

免震ゴムビルトイン型 RC 橋脚の開発

山岸睦功¹・川島一彦²

¹学生会員 修(工) 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail:96b28964@cv.titech.ac.jp

²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 (同上)

E-mail:kawasima@cv.titech.ac.jp

大地震時において橋脚の耐震性を確保するためには鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の向上が重要である。しかし、横拘束筋を増大させて変形性能を向上させても、橋脚基部のコアコンクリートが損傷を受けると、地震後の大規模な復旧作業は避けられない。本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の基部に塑性変形の繰り返しに耐えられる、免震支承などで用いられる高減衰ゴムを組み込み、さらに軸方向鉄筋の他に引張に抵抗する部材として PC 鋼材を組み込むことにより、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が損傷を受けない新形式の RC 橋脚を考案し、この実現性をくり返し載荷実験、解析を行うことにより明らかにした。

Key Words : bridge, seismic design, reinforced concrete column, high damping rubber, cyclic loading test, fiber element analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC 橋脚)の変形性能を高めるために、コアコンクリートを帯鉄筋等により拘束し、コンクリートの圧壊を遅らせ、軸方向鉄筋の座屈や破断を防止する方策が実用されている。また、これと並行して、軸方向鉄筋とコンクリートの付着を切ることで軸方向鉄筋の座屈や破断を軽減して RC 橋脚の変形性能を向上させようという試み^{1)~3)}、インターロッキング橋脚^{4)~6)}、橋脚の鉛直方向にプレストレスを導入し、残留変位を少なくしようとする PC 橋脚^{7)~9)}、高強度芯材を RC 橋脚に組み込んだ橋脚¹⁰⁾等、じん性の向上や残留変位の低減をねらった橋脚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高めることにより RC 橋脚の変形性能を増大させようとするものである。しかし、いかに横拘束によりコアコンクリートの拘束を高めても、塑性ヒンジ化するという事はすなわちコアコンクリートに損傷が生じるということであり、一般に大規模地震後には復旧を免れない。

しかし、塑性ヒンジが生じるのは橋脚の全体からみるとわずかな区間であり、この領域(塑性ヒンジ領域)のコンクリートを大きな塑性変形のくり返しに耐える

ことのできる材料によって代替することにより、コンクリート部に損傷を受けることなく、変形性能を保った RC 橋脚ができると考えられる。川島・永井はこの発想に基づき、塑性ヒンジ領域にゴム層を設けた新型橋脚を提案し、模型を用いたくり返し載荷実験やファイバー要素解析に基づいて新型橋脚の可能性を検討している¹¹⁾。

本研究は、川島・永井による新型橋脚をさらに改良させ、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橋脚を開発するために行った検討結果を報告するものである。ここでドリフトとは荷重作用点における水平変位を橋脚の有効高さ(橋脚基部から載荷点までの高さ)で除した値のことである。

2. 基本コンセプトと模型橋脚の特性

新型橋脚の基本コンセプトは川島・永井に詳述されているため、ここでは、以下の改良を説明するために必要な最小限の記述に限定する。橋脚基部の塑性ヒンジ領域における損傷を軽減させるには、この箇所におけるコンクリートの代わりに変形性能や耐荷力に富み、耐久性にも問題のない材料を用いることが考えられる。

圧縮に対してはこの部材の圧縮変形で、引張に対しては軸方向鉄筋の引張で抵抗すれば、軸方向鉄筋に著しい座屈や破断が生じる状態に至る手前では、変形性能を確保すると同時に、コンクリートの剥離、圧壊等の損傷を防止できると考えられる。

問題はどのような材料を用いるかであるが、川島・永井は橋梁用高減衰積層ゴム支承に用いられるせん断弾性係数 1.2MPa の高減衰ゴムをフーチング上面～橋脚基部間に設置した。橋脚に 4%程度ドリフトが生じ、これが全てゴム層の変形で吸収されたとした場合のゴム層の鉛直ひずみがひずみ硬化が顕著となる 0.2 程度以上とはならないという条件からゴム層厚は 30mm を基本とし、この 2 倍の 60mm とした場合も検討している。ゴム層だけを敷設した場合や、ゴム層の上下面に鋼板を設置した場合を基本に検討し、ゴム層厚が 60mm の場合にはせん断キーを設けた場合の効果も検討している。さらに、ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着し、鋼板に取り付けたアンカー筋をフーチングおよび橋脚躯体に定着させることによりゴム層が圧縮だけでなく曲げ引張にも抵抗できる構造も 1 ケース検討している。

こうした検討から、川島・永井はゴム層だけを設置したり、ゴム層の上下に鋼板を敷設するだけでは、載荷の進展にもなってゴム層とフーチングあるいは橋脚躯体間で滑りが生じ、変形性能が向上しないこと、ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着し、これをフーチングや橋脚躯体と定着させて、ゴム層が引張にも抵抗できるようにすると、変形性能が増大することを見出している。ただし、このような構造とすることによって塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷は大幅に低減するが、ゴム層に変形が集中する結果、ゴム層内の軸方向鉄筋に生じるひずみは在来型橋脚の塑性ヒンジ領域内の軸方向鉄筋に生じるひずみよりも大きくなる。このため、ゴム層内で軸方向鉄筋が破断し曲げ耐力の急速な低下が生じる前の段階で本橋脚を使用するか、曲げ耐力の急速な低下を緩和するための方策が必要である。また、せん断キーはゴム層厚を 60mm とした場合に設置したが、鋼板をゴム層の上下面に敷設しただけの構造であったため、変形性能の大きい領域におけるせん断キーの効果は検討されていない。

以上の点から、本研究においては、ゴム層の上下面に鋼板を加硫接着して、ゴム層が圧縮力だけでなく引張力にも抵抗できる構造を基本とし、ゴム層厚を 30mm とした場合と 60mm とした場合を対象に、新型橋脚の特性を検討することとした。なお、せん断キーはゴム層のせん断変形に伴うゴム層内の軸方向鉄筋の損傷を抑える上で有効と推定されることから、いずれのケースにおいても設けることとした。

さらに、ゴム層内の軸方向鉄筋の破断を遅らせ、さ

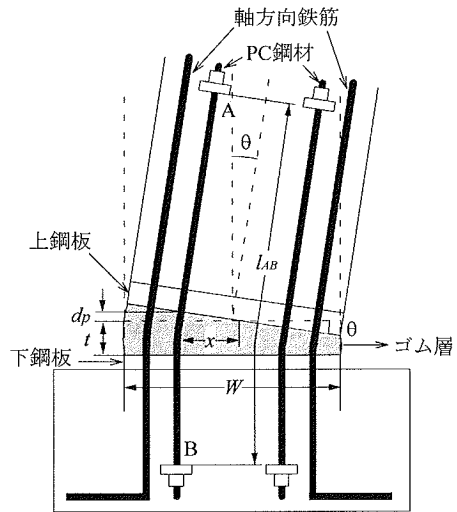


図-1 ゴム層を有する橋脚に曲げモーメントが作用した場合の変形

らに軸方向鉄筋が破断した段階における急激な耐力低下を防止するために、引張に抵抗する部材として、PC 鋼材を設置することとした。これは、ゴム層内で軸方向鉄筋が破断する前の状態であれば本構造を採用できることは川島・永井の研究でもすでに明らかとなっているため、軸方向鉄筋の破断を遅らせ、軸方向鉄筋が破断した段階での曲げ耐力の急速な低下を防止するための方策として PC 鋼材を配置する効果を検討することとしたものである。橋脚に水平力が作用し、図-1 に示すように変形がゴム層に集中して生じ、躯体部分が θ だけ回転すると仮定すると、PC 鋼材位置に生じる引張変位 d_p は

$$d_p = x \cdot \theta \quad (1)$$

ここで、 x は図心から PC 鋼材までの距離である。橋脚の有効高さを H とすれば、ドリフト dr は $dr \approx H \cdot \theta / H = \theta$ であり、また、橋脚の幅 W との比で $\alpha = x / W$ を定義すると、 d_p は、

$$d_p = \alpha W \cdot dr \quad (2)$$

したがって、PC 鋼材を図-1 に示す AB 間(長さ l_{AB})に配置し、この間をアンボンドにすれば、PC 鋼材に生じるひずみ ϵ_p は AB 間で平均化され、

$$\epsilon_p = d_p / l_{AB} \quad (3)$$

したがって、ドリフト dr が目標とする 4% になっても ϵ_p が降伏ひずみに達しないように l_{AB} を選定すれ

ば、PC 鋼材は降伏しない。このため、ここでは、後述する模型の寸法から $l_{AB} = 1280 \text{ mm}$ とした。

次に、どの程度の PC 鋼材を配置するかが重要であるが、これを表すために次式による PC 鋼材の耐力分担率 γ を導入する。

$$\gamma = \frac{A_p \cdot f_{py}}{A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy}} \quad (4)$$

ここで A_p 、 f_{py} はそれぞれ PC 鋼材の断面積と降伏応力度、 A_s 、 f_{sy} はそれぞれ軸方向鉄筋の断面積と降伏応力度である。ここでは、分担率 $\gamma = 0.2$ の場合を基本とし、 $\gamma = 0.4$ とした場合についても検討することとした。 $\gamma = 0.2$ を基本とした根拠は特にないが、最初の検討であることから、 $\gamma = 0.2 \sim 0.4$ の範囲で分担率を変化させることとしたものである。PC 鋼材を模型の四隅（ただし、軸方向鉄筋の内側）に各 1 本ずつ配置するものとすれば、PC 鋼材の径は $\gamma = 0.2$ とした場合には 9.2 mm 、 $\gamma = 0.4$ とした場合には 13 mm となる。

また、川島・永井によれば、くり返し载荷に伴いゴム層には大きなひずみが生じ、ゴムに塑性変形が生じる領域に達したため、载荷後には残留変形が生じた結果、橋脚躯体は 2 mm 程度沈下した。このため、PC 鋼材に初期張力を導入しておけば、このような状況になっても PC 鋼材が引張力に抵抗できると考えられる。上述したように $l_{AB} = 1280 \text{ mm}$ としたため、 2 mm の沈下が生じると、PC 鋼材のひずみは $2/1280 \approx 1600 \mu$ となり、これから PC 鋼材 1 本当たりの引張力を求めると、径 9.2 mm 、 13 mm の PC 鋼材を用いた場合にはそれぞれ 20 kN 、 40 kN となる。4 本の PC 鋼材によって与えられる引張力をコンクリート全断面積で割ると、プレストレス量は径 9.2 mm の PC 鋼材を配置した場合には 0.5 MPa 、径 13 mm の PC 鋼材配置した場合には 1.0 MPa となる。

3. 実験模型および実験方法

以上のような新型式橋脚の変形性能がどの程度向上するかを検討するために、表-1、図-2 に示すような 6 体の RC 正方形断面模型を製作した。道路橋脚を対象としているが、この場合には、実橋脚の断面寸法は $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ 程度はあるため、長さの縮尺としては $1/10$ 程度となる。しかし、コンクリート構造物では、幾何学的な相似律だけを満足すればよいのではなく、鉄筋の剛性（軸、曲げ）や強度、コンクリートの破壊等、剛性や強度が重要である。これらの相似律を満足させて模型化することは不可能であることから、ここでは、模型を小さな実物と考えて実験を行うこととする。し

表-1 供試体の諸元

供試体		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
ゴム厚 (mm)		—	30	60	30	30	60
PC 鋼材	径 (mm)	—			9.2	13	13
	耐力分担率 γ	—			0.24	0.39	0.39
	初期プレストレス (MPa)	—			0.5	1.0	1.0
コンクリート強度 (MPa)		27.1	28.8	27.5	35.2	37.0	35.9

たがって、本実験から得られた結果を相似律で換算してそのまま実橋脚に適用することは考えていない。実験結果は解析を介して、実橋脚への展開をはかることを前提としている。

いずれの模型も断面は $400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 、有効高さは 1350 mm で同一の配筋、寸法を有するものとした。せん断支間比は 3.375 となる。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、帯鉄筋には D6-SD295A を供試体全高にわたり、 50 mm 間隔で配置し、帯鉄筋（体積）比は 0.79% とした。コンクリートとしては、普通ポルトランドセメントを用いた。実験当日に行ったテストピースの一軸圧縮試験結果は表-1 に示す通りである。2 回に分けてコンクリートを打設したため、コンクリート強度はプレストレスを導入しない No.1~No.3 模型では $27.1 \sim 28.8 \text{ MPa}$ であるのに対して、プレストレスを導入した No.4~No.6 模型では $35.2 \sim 37.0 \text{ MPa}$ と 25% 程度大きく上がっている。

ゴム層と鋼板の構造は図-3 に示す通りである。ゴム層としては、せん断弾性係数 1.2 MPa の高減衰ゴムを使用した。No.2、No.4、No.5 模型では厚さ 30 mm のゴム層を、No.3、No.6 模型では厚さ 60 mm のゴム層をそれぞれ設けている。図-4 は模型製作前にゴム層に対する圧縮載荷試験を行った結果を示したものである。三角波で荷重制御し、最初は面圧が 2 MPa になるまで載荷し、除荷、再載荷を 5 回繰り返した。その後、面圧を 1 MPa ずつ上げて各 1 回ずつ載荷、除荷を行った。ゴム層厚が 30 mm の場合も 60 mm の場合にも、ひずみが 3% 程度に達すると、载荷の繰り返しにもなって顕著に残留ひずみが生じ始め、また、剛性も低下し始める。変形が小さい段階でのゴム層の弾性係数を求めると、厚さ 30 mm のゴム層では 96 MPa 、厚さ 60 mm のゴム層では 83 MPa となる。ゴム層は上下面で鋼板と加硫接着し、上下面の鋼板はそれぞれアンカー筋によって橋脚躯体、フーチングに定着した。上鋼板と下鋼板間にはせん断キーが設けられている。せん断キーの突起の周辺には 2 mm の遊間が設けられており、上鋼板は下鋼板に対して $\pm 2 \text{ mm}$ 移動できるようになっている。なお、実橋脚においてはせん断キーは RC 構造で

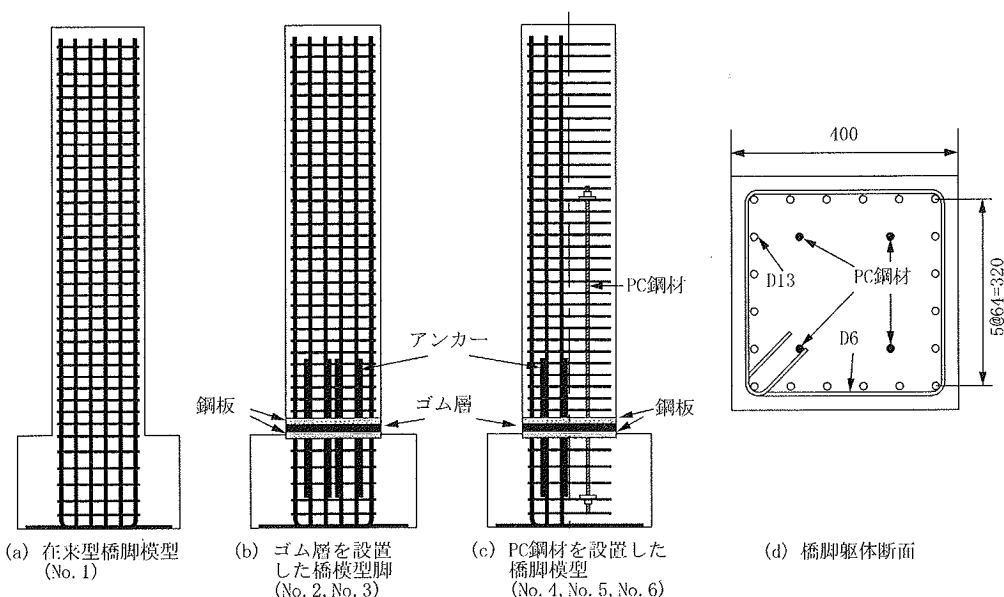


図-2 橋脚模型

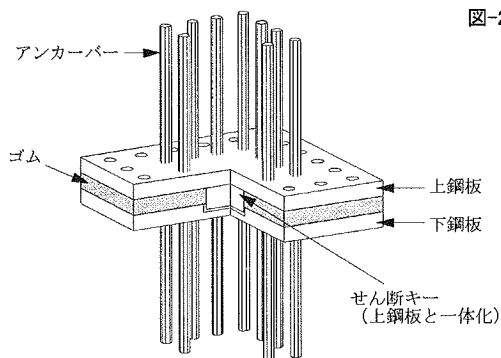


図-3 ゴム層および鋼板の構造

造ることになると考えられるが、ここでは模型の寸法が小さく、RC 構造で造ることが現実的ではないために、鋼製のせん断キーを用いたものである。

PC 鋼材としては SBPR B 種 1 号を 4 本配置した。PC 鋼材は外径 27mm のシース管に通しフーチング上面から下方 280mm 位置をデッドアンカーとし、模型基部から 1000mm 高さまで配置し、アンボンドとした。これは前述した PC 鋼材の長さ l_{AB} を 1280mm とするためである。模型躯体のコンクリートは、基部から 1000mm までとそれより上の構造の 2 回に分けて打ち、プレストレスは 1000mm 位置までのコンクリートを打設した段階で、ひずみ管理をして導入した。

模型に対しては、載荷点における水平変位、水平荷重の他、軸方向鉄筋や PC 鋼材のひずみ、フーチングの水平移動や回転を測定した。フーチングの動きを計測したのは、反力床に対してフーチングがわずかに移動するためであり、後述する実験結果としてはこれを

補正した後の橋脚基部に対する変位を示している。また、軸方向鉄筋のひずみとしては、鉄筋の 1 方の面をグラインダーでわずかに削り、ここに貼付したひずみゲージにより測定した。後述するように、軸方向鉄筋が降伏するようになると軸変形の他、曲げやせん断の影響を正負両側に受ける結果、複雑な変形となるため、塑性変形に達した以降のひずみの測定精度は高いものではない。載荷が進むとゴム層が外側にはらみ出すようになるため、これを金属スケールで測定した。

実験では、一定振幅変位漸増方式によりドリフト=0.5%に相当する変位 6.75mm を基準振幅として、その整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 回のくり返し載荷を行った。ただし、模型と水平アクチュエータ間のなじみをよくする目的で、ドリフト 0.5% 載荷の前にドリフト 0.25% の載荷を 3 回行った。道路橋示方書の定義に基づいて初降伏変位および降伏変位を求めると、それぞれ 4.1mm、4.6mm となる。したがって、ドリフト 1% とは降伏変位の約 3 倍に相当する。ここでは、一般的な都市高架橋を想定して、橋脚基部に 1.5MPa に相当する一定軸力を作用させた状態で、変位制御に基づき水平力を作用させた。以下では、水平アクチュエータが模型を押し側を正載荷、引く側を負載荷と呼ぶ。

4. くり返し載荷実験からみた耐震性

(1) 損傷状況

図-5 にはドリフト $dr=4\%$ 載荷終了後の各模型の軀

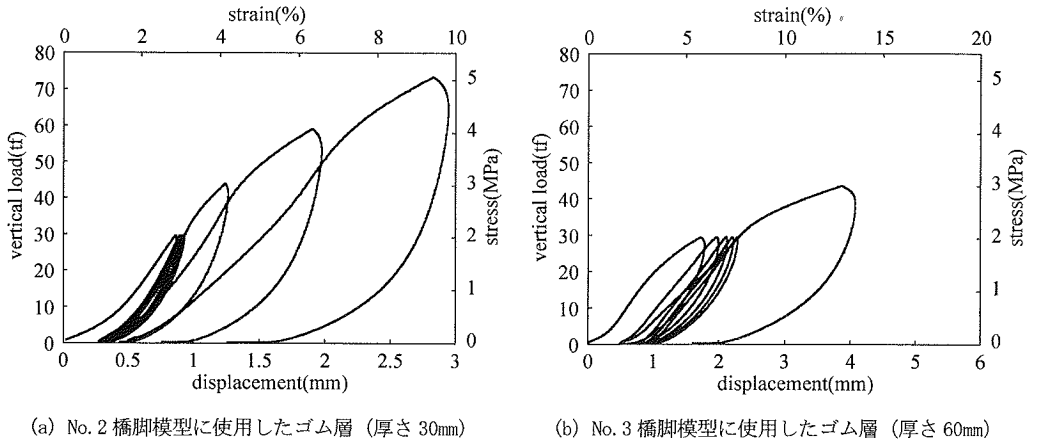


図-4 ゴム層に対する圧縮載荷実

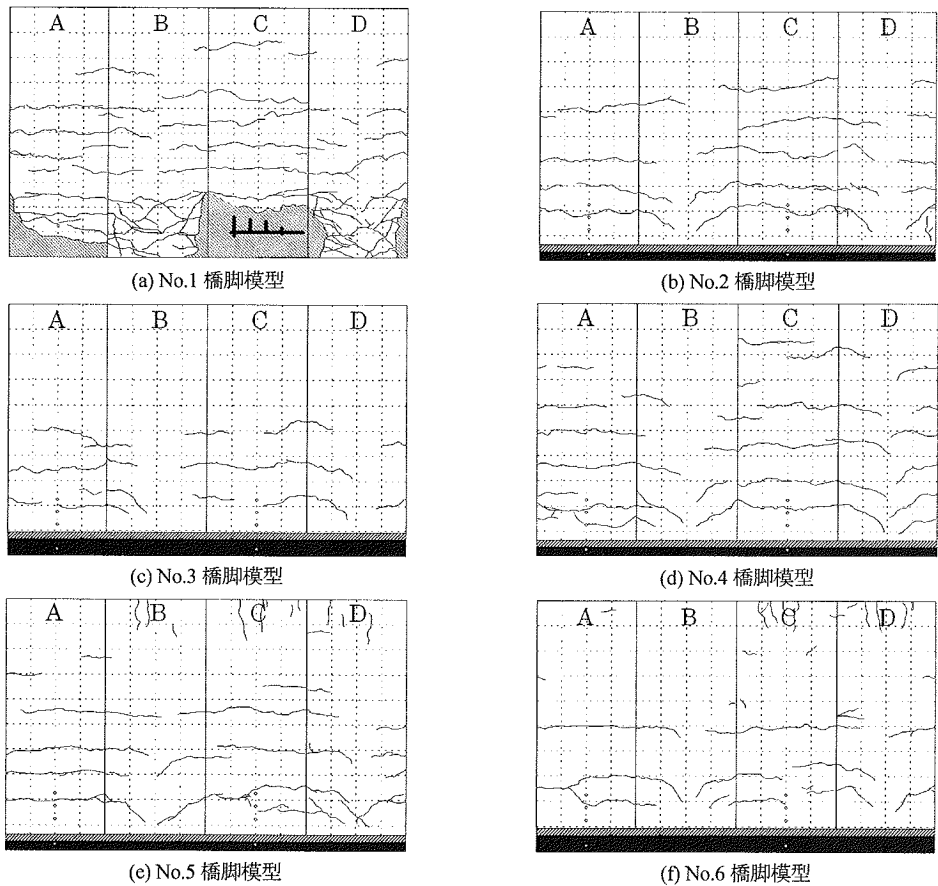


図-5 損傷状況 ($dr=4.0\%$ 載荷終了後)

体部分の損傷状況を示す。橋脚躯体の4面の損傷を展開図として示したもので、載荷はAC方向に行っている。在来型橋脚模型 (No.1) では、 $dr=0.5\%$ 載荷時に水平曲げクラックが発生し、 $dr=4\%$ になると、A、C面のかぶりコンクリートが剥落する。 $dr=5.5\%$ になると

軸方向鉄筋が破断し急速に耐力が低下したため載荷を終了した。

これに対してゴム層を設けた No.2~No.6 模型ではドリフト $dr=4\%$ までの段階では橋脚躯体に軽微なクラックが発生するだけで、コンクリートの剥落は起こ

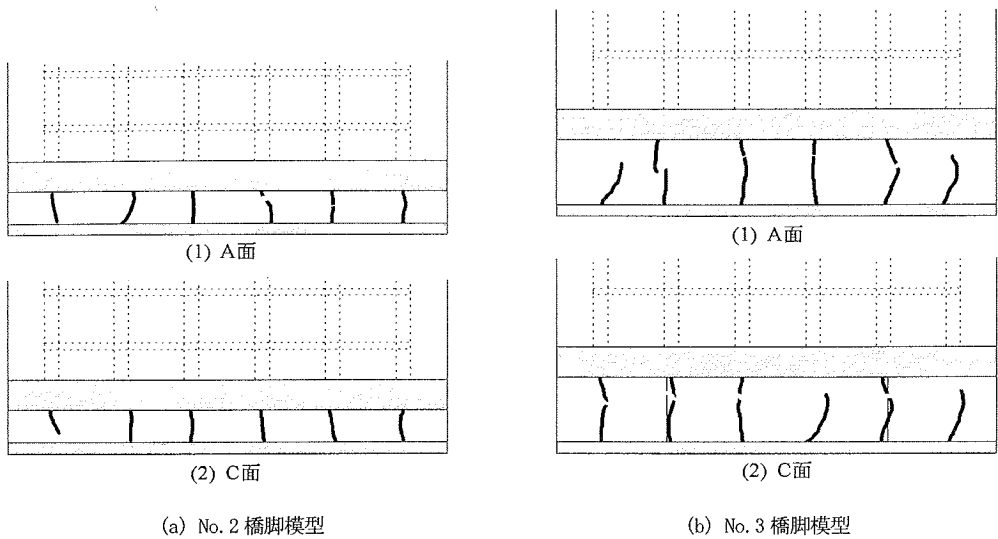


図-6 ゴム層内の軸方向鉄筋の損傷

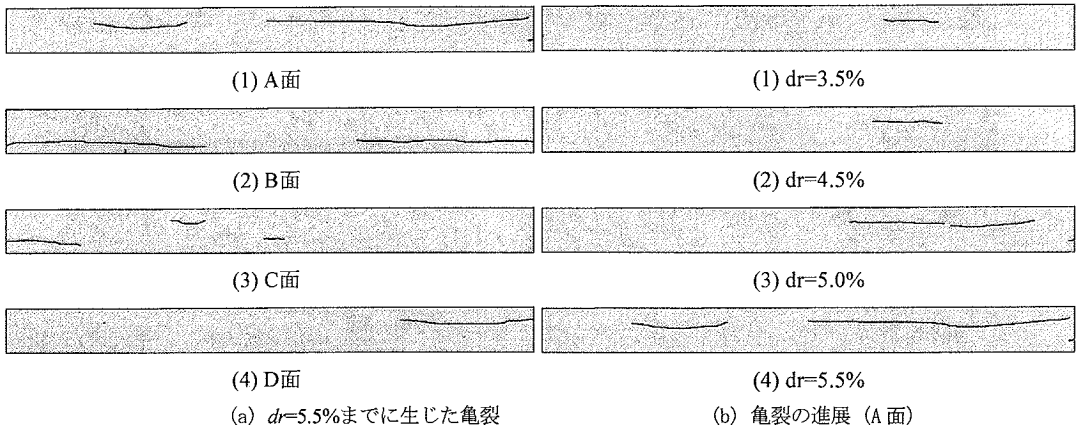


図-7 ゴム層に生じた亀裂 (No. 2 橋脚模型)

らない。ドリフト $dr=4\%$ に達した後、さらに No.2, No.3, No.6 模型では $dr=5.5\%$ まで、No.4, No.5 模型では $dr=6\%$ まで載荷したが、いずれの模型でも損傷状況としては $dr=4\%$ 載荷の段階に比較して大きな変化はなかった。ゴム層厚を 30mm とした模型に比べてゴム層厚を 60mm とした模型の方がコンクリートに生じるひび割れ数は少ないが、在来型橋脚模型 (No.1) と比べると、いずれの模型においてもコンクリート部分の損傷が少ないことは明らかである。

図-6 は実験終了後にゴムを取り除いてゴム層内の軸方向鉄筋の損傷状況をゴム層厚が 30mm の場合 (No.2 模型) と 60mm の場合 (No.3 模型) を例に調査した結果である。No.2 模型では 12 本の軸方向鉄筋中 5 本が破断していたのに対し、No.3 模型では 12 本全てが破断していた。No.3 模型の方が No.2 模型より

も軸方向鉄筋の破断が多かったのは、後述するように、軸方向鉄筋が圧縮力を受けて座屈したため、これがくり返されて破断につながったためである。ゴム層で取り巻かれているため、軸方向鉄筋の破断音ははっきりせず、どの段階で軸方向鉄筋が破断したかは特定できないが、後述する水平力～水平変位の履歴曲線や履歴吸収エネルギーによればゴム層厚が 30mm の場合 (No.2, No.4, No.5 模型) には $dr=4.5\%$ 、ゴム層厚が 60mm の場合 (No.3, No.6 模型) には $dr=4\%$ からそれぞれ耐力が急速に低下し始めている。これは軸方向鉄筋の破断によることから、この段階で軸方向鉄筋はゴム層内で破断し始めたと考えられる。

図-7(a) は載荷終了段階までにゴム層に生じた亀裂を No.2 模型を例に示した結果である。亀裂は載荷面の A, C 面だけではなく、これとは直交する B, D 面に

も生じている。亀裂が荷重の進展とともにどのように成長していったかを A 面を例にとって示した結果が図-7(b)である。A 面での亀裂は $dr=3.5\%$ に達した段階で入ったが、これが $dr=4\%$ 、 $dr=4.5\%$ と荷重が進むにつれて進展していった。重要な点は、亀裂はゴム層が引っ張られた際に生じるだけではなく、圧縮力を受けてゴム層が外側にはらみだす際にも生じることである。 $dr=5\%$ になると A 面では新たにもう 1 本亀裂が生じ、これが $dr=5.5\%$ の荷重中に最初の亀裂とつながり、連続した 1 本の亀裂となった。また、 $dr=5.5\%$ 荷重中にはさらに新しい亀裂が 1 本生じた。ゴム層厚が 60mm の No.3, No.6 橋脚模型ではゴムに亀裂が生じていない。以上の点からゴムに損傷を生じさせないためにはゴム層の厚さを適切に定めることが重要であることが分かる。

荷重に伴って、ゴム層は上下方向に縮み残留変形を生じるようになると同時に、外側にもはらみだすようになった。これは大きな圧縮力を受けてゴム層が塑性変形したためである。いま、ゴム層の上下方向の残留圧縮変形量および外側へのはらみだし量が荷重の進展とともにどのように増大したかを示すと、それぞれ図-8、図-9 のようになる。ここで、ゴム層の上下方向の残留圧縮変形量とは、もともとのゴム層厚から各ステップでの荷重後に模型の 4 面（中央部分）で測定したゴム層厚を減じた値であり、ゴム層の外側へのはらみだし量とは載荷面（A 面、C 面）においてゴム層が外側に最もふくらんだ箇所のふくらみ量である。ドリフト $dr=4\%$ における残留圧縮変形量は、ゴム層厚が、30mm の場合には 0~1mm の範囲であるのに対して、ゴム層厚が 60mm の場合には 2.5mm 程度と約 2 倍以上大きくなっている。また、ドリフト $dr=4\%$ において外側へのゴム層のはらみだし量も、A 面、C 面で多少異なるが、ゴム層厚が 30mm の場合には 3~10mm であるのに対して、ゴム層厚が 60mm の場合には 8~15mm と大きくなっている。

(2) 軸方向鉄筋および PC 鋼材の変形

図-10 は正荷重時に圧縮となる面（C 面）における軸方向鉄筋のひずみを基部から 25mm 位置を例として在来型橋脚模型（No.1）、ゴム層厚が 30mm（No.2）と 60mm（No.3）の 3 模型について比較した結果である。図中には軸方向鉄筋の降伏ひずみも示している。在来型橋脚模型（No.1）では $dr=0.5\%$ 荷重ではまだ軸方向鉄筋は降伏しないが、 $dr=1\%$ 荷重になると降伏ひずみを大きく上回るひずみがいっきに引張側に生じる。これに対して、ゴム層厚が 30mm、ゴム層厚が 60mm の場合にも $dr=0.5\%$ 荷重ではまだ軸方向鉄筋は降伏せず、 $dr=1\%$ 荷重になって降伏ひずみを大きく上回るひずみがいっきに生じる点は上述した No.1 模型の場合

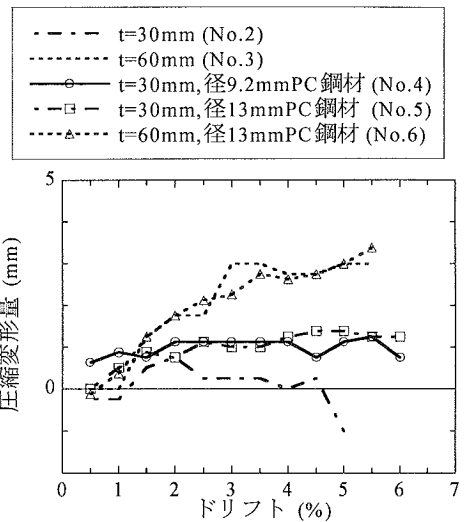
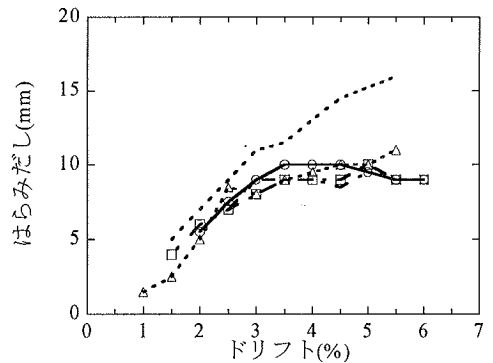
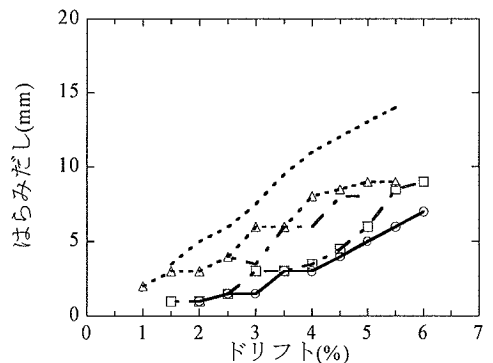


図-8 ゴム層の残留圧縮変形量



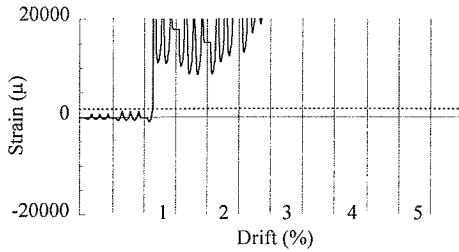
(a) A 面



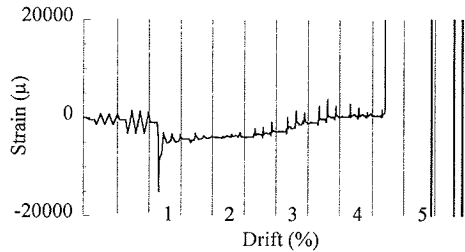
(b) C 面

図-9 ゴム層の外側へはらみだし (凡例は図-8 と同じ)

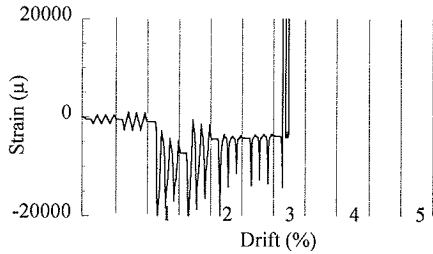
と同じであるが、No.1 橋脚では引張側に降伏したのに対して、No.2, No.3 模型では圧縮側に軸方向鉄筋は降伏する。これは、コンクリートに比較して、ゴムの剛



(a) No.1 橋脚模型

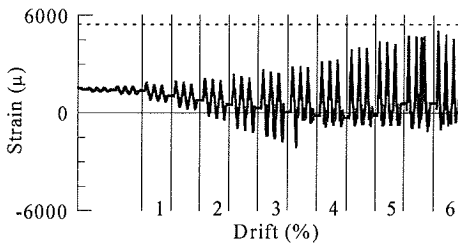


(b) No.2 橋脚模型

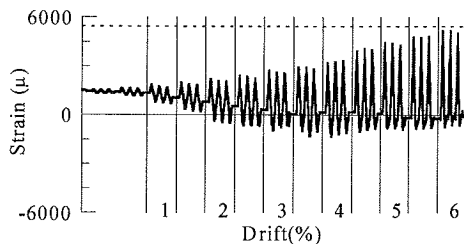


(c) No.3 橋脚模型

図-10 軸方向鉄筋のひずみ (C面, 基部から25mm)



(a) A面とD面の隅角部



(b) A面とB面の隅角部

図-11 PC鋼材に生じるひずみ (No.4 橋脚模型, 基部から385mmの高さ)

性が低い場合、圧縮ゾーンに入って圧縮力を受けるようになった段階で、ゴム層内に位置する軸方向鉄筋には圧縮力が作用するためである。橋脚の曲げ耐力を確保し変形性能を向上させるためには、ゴム層内で軸方向鉄筋が圧縮力を受けて座屈することは望ましいことではない。ゴム層を配置することによりコンクリートの損傷を押さえられても、軸方向鉄筋の損傷が著しければ、修復性という観点から、このような新型橋脚のメリットが発揮されない。前述したように、No.2およびNo.3模型では、それぞれ、ドリフト4.5%、4%程度から軸方向鉄筋は破断し始めたと考えられる。開発目標とした4%ドリフトは満足されたと考えられるが、実橋脚に適用する際にはゴム層を積層化する等して、ゴム層内の軸方向鉄筋の座屈を軽減することが求められる。

図-11はゴム層厚が30mmで式(4)のPC鋼材耐力負担率 γ を0.2とした場合(No.4模型)を例に、PC鋼材に生じるひずみを示した結果である。4本のPC鋼材の

うち、A面とD面、A面とB面のそれぞれ隅角部に位置するPC鋼材で、基部から385mm高さでのひずみを示している。図中にはPC鋼材の降伏ひずみも示している。PC鋼材には初期プレストレスによって約1500 μ 相当の引張力が生じており、荷重の進展にともなう上述したゴム層厚の減少により徐々に初期プレストレスが抜けていくが、ドリフト $dr=3.5\%$ 程度までは最大変位時にも初期張力の影響が残っていることがわかる。2カ所のPC鋼材はほとんど同じ性状を示している。PC鋼材は降伏ひずみに達することはなく、弾性的に引張力に抵抗している。しかし、初期プレストレスが抜けてくると、PC鋼材に生じるひずみは引張側よりも圧縮側の方がかなり小さい。これは前述したようにシース管とPC鋼材間には10~14mmの隙間があり、圧縮力を受けた際にはPC鋼材がシース管内で変形する結果、圧縮側には大きく抵抗しなかったためと考えられる。

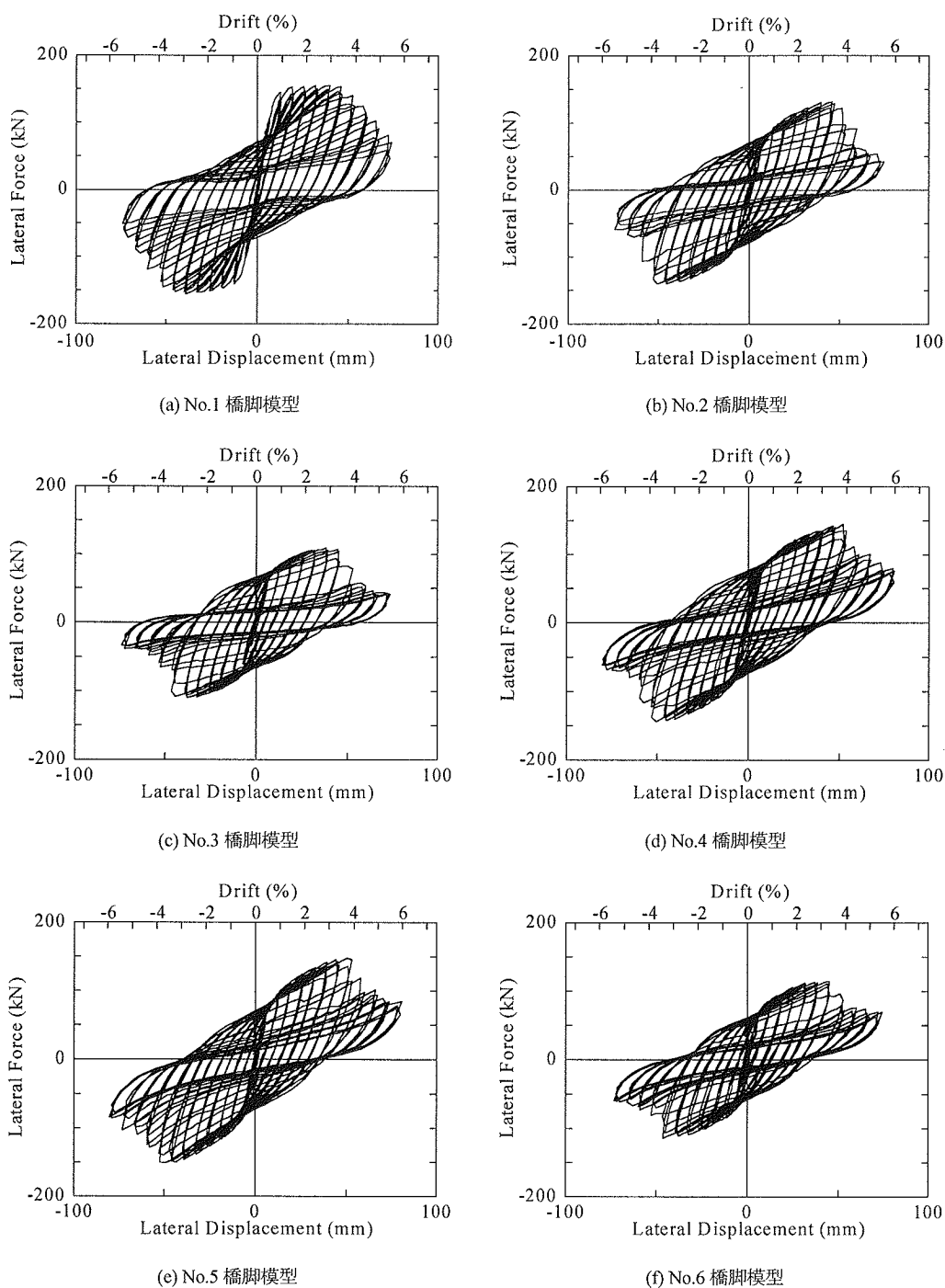


図-12 水平力～水平変位の履歴曲線

(3) 耐力および変形性能

水平力作用位置における水平力～水平変位の履歴曲線を示すと、図-12 のようになる。在来型橋脚模型 (No.1) では $dr=1.5\%$ 程度で曲げ耐力はほぼ最大となり、その後ほぼこの最大耐力を保ったまま、 $dr=4\%$ に

なると A, C 面のかぶりコンクリートが剥落し、これに伴って水平力が低下し始める。上述したように、 $dr=4\%$ では軸方向鉄筋はまだ破断していないが、 $dr=5.5\%$ になると軸方向鉄筋が破断し始め、急速に耐力が低下したため载荷を終了した。最大耐力は正側、

負側ともに 156kN である。耐力が急速に低下し始める時を終局と定義すると、終局変位は正側、負側ともに $dr=3.5\%$ となる。

これに対してゴム層を設けた場合にはいずれの模型 (No.2~No.6) においても水平力は最大耐力を迎えるまで徐々に増加し、最大耐力に達した後は急速に耐力は低下していく。上記と同じように、この点を終局変位と定義すると、ゴム層を配置した場合には、最大耐力をとる点が終局変位となる。PC 鋼材を配置しない場合には、ゴム層厚が 30mm の場合 (No.2 模型) では最大耐力は 131kN (正載荷時)、140kN (負載荷時) であるのに対して、ゴム層厚が 60mm の場合 (No.3 模型) では最大耐力は 109kN (正載荷時)、110kN (負載荷時) と、ゴム層が厚くなるにつれ最大耐力は多少低下する。これは前述したように、ゴム層が厚くなる程、軸方向鉄筋の破断が著しくなったためである。

これに対して、PC 鋼材を配置した場合 (ゴム層厚=30mm) には、式(4)の PC 鋼材耐力分担率 γ を 0.2 とした場合 (No.4 模型) には最大耐力は 144kN (正載荷時)、143kN (負載荷時) であるのに対して、 $\gamma = 0.4$ とした場合 (No.5 模型) には最大耐力は 148kN (正載荷時)、150kN (負載荷時) と PC 鋼材の抵抗が加わる分だけ最大耐力は増加する。

また、PC 鋼材を配置しない No.2 模型では、正側、負側ともに終局変位は $dr=3.5\%$ であるのに対して、PC 鋼材を配置した No.4, No.5 模型ではいずれも終局変位は正側、負側ともに $dr=4\%$ と増加する。最大耐力に比較して $dr=5.5\%$ 段階では耐力はどれだけ減少するかを求めると、No.2 模型では 58%減少するのに対し、No.4, No.5 模型では減少率はそれぞれ 51%、31%と PC 鋼材を配置し、鋼材量を多くする程、耐力低下率は小さくなるのがわかる。したがって、PC 鋼材は橋脚が開発目標とする $dr=4\%$ 以上の変位を受けた場合に軸方向鉄筋が破断した後の耐力低下を小さくするうえで有効であるということが出来る。なお、池田ら、睦好ら、家村らが指摘しているように PC 鋼材を設置すると、橋脚の降伏以後の履歴曲線の包絡線の勾配を正值にすることができ、橋脚に生じる残留変位を減少させるためにも有効である^{7), 8), 10), 16), 17)}。

以上のような特性はゴム層厚が 60mm の場合にもおおむね同じであり、PC 鋼材を配置した No.6 模型では正側、負側ともに最大耐力は 114kN となり、上述した PC 鋼材のない No.3 模型と比較して最大耐力は大きくなる。また、最大耐力に対する $dr=5.5\%$ 時の耐力減少率がどれだけかを求めると、No.3 模型では 65%であるのに対し、No.6 模型では 46%と PC 鋼材の効果が現れている。

表-2 は以上に示した各橋脚の最大耐力と終局変位をまとめた結果である。

表-2 最大耐力および終局変位

橋脚 模型	最大耐力 (kN)		終局変位 (ドリフト%)	
	正側	負側	正側	負側
No.1	156	156	3.5	3.5
No.2	131	140	3.5	3.5
No.3	109	110	3.5	3.5
No.4	144	143	4.0	4.0
No.5	148	150	4.0	4.0
No.6	114	114	3.5	3.5

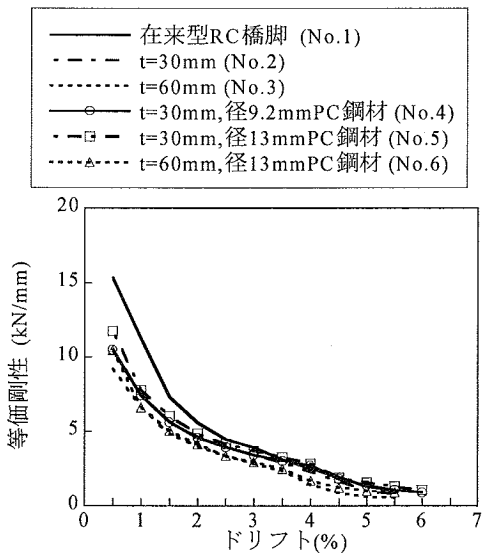


図-13 等価剛性

(4) 等価剛性および履歴吸収エネルギー

以上、本検討では静的な耐力、変形性能を検討したが、動的応答に対しては等価剛性と履歴吸収エネルギーが重要である。これらは、既存の橋脚を採用した場合と比較して、ここで提案する新形式橋脚を採用した場合に、どの程度の応答の違いが生じるかを知る手がかりとなるためである。

図-13 は、載荷ステップごとに 1 サイクルめの載荷による等価剛性を橋脚間で比較した結果である。ここで、等価剛性とは 1 サイクルの履歴曲線の中で正・負載荷時の最大変位点を結ぶ直線の勾配として定義している。これによれば、 $dr=3\%$ までは在来型橋脚模型 (No.1) に比較してゴム層を設けた模型 (No.2~No.6) ではいずれも等価剛性が最大で 2/3 程度小さくなるが、 $dr=3.5\%$ 以降になると、ゴム層の存在の影響は小さくなる。これは、ドリフトが 3.5% 以上となると在来型橋脚模型では塑性ヒンジ区間でコンクリートが大きく損傷し始めるためである。

また、図-14 は履歴曲線の面積から各載荷ステップにおける 3 回のくり返し載荷による履歴吸収エネルギー

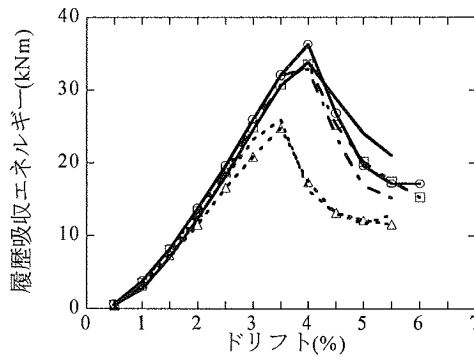


図-14 エネルギー吸収

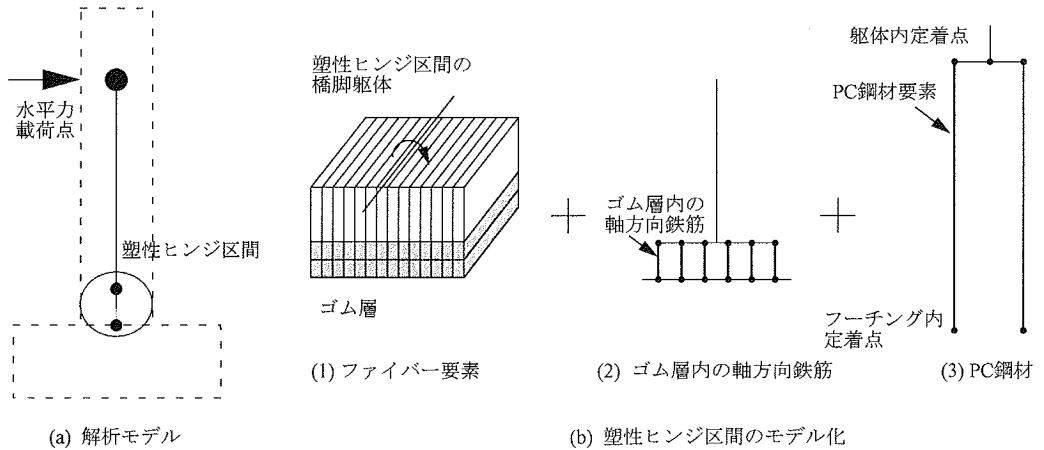


図-15 ファイバー要素を用いた解析モデル

ギーを求めた結果である。これによれば、ゴム層厚さを 30mm とした場合には $dr=4\%$ で履歴吸収エネルギーは最大となり、その後急速に減少していくが、この特性は在来型橋脚と比較して遜色ないレベルである。この特性に対しては、PC 鋼材の影響はほとんど表れていない。これは前述したように今回の荷重過程では PC 鋼材が弾性状態にあり、エネルギー吸収には寄与していないためと考えられる。なお、前述したように $dr=4.5\%$ で履歴吸収エネルギーが急速に低下し始めたのは、この段階から軸方向鉄筋の破断が始まったためと考えられる。

これに対して、ゴム層厚を 60mm とした場合には、履歴吸収エネルギーは上述した在来型橋脚模型やゴム層厚を 30mm とした場合と比較して小さい。また、履歴吸収エネルギーは $dr=3.5\%$ で最大となり、 $dr=4\%$ から急速に低下し始めるが、これは上述したゴム層厚が 30mm の場合と同様、この段階から軸方向鉄筋の破断が始まるためと考えられる。

5. ファイバー要素解析

(1) 解析モデルおよび解析法

実験結果を解析するために、模型を図-15 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をファイバー要素により、またこれより上方の橋脚躯体を降伏剛性を有する弾性はり要素によりそれぞれモデル化した。これは川島・永井が用いたモデルと同じである。ただし、プレストレスを導入する場合には、2 段階に分けて解析を行っている。すなわち第 1 段階としては PC 鋼材には定着位置においてプレストレスに相当する引張力を作用させると同時に、鉄筋コンクリート躯体には PC 鋼材の定着位置において、また軸方向鉄筋にはゴム層の上下面位置においてそれぞれプレストレスに相当する圧縮力を作用させた。このようにすると、図-15 に示すファイバー要素およびゴム層内の軸方向鉄筋にはそれぞれプレストレスに相当する圧縮力が作用することになる。次に第 2 段階として、第 1 段階で計算した各部材の応力、ひずみをそれぞれの初期値として与え、この状態からくり返し荷重の解

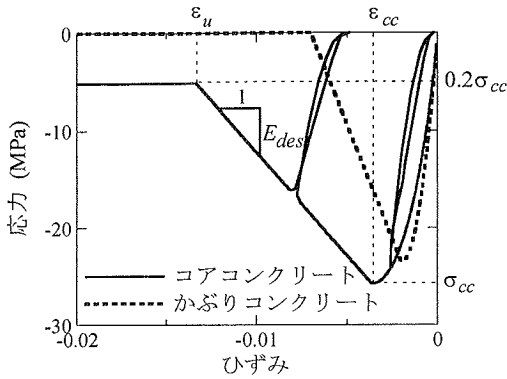


図-16 コンクリートの応力～ひずみ関係

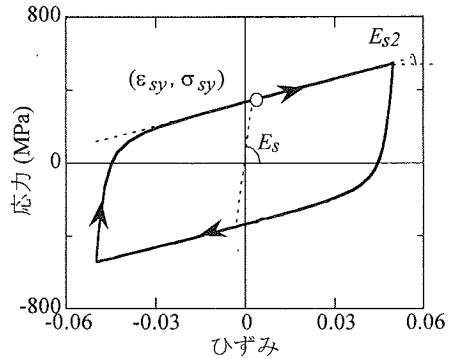


図-17 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

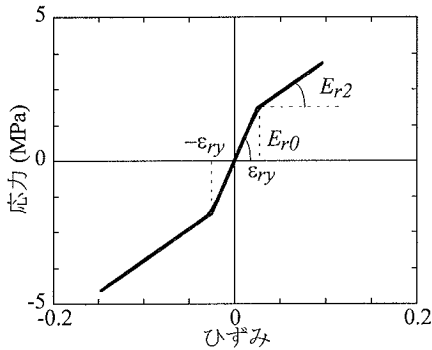


図-18 ゴム層の応力～ひずみ関係

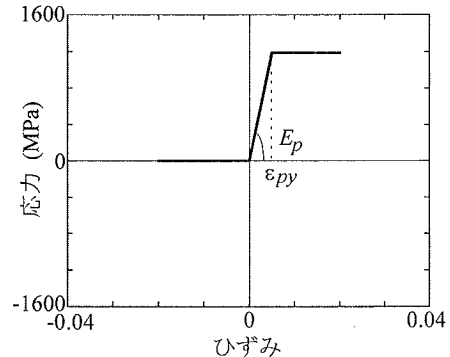


図-19 PC鋼材の応力～ひずみ関係

析を変位制御によって行った。

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-16に示すようにモデル化し、Hoshikumaらによる提案式¹²⁾に基づいて、コアコンクリートの最大圧縮応力 σ_{cc} 、そのときのひずみ ϵ_{cc} 、下降勾配 E_{des} を求めた。ただし、Kent and Park¹³⁾に基づいて、最大圧縮応力 σ_{cc} に達した後は、下降勾配 E_{des} を保ったまま σ_{cc} の20%まで応力は直線的に低下し、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¹⁴⁾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、再載荷がくり返す場合の塑性点ひずみ、除荷点における応力をよく表すことができる。コンクリート強度としては表-1に示した値を用いた。軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係は、図-17に示すように、Bauschinger効果を考慮できるMenegotto-Pintoモデル¹⁵⁾を用いた。

ゴム層の応力～ひずみ関係は、図-18に示すように剛性劣化型のバイリニアモデルを用いた。ゴム層の初期弾性係数は前述したゴム層単体に対する鉛直圧縮荷重実験結果を参考に定め、降伏後剛性は初期弾性係数の30%と仮定した。

PC鋼材の応力～ひずみ関係は、図-19に示すように

移動硬化型バイリニアモデルを用いた。初期軸力は部材の初期応力として解析に取り入れた。ただしPC鋼材はアンボンド構造となっており、前述したように初期張力がおおむね解放された状態ではPC鋼材に圧縮力が作用するとシーす管内で比較的自由に曲げ変形できると考えられることから、圧縮力には抵抗しないと仮定した。

(2) 解析結果

以上の仮定のもとに、まず在来型橋脚模型(No.1)に対する水平力～水平変位の履歴曲線を求め、これを図-12に示した実験値と比較した結果が、図-20である。図-21は $dr=2\%$ および $dr=4\%$ の第1回目の履歴だけを比較したものである。除荷や再載荷過程を含めて、解析で求めた履歴曲線は全体として実験結果とよく一致している。 $dr=4.5\%$ 以降、実験値に対する解析値の一致度が低下するが、これは実験では $dr=4.5\%$ 以降かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋が破断し始めるのに対して、解析ではこの効果を考慮していないためである。

図-22は解析で求めたコアコンクリートの最外縁位置における応力～ひずみ履歴を橋脚基部から200mmの高さを例に示した結果である。これに対する実測値

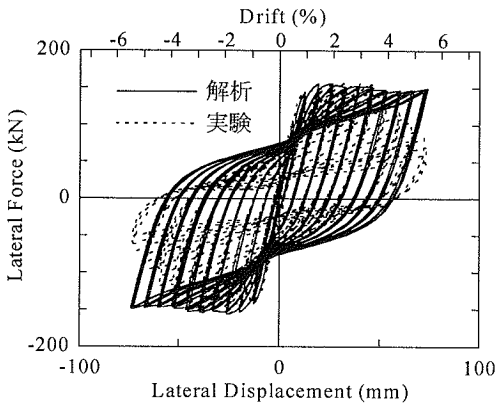


図-20 水平力～水平変位の履歴曲線の比較 (No.1 橋脚模型)

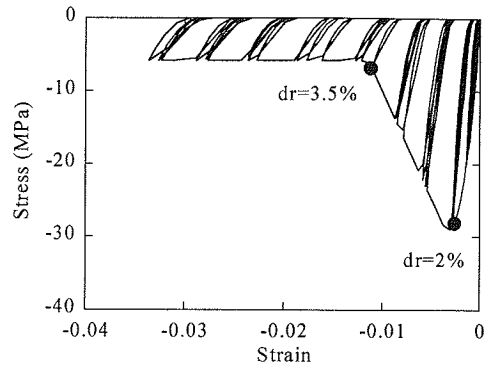
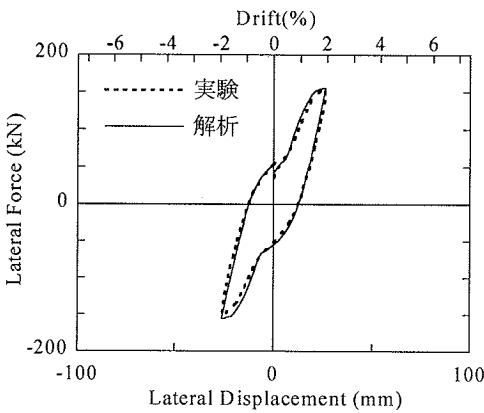
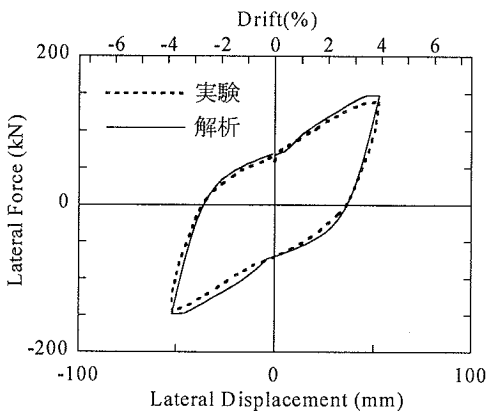


図-22 コアコンクリートの応力～ひずみ (No.1 橋脚模型)



(a) $dr=2\%$



(b) $dr=4\%$

図-21 主要なドリフトにおける解析と実験による履歴曲線 (第1回め) の比較 (No.1 橋脚模型)

はないが $dr=2\%$ でコアコンクリートは最大圧縮応力 σ_{cc} に達し、その後 $dr=3.5\%$ では最大圧縮応力 σ_{cc} の 20% にまで低下する。このような状態は図-5 に示した

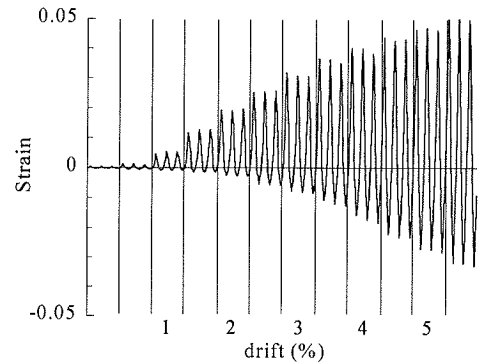
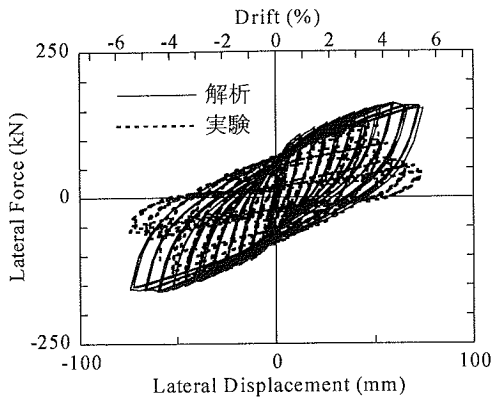


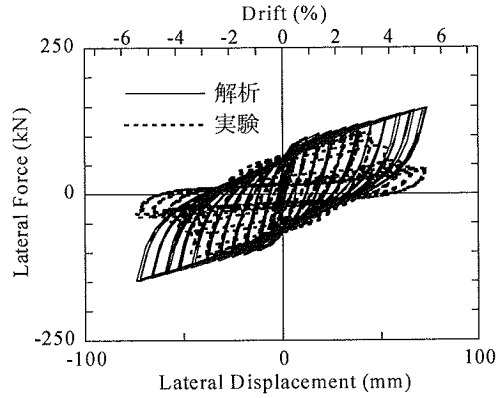
図-23 軸方向鉄筋ひずみの時刻歴 (No.1 橋脚模型)

損傷状況と矛盾しない。図-23 は同じく解析で求めた最外縁位置 (A 面) における軸方向鉄筋ひずみの時刻歴である。図-10(a) に実験から求めた軸方向鉄筋のひずみを示したが、これによれば $dr=0.5\%$ 載荷時の引張りひずみは最大 1170μ 程度であるのに対して、解析では 1108μ と実験値とよく一致する。これはまだ軸方向鉄筋が弾性範囲にあるためである。実験では $dr=1\%$ になるとすぐに軸方向鉄筋のひずみは計測不能な大きな値となってしまうが、解析では 5419μ となり、降伏ひずみを 3 倍近くも上回る大きなひずみとなる。

これに対して、ゴム層厚を 30mm とした模型 (No.2 模型) および 60mm とした模型 (No.3 模型) の水平力～水平変位の履歴曲線を実験値と比較して示すと、図-24 のようになる。図-25 は、図-24 の中から $dr=1.5\%$ および $dr=3.5\%$ の第 1 回めのくり返し載荷による履歴だけを比較した結果である。前述したように、No.2、No.3 模型では $dr=4.5\%$ 、4.0% から実験においては水平耐力が低下し始めるが、このようになるまでは解析結果は実験結果とよく一致している。ドリフトが 4～4.5% 以上になると、解析上の耐力が実験値を過大に評価するようになるのは、解析では軸方向鉄筋の座屈や

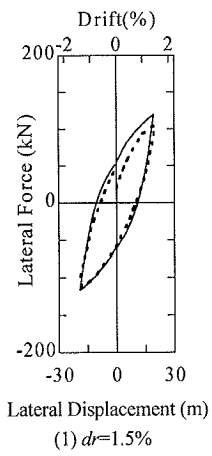


(a) No.2 橋脚模型

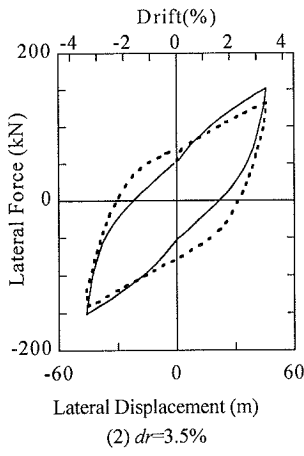


(b) No.3 橋脚模型

図-24 水平力～水平変位の履歴曲線の比較 (ゴム層を配置した橋脚模型)

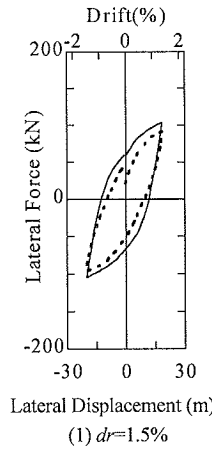


(1) $dr=1.5\%$

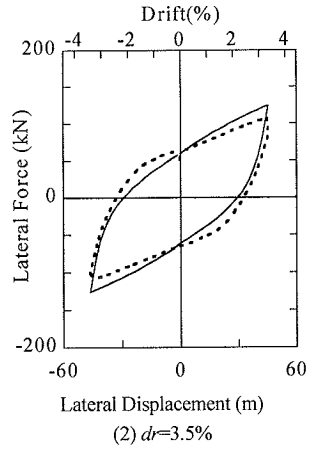


(2) $dr=3.5\%$

(a) No.2 橋脚模型



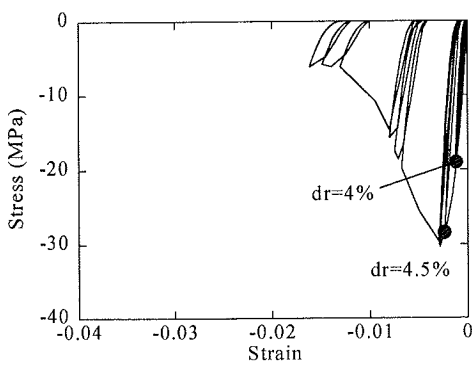
(1) $dr=1.5\%$



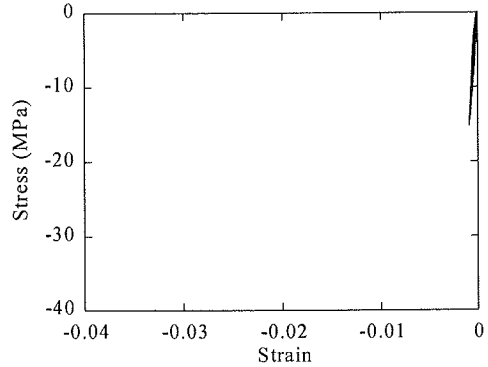
(2) $dr=3.5\%$

(b) No.3 橋脚模型

図-25 主要なドリフトにおける解析と実験による履歴曲線 (第1回め) の比較



(a) No.2 橋脚模型



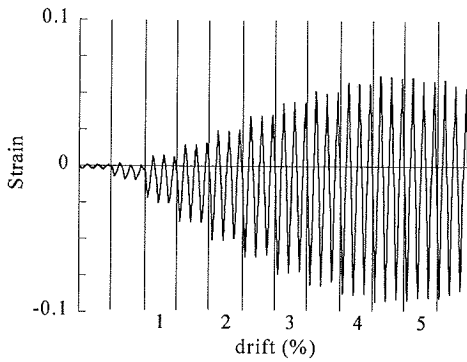
(b) No.3 橋脚模型

図-26 コアコンクリートの応力～ひずみ

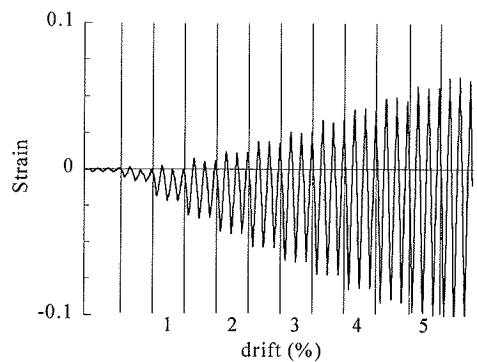
破断を見込んでいないためである。

図-26 は解析により求めたコアコンクリートの最外縁位置における応力～ひずみ履歴を基部から 200mm

高さを例に示した結果である。比較すべき実測値はないし、上述したように、No.2, No.3 模型では解析上の耐力は実験値を過大評価するようになる。しかし、参

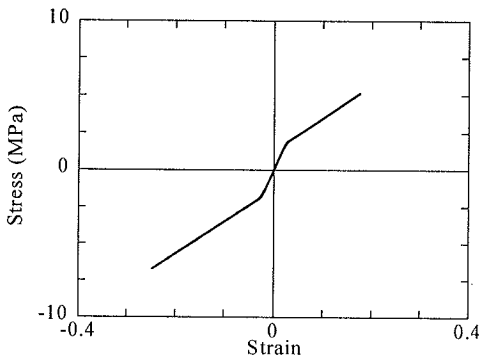


(a) No.2 橋脚模型

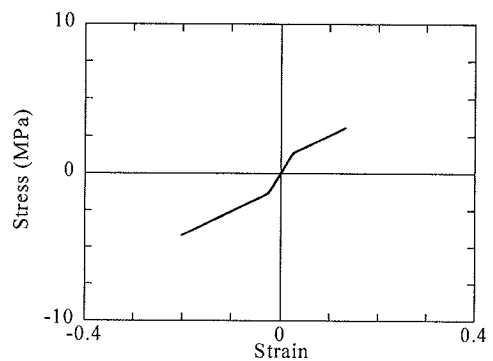


(b) No.3 橋脚模型

図-27 軸方向鉄筋ひずみの時刻歴 (C面)



(a) No.2 橋脚模型



(b) No.3 橋脚模型

図-28 最外縁位置のゴム層の応力～ひずみ履歴

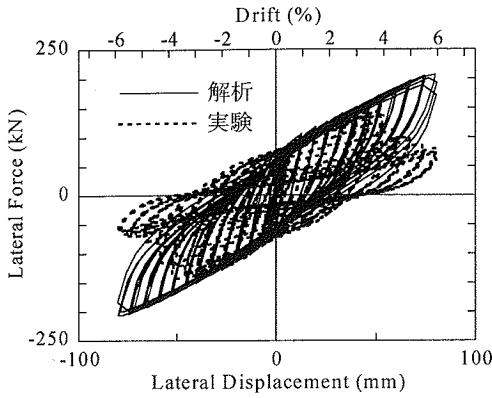
考までに解析結果を示すと、No.2 模型では目標とする $dr=4\%$ になってもひずみは 1350μ であり、応力はまだ最大圧縮応力に達していない。その後、 $dr=4.5\%$ になるとコアコンクリートは最大圧縮応力に達する。しかし No.3 模型では $dr=5.5\%$ になってもひずみはまだ 870μ であり、最大圧縮応力には達していない。上述したように在来型橋脚模型 (No.1) では $dr=3.5\%$ になると応力は既に最大圧縮応力を超えて最大圧縮応力の 20% にまで低下している。これがゴム層を設置したことによる効果であり、ゴム層に変形が集中する結果、橋脚躯体のコンクリートの損傷を大幅に低減できることを表している。

図-27 はゴム層内の軸方向鉄筋ひずみ (C 面、基部から 25mm 高さ) を解析により求めた結果である。図からははっきり見えないが、くり返し荷重を作用させる前の上部構造重量に相当する軸圧縮力 (1.5MPa 相当) を作用させた段階では 438μ の圧縮ひずみが生じている。図-10(b), (c) に示したように、実験では $dr=1\%$ 以降では軸方向鉄筋ひずみはいつきに測定不能なレベルとなったが、 $dr=0.5\%$ の段階では圧縮側に最大

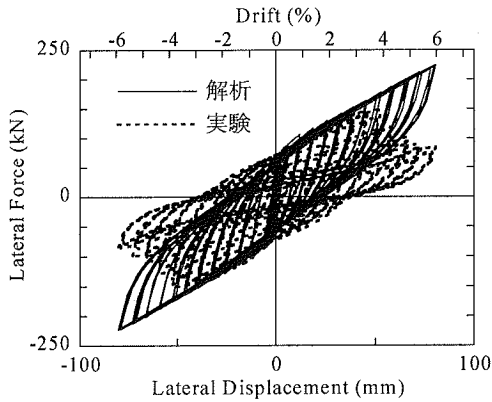
3150μ (No.2 模型), 2780μ (No.3 模型) 程度となっている。これに対して解析では 9540μ (No.2 模型), 8631μ (No.3 模型) と実験値の約 3 倍大きな値となっている。これには前述したように塑性域に入ったあとの状態では塑性ひずみを正確に計測することが困難であることが影響していると考えられる。なお、本来、鉄筋コンクリート構造であれば、軸方向鉄筋には圧縮ひずみはほとんど生じないはずであるが、ゴム層を設けた場合には、図-27 のように軸方向鉄筋には引張側と同時に圧縮側にもひずみが生じる。前述したように、これはコンクリートに比較してゴム層の剛性が低いためであり、この点がゴム層を設けた場合の特徴である。

図-28 はゴム層に生じる応力～ひずみ履歴を最外縁位置について解析により求めた結果である。比較すべき実測値はないが、ゴム層に生じる最大応力は引張側では 5.2MPa (No.2 模型), 3.1MPa (No.3 模型), 圧縮側では 6.7MPa (No.2 模型), 4.3MPa (No.3 模型) になり、大きく非線形域に入っている。

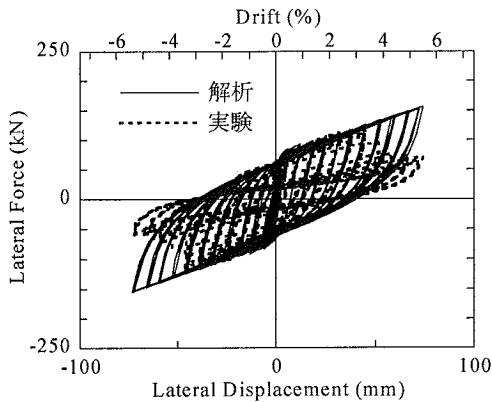
次に、PC 鋼材を配置した No.4～No.6 模型について水平力～水平変位の履歴曲線を解析で求め、これを実



(a) No.4 橋脚模型



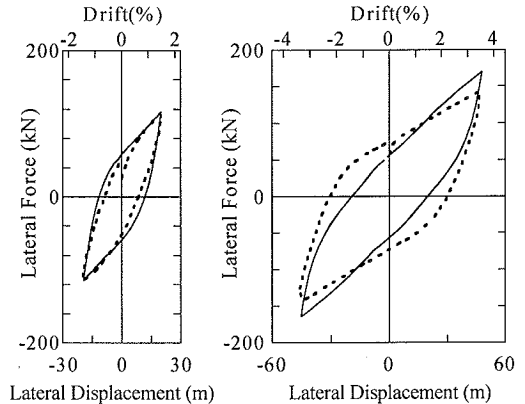
(b) No.5 橋脚模型



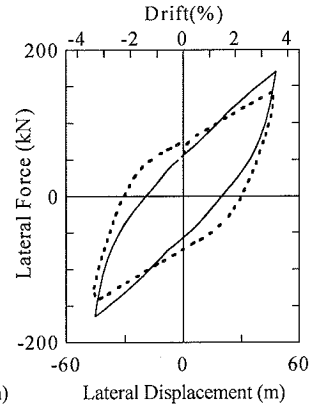
(c) No.6 橋脚模型

図-29 水平力～水平変位の履歴曲線の比較(ゴム層およびPC鋼材を配置した供試体)

験値と比較すると、図-29 のようになる。図-30 は、図-29 の中から主要なドリフトにおける第1回めのくり返し荷による履歴曲線を実験と解析で比較した結果である。これによれば、いずれの実験においても、最大耐力を含めて水平耐力の低下が顕著になるまでは解析によって求めた履歴曲線は実験結果をよく表して

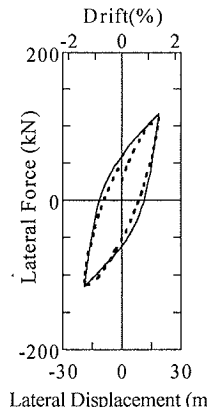


(1) $dr=1.5\%$

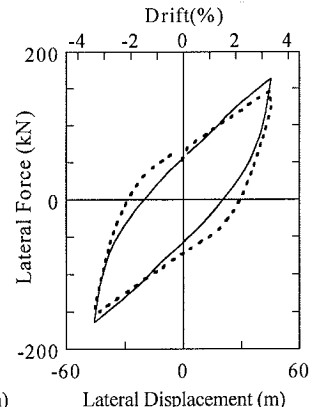


(2) $dr=3.5\%$

(a) No.4 橋脚模型

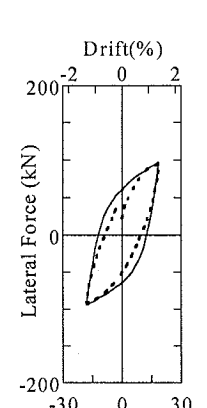


(1) $dr=1.5\%$

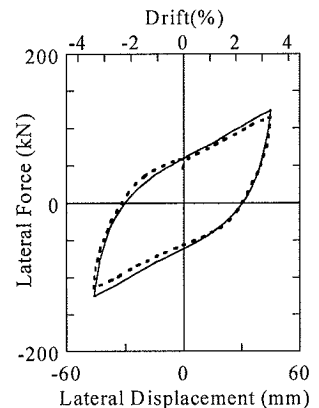


(2) $dr=3.5\%$

(b) No.5 橋脚模型



(1) $dr=1.5\%$

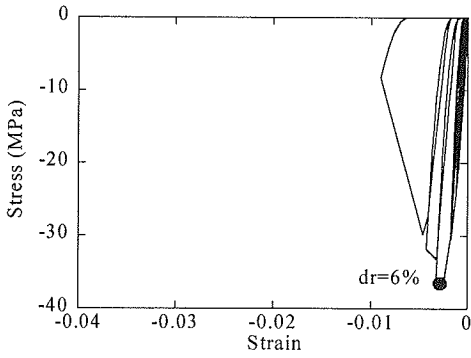


(2) $dr=3.5\%$

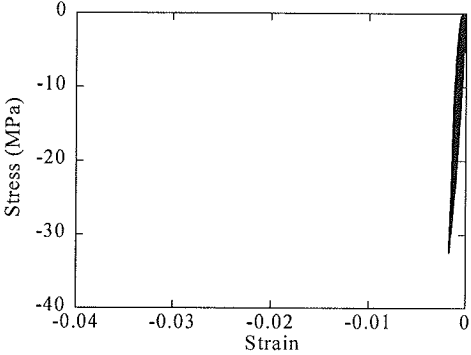
(c) No.6 橋脚模型

図-30 主要なドリフトにおける解析と実験による履歴曲線(第1回め)の比較

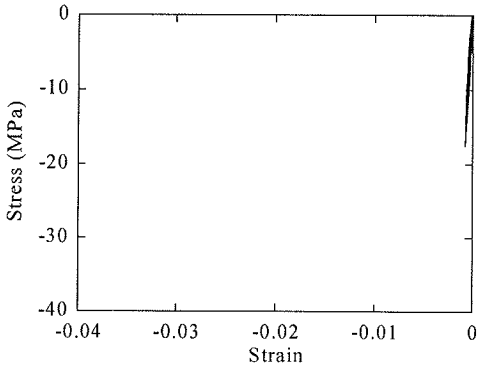
いる。ドリフト 4%程度以上になると、解析上の復元力は実験値を過大に評価するようになる。これは、軸



(a) No.4 橋脚模型

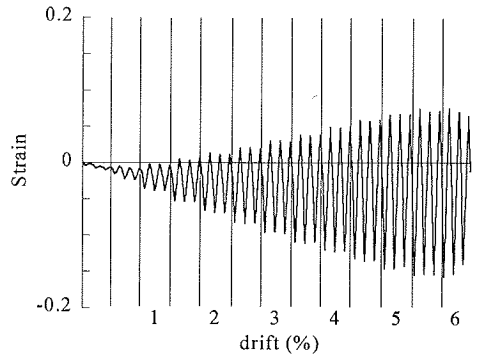


(b) No.5 橋脚模型

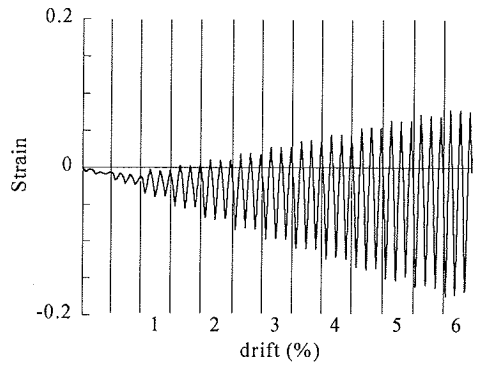


(c) No.6 橋脚模型

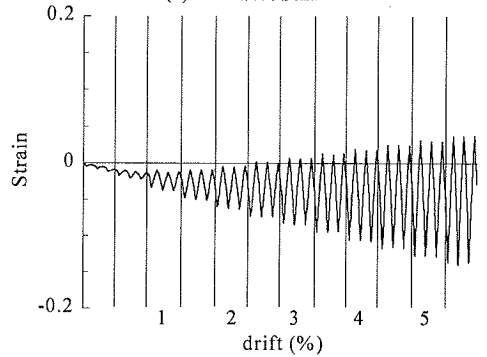
図-31 コアコンクリートの応力～ひずみ



(a) No.4 橋脚模型



(b) No.5 橋脚模型



(c) No.6 橋脚模型

図-32 軸方向鉄筋ひずみの時刻歴

方向鉄筋の座屈を見込んでいないためである。

図-31 は解析により求めたコアコンクリートの最外縁位置における応力～ひずみ履歴を基部から 200mm 高さに対して示した結果である。上述したように、ドリフトが 4%程度以上になると、実験値に対する解析値の一致度が急速に低下するため、これ以上の領域に対する解析は本来意味を持たないが、参考のために示すと、No.4 模型では $dr=4\%$ の段階ではコアコンクリートのひずみは 877μ であり、応力はまだ最大圧縮応力に達しない。その後荷重の進展にともない $dr=6\%$ になるとコアコンクリートの応力は最大圧縮応力に達する。

No.5 模型では $dr=6\%$ でひずみは 1710μ で、応力はまだ最大圧縮応力に達しない。また、No.6 模型では $dr=5.5\%$ でひずみは 760μ となり、応力は最大圧縮応力に達しない。なお、上述した No.2, No.3 模型と比較すると、ゴム層厚が同じであれば同一の荷重変位におけるコンクリートのひずみはプレストレスを導入した No.4～No.6 模型の方が大きくなるはずであるが、解析では反対に小さくなっている。これは表-1 に示したように、No.2, No.3 模型に比較して、No.4～No.6 模型の方がコンクリート強度が高いためである。

図-32 はゴム層内にある軸方向鉄筋に生じたひずみ

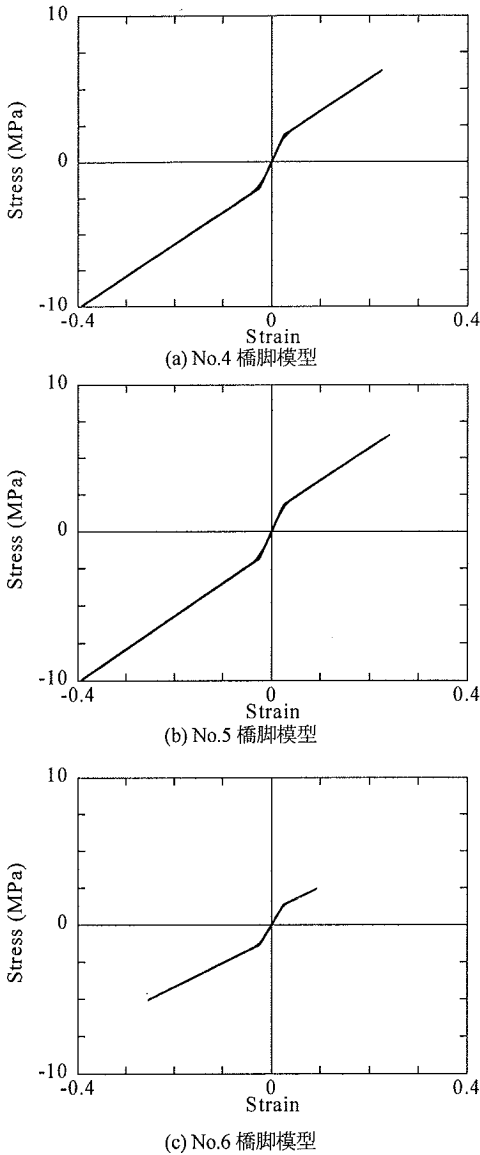
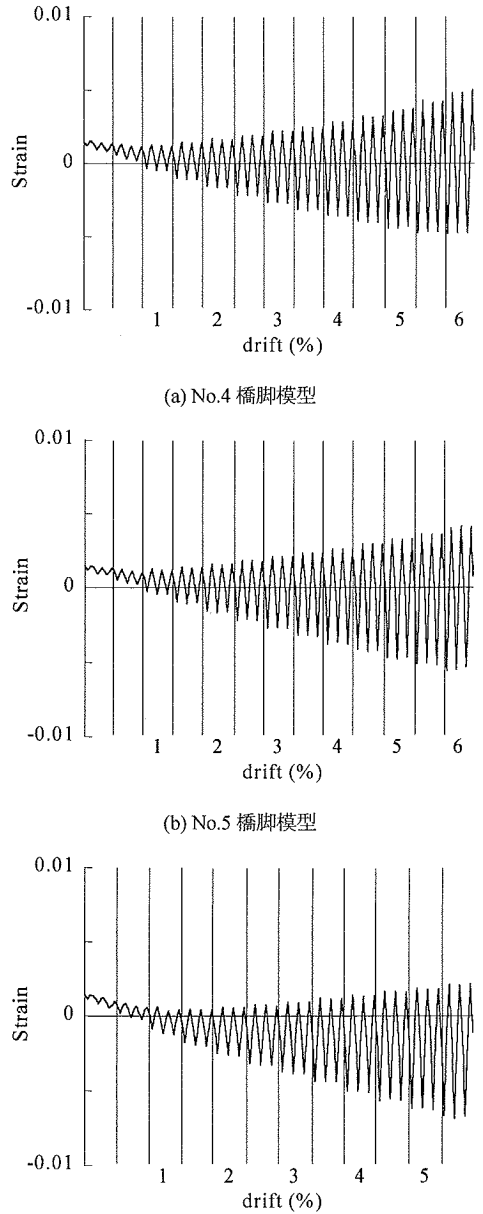


図-33 最外縁位置のゴム層の応力～ひずみ履歴 (No. 6 橋脚模型)

を解析により求めた結果である。図からははっきりとは見えないが、くり返し荷重を作用させる前の上部構造重量に相当する軸圧縮力 (1.5MPa 相当) を作用させた段階で No.4, No.5 模型にはそれぞれ 583μ , 729μ の圧縮ひずみが生じている。これは前述した No.2 模型の場合 (438μ) のそれぞれ 1.3 倍, 1.7 倍に相当する。重要な点は図-27 に示した No.2 模型に比較すると, No.4, No.5 模型では, くり返し荷重に伴い引張側よりも圧縮側に塑性ひずみが偏っており, この傾向はプレストレスが大きくなるほど著しいという点である。すなわち, プレストレスを導入することは, ゴム層内の軸方向鉄筋に大きな圧縮ひずみを生じさせる。このこ



(c) No.6 橋脚模型
図-34 PC 鋼材ひずみの時刻歴

とは, ゴム層厚が 60mm の場合にも同じである。

図-33 はゴム層に生じた応力～ひずみ履歴を最外縁位置について解析により求めたものである。ゴム層に生じる最大応力は No.4, No.5 模型とも引張側には 6.3MPa 程度, 圧縮側には 10.4MPa～11.4MPa となっており, No.2 模型 (引張側=5.2MPa, 圧縮側=6.7MPa) と比較していずれの側にも大きくなっている。

図-34 は PC 鋼材に生じたひずみの時刻歴を示した結果である。ここでは, PC 鋼材の中間高さ位置のひず

みを示しているが、アンボンドされているため、解析上はどの高さでも同じひずみとなる。くり返し載荷に伴って徐々に圧縮側にひずみは大きくなっていく。ただし、引張側よりも圧縮側の方にひずみが大きく出るのは、PC 鋼材が圧縮力を受けるとシーす管内で曲げ変形しあまり抵抗しないと考えられるため、図-19 に示したように PC 鋼材の応力～ひずみ履歴を仮定したためである。No.4 模型と No.5 模型との比較から明らかのように、プレストレスを大きくする程、引張側のひずみは小さく、圧縮側のひずみは大きくなる。

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免震支承用高減衰ゴム層で代替すると同時に、軸方向鉄筋に加えて引張力に抵抗する部材として PC 鋼材を配置することにより、コンクリートに著しい損傷を生じることなく 4%ドリフトまでの変形に追従できる新型橋脚の可能性をくり返し載荷実験およびファイバー要素解析によって検討した。本研究から得られた結論は、以下の通りである。

- 1) 高減衰ゴムの上下面に鋼板を加硫接着し、アンカー筋により鋼板を橋脚躯体およびフーチングに定着する構造とすることにより、橋脚の曲げ変形をゴム層に集中させることができ、橋脚躯体のコンクリートにはひび割れが多少入る程度の状態にとどめたまま、ドリフトで4%程度の水平変位に追従することができる。
- 2) 塑性ヒンジ区間にゴム層を配置する結果、ゴム層内の軸方向鉄筋には引張力だけではなく圧縮力も作用するようになり、さらに、ゴム層に変形を集中する結果、ゴム層内の軸方向鉄筋に生じるひずみが在来型橋脚の場合と比較して大きくなる。したがって、本構造はゴム層内における軸方向鉄筋の顕著な座屈や破断が生じない範囲で使用する必要がある。なお、本研究ではまだ検討していないが、ゴム層を積層化して、積層鋼板によりゴム層内の軸方向鉄筋の座屈を防止したり、変形性能の高い鋼材をゴム層内に用いることが有効であると考えられる。
- 3) PC 鋼材を配置することは、橋脚の耐力が最大耐力に達した後の耐力低下を小さく抑えるために有効である。
- 4) ゴム厚が薄いとゴム層に生じるひずみが大きくなり、ゴム層が破断する。反対にゴム層が厚いとゴムの鉛直方向残留変形や外側へのはらみだしが大きくなる。同時に、軸方向鉄筋の破断が生じやすくなる。最適なゴム層厚さは、ゴム層の積層化とも合わせて今後検討していく必要がある。
- 5) ファイバー要素解析を用いることにより、実験に

より得られた水平力～水平変位の履歴特性を、軸方向鉄筋が破断し、耐力低下が著しく生じ始めるようになる段階までは良い精度で再現することができる。

謝辞：本実験に際しては、(株)ピー・エスの鈴木宣政氏等に PC 鋼材の取り付けをお願いしました。また、(株)ブリヂストンの須藤千秋、加藤亨二氏等にはゴム層の製作等につきご支援いただきました。供試体作成および実験に際しては、東京工業大学大学院理工学研究科の渡邊学歩助手、一山悟司、小林力、畑田俊輔、下山田英介、中澤宣貴、永田聖二、松川亮平、中村剛、早川涼二、王毅氏の多大なご協力を賜りました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 川島一彦，細入圭介，庄司学，塚澤一：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.
- 2) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上策に関する実験的研究，第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム，pp.135-140，2000.
- 3) 滝口克巳，岡田謙二，堺政博：付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性，日本建築学会論文報告集，第249号，pp.1-11，1976.
- 4) 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.
- 5) 柳下文夫，田中仁史，Park, R.：インターロッキングスバ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，No.662/V-49，pp.91-103，2000.
- 6) 井ヶ瀬良則，野村謙二，黒岩俊之，宮城敏明：インターロッキング式橋脚の耐震性能および施工方法について，コンクリート工学，Vol.40，No.2，pp.37-46，2002.
- 7) 池田尚治，森拓也，吉岡民夫：プレストレスコンクリート橋脚の耐震性に関する研究，プレストレスコンクリート，Vol.40，No.5，pp.40-47，1998.
- 8) 睦好宏史，Zatar, W.，牧剛史：プレストレスを導入した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性状，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.27-38，2001.
- 9) 社団法人プレストレスコンクリート技術協会：プレストレスコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン，1999.
- 10) 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.
- 11) 川島一彦，永井政伸：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, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp.113-128, 2002.
- 12) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Struct. Engrg*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.
- 13) Kent, D. and Park, R. : Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div*, 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 R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp.15-22, 1973.
- 16) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J. and Nagaya, K.: Residual Displacement Response Spectrum, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 523-530, 1998.
- 17) MacRae, G.A. and Kawashima, K.: Post-Earthquake Residual Displacement of Bilinear Oscillators, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 701-716, 1997.

(2002.07.05 受付)

DEVELOPMENT OF A RUBBER LAYER BUILT-IN REINFORCED CONCRETE COLUMN IN THE PLASTIC HINGE REGION

Mutsunori YAMAGISHI and Kazuhiko KAWASHIMA

In an earthquake, a standard reinforced concrete column develops plastic deformation in the plastic hinge region under a strong near-field ground motion. Although the lateral confinement is effective to enhance the plastic deformation capacity, it is likely that the damage has to be repaired after an earthquake. This study aims at development of a column in which a rubber layer is built-in at the plastic hinge so that the column has a 4% drift deformation capacity without damage in the concrete. Prestressing tendons are installed in the column in order to resist tension force in addition to reinforcing bars. A cyclic loading test is conducted for six reinforced concrete columns; one standard column and five rubber layer built-in columns. It is found from the test that damage of concrete in the plastic hinge region is extremely limited in the rubber layer built-in columns.