

主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の破壊モードに 与える載荷地震動特性の影響

佐々木智大¹・栗田裕樹²・川島一彦³・渡邊学歩⁴・右近大道⁵・梶原浩一⁶

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 博士前期課程
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-10)

²学生会員 東京工業大学 工学部 土木工学科 (同上)

³フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

⁴正会員 工博 東京工業大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

⁵正会員 独立行政法人 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)

⁶正会員 工博 独立行政法人 防災科学技術研究所 (同上)

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では多数の橋梁が主鉄筋段落とし部の定着長不足によるRC橋脚の曲げせん断破壊により落橋等の被害を生じた。我が国では、1978年宮城県沖地震あたりから主鉄筋段落とし部の被害が知られ始め、1982年浦河沖地震により静内橋が落橋寸前の被害を生じたことから、その重要性が注目された¹⁾。浦河沖地震の被害を受けて、1980年道路橋示方書において、主鉄筋を引張側コンクリートに定着する場合の定着長の規定やコンクリートの許容せん断応力が引き下げられたが、これ以前には、定着長の規定が無く、便宜的に鉄筋の継ぎ手に関する規定が準用されたり、コンクリートの許容せん断応力が過大に評価されていた。

その後、山本ら²⁾、尾坂ら³⁾、川島ら⁴⁾によって主鉄筋段落としの影響やその判定法が開発されてきた。特に、兵庫県南部地震以降には、池端らによって主鉄筋段落とし部で曲げせん断破壊した橋脚の詳細な実験的研究が行われている⁵⁾。この中で、池端らは隣り合った2基の橋脚の一方は倒壊し、他方は損傷を受けたが倒壊は免れた事実注目し、この原因を微妙な曲げ耐力とせん断耐力の比にあった可能性が高いことを明らかにしている。

また、Sasakiらは池端らが用いた橋脚模型と同じ模型を作成して載荷実験を行い、橋脚の破壊モードが載荷履歴によって異なっていることを示した⁶⁾。しかし、ハイブリッド載荷実験では1種類の地震動に対してしか検討できなかったため、今回、新たに

同一模型を製作し、特性の異なる地震動を用いたハイブリッド載荷実験を行ったので、両者の比較により地震動特性の影響が主鉄筋段落とし部の曲げせん断破壊に与える影響を検討する。

2. 実験供試体および載荷方法

(1) 実験供試体

実験では池端ら、Sasakiらが行った載荷実験に用いた模型と同じ、直径400mmの円形断面を有するRC単柱式橋脚模型を用いた^{5), 6)}。図-1および表-1に模型の特性を示す。この橋脚は実橋脚を1/7にスケールダウンしたものであり、基部から水平アクチュエータの載荷点までの有効高さは1680mm、かぶりコンクリート厚は16mm、せん断支間比は4.2である。

軸方向鉄筋としては、径6mmのSD295を、帯鉄筋は径3mmのSD295を配置した。これは実橋脚では基部において主鉄筋として径35mmのSD30を、145mm間隔で3段配筋されて、主鉄筋比が2.3%であることから、模型では主鉄筋径を縮小率にあわせて約1/7の6mmとし、主鉄筋比がほぼ2.3%となるように、主鉄筋本数を90本としたものである。実橋脚ではフーチング上面から3353mm、5853mmの高さで途中定着されているため、模型では、フーチング上面から480mmと840mmの高さで軸方向鉄筋を途中定着した。軸方向鉄筋の本数は基部から順に90本、72本、36本とした。軸方向鉄筋の引張強度試験の結果は表-1に示すとおりである。

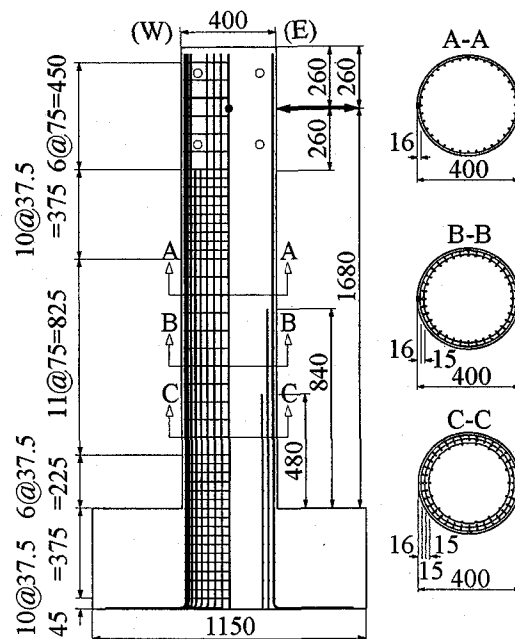


図-1 実験供試体

表-1 実験ケースおよび材料強度

Test Case	P	C-1	C-2	H-Takatori	H-Tugaru
Loading Type	Unilateral Pushover	Unilateral Cyclic	Bilateral Cyclic	Unilateral Hybrid	Unilateral Hybrid
				Takatori 100%	Tugaru 250%
Concrete Strength	29.6 MPa	26.6 MPa	29.6 MPa	29.8 MPa	26.4 MPa
Young's modules of Concrete	25.8 GPa	26.7 GPa	25.8 GPa	36.1 GPa	21.2 GPa
Yield Strength of Longitudinal Bar	372.0 MPa				353.6 MPa
Tensile Strength of Longitudinal Bar	498.6 MPa				502.4 MPa
Young's modules of Longitudinal Bar	185.9 GPa				193.3 GPa

表-2 軸方向鉄筋および帯鉄筋

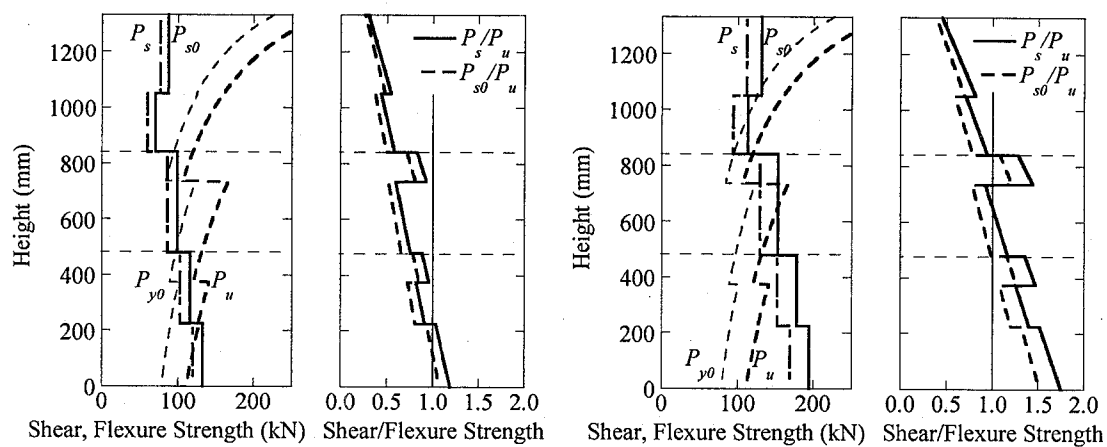
Height (mm)	Longitudinal bars		Tie bars	
	Number	Areal Ratio	Interval	Volumetric Ratio
0 - 225	90	0.023	37.5mm	0.0046
225 - 480	90	0.023	75.0mm	0.0035
480 - 840	72	0.018	75.0mm	0.0023
840 - 1050	36	0.009	75.0mm	0.0011
1050 - 1680	36	0.009	37.5mm	0.0022

また、実橋脚の基部では径16mmのSD30が3重に配置され、体積比は0.22%であることから、模型では帯鉄筋径を3mmとし、フーチング上面から225mmまでは37.5mm間隔で配置した。また、基部以外も実橋脚との整合を考え、フーチング上面から225mmから1050mmまでは75mm間隔、1050mmよりも上は37.5mm間隔で配筋した。帯鉄筋の定着は全供試体ともに重ね継ぎ手とし、定着長は鉄筋径の30

倍とした。帯鉄筋の引張試験は試験装置の制限から行えなかったが、主鉄筋とほぼ同様な特性を有していると考えられる。

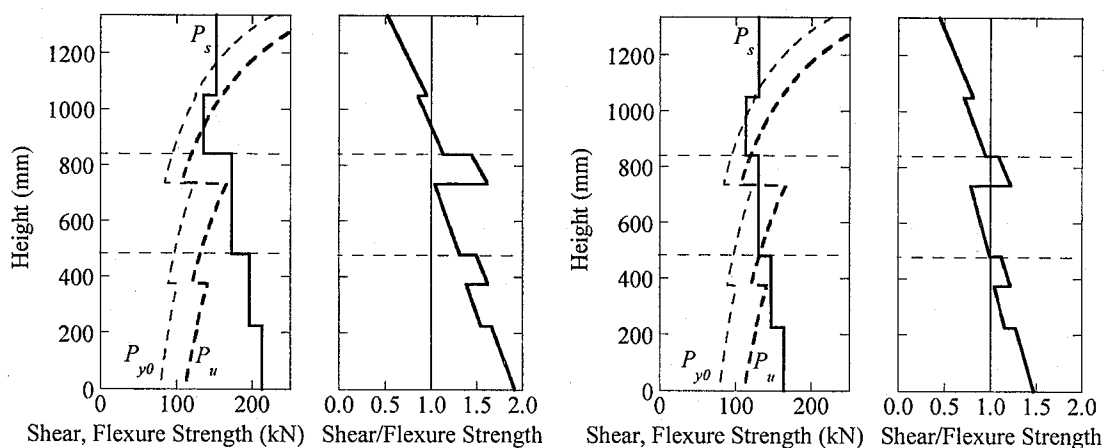
以上より模型の軸方向鉄筋比および帯鉄筋比は表-2のようになる。

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13mmの粗骨材を用いた。載荷実験当日に行ったテストピースの一軸圧縮試験によ



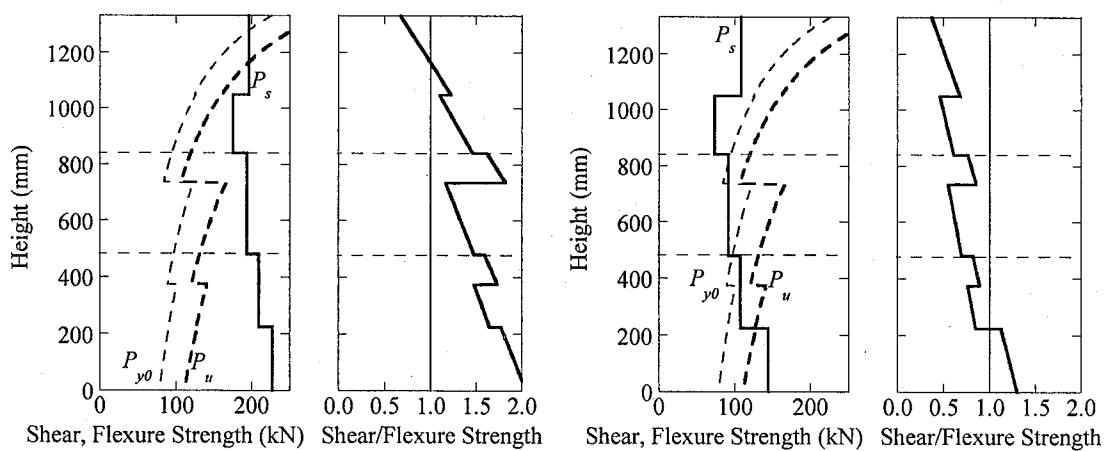
(a) 道路橋示方書

(b) 河野らの方法



(c) コンクリート標準示方書

(d) ACI318



(e) Caltrans (じん性率1の場合)

(f) Caltrans (じん性率3の場合)

図-2 実験模型の曲げ耐力およびせん断耐力の比較

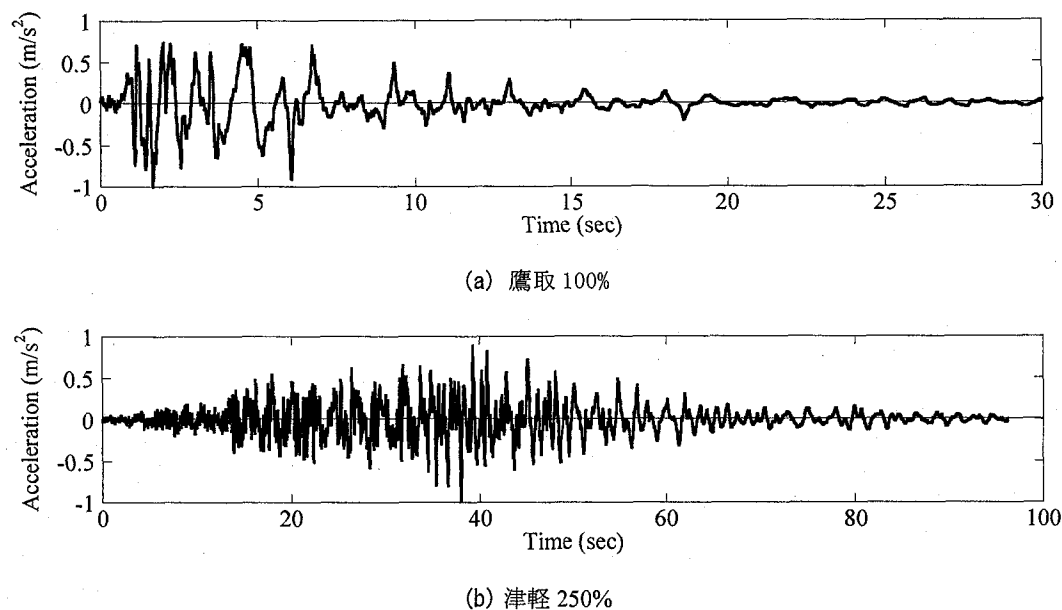


図-3 入力地震動

る結果は表-1に示したとおりである。

以上の模型に対して、曲げおよびせん断耐力を求めると図-2のようになる。曲げ耐力 P_u および初降伏荷重 P_{y0} は道路橋示方書⁷⁾に基づいて求めた終局曲げモーメント M_u および初降伏曲げモーメント M_{y0} を載荷点までの距離でそれぞれ除して求めた。なお、曲げ耐力を算定する際には実際の段落とし位置から定着長に相当する範囲で軸方向鉄筋の影響を無視している。せん断耐力は道路橋示方書⁷⁾、河野らの方法⁹⁾、コンクリート標準示方書⁸⁾、ACI318¹⁰⁾、Caltrans¹¹⁾ の計算式より求めた。ただし、コンクリート標準示方書の式では安全率 γ を1.0として、ACI318、Caltransの式ではせん断力低減係数 ϕ_s を1.0としてそれぞれせん断耐力を求めている。道路橋示方書によってコンクリートが負担するせん断耐力を求めると、他の方法によって求められる値に比べて小さい値となる。例えば、道路橋示方書ではコンクリートの負担できる平均せん断応力が上部段落とし部の位置で 0.43MPa と小さめに評価されるのに対し、河野らの方法では 0.79MPa、コンクリート標準示方書、ACI318では 0.97MPa となる。

また、道路橋示方書や河野らの方法では、繰り返し載荷の影響が考慮されており、1方向載荷した場合のせん断耐力 P_{s0} と繰り返し載荷の影響を考慮したせん断耐力 P_s の2種類が算出される。このため、終局曲げモーメントとこれら2つのせん断耐力との関係から、橋脚がせん断破壊するか、曲げせん断破壊をするか、曲げ破壊をするかを判定できる。図-2(a)によると、上部段落とし部においてせん断

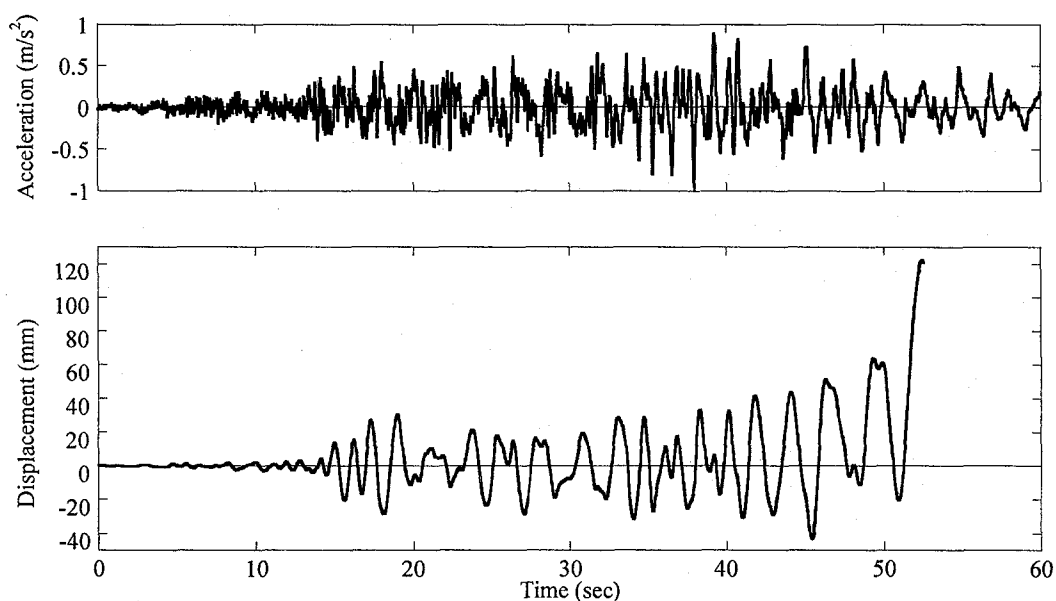
耐力 P_{s0} が曲げ耐力 P_u よりも小さいため、この橋脚は上部段落とし部においてせん断破壊すると判定される。さらに、せん断耐力 P_{s0} が降伏荷重 P_{y0} よりも小さいため、降伏する前にせん断破壊すると判定される。一方、図-2(b)では、上記と同様に橋脚はせん断破壊すると判定されるが、この橋脚のせん断耐力 P_{s0} が初降伏荷重 P_{y0} よりも大きいため、曲げ降伏後にせん断破壊すると判定される。

道路橋示方書、河野らの方法、コンクリート標準示方書では、軸方向鉄筋によるダウエル効果が見込まれているため、軸方向鉄筋比によってコンクリートが負担できる平均せん断応力の値は変化する。

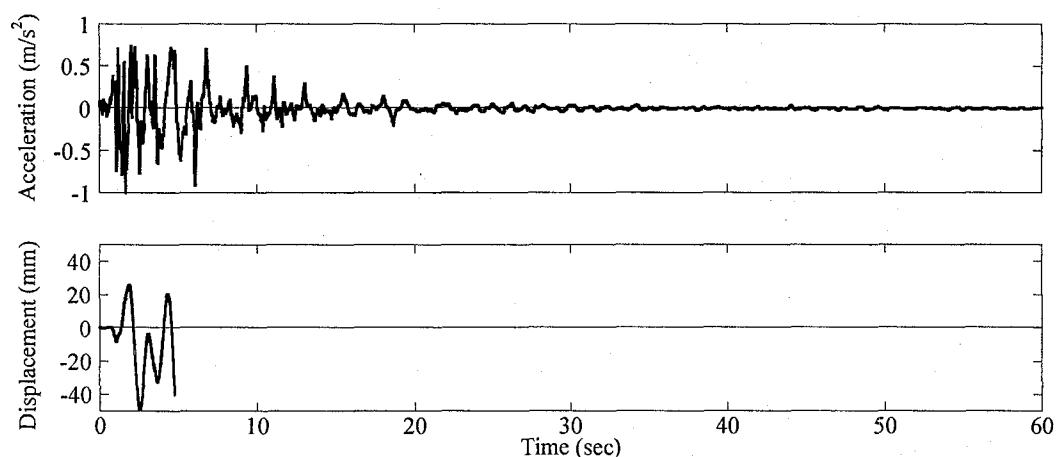
一方、Caltransの方法では、コンクリートが損傷するに伴うせん断耐力の低下が見込まれており、じん性率に応じてせん断耐力が算出される。ここでは、じん性率が1の場合と3の場合を求め、図-2に示した。

(2) 載荷方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて1方向ハイブリッド載荷を行った。桁・橋脚系を1方向地震力を受ける1質点系としてモデル化し、長さの相似率を $S (=1/7)$ 、時間及び応力の相似率を1.0とした。相似則に基づいて質量、加速度の相似率を求めるとともに1/7となる。入力地震動としては以前に行った載荷実験では、図-3(a)に示す1995年兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測されたEW成分の加速度振幅を15% ($=1/7$) に縮小したもの（以下鷹取100%と呼ぶ）を用いたが、今回は図-3(b)に示す



(a) 津軽250% (上：入力地震動，下：応答変位)



(b) 鷹取100% (上：入力地震動，下：応答変位)

図-4 応答

1983年日本海中部地震において津軽大橋周辺で観測された橋軸方向成分の加速度振幅を35.7% ($=2.5/7$) に縮小した記録 (以下津軽250%と呼ぶ) を用いることとした。JR鷹取駅記録がタイプII地震動を想定しているのに対して、津軽大橋記録はタイプI地震動を想定している。ただし、津軽大橋記録ではJR鷹取駅記録よりも加速度振幅が小さいため、振幅を2.5倍に増幅させている。

数値積分にはShingらの方法¹²⁾を用いるとともに、アクチュエータによるP-D効果の補正した¹³⁾。また、初期剛性は前回と同じく10kN/mmを用いた。減衰定数は2%とし、積分時間間隔は0.02秒とした。

3. 津軽250%を用いたハイブリッド載荷実験

図-4にハイブリッド載荷実験により得られた応答を示す。ここでは、比較のため、後述する鷹取100%を用いたハイブリッド載荷実験の応答も併せて示す。17.3秒にE面上部段落とし部付近に水平の曲げひび割れが発生 (点A)，その直後にはW面上部段落とし部からE面下部段落とし部に向けて斜めせん断ひび割れがN面に生じた。18.2秒にはW面上部段落とし部からE面の下部段落とし部に斜めのせん断ひび割れが生じている (点B)。その後、40.9秒になるとE面上部段落とし部付近の軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離した (点C)。そのまま載荷を続けると、47.2秒にはW面上部段落とし部の帯鉄筋が破断した (点D)。最終的に52.5秒で計算が収束しなくなり、載荷が停止したため、ここで実験を終了した。

図-5に実験終了後のN面の損傷状況を示す。なお、

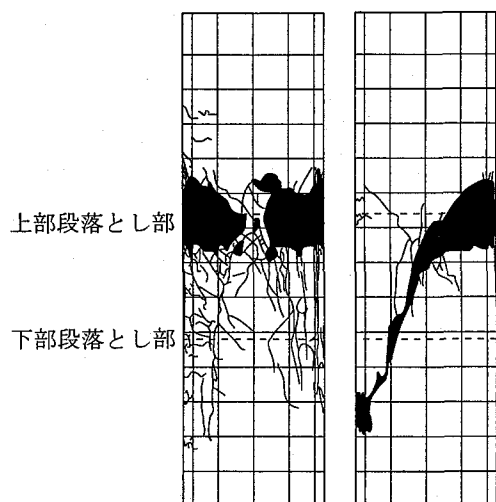


図-5 N面の損傷状況

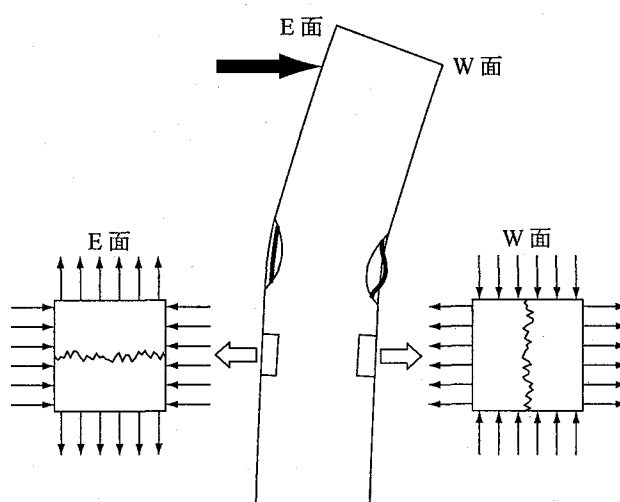


図-6 ひび割れ発生のメカニズム

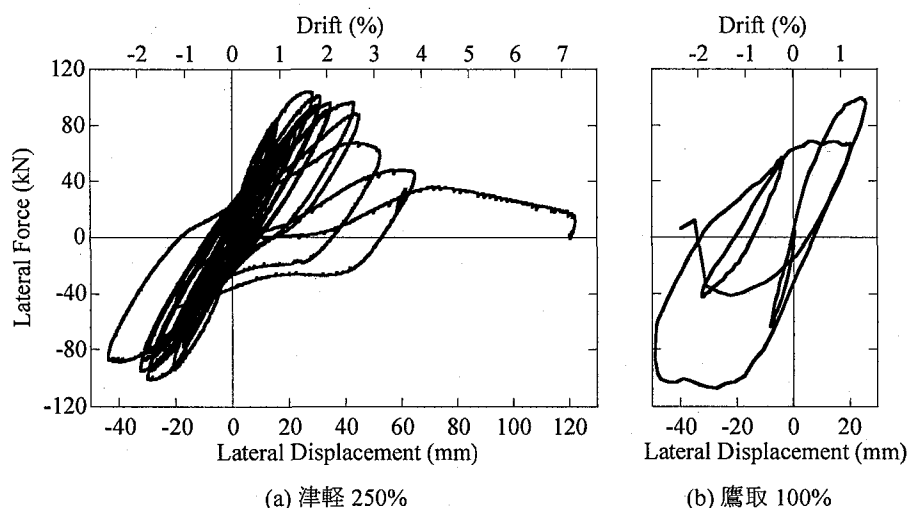


図-7 水平力～水平変位の履歴

ここでは、比較のために後述する鷹取100%を用いたハイブリッド載荷実験による損傷状況も併せて示す。主に上部段落とし部の周辺、段落とし位置から上下に150mm程度の範囲に損傷が集中していることがわかる。また、斜めのせん断ひび割れ幅は1mm程度であった。また、E面の上部段落とし部と下部段落とし部の間には曲げひび割れが、W面には斜めのせん断ひび割れとは異なる垂直なひび割れが見られるが、これは、載荷の最終段階でW方向に大きく変位したためであると考えられる。W方向に大きく変形するとE面およびW面が図-6に示したような状態になり、E面には主に引張がかかるため水平のひび割れが、W面には主に圧縮がかかるためポアソン効果によって横向きの引張力が作用し、垂直のひび割れが生じると考えられる。

図-7に実験で得られた荷重載荷点における水平力～水平変位の履歴を示す。比較のため、後述する鷹

取100%を用いたハイブリッド載荷実験により得られた履歴も併せて示す。変位25mm (=ドリフト1.5%) 程度までは載荷と共に復元力が増加し、変位26.8mm (=ドリフト1.6%) の時、復元力は最大値104.2kNとなった。そのまま載荷を続けると、載荷の繰り返しの度に復元力の最大値が少しずつ低下する。変位42mm (=ドリフト2.5%) を超えたあたりから低下が著しく始めるが、これは鉄筋が座屈したためである。

4. 地震動の特性が破壊性状に与える影響

前回行った1方向プッシュオーバー載荷（以下ケースPと呼ぶ）、1方向繰り返し載荷（以下ケースC-1と呼ぶ）の結果得られた水平力～水平変位の履歴を図-8に、ケースPおよびケースC-1における供試体

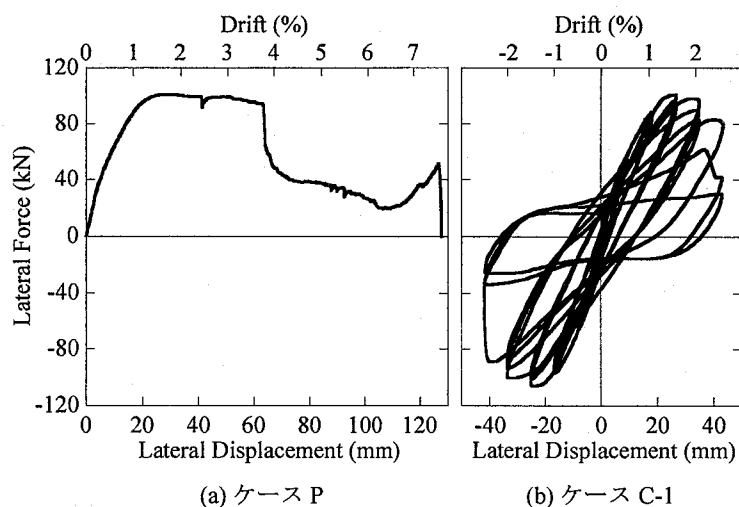


図-8 前回行った載荷実験の水平力～水平変位の履歴

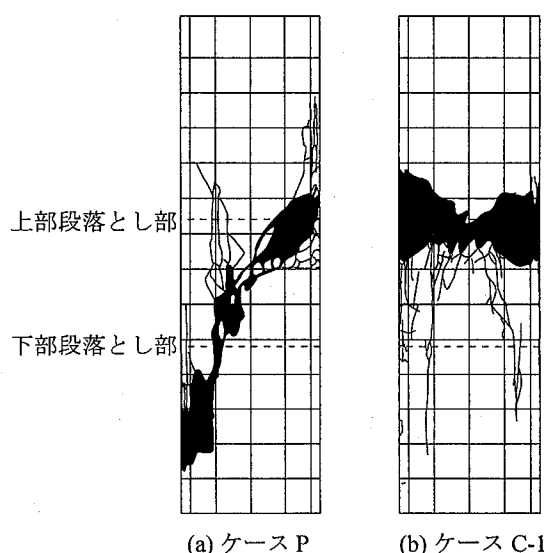


図-9 前回行った実験の供試体の損傷状況

の実験終了後の損傷状況を図-9に示す。また、前回のハイブリッド載荷実験（以下ケースH-Takatoriと呼ぶ）と今回のハイブリッド載荷実験（以下ケースH-Tugaruと呼ぶ）の結果は図-4、図-5および図-7にすでに示した。これらによれば、今回の実験も含めて、いずれの実験ケースにおいても、最大耐力はほぼ100kN程度、最大耐力になるときの変位も25mm（=ドリフト1.5%）程度とほぼ同じである。また、ケースPとケースH-Takatoriでは共に斜めせん断ひび割れが卓越し、破壊するのに対し、ケースC-1とケースH-Tugaruでは、損傷が上部段落とし部に集中している。また、ケースPはドリフト3.8%で急激な耐力低下が生じるのに対し、ケースH-Takatoriではドリフト3.0%で、ケースC-1とケースH-Tugaruではドリフト2.5%で、それぞれ急激な耐力低下が生じており、繰り返し載荷の影響が大きくなると急激な耐力低下が早まる。

5. 結論

主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の破壊モードに与える地震動特性の影響を検討するため、Sasakiらが行った1方向プッシュオーバー載荷実験、1方向繰り返し載荷実験、1995年兵庫県南部地震による観測記録を用いた1方向ハイブリッド載荷実験に加え、新たに繰り返し回数の多い海洋性地震である1983年日本海中部地震による津軽大橋記録を用いた1方向ハイブリッド載荷実験を行った。本研究から得られた結論は以下の通りである。

1.1方向プッシュオーバー載荷と1995年兵庫県南部地震によるJR鷹取駅記録を用いた1方向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するのに対して、1方向繰り返し載荷と

1983年日本海中部地震による津軽大橋記録を用いた1方向ハイブリッド載荷では、上部段落とし部に損傷が集中しており、橋脚の破壊モードは作用する地震動の特性によって異なる。

2. いずれの載荷でも最大耐力に達してから復元力はある一定の値を保つが、その後復元力は急激に低下する。ただし、1方向プッシュオーバー載荷、JR鷹取駅記録を用いた1方向ハイブリッド載荷、津軽大橋記録を用いた1方向ハイブリッド載荷、1方向繰り返し載荷の順で耐力の低下が早まる。このことは繰り返し載荷の影響が大きくなると急激な耐力の低下が早まることを示していると考えられる。

謝辞：本研究は、(独)防災科学技術研究所からの委託研究として東京工業大学で実施したものである。実験模型製作について、(株)長大の矢部正明氏にお世話になると同時に、横浜国立大学の池田尚治名誉教授にご指導をいただいた。また、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。東京工業大学川島研究室の室谷奈津美、河野直也、松本崇志、レ・アングクの各氏には実験にご支援をいただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査，土木技術資料，Vol.25, No.11, pp. 15-20, 1983.
- 2) 山本強，石橋忠良，大坪政行，小林普爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性に関する実験的研究，土木学会論文集，第348/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の途中定着の影響に

関する研究，土木学会論文集，第366/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) 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.
- 6) Sasaki, T., Kawashima, K., Watanabe, G., Nagata, S. and Tharin, K.: Premature Shear Failure of Reinforced Concrete Bridge Piers with Termination of Main Reinforcements with Insufficient Development Length, The 4th International Workshop on Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Session 3, pp.1-11(CD-ROM), 2006.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書構造性能照査編，2002年.
- 9) 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.
- 10) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (318R-95), American Concrete Institute, Farmington Hills, USA, 1995.
- 11) Caltrans: Seismic Design Criteria, 2006.
- 12) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E.: Implicit Time Integration for Pseudodynamics Tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, pp. 551-576, 1991.
- 13) 永田聖二，渡邊学歩，川島一彦：3次元ハイブリッド載荷実験におけるアクチュエータによるP-Δ効果の補正法，土木学会論文集，No.801/I-73, pp.192-212, 2005.