

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

小林 巧¹・河原井 耕介²・横澤 直人³・中尾 尚史⁴・大住 道生⁵

¹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 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 交流研究員 (同上)

³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 研究員
(現 国立研究開発法人土木研究所 道路技術研究グループ) (同上)

⁴正会員 博(工) 国立研究開発法人土木研究所 橋梁構造研究グループ 専門研究員
(現 国立舞鶴工業高等専門学校 建設システム工学科 講師)
(〒625-8511 京都府舞鶴市宇白屋234番地)

⁵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 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

道路橋示方書（以下、道示）V編の設計用レベル2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¹⁾されている。しかし、規模や応答がレベル2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^{例えば2), 3)}。

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⁴⁾、また、そのような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⁵⁾。

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（レベル2地震動に対しては限界状態2を超過しない）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^{5), 6)}。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の耐力階層化鉄筋を用いた耐力階層化構造が提案^{5), 8)}されている。

このような構造を実現するためには、材料特性等のばらつきが耐力階層化に与える影響を確認する必要がある。そこで、それら検討の一環として、本研究では耐力階層化鉄筋を適用したRC柱等に対して各部材のパラメータをばらつかせた解析モデル（計478ケース）の動的解析を行い、各種ばらつきが耐力階層化構造に及ぼす影響について検討を行った。

2. 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径間連続鈹桁橋のP1橋脚を基本とし、H24道示¹⁰⁾に基づきレベル2地震動に対して耐震性能2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 σ_{ck} ：21→24N/mm²）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。ここで、再設計に用いた材料特性値は、設計値（公称値等）ではなく、実構造での値の推定値とした。推定値は後述する既往の統計成果を参照して決定した。

これら構造細目の変更を反映した橋脚の保有耐力

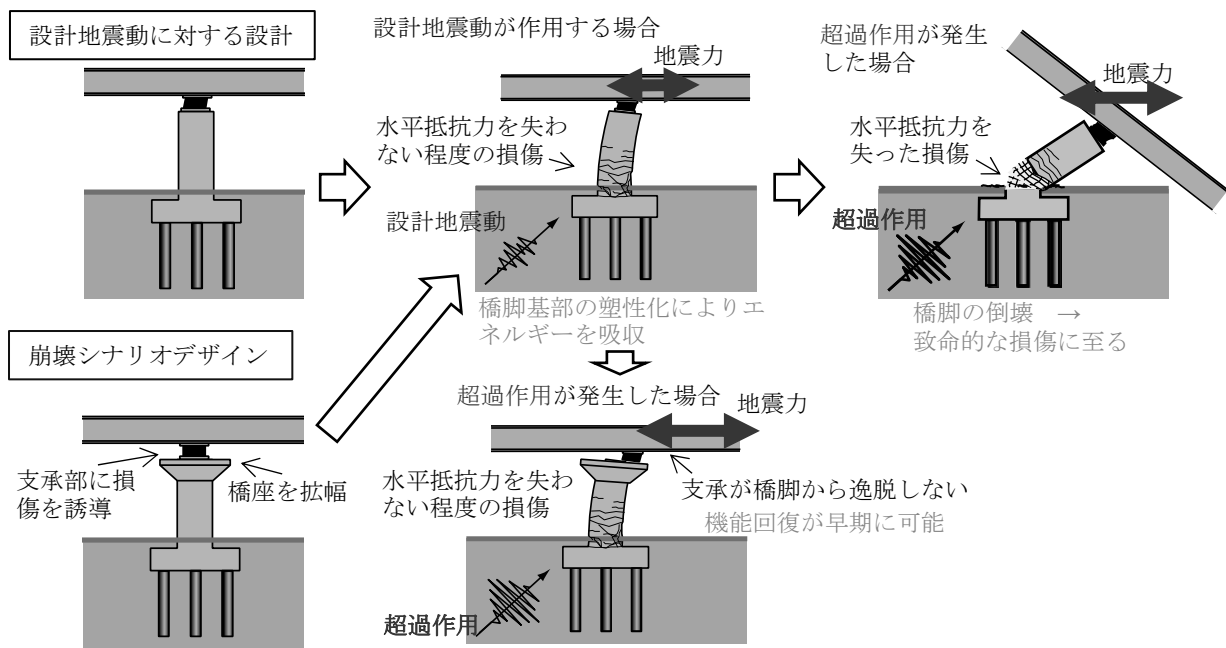


図-1 崩壊シナリオデザイン設計法の考え方の例⁵⁾

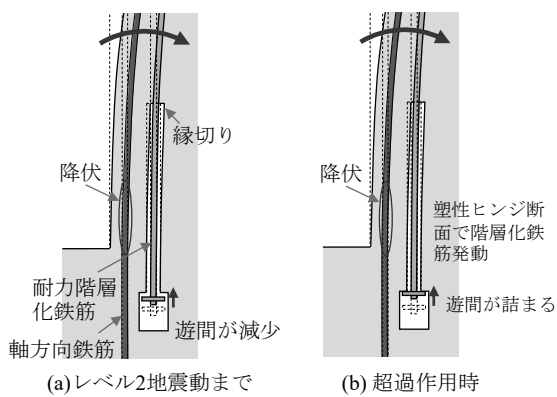


図-2 耐力階層化鉄筋で想定する挙動

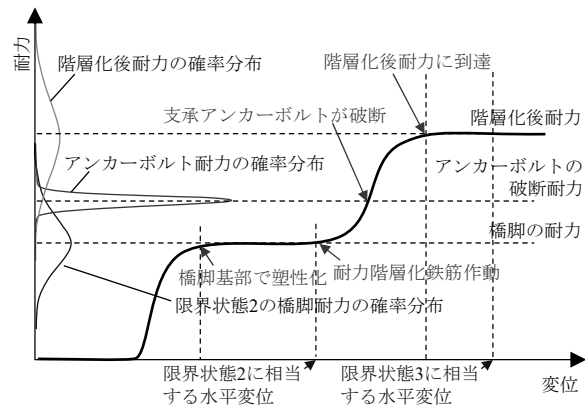


図-3 想定する各部材耐力の関係

は7301.4 kNである。なお、この保有耐力は耐力階層化鉄筋の影響は考慮していない。

(2) 階層化耐力の耐力比の設定

図-3に想定する各部材耐力の関係を示す。ここで、耐力階層化鉄筋が降伏した頭打ち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(7301.4kN)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¹¹⁾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)の実引張強さ/規格値の下限値のばらつき(バイアス:1.1, 標準偏差:0.04)¹²⁾と、鋼材の引張強さとせん断強さの比(0.75)¹³⁾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、その支承を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)¹¹⁾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、アンカーボルト破断耐力/保有耐力が1.15倍、階層化後耐力/アンカーボルト破断耐力が1.18倍であった。その耐力比を考慮した必要耐力は、アンカーボルト破断耐力が8396.6kN、階層化後耐力は9908.0kNとなる。

アンカーボルトがこの耐力比を満足するように、SS400の42mm径を仮定し、アンカーボルト破断耐力を9143.9kNとした。なお、ゴム支承本体の破断荷重は18252.5 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 $9143.9 \times 1.18 = 10789.8\text{kN}$ となる。本研究では

D51の耐力階層化鉄筋を37本設置し、階層化後耐力が10574.7kNと設定した。

以上より、対象橋脚における耐力比は、アンカーボルト破断耐力 / 保有耐力が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） / アンカーボルト破断耐力が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に動的解析モデルを示す。橋脚のモデル化は文献14)のモデルに準じた。耐力階層化鉄筋は、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2相当変位到達後に耐力階層化鉄筋を作動させるために遊間を設けている。また、耐力階層化鉄筋の荷重変位関係は、非線形ばね要素として堺・川島¹⁵⁾の修正M-Pモデルを与えた。

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¹⁰⁾ (H24道示IV 9.6 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(6963kN)した。減衰はRayleigh型減衰モデルとして設定した。

(4) 各部材のばらつきと解析ケース

表-1に各部材のばらつきを示す。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。詳細を以下に述べる。

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。

橋脚や耐力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

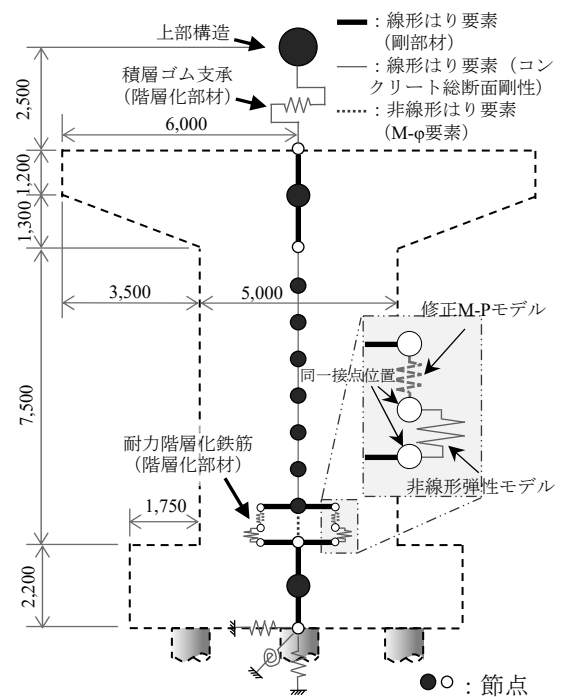


図-4 動的解析モデル

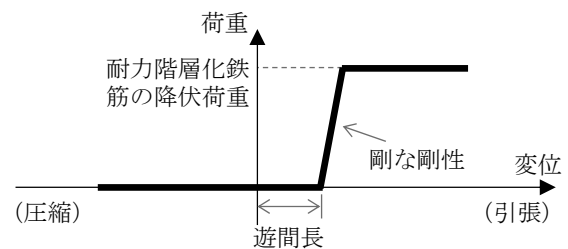


図-5 耐力階層化鉄筋の荷重-変位関係 (図-4の非線形弾性モデル)

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モデルに入力し、動的解析を行う。

(5) 入力地震動

超過作用としての入力地震動は、本来は上限を定められない地震動であるため決定できない。しかし、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に与える影響を確認する目的なので、限界状態2を超過し、耐力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く、具体的には耐力階層化鉄筋が降伏する応答であればそれを満たすと考えて設定した。

そこで本検討における入力地震動は、道示V¹⁾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倍した波形を入力した。図-6にパラメータを

表-1 各部材のばらつき

対象部材	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			4.46×10^5	2.23×10^5	0.5	対数正規分布
	水平方向地盤反力係数 (k_H)	kN/m ³			7.93×10^{-2}	5.55×10^{-2}	0.7	
橋脚	鉄筋のヤング係数	N/mm ²	2.00×10^5	0.95	1.91×10^5	1.33×10^4	0.07	正規分布
	鉄筋の降伏耐力	N/mm ²	345	1.14	393	15.7	0.04	
	コンクリートの圧縮強度	N/mm ²	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	
耐力階層化鉄筋	鉄筋のヤング係数	N/mm ²	2.00×10^5	0.95	1.91×10^5	1.33×10^4	0.07	
	鉄筋の降伏耐力	N/mm ²	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	2.41×10^4	1.44	3.47×10^4	3.12×10^3	0.09	

ばらつかせない場合（平均値を使用）の動的解析結果例を示す。1.22倍は、耐力階層化鉄筋が無い基本モデルの場合（図-6 (a)）にはRC橋脚の限界状態3を超過し、かつ、耐力階層化鉄筋を配置しをばらつかせない標準ケース（図-6 (b)）においては耐力階層化が降伏し階層化後耐力に到達する振幅倍率である。

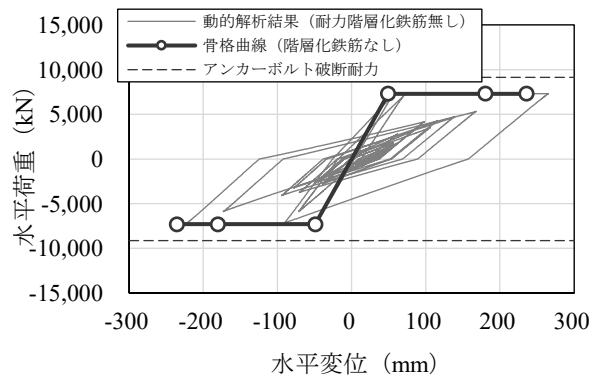
また、基本モデルではアンカーボルトが破断せず、耐力階層化鉄筋を配置した標準ケースではアンカーボルトが破断することを確認している。

以上より、耐力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、配置した場合は耐力階層化鉄筋が作動し、橋脚が限界状態3に到達せずに、アンカーボルトが破断するシナリオになる。

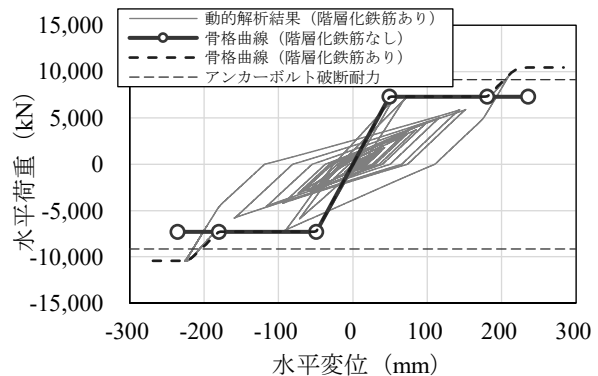
なお、解析は基本モデルに対して、表-1のばらつきを与えるパラメータの内、1種類だけばらつかせたケース（以下、解析ケースA）と、9種類のパラメータ全てをばらつかせたケース（以下、解析ケースB）に対して実施した。ケースAについては、平均値から $\pm 2\sigma$ (σ は標準偏差)の範囲で等分（橋脚と耐力階層化鉄筋のヤング係数については4等分、その他のパラメータは10等分）した値を入力した。解析ケースの総数は、解析ケースAが78ケース（4ケース \times 2+10ケース \times 7）と解析ケースBが400ケースの計478ケースである。

3. 想定されるシナリオ

表-2にRC橋脚とアンカーボルトの耐力階層化によるシナリオを示す。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



(a) 基本モデル（耐力階層化鉄筋なし）



(b) 標準ケース（耐力階層化鉄筋あり）

図-6 パラメータをばらつかせない場合の動的解析結果例

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。また、RC橋脚の状態は図-3より、工学的には降伏前、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、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。そのためシナリオは、RC橋脚とアンカーボルトの超過作用後の状態の組合せで決定される。

表-2 RC橋脚とアンカーボルトの耐力階層化によるシナリオ

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 ≤ 降伏	(a)	(a')
降伏 < P ≤ 限界状態2	(b)	(b')
限界状態2 < P ≤ 階層化後耐力	(c)	(c')
階層化後耐力 < P ≤ 限界状態3	(d)	(d')
限界状態3 < P	(e'')	

- : 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、応急復旧は早期に可能なシナリオ
- ▨: 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、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
- : 崩壊するシナリオ

表-3 解析ケースAの動的解析結果によるシナリオ分類

ばらつきを与えたパラメータ	ばらつきの程度 $\alpha: \mu \pm \alpha\sigma$ (σ は標準偏差)									
	-2.00	-1.56	-1.11	-0.67	-0.22	+0.22	+0.67	+1.11	+1.56	+2.00
杭の軸方向ばね定数 (K_v)	b	b	b	c	c	c	c'	c'	c'	c'
水平方向地盤反力係数 (k_H)	c	c	c	c	c	c	c	c	c'	c'
橋脚鉄筋のヤング係数	c	/	/	c	/	/	c	/	/	c
橋脚鉄筋の降伏耐力	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
橋脚コンクリートの圧縮強度	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
上部構造の死荷重	c'	c'	c'	c	c	c	c	c	c	c
耐力階層化鉄筋のヤング係数	c	/	/	c	/	/	c	/	/	c
耐力階層化鉄筋の降伏耐力	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c
ゴム支承のせん断剛性	b	b	c	c	c	c	c	c	c'	c'

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 ≤ 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 ≤ 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 ≤ 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 ≤ 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-2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。

この中で、(a'), (b')についてはレベル2地震動に対して留めるべき状態と同じ状態に留まり、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、立地条件等によるが(c), (d)は崩壊を免れているが、復旧に時間を要するシナリオである。また、(c'), (d')は崩壊を免れているが、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、応急復旧は早期に可能なシナリオと考えることができる。

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。本耐力階層構造で最も回避したいシナリオである。

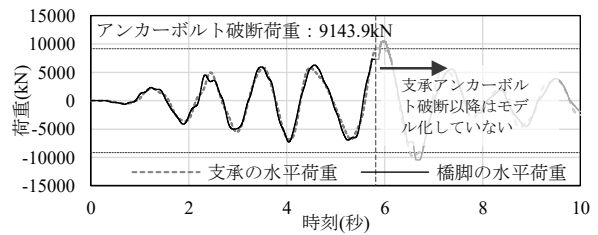
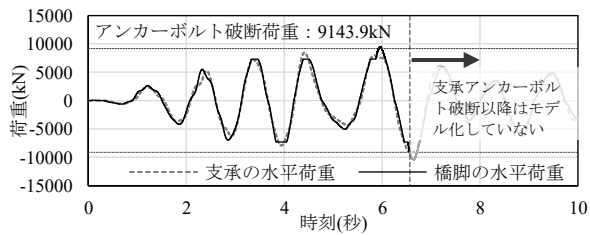
4. 各種ばらつきがRC橋脚と支承アンカーボルト間の耐力階層化に与える影響

(1) 1種類のパラメータだけばらつかせたケース

解析ケースAの動的解析結果を表-2(a)~(e'')に基づきシナリオ分類したものを表-3に示す。また、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(a), 図-8 (a) のゴム支承のせん断剛性 $\mu+1.11\sigma$ では、RC橋脚が限界状態2相当変位を超過し、耐力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。

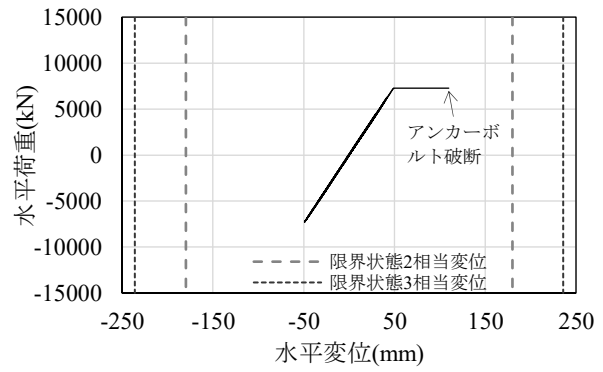
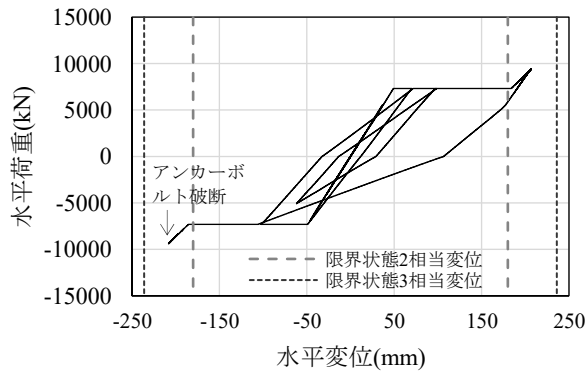
一方、シナリオ(b)の代表例である、図-7(b), 図-8 (b) のゴム支承のせん断剛性 $\mu-2.00\sigma$ では、RC橋脚が限界状態2相当変位に達する前であるので、耐力階層化鉄筋についても作動前の状態で、アンカーボルトが破断している。シナリオ(c')は例示していないが、前述の通りRC橋脚の最大応答としては階層化



(a) ゴム支承のせん断剛性 $\mu+1.11\sigma$ (シナリオc)

(b) ゴム支承のせん断剛性 $\mu-2.00\sigma$ (シナリオb)

図-7 荷重時刻歴波形の例



(a) ゴム支承のせん断剛性 $\mu+1.11\sigma$ (シナリオc)

(b) ゴム支承のせん断剛性 $\mu-2.00\sigma$ (シナリオb)

図-8 RC橋脚の荷重変位関係の例

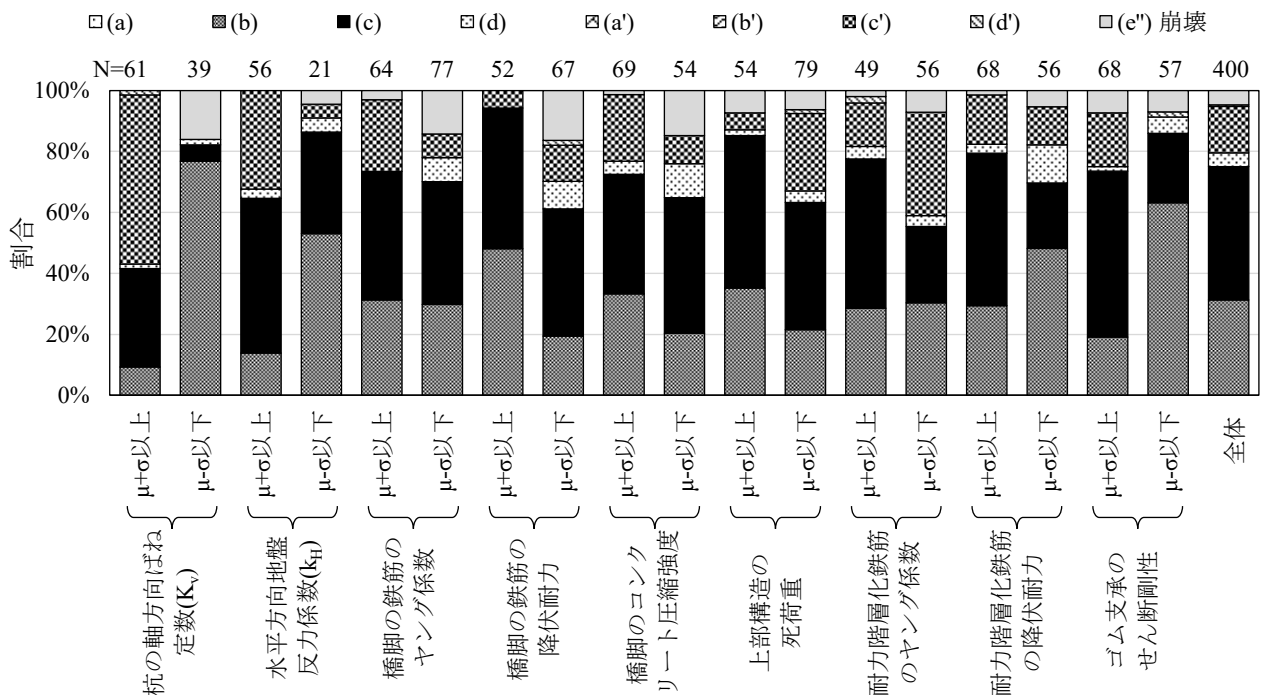


図-9 各部材のパラメータの大小とシナリオの構成割合 (解析ケースB)

鉄筋が作動している状態で、アンカーボルトが破断しなかったシナリオである。

一方、表-3では、杭の軸方向ばね定数、水平方向反力係数、ゴム支承のせん断剛性が解析上大きくなる、もしくは、上部構造の死荷重が小さくなると、シナリオ(c)からアンカーボルトが破断しないシナリオ(c')に移行する傾向があることがわかる。

逆に、杭の軸方向ばね定数、ゴム支承のせん断剛性が解析上小さくなると、階層化鉄筋が作動する前に破断するシナリオ(b)に移行する傾向がある。

また、上記以外のパラメータは、 $\pm 2\sigma$ の範囲で変更してもシナリオが変わらなかった。そのため、これらパラメータについては、そのばらつきがシナリオに及ぼす影響は小さいことが推測される。

(2) シナリオの再現性について

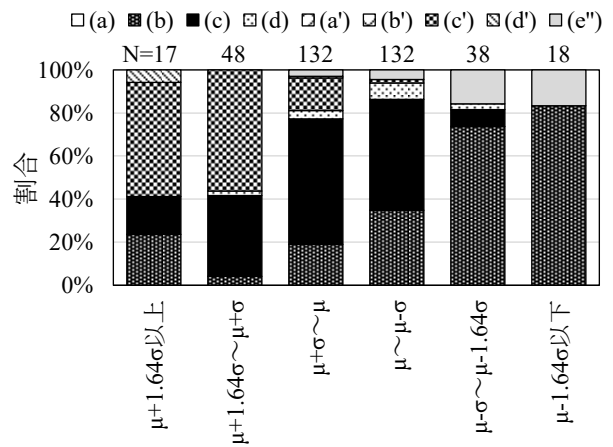
本節では、全てのパラメータがばらつく場合（解析ケースB）について述べる。図-9に各部材のパラメータの大小とシナリオの構成割合を示す。解析ケースB（全体：計400ケース）のシナリオを表-2(a)～(e'')に基づき分類した上で、ある特定のパラメータが特に大きい集団（ $\mu+\sigma$ ）と、小さい集団（ $\mu-\sigma$ ）のシナリオ割合を図示して示る。

全体（400ケース）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%，崩壊相当である(e'')が4.8%であり、他のシナリオ((a), (a'), (b'))は0.0%であった。本構造において誘導されやすいシナリオは、(c), (b), (c')であり、表-3の解析ケースAで見られた傾向と、その傾向はほぼ同じである。しかし、ゴム支承のせん断剛性が大きい場合にシナリオ(c)からシナリオ(c')に移行する傾向は、図-9ではあまり見られない。

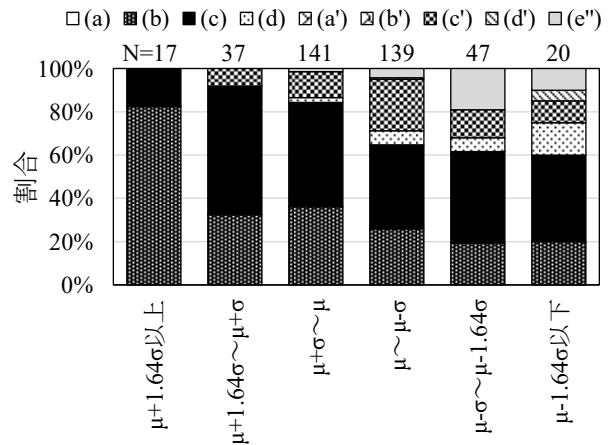
表-3とは異なり、図-9ではパラメータの大小の組合せによっては、(e'')が増加傾向になる可能性があることが明らかとなった。全体の(e'')の構成割合4.8%と比べ、その割合が2倍以上となったものは、杭の軸方向ばね定数、橋脚鉄筋のヤング係数、降伏耐力、コンクリートの圧縮強度が小さい場合であった。これらパラメータが(e'')の割合を増加させる傾向に、特に影響を与える因子であると推測される。

これら因子の内、設計時に値の大小を考慮することが不可能であるヤング係数を除く3種類のパラメータについて、その値の大小がシナリオ割合に与える影響を図-10に示す。まず、図-10 (a)軸方向ばね定数より、その値が大きくなるほど(c')が増加し、小さくなるほど(b')が増加する傾向がある。値が比較の実値に近い $\pm\sigma$ の範囲では、図-9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、ばね定数が低くなる傾向では(e'')が増加するため、地盤を硬質化させた方が望ましいシナリオとなりやすい。

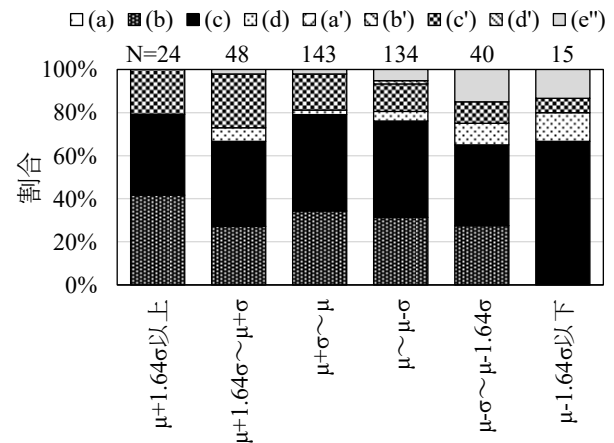
図-10 (b)の橋脚鉄筋の降伏耐力では、 $+1.64\sigma$ 以上では(b)が増加し、 $-\sigma$ 以下では(e'')が増加する。そのため、この範囲で降伏強度を制御することが望ましいと考えられる。これはSD345の規格値に対し、表-1の実値と標準偏差を考慮すると、 $377.6\sim 419.1\text{ N/mm}^2$ に相当する。規格値を下回することは無いが、必要以上に値が大きくない鋼材の使用が望ましい。



(a) 杭の軸方向ばね定数



(b) 橋脚鉄筋の降伏耐力



(c) 橋脚コンクリートの圧縮強度

図-10 崩壊に特に影響を与える因子の大小とシナリオ割合（解析ケースB）

図-10 (c)の橋脚コンクリートの圧縮強度より、 $-\sigma$ 以下は(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。これは表-1より、設計値 24 N/mm^2 に対し、 25.7 N/mm^2 ($\mu-\sigma$)に相当する。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。

5. まとめ

本研究では、耐力階層化鉄筋を適用したRC柱等に対して各パラメータをばらつかせた解析モデルに対して超過作用を入力した動的解析を行い、各種ばらつきが耐力階層化構造に及ぼす影響について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 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、超過作用に対する崩壊（橋脚の限界状態3を超過）可能性が上昇する傾向がある。
- 2) 緻密なダメージコントロールを行うためには、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重要であることを確認した。
- 3) 橋脚鉄筋の降伏耐力は $\mu\text{-}\sigma\sim\mu+1.64\sigma$ (SD345に対し実値377.6~419.1 N/mm²に相当)、コンクリートの圧縮強度は $\mu\text{-}\sigma$ 以上（設計基準強度24N/mm²に対し25.7N/mm²以上に相当）とすることで、崩壊が少なく、より望ましいシナリオへ誘導できることを示した。

なお、本解析では橋脚の反力が降伏耐力相当でアンカーボルトが破断するケースが多く確認された。レベル2地震動に対する耐震設計においても降伏耐力相当でアンカーボルトが破断する可能性があり、解析の信頼性については今後の検討課題としたい。

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。

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) 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一試案構築にむけての考察一，土木学会論文集A1（構造・地震工学），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.
- 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.

- 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.
- 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.
- 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.
- 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（掲載決定）.
- 9) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.