

鋼製橋脚で支持された連続高架橋の多方向地震動下の 耐震安全照査法に関する検討

奥村 徹¹・後藤 芳顯²

¹正会員 博(工) (株)地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3丁目5番13号)

²フェロー 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

1. はじめに

南海トラフ地震や首都直下型地震などの工学的基盤面上の地震動波形データが公開されており、被害想定や防災対策などに利用されている。上記のデータをもとに作成される地域地震動には当該地点の地盤特性が考慮されており、また実際の地震動と同じ3方向の成分を有するので、これを橋梁の耐震照査に用いることで、より現実に即した耐震安全性の評価を行うことができると思われる。しかしながら、現行の耐震照査法¹⁾では1方向の入力地震動に対する照査を基本としており、多方向成分を有する地震動に対しては照査できないため、上記の地域地震動を橋梁の耐震性の照査に十分に活用できていないのが現状である。このようなことから、著者らは現実に即した多方向の地震動に対する照査を視野に入れ、鋼製橋脚柱の水平2方向の載荷実験、3次元振動台実験および精緻な数値解析にもとづく検討を踏まえ、耐力を指標とした無充填橋脚柱の安全限界を表す相関式を提案している²⁾⁷⁾。本研究では、連続高架橋を対象として上記の限界相関式の実務設計への適用性について検討を行う。橋脚柱の限界相関式を用いる照査法は橋脚柱の構造パラメータをもとに限界状態を規定できるため、比較的簡便である。その反面、照査の対象が1本の柱であるため、例えばラーメン橋脚のように複数の柱と横梁からなる不静定構造においては、荷重の再配分を考慮して構造系としての橋脚の安全限界を評価することができない。このように、限界相関式による照査は荷重の再配分を考慮しないので安全側ではあるものの、不静定次数の高い橋脚では不経済になる場合もあると考えられる。そこで、近年、主に特殊橋梁を対象とした耐震性照査にFE解析が導入されつつある現状を踏まえ、照査対象

となる橋脚の限界値をシェル要素を用いた精緻な静的繰返しFE解析により評価して照査を行う方法を提案し、その適用性についても検討を加える。

なお、これらの照査法の妥当性については、すべての橋脚をシェル要素でモデル化した精緻な数値解析モデルの時刻歴応答解析の結果と比較することで検証する。最後に連続高架橋における各橋脚の安全限界と構造全体系としての安全限界の関係について考察する。

2. 構造安全性の照査

一般に、薄板要素で構成される鋼製橋脚では、地震動の作用下において最大荷重点を超え軟化域に入ると応答変位が急増するので、最大荷重点以降の軟化域での挙動を制御することは困難である。このため、本検討で対象とする無充填鋼製橋脚で支持される連続高架橋の構造安全性を確保するための限界点（安全限界）としては構造系の最大荷重点³⁾と定義する。これは、道路橋示方書⁴⁾においても繰返し載荷における包絡線のピーク点を安全限界としていることともほぼ整合する。最大荷重点は構造系の接線剛性に支配されるため、材料非線形性のみならず部材および構造としての幾何学的非線形性さらに初期不整（初期たわみ、残留応力）が関与する。したがって構造安全性の照査を適切に行うためには、初期不整の影響を考慮した構造全体系に対して上記の安全限界への到達を照査すればよい。しかしながら、地震動の作用下における構造全体系の動的な弾塑性のつり合い経路上で安全限界への到達を厳密に照査することは困難であることから、現状の耐震照査法では、連続高架橋においては全体系の終局挙動に対して支配的な影響を及ぼす橋脚（エネルギー

一吸収部材)の安全性を満足することで構造全体系の安全性が確保されるとしている。これは連続高架橋のように構造全体系としての幾何学的非線形性の影響が小さい構造においては部材の安全限界と全体系の安全限界の差は十分に小さいことから、工学的に妥当であると考えられる。本検討においても現行の設計の考え方に基づき、構造安全性の照査においては、部材としての橋脚の安全性を確保することを基本とする立場をとる。つぎに、部材としての各橋脚の安全限界を把握した上で、構造全体系の安全限界を推定し、部材の限界状態と構造全体系の限界状態の関係について検討を行う。

以上、部材の安全照査、構造全体系の安全照査においては、式(1)に示すフォーマットを用いる。ここに、応答値 S と限界値 R である。なお、ここでは便宜上、部分係数は無視する。

$$S/R \leq 1 \quad (1)$$

(1) 部材(橋脚)の安全性照査

照査指標には力(応答値：内力，限界値：部材の耐力)を選ぶ。上記の指標を選んだ理由は、変位やひずみ等の幾何学量と比べ、繰返しによる載荷履歴が限界値に与える影響が小さいためである³⁾。応答値は、はり要素を基本とした全体系モデル(以降、全体系はりモデルと呼ぶ)を用いた弾塑性有限変位動的解析により、橋脚が安全限界に最も近づいた時刻の内力を評価する。限界値は、以下の2つの方法により評価する。

ひとつは、以下の式(2)に示される鋼製橋脚の限界相関式^{3)~7)}を用いる方法である。この方法は図-1に示すように高さ h の柱を照査対象として、その頂部に作用する F_x, F_y, M_x, M_y, P と有効高さ h_x^{ef}, h_y^{ef} より求まる等価水平力 F_x^{eq}, F_y^{eq} を、水平復元力 F_{xu}^P, F_{yu}^P で除した $|F_x^{eq} / \bar{F}_{xu}^P|$ と $|F_y^{eq} / \bar{F}_{yu}^P|$ の関係式となっている。有効高さ h_x^{ef}, h_y^{ef} と水平耐力 F_{xu}^P, F_{yu}^P は橋脚のパラメータをもとにした評価式(4)、(5)が提案されているので比較的簡易に照査を行うことができる。評価式(4)、(5)の係数一覧を表-1に示す。

$$f = \left| \frac{F_x + M_y / h_y^{ef}}{\bar{F}_{xu}^P} \right|^{\bar{\beta}_x} + \left| \frac{F_y - M_x / h_x^{ef}}{\bar{F}_{yu}^P} \right|^{\bar{\beta}_y} \quad (2)$$

$$= \left| \frac{F_x^{eq}}{\bar{F}_{xu}^P} \right|^{\bar{\beta}_x} + \left| \frac{F_y^{eq}}{\bar{F}_{yu}^P} \right|^{\bar{\beta}_y}$$

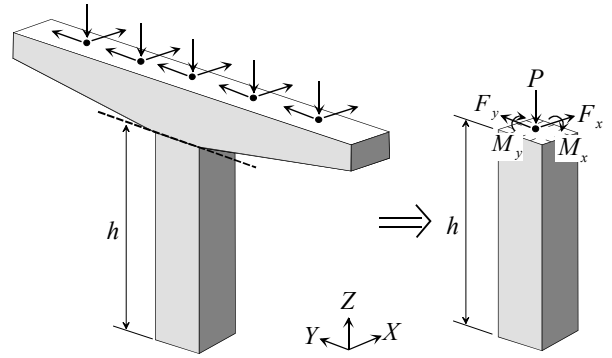


図-1 限界曲面式による照査における柱頂部の作用力

表-1 各予測式の係数

係数	水平耐力		有効高さ
	F_{xu}^{P0}, F_{yu}^{P0} (x,y軸方向)	F_{diu}^{P0} (斜め45度方向)	h^{ef} / h
$\bar{a}$	8.71×10^{-4}	1.86×10^{-3}	-2.17×10^{-2}
$\bar{b}$	1.70×10^{-3}	1.68×10^{-3}	6.79×10^{-2}
$\bar{c}$	1.65×10^{-4}	3.31×10^{-4}	1.336×10^{-1}
$\bar{d}$	2.38×10^{-3}	3.64×10^{-3}	-8.8×10^{-3}
$\bar{e}$	2.47×10^{-2}	3.36×10^{-2}	1.210×10^{-1}
C_1	4.01×10	2.69×10	1.791
C_2	-3.90×10	-2.59×10	-9.226×10^{-1}

ただし、 $0.3 \leq R_R \leq 0.65$, $0.4 \leq \bar{\lambda}_s \leq 0.75$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.55$,
 $0.075 \leq P/P_y \leq 0.3$, $0.5 \leq a/b \leq 1.0$

ここに、

$$\beta = \log(2) / \left(\log(2) / 2 - \log(F_{diu}^{P0} / F_u^{P0}) \right) \quad (3)$$

水平復元力の推定式：

$$\frac{\bar{F}_u^P}{\bar{F}_0} = \left(\frac{C_1}{R_R^{\bar{a}} \bar{\lambda}_s^{\bar{b}} (a/b)^{\bar{c}} \bar{\lambda}^{\bar{d}} (1 + P/P_y)^{\bar{e}} + C_2} \right) \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{-1} \quad (4)$$

有効高さの推定式：

$$\frac{h^{ef}}{h} = \left(\frac{C_1}{R_R^{\bar{a}} \bar{\lambda}_s^{\bar{b}} (a/b)^{\bar{c}} \bar{\lambda}^{\bar{d}} (1 + P/P_y)^{\bar{e}} + C_2} \right) \quad (5)$$

R_R ：幅厚比パラメータ， $\bar{\lambda}_s$ ：補剛材の細長比パラメータ， a/b ：補剛板のアスペクト比， $\bar{\lambda}$ ：柱の細長比パラメータ， P/P_y ：軸力比

いまひとつは、照査対象の橋脚を独立に取り出し高

精度の材料構成則を導入したシェル要素を用いた部材モデル（以降、部材詳細モデルと呼ぶ）に対して弾塑性有限変位静的解析を行い、その耐力を限界値として評価する方法である。限界値としては、全体系はりモデルに対する弾塑性有限変位動的解析により得られた支配的な内力モードをもとに部材モデルの単位化した荷重モードベクトル $\{f_i\}$ を設定し、荷重倍率 f_i による荷重制御下の部材詳細モデルの弾塑性有限変位静的解析（単調、繰り返し載荷）により得られた最大荷重倍率とする。この方法は設計者自らが限界値の評価を行うことからより完全な性能照査設計を指向したものであると言える。限界値の評価においては適切な FE 解析を行うための高度な技術が要求されるが、照査の対象となる構造の限界値を合理的に評価することができる。本手法は耐震性能に余裕がない既設橋梁や特殊な形式の構造に対して限界値を正確に評価したい場合などへの適用が考えられる。

(2) 構造全体系の安全性照査

部材の安全性照査と同様に力（応答値：慣性力、限界値：全体系の耐力）を照査指標とする。応答値は全体系はりモデルを用いた弾塑性有限変位動的解析により構造全体系が最も安全限界に近づいた時刻における慣性力を選ぶ。限界値は、全体系はりモデルにおいて、すべての橋脚を部材詳細モデルに置き換えた全体系のモデル（以降、全体系詳細モデルと呼ぶ）に対して弾塑性有限変位静的解析（単調載荷）を行い、構造全体系の耐力を評価する。限界値は上記の慣性力をもとに単位化した荷重モードベクトル $\{F\}$ を設定し、荷重倍率 F による荷重制御下の全体系詳細モデルの弾塑性有限変位静的解析により得られた最大荷重倍率とする。

なお、連続高架橋モデルでは明らかに構造全体系の耐力に到達する前に橋脚が耐力に到達するため、構造全体系の照査は通常行う必要はない。

3. 対象橋梁の概要と解析モデル

前章で述べた部材の安全照査と構造全体系の安全照査からなる構造安全性の照査について連続高架橋を対象に具体的な照査方法を示し、その結果について考察する。

(1) 対象橋梁の概要

対象とする3径間連続高架橋の概要を図-2、3に示す。P1、P2橋脚が単柱式鋼製橋脚、P3、P4は1層門型ラーメン橋脚であり、すべてコンクリート無充填橋脚

である。支点条件はP1が可動支承、P2～P4は反力分散査（橋軸直角方向は固定）である。橋脚の主要な断面諸元を表-1に、反力分散査の諸元を表-2に示す。なお、本橋梁はI種地盤上を想定したものである。

(2) 解析モデル

全体系はりモデル：応答値の算定に用いる全体系はりモデルの概要を図-4 a)に示す。本モデルは文献8)で提示されたモデル化手法に基づき設定している。橋脚および横ばりは、曲げせん断変形を考慮した弾塑性はり要素、上部構造は上下線をそれぞれ1本の弾性はり要素でモデル化を行っている。支承は各2基ずつを1つの線形バネ要素に集約してモデル化している。基礎はS-Rモデルとした。弾塑性はり要素に用いる材料構成則はバイリニア移動硬化則（2次勾配E/100）とした。

部材詳細モデル：エネルギー吸収部材である橋脚の繰り返し荷重による耐力・変形性能の照査のために用いる部材詳細モデルを図-4 c)に示す。P1、P2は損傷が生ずる柱基部を、P3、P4は柱、隅角部、横ばりをすべてシェル要素でモデル化した。すべての橋脚において横リブ、ダイヤフラム、垂直補剛材等もシェル要素を用いてモデル化した。基礎は全体系はりモデルと同様のS-Rモデルとした。シェル要素でモデル化する部分の材料構成則には三曲面モデルを適用した。なお、三曲面モデルのパラメータは鋼製橋脚柱の繰り返し載荷実験の結果に対して直接同定していることから初期不整（初期たわみ、残留応力）の影響は材料構成則の中に陰な形で考慮されているものとする。図中の「部材境界部」は全体系はりモデルにおいて支承剛性を表すバネの節点位置であり、部材耐力の算定においてはこの点に荷重を与える。シェル要素との結合は横梁上のベースプレートの領域を剛体で拘束し、剛体参照節点として「部材境界部」を設定した。

全体系詳細モデル：全体系の限界値（耐力）を評価するための全体系詳細モデルの概要を図-4 b)に示す。

図-4 a)の全体系はりモデルの橋脚部分（P1～P4）を部材詳細モデルに置き換えたものである。

(3) 入力地震動と高架橋の固有周期

本連続高架橋モデルで想定した地盤種（I種地盤）に対応したものとして1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波JMA（NS、EW成分）を用いる。本高架橋の弾性1次固有周期は橋軸方向に2.14s、橋軸直角方向に0.746sであり、図-5に示す地震波JMAの加速度応答スペクトルと比較すると、橋軸直角方向の成分が支配的となることがわかる。ここでは、参考のために橋軸方向の寄与が大きな地震波として、JR鷹取駅観測

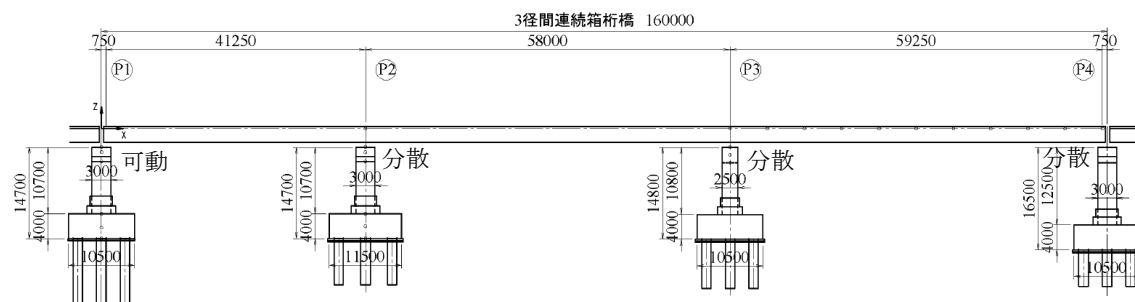


図-2 橋梁全体の側面図

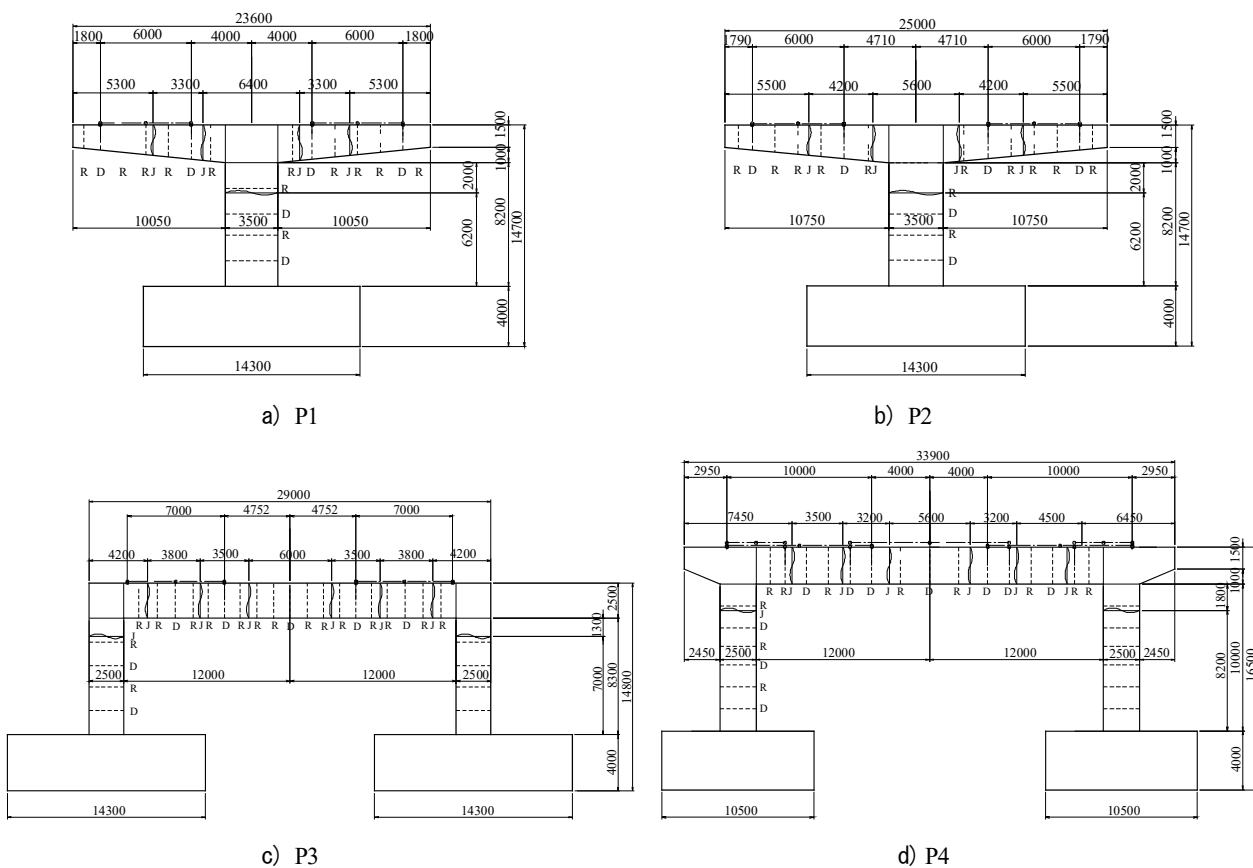


図-3 橋脚の概要図

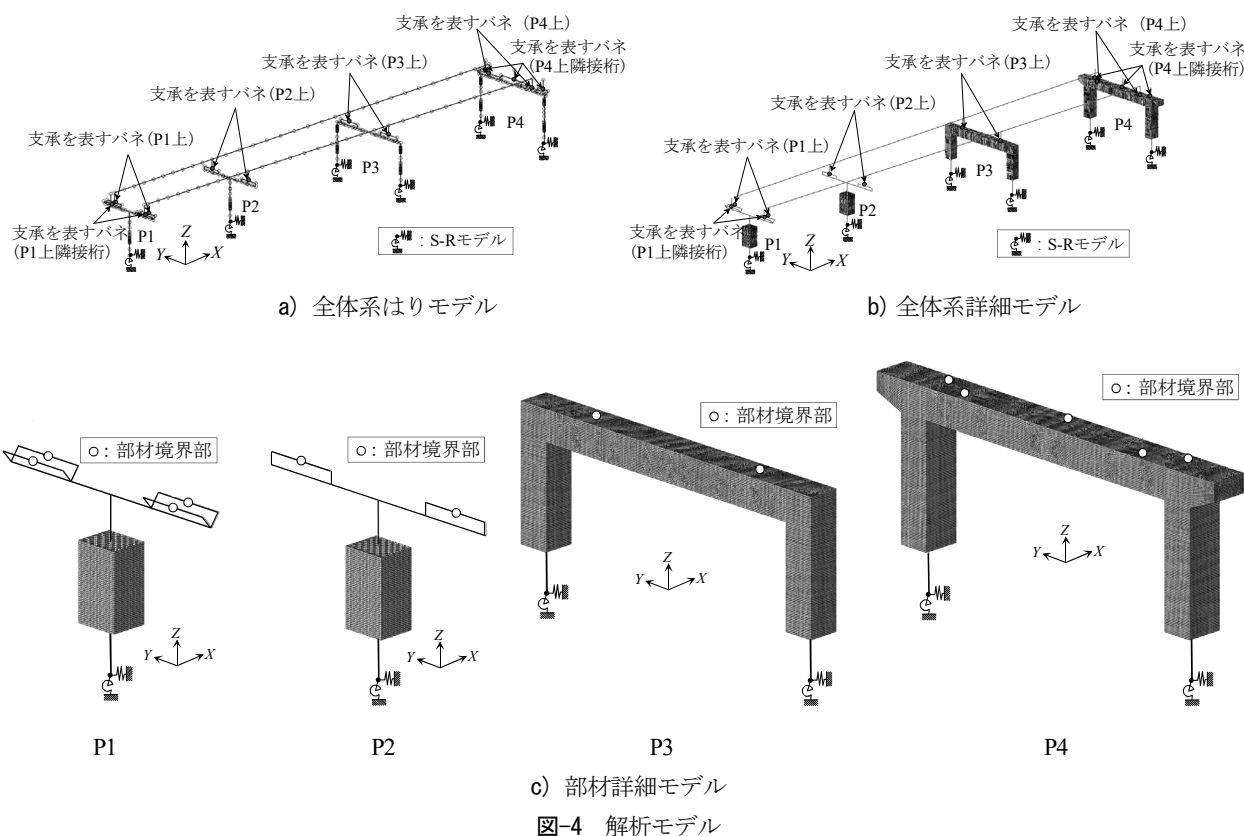
表-2 橋脚基部断面諸元

断面	P1		P2		P3		P4	
パラメータ	Flg	Web	Flg	Web	Flg	Web	Flg	Web
$B(m)$	2.930	3.400	2.946	3.428	2.456	2.444	2.956	2.446
$t(m)$	0.050	0.035	0.036	0.027	0.028	0.022	0.027	0.022
$h_r(m)$	0.290	0.260	0.240	0.240	0.200	0.200	0.200	0.200
$t_r(m)$	0.028	0.025	0.023	0.023	0.020	0.020	0.020	0.020
n	4	6	5	6	4	5	5	5
R_R	0.325	0.359	0.363	0.469	0.486	0.492	0.485	0.493
γ/γ^*	1.11	1.43	1.06	2.23	1.22	1.76	1.44	1.99
P/P_v	0.06		0.11		0.14		0.11	

鋼種：SM490Y ($\sigma_y=355$ (MPa))

表-3 反力分散沓の諸元

諸元		P2	P3	P4
平面寸法	$a(=b)$ (m)	0.900	1.300	0.900
ゴム厚	t_e (m)	0.025	0.036	0.025
層数	n	7	5	7
1次形状係数	S1	9.00	9.03	9.00
2次形状係数	S2	5.14	7.22	5.14
せん断剛性	K (MN/m)	4.629	9.389	4.629



波JRT (NS, EW成分) についても検討を行う。以降、これらの地震動をJMA, JRTと呼ぶ。

4. 連続高架橋の構造安全性の照査

(1) 部材（橋脚）の安全性照査

a) 鋼製橋脚の限界相関式による方法

限界相関式を用いる方法では、各橋脚の柱の内力に対する照査を行う。内力は図-1のように横梁の下フランジと交差する位置で切断した柱断面に作用するものを対象とする。照査には式(2)に示す限界相関式を用い、 f が1以下となる場合に各橋脚の安全性が満足される。図-1に示す位置での内力の時刻歴をもとに f を計算し、その最大値を f_m とする。なお、ラーメン橋脚の場合は図-6のように左右の柱についてそれぞれ独立に照査を行う。以降、本照査法を「①限界相関式による方法」と呼ぶ。

b) FE解析により限界値を評価する方法

照査対象の橋脚をシェル要素を用いてモデル化した部材詳細モデルに対して、荷重制御の弾塑性有限変位静的解析を行い、耐力を限界値として評価する。静的解析において与える荷重モードは全体系はりモデルの弾塑性有限変位動的解析において橋脚が最も安全限界に近づいたと考えられる状態を限界相関をもとに設定

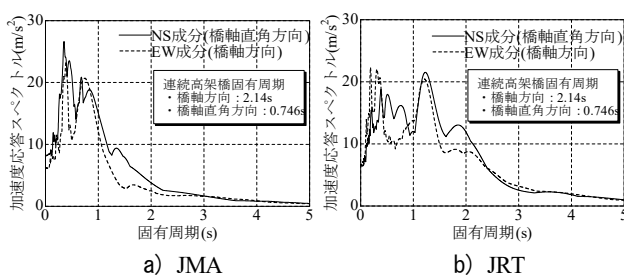


図-5 加速度応答スペクトル

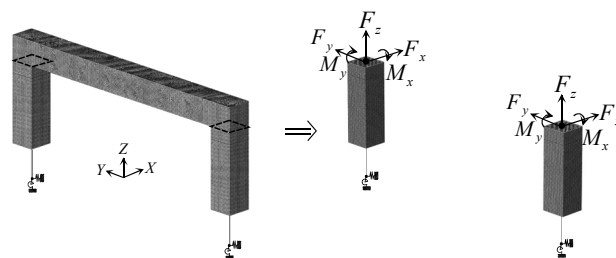


図-6 柱頂部の内力

する。すなわち、全体系はりモデルの弾塑性有限変位動的解析において各橋脚の柱頂部の内力から求まる式(2)に示す f が最大となる時刻における部材境界部(図-4 c)の内力 $\{\bar{f}_{mi}\}$ から死荷重による一定の内力 $\{f_{di}\}$ を除いた $\{\bar{f}_{mi}\}$ を単位化し、内力モードベクトル $\{f_{0i}\} = \{\bar{f}_{mi}\} / \sqrt{I \{\bar{f}_{mi}\} \{\bar{f}_{mi}\}}$ を設定する。部材詳細モデルの境界部には一定の死荷重 $\{f_{di}\}$ を載荷した状態で内力モードベクトル $\{f_{0i}\}$ に荷重倍率 f_i を乗じた

$f_i\{f_{0i}\}$ を与える。弾塑性有限変位の静的単調載荷解析（いわゆる Pushover 解析）により求まる最大耐力時の荷重倍率を f_{ui}^p とする。さらに、繰り返し載荷による耐力・変形性能の評価のために部材の初期降伏時の荷重倍率を f_{yi} とし、 f_{yi} と f_{ui}^p 間を $n=5$ 程度分割して、 $f_i = \{f_{yi} + (f_{ui}^p - f_{yi})k/n\}$ を漸増振幅 ($k=1 \sim n$) とする荷重制御による両振りの 1 回繰り返し載荷解析を行う。この繰り返し載荷解析で得られる f_i のピーク点での荷重倍率 f_{ui} と Pushover 解析のピークでの荷重倍率 f_{ui}^p を比較し、小さい方の値を限界値 $R_{di} = \min(f_{ui}^p, f_{ui})$ とする。応答値は $S_{di} = f_{mi} = \sqrt{(f_{mi}^t \{f_{mi}\} \{f_{mi}\})}$ である。以降、本照査法を「②FE 解析による方法」と呼ぶ。

c) 照査結果

前項で述べた 2 つの方法によりエネルギー吸収部材 P1～P4 を照査した結果を表-4、5 に示す。ここでは入力地震動の振幅倍率を変化させて、各照査法の照査結果の傾向を確認している。

表-4 に示す入力地震動 JMA に対しては①限界相関式を用いる場合は振幅倍率 80%，②FE 解析で限界値を評価する場合には振幅倍率 90% までであればすべての橋脚が照査を満足する結果になっている。JRT に対しては、①限界相関式を用いる場合は最も振幅倍率の小さい 50% においても照査を満足しないが、②FE 解析で限界値を評価する場合には振幅倍率 60% までであればすべての橋脚が照査を満足する。以上より、①限界曲面式を用いる場合は②FE 解析で限界値を評価する場合よりも安全側の評価となる傾向にあることがわかる。これは、照査式の精度による部分もあるが、本質的な差異として、前者における橋脚の限界状態は、1 本の柱が限界状態に到達したときであり、荷重の再配分を考慮していないのに対し、後者はラーメン橋脚の不静定構造系としての荷重再配分を考慮して限界状態を評価していることによると考えられる。後者では限界状態までにより多くのエネルギー吸収能がラーメン橋脚には見込める。②FE 解析においては、単調載荷解析と繰り返し載荷解析により耐力を評価しいずれか小さい方を限界値としているが、すべてのケースに対して単調載荷により評価した限界値が支配的となっている。これは繰り返し載荷においては、ひずみ硬化の影響で耐力が若干増加したためである。

以上の照査結果と実際の橋脚の終局挙動との対応を確認するために、ここではすべての橋脚をシェル要素でモデル化した全体系詳細モデルの時刻歴応答解析を実施した。入力地震動 JMA、JRT の振幅倍率をそれぞれ変化させた時刻歴応答解析の結果から、一例として最も損傷が大きく生ずるラーメン橋脚 P3 の左柱の等価水平力-水平変位関係の橋軸方向 (x 方向) 成分お

よび橋軸直角方向 (y 方向) 成分を図-7、8 に示す。これより、②FE 解析による方法で照査を満足する範囲 (JMA : 振幅倍率 80~90%，JRT : 振幅倍率 50~60%) では荷重変位関係において顕著な軟化挙動は生じておらず、妥当な照査結果であると言えよう。なお、橋軸方向の応答が支配的な JRT においては、照査を満足しない領域 (振幅倍率 70% 以上) では振幅倍率の増加に対して急激に変位が増大することがわかる。一方、JMA では橋軸直角方向の応答が支配的であり、照査を満足しない領域 (振幅倍率 100% 以上) であっても地震動の振幅倍率に対する変位の増加は比較的鈍感である。これは、橋軸方向の作用力に対してはラーメン橋脚は静定構造であるのに対し、橋軸直角方向の作用力に対しては左右の柱と横梁からなる不静定構造として抵抗するためであると考えられる。

(2) 構造全体系の安全性照査

a) 照査方法

全体系はりモデルを用いた弾塑性有限変位動的解析により構造全体の安全性照査のための応答値を評価する。応答値には構造全体系が最も安全限界に近づいたと考えられる時刻における慣性力を選ぶ。ここでは、部材の安全照査の結果を踏まえ、門型ラーメン橋脚 P3 に着目し、P3 が安全限界に最も近づいたと考えられる時刻、すなわち前節の部材安全照査において P3 に作用する内力を評価した時刻における構造全体系の慣性力に着目する。慣性力 $\{F_{mi}\}$ は全体系はりモデルの結果をもとに次式で算定する。

$$\{F_{mi}\} = -[M]\{\ddot{U}_{mi}\} + \{\ddot{U}_{g,mi}\} \quad (6)$$

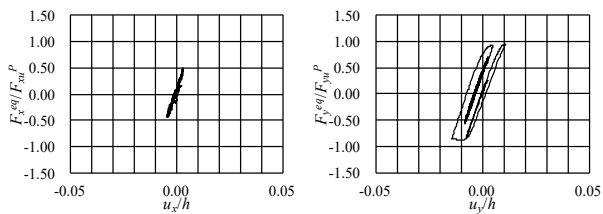
ここに、 $[M]$: 構造全体の質量マトリクス (回転慣性は除く)、 $\{\ddot{U}_{mi}\}$: 部材 i の損傷時刻の構造物の応答加速度、 $\{\ddot{U}_{g,mi}\}$: 同時刻の地震加速度である。

式(6)で算定される $\{F_{mi}\}$ をもとに、構造物に作用する地震慣性力モードベクトル $\{F_{0i}\} = \{F_{mi}\} / \sqrt{(f_{mi}^t \{F_{mi}\} \{F_{mi}\})}$ (単位ベクトル) を算定する。また、作用荷重倍率を $F_{mi} = \sqrt{(f_{mi}^t \{F_{mi}\} \{F_{mi}\})}$ とする。そして、限界値算定のための全体系詳細モデルの弾塑性有限変位の静的単調載荷解析 (Pushover 解析) において一定の死荷重とともに作用させる地震慣性力を $F_i\{F_{0i}\}$ と定める。ここに、 F_i は荷重倍率で、Pushover 解析においては F_i の荷重制御を行う。Pushover 解析での荷重倍率 F_i は F_{mi} を超えてもさらに増加させ、荷重倍率のピーク点における値を限界値 F_{ui} とする。応答値を $S_i = F_{mi}$ 、限界値を $R_i = F_{ui}$ として照査する。

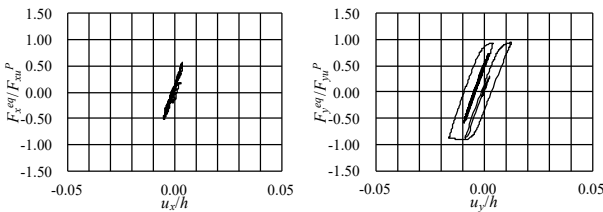
表-4 各部材の安全性照査(入力地震動：JMA)

振幅 倍率 (%)	対象 部材	①限界相関式※)		②FE 解析			
		照査結果		単調	繰り返し	照査結果	
		f_m		f_{mi}/f_{ui}^P	f_{mi}/f_{ui}^P	S_i/R_i	
80	P1	0.94	OK	0.93	0.87	0.93	OK
	P2	0.94	OK	0.94	0.90	0.94	OK
	P3	0.98	OK	0.98	0.94	0.98	OK
	P4	0.90	OK	0.82	0.80	0.82	OK
90	P1	0.94	OK	0.94	0.90	0.94	OK
	P2	0.95	OK	0.93	0.94	0.93	OK
	P3	1.11>1	NG	0.99	0.96	0.99	OK
	P4	1.01>1	NG	0.89	0.86	0.89	OK
100	P1	0.94	OK	0.92	0.87	0.92	OK
	P2	0.95	OK	0.94	0.90	0.94	OK
	P3	1.11>1	NG	1.05	1.05	1.05>1	NG
	P4	1.09>1	NG	0.94	0.91	0.94	OK
120	P1	0.95	OK	0.94	0.88	0.94	OK
	P2	1.00	OK	0.96	0.91	0.96	OK
	P3	1.20>1	NG	1.13	1.13	1.13>1	NG
	P4	1.19>1	NG	1.02	0.99	1.02>1	NG

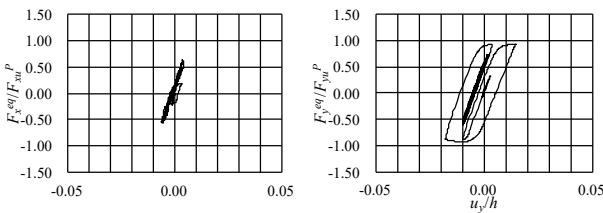
※) P3, P4については左右の柱の大きい方の値を記載



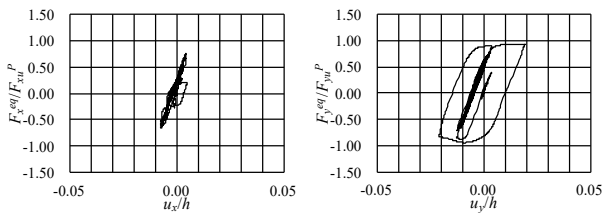
a) JMA80% (①限界曲面：OK, ②FE 解析：OK)



b) JMA90% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：OK)



c) JMA100% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：NG)



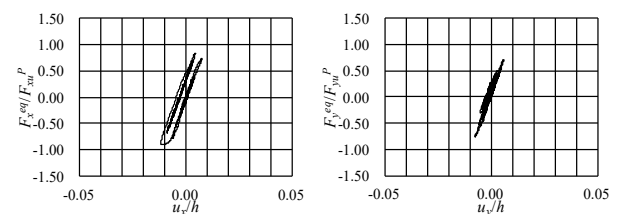
d) JMA120% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：NG)

図-7 地震動 JMA に対する P3 左柱の等価水平力-水平変位関係
(全体系詳細モデルの時刻歴応答解析による)

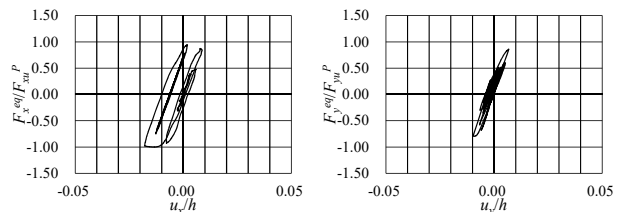
表-5 各部材の安全性照査(入力地震動：JRT)

振幅 倍率 (%)	対象 部材	①限界相関式※)		②FE 解析			
		照査結果		単調	繰り返し	照査結果	
		f_m		f_{mi}/f_{ui}^P	f_{mi}/f_{ui}^P	S_i/R_i	
50	P1	0.71	OK	0.78	0.73	0.78	OK
	P2	0.49	OK	0.61	0.57	0.61	OK
	P3	1.03>1	NG	0.92	0.90	0.92	OK
	P4	0.81	OK	0.76	0.75	0.76	OK
60	P1	0.85	OK	0.86	0.81	0.86	OK
	P2	0.57	OK	0.66	0.61	0.66	OK
	P3	1.14>1	NG	1.00	0.97	1.00	OK
	P4	1.12>1	NG	0.90	0.87	0.90	OK
70	P1	0.91	OK	0.89	0.84	0.89	OK
	P2	0.71	OK	0.77	0.73	0.77	OK
	P3	1.20>1	NG	1.02	1.00	1.02>1	NG
	P4	1.20>1	NG	1.00	0.97	1.00	OK
80	P1	0.94	OK	0.91	0.86	0.91	OK
	P2	0.84	OK	0.86	0.81	0.86	OK
	P3	1.25>1	NG	1.01	1.01	1.01>1	NG
	P4	1.29>1	NG	1.06	1.03	1.06>1	NG

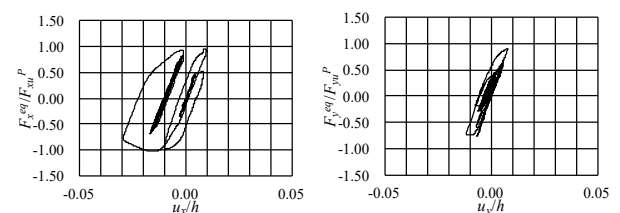
※) P3, P4については左右の柱の大きい方の値を記載



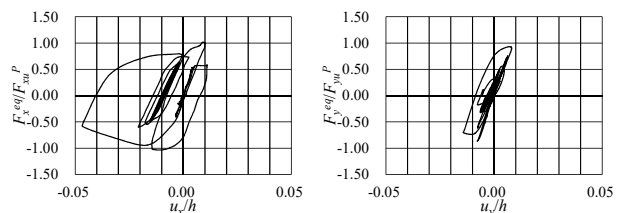
a) JRT50% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：OK)



b) JRT60% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：OK)



c) JRT70% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：NG)



d) JRT80% (①限界曲面：NG, ②FE 解析：NG)

図-8 地震動 JRT に対する P3 左柱の等価水平力-水平変位関係
(全体系詳細モデルの時刻歴応答解析による)

b) 照査結果

4. の部材の安全照査と同様に、地震波 JMA および JRT の振幅倍率をそれぞれ 80~120%, 50~80%に変化させた各ケースについて構造全体系の照査を行った結果、部材照査を満足しない振幅倍率も含め、いずれのケースにおいても構造全体系の安全照査は満足した。各橋脚（部材）の安全照査を満足する限界の振幅倍率 JMA : 90%, JRT : 60%においては、全体系の照査結果は、それぞれ、 $S_i/R_i = 0.79$, $S_i/R_i = 0.77$ で、いずれも 2 割程度の余裕があることがわかる。以上より、連続高架橋のように構造全体系としての幾何学的非線形性の影響が小さく複数の橋脚で支持される不静定次数の高い構造においては各橋脚の安全照査を満足すれば、複数の橋脚により支持される構造全体系の安全性も確保されるものと考えられる。これは、従来の設計法の妥当性を示している。

5. まとめ

多方向地震動下の無充填鋼製橋脚で支持される連続高架橋を対象として構造安全性の照査法について検討を行った。連続高架橋の構造安全性を確保するために、部材としての橋脚の安全性を確保することを基本とした多方向の地震動作用力下の橋脚の安全照査法を提示し、それらの適用性について検討を行った。また、部材の安全限界と構造全体系の安全限界の関係について検討を行った。

- ・提示した2種類の部材の安全性照査法のうち、限界相関式による方法はFE解析により限界値を評価する方法と比べ、全般的に安全側の評価となる傾向があることを確認した。とくに不静定構造であるラーメン橋脚の場合には、荷重の再分配が考慮できないことが主な理由の一つである。
- ・ここでの部材の安全性照査法の妥当性を検証するために、すべての橋脚をシェル要素でモデル化した全体系詳細モデルの弾塑性有限変位動的解析を実施し、入力地震動の各振幅倍率に対する橋脚の荷重－変位関係と照査結果とを比較した。その結果、FE解析による限界値で照査する方法において照査を満足する振幅倍率の範囲では荷重－変位関係に顕著な軟化挙動は見られず、照査結果と整合する挙動を示していることを確認した。
- ・部材の安全照査の結果を踏まえ、最も安全限界に到達しやすいラーメン橋脚 P3 に着目し、構造全体系の安全限界との比較を行ったところ、P3 の限界状

態に対して構造全体系は 2 割程度の余裕があることを確認した。連続高架橋のように構造全体系としての幾何学的非線形性の影響が小さく、複数の橋脚で支持される不静定次数の高い構造においては各橋脚の安全照査を満足すれば、複数の橋脚により支持される構造全体系の安全性も確保されるものと考えられる。これは、従来の設計法の妥当性を示している。

謝辞：本検討は土木学会 鋼・合成構造標準示方書耐震設計編改訂部会(委員長：後藤芳顕)の活動の一部として行われたものである。連続高架橋のモデルは大日本コンサルタント(株)徳橋亮治氏、吉澤努氏に提供いただいた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善，2004.
- 2) 後藤芳顕，江坤生，小畑誠：2方向繰返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚の履歴特性，土木学会論文集A，Vol.63，No.1，pp.122-141，2007.
- 3) 後藤芳顕，小山亮介，藤井雄介，小畑誠：2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値，土木学会論文集A，Vol.65，No.1，pp.61-80，2009.
- 4) Goto, Y., Muraki, M., and Obata, M. : Ultimate state of thin-walled circular steel columns under bidirectional seismic accelerations, *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000076, 1481-1490, 2009.
- 5) 後藤芳顕，海老澤健正，石川純平：2方向水平力と2軸曲げを受ける鋼製橋脚の限界状態と連続高架橋の耐震安全性の検討，構造工学論文集，Vol.57A，pp.490-499，2011.
- 6) 後藤芳顕，海老澤健正：3方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の限界状態の評価法，構造工学論文集，Vol.58A，pp.399-412，2012.
- 7) Goto, Y., Ebisawa, T., Lu, X., and Lu, W. : Ultimate state of thinwalled circular steel columns subjected to biaxial horizontal forces and biaxial bending moments caused by bidirectional seismic accelerations, *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001067,04014122., 2015.
- 8) 日本鋼構造協会 鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会耐震設計法研究部会：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上，JSSCテクニカルレポートNo.93，日本鋼構造協会，2011.