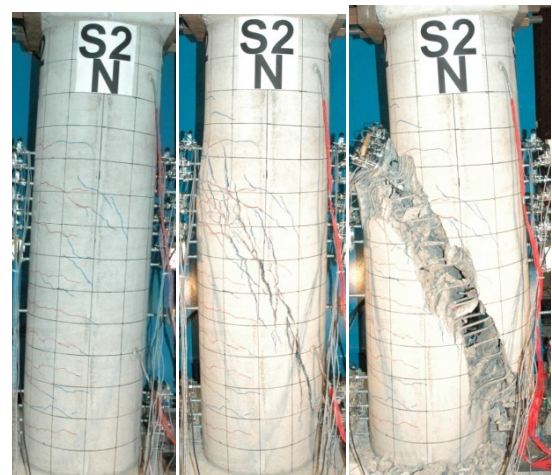
写真-3 に、水平 2 方向繰返し載荷した場合の損傷の進展を示す。これを写真-2(b)に示した 1 方向繰返し載荷の場合と比較すると、2 方向繰返し載荷の場合には斜めせん断クラックがいろいろな面に入る結果、個々のクラック幅は小さく載荷に伴う進展も小さい。しかしながら、上部段落し部における軸方向鉄筋の局部座屈が 1 方向繰返し載荷に比較して、ドリフトで約 0.5 %相当早く生じ、上部段落し位置における損傷もコアコンクリートに達する等、2 方向繰返し載荷した場合には 1 方向繰返し載荷した場合よりも損傷が著しい。ただし、最終的に上部段落し部で破壊する点は 1 方向繰返し載荷の場合と同じである。

4. B シリーズ ($F_Q/F_F=0.74$) の破壊特性

(1) 損傷状況

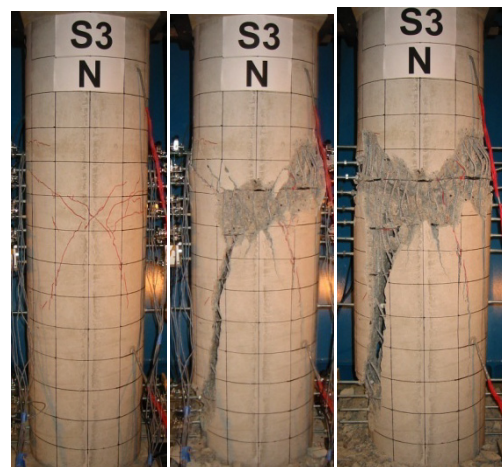
損傷の進展を写真-4 に示す。B シリーズでもプッシュオーバー載荷や、JR 鷹取駅記録を用いたハイブリッド載荷をするとせん断破壊する。これに対し、繰返し載荷した場合には、A シリーズとは異なる破壊モードとなる。すなわち、ドリフト 1.5 %で斜めせん断ひび割れが生じるまでは、損傷は A シリーズと同様であるが、ドリフト 2.0 %になるとせん断破壊面が下部段落し部まで到達し、せん断破壊する。しかし、この段階になっても上部躯体がせん断破壊面に沿ってずり落ちることはなく、これ以降の載荷では上部段落し位置をピンとして回転する。この破壊モードは、A シリーズとは異なるものであり、プッシュオーバー載荷した場合の破壊モードに近い。

この破壊モードで重要な点は、最初に橋脚を押した際に圧縮側となる面（以下+面と呼ぶ。写真-4 では右側）では、上部段落し部で軸方向鉄筋が局部座屈する曲げせん断破壊モードとなるのに対して、+面の上部段落



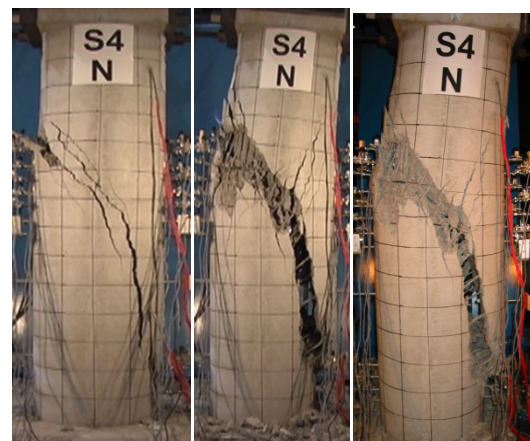
1.5%Drift 3.0%Drift 3.5%Drift

(a) プッシュオーバー載荷



1.5%Drift 2.0%Drift 2.5%Drift

(b) 繰返し載荷



3.2秒 3.8秒 実験終了後

(c) JR 鷹取駅記録を用いたハイブリッド載荷

写真-4 載荷履歴による損傷の進展の違い (B シリーズ)

し部から一面（最初に橋脚を押した際に引張側となる面）の下部段落し部に大きなせん断破壊面が生じることからわかるように、一面ではせん断破壊モードとなる点

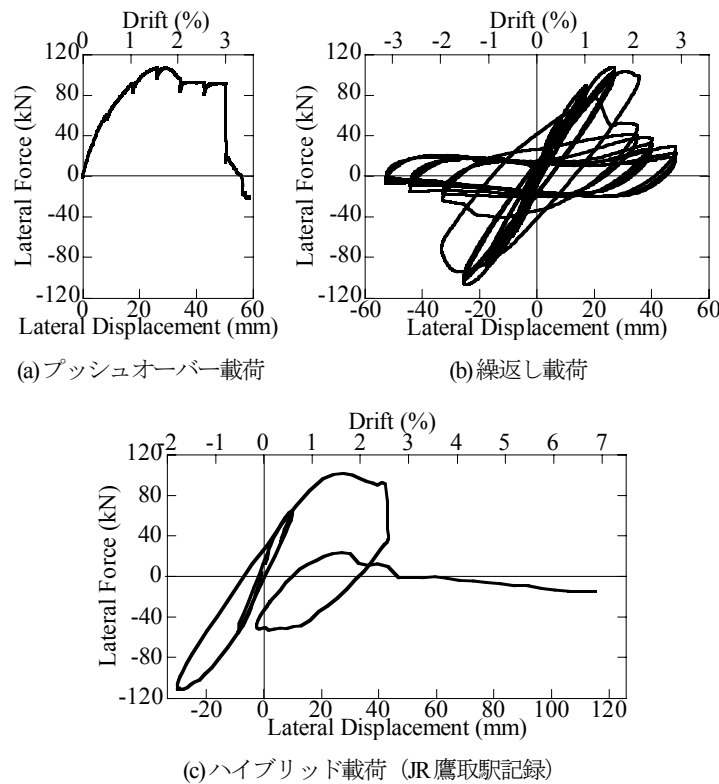


図-14 荷履歴による水平力～水平変位の履歴の違い (Bシリーズ)

である。すなわち、+面と-面では、2つの破壊モードが現れている。このことは、後述するひずみの項に示すが、上部段落し部に生じる軸方向鉄筋のひずみは+面で大きく、-面で小さいことから明らかである。従って+面方向に水平力を受けると曲げせん断破壊モードとなり、-面方向に水平力を受けると圧縮ストラットによって圧縮力が基部にまで伝達され、せん断破壊モードとなる。

(2) 水平力～水平変位の履歴

水平力～水平変位の履歴は図-14 のようになる。プッシュオーバー荷した場合には、復元力はドリフト 1.7%付近で最大となり、その後、復元力は徐々に低下した後、ドリフト 2.0~3.0%では復元力はほぼ一定となるが、ドリフト 3.0%で急速に耐力を失う。前述したとおり、A シリーズではドリフト 3.8%で復元力が急速に低下したが、せん断/曲げ耐力比が小さい B シリーズの方がより小さい変位でせん断破壊する。

また、JR 鷹取駅記録を用いてハイブリッド荷した場合もプッシュオーバー荷した場合と同様に、復元力はドリフト 1.7%で最大となった後、徐々に低下し、ドリフト 2.5%で急速に低下する。A シリーズに比べ、復元力が急速に低下し始める変位はドリフト 0.4%程度小さい。

繰返し荷した場合にも、ドリフト 1.5%で復元力が

最大となった後、ドリフト 2.0%荷の 2 サイクル目において復元力は最大耐力の 35%まで低下する。ただし、復元力の急速な低下は、A 供試体では上部段落し部の軸方向鉄筋が局部座屈したためであるが、B 供試体ではせん断破壊の進展に伴う点が異なることに注意が必要である。

(3) ひずみ

図-15 に引張側および圧縮側最外縁位置における軸方向鉄筋ひずみを示す。プッシュオーバー荷した場合には、引張側最外縁位置では、はじめは基部 (LE1)の方が上部段落し部 (LE5) よりも軸方向鉄筋ひずみが大きい、損傷の進展に伴い LE1 よりも LE5 の方が軸方向鉄筋ひずみは大きくなり、上部段落し部にひずみが集中するようになる。これに対して、圧縮側最外縁位置では損傷が生じた状態であっても基部 (LW1)の方が上部段落し部 (LW5) よりも軸方向鉄筋ひずみが大きくなる。これは、圧縮ストラットによって基部に圧縮力が生じているためであり、せん断破壊した A 供試体の場合と同様である。このような特性は JR 鷹取駅記録を用いてハイブリッド荷した場合にも同じである。

これに対し、繰返し荷した場合には、+面ではドリフト 1.0%までは、基部 (LW1)の方が上部段落し部 (LW5) よりも軸方向鉄筋ひずみが大きい。しかし、ドリフト 1.5%荷になると LW5 で軸方向鉄筋ひずみが急

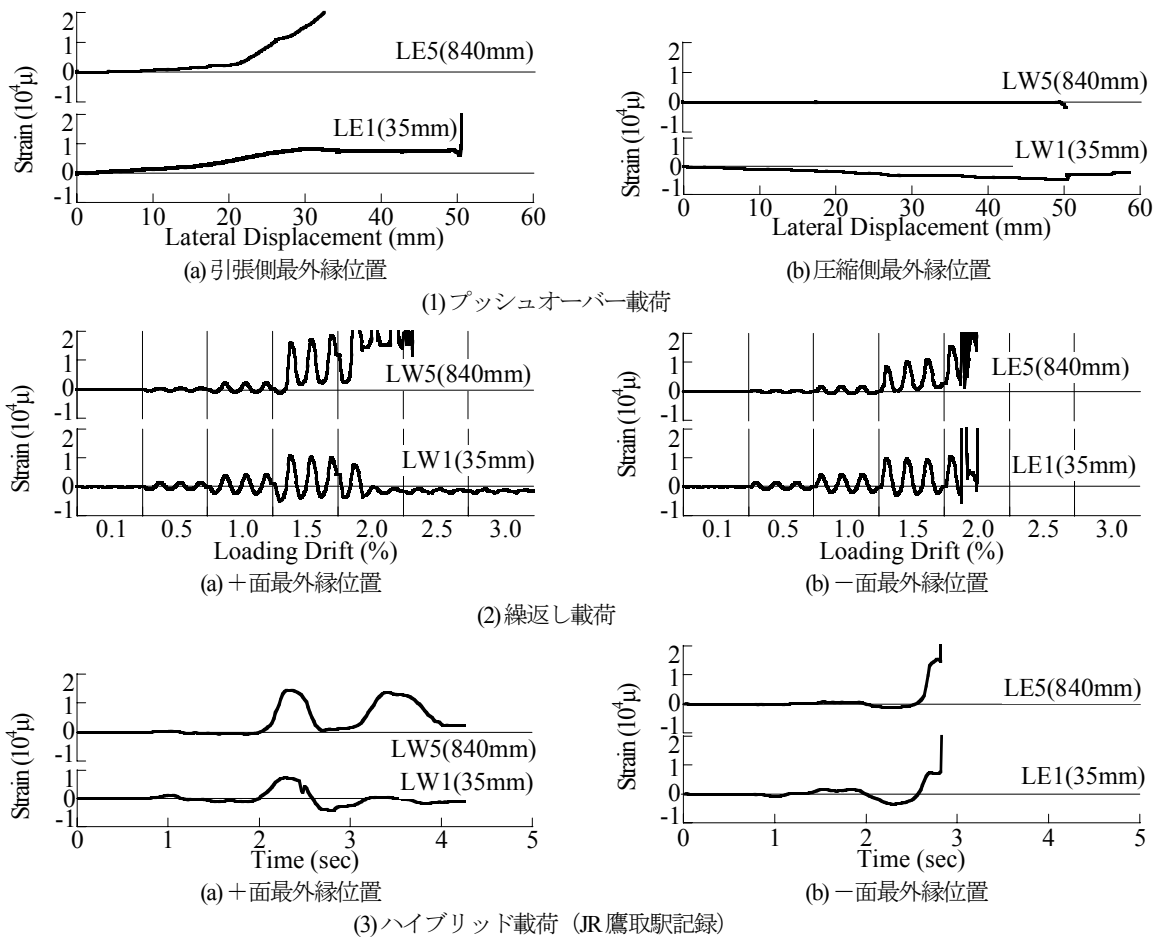


図-15 荷重履歴による軸方向鉄筋ひずみの違い (Bシリーズ)

速に増加し、2 サイクル目以降には LW1 を上回る。これは、ドリフト 1.5 % 荷重の 2 サイクル目以降には、曲げ損傷の生じる領域が基部から上部段落し部に移行することを示している。

また、ドリフト 1.5 % 荷重では、軸方向鉄筋ひずみは LW5 では 20,000 μ にまで達するのにに対し、LE5 では 10,000 μ 程度にしかならない。この違いは上部段落し部に生じる損傷が+面と一面で異なっていることを示しており、一面が圧縮力を受ける場合には、図-7(a)に示したせん断破壊メカニズム、+面が圧縮力を受ける場合には図-7(b)に示した曲げせん断破壊メカニズムにより損傷が進展し、最終的に写真-4 に示したようにせん断破壊モードで橋脚が破壊した。これ以降は躯体上部の回転に伴い上部段落し部に損傷が生じるため、上部段落し部の軸方向鉄筋でひずみが最大となる。

図-16 に荷重方向に直角な面における帯鉄筋ひずみを示す。いずれの荷重においても、はじめに上部段落し部に近い位置に配置された帯鉄筋 (TNS) のひずみが他の帯鉄筋ひずみよりも早く増加し、その後、損傷の進展に伴い帯鉄筋ひずみが急増する範囲が広がっていく。これは、A 供試体の場合と同じである。

5.2 次元有限要素法解析

A シリーズに対するプッシュオーバー荷重および繰返し荷重を対象として、2 次元有限要素法解析を行った。図-17 に解析モデルを示す。円形断面橋脚を 2 次元化することには制約が大きい、マクロに見て損傷形態をどの程度表せるかを把握することをねらったものである。解析には DIANA を用い、フーチング、柱部、頭部は 8 節点平面応力要素でモデル化した¹⁶⁾。軸方向鉄筋および帯鉄筋には埋め込み鉄筋要素を用いた。埋め込み鉄筋要素とは、独立な自由度を持たずに母要素のコンクリート要素に埋め込むものであり、節点に依存せずに簡易に鉄筋要素を配置できる反面、埋め込み鉄筋要素のひずみは、周囲のコンクリート要素の変位場から算出され、鉄筋とコンクリート間の付着切れを考慮することはできない。

図-18 に、コンクリートおよび鉄筋の応力～ひずみ関係を示す。コンクリートの応力～ひずみ関係としては、DIANA に組み込まれている圧縮側には Thorenfeldt らのモデルを、引張側には Hordijk らのモデルをそれぞれ用いた^{17),18)}。また、コンクリート要素のひび割れは、主応力に直交してひび割れが生じるとする回転ひび割れモデルを用いて評価した。なお、コンクリートの除荷・再荷重

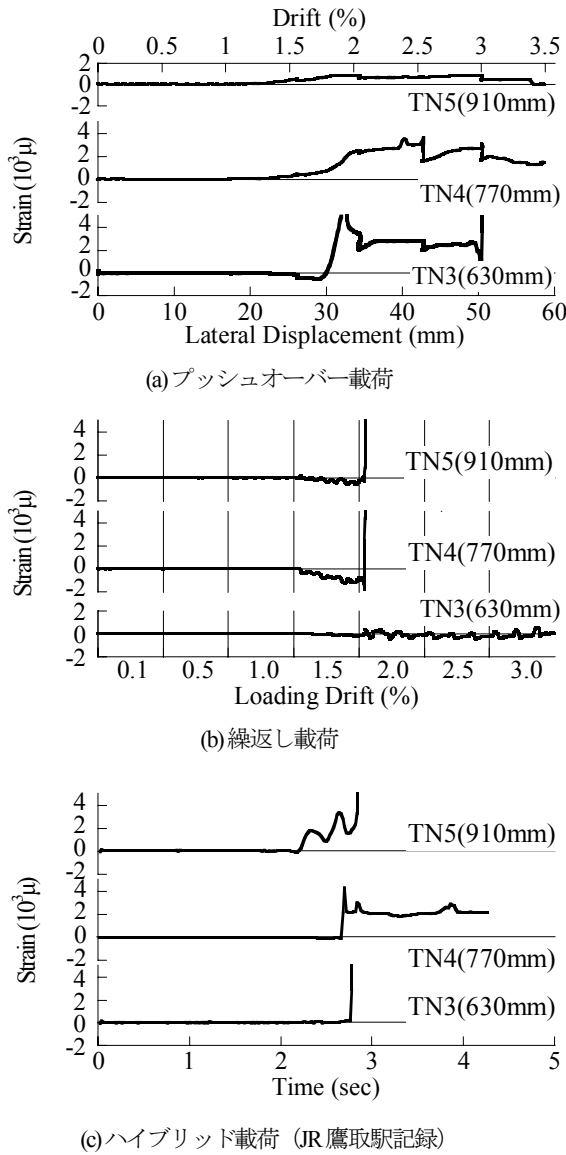


図-16 載荷履歴による帯鉄筋ひずみの違い (Bシリーズ, 載荷方向に平行な面)

履歴については図-18 に示すように各ひび割れ方向の最大もしくは最小ひずみとそのときの応力を用いて次式で定義される割線を通るとした。

$$\sigma = \begin{cases} \frac{\sigma_m}{\varepsilon_m} \varepsilon \\ \frac{\sigma_M}{\varepsilon_M} \varepsilon \end{cases} \quad (17)$$

ここで、 ε , σ はそれぞれ現在のひずみとそのときの応力、 ε_M , σ_M はそれぞれ現在までに経験した最大ひずみとそのときの応力、 ε_m , σ_m はそれぞれ現在までに経験した最小ひずみとそのときの応力である。

鉄筋の応力～ひずみ関係としては Bauschinger 効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデルを用いた¹⁹⁾。ただし、こ

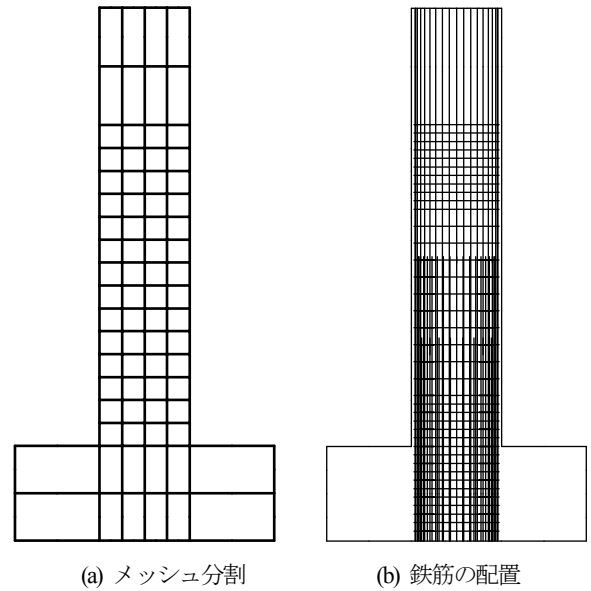


図-17 2次元有限要素法解析モデル

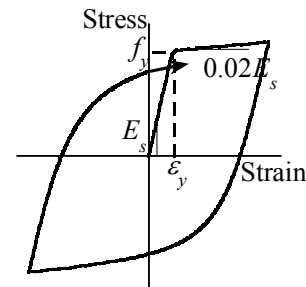
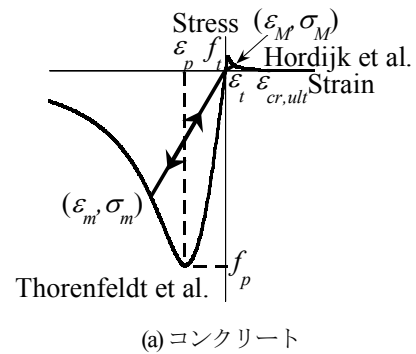


図-18 材料構成則

れを小振幅で除荷・再載荷しても応力が過大評価されないように、堺・川島が修正した履歴モデルを用いた²⁰⁾。

図-19 は解析によって得られた水平力～水平変位の履歴を、実験値と比較して示したものである。図-19(b)には繰返し載荷した場合のドリフト 1.5%、2.0%、2.5% の 1 サイクル目の結果も併せて示す。プッシュオーバー載荷の場合、ドリフト 3.8% でせん断破壊するまでは解析値は実験値をある程度は再現できている。しかし、実験ではドリフト 3.8% でせん断破壊に伴って帯鉄筋が破断し復元力が急速に低下するが、解析では帯鉄筋の破断が

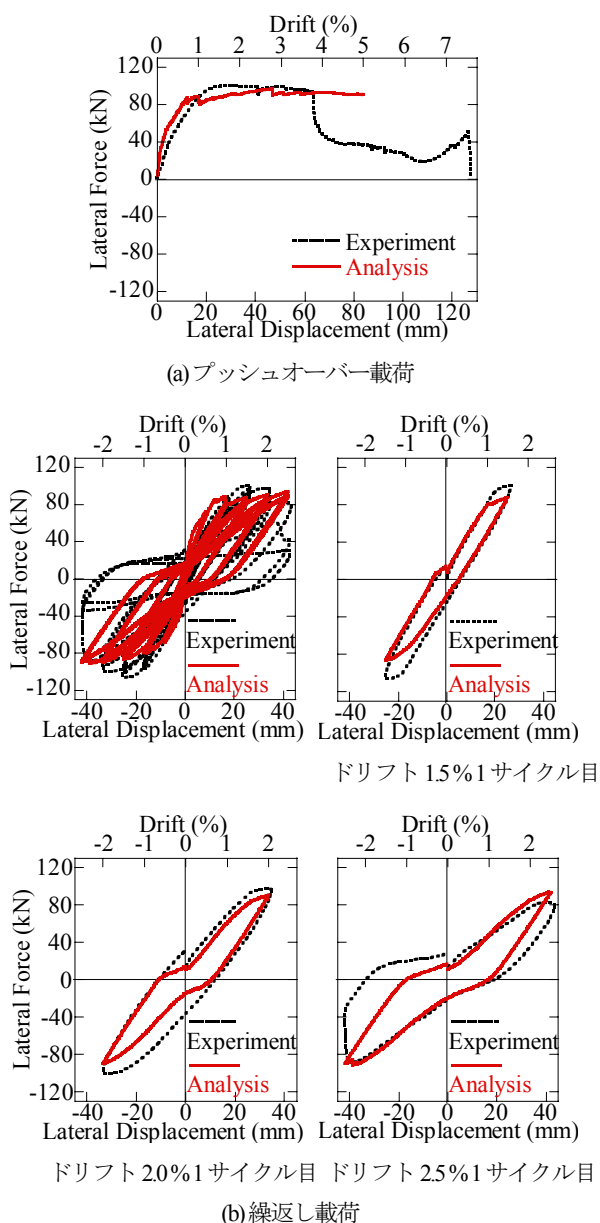


図-19 有限要素法解析により得られた水平力～水平変位の履歴

考慮されていないため復元力の急速な低下は再現できない。

一方、繰返し載荷した場合には、軸方向鉄筋が座屈し始めるドリフト 2% までは、各載荷ドリフトにおける解析上の復元力の最大値は実験値と比較して 10% 程度小さいが、履歴ループの形状はある程度解析により実験結果を再現できている。載荷ドリフト 2.5% になると、実験では軸方向鉄筋の座屈に伴い復元力が低下するが、解析では鉄筋の座屈を考慮していないため、実験結果を再現できていない。

図-20 は載荷変位がドリフト 2.5% (= 42.0 mm) のときの主引張ひずみに直交する方向、すなわちひび割れ方向をプッシュオーバー載荷と繰返し載荷で比較した結果

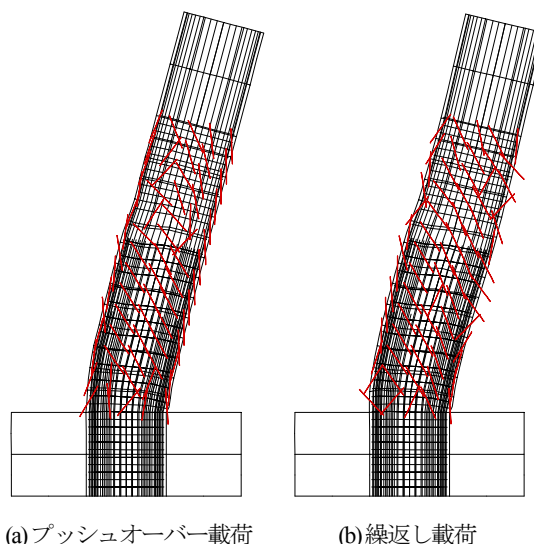
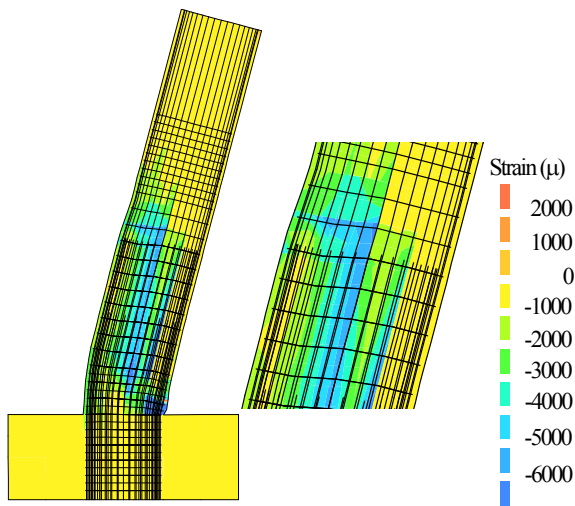


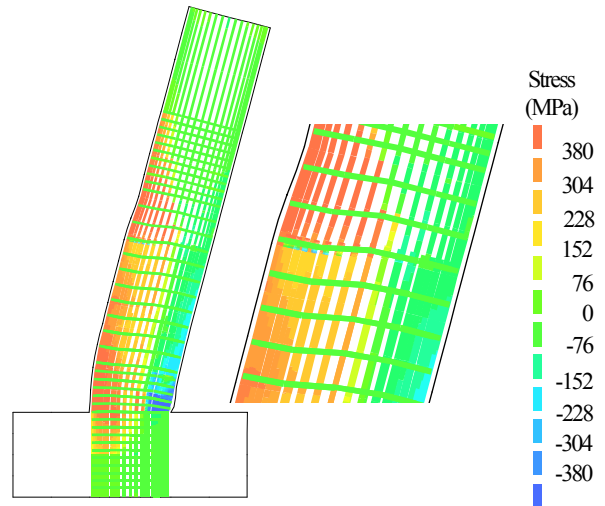
図-20 解析により得られたひび割れ方向（主引張ひずみに直交する方向）

である。ここでは、1 要素につき 1~2 箇所ひび割れ方向を示している。プッシュオーバー載荷した場合、コンクリートのひび割れが鉛直軸に対してなす角度は引張側コンクリートでは約 30 度であり、ひび割れは上部段落し部から下部段落し部に向けて斜めに生じるが、圧縮側ではひび割れはほぼ垂直に生じる。これは、前述したように、プッシュオーバー載荷した場合には上部段落し部から橋脚基部に圧縮ストラットが形成され、この圧縮ストラットに沿ってひび割れが発生したことに対応していると考えられる。これに対し、繰返し載荷した場合には引張側だけでなく、圧縮側コンクリートにも斜めひび割れが上部段落し部周辺に生じる。鉛直軸に対するひび割れがなす角度は、引張側、圧縮側ともに 30 度である。

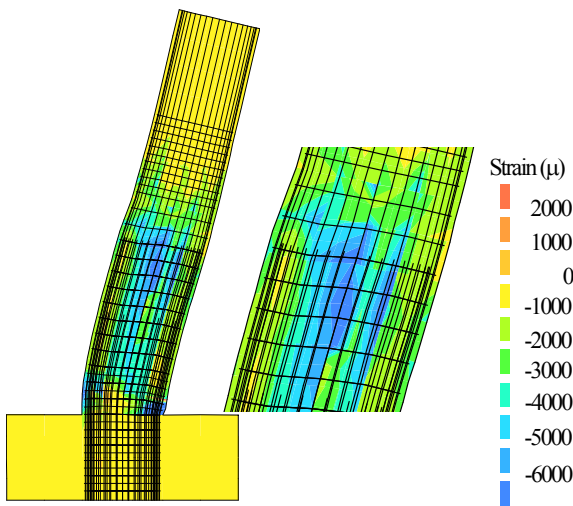
図-21 はコンクリートの主圧縮ひずみの大きさをプッシュオーバー載荷と繰返し載荷で比較した結果である。ここには、上部段落し付近のひずみを橋脚基部から 0.5m~1.0m の範囲で拡大した結果も併せて示している。なお、解析結果は引張ひずみを正、圧縮ひずみを負として示している。プッシュオーバー載荷した場合には、 $4,000 \mu \sim 5,000 \mu$ 程度の圧縮ひずみが上部段落し部の引張側から橋脚基部の圧縮側にかけて分布しており、解析においてもプッシュオーバー載荷実験と同様に上部段落し部から橋脚基部に向けて斜めに形成された圧縮ストラットが再現できている。繰返し載荷した場合には、 $4,000 \mu$ を超える圧縮ひずみが上部段落し部の引張側から橋脚基部の圧縮側にかけて分布しており、プッシュオーバー載荷した場合の解析結果と同様に圧縮ストラットが形成されている様子が再現されている。しかし、橋脚基部から 0.7m の高さから上部段落し位置（橋脚基部か



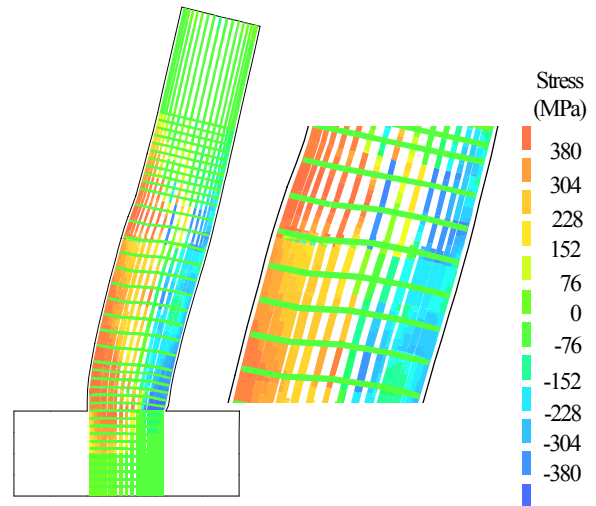
(a) プッシュオーバー載荷



(a) プッシュオーバー載荷



(b) 繰返し載荷



(b) 繰返し載荷

図-21 解析により得られたコンクリートの主圧縮ひずみ

図-22 解析により得られた軸方向鉄筋に作用する応力

ら 0.84m の高さ) までの領域に着目すると、橋脚断面の中央付近に $6,000 \mu$ を超える圧縮ひずみが生じる。また、上部段落し部の圧縮側に着目すると、解析により圧縮側コンクリートに生じる主圧縮ひずみは、プッシュオーバー載荷した場合には $250 \mu \sim 500 \mu$ 程度と小さいが、繰返し載荷した場合には $2,500 \mu \sim 3,500 \mu$ 程度と大きい。

このように解析によって求められる上部段落し部に生じる主圧縮ひずみの大きさが荷重方法によって異なってくるが、これは、上部段落し部の損傷が、繰返し載荷した場合の方がプッシュオーバー載荷した場合よりも激しいためである。このように、荷重方法により上部段落し部の損傷が異なるという実験結果を解析においても再現できるという点が重要である。

ただし、橋脚基部に着目すると、解析による主圧縮ひずみは、プッシュオーバー載荷した場合、繰返し載荷した場合ともに 6000μ 以上と大きく、上部段落し部のよ

うに荷重履歴によって変化しない。このことは、解析上、上部段落し部だけでなく橋脚基部にも大きな損傷が生じていてもよいはずであるが、実験では基部に損傷は生じておらず、この点では解析結果は実験結果と対応しない。段落しされた鉄筋の付着切れや軸方向鉄筋の座屈を考慮していないため、上部段落し部での軸方向鉄筋の座屈に伴う耐力低下が再現できないこと等が原因ではないかと考えられるが、これらについてさらに検討が必要である。

図-22 はドリフト 2.5% (=42.0 mm) 載荷した際の軸方向鉄筋の応力を示したものである。図-21 と同様に上部段落し部付近の拡大図も示している。引張側軸方向鉄筋に生じる応力は、プッシュオーバー載荷した場合、繰返し載荷した場合ともに上部段落し部と基部のいずれにおいても降伏応力を超えている。これに対し、上部段落し部の圧縮側軸方向鉄筋に生じる応力に着目すると、圧縮応力はプッシュオーバー載荷した場合には 66 MPa と降

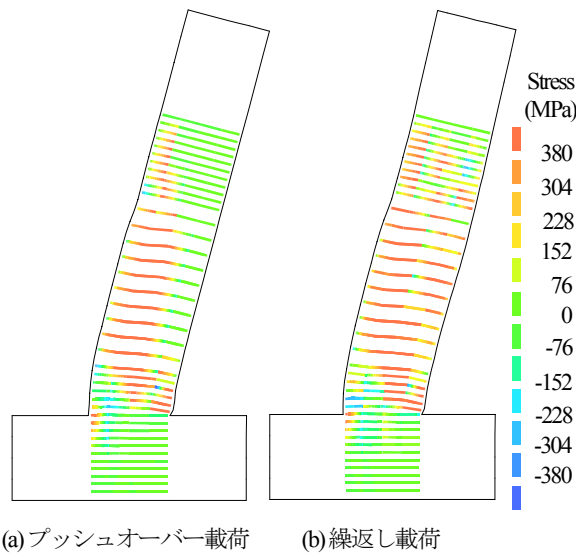


図-23 解析により得られた帯鉄筋に作用する応力

伏強度の 18%程度でしかないのに対し、繰返し載荷した場合には 390 MPa と降伏強度を超える値が生じる。前述の図-21 に示したように上部段落し部の圧縮側コンクリートに生じる主圧縮ひずみは、プッシュオーバー載荷した場合には $250\mu \sim 500\mu$ 程度であるのに対して、繰返し載荷した場合には $2,500\mu \sim 3,500\mu$ 程度である。したがって、プッシュオーバー載荷した場合には、上部段落し部の圧縮側に生じる圧縮力はコンクリートが負担できるため、軸方向鉄筋には大きな圧縮応力は生じない。ところが、繰返し載荷した場合には、上部段落し部の圧縮側コンクリートに生じる主圧縮ひずみは応力が最大となるひずみ ($2,000\mu$) を超え、上部段落し部の圧縮側コンクリートはこの圧縮応力を負担できないため、軸方向鉄筋に生じる圧縮応力が大きくなる。

図-23 は図-22 と同様にドリフト 2.5% (=42.0 mm) 載荷の際に帯鉄筋に生じる応力を示したものである。圧縮側 (図-23 では右側) にある帯鉄筋に生じる応力に着目すると、プッシュオーバー載荷した場合には 40 MPa 程度と小さいのに対して、繰返し載荷した場合には降伏強度 372 MPa を上回る大きな応力が生じる。プッシュオーバー載荷した場合に圧縮側の帯鉄筋に応力が生じない理由は、1) 前述したようにプッシュオーバー載荷した場合の上部段落し部圧縮側コンクリートにはほぼ垂直にひび割れが生じること、2) 上部段落し部圧縮側のコンクリートを表す要素には鉛直方向の変形が卓越すること、3) コンクリートに生じる主圧縮ひずみも小さいためである。これに対し、繰返し載荷した場合の上部段落し部圧縮側コンクリートには鉛直軸に対して約 30 度の角度でひび割れが生じ、上部段落し部の圧縮側のコンクリートを表す要素は鉛直方向だけでなく、水平方向にも変形する。さらに、コンクリートに生じる主圧縮ひずみも大きい。

以上の点から、上部段落し部の圧縮側の帯鉄筋には大きな応力が生じる。

6. 結論

2 カ所で主鉄筋段落しされた円形断面 RC 橋脚の破壊特性に与える載荷履歴の影響を検討するため、8 体の模型に対する載荷実験を行うと同時に 2 次元有限要素法解析を実施した。本研究より得られた結論をまとめると、以下ようになる。

- 1) せん断/曲げ耐力比 F_Q/F_F が 0.84 の場合 (A シリーズ) には、プッシュオーバー載荷や断層近傍地震動 (JR 鷹取駅記録) を作用させてハイブリッド載荷すると、橋脚はせん断破壊するのに対して、繰返し載荷や繰返し特性が卓越する地震動 (津軽大橋記録) を作用させてハイブリッド載荷すると、橋脚には上部段落し位置でせん断ひび割れと同時に一見曲げ破壊のように円周まわりの損傷が生じる。ここではこれを曲げせん断破壊と呼ぶ。
- 2) 上記1)のように破壊モードの載荷履歴依存性が生じる原因は上部段落し部の損傷のプロセスの違いにある。すなわち、プッシュオーバー載荷した場合には、上部段落し部の圧縮側コンクリートや軸方向鉄筋は損傷せず、上部段落し部に作用する圧縮力は圧縮ストラットによって基部にまで伝達される結果、これに沿って斜めせん断ひび割れが発生しせん断破壊する。これに対し、繰返し載荷した場合には、上部段落し部の両側に損傷が生じるため、圧縮力が作用すると上部段落し部のかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の局部座屈が生じ、耐力が低下する結果、斜めひび割れは基部に向けて進展しない。このため、繰返し載荷した場合には上部段落し部で曲げせん断破壊する。
- 3) F_Q/F_F が 0.74 の場合 (B シリーズ) には、プッシュオーバー載荷するとせん断破壊するのに対し、繰返し載荷すると上部段落し部でかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の局部座屈が生じた後にせん断破壊する。A シリーズと同様に破壊形態に及ぼす載荷履歴の影響が存在するが、いずれの載荷をした場合も橋脚の破壊モードとしてはせん断破壊となり、載荷履歴の影響は A シリーズほど顕著ではない。
- 4) 1 方向繰返し載荷に比較して 2 方向繰返し載荷した場合には、上部段落し部における軸方向鉄筋の局部座屈が約 0.5%ドリフト相当早く生じ、上部段落し位置における損傷もコアコンクリートに達する等、損傷が著しい。ただし、最終的に上部段落し位置で曲げせん断破壊する点は 1 方向繰返し載荷の場合と同じである。
- 5) プッシュオーバー載荷、繰返し載荷、ハイブリッド載

荷いずれの場合にも、橋脚の最大復元力およびこれが生じるドリフトはそれぞれ 100 kN, 1.5 %と同程度である。しかし、橋脚の復元力が急速に低下し始める変位は、プッシュオーバー載荷した場合には、3.8 % (A シリーズ) ~3.0 % (B シリーズ), 繰返し載荷した場合には 2.5 % (A シリーズ) ~2.0 % (B シリーズ) となり、変形性能に及ぼす載荷履歴の影響は顕著である。繰返し荷重が増加するほど変形性能は低下する。

6) A シリーズに対するプッシュオーバー載荷および繰返し載荷を対象として 2 次元有限要素解析を行った。その結果、プッシュオーバー載荷した場合にはせん断破壊するドリフト 3.8 %まで、繰返し載荷した場合には軸方向鉄筋が座屈するドリフト 2.0 %まで、有限要素解析による水平力~水平変位の履歴は実験結果をある程度再現する。また、上部段落し部に生じるひび割れの方向に着目すると、プッシュオーバー載荷した場合には、ひび割れは引張側では上部段落し部から下部段落し部に向けて斜めに、圧縮側ではほぼ垂直に生じる。これは、実験において上部段落し部から橋脚基部に圧縮ストラットが形成され、この圧縮ストラットに沿ってひび割れが発生することに対応している。これに対し、繰返し載荷した場合には、上部段落し部周辺の引張側だけでなく、圧縮側コンクリートにも斜めひび割れが生じる。これは、繰返し荷重が作用しこの部分のコンクリートがすでに損傷を受けているためであり、実験において上部段落し位置でせん断ひび割れと同時に円周まわりの損傷が生じたことに対応している。

7) 1995 年兵庫県南部地震以降、原則として主鉄筋の段落しはしないこととなったことから、本研究成果は新設橋脚というよりも既設橋脚の耐震補強や耐震性能判定に活用することが期待される。さらに、今回の研究から破壊耐力が近い 2 つの塑性ヒンジが直列系として存在する場合に、載荷方法により破壊メカニズムが異なることが明らかとなった。このような問題は他にもあり得ると考えられるが、こうした問題解決にも本研究成果が有用なヒントを与えると考えられる。

謝辞: 供試体設計に当たって横浜国立大学の池田尚治名誉教授から数々のご指導を得た。(株)長大の矢部正明氏他には、橋脚の設計に算して便宜を図っていただいた。津軽大橋記録は国土交通省国土技術政策総合研究所より貸与していただいた。本実験の実施に際しては、東京工業大学土木工学専攻の渡邊学歩、永田聖二、木島健、T. Paiboon、李姿瑩、荻本英典、長井崇徳、王毅、室谷奈津美、松本崇志、河野直也、Le Anh Ngoc の各氏のご支援を得た。ここに記し、厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 浅沼秀弥：静内橋地震被害調査，土木技術資料，Vol. 25, No. 11, pp.15-20, 1983.
- 2) 山本強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第 348 号/V-1, pp.61-70, 1984.
- 3) 尾坂芳夫，鈴木基行，寺澤正人，小林茂敏：RC はりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究，土木学会論文集，第 366 号/V-4, pp.133-142, 1986.
- 4) 川島一彦，星隈順一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No. 525/I-33, pp.83-95, 1995.
- 5) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 6) Standards New Zealand: Design of Concrete Structures, NSZ 3101: 1995.
- 7) Priestley, M. J. N., Seible, F., Verma, R. and Xiao, Y.: Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project Report No. SSRP 91/06, 1993.
- 8) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, New York, 1975.
- 9) Park, R.: An Analysis of the Failure of the Columns of a 600 Metre Length of the Hanshin Elevated Expressway during the Great Hanshin Earthquake of 17 January 1995, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol.29, No. 2, June 1996.
- 10) 家村浩和：ハイブリッド実験の発展と将来，土木学会論文集，No. 356/I-3, pp.1-10, 1985.
- 11) 池端信哉，足立幸郎，山口隆裕，池田尚治：準動的載荷による RC 橋脚の地震被災挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23, No. 3, pp.1255-1260, 2001.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.
- 13) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 14) 河野広隆，渡辺博志，菊森佳幹：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料，第 3426 号，1996.
- 15) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of number of loading cycles on dynamic characteristics of reinforced concrete bridge pier columns, *Structural Engineering and Earthquake Engineering*, Proc. JSCE, Vol. 5, No. 1, pp. 183-191, 1988.
- 16) JIP テクノサイエンス株式会社：DIANA 9 ユーザーマニュアル，2005.
- 17) Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A. and Jensen, J. J.: Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design, Proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987.

- 18) Comelissen, H. A. W., Hordijk, D. A., and Reinhardt, H. W.: Experimental Determination of Crack Softening Characteristics of Normalweight and Lightweight Concrete, *Heron*, Vol. 31, No. 2, 1986.
- 19) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp. 15-22, 1973.
- 20) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, pp. 159-169, 2003.

(2008. 10. 6 受付)

EFFECT OF LOADING PROTOCOLS ON THE FAILURE MODES OF RC BRIDGE COLUMNS WITH TERMINATION OF MAIN REINFORCEMENTS AT TWO HEIGHTS

Tomohiro SASAKI, Hiroki KURITA, Kazuhiko KAWASHIMA, Hiromichi UKON and Koichi KAJIWARA

A number of bridges suffered extensive damage during the 1995 Kobe earthquake due to premature shear failure resulted from termination of longitudinal reinforcements with insufficient development and the lack of shear reinforcements. To study the failure mechanism of such piers, two types of circular column were built and loaded; 1) low shear capacity model and 2) medium shear capacity model. From the experimental results, it is known that piers suffer the flexural shear failure under the pushover loading and hybrid loading using a near-field ground motion while piers suffer the compression shear failure under the cyclic loadings and hybrid loading using a far-field ground motion.