

簡易モデルを用いた高架橋システムの弾塑性 地震応答解析

工藤 忠¹・中島章典²・斉木 功³

¹学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

²正会員 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

³正会員 工修 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

1. はじめに

都市内高速道路などの高架橋は、橋脚の上に大きい重量の桁を有する構造で、長い区間連続する形式となっている。このような高架橋では、一般に、3径間程度の連続桁形式の上部構造が用いられ、支承条件としては鋼製の可動・固定支承の組み合わせが用いられているほか、兵庫県南部地震以降では、水平反力分散型のゴム支承、エネルギー吸収性能をもつ免震支承が積極的に用いられている。

現在、このような高架橋の地震応答性状を検討する際には、支承条件によらず、1本の橋脚とそれが支持する上部構造部分を取り出した単柱式橋脚モデルが用いられている^{1),2)}。一方、免震橋の設計段階における動的解析の照査を行う場合などには、高架橋の解析モデルとして、支承、橋脚を水平バネに置換したバネ質点系の簡易モデルが多用されている^{3),4)}。

本研究では、まず、図-1のような3径間連続の上部構造、鋼製橋脚および種々のタイプの支承から構成される連続高架橋の橋軸方向地震応答性状を以下の2つの解析モデルにより検討する。つまり、1) 連続高架橋の鋼製橋脚および上部構造を有限要素法に基づく平面骨組要素に、支承部分を線形あるいは非線形の復元力特性を有する水平バネにモデル化した解析モデル^{5),6)}、2) 連続高架橋全体をバネ質点系にモデル化した簡易モデルである。なお、1)の解析モデルにおいては、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組要素を用いており、仮定した鋼材の応力ひずみ関係の元、部材の局部座屈が生じない範囲では十分に精緻な解析モデルである。

ここでは、震度法によって設計された種々の支承条件をもつ高架橋を対象とし、上述の2つの解析モデルを用いた解析結果に基づき、比較的精緻な解析モデル1)に対して、簡易モデル2)の適用性を明らかにする。

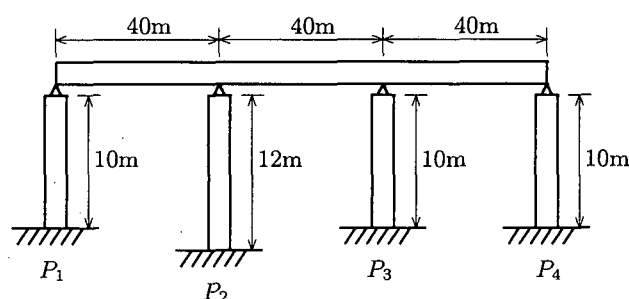


図-1 高架橋システム

2. 対象とする連続高架橋の概要

ここでは、図-1のような4本の鋼製橋脚を有する3径間連続高架橋を対象とし、それぞれの橋脚の断面諸元は震度法に基づいて以下のような考え方により概略設計する。

上部構造は単位長さ当たり117.6kN/mの鋼4本主桁プレートガーダー橋程度を対象とし、断面2次モーメント(0.2752m⁴)および鋼重量を合わせた鋼断面として取り扱う。したがって、支承は各橋脚上に4個配置されることとなる。上部構造の支間は40mで3径間とし、上部構造の全重量 W は14.11MNを仮定する。橋脚は図-2のような正方形の補剛箱型等断面をもつものとし、その幅厚比パラメータ R_R は0.5以下となるようにした。また、橋脚高さを変えた例とするため、内側の P_2 橋脚の高さのみが12m、他は10mとした。なお、鋼材の降伏応力 $\sigma_Y=314\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数 $E=206\text{kN/mm}^2$ としている。

それぞれの橋脚に作用する軸力(死荷重反力)は、 P_1 、 P_4 橋脚において、 $N_1 = N_4 = 0.133W$ 、 P_2 、 P_3 橋脚において、 $N_2 = N_3 = 0.367W$ となる。ただし、 P_1 、 P_4 橋脚においては、支承条件によらず隣接径間の死荷重の影響も考慮して、 $N_1 = N_4 = 0.266W$ の死荷重反力を受けているものとするが、隣接径間からの地震力の影響は考慮しない。また、ここではおもに連続高

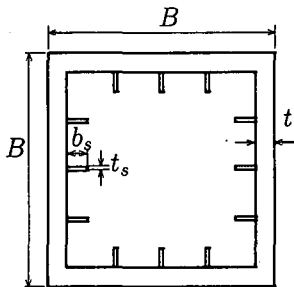


図-2 断面形状

架橋の隣接する橋脚および支承の相互作用に着目していることから、各橋脚基部は固定されているものと考えられる。

以上の条件は一定としたまま、橋脚の断面諸元や支承条件を変えてパラメトリック解析を行う。なお、設計水平震度を算定する場合の地盤条件はⅠ種地盤とする。

2.1 鋼製の可動・固定支承をもつ高架橋

P_1, P_4 橋脚上を可動支承、 P_2, P_3 橋脚上を固定支承とした場合、震度法において P_2 および P_3 橋脚に作用する水平地震力をそれぞれ H_2, H_3 とする。また、 P_2 および P_3 橋脚の高さ、断面 2 次モーメントをそれぞれ L_2, I_2, L_3, I_3 とすると、それらの関係は、橋脚頂部の水平変位が等しい条件より、

$$H_2 + H_3 = k_h W \quad (1a)$$

$$H_2 = \frac{I_2}{I_3} \left(\frac{L_3}{L_2} \right)^3 H_3 \quad (1b)$$

と表される。ここに、 k_h は震度法における設計水平震度であり、上式によって、それぞれの橋脚に作用する水平地震力が求まる。したがって、 P_2 および P_3 橋脚の基部断面には、 N_2, N_3 の軸力と、 $M_2 = H_2 L_2, M_3 = H_3 L_3$ の曲げモーメントが作用することになる。そこで、その断面に作用する軸力 N_i および曲げモーメント M_i に対して、

$$\alpha = \frac{\nu N_i}{N_{iY}} + \frac{\nu M_i}{M_{iY}} \leq 1.0 \quad (2)$$

を満足するように各橋脚の断面諸元を決定する。ここに、 N_{iY}, M_{iY} はそれぞれ各橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメント、 ν は安全率（=1.14）であり、ここでは全体座屈および局部座屈による強度低下は考慮していない。

P_1, P_4 橋脚は可動支承、 P_2, P_3 橋脚は固定支承をもつ場合の以上の条件に従った設計例の諸元を表-1 に示す。なお、可動支承部の P_1, P_4 橋脚については、橋軸直角方向の地震力に対する設計時を考慮して、隣接径間の影響も含めた死荷重反力分の重量による慣性力に対して耐震設計を行っているが、 P_1, P_4 橋脚は連続高架橋の橋軸方向挙動には影響を及ぼさない。

2.2 水平反力分散支承をもつ高架橋

すべての橋脚上に水平反力分散支承を設ける場合のゴム支承および橋脚の耐震設計手順を以下に示す⁷⁾。各橋脚の諸元を鋼製支承の場合と同様の記号で表すと、それぞれの橋脚を水平バネと考えたときのバネ定数 k_{pi} は、

$$k_{pi} = \frac{3EI_i}{L_i^3} \quad (3)$$

と表される。ここに、 L_i および I_i はそれぞれの橋脚高さおよび断面 2 次モーメントである。一方、各ゴム支承の水平バネ定数を k_{bi} とすれば、橋脚とゴム支承の合成バネ定数 k_{gi} は、

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (4)$$

と算定されるので、次式で求められる高架橋の固有周期 T により、道路橋示方書（V 耐震設計）・同解説（以下、道示 V と呼ぶ）に基づいて、この場合の設計水平震度 k_h が得られる⁸⁾。

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (5)$$

したがって、上部構造の水平変位 δ は、

$$\delta = k_h W / \sum k_{gi} \quad (6)$$

と得られ、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、

$$H_i = k_{gi} \delta \quad (7)$$

となるので、橋脚基部に作用する曲げモーメント M_i は以下のように求まる。

$$M_i = H_i L_i \quad (8)$$

したがって、鋼製の可動・固定支承をもつ場合と同様に、各橋脚の軸力も考慮して、式 (2) を満足するように断面を設計する。

以上のような条件の下で、水平反力分散支承としてのゴム支承をもつ高架橋の設計例を表-2 に示す。この例では、すべての橋脚にほぼ同程度の地震力が作用するようにしている。

ただし、ゴム支承については、死荷重反力による圧縮応力が許容圧縮応力を満足すること、および、ゴム支承の寸法から算定されるバネ定数が仮定した値に一致することを考慮してゴム支承を簡易に設計している。つまり、対象とした高架橋の上部構造は 4 本主桁をもつものと考えているので、桁 1 本当たりの支承に作用する死荷重反力 R_{max} は表-2 に示す各橋脚の軸力の 1/4 となる。したがって、ゴム支承 1 個当たりの死荷重反力 R_{max} が、

$$R_{max} / A_b \leq \sigma_{max} \quad (9)$$

を満足する必要がある。ここに、 σ_{max} は最大許容圧縮

表-1 鋼製支承をもつ高架橋の諸元

設計項目	単位	P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.6	1.6	1.6	1.6
断面の板厚 t	mm	14	18	26	14
サブパネル数 n		5	5	4	5
補剛材幅 b_s	m	0.14	0.2	0.2	0.14
補剛材厚 t_s	mm	14	20	20	14
幅厚比パラメータ R_R		0.469	0.365	0.316	0.469
軸力比 N/N_Y		0.1	0.093	0.078	0.1
式 (2) の α の値		0.596	0.603	0.805	0.596

設計水平震度 $k_h=0.2$, 固有周期 $T=0.898$ 秒 (式 (5))

表-2 水平反力分散支承をもつ高架橋の諸元

橋脚の名称		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.1	1.1	1.1	1.1
断面の板厚 t	mm	18	18	19	18
サブパネル数 n		3	3	3	3
補剛材幅 b_s	m	0.18	0.18	0.19	0.18
補剛材厚 t_s	mm	18	18	19	18
幅厚比パラメータ R_R		0.418	0.418	0.396	0.418
ゴム支承 1 個の支圧面積 A_b	m ²	0.25	0.36	0.25	0.25
ゴム支承の総厚 $\sum t_e$	m	0.067	0.076	0.071	0.067
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_b	N/mm ²	3.75	3.60	5.18	3.75
ゴム支承の水平バネ定数 k_b	MN/m	14.63	18.57	13.8	14.63
軸力比 N/N_Y		0.115	0.159	0.149	0.115
式 (2) の α の値		0.802	0.789	0.808	0.802

設計水平震度 $k_h=0.16$, 固有周期 $T=1.556$ 秒 (式 (5))

応力 ($=7.84\text{N/mm}^2$), A_b はゴム支承の支圧面積であり, ここでは, 常時荷重によるゴム支承の水平変形量は無視している.

一方, ゴム支承 1 個の水平せん断バネ定数 k_{bs} は以下の式によって算定される.

$$k_{bs} = \frac{GA_b}{\sum t_e} \quad (10)$$

ここに, G はゴムのせん断弾性係数 ($=0.98\text{N/mm}^2$), $\sum t_e$ はゴム支承の高さであり, 積層ゴム間の鋼板の厚さは無視している. ここでは, 式 (9) を満足し, かつ, ゴム支承のバネ定数が仮定した値に一致するようにゴム支承の寸法を決定している.

2.3 免震支承をもつ高架橋

すべての橋脚上に免震支承を設ける場合の免震支承および橋脚の震度法による耐震設計手順を, 道示 V⁸⁾ および道路橋の免震設計マニュアル (案)³⁾ に示される免震設計の流れに従って以下に示す. ただし, 免震支承

については, 下記の項目のみ考慮して簡易に設計している.

1. 免震支承の形状の仮定

免震支承は, 図-3 のように鉛プラグ入り積層ゴム支承で, 1 支承の中の鉛プラグの個数は 4 個とする. ゴム支承の形状, 鉛プラグの径 D_p および支承の高さ $\sum t_e$ を決め, 鉛プラグの全面積 A_p , ゴム支承の総断面積 A_r' および純断面積 $A_R = A_r' - A_p$ を算出する.

2. 設計変位および等価剛性の仮定

各橋脚上の免震支承の設計変位 u_B を仮定する. この値に基づいて, 以下の式により, 免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛, ゴム支承のせん断ひずみ γ を求め, さらに, 免震支承の最大せん断力 F を算定する.

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (11a)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (11b)$$

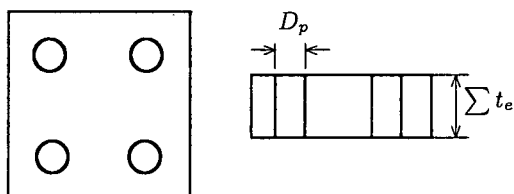


図-3 免震支承の寸法

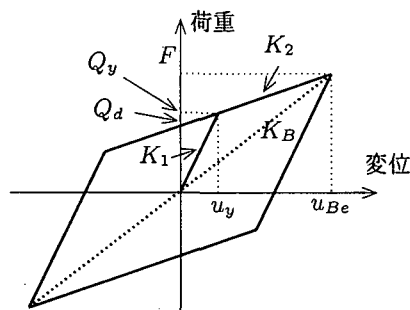


図-4 免震支承の復元力特性

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (11c)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数 (0.98N/mm^2)、 q は鉛プラグの最大せん断応力であり、せん断ひずみの大きさに応じて決定される。以上に求められた諸量に基づいて、図-4に示される免震支承の等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の1次剛性 K_1 および2次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d が以下の式を用いて求められる。

$$K_B = F/u_{Be} \quad (12a)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (12b)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (12c)$$

$$K_2 = (F - Q_d)/u_{Be} \quad (12d)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時の鉛プラグの降伏せん断応力 (8.33N/mm^2) である。

3. 橋の固有周期の算出

上述のように、免震支承の等価剛性 K_B が求めたので、1橋脚上の免震支承の個数 $n_p (=4) \times K_B$ を式(4)の水平反力分散型ゴム支承のバネ定数 k_{bi} と置き換えれば、橋脚と免震支承の合成バネ定数 k_{gi} は、水平反力分散支承の場合と同様に求められる。したがって、式(5)により高架橋の固有周期 T が算定される。

4. 震度法に用いる設計水平震度の算出

上に求められた固有周期 T を用いて、道示Vから対応する設計水平震度 k_h が求められる。上部構造の水平変位 δ および各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は、水平反力分散支承の場合と同じく、式(3)および式(7)に基づいて算定される。したがって、

各免震支承の水平変位が求まるので、これを仮定した免震支承の設計変位 u_B の $\pm 10\%$ 以内で一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が一致するまで繰り返し計算を実施する。

5. 震度法による下部構造の耐震設計

上述のように、仮定した免震支承の設計変位 u_B と、震度法において高架橋に作用する地震力により生じる支承の変位が一致した場合、各橋脚に作用する地震力の分担 H_i は式(7)によって算定されるので、各橋脚基部に作用する曲げモーメントは式(8)により算定される。したがって、各橋脚に作用する軸力 N_i も考慮して、式(2)によって震度法における橋脚の照査を行うことができる。

以上のような手順により設計した免震支承をもつ高架橋の設計例を表-3に示す。なお、道示Vに従えば、震度法による耐震設計に加えて、地震時保有水平耐力法による耐震設計および動的解析による照査などが必要であるが、ここでは省略する。

3. 連続高架橋の解析モデルの概要

本研究では、連続高架橋の簡易モデルの適用性を検討するために、前述の手順によって設計された鋼製の可動・固定支承の組み合わせ、水平反力分散型のゴム支承および免震支承を有する連続高架橋の橋軸方向地震応答性状を、以下に説明する2つの解析モデルによって検討する。

3.1 全体系骨組モデル

図-1に示す連続高架橋の上部構造および橋脚を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した平面骨組要素にモデル化し、支承は線形あるいは非線形の復元力特性をもつ水平バネにモデル化している。

橋脚の要素分割数は高さ10mの場合10、12mの場合12とし、断面内の塑性域の広がりを考慮するための断面分割数は、ウェブでは10程度、フランジでは分割していない。上部構造の分割数は1径間当たり4として、断面は適当に分割している。ただし、上部構造の桁高の影響を考慮して、上部構造の節点と橋脚頂部の支承の節点間に長さ1mのオフセット部材を配置している。

なお、支承は水平、鉛直、回転の長さを無視したバネ要素にモデル化し、その水平バネの復元力特性で、鋼製の可動・固定支承、ゴム支承、免震支承を表現した。つまり、鋼製の可動支承および固定支承を表す水平バネは線形バネとし、そのバネ定数には、それぞれ小さい値 (9.8kN/m) および大きい値 (980GN/m) を仮定した。また、ゴム支承を表す水平バネも線形バネとし、そのバネ定数には、式(10)に基づいて算定されるバネ定数を考慮した。さらに、免震支承を表す水平バネの復元力特性は移動硬化バイリニア型とし、関係

表-3 免震支承をもつ高架橋の諸元

設計項目		P_1	P_2	P_3	P_4
断面の幅 b	m	1.3	1.3	1.3	1.3
断面の板厚 t	mm	15	15	15	15
サブパネル数 n		4	4	4	4
補剛材幅 b_s	m	0.16	0.17	0.20	0.16
補剛材厚 t_s	mm	21	22	26	21
幅厚比パラメータ R_R		0.445	0.445	0.445	0.445
軸力比 N/N_Y		0.102	0.135	0.118	0.102
免震支承1個の鉛プラグの全面積 A_p	10^{-3}m^2	11.30	11.30	20.10	11.30
免震支承1個の外形面積 A_r	m^2	0.36	0.25	0.36	0.36
免震支承1個の純面積 A_R	m^2	0.349	0.239	0.340	0.349
ゴム支承の厚さ $\sum t_e$	m	0.15	0.15	0.15	0.15
ゴム支承の最大圧縮応力 R_{max}/A_R	N/mm^2	2.69	5.42	3.81	2.69
免震支承の設計変位 u_B	m	0.034	0.022	0.029	0.034
免震支承1個の最大せん断力 F	kN	172.8	135.8	251.2	172.8
免震支承1個の降伏荷重 Q_d	kN	94.16	94.16	167.4	94.16
免震支承1個の等価剛性 K_B	MN/m	5.082	6.171	8.663	5.082
免震支承1個の1次剛性 K_1	MN/m	21.47	17.56	26.84	21.47
免震支承1個の2次剛性 K_2	MN/m	3.303	2.702	4.130	3.303
式(2)の α の値		0.766	0.627	0.798	0.766

設計水平震度 $h_k=0.2$, 固有周期 $T=1.038$ 秒 (式(5))

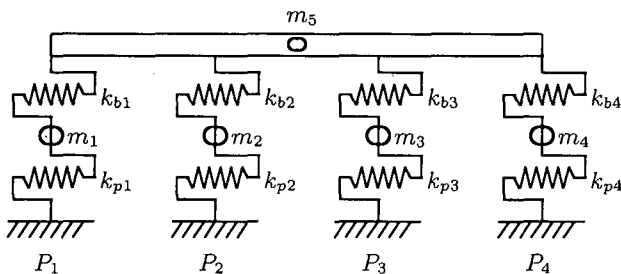


図-5 連続高架橋の簡易モデル

する諸量は式(12a)～式(12d)に基づいて算定した。ただし、それぞれの支承の鉛直バネおよび回転バネには、固定および回転ヒンジの結合条件を考慮して、バネ定数 $9.8\text{GN}/\text{m}$ および 9.8kNm の線形バネを仮定した。

鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型、ヤング係数は $206\text{kN}/\text{mm}^2$ 、降伏後のひずみ硬化域のヤング係数の勾配は1次勾配の0.01倍としている。

3.2 簡易モデル

図-1に示す連続高架橋を、図-5に示すように、それぞれの橋脚、支承を水平バネとし、上部構造位置および各橋脚と支承の間に質点を有する5質点5自由度の簡易なバネ質点系モデルにモデル化する。橋脚と支承の間の質量は各橋脚の質量の1/2とし、各支承を表す水平バネには上述の全体系骨組モデルの水平バネと

同じ復元力特性を与えている。

各橋脚を表す復元力特性としては、簡単に復元力特性の諸量を決定することができ、鋼製橋脚の復元力特性として比較的適用性がある移動硬化バイリニア型を用いる。各橋脚を、橋脚頂部に死荷重反力と水平力を受ける片持ち柱とし、式(3)によって、復元力特性の1次勾配 k_{pi} を決定する。また、死荷重反力と水平力が作用して、橋脚基部断面の最外縁が降伏する時の変位の1.3倍を水平バネの降伏変位とし、2次勾配は1次勾配の0.03倍とする。

一例として、前述の各支承条件を有する連続高架橋の設計例の P_3 橋脚について、橋脚頂部に死荷重反力と静的繰返し水平力を与えた場合の水平力と橋脚頂部の水平変位の関係を実線で図-6～図-8に示す。なお、この解析においても、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮した平面骨組要素を用いている。また、同図には、簡易モデルにモデル化した場合に用いた橋脚水平バネの復元力特性も点線で示している。これらの図から、鋼製の固定支承を有する橋脚では、平面骨組要素を用いた橋脚の復元力特性とここで設定した復元力特性は比較的良好に一致しており、橋脚水平バネに仮定した復元力特性の妥当性が伺える。しかし、ゴム支承および免震支承を有する橋脚では、両者の初期弾性勾配に差異が認められる。これは、ゴム支承および免震支承を有する P_3 橋脚の軸力比が比較的大きいために、幾何学的非線形性を考慮していない簡易モデルの橋脚

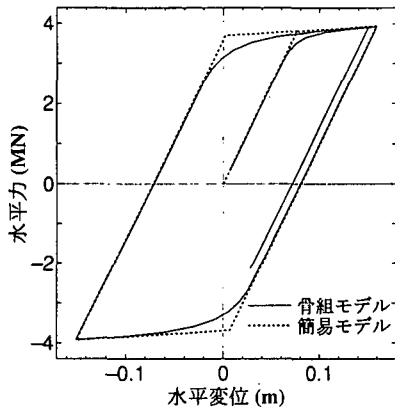


図-6 P_3 橋脚バネの復元力特性 (鋼製固定支承)

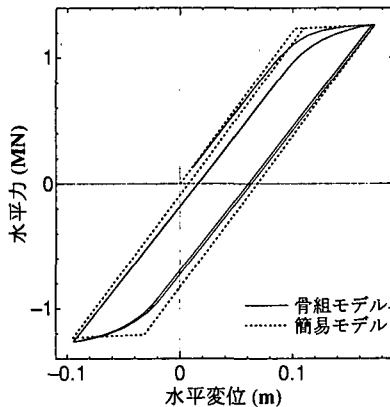


図-7 P_3 橋脚バネの復元力特性 (ゴム支承)

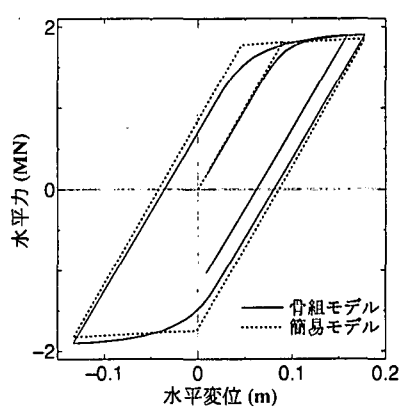


図-8 P_3 橋脚バネの復元力特性 (免震支承)

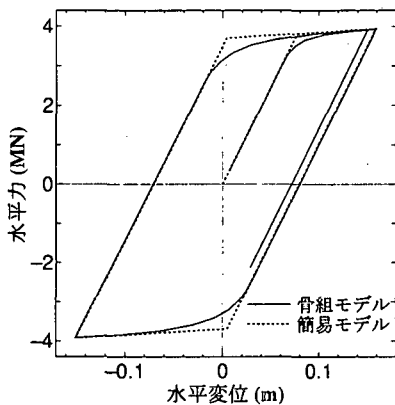


図-9 P_3 橋脚バネの復元力特性 (鋼製固定支承)

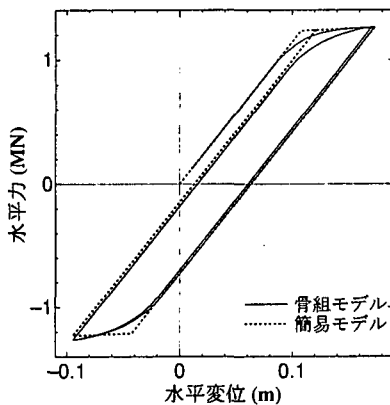


図-10 P_3 橋脚バネの復元力特性 (ゴム支承)

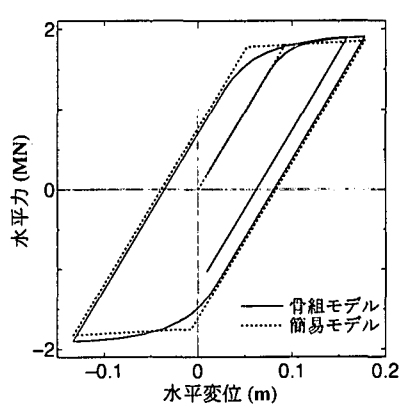


図-11 P_3 橋脚バネの復元力特性 (免震支承)

水平バネ復元力特性との間に差異が生じたものと考えられる。

そこで、簡易モデルの橋脚水平バネに仮定した移動硬化バイリニア型の復元力特性の1次勾配に、幾何学的非線形性の影響を考慮する。橋脚頂部に死荷重反力 N_i と水平力 H_i が作用する場合、圧縮軸力の影響を考慮した橋脚のバネ定数 k_{Gpi} は、線形化有限変位理論^{9),10)}によれば、

$$k_{Gpi} = \frac{u^3 EI_i}{L_i^3} \frac{1}{\tan u - u} \quad (13)$$

と表される。ここで、

$$u = L_i \sqrt{\frac{N_i}{EI_i}} \quad (14)$$

である。ただし、この復元力特性の降伏水平力 H_{Yi} は幾何学的非線形性を無視した場合と同じ値とし、復元力特性の2次勾配はやはり1次勾配の0.03倍としている。このように、初期弾性勾配に幾何学的非線形性の影響を考慮した簡易モデルの P_3 橋脚水平バネ復元力特性の比較を図-9～図-11に示す。これらの図と、幾何学的非線形性の影響を無視した図-6～図-8のときとを比較すると、ゴム支承および免震支承を有する場合の橋脚水平バネの復元力特性も、平面骨組モデルの場

合を比較的良好に近似できていることが分かる。

4. 連続高架橋の大地震時応答性状

4.1 解析条件

上述のように設計された各タイプの支承を有する連続高架橋に橋軸方向地震動が作用する場合を考える。地震波としては耐震設計で用いた地盤種別に対応させて、I種地盤レベル2タイプI地震波3波を用いた。

また、弾性状態の1次固有振動モードに対して減衰定数1%質量比例形の粘性減衰を仮定した。

4.2 固有値解析

まず、各支承条件を有する連続高架橋の地震応答性状の検討に先立ち、2つの解析モデルを用いて固有値解析を行った。その結果のうち、1次固有周期のみに着目し、結果を表-4に示す。なお、表中には簡易モデルに用いた橋脚水平バネの初期弾性勾配に対し、幾何学的非線形性の影響を無視した場合と考慮した場合の固有周期の値も示している。この結果から、簡易モデルの橋脚水平バネの初期弾性勾配に幾何学的非線形性の影響を考慮することで、全体系骨組モデルを用いて算出した固有周期とよく一致することが分かる。

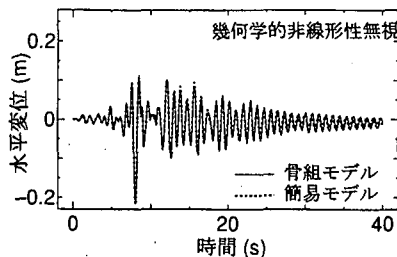


図-12 P_3 橋脚頂部の時刻歴応答変位比較図 (鋼製固定支承)

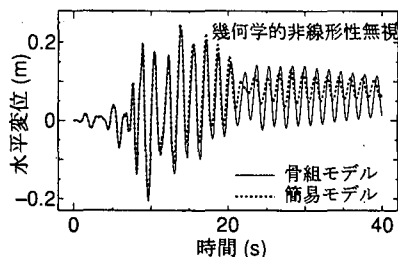


図-13 P_3 橋脚頂部の時刻歴応答変位比較図 (ゴム支承)

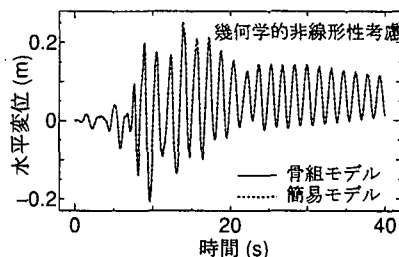


図-14 P_3 橋脚頂部の時刻歴応答変位比較図 (ゴム支承)

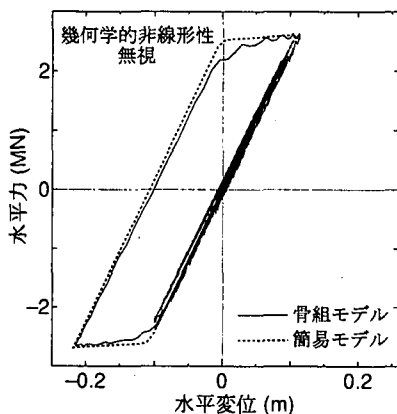


図-15 P_3 橋脚水平力-水平変位関係 (鋼製固定支承)

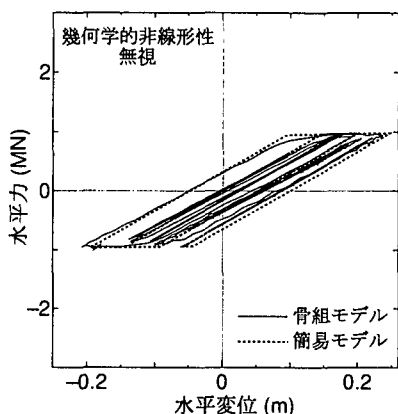


図-16 P_3 橋脚水平力-水平変位関係 (ゴム支承)

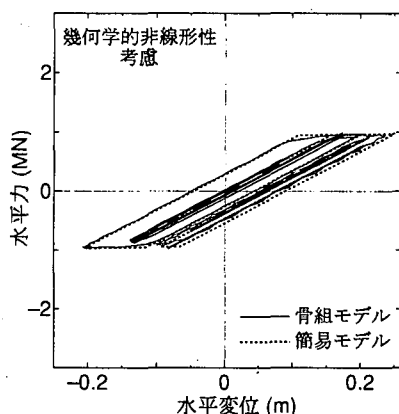


図-17 P_3 橋脚水平力-水平変位関係 (ゴム支承)

表-4 固有周期 (単位: 秒)

	簡易モデル (無視)	簡易モデル (考慮)	平面骨組要素 モデル
鋼製支承	0.880	0.887	0.886
ゴム支承	1.538	1.563	1.562
免震支承	0.989	1.029	1.032

また、ここでは1次の固有周期にのみ着目し比較を行ったが、橋軸方向振動の卓越する2~4次の振動モードにおいても、両解析モデルで同じ振動モードの固有周期がほぼ一致した。

4.3 地震応答性状の比較

次に、4.1に示した解析条件の元に行った連続高架橋の地震応答解析結果のうち、ここでは、各支承条件を有する連続高架橋の P_3 橋脚に着目し、橋脚頂部の水平変位時刻歴応答、水平力-水平変位関係などの結果を相互に比較する。

全体系骨組モデルと簡易モデルによる解析結果の比較として、図-12から図-14に P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴応答を示し、図-15から図-17に水平力-水平変位関係を示す。図-12、図-15から、鋼製の固定支承を有する場合には、橋脚水平バネの算定において幾何学的非線形性を無視した簡易モデルの結果が全体系骨組モデルの結果に対して、最大応答変位、周期の点で、ほぼ一致していると言える。しかし、図-13、図-16に示すゴム支承を有する場合の比較図では、幾何学的非線

形性を無視した簡易モデルの結果は全体系骨組モデルの結果に対し、水平変位時刻歴応答においては位相のずれ、水平力-水平変位関係では初期弾性勾配のずれが生じていることが分かる。これに対して、式(13)により橋脚の水平バネ定数に幾何学的非線形性の影響を考慮した場合には、図-14、図-17の比較図から、全体系骨組モデルの解析結果に対し、簡易モデルを用いた解析でも非常に精度よく連続高架橋の地震時挙動を再現できていることが分かる。ここでは、鋼製固定支承、ゴム支承を有する場合についてのみ示したが、免震支承を有する場合にも式(13)により算定した橋脚水平バネ定数をもつ簡易モデルは精度よく連続高架橋の地震時挙動を再現できることが確認された。

4.4 最大応答値の比較

ここでは、簡易モデルによる連続高架橋の地震時挙動の再現性を検討するにあたり、 P_3 橋脚頂部の最大応答変位、残留変位に着目し、両解析モデルによる結果の比較を行うと共に、各支承条件を有する連続高架橋が大きさの異なる地震動を受けることにより、橋脚の塑性化の程度が変化した場合の簡易モデルの適用性についても検討する。

まず、図-18には、簡易モデルによる P_3 橋脚頂部の最大水平変位と、地震動の大きさとの関係を示している。縦軸には簡易モデルによる最大水平変位を全体系骨組モデルによる橋脚頂部の最大水平変位で無次元化した値を、横軸には地震波に乗じる倍率を示している。

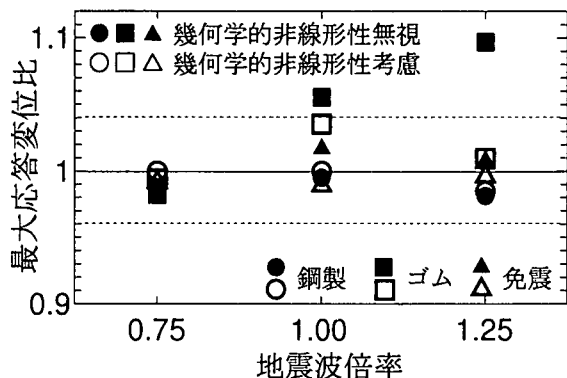


図-18 P3 橋脚頂部の最大水平変位の比較

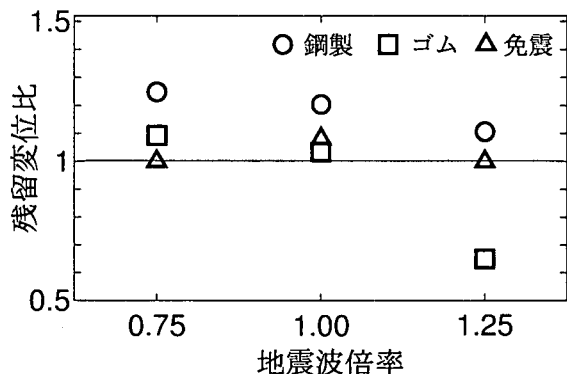


図-19 P3 橋脚頂部の残留変位の比較

ただし、最大水平変位はレベル2タイプI地震波3波による結果の平均値を用いている。図中の黒塗りおよび白抜きのマークはそれぞれ幾何学的非線形性を無視した場合と考慮した場合に対応している。この図から、支承条件および地震動の大きさによらず、簡易モデルの結果は全体系骨組モデルの結果に比較的良好に一致しており、特に、ゴム支承の場合には、幾何学的非線形性の影響を考慮することによって両者はより良く一致することが分かる。

次に、図-19には、 P_3 橋脚頂部の残留変位と地震動の大きさとの関係を示している。ここでの残留変位は、 P_3 橋脚頂部の水平変位時刻歴応答の結果における最後の1周期の最大値と最小値の平均値と定義する。縦軸には先ほどと同様に簡易モデルによる残留変位を全体系骨組モデルによる残留変位で無次元化した値を、横軸には、地震波に乗じる倍率を示している。なお、この図では簡易モデルにおいて幾何学的非線形性を考慮した場合の結果のみ示すこととする。この結果から図-18の最大応答変位の比較では両解析モデルの間には $\pm 4\%$ 程度の差異しか生じていなかったのに対し、残留変位の比較では最大で両解析モデルの間に約40%もの差異が生じているのが分かる。

これらの結果から、免震支承を有する連続高架橋の残留変位は、簡易モデルで比較的良好に全体系骨組モデルと一致しているが、鋼製の可動・固定、あるいはゴム支承を有する連続高架橋では簡易モデルを用いての

残留変位の算定には問題があるものと考えられる。

以上、各支承条件を有する連続高架橋の P_3 橋脚に着目し、全体系骨組モデルと簡易モデルの2つの解析モデルによる解析結果の最大応答変位、残留変位などについて比較を行ってきたが、 P_2 橋脚に着目し同じように比較を行ってみたところ、 P_2 橋脚の場合にも P_3 橋脚と同様の傾向が認められた。

5. おわりに

本研究では、種々の支承条件を有する3径間連続高架橋を対象とし、連続高架橋の大地震時挙動を追跡する際、橋脚、支承および上部構造をバネ質点系に置き換える簡易モデルの適用性について確認を行った。

その結果、ゴム支承を有する連続高架橋の設計例のように、橋脚に比較的大きな軸力が作用し、幾何学的非線形性の影響が無視できないような場合にも、簡易モデルの橋脚水平バネ定数の算定に幾何学的非線形性の影響を考慮することにより、固有周期および最大応答変位に関しては比較的高い精度で再現できることが確認された。しかし、残留変位に関しては簡易モデルを用いた解析での算定には問題があることを示した。

最後に、本研究の一部は日本鋼構造協会、次世代土木鋼構造委員会の活動の一環として行われたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 板橋美保, 川島一彦, 庄司学: 橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.131-144, 1999.4.
- 2) 子林稔, 宇佐美勉, 葛西昭: 免震および非免震鋼製橋脚の動的解析による耐震性能評価, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.177-192, 1999.4.
- 3) 土木研究センター: 道路橋の免震設計マニュアル(案), 建設省, 1992.12.
- 4) 梶田幸秀, 渡邊英一, 杉浦邦征, 丸山忠明, 永田和寿: 鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.903-914, 1999.3.
- 5) 中島章典, 安波博道, 大嶽敦朗: 上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震挙動に関する研究, 鋼構造年次論文報告集第4巻, pp.9-16, 1996.11.
- 6) 土木学会鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, pp.285-300, 1996.7.
- 7) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 丸善, 1991.7.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編), 丸善, 1996.12.
- 9) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M.: *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed., McGraw-Hill, 1963.
- 10) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1976.1.
- 11) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一, 岩崎興治: 橋梁用免震装置鉛プラグ入り積層ゴム支承の最適特性値探索, 土木学会論文集, No.553/VI-33, pp.117-128, 1996.12.
- 12) 井嶋克志, 後藤茂男, 和田忠治: バイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実設計への応用, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.117-126, 1993.4.