

# 塑性ヒンジ領域にゴム層を有する 鉄筋コンクリート橋脚の開発

川島一彦<sup>1</sup>・永井政伸<sup>2</sup>

<sup>1</sup>フェロー 工博 東京工業大学大学院理工学研究科教授 土木工学専攻  
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>2</sup>正会員 修(工) 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻(現;首都高速道路公団)  
(〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1)

鉄筋コンクリート橋脚では変形性能の向上が重要であるが、いかに塑性ヒンジ区間で横拘束を高めてもコアコンクリートが損傷すれば地震後に大規模な復旧は避けられない。本研究は、塑性ヒンジ領域におけるコンクリートをゴム等の塑性変形の繰り返しに耐える材料で代替することにより、ドリフトで4%程度の変形に追従でき、かつコアコンクリートに大きな損傷を受けない新型橋脚を提案し、この実現性を繰り返し載荷実験、ファイバー要素解析から検討するものである。この結果、ゴム層の上下に鋼板を加硫接着し、これを橋脚躯体及びフーチングにアンカー筋で定着することによって開発目標を達成できる可能性があることを明らかにした。

**Key Words :** seismic design, bridge, columns, reinforced concrete structures, confinement, high damping rubber, seismic isolation, cyclic loading test, fiber element analysis

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以後、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)の変形性能を向上させるためにいろいろな工夫が凝らされている。基本的には帯鉄筋量を増やし、コンクリートの横拘束を高めることによりRC橋脚に繰り返し水平力が作用した場合の最大耐力以後の耐力低下を小さくしようということがこの基本である。また、インターロッキング橋脚<sup>1),2)</sup>や塑性ヒンジ領域において、軸方向鉄筋をアンボンドにし、降伏や破断を遅らせ、RC橋脚の変形性能を向上させる試み<sup>3)</sup>、高強度芯材をアンボンドにした橋脚<sup>4)</sup>、PC鋼棒を入れた残留変位を少なくした橋脚<sup>5),6)</sup>、部分的に高密度に拘束した橋脚<sup>7)</sup>等の開発も行われている。

これらはいずれも塑性ヒンジにおけるコンクリートの塑性変形性能を向上させることによりRC橋脚としての変形性能を増大させようとするものである。しかし、いかに横拘束筋によりコアコンクリートに対する横拘束を高めても、塑性ヒンジ化することとはすなわちコアコンクリートに損傷が生じることであり、一般に大規模地震後には復旧が必要とな

る可能性がある。

このため、塑性ヒンジ領域のコンクリートを大きな塑性変形の繰り返しに耐える材料によって代替し、かつ鉄筋コンクリートとしての曲げ抵抗機能を失わなければ、RC橋脚はコンクリート部に損傷を生じることなく変形性能を保持することができると考えられる。このようなことが実現できれば、地震後にも大規模な復旧を必要とせずすむことができると期待される。

本研究は、上記の発想のもとに、単柱式RC橋脚を対象に、塑性ヒンジ領域のコンクリートを変形性能に富む他の材料に置き換えることによって、4%程度のドリフト(橋脚の水平変位/高さ)にまで橋脚躯体コンクリートが圧壊することなく水平力の繰り返しに耐えることができ、地震後にも大規模な復旧が不要なRC橋脚を提案し、この実現性を実験、解析の両面から検討した結果を報告するものである。

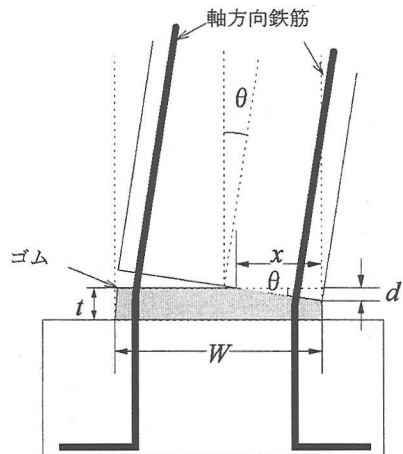
## 2. 基本コンセプト

本研究の開発目標は、4%程度のドリフトにまで橋

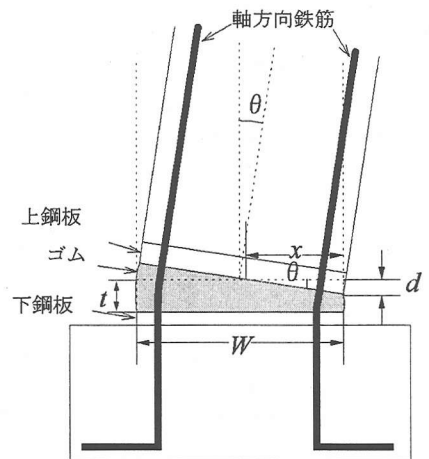
脚躯体コンクリートが圧壊することなく、変形に追従できる単柱式 RC 橋脚を開発することである。高さが 10m 程度の標準的な都市高架橋が 1995 年兵庫県南部地震による地震動の作用を受けた際に橋脚天端に生じる応答変位は一般に 0.1~0.2m 程度と考えられている。また、耐震設計では橋脚の許容じん性率としては一般に 5~6 程度に抑える場合が多い。このため、ここではドリフトの目標値として 4% を想定することとしたものである。

橋脚基部の塑性ヒンジ領域におけるコンクリートの損傷を軽減するためには、この箇所におけるコンクリートに代えて繰り返し荷重に対して安定した変形性能に富み、さらに耐久性にも問題のない材料を用いることが考えられる。橋脚に水平力が作用した場合の曲げ圧縮に対してはこの部材の圧縮変形により、曲げ引張に対しては軸方向鉄筋の引張により抵抗すれば、軸方向鉄筋に著しい座屈や破断が生じるようになる状態に至る手前では、橋脚としての変形性能を確保しつつ、コンクリートの剥離や圧壊等の損傷を防止できると期待される。このような目的のためにコンクリートに代替する材料としては、塑性域における繰り返し荷重に対する復元力特性が安定しており、耐久性もあって安価で容易に入手できる必要がある。また、エネルギー吸収性能がある方が耐震的には有利と考えられる。このような材料としては、ゴム、アラミド繊維、高分子材料等いろいろなものを考えることができ、また、将来、こうした用途に合わせた材料開発も可能であると考えられる。ここでは、最初の検討であることと後述するように高ひずみ領域における圧縮変形性能に関する研究例<sup>8)</sup>があることから、橋梁用免震支承に一般的に用いられる高減衰ゴムを用いることとする。高減衰ゴムは、80%程度までの圧縮変形の繰り返しに耐え、さらにエネルギー吸収があり、上記の材料として優れていると考えたためである。

一般に、RC 橋脚では、上部構造等の死荷重によって橋脚に作用する軸応力が 2MPa を越すことはまれである。一般に、積層ゴム支承では常時荷重による許容圧縮応力は 8MPa 程度にとられる場合が多く、海外では 12MPa とされることもある<sup>9)</sup>。したがって、橋脚の全断面にゴム層をおくとすれば、死荷重による応力はゴム層の荷重保持能力から見て問題ないレベルである。一方、地震時には橋脚に作用する軸力と曲げモーメントの作用によって橋脚躯体には図-1 に示すような変形が生じる。ゴム層にはせん断変形は生じないものとし、橋脚躯体の回転による変形だけを考慮すると、橋脚躯体が  $\theta$  だけ回転するとすれば、ゴム層の圧縮側最外縁に生じるひずみは次式と



(a) ゴム層だけを敷設する場合



(b) 鋼板と加硫接着したゴム層を設置する場合

図-1 ゴム層を有する橋脚に軸力と曲げモーメントが作用した場合の変形

なる。

$$\varepsilon_r = d/t \quad (1)$$

ここで、 $d$  は圧縮側最外縁でゴムに生じる変位、 $t$  はゴム層の厚さである。なお、ここで考えている橋脚では、橋脚天端の水平変位に対しては橋脚躯体の曲げ変形の影響に比較してゴム層の回転の影響が卓越するため、橋脚躯体の曲げ変形の影響は無視してもそれほど誤差は生じない。このため、橋脚躯体高さを  $H$  とおけば、橋脚天端の水平変位は  $H \cdot \theta$  となり、したがって、ドリフト  $d_r$  は  $d_r \approx H \cdot \theta / H = \theta$  となる。すなわち、ここで考えている橋脚では橋脚躯体の回転角  $\theta$  はドリフト  $d_r$  とほぼ等しくなる。ここで、圧縮側最外縁から中立軸までの距離を  $x$ 、ゴム層(橋脚)

の断面幅を  $W$  とし、圧縮側から中立軸までの距離を表す係数  $\alpha$  を  $\alpha = x/W$  と定義すると、 $d = x \cdot \theta$  であるから、式(1)からゴム層の圧縮最外縁におけるひずみ  $\epsilon_r$  は、

$$\epsilon_r = \frac{\alpha W}{t} \theta \quad (2)$$

潤田ら<sup>8)</sup>によれば、高圧縮力下のゴム層の変形係数は初期弾性係数よりもはるかに大きい。このため、式(2)に相当する最外縁のゴム層の応力を  $\sigma_r = f(\epsilon_r)$  とおけば、

$$\sigma_r < \sigma_{cc} \quad (3)$$

を満足することが、ゴム層に変形が集中し、橋脚躯体のコンクリートの損傷を防止するための必要条件になる。ここで、 $\sigma_{cc}$  は横拘束を受けるコンクリートの最大圧縮応力である。

一方、開発目標としてドリフト  $d_r = 4\%$  ( $\theta \approx 4\%$ ) 程度の変形を与えるためにゴム層に必要な最小厚さ  $t_{\min}$  は、式(2)から以下ようになる。

$$t_{\min} > \frac{\alpha W}{\epsilon_r} \times 0.04 \quad (4)$$

後述するように、今回の実験では供試体の断面幅  $W$  は 400mm とした。したがって、ひずみ硬化が顕著にならない領域として  $\epsilon_r$  を 0.1~0.2 と想定すると、式(4)よりゴム層の最小厚さ  $t_{\min}$  は 20~40mm と推定される。

橋脚基部にゴム層を設置するとすれば、最も単純な構造としては、フーチングが建設できた段階で軸方向鉄筋が存在する位置に穴をあけるかスリットにしたゴム層を設置し、この状態で橋脚躯体部を建設する方法が考えられる。ゴム層の穴やスリットの大きさが軸方向鉄筋径よりも大きければ、軸方向鉄筋とゴム層間には抵抗はない。単に橋脚躯体とフーチング間にゴム層を挟んだだけの構造であるため、曲げ引張力に対しては軸方向鉄筋だけが分担することになる。ただし、ゴム層と躯体やフーチングが直接接触すると、コンクリートに作用する応力が一様とはならない可能性があるため、ゴム層の上下にそれぞれ鋼板を敷いた構造も考えられる。なお、ゴム層内では軸方向鉄筋とゴムが接触していないため、一般の鉄筋コンクリート構造に比較して耐腐食性が低下する可能性がある。このため、この区間ではコーティング等の対応が必要となると考えられる。

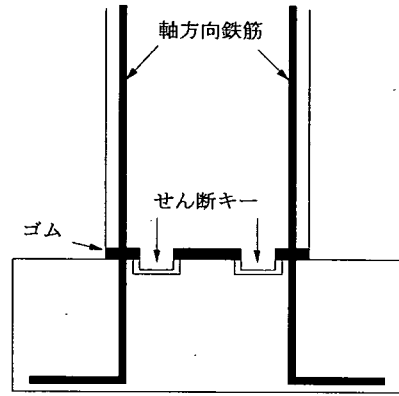


図-2 橋脚基部底面にせん断キーを設けた場合の効果

以上のようにゴム層が自由に変形できる状態にしておくと、橋脚に水平力が作用した際に圧縮側のゴム層は外部に向かって大きくはらみだす可能性がある。これを抑えるためには、ゴム層の変形を適切に拘束することが有効である。積層ゴム支承ではゴム層内部にゴムと加硫接着した鋼板を設けており、今回の目的にもこうしたゴムの積層化が有効と考えられる。さらに、ゴム層を橋脚基部に設置するだけでも上面では橋脚躯体との、また下面ではフーチングとの摩擦によって、ゴム層には多少の拘束が与えられる可能性がある。しかし、確実にゴムを拘束するためには積層ゴム支承と同様に、ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着する方法が考えられる。さらに、図-1(b)に示すように鋼板をアンカー筋等で橋脚躯体やフーチングに定着させると、ゴム層は圧縮力だけではなく曲げ引張力に対しても抵抗することになる。

式(4)によるゴム層の最小厚さ  $t_{\min}$  は橋脚に作用する軸力と水平力の組み合わせや  $\epsilon_r$  をどのように与えるかによって異なるが、 $t_{\min}$  を大きくすると、地震時に橋脚に作用する水平力によってゴム層に生じるせん断変形が大きくなる可能性がある。この際、軸方向鉄筋はダウエル作用によりせん断変形に抵抗するが、ゴム層に生じるせん断変位が軸方向鉄筋径に比較して大きくなると軸方向鉄筋が損傷する可能性がある。このためゴム層に生じるせん断変形を抑える必要がある場合には、図-2に示すように、橋脚基部にせん断キーを設けることが考えられる。せん断キーとしては、落橋防止構造に用いる桁間連結装置のように、橋脚基部に RC 製の突起を設け、フーチング側に設けた凹部とかみ合わせる構造が考えられる。後述する模型においては、せん断キーを設けた場合に対する検討も行う。

なお、ここで提案する橋脚においては、基部でコ

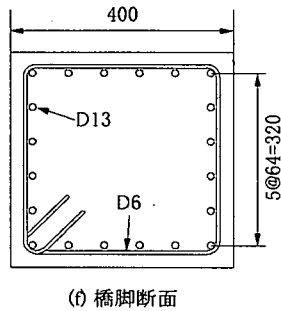
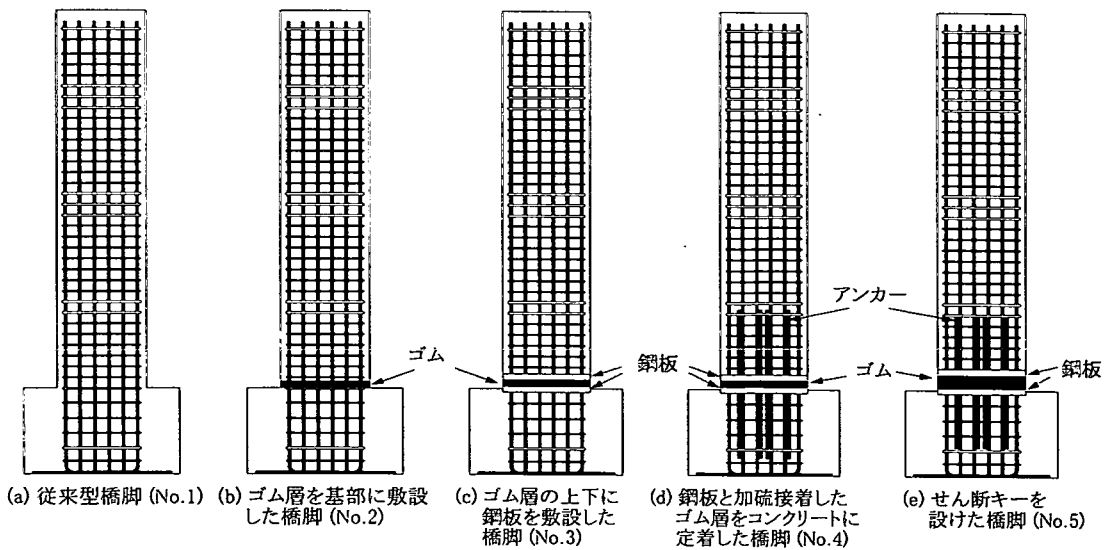


図-3 実験に用いた橋脚模型

表-1 実験供試体の特性

供試体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
ゴム厚さ (mm)	—	30			60
鋼板	—	なし	あり	あり (加硫)	あり
せん断キー	—	なし			あり
コンクリート 強度 (MPa)	23.6	23.9	23.8	21.9	21.9

アコンクリートをこれよりも変形性に富む材料によって代替するのであるから、従来型橋脚よりも曲げ耐力が低下することは避けられない。したがって、従来型橋脚と同じ曲げ耐力を得るためには橋脚断面を少し大きくする必要がある。問題はその程度であり、これが小さければ、従来型橋脚に比較して断面を多少大きくするだけで、地震後の損傷が小さいというメリットを享受できる。

### 3. 実験供試体及び実験方法

以上のコンセプトに基づく新型橋脚の実現性を検討するために、図-3、表-1に示すように5体の供試体を製作した。いずれの橋脚も400mm×400mmの正方形断面で、橋脚基部から載荷点までの高さは1350mm(せん断支間比は3.375)である。軸方向鉄筋としてはD13(SD295A)を20本配置した。軸方向鉄筋

比は1.58%である。また、帯鉄筋としてはD6(SD295A)を高さ方向に50mm間隔で配置した。フックは135度曲がりとし、定着長は100mmである。帯鉄筋比(体積比 $\rho_s$ )は0.79%である。普通ポルトランドセメントを用い、実験当日の強度は、21.9~23.9MPaである。

5体の供試体の内訳は、ゴム層を用いない従来型の橋脚1体(No.1)とゴム層を用いた新型橋脚4体(No.2~No.5)である。新型橋脚4体については、ゴム層の厚さを変えると同時に、鋼板、ゴム層と鋼板の加硫接着、せん断キーの有無をパラメーターとしている。ゴム層としては橋梁用免震支承に用いられるせん断弾性係数が1.2MPaの一般的な高減衰ゴムを使用した。ゴム層の厚さは、式(4)より30mmとした場合を基本(No.2~No.4)とし、この他に60mmの場合についても一例(No.5)だけ検討した。実橋とは異なり、模型橋ではゴム層が薄いため、積層化はさせず、1層だけのゴム層とした。軸方向鉄筋を通すためにゴム層および鋼板にあけた穴の径は

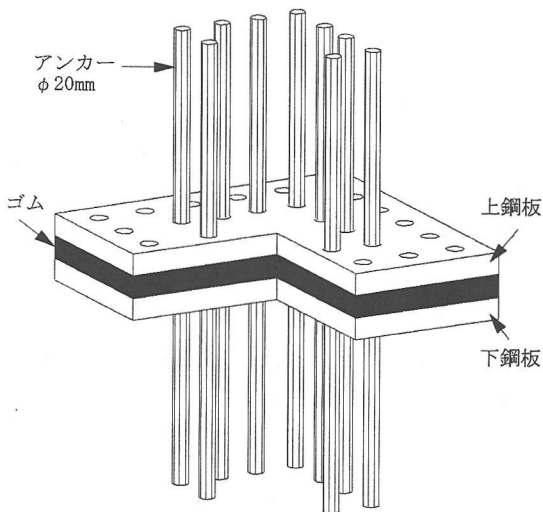


図-4 ゴムに加硫接着した鋼板の定着 (No.4)

23mm であり、軸方向鉄筋とゴム層および鋼板間には基本的に付着は存在しない。

ゴム層だけを橋脚基部に設置した場合が No.2, ゴム層からコンクリートに均等に応力が作用するように、ゴム層の上下面に厚さ 28mm の鋼板を敷いた場合が No.3 である。鋼板はコンクリートとゴム層間に置かれているだけで、いずれとも定着されていない。上下の鋼板と加硫接着する場合 (No.4) には、図-4 に示すように、鋼板に径 20mm のアンカーを 12 本取り付け、橋脚躯体、フーチングに定着した。なお、アンカーの断面積が大きいと、アンカーを定着した区間の橋脚躯体を補強することになる。このため、アンカーの断面積は小さい方が望ましいが、鋼板を確実に定着するために、このようにしたものである。ゴム層の初期弾性係数は、別途ゴム層単体の繰返し載荷実験によって求めた。

せん断キーとしては実橋では RC 製突起が想定されるが、小型の模型ではこれをモデル化することが困難であるため、ここでは、図-5 に示すように、2枚の鋼板を用いて凹凸式のせん断キー (100mm×100mm×高さ 40mm) を製作した。載荷方向、これに直角方向とともに 2mm の遊間を設け、これ以上のせん断変位は生じないようにした。せん断キーはゴム層厚が 60mm の場合 (No.5) に使用している。ただし、この場合にはゴム層と鋼板は加硫接着されていない。

実験では、一般的な都市高架橋を想定し、橋脚基部で応力が 1.5MPa となるように一定軸力を作用させた状態で、一定振幅変位漸増方式によりドリフト 0.5% に相当する 6.75mm (道路橋示方書の定義による初降伏変位は 4.1mm, 降伏変位は 4.6mm) を基準変位

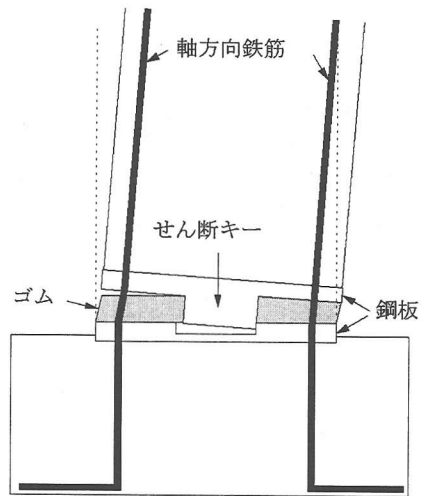


図-5 せん断キー (No.5)

として、この整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 回ずつの水平力を作用させた。ただし、従来型の供試体 (No.1) では、実験上の手違いによりドリフト 0.25% に相当する 3.38mm を基準変位として繰返し水平力を作用させた。一般に、同一載荷変位における繰返し回数が増大したり、ある載荷変位に至るまでに作用させた繰返しの回数が増加すると橋脚の劣化が進展し、最大曲げ耐力自体はあまり影響されないが、耐力低下が顕著となる変位が小さくなる<sup>10), 11)</sup>。このため、従来型の橋脚 (No.1) では、その他の橋脚に比較して耐力低下が始まる変位が小さく評価されている可能性がある。また、今回の実験では、載荷方向には加振機により変位制御が拘束されているため、加力に伴い橋脚は必ず原点まで変位が戻るが、載荷直角方向には加振機によって拘束されていないため、この方向へ変位が残留し、多くの実験では、最終的に橋軸直角方向への橋脚の傾斜が増大して載荷を終えた。

実験では、水平力および鉛直力とこれに伴う水平および鉛直変位その他、軸方向鉄筋及び帯鉄筋のひずみを測定した。また、橋脚に生じる曲率を求めるために、橋脚基部から 25mm の位置とそこから 375mm の高さに至るまで 50mm 間隔で鋼棒を橋脚に貫通させ、鋼棒の両端の上下方向変位を測定した。ただし、ゴム層や鋼板を設置した場合には、これらの位置には鋼棒を設置できないため、ゴム層や鋼板の直上部から鋼棒を設置している。なお、実験は、東京工業大学の耐震実験施設において行った。以下では、水平方向加振機を押す方向を正側載荷、引く側を負側載荷と定義する。

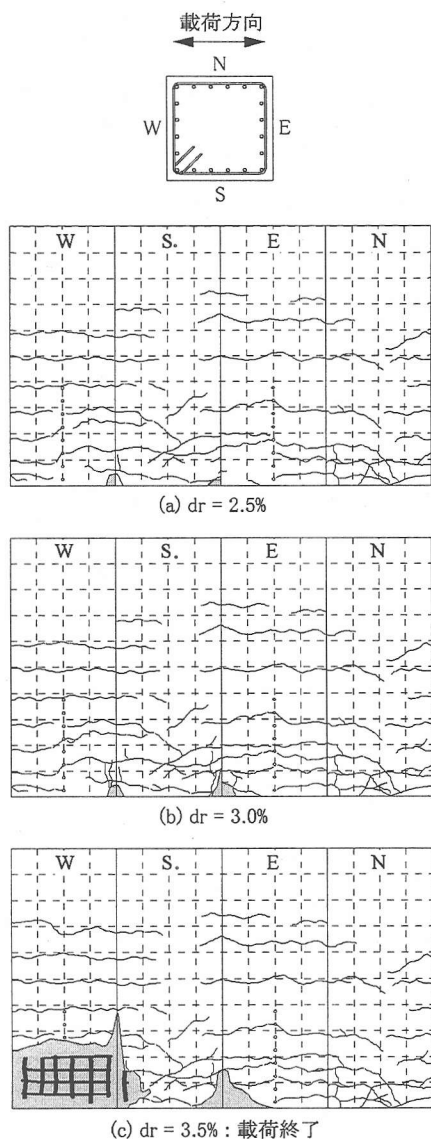


図-6 従来型橋脚(No.1)の損傷(載荷方向はEW)

#### 4. 繰り返し載荷実験からみた耐震性

従来型の橋脚(No.1)では、図-6に示すように載荷変位の増大に伴って、水平曲げクラックからかぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈へと損傷が進展した。図-6は供試体の4面の損傷を展開図として示したもので、載荷はEW方向に行っている。最終的には橋軸直角方向(NS方向)への傾斜が大きくなったため、ドリフト3.5%で載荷を打ち切っている。かぶりコンクリートの剥離は2.5%ドリフトの段階では生じていないが、載荷を終了した3.5%の段階では橋脚基部から300mm程度の範囲で生じている。

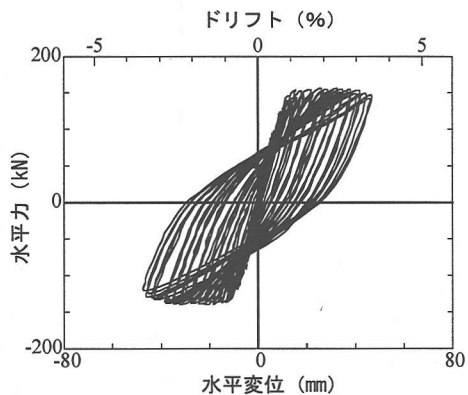


図-7 従来型(No.1)の水平力～水平変位の履歴

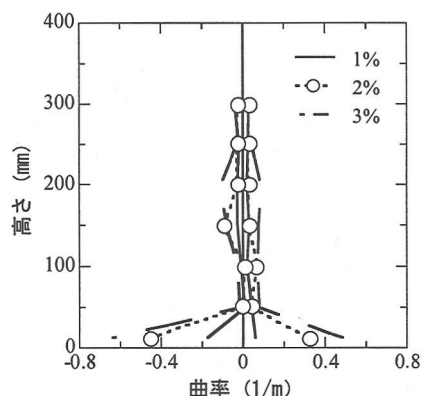
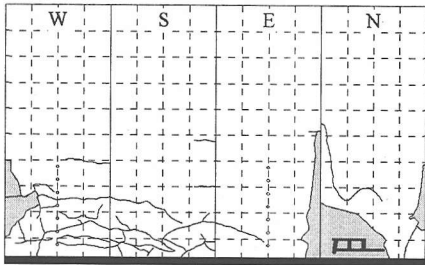
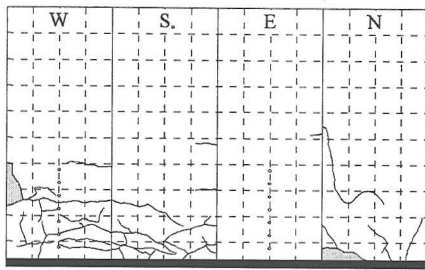


図-8 従来型(No.1)の水平力～水平変位の履歴

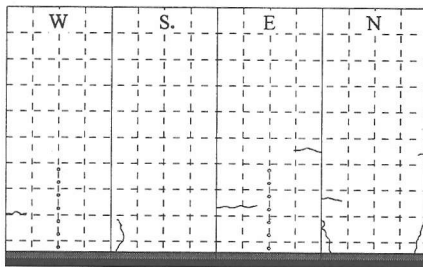
ただし、主鉄筋はまだ破断していない。荷重作用点における水平力～水平変位の履歴は図-7に示すとおりであり、1%ドリフト程度で曲げ耐力はほぼ一定となり、その後、載荷を打ち切った3.5%ドリフトまでこの耐力を維持している。図-8は、橋脚基部における最大曲率の分布を示したものである。ドリフト3%時には塑性曲率は橋脚基部で0.4~0.6(1/m)と大きく、橋脚の水平変位が主として橋脚基部の塑性変形によって生じていることを示している。

以上より、No.1供試体は、十分横拘束された典型的な曲げ破壊先行型の損傷と言うことができる。ただし、前述したように、この橋脚では手違いにより0.25%ドリフトに相当する変位を基準変位として載荷したために、橋脚の損傷の進展が0.5%ドリフトに相当する変位を基準変位として与えた他の橋脚と比較して大きくなっている可能性が高いことは前述したとおりである。

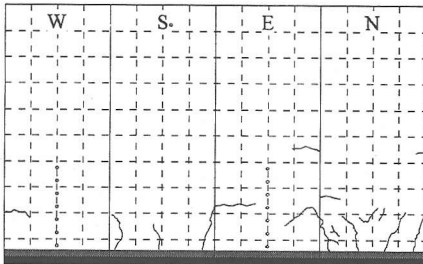
以下、ゴム層上下に鋼板を敷いた場合の効果、ゴム層と鋼板を加硫接着した場合の効果、せん断キーの効果に関して示す。



(1) ゴム層を単に橋脚基部に敷設した場合 (No. 2)



(a) dr = 2.0%



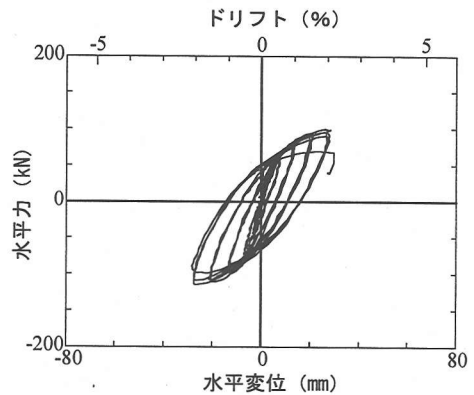
(b) dr = 2.5% : 載荷終了

(2) ゴムの上下に鋼板を敷設した場合 (No. 3)

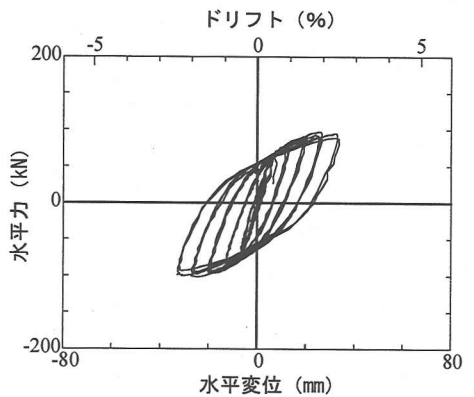
図-9 損傷状況から見たゴム層の上下に鋼板を敷設する効果

(1) ゴム層の上下に鋼板を敷いた場合の効果

ゴム層を単に橋脚基部に設置した場合 (No.2) とゴム層の上下に鋼板を敷いた場合 (No.3) の比較から、ゴム層上下の鋼板の効果を検討してみる。ドリフト 2.0%および 2.5%時の損傷を比較すると、図-9の通りである。ゴム層だけを橋脚基部に設置した場合には、曲げ圧縮縁においてゴム層が大きく塑性変



(1) ゴム層を単に橋脚基部に敷設した場合 (No. 2)



(2) ゴム層の上下に鋼板を敷設した場合 (No. 3)

図-10 水平力～水平変位の履歴曲線から見たゴム層の上下に鋼板を敷設する効果

形し、載荷変位の増大とともに次第に外側に大きくはらみ出すようになる。ドリフトが2%に達した段階でかぶりコンクリートが剥離し、橋軸直角方向への傾斜が大きくなったため、ドリフト 2.5%で載荷を打ち切った。実験終了後、かぶりコンクリートを取り除いて調査した結果、軸方向鉄筋が3本局部座屈していた。水平力～水平変位の履歴曲線を示すと図-10(a)の通りであり、紡錘形をしている。最大耐力は 100kN (正側)、115kN (負側) とそれぞれ従来型の 64%、82%に過ぎない。橋軸直角方向に傾斜したのは、ゴム層とコンクリートの結合が軸方向鉄筋のダウエル作用だけで不十分なためと考えられる。

これに対して、ゴム層の上下に鋼板を敷いた場合には、載荷変位の増大に伴って、写真-1に示すように鋼板とゴム層間で滑りが生じるようになり、さらに橋脚躯体部が鉛直軸周りに回転するようになった。鋼板を敷設したために、上記の No.2 橋脚に比較する



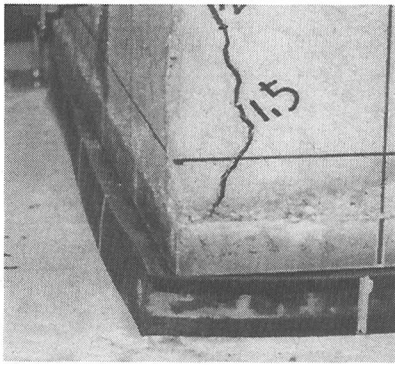


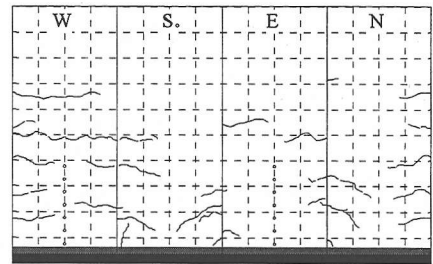
写真-1 ゴム層と鋼板間の滑りおよびゴム層の外側へのはらみ出し

と橋脚躯体基部のかぶりコンクリートの損傷は多少軽減されたが、ゴム層と鋼板間の摩擦が小さいためにこの間で滑りが生じ、さらに、軸方向鉄筋の配置が完全には対称ではないために鉛直軸周りの回転を引き起こしたと考えられる。結局、この場合にも、ゴム層と鋼板間の結合が軸方向鉄筋のダウエル作用だけでは不十分なことを示している。最終的には、No.2と同じく橋軸直角方向の傾斜が大きくなったため、2.5%ドリフト段階で荷重を終了した。この時の橋脚躯体と鋼板間の滑りは10mmにも達していた。これによって、軸方向鉄筋は曲がったが、座屈はしていない。これは鋼板が軸方向鉄筋の座屈を抑えたという訳ではなく、この段階ではまだ軸方向鉄筋の座屈が生じるような変形段階に達していないためと考えられる。履歴曲線はNo.2とよく似ており、最大耐力も101kN(負側)と小さい。なお、鉛直軸周りの回転に伴って、橋脚の橋軸方向に作用する水平力は多少減少し、橋軸直角方向にもわずかな分力が作用することになるが、これはともにわずかなものである。図-10(2)はこうしたことを考慮せず、あくまでも橋脚に作用させた水平力に基づいた履歴曲線を示した結果である。

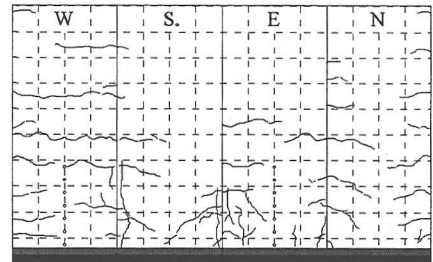
以上のように、ゴム層を設置するだけであったり、ゴム層の上下に鋼板を敷設するだけでは、橋脚躯体とフーチング間の結合が不十分なため、ゴム層や軸方向鉄筋の塑性変形が進むにつれてゴム層と鋼板間の滑りや鉛直軸周りの橋脚躯体の回転、橋軸直角方向の傾斜が生じる等して、結果として従来型橋脚に比較して変形性能は向上せず、耐力も低い値にとどまる。

(2) ゴム層と鋼板を加硫接着した場合の効果

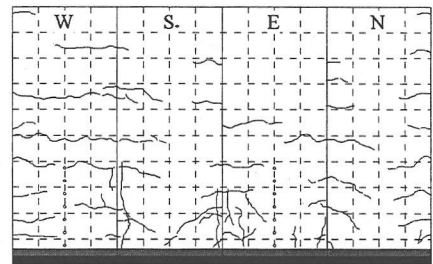
ゴムと鋼板を加硫接着し、ゴム層が引張力にも抵抗できるようにした場合(No.4)の損傷状況が、図-11である。ここには示さないが、2.5%ドリフトまでは



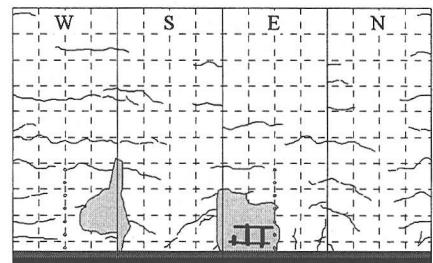
(a) dr = 3.0%



(b) dr = 4.0%



(c) dr = 4.5%



(d) dr = 5.0% : 荷重終了

図-11 鋼板とゴム層を加硫接着した場合(No.4)の損傷(荷重方向はEW)

わずかな水平曲げひび割れしか生じない。ドリフトが3%に達すると、ひび割れ数が多少増加するが、まだ、かぶりコンクリートは健全であり、開発目標とした4%ドリフトまでこの状態は変化しない。4.5%ドリフトに達して、軸方向鉄筋が1本破断し、5%ドリフトに達するとかぶりコンクリートも剥離し始めて、耐力低下が著しくなったために荷重を終了した。ただし、上述したNo.2やNo.3橋脚のように橋軸直角方向や鉛直軸周りの回転は最後まで生じなかった。これは、ゴム層が鋼板を介して橋脚躯体やフーチングと結合されているためである。



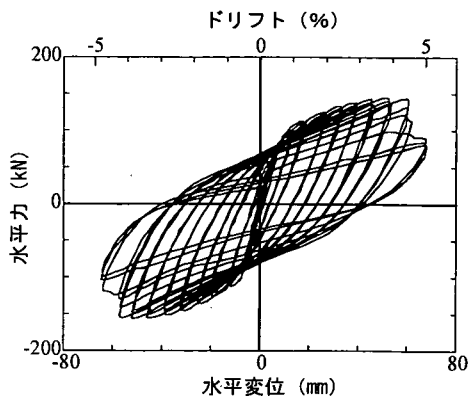


図-12 鋼板とゴム層を加硫接着した場合 (No. 4) の水平力～水平変位の履歴曲線

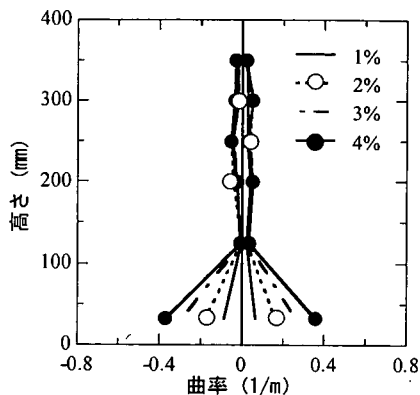
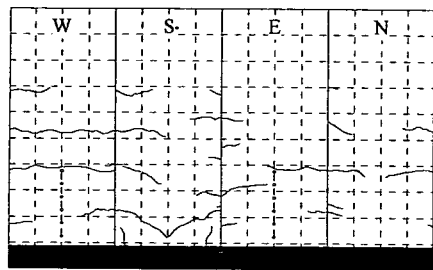


図-13 最大曲率の高さ方向の分布 (No. 4)

ドリフトが4.5%以上となった段階で急速に軸方向鉄筋の損傷が進展したのは、荷重の進展とともにゴム層のせん断変形が大きくなり、これが軸方向鉄筋の劣化を促進したことが大きいと考えられる。たとえば、5%ドリフトによる荷重では、ゴム層は±9mm程度せん断変形した。こうしたせん断変形を拘束し、軸方向鉄筋の劣化を防止するためには、後述するせん断キーの効果が大いと考えられる。上述したNo.2やNo.3橋脚に比較すると、ゴム層の外側へのはらみだしはごくわずかであり、荷重を終了した5%ドリフト時でも2～3mmであった。したがって、上下の鋼板と積層化することによるゴム層の拘束効果がよく現れている。

水平力～水平変位の履歴曲線は図-12に示すようになる。ドリフト4%で最大耐力に達し、最大耐力は、正側には146kN、負側には156kNと従来型橋脚のそれぞれ93%、111%となっている。この程度の曲げ耐力の低下であれば、従来型橋脚よりもわずかに断面寸法を大きくすれば対応でき、損傷が軽減できることのメリットを享受することができる。4.5%ドリフト



(a)  $dr = 3.5\%$ : 荷重終了

図-14 せん断キーを設けた橋脚 (No. 5) の損傷 (荷重方向はEW)

トに達すると、軸方向鉄筋が破断し始め、その後、曲げ耐力は低下していく。

図-13は橋脚基部における高さ方向の最大曲率の分布を示した結果である。橋脚基部に曲率が集中し、橋脚基部から100mm以上になると(橋脚基部から37.5mm～125mmの間では曲率が求められていないため、実際には、ゴム層から上の範囲とみるべきと考えられる)曲率が小さい。これは、橋脚躯体はほとんど塑性変形しておらず、ゴム層の変形によって橋脚がほぼ剛体として回転していることを示している。

なお、前述したように、ゴム層上下面の鋼板をアンカーで橋脚躯体およびフーチングに定着したため、橋脚躯体ではアンカーが橋脚基部を補強したことになり、これが橋脚基部のコンクリートの損傷を小さくした可能性もある。しかし、ゴム層を基部に設置した場合の橋脚の変形は明らかにこれがないNo.1供試体とは異なっており、橋脚はほぼ剛体的に回転運動をし、ゴム層が変形を吸収していた。こうした点から、今回の実験だけからは定量的な把握は困難であるが、アンカーの存在が基部のコンクリートの損傷を小さくした度合いはわずかであると考えられる。

### (3) せん断キーの効果

ゴム層を60mmと厚くしたことによるせん断変形を抑えるために、橋脚底面にせん断キーを設置した場合 (No.5) の損傷状況、水平力～水平変位の履歴曲線をそれぞれ図-14、図-15に示す。この場合には、ゴム層のせん断変位が2mmに制限される結果、前述のNo.3橋脚のように大きなゴム層と鋼板間の滑りは生じず、また、鉛直軸周りの橋脚躯体の回転も生じなかった。このため、橋脚躯体の損傷はほとんど生じていない。しかし、No.3橋脚と同様に、橋脚躯体とゴム層の結合が軸方向鉄筋のダウエル作用だけであるため、荷重の進展に伴って徐々に橋軸直角方向

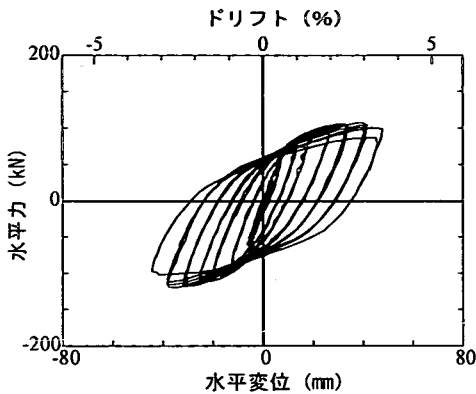


図-15 せん断キーを設けた橋脚 (No. 5) の水平力～水平変位の履歴曲線

の傾斜が増大し、最終的に 3.5%ドリフトで荷重を打ち切った。ゴム層を厚くしたために、当初、No.3 橋脚の場合よりもゴム層の塑性変形に伴うはらみだしが小さくなることを期待したが、実際には、実験終了時には最大で 12mm ものはらみだしが生じた。鋼板による拘束を与えるか、塑性域での繰り返し荷重に対してはらみだしの少ないゴムを採用することの重要性を示している。なお、No.4 供試体と同様に、この場合にもゴム層上下面の鋼板をアンカーで橋脚躯体に定着したことによる橋脚基部の補強効果が存在するが、ゴム層がほとんどの回転変形を吸収し、橋脚はほぼ剛体的に回転したことから、この効果は小さいと考えられる。

以上のように、No.3 橋脚に比較してゴム層の圧縮ひずみを緩和することに関しては期待通りとはならなかったが、ゴム層が厚くなった場合には、せん断変形を防止するためにせん断キーの効果は明らかであり、今後、ゴム層と鋼板を加硫接着した場合の効果に関して検討していくことが望まれる。

#### (4) 等価剛性および履歴吸収エネルギー

上述したように、ここで提案する橋脚では従来型橋脚よりも曲げ耐力が低下するが、これが水平方向の等価剛性にどの程度影響するかを検討するために、ここでは従来型橋脚 (No.1) とゴム層と鋼板を加硫接着した橋脚 (No.4) を対象に、履歴曲線の最大変位点、最小変位点を結んだ線分の勾配を等価剛性と定義し、これを比較してみた。この結果を図-16 に示す。これによれば、ドリフトが 0.5～2%程度の範囲ではここで提案する橋脚は従来型橋脚よりも等価剛性は 20%程度小さいが、ドリフトが 3%に達すると両者の差はほとんどなくなる。また、履歴曲線の面

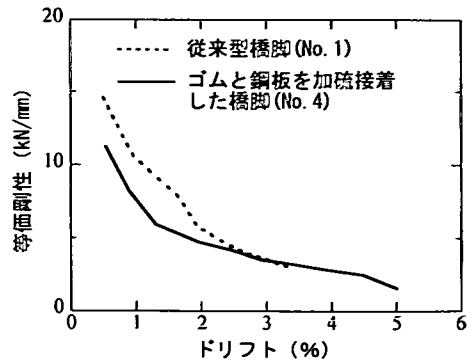


図-16 等価剛性の比較

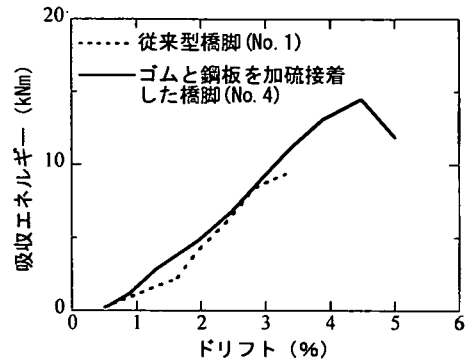


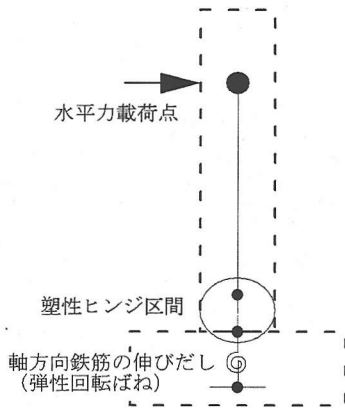
図-17 履歴吸収エネルギーの比較

積から各荷重ステップにおける最初に繰り返しによる履歴吸収エネルギーを求め、これを比較した結果が図-17 である。これによれば、履歴吸収エネルギーは従来型橋脚に比較して遜色ないレベルであるといえることができる。これは、橋脚のエネルギー吸収の大部分は軸方向鉄筋の塑性変形によって起こるものであり、No.4 供試体でも軸方向鉄筋の塑性変形は従来型の橋脚と同様に起こっていたためである。

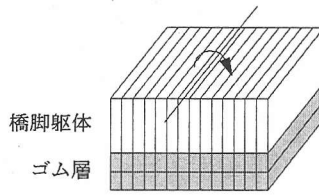
## 5. ファイバー要素解析

### (1) 解析モデルおよび解析法

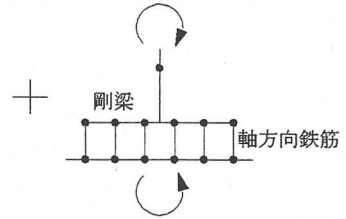
実験結果の抵抗メカニズムを検討するために、橋脚模型を図-18 に示すように、ゴム層および塑性ヒンジ区間に存在する橋脚躯体はファイバー要素で、またこれより上部の橋脚躯体は降伏剛性を有する弾性梁要素でモデル化した。上下のコンクリートや鋼板で拘束されたゴムの圧縮特性を考慮すれば、ファイバー要素解析にゴム層を取り入れることができる。従来型の橋脚では塑性ヒンジ区間に塑性変形が集中するが、ここで対象としたゴム層を用いた橋脚にお



(1) 解析モデル



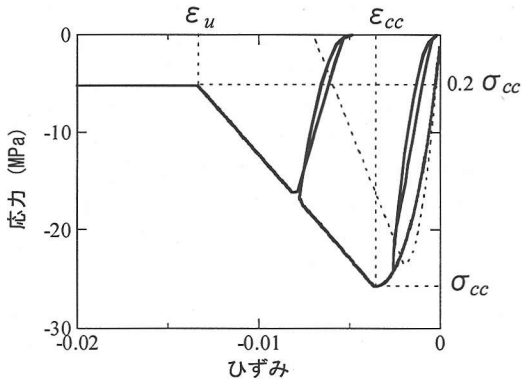
(a) ファイバー要素



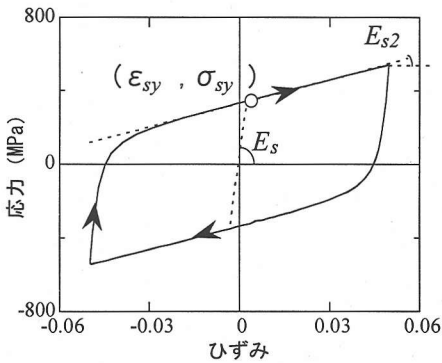
(b) 棒要素 (軸方向鉄筋)

(2) 塑性ヒンジ区間のモデル化

図-18 ファイバー要素を用いた解析モデル



(a) コンクリート



(b) 軸方向鉄筋

図-19 コンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

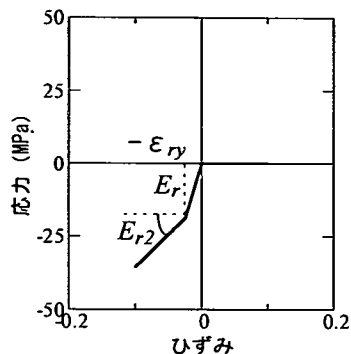
いてもゴム層だけでなくその上部でも多少の塑性化が生じることから、ここではゴム層を除く塑性ヒンジ区間の橋脚躯体もファイバー要素でモデル化することとした。ゴム層内では、軸方向鉄筋とゴム層間

には摩擦力が作用しないため、平面保持の仮定が成立しない。このため、図-18 に示すように、この区間では、軸方向鉄筋はゴム層を表すファイバー要素とは切り離して棒要素としてモデル化した<sup>3)</sup>。

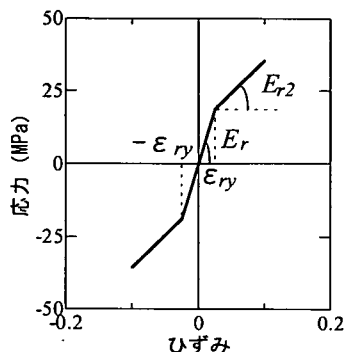
コンクリートの応力～ひずみ関係は、コアコンクリートとかぶりコンクリートに分けて図-19(a)に示すようにモデル化した。Hoshikuma らの提案式<sup>12)</sup>に基づき、コアコンクリートの最大圧縮応力  $\sigma_{cc}$ 、そのときのひずみ  $\epsilon_{cc}$ 、下降勾配  $E_g$  を求めた。ただし、Kent and Park<sup>13)</sup> に基づいて、最大圧縮応力  $\sigma_{cc}$  に達した後は、下降勾配  $E_g$  を保ったまま応力は  $\sigma_{cc}$  の 20% まで直線的に低下し、それ以後はひずみが増加しても  $0.2\sigma_{cc}$  の値を保つと仮定した。また、コアコンクリートおよびかぶりコンクリートの除荷、再載荷履歴には堺らのモデル<sup>14)</sup> を用いた。これは帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの圧縮実験に基づいて提案されたモデルであり、除荷、再載荷が繰り返す場合の塑性点ひずみ、除荷点における応力を精度よく表すことができる。軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係は、図-19(b) に示すように、Bauschinger 効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデル<sup>15)</sup> を用いた。

ゴム層の応力～ひずみ関係は、図-20 に示すように弾性バイリニア型にモデル化した。ただし、ゴム層だけを設置したり、ゴム層の上下に鋼板を敷いた場合には、ゴム層が引張力に抵抗しないため、引張側の応力を 0 とした。ゴム層の初期弾性係数はゴム層単体に対する繰り返し載荷実験結果を参考に定め、降伏後の剛性は初期弾性係数の 30% と仮定した。

繰り返し載荷実験では、フーチングからの軸方向鉄筋の伸びだしが橋脚天端の水平変位に影響する。このため、図-18 に示したように、橋脚躯体底面位置に回転ばねを設けてこの影響を表すこととし、回



(a) No. 2, 3, 5 橋脚



(b) No. 4 橋脚

図-20 ゴム層の応力～ひずみ関係

転ばね剛性  $k_\theta$  は橋脚の降伏耐力  $F_y$  とその時の回転角  $\theta_y$  から次式により求めた。

$$k_\theta = F_y \cdot H / \theta_y \quad (5)$$

ここで、 $H$  は最下段の鋼棒から載荷点までの高さである。なお、 $\theta_y$  は橋脚が降伏耐力  $F_y$  に達した時の橋脚最下段に設置した鋼棒の上下方向変位から求めた。

## (2) 解析結果

以上の仮定のもとに、まず従来型橋脚 (No.1) の水平力～水平変位の履歴曲線を解析し、これを図-7に示した実験値と比較すると、図-21 のようになる。図-22 は図-21 から主要な載荷ステップにおける第1回目の履歴曲線だけを抜き出して比較した結果である。除荷や再載荷課程を含めて、解析で求めた履歴曲線は全体としてよく実験結果と一致している。図-23 は解析で求めたそれぞれ最外縁位置における橋脚基部から 200mm の範囲のコアコンクリートおよびかぶりコンクリートの応力～ひずみ履歴である。比較すべき実験データはないが、ドリフト 3% では、コアコンクリートのひずみは約 0.013 となり、応力は最大応力  $\sigma_{cc}$  の 1/4 程度にまで低下している。この

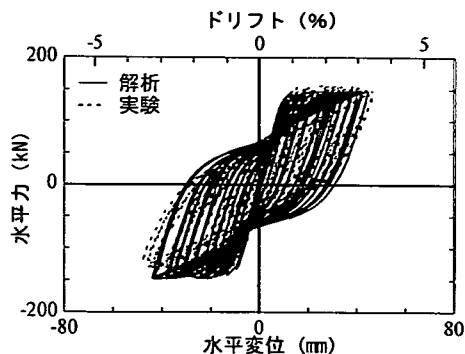
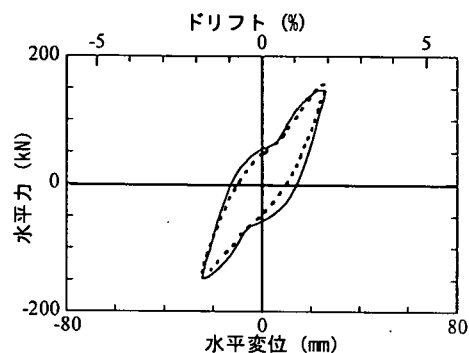
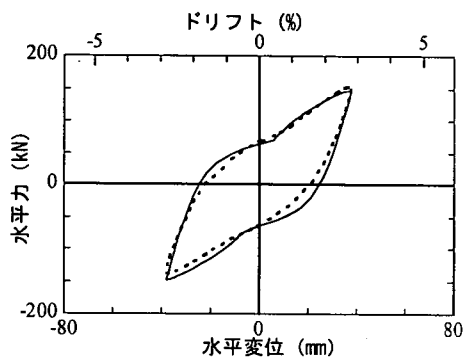


図-21 水平力～水平変位の履歴曲線の比較 (No.1)



(a) ドリフト 2.0%

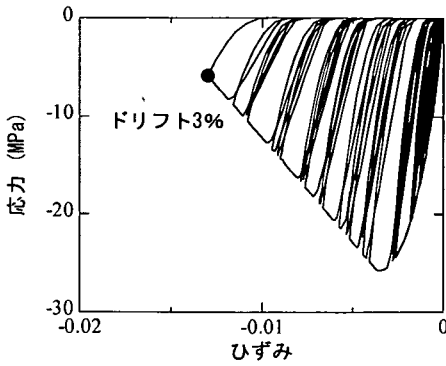


(b) ドリフト 3.0%

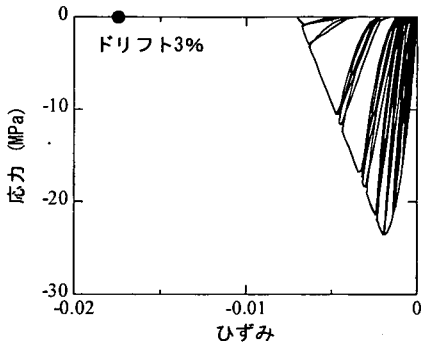
図-22 主要な載荷ステップにおける履歴曲線の比較 (No.1)

とき、かぶりコンクリートのひずみは約 0.017 に達しており、応力は完全に 0 となっている。このような状態は、図-6 に示した損傷状況と矛盾しない。

次に、ゴム層とその上下に鋼板を敷いただけの橋脚 (No.3) に対する水平力～水平変位の履歴曲線と解析値を比較すると、図-24 のようになる。上述した従来型橋脚に比較すると、解析値の一致度が少し低い、これはゴム層と鋼板が滑ったり、橋脚躯体が鉛直軸周りに回転した等の影響が解析では考慮できていないためである。また、解析で求めたコンク

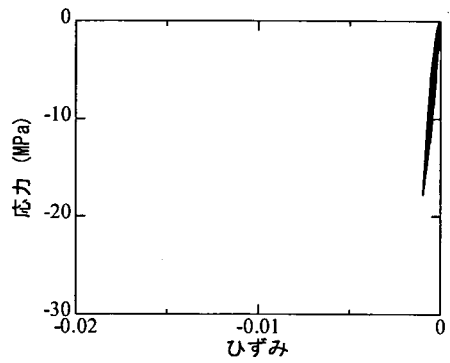


(a) コアコンクリート

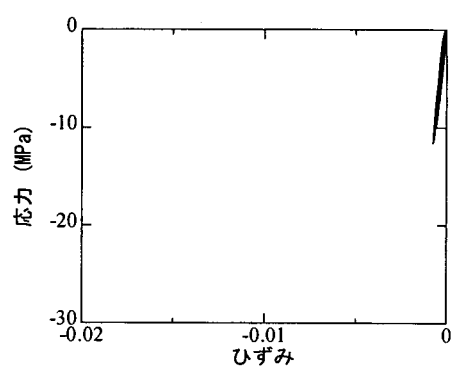


(b) かぶりコンクリート

図-23 解析で求めたコンクリートの  
応力～ひずみ履歴 (No. 1)



(a) コアコンクリート



(b) かぶりコンクリート

図-25 解析で求めたコンクリートの応力～ひずみ  
履歴 (No. 3)

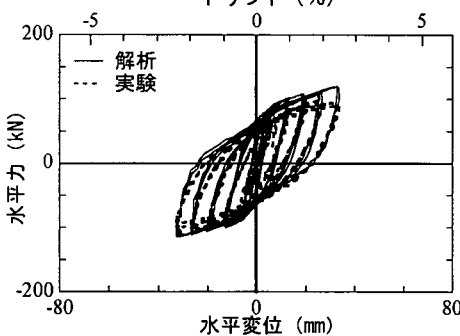


図-24 水平力～水平変位の履歴曲線の比較 (No. 3)

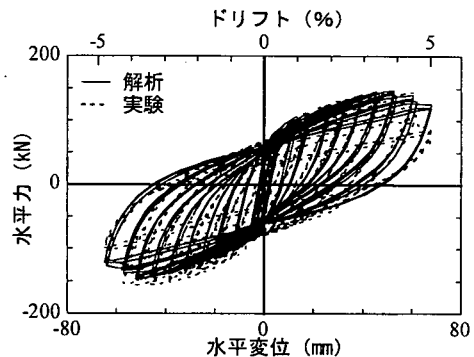
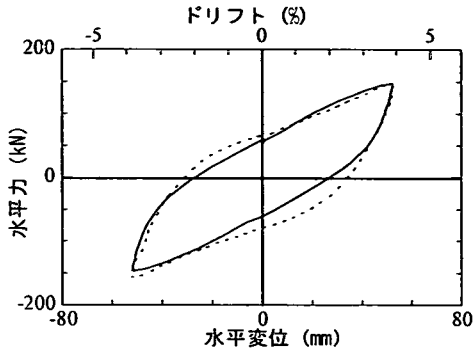


図-26 水平力～水平変位の履歴曲線の比較 (No. 4)

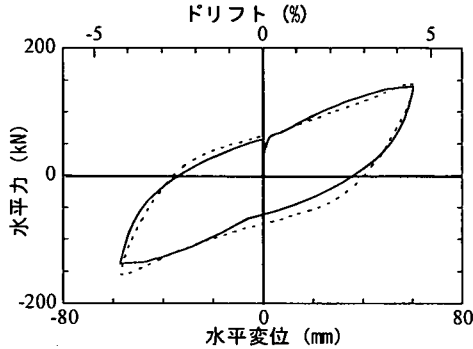
リートの応力～ひずみ履歴は図-25 に示すとおりであり、水平力が小さい (No.1 橋脚の 60% しかない) ため、コアコンクリート、かぶりコンクリートともにまだ最大応力に達していない。なお、実験では No.3 橋脚は鋼板とゴム層間のすべりや鉛直軸周りの橋脚躯体の回転が進展し、最終的に橋軸直角方向への傾斜が大きくなって終局状態に達した。

鋼板とゴム層を加硫接着した橋脚 (No.4) に対して水平力～水平変位の履歴曲線と解析値を比較すると、図-26 のようになる。図-27 は主要な荷荷ごとに最初の 1 回目の履歴曲線を解析と実験で比較した結

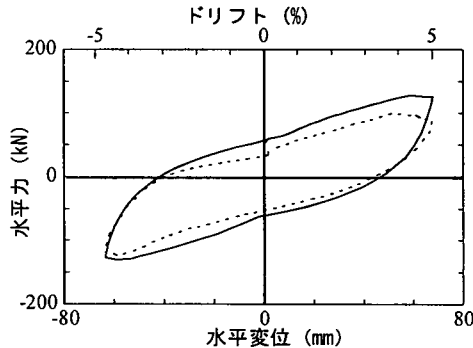
果である。解析によって求めた履歴曲線はドリフト 4.5% まではよく実験結果と一致している。ドリフト 5% になると一致度が低下するが、これは軸方向鉄筋が破断したのに対して解析ではこの効果を考慮していないためである。図-28 は解析で求めたコンクリートの応力～ひずみ履歴を示した結果である。ドリフトが 4% に達してもコアコンクリートのひずみは 0.013 に過ぎず、応力は最大応力  $\sigma_{cc}$  に達していない。ドリフトが 4.5% になってようやく最大応力に達する程度である。上述したように、従来型橋脚 (No.1)



(a) ドリフト 4.0%



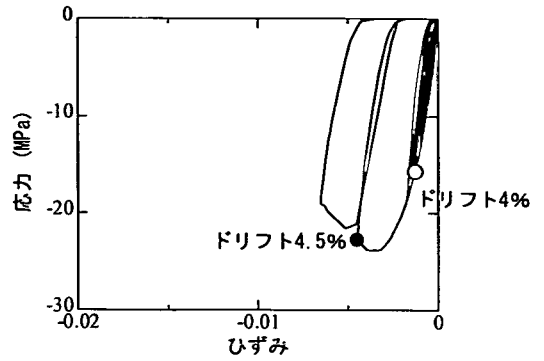
(b) ドリフト 4.5%



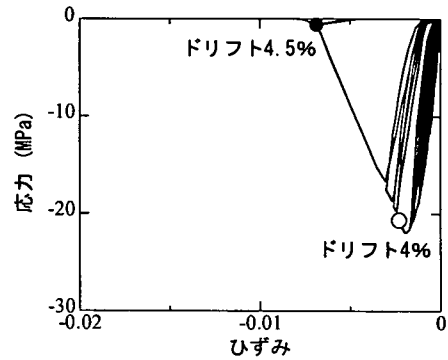
(c) ドリフト 5.0%

図-27 主要な荷重ステップにおける履歴曲線の比較 (No. 4)

ですすでにドリフト 3%で応力は最大応力を通り越し、最大応力の 1/4 にまで低下していることから明らかのように、No.1 橋脚に比較して No.4 橋脚では橋脚躯体コンクリートに生じるひずみは顕著に小さくなっている。これが、ゴム層を設置したことによる効果であり、ゴム層に変形を集中した結果、橋脚躯体の損傷を軽減できたことを表している。なお、かぶりコンクリートもドリフトが 4%になってはじめて最大応力に達し、ドリフト 4.5%になるとひずみは約 0.007 となり応力が 0 になる。これは、図-11 に示したように、ドリフト 5%になってかぶりコンクリ



(a) コアコンクリート



(b) かぶりコンクリート

図-28 解析で求めたコンクリートの応力～ひずみ履歴 (No. 4)

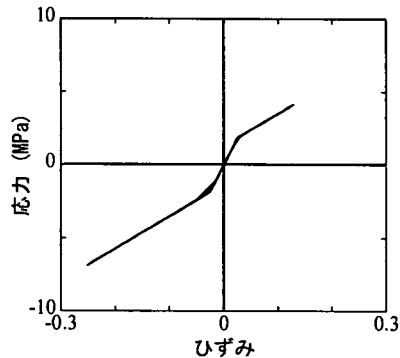


図-29 解析で求めた最外縁のゴムの応力～ひずみ履歴 (No. 4)

トが剥落したという損傷状況と矛盾していない。図-29 は、ゴム層に生じた応力～ひずみ履歴の一例として最外縁での結果を示したものである。比較すべき実験結果はないが、ゴム層に生じる最大応力は引張側では約 5MPa、圧縮側では約 8MPa になっている。なお、前述したように、上部構造の重量として 1.5MPa の応力が最初からゴム層には作用しているため、この点を基点としてゴム層には履歴が生じることになる。

## 6. 結論

塑性ヒンジ区間のコンクリートを変形性能に富む材料で代替することにより、ドリフトで4%程度の変位に追従し、かつ、地震後に大規模な復旧を必要としない橋脚を開発することを目標として、橋梁用免震支承に一般的に用いられる高減衰ゴムを用いたゴム層を単柱式橋脚に採用した新形式の橋脚を提案し、この実現性を模型を用いた繰り返し載荷実験とファイバー要素解析に基づいて検討した。まだ、実物の橋脚に対する検討にまでは至っていないが、今後の新しい橋脚形式を開発する上で有効な成果が得られた。本検討から得られた結論は、以下の通りである。

- 1) ゴム層を設置したり、その上下に鋼板を敷設するだけでは、フーチングと橋脚躯体の結合が弱く、繰り返し載荷に伴って軸方向鉄筋が降伏するにつれて橋脚躯体とゴム層（あるいは鋼板）間に滑りが生じたり、鉛直軸周りに橋脚躯体が回転したりして、橋脚としての十分な変形性能を確保できない。
- 2) ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着し、これを橋脚躯体、フーチングにアンカーで定着すれば、かぶりコンクリートには軽微な水平曲げクラック以上の損傷が生じない状態で、橋脚はドリフトで4%までの水平変位に追従することができる。
- 3) 上記2)の構造では、橋脚の水平変位の大部分はゴム層と軸方向鉄筋の塑性変形によって与えられる。ゴム層から上方に位置する橋脚躯体の曲げ変形による水平変位はわずかであり、橋脚躯体はほとんど剛体的に回転する。
- 4) 今回の実験では、上記1)の条件でせん断キーを設けたため、せん断キーを設けてもなお橋脚の変形性能は開発目標に達しなかったが、橋脚基部にせん断キーを設けることは、ゴム層が厚くなり、ゴム層のせん断変形が大きくなり過ぎた場合に、これを抑えるためには有効である。
- 5) ファイバー要素解析を用いることにより、実験で得られた水平力～水平変位の履歴特性を比較的よい精度で解析することができる。
- 6) 今後、塑性域での繰り返し載荷に対して安定な高減衰ゴムの開発や供試体の寸法効果も含めて、実用化に向けた研究が必要である。

謝辞：本実験に際しては、(株)ブリジストンの須藤千秋、潤田久也、加藤亨二氏等にゴム層の製作等につき、ご支援いただきました。東京工業大学理工学研究科土木工学専攻の庄司学助手（現：筑波大学）を始め、堺淳一、渡邊学歩、細入圭介、植原健治、

畑田俊輔、山岸睦功、松川亮平氏には模型製作や繰り返し載荷実験、ファイバー要素解析につきご支援を賜りました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 藤倉修一、川島一彦、庄司学、張建東、武村浩志：インターロッキング式帯鉄筋を有するRC橋脚の耐震性、土木学会論文集、No.640/I-50, pp.71-88, 2000.
- 2) 柳下文夫、田中仁史、Park, R.: インターロッキングスパイラル筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能、土木学会論文集、Vol.19, No.2, 1997.
- 3) 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.
- 4) 家村浩和、高橋良和、曾我部直樹、鶴飼正裕：アンボンド高強度芯材を用いたRC橋脚の高耐震化に関する基礎的研究、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計法に関するシンポジウム、pp.433-438, 2000.
- 5) Ikeda, S.: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Columns and Improvement by Vertical Prestressing, 13th FIP Congress on Challenges for Concrete in the Next Millennium, Vol.2, pp.879-884, 1998.
- 6) 池田尚治、森拓也、吉岡民夫：プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40, No.5, pp.40-47, 1998.
- 7) 剣持安伸、川島一彦：部分拘束を加えた中空断面RC橋脚の耐震性に関する実験的研究、土木学会論文集、No.682/I-56, pp.57-69, 2000.
- 8) 潤田久也、川島一彦、庄司学、須藤千秋：高面圧を受ける直方体ゴム製緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究、土木学会論文集、No.661/I-53, pp.71-83, 2000.
- 9) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案）、1992.
- 10) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proc. JSCE, No.392/I-9, pp.205-213, 1988.
- 11) 武村浩志、川島一彦：載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形特性に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.43A, pp.849-858, 1997.
- 12) 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.
- 13) Kent, D. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 14) 堺淳一、川島一彦、庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関



係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 297-316, 2000.

- 15) Menegotto, M. and Pinto, P. E. : Method of Analysis for Cyclically Loaded RC 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.

(2001. 4. 3 受付)

## DEVELOPMENT OF A REINFORCED CONCRETE PIER WITH A RUBBER LAYER IN THE PLASTIC HINGE REGION

Kazuhiko KAWASHIMA and Masanobu NAGAI

No matter how the plastic hinge region is confined by ties, a reinforced concrete pier that suffered flexural damage in an extreme earthquake has to be repaired after the earthquake. Since failure of core concrete occurs only at the plastic hinge region, if a stable material under cyclic load excursions could replace the concrete at this region, the pier could perform satisfactorily without failure of concrete. Thus, repair after an earthquake could be eliminated. Based on such a concept, this paper proposes a new pier with a rubber layer at the bottom. Cyclic loading tests for 5 specimens with a 400mm x 400mm section was conducted to clarify the performance. Various factors including the effect of confinement of rubber by steel plates and shear key were studied. Fiber element analysis was also conducted to reveal the performance of the new pier. It was found that it is feasible to construct a reinforced concrete pier that has stable hysteresis up to 4% drift without significant damage in the core concrete.