

ネットワーク技術を用いた異種橋脚を持つ単径間高架橋の 崩壊過程シミュレーション

Simulation up to collapse of a simply supported elevation bridge supported by two piers
made of different materials using network technology

山口隆司*, 永田和寿**, 岸本吉弘***

Takashi Yamaguchi, Kazutoshi Nagata, Yoshihiro Kishimoto

* 博士 (工学) 大阪市立大学大学院講師 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 工修 京都大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

***工修 大阪市立大学大学院後期博士課程 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

The purpose of this study is to evaluate the damage to a simply supported elevation bridge supported by a steel pier and a RC pier under a severe earthquake by using a network technology. It was reported that some steel piers connected with RC piers through the bridges supported by them were severely collapsed at Hyogoken-Nambu earthquake. The reason of the severe collapse of these steel piers is lack of the consideration of the interaction behavior of these bridge piers made of different materials in their design. In this study, to evaluate the interaction behavior, a new simulation method using the network technology has been developed. Applying the developed simulation method to an elevated bridge supported by the steel and RC piers, the behavior up to the collapsing of the elevated bridge is discussed.

Key Words: Collapse simulation, Earthquake-resistant design, pseudo-dynamic test, network technology

キーワード：崩壊過程シミュレーション, 耐震設計, 仮動的実験, ネットワーク技術

1. はじめに

地震国である我が国において、構造物を設計する上でその耐震性を考慮することは不可欠であり、各種の設計基準において、その設計法が詳細に規定・記述されている^{1),2)}。例えば、道路橋示方書では、地震の発生確率、海洋型地震か直下型地震かといった種別、および地盤条件によって設計地震動を区分し、対象構造物の重要度に対して、損傷をどの程度までに抑えるべきかといった目標耐震性能が示されている。そして、これを満足させるように設計する方法が示されている。本研究で対象とする高架橋のように複数の橋脚と上部構造からなる桁橋などについては、固有周期に着目した設計振動単位という概念を導入し、振動単位に対して耐震性を検討することになっている。すなわち、これらの基準では、振動単位に分割された橋脚などの単体の構造物を対象としており、橋梁全体をシステムとして捉え、上部構造とそれを支持するすべての橋脚との間の非弾性領域における相互作用までも考慮したシステムとしての耐震性の検討にまで踏み込んでいない。しかし、地震時における構造物の損傷をより的確に予測・検討し、耐震性の高い構造物を合理的に建設していくためには、鋼製橋脚の座屈、RC 橋脚のコンクリートの剥離や圧壊といった構

成構造要素単体としての崩壊過程の検討以外に、構造システム全体としての崩壊過程の検討も重要である。そのためには、単体構造要素間の相互作用の影響を明らかにする必要がある³⁾。特に、構造システム全体を対象として捉えた場合、システムの挙動は、単体構造要素のみの場合と比較して、複雑化し、相互作用などの影響から非常に高い非線形性を呈することが予想される。そのため、構造要素単体を対象としたこれまでの解析手法や実験手法のみによって、システムとしての動的応答挙動を解明することは多くの困難を伴う。そこで、著者らは、構造システムを対象とした仮動的実験手法を、ネットワーク技術を利用し、分散環境下で行える新しい仮動的実験システムを開発し、その有効性を確認してきている^{4),5)}。文献4)では、大阪市立大学と京都大学とのそれぞれが有する既存の載荷装置を、ネットワーク技術により結合し、構築したインターネット並列ハイブリッド(仮動的)実験システムについて紹介されている。このようなネットワーク技術を利用した仮動的実験システムは、接続できる載荷実験システムの数には制限がなく、大規模構造システムにも対応が可能であるという特長を有している。一方、米国では、1999 年から NEES (Network for Earthquake Engineering Simulation) プ

プロジェクトが開始され、参加研究機関の実験装置の更新、これらの研究機関間での情報の共有（地震耐震工学に関するデータベースの構築）、ネットワークを用いた実験装置の遠隔操作の実現などが進められている。

本研究では、このような背景から、上部構造である主桁がもたらす橋脚間の相互作用を考慮した、単径間高架橋システムの地震時応答挙動を解明するための基礎的資料の収集を目的として、開発したネットワーク対応型並列仮動的実験システムによる地震時の崩壊シミュレーションを行っている。

また、ネットワーク技術を利用した仮動的実験システムの応用例として、同実験システムに載荷実験と FEM 解析とを組み合わせる手法を紹介し、その適用性についても検討している。この事例では、載荷実験の一部を FEM 解析に置き換えることから、大規模な構造システムに対しても、すべての構成要素に対して載荷実験を行う必要がなく、現実的な手法であり、実験におけるコストと手間とを省略することができるため、その有用性は非常に高いと思われる。

2. 対象高架橋システムとそのモデル化

2.1 概要

兵庫県南部地震では、鋼製橋脚と RC 橋脚とが隣接した箇所、鋼製橋脚と鋼製橋脚とが隣接している場合に比べて損傷が大きくなっていた^{9,7)}。これは当時の設計において構造要素間の動的相互作用を考慮していなかったことが主因と考えられる⁹⁾。そこで、本研究では、図-1に示す鋼製橋脚と RC 橋脚とが隣接した阪神高速道路3号神戸線の鋼製橋脚(P353)と RC 橋脚(P354)とで支持された単径間高架橋システムを検討の対象とした。対象とした高架橋は昭和39年の道路橋示方書に従って設計されており、耐震性は震度法によって検討されている。

兵庫県南部地震の際に観測された地震動は、最大で重力加速度の約0.8倍と、当時の設計震度として使用されている0.2程度の値に比べはるかに大きいものであり、当時の設計で想定される損傷状態を超えたより大きな崩壊が起こったと考えられる。

なお、以下において対象とした鋼製橋脚のための供試体および RC 橋脚のための供試体を、それぞれ Pier A および Pier B と表す。

2.2 供試体の設計

供試体の設計にあたっては、基本的には橋脚の寸法をそのまま縮小することとし、製作が困難となる部材については断面性能が変化しないよう、その寸法を一部変更した。RC 橋脚における鉄筋のモデル化については、地震時保有水平耐力法によって、地震時の荷重-変位関係が供試体と実橋脚とで等しくなるよう鉄筋径の決定および配置を行った。相似率の設定については、載荷装置に納まる範囲で設定した。設定した相似率は、鋼製橋脚（大阪市立大学）および RC 橋脚（京都大学）で、それぞれ 1/6 倍および 1/7

倍である。供試体設計時に考慮した主な設計変数と供試体の概要図とをそれぞれ表-1および図-2に示し、供試体の製作に用いた材料の材料試験結果を表-2に示す。これらの結果から、使用した材料は保証強度を満足しており、使用材料に特に問題はなかった。

2.3 上部構造のモデル化

単径間高架橋における橋脚間の動的相互作用を評価する上で、両橋脚を連結する上部構造をどのようにモデル化するか問題となる。本研究では、上部構造を水平面内橋軸直角方向のバネとダッシュポットとに置き換えることとし、バネ定数と減衰定数とを設定した。バネ定数については、上部構造の FEM モデルを設定し、弾性解析から得られる弾性剛性値 k_g を用いた。これは、上部構造の橋軸直角方向の剛性が橋脚に比べかなり大きく強地震下においても弾性応答を示すと考えられるためである。バネ定数設定のために用いた FEM モデルを図-3に示す。FEM モデルでは、対象橋梁を忠実に再現し、横構、対傾構もモデル化している。FEM モデルで用いた要素の種類と要素分割の概要を表-3にまとめる。また、解析で与えた材料定数を表-4に示す。

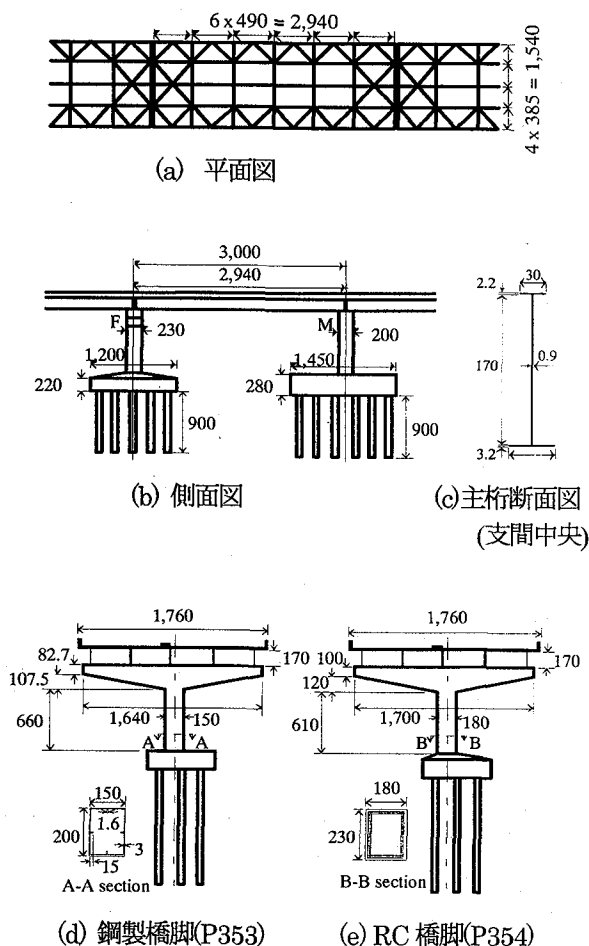
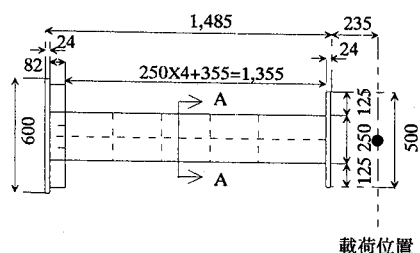
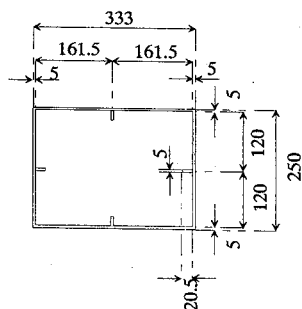


図-1 対象高架橋システムの概要（寸法単位：cm）

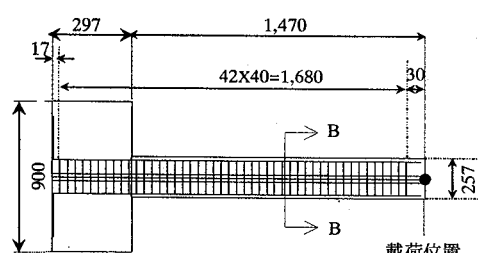


i) 側面図



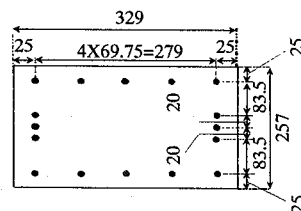
ii) 断面図 (A-A 断面)

(a) Pier A (鋼製橋脚供試体)



i) 側面図

● : 鉄筋



ii) 断面図 (B-B 断面)

(b) Pier B (RC 橋脚供試体)

図-2 供試体の概略図(寸法単位:mm)

表-1 供試体製作時に考慮した主な設計変数⁹⁾

橋脚	設計変数	実橋脚	供試体
Pier A	縦補剛材の γ/γ^*	フランジ	0.684
		ウェブ	1.001
	補剛板の幅厚比, パラメータ $\sqrt{\sigma_Y/\sigma_{cr}}$	フランジ	0.57
		ウェブ	0.685
Pier B	鉄筋比 (%)	0.756	0.639

γ : 縦補剛材の剛比, γ^* : 弾性座屈理論に基づく縦補剛の必要最小剛比, σ_Y : 降伏点, σ_{cr} : 構成補剛板の弾性座屈応力度

表-2 材料試験結果の概要

橋脚	材料	種類	ヤング率 (N/mm ²)	降伏ひずみ	降伏点 (N/mm ²)
Pier A	鋼材	SM490	2.12×10^5	1.75×10^{-3}	371.7
Pier B	コンクリート	早強	2.72×10^4		
	主鉄筋	SD295, D10	2.01×10^5	2.03×10^{-3}	408.1
	横拘束筋	SD295, D3	2.38×10^5	1.59×10^{-3}	378.1

表-3 上部構造の FEM モデルの分割の詳細

部材	方向	分割数	要素
主桁	橋軸	124	4 節点
	橋軸直角 (フランジ)	8	3 次元
	鉛直	10	シェル要素
横構および対傾構			2 節点梁要素
床版	橋軸	124	8 節点
	橋軸直角	48	3 次元
	鉛直	7	連続体要素
地覆		2	

表-4 上部構造の解析に用いた材料定数

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼板	2.06×10^5	0.300
鉄筋	2.06×10^5	0.300
コンクリート	2.60×10^4	0.150

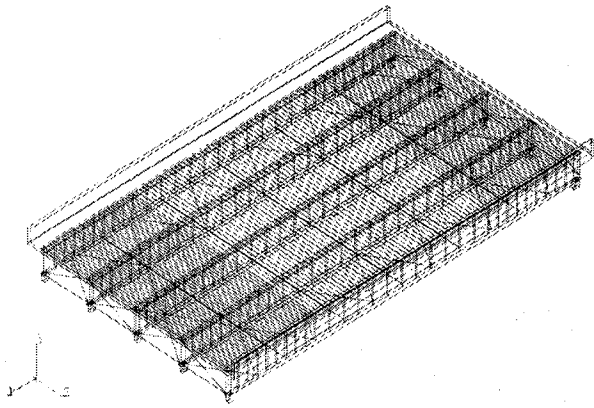


図-3 上部構造のFEMモデル

なお、橋軸直角方向への変形に関する支承の境界条件は、桁端部の支承位置を固定端とし、他端の桁端部の支承位置において橋軸直角方向に同じ水平強制変位を与えることとした。そして、これにより得られた桁端での橋軸直角方向水平反力と強制変位の関係から、式(1)で定義した水平面内の弾性剛性 k_g を求めた。

$$\text{弾性剛性} \quad k_g = P_g / \delta_g \quad (1)$$

ここに

P_g : 固定端での反力の合計 (kN)

δ_g : 与えた強制変位 (cm)。

FEM 解析により得られた上部構造の橋軸直角水平方向における弾性剛性値は 147.9kN/cm である。

3. 橋脚要素単体としての構造特性

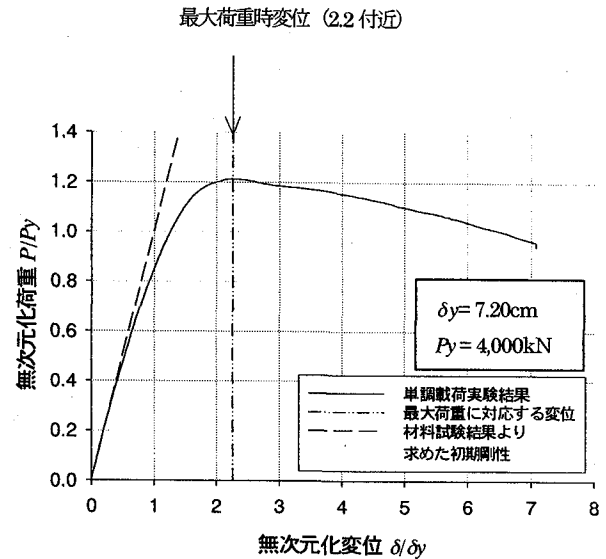
各橋脚供試体の力学的特性を明らかにするために、単調載荷試験を行った。載荷は、上部構造重量に相当する軸方向力を一定に保ちながら、図-2に示す供試体頂部の載荷点に水平変位を漸増載荷した。

各橋脚供試体の荷重-変位曲線を図-4に示す。ここで、Pier A の荷重および変位は、材料試験結果から求めた材料定数を用いて計算される降伏荷重および降伏変位によってそれぞれ無次元化している。また、Pier B については、橋脚を複鉄筋梁とした時、鉄筋に降伏応力が生じるときの荷重および変位を、それぞれ鉄筋降伏荷重および鉄筋降伏変位として、それらの値により荷重および変位を無次元化している。

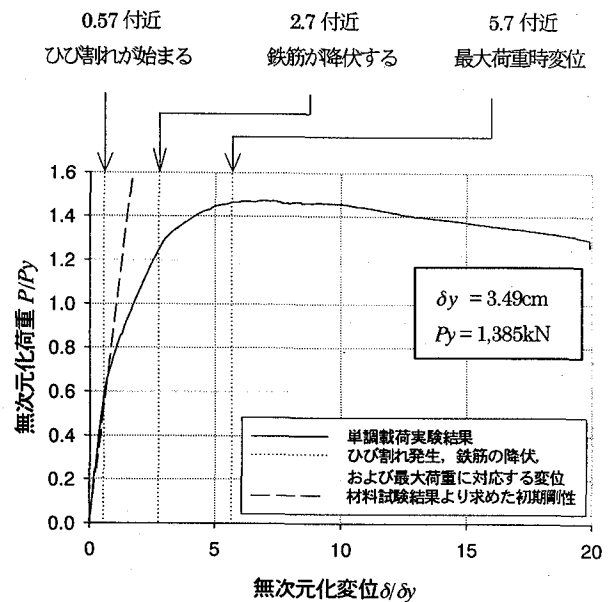
Pier A については、降伏変位付近で荷重-変位曲線の傾きが徐々に小さくなっており、鋼板の降伏が始まっているものとみられる。また、その後、変位が降伏変位の2倍程度になった頃、圧縮側の最も基部に近いパネルの補剛フランジ面においてパネルの全体座屈が観察された。さらに載荷を進めるとウェブ面においても縦補剛材の位置を節とする局部座屈が発生した。なお、これらの座屈については、供試体設計時に検討した幅厚比パラメータから予測されるモードと同一であった。

Pier B については、鉄筋が降伏したとみられる変位までは単調載荷実験で求められる剛性と単鉄筋モデルとして求めた剛性とがほぼ等しくなっている。ただし、降伏変位の0.6倍程度の変位より大きな変位に対しては剛性の低下がみられる。これは、鉄筋の降伏荷重に比べコンクリートのひび割れ荷重が小さいことを考えれば、コンクリートのひびわれが起こったためと考えられる。

なお、鉄筋とフランジ面表面とに変位計を設置し、その変位量の違いにより鉄筋の抜け出しが起こっていないかについても検討したが、鉄筋のコンクリートからの抜け出しは認められなかった。



(a) Pier A



(b) Pier B

図-4 単調載荷実験における荷重-変位曲線

4. 高架橋システムとしての崩壊シミュレーション

4.1 モデルの設定

対象とした単径間高架橋システムの兵庫県南部地震における崩壊過程をシミュレートするため、著者らによって開発されたネットワーク対応型仮動的実験システムを用いた。本システムを用いることで、複数の構造要素の復元力特性を参照することができ、高架橋システムとしての応答がシミュレートできる。

本システムの概要と本システム適用のための高架橋システムのモデル化とを図-5および図-6にそれぞれ示す。ここでは、図-6に示すように、対象とした単径間高架橋システムを、橋軸直角方向に変形する2自由度モデルとしてモデル化し、各橋脚の復元力特性を載荷実験によって求めることにした。ただし、対象とした高架橋システムのモデル化にあたっては、隣接径間では同種の橋脚が並んでいること、復元力特性の異なる異種橋脚からなる高架橋システムにおいて、その復元力特性の差異による影響に注目していることなどの点から、ここでは、簡単のため、隣接径間を無視してモデル化している。

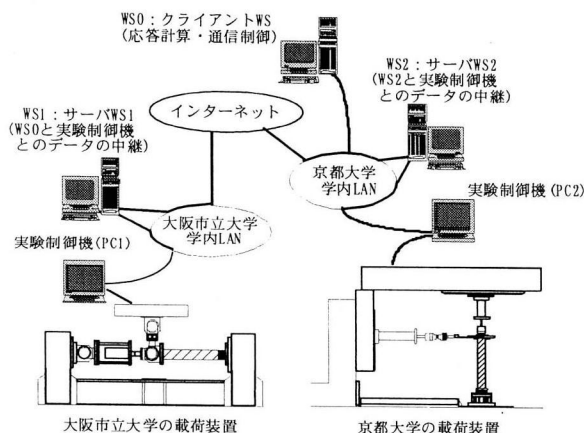


図-5 ネットワーク対応型仮動的実験の概要

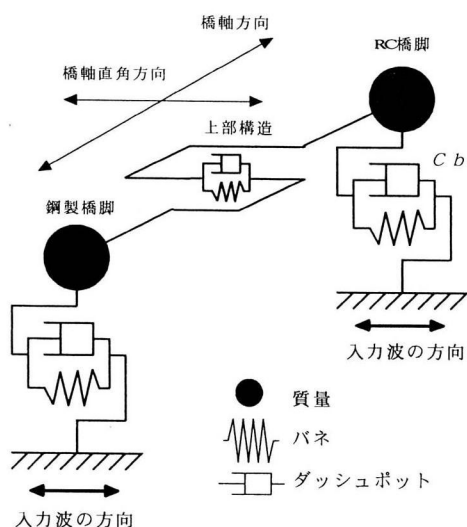


図-6 高架橋システムの2質点系モデル

また、支承については、橋軸直角方向の応答を対象とすることから、上部工と橋脚は剛結されているものと仮定している。

対象としたモデルの支配運動方程式を式(2)に示す。運動方程式の解法にあたっては、中央差分法を用いた。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F = -M\ddot{Z} \quad (2)$$

ここに、

$$\text{質量行列 } M = \begin{pmatrix} m_a & 0 \\ 0 & m_b \end{pmatrix}, \quad (3)$$

$$\text{減衰定数行列 } C = \begin{pmatrix} c_a + c_g & c_g \\ c_g & c_g + c_b \end{pmatrix}, \quad (4)$$

$$\text{復元力ベクトル } F = \begin{pmatrix} f_a + k_g \cdot (x_a - x_b) \\ -k_g \cdot (x_a - x_b) + f_b \end{pmatrix}, \quad (5)$$

$$\text{速度ベクトル } \dot{X} = \begin{pmatrix} \dot{x}_a \\ \dot{x}_b \end{pmatrix}, \quad (6)$$

$$\text{変位ベクトル } X = \begin{pmatrix} x_a \\ x_b \end{pmatrix}, \quad (7)$$

$$\text{入力加速度ベクトル } \ddot{Z} = \begin{pmatrix} \ddot{z} \\ \ddot{z} \end{pmatrix}. \quad (8)$$

ここで、 m , c , x , f および $\cdot$ は、それぞれ質量、減衰定数、水平変位、橋脚の復元力、および時間微分を表している。変数の添え字 a , b および g は、それぞれ2本の橋脚 (Pier A, Pier B)、および上部構造を表している。また、 k_g は上部構造の剛性である。

本システムにおける通信は、インターネット上で一般的なTCP/IPプロトコルを用いている。

入力地震波には、対象高架橋システムの立地場所に近いJR 鷹取駅で観測された地震波(NS波)の修正波を用いた。用いた地震波の方向の選択にあたっては、対象高架橋システムの橋軸方向となるべく一致する方向の地震波を選択している。

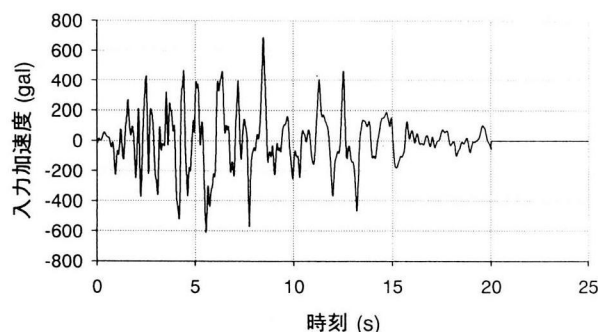


図-7 入力地震加速度波 (JR 鷹取駅, N-S 波)

実験ケースとしては、橋脚と上部構造との動的相互作用に注目することから、表-5に示す2つの実験ケースを設定した。それぞれの実験ケースで設定した2質点系モデルの各質量、減衰定数、および上部構造のパネ定数を表-6に示す。

表-5 実験ケース

Case	動的相互の考慮	上部構造種類
1	なし	上部構造1
2	あり	上部構造2

表-6 構造物の諸元 (実橋脚レベル)

構造要素	質量 (kg)	減衰定数	弾性剛性 (kN/mm)
Pier A	4.92×10^5	0.02	5.51×10^1
Pier B	5.58×10^5	0.05	3.77×10^1
上部構造1	4.84×10^5	0	0
上部構造2	4.84×10^5	0.03	1.48×10^1

4.2 橋脚相互の連結の影響

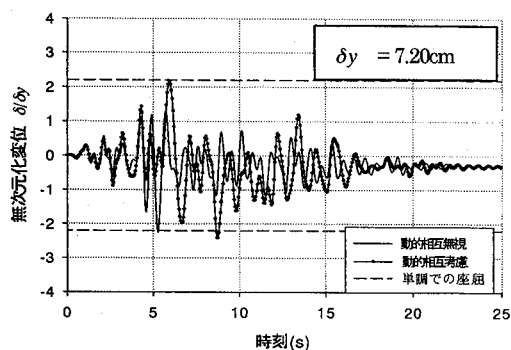
それぞれの橋脚における水平変位の時刻歴を図-8 (a) と図-9 (a) に、また地震動によって発生する水平荷重と水平変位の関係を図-8 (b) と図-9 (b) に示す。図中には、単調載荷実験で得られた代表的な変位 (鋼板の局部座屈が発生する変位、鉄筋が降伏する変位およびRC供試体の最大荷重時の変位) も比較のために示している。なお、荷重、および変位とも実橋脚レベルに換算している。

また、最大応答変位の結果を表-7にまとめている。表中の最大変位の増減は、橋脚相互の影響のない場合から影響を考慮した場合の最大絶対変位の差をとり、それを影響のない場合の絶対最大変位で除し%表示したものである。

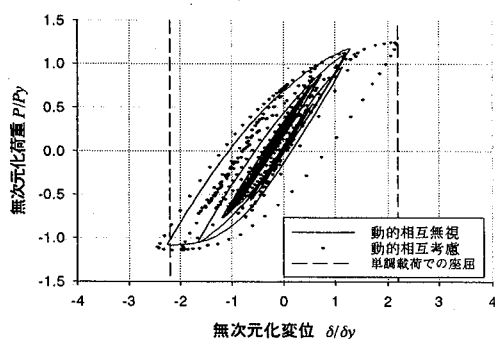
鋼製橋脚をモデル化した Pier A では、橋脚相互の連結による影響がない場合、最大応答変位は単調載荷時の座屈水平変位とほぼ等しい。また、その後の荷重の低下が認められ、局部座屈の発生が予想される。しかしながら、その低下はそれほど顕著ではなく、崩壊は軽微といえる。一方、橋脚との上部構造の連結による影響を考慮した場合では、最大応答変位が単調載荷実験時の座屈発生変位を大きく超えており、水平荷重-変位曲線において明確な荷重の低下も認められる。なお、フランジにおいて局部座屈の発生も認められた。

一方、RC 橋脚をモデル化した Pier B では、橋脚相互の連結の有無に関わらず、最大変位は単調載荷時の最大荷重時の変位を超えている。すなわち、剛性の高い鋼製橋脚の応答が、剛性の低い RC 橋脚の応答によって大きくなり、逆に、剛性の低い RC 橋脚の応答が、剛性の高い鋼製橋脚の応答によって小さくなっていることがわかる。

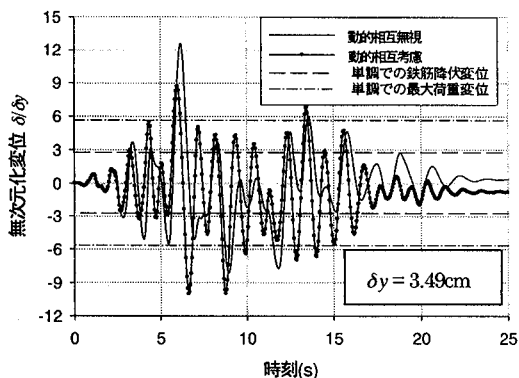
また橋脚相互の影響がないとした場合の各橋脚供試体の残留変位は、ほぼ0であったのに対し、橋脚相互の影響を考慮した場合には各橋脚供試体にほぼ等しい残留変形が残った。



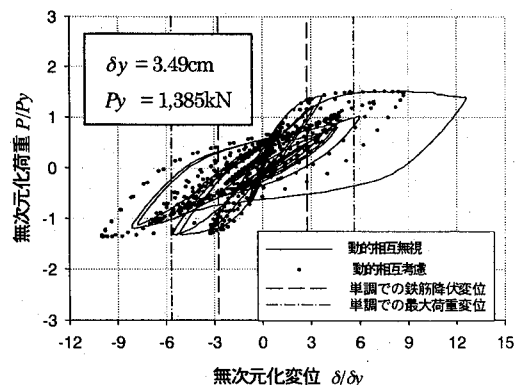
(a) 変位時刻歴曲線



(b) 荷重変位曲線
図-8 Pier A の応答



(a) 変位時刻歴曲線



(b) 荷重変位曲線

図-9 Pier B の応答

表-7 橋脚相互の影響が橋脚の耐震性に及ぼす影響（実橋脚レベル）

橋脚	橋脚相互の影響	最大変位(cm) (時刻(秒))	最大変位の増減(%)	最大荷重(kN)
Pier A	なし	9.223(5.72秒)	8.27	4894.7
		-16.21(5.27秒)		-4579.4
	考慮	15.78(5.93秒)		4915.0
		-17.55(8.73秒)		-4116.2
Pier B	なし	44.03(6.18秒)	-20.6	2091.8
		-28.37(8.93秒)		-1895.4
	考慮	30.54(5.99秒)		2015.9
		-34.94(6.62秒)		-1856.9

4.3 単径間高架橋としての崩壊シミュレーション

各ケースにおいて損傷が起こった順を表-8および表-9にまとめる。橋脚相互の影響がない場合では、Pier Bの鉄筋の降伏、Pier Aの鋼材の降伏、Pier Bのコンクリートの圧壊、およびPier A基部鋼板の座屈の順に損傷が発生している。

一方、橋脚相互の影響を考慮した場合では、まずPier Bの鉄筋の降伏、コンクリートの圧壊が進んだ後に、その影響を受けてPier Aの鋼材の降伏、基部鋼板の座屈という過程をたどっている。また、全体として橋脚相互の影響を考慮した場合の方が、損傷が進展していることがわかる。すなわち、ある構造システムの崩壊過程は、それに含まれる構造要素の、剛性などに代表される振動特性に大きく影響を受けるものと考えられ、崩壊過程の解明にあたっては、相互作用を考慮したシステムとしての挙動の把握が重要であることがわかる。

表-8 単径間高架橋システムの崩壊過程（橋脚相互の影響なし）

時刻(s)	橋脚	崩壊の内容
3.19	Pier B	鉄筋の降伏
4.39	Pier A	鋼材の降伏
5.78	Pier B	コンクリート圧壊のはじまり
8.66	Pier A	基部の座屈

表-9 単径間高架橋システムの崩壊過程（橋脚相互の影響考慮）

時刻(s)	橋脚	崩壊の内容
1.71	Pier B	鉄筋の降伏
2.79	Pier B	コンクリート圧壊のはじまり
3.88	Pier A	鋼材の降伏
5.86	Pier A	基部の座屈

4.4 橋脚供試体と実橋脚との損傷状態の比較

実験供試体の損傷状態と実対象橋脚の損傷状態との比較を図-10および図-11にそれぞれ示す。

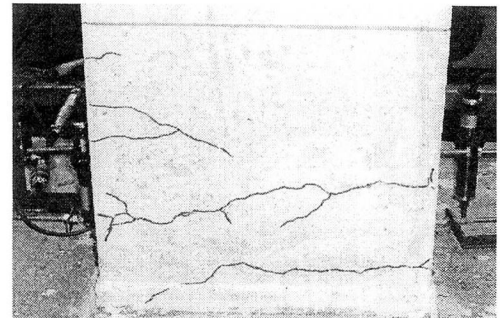
これらの図の比較から、基部の損傷については、鋼製橋脚において実橋脚の方が大きくなっており、RC橋脚においても実橋脚の方がやや損傷が大きくなっている。鋼製供試

体の損傷の様子は基部付近における局部座屈であり、これは実橋脚で見られた座屈の様子と一致している。実験によって見られた損傷の方が、実際の損傷よりもやや小さくなっている理由としては、高架橋システムをモデル化した際に、考慮しなかった隣接径間や支承条件などの影響と考えられる。

残留変位については、実構造物では、鋼製橋脚の残留変位がRC橋脚の残留変位より目立って大きくなっていた。しかしながら、実験では、残留変位が鋼製橋脚供試体とRC供試体の間でほぼ等しくなっている。これは、橋脚相互間を弾性バネによって連結する上部構造モデルを採用したためと思われる。したがって、橋脚の残留変形までを考慮する場合には、杓などの連結部材の挙動についても検討し、再現する必要があると考えられる。

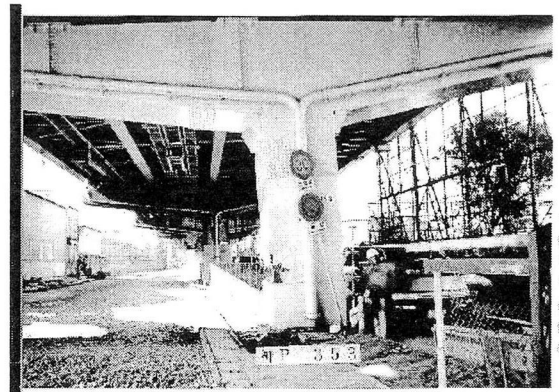


(a) Pier Aの基部付近の座屈変形



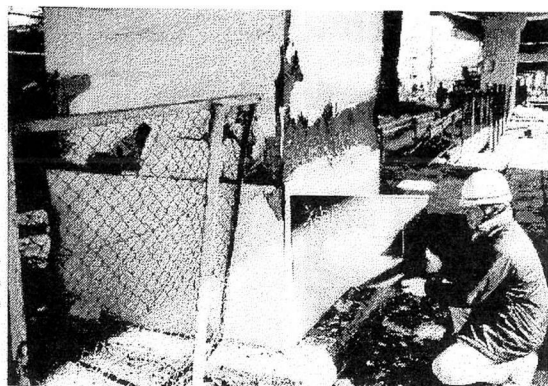
(b) Pier Bの基部付近（フランジ面）ひび割れ状況

図-10 供試体の損傷状況



(a) 鋼製橋脚 P353 の全景

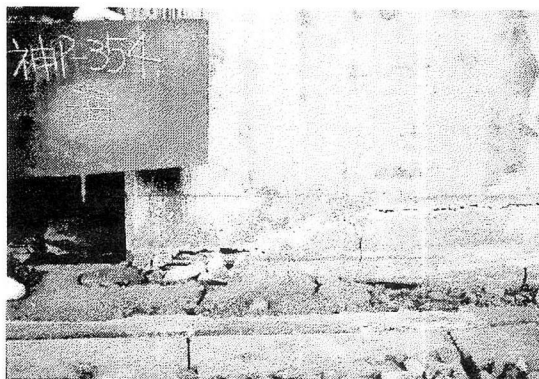
図-11 対象橋脚の損傷状況



(b) 鋼製橋脚 P353 の基部付近の座屈変形



(c) RC橋脚 P354 の全景



(d) RC橋脚 P354 の基部付近（フランジ面）ひび割れ状況

図-11 対象橋脚の損傷状況（続き）

5. ネットワーク対応型仮動的実験システムの応用事例

これまで、著者らはネットワーク対応型仮動的実験として、複数の荷重実験装置をインターネットで接続し、構造物システムの動的応答挙動の解明を行ってきた。このネットワーク対応型仮動的実験システムでは、このように複数の実験装置を用いる手法以外にも、一部の荷重実験装置を解析に置き換えた仮動的実験システムも実行可能である。前節で対象とした高架橋システムに対して適用した場合の模式図を図-12に示す。鋼製橋脚の復元力特性を荷重実験ではなく、鋼板の局部座屈を考慮した静的弾塑性有限変位解析から求めるようになっている。荷重実験の一部を

解析に置き換えることにより、実際に実験を行うことなく、簡便に構造物の崩壊過程を検討することも可能であり、ネットワーク対応型仮動的実験システムの有用性を示していると思われる。

そこで、ここでは、前節で対象とした単径間高架橋システムを対象に、図-12に示すように荷重実験システムの一つを有限要素解析に置き換えた仮動的実験システムを構成し、その適用可能性について検討した。

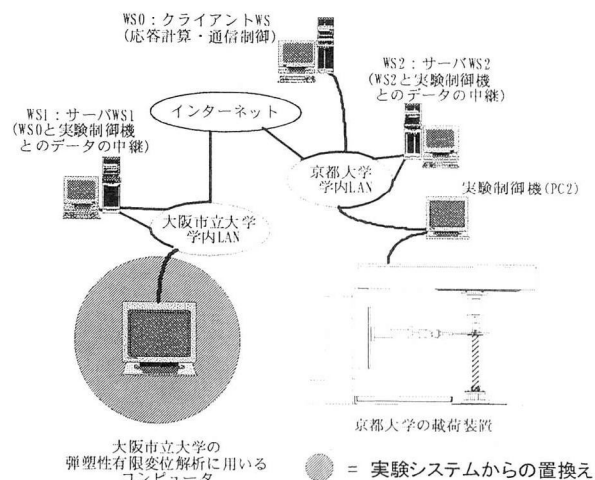


図-12 荷重実験と弾塑性有限変位解析とを組み合わせたネットワーク仮動的実験システムの概要

5.1 鋼製橋脚のための解析モデルの設定

設定した鋼製橋脚解析モデルの要素分割の状況を図-13に、その概要を表-10に示す。解析モデルの最も基部に近い部分については、局部座屈の発生を想定し、分割数を増やしている。解析に用いた材料定数は、表-2に示した材料試験結果を参照した。応力-ひずみ関係は完全弾塑性体とし、ひずみ硬化をおこさないものと仮定した。また、残留応力は考慮せず、初期たわみは文献(10)を参考に設定した（最大値は実橋脚レベルで0.15cmである）。

まず、設定した解析モデルの妥当性を検証するために、水平荷重荷重位置の節点に変位増分を与える、増分変位制御により解析を行った。得られた水平荷重と水平変位の関係を図-14に示す。図の横軸は水平変位、縦軸は水平荷重であり、比較のため、単調荷重実験の結果も示した。

解析結果と実験結果との終局強度の差異は主としてひずみ硬化の無視が原因と考えられる。解析では、基部に最も近い部分のパネルの要素に降伏が始まり、降伏が全体に進展した直後に剛性マトリックスのデターミナントがゼ

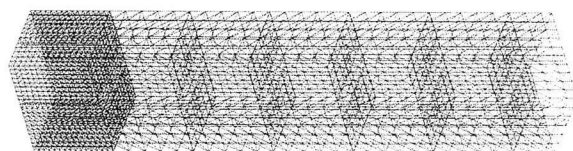


図-13 鋼製橋脚解析モデルの要素分割状況

表-10 鋼製橋脚解析モデルの分割の概要

場所	分割方向	分割数
最も基部側の パネル	脚の軸直角方向 (フランジ)	20
	脚の軸直角方向 (ウェブ)	12
	脚の軸方向	15
その他の パネル	脚の軸直角方向 (フランジ)	10
	脚の軸直角方向 (ウェブ)	6
	脚の軸方向	5

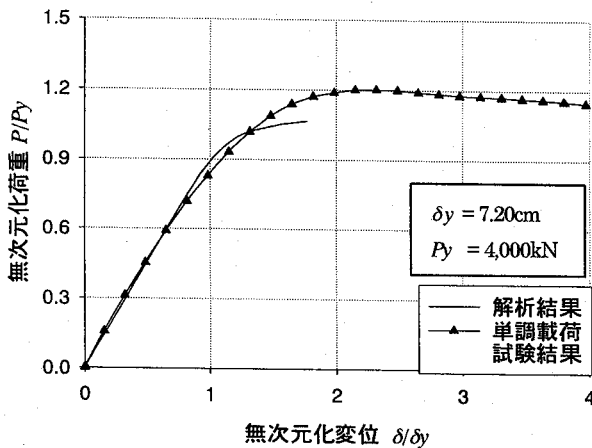


図-14 解析モデルと供試体との挙動の比較

口となり、収束解が求まらず解析が終了した。しかしながら、それまでの挙動が載荷実験の結果とよく一致しており、実験システムとしての有用性を確かめられるとの判断から、この解析モデルを仮動的実験においても使用した。

なお、解析には、板要素の弾塑性有限変位解析プログラムである USSP¹¹⁾ を用いた。また、設定した解析モデルについても Pier A と表す。

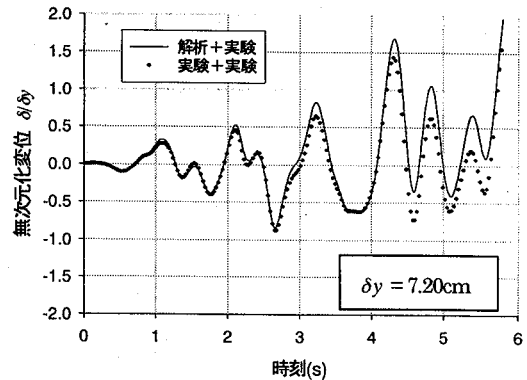
5.2 実験結果との比較

鋼製橋脚の復元力特性を弾塑性有限変位解析で求めた場合（解析－実験）と、載荷実験で求めた場合（実験－実験）との応答変位時刻歴曲線、および水平荷重と水平変位の関係を図-15に示す。

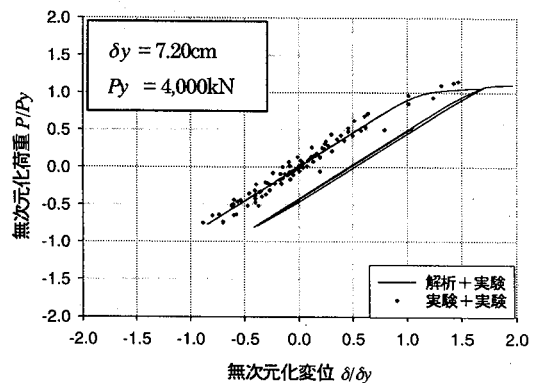
同図より、両者の時刻歴曲線、履歴曲線ともに、よく一致していることがわかる。ただし、単調載荷実験と単調載荷を想定した解析結果との差が顕著になり始める荷重レベル、および変位レベルから、両者において差異が見られている。これは、有限要素解析において、単調載荷実験による荷重・変位挙動を完全にシミュレートしていないためと考えられる。

このようなことから、鋼材のひずみ硬化を考慮するなど、解析モデルの検討が必要と考えられるが、すべてを載荷実験から得られる復元力特性に基づくのではなく、復元力特性の挙動の把握が解析により容易な構造要素に対しては、

仮動的実験における載荷実験を解析に置き換えることも可能であることを確認した。

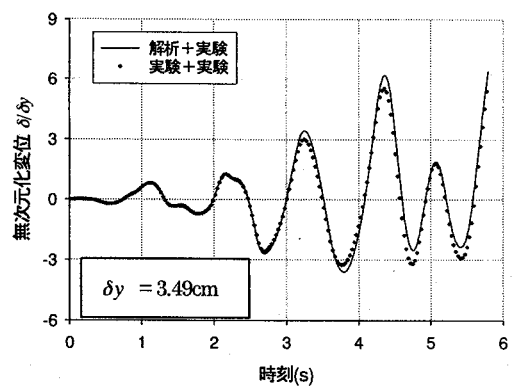


i) 時刻歴変位曲線



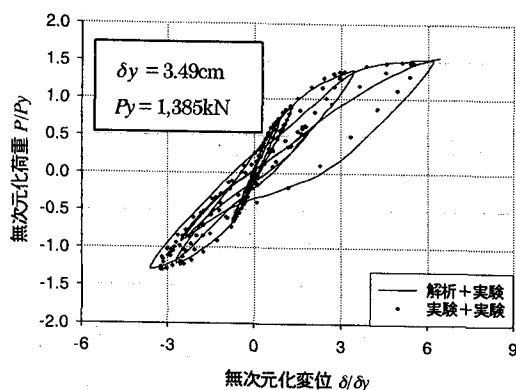
ii) 荷重変位曲線

図-15 復元力をすべて実験で求めた場合と、鋼製橋脚の復元力はFEM解析で求めた場合とのシミュレーション結果の比較 (Pier A)



i) 時刻歴変位曲線

図-16 復元力をすべて実験で求めた場合と、鋼製橋脚の復元力はFEM解析で求めた場合とのシミュレーション結果の比較 (Pier B)



ii)荷重変位曲線

図-16 復元力をすべて実験で求めた場合と、鋼製橋脚の復元力はFEM解析で求めた場合とのシミュレーション結果の比較(Pier B) (続き)

6. 結論

本研究では、兵庫県南部地震の際に、損傷の大きかったRC橋脚P354および鋼製橋脚P353で支持された高架橋を単径間高架橋システムとして取り出し、その高架橋システムの強地震下における崩壊過程を、ネットワーク対応型仮動的実験システムを用いて検討した。また、ネットワーク対応型仮動的実験手法の応用例として、載荷実験の一部を静的非線形有限要素解析に置き換えたネットワーク対応型仮動的実験を提案し、その適用可能性について検討した。これらの検討により得られた結論を以下に示す。

- (1) 鋼製橋脚およびRC橋脚の供試体のそれぞれに対し単載荷実験を行った結果、鋼製橋脚については、変位が降伏変位の2倍程度になった段階で、圧縮側の最も基部に近いパネルの補剛フランジ面においてパネルの全体座屈が観察された。さらに載荷を進めるとウェブ面においても補剛材位置を節とする局部座屈が発生した。RC橋脚については、その頂部の水平変位が降伏変位の0.6倍程度に大きくなるとコンクリートのひび割れ発生による剛性の低下が見られた。いずれも、実橋脚で観察される結果と合致していた。
- (2) ネットワーク対応型仮動的実験システムにより求められた高架橋システムの崩壊過程を、橋脚相互の影響を考慮した場合と無視した場合とについて比較した。橋脚相互の影響を考慮しなかった場合、RC橋脚の鉄筋の降伏、鋼製橋脚基部の塑性化の進展、RC橋脚のコンクリートの圧壊、鋼製橋脚基部の局部座屈の順に損傷が進展した。一方、橋脚相互の影響を考慮した場合、RC橋脚の鉄筋の降伏、コンクリートの圧壊、その後に鋼製橋脚の塑性化の進展、基部の局部座屈といった順に、まずRC橋脚の損傷が進んだ後に、その影響を受けて鋼製橋脚が損傷するという過程をたどった。また、損傷の進展は、橋脚相互の影響のない場合に比べ、橋脚相互の影響がある場合の方がその損傷は

早く進展した。したがって、構造システム全体の崩壊過程の再現にあたっては、非弾性領域における構造要素間の相互作用を考慮する必要があることがわかった。

- (3) 本研究で行ったシミュレーションの結果は、完全には実現象を再現できなかった。今後、さらに、高精度なシミュレーションを行うために、隣接径間の影響や支承条件を考慮した検討が必要である。
- (4) 鋼製橋脚の復元力特性を載荷実験の代わりに静的弾塑性有限変位解析により求める仮動的実験では、解析モデルにも依存するが、すべてを載荷実験で行った仮動的実験の結果とのよい一致が見られ、解析と実験とを組み合わせる手法の有効性を示すことができた。

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，1996. 12.
- 2) (財)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，鉄道総合技術研究所，1999. 10.
- 3) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：鋼製橋脚とRC橋脚からなる高架橋システムの地震時応答性状と動的相互作用に関する考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp727-736，1999. 3.
- 4) 岸本吉弘，鈴鹿良和，渡邊英一，北田俊行，山口隆司，永田和寿，杉浦邦征：インターネット並列ハイブリッド実験システムの開発，第25回土木情報シンポジウム論文集，pp.110-120，2000. 8.
- 5) 永田和寿，渡邊英一，北田俊行，杉浦邦征，山口隆司：並列ハイブリッド実験システムの実験精度に関する2，3の考察，構造工学論文集，Vol.48A，pp.35-42，2002. 3.
- 6) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋被災に関する調査報告書，1995. 12.
- 7) 土木学会：阪神大震災調査緊急報告会資料，1995. 5.
- 8) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.593-602，1996. 3.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，1996. 12.
- 10) 國広昌史，大南亮一，岸田和人，北田俊行，中井 博：局部座屈と連成座屈を考慮した箱形断面材の終局強度特性と設計法，構造工学における数値解析シンポジウム論文集，第19巻，日本鋼構造協会，pp.363-368，1995.7.
- 11) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル 理論編 Ver.3.0，日本構研情報㈱，1996. 10.

(2002年9月13日受付)