

# 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

川島一彦<sup>1</sup>・星隈順一<sup>2</sup>・運上茂樹<sup>3</sup>

<sup>1</sup>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)

<sup>2</sup>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)

<sup>3</sup>正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室主任研究員

既設鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における耐震性を適切に評価するために、主鉄筋の段落し位置を変化させた模型供試体の正負交番載荷実験を行い、段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の破壊特性等について検討した。実験結果を基に、段落し部での損傷の可能性と、設計地震力を超える地震力が作用した場合に段落し部に生じる損傷度を、新たに定義した損傷形態判別係数と降伏曲げに対する安全率で評価する簡便な耐震判定法を提案した。さらに、本判定法を適用すれば、段落し部で耐震性に劣る鉄筋コンクリート橋脚を精度よく抽出できることを、最近の地震による被害橋脚の解析結果から明らかにした。

*Key Words : reinforced concrete bridge piers, terminated reinforcement, seismic evaluation, cyclic loading test, damage analysis*

## 1. まえがき

近年の地震による道路橋の被害の中で重要な点の1つは、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部において多数の損傷が生じていることである。この種の被害としては、昭和57年の浦河沖地震による静内橋の被害<sup>1)</sup>が代表的であり、平成5年1月の釧路沖地震、7月の北海道南西沖地震でも同様な被害が生じた<sup>2)・3)</sup>。被害の原因は、段落し鉄筋の定着長が十分でなかったためである<sup>4)・5)</sup>。段落し部での損傷は、曲げによる損傷からぜい性的なせん断破壊に移行しやすく、近年の地震被害形態の中では、落橋という致命的な被害に最も至りやすいと考えられている。したがって、既設の鉄筋コンクリート橋脚に対しては、主鉄筋の段落し部に注意して耐震性を照査しておくことが、震前対策上重要である。

段落し鉄筋の定着長に関しては、従来重ね継手長の規定をそのまま準用していたが、昭和55年の道路橋示方書IV下部構造編において、段落しされない連続した主鉄筋の引張応力が許容応力の1/2以下になる断面まで定着するように規定が改訂された。さらに、定着部のコンクリートの許容せん断応力度が一般部の2/3に低減された<sup>6)</sup>。このため、昭和55年道

路橋示方書以後の設計基準に準拠して設計された鉄筋コンクリート橋脚では、段落し部の耐震性については問題は少ないが、それ以前の設計基準で設計された鉄筋コンクリート橋脚に対しては、現在の耐震設計レベルから見ると、段落し部での耐震性が相対的に低いものがある。このような鉄筋コンクリート橋脚に対しては、その耐震性を適切に評価し、必要に応じて耐震補強を施していく必要があり、そのためには、耐震点検等の実務の中でも取り扱いやすい簡便な耐震判定法の開発が望まれている。

主鉄筋段落しがじん性率やせん断耐力に及ぼす影響等に関しては、石橋ら<sup>7)</sup>、山本ら<sup>8)</sup>、尾坂ら<sup>9)・10)</sup>によって詳細に検討されている。こうした研究により、段落し部の主鉄筋に生じるひずみや破壊のメカニズム、さらには段落し部の設計法に関して貴重な知見が得られている。しかし、上述したように既存の橋脚の耐震性判定に用いることができるような段落し部の照査法としてはまとめられておらず、こうした研究は現在までにほとんど行われていないのが現状である。

本研究では、まず主鉄筋段落し部の耐震安全性を明らかにするために、主鉄筋の段落し高さをパラメータとした模型供試体による正負交番載荷実験を行

Table 1 Test Specimens

Specimen	Dimension of the Cross Section (cm)	Effective Height (cm)	Shear Span Ratio	Main Reinforcement				Hoop Reinforcement		Strength of Concrete (MPa)	Axial Stress (MPa)		
				Material	Yielding Stress (MPa)	Termination Height from Base $h_c$ (cm)	Reinforcement Ratio $\rho$ (%)		Material			Yielding Stress (MPa)	Hoop Reinforcement Ratio $\rho_w$ (%)
P-10	50 X 50 (Square)	250	5.4	SD295 D13	308	-	2.03	1.01	SR235 $\phi 9$	272	0.10	31.3	0
P-14						110						32.1	
P-15						135						32.6	
P-16		160	31.9										
R-1		180	42.1										
R-2		205	40.1										
R-3	230	38.2											
R-4	$\phi 60 / \phi 41.6^*$ (Hollow)	460	9.9		364	103	4.43	1.73		336	0.28	35.4	2.1
R-8	50 X 50 (Square)	260	5.6	SD295 D10	357	90	1.31	0.63	SR235 $\phi 6$	245	0.05	28.5	1.1
R-12					409	100	0.86	0.40		434		42.1	
R-13												43.7	2.3
R-14												37.4	1.1
R-15					40 X 160 (Wall type)	7.1				367		80	0.76

\*) External / Internal diameters

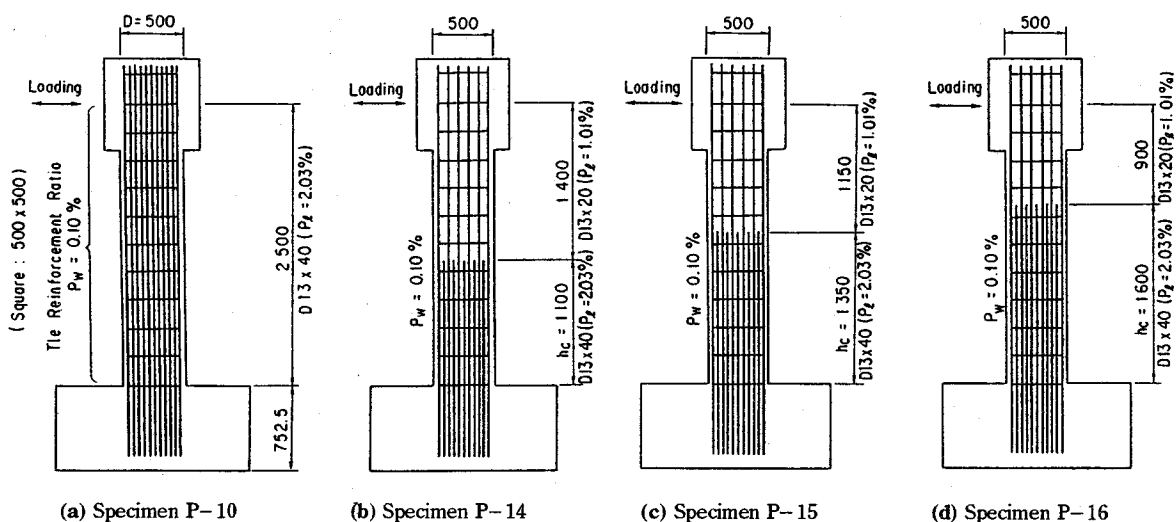


Fig. 1 Specimens Used for Loading Test

い、宮城県沖地震及び浦河沖地震による実橋脚の被害を加味して、簡便な主鉄筋段落し部の耐震判定法の提案を行った。その後、最近発生した平成5年釧路沖地震及び平成5年北海道南西沖地震による9橋の鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の損傷をもとに、提案法の妥当性を検証した。

## 2. 鉄筋コンクリート橋脚模型の載荷実験

### (1) 実験供試体

実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型の構造諸元を Table 1に示す<sup>5)</sup>。これらは、主鉄筋の定着長の影響を定量的に評価できるように配慮して製作されたものである。例えば、Fig.1に示す供試体P-10及びP-14~P-16は、断面形状やせん断支間比、帯

鉄筋比を一定として、段落し鉄筋の定着長のみを変化させたものである。すなわち、供試体P-10では主鉄筋の段落しを行っていない。供試体P-14では、計算上段落ししてよい位置で主鉄筋量を基部の1/2に減らした。したがって、主鉄筋の定着長は全くないことになる。供試体P-15及びP-16では、計算上段落ししてよい位置から、それぞれ、断面の幅の1/2倍(25cm)及び1倍(50cm)だけ高い位置で主鉄筋量を基部の1/2に減らした。したがって、主鉄筋の定着長は、それぞれ25cm及び50cmである。

これらの供試体では、帯鉄筋比は0.10%で一定値とした。この値は、現在の道路橋方書IV下部構造編<sup>11)</sup>に規定されている最小帯鉄筋比0.15%よりも小さいが、これは、本実験供試体が、段落し主鉄筋の定着長が問題となる昭和55年以前に設計された鉄

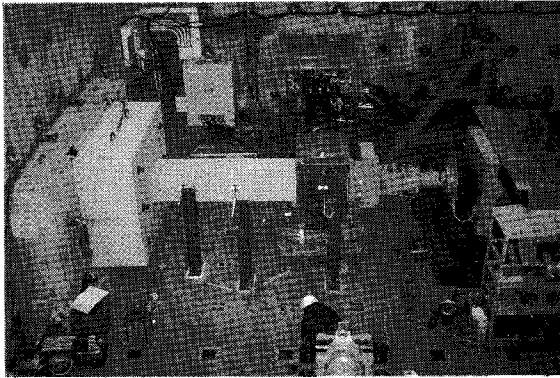


Photo 1 Setup of Cyclic Loading Test

筋コンクリート橋脚をモデルとしており、帯鉄筋比についても、当時の設計基準レベルに整合させたためである。

なお、供試体番号は、著者らが実施した一連の鉄筋コンクリート橋脚モデルの交番載荷実験の通し番号であるため、必ずしも連続していない。

実験は、Photo 1 に示すように鉄筋コンクリート橋脚モデルを横倒しにし、上部構造の自重に相当する軸力を作用させた状態で慣性力に相当する水平力を正負交番載荷した。橋脚基部で主鉄筋が降伏(実験に基づき降伏ひずみを $1800 \times 10^{-6}$ とした)する時に荷重作用位置に生じる変位を降伏変位 $\delta_y$ と定義し、この整数倍の変位 $n \times \delta_y$ ( $n=1,2,3,\dots$ )で順次変位振幅を増加させながら載荷した。なお、同一の載荷変位振幅における繰り返し回数は10回とした。

## (2) 破壊性状

各実験供試体の損傷位置をTable 2に示す。なお、表中には後述する損傷形態判別係数 $S$ 、段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ 、平均せん断応力度の解析結果も示している。

実験結果の一例として、供試体P-10及びP-14～P-16の各載荷ステップ終了後における載荷方向と平行な面の損傷の進展状況をFig.2～Fig.5に示す。主鉄筋の定着長が全くない供試体P-14では、 $1\delta_y$ 載荷によって橋脚全面に水平の曲げひびわれが生じた。 $2\delta_y$ 載荷で段落し部の曲げひびわれが進展し、載荷方向と平行な面では段落し部に斜めひびわれが発生した。 $3\delta_y$ 載荷では段落し部の斜めひびわれが進展し、かぶりコンクリートが剥離し始めた。 $4\delta_y$ 載荷では、段落し位置を中心に高さ約30cmにわたってかぶりコンクリートが剥落した。 $5\delta_y$ 載荷になると、段落し部においてかぶりコンクリートの剥落

Table 2 Failure Mode and Seismic Evaluation Factors for Test Specimens

Specimen	Failure Mode Factor $S$	Safety Factor $F_y^T$	Average Shear Stress (MPa)	Location of Failure
P-14	0.78	0.90	0.39	Termination
P-15	0.91	1.05	0.39	Base and Termination
P-16	1.10	1.27	0.39	Base
R-1	0.90	1.12	0.25	Termination
R-2	0.98	1.22	0.25	Base and Termination
R-3	1.07	1.33	0.25	Base
R-4	0.69	0.73	0.86	Termination
R-8	0.80	1.08	0.29	Termination
R-12	0.79	1.05	0.34	Termination
R-13	0.88	1.19	0.40	Termination
R-14	0.88	1.17	0.25	Termination
R-15	0.84	0.99	0.19	Termination

が進展し、主鉄筋が2本破断した。 $6.5\delta_y$ 載荷では段落しされていない20本の主鉄筋のうち8本が破断し、ここで載荷を終了した。なお、基部周辺においては損傷はほとんど生じなかった。

供試体P-14の破壊の進展状況より、段落し部での損傷のメカニズムを推定すると次の通りである。すなわち、まず、段落し部で断面を貫通する水平方向の曲げひびわれが発生し、これにより、コンクリートが負担できるせん断抵抗力が失われる。そのため、さらに載荷を進めると、斜めひびわれが進展してゆき、最終的には段落し部でせん断破壊の形態を呈したものと考えられる。

一方、主鉄筋の定着長を断面幅の1/2とした供試体P-15では、 $1\delta_y$ 載荷では供試体P-14と同様に水平の曲げひびわれが生じた。 $2\delta_y$ 載荷で段落し部の曲げひびわれが進展するとともに、斜めひびわれも発生した。 $3\delta_y$ 載荷になると段落し部の斜めひびわれが進展するとともに、基部にも斜めひびわれが生じ始めた。 $4\delta_y$ 載荷では、段落し部と基部の斜めひびわれがともに増加したが、 $5\delta_y$ 載荷になると基部から20～40cmの範囲でかぶりコンクリートの剥離が生じた。 $6\delta_y$ 載荷以降になると基部にのみ損傷が集中し、 $8.5\delta_y$ 載荷で、基部における40本のうち24本の主鉄筋が破断した。

主鉄筋の定着長を断面幅の1倍とした供試体P-16及び段落しをしていない供試体P-10はほぼ同様な破壊形態となった。すなわち、 $3\delta_y$ 載荷で基部において曲げひびわれが顕著となり、 $4\delta_y$ 載荷で基部から約30cmの高さにわたりかぶりコンクリートが剥離した。その後、基部のかぶりコンクリートの剥離が順次進展し、 $8\delta_y$ 載荷では累計で11本(P-10)及び10本(P-16)の主鉄筋が破断し、最終的に基部で曲げ破壊した。また、段落し部周辺には損傷はほとん

Loading  
↔

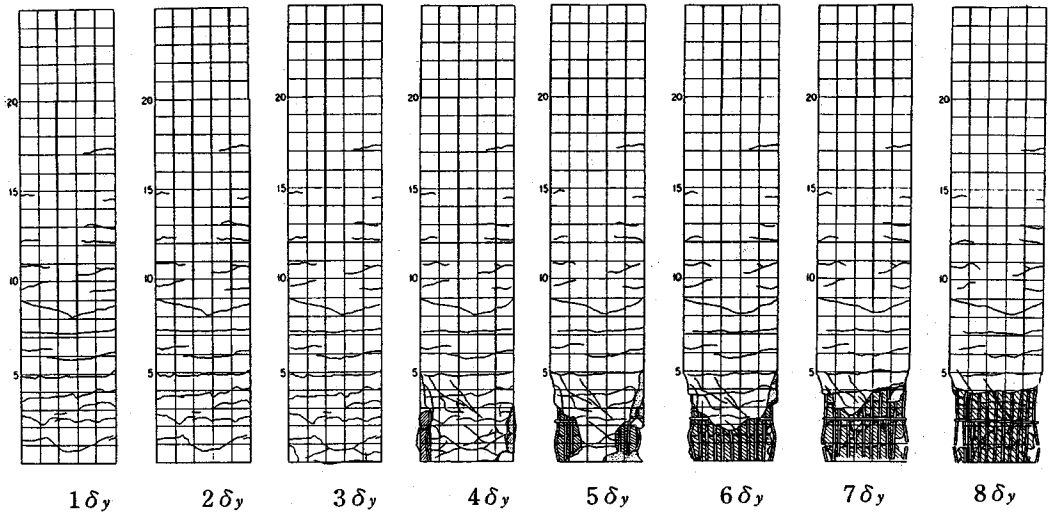


Fig. 2 Failure Mode of Specimen P-10

Loading  
↔

Termination Point  
→

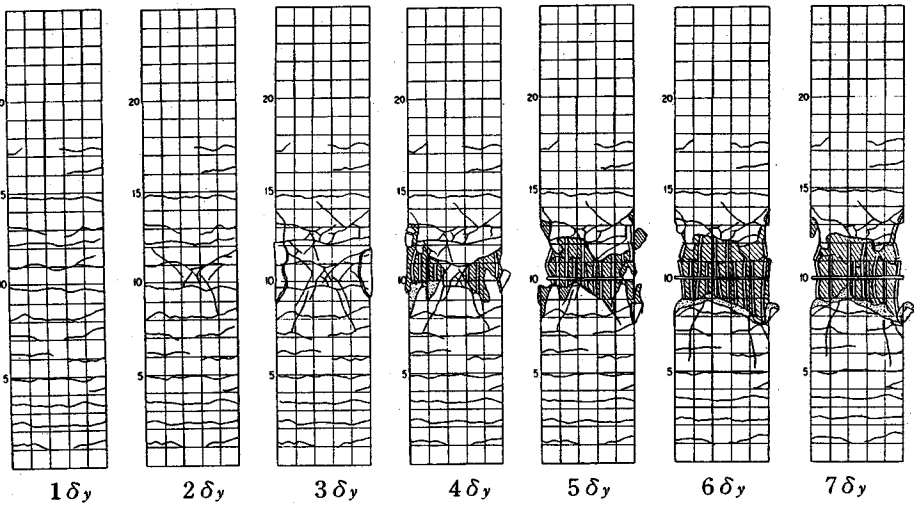


Fig. 3 Failure Mode of Specimen P-14

Loading  
↔

Termination Point  
→

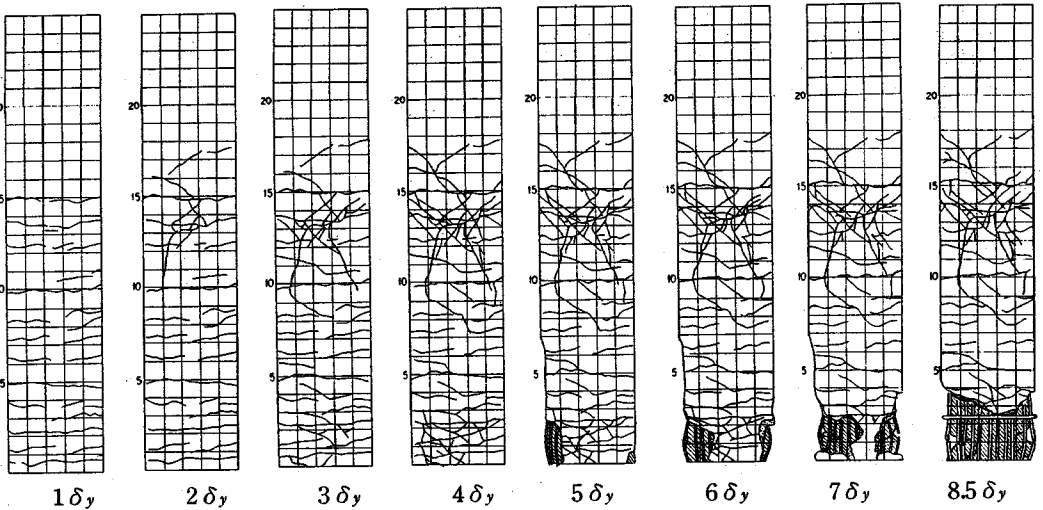


Fig. 4 Failure Mode of Specimen P-15

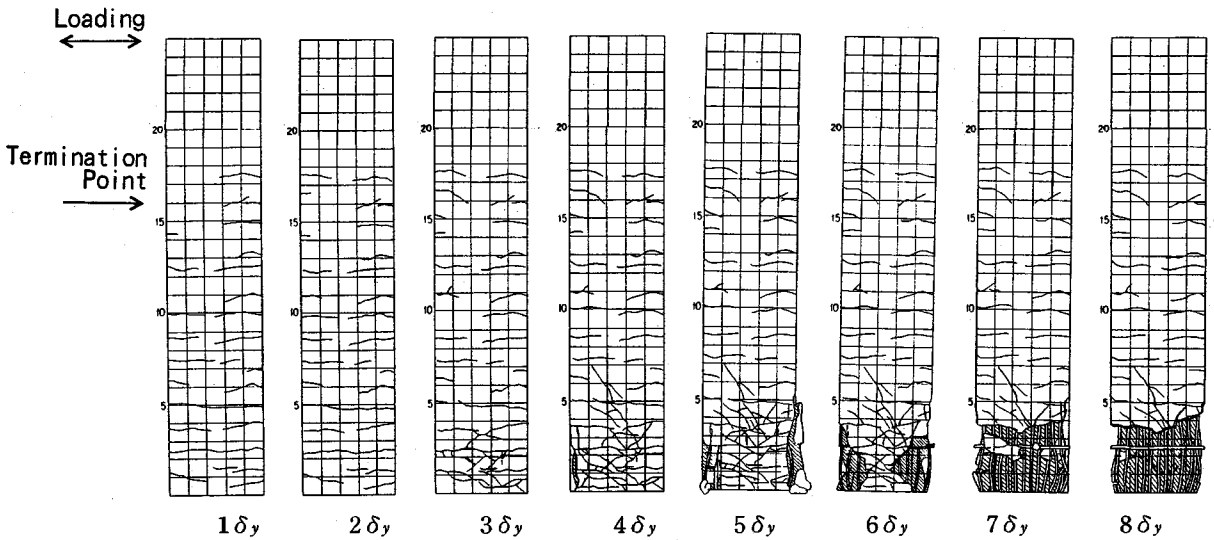


Fig. 5 Failure Mode of Specimen P-16

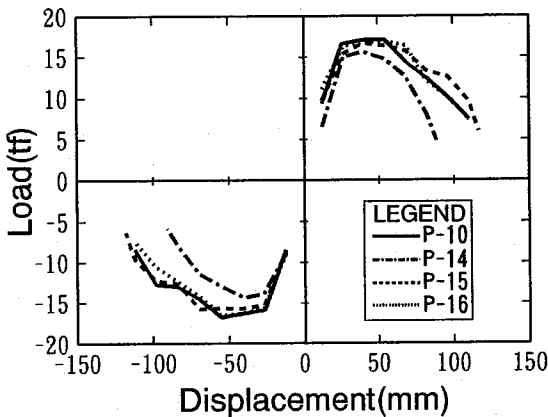


Fig. 6 Envelopes of Lateral Load vs. Displacement Hysteresis Loops

ど生じなかった。

このように、主鉄筋の定着長を0cmとした供試体P-14では段落し部でせん断破壊し、定着長を断面幅の半分とした供試体P-15では段落し部にも損傷が生じたが最終的には基部で、また、定着長を断面幅の1倍とした供試体P-16では基部でそれぞれ曲げ破壊した。また、段落し部で破壊する場合には、基部で破壊する場合よりも早い荷重段階で、コンクリートの剥離及び主鉄筋の破断が生じた。

### (3) 耐力及び変形性能

Fig.6は、供試体P-10及びP-14~P-16の橋脚天端における水平荷重と水平変位の履歴曲線とその包絡線によって比較したものである。これより、最終的に基部で破壊したP-15及びP-16の包絡線は、段落しのないP-10とほぼ同様な挙動を示すことがわ

かる。ただし、P-15では段落し部と基部の2箇所で損傷が生じており、塑性ヒンジが増えるという観点から、これは耐震上は望ましくない破壊形態である。一方、段落し部で破壊したP-14は、最大耐力が他の供試体よりも小さく、また最大耐力後の耐力低下も著しいことがわかる。段落し部で破壊した他の供試体においても、同様な傾向が認められた。したがって、耐震性能の観点からは、段落し部で損傷させないことが重要と言える。

### 3. 主鉄筋段落し部の耐震判定法

前述した実験結果から、主鉄筋段落し部でのせん断破壊では、その損傷進展の第一ステップとして水平方向の曲げひびわれが生じることが明らかである。このことは、釧路沖地震や北海道南西沖地震における主鉄筋段落し部の損傷形態を見ても<sup>2) 3)</sup>、水平ひびわれのみの損傷、水平ひびわれと斜めひびわれが混在する損傷、主鉄筋が座屈している損傷等に分類でき、段落し部での初期の損傷状態として、曲げひびわれが生じていることから裏付けられる。したがって、主鉄筋段落し部の耐震性を判定するためには、段落し部での曲げ損傷の可能性を正しく評価することが重要と言える。そこで、Fig.7に示されるような損傷形態判別係数Sを導入する。すなわち、損傷形態判別係数Sは、橋脚基部と段落し部のいずれで先に曲げ損傷が生じるかを定量的に判定することを意図として定義した指標であり、段落し部及び橋脚基部において、設計曲げモーメントに対する降伏曲げモーメントの比 $F_y^T, F_y^B$ を用いて次式で定義する。

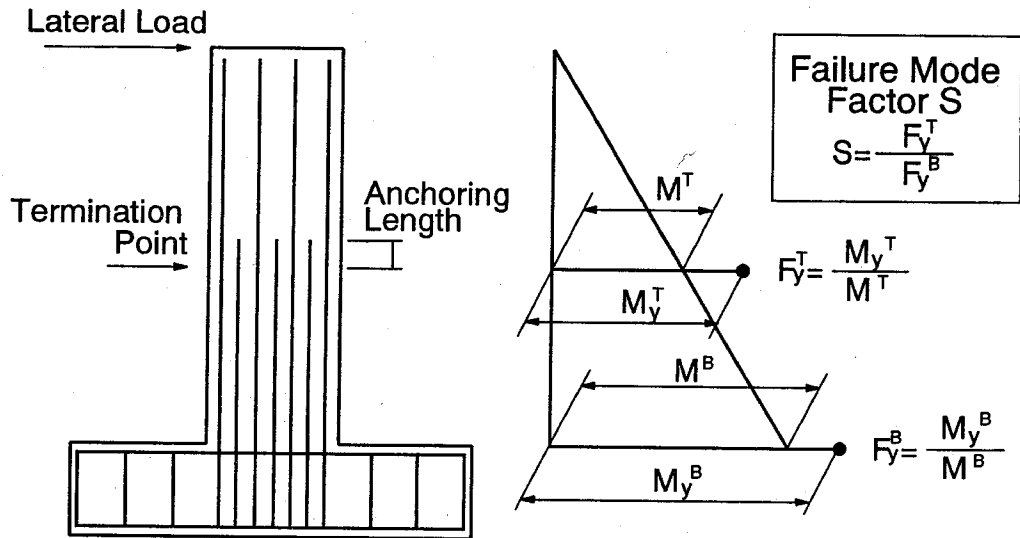


Fig. 7 Definition of Seismic Evaluation Factors

$$S = \frac{F_y^T}{F_y^B} \quad (1)$$

ここに、

$$F_y^T = \frac{M_y^T}{M^T} \quad (2)$$

$$F_y^B = \frac{M_y^B}{M^B} \quad (3)$$

$M_y^T, M_y^B$  : 段落し位置及び基部における断面の降伏曲げモーメント

$M^T, M^B$  : 設計地震力を作用させた時に段落し位置及び基部に生じる曲げモーメント

以下、 $F_y^T, F_y^B$  をそれぞれ段落し位置及び基部における耐震安全率と呼ぶ。

したがって、基本的には損傷形態判別係数が1.0未満であれば、設計地震力に対して段落し部が確保している耐震安全率が基部よりも小さいことになり、曲げ損傷は段落し部の方で先行して生じることを意味する。ただし、段落しされている主鉄筋が断面に対して有効に機能するためには、所定の定着長が必要であるため、損傷形態判別係数の算定においては、段落し位置を実際の高さから主鉄筋の定着長分だけ低い位置で定義するものとする。ここでは、主鉄筋の定着長は、道路橋示方書IV下部構造編<sup>11)</sup>に準拠して求める。

一方、設計で考慮している地震力に対してある程度以上の耐力を有していれば、損傷が段落し部で先行するとしても損傷の程度は小さく、落橋といった致命的な被害には至らないとみることができる。そこで、損傷形態判別係数Sによる判定に加えて、式

(2)で算出される $F_y^T$ により、段落し部に生じる損傷度を判定するものとする。このように $F_y^T$ により地震時に生じる損傷の程度が推定できれば、耐震補強の優先度を評価する場合にも活用できると考えられる。

さらに、先述の実験結果を見ると、段落し部で損傷した供試体では、最初に水平の曲げひびわれが発生し、その後斜めひびわれに進展して最終的なせん断破壊に至っている。したがって、段落し部で曲げ損傷が先行するものについては、せん断応力についても照査しておく必要がある。

#### 4. 耐震判定基準の提案

上述した耐震判定法では、段落し部での損傷の可能性やその程度を評価するために、損傷形態判別係数S及び段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ に対してある判定基準値を設定する必要がある。そこで、Table 2に示した鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番載荷実験結果を基に、これらの判定基準値を定めることにする。

Fig.8は、式(1)を適用して解析した各供試体の損傷形態判別係数Sと実験で生じた破壊モードの関係を示したものである。ここには、段落し部に損傷を受けた浦河沖地震による静内橋P3橋脚<sup>1)</sup>及び宮城県沖地震による新江合橋P3橋脚<sup>12)</sup>の解析結果も加えている<sup>5)</sup>。これより、実験結果からは、Sが1.0以下の橋脚で段落し部に損傷が生じることがわかる。一方、新江合橋ではSが1.08となっており、模型供

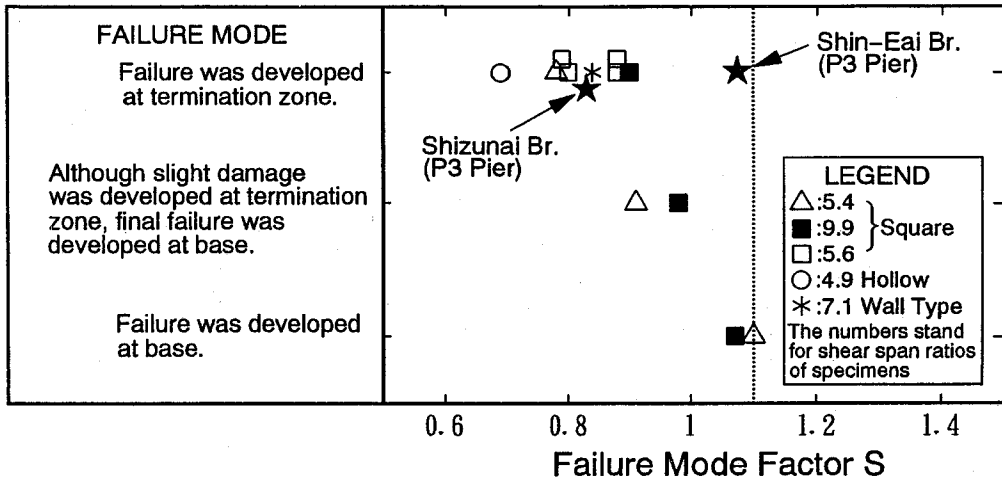


Fig. 8 Evaluation of Failure Mode in Terms of Failure Mode Factor S

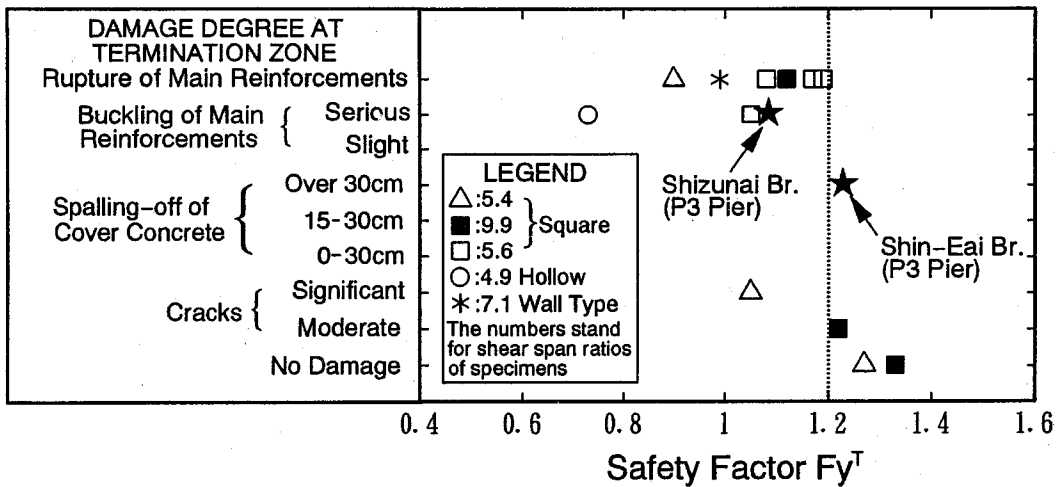


Fig. 9 Evaluation of Damage of Model Pier after  $5\delta_y$  Loading in Terms of Safety Factor  $F_y T$

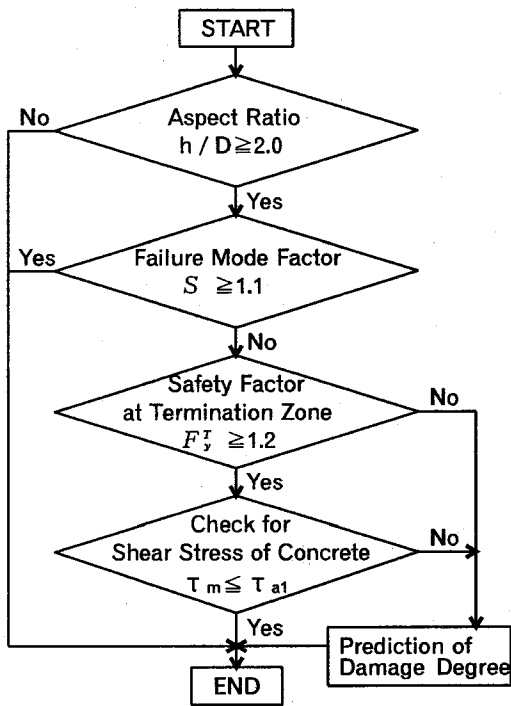
試体による実験結果のみから判断すれば、基部で曲げ破壊することが予測される領域にある。しかしながら、実際には新江合橋では段落し部で被りコンクリートが剥離し、主鉄筋が露出するという損傷が生じた。そこで、この被害事例を考慮に入れ、主鉄筋の段落し位置において損傷が生じるか否かを $S=1.1$ を基準として判定することを提案する。これは、後述する釧路沖地震や北海道南西沖地震による被害の解析からも妥当な判断であることが、あとから裏付けられた。

Fig.9は、式(2)より算定される $F_y T$ と段落し部における損傷度の関係を示したものである。ここで、段落し部における損傷度は、 $5\delta_y$ 載荷後における損傷の程度を用いることとした。これより、段落し部において、主鉄筋の著しい座屈や破断といった落橋につながる著しい損傷の生じる可能性のある橋脚は、

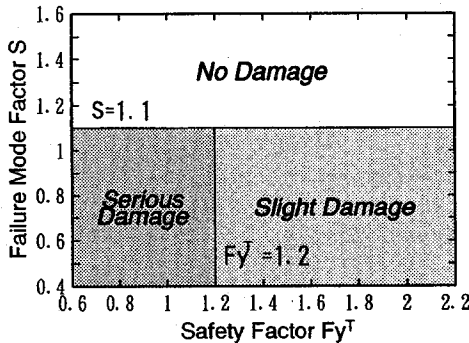
いずれも $F_y T$ が1.2未満で生じていることがわかる。そこで、ここでは、段落し部に生じる被害の程度を $F_y T=1.2$ を基準として判定するものとする。

なお、各供試体ではコンクリートの設計基準強度が $300\text{kgf/cm}^2$ であることから、許容せん断応力度は道路橋示方書IV下部構造編<sup>11)</sup>によれば $4.5\text{kgf/cm}^2$ となる。Table 2によれば、R-4供試体のようにコンクリート断面を大きく絞った橋脚では、橋脚に作用する平均せん断応力度は許容せん断応力度を大きく上回ることがわかる。

以上の検討結果より、主鉄筋段落し部の耐震判定法をFig.10のように提案する<sup>5)</sup>。ただし、本耐震判定法は、せん断支間比が2.0よりも大きい橋脚を対象とする。これは、せん断支間比が2.0以下の橋脚では、一般に高さが低く、主鉄筋の段落しが行われない場合が多いためである。



(a) Procedure of Seismic Evaluation



(b) Prediction of Damage Degree

Fig. 10 Seismic Evaluation Method Proposed

## 5. 釧路沖地震及び北海道南西沖地震による主鉄筋段落し部の被害解析

### (1) 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

平成5年の釧路沖地震及び北海道南西沖地震では、9橋において鉄筋コンクリート橋脚の段落し部に損傷が生じた。両地震による実被害を基に、Fig.10に示した段落し部に対する耐震判定法の妥当性を検証する。

解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚は、Table 3に示す12橋の中の14基である<sup>13)</sup>。これらは釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部に被害が生じた9基と、その近くに位置しながら無被害

であった5基の鉄筋コンクリート橋脚である。同一橋梁で複数の橋脚に損傷を生じたものもあるが、この場合には、最も損傷度が大きかった橋脚に対して解析を行うこととした。なお、新知内橋は、Photo 2に示すように、同一橋梁区間内に、昭和45年に建設された橋脚群と河川改修に伴い平成元年に建設された橋脚群が混在しており、新旧の基準で設計された橋脚の耐震性を比較する上で大変興味深い<sup>14)</sup>。

解析に用いた諸条件をTable 4に示す。なお、これらの値には一部不明なものもあったが、当時の設計実績に基づいて設定した<sup>13)</sup>。また、設計震度は、各橋梁の設計当時の値を用いた。解析における地震力の作用方向は、断面設計に支配的な方向とした。したがって、単純橋の場合、円形断面では橋軸直角方向、小判型断面では橋軸方向である。

### (2) 解析結果

Fig.11は、解析結果の一例として新知内橋P3橋脚及び新P2橋脚の降伏曲げモーメントと設計地震力による曲げモーメントを比較して示したものである。これより、昭和45年に建設されたP3橋脚では、基部での耐震安全率 $F_y^T$ と比較して、段落し位置での耐震安全率 $F_y^T$ は小さく、損傷形態判別係数 $S$ は、1段目の段落し部では0.86、2段目の段落し部では0.81となった。これは、Fig.10に提案した段落し部での損傷の可能性を判定する基準値1.1よりも小さく、また、各段落し位置での耐震安全率 $F_y^T$ も基準値の1.2未満であることから、段落し部で著しい損傷が生じると判定されることになる。本橋脚では、Photo 3に示すように、主鉄筋の座屈に至る被害が生じていることから、Fig.10による判定結果とよく一致している。一方、昭和55年の新しい基準で設計された新P2橋脚では、損傷形態判別係数 $S$ が1.15であり、Fig.10によれば段落し部では損傷が生じないと判定される。これは、本橋脚が無被害であったことと一致している。

各解析対象橋脚に対して同様な計算を行い、損傷形態判別係数 $S$ 及び段落し部での安全率 $F_y^T$ を算定した結果をまとめるとTable 5の通りである。

### (3) 耐震判定法の適用

Fig.12は、Table 5に示した損傷形態判別係数 $S$ と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。ここで、実際の被害は、①主鉄筋の破断、②主鉄筋の著しい座屈、③主鉄筋の軽微な座屈、④斜めひびわれの発生、⑤水平ひびわれの発生、⑥無被害の6通りに区分している。また、段落しが2段面にわたって行われている橋脚については、損傷形態判別係数



Table 3 Bridge Piers for Analyses

Cross Sectional Shape	Circular		Elliptic	
	Damaged	Undamage	Damaged	Undamaged
Kushiro-oki Earthquake	Yoda Br. Matsunoe Br. Hatsune Br. Gojukkoku Br. Akangawa Br.	Sensho Br.	Shintawa Br.	Takadai Br. Tsurumi Br.
Hokkaido Nansei-oki Earthquake	Motoe Br. Shin-shiriuchi Br. (Old Pier) Motouriya Br.	-	-	Shin-shiriuchi Br. (New Pier)

Table 4 Analytical Parameters

Bridge	Pier	Analyzed Direction	Seismic Coefficient $k_h$	Concrete Strength (MPa)	Material of Longitudinal Reinforcement
Yoda Br.	P1	Transversal	0.20 *	20.6	SD295
Matsunoe Br.	P3	Transversal	0.20	17.7	SD235
Hatsune Br.	P4	Transversal	0.20	20.6	SDC390
Shintawa Br.	P2	Longitudinal	0.20	20.6	SD295
Gojukkoku Br.	P1	Transversal	0.20	20.6	SDC390
Akangawa Br.	P1	Transversal	0.20 *	20.6	SD345
Sensho Br.	P4	Longitudinal	0.18	20.6	SD295
	P5	Transversal	0.18	20.6	SD295
Takadai Br.	P2	Longitudinal	0.24	20.6	SD295
Tsurumi Br.	P5	Longitudinal	0.24	20.6	SD295
Motoe Br.	P3	Transversal	0.20	20.6	SDC390
Shin-shiriuchi Br.	P3	Transversal	0.15	20.6	SD295
	New P2	Longitudinal	0.14	20.6	SD295
Motouriya Br.	P1	Transversal	0.15 *	20.6	SR235 *

\*) assumed from the past records

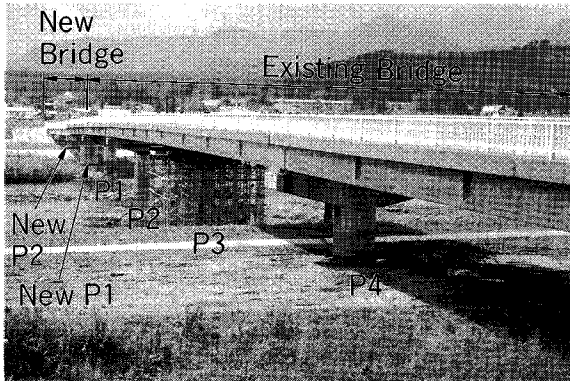


Photo 2 Shin-shiriuchi Bridge

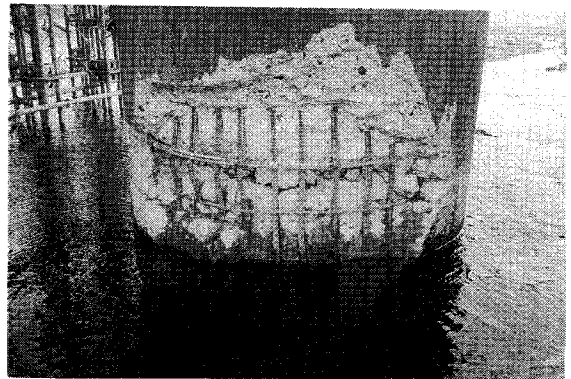


Photo 3 Damage of Shin-shiriuchi Bridge (P3)

Sが小さい方の断面に対する結果を示している。これは、後述する2段の段落しと損傷位置の関係に対する検討により、損傷形態判別係数Sが小さい方の断面で損傷が生じることが明らかになったためである。これより、損傷形態判別係数Sが小さくなるにつれて、損傷度が大きくなるがよくわかる。ま

た、実際に段落し部で損傷した橋脚は、損傷形態判別係数Sがいずれも1.1未満である。一方、昭和55年以後の新しい基準で設計された橋脚ではいずれもSは1.1以上となる。これは、Fig.10に示した損傷形態判別係数に対する判定基準値が適切であることを示している。

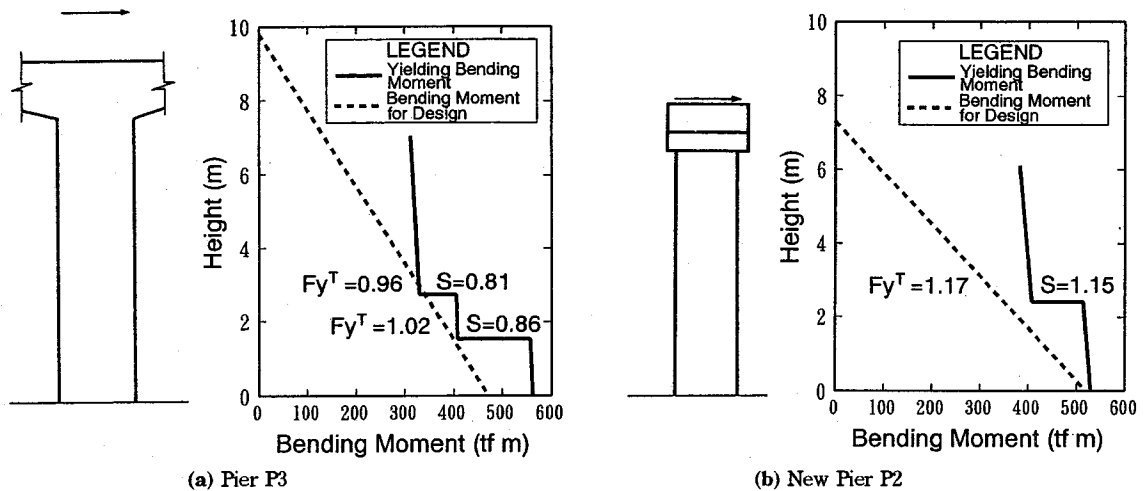


Fig. 11 Seismic Evaluation for Shin-shiriuchi Bridge

Table 5 Damage Degree Predicted by Fig. 10 and Actual Damage Caused by Kushiro-oki Earthquake and Hokkaido-nansei-oki Earthquake

Bridge	Pier		Yielding Bending Moment (tf·m)		Safety Factor		Failure Mode Factor S	Damage Degree
			Base $M_y^B$	Termination $M_y^T$	Base $F_y^B$	Termination $F_y^T$		
Yoda Br.	P1	1st		148.9		0.87	0.70	No Damage
		2nd	218.3	111.9	1.24	0.74	0.60	Rupture and Serious Buckling of Longitudinal Reinforcement
Matsunoe Br.		P3	962.4	760.7	1.96	2.01	1.03	Slight Buckling of Longitudinal Reinforcement
Hatsune Br.		P4	657.4	433.8	1.51	1.15	0.76	Diagonal Crack
Shintawa Br.		P2	358.6	201.3	1.02	0.92	0.90	Horizontal Crack
Gojukkoku Br.		P1	915.8	634.4	1.26	1.12	0.89	Slight Horizontal Crack
Akangawa Br.	P1	1st		772.9		1.00	0.77	No Damage
		2nd	1161.1	551.5	1.30	0.87	0.67	Slight Horizontal Crack
Sensho Br.		P4	2193.8	1387.6	1.09	1.34	1.23	No Damage
		P5	1174.6	790.3	1.08	1.31	1.21	No Damage
Takadai Br.		P2	1179.8	599.9	1.33	1.83	1.38	No Damage
Tsurumi Br.		P5	1113.8	6089.5	1.59	1.79	1.13	No Damage
Motoe Br.		P3	425.1	294.9	1.00	0.82	0.82	Serious Buckling of Longitudinal Reinforcement
Shin-shiriuchi Br.	P3	1st	562.2	408.7	1.19	1.02	0.86	Serious Buckling of Longitudinal Reinforcement
		2nd		325.6		0.96	0.81	No Damage
	New P2		530.2	407.5	1.02	1.17	1.15	No Damage
Motouriya Br.		P1	184.7	141.0	1.08	1.01	0.94	Serious Buckling of Longitudinal Reinforcement

Fig.13は、段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。これより、 $F_y^T$ が小さいほど、損傷度が著しくなることがわかる。また、Table 5 に示したように、大被害を生じた依田橋、基栄橋、新知内橋、元瓜谷橋では、計算によって求めた $F_y^T$ は0.74~1.02であり、Fig.10に示した著しい損傷の生じる可能性のある $F_y^T$ の基準値

1.2を下回っている。

ただし、松之恵橋については段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ が2.01と大きく、設計地震力に対して十分大きな安全性を確保していたにもかかわらず、実際には主鉄筋が座屈するといった被害が生じた。この理由はよくわからないが、隣接桁との衝突により、その慣性力が伝わる等、何らかの理由で橋脚に

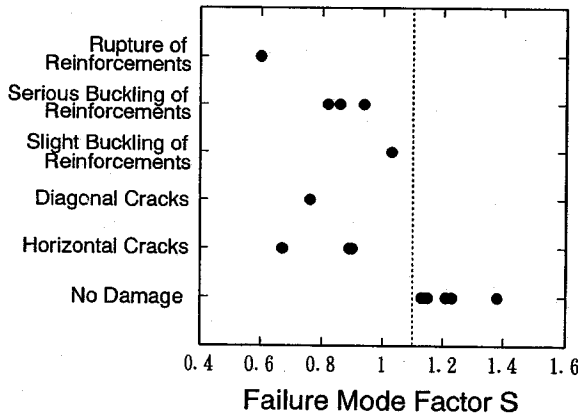


Fig. 12 Effectiveness of Failure Mode Factor

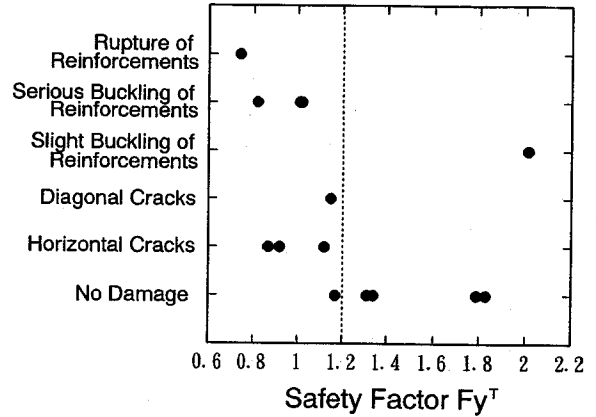


Fig. 13 Effectiveness of Safety Factor

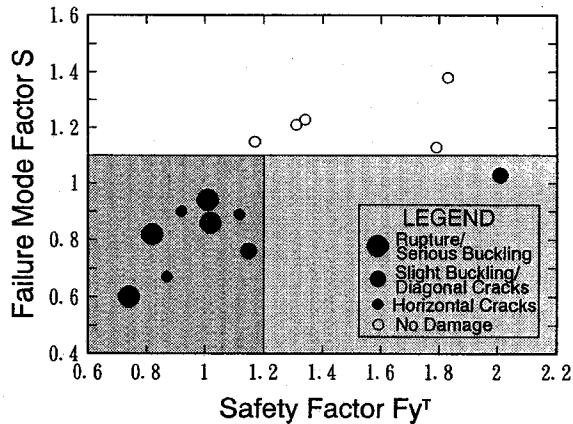


Fig. 14 Effectiveness of the Seismic Evaluation Method

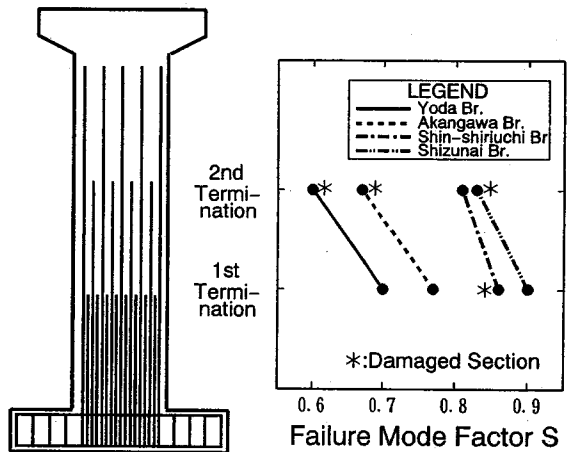


Fig. 15 Seismic Evaluation for Piers with Inadequate Anchoring Length at 2 Points

作用した地震力が極めて大きくなったとしか考えられない。ただし、損傷形態判別係数 $S$ は1.03であり、段落し部での損傷が基部での損傷よりも先行すると判定されることになる。このため、設計地震力よりも大きな地震力が作用すれば、段落し部に被害が生じる可能性はあることになる。

一方、 $F_y^T$ が1.2未満の場合でも、斜めひびわれや水平ひびわれ程度の被害に止まった橋脚もある。これは、橋脚に作用した地震力自体が小さかったためであり、もし地震力がもっと大きければ、大被害に至っていたと考えられる。

Fig.14は、損傷形態判別係数 $S$ と段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ の関係を示したものである。Fig.10に示した耐震判定法によれば、松之恵橋を除けば、段落し部で損傷した橋脚は全て著しい損傷が生じる可能性があるとして判定されることになる。また、被害のなかった昭和55年以降の基準で設計された橋脚では、

いずれも段落し部では損傷しないと判定されている。以上の考察より、本判定手法を適用すれば、段落し部で損傷が生じる可能性のある橋脚を精度良くに抽出できると言える。

#### (4) 2段の段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性評価

今回の解析対象とした橋梁の中で、依田橋、阿寒川橋、新知内橋の各鉄筋コンクリート橋脚では、主鉄筋の段落しが2段にわたって行われていた。既往の研究の中で、2段の段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する実験的な検討はなく、地震による損傷断面の推定や段落し部どうしのインターアクションについては、工学的な知見が得られていない。そこで、これらの3橋と浦河沖地震による静内橋の被害解析結果を基に、定着長の不十分な主鉄筋の段落しを2箇所を有する鉄筋コンクリート橋

脚の耐震性について分析を行った。

Fig.15は、式(1)により算出した段落し断面での損傷形態判別係数 $S$ を示すと同時に、実際にどこで損傷が生じたかを示したものである。これより、新知内橋を除く他の3橋では、損傷形態判別係数 $S$ の値が小さい方の段落し部で損傷が生じていることがわかる。これは、単純に損傷形態判別係数 $S$ が小さい段落し部の方が耐震性が低いと考える。

一方、新知内橋のP3橋脚では、被害が生じたのは損傷形態判別係数の大きい1段目の段落し部であった。この理由は、1段目と2段目での損傷形態判別係数 $S$ の差がわずかに0.05であり、他の橋脚と比較すると小さいことが挙げられる。したがって、どちらの段落し部もほぼ同じような損傷の可能性を有していたことを示している。事実、新知内橋のP3橋脚以外の橋脚の損傷を見てみると、P1,P2,P4橋脚の構造条件はP3橋脚とほとんど同じであるにもかかわらず、損傷はP3橋脚と異なる2段目の段落し部で生じた。このような事実からも、損傷形態判別係数 $S$ の差が0.05と小さい場合には、損傷断面を1断面に限定できなくなり、いずれの断面でも損傷する可能性があると考えらるべきであることを示している。

## 6. 結論

本文では、段落し鉄筋の定着長をパラメータとした鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、段落し部に対する耐震判定法の提案を行った。さらに、平成5年の釧路沖地震及び北海道南西沖地震において、主鉄筋段落し部に損傷が生じた鉄筋コンクリート橋脚を解析し、本判定方法の妥当性について検証した。本研究により得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 計算上段落ししてよい位置で主鉄筋量を半分減らした場合には、損傷は段落し部のみに生じ、また最大耐力後の耐力低下も著しい。また、段落し位置をこれよりも断面幅の1/2倍だけ高い位置とした場合には、段落し部での損傷が先行して生じるが、最終的には基部で破壊する。さらに、段落し位置を断面幅の1倍まで高くすると、基部だけが破壊する。
- (2) 模型供試体による実験結果と昭和57年の浦河沖地震による静内橋、昭和53年の宮城県沖地震による新江合橋の被害事例を基に、Fig.10に示す耐震判定法を提案した。
- (3) 平成5年の釧路沖地震及び北海道南西沖地震で、段落し部に損傷が生じた鉄筋コンクリート橋脚の耐震性をFig.10に基づいて判定した結果、損傷形

態判別係数 $S$ や段落し部での安全率 $F_y^T$ が小さく評価されるにつれ、被害度は大きくなる。

- (4) 釧路沖地震及び北海道南西沖地震で被災した鉄筋コンクリート橋脚は、松之恵橋を除けば全て、Fig.10に示す耐震判定法により段落し部に著しい損傷が生じる可能性があるかと判定される。松之恵橋では、段落し部での耐震安全率 $F_y^T$ は十分大きかったにもかかわらず、段落し部で被害を生じた。この理由はよくわからないが、損傷形態判別係数 $S$ は1.1以下であり、そのため、損傷が基部よりも段落し部で先行しやすいタイプであった。隣接桁の衝突等、解析に見込んでいない他の条件が被害に寄与したのではないかと推定される。
- (5) 損傷形態判別係数 $S$ と段落し部の曲げ降伏に対する耐震安全率 $F_y^T$ を用いた耐震判定法により、主鉄筋の段落し部で耐震性に劣る鉄筋コンクリート橋脚を精度よく抽出できる。
- (6) 定着長の不十分な2段の段落しがある場合には、基本的には、損傷形態判別係数 $S$ の小さい方の段落し部で損傷が先行する。ただし、段落し間の損傷形態判別係数の差が0.05と小さい場合には、損傷断面を1断面に限定できない。

## 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.25-11，pp.15-20，1983年11月。
- 2) 建設省土木研究所：1993年釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第193号，1994年1月。
- 3) 建設省土木研究所：1993年北海道南西沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第194号，1994年7月。
- 4) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における被害実態とその解析，土木技術資料，Vol.34-3，pp.33-39，1992年3月。
- 5) 川島一彦，運上茂樹，飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究，土木研究所報告，第189号，1993年9月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1980年5月。
- 7) 石橋忠良，大坪正行，栗原啓之：橋脚における鉄筋の途中定着部の設計，構造物設計資料，No.73，pp.7-14，1983年3月。
- 8) 山本強，石橋忠良，大坪正行，小林普爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第348号/V-1，pp.61-70，1984年8月。
- 9) 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号/V-4，pp.133-142，1986年2月。
- 10) 尾坂芳夫，鈴木基行，宮本幹，小林茂敏：途中定着された引張主鉄筋を有するRCはりのせん断耐力評価と設計への適用に関する研究，土木学会論文集，第378号/V-6，pp.89-96，1987年2月。
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1990年2月。

- 12) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第159号，1983年3月。
- 13) 川島一彦，運上茂樹，星隈順一，長屋和宏：釧路沖地震及び北海道南西沖地震によるRC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析，土木研究所資料，第3283号，1994年6月。
- 14) 川島一彦，運上茂樹，星隈順一，中島燈：北海道南西沖地震による道路橋の被害とその特徴，橋梁と基礎，94-3，pp.26-31，1994年3月。

(1995.1.20 受付)

## A SEISMIC EVALUATION METHOD FOR REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS WITH INADEQUATE ANCHORING LENGTH AT TERMINATION OF MAIN REINFORCEMENTS

Kazuhiko KAWASHIMA, Jun-ichi HOSHIKUMA and Shigeki UNJOH

To evaluate seismic vulnerability of existing reinforced concrete bridge piers with inadequate anchoring length at termination of main reinforcements at mid-height, a series of cyclic loading tests were conducted. A seismic evaluation method by means of the failure mode factor  $S$  and the safety factor  $F_y^T$  was proposed based on the test results. To show the effectiveness of the seismic evaluation method, seismic vulnerability was analyzed for 14 piers damaged/undamaged during the Kushiro-oki earthquake of January 1993 and the Hokkaido-nansei-oki earthquake of July 1993. The analytical results show that the piers vulnerable to cause shear failure at the termination zone can be satisfactorily predicted by the seismic evaluation method proposed in this paper.