

2 方向地震力を受ける RC 単柱橋脚のせん断強度劣化

青戸 拓起¹・大江 亮二²・吉川 弘道³

¹ 学生会員 修士(工学) 武蔵工業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻(〒158-0087東京都世田谷区玉堤1丁目28-1)

² 学生会員 武蔵工業大学大学院 工学研究科 土木工学専攻(〒158-0087東京都世田谷区玉堤1丁目28-1)

³ 正会員 工博 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科(〒158-0087東京都世田谷区玉堤1丁目28-1)

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造物をはじめ、多くの構造物は繰り返して地震荷重により3次元的な複雑な挙動を示す¹⁾²⁾³⁾。また、兵庫県南部地震以降繰り返して荷重による曲げ損傷からせん断破壊型への以降(曲げせん断破壊)は、耐震設計上重要な課題となっている⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾。それら、構造物の複雑な挙動を再現する際、部材の2軸曲げを受ける部材の解析が重要である⁸⁾。そこで本研究では、2方向地震動入力下における鉄筋コンクリート単柱式橋脚の2軸曲げ考慮の非線形動的応答解析を実行し、現行の2次元動的設計方法の比較と、強震下におけるせん断耐力の劣化評価⁹⁾¹⁰⁾に着目し、現行手法への応用を検討するものである。

2. 3次元挙動と2軸曲げ相関関係

(1) 2軸曲げ耐力の評価例

一般に図-1に示すような曲げを受ける3次元骨組み解析を行う場合、平面内の直交する軸それぞれの剛性を算定しさらに2軸間の相関を導入する。それにより剛性を定義していない斜め方向の剛性(もしくは耐力)を擬似的に与える¹¹⁾¹²⁾¹³⁾。近年は計算機の発達により2軸間の相関関係を関数で与えなくとも直接2軸曲げを受ける断面の耐力を評価することもできるファイバーモデルによるモデル化¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾、さらにはMSモデルによってモデル化されることもある¹⁷⁾¹⁸⁾。一般的に、軸力一定のレベルにおける2軸曲げを受ける部材の耐力の相関関係は、式(1)のように表現できる¹⁹⁾(図-2(a))。

$$\left(\frac{M^Z}{M_y^Z}\right)^\alpha + \left(\frac{M^Y}{M_y^Y}\right)^\alpha = 1 \quad (1)$$

ここで、 M^Z :Z軸周りの作用曲げモーメント、 M_y^Z :Z軸周りの降伏曲げモーメント、 M^Y :Y軸周りの作用曲げモーメント、 M_y^Y :Y軸周りの降伏曲げモーメントである。終局モーメント M_u を評価する場合も同様な相関面を定義すればよい。

文献19)によれば、べき定数 α は2以下の値を仮定するようにとしている。 $\alpha = 2$ とすれば円状の相関面を仮定することになる。また、矩形断面の場合図-2(b)の例のように斜め方向の耐力を低下させる例もある²⁰⁾。

実験的な検証によれば²¹⁾²²⁾²³⁾、骨組みモデルでは2軸間の相関関係を考慮した計算結果との整合が確認されている。ファイバーモデルによる解析では大変形領域まで実験値を追うことができている例もある。

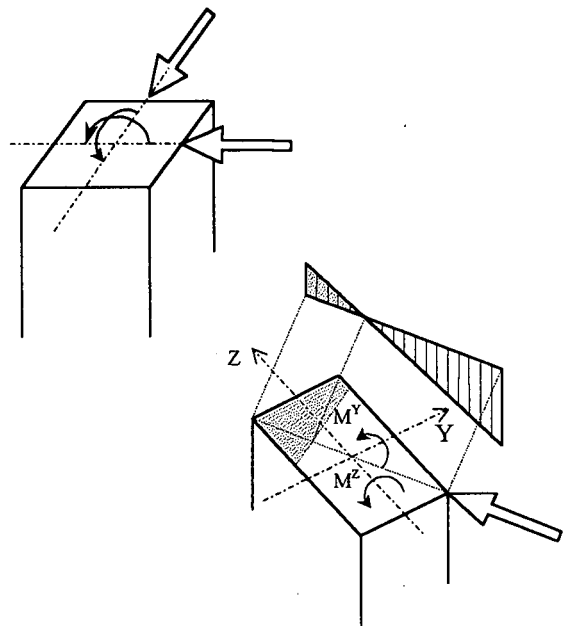
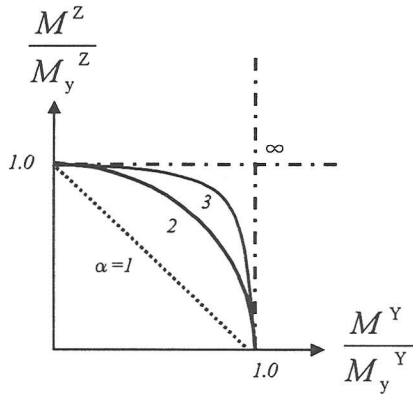
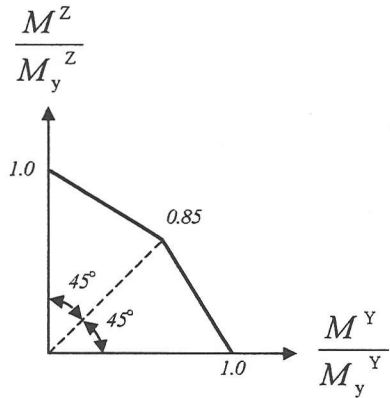


図-1 2軸曲げの例 (文献14)24)より)



(a)円モデルによる近似



(b)矩形断面の相関関係近似例

図-2 2軸間の相関関係の近似例 (文献20)より

(2)円形断面の2軸相関関係

配筋は、円周方向に等間隔の2段配筋で円形断面を考える(図-3)。従って、ひび割れ発生モーメント M_c 、降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u は、どのような回転軸をとっても同じでなければならない。よって、このような断面の連続する円柱は、どの角度から水平荷重をかけてもそれによって生じる変位は同じになる(図-4)。2軸曲げを受ける柱の耐力低下を考えなければ、2軸間に図-5のような円状の相関関係が存在しなければならないことが容易に想像できる。

(3)解析対象とモデル化

円形断面を持つ部材の場合は2軸曲げの相関現象が考えやすいため、以降本論では円柱橋脚に着目し、この相関関係を直接与え骨組み解析による検討を行った。

解析対象としたのは、兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート製の単柱式の円柱橋脚P92である²⁵⁾。この橋脚は前節2.(2)で述べたような断面を有し、かつ段落としない橋脚である。2軸(橋軸方向LGと橋軸直角方向TR)それぞれ

の断面特性とその相関関係を与えて2軸曲げ状態を表現した²⁶⁾(図-6)。ただし、軸力変動は結果の解釈を複雑にするおそれがあるので²⁷⁾、通常レベルの軸力変動による耐力の変化はないものとした。以降、2軸曲げの相関関係を入れた3次元解析を“相関有りモデル”、そして現行の動的設計法²⁸⁾と同様に2軸間の相関関係を考慮しない(独立である)解析結果を“相関無しモデル”と呼び、静的解析、動的解析によりこの2つの応答を比較する。

検討に用いた力学モデルは図-7に示す多質点系骨組みモデルである。履歴則には武田モデル、その剛性低下指数は0.4、減衰は歪みエネルギー比例減衰、と標準的なものを用いた。プログラムの都合上、塑性ヒンジのモデル化を行わず曲げの非線形性をM- ϕ のみで表現する材軸直交分割モデルとした²⁹⁾。

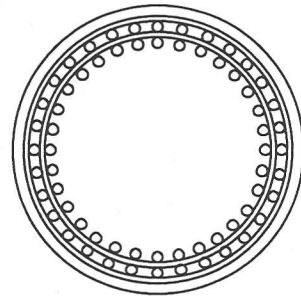


図-3 円形RC断面の例

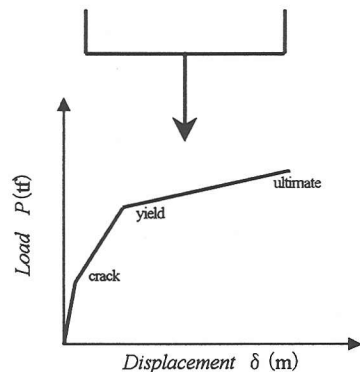
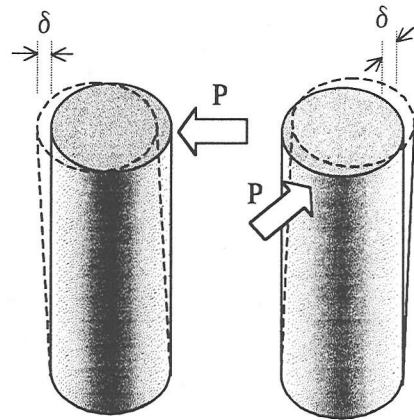


図-4 円柱の荷重変位関係

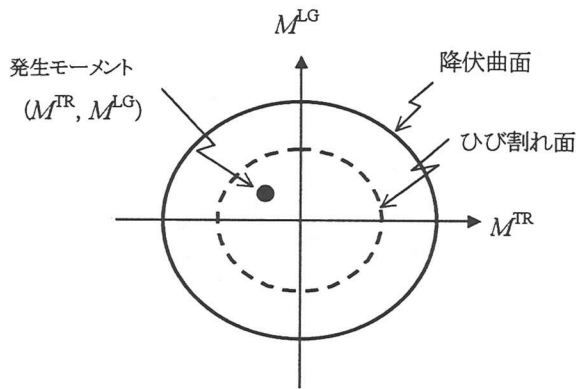


図-5 円形断面の2軸間の相関関係

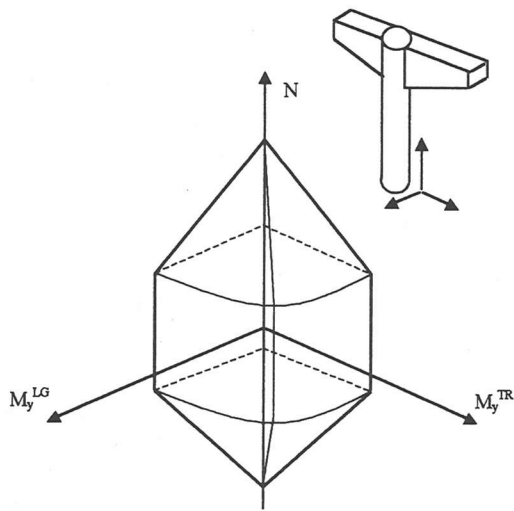


図-6 2軸間の相関関係(降伏モーメント)

3. 円柱橋脚の2軸曲げ3次元挙動計算例

(1) 静的解析による検証

橋脚天端に終局荷重相当の 352.3tf の水平荷重を、載荷角度 θ を変え静的に作用させていった。その時の荷重作用位置におけるその作用方向の変位 δ_{stat} と載荷角度 θ との関係を図-8 に示す。2. (2) で述べたように、円柱ではどの角度から荷重を作用させても同じ変位が生じなければならない。したがって、明らかに2軸間の相関関係を考慮しなければ、斜め方向からも力を受けるような3次元挙動を表現できないことがわかる。

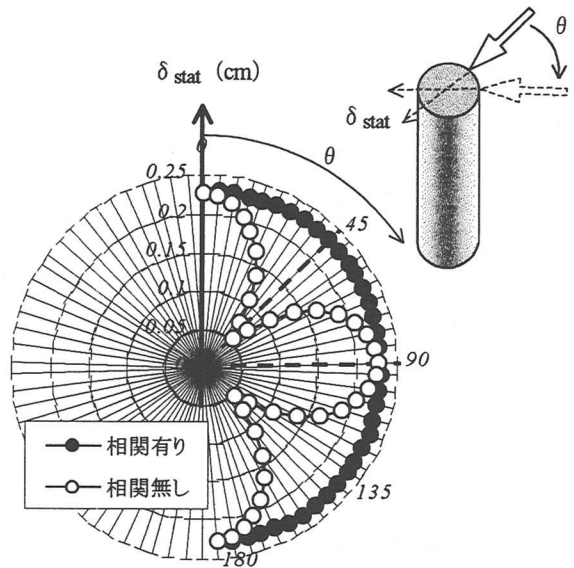


図-8 静的解析による比較

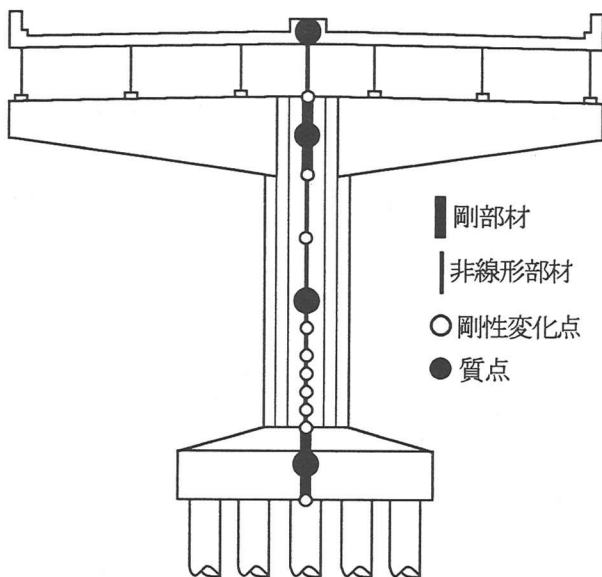
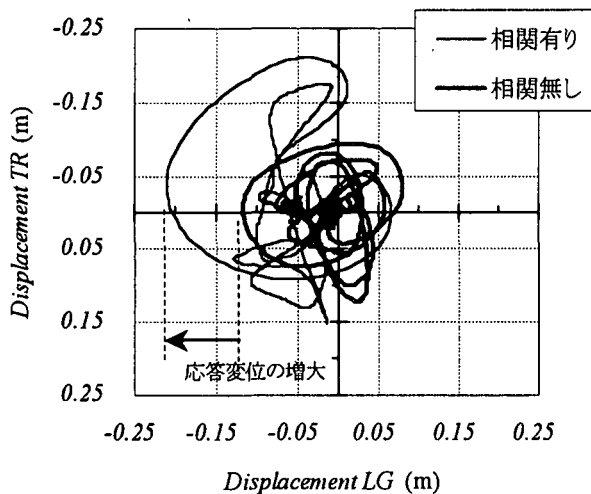


図-7 骨組みモデル

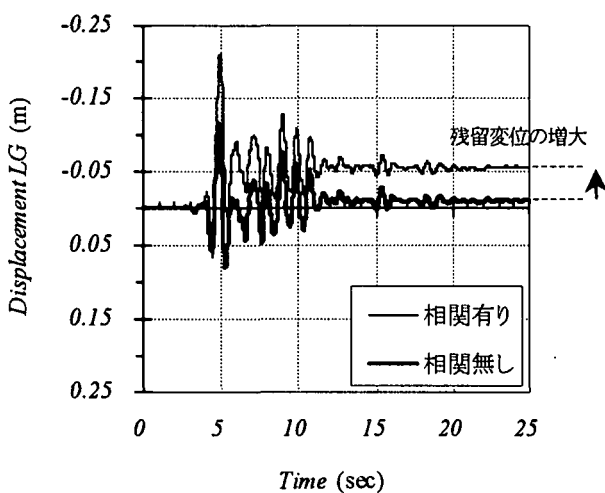
(2) 動的解析による検証

動的解析では用いる地震動により直交2成分の比率、位相特性が大きく異なる場合があり、その方向性の検討は重要である³⁰⁾³¹⁾³²⁾。本解析ではその詳細な検討を省き、文献25)の解析で用いられた兵庫県南部地震における本橋脚位置での推定地震動波形を用いた。

2軸間の相関関係を考慮した相関有りモデル、相関関係のない相関無しモデル、両者の橋脚上部からの軌跡を図-9(a)に、同図(b)にその橋軸方向の時刻歴応答を示す。両者の応答は明らかに異なる挙動を示しており、相関関係の有無は最大応答変位の評価のみならずその履歴にも大きな影響を与えている。橋軸方向最大応答値を比較すれば相関有りモデルのほうが約 10cm (約 2 倍) 大きく、すなわち実際の地震応答は現行動的設計よりも大きな損傷を生じる可能性がある。また相関有りモデルでは残留変位が大きく生じた³³⁾。



(a) 応答変位の軌跡



(b) 時刻歴応答

図-9 応答変位の比較

(3) 実被害状況との整合

文献25)では、本橋脚の被害状況の詳細が記載されており、それを図-10に整理した。この橋脚は特に橋軸(LG)方向に大きな残留傾斜が生じていたと同時に、基部断面の圧壊がその方向の圧縮面のみに生じており、その裏側の面はひび割れ程度の損傷しかない。すなわち、応答が非常に偏った片振り状態であった可能性がある。相関有りモデルの応答は相関無しモデルの応答にくらべ、そのような応答を非常によく表現できていることがわかる(図-9(a)再度参照)。ただし、残留変位そのものの大きさは実被害より小さく評価されている。これはフォーチングのごくわずかな回転でも橋脚天端には大きな変位が発生(0.1°で約2cm)するが、地盤の残留変位、鉄筋の引き抜けなどの現象が本解析では考慮していないことによるものと思われる。

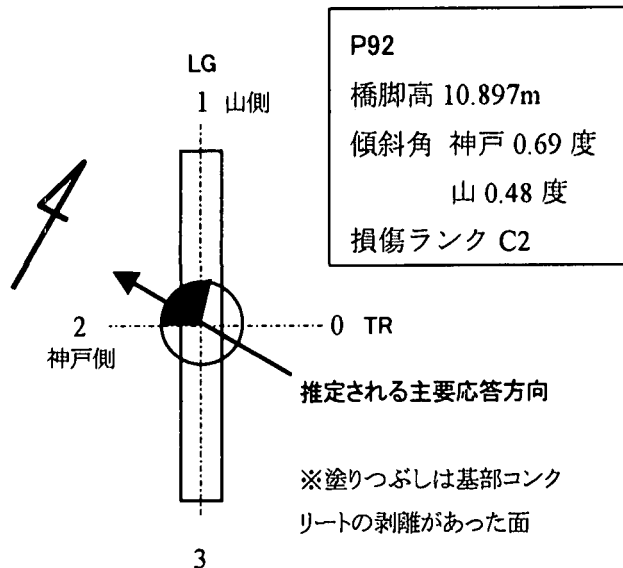


図-10 本橋脚の被害状況の整理(橋脚を上から見た図)

4. 3次元挙動と設計震度の割増

(1) 最大応答値の増加

最大応答変位に着目して、相関有りモデルの最大応答変位と相関無しモデルの最大応答変位を比較する。その比率を2軸曲げ効果による最大応答変位割増率 ϕ_{DISP}^{TR} と呼ぶこととし、それを各成分毎に定義すれば式(2)のように表すことができる。

$$\phi_{DISP}^{TR} = \mu_{3D}^{TR} / \mu_{2D}^{TR} \quad (2a)$$

$$\phi_{DISP}^{LG} = \mu_{3D}^{LG} / \mu_{2D}^{LG} \quad (2b)$$

ここで、 μ_{3D}^{TR} は相関有りモデルにおける橋軸直角(TR)成分の最大応答塑性率、 μ_{2D}^{TR} は相関無しモデルにおける橋軸直角(TR)成分の最大応答塑性率である。橋軸(LG)成分についても同様である。

表-1に示した入力地震動を追加しさらに動的解析による検討を行った。それぞれの波形はその観測方向成分がNSとTR成分のものは橋軸直角(TR)方向に、EWとLG成分のものは橋軸(LG)方向に入力した。

表-1 解析用入力地震動

道路橋示方書標準波形	観測地震動波形
Type1 I 種地盤用 1,2	JMA-KOBE1995 NS,EW
Type1 II 種地盤用 1,2	HACHINOHE1968 NS,EW
Type1 III 種地盤用 1,2	ELCENTRO1940 NS,EW
Type2 I 種地盤用 1,2	TAFT 1952 NS,EW
Type2 II 種地盤用 1,2	
Type2 III 種地盤用 2,3	

各成分 ϕ_{DISP}^{TR} と ϕ_{DISP}^{LG} を比較し大きい方を ϕ_{DISP} とし定義し、比較したのものを図-11 に示す。この図よりその比率はおよそ 1.5 となっており、現行の動的設計に比べ約 1.5 倍もの大きな応答を見こまなければならない可能性がある。また、どの地震動においても割増率 ϕ_{DISP} は 1 より大きい事が大きな特徴である。本解析例からはサンプル数が少なくはつきりとは言えないが、タイプ 1 地震動では $\phi_{DISP}=1.8$ 程度、一方タイプ 2 地震動では $\phi_{DISP}=1.4$ 程度と、タイプ 1 地震動でのほうがより大きな割増が必要なが分かる。現行道路橋示方書耐震設計編の許容塑性率算定における安全係数は繰返し回数の効果でタイプ 1 地震動のほうが大きな安全係数 (B 種の場合タイプ 1 地震動では $\alpha=3.0$, タイプ 2 地震動で $\alpha=1.5$) を規定しており、2 軸曲げ効果も同様な傾向があることが分かる。ちなみに、どの地震動においてもその最大応答変位は本橋脚の終局変位を越えていた。

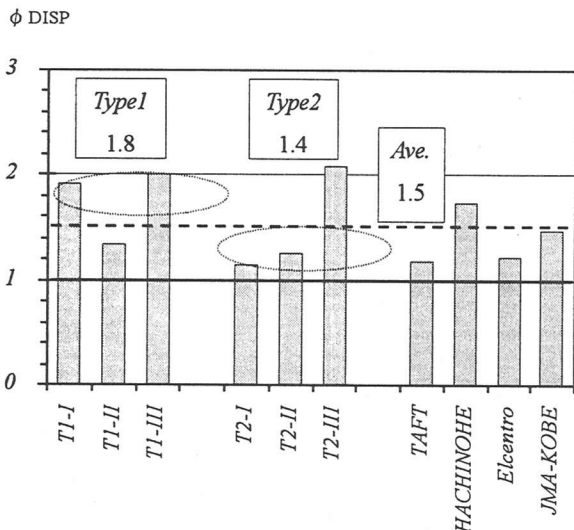


図-11 2 軸曲げ効果による応答塑性率の割増係数 ϕ_{DISP}

(2) 2 軸曲げ効果による設計震度の割増

多くの示方書³⁴⁾³⁵⁾の簡易設計法がエネルギー一定則等の荷重低減係数⁴⁾³⁶⁾³⁷⁾³⁸⁾による設計法や、その問題を改良した必要降伏震度スペクトル³⁹⁾⁴⁰⁾であることから、応答を小さく抑えるには一般的には降伏耐力を大きくすることになる。前節 4. (1)の結果によれば 2 軸曲げ効果の影響は見こまれる応答の増加となり、相関有りのモデルの応答を相関無しモデルと同一変位に抑えるにはその効果は設計上設計震度 (等価水平震度) の増加となって現れる。また、現行の道路橋示方書耐震設計編では許容塑性率算定における安全係数を考えることで、許容塑性率を小さくする (応答を小さく抑える) と事実上設計震度が増すようになっている。

そこで、相関有りモデルの応答増加分を安全係数で見こんで必要な降伏耐力をエネルギー一定則により算定し、それを本橋脚の必要降伏耐力と比較することにより設計震度

の割増率を得る。エネルギー一定則を用いるより直接的解析で算定した方がよいが、簡易な試算としてこの方法で算定した。すると設計震度の割増率 ω は式 (3) のように定義できる。

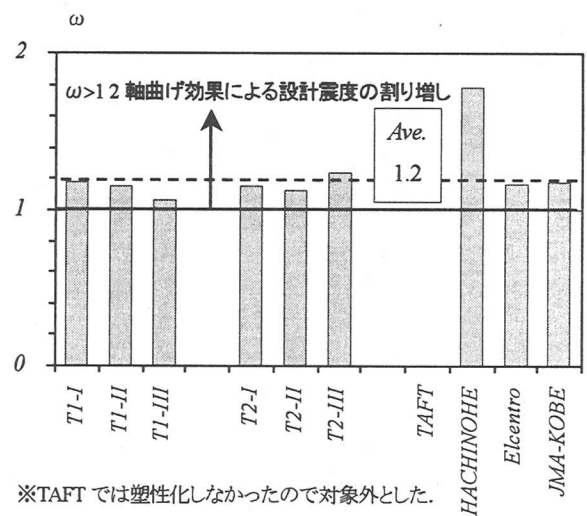
$$\omega^{TR} = k_{3D}^{TR} / k_{2D}^{TR} \quad (3a)$$

$$k_{3D}^{TR} = \frac{k_{hc0}^{TR}}{\sqrt{2 \frac{\mu_{2D}^{TR}}{\phi_{DISP}^{TR}} - 1}} \quad (3b)$$

$$k_{2D}^{TR} = \frac{k_{hc0}^{TR}}{\sqrt{2 \mu_{2D}^{TR} - 1}} \quad (3c)$$

ここで、 k_{3D}^{TR} は相関有りモデルの応答から算出した橋軸直角 (TR) 成分の必要降伏震度、 k_{2D}^{TR} は相関無しモデルの応答から算出した橋軸直角 (TR) 成分の必要降伏震度、 k_{hc0}^{TR} は橋軸直角 (TR) 成分の弾性応答加速度 (震度換算) である。橋軸 (LG) 成分についても同様である。

先程と同様、各成分の必要降伏震度を比較し大きい方を用いて ω を定義し、比較したのものを図-12 に示す。その比率はおよそ 1.2 となっており、現行の簡易設計に比べ 20% 程度大きな設計震度を見こまなければならない可能性がある。すなわち、2 軸曲げ効果によって見こまれる応答の増大が、設計震度 (等価水平震度) の増大となって現れている。また、先程述べたように、どの地震動においてもその最大応答変位は本橋脚の終局変位を越えており、すなわち本橋脚の降伏耐力は不足していた。



※TAFT では塑性化しなかったため対象外とした。

図-12 2 軸曲げ効果による設計震度の割増係数 ω

この場合はタイプ 1 地震動、タイプ 2 地震動で明確な差が出なかったが、すべての地震動において設計震度の割

増は 1.0 をこえている。また、相関有りの応答のほうが実現象により近いことから、実際には現行の設計よりも大きな耐力が必要である。現行道路橋示方書耐震設計編では許容塑性率算定における安全係数をタイプ 1 で大きくとることに、タイプ 2 に比べ荷重低減効果を小さくしている。2 軸曲げ効果を取り入れると荷重低減効果を小さく評価しなければならないことを考えると、現行よりも大きな安全係数が必要となる。さらには、海外の示方書では、直行する多方向成分による断面力の 30% を付加し、設計断面力を割増す例があり⁴¹⁾ 本例と同様の考えであると思われる。

5. 3次元挙動とせん断耐力の劣化

(1) せん断耐力の劣化

せん断耐力の劣化はその大部分がコンクリート負担分の低下によることが明らかになっている⁴²⁾。また、せん断余裕度(せん断耐力と曲げ耐力の比)が低ければ靱性は小さくなることが指摘されている⁴³⁾。さらには繰り返し荷重によるせん断耐力の劣化も靱性を低下させる大きな要因の一つであり、地震応答によるせん断耐力の劣化の評価が試みられている^{5) 6) 9)}。

そこで、相関無しモデルの最大応答から推定されるコンクリート負担するせん断強度の劣化と、同様に相関有りモデルの最大応答から得られるせん断強度劣化を、Priestley のせん断強度劣化曲線⁴⁴⁾ (以下 Priestley の劣化曲線)を用いて比較検討する。Priestley の劣化曲線の縦軸を初期強度で基準化し、せん断強度劣化係数 ξ としたもの(最大 1 となる)を図-13 に示す。2 軸曲げ状態では 1 軸曲げ状態に比べ小さな変形から劣化が始まるのがこの曲線の特徴である。この劣化曲線と荷重変位曲線を用いれば、1 軸曲げ静的漸増繰り返し荷重下での曲げせん断破壊形態、ならびにその時の靱性率をある程度推定出来ることが確認されている^{45) 46) 47)}。

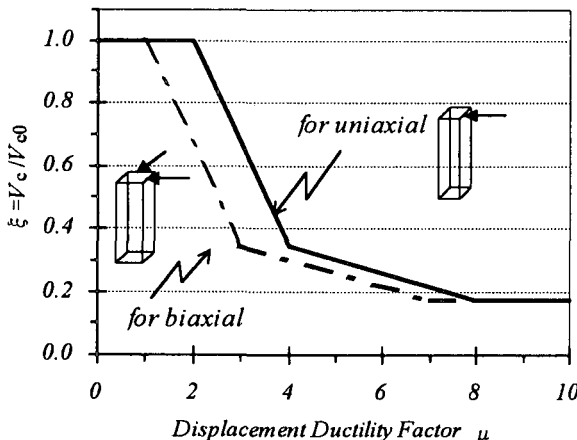


図-13 Priestley の劣化曲線(縦軸を正規化)

ここで 2 軸曲げ効果によるせん断強度低減率 ξ_{SHR} を式(4)のように定義する。

$$\xi_{SHR} = \xi_{3D} / \xi_{2D} \quad (4)$$

ここで、 ξ_{3D} は相関有りモデルにおけるせん断強度劣化係数、 ξ_{2D} は相関無しモデルにおけるせん断強度劣化係数である。この場合も応答成分 TR, LG の大きい方を用いて ξ を評価している。

この曲線に 3. (2) の結果を併記し図-14 に示した。相関有りモデルは biaxial 上に、相関無しモデルは uniaxial 上に 1 点、それぞれ LG, TR 成分の応答のうち最大応答値の大きいほうの結果を 1 点プロットしたものである。すると、その比率はこの場合約 0.40 となっていることになり、現行の動的設計に比べコンクリートの負担するせん断力は更なる低減の可能性があることを示すものである。相関有りモデルは相関無しモデルとくらべその最大応答変位が大きいことも含め、実現象はさらにせん断強度の劣化が激しいことになる。

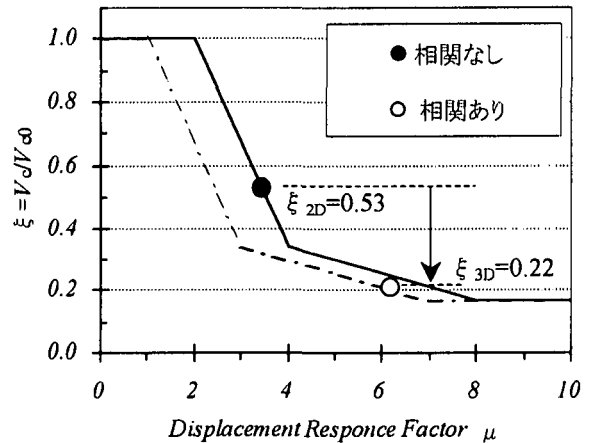


図-14 せん断強度劣化係数 ξ

(2) 2軸曲げ効果によるせん断強度の低減率

4. (2)と同様、表-1 に示した地震動の解析結果を追加しさらに前節 5. (1) の検討を行った。各入力地震動における 2 軸曲げ効果によるせん断強度低減率 ξ_{SHR} を算定し、それらの結果を図-15 に示した。

図より、どの地震動においても低減率 ξ_{SHR} は 1 より小さい。しかし、その比率はばらついているが概略 0.7 程度となっている。ただしタイプ 1 地震動で $\xi_{SHR}=0.52$ 程度、タイプ 2 地震動で $\xi_{SHR}=0.88$ 程度と、タイプ 1 地震動ではより大きな低減が必要なが分かる。現行道路橋示方書耐震設計編のコンクリートの負担できるせん断強度は、繰り返し回数効果でタイプ 1 地震動のほうが大きな低減率を規定(タイプ

1で $C_e=0.6$, タイプ2で $C_e=0.8$ しており, 2軸曲げ効果による低減も同様な傾向があることが分かる。

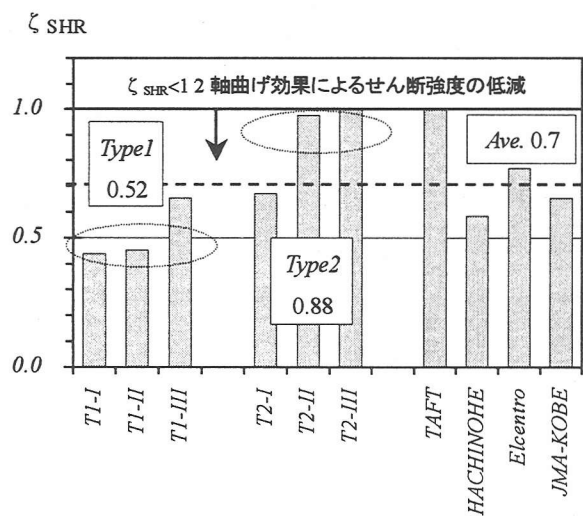


図-15 2軸曲げ効果によるせん断強度低減係数 ζ_{SHR}

5. まとめ

2軸間の相関関係を考慮した動的応答解析は相関関係を考慮しない解析に比べ以下のような知見が得られた。

- ・兵庫県南部地震で被災した橋脚の解析例から, 残留傾斜方向, 主要応答方向をよく表現できた。
- ・最大応答変位は橋軸直角方向もしくは橋軸方向で約 50% 程度大きくなる。
- ・最大応答の増大に伴い, 現行の簡易設計法による設計降伏震度の割増は約 10% 程度。
- ・Preistley の提案するせん断強度の劣化曲線より試算すると, コンクリートの負担できるせん断強度は 2軸曲げ効果によりさらに約 70% 低下する。また, タイプ 1 地震動のせん断強度の低下率は約 0.52 で, タイプ 2 地震動の 0.88 に比べ小さく, 現行道路橋示方書の考えと同様の傾向があった。

謝辞: 本研究は土木学会コンクリート委員会に設置された阪神・淡路大震災被害分析小委員会の活動の一部を取り上げさらに検討を加えたものであり, 多くの方の協力を得ました。ここに謝辞を申し上げます。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会: 塑性域の繰り返し劣化性状に関するシンポジウム委員会報告書・論文集, pp. 1-23, 1998. 8.
- 2) 横尾一知, 北山和宏, 小山明男: 兵庫県南部地震で被災した鉄筋コンクリート校舎の立体骨組み解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 21, No. 3, pp. 25-30, 1999

- 3) 堀伸輔, 前田匡樹, 長田正至: 梁の変動軸力を考慮した 1994 年三陸はるか沖地震による被災 RC 造学校建物の地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 21, No. 3, pp. 7-12, 1999
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 8 年 12 月, pp. 119-161, 1996
- 5) 青戸拓起, 吉川弘道, 高丸弘美: 動的応答における破壊モード判定方法と損傷度評価の課題, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 33-36, 1998. 1
- 6) Hiromichi Yoshikawa, Toshiaki Miyagi: Ductility and Failure modes of Single Reinforced Concrete Columns, JCI-C51E Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads Volume2, pp. 229-224, 1999. 11
- 7) 宮城敏明, 服部直道, 吉川弘道, 池谷和之, 千嵐広子: RC 柱の破壊形式の判定と実験値との照合, 土木学会第 52 回年次学術講演会 V-277, pp. 554-555, 1997. 9
- 8) 日本建築学会: 多次元入力地震動と構造物の応答, pp. 141-169, 1998. 1
- 9) 大江亮二, 青戸拓起, 吉川弘道: RC 単柱橋脚の地震応答におけるせん断強度劣化, 土木学会第 54 回年次学術講演会 V-246, pp. 492-483, 1999. 9
- 10) 土木学会: RC・PC 構造物の設計に関する現状と今後の展望, コンクリート技術シリーズ 22, pp. 45-59, 1997. 8
- 11) AVILES Nibaldo, MARUYAMA Kyuichi, Response Analysis of Reinforced Concrete Column Subjected to Biaxial Bending Moment, 土木学会第 44 回年次学術講演会 V-222, pp. 498-499, 1989. 10
- 12) 磯崎浩, 福澤栄治, 高橋元美: 柱の変動軸力と 2 軸曲げモーメントを考慮した RC 造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その 1 解析法, 日本建築学会構造系論文報告集 第 441 号, pp. 73-83, 1992. 11
- 13) 高橋元美, 福澤栄治, 磯崎浩: 柱の変動軸力と 2 軸曲げモーメントを考慮した RC 造立体骨組の弾塑性地震応答解析 その 2 30 階建 RC 造立体骨組の 2 方向地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集 第 448 号, pp. 121-130, 1993. 6
- 14) 田辺忠顕, 楢貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎: コンクリート構造, pp. 70-76, 1992. 6
- 15) 為広尚起, 森敦, 沖見芳秀: 解析モデルの違いによる 2 軸曲げの影響について, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 79-182, 1998. 1
- 16) 古市耕輔, 村山八洲雄: RC 柱の 2 軸曲げ履歴復元力特性, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 175-178, 1998. 1
- 17) 李康寧, 小谷俊介, 青山博之: 3 方向の変動力を受ける RC 柱の挙動に関する研究(その 2. 解析), 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 157-160, 1986
- 18) 梅村魁: 鉄筋コンクリート建物の動的設計法・続中層編, pp. 351-362, 技法堂出版, 1982
- 19) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp. 98-101, 1997. 7
- 20) 高橋雅裕, 矢部正明: RC 断面の 2 軸曲げ耐力の計算法に関する検討, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 171-174, 1998. 1
- 21) 古市耕輔, 村山八洲雄, 須田久美子: 高軸力・2 軸曲げを受ける RC 部材の剛性評価方法に関する適用性検討, 土木学会第 44 回年次学術講演会 V-226, pp. 474-475, 1989. 10
- 22) 平澤征夫, 古澤誠司, 山内篤: 横拘束鉄筋を有する RC 柱の二

- 軸曲げ偏心耐力, 第44回年次学術講演会 V-210, pp. 474-475, 1989. 10
- 23) 李康寧, 小谷俊介, 青山博之: 3方向の変動力を受けるRC柱の挙動に関する研究(その1. 実験), 日本建築学会関東支部研究報告集, pp. 153-156, 1986
- 24) 吉川弘道: 鉄筋コンクリートの設計—限界状態設計法と許容応力度設計法—, 丸善株式会社, pp. 103-104, 1997. 12
- 25) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人: 1995年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害分析, 第25回地震工学研究発表会講演論文集 第2分冊, pp. 909-912, 1999. 7
- 26) CRC 総合研究所: Ver 6. 2 DYNA2E(立体骨組み動的解析プログラム)理論説明書・使用説明書, 1999, 3
- 27) 首藤政徳, 大塚久哲, 百田国広, 麻生稔彦, 水取和幸, 有角明: PC斜張橋の非線形モデルと地震応答特性(その2: ファイバーモデルの検討), 第54回年次学術講演会 I-B206, pp. 410-411, 1999. 9
- 28) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料 平成10年1月, 1998
- 29) 土木学会 構造工学委員会 振動制御小委員会: 振動制御セミナー, 構造物の振動制御(4)地震による橋梁の動的応答と設計・制御, 構造工学技術シリーズ No. 7, pp. 48-49, 1998. 12
- 30) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月, 1997
- 31) 内田吉彦, 安藤陽一, 西村昭彦: 被害解析における入力動の方向性, 第51回年次学術講演会 I-B97, pp. 194-195, 1996. 9
- 32) 中尾吉宏, 田村敬一, 松本俊輔: 群遅延時間を用いた地震動の位相特性に関する検討, 第25回地震工学研究発表会講演論文集 第1分冊, pp. 177-180, 1999. 7
- 33) 生出佳, 中島章典, 斉木功: 橋脚の剛体ばねモデルによる三次元弾塑性解析, 第54回年次学術講演会 I-B203, pp. 404-405, 1999. 9
- 34) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 1992. 10
- 35) Tada-Aki Tanabe(eds): Comparative Performances of Seismic Design Codes for Concrete Structures, Volume 1, Elsevier, pp. 13-43, 1999. 4
- 36) 大塚久哲, 山本智弘, 松田泰治: 最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 45-48, 1998. 1
- 37) Paulay, T. Priestley, M. J. N. : Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley-Interscience, pp. 71-79, 1992
- 38) 青戸拓起, 吉川弘道: 弾塑性系の荷重低減係数評価式に関する検討, 土木学会第54回年次学術講演会 V-240, pp. 480-481, 1999. 9
- 39) 伊藤彰浩, 家村浩和, 五十嵐晃: 必要強度スペクトルに基づく耐震設計法について, 第51回年次学術講演会 I-B257, pp. 514-515, 1996. 9
- 40) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(案), 1998. 11
- 41) 土木学会 地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計の開発に関する研究小委員会橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会—耐震設計の現状と今後の展望—, pp. 42-59, 1999. 10
- 42) 服部尚道, 宮城敏明, 吉川弘道, 藤田幸弘, 裁可履歴の異なるRC単柱のせん断強度の低下に関する研究, 土木学会第54回年次講演会講演論文集 V-249, pp. 498-499, 1999. 9
- 43) 土木学会: 阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズ 12, pp. 47-76, 1996
- 44) Priestley, M. J. N. Seible, F. Calvi, G. M. : Seismic Design and Retrofit of Bridge, Wiley-Interscience, pp. 336-345, 1995, 12
- 45) 池谷和之, 吉川弘道, 宮城敏明, 服部尚道: 鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価, コンクリート工学年次論文報告集 第20巻 第3号 pp. 259-264, 1998
- 46) 吉川弘道, 池谷和之, 宮城敏明, 増田芳久, 岡本大: RC柱における破壊形式の判定と靱性評価, 土木学会第52回年次講演会講演論文集 V-278, pp. 556-557, 1997. 9
- 47) 池谷和之: 平成10年度武蔵工業大学大学院修士学位论文, 1999. 3