

局所的非線形性を有する多径間連続高架橋の地震応答解析

SEISMIC RESPONSE OF MULTI-SPAN CONTINUOUS HIGH-PIER
GIRDER BRIDGE WITH LOCALIZED NONLINEARITY

竹 宮 宏 和*・魚 谷 広 太 郎**

By Hirokazu TAKEMIYA and Kohtaro UOTANI

1. 緒 言

最近の技術の進歩とともに、橋梁計画において、かなり橋脚高のある多径間連続高架形式が採用されてきている。以前の多径間連続桁橋の設計では、1点固定、他点可動方式が一般的であったが、大型化、長大化する橋梁では、上部工の地震力を1橋脚に集中させると、その結果、当該橋脚ならびに基礎構造断面が非常に大きくなり、経済的また美観的にも好ましくなくなる。そこで複数の固定橋脚を採用して、上部工の橋軸方向に働く地震力をそれらに分散させる分散固定方式が考えられる。たとえば本州四国連絡橋の尾島一坂出ルート内の与島高架橋(図-1参照)は、道路および鉄道併用橋のダブルデッキ構造の設計で、上段道路桁は分散固定方式を採って7径間連続と4径間連続形式となっている。また7径間連続部では橋脚高さが平均70mもあり、そのためトップヘビー構造化し、強震時の橋軸方向の過大な振れが心配される。この対策として、同図に示したように、橋桁と橋台との間に変位制御用装置(オイルダンパー)の設置、いわゆる桁尻ダンパーが計画されている。オイルダンパーの特性は、一般に速度依存型の非線形性を呈する。

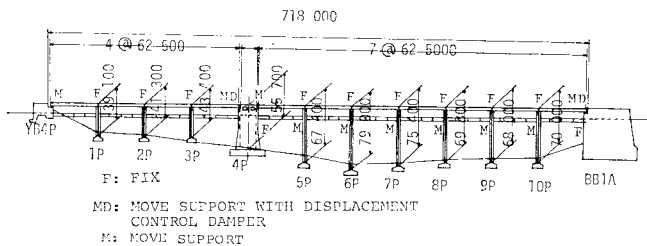


図-1 多径間連続高架橋

上記の高架橋は構造的にみるとフレキシブルな高架部とマッシブな橋台とを、非線形特性を有する粘性型ダンパーで連結したもので、高架部および橋台の挙動を弾性範囲と限っても、全体としての連成系は、変位制御装置の介在のため、また、加えて橋台上の可動支承の摩擦抵抗のため非線形応答となる。このような局所的非線形要素を有する振動系の地震応答解析に、全体系として直接逐次計算を実施することは明らかに非合理的である。そのため本研究では、動的サブストラクチャ法を適用^{3)~4)}している。つまり、全体系を高架部と橋台部に分け前者の線形領域には固有モード分解を仮定して解析自由度の大幅な縮小を計っている。

動的サブストラクチャ法においては、各部分系のインターフェイスの扱いで2種の手法が考えられる。1つは、インターフェイスを一時的に拘束し(拘束系と称する)、同境界条件のもとでの固有振動モードを評価する。次にこの拘束されたインターフェイスを解除することによって生じる振動モードと上記の固有モードの線形重ね合せを採る拘束モード法である^{5)~6)}。他は、インターフェイスの境界条件を自由として(自由系と称する)固有振動モードを評価し、インターフェイス上の断面力を同固有振動モードに展開する自由モード法である^{8)~9)}。上記の両手法は、いずれも変位を仮定するという点では

Ritz法に通じるが、お互いにそれぞれの特徴点を有している。

ただし、そのほとんどの研究は対象系の振動特性としての固有値問題に関するもので、入念な応答解析まで扱っていない。

本研究では、上記の解析法を応答評価まで発展させ、多径間連続高架橋における前述の局所的非線形性による制振効果を明らかにしている。

* 正会員 工博 岡山大学 工学部土木工学科

** 学生会員 岡山大学大学院 工学研究科

2. 解析モデル

本研究で対象としたのは、図-1 に示した4径間ならびに7径間連続高架橋の橋軸方向の地震応答解析である。解析にあたって、以下の仮定を設けた。

(1) 多径間高架部は、上段道路桁と下段鉄道桁のダブルデッキ構成である。前者は各橋脚天端で剛結されており、橋軸方向にはラーメン構造、そして後者は各橋脚天端で摩擦支承状態となっている。したがって、上段桁と下段桁とでは、基本固有周期がかなり異なるため、それぞれを独立に扱い得るとし、本解析では道路桁が対象であるため、下段鉄道桁は解析に考慮していない。

(2) 多径間高架部を2次元はり要素による有限要素化を行い、集中質量系に置換する。その際、高架部の振動特性をできるだけ忠実に得るために、橋脚部の質点数を橋桁部のそれより多く採る(図-2 参照)。

(3) 各橋脚下端の直接基礎(フーチング)には、地盤ばね(並進および回転)を配置し、それらのばね係数は地盤反力係数から算出する。地盤減衰効果に関しては、それぞれの運動について粘性減衰定数として与える。

(4) 道路橋の両端の支承条件は可動沓とするが、実際にはある程度の摩擦抵抗があり、したがってこれを考慮する。

(5) 橋台(BB1A, YB4P)および橋脚(4P)はマッシュプであり、水平並進および回転の2自由度剛体と

して扱う。

(6) 道路桁には、地震時の過大な変位を制御する目的で、シリンダー型オイルダンパーを桁尻ダンパー形式で、7径間高架部と橋台(BB1A)、そして比較のため4径間高架部と橋台(4P)の間にも配置する。

(7) 解析対象系は、[橋台 YB4P] + [4径間高架部] + [橋脚 4P] + [7径間高架部] + [橋台 BB1A] の連成系である(図-3 参照)。そして以上より、7径間高架部は50個のはり要素の、一方、4径間高架部は20個のはり要素の多質点系に置換する。解析は橋軸方向(面内)振動であるから、はり要素については、1端で3自由度、各剛体については2自由度を有するため、全体系で218自由度系モデルとなる。

3. 拘束モード法による定式化

[高架部]集中質量法による有限要素法から、橋軸方向の運動方程式が絶対座標系で

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F\} \dots\dots(1)$$

と得られる。ここに $\{x\}$ は変位ベクトル、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ質量、減衰および剛性マトリックス、そして $\{F\}$ は外力ベクトルを表わしている。いま、対象系の質点を、境界上のものと、それ以外の内部質点(自由質点、下添字 i を付す)に分け、さらに前者を地震動の入力点(下添字 g を付す)と、他の部分系とのインターフェイス質点(下添字 j を付す)に区別する²⁾⁻⁴⁾。

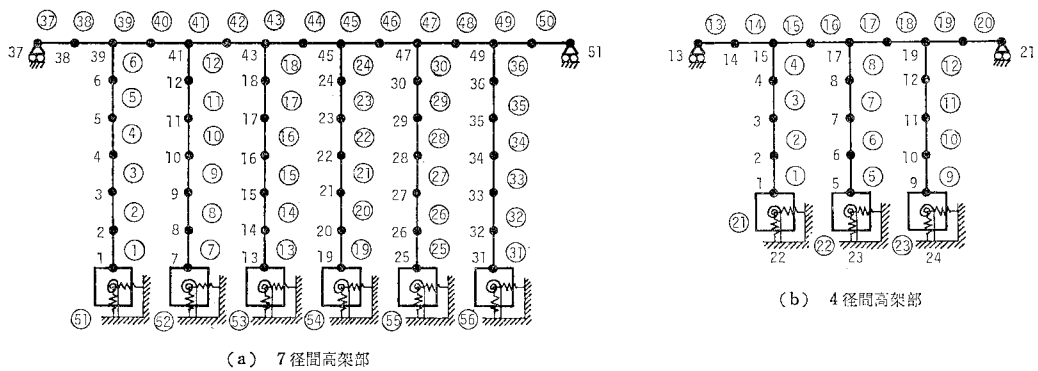


図-2 質点系モデル

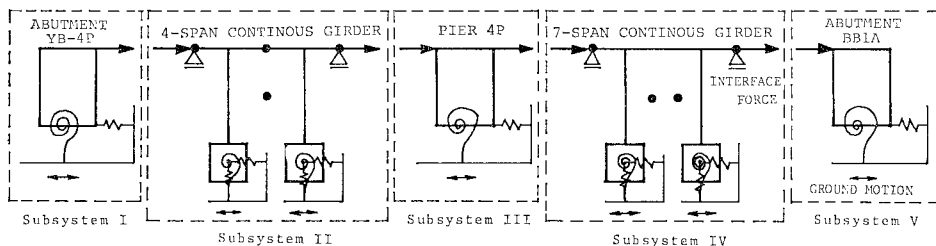


図-3 サブ・システム化

いま、内部質点変位 $\{x_i\}$ を境界点を一時固定拘束した状態での動的変位 $\{x_i^d\}$ と、その拘束を解除したことによる準静的変位 $\{x_i^s\}$ の和としてとらえる⁵⁾⁷⁾。つまり

$$\{x_i\} = \{x_i^d\} + \{x_i^s\} \dots\dots\dots (2)$$

後者は、式(1)の静的な平衡条件からの縮合によって

$$\{x_i^s\} = [\beta]\{x_j\} + [r]\{x_g\} \dots\dots\dots (3)$$

と与えられる。ただし、 $[\beta]$ 、 $[r]$ はそれぞれ $\{x_j\}$ および $\{x_g\}$ において順次単位の変位を与えた場合の内部質点変位、すなわち変位影響マトリックスを定義したもので

$$[\beta] = -[K_{ij}]^{-1}[K_{ij}] \dots\dots\dots (4)$$

$$[r] = -[K_{ij}]^{-1}[K_{ig}] \dots\dots\dots (5)$$

から計算される。以下では、式(4)の変位状態を拘束解除モードとよぶ。

次に、拘束系の動的変位に対して固有モード分解を仮定する。

$$\{x_i^d\} = [\phi^c]\{q^c\} \dots\dots\dots (6)$$

ここに $[\phi^c]$ は採用次数の固有振動モード形状よる成る固有モード・マトリックスを表わし、正規直交性

$$[\phi^c]^T [M_{ii}] [\phi^c] = [I] \dots\dots\dots (7)$$

$$[\phi^c]^T [C_{ii}] [\phi^c] = [2\xi_l^c \omega_l^c] \dots\dots\dots (8)$$

$$[\phi^c]^T [K_{ii}] [\phi^c] = [(\omega_l^c)^2] \dots\dots\dots (9)$$

を満足する。ただし、 $[I]$ は単位マトリックス、 ω_l^c は l 次の固有振動数、 ξ_l^c は同モード減衰定数、 $[\cdot]$ はそれらより成る対角マトリックスを意味する。

さて、式(1)において、式(2)、(3)および(6)の変位ベクトルの変換

$$\begin{Bmatrix} \{x_j\} \\ \{x_i\} \\ \{x_g\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [I] & [0] & [0] \\ [\beta] & [\phi^c] & [r] \\ [0] & [0] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_j\} \\ \{q^c\} \\ \{x_g\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

を施し、さらに運動方程式の係数マトリックスを対称とするため、同変位変換マトリックスの転置を前から乗じ、演算の後、地震入力項を右辺に移すと

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_{jj}] + [\beta]^T [M_{ii}] [\beta] & [\beta]^T [M_{ii}] [\phi^c] \\ [\phi^c]^T [M_{ii}] [\beta] & [I] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{x}_j\} \\ \{\ddot{q}^c\} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} [\beta]^T [C_{ii}] [\beta] & [\beta]^T [C_{ii}] [\phi^c] \\ [\phi^c]^T [C_{ii}] [\beta] & [2\xi_l^c \omega_l^c] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{x}_j\} \\ \{\dot{q}^c\} \end{Bmatrix} \\ & + \begin{bmatrix} [K_{jj}] + [K_{ji}] [\beta] & [0] \\ [0] & [(\omega_l^c)^2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_j\} \\ \{q^c\} \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \{F_j\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} [\beta]^T [M_{ii}] [r] \\ [\phi^c]^T [M_{ii}] [r] \end{bmatrix} \{\ddot{x}_g\} \\ & - \begin{bmatrix} [\beta]^T [C_{ii}] [r] + [\beta]^T [C_{ig}] \\ [\phi^c]^T [C_{ii}] [r] + [\phi^c]^T [C_{ig}] \end{bmatrix} \{\dot{x}_g\} \\ & - \begin{bmatrix} [\beta]^T [K_{ig}] \\ [0] \end{bmatrix} \{x_g\} \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

を得る。なお上式では $[C_{jg}] = [C_{ji}] = [0]$ と仮定して

いる。上式(11)は自由度数として、インターフェイス節点の自由度と、採用した拘束系の固有モード数の和となり、式(1)のそれから大幅に縮小されている。式(11)を各高架部についての表現として

$$\begin{aligned} & [M_G^c]_{\text{sub},k} \{\ddot{x}_G\}_{\text{sub},k} + [C_G^c]_{\text{sub},k} \{\dot{x}_G\}_{\text{sub},k} \\ & + [K_G^c]_{\text{sub},k} \{x_G\}_{\text{sub},k} = \{F_j^c\}_{\text{sub},k} + \{F_{gG^c}\}_{\text{sub},k} \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

と略記する。ここで、外力 $\{F_j\}_{\text{sub},k}$ は具体的には、変位制御用ダンパー反力および可動支承部の摩擦反力を含む外力項、 $\{F_{gG^c}\}_{\text{sub},k}$ は地震外力項である。

【橋台部】地盤ばねを考慮した2自由度剛体としての橋台の運動方程式は

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M \\ J \end{bmatrix}_A \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix}_A + \begin{bmatrix} C_h & C_h h_G \\ C_h h_G & C_r + C_r h_G^2 \end{bmatrix}_A \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix}_A \\ & + \begin{bmatrix} K_h & K_h h_G \\ K_h h_G & K_r + K_h h_G^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x \\ \theta \end{Bmatrix}_A \\ & = \begin{Bmatrix} F_D \\ F_{De} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} C_h \\ C_h h_G \end{Bmatrix} \dot{x}_g + \begin{Bmatrix} K_h \\ K_h h_G \end{Bmatrix} x_g \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

となる。ここに M は質量、 J は重心まわりの質量回転慣性モーメント、 h_G は底面から重心までの高さ、 e は重心からインターフェイスまでの距離、 F_0 はインターフェイス力である。地盤ばねは、橋台があまり根入れ部をもたないことから、橋台底面に配置してある。そのばね係数は道路橋示方書下部構造設計編¹⁰⁾より算出している。一方減衰係数は、限界減衰定数の仮定より求めている。以下、式(13)の一般的表現として

$$\begin{aligned} & [M_A]_{\text{sub},k} \{\ddot{x}_A\}_{\text{sub},k} + [C_A]_{\text{sub},k} \{\dot{x}_A\}_{\text{sub},k} \\ & + [K_A]_{\text{sub},k} \{x_A\}_{\text{sub},k} = \{F_A^D\}_{\text{sub},k} + \{F_{gA}\}_{\text{sub},k} \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

を用いる。

【変位制御用オイルダンパー特性】桁尻に配置する変位制御用オイルダンパーは、シリンダー内に封じ込められたオイルが狭いオリフィスを介して圧力を減少することを利用して、減衰効果を図る耐震装置の一種である。

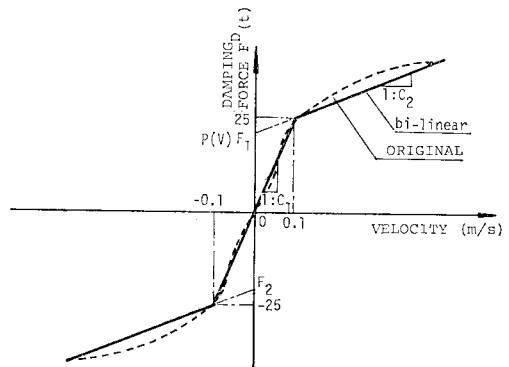


図-4 変位制御用オイルダンパー特性

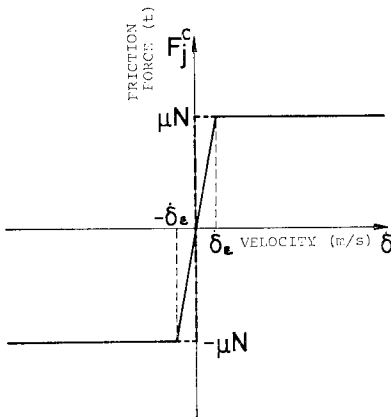


図-5 可動支承の摩擦抵抗

その減衰力は、通常、応答速度に依存する。温度にも影響されるが、これは2次的なものとして考慮しないことにする。実験結果によれば¹⁾、図-4のような特性を示すが、本研究では、同図の実線のように双一次型で近似する。つまり、変位制御用ダンパーの取付両端間の相対速度を δ とすると

$$\delta = \dot{x}_D - \dot{x}_j \dots\dots\dots(15)$$

で、 \dot{x}_D は橋台側の取付点の速度を意味し

$$\dot{x}_D = \dot{x}_A - e\dot{\theta}_A \dots\dots\dots(16)$$

で与えられ、減衰力は

$$F_D(\delta) = \begin{cases} C_2\delta + F_1 & \delta \geq 0.1 \\ C_1\delta & |\delta| \leq 0.1 \\ C_2\delta + F_2 & \delta \leq -0.1 \end{cases} \dots\dots\dots(17)$$

と特性付ける。

[可動支承部の摩擦抵抗] 高架部の解析モデル(図-2参照)では、橋桁両端部は可動支承となっているが、現実には理想化されたローラ支承ではなく、同部分の接触圧 N と摩擦係数の積としての摩擦抵抗力が働く。ここでは、支承上の相対速度 δ によって 図-5 の破線に従う速度制御タイプを考える。しかし、これでは相対速度 δ の符号が変わる際に摩擦力の急激な変化が生じるため、以下の応答計算の安定上、同図の実線のように相対速度の微小な区間で摩擦力の線形変化を与える¹¹⁾。したがって、

$$F_j^c = \begin{cases} \mu N & ; \delta \leq -\delta_e \\ -\frac{\mu N}{\delta_e} \delta & ; |\delta| \leq \delta_e \\ -\mu N & ; \delta \geq \delta_e \end{cases} \dots\dots\dots(18)$$

を使用する。そして δ_e の算定では、解析対象系は高架部の基本固有モード(後出の固有振動数 ω_1^F) が卓越するとして

$$\alpha = \frac{\delta_e}{\delta_{\max} \cdot \omega_1^F} \dots\dots\dots(19)$$

をパラメーターに導入している。ただし、 δ_{\max} は可動

支承上の摩擦抵抗を考慮しない場合の最大相対変位である。

本研究では、上記の接触圧には、可動支承が支持する支間の重量の半分を採っている。また、式(19)の係数 α は、あまり小さくなると、運動方程式の係数マトリックス内の関係する特定要素が、他の要素と比べて非常に大きくなり、運動方程式を解くのが困難となる。試算の結果、解の収束性から $\alpha=1/100$ としている。

[連成系] 解析対象構造物の全体系としての運動方程式は、各部分系の運動方程式を、それらの間のインターフェイスでの連続条件を用いて作成される。本解析における高架部と橋台との連続性は、力の平衡条件

$$F_j + F_D = 0 \dots\dots\dots(20)$$

である。したがって、式(12)、(14)に上式(20)を導入すれば、次式を得る。

$$\begin{aligned} \sum_{k=1}^{N_{\text{sub}}} ([\tilde{M}^c]_{\text{sub},k} \{\ddot{x}\}_{\text{sub},k} + [\tilde{C}^c]_{\text{sub},k} \{\dot{x}\}_{\text{sub},k} \\ + [\tilde{K}^c]_{\text{sub},k} \{x\}_{\text{sub},k}) \\ = \sum_{k=1}^{N_{\text{sub}}} (\{\tilde{F}_n^c\}_{\text{sub},k} + \{\tilde{F}_g^c\}_{\text{sub},k}) \dots\dots\dots(21) \end{aligned}$$

ここに、 $[\tilde{M}^c]_{\text{sub},k}$ 、 $[\tilde{C}^c]_{\text{sub},k}$ 、 $[\tilde{K}^c]_{\text{sub},k}$ は、それぞれ式(12)および(14)の慣性、減衰、剛性マトリックス $[M^c]_{\text{sub},k}$ 、 $[C^c]_{\text{sub},k}$ 、 $[K^c]_{\text{sub},k}$ を零要素をもって全体系の自由度の大きさに拡張したものである。変位ベクトル $\{x\}_{\text{sub},k}$ ならびに外力ベクトル $\{\tilde{F}_n^c\}_{\text{sub},k}$ 、 $\{\tilde{F}_g^c\}_{\text{sub},k}$ についても同様である。 $\{F_n\}_{\text{sub},k}$ の要素における非線形性は、式(17)、(18)に従うが、それぞれ式(15)の相対速度の関数となるため、実際の数値積分では、上式(21)の非線形減衰項として扱っている。

4. 自由モード法による定式化

[高架部] 動的サブストラクチャ法のうちの自由モード法では、高架部の固有モードを、桁端がローラ支承として求める。いま、運動方程式(1)を基盤動 x_g に対する相対変位 $\{u\}$ を使って表わせば、

$$\begin{aligned} [M^F] \{\ddot{u}\} + [C^F] \{\dot{u}\} + [K^F] \{u\} \\ = -\{m\} \ddot{x}_g + \{F_j^F\} \dots\dots\dots(22) \end{aligned}$$

を得る。ここに質量、減衰および剛性マトリックス $[M^F]$ 、 $[C^F]$ 、 $[K^F]$ は自由節点変位のみについてのもの、 $\{m\}$ は慣性力による外力ベクトルを、 $\{F_j^F\}$ はインターフェイス力を表す。

いま、変位を式(22)の固有振動モードに展開し、そのうちの最初の低次数のみを採用する。ただし、自由モード法では、拘束モード法と比較して精度が劣る場合もあることから、高次モードの効果としての修正項を撓性マトリックスから付加する⁹⁾。そのとき

$$\{u\} = [\{\phi^F\} \mid \{\tilde{\psi}^F\}] \begin{Bmatrix} \{q^F\} \\ \{F_j\} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (23)$$

ここに $[\phi^F]$ は採用する自由モード形状から成る固有モードマトリックスであり、直交性

$$[\phi^F]^T [M^F] [\phi^F] = [I] \dots\dots\dots (24)$$

$$[\phi^F]^T [C^F] [\phi^F] = [2\xi_l^F \omega_l^F] \dots\dots\dots (25)$$

$$[\phi^F]^T [K^F] [\phi^F] = [(\omega_l^F)^2] \dots\dots\dots (26)$$

を満たす。また、 $[\tilde{\psi}^F]$ は高次モード応答を静的に評価した場合の結果として

$$[\tilde{\psi}^F] = [\psi^F] - [\phi^F] [(\omega_l^F)^2]^{-1} [\phi^F]^T \dots\dots (27)$$

で与えられる。 $[\psi^F]$ は高架部の撓性マトリックスである。式(22)に式(23)を代入し、前から式(23)の係数マトリックスの転置を乗じて、式(24)~(26)の直交性を利用すれば、採用する各次モード座標での運動方程式が

$$[I] \{\ddot{q}^F\} + [2\xi_l^F \omega_l^F] \{\dot{q}^F\} + [(\omega_l^F)^2] \{q^F\} = [\phi^F]^T (\{F_j\} - \{m\} \ddot{x}_g) \dots\dots\dots (28)$$

と得られる。したがって、これを一般的に

$$[I]_{sub,k} \{\ddot{q}^F\}_{sub,k} + [2\xi_l^F \omega_l^F]_{sub,k} \{\dot{q}^F\}_{sub,k} + [(\omega_l^F)^2]_{sub,k} \{q^F\}_{sub,k} = \{F_j^F\}_{sub,k} + \{F_{gC}^F\}_{sub,k} \dots\dots\dots (29)$$

と表わす。

〔橋台部〕運動方程式(13)を基盤に対する相対変位で表わせば、

$$[M_A] \{\ddot{u}_A\} + [C_A] \{\dot{u}_A\} + [K_A] \{u_A\} = \{F^D\} - [M_A] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \dots\dots\dots (30)$$

となる。これを一般的に

$$[M_A]_{sub,k} \{\ddot{u}_A\}_{sub,k} + [C_A]_{sub,k} \{\dot{u}_A\}_{sub,k} + [K_A]_{sub,k} \{u_A\}_{sub,k} = \{F^D\}_{sub,k} + \{F_{gA}\}_{sub,k} \dots\dots\dots (31)$$

と表わす。

〔連成系〕全体系の運動方程式を、式(20)の平衡条件を用いて、式(29)と式(31)から作成する。その結果、

$$\sum_{k=1}^{N_{sub}} ([\tilde{M}^F]_{sub,k} \{\ddot{u}\}_{sub,k} + [\tilde{C}^F]_{sub,k} \{\dot{u}\}_{sub,k} + [\tilde{K}^F]_{sub,k} \{u\}_{sub,k}) = \sum_{k=1}^{N_{sub}} (\{\tilde{F}_n\}_{sub,k} + \{\tilde{F}_g\}_{sub,k}) \dots\dots\dots (32)$$

を得る。ここに $\{u\}_{sub,k}$ は全体系の解析自由度に拡張した変位ベクトル、 $\{\tilde{F}_n\}_{sub,k}$ と $\{\tilde{F}_g\}_{sub,k}$ はそれに対応する外力ベクトル、 $[\tilde{M}^F]_{sub,k}$ 、 $[\tilde{C}^F]_{sub,k}$ 、 $[\tilde{K}^F]_{sub,k}$ はそれぞれ式(29)、(31)の慣性、減衰および剛性マト

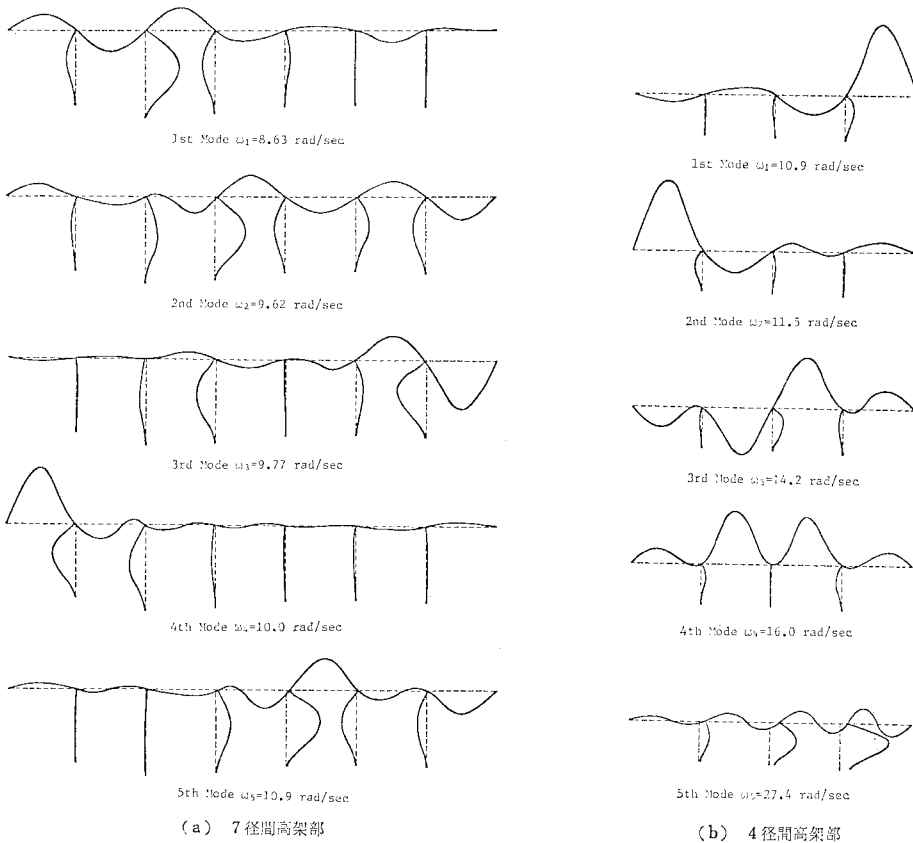


図-8 拘束系の固有モード

リックスを $\{a\}_{sub,k}$ に対応するように拡張したものである。応答解析においては、橋桁端部に働く非線形力ベクトル $\{\tilde{F}_n\}_{sub,k}$ を式 (17), (18) から各時刻ステップごとに決定している。

5. 数値解析結果および考察

〔振動特性〕拘束モード法における高架部の固有振動モードを 図-6 に示す。また、橋桁の両端での一時拘束を解除することによって生じる拘束解除モード $[\beta]$ を 図-7 に示す。特に、後者は桁尻ダンパーの減衰力に従

って橋台と連成する変位モードを与えていることに注意されたい。同図中の振動数は後述のように式 (12) の固有値解析から得られたものである。

一方、自由モード法による高架部の固有振動モードは、 図-8 のように得られる。そして高架部の単独系に対する応答寄与率からは、その基本固有モードが非常に卓越している。 図-7 と 図-8 の比較からは、拘束モード法の拘束解除モードが、ちょうど、自由モード法の基本固有振動モードに相当することがわかる。

振動特性として、もう一つ重要なファクターに減衰定数がある。解析のための定式化が異なっても、対象系は

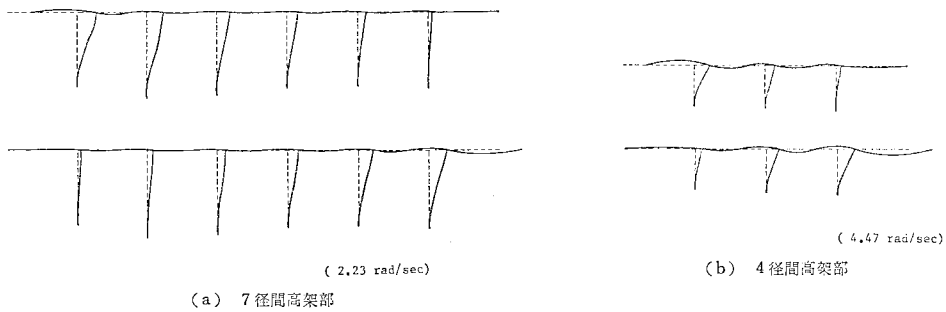


図-7 変位影響マトリックス $[\beta]$ (拘束解除モード)

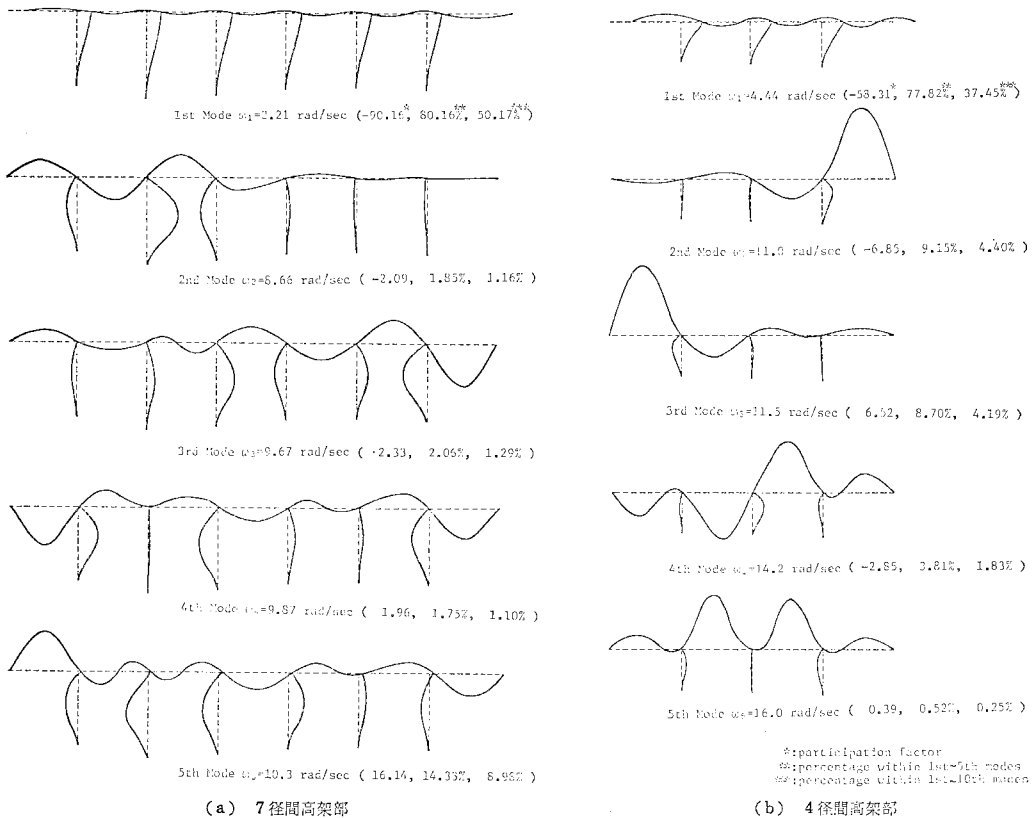


図-8 高架部自由系の固有モード

同一の減衰効果を現実にはもつものである。高架部の振動特性として、対象としている変位制御用ダンパーの減衰力および本数からその単独系としての特性を大きく反映してることが予想されるので、以下の解析では、減衰の仮定を自由モード法に合わせるように工夫した。つまり、式(12)において、まず固有モード分解を行って固有モードマトリックス $[\tilde{\phi}]$ を求め、正規直交性

$$[\tilde{\phi}]^T [\tilde{M}] [\tilde{\phi}] = [I] \dots\dots\dots (33)$$

$$[\tilde{\phi}]^T [\tilde{C}] [\phi] = [2 \tilde{\xi}_l \omega_l] \dots\dots\dots (34)$$

$$[\tilde{\phi}]^T [\tilde{K}] [\phi] = [\omega_l^2] \dots\dots\dots (35)$$

を満たすものとするれば、上式(33)~(35)より減衰マトリックスを逆算して

$$[\tilde{C}] = [\tilde{M}] [\tilde{\phi}] [2 \tilde{\xi}_l \omega_l] [\tilde{\phi}]^T [\tilde{M}] \dots\dots\dots (36)$$

を得る。ここで、式(11)との対比から、式(36)を分割マトリックス表示すると、

$$[\tilde{C}] = \begin{bmatrix} [\tilde{C}_{jj}] & [\tilde{C}_{jq}] \\ [\tilde{C}_{qj}] & [\tilde{C}_{qq}] \end{bmatrix} \dots\dots\dots (37)$$

したがって、

$$[C_{ii}] = [M_{ii}] [\phi^e] [\tilde{C}_{qq}] [\phi^e]^T [M_{ii}] \dots\dots\dots (38)$$

で与えられることになる。以下の応答計算において、高架部については各次固有振動モード減衰定数 $\tilde{\xi}_l = \tilde{\xi}_l^F = 0.05$ と仮定している。

次に橋台および橋脚フーチングの減衰効果は、弾性波動論解を参考して、並進運動には限界減衰の15%、そして回転運動に対してはその5%を仮定している。

[応答特性] 対象系の地震応答解析を、入力波に過去の代表的な強震記録を選び、基盤面入力として逐次直接積分法(ウィルソンの θ 法)から実施した。特に、主眼点は

- (1) 動的サブストラクチャ法の精度
- (2) 変位制御用ダンパーの制振効果
- (3) 可動支承上の摩擦抵抗効果
- (4) 入力地震動の伝播性(位相差入力)効果

に置いている。

3. の定式化より明らかなように、拘束モード法からは絶対座標に関する応答が求まる。一方、自由モード法からは、基盤に対する相対変位応答が求まる。両者を比較

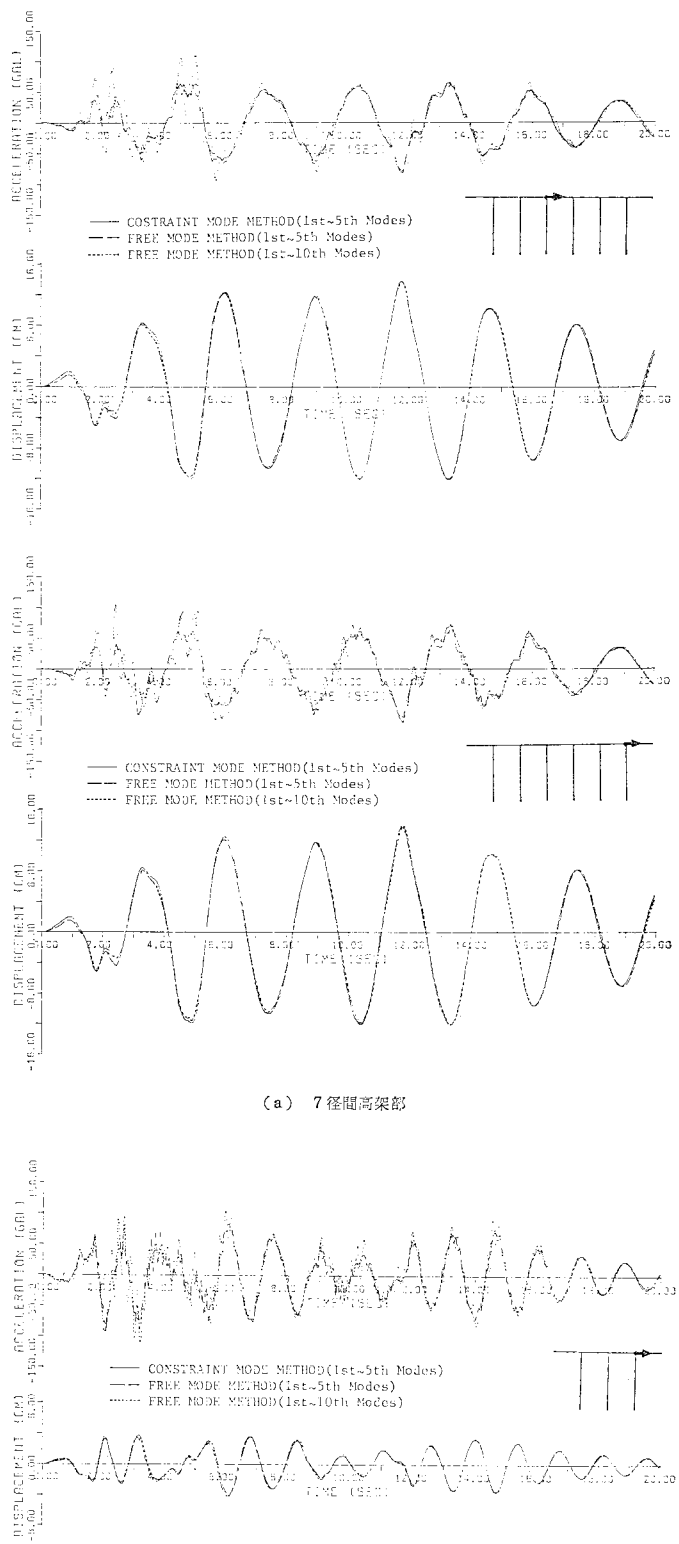


図-9 時刻歴応答 ($\mu=0, ND=0$)

するために、基盤の加速度、変位をそれぞれの応答に加減して、以下では絶対加速度応答および相対変位応答に統一している。

まず、応答解析精度について検討する。拘束モード法ならびに自由モード法、いずれの定式化ともそれぞれの固有振動モード分解の後、応答計算のための採用すべき固有モード数を限定して、自由度の縮小を有効に、しかも大幅に計っている。図-9は、7径間および4径間高架部の代表的な節点の時刻歴応答を示したものである。変位応答に関しては、両手法は最初の1~5次までの固有モードを採用すれば収束した解を与えるが、加速度応答に関しては、応答の初期段階でまだ解は収束しておらず、ばらついている。自由モード法で、最初の1~10次までの固有モードを採用すると、その高次固有モードの影響は顕著に現われている。この原因として、次のように説明できる。対象系は、応答の初期段階では、高次固有モードが入力の卓越振動数成分のためかなり惹起されるが、その後はそれほど励起されない。つまり、入力地震動の振動数領域においての非定常性のためである。したがって、加速度応答を対象とする場合は、固有モードの採用次数の決定に入力地震動に含まれる振動数成分を十分に考慮しなければならない。一方、変位応答は、入力加速度成分を振動数領域で $1/\omega^2$ 倍した入力成分を対象とすることから、それほど高振動数成分は問題とならない。

なお、自由モード法においては、高架部の変位応答に基本固有モードが卓越するため、式(23)のうちの高次固有モードを考慮したインターフェイス力による準静的

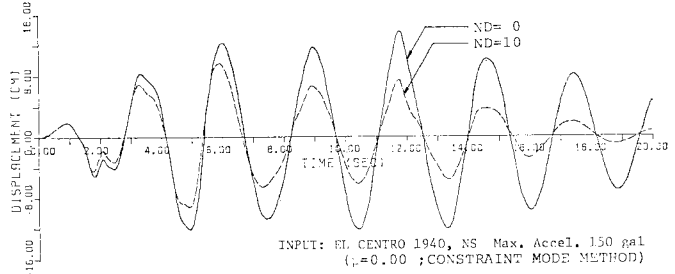


図-10 変位制御用ダンパーの制振効果(7径間高架部橋桁)

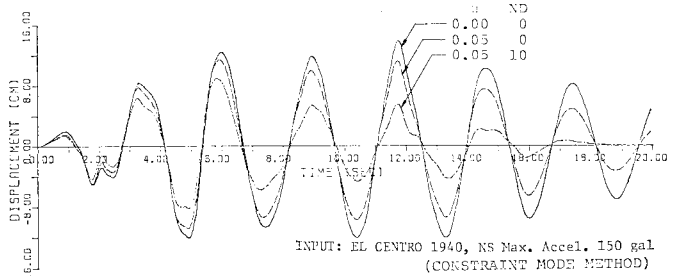


図-11 可動支承の摩擦抵抗効果(7径間高架部橋桁)

な応答効果は無視してよい値であった。

次に、変位制御用の桁尻ダンパー効果について調べた。図-10はその一例で、7径間高架部と橋台(BB1A)の間に図-4の特性を有するダンパーを配置し、その総本数(ND)をパラメーターに採っている。実際の配置は、桁の断面から10本前後である。同図より、桁尻ダンパーの制振効果は、対象系が地震入力のもとで定常応答状態に近づくのを完全に抑えており、その有効性が認められる。ND=10では最大変位で約30%の応答の低

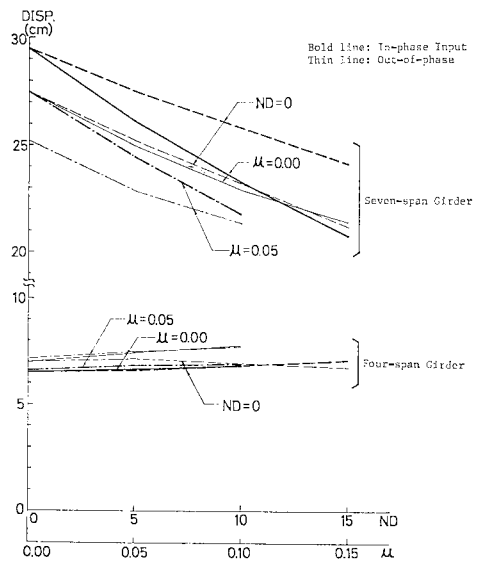
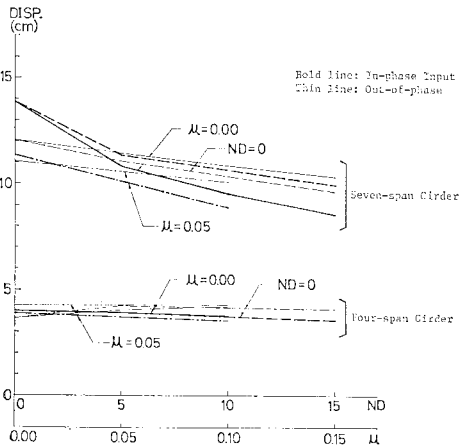
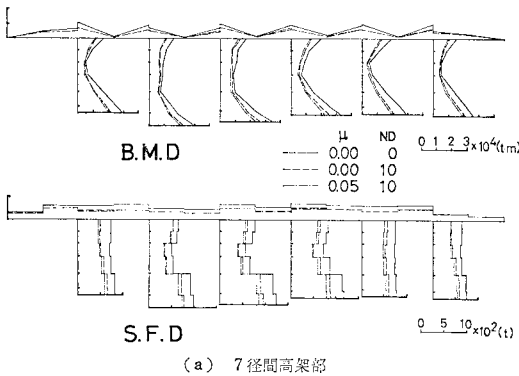


図-12 橋桁最大変位応答の変化

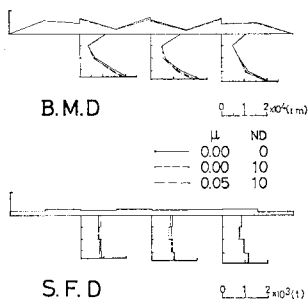
下をきたしている。

また、さらに可動支承部の摩擦抵抗による減衰効果を把握するために 図-11 を示した。同図からは、可動支承部の摩擦抵抗はかなりの程度の減衰効果を発揮することが認められる。

以上の2種の減衰効果を1つのグラフで表現し、それらの最大応答変位の低減量を定量的に評価したのが図-12 である。ここで、オイルダンパー本数 ND を指定すれば、摩擦係数 μ を変数に、一方、 μ を指定すれば、ND を変数に採る。ところで解析対象系のような長大な構造物では、地震動の入力状態は、各橋脚基礎に一樣に入力される（一樣入力）よりは、むしろその波動伝播に従って位相差が存在する（位相差入力）。現行設計法では、前者を採っているが、ここでは地震波の橋軸方向に沿った伝播を考慮に入れた解析も試みた。その際、現地地盤のせん断波速度から、1支間当りの位相遅れは0.16秒とした。図-12 で、太線が一樣入力状態、細線が位相差入力状態の結果を表わしている。まず、いずれの入力状態においても、入力地震動の周期特性が対象系の応答に顕著に現われている。つまり、短周期型の EL CENTRO, 1940, NS 記録に対するよりも長周期型の八戸, 1968, NS (十勝沖地震) の方が約2倍の応答を与えている。一樣入力と位相差入力を比較すると、7 径間高架部では前者の状態の方が応答が大きい。一方、4 径間高架部は逆の現象となっている。しかし、その差はわず



(a) 7 径間高架部



(b) 4 径間高架部

図-13 最大断面力応答分布

かである。次に、桁尻ダンパーの制振効果は、7 径間高架部において顕著で、しかも一樣入力時の方が位相差入力時より大きい。これは、同高架部の振動特性がその基本固有モードに支配されているためである。 $\mu=0.05$ の摩擦抵抗による減衰効果は、ダンパー本数 $ND=3\sim5$ に相当している。一方、4 径間高架部では、これらの制振効果はほとんど認められず、かえって橋脚 4P の動きのために応答がほんのわずかであるが増加している。

図-13 は、一樣入力時の変位時刻歴から求めた最大断面力分布を描いたものである。桁尻ダンパーおよび可動支承部による断面力の低減効果は、7 径間高架部に顕著にみられるが、4 径間高架部においては期待できないことがわかる。

6. 結 語

本論文は、分散固定方式の多径間連続高架橋の橋軸方向の地震応答性状を、桁尻ダンパーおよび可動支承部の摩擦抵抗による制振効果に注目して調べたものである。これらの構造要素は、全体系の挙動のうちで局所的な非線形要素を形成する。本研究では、当該構造物に対して、動的サブストラクチャ法としての拘束モード法と自由モード法を適用し、それらの結果を比較・検討した。表-1 に両者の特徴をまとめておく。

次に、本解析例から得られた知見を列挙する。

(1) 動的サブストラクチャ法における拘束モード法と自由モード法は、減衰の評価の仕方で応答に差を生じるので注意を要する。両手法の採用固有モード数の決定については、加速度応答を対象とする場合は、入力地震動の振動数成分を十分に包含できるまでの考慮を払わねばならないが、変位を対象とする場合は、より低次数で打ち切ってもよい。

7 径間高架部に関して：

(2) 変位制御用桁尻ダンパーの制振効果は、現実的

表-1 解析法の比較

解析法	拘束モード法	自由モード法
定式化	<ul style="list-style-type: none"> ・インターフェイスを一時拘束 ・インターフェイスを変位で解除 ・絶対座標による応答 <ul style="list-style-type: none"> ＝動的応答 (拘束系の固有モード応答) ＋準静的応答 (拘束解除による付加) 	<ul style="list-style-type: none"> ・インターフェイスは自由 ・インターフェイス力による作用 ・相対座標による応答 <ul style="list-style-type: none"> ＝動的応答 (自由モード応答) ＋準静的応答 (インターフェイス力による付加)
入力法	・多点入力 (位相差入力)	・一樣入力
減衰	<ul style="list-style-type: none"> ・拘束系の固有モード減衰 ・解除モード減衰 	・自由モード減衰
精度	・各サブシステム間の連成が強い系に適する	・各サブシステム間の連成が弱い系に適する

なオイルダンパー容量と本数の範囲内で十分に期待できる。今回使用したオイルダンパー 10 本の設置で約 30% の変位，断面力の低減を得ることができた。

(3) 可動支承部の摩擦抵抗による減衰効果も，かなり期待できる。ケース・スタディーとして使用した摩擦係数 $\mu=0.05$ では，上記のオイルダンパーで約 5 本弱と等価な制振効果であった。

4 径間高架部について：

上記 (2)，(3) の制振効果は，ほとんど期待できなかった。

(4) 地震波の一樣入力と位相差入力状態の比較からは，解析対象系のうち 7 径間高架部で基本固有モードが卓越していることもあって，前者の入力状態の方が大きい応答値を与えている。また桁尻ダンパーの制振作用はこの状態においてより効果的である。4 径間高架部については，入力状態の差はそれほど顕著でない。

参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋公団：与島高架橋下部工実設計報告書，昭和 54 年 6 月。
- 2) 竹宮・楢山・西：変位制御用ダンパーを有する高架橋の地震応答解析—動的サブストラクチャ法の適用—，第 17 回地震工学研究発表会講演概要，pp. 301~304，昭和 56 年 7 月。
- 3) 竹宮・西・正木：変位制御用ダンパーを有する高架橋の地震応答解析—動的サブストラクチャ法の適用—，第 36 回土木学会年次学術講演会，講演概要 I-239，pp. 477~478，昭和 56 年 10 月。
- 4) 魚谷・竹宮：多径間連続高架橋の地震応答解析—変位制御用ダンパー効果—，第 37 回土木学会年次学術講演会，講演概要 I-369，pp. 737~738，昭和 57 年 10 月。
- 5) Craig, R.R. Jr. and M.C.C. Bampton: Coupling of Substructures for Dynamic Analysis, AIAA Journal, Vol. 6, No. 7, pp. 1313~1319, July 1968.
- 6) Benfield, W.A. and R.F. Hrudá: Vibration Analysis of Structures by Component Mode Substitution, AIAA Journal, Vol. 9, No. 7, pp. 1255~1261, July 1971.
- 7) Kukreti, A.R. and C.C. Feng: Dynamic Substructuring for Alternating Subsystems, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 104, No. EM 5, pp. 1113~1129, Oct. 1978.
- 8) 竹宮・井上・山田：動的サブストラクチャ法による多スパン高橋脚橋の地震応答解析，日本鋼構造協会第 13 回マトリックス解析法研究発表論文集，pp. 273~278，1979 年 6 月。
- 9) Craig, R.R. Jr. and C.-J. Chang: Free-Interface Methods of Substructure Coupling for Dynamic Analysis, AIAA Journal, Vol. 14, No. 11, pp. 1633~1635, 1976.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，昭和 55 年 5 月。
- 11) 川島：動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，第 309 号，pp. 151~154，1981 年 5 月。

(1982.12.15・受付)