

載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法

A Ductility Evaluation of Flexural Reinforced Concrete Columns Based on Loading History and Plastic Curvature

星隈順一¹・運上茂樹²・川島一彦³・長屋和宏⁴

Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeki UNJOH, Kazuhiko KAWASHIMA and Kazuhiro NAGAYA

¹正会員 工修 建設省土木研究所耐震研究室研究員(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室室長(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

³フェロー会員 工博 東京工業大学工学部土木工学科教授(〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

⁴正会員 建設省土木研究所耐震研究室研究員(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

A series cyclic loading tests of six reinforced concrete columns with the same size of cross section were conducted, and the effects of loading history, diameter of longitudinal reinforcing bar and vertical hoop spacing on ductility were studied. A plastic curvature was measured at the potential plastic hinge zone so that the plastic deformation capacity be evaluated accurately in the test. The skeleton curve of lateral strength-displacement relation for reinforced concrete columns was idealized by an elasto-plastic bilinear model. Furthermore, the evaluation method of the ultimate curvature/displacement was proposed based on loading test results. It is found from a comparison with test results that the calculated ultimate displacements agree well with the observed ultimate displacements when cover concrete initiates spalling-off due to buckling of longitudinal reinforcing bars.

Key Words : reinforced concrete columns, cyclic loading tests, ductility evaluation, loading pattern effect curvature distribution, equivalent plastic hinge length

1. はじめに

平成2年道路橋示方書では、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査で想定する地震動としては、大正12年の関東地震の際の東京周辺における地震動のようなプレート境界型の大規模な地震による地震動で、継続時間が長く、振幅の繰返し回数が多い地震動とされており、弾性応答にして橋には0.7G~1.0Gの水平加速度が生じることを考慮して照査が行われていた。一方、平成7年1月の兵庫県南部地震では、弾性応答にして2.0G程度にも及ぶ地震動が観測された¹⁾。これは、平成2年道路橋示方書で想定されているプレート境界型の大規模な地震による地震動と比較すると、単に地震動の強度が大きいだけでなく、その継続時間が短く、振幅の繰返し回数が少ない点にも大きな特徴が見られた。

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に関するこれまでの研究では、主として同一変位振幅における載荷繰返し回数が10回の水平変位漸増型正負交番載荷実験が行われ、その結果を基に変形性能の評価法が提案されている²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。これは、繰返し回数が10回を超えると繰返し回数が増えるに及ぼす影響の度合いには大きな差がないことや、地震動の継続時間が長く、振幅の繰返し回数の多

い地震を対象とした耐震設計への適用という点を鑑みて、標準的な載荷繰返し回数が10回として設定されたものである。その一方で、載荷繰返し回数が10回以下の場合には、その繰返し回数が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に重要な影響を与えることが明らかにされている⁴⁾⁵⁾⁷⁾⁸⁾。したがって、兵庫県南部地震のように、橋脚に生じる応答の繰返し回数が少ないタイプの地震に対する耐震設計では、載荷繰返し回数を少なくした実験結果を基にした変形性能の評価法を適用していく必要がある。

また、既往の鉄筋コンクリート橋脚に対するじん性評価式では、各研究者が降伏変位と終局変位をそれぞれ定義し、多くの実験結果もしくは数値実験結果の統計的な分析からじん性率を直接求める簡便な算定式が提案されていることが多い⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。しかしながら、これらの提案式では断面に生じる曲率の評価ができない。鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形は、塑性ヒンジ領域の断面に生じる塑性曲率によって支配的に生じる現象であることから、終局変位やじん性率は、この塑性変形発生メカニズムを踏まえた上で評価法を構築する方が合理的である。また、既往のじん性率評価の提案式は、片持梁形式の単柱にのみ適用可能であり、ラーメンのような不静定の構造

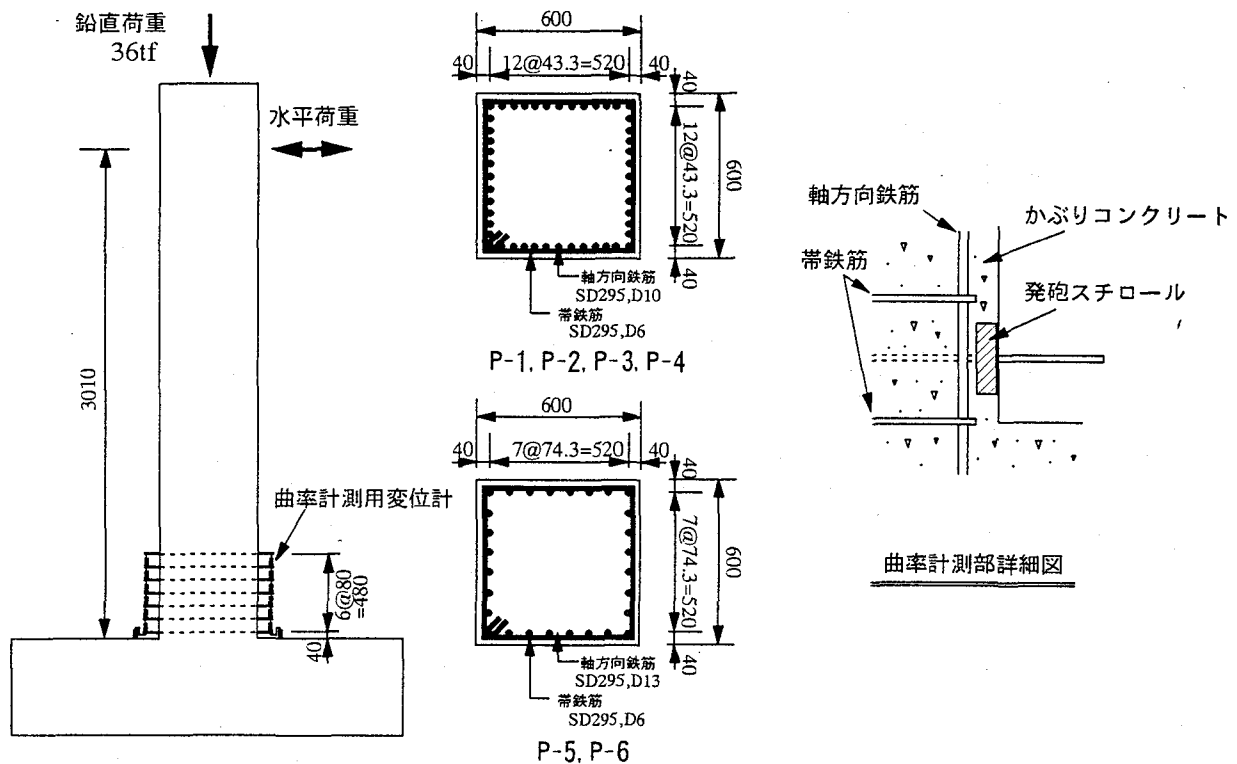


図-1 模型供試体の諸元

形式への応用ができない。このような点を考えれば、道路橋のように様々な断面条件の考えられる鉄筋コンクリート橋脚を対象とする場合には、太田の研究²³⁾や川島らの研究⁴⁾のように、断面の終局曲率を求め、これを柱高さ方向に積分して終局変位を求める手法の方が煩雑ではあるが設計計算法としての汎用性があり、かつ精度のよい解法であると考えられる¹²⁾。カリフォルニア州交通局をはじめとして、米国やヨーロッパにおける耐震設計では、既にこのような考え方が広く適用されている¹³⁾。

このような背景から、本研究では、同一の断面寸法を有する6体の曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚模型供試体に対して正負交番載荷実験を行い、載荷繰り返し回数や軸方向鉄筋径、帯鉄筋比が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響を検討した。本実験では、鉄筋コンクリート橋脚躯体に生じた弾塑性変形を精度よく評価するために、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位に加えて塑性ヒンジ領域における塑性曲率分布の計測を行っており、ここが他の研究における同種の実験と違う点である。また、地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計に適用する終局点の定義を明確にした上で、塑性ヒンジ領域に生じる曲率を用いて変形性能を評価する手法の提案を行った。さらに、繰り返し回数の影響を取り入れるために、変形性能評価の解析に適用するコンクリートの終局ひずみを載荷繰り返し回数に応じて設定することとした。そして、塑性ヒンジ領域に生じた塑性曲率ならびに水平力-水平変位の関係と解析結果の比較を行い、本評価手法の妥当性を検証した。

2. 塑性ヒンジ領域における塑性曲率に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番載荷実験

2.1 模型供試体

本実験では、図-1に示す模型供試体を6体製作した。供試体は曲げ破壊型となるように設計し、断面は60cm×60cmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3.01m、せん断支間比は5.0とした。軸方向鉄筋としては、P-1～P-4供試体では、SD295, D10を48本配筋しており、軸方向鉄筋比は0.95%である。また、P-5及びP-6供試体では、SD295, D13を28本配筋しており、軸方向鉄筋比は0.99%である。一方、帯鉄筋は、P-1～P-5供試体では、SD295, D6が7.5cm間隔で全高にわたって配筋されており、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.3%となる。P-6供試体のみ、SD295, D6が15cm間隔で全高にわたって配筋されており、帯鉄筋体積比 ρ_s は0.15%である。帯鉄筋は、断面隅角部で135度フック(フック長6cm)を用いて内部コンクリートに定着させた。コンクリート強度は300～336kgf/cm²であった。

なお、橋脚基部から高さ520mmまでの断面では、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量ならびに断面に生じる曲率の高さ方向分布を計測するために、図-1に示すように変位計をセットした。ここでは、かぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じても曲率の計測に支障がでないように、各測定断面に直径6mmの鋼棒を断面内に貫通させ、さらにかぶりコンクリート域では鋼棒の周囲を発泡スチロールで保護した。そして、この鋼棒の端部を測定点として、前後の測定断面に配置された鋼棒

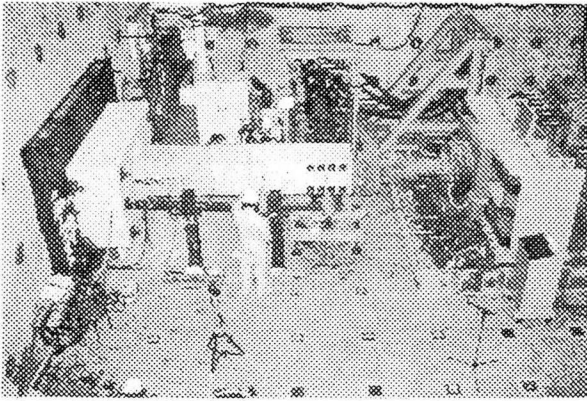


写真-1 実験状況

の測定点との間に生じる相対変位量を計測した。

2.2 載荷方法と実験ケース

載荷状況を写真-1に示す。実験供試体を横にした状態で、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、反力壁に取り付けた動的加振機により水平荷重を加えた。なお、軸力は、軸圧縮応力で 10kgf/cm^2 に相当する 36tf とした。

本実験では、橋脚基部断面において、断面最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの載荷点位置での水平変位（以下、初降伏変位と呼ぶ）を $1\delta_{y0}$ とし、その整数倍の変位を正負交番に変位制御で載荷した。なお、初降伏変位には軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる変位が含まれているが、ここでは伸び出し変位を含めて計測された値により初降伏変位を定義した。本実験では、計測された基部における軸方向鉄筋のひずみ値を基に、初降伏変位は 11mm とした。なお、載荷速度は 3cm/sec である。

P-1~P-4供試体に対しては、載荷繰返し回数が塑性曲率性状に及ぼす影響について検討することを目的として、図-2に示す実験ケースを設定した。すなわち、P-1~P-3供試体では各載荷ステップにおける載荷繰返し回数をそれぞれ1回、3回、10回とし、水平変位は $1\delta_{y0} \rightarrow 2\delta_{y0} \rightarrow 3\delta_{y0} \rightarrow 4\delta_{y0} \rightarrow \dots$ と順次漸増させた。一方、P-4供試体では、各載荷ステップにおける載荷繰返し回数は1回であるが、水平変位は $1\delta_{y0} \rightarrow 3\delta_{y0} \rightarrow 5\delta_{y0} \rightarrow 15\delta_{y0}$ とした。実際の地震応答はこのような単純な応答ではなくもっと複雑であるが、本実験では変位漸増型の載荷履歴により得られた実験結果を基に塑性変形性能について考察することとした。

また、P-5及びP-6供試体に対しては、軸方向鉄筋径及び帯鉄筋比が塑性曲率性状に及ぼす影響を検討することを目的としていることから、P-2供試体を基本供試体として選定し、載荷繰返し回数は3回とした。

2.3 水平力-水平変位関係の履歴曲線と損傷の進展状況

図-3は、各供試体の載荷点位置における水平力-水平変位の履歴曲線を示したものである。また、損傷の進展状況は図-4に示すとおりである。いずれの供試体と

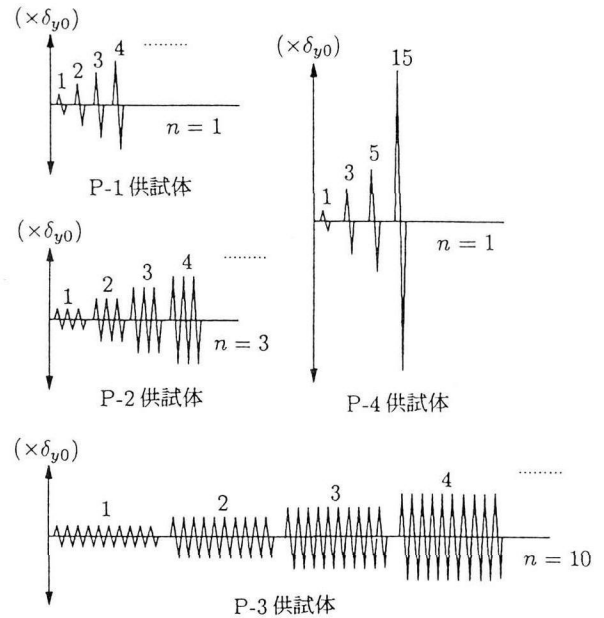


図-2 載荷パターンと繰返し回数

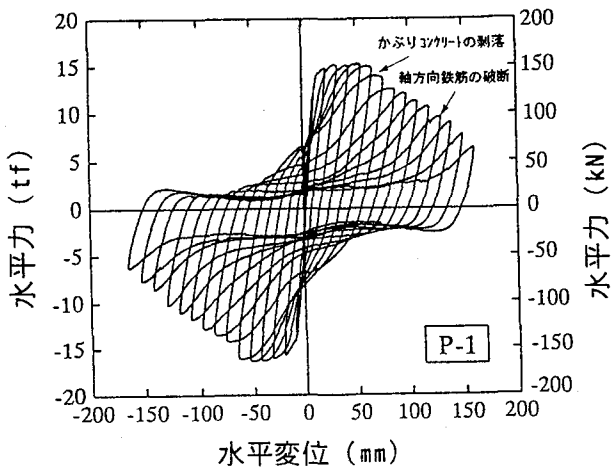
も、破壊形態は曲げ破壊である。

載荷繰返し回数を1回としたP-1供試体では、 $3\delta_{y0}$ の載荷で目視で確認できる水平ひびわれが橋脚基部から高さ 40cm までの範囲に発生した。 $5\delta_{y0}$ の載荷までは水平ひびわれの本数が増え、 $6\delta_{y0}$ の載荷で基部から高さ 20cm までの範囲でかぶりコンクリートがはらみだし始めた。そして、 $7\delta_{y0}$ の載荷でかぶりコンクリートが剥落するとともに、水平耐力が低下し始めた。 $9\delta_{y0}$ の載荷になると内部コンクリートにも損傷が進展し、 $12\delta_{y0}$ で軸方向鉄筋が1本破断した。その後、 $13\delta_{y0}$ の載荷でさらに1本、 $14\delta_{y0}$ の載荷でさらに3本破断した。

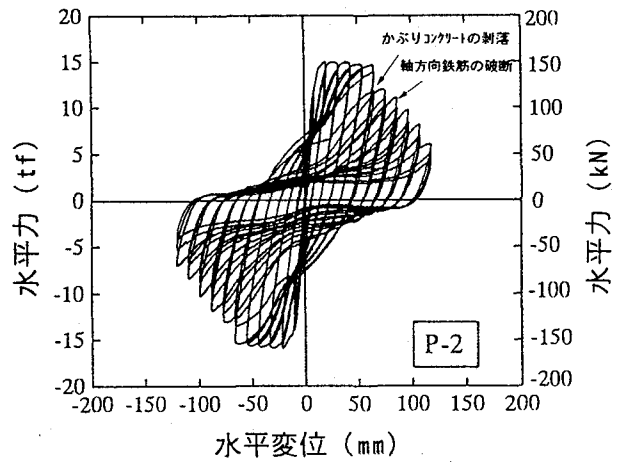
載荷繰返し回数を3回としたP-2供試体では、 $5\delta_{y0}$ の載荷までは水平ひびわれが進展した。そして、 $6\delta_{y0}$ の2サイクル目の載荷でかぶりコンクリートがはらみだし、3サイクル目でその一部が剥落するとともに、水平耐力の低下が生じた。その後、 $8\delta_{y0}$ の載荷で軸方向鉄筋が1本破断し、 $9\delta_{y0} \sim 11\delta_{y0}$ の載荷でさらに11本の軸方向鉄筋が破断した。

また、載荷繰返し回数を10回としたP-3供試体では、水平ひびわれの進展は $4\delta_{y0}$ までで、 $5\delta_{y0}$ の3サイクル目の載荷で、基部から高さ 20cm までの範囲でかぶりコンクリートがはらみだし、次の4サイクル目で大きく剥落し、軸方向鉄筋の座屈が確認された。水平耐力は、この $5\delta_{y0}$ での繰返し載荷中に徐々に低下していった。そして、 $6\delta_{y0}$ の載荷で軸方向鉄筋が10本破断し、 $7\delta_{y0}$ と $8\delta_{y0}$ の載荷でさらに15本が破断した。

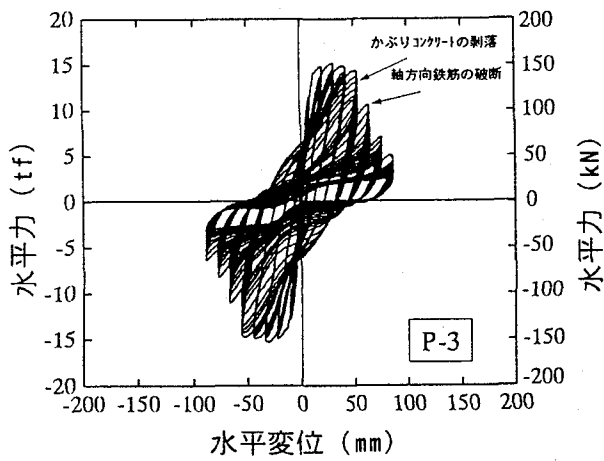
一方、載荷繰返し回数を1回として、変位漸増ステップを大きくさせたP-4供試体では、 $5\delta_{y0}$ の載荷までは、P-1及びP-2供試体と同様に水平ひびわれが進展する程度の損傷であった。 $5\delta_{y0}$ の載荷の次に $15\delta_{y0}$ の載荷を行う



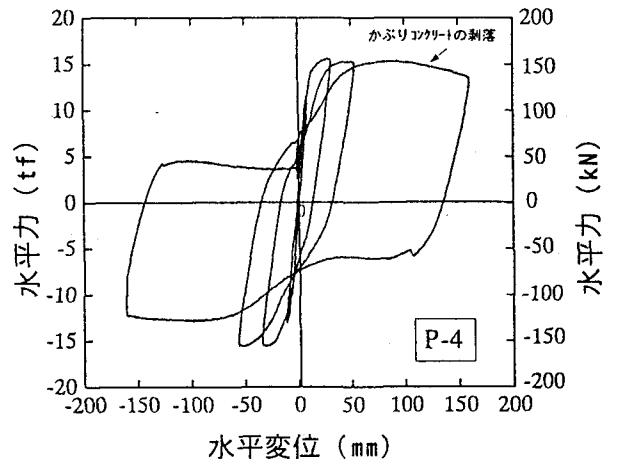
(a)P-1供試体



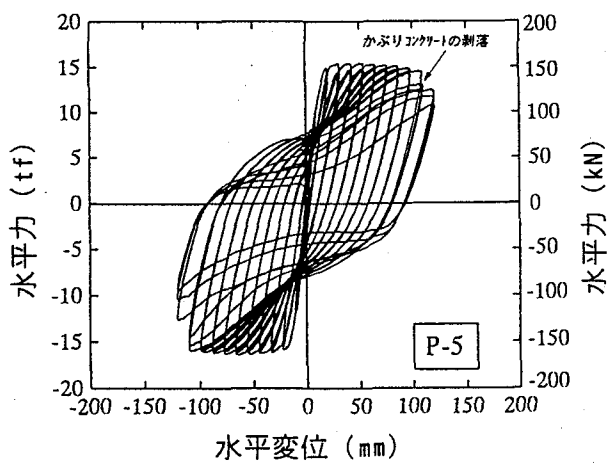
(b)P-2供試体



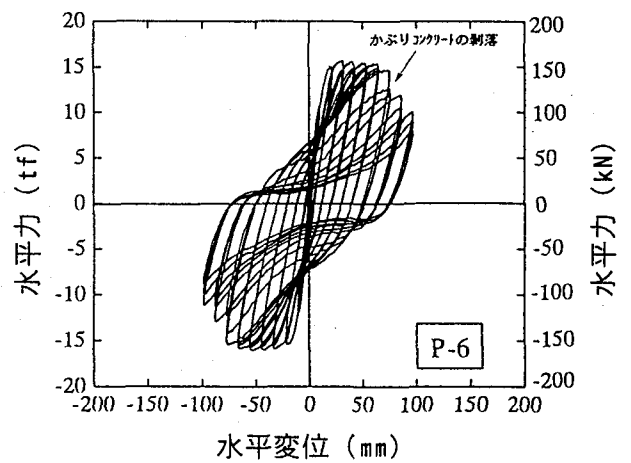
(c)P-3供試体



(e)P-4供試体

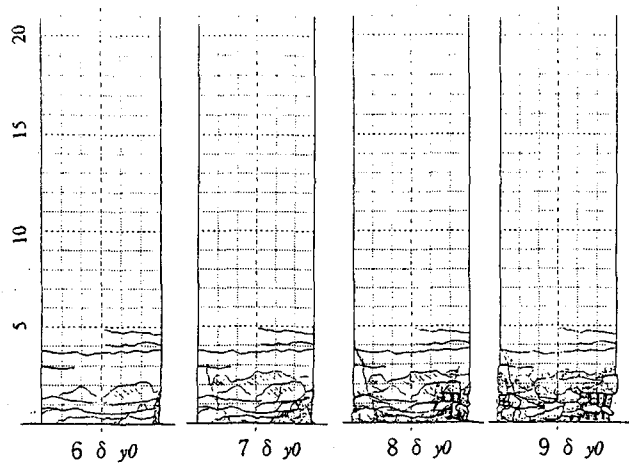


(f)P-5供試体

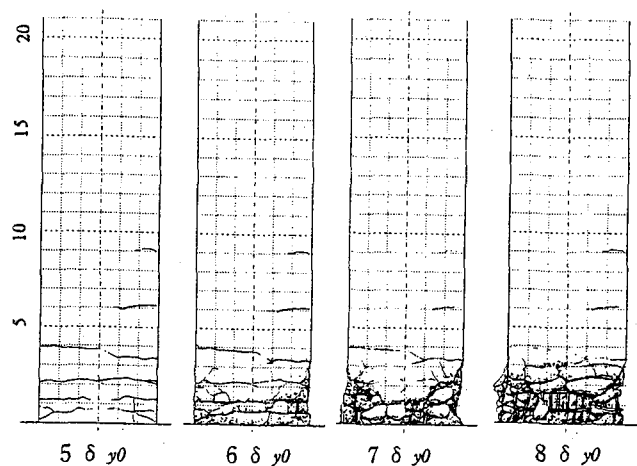


(g)P-6供試体

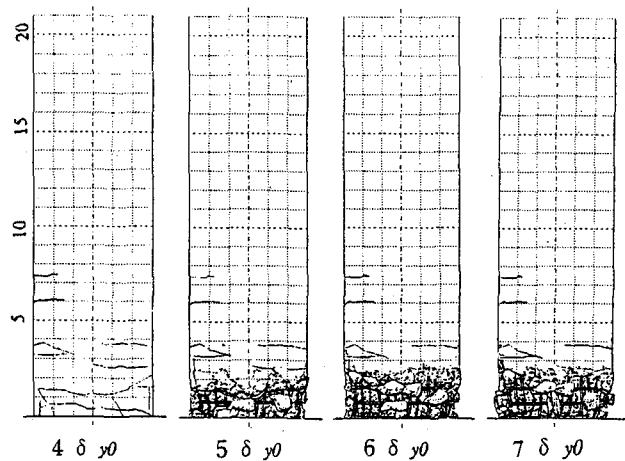
図-3 水平力-水平変位の履歴曲線



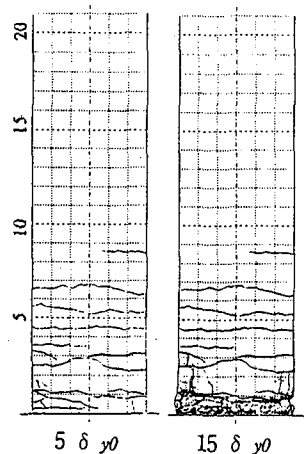
(a)P-1供試体



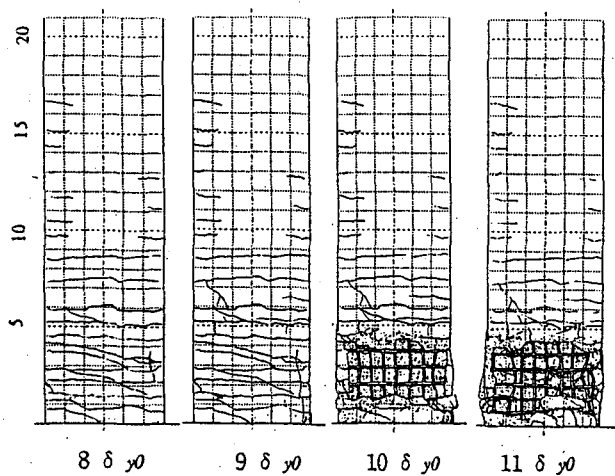
(b)P-2供試体



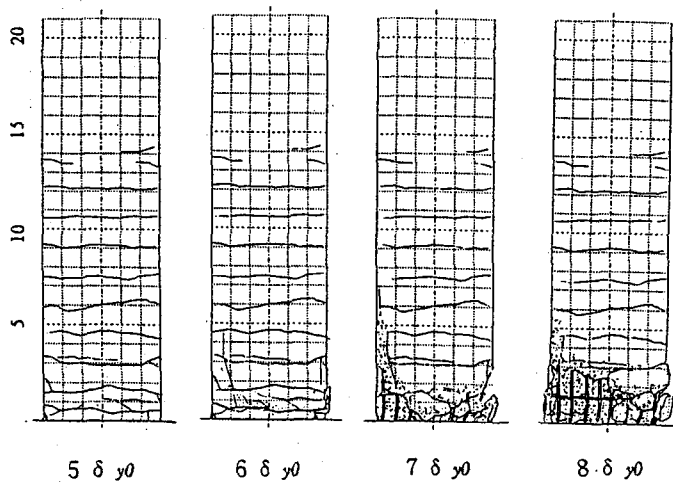
(c)P-3供試体



(e)P-4供試体



(f)P-5供試体



(g)P-6供試体

図-4 損傷の進展状況

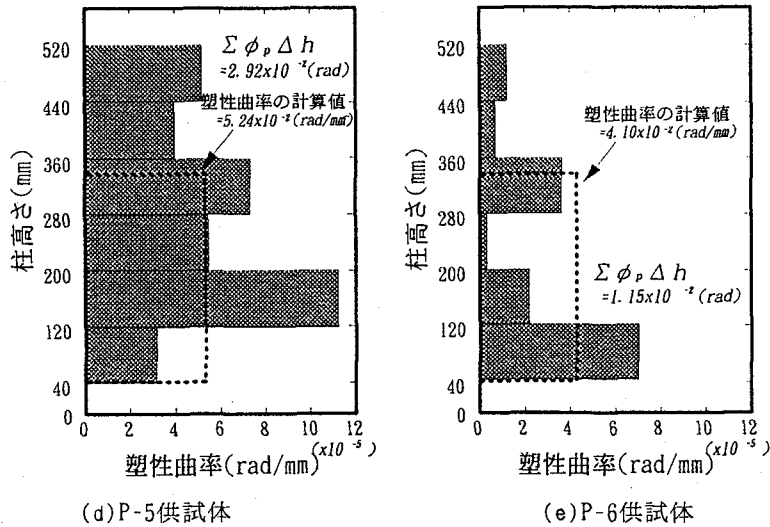
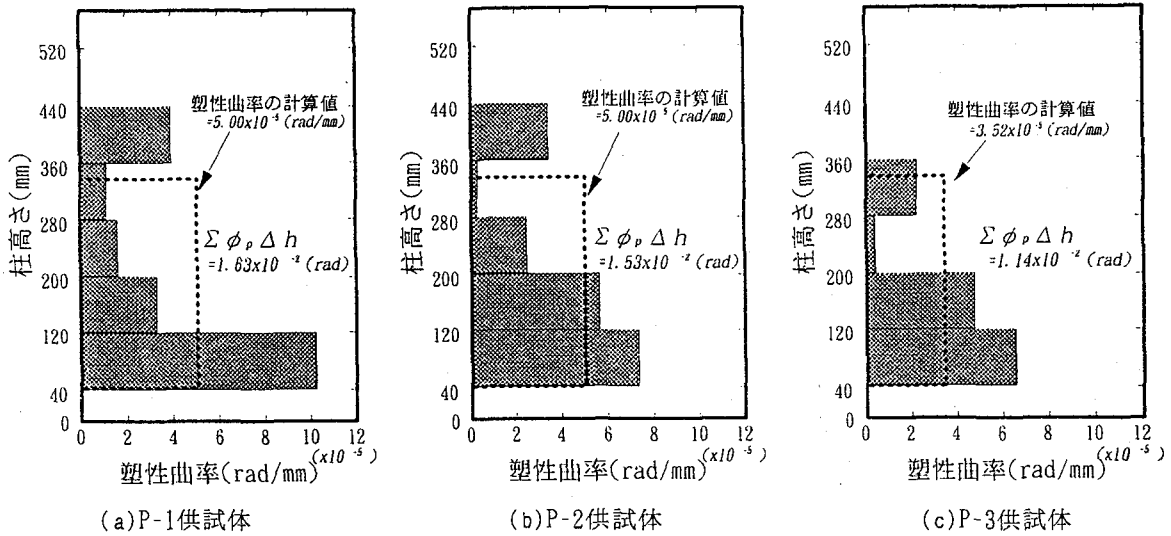


図-5 終局時における塑性曲率分布

と、基部から概ね高さ30cmまでの範囲でかぶりコンクリートが一部剥落し、軸方向鉄筋の座屈が見られた。しかしながら、軸方向鉄筋は破断しなかった。

軸方向鉄筋比は概ね等しいが、軸方向鉄筋径を大きくして本数を減らしたP-5供試体では、 $9\delta_{y3}$ の載荷までひびわれが進展した後、 $10\delta_{y3}$ の載荷でかぶりコンクリートが断面基部から高さ40cm程度の範囲で剥落した。その後の載荷により、軸方向鉄筋が座屈したが、 $12\delta_{y3}$ の載荷まで破断した軸方向鉄筋は2本であった。

また、帯鉄筋間隔を150mmとしたP-6供試体では、 $6\delta_{y3}$ の載荷でかぶりコンクリートが剥離し始め、次の $7\delta_{y3}$ の載荷で軸方向鉄筋の座屈が生じ、水平力が低下し始めた。その後、内部コンクリートの損傷が進んだため、軸方向鉄筋の破断は最終的には1本だけであった。

2.4 塑性曲率性状

図-5は、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落する時（以下、終局時という）、すなわち、P-1

供試体では $6\delta_{y3}$ と $7\delta_{y3}$ の間中点、P-2供試体では $6\delta_{y3}$ 、P-3供試体では $5\delta_{y3}$ 、P-5供試体では $9\delta_{y3}$ と $10\delta_{y3}$ の間中点、P-6供試体では $6\delta_{y3}$ の載荷時における断面基部から高さ520mmまでの区間での塑性曲率（以下、終局塑性曲率という）の分布を示したものである。

ここで、終局塑性曲率は、計測された終局時の曲率から、後述の式(1)で算出される降伏曲率を差し引いて求めた値である。ただし、P-4供試体については、 $5\delta_{y3}$ の載荷の次に $15\delta_{y3}$ の載荷を行っているために、この間に存在する終局点を定量的に評価するのが難しいことから、ここでは示していない。また、P-1供試体では、 $7\delta_{y3}$ の載荷途中、すなわち水平変位が $6\delta_{y3}$ から $7\delta_{y3}$ へと進展するところにかぶりコンクリートが剥落したことから、終局塑性曲率は、 $6\delta_{y3}$ での塑性曲率と $7\delta_{y3}$ での塑性曲率の平均値により評価した。同様に、P-5供試体では、水平変位が $9\delta_{y3}$ から $10\delta_{y3}$ へと進展するところにかぶりコンクリートが剥離し、終局状態となったため、 $9\delta_{y3}$ での塑性曲率と $10\delta_{y3}$ での塑性曲率の平均値により評価

することにした。一方、P-2、P-5及びP-3供試体では、それぞれ $6\delta_{y0}$ 及び $5\delta_{y0}$ の荷重ステップにおける繰返し荷重中にかぶりコンクリートが剥落したことから、それぞれ $6\delta_{y0}$ 及び $5\delta_{y0}$ の荷重において計測された塑性曲率を終局塑性曲率としたものである。

なお、フーチング上面から高さ40mmの断面の間の相対変位も計測しているが、これは軸方向鉄筋の伸び出しによる変形が支配的であることから、この区間で生じる曲率は橋脚躯体の塑性変形に起因するものではないものと判断し、図-5中には示していない。

いずれの供試体とも、塑性ヒンジ領域で生じる塑性曲率は、本実験のようにマイクロに計測すると必ずしも塑性ヒンジ領域内で一定ではなく、大きな塑性曲率が生じる断面と小さな塑性曲率しか生じない断面とが混在していることがわかる。これは、塑性曲率の計測区間で、大きなひびわれが生じたかどうかによって、計測される塑性曲率の値が大きく変化するためである。ただし、全体的な傾向としては、断面基部に近くなるにつれて塑性曲率が大きくなる傾向が認められる。

2.5 荷重繰返し回数の影響

P-1~P-4供試体に対する実験結果を用いて、荷重繰返し回数の影響を検討する。図-3に示される水平力-水平変位の関係より、最大水平耐力についてはいずれも約15tfであり、これに対しては荷重繰返し回数の影響は見られない。しかしながら、荷重繰返し回数は、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に有意な影響を及ぼしており、荷重繰返し回数が多い供試体ほど、最大水平耐力を維持しうる最大変位は小さくなっていることがわかる。

また、図-4より、P-1~P-4供試体の損傷状況を比較すると、同一の構造諸元であっても荷重繰返し回数によって損傷の進展性状は異なることがわかる。荷重繰返し回数が増えるにつれて、塑性曲率の値が小さくなるとともに、塑性曲率が生じる範囲も狭くなっていることがわかる。これは、ひとつの荷重ステップにおける繰返し回数が増えると、ひびわれの発生や軸方向鉄筋の座屈等の損傷が局在化するために、塑性ヒンジ区間が狭まっているものと考えられる。

一方、図-5に示される塑性曲率分布を見ると、荷重繰返し回数が増えるにつれて、塑性曲率の値が小さくなるとともに、塑性曲率が生じる範囲も狭くなっていることがわかる。これは、ひとつの荷重ステップにおける繰返し回数が増えると、ひびわれの発生や軸方向鉄筋の座屈等の損傷が局在化するために、塑性ヒンジ区間が狭まっているものと考えられる。

表-1 損傷の進展の比較

	かぶりコンクリートの剥落	軸方向鉄筋の破断
P-1供試体	$7\delta_{y0}$ 荷重時	$11\delta_{y0}$ 荷重時
P-2供試体	$6\delta_{y0}$ 荷重の3波目	$8\delta_{y0}$ 荷重時
P-3供試体	$5\delta_{y0}$ 荷重の4波目	$6\delta_{y0}$ 荷重時
P-4供試体	$15\delta_{y0}$ 荷重時	破断鉄筋なし

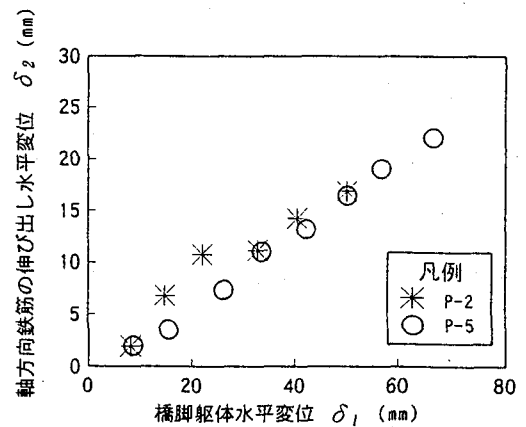


図-6 躯体変位と軸方向鉄筋の伸び出し変位の関係

2.6 軸方向鉄筋径の影響

軸方向鉄筋比を一定として軸方向鉄筋径を変化させた場合に、これが鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響を、P-2及びP-5供試体に対する実験結果を基に検討する。

P-2供試体とP-5供試体では、いずれも軸方向鉄筋比は1%弱と概ね等しいが、軸方向鉄筋径と本数が異なっている。図-3の水平力-水平変位の関係からもわかるように、同一軸方向鉄筋比であっても、軸方向鉄筋径が大きい方が終局変位が大きくなり、変形性能は高くなるのがわかる。

軸方向鉄筋径が大きくなることにより、終局変位が大きくなる理由としては、フーチングからの伸び出しによる水平変位が大きくなること²³⁾と、塑性ヒンジ長が長くなることの2つが想定される。そこで、まず、P-2供試体とP-5供試体における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を比較した。その結果を図-6に示す。これより、本実験では、軸方向鉄筋としてD10を用いた場合とD13を用いた場合とでは、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しには顕著な差は見られないことがわかる。

一方、図-5に示した塑性曲率分布を比較すると、軸方向鉄筋径が大きいP-5供試体の方がP-2供試体よりも広い範囲で大きな塑性曲率が生じていることがわかる。このことは、図-4の損傷状況からも確認される。これは、軸方向鉄筋径が大きいほど鉄筋の座屈長が大きくなるためであり、同一軸方向鉄筋比、同一帯鉄筋比であっても、軸方向鉄筋径が大きいほど塑性ヒンジ長は長くなると考えられる。

2.7 帯鉄筋間隔の影響

軸方向鉄筋に関する条件を同一として、帯鉄筋間隔のみを変化させた場合に、これが鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響を、P-5及びP-6供試体に対する実験結果に基づいて検討する。

帯鉄筋比を高くすると鉄筋コンクリート橋脚の変形性能が向上することはよく知られており、図-3に示したP-5及びP-6供試体に対する水平力-水平変位の履歴曲線の比較からも、そのことが確認できる。また、両供試体間での塑性曲率分布性状を図-5により比較してみると、帯鉄筋間隔が大きくなると、終局塑性曲率が全体的に小さくなるとともに、塑性曲率の生じる断面も限定され狭まってくる傾向があることがわかる。

3. 鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係の解析手法

3.1 水平力-水平変位の骨格曲線

前述した実験結果からもわかるように、鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位の骨格曲線は、最大水平耐力に達した後、その耐力を保持したままで水平変位が伸び、その後かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈及び破断により水平耐力が低下している。また、地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、等価エネルギー法を適用し、橋脚が所有しているじん性率に応じて設計水平震度を低減させている。等価エネルギー法の適用については、川島らによってその妥当性が解析と実験により確認されているが⁽⁴⁾⁽¹⁵⁾、ここでは、鉄筋コンクリート橋脚の履歴復元特性において最大応答が降伏後剛性の急激な低下領域までには達しないことが前提となっている。このような観点から、本文では、図-7に示すように、骨格曲線を完全弾塑性型にモデル化するものとし、降伏後剛性が急激に低下する水平耐力の低下域は、骨格曲線のモデル化の対象には含めないこととした。

ここで、鉄筋コンクリート橋脚の降伏点は、完全弾塑性モデルの弾性限界点として定義する。ただし、ここで定義する降伏点は、断面最外縁に配置された軸方向鉄筋が降伏する初降伏点とは異なり、降伏曲率 ϕ_y および降伏変位 δ_y は、初降伏曲率 ϕ_{y0} および初降伏変位 δ_{y0} を用いて式(1)、(2)で算出する。

$$\phi_y = (M_u / M_{y1}) \phi_{y1} \quad (1)$$

$$\delta_y = (M_u / M_{y1}) \delta_{y1} \quad (2)$$

ただし、 M_{y1} ：初降伏時曲げ耐力

M_u ：終局曲げ耐力

一方、終局点の定義に関しては、水平耐力が最大耐力の80%にまで低下した時、水平耐力が降伏耐力にまで低下した時等、これまでに様々な提案がなされている⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾。ただし、これらの定義は、じん性能評価のための指標

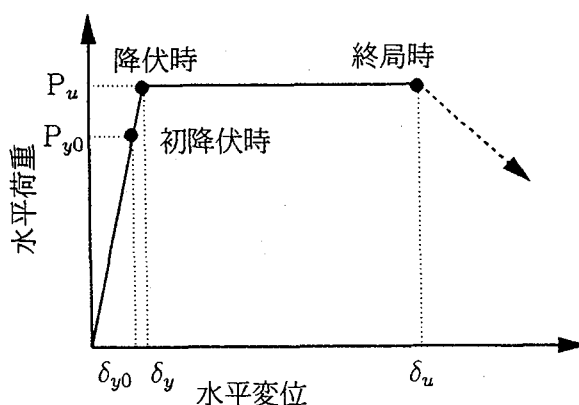


図-7 完全弾塑性型の骨格曲線モデル

として定義されたものであり、じん性を考慮した耐震設計に適用する場合には、計算上の終局点において鉄筋コンクリート橋脚にどのような損傷が生じているのかを明確にしておく必要があるが⁽¹²⁾、これについては、後述することにする。

3.2 断面の曲げモーメント-曲率関係の解析

本解析では、断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から初降伏時の曲げモーメント M_{y0} と曲率 ϕ_{y0} 、および終局時の曲げモーメント M_u と曲率 ϕ_u の関係を以下により求める。

まず、橋脚を高さ方向に m 分割し、それぞれの要素でコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係を仮定し、平面保持の法則を仮定して、次のつり合い条件を満足する中立軸位置を求める。

$$N_i = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_{c_j} \cdot \Delta A_{c_j} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s_j} \cdot \Delta A_{s_j} \right) \quad (3)$$

ここに、

$\sigma_{c_j}, \sigma_{s_j}$ ： j 番目の微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度 (kgf/cm²)

$\Delta A_{c_j}, \Delta A_{s_j}$ ： j 番目の各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積 (cm²)

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は次式により求められる。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{c_j} \cdot x_j \cdot \Delta A_{c_j} + \sum_{j=1}^n \sigma_{s_j} \cdot x_j \cdot \Delta A_{s_j} \quad (4)$$

$$\phi_i = \varepsilon_{co} / x_o \quad (5)$$

ここに、

M_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する曲げモーメント (tf・m)

ϕ_i ：上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面の曲率 (1/m)

x_j ： j 番目の各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から断面の図心位置までの距離 (m)

ε_{co} ：コンクリートの縁ひずみ

x_o ：コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (m) 断面の最外縁に配置された軸方向引張鉄筋のひずみが

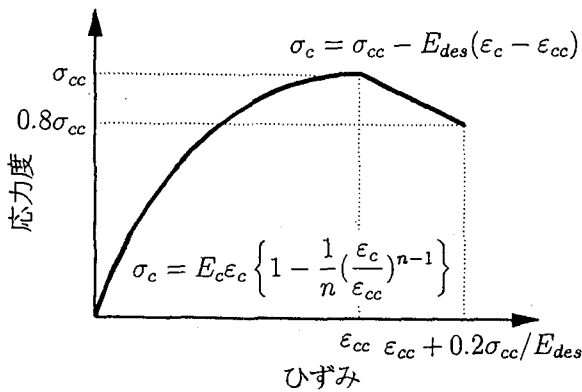


図-8 拘束コンクリートの応力度-ひずみ曲線

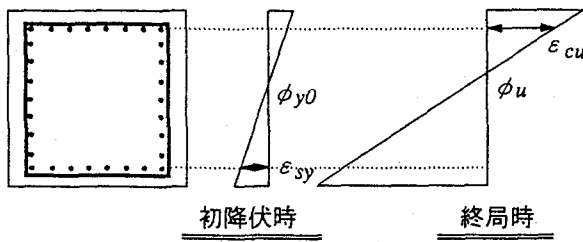


図-9 終局ひずみの与え方

降伏ひずみ ϵ_{sy} に達したときの曲げモーメントおよび曲率を求め、これらを、初降伏曲げモーメント M_{y0} 、初降伏曲率 ϕ_{y0} とする。また、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} に達したときの曲げモーメントと曲率を、それぞれ終局曲率 M_u 、終局曲率 ϕ_u とする。

ここで、コンクリートの応力度-ひずみ曲線モデルとしては、帯鉄筋による拘束効果を考慮するため、図-8に示すHoshikumaらのモデル⁽¹³⁾を適用した。ただし、応答の繰り返し特性を考慮するため、終局ひずみ ϵ_{cu} は、繰り返し回数が多い場合（以下、タイプIの載荷と呼ぶ）と少ない場合（以下、タイプIIの載荷と呼ぶ）に分けて式(6)で仮定することにする。

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} \epsilon_{cc} \\ \epsilon_{cc} + 0.2\sigma_{cc}/E_{des} \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 σ_{cc} は拘束コンクリートの最大圧縮応力、 ϵ_{cc} は最大圧縮応力時のひずみ、 E_{des} は下降勾配である。また、式(6)の仮定は、あくまでも正負交番の繰り返し荷重を受ける場合を対象として行ったものであり、静的な一方単調載荷の場合に対してまで適用されるものではない。

なお、終局時における断面内のひずみ分布の設定においては、図-9に示すように、終局ひずみは帯鉄筋による拘束断面の最外縁位置で与えるものとし、かぶりコンクリート部でのコンクリートの圧縮応力度は期待しないものとした。これは、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚では、ここで定義した終局に達する段階では一般にかぶりコンクリートが剥落するような損傷を受けており、圧縮抵抗部材としては考慮できないためである。

3.3 水平変位の算定法

初降伏変位 δ_{y0} は、断面基部が M_{y0} に達した時の各断面の曲率に載荷点からの距離を乗じた値を高さ方向に積分して式(7)により算出される。

$$\delta_{y0} = \frac{H^2}{6} \left\{ (\phi_c + 2\phi_{y0}) - (\phi_{y0} - \phi_c) \frac{M_c}{M_{y0}} - \phi_{y0} \frac{M_c^2}{M_{y0}^2} \right\} \quad (7)$$

ここで、 M_c 及び ϕ_c は、それぞれひびわれ時の曲げモーメント及び曲率である。したがって、降伏変位 δ_y は式(7)を式(2)に代入することにより求められる。

一方、鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 δ_u は、式(1)及び(2)で定義される降伏曲率と降伏変位を用いて、式(8)で算出する⁽³⁾。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - L_p / 2) \quad (8)$$

ここで、 L_p は等価塑性ヒンジ長である。

式(8)では、載荷点で生じる塑性変位は塑性ヒンジの回転により生じる変位として考え、その塑性ヒンジ領域での塑性曲率分布を等価な矩形ブロックに換算したものであり、終局変位を簡便に算出することができる。

3.4 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する水平変位の補正

正負交番の繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚では、軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すために、載荷点で計測される水平変位にはこの影響が含まれている。軸方向鉄筋の伸び出し量の評価法に関しては、これまでに太田⁽²³⁾や石橋ら⁽²⁴⁾によって提案されているが、降伏点や終局点の定義が本研究とは異なることから、その適用が難しい。そこで、本研究では鉄筋コンクリート橋脚躯体部に生じた弾塑性変形を精度よく解析するために、式(8)で算出される δ_u に、本実験で計測された終局時の伸び出しによる水平変位を加算し、式(9)により終局変位を補正することとした。

$$\delta_{ut} = \delta_u + \delta_{u2} \quad (9)$$

ここで、 δ_{ut} は補正後の終局変位、 δ_{u2} は終局時における軸方向鉄筋の伸び出しによって載荷点に生じる水平変位であり、本実験では、フーチング上面とそこから高さ40mmの断面までの相対変位を計測して得られた曲率から算出した。

4. 実験供試体に対する解析と実験結果との比較

4.1 曲率分布と等価塑性ヒンジ長

本実験供試体に対して、曲げモーメントと曲率の関係ならびに等価塑性ヒンジ長を解析した結果を表-2に示す。ただし、コンクリートの終局ひずみは、載荷繰り返し回数が10回の場合(P-3供試体)をタイプIの載荷、1回

表-2 曲率の計算結果と等価塑性ヒンジ長

載荷のタイプ		タイプII		タイプI	タイプII	
供試体		P-1 供試体	P-2 供試体	P-3 供試体	P-5 供試体	P-6 供試体
初伏 降時	曲げ耐力 M_{y0} (tf・m)	34.5		34.5	35.9	35.9
	曲率 ϕ_{y0} (rad/mm)	4.44×10^{-5}		4.44×10^{-5}	4.36×10^{-5}	4.34×10^{-5}
降伏時	曲げ耐力 M_y (tf・m)	40.0		40.0	41.6	41.6
	曲率 ϕ_y (rad/mm)	5.16×10^{-5}		5.16×10^{-5}	5.06×10^{-5}	5.03×10^{-5}
終局時	曲げ耐力 M_u (tf・m)	40.0		40.0	41.6	41.6
	曲率 ϕ_u (rad/mm)	5.52×10^{-5}		4.04×10^{-5}	5.75×10^{-5}	4.60×10^{-5}
塑性曲率 ϕ_p (rad/mm)		5.00×10^{-5}		3.52×10^{-5}	5.24×10^{-5}	4.10×10^{-5}
$\Sigma \phi_p \Delta h$ (rad)		1.63×10^{-2}	1.53×10^{-2}	1.14×10^{-2}	2.92×10^{-2}	1.15×10^{-2}
等価塑性ヒンジ長 L_p (mm)		326	306	324	557	320

(P-1供試体)ならびに3回(P-2, P-5, P-6供試体)の場合をタイプIIの載荷と考へて算出している¹²⁾。また、等価塑性ヒンジ長 L_p は、実験で得られた終局塑性曲率 ϕ_{exp} の分布と解析により算出された終局塑性曲率 ϕ_{cal} により、式(10)で求めた。

$$L_p = \left(\int \phi_{exp} dh \right) / \phi_{cal} \quad (10)$$

$$= \left(\Sigma \phi_{exp} \cdot \Delta h \right) / \phi_{cal}$$

ここで、 Δh は塑性曲率の計測長で、本実験では80mmである。

これより、P-1, P-2供試体とP-3供試体では、載荷のタイプが異なるために、同一の構造諸元であっても終局塑性曲率の計算値には違いが生じているが、計算値は、繰返し回数によって変動している終局塑性曲率の実験値と良く一致していると言える。これは、タイプIの載荷とタイプIIの載荷でコンクリートの終局ひずみを式(6)として与えたが、これを用いて解析した結果、繰返し回数が多い場合でも少ない場合でも、本文で定義する終局点を精度よく推定できることを示している。また、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔が変化した場合においても、終局塑性曲率の計算値は実験値と良く一致していることがわかる。

次に、等価塑性ヒンジ長に着目すると、同一構造条件であるP-1~P-3供試体では、いずれも等価塑性ヒンジ長は300mm~330mmとなった。これは、図-4に示される損傷の状況から見ても妥当な等価塑性ヒンジ長を与えているものと考えられる。一方、軸方向鉄筋径を大きくしたP-5供試体では、等価塑性ヒンジ長は557mmとなり、P-2供試体よりも塑性ヒンジ長が長く評価された。このことは、図-4の損傷状況ともよく一致している。また、帯鉄筋間隔を大きくしたP-6供試体では、等価塑性ヒンジ長は320mmであり、これも図-4に示した損傷の状況と一致している。ただし、P-5供試体と比較すると、同一の軸方向鉄筋の配筋であっても、帯鉄筋間隔が大きくなると、等価塑性ヒンジ長が小さくなっている。

以上より、本解析により算出される終局塑性曲率は実験で計測された終局塑性曲率とよく一致すること、また、式(10)で求められる等価塑性ヒンジ長は、実際の損傷範囲と概ね適合していることがわかった。

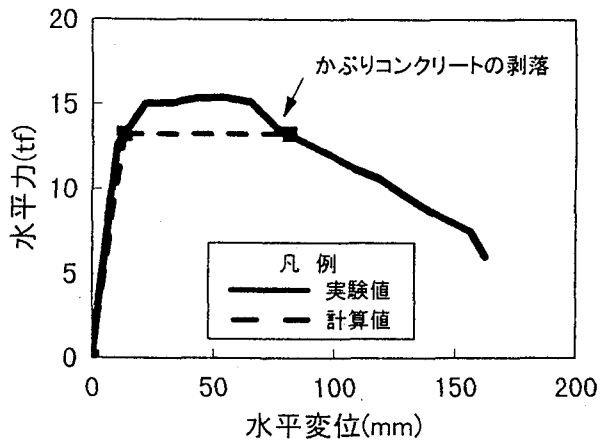
4.2 水平耐力と変形性能

表-3ならびに式(1), (2), (6)~(8)より水平力-水平変位の関係を計算し、式(9)により軸方向鉄筋の伸び出しによる影響を補正した結果と、実験により得られた履歴曲線の包絡線とを比較した結果が図-10である。最大水平耐力を見ると、解析値の方が約10%小さくなっているが、かぶりコンクリートが剥落した時の水平耐力と概ね等しくなっていることがわかる。これは、コンクリートの終局ひずみを拘束断面の最外縁位置で与え、かぶりコンクリート部での圧縮抵抗力を無視した本解析モデルの仮定ともよく一致している。

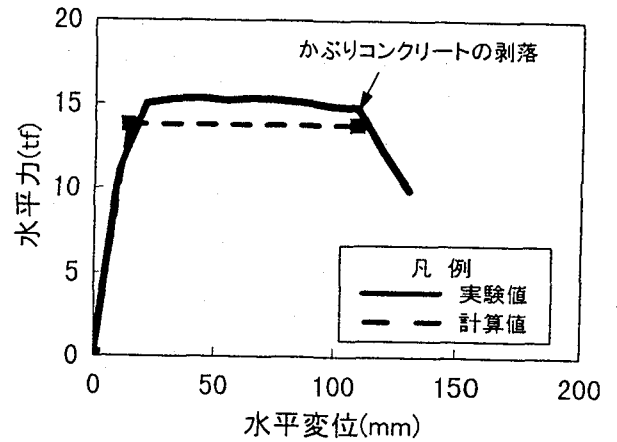
一方、終局変位は、終局塑性曲率と等価塑性ヒンジ長の関数であり、これらが精度良く推定されていれば、終局変位も精度良く推定される。そこで、終局変位の計算値を実験結果と比較すると、いずれの供試体とも、計算上の終局点は、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し水平力が低下し始める時の変位に概ね相当していることが確認できる。

5. 結論

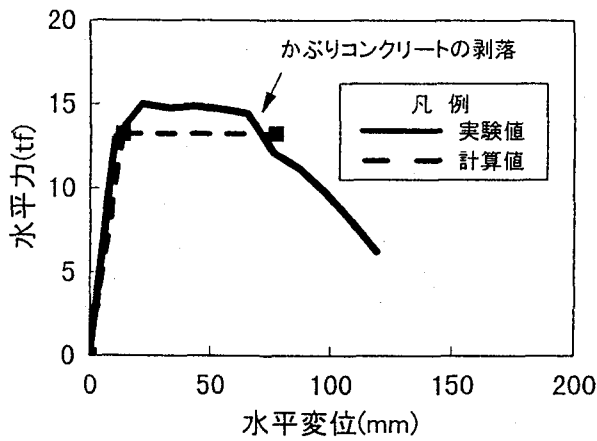
本研究では、同一断面寸法の鉄筋コンクリート橋脚模型供試体に対して、載荷繰返し回数、軸方向鉄筋径、帯鉄筋比をパラメータとした正負交番載荷実験を行った。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を精度よく評価するために、塑性ヒンジ領域における曲率分布に着目した。そして、本実験結果を基に、載荷繰返し回数に応じた鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価手法に関する提案を行った。本研究により得られた結論は以下の通りである。



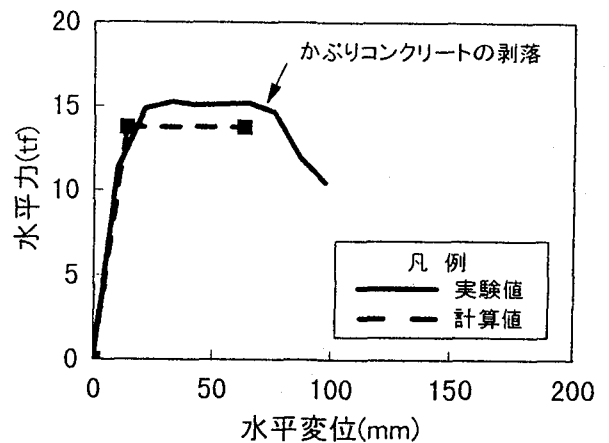
(a) P-1供試体



(d) P-5供試体

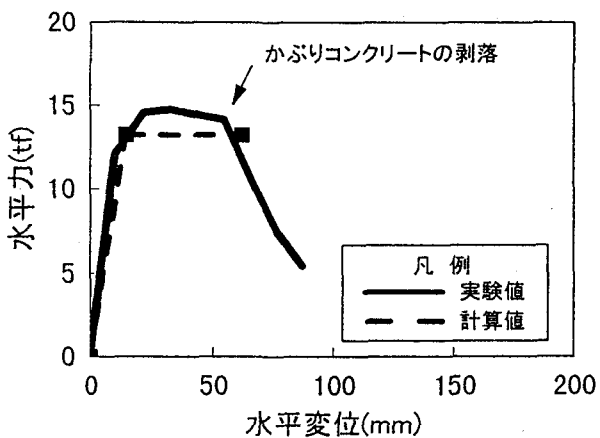


(b) P-2供試体



(e) P-6供試体

図-10 水平力-水平変位の履歴曲線の包絡線と計算値との比較



(c) P-3供試体

- 1) 帯鉄筋体積比が0.3%の場合、 $5\delta_u$ の荷重終了後の損傷状況や水平耐力を見てみると、繰返し回数を10回とした荷重ではかぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が座屈する損傷が生じ、水平耐力が低下し始めるのに対し、繰返し回数を1回ないしは3回とした荷重では水平ひびわれが進展するまでの損傷であり、水平耐力は最大値を維持していた。また、 $5\delta_u$ の荷重以降の荷重パターンの影響が変形性能に及ぼす影響は大きく、繰返し回数が多いほど終局変位は小さくなった。
- 2) 同一軸方向鉄筋比、同一帯鉄筋比であっても、軸方向鉄筋径が大きい方が塑性曲率が広い範囲で生じる。これは、軸方向鉄筋径が大きくなると座屈長が長くなるためと考えられる。
- 3) 軸方向鉄筋に関する構造条件を同一として帯鉄筋間隔のみを大きくすると、終局塑性曲率が全体的に小さく

なるとともに、塑性曲率の生じる断面も限定されてくる。

- 4) 載荷繰り返し回数の影響を変形性能評価において考慮するために、Hoshikumaらにより提案されたコンクリートの応力度-ひずみ曲線を適用し、また、終局ひずみを、繰り返し回数が10回の場合と1回ないしは3回の場合とに分けて式(6)で与えて断面の終局塑性曲率を解析すると、解析値は実験で計測された終局塑性曲率と概ね一致した。
- 5) 本実験により得られた等価塑性ヒンジ長を用いて式(8)及び(9)により計算される終局変位は、いずれの供試体とも軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落した時の変位に概ね相当しており、本文で定義した終局点とよく一致した。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995年12月
- 2) 太田実：繰り返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、第292号、pp. 65-74、1979年2月
- 3) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第153号、1980年3月
- 4) 川島一彦、長谷川金二、長島博之、小山達彦、吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告第190号、1993年9月
- 5) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No. 390/V-8、pp. 57-66、1988年2月
- 6) Kawashima, K. and Koyama, T. : Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, Proceedings of JSCE, No.392 / I-9, pp.205-213, 1988.4
- 7) 尾坂芳夫、鈴木基行、蟹江秀樹：RC柱の履歴復元力特性に及ぼす載荷速度と載荷パターンの影響、構造工学論文集、Vol. 34A、pp. 911-922、1988年4月
- 8) 武村浩志、川島一彦：載荷履歴がRC橋脚の動的耐力および変形性能に及ぼす実験的検討、土木学会第51回年次学術講演会、1996年9月
- 9) 檜貝勇：大变位の繰り返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力、第8回コンクリート工学年次論文報告集、pp. 769-772、1986年
- 10) 中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕：解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化、土木学会論文集、No. 442/V-16、pp. 127-135、1992年2月
- 11) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ12、1996年8月
- 12) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰り返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol. 43A、pp. 869-880、1997年3月
- 13) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley- Interscience, 1996
- 14) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度、第7回日本地震工学シンポジウム、pp. 1459-1464、1986年12月
- 15) 川島一彦、長谷川金二：鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究、土木学会論文集、No. 483/I-26、pp. 137-146、1994年1月
- 16) J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya, A. W. Taylor : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.5, pp624-633, May 1997

(1997年9月26日受付)