

# 材料特性や地盤特性のばらつきが道路橋の耐力階層化構造に与える影響に関する解析的検討

小林 巧<sup>1</sup>・河原井 耕介<sup>2</sup>・大住 道生<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 土木研究所 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: kobayashi-t573ck@pwri.go.jp

<sup>2</sup>正会員 土木研究所 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: kawarai-k574cl@pwri.go.jp

<sup>3</sup>正会員 土木研究所 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: m-oosumi@pwri.go.jp

超過作用下において、機能が損なわれない又は早期復旧できる道路橋を実現するために崩壊シナリオデザイン設計法が提案されており、それを実現する手段として耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚（以下、耐力階層化橋脚）が検討されている。その一環として、現行基準に基づく RC 橋脚や耐力階層化橋脚の材料特性及び地盤特性の値をばらつかせた解析モデル（計 1,200 ケース）の動的解析を行い、それらがシナリオに及ぼす影響を検討した。その結果、現行の RC 橋脚はレベル 2 地震動に対して 9 割以上の信頼性で橋脚基部が塑性化する、狙い通りのシナリオになるよう設計されていることを確認した。一方、超過地震動に対して、そのままでは多くが橋脚の限界状態 3 を超過するが、耐力階層化橋脚では 9 割以上の信頼性で倒壊を回避するシナリオへと誘導できることが示された。

**Key Words:** Bridge seismic design, Dynamic analysis, Collapse scenario, Excess action, Strength-stratifying rebar

## 1. はじめに

道路橋示方書（以下、道示）V 編の設計用レベル 2 地震動（以下、L2 地震動）は、特に橋への影響が大きく、非線形応答が大きくなる位相特性を持つ過去の強震記録を基に、振動数領域で振幅調整したものが規定<sup>1)</sup>されている。しかし、規模や応答が L2 地震動を超える地震動が作用（以下、超過作用）する可能性は常に存在するため、万が一超過作用等の想定外の事象が生じたとしても構造物が破滅的な状況に至らないための備えとして「危機耐性」が提唱されている<sup>例えは2),3)</sup>。

しかしながら、危機耐性として、どのような対策が現実的に適切であるかという認識が社会で共有されているとは言えず<sup>4)</sup>、危機耐性の考え方を取り込んだ設計法の体系化と、個々の構造物に対して具体の諸元を決めるための設計方法が確立されているとは言えない<sup>5)</sup>。

上記背景から、道路橋を対象に、設計地震動に対しては従来の耐震設計を通じて確保されてきた耐震性能を確

保し、それに加えて超過作用が発生した場合には橋脚基部が水平抵抗力を失わず、致命的な被害や崩壊に至らない（RC 橋脚の限界状態 3 を超過しない）ように、崩壊シナリオをデザインする設計法が検討されている<sup>5),6)</sup>。

その考え方の例を図-1 に示す。また、その崩壊させないためのシナリオを実現するための手段の一つとして、図-2 の耐力階層化鉄筋（以下、階層化鉄筋）を用いた耐力階層化橋脚が提案<sup>5),6)</sup>されている。

このような危機耐性の考え方を背景にした構造を設計するためのシナリオデザイン設計法では、例えば超過作用に対する終局までの応答の確認が必要である。しかし、それらの検討を行う以前に、現在の耐震設計においても、材料特性や地盤特性等の不確実性が、設計地震動に対する応答に与える影響の程度は定量的に明らかになっていない。換言すると、耐力階層化構造の信頼性を評価するためには、従来構造の信頼性を定量的に示した上で比較する必要があるが、その信頼性は必ずしも定量的に示されている訳では無く、工学的判断による所も多い。

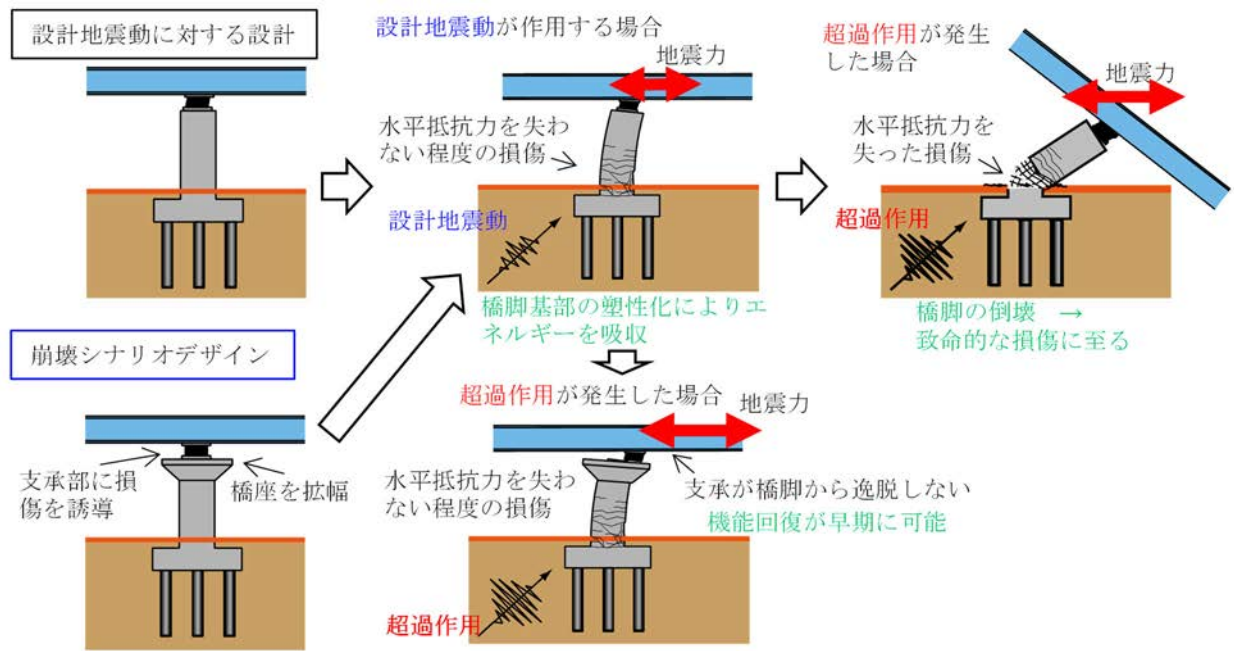


図-1 崩壊シナリオデザイン設計法の考え方の例<sup>9)</sup>

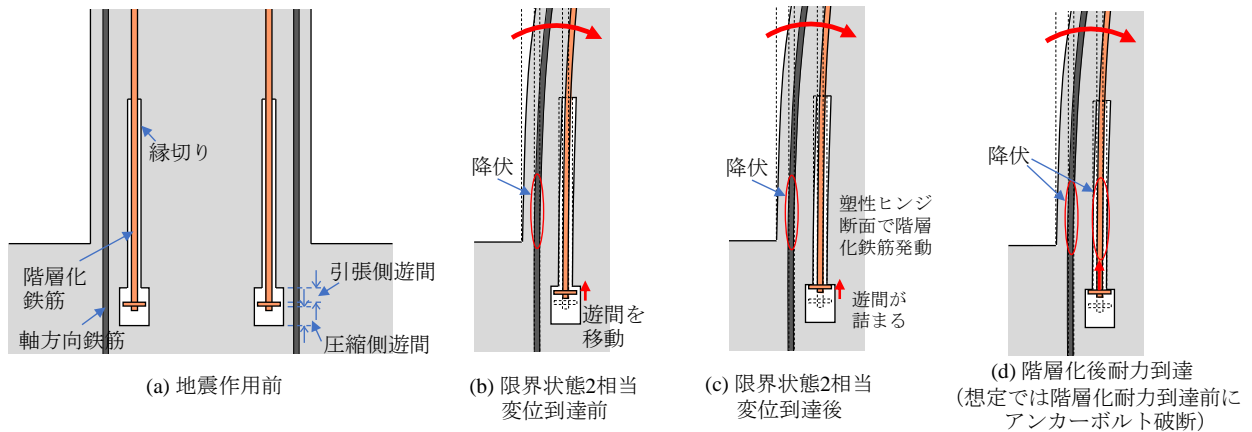


図-2 階層化鉄筋で想定する挙動

表-1 実施する解析の一覧

解析シリーズ	入力地震動	対象とする橋脚構造	解析数
(1)	L2地震動	現行基準に基づくRC橋脚	部材のパラメータをばらつかせた各400ケース
(2)	超過作用 (L2の振幅1.22倍)	現行基準に基づくRC橋脚	
(3)	超過作用 (L2の振幅1.22倍)	階層化鉄筋を追加	

そこで、それら検討の一環として、階層化鉄筋を適用していない現行基準に基づくRC橋脚や、それを適用した耐力階層化橋脚に対して各部材のパラメータをばらつかせた解析(計1,200ケース)の動的解析を行い、各種ばらつきがそれら構造の崩壊シナリオに及ぼす影響について検討を行った。

## 2. 検討の流れ

表-1 に実施する解析の一覧を示す。階層化鉄筋の有

無、入力地震動の違い(L2もしくは超過作用)で解析シリーズが3種類に分かれており、設計に用いる材料特性及び地盤特性のパラメータをばらつかせた各400ケース、合計1,200ケースの動的解析を行う。

解析シリーズ(1)では、L2地震動に対して限界状態3を超過しないように設計したRC橋脚に対して、各種部材のばらつきがシナリオに与える影響を解析的に確認する。解析シリーズ(2)では、現行基準に基づく耐震性能を確保したRC橋脚に、超過作用が生じた際の挙動を確認する。解析シリーズ(3)では、超過作用に対する階層化鉄筋を用いたRC橋脚構造の有効性について、解析シリー

ズ(2)との比較により検討を行う。

### 3. 動的解析による検討方法

#### (1) 検討対象橋脚

本研究で検討の対象とする橋脚は、文献9)に示される鋼5径間連続鋼桁橋のP1橋脚を基本とし、H24道示<sup>10)</sup>に基づきL2地震動に対して耐震性能3を満足するように、地震時保有耐力法により再設計を行い、材質や材料特性（鋼材：SD295→SD345，コンクリート設計基準強度：21→24N/mm<sup>2</sup>）および軸方向鉄筋径（D32を橋軸方向に2段→D35を2段），帯鉄筋径を変更（D16→D22）した。

応答解析にあたっての橋脚の地震時保有耐力法に基づく耐力（以下、保有耐力）は、材料特性値に設計値（公称値等）ではなく、実構造での値の推定値を用いて算出した。これら構造細目の変更を反映した橋脚の保有耐力は7301.4kNである。材料特性の推定値は後述する既往の統計成果を参照して決定した。なお、この保有耐力は階層化鉄筋の影響は考慮していない。

以上は階層化鉄筋がない場合の構造細目であるが、階層化耐力については本章(2)，階層化鉄筋のモデル化は本章(3)でそれぞれ記載する。

#### (2) 階層化耐力の耐力比の設定

図-3に解析シリーズ(3)で想定する各部材耐力の関係を示す。超過作用に対して、RC橋脚の倒壊を起因とした崩壊を回避するために、限界状態3到達前に階層化鉄筋を作動させる必要がある。本研究では限界状態2到達後に支承のアンカーボルトが破断するシナリオに誘導することを仮定し、限界状態2相当変位到達後に階層化鉄筋が作動するモデルを検討対象とした。ここで、階層化鉄筋が降伏した直後の橋脚耐力を階層化後耐力と呼ぶこととする。本節では、設定した保有耐力（7,301.4kN）を基準に、実現可能な鋼材径等を考慮しながら、各耐力のばらつきを基に適切な超過確率となる耐力比を求める。

橋脚基部塑性化時の耐力のばらつきは、既往のRC橋脚の載荷実験で得られたデータ<sup>11)</sup>を基に設定（標準偏差：0.103）した。

支承アンカーボルト（以下、アンカーボルト）のせん断耐力のばらつきについては、鋼材（SS400）の引張試験結果に基づく引張強さ/規格値の下限値のばらつき（バイアス：1.1，標準偏差：0.04）<sup>12)</sup>と、鋼材の引張強さとせん断強さの比（0.75）<sup>13)</sup>から計算した。なお、支承1基あたりのアンカーボルト数は4本とし、それを5基設置すると仮定し、計20本のアンカーボルトによる破断耐力を設定した。

また、階層化後耐力のばらつきについてはデータが存

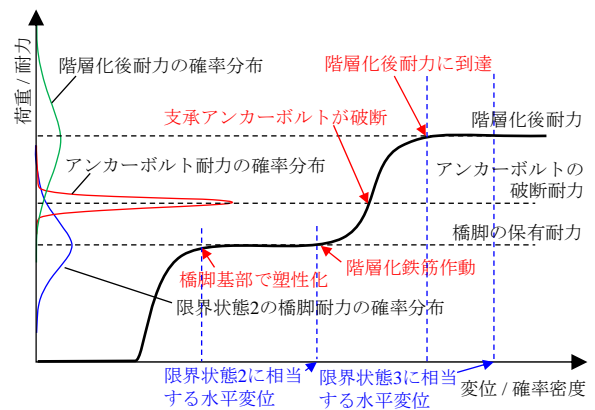


図-3 解析シリーズ(3)で想定する各部材耐力の関係

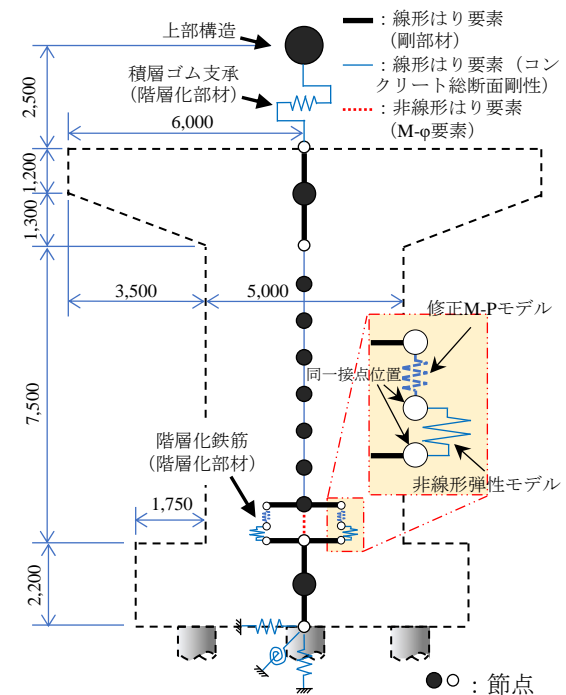


図-4 動的解析モデル（階層化鉄筋有の場合の例）

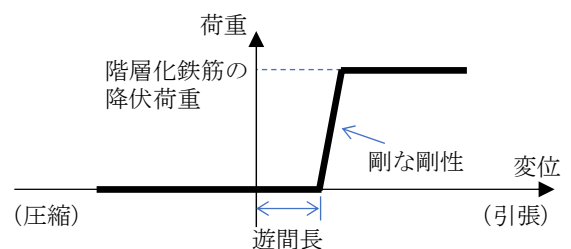


図-5 階層化鉄筋の荷重-変位関係（図-4の非線形弾性モデル）

在しないため、橋脚が限界状態3に達するときの耐力のばらつき（標準偏差：0.113）<sup>11)</sup>を仮定した。

これら耐力のばらつきに対して正規分布を仮定し、超過確率5%となる耐力比を求めた結果、支承アンカーボルトが破断する時の耐力とRC橋脚の保有耐力の比が1.15倍、階層化後耐力とアンカーボルト破断耐力の比が1.18倍であった。その耐力比を考慮した必要耐力は、ア

表-2 材料特性及び地盤特性等のばらつき（全解析シリーズ共通）

対象構造/ 部材	ばらつきを与える パラメータ	単位	設計値	実値/ 設計値	平均値	標準 偏差	変動 係数	確率 分布
基礎	杭の軸方向 ばね定数 ( $K_v$ )	kN/m			$4.46 \times 10^5$	$2.23 \times 10^5$	0.5	対数 正規 分布
	水平方向地盤 反力係数 ( $k_H$ )	kN/m <sup>3</sup>			$7.93 \times 10^2$	$5.55 \times 10^2$	0.7	
橋脚	鉄筋のヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	$2.00 \times 10^5$	0.95	$1.91 \times 10^5$	$1.33 \times 10^4$	0.07	正規 分布
	鉄筋の降伏耐力	N/mm <sup>2</sup>	345	1.14	393	15.7	0.04	
	コンクリートの 圧縮強度	N/mm <sup>2</sup>	24	1.26	30.2	4.5	0.15	
上部構造	死荷重	kN	6963	1.04	7262	87.1	0.012	
階層化鉄筋	鉄筋のヤング係数	N/mm <sup>2</sup>	$2.00 \times 10^5$	0.95	$1.91 \times 10^5$	$1.33 \times 10^4$	0.07	
	鉄筋の降伏耐力	N/mm <sup>2</sup>	490	1.14	558.6	22.3	0.04	
水平力分散 ゴム支承	せん断剛性	kN/m	$2.41 \times 10^4$	1.44	$3.47 \times 10^4$	$3.12 \times 10^3$	0.09	

ンカーボルト破断耐力が 8,396.6kN、階層化後耐力は 9,908.0kN となる。

アンカーボルトの破断耐力が RC 橋脚の保有耐力との耐力比を満足するように、SS400 の 42mm 径の丸鋼とし、アンカーボルトの破断耐力を 9,143.9kN とした。ゴム支承本体の破断荷重は 18,252.5 kN でありアンカーボルト破断に対して十分な耐力差がある。それにより、必要な階層化後耐力は  $9,143.9 \times 1.18 = 10,789.8$  kN となる。本研究では D51 の階層化鉄筋を 37 本設置し、階層化後耐力が 10,574.7kN と設定した。

以上より、対象橋脚において、アンカーボルト破断耐力と RC 橋脚の保有耐力の耐力比が 1.25 倍で超過確率 0.24% 相当、階層化後耐力（限界状態 3 に達するときの耐力を仮定）とアンカーボルト破断耐力の耐力比が 1.16 倍で超過確率 7.86% 相当である。

### (3) 動的解析モデル

図-4 に動的解析モデル（階層化鉄筋有の場合の例）を示す。階層化鉄筋が無い解析シリーズ(1),(2)では橋脚基部付近の階層化鉄筋のモデル化を行っていない。

橋脚のモデル化は文献 14) のモデルに準じた。積層ゴム支承は弾性モデルとし、アンカーボルトの破断はモデル化していない。そのため本論文では出力結果の解釈として、支承の水平反力がアンカーボルト破断耐力に到達した時点を破断とした。

基礎杭の軸方向ばね定数 ( $K_v$ ) と水平方向地盤反力係数 ( $k_H$ ) については、文献 9) の P1 橋脚の杭基礎諸元と地盤条件より、道示式<sup>10)</sup> (H24道示IV9.6地盤反力係数, 12.6杭のばね定数) を用いて算出した。

上部構造の死荷重は文献 9) の値を基に設定 (6,963kN) した。減衰は Rayleigh 型減衰モデルとして設定した。

また、解析シリーズ(3)の階層化鉄筋は、軸方向の引張のみ抵抗する非線形ばね要素で遊間をモデル化し、図

-5の荷重-変位関係を与えた。限界状態3を超過した場合には、RC 橋脚の水平支持力が喪失すると仮定するので、本検討では、限界状態2相当変位到達後に階層化鉄筋を作動させることと仮定し、それに対応した遊間を設けている。また、階層化鉄筋の荷重変位関係は、非線形ばね要素として塚・川島<sup>15)</sup>の修正 M-P モデルを与えた。

### (4) 各部材のばらつきと解析ケース

表-2 に材料特性及び地盤特性等のばらつきを示す。解析モデルのパラメータにばらつきを与えた際のシナリオの再現性を確認するために、既往調査を基に実際にあり得る程度のばらつきを与えた。解析ケースのばらつきは、平均値から  $\pm 2\sigma$  ( $\sigma$  は標準偏差) の範囲で等分（橋脚と階層化鉄筋のヤング係数については 4 等分、その他のパラメータは 10 等分）した値を入力した。

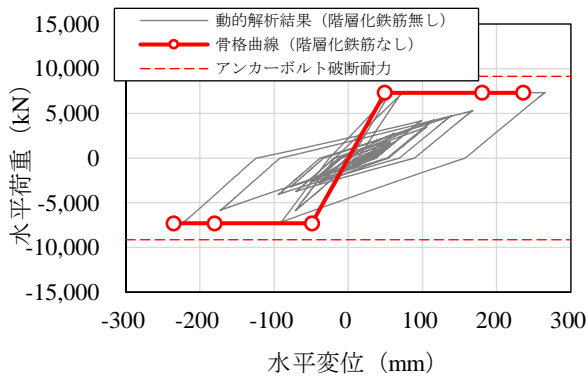
基礎杭の軸方向ばね定数 ( $K_v$ ) と水平方向地盤反力係数 ( $k_H$ ) は、文献 9) の P1 橋脚の杭基礎諸元と地盤条件より求めた。また、 $K_v$  については文献 16) の場所打ち杭工法の変動係数を、 $k_H$  は N 値が 5 以上の粘性土の場合の変動係数をそれぞれ使用した。なお、対数正規分布としたのは、文献 16) の整理に則ってパラメータ設定を行ったためである。

橋脚や階層化鉄筋に使用する、鉄筋のヤング係数及び降伏耐力、コンクリートの圧縮強度の平均値や変動係数については、文献 17) の値を使用した。

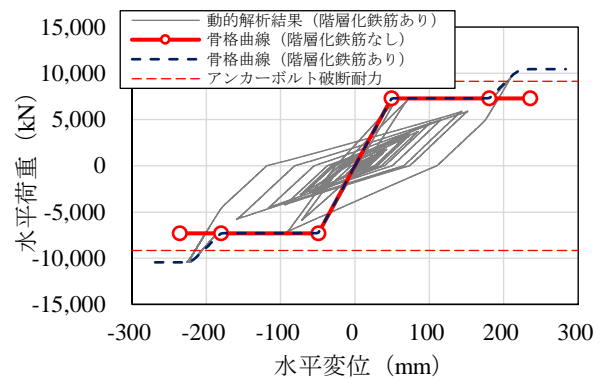
上部構造の死荷重は、文献 9) の値の単位を変更したものを平均値とし、変動係数は文献 18) のコンクリート床版を有する鋼上部構造の死荷重の確率モデルの値を使用した。

水平力分散ゴム支承のせん断剛性については、メーカーへのヒアリングによりデータを収集（計 8 社、サンプル数 47 基）した。

以上の平均値と標準偏差を用いて生成した乱数を解析



(i) 基本モデル（階層化鉄筋なし）



(ii) 標準ケース（階層化鉄筋あり）

図-6 パラメータをばらつかせない場合の動的解析結果

モデルに入力し、動的解析を行う。

### (5) 入力地震動

解析シリーズ(1)については、道示 V 編<sup>1)</sup>の標準加速度波形の内、レベル 2 タイプ II 地震動を入力した。

解析シリーズ(2)と(3)については超過作用の一例としてレベル 2 タイプ II 地震動の振幅を 1.22 倍した波形を入力した。

超過作用としての入力地震動は、本来は上限を定めない地震動であるため一つに決定できない。本検討では各部材のパラメータのばらつきが耐力階層化構造等に与える影響を確認する目的なので、本研究で想定しているモデルにおいて、限界状態 2 を超過し、階層化鉄筋が作動し、アンカーボルト破断耐力以上の応答が発生するものであればよいが、具体的には階層化鉄筋が降伏する応答となる中で小さめの加速度振幅である地震動とした。

そこで本研究で仮定した超過作用は、道示 V 編<sup>1)</sup>の標準加速度波形の内、レベル 2 タイプ II 地震動の振幅を 1.22 倍した波形とした。図-6 にパラメータをばらつかせない場合（平均値を使用）の動的解析結果を示す。1.22 倍は、階層化鉄筋が無い基本モデルの場合（図-6 (i)）には RC 橋脚の限界状態 3 を超過し、かつ、階層化鉄筋を配置しパラメータをばらつかせない標準ケース（図-6 (ii)）においては耐力階層化橋脚が降伏し階層化後耐力に到達する振幅倍率である。

また、基本モデルではアンカーボルトが破断せず、階層化鉄筋を配置した標準ケースではアンカーボルトが破断することを確認している。

以上より、階層化鉄筋を配置しない基本モデルでは、超過作用時にアンカーボルトが破断せず、橋脚基部変位が限界状態 3 を超過する一方、配置した場合は階層化鉄筋が作動し、橋脚が限界状態 3 に到達せず、アンカーボルトが破断するシナリオになる。

## 4. 想定されるシナリオ

### (1) シナリオの分類

表-3 に階層化鉄筋が無い場合に想定されるシナリオを、表-4 に階層化鉄筋がある場合に想定されるシナリオを示す。ここで、上部構造やフーチング・杭等の基礎に損傷が生じない、かつ、橋台の桁かかり長を拡幅しており、上部構造の移動による落橋が生じない設計と仮定する。そのためシナリオは、RC 橋脚とアンカーボルトの状態の組合せで決定される。

具体的には、RC 橋脚の状態は、階層化鉄筋が無い場合は、降伏前、降伏～限界状態 2 前、限界状態 2～限界状態 3 前、限界状態 3 後の 4 つの状態が生じ得る。

階層化鉄筋がある場合は、図-3 より降伏前、降伏～限界状態 2 前、限界状態 2～階層化後耐力到達前、階層化後耐力～限界状態 3 前、限界状態 3 後の 5 つの状態が生じ得る。アンカーボルトについては破断、もしくは、未破断の 2 つの状態が生じ得る。

ここで、表-3 では、階層化鉄筋の有り無しの構造でのシナリオを比較する為に、便宜上、階層化鉄筋が無い場合には限界状態 2～3 相当変位時をシナリオ(c)もしくは(c')とし、(d)、(d')を除き、RC 橋脚が限界状態 3 を超過するシナリオ(e')の表記を統一して分類した。

表-4 の耐力階層化構造としては、例えばアンカーボルト破断耐力  $\leq$  RC 橋脚の降伏耐力であればシナリオ(a)、降伏耐力  $<$  アンカーボルト破断耐力  $\leq$  限界状態 2 相当変位時の RC 橋脚の耐力であればシナリオ (b)、限界状態 2 相当耐力  $<$  アンカーボルト破断耐力  $\leq$  階層化後耐力であればシナリオ(c)、階層化後耐力  $<$  アンカーボルト破断耐力  $\leq$  限界状態 3 相当耐力であればシナリオ(d)が生じる可能性がある。

なお、表-4 の(c)が図-1 で想定しているシナリオである。また、超過作用時に応答が小さかったために生じるシナリオが、(a'), (b'), (c')である。(a'), (b')についてはアンカーボルトが破断しておらず、RC 橋脚も限界状態 2 に

表-3 階層化鉄筋が無い場合に想定されるシナリオ

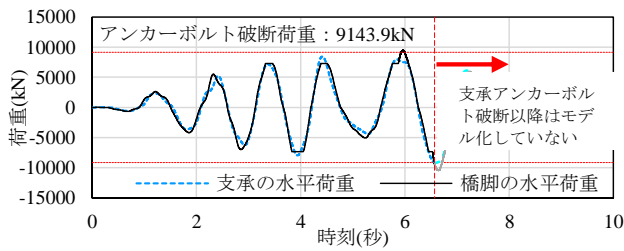
アンカーボルトの状態A \ RC橋脚の状態P	A = 破断	A = 未破断
$P \leq$ 降伏	(a)	(a')
降伏 $< P \leq$ 限界状態2	(b)	(b')
限界状態2 $< P \leq$ 限界状態3	(c)	(c')
限界状態3 $< P$	(e'')	

- : RC橋脚が限界状態2に達しておらず、応急復旧には支承部の応急復旧により機能回復が可能なシナリオ
- : アンカーボルトが破断しておらず、RC橋脚も限界状態2に達しておらず、早期復旧が可能なシナリオ
- : レベル2地震動に対して留めるべき状態と同じ状態に留まり(耐震性能3)、早期復旧が可能なシナリオ
- : 崩壊を免れているが、比較的復旧に時間を要し、かつ、更に大きい超過外力作用時にはシナリオ(e'')に移行する可能性があるシナリオ
- : RC橋脚が限界状態3を超過するシナリオ

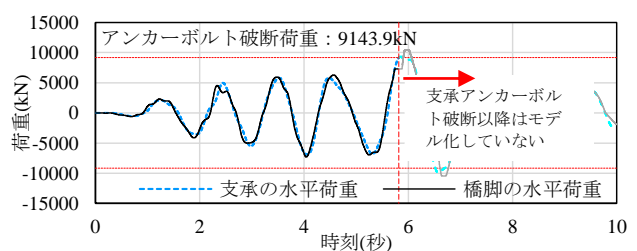
表-4 階層化鉄筋がある場合に想定されるシナリオ

アンカーボルトの状態A \ RC橋脚の状態P	A = 破断	A = 未破断
$P \leq$ 降伏	(a)	(a')
降伏 $< P \leq$ 限界状態2	(b)	(b')
限界状態2 $< P \leq$ 階層化後耐力	(c)	(c')
階層化後耐力 $< P \leq$ 限界状態3	(d)	(d')
限界状態3 $< P$	(e'')	

- : RC橋脚が限界状態2に達しておらず、応急復旧には支承部の応急復旧により機能回復が可能なシナリオ
- : アンカーボルトが破断しておらず、RC橋脚も限界状態2に達しておらず、早期復旧が可能なシナリオ
- : 図-1で想定しているシナリオ
- : 崩壊を免れているが比較的復旧に時間を要するシナリオ
- : 崩壊を免れているが、比較的復旧に時間を要し、かつ、更に大きい超過外力作用時にはシナリオ(e'')に移行する可能性があるシナリオ
- : RC橋脚が限界状態3を超過するシナリオ

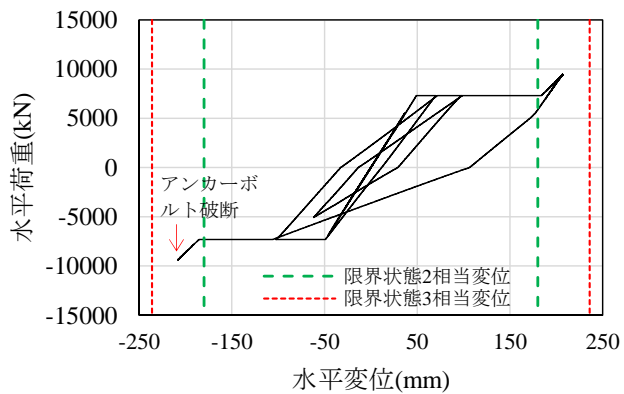


(i) シナリオ(c)

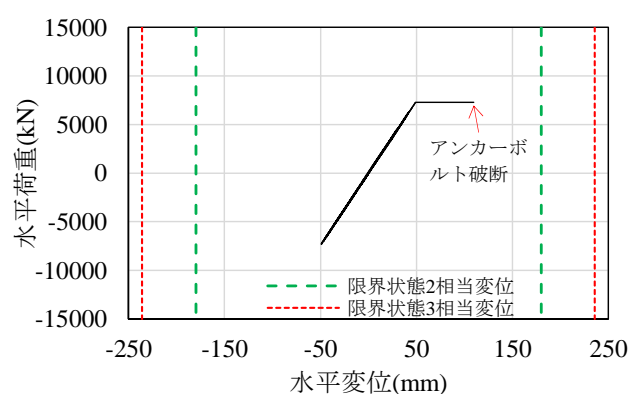


(ii) シナリオ(b)

図-7 荷重時刻歴波形の例<sup>19)</sup>



(i) シナリオ(c)



(ii) シナリオ(b)

図-8 RC橋脚の荷重変位関係の例<sup>19)</sup>

達しておらず、早期復旧が可能なシナリオである。

また、復旧の迅速性の観点からは、シナリオ(c), (d)はRC橋脚の限界状態3の超過を免れているが、アンカーボルトは破断しており、復旧に時間を要するシナリオである。また、(c'), (d')はRC橋脚の限界状態3の超過を免れているが、復旧に時間を要し、かつ、更に大きい超過

外力作用時にはシナリオ(e'')に移行する可能性があるシナリオである。

一方、シナリオ(a), (b)はアンカーボルトが破断しているものの、RC橋脚が限界状態2に達しておらず、応急復旧には支承部の応急復旧により機能回復が可能なシナリオと考えることができる。

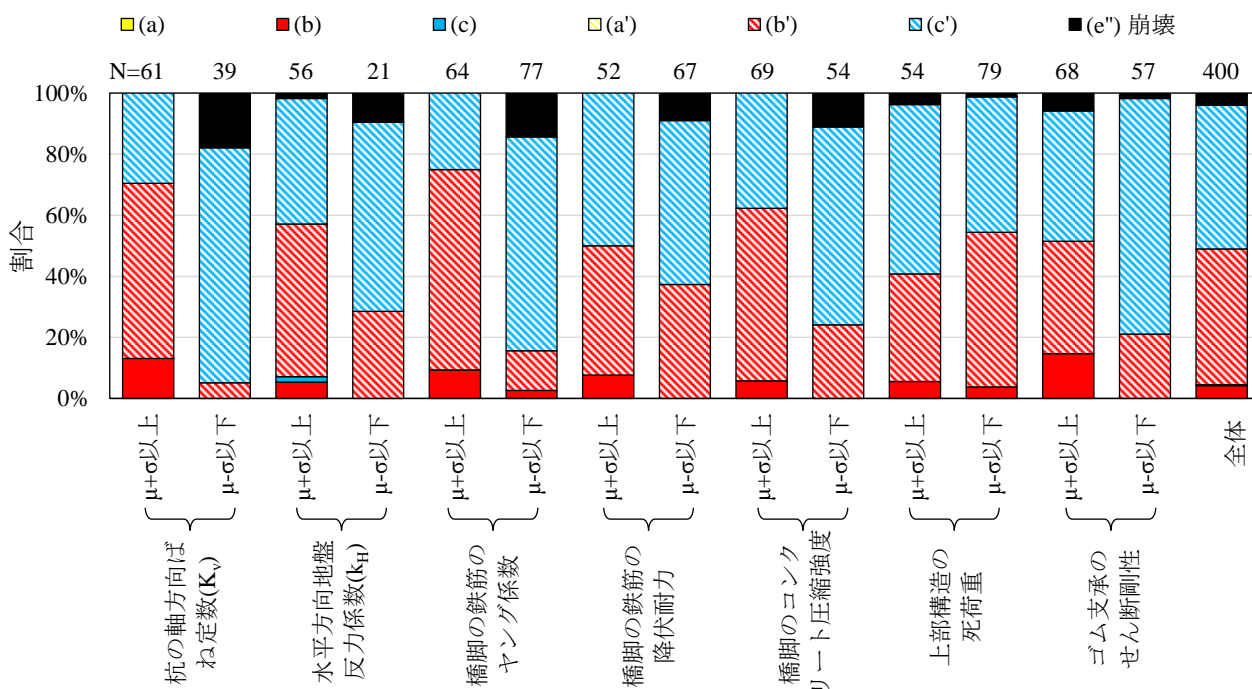


図-9 各部材のパラメータの大小とシナリオの構成割合 (解析シリーズ(1))

シナリオ(e'')については、RC橋脚が限界状態3を超過した時点で崩壊(自重支持性能不足による下部構造の不安定化)とみなすので、アンカーボルトの状態によらず、崩壊と仮定する。通常の耐震設計と本研究における耐力階層構造で最も回避したいシナリオである。

## (2) 耐力階層化鉄筋がある場合のシナリオ代表波形例

階層化鉄筋がある場合の代表波形例を文献(19)より引用し、述べる。図-7に荷重時刻歴波形の例を、図-8にRC橋脚の荷重変位関係の例をそれぞれ示す。図-7において、破線の支承の水平荷重が、点線のアンカーボルト破断耐力に達した時点が破断である。

シナリオ(c)の代表例である、図-7(i)、図-8(i)では、RC橋脚が限界状態2相当変位を超過し、階層化鉄筋が作動した状態でアンカーボルトが破断していることが確認できる。

一方、シナリオ(b)の代表例である、図-7(ii)、図-8(ii)では、RC橋脚が限界状態2相当変位に達する前であるので、階層化鉄筋についても作動前の状態で、アンカーボルトが破断している。

## 5. 部材のばらつきが応答に与える影響

現行基準に基づくRC橋脚に対して、L2地震動に対して限界状態3を超過しないように設計したRC橋脚の応答算定結果(解析シリーズ(1))について考察を行う。

図-9に各部材のパラメータの大小とシナリオの構成

割合(解析シリーズ(1))を示す。同図では、解析シリーズ(1)(計400ケース)のシナリオを表-3(a)~(e'')に基づき分類した上で、ある特定のパラメータが特に大きい集団( $\mu+\sigma$ 以上)と、小さい集団( $\mu-\sigma$ 以下)のシナリオ割合を図示している。

「全体」に注目すると、本研究で想定したばらつきにおける結果で波形も1種類であるが、限界状態3の特性値を超えるシナリオ(e'')の割合は僅か4.00%であった。5%フラクティル値に基づいて安全係数が設定されている経緯を踏まえると、凡そ妥当であるといえる。

「全体」のシナリオ割合は、(b')と(c')が大半を占める。アンカーボルトが破断せずにRC橋脚が限界状態2~3の間に留まるシナリオ(c')は47.0%、アンカーボルトが破断せずにRC橋脚が限界状態2に至らなかったシナリオ(b')は44.5%であった。従来の耐震設計では、作用に対して限界状態相当変位を超えないことが所要の信頼性を以って達成されていることを、照査により確認されている。今回の解析結果により、従来のRC橋脚はレベル2地震動に対して、9割以上の信頼性で橋脚基部が塑性化する、狙い通りのシナリオになるよう設計されていることを解析的に確認した。

以上の結果から、従来の耐震設計方法で設計する限り、材料特性や地盤特性の不確実性の影響により、設計地震動に対する応答の信頼性が、設計で想定する安全係数と比べ、大幅に劣ることはないと言える。

また、図-9の各部材のパラメータの $\mu\pm\sigma$ に注目すると、応答が大きくなる傾向(シナリオ(c')もしくは(e'')の割合が多くなる)であるのは、上部構造の死荷重以外の

表-5 最大応答変位に対する重回帰分析結果（解析シリーズ(1), アンカーボルト破断ケースを除く 382 ケース）

自由度調整済み決定係数	0.58	有意 F	$1.67 \times 10^{67}$	N 数	382
		係数	t 値	P 値	
切片		368.82	5.48	0.00	
杭の軸方向ばね定数 ( $K_v$ )		0.00	-13.95	0.00	
水平方向地盤反力係数 ( $k_H$ )		-75.71	-5.69	0.00	
橋脚の鉄筋のヤング係数		0.00	-12.20	0.00	
橋脚の鉄筋の降伏耐力		-0.29	-5.67	0.00	
橋脚のコンクリート圧縮強度		-1.38	-7.87	0.00	
上部構造の死荷重		0.03	3.44	0.00	
ゴム支承のせん断剛性		0.00	-8.27	0.00	

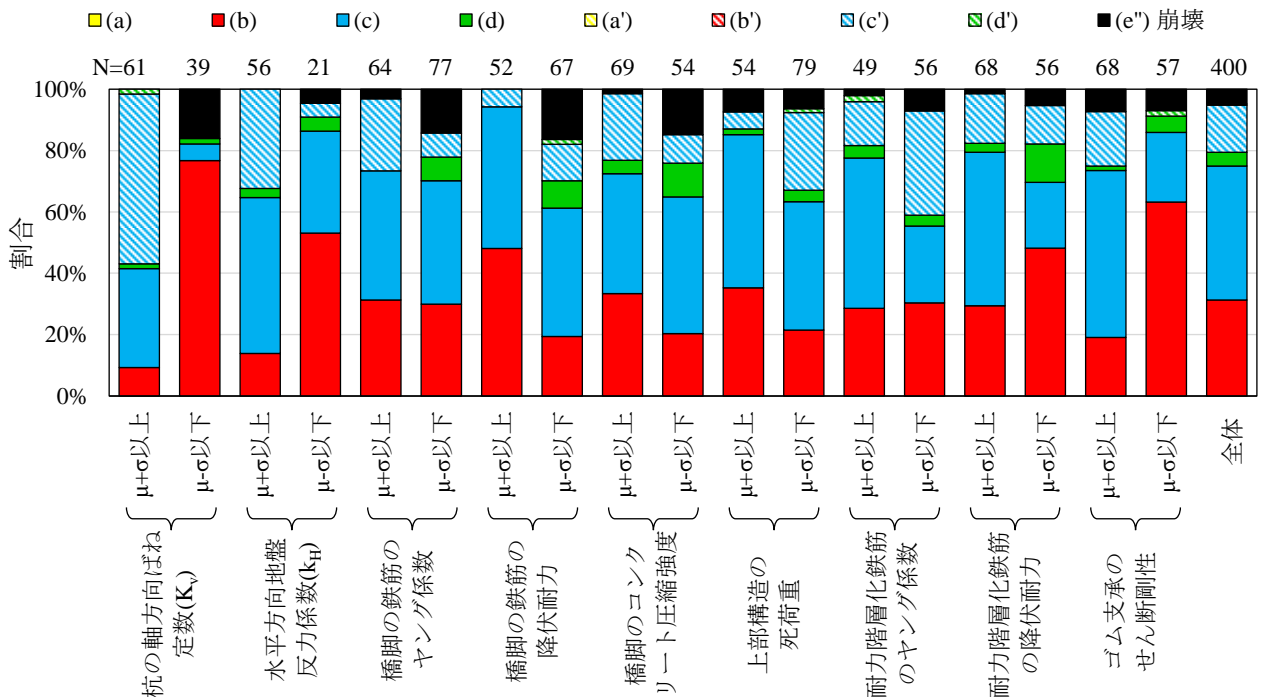


図-10 各部材のパラメータの大小とシナリオの構成割合（解析シリーズ(3)）

パラメータが設計値よりも小さい傾向 ( $\mu-\sigma$ 以下) の場合である。上部構造の死荷重の大小は、シナリオ割合の変化に与える影響が相対的に少ない。

また、最も避けたいシナリオ(e')の割合が増加する集団は、設計値よりも杭の軸方向ばね定数が小さい場合 ( $\mu-\sigma$ 以下)、橋脚の鉄筋のヤング係数が小さい場合 ( $\mu-\sigma$ 以下)、橋脚のコンクリート圧縮強度が小さい場合 ( $\mu-\sigma$ 以下) の順に顕著な増加傾向となる。

設計・施工時に鉄筋のヤング係数の管理を行うことは難しいが、少なくとも、地盤定数評価式の推定誤差もしくは、詳細な調査により地盤が持つ不確実性を低減させ、設計で想定する値の確度を上昇させることや、コンクリートの圧縮強度をより厳密に管理することが、橋梁の耐

震性能の信頼性向上に直結すると言える。

表-5 に最大応答変位に対する重回帰分析結果を示す。解析シリーズ(1)の内、アンカーボルトが破断したケースを除く 382 ケースに対して分析を行い、自由度調整済み決定係数が 0.58、有意 F が  $1.67 \times 10^{67}$  であった。一方、最大応答変位に対する説明変数であるので、保有耐力の大小や、最大応答変位以前の履歴曲線において降伏しているか否か等が影響することに留意する必要がある。

それらを踏まえた上で、t 値、P 値共に全ての変数で有意性があり、最大応答変位に最も影響があるのは、水平方向地盤反力係数であることがわかる。

以上を総括すると、現行基準に基づく RC 橋脚の最大応答変位の大きさは、平均的には水平方向地盤反力係数の

影響が最も大きいのが、ばらつきの観点では、杭の軸方向ばね定数、橋脚の鉄筋のヤング係数、橋脚のコンクリート圧縮強度が設計値よりも小さい場合に崩壊シナリオ（限界状態3を超過）に誘導される傾向がある。

## 6. 超過作用下において部材のばらつきが耐力階層化鉄筋による耐力階層化構造に与える影響

5章では解析シリーズ(1)に対して、L2地震動が作用したRC橋脚の応答が、それを構成するパラメータがばらついた際にどのように変化するかを述べた。

本章では、先ず階層化鉄筋を配置したRC橋脚において、各種ばらつきの大小の影響により、望ましいシナリオへ誘導、もしくは、望ましくないシナリオへ誘導されてしまう事象について議論を行う。その後、解析シリーズ(2)と(3)を中心に、万が一超過作用が生じた際にどのようなシナリオになるかを検討する。

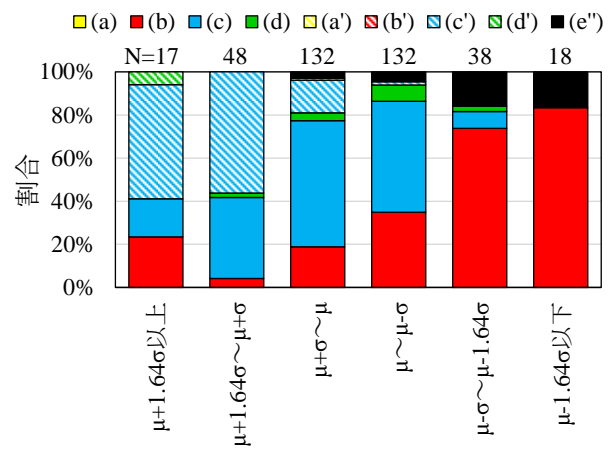
### (1) 部材のばらつきが耐力階層化鉄筋を用いた耐力階層化構造に与える影響

図-10に各部材のパラメータの大小とシナリオの構成割合（解析モデル(3)）を示す。図-9と同様にシナリオを表-4(a)~(e')に基づき分類した上で、ある特定のパラメータが特に大きい集団( $\mu+\sigma$ 以上)と、小さい集団( $\mu-\sigma$ 以下)のシナリオ割合を図示した。

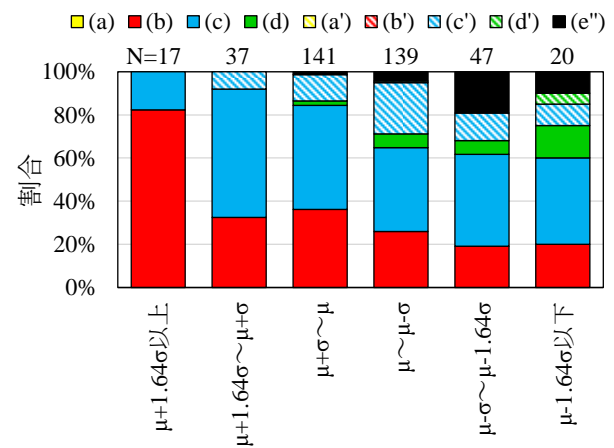
「全体」に注目すると、シナリオ(b)が31.3%、(c)が43.8%、(d)が4.5%、(c')が15.3%、(d')が0.5%、RC橋脚が限界状態3を超過した(e')が4.8%であり、他のシナリオ((a), (a'), (b'))は0.0%であった。本耐力階層化構造において誘導されやすいシナリオは、(c), (b), (c')である。

また、「全体」の(e')の割合4.8%と比べ、その割合が2倍以上となったものは、杭の軸方向ばね定数、橋脚鉄筋のヤング係数、降伏耐力、コンクリートの圧縮強度が小さい場合である。これらが(e')の割合を増加させる傾向に、特に影響を与える因子であると推測される。

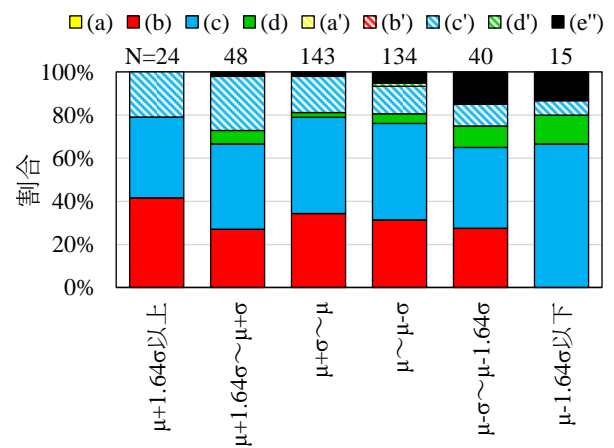
これら因子の内、物性値としてその値の大小を管理することが難しいヤング係数を除く3種類のパラメータについて、値の大小がシナリオ割合に与える影響を図-11に示す。図-11(i)杭の軸方向ばね定数より、その値が大きくなるほどシナリオ(c)が増加し、小さくなるほどシナリオ(b)が増加する傾向がある。値が比較的実値に近い $\mu\pm\sigma$ の範囲では、図-10の「全体」の割合と大きく変わらないことから、各種地盤定数評価式の推定誤差もしくは、詳細な調査により地盤が持つ不確実性を低減させ、設計で想定する値の確度を上昇させることが、緻密なダメージコントロールを行う上で重要であることがわかる。また、RC橋脚が限界状態3を超過したシナリオ(e')を回避する意味では、設計値と比べ、 $\mu-\sigma$ 以下であった場合



(i) 杭の軸方向ばね定数



(ii) 橋脚鉄筋の降伏耐力

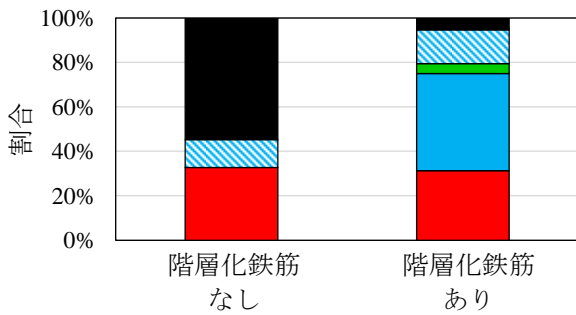


(iii) 橋脚コンクリートの圧縮強度

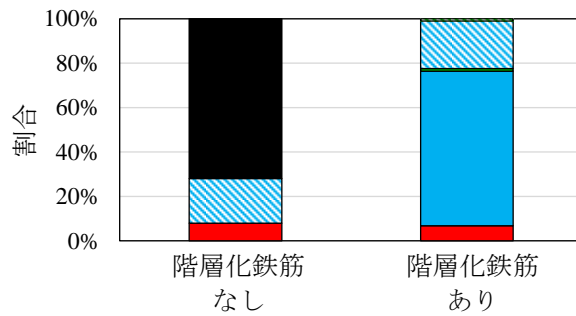
図-11 シナリオ(e')に特に影響を与える因子の大小とシナリオ割合（解析モデル(3)）

には(e')が増加傾向となり、危険側となりやすい。

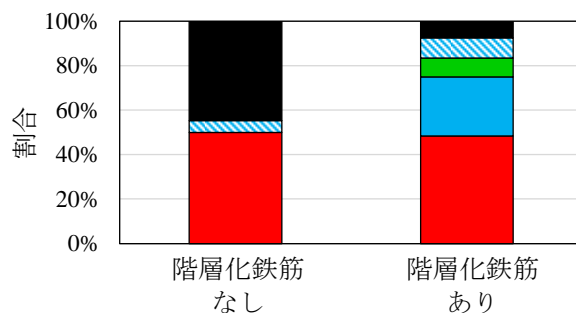
図-11(ii)の橋脚鉄筋の降伏耐力では、 $\mu+1.64\sigma$ 以上ではシナリオ(b)が増加し、 $\mu-\sigma$ 以下では(e')が増加する。そのため、この範囲で降伏強度を制御することが望ましいと考えられる。これはSD345の規格値に対し、表-2の実値と標準偏差を考慮すると、377.6~419.1 N/mm<sup>2</sup>に相当する。バイアスを考慮した $\mu-1.64\sigma$ で367.6 N/mm<sup>2</sup>であるの



(i) 全体 (N=400)



(ii) 図-9でシナリオが(b') (L2地震動に対するRC橋脚の最大応答が限界状態1~2)の集団 (N=178)



(iii) 図-9でシナリオが(c') (L2地震動に対するRC橋脚の最大応答が限界状態2~3)の集団 (N=188)

■ : (a) ■ : (b) ■ : (c) ■ : (d)  
 ■ : (a') ■ : (b') ■ : (c') ■ : (d') ■ : (e')

図-12 超過作用下におけるシナリオ割合の変化

で、規格値を下回ることにはほぼ無いが、必要以上に値が大きくない鋼材の使用が望ましい。

図-11 (iii)の橋脚コンクリートの圧縮強度より、 $\mu-\sigma$ 以下はシナリオ(e')が増加傾向にあり、また、値が大きくなる場合にはシナリオ割合に大きな変化が無いことがわかる。表-2より、設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ に対し、実値の $\mu-\sigma$ に対応する $25.7\text{N/mm}^2$ 以上の範囲とすることで、限界状態3を超過することが少ないシナリオへ、より高い信頼性で誘導できると考えられる。一方、バイアスを考慮した $\mu-1.64\sigma$ で $22.9\text{N/mm}^2$ であるが、施工時に品質管理は厳密に行われるため、今回の解析で仮定したばらつきの

下限に相当する様な事象は生じにくいと考える。

## (2) 超過作用下におけるシナリオ割合の変化

図-12に超過作用下におけるシナリオ割合の変化を示す。本研究での超過作用はL2地震動の振幅を1.22倍したものである。「階層化鉄筋なし」は現行基準に基づくRC橋脚であり、「階層化鉄筋あり」は耐力階層化橋脚(図-3)をモデル化したものである。

図-12 (i)全体に注目すると、階層化鉄筋がない場合は1.22倍の超過作用とは言え、その半数が限界状態3を超過(シナリオ(e'))している。RC橋脚が限界状態3を超過しなかったものは、支承が破断しないままRC橋脚が限界状態2~3の範囲に移行したシナリオ(c)と、降伏直後にアンカーボルトが破断した(b)であった。

振幅が1.22倍程度になったL2地震動に対して半数が、RC橋脚が限界状態3を超過するシナリオ(e')に移行することから、現行基準に基づくRC橋脚は超過地震動に対して、脆弱である可能性がある。危機耐性を考慮した設計の重要性が改めて示されたと考えられる。

一方、危機耐性を背景としたシナリオデザイン設計法に基づいて設計を行った、図-12 (i)の階層化鉄筋がある場合には、RC橋脚が限界状態3を超過したシナリオ(e')に達したものは全体の僅か4.75%であった。限界状態2以降に階層化鉄筋が作動するために、それ以前に破壊が生じるシナリオ(b)の割合はほぼ変わらないことから、階層化鉄筋の有無はシナリオ(b)に影響しないといえる。一方、階層化鉄筋がない場合のRC橋脚が限界状態3を超過したシナリオ(e')の多くが、階層化鉄筋がある場合、シナリオ(c)に移行している様子が見取れる。ただし、元より応答が大きい場合(L2地震動に対して限界状態2~3の応答、シナリオ(c), (c'))と、小さい場合(L2地震動に対して限界状態1~2の応答(b), (b'))で、RC橋脚が限界状態3を超過する割合も異なることが想定される。

そこで図-12 (ii), (iii)で比較を行うと、1.22倍の超過作用に対しては、元々応答が小さかった集団(図-12 (ii))の方が、応答が大きかった集団(図-12 (iii))よりもRC橋脚が限界状態3を超過するシナリオ(e')が多くなることが明らかとなった。図-12 (iii)に注目すると、設計で想定していなかったシナリオ(b)が半分近くの割合を占める。

## 7. 結論

現行基準に基づくRC橋脚と耐力階層化鉄筋を適用したRC橋脚に対して材料特性及び地盤特性等をばらつかせた解析モデルに対して、レベル2地震動(以下、L2地震動)と超過地震動(振幅を1.22倍としたL2地震動)を入力した動的解析を行い、ばらつきが現行基準に基づ

く RC 橋脚構造や耐力階層化構造の限界状態 3 を超過するシナリオに及ぼす影響について解析的検討（計 1,200 ケース）を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 本研究で想定したパラメータのみのばらつきに着目した解析の結果であり、波形も 1 種類であるが、L2 地震動に対して、耐震性能 3 で設計された通常の RC 橋脚が、限界状態 3 の特性値を超える割合は 4.00%であった。
- 2) 現行基準に基づく RC 橋脚の多くはレベル 2 地震動に対して、9 割以上の信頼性で橋脚基部が塑性化する、狙い通りのシナリオになるよう設計されていることを解析的に確認した。
- 3) 現行基準に基づく RC 橋脚の最大応答変位の大きさは、平均的には水平方向地盤反力係数の影響が最も大きい、ばらつきの観点では杭の軸方向ばね定数、橋脚の鉄筋のヤング係数、橋脚のコンクリート圧縮強度が設計値よりも小さい場合に崩壊シナリオ（限界状態 3 を超過する応答）に誘導される傾向がある。
- 4) 今回の解析条件では、耐力階層化構造で緻密なダメージコントロールを行うために各種地盤定数評価式の推定誤差もしくは、詳細な調査により地盤が持つ不確実性を低減させることが重要であり、また、橋脚鉄筋の降伏耐力を $\mu\sigma\sim\mu+1.64\sigma$ （SD345 に対し実値 377.6~419.1 N/mm<sup>2</sup>に相当）、コンクリートの圧縮強度を $\mu\sigma$ 以上（設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup>に対し 25.7N/mm<sup>2</sup>以上に相当）の範囲とすることで、限界状態 3 を超過することが少ないシナリオへ誘導できることを示した。
- 5) 振幅が 1.22 倍になった L2 地震動に対して、現行基準に基づく RC 橋脚は、解析ケースの半数が限界状態 3 を超過したことから、現行基準に基づく RC 橋脚は超過地震動に対して、脆弱である可能性がある。
- 6) 超過地震動に対して、現行基準に基づく RC 橋脚の多くが限界状態 3 を超過するが、耐力階層化を行った RC 橋脚では 9 割以上の信頼性で倒壊を回避するシナリオへと誘導できることが示された。

**謝辞：**本研究では、日本支承協会およびゴム支承協会より水平力分散ゴム支承のせん断剛性に関するデータを提供いただきました。記して謝意を示します。

## REFERENCES

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017。[Japan Road Association: *SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES*, Part V: Seismic Design, 2017]
- 2) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－，土木学会論文集 A1

- (構造・地震工学)，Vol.72, No.4, pp.I\_459-I\_472, 2016。[Honda, R., Akiyama, M., Kataoka, S., Takahashi, Y., Nozu, A. and Muroto, Y.: Seismic design method to consider “anti-catastrophe” concept -A study for the draft of design-, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 72, No. 4, pp. I\_459-I\_472, 2016.]
- 3) 土木学会 地震工学会 性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：土木学会 地震工学 委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会報告書，2018。[Subcommittee on Performance-based Seismic Planning and Design Method for Bridges The Earthquake Engineering Committee Japan Society of Civil Engineers: *Subcommittee on Performance-based Seismic Planning and Design Method for Bridges The Earthquake Engineering Committee Japan Society of Civil Engineers Report*, 2018.]
- 4) 土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会 原子力安全土木技術特定テーマ委員会 原子力土木委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言（土木工学からの視点），2013。[Japan Society of Civil Engineers. Great East Japan Earthquake Follow-up Committee. Genshiryoku anzen doboku gijyutu tokuteitema Committee. Genshiryoku doboku Committee: *Genshiryokuhatudensyo no taishin・seisin no arubekisugata ni kansuru teigen (doboku kougaku karano shiten)*, 2013]
- 5) 大住道生，中尾尚史，石崎覚史，庄司学：破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.77（地震工学論文集第 40 巻），No.4, pp.I\_360-I\_372, 2021。[Ohsumi, M., Nakao, H., Ishizaki, S. and Shoji, G: Proposal of design method for collapse scenario design of road bridge by controlling failure likelihood, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 77, No. 4, pp. I\_360-I\_372, 2021.]
- 6) 大住道生，中尾尚史，西弘明：橋の損傷シナリオデザインによる超過作用への対応策の一提案，日本地震工学会論文集，Vol.19, No.5, pp.203-213, 2019。[Ohsumi, M., Nakao, H. and Nishi, H.: A proposal for Countermeasures against Excess Action by Designing Damage Scenarios of Bridges, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, Vol. 19, No.5, 2019]
- 7) 石崎覚史，中尾尚史，大住道生：既設 RC 橋脚への崩壊シナリオデザイン設計法適用に向けた検討，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，pp.7-12, 2021。[Ishizaki, S., Nakao, H. and Ohsumi, M.: *Kisethu RC kyoukyaku heno houkai shinario dezain sekkeihou tekiyou nimuketa kentou, Proceedings of the 24<sup>th</sup> Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp.7-12, 2021.]
- 8) 横澤直人，河原井耕介，中尾尚史，石崎覚史，大住道生：崩壊シナリオデザイン設計法の実現に向けた耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.78, No.4（地震工学論文集第 41 巻），2022。[Yokozawa, N., Kawarai, K., Nakao, H., Ishizaki, S. and Ohsumi, M.: Load Test on the pier specimen with strength-stratifying rebar for implementing collapse scenario design, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 78, No. 4, 2022.]
- 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。

[Japan Road Association: *Dourokyou no taishinsekkei ni kansuru siryou*, 1997]

- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，IV 下部構造編，2012. [Japan Road Association: *SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES*, Part I: COMMON, Part IV SUBSTRUCTURES, 2012]
- 11) 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. [Hoshikuma, J., Sakai, J., Komori, N. and Sakayanagi, H.: Tekkin konkurito kyoukyaku no jishinji genkaijyoutai no hyoukahouhou nikansuru kenkyu, *TECHNICAL NOTE of PWRI*, No.4262, 2013]
- 12) 村越潤，梁取直樹，有馬敬育，清水英樹，小森大資：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第4090号，2008. [Murakoshi, J., Haritori, N., Arima, K., Shimizu, H. and Komori, D.: Kouzairyuu・koubuzai no Kyoudotou nikansuru toukei deta no tyousa, *TECHNICAL NOTE of PWRI*, No.4090, 2008]
- 13) 中尾尚史，大住道生：損傷制御型支承に用いるアンカーボルトのせん断載荷実験，土木学会第74回年次学術講演会，Vol.74, I-91, 2019. [Nakao, H. and Ohosumi, M.: Souseiseigyogata sisyou ni mochiiru ankaboruto no sendan saika jikkenn, *Dobokugakkai dai 74 kai nenjigakujyutu kounenkai*, Vol.74, pI\_91, 2019.]
- 14) 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，2018. [Japan Road Association: *SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES*, Part V, Taishin sekkeihen ni kansuru sankou shiryuu, 2018]
- 15) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案，土木学会論文集，No.738, I-64, pp.159-169, 2003. [Sakai, J. and Kawashima, K.: Modification of the Giuffre, menegotto and pinto model for unloading and reloading paths with small strain variations, *Doboku Gakkai Ronbunshu*, No. 738, I-64, pp. 159-169, 2003.]
- 16) 七澤利明，河野哲也，坂本学：道路橋杭基礎の性能規定及び部分係数設計法に関する研究，土木研究所資料，第4382号，2018. [Nanazawa, T., Kouno, T. and Sakashita, G.: Dourokyou kui kiso no seinoukitei oyobi bubunkeisu sekkeihou ni kansuru kenkyu, *TECHNICAL NOTE of PWRI*, No.4382, 2018]
- 17) 石田雅博，野田翼，池田唯順，大島義信，藤井雄介，林克弘，高瀬弘：コンクリート道路橋の性能評価及び部分係数設計法に関する調査研究，土木研究所資料，第4401号，2020. [Ishida, M., Noda, T., Ikeda, Y., Ohoshima, Y., Fujii, Y., Hayashi, K. and Takase, H.: Konkurito dourokyou no seinouhyouka oyobi bubunkeisu sekkeihou ni kansuru tyousa kenyu, *TECHNICAL NOTE of PWRI*, No.4401, 2020]
- 18) 白戸真大，星隈順一，玉越隆史，宮原史，横井芳輝，川見周平，山崎健次郎：道路橋の設計状況設定法に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，第1031号，2018. [Shirato, M., Hoshikuma, J., Tamakoshi, T., Miyahara, F., Kawami, S. and Yamazaki, K.: Stochastic simulation of load combinations for design of highway bridges, *TECHNICAL NOTE of National Institute for Land and Infrastructure Management*, No.1031, 2018]
- 19) 小林巧，河原井耕介，横澤直人，中尾尚史，大住道生：道路橋の部材耐力のばらつきを考慮した耐力階層化鉄筋の適用性に関する解析的検討，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム，講演論文集，pp.15-22, 2022. [Kobayashi, T., Kwarai, K., Yokozawa, N., Nakao, H. and Ohsumi, M.: Dourokyou no buzaitairyoku no baratuki wo kouryosita tairyokukaisouka tekkinn no tekiyousei ni kansuru kaisekiteki kentou, *Proceedings of the 25th Symposium on Bridge Earthquake Engineering*, pp.15-22, 2022.]

## ANALYTICAL STUDY ON THE EFFECT OF VARIATIONS IN MATERIAL AND GEOTECHNICAL PROPERTIES ON STRENGTH-STRATIFYING STRUCTURE OF ROAD BRIDGES

Takumi KOBAYASHI, Kousuke KAWARAI and Michio OHSUMI

A collapse scenario design method has been proposed to realize a road bridge that does not lose its functionality or can be restored quickly under overload conditions, and RC bridge piers with strength-stratifying rebars have been considered as a means to realize this method. As part of the study, dynamic analyses of 1,200 cases of RC piers and strength-stratifying piers with varying values of material and geotechnical properties based on the current standards were conducted to investigate their effects on the scenarios. As a result, it was confirmed that the current RC piers were designed to achieve the desired scenario of plasticization of the pier bases with more than 90% reliability against level 2 earthquake motion. On the other hand, it was shown that, for excess seismic motion, most of the piers exceed the limit state 3 as they are, but the strength-stratifying piers can be guided to a scenario that avoids collapse with more than 90% reliability.