

円形断面鋼製橋脚を持つ連続高架橋模型の 2方向加振実験のFE解析と終局挙動特性

海老澤健正¹・後藤芳顕²・小畑誠³・Jianzhong Li⁴・Yan Xu⁵

- ¹正会員 名古屋工業大学大学院助教 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)
²フェロー 名古屋工業大学フェロー教授 次世代耐震工学研究所 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)
³フェロー 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)
⁴非会員 同济大学教授 土木工程学院 (〒200092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239)
⁵非会員 同济大学准教授 土木工程学院 (〒200092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239)

1. はじめに

連続高架橋のレベル2地震動に対する耐震設計では、通常、橋脚の損傷のみが許容されているため、従来の研究では橋脚単体の終局挙動に関するものがほとんどである^{1)~5)}。しかし、実際の連続高架橋は不静定構造であり、橋脚—支承(ゴム支承)—上部構造の構成要素間の相互作用が生じる。このため、ある一本の橋脚が終局状態に到達しても支承と上部構造を介して他の橋脚に荷重の再配分がなされるので、高架橋全体が終局状態に至るまでには何らかの余裕があると考えられる。このような1本の橋脚が終局状態に到達後の荷重の再配分特性を適切に評価することはより合理的な耐震設計を構築する上で重要であることは言うまでもない。さらに、設計地震動を超えるような巨大地震動が作用した場合に荷重の再配分性能が乏しいと、高架橋に進行性の大規模崩壊が生じる可能性がある。したがって、荷重の再配分特性を正しく評価することは、大規模崩壊を防止するために荷重再配分性能を高める設計を行う上でも重要である。

荷重の再配分特性を精度よく評価するには高架橋における各構成要素の挙動とその相互作用を正確に反映したモデルの構築が必須である。このようなモデルはゴム支承の反力、変形の大きさも適切に評価できるので支承の合理的な設計にもつながる。しかしながら、全体系の解析モデルの妥当性検証は実構造のモニタリングや実構造をなるべく正確に再現した大型模型の加振実験による以外手立てがなく、ほとんど手が付けられていないのが現状である。

このような背景から、著者らは H25~26 年に中国

同济大学の大型マルチ振動台で実施した3本の鋼製橋脚がゴム支承を介して上部構造を支持する2径間連続高架橋模型($s=1/6.7$)による水平2方向同時加振実験結果^{6),7)}を実施した。本論文では、この加振実験に基づき高架橋の終局挙動とその後の倒壊に至る挙動における各構成要素間の相互作用の特性とこれらの相互作用を反映した高度なFEモデルの構築について検討した結果について報告する。なお、加振実験に用いた連続高架橋模型は過去最大級⁸⁾である。

2. 連続高架橋模型の加振実験の概要

2径間連続高架橋模型と加振実験の概略図を図-1に示す。高架橋模型の構成要素は無充填円形断面鋼製橋脚、ゴム支承、上部構造からなる。

無充填円形断面鋼製橋脚の諸元は3種類の無次元パラメータ(径厚比パラメータ R_t 、細長比パラメータ

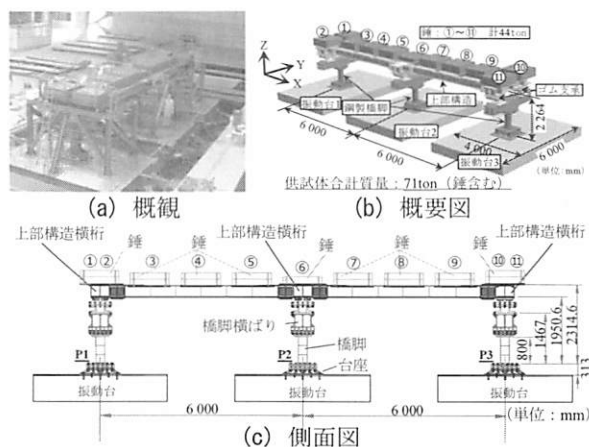


図-1 連続高架橋模型($s=1/6.7$)

$\bar{\lambda}$ 、軸力比 P/P_y が実橋脚になるべく整合するようにした。ただし、設計では鋼材の降伏点として基準強度を用いたため、模型橋脚での径厚比、細長比は大きめに、また軸力比は小さめになっている。高架橋模型の3本の橋脚の幾何学諸元は同一であるが、端部橋脚 P1, P3 に比べて中央橋脚 P2 の軸力比を大きくすることで、中央橋脚の損傷が端部橋脚に先行するようにした。橋脚の各諸元を表-1 にまとめる。

橋脚以外の構成要素である上部構造とゴム支承は、現行の設計の考え方に沿い、加振時に損傷しないように諸元を決定している。

模型の上部構造は簡単のため2主桁構造とし、橋軸ならびに橋軸直角方向の曲げ剛性に関して実大構造との相似則を満足するように当初設計したが、錘とその固定方法を変更したために、上部構造模型の重心位置は当初より高くなるとともに曲げ剛性も増加した。上部構造の諸元を表-2 にまとめる。

模型の積層ゴム支承は1橋脚上で簡単のため2基とした。これらの幾何形状は通常のパラメータ範囲に設定し、加振実験での損傷を避けるために最大の応答せん断ひずみが100%以内になるように設計した。支承の諸元を表-3 にまとめる。

入力地震動としては、日本海中部地震津軽大橋観測波(Tsugaru 波 LG+TR)をもとに加速度振幅を270%に拡大するとともに、時間軸を相似則から $1/\sqrt{s}$ 倍とした図-2 の水平2方向加速度成分を用いた。加速度振幅の拡大倍率はなるべく多くの繰り返し後に高架橋全体が倒壊するように、4. に示す高架橋のFEモデルによる事前解析で設定した。ただし、事前解析では構造諸元や材料定数は公称値や過去の実験値などを用いた。

3. 加振実験での橋脚の挙動計測

加振実験での計測では75の一軸加速度計と51の糸巻変位計を高架橋模型に配置した。とくに高架橋の終局挙動に大きな影響を与える橋脚についてはその挙動を幾何学的非線形性を考慮してできるだけ正確に測定した。

まず、橋脚頂部の6自由度の並進変位+回転変位成分は、橋脚に結合された横梁が十分剛であることを利用して、横梁に図-3のように設置した7個の糸巻変位計により幾何学的非線形性を考慮して正確に算定した。この方法を次に説明する。橋脚 I について変形前の橋脚頂部の断面図心に原点を持ち、橋軸方向に x 軸、橋軸直角方向に y 軸、鉛直方向に z 軸をとる空間固定の右手系直交直線座標 (x_I, y_I, z_I) を

表-1 橋脚供試体の諸元

橋脚	P1	P2	P3
外径: D (m)	3.11×10^{-1}	3.11×10^{-1}	3.11×10^{-1}
板厚: t (m)	4.99×10^{-3}	5.01×10^{-3}	4.93×10^{-3}
橋脚高さ ^{*1)} : h (m)	1.81	1.81	1.81
径厚比パラメータ: R_t	0.127	0.127	0.129
軸力比: P/P_y	0.078	0.120	0.080
細長比パラメータ ^{*2)} : $\bar{\lambda}$	0.456	0.456	0.456

*1) 基部からゴム支承下面までの高さ

表-2 上部構造諸元

支間長: l (m)	6.00
幅員: B (m)	1.87
上部構造質量 ^{*1)} : M (ton)	58
上部構造重心位置 ^{*2)} : h (m)	0.525
橋軸直角軸まわり断面剛性: I_{xx} (m ⁴)	1.28×10^{-3} ^{*3)} 1.50×10^{-3} ^{*4)}
鉛直軸まわり主桁断面剛性: I_{yy} (m ⁴)	2.41×10^{-2} ^{*3)} 3.23×10^{-2} ^{*4)}

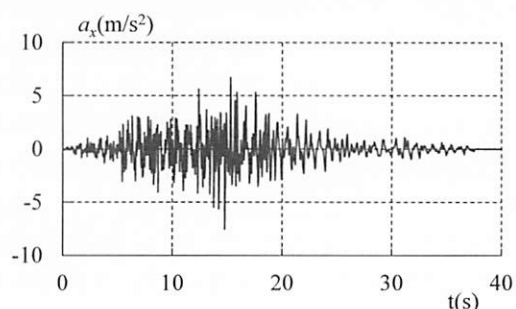
*1) 模型供試体は錘の質量を含む。

*2) 主桁下フランジからの高さ

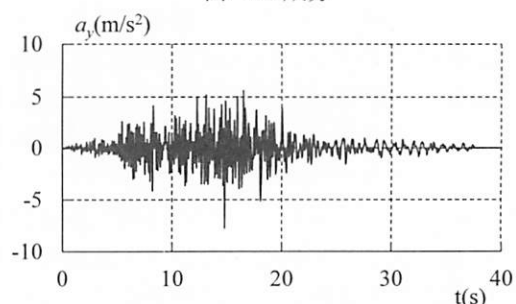
*3) 主桁部 *4) 主桁一橋脚上横桁接合部

表-3 ゴム支承諸元

諸元	端橋脚上	中央橋脚上
ゴム材料の種類	NR (G10)	
ゴム体平面寸法 $a \times b$	0.26×0.39	0.30×0.45
高さ $n \times t_g$ (m)	4×0.01	4×0.01
S1 (1次形状係数)	7.8	9.0
S2 (2次形状係数)	6.5	7.5
せん断剛性: K_s (MN/m)	2.54×2 基=5.08	3.38×2 基=6.76
鉛直剛性: K_v (MN/m)	692×2 基=1384	1063×2 基=2126



(a) LG 成分



(b) TR 成分

図-2 入力地震動

導入すると、橋脚 I の横梁上 i 点に取り付けられた糸巻変位計の変形後の長さ $\hat{l}_i$ は i 点の変位前の位置座標 (x_{li}, y_{li}, z_{li}) と並進変位成分 $(\delta_{lix}, \delta_{liy}, \delta_{liz})$ 、糸巻き変位計の他端側の固定点の位置座標 $(x_{Fli}, y_{Fli}, z_{Fli})$ を用いて次のように表される。

$$(\hat{l}_i)^2 = (x_{li} + \delta_{lix} - x_{Fli})^2 + (y_{li} + \delta_{liy} - y_{Fli})^2 + (z_{li} + \delta_{liz} - z_{Fli})^2 \quad (1)$$

ここで、剛な横梁が橋脚頂部に剛結されていると仮定すると、橋脚 I の横梁上の i 点の変位後の位置 $(x_{li} + \delta_{lix}, y_{li} + \delta_{liy}, z_{li} + \delta_{liz})$ は橋脚 I の頂部断面図心の6自由度の未知量である並進変位成分 $(\delta_{lx}, \delta_{ly}, \delta_{lz})$ と回転ベクトル成分 $(\theta_{lx}, \theta_{ly}, \theta_{lz})$ を用いて次のよう表される。

$$\begin{Bmatrix} x_{li} + \delta_{lix} \\ y_{li} + \delta_{liy} \\ z_{li} + \delta_{liz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{lx} \\ \delta_{ly} \\ \delta_{lz} \end{Bmatrix} + {}^t[R_I] \begin{Bmatrix} x_{li} \\ y_{li} \\ z_{li} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

$$[R_I] = \frac{1 - \cos q_I}{q_I^2} \begin{bmatrix} \theta_{lx}^2 & \theta_{lx}\theta_{ly} & \theta_{lx}\theta_{lz} \\ \theta_{lx}\theta_{ly} & \theta_{ly}^2 & \theta_{ly}\theta_{lz} \\ \theta_{lx}\theta_{lz} & \theta_{ly}\theta_{lz} & \theta_{lz}^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$+ \begin{bmatrix} \cos q_I & -\frac{\theta_{lz}}{q_I} \sin q_I & \frac{\theta_{ly}}{q_I} \sin q_I \\ \frac{\theta_{lz}}{q_I} \sin q_I & \cos q_I & -\frac{\theta_{lx}}{q_I} \sin q_I \\ -\frac{\theta_{ly}}{q_I} \sin q_I & \frac{\theta_{lx}}{q_I} \sin q_I & \cos q_I \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$q_I = \sqrt{\theta_{lx}^2 + \theta_{ly}^2 + \theta_{lz}^2}$$

今回の計測では1つの橋脚横梁について7つの糸巻変位計を用いるので式(1)に関する7つの独立な条件式が成立する。ここでは、この7つの条件式から、最小二乗法(式(5))を用いて橋脚頂部の6自由度の変位・回転成分を求めた。

$$\sum_{i=1}^7 |(x_{li} + \delta_{lix} - x_{Fli})^2 + (y_{li} + \delta_{liy} - y_{Fli})^2 + (z_{li} + \delta_{liz} - z_{Fli})^2 - (\hat{l}_i)^2| \rightarrow \min \quad (5)$$

橋脚頂部に作用する3次元の復元力成分としては、力の3成分 (F_{lx}, F_{ly}, F_{lz}) と曲げモーメント2成分 (M_{lx}, M_{ly}) とねじりモーメント1成分 M_{lz} の計6成分であるが、これらは、当該橋脚横梁上の2基のゴム支承直下に配置した6分力計の中心で計測した支承反力をもとに算定した。6分力計は橋脚横梁と同じ

剛体回転運動をするので、測定される反力方向は空間固定座標に対して $(\theta_{lx}, \theta_{ly}, \theta_{lz})$ だけ回転している。回転した座標方向の2基の6分力計の支承反力6成分を $(\hat{F}_{Ba\alpha lx}, \hat{F}_{Ba\alpha ly}, \hat{F}_{Ba\alpha lz}, \hat{M}_{Ba\alpha lx}, \hat{M}_{Ba\alpha ly}, \hat{M}_{Ba\alpha lz})$ ($\alpha = R, L$)とすると橋脚頂部に作用する復元力の6成分は図-4のつり合いから、次のようになる。なお、2基の6分力計の中心の変形前の位置座標を $(x_{Ba1}, y_{Ba1}, z_{Ba1})$ ($\alpha = R, L$)とする。

$$\begin{Bmatrix} M_{lx} \\ M_{ly} \\ M_{lz} \end{Bmatrix} = {}^t[R_I] \left\{ \begin{array}{l} \sum_{\alpha=R}^L (\hat{M}_{Ba\alpha lx} + \hat{F}_{Ba\alpha lz} y_{Ba1} - \hat{F}_{Ba\alpha ly} z_{Ba1}) \\ \sum_{\alpha=R}^L (\hat{M}_{Ba\alpha ly} + \hat{F}_{Ba\alpha lx} z_{Ba1} - \hat{F}_{Ba\alpha lz} x_{Ba1}) \\ \sum_{\alpha=R}^L (\hat{M}_{Ba\alpha lz} + \hat{F}_{Ba\alpha ly} x_{Ba1} - \hat{F}_{Ba\alpha lx} y_{Ba1}) \end{array} \right\} \quad (6)$$

$$\begin{Bmatrix} F_{lx} \\ F_{ly} \\ F_{lz} \end{Bmatrix} = {}^t[R_I] \left\{ \begin{array}{l} \sum_{\alpha=R}^L \hat{F}_{Ba\alpha lx} \\ \sum_{\alpha=R}^L \hat{F}_{Ba\alpha ly} \\ \sum_{\alpha=R}^L \hat{F}_{Ba\alpha lz} \end{array} \right\} \quad (7)$$

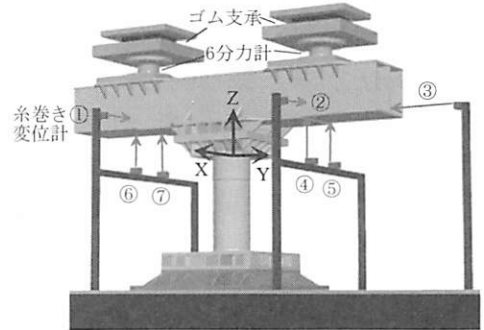


図-3 橋脚頂部変位の計測方法

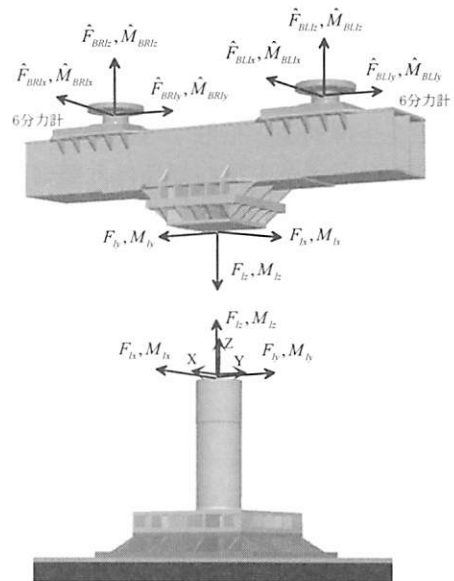


図-4 6分力計による橋脚頂部に作用する復元力の計測

表-4 橋脚に関する各種定数

三曲面モデルの材料パラメータ										減衰係数	基部ばね剛性
$E(\text{GPa})$	$\sigma_y(\text{MPa})$	$\sigma_u(\text{MPa})$	ν	ϵ_p	f_b/σ_y	β	κ	ρ	ξ	β_{pier}	$K_k, K_{ly}(\text{MN} \cdot \text{m})$
198.2	495.3	577.1	0.3	0.0013	0.65	150	2	2	0.210	2.55×10^{-4}	153.7

4. 高架橋の FE モデル

(1) 橋脚と上部構造

高架橋供試体の解析に ABAQUS を用いることを前提に FE モデルを構築した。橋脚、橋脚横梁、上部構造はすべて幾何学的非線形性を考慮した厚肉シェル要素 S4R で忠実に離散化した。橋脚躯体を離散化した厚肉シェル要素には鋼材の繰返し構成則として三曲面モデルを導入した。また、橋脚の薄肉円形断面鋼管柱の板厚、断面形状、傾き、ダイヤフラム位置を事前に計測し、FE モデルに反映することで幾何学的初期不正を考慮した。橋脚基部の振動台への締結部には固定度を考慮するために 2 方向の独立な弾性回転ばね要素 K_k, K_{ly} を挿入した。ばね定数は各橋脚単体の弾性加振実験での 1 次固有周期が橋脚の FE モデルと一致するように決定した。また、この加振実験で得られた 1 次モードの減衰自由振動から、橋脚の各シェル要素と基部回転ばね要素に用いる剛性比例型の粘性減衰係数 $\beta_{pier} = h_{pier} / (\pi f_{pier})$ を一様と仮定して算定した。ここに、 h_{pier} = 粘性減衰定数、 f_{pier} = 1 次モードの固有振動数。橋脚に関する各種定数を表-4 に、鋼材の一軸の真応力-対数ひずみ関係を引張試験結果とともに図-5 にまとめる。

上部構造と橋脚横梁には弾性シェル要素を用いる。設置する錘は重心位置に集中質量と回転慣性を与えた。これらと上部構造間の結合は錘の重心位置の節点と剛結した複数のはり要素を上部構造の錘設置面上のシェル要素の節点にピン結合することで拘束した。なお、錘をピン結合する上部構造面は錘の外形の四辺が上部構造と接触する部分のみとする。6 分力計は断面形状が円筒の弾性はり要素を用いてモデル化した。分力計の質量は集中質量として分力計の中心に与え、分力計の上下プレートの質量はそれぞれの重心位置に集中質量として考慮した。

(2) ゴム支承

ゴム支承は 6 個の自由度に対して表-5、図-6 にまとめているように、ばねとダッシュポットとしてモデル化した。本モデルでは各自由度間の力学挙動の連成は無視した。応答の大きい橋軸方向、橋軸直角方向、橋軸直角軸まわりのばね定数(K_{Bx} , K_{By} , $K_{BM\theta}$)、減衰係数(C_{Bx} , C_{By} , $C_{BM\theta}$)については全体

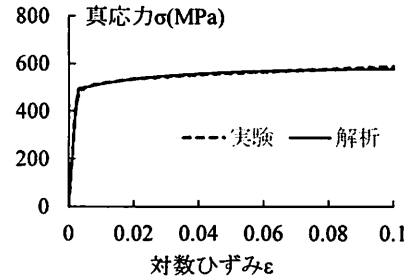


図-5 鋼材の一軸の真応力-対数ひずみ関係

表-5 ゴム支承のモデル化における各種定数

(a) ばね定数

支承	並進ばね(MN/m)			回転ばね(MN・m)		
	橋軸方向	橋直方向	鉛直方向	橋軸回り	橋直回り	ねじり
RB1L	3.01	3.37	504	5.58	*1)	0.042
RB1R	2.92	3.37	504	5.58	*1)	0.042
RB2L	4.48	4.96	894	12.04	*1)	0.074
RB2R	4.23	5.03	894	12.04	*1)	0.074
RB3L	2.90	3.52	504	5.58	*1)	0.042
RB3R	2.86	2.84	504	5.58	*1)	0.042

*1) トリリニアモデル(図-6 参照)

(b) 減衰係数*2)

支承	並進(MN/m・s)		回転(MN・m・s)
	橋軸方向	橋直方向	橋直回り
RB1L	3.55×10^{-2}	4.95×10^{-2}	1.82×10^{-2}
RB1R	4.12×10^{-2}	4.95×10^{-2}	1.82×10^{-2}
RB2L	5.09×10^{-2}	4.94×10^{-2}	3.96×10^{-2}
RB2R	5.28×10^{-2}	6.13×10^{-2}	3.96×10^{-2}
RB3L	3.36×10^{-2}	5.31×10^{-2}	1.82×10^{-2}
RB3R	3.29×10^{-2}	6.17×10^{-2}	1.82×10^{-2}

*2) 記載以外の成分の減衰は 0

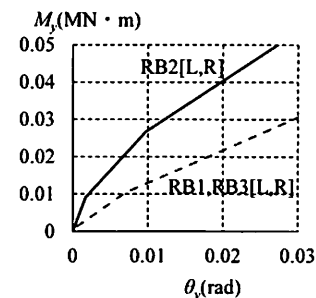
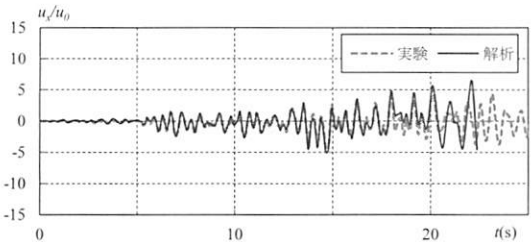


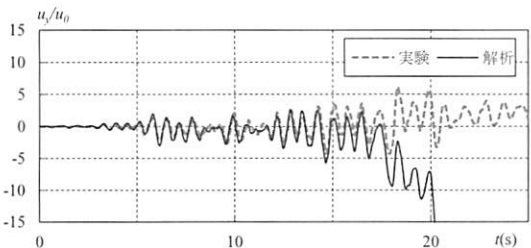
図-6 ゴム支承の橋軸直角軸回りの回転ばねの非弾性のモーメント-相対回転角関係

系の加振実験の計測値に合うように同定した。ただし、 $K_{BM\theta}$ のみトリリニアモデルで、他は線形モデルである。具体的には、加振実験で支承ごとに計測した相対変位とその時刻歴応答から算定した速度により評価されるばねとダッシュポットの力と分力計

で計測した支承反力との誤差が最小になるようにばね定数とダッシュポット係数を定める。鉛直方向のばね定数 K_{Bz} は事前に支承単体に载荷して評価した値を用いる。橋軸まわりのばね定数 K_{BMx} および鉛直軸まわりのねじりばね定数 $K_{BM\theta}$ はソリッド要素を用いた支承の弾性 FE 解析で評価した。

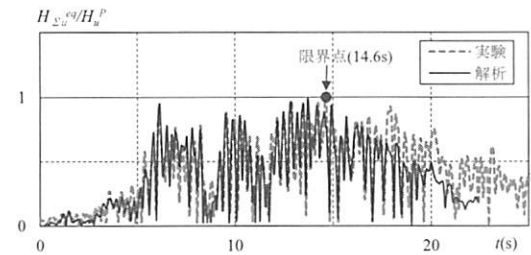


(a) 橋軸方向

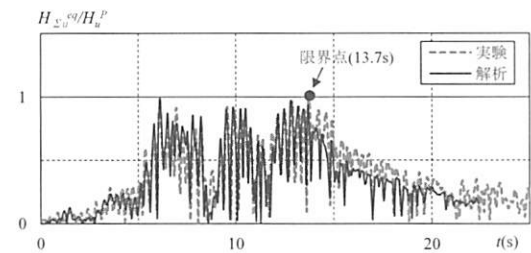


(b) 橋軸直角方向

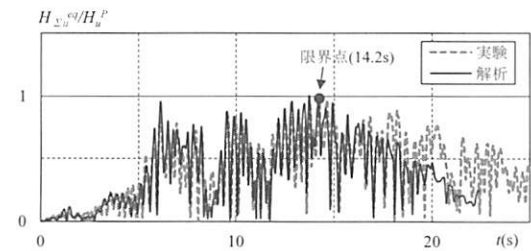
図-7 橋脚頂部の水平変位



(a) P1



(b) P2



(c) P3

図-8 橋脚頂部の等価水平復元力合力

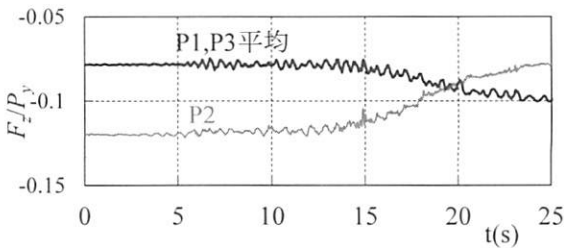
5. FE モデルによる解析と実験との比較

(1) 橋脚の挙動

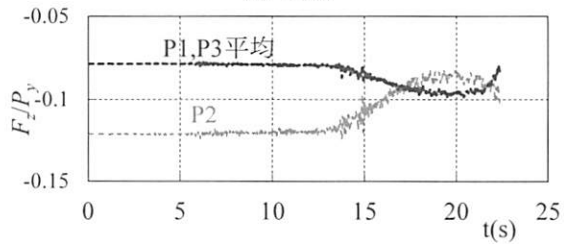
連続高架橋の加振実験(Tsugaru 270%, LG+TR)での中央橋脚 P2 の橋脚頂部水平変位成分と各橋脚の等価水平復元力合力の時刻歴応答をそれぞれ図-7, 図-8 に示す。図-8 の橋脚 I の等価水平復元力合力 $H_{I\Sigma}^{eq}$ はこの限界値となる Pushover 解析より定められた橋脚の最大復元力 H_{lu}^p で無次元化を行っている。ここで、等価水平復元力合力は橋脚頂部の復元力モーメントを等価高さ h_I^{eq} を用いて等価な水平復元力に換算して水平復元力に付加したもので次式で定義される⁶⁾。

$$H_{I\Sigma}^{eq} = \sqrt{\{(F_{Ix} + M_{Iy} / h_I^{eq})\}^2 + \{(F_{Iy} - M_{Ix} / h_I^{eq})\}^2} \quad (8)$$

連続高架橋加振実験では、実験、解析ともに各橋脚の応答変位は上部構造を介して連結されていることによりほぼ同一であるが、図-8 に示すように軸力比(表-1 参照)の大きい中央橋脚 P2 が 13.7s で最初に復元力の限界値に到達する。続いて端部橋脚 P3, P1 がそれぞれ 14.2s, 14.6s で限界値に到達している。この限界値に到達後、実験、解析ともに図-7 のように橋軸直角方向変位が増大していくことから、Pushover 解析により定められた水平復元力の限界値 H_{lu}^p が工学的にもほぼ終局状態の開始を表すと考えられる。また、この限界値に到達し橋脚が終局状態にある 15s 付近までは、FE 解析による等価復元力合力ならびに橋脚頂部変位は実験結果を良く再現している。しかし、15s 以降の終局状態から倒壊状態へ至る軟化領域においては、実験に比べ解析による橋

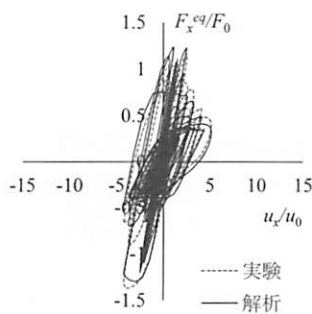


(a) 実験

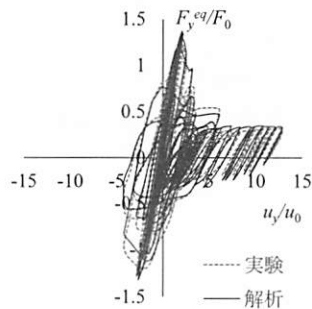


(b) 解析

図-9 鉛直軸力の変動

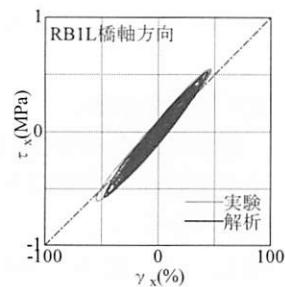


(a) 橋軸方向

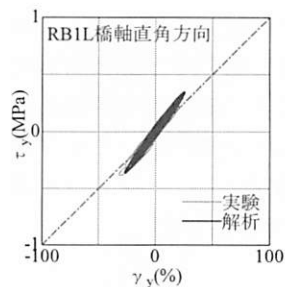


(b) 橋軸直角方向

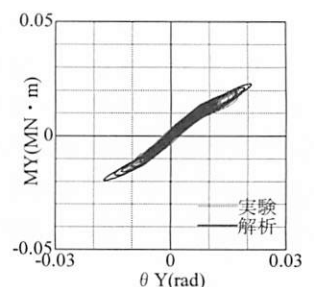
図-10 等価水平復元力
ー水平変位関係



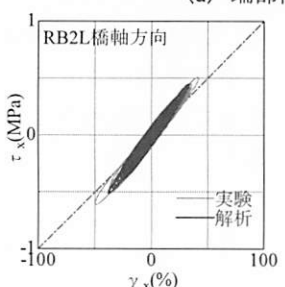
① 橋軸方向



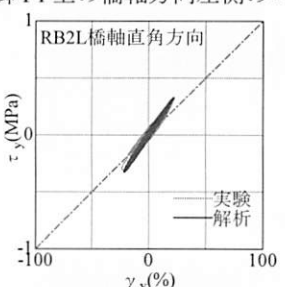
② 橋軸直角方向



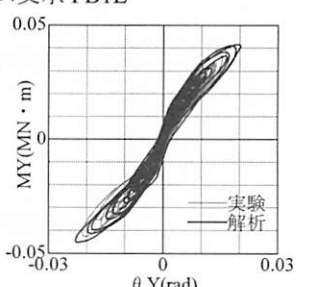
③ 橋軸直角軸まわり



① 橋軸方向



② 橋軸直角方向



③ 橋軸直角軸まわり

(b) 端部橋脚 P2 上の橋軸方向左側のゴム支承 PB2L

図-11 ゴム支承の平均せん断応力ーせん断ひずみおよびモーメントー相対回転角関係

脚基部の局部座屈変形の進行が早く(図-13 参照), 図-8 のように復元力合力の低下率も大きい. このため, 橋脚頂部の振動中心が図-7 のように解析では 17s 付近で橋軸直角方向に急激に移動して倒壊に至るのに対し, 実験での変位の増加は遅く, 30s 以降に逆方向に増大して倒壊する. 各橋脚に作用する鉛直軸力の変動を図-9 に示す. 図-9 によると実験, 解析ともに加振に伴い初期軸力の大きい中央橋脚での軸方向の局部座屈変形が両側の橋脚に先行することで, 中央橋脚から両側の端部橋脚への軸力の再配分が生じている. この挙動は解析でも再現されているが実験に較べ軸力の再配分がやや早く進行する. これは先に述べたように解析では座屈変形の進行が速いためである. この原因をより詳細に見るため, 加振実験で実測された P2 橋脚頂部の圧縮力 F_{2z} , 2 方向の水平変位成分 (δ_{2x}, δ_{2y}), 3 方向のモーメント成分 ($M_{2x}, M_{2y}, 0$) (ねじりモーメント成分は $M_{2z} = 0$ であるので零とした) を橋脚の FE モデルに載荷して求めた等価復元力成分と水平変位成分の履歴関係を実測されたものと図-10 に比較した. これから, 解析による履歴曲線は, ピーク点までは実験と良く一致しているが, ピーク点を越えた軟化領域では復元力の低下が FE モデルでは顕著になる. この差が最終的な橋脚挙動の差に影響を与えたと考えられる.

(2) ゴム支承の挙動

中央橋脚 P2 ならびに端部橋脚 P1 上の橋軸方向左側のゴム支承の平均せん断応力ー平均せん断ひずみ

関係と橋軸直角軸まわりのモーメントー相対回転角の関係について実験と解析とを比較して図-11 に示す. なお, 平均せん断応力 τ_x, τ_y はゴム支承に作用するせん断力を初期断面面積で除した値, 平均せん断ひずみ γ_x, γ_y は相対水平変位をゴム層の総厚で除した値として定義している. これらのゴム支承の応答に関しても実験と解析はよく一致していることが確認できる. 非線形性を示す曲げ挙動についても解析は精度よく実挙動を表していることがわかる. なお, 解析でのゴム支承への作用力およびモーメントは, バネ要素とダッシュポット要素の内力の和として算定した.

(3) 橋脚の鋼材の構成則モデルの改良について

本章の(1)の検討からわかるように, 現在の三曲面モデルを導入した FE モデルを用いると, 連続高架橋における橋脚の終局状態(水平復元力のピーク点をやや超えやや荷重が低下する状態)までの挙動は精度よく解析できる. しかし, 各橋脚の等価復元力合力がピーク点を超えた後の領域では, 解析は実験と異なり軟化挙動が顕著で橋脚の水平変位が急増し倒壊に至るなど実際の挙動が十分に表されていない. さらに, 最終的な倒壊方向も実験とは逆になる. これは, すでに明らかにした単柱橋脚の加振による終局から倒壊に至る挙動が FE モデルで精度よく解析できるという図-12の事実⁹⁾とは異なっている. このように解析精度に差が生じた主たる原因としては倒壊に至るまでに単柱橋脚と高架橋脚が受けた

塑性履歴の大きさの差異が考えられる。高架橋の加振実験では橋脚間の相互作用による荷重再配分で橋脚基部の広い範囲で多くの塑性履歴を受け、基部に図-13のようにほぼ軸対称の提灯座屈が発生した後徐々に倒壊した。一方、単柱の加振実験では図-12に示すように橋脚基部の縁端部に局部座屈変形が

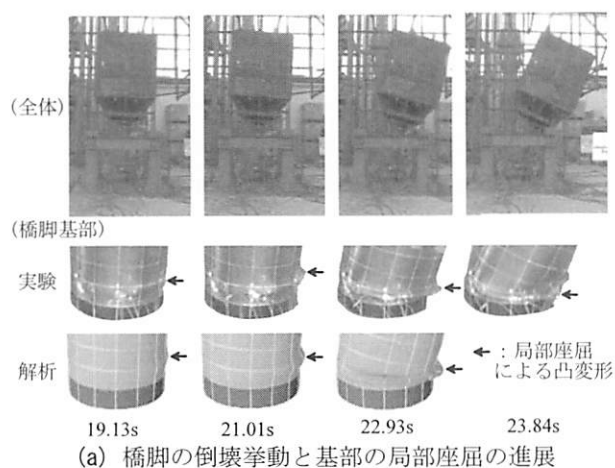


図-12 単柱橋脚の加振による橋脚の倒壊挙動

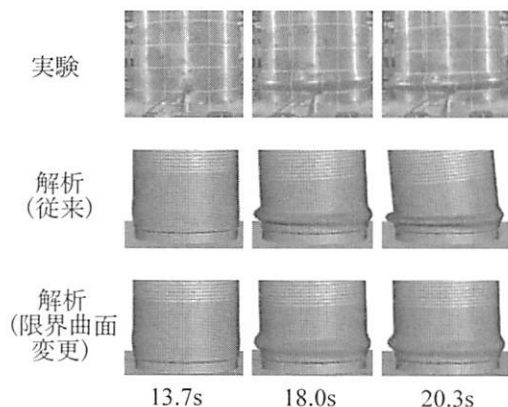


図-13 高架橋の加振による中央橋脚 P2 の変形状態

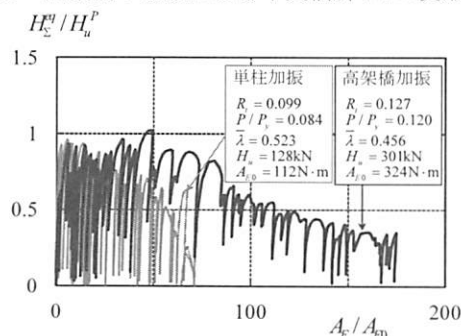


図-14 橋脚の等価水平復元力合力－吸収エネルギー関係

生じると、片側の縁端部の限られた領域のみで座屈変形が急増し倒壊するので、受ける塑性履歴は少ない。このような両者の塑性履歴の大きさの差異は図-14に示す連続高架橋中央橋脚P2の等価復元力合力－吸収エネルギーの関係と単柱橋脚の関係との比較からも確認できる。

以上から、鋼製橋脚が大きな塑性履歴を受ける場合の軟化域での解析精度を向上するために、従来十分な検討が行われていない有効相当塑性ひずみが大きい領域での三曲面モデルの改良を行う。現行の構成則では橋脚のピーク点以降の軟化域勾配が過大に評価されるので、有効相当塑性ひずみが大きい領域で硬化係数が過小に評価されないように三曲面モデルを変更する。すなわち、従来の構成モデルでは有効相当塑性ひずみが大きくなると硬化係数がゼロに漸近するように設定されているが、硬化係数の低減

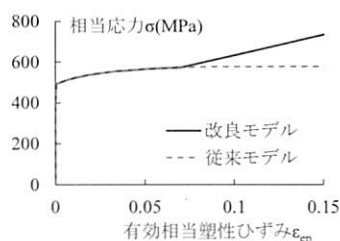


図-15 相当応力－有効相当塑性ひずみ関係

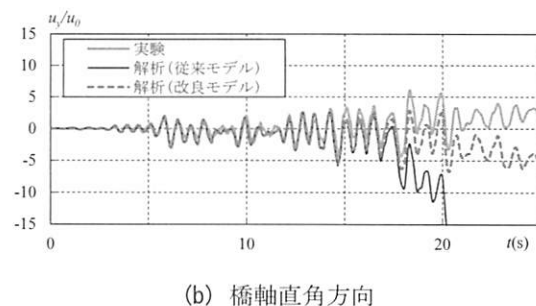
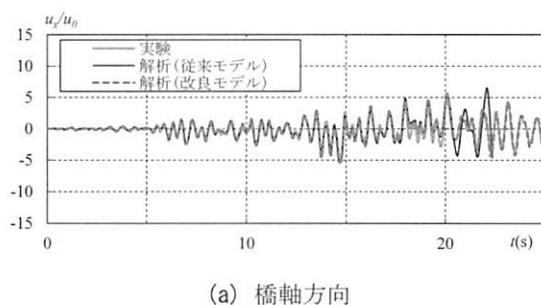


図-16 P2 橋脚頂部の水平変位 (限界曲面変更)

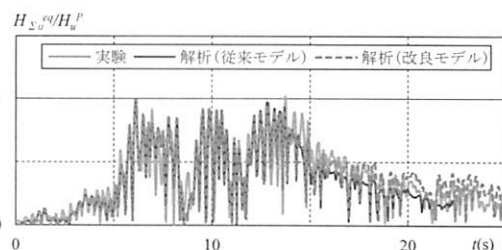


図-17 P2 橋脚頂部の等価水平復元力合力 (限界曲面変更)

を防ぐために有効相当塑性ひずみがある値以上になると硬化係数が一定の移動効果則に従うように変更した。それと同時に限界曲面を新たにこの点に設定し、応力点がこの点を越えると限界曲面が拡大するようにした。

ここでは、有効相当塑性ひずみが7%を越えた領域で移動硬化則に置換し、移動硬化係数を図-15のように2GPaに設定した場合の高架橋の解析を行ってみた。結果として図-16、図-17に中央橋脚P2の解析による頂部水平変位成分と等価水平復元力合力の時刻歴応答を実験結果と比較して示す。これより、有効相当塑性ひずみの大きな領域での現行の三曲面モデルにおける硬化係数の過小評価を改良することで、すべての解析値はより実験値に近づくことがわかる。今後、詳細な材料構成則のキャリブレーションを行うことでさらなる精度向上が期待される。

6. あとがき

無充填円形断面鋼製橋脚で支持された連続高架橋模型による水平2方向同時加振実験結果に基づき、終局挙動→倒壊における各構成要素間の相互作用の特性とこれらの相互作用を反映した精緻なFEモデルの構築について検討した。FEモデルでは、橋脚、上部構造は鋼材の構成則に三曲面モデルを導入した厚肉シェル要素で離散化した。ゴム支承は6自由度を独立した集中ばね要素とダッシュポットでモデル化し、応答の大きい成分については全体系の加振実験での支承の応答値に合うようにばね定数、減衰係数を決定した。他のばね要素については単体の載荷実験やFE解析で同定した。解析の結果、実験で得られた連続高架橋の終局状態までの橋脚、ゴム支承の挙動はほぼすべてFEモデルで精度よく解析できることを確認した。しかし、終局状態を超えた軟化域では、FEモデルでは軟化勾配が過大に評価され、水平変位が急増して高架橋が倒壊するなど実験での挙動が十分表せないことも明らかになった。このような傾向は過去の鋼製橋脚単柱の倒壊解析では見られなかった。この理由を検討した結果、連続高架橋では橋脚間の荷重の再配分現象が生じ、軟化領域に至るまでに橋脚が受ける塑性履歴は単柱実験に較べかなり大きいことが明らかになった。有効相当塑性ひずみの大きな領域では現行の三曲面モデルは硬化係数をやや過小評価する傾向があり、これが高架橋の解析で影響したと考えた。そこで、有効相当塑性ひずみがある値を超えると硬化係数が一定値になるようにモデルを変更し硬化係数が過小評価されることを防止した。その結果、鋼製橋脚の軟化域での解析精度

がかなり改善した。今後、詳細なキャリブレーションを行うことでさらに精度向上を計る予定である。

謝辞：本研究の一部は JSPS 科研費 23246084 による助成および(一社)日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成(重点テーマ研究)を受けた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) Goto Y., Wang Q.Y. and Obata M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled columns, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.124(11), pp.1290-1301, 1998.
- 2) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M. : Stability and Ductility of Thin-Walled Circular Steel Columns under Cyclic Bidirectional Loading, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.132(10), pp.1621-1631, 2006.
- 3) Goto, Y., Muraki, M and Obata, M. : Ultimate state of thin-walled circular steel columns under bidirectional seismic accelerations, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.135(12), pp.1481-1490, 2009.
- 4) Goto, Y., Ebisawa, T. Lu, X. and Lu. W. : Ultimate state of thin-walled circular steel columns subjected to biaxial horizontal forces and biaxial bending moments caused by bidirectional seismic accelerations, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.141(4), pp.04014122-1 -12, doi:10.1061(ASCE)ST.1943-541X.0001067, 2015.
- 5) Goto, Y.: Chapter 10 Seismic Design of Thin-Walled Steel and CFT Piers, *Seismic Design, Bridge Engineering Handbook (second edition)* edited by Wai-Fah Chen, Lian Duan, CRC Press Taylor & Francis Group, pp.337-379, 2014.
- 6) 後藤芳顕, 海老澤健正, 奥村徹, 松澤陽, 小畑誠, Jianzhong Li, Yan Xu : 水平2方向加振を受ける連続高架橋模型における橋脚, ゴム支承, 上部構造の連成とその終局挙動について, 第17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講演論文集, Vol.17, pp. 431-438, 2014.
- 7) 後藤芳顕 : 多方向同時加振実験による連続高架橋全体系の限界状態の解明と動的耐震照査法の確立, http://koso4.ace.nitech.ac.jp/Shaking_Table_Test/index.html.
- 8) Chen, Y., Feng, M. Q. and Soyoz, S.: Large-scale shake table test verification of bridge condition assessment method, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.134(7), pp.1235-1245, 2008.
- 9) 後藤芳顕, 海老澤健正, 水野剛規, Nguyen Van Bach : 鋼製橋脚の地震時倒壊挙動とその予測, 第17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講演論文集, Vol.17, pp. 439-446, 2014.