

高架橋の動的非線形解析における感度分析と 部分構造モデルの妥当性の検討

Sensitivity in nonlinear dynamic analysis of a viaduct
and validity of a design vibration unit model

奥井義昭*

Yoshiaki OKUI

*正会員 博士(工学) 埼玉大学工学部助教授 工学部建設工学科(〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)

The validity of a design vibration unit model in seismic designing of a viaduct is investigated through sensitivity of design parameters on numerical results of nonlinear dynamic analyses. In conventional seismic designing, the nonlinear dynamic analysis is carried out not for the whole system of a viaduct but for a design vibration unit model, which consists of a substructure and a part of the superstructure supported by it. The sensitivities of numerical results for the whole system of a viaduct and that for the corresponding design vibration unit model are compared. It is shown that some deficiency of the design unit model for evaluation of residual displacements.

Key Words : sensitivity analysis, nonlinear dynamic analysis

キーワード：感度解析，動的非線形解析

1. まえがき

高架橋の耐震設計では、1基の下部構造とそれを支持している上部構造部分を1設計振動単位として抜き出した部分構造モデルを用いて非線形動的解析が行われる場合がある¹⁾。例えば、連続桁における橋軸直角方向のモデルや、橋軸方向モデルでも多径間の連続桁がゴム支承等によって弾性支持される場合である。

本論文では、部分構造モデルと高架橋システム全体系の応答解析結果を比較することにより部分構造モデルの妥当性を検討した。その際、両モデルから計算される設計パラメータに対する応答値の感度に着目して比較を行った。ここで、感度とは板厚等の設計パラメータを変化させた場合の応答の変化率を表す^{2),3),4)}。したがって、感度は設計パラメータの解析結果に与える影響の尺度を表す。感度が非常に大きい場合、入力データの少しの違いにより、応答値が大幅に変化することを意味し、解析結果そのものの信頼度も下げざるを得ない。さらに、部分構造モデルと全体系モデルで同様な感度を得ることが望ましい。しかし、例えば全体系モデルと部分構造モデルにおいて、感度の符号が異なる場合、部分構造モデルを用いて設計を行う設計者の意図は、全体構造モデルでは正反対の効果を生じることになる。

以下では、解析条件を説明し、まず板厚等を変化させていない「基本モデル」の解析結果を紹介し、次に感度解析結果を示す。

2. 解析モデルと条件

全体系の解析モデルとして図-1に示す3径間連続の鋼製橋脚を有するモデル橋を用い、部分構造モデルとしてはこのモデル橋からPC15のみを抜き出したモデルを用いた。

上部構造については線形のはり要素、鋼製橋脚部はファイバーモデルを用いたはり要素により離散化し、鋼材の応力-ひずみ関係は降伏後の2次勾配を初期勾配の1/100としたバイリニアモデルを用いてモデル化した。基礎については道路橋示方書¹⁾(以下「道示」と略記)に従いバネによってモデル化した。部分構造モデルの対象橋脚であるPC15の骨組みモデルと断面構成を図-2に示す。他の橋脚の断面構成や基礎のモデル化の詳細については文献5)を参照されたい。減衰はレイリー減衰であたえ、着目している振動方向に対し1次と2次の固有振動数において減衰定数が0.05となるようにレイリー減衰の係数を設定した。ここで、固有振動数として全体系モデルの解析結果を用い、この値を部分構造モデルのレイリー減衰の決定にも用いている。

なお、全体系橋軸方向モデルと全体系橋軸直角方向モデルでは、地震波の入力方向のみでならず、隣接橋梁の影響の有無によりモデルが若干異なる。すなわち、端橋脚(PC-14,17、図-1参照)上における隣接橋梁の支承条件は橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定であるため端橋脚が橋軸直角方向に振動する場合、隣接橋梁の慣性力の影響を考慮する必要がある。そのため、橋軸直角方向モデルでは、隣接橋梁の影響を考慮するた

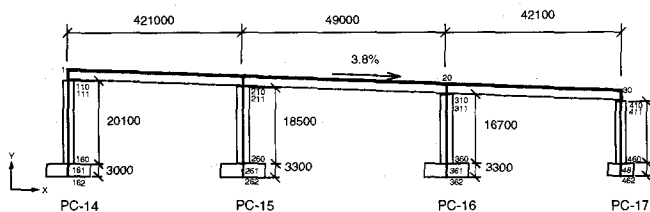


図-1 全体系モデル

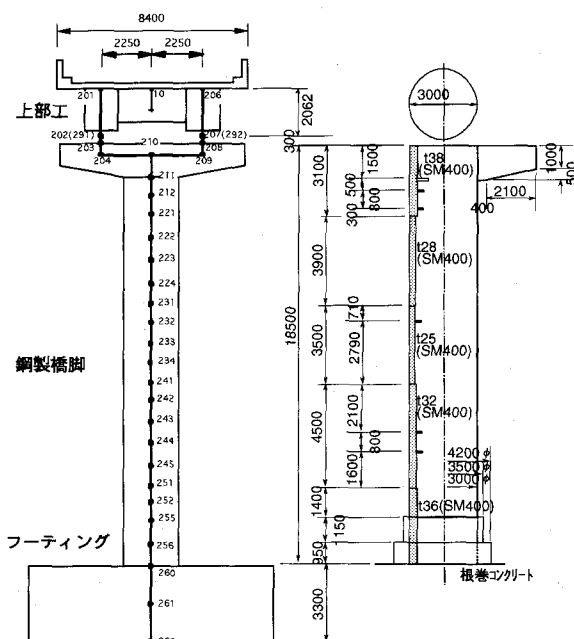


図-2 PC-15 の骨組みモデルと断面構成（骨組みモデルの数字は節点番号を表す）

め、端橋脚(PC-14, PC-17)の支承位置において、隣接橋梁相当の質量を橋軸直角方向質量に加えている。入力地震波はIII種地盤に対するレベル2地震動タイプIIの標準波形（第1波:鷹取NS波）⁶⁾を用いた。

3. 基本モデルでの時刻歴応答解析結果

この章では設計パラメータを変化させる前の「基本モデル」の解析結果を紹介する。

3.1 橋軸方向モデル

全体系モデルならびに部分構造モデルのPC-15橋脚天端（節点番号203、図-2参照）での橋軸方向変位の時刻歴曲線を図-3に示す。2つのモデルの橋軸方向の応答を比較すると、部分構造モデルの方が全般的に応答変位が大きく、減衰が小さくなっている。支承中心での時刻歴曲線より残留変位と最大変位を表-1に示す。これによると、部分構造モデルの方が残留変位、最大変位ともに過大評価していることが分かる。

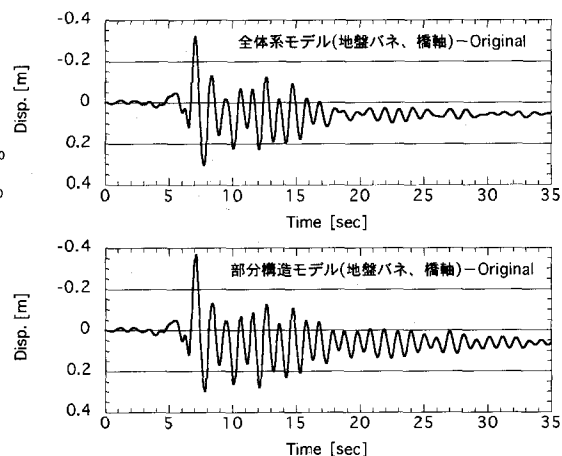


図-3 全体系モデルと部分構造モデルの変位時刻歴応答の比較（基本モデル、橋軸方向）

表-1 残留変位と最大変位（基本モデル、橋軸）

	残留変位 u_r [m]	時刻 t [sec]	最大変位 u_{max} [m]
全体系モデル	0.057	7.1	-0.320
部分構造モデル	0.068	7.1	-0.368

表-2 残留変位と最大変位（基本モデル、橋軸直角）

	残留変位 u_r [m]	時刻 t [sec]	最大変位 u_{max} [m]
全体系モデル	0.0912	7.86	0.408
部分構造モデル	0.0360	7.10	-0.321

3.2 橋軸直角方向モデル

基本モデルにおける橋軸直角方向地震の応答解析結果を図-4に、このときの最大変位と残留変位を表-2示す。これらの応答値は、橋軸方向の場合と同様に橋脚天端（節点番号203、図-2参照）での橋軸直角方向変位を比較したものである。同図より、橋軸直角方向モデルの場合、橋軸方向モデルに比べ、部分構造モデルと全体系モデルの応答波形の差が大きい。最大変位の方法も両モデルで異なる。原因は橋軸直角方向振動の場合、全ての橋脚が同位相で応答するのではなく、位相差があるため、この影響が出ているものと考えられる。

4. 設計パラメータと感度の計算方法

設計パラメータとして(1)板厚、(2)降伏応力、(3)応力-ひずみ曲線における降伏後の2次勾配の3つの量を選んだ。そして、検討対象としてPC-15橋脚を選び、

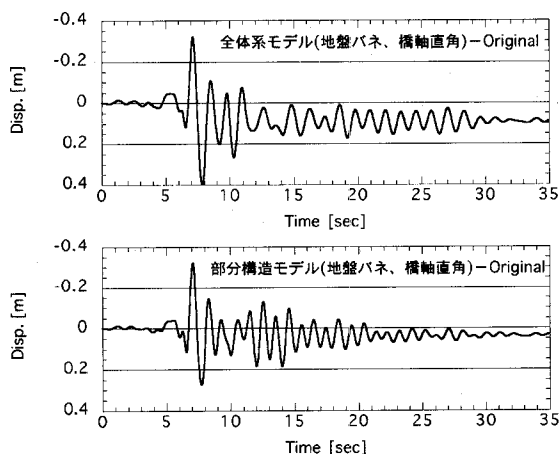


図-4 全体系モデルと部分構造モデルの変位時刻歴応答の比較 (基本モデル, 橋軸直角)

この橋脚において塑性ひずみが最大となる基部の断面において, 上記 (1) から (3) の設計パラメータを次のように変化させた。

- Case-1: 板厚を $t = 36\text{mm}$ から $t' = 46\text{mm}$ に変化させた場合
- Case-2: 降伏応力を $\sigma_Y = 240\text{ N/mm}^2$ から $\sigma'_Y = 360\text{ N/mm}^2$ に変化させた場合
- Case-3: 応力-ひずみ関係の 2 次勾配を $d = E/1000$ から $d' = E/100$ に変化させた場合

つぎに, 上記の 3 つのケースについて次の手順で感度を計算した。まず, 設計パラメータ (板厚, 降伏応力等) の変化を次のように表す。

$$\begin{aligned} t' &= (1 + \Delta\alpha_1)t \\ \sigma'_Y &= (1 + \Delta\alpha_2)\sigma_Y \\ d' &= (1 + \Delta\alpha_3)d \end{aligned} \quad (1)$$

ここで, ()' は変化後のパラメータを表し, $\Delta\alpha_i$ ($i = 1, 2, 3$) は基準値 (t, σ_Y, d) に対する変化率を表す。 $\Delta\alpha_i$ に対する応答値 u の変化を感度として計算した。

$$(\text{感度}) \equiv \frac{\partial u}{\partial \alpha_i} \approx \frac{\Delta u}{\Delta \alpha_i} \quad (2)$$

本来, 式 (2) による感度の定義からは微小な α_i の変化に対する応答値 u の変化の比を感度とすべきであるが, 計算では比較的設計パラメータを大きく変化させている。これは次の理由による。実際の板厚, 降伏応力等の設計パラメータは連続的な変数とは言えず, 鋼板のコマーシャルサイズや規格によって離散的な値をとる。したがって, この計算例でも Case-1 と Case-2 においては設計パラメータの変化量としては現実的な値を用いて感度を計算した。

また, Case-3 は計算で用いる応力-ひずみ曲線の 2 次勾配に関する感度であり, 2 次勾配は材質によってほぼ決まってしまうため, 設計者が自由に変更できる設

計パラメータとは考えづらい。しかし, 次の理由から設計パラメータとして考慮することとした。以下の解析ではファイバーモデルを用いて計算を行うため, 断面保持を仮定をしており, 局部座屈の影響は考慮されていない。応力-ひずみ関係において $E/100$, (E : ヤング率) 程度の 2 次勾配が期待できる場合でも, 実際の円筒シェル構造としてのマクロな挙動は局部座屈によって降伏後の耐力の増加が期待できない場合があるものと考えられる。また, 逆にこの 2 次勾配を $E/100$ 程度に上げることで応答値が抑えられるならば, 降伏後の耐力の上昇を見込めるような補強方法 (縦リブ等の追加) が有効であるといった知見が得られる可能性もある。以上のような観点から, 2 次勾配に関する感度も考慮することとした。

5. 感度解析結果および考察

5.1 橋軸方向解析

Case-1, 2, 3 について全体系モデルと部分構造モデルの感度の時刻歴を図-5, 6, 7 に, さらに残留変位と最大応答変位とそれらの感度をまとめた結果を表-3, 4, 5 に示す。

以上の結果を用いて, 全体系モデルおよび部分構造モデルでの最大変位と残留変位の感度を比較した結果を図-8 に示す。これによると, どのケースにおいても部分構造モデルの方が全体系モデルに比べて感度の絶対値が大きい。このことは全体系モデルでは着目している PC15 橋脚のみの設計パラメータを変化させているため, 全体系への影響は小さいためと考えられる。

最大変位の感度に関しては, 板厚, 降伏応力, 2 次勾配に対し負の感度がある。すなわち, 板厚等を増加させると残留変位が減少する。一方, 最大変位の感度に関しては, 必ずしも負の感度とは限らず, 全体系モデルの Case 2 (降伏応力変化) に関しては感度は正であり, 部分モデルでは負となっている。全体モデルと部分モデルで感度の符号が異なる場合, 設計者の意図が双方のモデルで逆の影響を持つことになり一般には問題である。しかし, 残留変位の絶対値そのものが表-1 に示すように小さいことから, 感度の計算精度もあまり良くないものとする。ちなみに, 今回のモデルで基本ケースにおける残留変位は橋脚高さの約 1/500 である。

2 次勾配の感度は小さい。このことから, この解析例で考慮した範囲での 2 次勾配の変化では, 2 次勾配の解析結果に与える影響は小さい。

図-5 と 6 より, 各ケースの時刻歴の感度を比較すると, 降伏応力と 2 次勾配を変化させたケースではある時刻から感度が減衰する波形を示すのに対し, 板厚を変化させたケースではいわゆる「うなり」と同様な波形となっている。この現象は, 特に部分構造モデルで

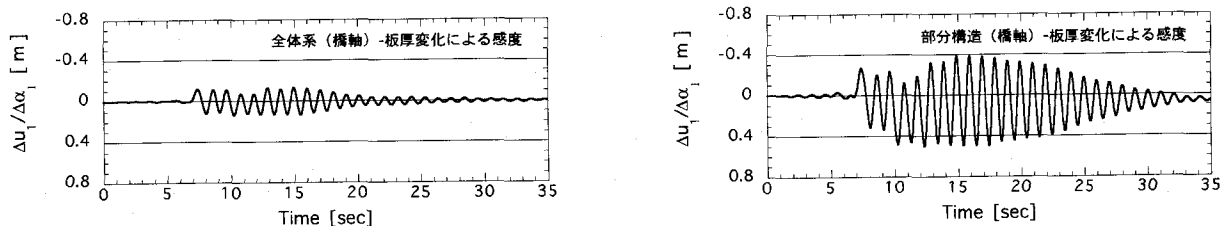


図-5 全体系モデルと部分構造モデルの比較：応答変位の感度の時刻歴 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

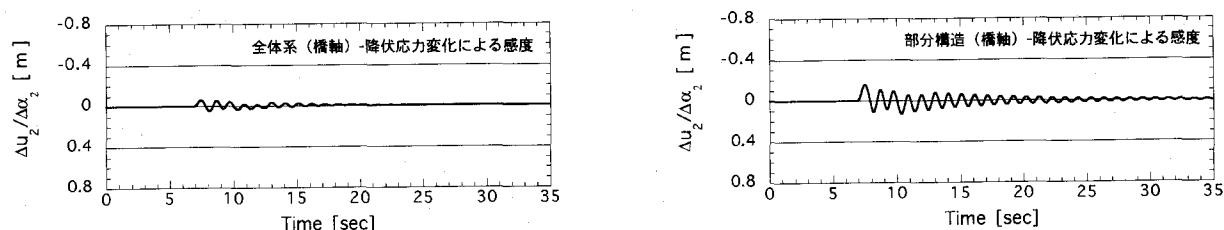


図-6 全体系モデルと部分構造モデルの比較：感度の時刻歴 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

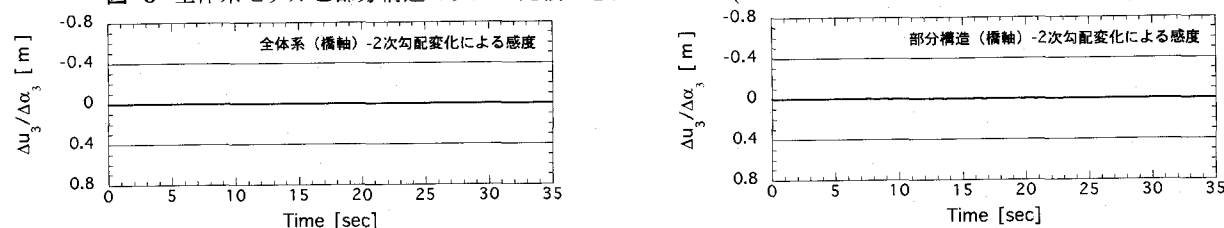


図-7 全体系モデルと部分構造モデルの比較：感度の時刻歴 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

表-3 板厚の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	板厚 t [mm]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_1$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_1$ [m]
全体系 モデル	46 36	0.056 0.057	-0.0027	7.08 7.10	-0.308 -0.320	-0.0432
部分構造 モデル	46 36	0.048 0.068	-0.0712	7.10 7.12	-0.344 -0.368	-0.0864

板厚を変化させた場合に大きくなっている。部分構造モデルでは、板厚の変化によって系の固有振動数が全体系のモデルと比較してわずかに変化するため感度にこのような現象が生じたものと考えられる。

最大変位に関しては感度に一定の差があるものの部分構造モデルは全体系モデルを良く表現しているものと考えられる。しかし、残留変位に関しては両モデルの傾向が大きく異なる部分もあり、部分構造モデルを用いての残留変位の算定は問題があるものとする。

5.2 橋軸直角方向解析

橋軸方向の場合と同様に、橋軸直角方向解析の感度の時刻歴を図-9,10,11に示す。これらの解析結果から残留変位と最大応答変位とそれらの感度をまとめた結

果を表-6,7,8に示す。さらに以上の橋軸直角方向の感度解析結果をまとめたものを図-12に示す。最大変位については基本ケースにおいて全体系モデルと部分構造モデルで最大変位の方法、発生時刻とも異なるため、感度についての詳細な比較は意味が無いかもしれないが、ほぼ同じ値となっている。逆に考えると、発生時刻、方向等が異なってもパラメータの変化の影響は、ほぼ一定で、この程度であるとも考えられる。残留変位の感度については両モデルで符号が異なり、特に部分構造モデルでは板厚を増加させたにもかかわらず残留変位が増加することを示す正の感度がある。

表-4 降伏応力の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	降伏応力 σ_Y [N/mm ²]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_2$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_2$ [m]
全体系 モデル	360 240	0.060 0.057		7.08 7.10	-0.312 -0.320	
部分構造 モデル	360 240	0.065 0.068		7.10 7.10	-0.348 -0.368	
			0.0077 -0.0144			-0.0157 -0.0406

表-5 2次勾配の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸方向)

	2次勾配 d	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_3$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_3$ [m]
全体系 モデル	E/100 E/1000	0.052 0.057		7.10 7.10	-0.319 -0.320	
部分構造 モデル	E/100 E/1000	0.052 0.068		7.12 7.10	-0.367 -0.368	
			-0.0005 -0.0019			0.0000 0.0000

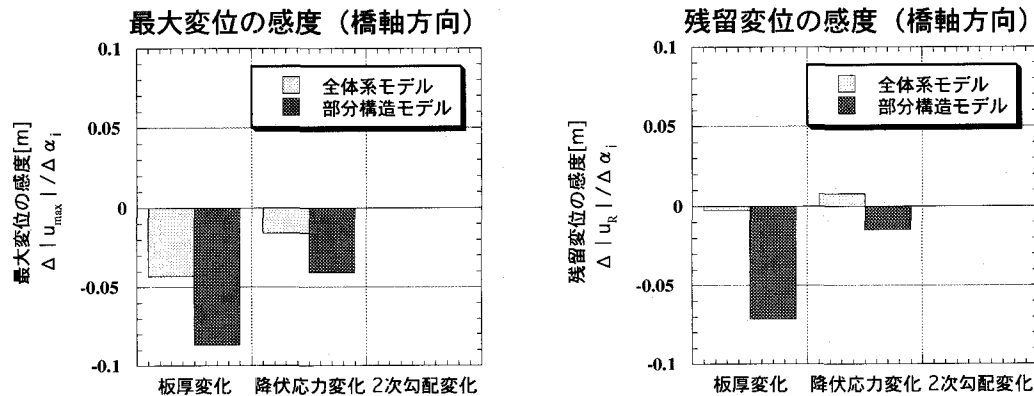


図-8 感度解析結果のまとめ (橋軸方向) : (a) 最大変位の感度, (b) 残留変位の感度

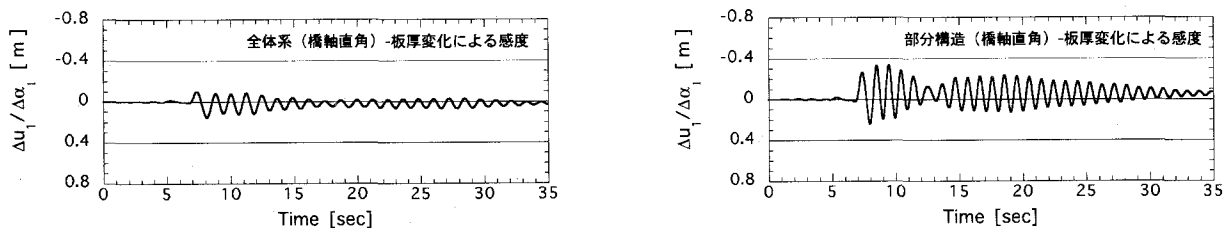


図-9 全体系モデルと部分構造モデルの比較：応答変位の感度の時刻歴 (Case-1: 板厚を変化させたモデル)

6. 最大塑性ひずみの分布

塑性ひずみ分布から検討する。

前章で感度解析の傾向は地震波の入力方向および全体系モデルと部分構造モデルで異なる傾向を示す場合があることが分かった。ここではその理由を橋脚内の

6.1 基本ケースにおける最大塑性ひずみの分布

基本ケースの PC-15 橋脚部分の最大塑性ひずみの分布を図-13 に示す。これより、橋脚基部に塑性化が生じ

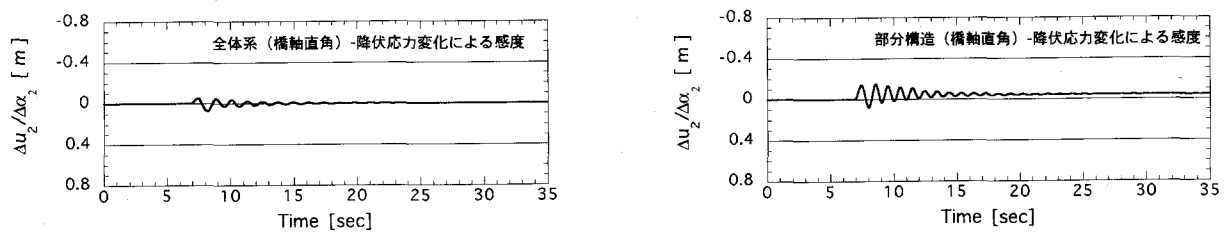


図-10 全体系モデルと部分構造モデルの比較：感度の時刻歴 (Case-2: 降伏応力を変化させたモデル)

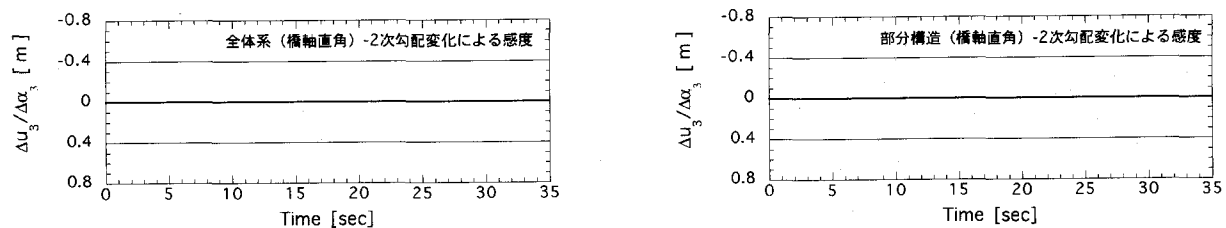


図-11 全体系モデルと部分構造モデルの比較：感度の時刻歴 (Case-3: 2次勾配を変化させたモデル)

表-6 板厚の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	板厚 t [mm]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_1$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_1$ [m]
全体系 モデル	46 36	0.085 0.091	-0.0229	7.84 7.86	0.385 0.408	-0.0831
部分構造 モデル	46 36	0.049 0.036	0.0468	7.06 7.08	-0.297 -0.321	-0.0875

表-7 降伏応力の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	降伏応力 σ_Y [N/mm²]	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_2$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_2$ [m]
全体系 モデル	360 240	0.091 0.091	-0.0008	7.84 7.86	0.392 0.408	-0.0319
部分構造 モデル	360 240	0.058 0.036	0.0044	7.08 7.10	-0.305 -0.321	-0.0320

ており、特に下端の要素で全体系モデル、部分構造モデルとも塑性ひずみが最大となっている。また、部分構造モデルの方が全般的に塑性ひずみが大きく、下端の要素では塑性ひずみ1%を越えている。さらに、全体系モデルと部分モデルでは塑性ひずみの分布形状が異なり、部分構造モデルでは、1本柱の1次モードが支配的なため、塑性域が基部に集中しているものと考えられる。これに対し全体系モデルでは基部の次の断面変化位置においても塑性ひずみのピークがある。このことは全体系モデルでは1本柱の1次モード以外のモードがより励起されていることによるものと考えられる。

また、この傾向は橋軸方向より橋軸直角方向解析のほうが強く、より塑性ひずみ分布が分散している。

6.2 設計パラメータを変化させたモデルにおける最大塑性ひずみの分布

設計パラメータを変化させたケースにおけるPC-15橋脚部分の最大塑性ひずみの分布を図-14(橋軸方向)と図-15(橋軸直角方向)に示す。

これらによると、パラメータの変化によって下端の要素の最大塑性ひずみは減少し、逆にその上部で最大塑性ひずみが増加している。すなわち、橋脚基部の

表-8 2次勾配の変化による残留変位と最大変位の感度 (橋軸直角方向)

	2次勾配 d	残留変位 u_r [m]	感度 $\Delta u_r /\Delta\alpha_3$ [m]	時刻 [sec]	最大変位 u_{max} [m]	感度 $\Delta u_{max} /\Delta\alpha_3$ [m]
全体系モデル	E/100	0.094		7.86	0.405	
モデル	E/1000	0.091	0.0003	7.86	0.408	-0.0004
部分構造モデル	E/100	0.027		7.10	-0.320	
モデル	E/1000	0.036	-0.0010	7.10	-0.321	0.0000

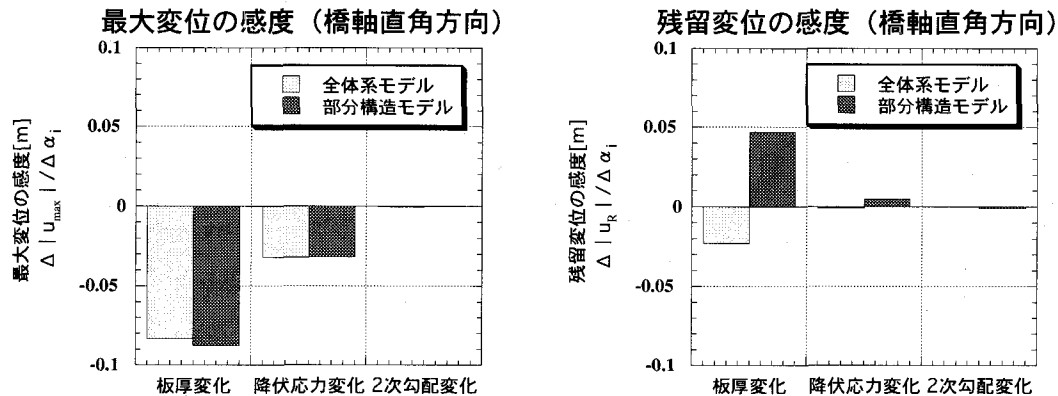


図-12 感度解析結果のまとめ (橋軸直角方向): (a) 最大変位の感度, (b) 残留変位の感度

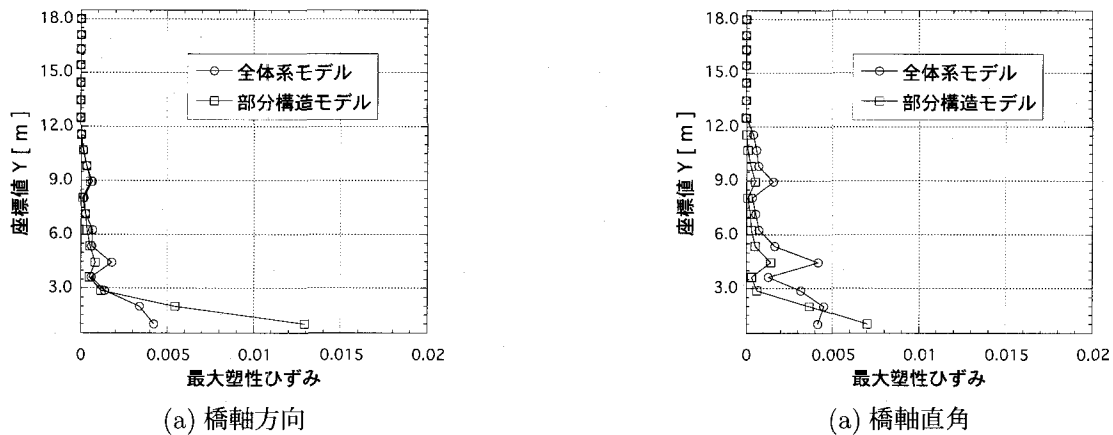


図-13 PC-15 における最大塑性ひずみの分布

板厚, 降伏応力, 2次勾配を増加させることで, 最大塑性ひずみの生じる場所が橋脚基部から上部へ移動すると言える. 降伏応力を変化させたケースでその傾向が強く, 2次勾配を変化させたケースでは他の2ケースに比べてその傾向は弱い.

通常の設計では静的な地震時の発生前モーメントに対し, 抵抗曲げモーメントが若干上回るように設計するため, 多ヒンジ的な塑性ひずみの分布となる. このような構造系では, ある1断面の設計パラメータを変化させても他の部分の損傷が集中する部位が移動するため, 感度解析の結果にばらつきが生じたものと考え

られる.

7. まとめ

感度に着目して全体構造モデルと部分構造モデルの比較を行った. 検討結果をまとめると下記の通りとなる.

- (1) 今回のモデルの橋軸方向地震入力に関しては, 部分構造モデルは全体系モデルの挙動を比較的良く表している.
- (2) しかし, 比較的単純な構造系にも拘わらず, 橋軸直角方向地震入力に関しては部分構造モデルと全

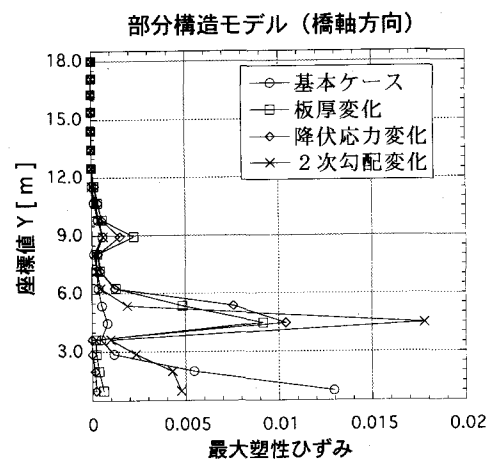
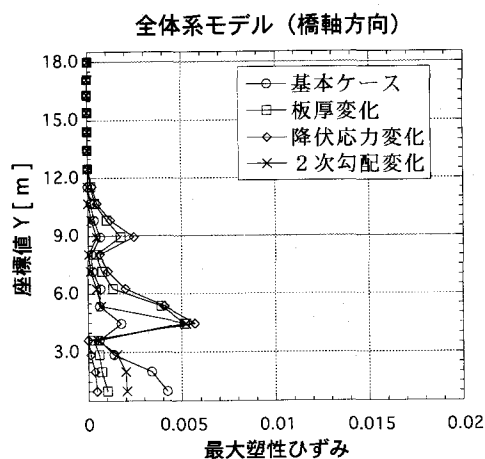


図-14 パラメーターの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸方向)

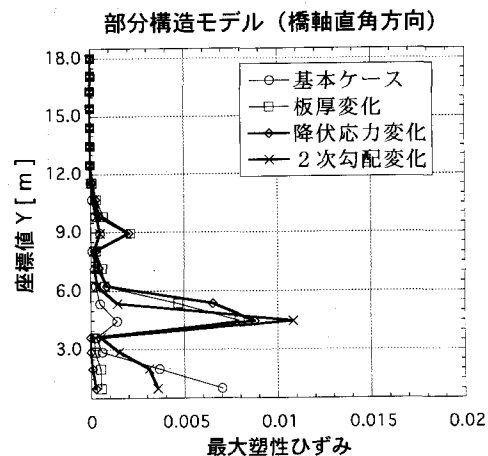
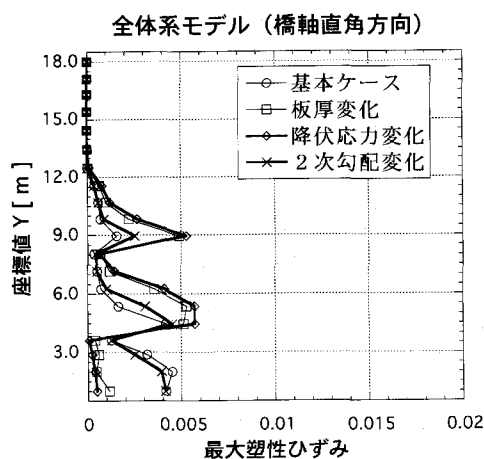


図-15 パラメーターの変化による最大塑性ひずみの変化 (橋軸直角方向)

体系モデルの差異が大きい。

- (3) 最大応答変位に関する感度は全体系モデルと部分構造モデルともほぼ同じ傾向を示している。設計パラメータの変化による最大応答変位の変化を部分構造モデルを用いて傾向的には評価できるものとする。
- (4) 残留変位の感度は部分構造モデルと全体系モデルで大きく傾向が異なる。したがって、部分構造モデルを用いた残留変位の推定は問題がある。
- (5) 全てのケースにおいて降伏以後の2次勾配に関する最大応答変位、残留変位に関する感度は小さい。
- (6) 部分構造モデルでは最大塑性ひずみ等の損傷はある1点に集中した分布形状が得られるが、全体系モデルでは損傷が分散する傾向を示す。

今回の検討では単一の地震波に対する感度を算定したが、地震波の性質により感度も異なることが予想される。今後の課題として地震波の感度への影響の検討があげられる。

謝辞：本論文の成果の一部は日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会・橋梁システムと耐震性小委

員会（主査：東京大学藤野陽三教授）の活動の一環として行われました。同小委員会委員の皆様より種々の貴重なご助言、データを頂いたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

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，2002.
- 2) 久田俊明，野口裕久，村山修，動的非線形有限要素法における感度解析法の開発，日本機械学会論文集 (A)，Vol. 57, No. 536, pp. 959-965, 1991.
- 3) 久田俊明，野口裕久，村山修，配管系における動的弾塑性応答感度解析コードの開発，日本機械学会論文集 (A)，Vol. 57, No. 541, pp. 2091-2098, 1991.
- 4) Kreiber, M. et al. Parameter sensitivity in nonlinear mechanics, John Wiley & Sons, 1997
- 5) 土木学会・JSSC 橋梁システムと耐震性小委員会，橋梁システムの動的解析と耐震性，土木学会鋼構造委員会・日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会，2000.
- 6) 日本道路協会，道路橋の耐震設計に関する資料，1997.

(2003年9月12日受付)