

(79) 動的サブストラクチャ法による高橋脚橋の耐震解析と設計への応用

京都大学工学部 正員 山田善一 岡山大学工学部 正員 竹宮宏和
 京都大学工学部 正員 〇古川浩平 三菱重工 正員 井上幸一

1. まえがき

最近、架設地の地理的条件から高橋脚を有する多スパン連続橋が、軟かい地盤上に深い基礎構造をもつて建設される傾向にある。同橋梁の応答性状は基礎-橋脚部と橋桁部の連成振動となり、現われ、単独橋脚の解析では、全体の挙動を把握し難くなる。地盤-構造系を耐震解析するにあたり、全体を一挙に扱うことはコンピュータの容量および演算時間から制限をうける。本解析では、基礎-橋脚部と橋桁部が構造・断面諸元等においてかなり異なる場合が一般的であることを鑑み、まずそれぞれを定式化して動特性を抽出し、各部分の固有モード系の連成とした全体系を総合する動的サブストラクチャ法を提案した¹⁾²⁾。同解析法は、通常のマトリックス法に比較してより数多くの質点系を採用でき、しかも固有モード解析との併用で数少ない自由度で応答計算を実施できる利点がある。また、各部分の構造諸元の修正が容易であるため、最適な耐震設計のためのパラメトリック解析に適した手法と言える。本研究は上記解析手法を用いて、多径間高橋脚橋の橋軸垂直方向の耐震解析を行った。

2. 定式化

多径間高橋脚橋を、図-1に示したように、地盤効果を考慮した基礎-橋脚部と橋桁部に分割し、それぞれを上、下部構造系として定式化する。

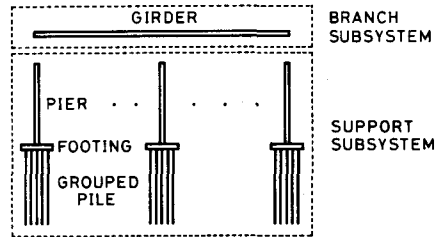


図-1 各部分構造への分割

【下部構造系】 地盤と単杭の解析から、各杭頭インピーダンス効果を等価ばね、等価減衰係数として評価し、フーチングの変位

(並進と回転の2自由度)に応ずるようになら重ね合わせでフーチングの並進および回転ばね、減衰係数とした³⁾⁴⁾。基礎面での入力ばねは杭頭での有効入力と評価されるが、ここでは後のパラメトリック解析を容易にするために自由地表面応答 \ddot{U}_s を基礎への入力とした。これは他の解析を通して安全側の評価を与えることが判明している⁵⁾。橋脚部は有限要素法(梁要素)により、離散化し、多質点系とする。剛体フーチングと弾性橋脚の一体化はフーチング天端の連続性よりなされる。その結果は、

$$\begin{bmatrix} [M]_p \\ [r]_p^T [M]_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [M]_p \{r\}_p \\ [M]_p \{r\}_p \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\ddot{u}\}_p \\ \{\ddot{u}\}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [C]_p \{o\} \\ [o] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\}_p \\ \{u\}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [K]_p \{o\} \\ [o] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\}_p \\ \{u\}_p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F\}_p \\ \{o\} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} [M]_p \{1\} \\ [M]_p \{o\} + [r]_p^T [M]_p \end{bmatrix} \ddot{U}_s \quad (1)$$

ただし、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は質量、減衰および剛性マトリックスで、添字Pは橋脚、Fはフーチングを示す。 $\{u\}_F$ はフーチングの基礎に対する相対変位ベクトル、 $\{u\}_p$ は橋脚のフーチング天端に対する相対変位ベクトル、 $\{P\}_F$ はフーチング重心から天端への変位変換マトリックス、 $\{r\}_p = [\{1\} \{R\}]$ はフーチング変位と橋脚部への変位影響マトリックス、 $\{R\}$ はフーチング天端より橋脚各質点までの高さベクトル、 $\{F\}_p$ は橋脚天端に働く断面力を含む外力ベクトルである。下部構造は複数の基礎-橋脚系より成るから、一般にi番目について、

$$[M]_{PF,i} \{\ddot{u}\}_{PF,i} + [C]_{PF,i} \{\dot{u}\}_{PF,i} + [K]_{PF,i} \{u\}_{PF,i} = \{F\}_{PF,i} \quad (2)$$

と表わすことにする。

【上部構造系】 橋桁部を梁要素で有限要素化し、変位も橋脚との接合点 $\{x_i\}$ とそれ以外の節点変位に分離する。そして後者をさらに、各橋脚天端が静的に異なる変位をした場合の準静的変位 $\{x_i^U\}_g$ と、慣性力による動的変位 $\{x_i^D\}_g$ の和と評価する。つまり

$$\{x_i\}_g = [r]_g \{x_i\}_g + \{x_i^D\}_g \quad (3)$$

ここに、 ε は十分小さい正数である。式(10)は $\{H_{22}^a(\omega)\}$ が $\omega = \omega_j$ で極大値をとることを規定するものでありこれにより剛性の調整がなされる。式(11)は ω_j における周波数応答関数のピーク値を一致させることを規定し、減衰の近似の評価を与える。

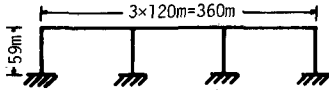


図-4 精度検討のモデル

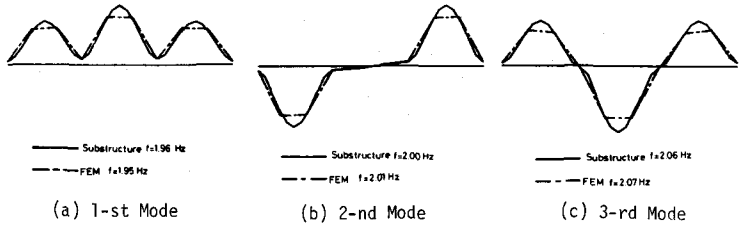


図-5 動的サブストラクチャ法と有限要素法の比較

3. 数値計算例および考察

図-4に示すモデルによつて、動的サブストラクチャ法の精度の検証を行なつた結果を図-5に示す。図-5においては、各構造部分の固有振動モードの重ね合せとして、橋桁部の各スパンおよび各橋脚について3次モードまで採用している。要素数は動的サブストラクチャ法では各橋桁スパンおよび各橋脚共に10要素に分割し、一方通常の有限要素法ではそれぞれを3要素および4要素分割とした。これらの結果はほとんど一致しており、全体系の低次固有モードの再現性のよいことがわかる。

解析対象構造物の地盤特性を表-1に示す。杭の長さは53.6mで各橋脚毎に総本数30本、円形断面でその半径を1.0m、1.5m、2.0mの3種を考えた。この地盤-基礎系で求めた等価インピーダンスを表-2に示す。この例は杭の半径 $r=1.5$ m、橋桁の断面2次モーメント $I_g=100$ m⁴とした時、橋脚の断面2次モーメント I_p を変化させて求めたものである。表-2からわかるように、地盤-基礎の剛性は系の固有振動数に伴う変化がなく、減衰に関しては系の固有振動数の影響をうけやすいとわかる。

表-1 地盤特性

Layer	Depth (m)	Shear Velocity (m/sec)	Unit Weight (t/m ³)	Damping
1	2.5	91.24	2.05	0.270
2	5.7	76.42	2.05	0.528
3	4.0	178.03	1.85	0.136
4	2.6	219.03	2.05	0.170
5	3.3	261.64	1.90	0.112
6	6.3	196.12	1.90	0.140
7	7.0	296.80	2.10	0.146
8	9.2	341.41	2.20	0.142
9	6.0	339.88	1.90	0.112
10	7.0	498.19	1.90	0.088

全体系の地震応答解析には計算の簡略化、高速化をはかるため加速度応答スペクトル法を用いるため、応答スペクトルの作成を行なう。使用する地震波はEl-Centro NS成分、Taft N21E成分および開北橋連傍岩盤上Trの3種である。これらの原記録を用いて求めた平均加速度応答スペクトルでは、表-1に示した対象とする地盤の影響が入らない。その影響をとり入れるために基礎入力地震波を対象表層でのものに交換し、それを用いて作成した平均加速度スペクトルを図-6に示す。このスペクトルは地盤の1次の固有周期である0.74秒付近でのピークがあり、これにより地盤と構造物の共振を考慮することができる。

表-2 等価インピーダンス ($r=1.5$ m, $I_g=100$ m⁴)

I_p (10 ⁴ m ⁴)	Stiffness			Damping		
	Horizontal (10 ⁶ t/m)	Cross (10 ⁷ t)	Rocking (10 ⁶ t-m)	Horizontal (10 ⁴ t-s/m)	Cross (10 ³ t-s)	Rocking (10 ² t-s-m)
0.5	1.66	1.22	1.65	7.37	3.19	2.96
1.0	1.66	1.22	1.65	6.29	3.19	1.93
1.5	1.66	1.22	1.65	6.15	3.19	1.81
2.0	1.66	1.22	1.65	6.10	3.19	1.67

動的サブストラクチャ法の適用にあたっては、橋桁の各部分材を6要素、各橋脚を5要素、合計60要素に分割した。その橋脚および橋桁の断面は図

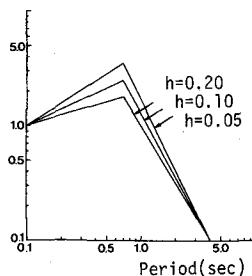


図-6 表層でのスペクトル

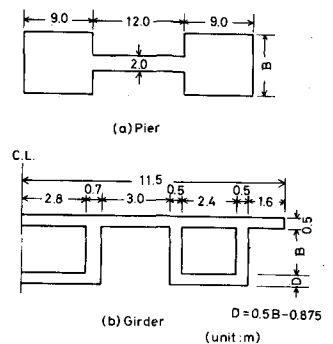
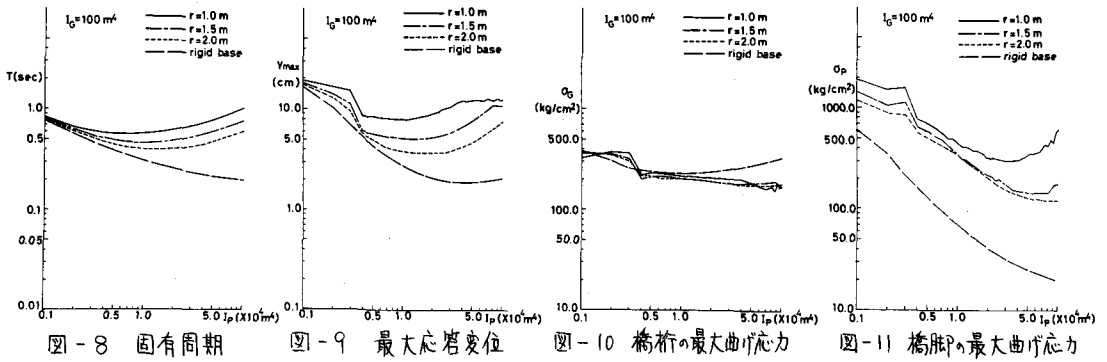


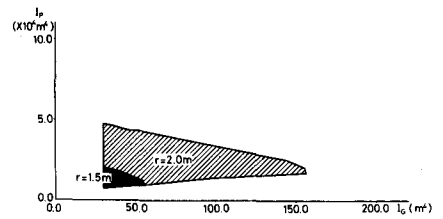
図-7 橋脚と橋桁の断面

に示すものも考える。入力の加速度は200ガルとし、応答スペクトル値については各モード減衰定数に対応する値を図-6から内挿した。動的サブストラクチャ法では部分系の断面変更に対して、その部分系だけの解析で済み、他部分系についてはすでにある結果を利用できる。そのためパラメトリック解析が容易である。この特



長を利用し、橋桁の断面二次モーメント $I_g = 100 \text{ m}^4$ とし、橋脚の断面二次モーメント I_p を変化させた時の全体系の基本固有周期、最大応答変位、橋桁の最大曲げ応力、橋脚の最大曲げ応力を図-8～図-11に示す。これらの解析にあたり、橋脚のみを再解析し、橋桁については1度計算したのを用いたため、計算時間の大幅な節約がはかれる。これらの図で横軸は I_p であり、縦軸は各応答を示す。図-8より系の固有周期 T が I_p の増加に伴って曲げ振動から剛体振動へ移り、ごく過程で最小値を示している。同じ領域で図-9に示す最大応答変位も最小となる。また同図より枕の半径 r 、すなわち基礎の剛性が応答変位と与える影響の大きいことがわかる。図-10の橋桁の応力は r にも I_p にもほとんど影響されない。図-11の橋脚の応力は、 r が 1.0 m と 1.5 m とは大きな差があるが、 r が 1.5 m と 2.0 m とではほとんど差がない。このことは r が 1.5 m から 2.0 m へ大きくしても橋脚の応力にはほとんど影響しないことを意味している。各応答とも基礎が固定の場合とは大きな差があり、相互作用系としての解析の必要なことがわかる。

耐震設計に適用するため、設計に用いる許容応力 270 kg/cm^2 と列車の脱線限界から求めた許容変位を制約とした時の設計可能領域を図-12に示した。この図も上と同様パラメトリック解析から求めたものである。抗径 1.0 m に対する設計可能領域はなく、1.5 m では黒く塗りつぶした部分、2.0 m では斜線部が設計可能領域である。図-12の設計可能領域の下限は橋脚の応力制約、上限は変位制約である。これより抗径を大きくすることは変位制約に対しては有効であるが、応力制約に対してはほとんど影響のないことがわかる。



4. おわりに

(i) 動的サブストラクチャ法は通常の有限要素法と比べてより多くの分割が可能で、しかも各部分系の固有モード解析との併用で応答計算のための自由度を低減できる。また各部分系の構造・断面諸元の変更に対してはその当該部分系についてのみ解析を行えばよく、計算時間の大幅な節約が期待でき、かつパラメトリック解析に向いている。

(ii) 計算例に用いた5スパン高橋脚橋では、抗径の変化が変位応答に及ぼす影響は大きく、応力応答への影響は小さいため、耐震設計において変位制約が支配的な場合は抗径を大きくすることが有効であるが、応力制約が支配的な場合は影響は少ない。なお本研究は本州四国連絡橋公団才二建設局より受託したものの一部である。

参考文献 1) 竹宮・井上・山田：多スパン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15回地震工学研究発表会、1979。 2) Yamada, Takemiya, Noda: Layered Soil-Pile-Structure Dynamic Interaction, 7th W. C. E. E., 1980, pp. 165-172 3) 竹宮・山田：多層地盤—杭—上部構造物の振動性状、第15回地震工学研究発表会、1979。 4) Takemiya, Yamada: Layered Soil-Pile-Structure Dynamic Interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, 1981。 5) Takemiya: Embedment Effect on Soil-Structure-Interaction, State-of-the-art, 7th W. C. E. E., 1980。