

主鉄筋段落とし部を有する RC 橋脚の耐震性に関する模型載荷実験

佐々木智大¹・川島一彦²・渡邊学歩³・永田聖二⁴

¹ 学生会員 東京工業大学土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

² 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)

³ 正会員 工修 東京工業大学大学院助手 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

⁴ 学生会員 工修 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 博士後期課程 (同上)

1. まえがき

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重用された値、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に注目し、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。

以上のように、主鉄筋段落とし部の定着長不足による曲げせん断破壊に関しては、現在までもいろいろな検討が行われてきている。しかし、最近の研究から、曲げ破壊先行型の橋脚では、曲げ耐力や変形性能は荷重履歴や水平 2 方向荷重の影響により低下することが知られている^{6) 7)}。このため、本研究では、主鉄筋段落とし部の曲げせん断破壊に対する荷重履歴及び水平 2 方向荷重の影響に関して検討することとした。

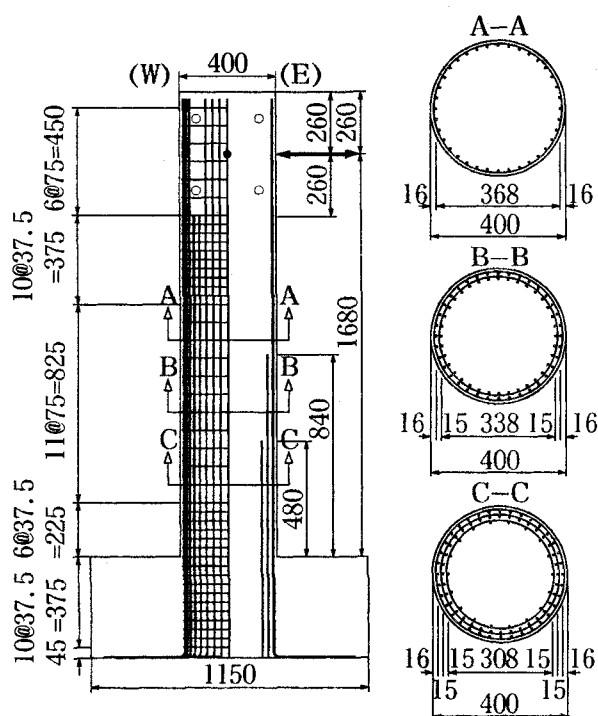


図-1 実験供試体

2. 実験供試体および荷重方法

(1) 実験供試体

実験では池端らが繰り返し荷重実験および準動的荷重実験に用いたと同じ、直径 400mm の円形断面を有する RC 単柱式橋脚模型を 4 体製作した⁵⁾。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荷重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、SD295 の径 6mm の異形鉄筋を、

表-1 実験ケース及びコンクリート強度

実験ケース	P	C-1	C-2	H
載荷方法	静的 プッシュオーバー	1 方向 繰り返し	2 方向円形 繰り返し	1 方向ハイブリッド 実験
コンクリート強度	29.6 MPa	26.6 MPa	29.6 MPa	29.8 MPa
弾性係数	25.8 GPa	26.7 GPa	25.8 GPa	36.1 GPa

表-2 軸方向鉄筋比および帯鉄筋比

基部からの高さ (mm)	軸方向鉄筋		帯鉄筋	
	本数	面積比	間隔	体積比
0 ~ 225	90	0.023	37.5mm	0.0024
225 ~ 480	90	0.023	75.0mm	0.0012
480 ~ 840	72	0.018	75.0mm	0.0011
840 ~ 1050	36	0.009	75.0mm	0.0010
1050 ~ 1680	36	0.009	37.5mm	0.0020

また、帯鉄筋にはSD295の径3mmの異形鉄筋を用いた。これは実橋脚では基部において主鉄筋がSD30、径35mmで、主鉄筋比が2.3%であることから、模型では主鉄筋径は約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の箇所です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本である。軸方向鉄筋の降伏強度は372.0MPa、引張強度は498.6MPaであり、弾性係数は185.9GPaである。

また、帯鉄筋は実橋脚の基部ではSD30、径16mm、体積比は0.22%であることから、模型では帯鉄筋径は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。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。スランブは17.5cm、載荷実験当日に行ったテストピースの一軸圧縮試験の結果は表-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。曲げ耐力は道路橋示方書⁸⁾に基づいてファイバー要素解析から求めた終局曲げモーメントを載荷点までの距離で除して求めた。せん断耐力は道路橋示方書⁸⁾、コンクリート標準示方書⁹⁾、ASCE-ACI426¹⁰⁾、

Priestleyらの方法¹⁰⁾の計算式より求めた。なお、安全率は見込んでいない。

いずれの方法による場合も帯鉄筋の負担するせん断耐力はトラス理論により求めているが、道路橋示方書、コンクリート標準示方書、ASCE-ACI426による場合はせん断ひび割れと部材角のなす角を45度と仮定しているのに対して、Priestleyらの方法では30度としているため、帯鉄筋の負担するせん断耐力を大きく評価している。また、コンクリートの負担するせん断耐力は圧縮強度からコンクリートの負担できるせん断応力を算出し、それに実験により得られた寸法効果の影響や引張主鉄筋比による影響等を考慮した係数を乗じている。

道路橋示方書による場合、コンクリートの負担するせん断耐力が他の方法に比べ小さい値となっている。これは、道路橋示方書ではコンクリートの負担できるせん断応力が0.36MPaと評価されているのに対し、コンクリート標準示方書では0.60MPa、ASCE-ACI426では0.70MPaと評価されているためである。

Priestleyらの方法では、コンクリートの負担するせん断耐力はじん性率が大きくなると低下する。また、軸力がせん断耐力に与える影響を他の方法ではコンクリートが負担するせん断力に取り入れているのに対し、Priestleyらの方法では個別に軸力の影響による分を加えてその影響を見込んでいる。

(2) 載荷方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて、静的プッシュオーバー載荷、1方向および2方向の繰り返し載荷、1方向ハイブリッド載荷を各1体ずつ行った(表-1参照)。

a) 静的プッシュオーバー載荷

静的プッシュオーバー実験では鉛直アクチュエータによ

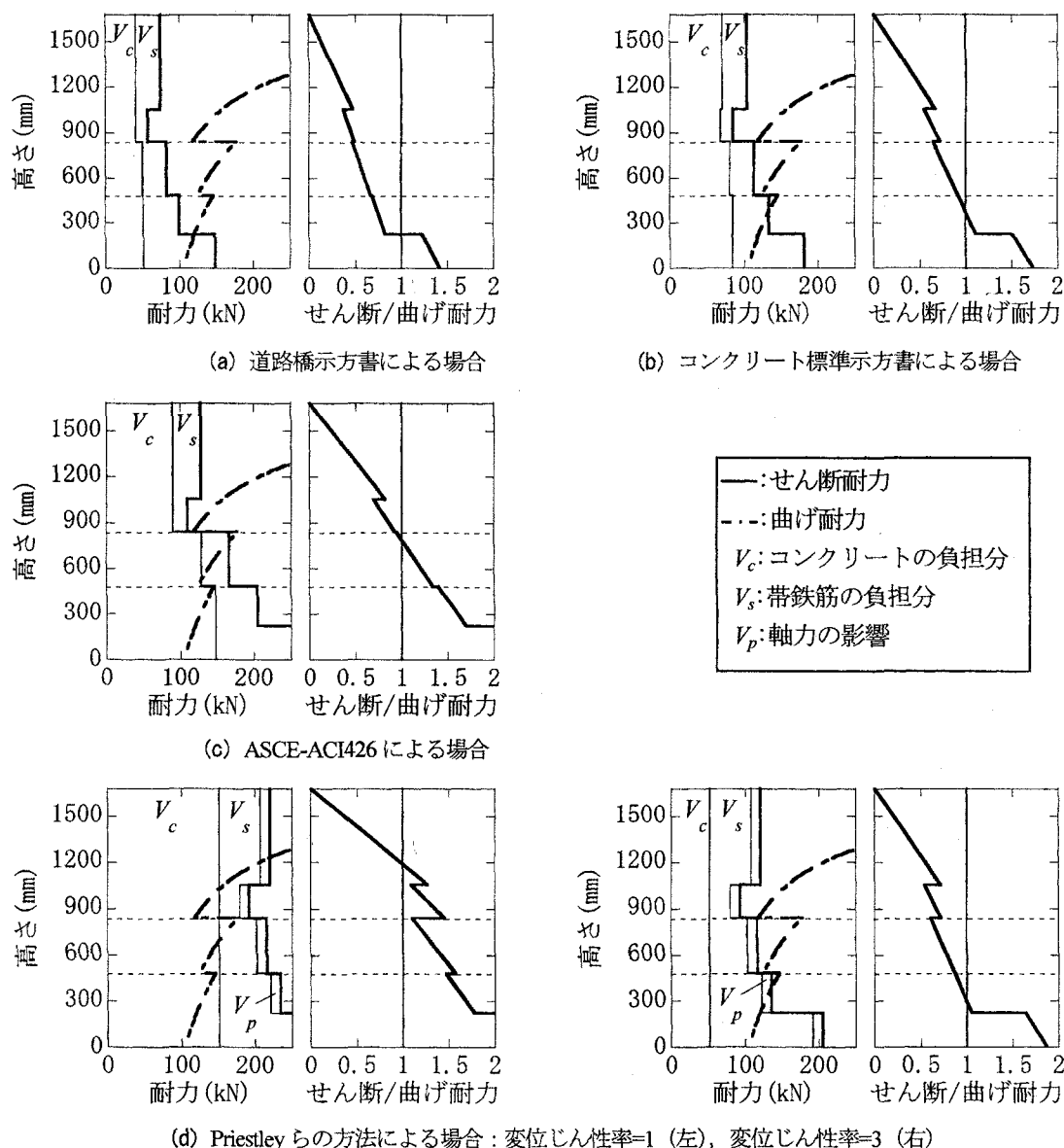


図-2 橋脚模型のせん断耐力および曲げ耐力

って荷重制御により 220kN ($=1.75\text{MPa}$) の一定軸力を作
用させた状態で、基部から 1680mm の位置 (有効高さ)
を水平アクチュエータによって変位制御により 1 方向に
載荷を行った。また、これとは直行方向にもう 1 台の水平
アクチュエータによって、模型が載荷方向とは直行方向
に倒れ込まないように、変位制御によってコントロールした。
これは、以下の 1 方向繰り返し載荷や 1 方向ハイブリッド載荷でも同様である。

水平変位が 41mm ($=$ ドリフト 4.9%) までは 1mm/sec で変
位制御によって載荷したが、ここで制御プログラムに異常
が発生したため、約 150 秒程度その変位を保った後に、
 0.5mm/sec の速度で手動で最終的に模型が破壊するまで
載荷した。

b) 1 方向繰り返し載荷

ドリフト 0.5% ($=8.4\text{mm}$) を基準にし、その整数倍で順
次正弦波により変位を増加させた。同一変位における繰

り返し回数は 3 回である。ただし、最初のドリフト 0.5%
の載荷前に、慣らしとしてドリフト 0.1% ($=0.84\text{mm}$) で
3 回の繰り返し載荷を行った。

c) 2 方向繰り返し載荷

2 方向繰り返し載荷実験では、1 方向繰り返し載荷実験
と同様にドリフト 0.5% ($=8.4\text{mm}$) を基準にし、その整
数倍で順次変位を増加させた。載荷オービットは図-3 の
ように NS 方向の変位を EW 方向から $\pi/4$ だけ遅らせて
正弦波により変位を与え、円形で載荷を行った。ただし、
1 方向繰り返し載荷と同様に慣らしとしてドリフト 0.1%
($=0.84\text{mm}$) で 3 回の繰り返し載荷を行った。

d) 1 方向ハイブリッド載荷

桁・橋脚系を 1 方向地震力を受ける 1 質点系としてモ
デル化して、ハイブリッド載荷を行った。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、加速度を求めるとともに $1/7$ となる。

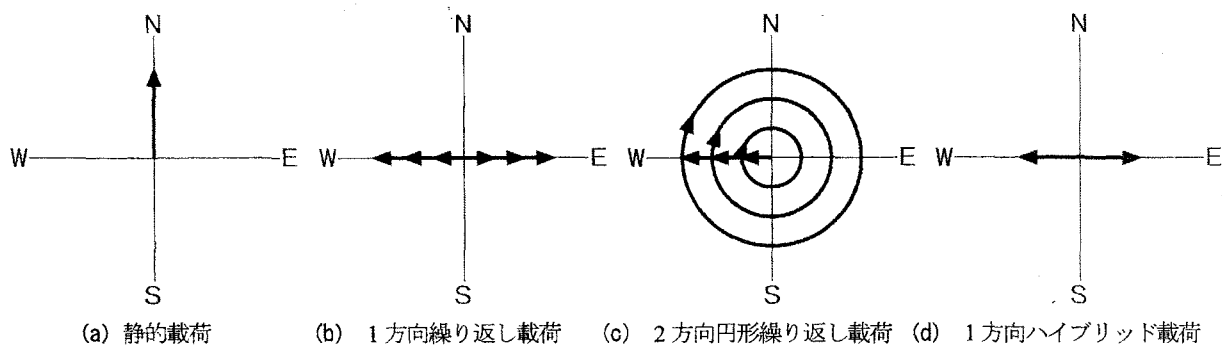


図-3 载荷履歴

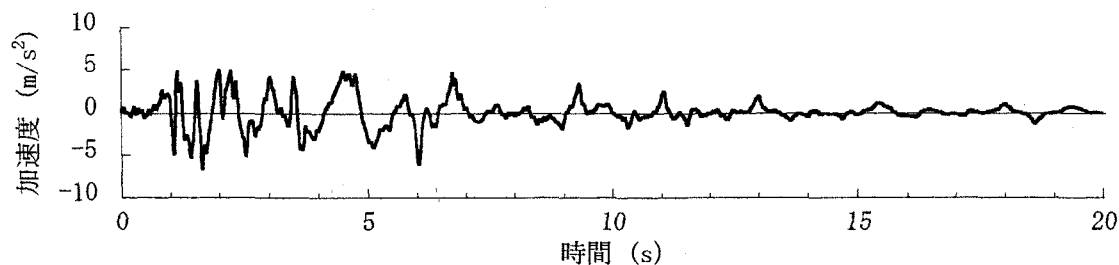


図-4 入力地震動

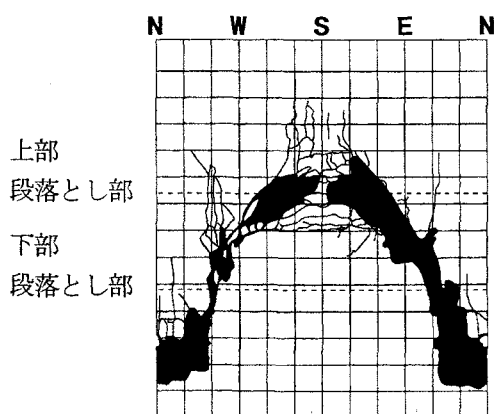


図-5 静的プッシュオーバー終了後の損傷状況

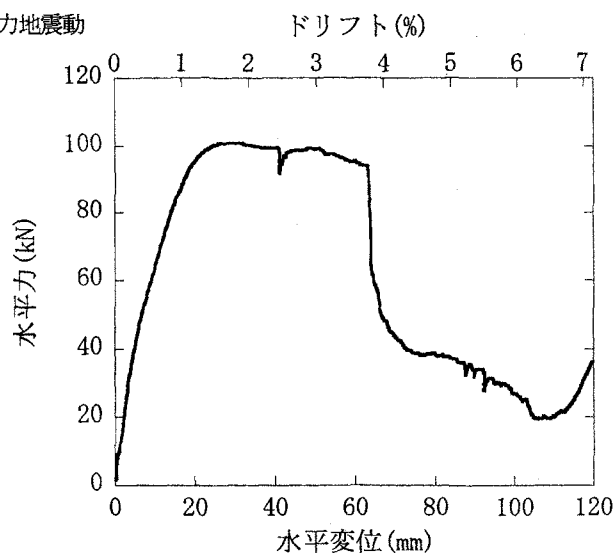


図-6 静的プッシュオーバー実験による载荷点における水平力～水平変位の履歴

入力地震波は図-4 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 成分を用いることとし、相似率に基づいて加速度振幅を 15% (=1/7) に縮小した。

数値積分には Shing らの方法¹¹⁾を用いるとともに、アクチュエータによる P-Δ効果の補正¹²⁾も行った。また、初期剛性は 1 方向繰り返し载荷実験の最初に行った慣らし载荷で得られた荷重変位関係を線形近似して求めた剛性 (10kN/mm) を使用した。減衰定数は 2% とし、積分時間間隔は 0.02 秒とした。

(3) 計測

以上の各実験では、橋脚に作用させた鉛直力、水平力、载荷点高さでの水平及び鉛直変位その他、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみを測定した。

3. 静的プッシュオーバー実験

S 方向から N 方向に向けて行った静的プッシュオーバー载荷終了後の損傷を図-5 に示す。S 面の上部段落とし部から N 面の基部に向けて大きく斜め損傷が入り、せん断破壊している。図-6 は荷重作用点における水平力～水平変位の履歴曲線である。ドリフト 1.5% 付近で復元力は最大 (100.8kN) となる。その後、3.8% ドリフトまでは緩やかにしか復元力は減少しないが、ドリフト 3.8% 以降は急速に復元力が減少する。

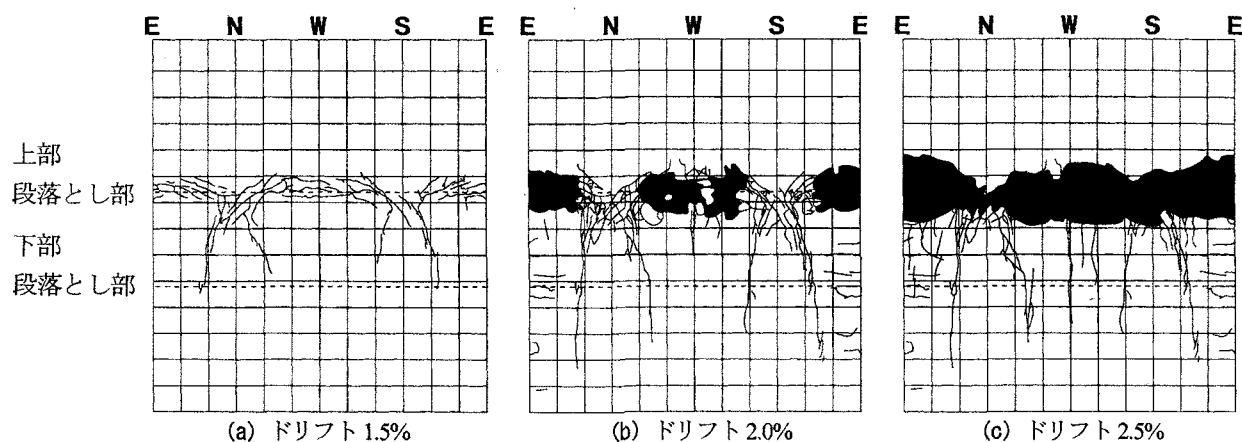


図-7 1方向繰返し載荷した場合の損傷

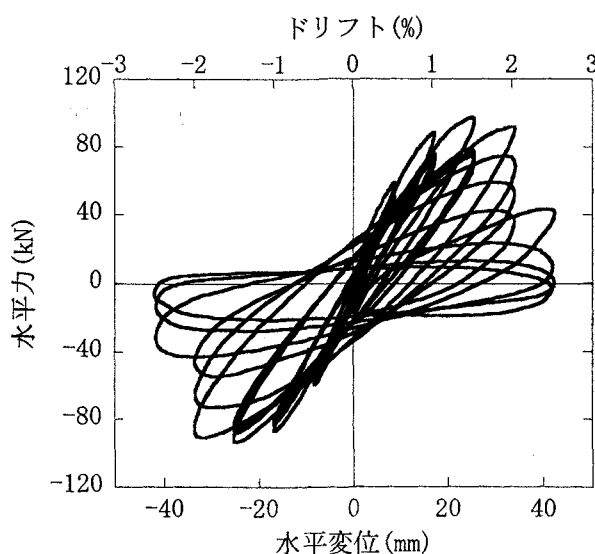


図-8 1方向繰返し載荷した場合の水平力～水平変位の履歴 (EW 方向)

4. 1方向繰返し載荷実験

図-7はEW方向に1方向繰返し載荷した場合の損傷である。損傷の進展状況は以下の通りである。まず、ドリフト 1.5%に達すると上部段落とし位置周辺に水平曲げひび割れと同時に斜めひび割れが生じ始めた。ドリフト 2.0%になると、上部段落とし部でさらに損傷が進展し、E面およびW面において軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が露出する。また、斜めせん断ひび割れは下段段落とし部を通り越し、基部から200mmの部分まで延伸する。ただし、斜めせん断ひび割れの幅は3mm程度にとどまっている。

ドリフト 2.5%になると上部段落とし部のコンクリートの剥落がさらに進み、E面、W面だけでなくN面およびS面でもかぶりコンクリートが剥落する。なお、この段階になると損傷は上部段落とし部の前後150mm程度の範囲に集中し、斜めせん断ひび割れはほとんど進展しない。

図-8は1方向繰返し載荷した場合の荷重作用点における水平力～水平変位の履歴である。ドリフト 1.5%までは載荷とともに復元力は増加する。ドリフト 2.0%になると復元力はわずかに低下し、ドリフト 2.5%からは急激に復元力は低下する。

復元力の最大値は+側では100.8kN、-側では105.9kN、平均103.4kNである。+側、-側ともにドリフト 1.5%のときに復元力は最大となる。

5. 2方向繰返し載荷実験

図-9は、2方向繰返し載荷した場合の損傷の進展である。ドリフト 1.5%では上部段落とし部から下部段落とし高さ付近まで下向きに斜めせん断クラックが入る。斜めせん断クラックは図-7に示した1方向載荷の場合と同様に下部段落とし位置付近まで達する。ただし、1方向載荷の場合と比較すると、斜めせん断クラックの幅は1mm程度と大きいものではなく、N面、S面だけでなく、

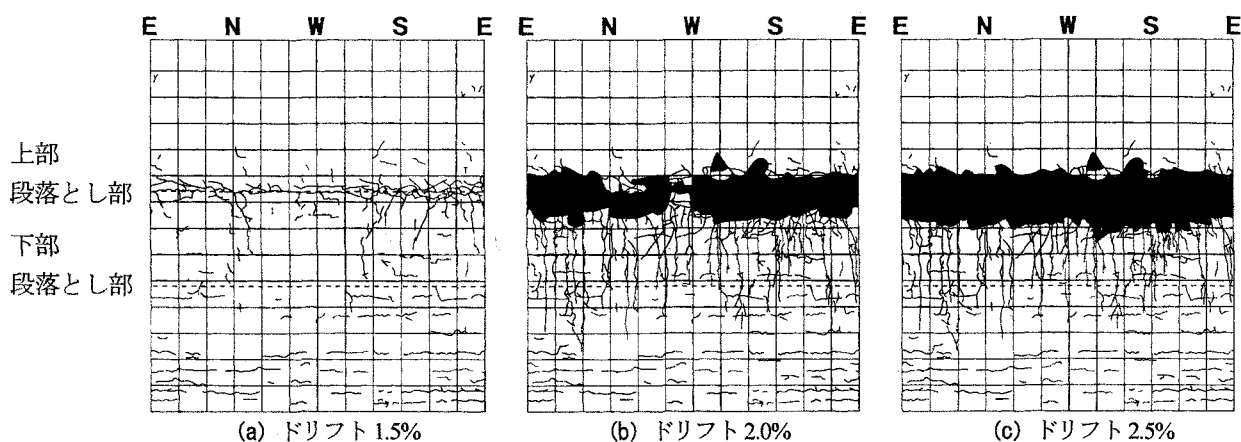


図-9 2方向繰り返し載荷した場合の損傷

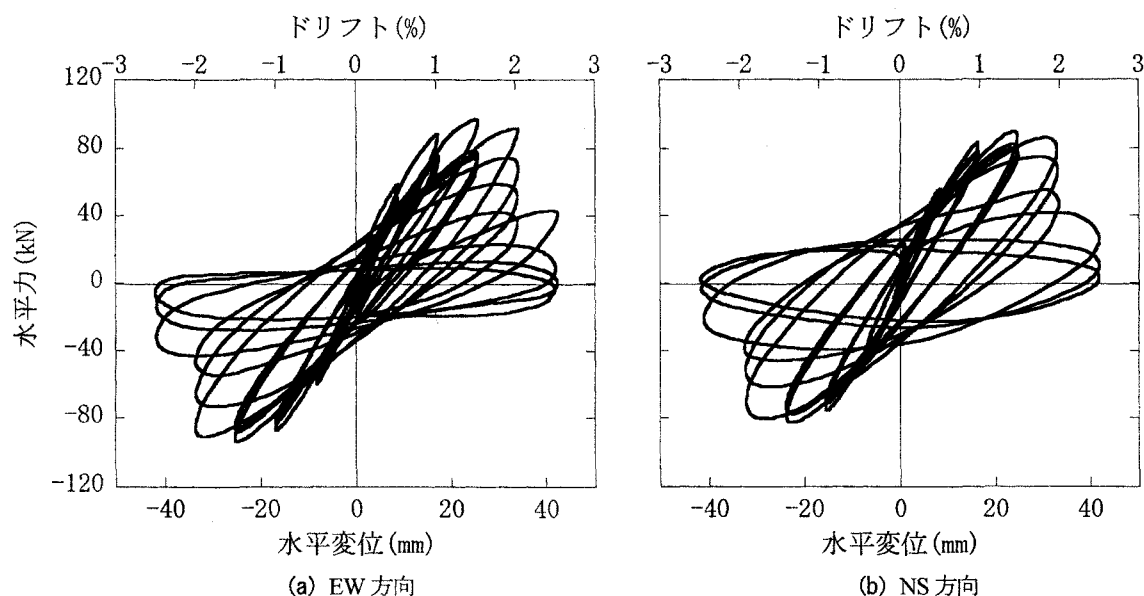


図-10 2方向繰り返し載荷した場合の水平力～水平変位の履歴

E 面からも生じる。さらに、1 方向載荷の場合とは異なり、2 方向載荷の場合には橋脚基部にも多数の曲げひび割れが発生する。

ドリフト 2.0%になると上部段落とし高さから上側に約 50mm、下側に約 150mm の範囲で、ほぼ全周にわたってかぶりコンクリートが剥離するとともに、軸方向鉄筋が座屈する。また、上部段落とし位置と下部段落とし位置の間にも多数の鉛直ひび割れが生じるが、斜めせん断ひび割れは進展しない。

ドリフト 2.5%になると上部段落とし付近の損傷がさらに進展し、かぶりコンクリートだけでなくコアコンクリートも損傷するようになる。この他の位置では損傷は全くといって良いほど進展しない。

以上のように、1 方向繰り返し載荷の場合と比較すると 2 方向繰り返し載荷の場合には、斜めせん断クラックの入り方が少なく、また載荷に伴う進展も小さい。また、上部段落とし位置における損傷もコアコンクリートに達する等、2 方向繰り返し載荷した場合の方が 1 方向繰

返し載荷した場合の方が著しい。しかし、最終的に上部段落とし部で破壊した点は 1 方向繰り返し載荷の場合と同じである。

図-10 は荷重作用点における水平力～水平変位の履歴である。ドリフト 2%で復元力は急速に低下しはじめるが、ドリフト 2.5%から復元力の低下が顕著となった 1 方向繰り返し載荷と比較すると、復元力の急速な低下が 0.5%ドリフトだけ早く生じる。

なお、EW 方向の履歴曲線では、各載荷ステップ毎に第 1 回目の+側の載荷ではそれ以降の 2 回、3 回目の載荷に比較して、水平力が大きくなっている。これは NS 方向にはまだ載荷を始めておらず、EW 方向にのみ載荷を行っており、いわば 1 方向載荷した状態になっているためである⁶⁾。

復元力の最大値は EW 方向には+側 97.0kN、一側 93.6kN、NS 方向には+側 89.6kN、一側は 82.8kN であり、いずれもドリフト 1.5%のときに生じている。最大復元力の平均は 90.8kN である。1 方向繰り返し載荷の場合と比

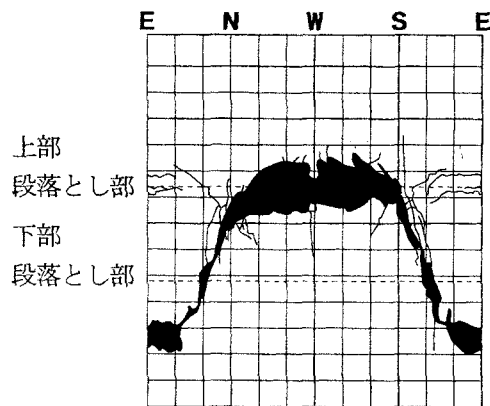


図-11 ハイブリッド載荷後の損傷

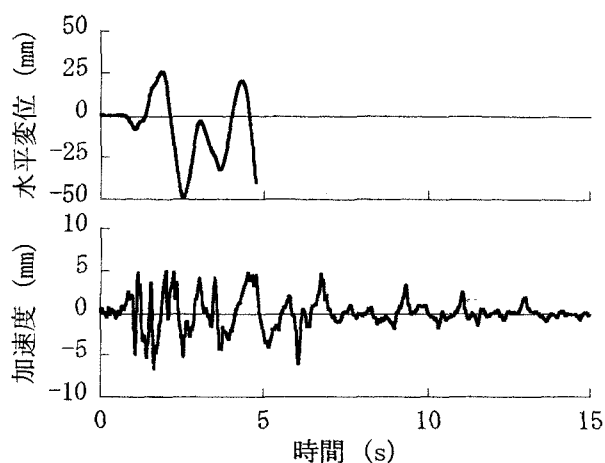


図-12 載荷点における橋脚の応答変位および入力地震動

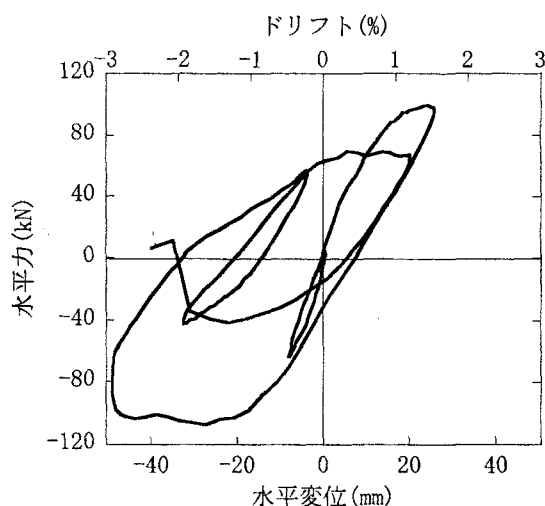


図-13 ハイブリッド載荷した場合の水平力～水平変位の履歴曲線

較すると、88%に低下している。

6. 1方向ハイブリッド実験

図-10は1方向ハイブリッド載荷(EW方向)後の損傷である。上部段落とし部のW面からE面の基部に向けて大きく斜め損傷が生じ、せん断破壊した。これは静的プッシュオーバー実験した場合とよく似た破壊モードである。

図-11はハイブリッド実験により得られた応答変位である。載荷後4.7秒でせん断破壊し、載荷を停止したため、ここまでの応答しか示していない。応答変位の最大値は+側(E向き)には1.9秒の時で26.0mm(ドリフト1.5%)、-側(W向き)には2.5秒の時で48.9mm(ドリフト-1.6%)である。+側よりも-側の方が応答変位は大きい、これはせん断破壊面の方向に対応している。

荷重作用点における水平力～水平変位の履歴は図-12に示すとおりである。ドリフト-1.6%のときに復元

力は107.2kNと最大となるが、その後ドリフト-2.9%で除荷した後、マイナス側に再載荷された段階では復元力は-40kNに過ぎない。最大復元力107.2kNが生じたドリフト-1.6%付近でいっきにせん断破壊が進んだことを示している。

なお、前述したように、静的プッシュオーバー実験では、ドリフト1.5%で最大復元力100.8kNに達した後、ドリフト3.8%から急速に復元力は低下した。これに比較すると、1方向ハイブリッド実験と静的プッシュオーバー実験では最大復元力は同程度であるが、せん断破壊による復元力の急速な低下は1方向ハイブリッド実験の方が静的プッシュオーバー実験よりも約1%ドリフトだけ早く生じている。これは、1方向ハイブリッド実験による繰り返し載荷の効果ではないかと考えられる。

7. 結論

主鉄筋段落とし部を有する円形断面RC橋脚の曲げ

せん断破壊に及ぼす載荷方法及び2方向載荷の影響を検討するため、4体の模型橋脚に対する静的プッシュオーバー載荷、1方向及び2方向繰り返し載荷、1方向ハイブリッド載荷を行った。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及び1方向載荷では上部段落とし部から基部に向けて斜めせん断破壊したのに対して、1方向繰り返し載荷では上部段落とし部に損傷が集中し、帯状にコンクリートが剥落した。実験ケースが十分ではないが、曲げせん断破壊の場合にも、載荷履歴が異なると損傷が異なる可能性がある。なお、いずれの損傷形態も兵庫県南部地震では生じている。
- 2) 1方向載荷した場合(1方向プッシュオーバー載荷、1方向載荷、1方向繰り返し載荷)には載荷履歴によらず耐力はほぼ同程度(100kN程度)となる。
- 3) 2方向繰り返し載荷した場合には1方向繰り返し載荷した場合に比較し、上部段落とし部の損傷は著しいが、斜めせん断クラックは小さく、載荷に伴う進展が少ない。耐力の平均は、1方向繰り返し載荷と比較し2方向繰り返し載荷では88%に低下する。

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、池田尚治先生のご指導をいただいた。また、東京工業大学川島研究室の木島健、T. Paiboon、李姿瑩、荻本英典、長井崇徳、王毅、室谷奈津美、松本崇志の各氏には実験にご支援をいただきました。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) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：水平2方向地震力を受ける単柱式RC橋脚の耐震性，土木学会論文集，第759/I-67，

pp.79-98，2004.

- 7) 荻本英典，川島一彦，渡邊学歩，永田聖二：水平2方向地震力の同時作用がRC単柱式橋脚の耐震性に及ぼす影響，土木学会論文集，第801/I-73，33-50，2005.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.
- 9) 土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕，2002.
- 10) M.J.N.Priestley, F.Scible and G.M.Clavi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998
- 11) 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.
- 12) 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.