

超過作用により限界状態 3 に至った RC 橋脚の耐荷能力に関する評価

中尾 尚史¹・宮田 秀太²・大住 道生³

¹ 正会員 国立研究開発法人土木研究所 専門研究員 構造物メンテナンス研究センター
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: nakao55@pwri.go.jp

² 正会員 国立研究開発法人土木研究所 交流研究員 構造物メンテナンス研究センター
(〒1305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: s-miyata44@pwri.go.jp

³ 正会員 国立研究開発法人土木研究所 上席研究員 構造物メンテナンス研究センター
(〒1305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp

道路橋の耐震設計では、道路橋示方書で示されている設計地震動に対し、部材が少なくとも限界状態 3 を超えないようにすることで、橋全体が致命的な被害に至らないように設計されている。しかし、超過作用が発生した場合、部材が水平抵抗力を失うことで、橋全体が致命的な被害に至る可能性がある。ただし、限界状態 3 は水平方向の耐荷性能の限界を示しているが、鉛直方向の耐荷性能の限界と一致しているとは限らない。そのため、部材が限界状態 3 に至っても、すぐに橋が致命的な被害に至るとは限らない。

そこで本研究は、超過作用により限界状態 3 に至った RC 部材が、どれくらいの耐荷能力およびエネルギー吸収能を有しているのか検討した。

Key Words: RC column, load carrying capacity, limit state, exceeds action

1. はじめに

道路橋の耐震設計では、道路橋示方書¹⁾に示されている設計地震動に対して橋全体が致命的な被害に至らないようにすることが必要である。そのため、橋の限界状態を部材の限界状態で代表させ、部材が少なくとも限界状態3を超えないように設計すればよいことが示されている。

一方、道路橋の耐荷性能の照査に用いる設計地震動は、過去の地震被害の経験や調査研究を基に、地震動特性等のばらつきの影響を考慮して設定されている¹⁾。それでも、設計地震動を上回る地震動が発生する可能性は否定できない。

ある構造物が、設計地震動を超えた地震動に対しても耐えられるかどうかを評価するとき、その安全余裕度は以下の段階に分類することができると考えられる。

- i. 設計された部材が制限値に達するまでの間
- ii. ばらつき等に対する安全余裕度をとった値(制限値)から工学的指標で表された部材の限界状態(特性値)までの間

- iii. 工学的指標で表された部材の限界状態(特性値)から部材の真の限界状態までの間
- iv. 部材の真の限界状態を超えた後、設計振動単位全体の限界状態までの間
- v. 機能のレベルが下がっているが、致命的な状態に至らない間
- vi. 構造的なりダンダンシーにより、別途の機構により、完全ではないが一定の性能が維持されている間
- vii. ネットワークのリダンダンシーにより、別の構造により、完全ではないが一定の性能が維持されている間

このうち、iiiの工学的指標で表された部材の限界状態から部材の真の限界状態までの間の部材挙動については、これまで詳細に評価されておらず、また、部材が限界状態3を超えたあと、橋全体としてどのような挙動を示すのか検討された例も少ない^{2,3)}。またivに示すように、部材が限界状態3に至ったとしても、すぐに設計振動単位全体が致命的な被害に至るとは限らない。さらに、vに示すように限界状態3は水平方向の耐荷性能の限界を示

しているが、鉛直方向の耐荷性能の限界と一致しているとは限らない。したがって、超過作用により部材が限界状態3に至ったことで、求められる大きさの水平耐力を喪失しても、鉛直方向の耐荷性能が残存していれば、比較的小さな水平力に対しては、設計振動単位全体として致命的な被害に至らないと考えられる。

そこで本研究では、超過作用により限界状態3に至ったRC橋脚が、耐荷能力及びエネルギー吸収量を残存しているのか、さらに余震等の作用に対して橋脚の抵抗力は残存しているのか、実験及び解析により検討した。

2. 限界状態3の定義

部材の限界状態3には、「真の限界状態3」と「道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料⁴⁾(以下「参考資料⁴⁾」という)に基づき設定される限界状態3がある。

「真の限界状態3」は、耐荷力を完全には失わない限界の状態である。

一方、「参考資料⁴⁾に基づき設定される限界状態3」は、真の限界状態3を工学的指標で表した点である。この点は実験により、かぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になり、水平力-水平変位関係において、最大水平力の低下が生じ、地震時保有水平耐力を保持できなくなる直前の状態を水平変位に換算した点である⁹⁾。すなわち、限界状態とみなしている点である。

なお、本論文における限界状態3は、「参考資料⁴⁾に基づき設定される限界状態3」を示している。

3. 載荷実験による耐荷能力の検討

(1) 載荷実験の概要

本研究では、写真-1および図-1に示す RC 橋脚を対象とした。RC 橋脚の諸元は表-1に示す通りである。本実験の軸力は360kN、基準変位 $1\delta_0$ は30mmとした⁹⁾。

載荷実験の結果、参考資料⁴⁾に示されている限界状態3に相当する RC コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係に基づき、水平力が低下する前の $4\delta_0$ が限界状態3に相当することがわかった⁹⁾。なお、本研究は共同研究「地震レジリエンスを考慮した高強度 RC 橋脚の耐震性評価に関する研究」の一環として行った。そのため、実験方法の詳細や各限界状態の評価等については、文献6)を参照されたい。

本研究では、限界状態3に至った RC 橋脚の耐荷能力について検討するため、限界状態3($4\delta_0$)に至ったあとも載荷を行い、 $6\delta_0$ まで載荷した。さらに、限界状態3を超える損傷が生じたあとに余震が発生した場合を想定し、

再度 $1\delta_0$ から載荷を行った。再度載荷した時の $1\delta_0$ は、載荷実験と同じ基準変位とした。

本研究では再度 $1\delta_0$ から載荷した実験と区別するため、 $6\delta_0$ まで載荷した実験を「載荷実験」、再度 $1\delta_0$ から載荷した実験を「再載荷実験」と呼び、再載荷実験での変位を $1\delta_0'$, $2\delta_0'$...と表記する。

(2) 再載荷実験の結果

図-2は再載荷実験で得られた水平変位と水平荷重の関



写真-1 実験のセットアップ状況

表-1 実験供試体の諸元

使用材料	軸方向鉄筋 帯鉄筋	SD490 SD345
諸元	コンクリート強度(N/mm ²)	60
	軸方向鉄筋配置	D13@37-56本
	軸方向鉄筋比(%)	1.97
	横拘束鉄筋比(%)	1.70
	柱基部軸圧縮応力度(N/mm ²)	1.00
	柱断面寸法(mm)	600×600

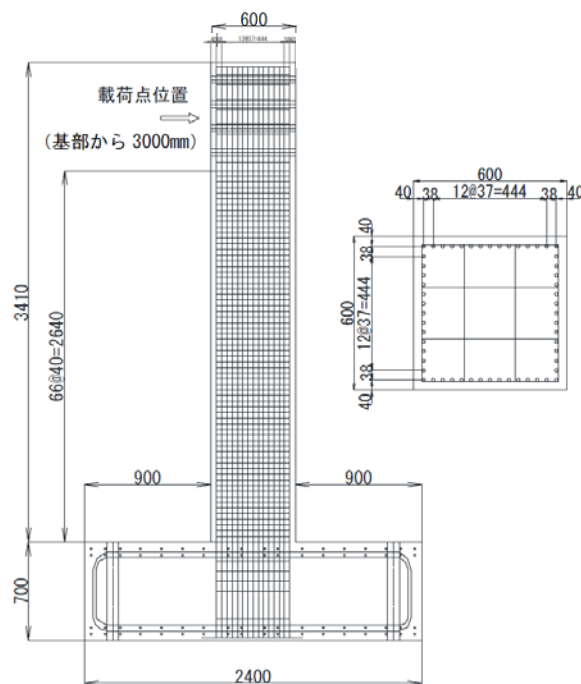


図-1 実験供試体の外寸⁹⁾

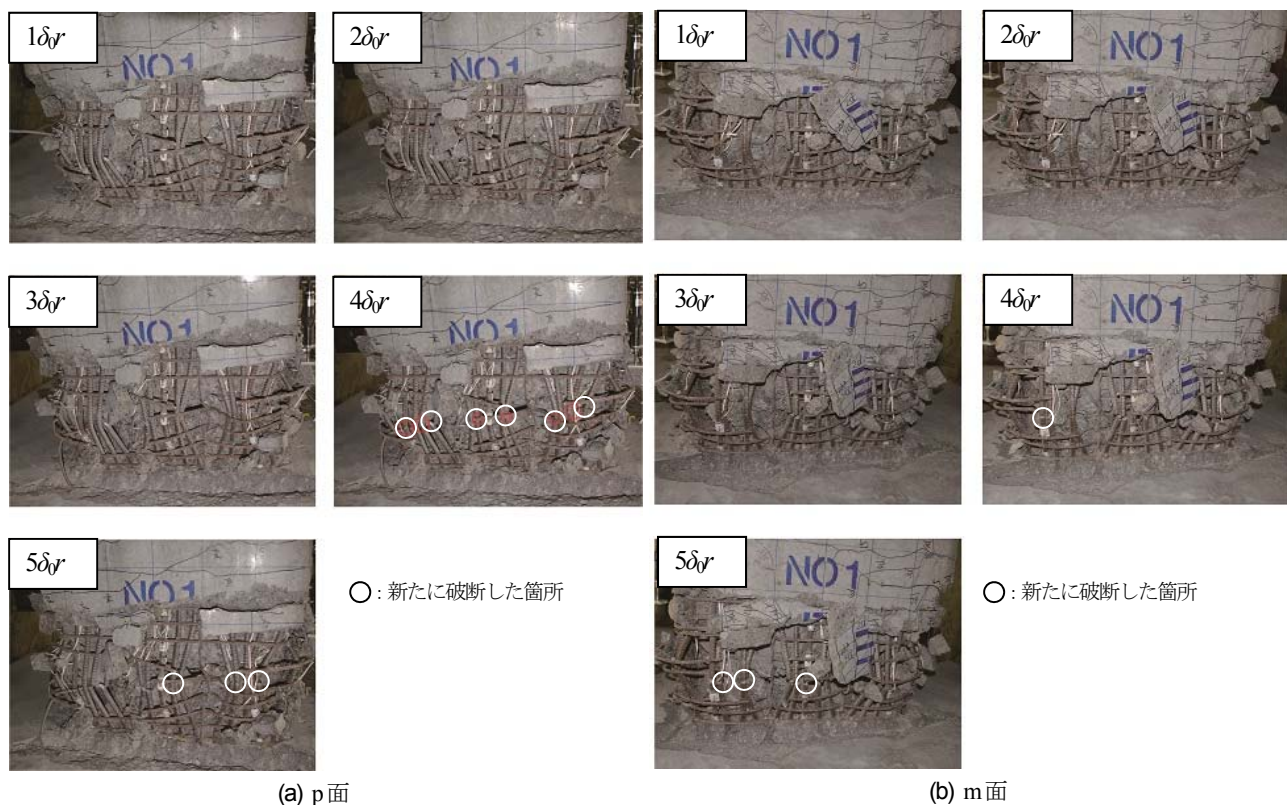


写真-2 実験供試体の損傷状況

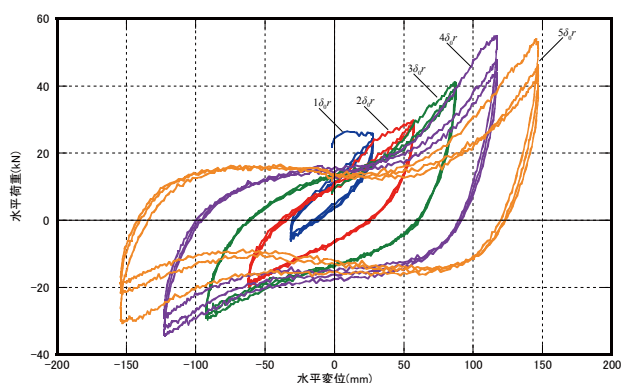


図-2 再載荷実験で得られた水平変位と水平荷重の関係

係である。横軸は水平変位、縦軸は水平荷重である。また、実験供試体の損傷状況を写真-2に示す。ここでは写真-1に示したp面(載荷側)とm面(載荷側の反対)の損傷状況を示した。

図より、1δrや2δrでは水平荷重に大きな変化が見られない。しかし、3δrになると水平荷重が急激に増加し、4δrで水平荷重が最大になっている。これは、軸方向鉄筋が再び引張方向に抵抗したことによる影響であると考えられる。5δrになると水平荷重は1.3%程度低下している。また写真-2より、3δrまでは供試体に変化は見られないが、4δrや5δrになると鉄筋が破断している。

なお、5δr載荷終了時に載荷実験において破断した軸方向鉄筋(合計15本)と合わせて33本の軸方向鉄筋が破断した。橋脚模型に使用されている軸方向鉄筋の総数56本

のうち約60%が破断したことで、これ以上の実験続行は困難と判断し、再載荷実験は5δrで終了した。

(3) 耐荷能力の評価

a) 水平方向の耐荷能力

図-3は、載荷実験と再載荷実験における水平変位と水平荷重の結果を示したものである。横軸は水平変位、縦軸は水平荷重である。図中には、載荷実験により得られた、参考資料⁴⁾に基づいて設定された限界状態3の位置も示した。

図より、再載荷実験における水平荷重の最大値は55kNであり、載荷実験における最大値(368kN)の約1/7になっている。

b) 鉛直方向の耐荷能力

図-4は再載荷実験で得られた鉛直変位と鉛直荷重の関係を示したものである。横軸は鉛直変位、縦軸は鉛直荷重である。ここでは、1δrと5δrの結果を示した。

載荷実験および再載荷実験を行った結果、図-4(a)より5δrまで載荷した後でも、鉛直荷重は当初から導入している軸力(360kN)程度の耐荷力が残っている。したがって、鉛直方向の耐荷能力は完全に保持していると考えられる。なお、鉛直荷重に340kNから380kN程度の幅がある理由について原因を特定できていないが、載荷試験機の水平加振により生じる制御不良が考えられる。

本研究では、軸力として1260kN導入してを載荷した場合についても検討を行った。その結果、図-4(b)に示す。

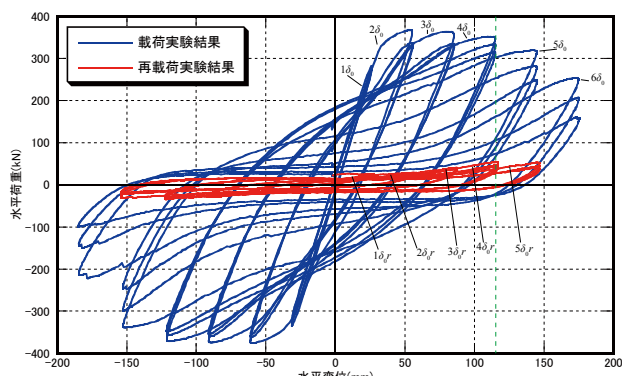
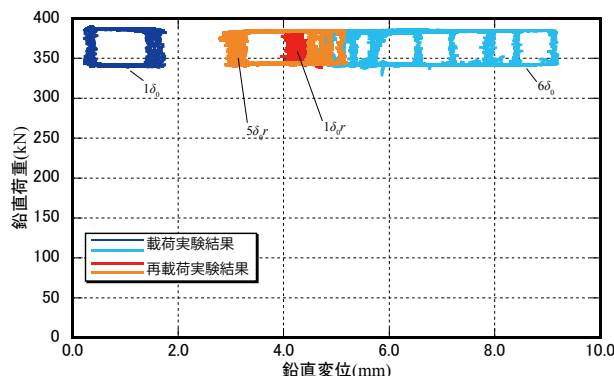
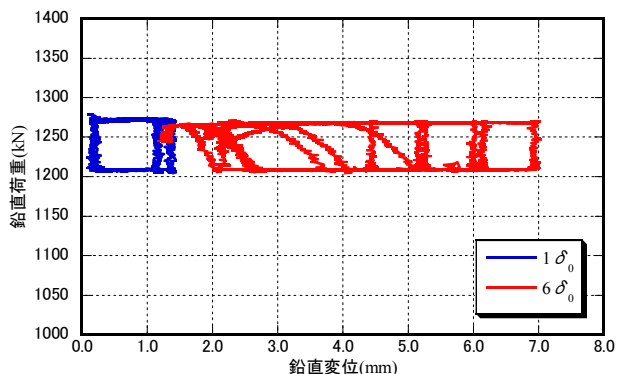


図-3 水平変位と水平荷重の関係(載荷実験との比較)



(a) 軸力 360kN の場合(載荷実験との比較)



(b) 軸力 1260kN の場合(載荷実験の結果)

図-4 鉛直変位と鉛直荷重の関係

ここでは $1\delta_0$ と $6\delta_0$ の結果を示した。図より、当初から導入している軸力(1260kN)程度の耐荷力が残っている。今回の実験では、RC橋脚に高強度コンクリートを用いたが、高強度RCの場合は、高軸力が作用していても、鉛直方向の耐荷能力は保持していると考えられる。

c) エネルギー吸収量

図-5は、限界状態3までのエネルギー吸収量の合計と限界状態3を超えた後のエネルギー吸収量の合計を示したものである。縦軸はエネルギー吸収量を示している。

図より、限界状態3を超えても、 $5\delta_0$ や $6\delta_0$ は $4\delta_0$ に比べて60%~90%のエネルギー吸収量がある。また、限界状態3を超えた後のエネルギー吸収量の合計は、限界状態3を超える前のエネルギー吸収量の合計とほぼ同じである。

したがって、限界状態3を超えた後も一定の耐荷性能は残存していると考えられる。

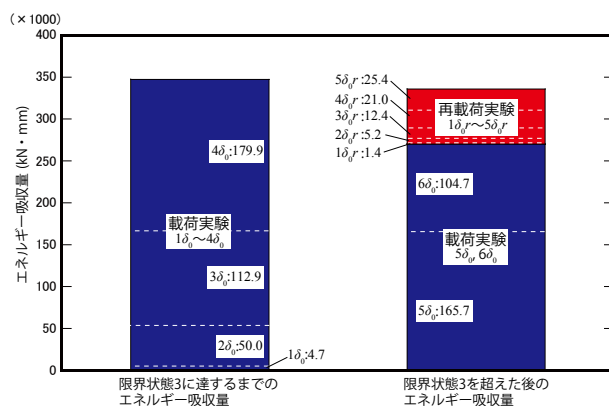


図-5 エネルギー吸収量

4. 限界状態3に至った橋脚に地震が発生した場合の影響

(1) 検討方法

前章では、実験で得られた荷重－変位の関係から、耐荷能力が残存していることを示した。本章と次章では、限界状態3に至った橋脚に、再び地震が発生した場合の影響について検討する。ここでは、橋脚模型に損傷が生じていない状態 (Case0: 載荷実験での $1\delta_0$) および参考資料⁴⁾に基づいて設定される限界状態3に至った状態 (Case1: 載荷実験での $5\delta_0$, Case2: 再載荷実験での $1\delta_r$) を検討の対象とし、橋脚に生じる加速度に着目して検討を行う。橋脚に生じる加速度は、橋脚の固有周期から算出した。

橋脚の固有周期 T は道路橋示方書¹⁾から次式で求めることができる。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (1)$$

式(1)の δ は耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合の、上部構造の慣性力作用位置における変位であり、次式により求められる。

$$\delta = \delta_p + \delta_0 + \theta_0 h_0 \quad (2)$$

δ_p は下部構造躯体の曲げ変形、 δ_0 は基礎の水平変位、 θ_0 は基礎の回転角、 h_0 は耐震設計上の地盤面から上部構造の慣性力作用位置までの高さである。ここで、本載荷実験ではフーチング部(基礎)を拘束していたため、基礎の変位や回転は下部構造躯体の曲げ変形に対して十分小さいと仮定する。このように仮定すると、式(2)に示されている基礎に関する項は無視することができ、次式に

示すように下部構造躯体の曲げ変形のみを考慮すればよいことになる。

$$\delta = \delta_p = \frac{W_U h^3}{3EI} + \frac{0.8W_p h_p^3}{8EI} \quad (3)$$

式(3)の W_U は対象とする下部構造躯体が支持する上部構造部分の重量、 W_p は下部構造躯体の重量、 h は下部構造躯体下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ、 h_p は下部構造躯体の高さ、 EI は下部構造躯体の曲げ剛性である。

本研究では、上部構造の重量は載荷実験で設定した上載荷重(360kN)を上部構造の重量とした。下部構造躯体の重量は、橋脚の体積($0.6\text{m} \times 0.6\text{m} \times 3.0\text{m} = 1.08\text{m}^3$)に鉄筋コンクリートの単位体積重量(24.5kN/m^3)を乗じて算出した(計算した結果: 26.46kN)。また、橋軸方向に地震動が作用した場合を想定した($l=h_p=3.0\text{m}$)。

下部構造躯体の曲げ剛性は、本供試体を長さ h_p (下部構造躯体の高さ)の片持ちばりと考え、片持ちばりのバネ定数 k によるたわみ(P/k)と曲げ剛性 EI によるたわみ($(Ph_p^3)/(3EI)$)が等しい関係から、次式が導かれる。

$$EI = \frac{kh_p^3}{3} \quad (4)$$

したがって、式(4)を用いることで、曲げ剛性を求めることができる。

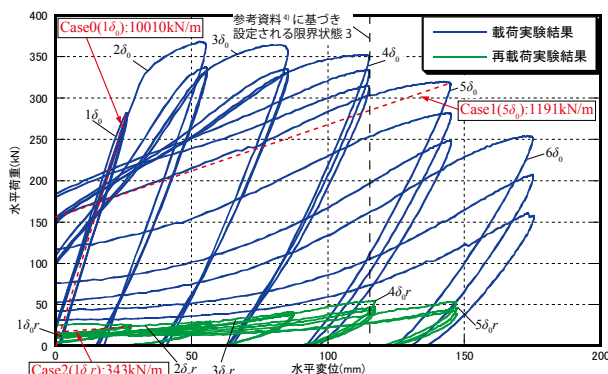


図-6 剛性の設定

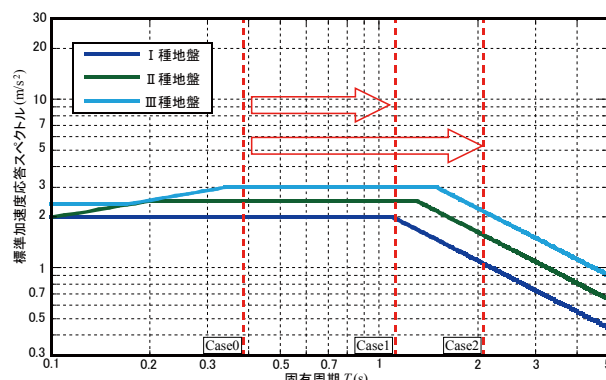
表-2 固有周期の算定結果

	Case0	Case1	Case2
上部構造の重量 W_U (kN)		360	
下部構造躯体の重量 W_p (kN)		26.46	
下部構造躯体の高さ h_p (m)		3.0	
ばね定数 k (kN/m)	10010	1191	343
剛性 EI ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)	90090	10715	3087
上部構造による変位量(m)	0.036	0.302	1.050
下部構造による変位量(m)	0.000793	0.00667	0.0231
変位 δ (m)	0.0368	0.309	1.07
固有周期 T (s)	0.385	1.12	2.08
固有振動数 f (Hz)	2.59	0.89	0.48

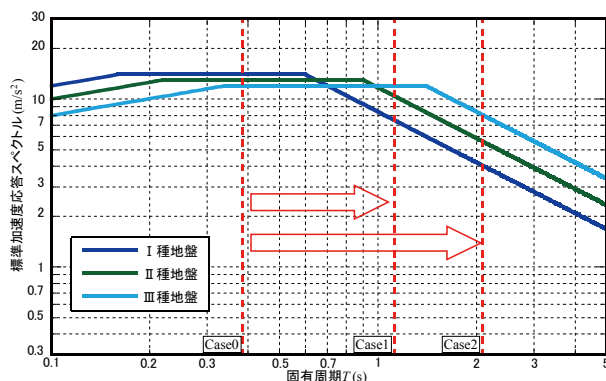
(2) 橋脚に作用する加速度

(1)から(4)式より、橋脚の固有周期を求め、求めた固有周期から橋脚が支持する上部構造位置に生じる最大応答加速度を求める。ここで、(4)式で用いるバネ定数 k は、載荷実験および再載荷実験で得られた水平変位 - 水平荷重の関係から算出した。その結果、図-6に示すようにCase0は約10010kN/m、Case1は約1191kN/m、Case2は約343kN/mとなった。

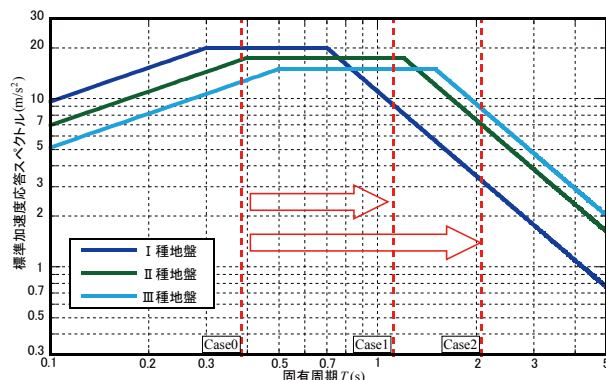
以上の条件を基に、各ケースにおける固有周期を求めると、表-2のようになる。得られた固有周期を用いて橋脚が支持する上部構造位置に作用する最大応答加速度を求める。ここでは、道路橋示方書³⁾に記載されている加速度応答スペクトルから求めた。その結果、図-7に示すように、I種地盤では、参考資料⁴⁾に基づいて設定される限界状態3を超えたあとの応答加速度は小さくなっていく。



(a) レベル1地震動



(b) レベル2地震動(タイプI)



(c) レベル2地震動(タイプII)

図-7 最大応答加速度

る。このことから、限界状態3を超えた橋脚が支持する上部構造位置に生じる最大応答加速度は小さくなると考えられる。

5. 簡易モデルによる橋脚の応答計算

(1) 解析概要

参考資料⁴⁾に基づいて設定される限界状態3を超えた橋脚に余震が生じたときの橋脚の応答を検討するために、線形動的解析を行った。ここでは、前述と同じ状態(Case1: $5\delta_0$, Case2: $1\delta_0$)を対象とした(図-6)。

本研究では、簡易的に図-8に示すように実験供試体を1自由度系の質点-はり要素モデルでモデル化して解析を行った。質点の質量は、下部構造の質量の80%と、上部構造の質量(ここでは軸力)を合わせた質量を設定した。橋脚の曲げ剛性については、橋脚損傷によりヤング

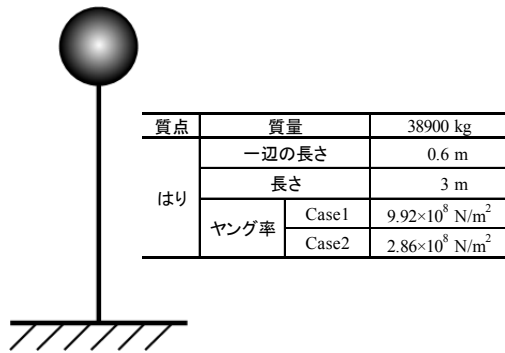
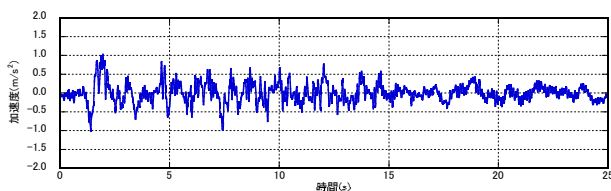
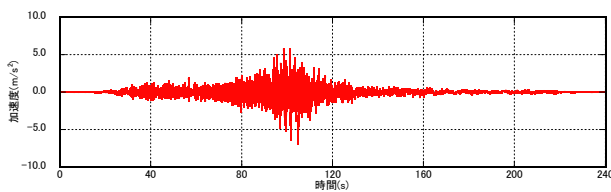


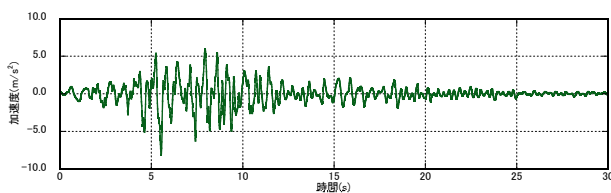
図-8 解析モデル



(a) レベル1地震動



(b) レベル2地震動(タイプI)



(c) レベル2地震動(タイプII)

図-9 解析で使用する入力加速度¹⁾

率のみ低下するものと考え(断面形状は保持、すなわち断面2次モーメントは一定)、ヤング率を変えることで図-6に示した剛性を満足できるように設定した。

本研究では、一例として図-9に示すレベル1地震動、レベル2地震動(タイプI)およびレベル2地震動(タイプII)を用いて解析を実施し、質点の応答変位を求めた。なお、地盤はI種地盤を仮定した。解析は解析ソフトTDAPIIIを使用し、Newmark- β 法により計算した。そのときの β は1/6、計算時間刻みは0.001秒、初期変位は0とした。

(2) 耐荷能力の評価方法

a) 質点水平変位の算出

前述したように、解析では初期変位は0として実施した。しかし、実際は限界状態3を超えたことにより、橋脚には残留変位が生じると考えられる。そこで本研究では、橋脚に生じる残留変位を別途求め、解析により得られた応答変位を加えることで、質点の水平変位を求めた。

残留変位 δ_R は道路橋示方書¹⁾を基に次式により算出した。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_{yE} \quad (5)$$

式中の、 c_R は残留変位補正係数($=0.6$)¹⁾、 r は鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比($=0$)¹⁾である。 δ_{yE} は鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位であり、本研究では載荷実験における基準変位 $1\delta_0$ ($=30\text{mm}$)を用いた。 μ_r は鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率であり、本研究ではプッシュオーバー解析による静的解析のため、次式により算出した。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_{2z} k_{h0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (6)$$

式中の k_{h0} はレベル2地震動の設計水平震度の標準値、 c_{2z} はレベル2地震動の地域補正係数、 W は等価重量(390kN)である。 P_a は保有水平耐力であり、載荷実験の結果を基に 350kN とした。

本研究では、I種地盤上の橋脚にレベル2地震動(タイプII)が作用すると仮定した。この仮定で残留変位を算出するために必要なパラメータを求めると、表-2で示した橋脚に損傷が生じていないCase0の固有周期(0.385秒)から、レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値は2.00、レベル2地震動(タイプI)の地域補正係数は1.0となる。

これらの値を(6)式および(7)式に代入して計算した結果、残留変位は 35.7mm となった。この残留変位に解析

で得られた応答変位を加えることで、質点の水平変位を求めた。

本研究では、得られた質点の水平変位を基に、地震に対する耐荷能力を評価した。

b) 限界変位の算出

本研究では、前述した質点の水平変位を評価するために、幾何学的に橋脚基部に生じる曲げモーメントと復元力の関係から、水平変位を評価する方法を考えた。

図-10は質点が水平方向に変位した時の図である。図に示すように、橋脚基部が塑性化したときの自重 mg により橋脚基部に生じる曲げモーメント M は、次式で示される。

$$M = mg \times d \quad (7)$$

式中の m は質点の質量、 g は重力加速度(9.8m/s^2)、 d は水平変位である。

一方、限界状態3を超えたものの、橋脚には若干の復元力は残存していると考えられる。本研究では、水平方向の耐荷力が復元力に相当すると考えると、復元力により橋脚基部に生じる曲げモーメント M_R は次式となる。

$$M_R = F_x \times h = F_x \sqrt{l^2 - d^2} \quad (8)$$

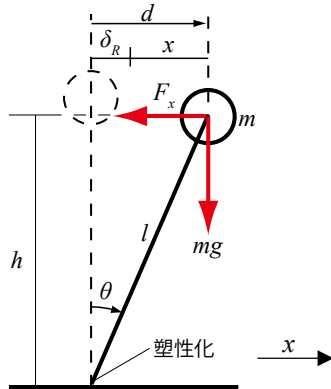


図-10 橋脚基部に生じる曲げモーメントの関係

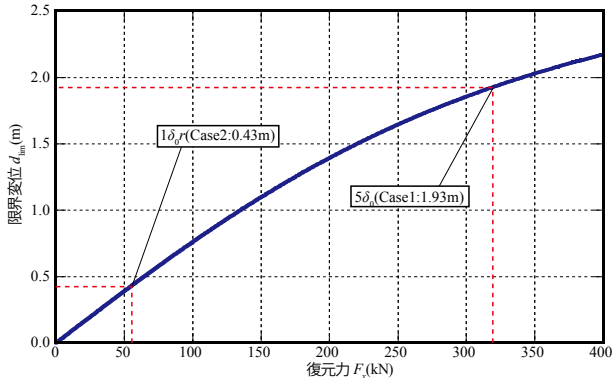


図-11 復元力と限界変位の関係

ここで、 F_x は橋脚の復元力、 h は作用高さ($h = \sqrt{l^2 - d^2}$, l : 橋脚の高さ)である。

このとき、自重により生じる曲げモーメントと復元力により生じる曲げモーメントが等しくなる時の変位は、

次式で表わすことができる。

$$d_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{F_x^2 l^2}{(mg)^2 + F_x^2}} \quad (9)$$

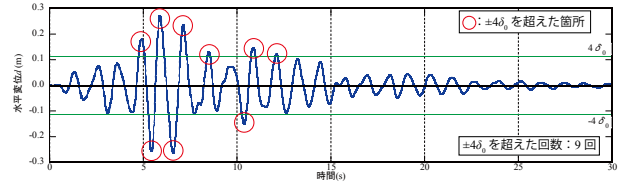
本論文では、この変位 d_{lim} を限界変位と呼ぶ。

したがって、水平変位が限界変位を上回った場合、自重により橋脚基部に生じる曲げモーメントが復元力により生じる曲げモーメントを上回るため、橋は倒壊に至ることを示している。

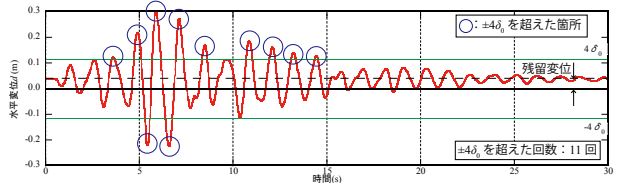
前述した解析条件を基に、式(9)を用いて復元力と限界変位の関係を示した結果を図-11に示す。横軸は復元力、縦軸は限界変位である。図中には、Case1およびCase2における限界変位を示した。図より、Case1の限界変位は1.93m、Case2の限界変位は0.43mである。

c) 限界状態3を超えた回数に応じた限界変位

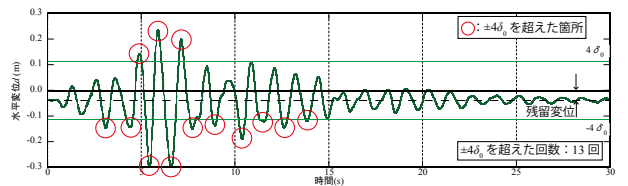
図-12は解析により得られた応答変位に残留変位を加えた時刻歴波形である。横軸は時間、縦軸は水平変位である。ここではレベル2地震動(タイプII)を作用させた場合に対するCase1の結果を示した。図中には参考資料⁴⁾を基に設定した限界状態3($4\delta_0$)の変位を示した。



(a) 残留変位を考慮しない場合



(b) 残留変位を考慮した場合（正側に残留変位）



(c) 残留変位を考慮した場合（負側に残留変位）

図-12 時刻歴波形(Case1)
(水平変位、レベル2地震動(タイプII))

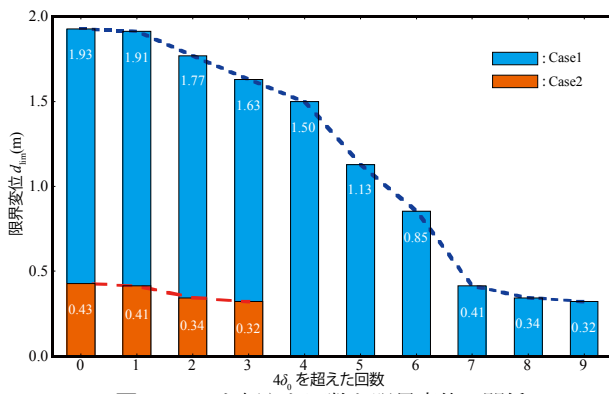


図-13 $4\delta_0$ を超えた回数と限界変位の関係

表-3 $4\delta_0$ を超えた回数と限界変位

(a) レベル1地震動

地震動の倍率	Case2				Case3			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}
2.0	3	1.63	7	0.41	16	-	17	-
1.9	2	1.77	7	0.41	15	-	15	-
1.8	0	1.93	7	0.41	14	-	14	-
1.7	0	1.93	5	1.13	12	-	13	-
1.6	0	1.93	5	1.13	11	-	13	-
1.5	0	1.93	2	1.77	11	-	11	-
1.4	0	1.93	2	1.77	9	-	9	-
1.3	0	1.93	1	1.91	8	-	9	-
1.2	0	1.93	0	1.93	6	-	8	-
1.1	0	1.93	0	1.93	2	0.34	7	-
1.0	0	1.93	0	1.93	2	0.34	6	-

(b) レベル2地震動(タイプI)

地震動の倍率	Case2				Case3			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}
1.0	21	-	28	-	32	-	46	-
0.9	20	-	20	-	23	-	40	-
0.8	14	-	18	-	19	-	34	-
0.7	11	-	12	-	17	-	27	-
0.6	6	0.85	10	-	14	-	17	-
0.5	1	1.91	7	0.41	12	-	14	-
0.4	0	1.93	4	1.5	7	-	10	-
0.3	0	1.93	0	1.93	3	0.32	5	-
0.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	2	0.34
0.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43

(c) レベル2地震動(タイプII)

地震動の倍率	Case2				Case3			
	残留変位なし		残留変位あり		残留変位なし		残留変位あり	
	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}	$4\delta_0$ を超えた回数	限界変位 d_{lim}
1.0	9	0.32	13	-	12	-	12	-
0.9	8	0.34	11	-	11	-	12	-
0.8	7	0.41	10	-	9	-	12	-
0.7	5	1.13	8	0.34	9	-	11	-
0.6	4	1.5	7	0.41	9	-	9	-
0.5	4	1.5	4	1.5	7	-	7	-
0.4	0	1.93	2	1.77	4	-	5	-
0.3	0	1.93	2	1.77	1	0.41	3	0.32
0.2	0	1.93	0	1.93	0	0.43	1	0.41
0.1	0	1.93	0	1.93	0	0.43	0	0.43

(「-」は耐荷能力が期待できないことを示している)

図より、応答変位は $4\delta_0$ を数回超えていることがわかる。図-2や図-3に示した載荷実験や再載荷実験の結果から、 $4\delta_0$ を超えると載荷回数が増えるごとに水平荷重が低下する。水平荷重が低下すると、限界変位も小さくなると考えられる。そのため、水平変位を評価するためには、水平変位が限界状態3($4\delta_0$)を超えた場合の影響についても考慮しなければならない。

この影響を考慮するために、水平変位の時刻歴から $4\delta_0$ を超えた回数を求めた。そして、式(9)より限界変位を求めた。ここで、式(9)に用いる水平荷重は、各載荷履歴の水平変位が $5\delta_0$ の時の荷重を用いた。なお、 $6\delta_T$ 以降の再載荷実験は行っていないため、これ以上の限界変

位は特定できないが、図-3で示した水平変位 - 水平荷重の関係や写真-2で示した橋脚の損傷状況より、 $6\delta_T$ 以降の水平荷重は期待できないものとした。したがって、Case1は10回以上、Case2は4回以上 $4\delta_0$ を超えた場合、水平方向の耐荷能力は期待できないと判断した。

式(9)から算出した限界変位の関係を図-13に示す。横軸は $4\delta_0$ を超えた回数、縦軸は限界変位である。この図から、各Caseにおける限界変位を求めた結果を表-3に示す。なお、表中の残留変位がある場合については、正側と負側に残留変位を与えたときの $4\delta_0$ を超えた回数が多い方を示した。これらを基に、解析により得られた応答変位を評価する。

(3) 耐荷能力の評価

図-14は、入力地震動の大きさと水平変位の関係を示したものである。横軸は地震動の倍率であり、1.0はオリジナルの地震動である。縦軸は解析で得られた最大水平変位を限界変位で除した値(d_{max}/d_{lim})である。この値が1.0を超えた場合、橋脚は自重による水平力を支えられない状態に至ることを意味している。

図中の色塗りしたプロットは残留変位を考慮しない場合、色抜きのプロットは残留変位を考慮した場合の結果である。各色で示した領域は、残留変位を考慮しない場合と残留変位を考慮した場合の結果から生じるばらつきの範囲を示している。また、表-3より耐荷能力が期待できないと評価された結果については、図の上枠にプロットした。

a) レベル1地震動における応答変位

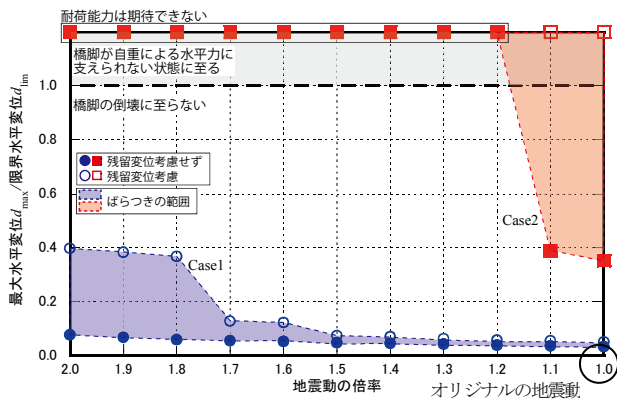
レベル1地震動が作用した場合、図-14(a)に示すように、Case1はオリジナルの地震動(地震動の倍率1.0)が作用しても d_{max}/d_{lim} は1.0を下回る。一方、Case2の場合、残留変位があると、水平変位が $4\delta_0$ を4回以上超えるため、耐荷能力は期待できない場合がある。

したがって、限界状態3に至っても、Case1程度の損傷では、レベル1地震動に対して橋脚が倒壊に至らない耐荷能力が十分に残存していると考えられる。なお、Case1については、オリジナル地震動の2.0倍の地震動が作用しても、橋脚の倒壊に至らない耐荷能力を残存している。

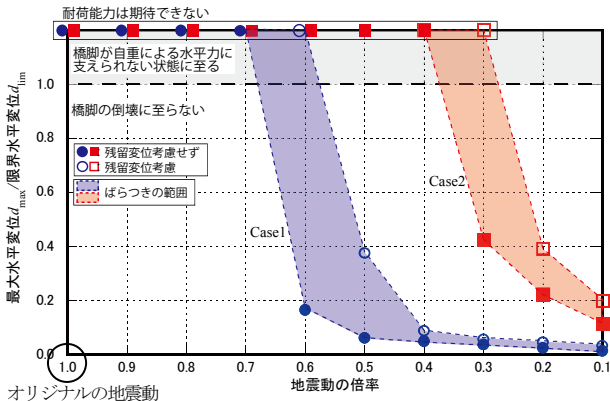
b) レベル2地震動(タイプI)における応答変位

図-14(b)に示すように、レベル2地震動(タイプI)が作用した場合、Case1では、残留変位があっても地震動の大きさが0.5倍以下では d_{max}/d_{lim} は1.0を下回る。しかし、地震動の大きさが0.7倍以上になると残留変位を考慮しなくても、水平変位が10回以上 $4\delta_0$ を超え、耐荷能力は期待できない。

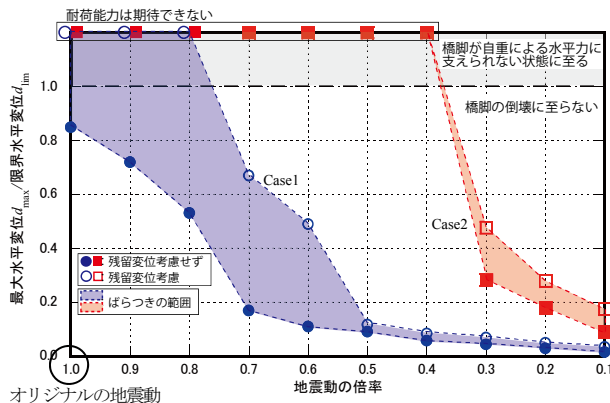
Case2では、地震動の大きさが0.2倍以下では残留変位が生じて、 d_{max}/d_{lim} は1.0を下回るが、地震動の大きさが



(a) レベル1地震動



(b) レベル2地震動(タイプI)



(c) レベル2地震動(タイプII)

図-14 地震動の大きさと応答変位の関係

0.4倍以上になると、残留変位を考慮しなくても水平変位が4回以上 $4\delta_0$ を超えるため、耐荷能力は期待できない。

したがって、地震動の大きさがCase1では0.5倍以下、Case2では0.2倍以下では、残留変位が生じて橋脚の倒壊に至らない耐荷能力を残存している。しかし、これよりも大きな地震動が作用すると、耐荷能力は期待できなくなる。

c) レベル2地震動(タイプII)における応答変位

図-14(c)に示すように、レベル2地震動(タイプII)が作用した場合、Case1では、オリジナルの地震動(地震動の倍率1.0)が作用しても、 $d_{\max}/d_{\lim}$ は1.0を下回る。しかし、残留変位が生じると、地震動の倍率が0.8倍以上になると、耐荷能力が期待できない可能性がある。

Case2では、地震動の大きさが0.3倍以下では、残留変

位が生じて、 $d_{\max}/d_{\lim}$ は1.0を下回る。しかし、地震動の大きさが0.4倍以上になると、残留変位を考慮しなくても4回以上 $4\delta_0$ を超えるため、耐荷能力は期待できない。

したがって、Case1程度の損傷では、残留変位がなければ橋脚の崩壊に至らない耐荷能力は残存していると考えられる。Case2まで損傷した場合は、橋脚の崩壊に至らない耐荷能力は限定的ではあるが残存していると考えられる。

(4) 各パラメータと耐荷能力の関係

本研究では耐荷能力の評価に際し、エネルギー吸収量、応答加速度、応答変位の観点から評価した。

図-5で示したように、限界状態3に達する前と限界状態3に達した後のエネルギー吸収量の合計はほぼ同じであったため、一定の耐荷能力は残存していると評価した。また、図-8で示したように、限界状態3を超えた後の橋脚に生じる加速度は小さくなることを示した。

一方、動的応答解析を行った結果、Case1に対してレベル2地震動(タイプI)を入力した場合のように、耐荷能力が期待できない場合があることがわかった。この結果より、エネルギー吸収能や応答加速度だけでは部材の耐荷能力を適切に評価することができないと考えられる。

以上より、限界状態3を超えた部材の耐荷能力を評価するためには、エネルギー吸収能や応答加速度のみではなく、水平変位や限界変位等のパラメータも用いる必要がある。

6. まとめ

本研究は、超過作用により橋脚が限界状態3に至ったあと、残存している耐荷能力やエネルギー吸収能、さらに余震が発生した場合の橋の耐荷能力について、実験及び解析により検討した。検討の結果、得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 限界状態3に至ったあとも、鉛直方向の耐荷能力は完全に保持していた。また、高軸力を導入した場合についても、鉛直方向の耐荷能力は完全に保持していた。
- 2) 限界状態3に至ったあとも、エネルギー吸収量の合計は限界状態3と同じ程度のエネルギー吸収量があった。
- 3) 限界状態3に至ったあとの最大応答加速度は、損傷後のRC橋脚の固有周期が長くなるため、損傷する前に比べて小さくなる。
- 4) 限界状態3に至ったあとにレベル1地震動程度の余震が発生した場合、Case1程度の損傷では、橋脚の倒壊に至らない耐荷能力は残存していた。

- 5) 限界状態3を超えた後にレベル2地震動タイプI程度の余震が発生した場合、耐荷能力は期待できなかった。レベル2地震動タイプII程度の余震が発生した場合、Case1では、橋脚の倒壊に至らない耐荷能力は残存していた。一方、Case2では、耐荷能力は期待できなかった。
- 6) 動的応答解析を行った結果、限界状態3に達する前と同じエネルギー吸収能があったり、最大応答加速度が小さくなっても、耐荷能力が期待できない場合があることがわかった。この結果から、限界状態3を超えた部材の耐荷能力を評価するためには、エネルギー吸収能や最大応答加速度のみではなく、水平変位や限界変位等のパラメータも用いる必要がある。

本研究を通じて、工学的指標で表された部材の限界状態から部材の真の限界状態までの間の安全余裕度、部材の真の限界状態を超えた後、設計振動単位全体の限界状態までの間の安全余裕度、機能のレベルが下がっているが、致命的な状態に至らない間の安全余裕度を示すことができた。

謝辞：本研究は土木研究所と阪神高速道路株式会社の共同研究として実施した「地震レジリエンスを考慮した高

強度 RC 橋脚の耐震性評価に関する研究」の一環として実施したものである。ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.
- 2) 中尾尚史，宮田秀太，大住道生：超過外力に対するアーチ橋の損傷制御に関する解析的研究，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，pp.57-64，2017.
- 3) 横山朋弘，宮田秀太，中尾尚史，大住道生：構造条件の違いが超過作用による橋梁の終局挙動に及ぼす影響に関する解析的検討，第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，pp.365-370，2018.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料，2015.
- 5) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第4262号，2013.
- 6) 服部匡洋，篠原聖二，岡田太賀雄，大住道生：高軸応力及び正負交番荷重が作用する高強度RC部材の変形特性評価，第20回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム，pp.315-322，2017.

EVALUATING LOAD CARRYING CAPACITY OF RC COLUMN REACHED LIMIT STATE 3 DUE TO EXCEEDS ACTION

Hisashi NAKAO, Shuta MIYATA and Michio OOSUMI

In seismic design of bridges, the member is designed so as not to reach the limit state 3 against the design earthquake ground motions. When the excess action generated, the bridge may be reached the fatal damage due to the failure horizontal resistance force of members. The limit state 3 shows the horizontal limit load carrying capacity but it doesn't always match the vertical limit load carrying capacity. Therefore, the bridge isn't always reached the fatal damage immediately after reaching limit state 3.

This study evaluated the load carrying ability and the energy absorption ability of RC column reached the limit state 3 due to the excess action.