

レベル2 地震時における2 径間吊橋の主桁・主塔の 応答に着目した基礎・地盤のモデル化の検討

Study on the modeling of foundation and soil focussing seismic response
of the girder and the tower of a 2-span suspension bridge during Level 2 earthquake

大塚久哲*, 吉田達矢**, 山内春絵***

Hisanori Otsuka, Tatsuya Yoshida, Harue Yamauchi

*工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**住友重機械工業(株) 鉄構機器事業本部 技術開発部 (〒141-8686 東京都品川区北品川5-9-11)

***九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

Investigated in this paper is the effect of considering interaction between foundation and surrounding soils on the behavior of a 2-span suspension bridge with 1,400m center span. The bounding of foundation and soils are treated as fix, concentrated sway and rocking springs and distributed vertical springs. Further more, a shaking table test for a small concrete foundation was conducted to compare the numerical results obtained by various spring models.

Key Words: 2-span suspension bridge, modeling of spread caisson and soil, Level 2 earthquake

キーワード: 2 径間吊橋, レベル2 地震, 基礎と地盤のモデル化

1. はじめに

地盤を比較的浅く掘削してフーチングを構築し、上部構造からの荷重を直接良質な支持基盤に伝える直接基礎は、一般にレベル2地震に対する照査を行わなくてよいとされている。これは、直接基礎が一般に剛体であるとみなせること、および良好な支持層に支持されていることから、地盤の支持力に余裕があると考えられるためである。このためレベル2地震による照査を必要とする橋梁の設計においても、基礎を無視して境界を固定としたり、基礎が線形の集中地盤ばね(SRモデル)に支持されていると考えて、基礎が支える構造物の応答を評価する場合が多い。

しかし、レベル2地震が作用した際、直接基礎の浮上りおよび、地盤によっては基礎周辺の地盤の降伏などによって、基礎と地盤の相互作用は複雑なものになることも予想される。一方、地盤の非線形挙動により応答が減少することもありうるので、実態に即した挙動の解明とともに基礎の合理的解析モデルの確立が望まれている。吊橋のような吊形式橋梁では、上部構造および主塔の挙動がそれらを支える基礎のモデル化によって大きな影響をうけることは予想されるところであり、土木構造物のコスト縮減が望まれている昨今、基礎・地盤の解析モデルの合理化はこの種の橋梁

のコスト縮減につながるものと期待される。

直接基礎の挙動に着目したこれまでの主な研究には、次のようなものがある。まず、羽矢ら¹⁾は実験により基礎の挙動の検討を行い、回転ばねによって非線形特性を考慮する直接基礎の設計法を提示している。白戸²⁾らは振動台実験を行い、基礎が地震時にうける地盤抵抗と基礎・地盤間の相対変位との関係について検討を行っている。また、宮原ら³⁾は吊橋主塔の設計において直接基礎の浮上り非線形性を、基礎底面に鉛直およびせん断ばねを多数とりつけた分布ばねによって考慮し、主塔基礎の安定性を照査している。更に、吉川ら⁴⁾はPC連続ラーメン橋を対象に基礎の非線形特性が橋梁の耐震性に与える影響について回転ばね、分布ばねを用いて検討し、ばねの導入により応答変位や構造部材の応答曲率等が低減する結果を得ている。しかしこれらは直接基礎単体モデル、主塔単独モデルやラーメン橋による照査であり、直接基礎の非線形挙動が吊橋全体の挙動に与える影響を吊橋の全体系モデルを用いて検討した例は見あたらず、吊橋全体系モデルを扱った文献においても同様の検討はされていない^{5), 6)}。また、分布ばねによる基礎のモデル化と実挙動の整合性については明らかとされていない。

本研究では全長約2500mの2径間吊橋を対象に、基礎を

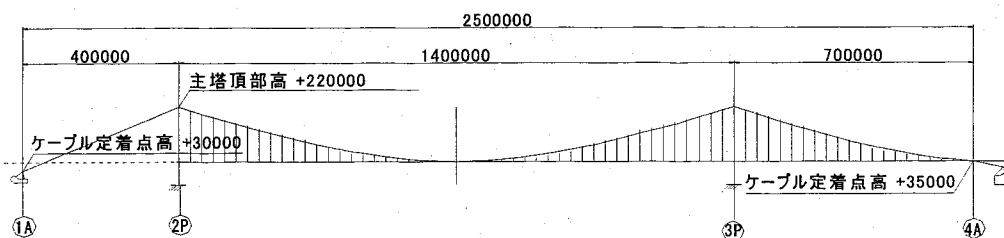


図-1 解析対象橋梁 (単位 mm)

固定とした場合および地盤の非線形特性をSRモデル(集約ばねモデル)、分布ばねモデルによって考慮した場合について時刻歴応答解析を行って、基礎・地盤のモデル化が主塔や上部構造の応答に与える影響などについて検討を行った。更に、直接基礎の模型を用いて振動台実験を行い、SRモデル、分布ばねモデルの解析値と比較することにより、モデル化の整合性について検討を行った。

2. 吊橋の解析モデルおよび解析手法

(1) 対象橋梁の概要

本研究で対象とした吊橋は、図-1に示す2径間2ヒンジの補剛箱桁吊橋である。吊橋では路線計画上、一方の側径間を曲線橋として吊橋とは独立して架設するなど、構造形式が非対称となることがあり、このような形式の吊橋が九州地域で2橋計画されていることもあって、この形状を採用した。従って、中央径間1400m、側径間700mおよび400mであるが、短い方の側径間は主桁とハンガーロープを有しない形状とした。補剛桁は鋼床版箱桁、主塔は経済性を考慮してRCラーメン構造とした。

(2) RC主塔の試設計

図-2に主塔基部の断面を示す。主塔は、高さ220m、3段の水平梁を有する上層2層ラーメン形式である。塔柱間隔は、塔頂部で22.5m、塔基部で28m幅の傾斜形式を採用し、塔柱断面寸法は基部では8.0m×6.0m、塔頂部では6.0m×6.0mとなるように主塔高さ方向に断面を漸減している。

(3) 解析モデルおよび解析条件の設定

図-3に解析モデルを示す。主塔、補剛桁は梁要素で、ケーブルは曲げを受け持たない、非抗圧縮性を考慮したケーブル要素でモデル化を行った。拘束条件はアンカレイジを固定、補剛桁を橋軸方向に可動とした。ウィンドタングは橋軸直角方向に補剛桁を拘束、タワーリンク部は上下方向に補剛桁を拘束するが、他方向には可動とした。解析手法は直接積分法のNewmark β 法($\beta = 0.25$)を用いた。積分時間間隔は0.01秒であり、応答解析時間は30秒である。地盤はI種地盤を想定しており、減衰はRayleigh減衰(橋軸方向加震時は11次(0.23Hz)と32次(0.37Hz)、橋軸直角方向加震時は1次(0.06Hz)と6次(0.13Hz)を採用、モード減衰定数はいずれも

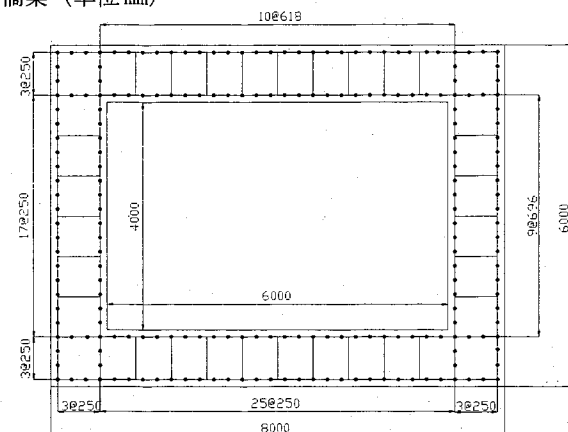


図-2 主塔基部の断面 (単位 mm)

支点拘束条件

アンカレイジ、タワー基礎: 固定
ウィンドタング: 橋軸直角方向拘束
タワーリンク: 上下方向拘束

構成要素

桁、主塔: 梁要素
ケーブル: ケーブル要素
架設地盤種別: I種地盤

図-3 解析モデル

表-1 入力地震波

名称	加震方向	最大加速度(gal)
タイプ I (3方向同時加震)	橋軸方向	318.8
	橋軸直角方向	319.9
	鉛直方向	168.9

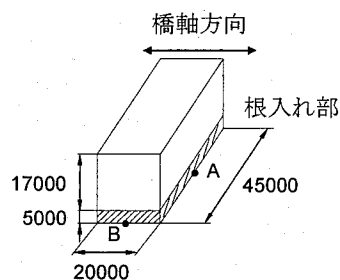
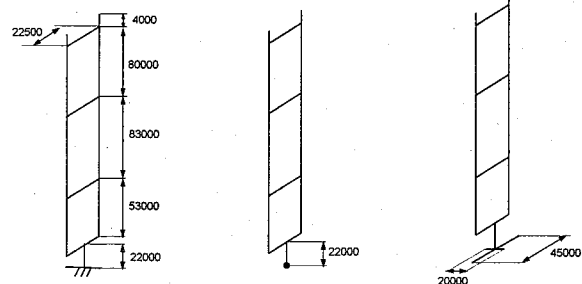


図-4 基礎の形状 (単位 mm)



(a) 固定モデル (b) SRモデル (c) 分布ばねモデル

図-5 主塔形状と基礎のモデル化 (単位 mm)

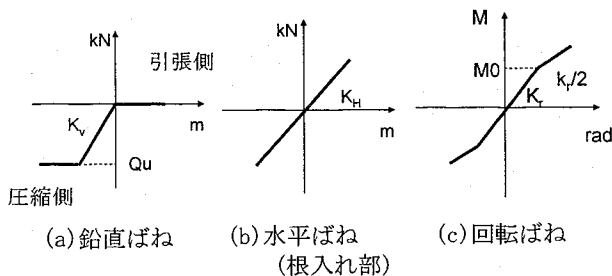


図-6 SRモデル骨格曲線

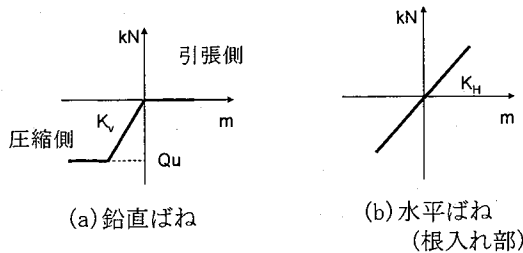


図-7 分布ばねモデル骨格曲線

2.0%)を用いた。RC主塔の非線形復元力特性はトリリニア型武田モデルを採用し、幾何学的非線形性(有限変位理論)も考慮して解析を行った。解析ソフトは汎用プログラムDYNA2Eを用いた。本研究で用いた入力地震波を表-1に示す。道路橋示方書⁷⁾に定めるレベル2地震動タイプI地震波を用い、3方向同時加震(水平方向地震波は標準波形、鉛直方向地震波は観測波形)とした。

(4) 解析ケース

図-4に基礎の形状、図-5に解析モデルの主塔部分を示す。本研究においては基礎を剛体としてモデル化(図-5に示すモデル下部の横梁および鉛直梁)し、解析を行った。固定モデルは基礎下端を固定としたモデルであり、SRモデルは基礎下端中央に集約ばねをとりつけたモデルである。分布ばねモデルは基礎下端中央部から橋軸方向と橋軸直角方向に十字形の剛梁を設置して基礎底面を表現し、各剛梁を20分割して分布ばねを配置したモデルである。

図-6にSRモデルの骨格曲線を示す。鉛直ばねは引張には抵抗しないモデルとし、圧縮に関しては降伏を考慮してバイリニアとした。水平方向に関しては、基礎底面の水平方向移動は考慮せず、基礎前面の水平方向ばねは線形ばねでモデル化を行った。回転ばねは地盤の非線形性を考慮したバイリニアでモデル化した。表-2に地盤ばね定数を示す。N値=50として、道路橋示方書^{7),8)}および鉄道構造物等設計標準⁹⁾を参考に算出した。図-6に示す Q_u (極限支持力)は $1.47 \times 10^7 \text{ kN}$ 、 M_0 (浮上り限界)は橋軸方向回転が $1.10 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 、橋軸直角方向回転が $2.56 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ となる。

また、図-7に分布ばねモデルの骨格曲線を示す。SRモデルと同様、鉛直ばねは引張に抵抗しないモデルとし、圧縮方向は降伏を考慮したバイリニアとした。鉛直ばねの値は表-2の値の1/20である。水平ばねに関しても基礎前面の水平方向ばねのみを線形ばねでモデル化した。ばね定数は

表-2 SRモデルの地盤ばね定数

	地盤反力係数 (kN/m^3)	ばね定数 (kN/m)($\text{kN} \cdot \text{m/rad}$)
鉛直ばね	2.95×10^4	2.66×10^7
水平ばね (根入れ部分)	橋軸方向 4.96×10^4 橋直方向 6.70×10^4	橋軸方向 1.12×10^7 橋直方向 6.70×10^6
回転ばね	橋軸方向 2.95×10^4 橋直方向 2.95×10^4	橋軸方向 8.85×10^8 橋直方向 4.48×10^8

表-3 メインケーブル諸元

断面積(m^2)	2.02×10^{-1}
ヤング率(kN/m^2)	2.03×10^8

表-4 主塔単独モデル塔頂部ばね定数

	ばね定数 (kN/m)($\text{kN} \cdot \text{m/rad}$)
橋軸方向	5.0×10^4
橋直方向	2.0×10^3
鉛直方向	8.0×10^4
橋軸方向回転	8.0×10^4
橋直方向回転	4.0×10^3
鉛直周り回転	3.4×10^4

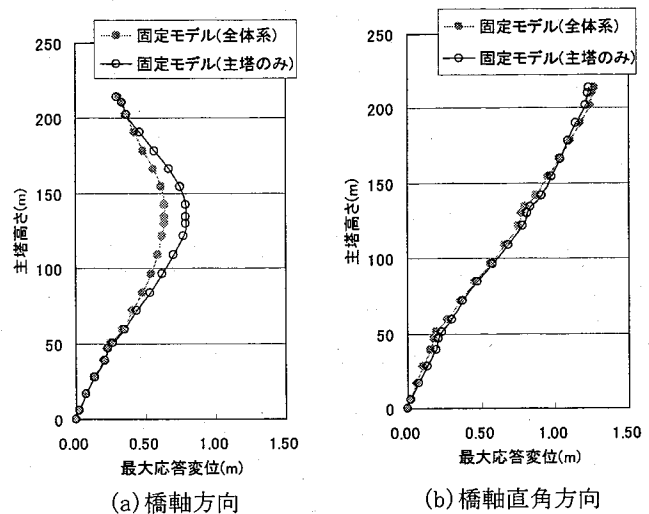


図-8 主塔最大応答変位

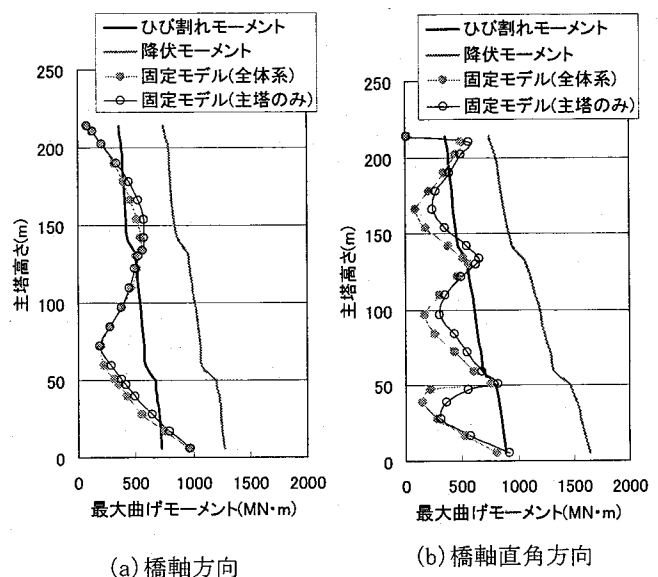


図-9 主塔最大曲げモーメント

SRモデルと同じである。

図-6, 7の非線形ばねは非線形弾性の履歴(断面力上昇時と下降時が同じ経路)をたどるとし、減衰定数を10%とした。

3. 解析結果

(1) 全体系モデルと主塔モデルの応答の比較

図-8に、全体系モデルおよび、既往の研究等で検討の行われている主塔単独モデルに関して主塔の橋軸方向、橋軸直角方向の最大応答変位を示す。主塔単独モデルは、主塔のみをモデル化し、塔頂部にばねをとりつけることでメインケーブルを表したモデルである。表-3にメインケーブルの物性値、表-4に主塔単独モデルの塔頂部にとりつけるばね定数を示す。これらのばね定数は、全体系モデルと主塔単独モデルの塔頂部に単位荷重を作用させた時の荷重位置の変位、あるいは回転角が一致するように計算によって求めた。基礎のモデル化は固定モデルとした。

塔頂部はメインケーブルによって橋軸方向にかなり拘束

されるため、橋軸方向の応答変位は塔頂部に比べ主塔中央部が大きくなる。図より、塔頂部と基部で両モデルの応答がほぼ同等となっているものの、主塔中央部では主塔単独モデルの応答が約30%(0.2m程度)大きくなっていることがわかる。主塔単独モデルは塔頂部に取りつけたばねによって、主塔頂部において全体系モデルと同様の挙動をするようにモデル化されているが、この結果より主塔全体の橋軸方向挙動を表現することは難しいと考えられる。

橋軸直角方向に関しては、その方向の塔頂部ばね定数が小さいためか、両モデルはほぼ同等の応答となった。

図-9に全体系モデルと主塔単独モデルに関して、主塔の橋軸方向および橋軸直角方向の最大曲げモーメントを示す。主塔単独モデルでは両方向とも、桁やケーブルに力を伝えることができないため、主塔単独モデルの曲げモーメントが大きくなっている。特に橋軸直角方向においては、モーメントが大きい部分で応答差が15%程度、応答が小さい部で約50%の応答差が生じている。

以上より、主塔単独モデルと全体系モデルの応答には無視できない差が生じると判断して、今後の検討は全て全体

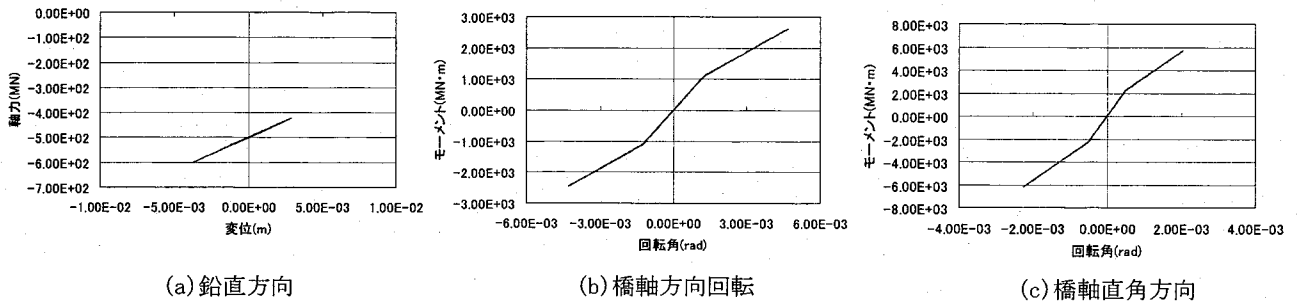


図-10 SRモデル 地盤ばね履歴曲線

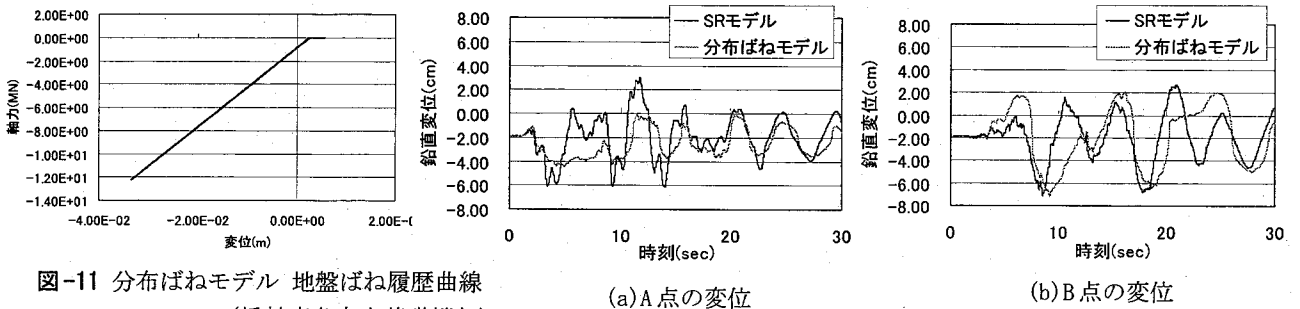


図-11 分布ばねモデル 地盤ばね履歴曲線
(橋軸直角方向基礎端部)

(a) A点の変位

(b) B点の変位

図-12 鉛直変位時刻歴(基礎端部)

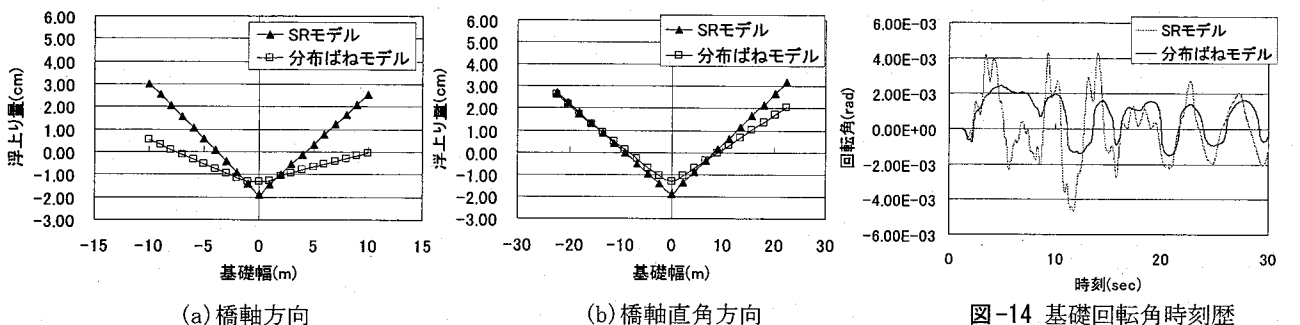


図-13 浮上り最大値

図-14 基礎回転角時刻歴
(橋軸方向)

系モデルを用いて行うこととした。

(2) 基礎のモデル化の違いによる応答の比較

1) 基礎の応答変位

図-10にSRモデル基礎の鉛直ばねおよび回転ばねの履歴曲線を、3P主塔基礎に関して示す。鉛直方向に関しては、変位、軸力ともに正が引張を、負の値が圧縮を示している。始点は自重による初期軸力値である。鉛直ばねは引張領域に入らず、圧縮降伏値にも至らず、弾性域にとどまることがわかる。変位も、上下にそれぞれ約3.5mm程度と非常に小さい。回転ばねに関しては、橋軸方向、橋軸直角方向ともに非線形領域に入り、基礎の浮き上がりを示した。

図-11に分布ばねモデルの橋軸直角方向基礎端部における鉛直ばねの履歴曲線を、3P主塔基礎に関して示す。SRモデルと同様、圧縮降伏値に至ることはなかった。引張方向は非線形域に入り、約5.0mm浮き上がりが生じていることがわかる。

図-12に3P主塔の、基礎端部(A点、B点は図-4に示す)におけるSRモデルと分布ばねモデルの鉛直変位時刻歴を示す。正の値が浮き上がり量(引張変位)、負の値が圧縮変位を表している。SRモデルに関しては回転角に基礎幅の1/2を掛け、鉛直ばねの鉛直変位を引いて浮上り量を算出した。橋軸方向のこの部位に関しては、SRモデルの浮上り量が最大で約3.0cmなのに比べ、分布ばねモデルは浮上りをしていない。橋軸直角方向の応答は、SRモデルの浮上り量が最大で約2.5cm、分布ばねモデルが2.0cm程度となっている。

図-13に3P主塔の浮き上がり最大量の分布を、SRモデルと分布ばねモデルで比較している。正の値が浮き上がり量(引張変位)を表す。基礎中央部においては、SRモデルに比べ分布ばねモデルの鉛直変位量が8mm程度大きく、鉛直ばねを基礎中央部に集中してとりつけるSRモデルと、基礎底面に分散して多数とりつける分布ばねモデルのモデル化の違いがでている。また、橋軸方向応答に関しては、幅20mの基礎がSRモデルの場合端部から約6m、分布ばねモデルは約2mにわたって浮上っていることがわかる。橋軸直角方向は、幅45mの基礎がSRモデル、分布ばねモデルともに基礎端部から約6mにわたって浮上っている。このように、基礎端部の浮上り量に関しては、橋軸方向では両モデルの応答差が大きく、橋軸直角方向では比較的小さくなった。

また、図-14にSRモデルと分布ばねモデルの基礎中央部の橋軸方向回転角の時刻歴を示す。SRモデルの応答が分布ばねモデルの2倍程度になっていることがわかる。これは、分布ばねモデルが基礎中央部においても端部などと同じばね定数の鉛直ばねにより挙動するが、SRモデルは一つの硬い鉛直ばねとしていることにより、同じ挙動を1つの点の回転として評価するための誤差と考えられる。

2) 主塔の応答変位

1)で示した基礎の応答の違いが主塔の挙動に及ぼす影響を見るため、図-15に2P主塔の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位を示す。橋軸方向の塔頂変位が小さいのは、メインケーブルによる拘束のためである。まず、両方向ともに、全体的にSRモデルの応答が最も大きくなっていることがわかる。これは図-14に示したように、SRモデルが分布ばねモデルに比べ基礎中央部で回転を大きく評価することが、主塔全体の挙動に影響を与えていると考えられる。橋軸方向のSRモデルの変位は、分布ばねモデルの応答の約80%(0.5m程度)増となっている部分もある。橋軸直角方向に関しては、塔頂部でSRモデルの応答が分布ばねモデルの70%(約1m)大きくなっている。

図-13に示したように、橋軸直角方向の浮上り量には大きな差はないのに、塔頂部の変位の差がこのような大きくでているのは、基礎のモデル化の違いが増幅された形で主塔の変位に表れているからと言えよう。

固定モデルと分布ばねモデルに関しては、固定モデルは基部の変位が小さい分、主塔上部で応答が大きくなり、分布モデルに関しては逆に基部で変位が発生する分、上部で応答が小さくなったと考えられる(いわゆるホイッピング(むち打ち)現象)。これは特に橋軸直角方向に関して明瞭に表れている。これにより、基部の挙動が主塔の応答変位に影響を与えていることがわかる。

図-16に2P主塔の塔頂部、主塔中央部、基部における橋軸方向の応答変位時刻歴を示す。基部では固定モデルの応答が小さくなるなど、モデルごとに変位に大きな差が見られるが、塔頂部はメインケーブルによって大きな力を受けるためモデル間の応答差が小さく、動的な挙動も似通っている。図-17に橋軸直角方向の応答変位時刻歴を示す。振幅とともに位相もばらついていることがわかる。この主塔基部における位相の違いが、塔頂部の変位の差として表れており、SRモデルでは単純な逆さ振り子状態の挙動をして

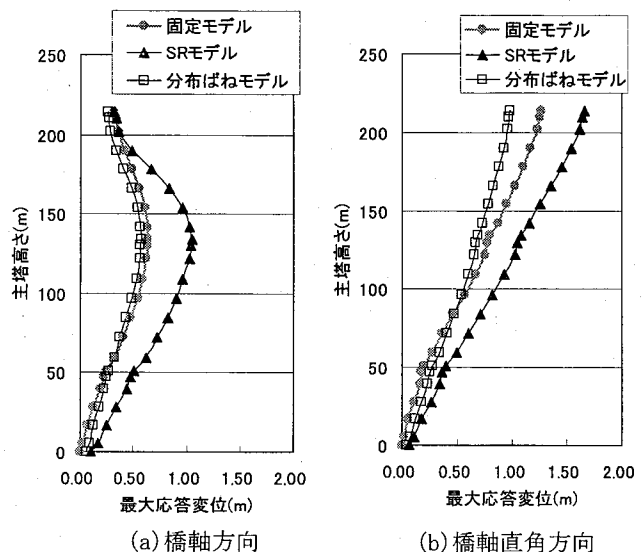
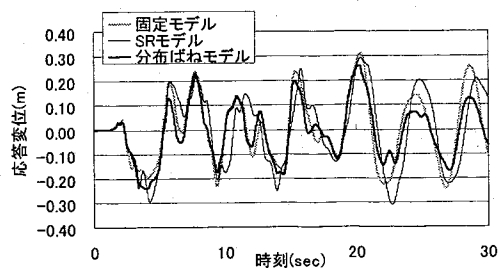
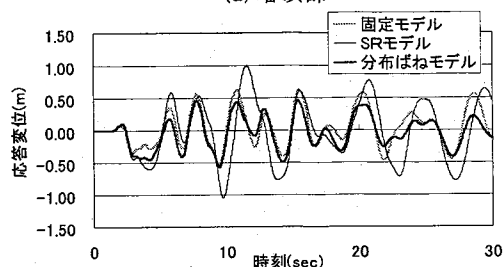


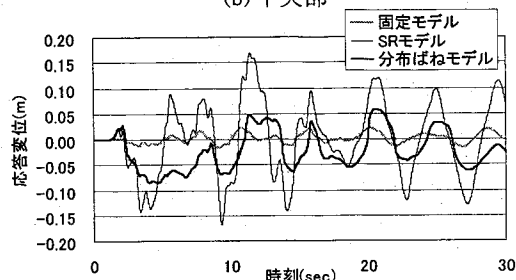
図-15 主塔最大応答変位



(a) 塔頂部



(b) 中央部



(c) 基部

図-16 主塔橋軸方向変位時刻歴

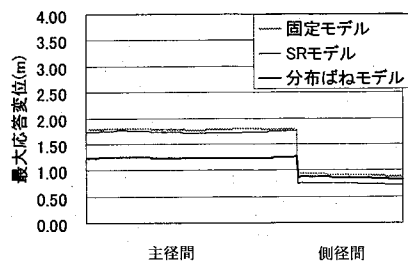
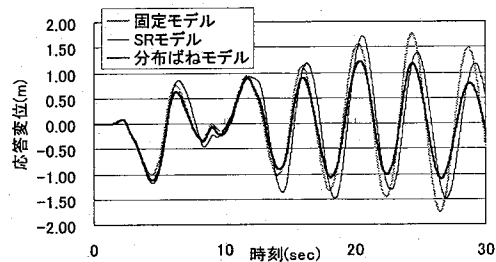
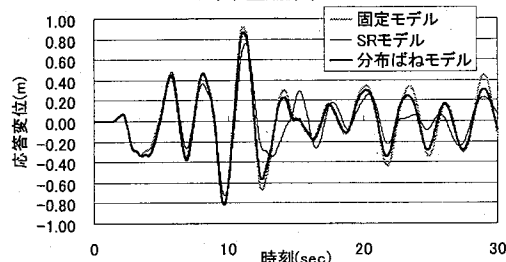


図-18 主桁橋軸方向最大応答変位分布

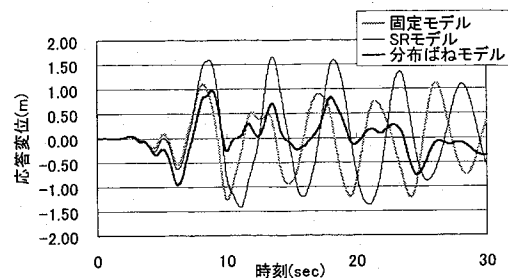


(a) 主径間

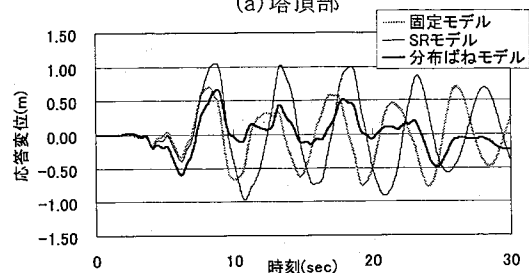


(b) 側径間

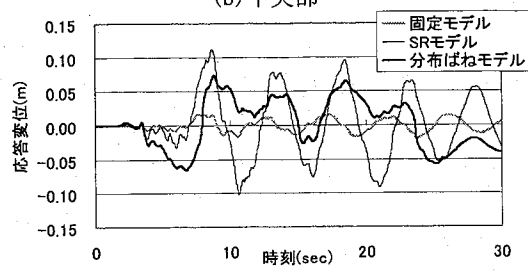
図-19 主桁橋軸方向応答変位時刻歴



(a) 塔頂部



(b) 中央部



(c) 基部

図-17 主塔橋軸直角方向変位時刻歴

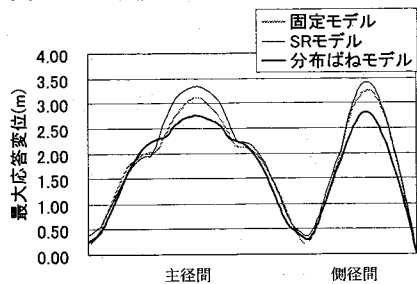
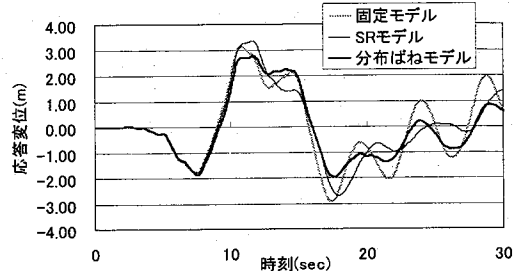
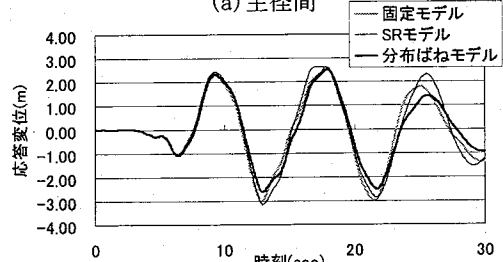


図-20 主桁橋軸直角方向最大応答変位分布



(a) 主径間



(b) 側径間

図-21 主桁橋軸直角方向応答変位時刻歴

いることが、塔頂部の変位の増大につながっている。このことから、面的な広がりをもつ基礎底面のモデル化の精緻化が重要であると言える。

3) 主桁の応答変位

次に、基礎のモデル化が主桁の応答に与える影響について見るため、図-18に主桁の橋軸方向最大応答変位分布を示す。主径間と側径間で応答が大きく違うのは、単純桁であるためである。全体的に固定モデル、SRモデル、分布ばねモデルの順に応答が小さくなっており、地盤をモデル化することによって応答が減少するという傾向が得られている。主径間におけるSRモデルと分布ばねモデルの応答差は最大で分布ばねモデルの約40%(0.5m程度)となっている。

図-19に主径間中央部および側径間中央部の応答変位時刻歴を示す。図-16の主塔の応答変位時刻歴に比べると位相は一致しているが、主径間、側径間ともに15秒を過ぎたあたりから応答にばらつきが生じはじめており、基礎のモデル化の影響が動的解析をすることによって顕著に表れてくると考えられる。

図-20に主桁の橋軸直角方向最大応答変位分布を示す。主径間中央部および側径間中央部で応答差が生じている。この部分ではSRモデルの応答が最も大きく、固定モデルとの応答差が約6%(0.2m程度)、分布ばねモデルとの応答差が約20%(0.6m程度)となっており、主塔塔頂部の橋軸直角方向の応答変位に追従した挙動を示している。図-21に主径間中央部および側径間中央部の応答変位時刻歴を示す。橋軸方向と同様に、後半から応答差が特に主径間で顕著に表れている。

4) 主塔の最大曲げモーメント

図-22に主塔の最大曲げモーメントを示す。橋軸方向に関しては、全体的にSRモデルの応答が大きく、固定モデルで最大約50%、分布ばねモデルでは最大30%程度の応答が減少している。固定モデルと分布ばねモデルは主塔の一部を除いてほぼ同じ値を示した。曲げモーメントの分布に関しては、図-14に示す応答変位分布に対応して、塔中央部で大きくなっている。橋軸直角方向に関しては、分布ばねモデルの応答が、固定、SRモデルに比べ約20%~30%減少するなど、主塔の基部から中央部にかけて分布ばねモデルの応答が小さくなった。主塔上部から塔頂部に関しては、3モデルともその差は小さい。曲げモーメントの分布に関しては、主塔基部と横梁位置で応答値が大きくなるラーメン構造の応答を示しているが、応答値の大きいところで、モデル化の差が大きくなる結果となっている。

図-23に、主塔中央部橋軸方向の曲げモーメントの履歴曲線を示す。3モデルともに、ひび割れモーメントを超え、非線形領域に入っていることがわかる。

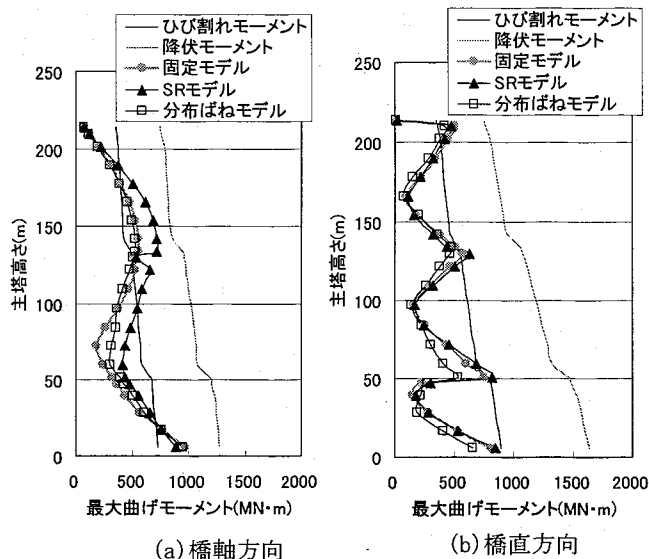


図-22 主塔最大曲げモーメント

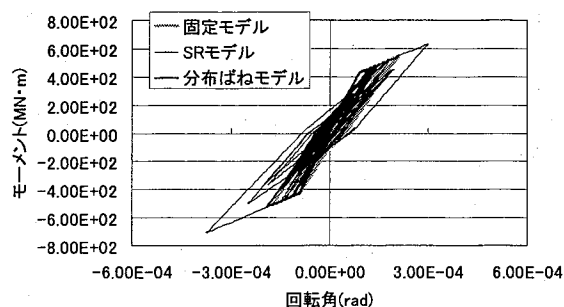


図-23 主塔曲げモーメント履歴曲線

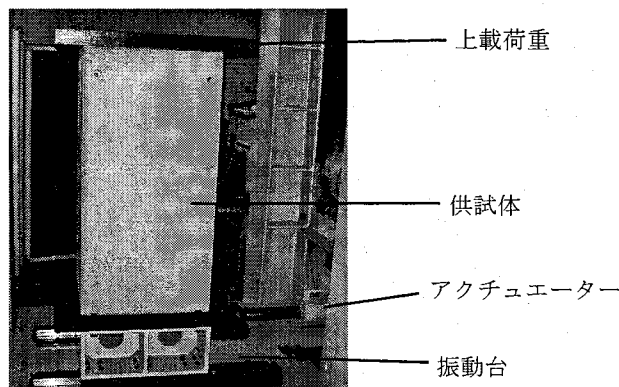


図-24 実験装置図

4. 基礎模型の振動台実験

本章ではSRモデルおよび分布ばねモデルのどちらが実態に即したモデル化となっているかを実験的に検証するために、直接基礎の模型振動台実験との比較を行った。

(1) 実験概要

図-24に実験装置図を示す。実験ではフーチングの底面が0.5m×0.5m、高さ1.0mの正方形フーチングの直接基礎を製作し、使用した。基礎の重量は5.65kN、上載荷重を

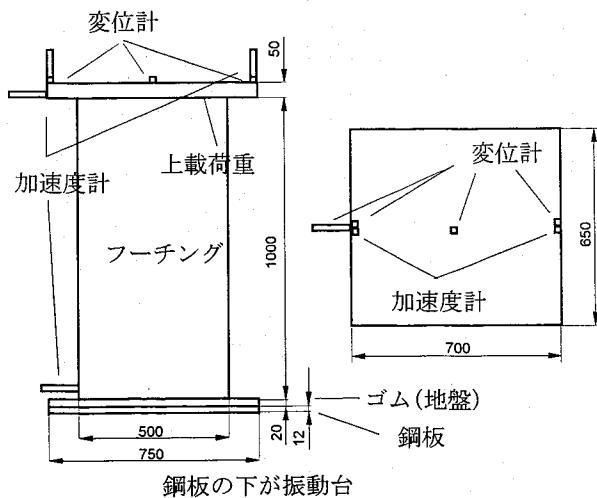


図-25 模型概要(単位mm)

1.96kNとし、模型総重量は7.61kNである。試験地盤は、振動台の上に鋼製板を配置し、その上にヤング係数 $1.60 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ 、厚さ2cmのゴムを設置した。模型基礎によるゴムの圧縮量は約0.095mmである。加振は4～10Hzの正弦波加振、加振時間は10秒とした。図-25に模型概要を、表-5に実験ケースを示す。表中の斜線となっている部分は、残留変位が発生したため、今回は検討を保留したケースである。

(2) 解析概要

解析モデル図を図-26に示す。供試体を5分割し、質量も分割してそれぞれに載せた。上載荷重の質量は一番上の節点にもたせた。基礎を梁要素でモデル化し、地盤との相互作用は、距離を持たないばねをとりつけてモデル化した。SRモデルは、基礎底面中央部に集約ばねをとりつけた。ばねに関しては、根入れ部がないため水平ばねをとりつけず、図-6と同様の骨格曲線の、鉛直ばねと回転ばねのみとした。ただし圧縮の降伏値は設定していない。表-6に、ゴムのヤング係数から算出したばね定数を示す。基礎端部に浮上りが生じはじめるときのモーメントは道路橋示方書を参考に算出した $0.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$ とした。

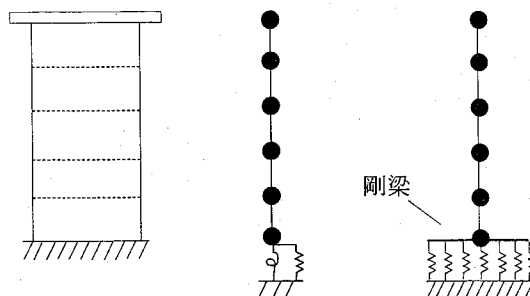
分布ばねモデルは基礎下端中央部から加振方向に剛梁を設置して基礎底面を表現し、剛梁を10分割して分布ばねを配置した。SRモデルと同様に水平ばねは考慮せず、鉛直ばねのみとし、ばね定数はSRモデル鉛直ばねの1/10の値とした。骨格曲線は図-7と同様に引張には抵抗しないものとしたが、圧縮の降伏値は設定していない。減衰はRayleigh減衰(SRモデルは1次(4.96Hz, モード減衰定数10.1%)と2次(25.5Hz, 9.9%), 分布ばねモデルは1次(4.94Hz, 10.0%)と2次(25.4Hz, 9.9%))とした。

(3) 実験結果

図-27に加振開始後の5秒から8秒間の、入力変位と応答変位時刻歴を示す。供試体上部の水平応答変位は入力変位

表-5 実験ケース

加速度(gal)	振動数(Hz)		
	4	8	10
200	Case200-4	Case200-8	Case200-10
400	Case400-4		Case400-10

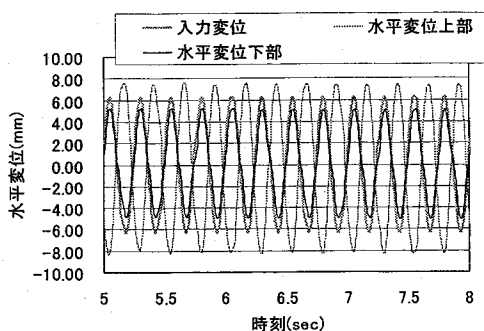


(a) 模型 (b) SRモデル (c) 分布ばねモデル

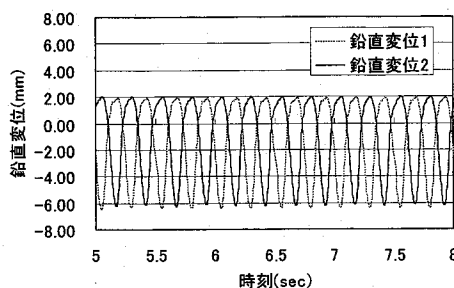
図-26 解析モデル図

表-6 地盤(ゴム)ばね定数

ばね定数	
鉛直方向	$2.00 \times 10^4 (\text{kN/m})$
回転方向	$4.16 \times 10^2 (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

図-27 応答変位時刻歴(実験値, Case400-4)

と逆位相となり、基礎模型の浮上り挙動を示している。鉛直変位は、上載荷重の端部から3cmの部分で測定した値である。供試体の両端の鉛直変位が浮上りにより逆位相となっていることがわかる。

図-28に基礎端部の鉛直変位を示す。正の値が浮上り量を、負の値が沈み込み量を表している。図より加振加速度を上げることによって浮上り、沈み量ともに大きくなっていることがわかる。分布ばねモデルとSRモデルを比較した場合、明らかに分布ばねモデルの方がSRモデルより実験値

に近く、精度がよいことがわかる。

次に基礎底面における鉛直変位量分布を、代表的なケースで見てみる。図-29に、Case200-4およびCase400-10の浮上り最大値の分布を示す。Case200-4の実験値では、基礎中心部の幅約0.24mの範囲でロッキング振動の中心部が移動していることがわかる。これに対しSRモデルでは、ほぼ基礎中心を起点としてロッキング振動をしており、浮上り量を過度に評価している。分布ばねモデルはほぼ実験値と同じ応答を示しており、基礎の挙動を精度よくモデル化できていると考えられる。Case400-10では、加振振動数が大きいこともあり、実験値、解析値ともに基礎端部から約0.2m程度浮上っている。この挙動はSRモデル、分布ばねモデルともにほぼ表現できているものの、やはり分布ばねモデルの応答の方が実験値に近い。

これらより、分布ばねモデルの方が加震加速度、加震振動数にかかわらず、精度の高いモデル化であることがわかる。

5. 結論

本研究では、全長約2500mの2径間吊橋を対象に、まず全体系モデルと主塔単独モデルの応答の比較を行い、その後の検討において全体系モデルを用いる根拠を明らかにした。次いで、基礎を固定とした場合および地盤の変形特性をSRモデル、分布ばねモデルによって考慮した場合について時刻歴応答解析を行って、基礎・地盤のモデル化が主塔や上部構造の応答に与える影響などについて検討を行った。更に、直接基礎の模型を用いて振動台実験を行い、モデル化の整合性について検討を行った。これらの検討の結果を要約すると次のようである。

(1) 全体系モデルと主塔モデルの応答の比較に関して

橋軸方向の最大応答変位に関して、主塔中央部で30%の応答差が見られた。また、最大曲げモーメントに関しても、橋軸直角方向において約50%の大きな応答差が生じている。

このように、主塔単独モデルと全体系モデルの応答には大きな差が生じるため、本研究の検討は全て全体系モデルを用いて行うこととした。

(2) 基礎のモデル化の違いによる応答の比較に関して

基礎の応答変位に関しては、SRモデルの鉛直ばねは弾性範囲内であったが、回転ばねは非線形領域に入り、基礎の浮き上がりを示した。分布ばねモデルの鉛直ばねについても引張域に入り、浮き上がりを示した。浮上り量、浮き上がる範囲については、橋軸直角方向ではモデルによる差は生じなかったが、橋軸方向ではモデル化の差が表れた。

主塔の応答変位は、全般的にSRモデルの応答が大きくなった。これは、基礎中心部の回転挙動をほかのモデルよ

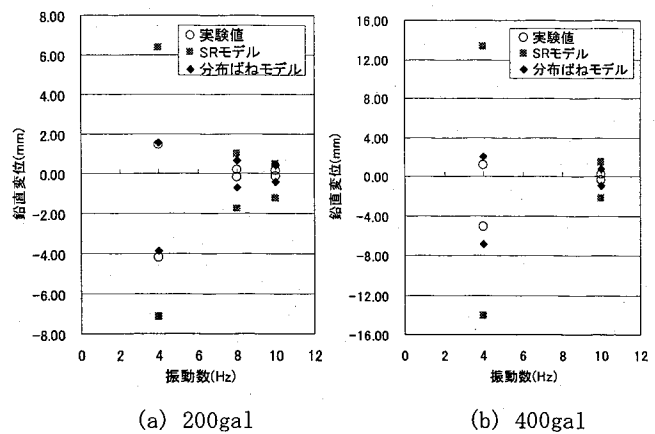


図-28 基礎端部鉛直変位

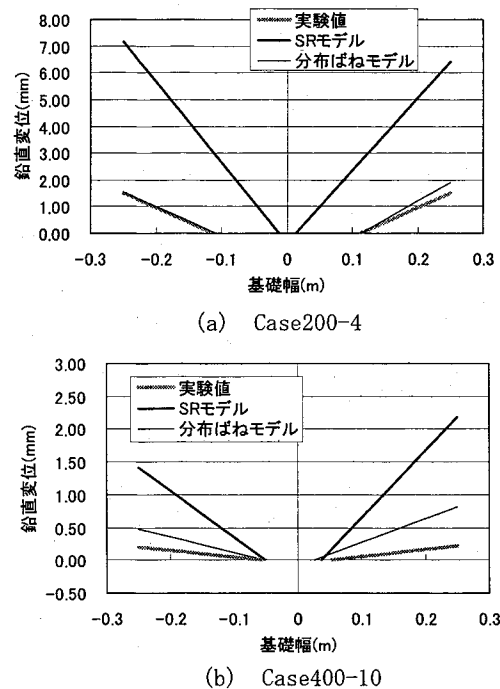


図-29 浮上り最大値

り大きく評価してしまう影響によるものと考えられる。固定モデルの応答は、主塔基部で基礎を固定としているため一番小さくなると予想されたが、分布ばねモデルが最も小さい応答を示しており、分散された力が作用する方が挙動としては控え目となることが知られた。

主桁の応答変位は、橋軸直角方向で主径間中央部および側径間中央部で応答差が生じ、主塔頂部の橋軸直角方向の応答に追従した挙動を示した。橋軸方向に関しては、主塔頂部の応答にモデル間の差がなかったのにもかかわらず、固定モデルの応答が最も大きくなり、SRモデル、分布ばねモデルと応答が小さくなった。この原因に関しては考察不足であるが、モデルの精緻化の必要性が認識される結果となった。

主塔の最大曲げモーメントの橋軸方向の応答に関しては、SRモデルが全体的に大きく、固定モデルと分布ばねモデルは主塔中央部を除いてほぼ同等の値を示した。橋軸直角方

向に関しては、主塔下部で分布ばねモデルの応答が小さくなった。主塔上部から塔頂部に関しては、3モデルともほぼ同等の値となった。

(3) 基礎の振動実験に関して

基礎の浮上り、沈下量に関して実験値とSRモデル、分布ばねモデルの値の比較を行い、SRモデルに比べ分布ばねモデルの方が精度の高いモデル化であることを示した。

以上の検討により、基礎のモデル化の違いによって、吊橋全体系の地震時挙動が異なるものとなることが知られた。今回用いた2径間吊橋の全体系モデルにおいては、一箇所のばねで挙動を表すSRモデルとすることによって、他のモデル化に比べ応答を大きく評価する傾向が表れた。また、直接基礎の振動実験によって、SRモデルに比べ、分布ばねモデルの精度の高さが実証された。従って、分布ばねモデルのようにより詳細なモデル化を行うことで、より合理的な耐震設計を行うことのできる可能性が示めされたといえよう。

なお、実験との比較に関しては、今後も様々な条件下での振動台実験およびその数値解析を行い、モデル化に関する考察を深めていく予定である。

参考文献

- 1) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計方法の提案, 土木学会論文集, 1998. 6, pp. 127-140.
- 2) 白戸真大, 秋田直樹, 福井次郎: 基礎の地盤反力特性に関する振動台実験, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 2001, pp.869-872
- 3) 宮原健, 吉川悟司, 真辺保仁, 宮本宏一, 田村伸司, 湧田充祐: (仮称)御所浦第2架橋の計画と設計, 橋梁と基礎, 2005. 3, pp. 34-40.
- 4) 吉川卓, 町勉, 浦川洋介, 角本周: 直接基礎の非線形性を考慮した連続ラーメン橋の耐震性に関する検討, 第5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, 2002. 1, pp. 369-376.
- 5) 大塚久哲, 崔準祐, 山平喜一郎: 長大吊橋の地震応答特性に関する検討, 土木学会地震工学論文集, 2003
- 6) 大塚久哲, 吉田達矢, 崔準祐, 山内春絵: ステイクケーブルおよびダンパーを用いた2径間吊橋の耐震補強策の検討, 土木学会構造工学論文集, 2005. 3, pp. 791-799.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 平成14年3月
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成14年3月
- 9) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説基礎構造物・抗土圧構造物, 平成12年6月

(2005年9月10日受付)