

限界状態3に至った後のRC橋脚の耐荷能力に関する研究

中尾 尚史¹・大住 道生²

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

²正会員 修(工) 国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

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系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。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。このような設計を超過するような作用(以下「超過作用」という)が発生した場合、部材が限界状態を超えることで、橋全体系が致命的な被害に至る可能性がある。

しかし、部材が限界状態3を超えたとしても、すぐに橋が致命的な被害に至るとは限らない。また、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を超えたことで、求められる大きさの水平耐力が喪失しても、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、橋は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、超過作用により橋脚が限界状態3に至った後、耐荷能力及びエネルギー吸収能は残存しているのか、さらに余震が生じた場合の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²⁾(以下「参考資料²⁾」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²⁾」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³⁾。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²⁾」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。なお、載荷実験の詳細は文献4)を参照されたい。

載荷実験の結果、参考資料²⁾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(図-2)⁴⁾。

本研究では、限界状態3に至った後の耐荷能力について検討するため、限界状態3(4 δ_0)に至った後も載荷を行い、6 δ_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後に余震が発生した場合を想定し、再度1 δ_0 から載荷を行った。再度載荷した時の1 δ_0 は、載荷実験と同じ基準変位とした。

本研究では再度1 δ_0 から載荷した実験と区別するため、6 δ_0 まで載荷した実験を「載荷実験」、再度1 δ_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 δ_{0r} , 2 δ_{0r} …と表記する。

(2) 橋脚の損傷状況

写真-2は、再載荷実験における供試体の損傷状況を示したものである。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)の損傷状況を示す。

再載荷実験を行った結果、4 δ_{0r} と5 δ_{0r} で合計18本の軸方向鉄筋が新たに破断した。

なお、5 δ_{0r} 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5 δ_{0r} で終了した。

(3) 橋脚の耐荷能力

a) 水平変位 - 水平荷重の関係

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

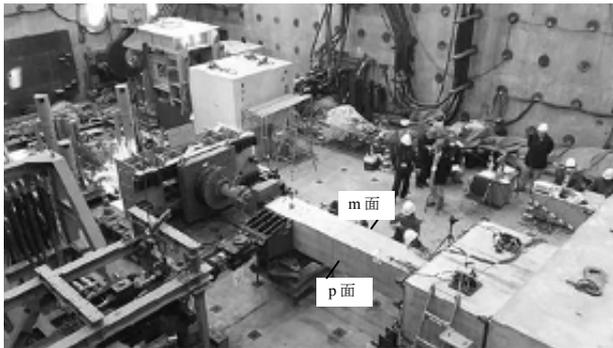


写真-1 実験のセットアップ状況

表-1 RC橋脚の諸元

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

により得られた、参考資料²⁾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、載荷実験における最大値(368kN)の約1/7である55kNとなった。

図-4は図-3に示した再載荷実験で得られた水平変位と水平荷重の関係を拡大したものである。図より、変位の増加に伴い水平荷重が増加し、4 δ_{0r} で水平荷重が最大になっている。これは、軸方向鉄筋が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。5 δ_{0r} で水平荷重は1.3%程度低下している。

b) 鉛直変位 - 鉛直荷重の関係

図-5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、1 δ_{0r} と5 δ_{0r} の結果を示した。

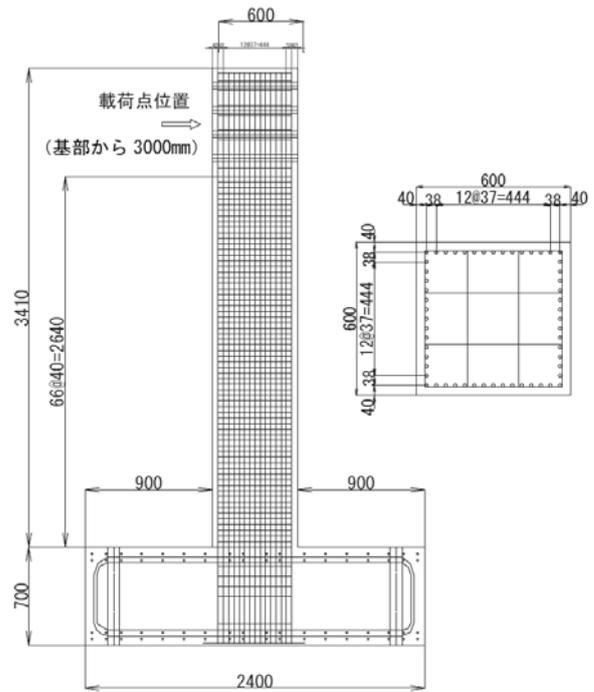


図-1 実験供試体の外寸⁴⁾

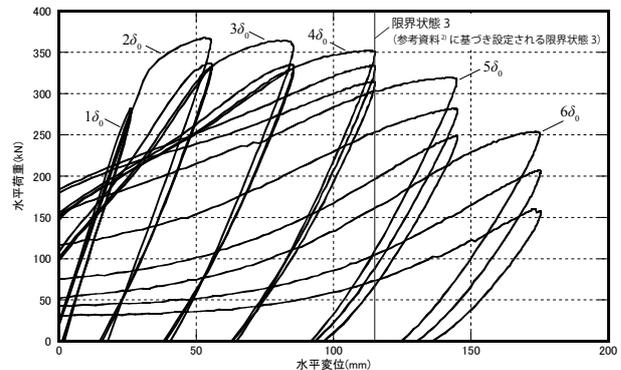


図-2 載荷実験で得られた水平変位 - 水平荷重の関係

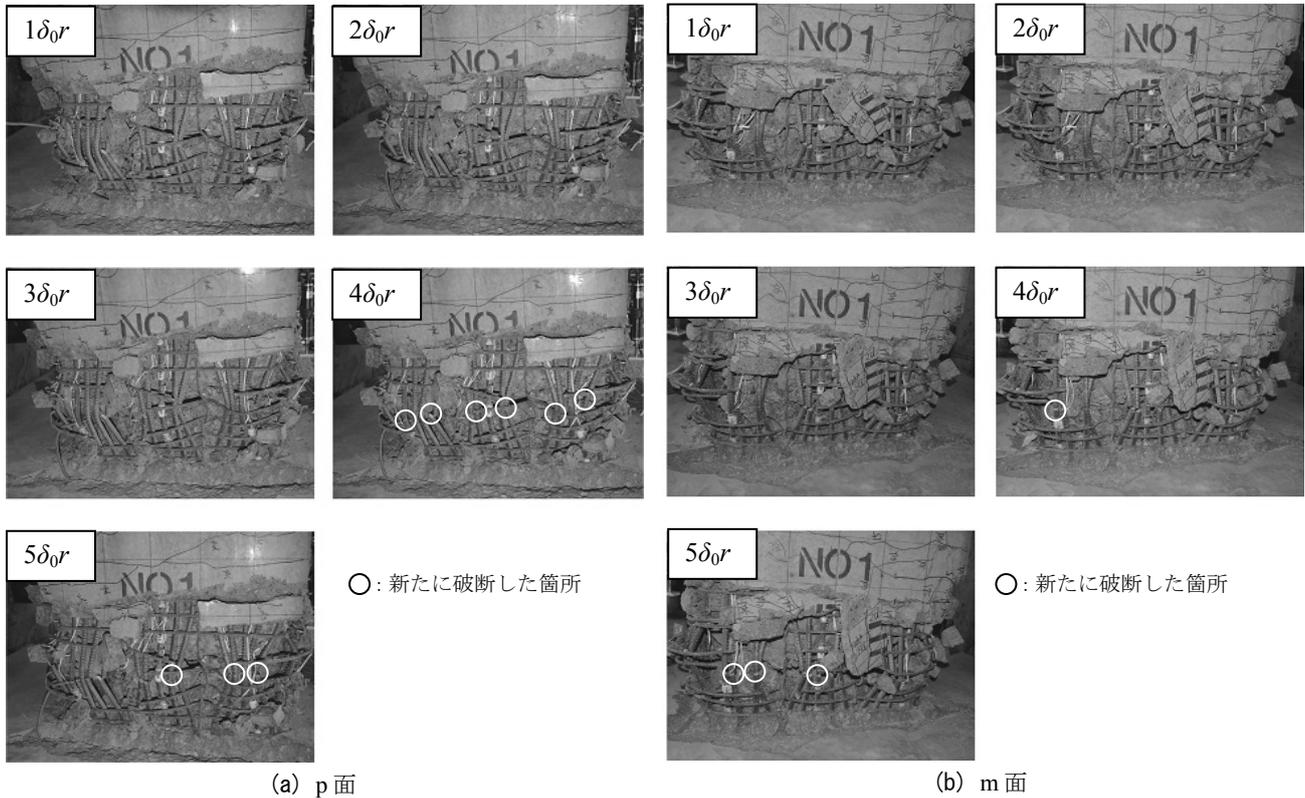


写真-2 実験供試体の損傷状況

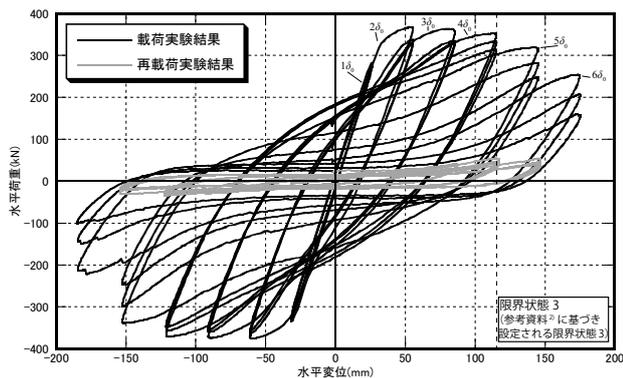


図-3 水平変位と水平荷重の関係(載荷実験との比較)

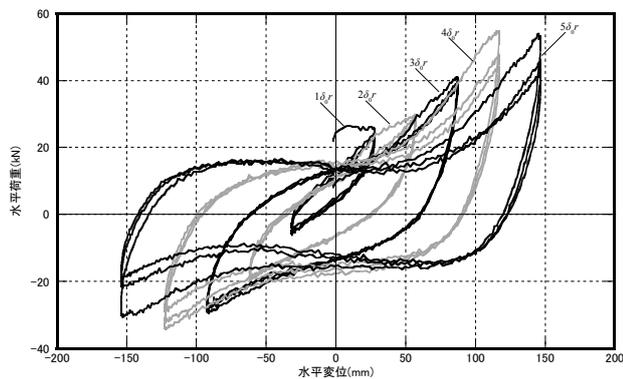


図-4 水平変位と水平荷重の関係(再載荷実験の結果)

載荷実験および再載荷実験を行った結果、 $5\delta_0r$ 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。

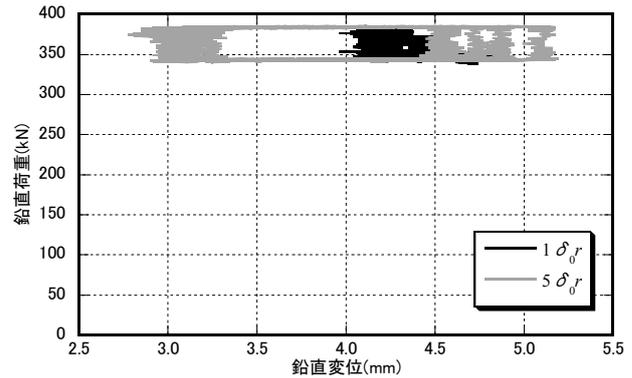


図-5 鉛直変位と鉛直荷重の関係(再載荷実験の結果)

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。

c) エネルギー吸収量

図-6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。

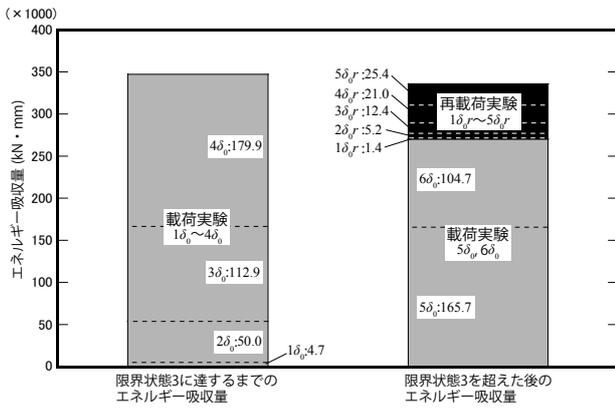


図-6 エネルギー吸収量

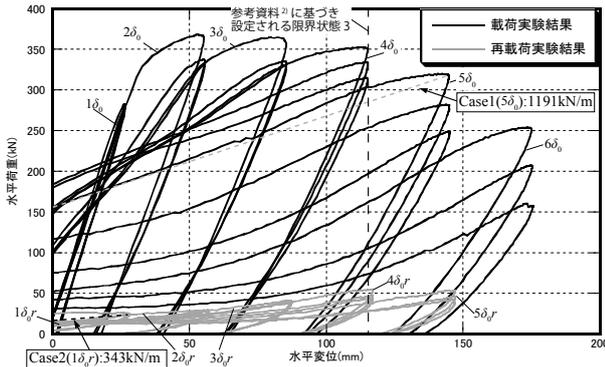


図-7 剛性の設定

4. 限界状態3を超えた橋脚の応答解析

(1) 解析概要

参考資料²⁾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、参考資料²⁾に基づいて設定される限界状態3を超えた状態 (Case1 : $5\delta_0$, Case2 : $1\delta_{0r}$) を対象とした (図-7)。

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 (2700kg) の80%と、上部構造の質量 (ここでは軸力 $360\text{kN}=36700\text{kg}$) 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-7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 (I種地盤), レベル2地震動 (タイプI) (I種地盤) およびレベル2地震動 (タイプII) (I種地盤) を用いて解析を実施した。なお、解析は解析ソフトTDAPIIIを用いて、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秒とした。なお本解析では、初期変位として限界状態3を超えたことによる残留変位は考慮していない。

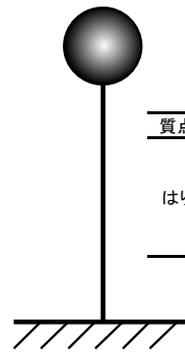
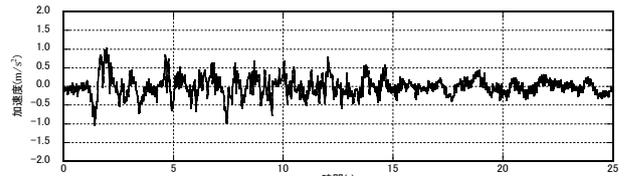
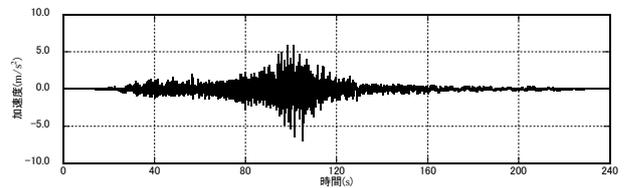


図-8 解析モデル

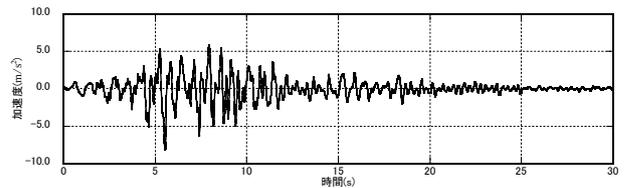
質点	質量	38900 kg
はり	一辺の長さ	0.6 m
	長さ	3 m
	ヤング率	Case1 $9.92 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ Case2 $2.86 \times 10^8 \text{ N/m}^2$



(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⁾

(2) 応答変位の評価方法

a) 限界変位の算出

本研究では、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、応答変位を評価した。

図-10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、

$$M = mg \times d \quad (1)$$

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。この復元力により橋脚基部に生じる曲げモーメント M_R は、

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

F_x は橋脚の復元力であり、本研究では実験により得られた水平荷重を用いた。 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変位(ここでは「限界変位 d_{lim} 」と呼ぶ)は、 $M=M_R$ より式(3)となる。

$$d_{lim} = \sqrt{\frac{F_x^2 l^2}{(mg)^2 + F_x^2}} \quad (3)$$

式(3)より、解析で得られた応答変位が限界変位 d_{lim} 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。

前述した解析条件を基に、式(3)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。

b) 限界状態3を超えた回数に応じた限界変位

図-12から図-14は解析により得られた応答変位の時刻歴波形である。横軸は時間、縦軸は応答変位である。図中には参考資料²⁾を基に設定した限界状態

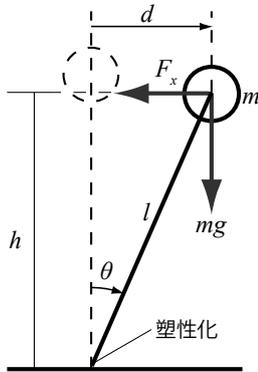


図-10 橋脚基部に生じる曲げモーメントの関係

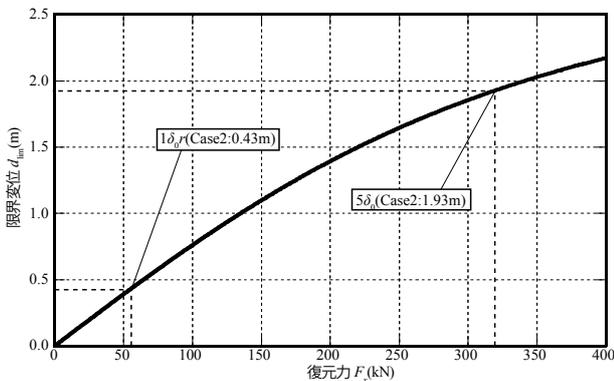
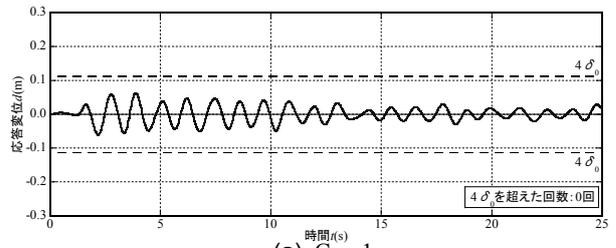
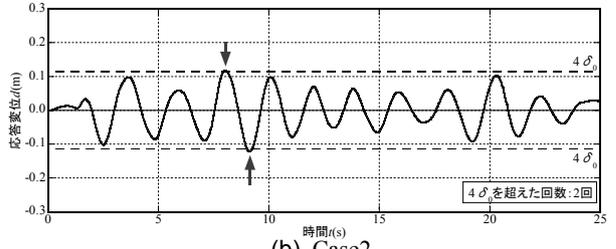


図-11 復元力と限界変位の関係

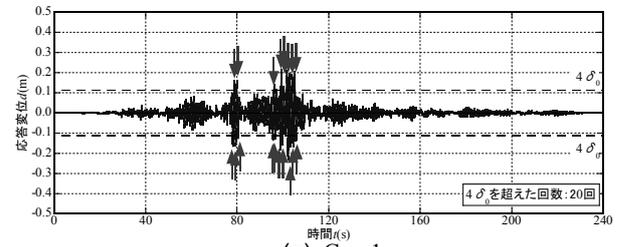


(a) Case1

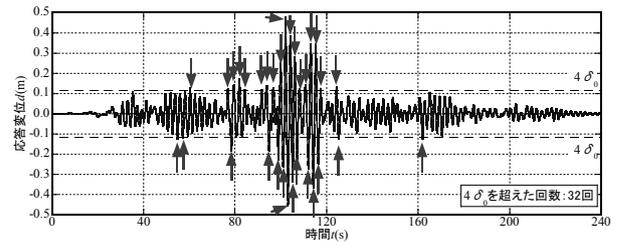


(b) Case2

図-12 時刻歴波形(応答変位, レベル1地震動)

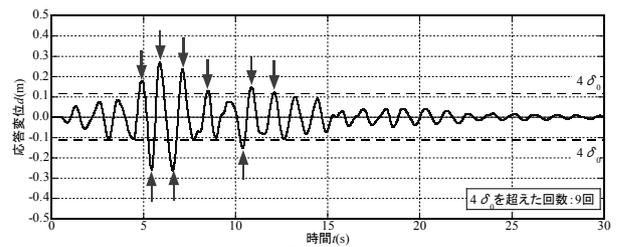


(a) Case1

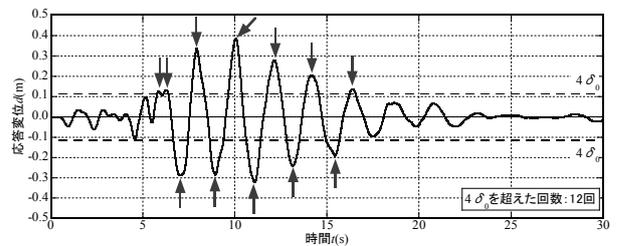


(b) Case2

図-13 時刻歴波形(応答変位, レベル2地震動(タイプI))



(a) Case1



(b) Case2

図-14 時刻歴波形(応答変位, レベル2地震動(タイプII))

※図中の矢印は、 $4d_0$ を超えた箇所を示している

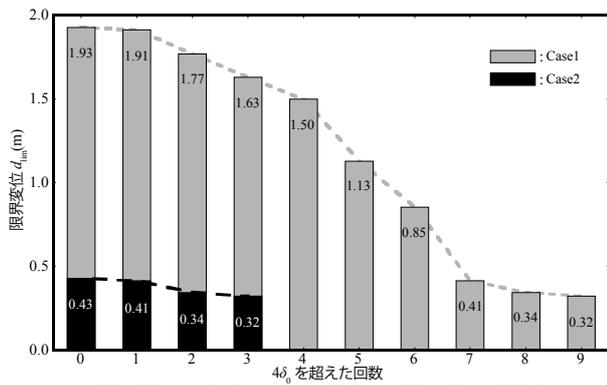


図-15 $4\delta_0$ を超えた回数と限界変位の関係

表-2 $4\delta_0$ 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	Case1		Case2	
	$4\delta_0$ 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	16	-
1.9	2	1.77	15	-
1.8	0	1.93	14	-
1.7	0	1.93	12	-
1.6	0	1.93	11	-
1.5	0	1.93	10	-
1.4	0	1.93	9	-
1.3	0	1.93	7	-
1.2	0	1.93	6	-
1.1	0	1.93	2	0.34
1.0	0	1.93	2	0.34

(b) レベル2地震動(タイプI)

地震動の倍率	Case1		Case2	
	$4\delta_0$ 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	20	-	32	-
0.9	19	-	26	-
0.8	15	-	20	-
0.7	11	-	17	-
0.6	6	0.85	14	-
0.5	1	1.91	13	-
0.4	0	1.93	8	-
0.3	0	1.93	2	0.34
0.2	0	1.93	0	0.43
0.1	0	1.93	0	0.43

(c) レベル2地震動(タイプII)

地震動の倍率	Case1		Case2	
	$4\delta_0$ 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	12	-
0.9	8	0.34	12	-
0.8	7	0.41	9	-
0.7	5	1.13	9	-
0.6	4	1.5	8	-
0.5	4	1.5	7	-
0.4	0	1.93	5	-
0.3	0	1.93	1	0.41
0.2	0	1.93	0	0.43
0.1	0	1.93	0	0.43

(「-」は耐荷能力が期待できないことを示している)

$3(4\delta_0)$ の変位を示した。

図より、応答変位は $4\delta_0$ を超えていることがわかる。図-3や図-4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、応答変位

を評価するためには、解析により得られた応答変位が限界状態 $3(4\delta_0)$ を超える回数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、応答変位の時刻歴から $4\delta_0$ を超えた回数を求めた。そして、式(3)より限界変位を求めた。ここで、式(3)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、 $6\delta_0$ 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-4や橋脚の損傷状況より、 $6\delta_0$ 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(3)から算出した限界変位の関係を図-15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-2に示す。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) 応答変位

図-16は、入力地震動の大きさと応答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応答変位を式(3)で算出した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。

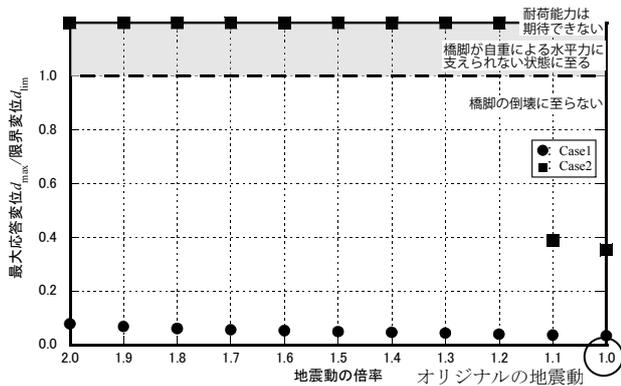
a) レベル1地震動における応答変位

レベル1地震動が作用した場合、図-16(a)に示すように、Case1およびCase2共に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。

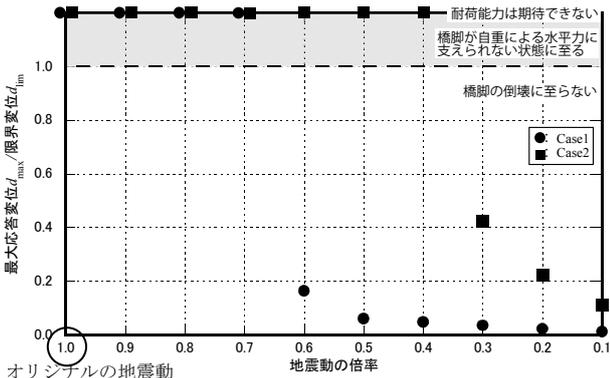
したがって、限界状態3を超えても、Case1やCase2程度の損傷では、レベル1地震動に対して橋脚が倒壊に至らない耐荷能力が十分に残存していると考えられる。なお、Case1については、オリジナル地震動の2.0倍の地震動が作用しても、橋脚の倒壊に至らない耐荷能力を残存している。

b) レベル2地震動(タイプI)における応答変位

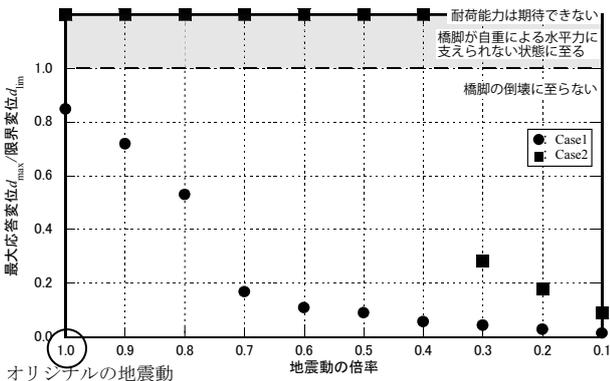
図-16(b)に示すように、レベル2地震動(タイプI)が作用した場合、Case1では、地震動の大きさが0.6倍以下では、 d_{max}/d_{lim} は1.0を下回るが、地震動の大きさが0.7倍以上になると応答変位が10回以上 $4\delta_0$ を超えるため、耐荷能力は期待できない。Case2では、地震動の大きさが0.3倍以下では、 d_{max}/d_{lim} は1.0を下回るが、地震動の大きさが0.4倍以上になると、応



(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-16 地震動の大きさと応答変位の関係

答変位が4回以上 $4\delta_0$ を超えるため、耐荷能力は期待できない。これは、図-9(b)に示したように、レベル2地震動(タイプI)は長時間揺れ続けるため、限界状態3($4\delta_0$)を超える回数が多くなったと考えられる。

したがって、地震動の大きさがCase1では0.6倍以下、Case2では0.3倍以下では、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-16(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_{im} は1.0を下

回る。一方、Case2では、地震動の大きさが0.4倍以上になると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、限界状態3を超えても、Case1程度の損傷では、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。

図-6では、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。しかし、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。

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、エネルギー吸収能のみではなく、限界変位等のパラメータも用いる必要がある。

5. まとめ

本研究は、超過作用により橋脚が限界状態3に至った後、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を超えた後も、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を超えた後も、エネルギー吸収量の合計は限界状態3と同じ程度の吸収量があった。
- 3) 限界状態3を超えた後にレベル1地震動程度の余震が発生した場合、Case1やCase2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。
- 4) 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。
- 5) 限界状態3を超えた後にレベル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，エネルギー吸収能のみではなく，限界変位等のパラメータも用いる必要がある。

今後は，限界状態3を超えた後の耐荷能力を定量的に評価する手法や，橋全体系で考えた場合の限界状態3の評価方法および限界状態3を超えた後の対策について検討する予定である。

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。

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) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.