

RC ラーメン高架橋の地震応答に及ぼす 地盤特性の影響

Influence of the Characteristics of Ground on the Dynamic Behavior of RC 2-Story Viaduct

鈴木基行*・浅井聡史**・砂金伸治***・武田篤史****・藤原稔†
Motoyuki SUZUKI, Satoshi ASAI, Nobuharu ISAGO, Atsushi TAKEDA,
and Minoru FUJIWARA

*正会員 工博 建設省土木研究所 地震防災部(〒305 茨城県つくば市大字旭1番地)

**正会員 工修 東京電力株式会社 福島第一原子力発電所(〒979-13 福島県双葉郡大熊町大字夫沢字北原22)

***学生員 東北大学大学院 工学研究科 土木工学専攻

****学生員 東北大学大学院 工学研究科 土木工学専攻

†正会員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科(〒980 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

In this study we simulated the motion of RC-2 story viaduct in the earthquake using the model considering the non-linear characteristic of the ground around the foundation. And we analyzed the factor to influence of the damage on the basis of those result. We concluded the damage of the structure had relation to the depth to supporting layer and the thickness of alluvium in relatively soft ground, and average N-value in relatively hard ground. And we showed the response of the structure decreased using the non-linear characteristics of the ground model.

Key Words : RC-2 story viaduct, non-linear characteristics of the ground, sway-rocking ground spring model, soil-structure interaction, ductility factor

1. 序論

1978年に発生した宮城県沖地震により、当時建設中であった東北新幹線のRC高架橋に多くの被害が認められた。2層ラーメン高架橋について見ると、被害の半数程度は中層ばりに集中しており、また数橋では上層ばりに被害が発生した。つまり、同一の設計思想で設計されたにもかかわらず、破壊形態に相違を生じ、また被害程度にも差が生じた。この原因として、高架橋の立地地点の地盤が設計上同一地盤種別に属していても、各種地盤特性の構造物の地震時挙動に及ぼす影響が大きいことが考えられる。また、1995年に発生した阪神・淡路大震災においても、構造物の被害の大きさに、地盤の影響が大きかったことは、周知の通りである。

そこで、構造物の耐震設計においては、地盤と構造物の動的相互作用を考慮することが必要となる。地盤と構造物の動的相互作用の影響としては、次の3点があげられる¹⁾。

1. 基礎が存在することによる入力地震動の低減
2. 地盤に支持されることによる系の固有周期の長周期化
3. 地盤への逸散波動による応答の減衰

これらは全て慣性力の大きさに関わるものであるから、地盤と構造物の動的相互作用を取り込んだ設計を行うと上部工および下部工の部材断面の

算定に変化が現れる。

さらに地盤の固有周期に対する上部構造の固有周期の大小関係で、動的相互作用の程度に差が出ることもある。すなわち、地盤の固有周期 T_{g1} に対して上部構造の固有周期 T_{S1} が短いほど動的相互作用の影響は顕著になる。

この動的相互作用の影響を明らかにするために本研究では、RC2層ラーメン高架橋を対象として、基礎周辺地盤の非線形性を考慮したモデルを用い、地震時における構造物の時刻歴応答解析を行った。そして、その結果を基にして地盤の特性のうち、構造物の地震被害に大きく影響を及ぼすパラメーターについて要因分析を行い検討を加えた。また、基礎周辺地盤の非線形性を考慮すると、高架橋の応答の減少がみられるが、それについても併せて言及した。

2. 解析手法

2.1 数値解析法

(1) 構造物の質量マトリクス

本研究では集中質量法(lumped-mass method)に基づき、次のような条件で 3×3 の質量マトリクスを算定した。

1. 2層部の質量は上層横梁の軸線上に、また1層部の質量は中層横梁の軸線上に、フーチングの

質量はフーチングの軸線上に集中するものとする。

2. 柱の質量は、層高の半分までを各層の質量に加えるものとする。
3. 上層縦梁および中層縦梁の質量、またスラブ、軌道スラブ、防音壁の質量は1径間分の質量をそれぞれの層に加えるものとする。
4. 質量間の連性作用はないものとする。

(2) 構造物の減衰マトリクス

初期減衰としては、粘性減衰系の Rayleigh 減衰を用いる。本解析では Rayleigh 減衰のうち各次モードの減衰定数を与える方法 (Wilson, Penzien の方法²⁾) により、減衰マトリクスを以下のように算定した。

$$[C] = \sum_{s=1}^N b_s \{x_s\} \{x_s\}^T \quad (1)$$

ここに、

$$\{x_s\} = [M] \{u_s\}$$

$$b_s = \frac{2h_s \omega_s}{M_s}$$

$$M_s = \{u_s\}^T [M] \{u_s\}$$

$\{u_s\}$: s 次のモードベクトル

ω_s : s 次の固有振動数

M_s : 等価質量

h_s : s 次の減衰定数

ここで用いるモードベクトルおよび固有振動数は、剛性を弾性剛性とした固有値解析 (Jacobi 法) により求めた。なお減衰定数 h_s は一次、二次とも一般的によく用いられる 0.02 とした。

(3) 部材モデル

部材モデルとしては、比較的簡単に非線形材料特性を考慮でき、感覚的にもわかりやすい Giberson モデル³⁾を採用し、図-1に示す様な材端に剛性を有するモデルとした。図-1の λ_A 、 λ_B は A 端、B 端における剛域の占める割合を、 k_{PA} 、 k_{PB} は剛塑性バネの剛性を、 k_S はせん断バネの剛性を、 EI は弾性材の剛性を、 l は部材長を、 M_A 、 M_B は曲げモーメントを、 Q_A 、 Q_B はせん断力を、 θ_A 、 θ_B はたわみ角を、 θ'_A 、 θ'_B は接線角を表す。

(4) 復元力モデル

(3)で示した部材モデルを用いて、骨組の弾塑性挙動を表そうとする場合には、モデル部材内の非線形要素の剛性をその変位履歴に応じて変化させる必要がある。RC 部材の復元力特性は、コンクリートのひびわれ・圧壊、鉄筋の降伏あるいは鉄筋とコンクリートの付着劣化などによって損傷の程度が複雑に変化する。通常、履歴曲線の包絡線であるスケルトンカーブと、履歴法則に分けて考える。

スケルトンカーブ：通常、RC 部材のスケルトンカーブはトリリニア化される。本研究でも曲げひ

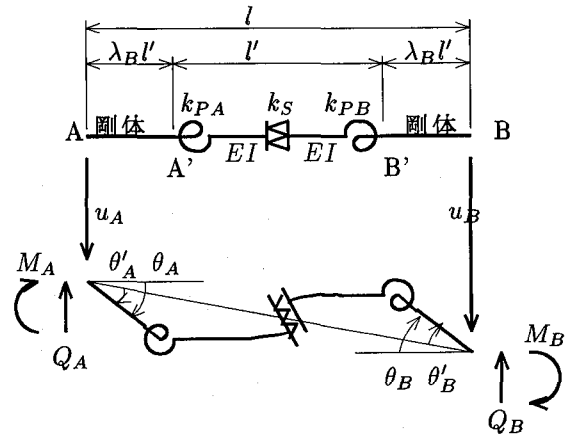


図-1 部材モデル

びわれ発生点 (θ_c, M_c) と鉄筋降伏点 (θ_y, M_y) を折点とするトリリニアーとした。各折点は、平面保持の仮定の下に断面に作用する軸力および曲げモーメントが内力として釣り合うように中立軸位置を算定して求めた。曲げひびわれ発生点としては引張縁コンクリートが引張破壊ひずみに達した点、降伏点としては引張鉄筋が降伏ひずみに達した点とした。

また、既往の実験結果や通常の解析でよく用いられているように降伏後剛性 K_P は、降伏剛性 K_Y の 0.05 倍とした。

履歴特性：本研究では、図-2に示す Degrading Trilinear モデル⁴⁾を基本とした。除荷時剛性 K_R は塑性変形量によって低下することを考慮して次式により算定した。

$$K_R = K_Y \left| \frac{\theta_y}{\theta_{max}} \right|^{0.4} \quad (2)$$

(5) 構造物の全体剛性マトリクス

剛性マトリクス $[K]$ は、(3)部材モデルと(4)復元力モデルより算定される部材剛性マトリクスを求め、接点での回転慣性を無視することにより自由度を水平層の変位数まで縮小したものをを用いる。

(6) 数値積分法

本解析においては、地震応答計算は Newmark の β 法に基づく増分法を用い、 $\beta = 1/6$ (線形加速度法) とした。

2.2 杭基礎のモデル化

(1) 杭頭における杭群の水平方向のバネ定数、減衰係数

杭頭における水平バネ定数 K_{PHT} (tf/m) は、次式により算定した¹⁾。

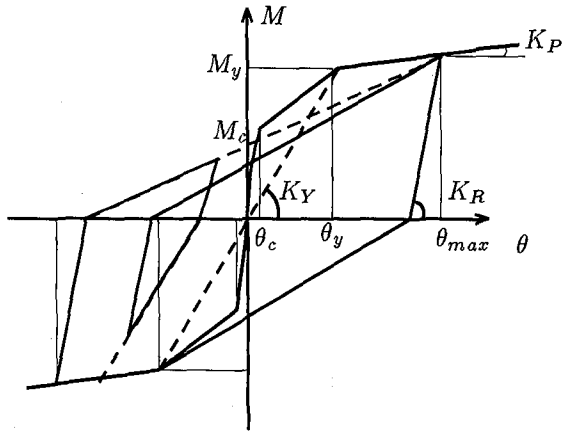


図-2 Degrading Tri-linear モデル

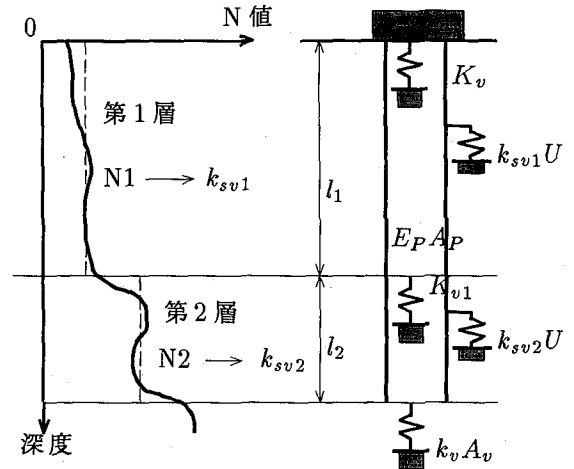


図-3 2層地盤に打ち込まれた杭モデル

$$K_{PHT} = N_P \cdot K_1 \quad (3)$$

$$K_1 = 2E_P I_P \cdot \beta_P^3 \quad (4)$$

$$\beta_P = \left(\frac{e_g \cdot G_{Seq} \cdot P_{H1}}{4E_P I_P} \right)^{1/4} \quad (5)$$

ここに、

- N_P : 杭本数
- E_P : 杭体のヤング係数 (tf/m²)
- I_P : 杭体の断面 2 次モーメント (m⁴)
- β_P : 式(5)で表される群杭効果を現す特性値
- G_{Seq} : 杭側面地盤の等価せん断弾性係数 (tf/m²)
- e_g : 杭の並進に対する群杭効果による補正係数
- P_{H1} : 杭の単位深さ当たりの複素剛性の並進成分のパラメータで、4.1として良い

また、杭頭における杭群の水平方向の減衰係数 C_{PHT} (tf-s/m) は次式により算定した¹⁾。

$$C_{PHT} = N_P \cdot C_{PH} \quad (6)$$

$$C_{PH} = \frac{3}{4} \frac{P_{H2}}{P_{H1}} \cdot K_1 \quad (7)$$

$$P_{H2} = 10.6 \frac{a_P}{V_{SSeq}} \quad (8)$$

ここに、

- P_{H2} : 杭の単位深さ当たりの複素剛性の並進成分のパラメータで、式(8)で表される。(s)
- a_P : 杭の半径(m)
- V_{SSeq} : 杭の側方地盤の等価せん断弾性波速度 (m/s)

(2) 杭頭における杭群の回転に関するバネ定数、減衰係数

中間層を図-3のように2層でモデル化できるとして杭頭鉛直バネ定数 K_v (tf/m) は次のように算定した⁵⁾。

$$K_v = \frac{\lambda_1 \tanh \lambda_1 + \gamma_1}{\gamma_1 \tanh \lambda_1 + \lambda_1} K'_1 \quad (9)$$

ここに、

$$K'_n = \frac{\sqrt{k_{svn} U E_P A_P}}{K_{v1} l_1}$$

$$\gamma_1 = \frac{E_P A_P}{E_P A_P}$$

$$\lambda_n = l_n \sqrt{\frac{k_{svn} U}{E_P A_P}}$$

$$K_{v1} = \frac{\lambda_2 \tanh \lambda_2 + \gamma_2}{\gamma_2 \tanh \lambda_2 + \lambda_2} K'_2$$

$$\gamma_2 = \frac{k_v A_v l_2}{E_P A_P}$$

U : 杭周長 (m)

A_P : 杭体の断面積 (m²)

l_n : 第 n 層の層厚 (m)

k_{svn} : 第 n 層の杭周面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (tf/m³)

A_v : 杭先端の面積 (m²)

k_v : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (tf/m³)

この鉛直バネ定数 K_v を用いて、図-4に示す y 軸回りの杭頭における杭群の回転バネ定数 K_r (tf-m) は、次式により算定した⁵⁾。

$$K_r = K_v I_y \quad (10)$$

ここに、

I_y : y 軸回りの杭群の 2 次モーメント

$$(I_y = \sum x_i^2) \text{ (m}^2\text{)}$$

x_i : y 軸と i 番目の杭の距離 (m)

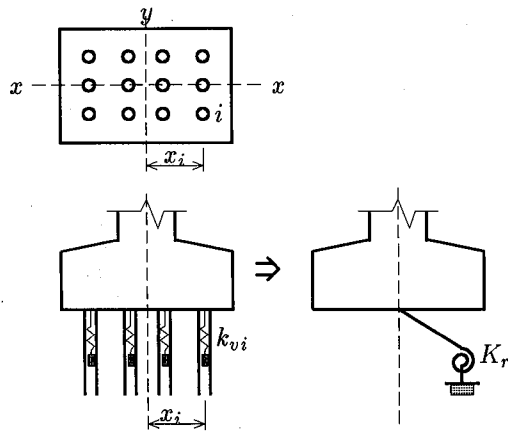


図-4 杭群の回転バネ定数

また、杭頭における杭群の回転に関する減衰係数 C_r (tf·m·s) は次式により算定した¹⁾。

$$C_r = C_v I_y \quad (11)$$

$$C_v = \frac{P_{V2}}{2P_{V1}} \cdot K_{PV} \quad (12)$$

$$K_{PV} = \sqrt{E_P \cdot A_P \cdot G_{SEQ} \cdot P_{V1}} \quad (13)$$

$$P_{V2} = 6.7 \frac{a_P}{V_{SSeq}} \quad (14)$$

ここに、

P_{V1} : 杭の単位深さ当たりの複素剛性のパラメータで2.7としてよい

P_{V2} : 杭の単位深さ当たりの複素剛性のパラメータで式(14)で表される。

(3) 基礎側面における水平方向のバネ定数

基礎側面の水平方向のバネ定数 K_{HS} (tf/m) は次式によって算定した¹⁾。

$$K_{HS} = G_{Seq} \cdot H_S \cdot S_{H1} \quad (15)$$

$$S_{H1} = \left[11 - \frac{1.2}{\nu_{Seq} - 0.59} \right] \times \left[\frac{a_h}{H_S} + \frac{0.002}{\nu_{Seq} - 0.53} + 0.19 \right] \quad (16)$$

ここに、

S_{H1} : 基礎側面の水平バネ定数に関する地盤の単位深さ当たりの複素剛性のパラメータで(16)式による

ν_{Seq} : 基礎側面の等価ボアソン比

a_h : 基礎底面の回転に対する等価半径 (m)

H_S : 基礎側面が地盤に接する長さ (m)

また、基礎側面の水平方向の減衰係数 C_{HS} (tf·s/m) は次式によって算定した¹⁾。

$$C_{HS} = G_{Seq} \cdot H_S \cdot S_{H2} \quad (17)$$

$$S_{H2} = 0.24 D_{Seq}^{0.2} \cdot \frac{2 \cdot H_S}{\pi V_{SSeq}} S_{H1} \quad (18)$$

ここに、

S_{H2} : 基礎側面の水平方向の減衰係数に関する地盤の単位深さ当たりの複素剛性パラメータで(18)式による

D_{Seq} : 基礎側面地盤の等価材料減衰定数

(4) 基礎側面における回転に関するバネ定数、減衰係数

基礎側面における回転に関するバネ定数 K_{RS} (tf·m) は次式によって算定した¹⁾。

$$K_{RS} = K_{HS} \left[\frac{H_S^2}{3} - H_S \cdot Z_C + Z_C^2 \right] \quad (19)$$

ここに、

Z_C : 基礎底面からバネ係数の集約点までの高さ (m)

また、基礎側面における回転に関する減衰係数 C_{RS} (tf·m·s) は次式によって算定した¹⁾。

$$C_{RS} = C_{HS} \left(\frac{H_S^2}{3} - H_S \cdot Z_C + Z_C^2 \right) \quad (20)$$

2.3 SRモデル

以上、2.1では構造物、2.2では基礎のモデル化について説明してきたが、構造物と基礎のモデルを一体化させたのが、図-5の様にモデル化したスウェイ・ロッキング(SR)モデルである¹⁾。

ここで、スウェイバネ係数 k_H 、 c_H 、およびロッキングバネ係数 k_R 、 c_R は、2.2より線形重ね合わせを用いて、次式で算定した。

$$k_H = K_{PHT} + K_{HS} \quad (21)$$

$$c_H = C_{PHT} + C_{HS} \quad (22)$$

$$k_R = K_r + K_{RS} \quad (23)$$

$$c_R = C_r + C_{RS} \quad (24)$$

実際に、このモデルに地震波を入力し、地震応答解析を行った。

2.4 SRモデルによる基礎周辺地盤非線形性の表現方法

地盤を構成する土の応力-歪関係が非線形性を示すことは既に明らかである。そこで、その非線形性を表すために原田らによって提案されている地盤バネの非線形バイリニア復元力モデル⁶⁾を用いることとした。但し、今回はスウェイバネとロッキングバネに非線形復元力特性を適用することとした。

(1) 降伏点変位

スウェイバネの降伏点変位 U_{HSy} (m)、およびロッキングバネの降伏点変位 D_{Ry} は次式によって算定した⁷⁾。

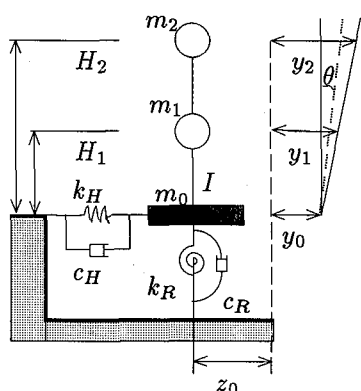


図-5 SR モデル

$$U_{HSy} = \frac{\gamma_S(1 - \sin \phi_S)}{k_n} Z_C \quad (25)$$

$$D_{Ry} = 0.37 \frac{W}{k_{bn} a^3} \quad (26)$$

$$k_n = \frac{k_H}{2\pi a} \quad (27)$$

$$k_{bn} = \frac{4k_R}{\pi a^4} \quad (28)$$

ここに、

- a : 基礎半径 (円柱基礎の場合) (m)
- W : 上部構造物および基礎の全重量 (tf)
- ϕ_S : 側面地盤の内部摩擦角 ($^\circ$)
- γ_S : 土の単位体積重量 (tf/m³)

(2) 降伏後のバネ定数

スウェイバネの降伏後のバネ定数 k_{HSy} (tf/m)、ロッキングバネの降伏後のバネ定数は k_{Ry} は次式により算定した⁷⁾。

$$K_{HSy} = \frac{1}{2} \left[\frac{2\sigma_P - \pi\sigma_S}{4\sigma_P - \pi\sigma_S} \right] \quad (29)$$

$$K_{Ry} = \frac{2}{n + \sqrt{n}} K_R \quad (30)$$

ここに、

- $n = 8$
- $\sigma_P = \gamma_S Z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_S}{2} \right) + 2C_S \tan \left[45^\circ + \frac{\phi_S}{2} \right]$
- $\sigma_S = \gamma_S Z (1 - \sin \phi_S)$
- C_S : 側面地盤の粘着力 (tf/m²)
- Z : 地盤表面からの深さ (m)

2.5 入力地震波の特性

本解析では、国鉄管理局地下1階で観測された宮城県沖地震波 NS 成分 $\ddot{Z}$ (仙台国鉄管理局地階で観測、最大加速度 432.42gal) を用いた。大きさは、基

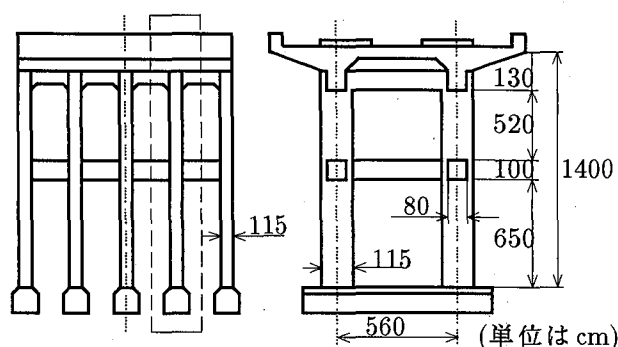


図-6 解析対象ラーメン

盤と表層地盤の波動インピーダンスを1と考え⁸⁾、 $1/2\ddot{Z}$ を地盤モデルの基盤面への入射波とした。継続時間は30秒とした。

実際に基盤への入力波から地表面あるいは任意の地層における応答は、次のような手順で行った。

1. 入力波 (時系列波) を有限フーリエ変換し、それを $F(i\omega)$ とおく。この有限フーリエ変換は、高速フーリエ変換で行う。
2. 地盤を数学的にモデル化し、この地盤の周波数伝達関数 $H(i\omega)$ を計算する。
3. 応答波を求めようとする層のフーリエ変換形を求める。すなわち、 $F(i\omega) \cdot H(i\omega)$ を計算する。
4. 3で求めたフーリエ変換形を、有限フーリエ逆変換することにより、その層における時系列波が得られる。

2.6 解析対象高架橋

本解析で対象とした構造物は、東北新幹線標準設計の高さ14mのRC2層ラーメン高架橋である (図-6⁹⁾)。この高架橋の水平設計震度は $k_h = 0.25$ であり、柱の断面は115cm×115cm、中層梁の断面は100cm×80cmである。軸方向鉄筋比 ρ_1 は、柱で2.04%、中層梁で1.77%である。なお、フーチングについては、実際の寸法は底面が1000cm×370cm、厚さが150cmで、隣接するフーチングとを結ぶ地中梁が地中2mの深さまで埋め込まれているが、地中梁は考慮しないためフーチングとその上面の土の質量の和が等しくなるように、寸法を底面1000cm×400cm、厚さ200cmとして解析した。杭は、RCの既製杭を用いている。

この2層ラーメン高架橋を2質点系にモデル化したときの各層の質量は、1層目8.65ton、2層目24.4tonとなった。また、上層梁とフーチングは弾性体とし、杭体についても弾性体とした。

各部材のモーメント-曲率関係、せん断力-せん断変形角関係を、図-7、8に示す。

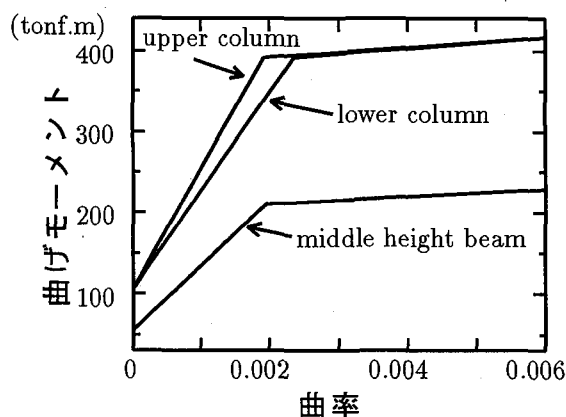


図-7 モーメント-曲率関係

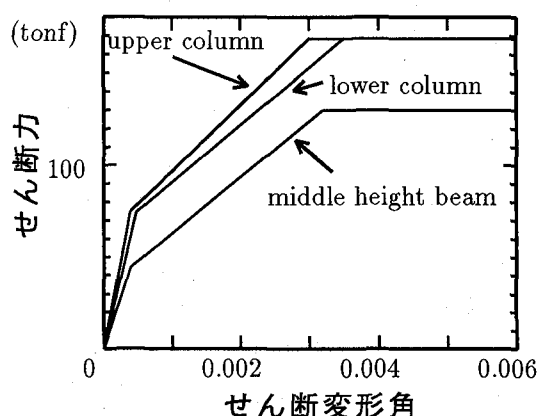


図-8 せん断力-せん断変形角関係

表-1 材料特性表

コンクリート 材料特性	圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	270
	引張強度 f_t (kgf/cm ²)	35
	最大応力時ひずみ ϵ_{c0}	0.002
	終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035
鉄筋 材料特性	降伏強度 f_y (kgf/cm ²)	4000
	引張強度 f_u (kgf/cm ²)	6000
	降伏ひずみ ϵ_y	0.002
	歪硬化開始ひずみ ϵ_{sh}	0.02
	終局ひずみ ϵ_{su}	0.1

以上のスケルトンカーブの算定に用いた材料特性は表-1に、材料の構成則は図-9に示す。

また、杭に用いている材料特性は表-1と同じものであり、諸定数は表-2のようにになっている。

なお、本解析においては、地盤条件の影響を考慮したいため、橋脚自体を地盤条件によって変化させるということは行わなかった。

これらの数値から、2.1~2.3で説明した構造物と基礎のモデル化の方法を用いて、地盤バネを含む

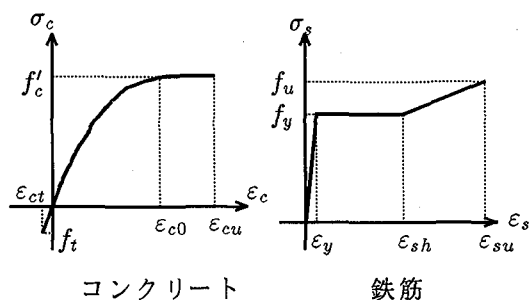


図-9 材料の構成則

表-2 杭の諸定数

杭の外径 (mm)	350
杭先端の外径 (mm)	20
杭体のヤング係数 (tf/m ²)	2×10^7

表-3 田治米らによるせん断弾性波速度の推定法

土質	形成年代	データ数	せん断弾性波速度	重相関係数
粘土	沖	130	$V_s = 100.36 + 6.37N + 3.35D$	0.70
	洪	229	$V_s = 224.19 + 0.56N + 2.04D$	0.48
シルト	沖	156	$V_s = 99.86 + 7.77N + 2.33D$	0.68
	洪	89	$V_s = 269.76 + 0.07N + 1.15D$	0.33
砂礫	共通	118	$V_s = 252.31 + 0.89N + 1.25D$	0.52
砂	沖	205	$V_s = 133.68 + 1.11N + 3.96D$	0.70
	洪	345	$V_s = 233.53 + 1.16N + 2.15D$	0.68
ローム		25	$V_s = 149.20$ (平均値)	
盛土		74	$V_s = 109.83 + 5.36N$	0.62
腐植土	沖	6	$V_s = 95.67$ (平均値)	

構造物モデルを作成し、以降の解析に用いた。

2.7 解析対象地盤

(1) 地盤の波動伝達関数解析に用いる地盤モデル
せん断弾性波速度の推定法： 波動の重複反射理論に基づいて地盤の地震応答を推測する為に必要な地盤の性質として、せん断弾性波速度 V_s がある。原位置で V_s が測定されていない場合は、N 値から V_s を推定する式がいくつか提案されている。本研究の場合も、解析対象となる地盤での V_s は測定されていないため、表-3の様な田治米らが提案している方法¹⁰⁾でN 値から推定することとした。表中の形成年代は、沖は沖積層で、洪は洪積層を表す。但し、基盤面とする岩盤の V_s はどの地盤においても 500(m/sec) とした。

単位体積重量の推定： 単位体積重量 γ は、表-4のようにN 値から推定した⁵⁾。

地盤材料の減衰定数： 地盤材料の減衰定数は、上記の V_s や単位体積重量と違い、N 値や土質から推定することは困難であるため、

表-4 単位体積重量 (tf/m³)

N 値	~10	~20	~30	~50	50~
砂質土	1.9	1.8	1.8	1.9	2.0
粘性土	1.5	1.6	1.7	1.9	1.9

軟弱層 … 0.05

砂礫層・凝灰岩その他岩石 … 0.02

とした¹¹⁾。

内部摩擦角： 内部摩擦角 ϕ は、各層の N 値から次式により推定した¹²⁾。

$$\phi = 0.3N + 27 \quad (31)$$

せん断弾性係数： せん断弾性係数 G については、上記から求められたせん断弾性波速度 V_s と単位体積重量 γ を用いて、次式で算定した¹¹⁾。

$$G = \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 \quad (32)$$

(2) 解析対象地盤

鉄道技術研究所の鉄道技術研究報告¹³⁾によると、1978年の宮城県沖地震時に被害の大きかった東北新幹線の伊達(福島)～築館(宮城)間の内、2層ラーメン高架橋を用いている区間は16区間ある。その内、地盤種別および地盤パターンの違いによって分類すると、実際2層ラーメン高架橋の下に存在する地盤は約30種類ほどになる。しかし、東北新幹線地質図より得ることができない地盤データも存在し、実際に使える地盤データは、1種地盤が7種類、2種地盤が5種類、3種地盤、4種地盤がそれぞれ6種類の計24種類となった。その内、地盤種別および地盤パターンが同一のものも存在するが、それ以外のことについては全く別の地盤であるので、別の地盤として扱った。

ただし、ここで扱っている地盤種別は、1980年制定の道路橋示方書¹⁴⁾の分類法によるもので、現在の1990年制定の道路橋示方書¹⁵⁾では旧来の2種地盤と3種地盤をまとめてII種地盤とし、旧来の4種地盤はIII種地盤と改められている。

地盤の諸定数については、東北新幹線地質図¹⁶⁾より得られるN値および各層の地質から推定(推定法に関しては(1)参照)した。図-10に、東北新幹線地質図を元に、著者らが深度に伴うN値の形状によって11種類に分類した地盤パターンを示す¹⁷⁾。また、表-5に各区間の地盤モデルの、地盤種別、基礎形式、図-10で示した地盤パターン、加重平均N値、地下3mまでの加重平均N値を示す。なお地下3mまでの加重平均N値を用いたのは、フーチングの厚さを2mとしており、フーチングに直接触れている土の

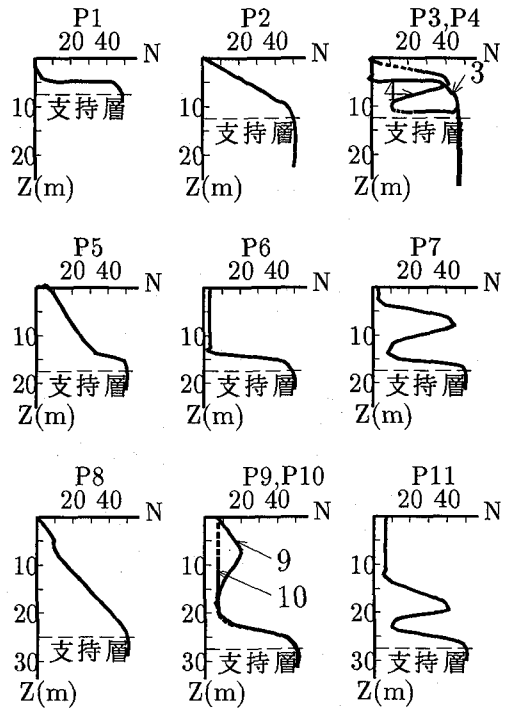


図-10 地盤パターン

性質と地震応答の相関を見るためである。

3. 解析結果

3.1 高架橋に被害を及ぼす地盤要因の検討

ここでは、基礎周辺地盤の非線形性を考慮するため、SRモデルの地盤バネに非線形性を与えたモデルを用いて、表-5における24種類の地盤モデルごとに地震波を入力して動的地震応答解析を行い、地盤条件の違いによって応答にどのような差が生じるのか、また地盤のどのような要素が高架橋の被害に及ぼす影響が強いのかを検討した。

(1) 地震応答解析結果

表-6に地震応答解析の結果を、表-7に地盤種別ごとの最大値、最小値、平均、変動係数を、図-11に地盤種別の応答値の平均を棒グラフ化したものを示す。

解析は、高架橋の、

- 天端における最大応答加速度
- 天端における最大応答変位
- 下柱の最大曲げ塑性率
- 上柱の最大曲げ塑性率
- 中層梁の最大曲げ塑性率
- 中層梁の最大せん断塑性率

について行った。それぞれの地盤種別ごとの特徴は次の通りであった。

1種地盤： 加速度、変位、塑性率のどれに関しても、地盤モデルによる応答の大きさにそれほどば

表-5 地盤の特徴

地盤 モデル No.	地盤 種別	基礎 形式	地盤 パタ ーン	加重 平均 N 値	地下3m までの N 値
1	1 種	直接	P1	31.1	5.75
2		直接	P1	37.4	4.37
3		既製杭	P1	10.2	8.00
4		直接	P1	12.5	4.00
5		直接	P4	29.4	6.44
6		直接	P1	25.6	1.08
7		直接	P1	40.5	19.3
8	2 種	場所打杭	P8	21.5	15.0
9		場所打杭	P7	38.0	8.30
10		既製杭	P1	4.64	10.0
11		既製杭	P2	4.68	1.50
12	3 種	既製杭	P1	17.4	15.0
13		既製杭	P9	3.24	0.89
14		既製杭	P10	3.24	1.56
15		既製杭	P6	3.51	1.25
16		場所打杭	P7	11.4	0.63
17		場所打杭	P9	4.46	0.50
18		場所打杭	P10	4.46	3.09
19	4 種	場所打杭	P11	5.74	5.00
20		場所打杭	P11	6.72	1.74
21		既製杭	P5	5.30	1.74
22		既製杭	P8	5.30	3.00
23		場所打杭	P11	5.07	0.91
24		場所打	P11	4.47	2.49

らつきはでなかった。実際の宮城沖地震では、中層梁のひびわれ幅に0.0～2.0mmの差があるが、実際の構造物ではNo.3を除いて直接基礎であるところを本解析においては既製杭基礎としてモデル化しているため、応答が低く押さえられ地盤モデルによる差が出にくくなったのではないと思われる。

2種地盤： 1種地盤の場合より応答に差が見られた。これは、応答の小さいNo.10、No.12に比べ他の地盤では基盤までの深さが大きいことが原因の1つであると推測される。しかし、応答が大きいものでも、深刻な被害に結びつく損傷は受けなかった。

3種地盤： 本解析で取り上げた6種類の3種地盤上に建てられた高架橋における実際の宮城県沖地震での被害は、中層梁、柱のひびわれ幅だけに関して言えばほとんどなかった。しかし解析結果では6つの地盤の内、4つの地盤上の高架橋で中層梁が降伏して、下柱の塑性率も0.8以上となり、かなりのダメージを受けた。解析と実際との応答に差(解析結果からひびわれ幅が解るわけではないので正確な比較ではないが)が生じるのは、実際の基礎形式が場所打ち杭基礎であるものを既製杭でモデル化したり、降伏震度を標準のものより高く設定して設計を行ったからであろうと推測できる。

3種地盤においても2種地盤のように地盤によ

表-6 地震応答解析結果

地盤 モデル No.	応答 変位 (m)	応答 加速度 (gal)	曲げ塑性率			せん断 塑性率
			下柱	上柱	中層梁	
1	0.052	310.2	0.193	0.165	0.444	0.240
2	0.052	334.1	0.230	0.195	0.468	0.260
3	0.051	359.8	0.243	0.205	0.496	0.283
4	0.052	335.6	0.231	0.203	0.471	0.267
5	0.060	385.8	0.414	0.330	0.690	0.424
6	0.060	350.4	0.282	0.231	0.515	0.287
7	0.050	316.3	0.237	0.197	0.501	0.286
8	0.087	456.5	0.652	0.506	0.898	0.569
9	0.077	458.4	0.581	0.494	0.897	0.569
10	0.057	362.1	0.341	0.270	0.613	0.368
11	0.076	430.5	0.385	0.382	0.671	0.409
12	0.057	359.8	0.348	0.278	0.619	0.371
13	0.123	563.9	0.850	0.746	1.651	0.670
14	0.104	485.8	0.581	0.550	0.939	0.594
15	0.086	452.1	0.439	0.434	0.708	0.437
16	0.101	536.7	0.813	0.682	1.457	0.663
17	0.099	521.8	0.789	0.640	1.314	0.657
18	0.120	607.0	0.964	0.838	2.025	0.685
19	0.092	482.5	0.672	0.528	0.974	0.615
20	0.088	502.7	0.724	0.557	1.033	0.646
21	0.109	557.9	0.853	0.713	1.573	0.671
22	0.103	505.5	0.658	0.570	0.989	0.637
23	0.110	557.6	0.851	0.729	1.620	0.667
24	0.113	588.6	0.931	0.794	1.905	0.680

て応答にばらつきが見える。3種地盤の場合、支持層までの深度が深く地盤の構成も複雑なので、何が原因で応答に差が生じているのか推測するのは難しいが、おそらく基盤までの深度や、沖積層、特に沖積粘土層の厚さが関係しているのではないと思われる。

4種地盤： 4種地盤上の高架橋も3種地盤上のものと同様にかなりのダメージを受けることが分かった。中層梁はほとんど降伏し、下柱も降伏寸前であった。

4種地盤も2種、3種と同様に、応答にばらつきが見られるが、なぜこのような差が生じたかについては、地盤の構成が複雑なため、簡単に推測はできない。

図-11よりわかるように、地盤種別によって応答の差がはっきりと現れているのが分かる。しかし、そのような応答の差が出る要因が何なのか、結果を見比べただけでは推測することは不可能である。従って、次に、数量化分析I類によって、地盤のどのような要素が応答(被害)の大きさに影響を及ぼしているのかを検討した。

表-7 地盤種別ごとの最大値・最小値・平均・変動係数

応答加速度 (gal)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	385.8	458.4	607.0	588.6
最小値	310.2	359.8	452.1	482.5
平均値	341.7	413.5	527.9	532.5
変動係数	0.071	0.106	0.095	0.071

応答変位 (m)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	0.0599	0.0866	0.1228	0.1127
最小値	0.0500	0.0568	0.0860	0.0881
平均値	0.0539	0.0708	0.1055	0.1024
変動係数	0.071	0.166	0.119	0.092

曲げ塑性率(下柱)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	0.414	0.652	0.964	0.931
最小値	0.193	0.341	0.439	0.658
平均値	0.261	0.461	0.739	0.782
変動係数	0.255	0.281	0.238	0.131

曲げ塑性率(上柱)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	0.330	0.506	0.964	0.794
最小値	0.165	0.270	0.238	0.528
平均値	0.218	0.386	0.532	0.649
変動係数	0.225	0.262	0.523	0.155

曲げ塑性率(中層梁)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	0.690	0.898	2.025	1.905
最小値	0.444	0.613	0.708	0.974
平均値	0.512	0.740	1.349	1.349
変動係数	0.148	0.176	0.323	0.271

せん断塑性率(中層梁)				
	1種	2種	3種	4種
最大値	0.424	0.569	0.685	0.680
最小値	0.240	0.368	0.437	0.615
平均値	0.292	0.457	0.618	0.653
変動係数	0.191	0.202	0.139	0.034

(2) 数量化分析による被害に及ぼす地盤要因の検討

要因分析結果： 前節で、各高架橋の地震応答解析の結果を示したが、ただ結果と地盤条件を眺めているだけでは、地盤のどのような要素が高架橋の被害に強い影響を及ぼすのかを掴みにくい。そこで、応答(被害)の大小に関係あるのではないかと推測される要因をいくつか拾い上げ、目的変数に応答値を使って、要因分析を行い、高架橋の被害に大きく影響を及ぼしている要因を検討した。

本研究では、外的基準(ここでは地盤要因)が量的な場合に用いられる数量化分析Ⅰ類を使用した。目

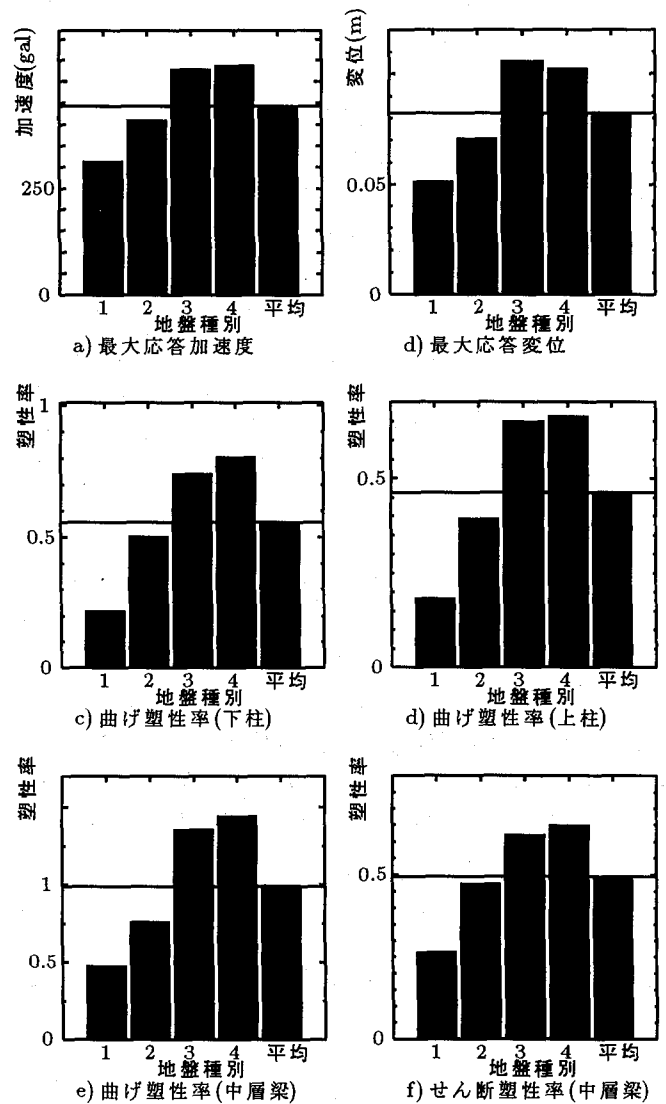


図-11 地盤種別ごとの地震応答解析結果

的変数には、各高架橋の中層梁の塑性率を用いた。その理由は、地震時における高架橋の被害は中層梁の曲げおよびせん断ひびわれから始まり、中層梁にひびわれが生じなければ他の部材(柱や上層梁)にはひびわれが発生しないことによる。また、外的基準にはおそらく被害と相関が強いのではないかと推測される次の6つの要因を用いた。

- 支持層までの深度(m)
- 沖積粘土層の厚さ(m)
- 加重平均N値
- 深さ3mまでの加重平均N値
- 地盤パターン
- 地盤種別

要因に関する範疇(カテゴリー)、および分析の結果を表-8に示す。

分析の結果、地盤種別、沖積粘土層厚、支持層ま

での深度、加重平均N値、地盤パターンの順で偏相関係数が高く、それら5つの要因に関しては、偏相関係数が全て0.9以上であるのでどれも高架橋の被害に対して十分に強い影響を示していることが分かる。それに対し、唯一偏相関係数が極めて低いのが深さ3mまでの加重平均N値で、偏相関係数は0.2を下回っており、この分析結果から言えば、深さ3mまでの加重平均N値は、高架橋の被害にあまり相関がないことが分かる。

しかし、1種、2種地盤と3種、4種地盤とでは、明らかに3種、4種地盤の方が応答は大きく、地盤要因に関しても両者の差がはっきりしている(例えば、支持層までの深度)ため、1種から4種まで全てにわたって要因分析を行ったものでは、結果に3種、4種地盤の影響が強く出てしまうと思われる。そこで、あらためて1種地盤と2種地盤、3種地盤と4種地盤というように応答の平均値がお互いに近い2種類の地盤種別同士を組み合わせ、2つに分けて要因分析を行ってみた。

1種地盤、2種地盤のみの要因分析結果：ここでは、1種、2種地盤に的を絞って、高架橋の被害に強い影響を及ぼすのではないと思われる次の6つの地盤要因を選んだ。

- 支持層までの深度(m)
- 加重平均N値
- 深さ3mまでの加重平均N値
- 地盤パターン
- 地盤種別
- 全層厚に対する沖積粘土層厚の比率(%)

要因分析を行った結果を表-9に示す。被害と相関が特に強いのは、全地盤で行った要因分析でも偏相関係数の高かった、加重平均N値、地盤種別の2つで、どちらも偏相関係数が0.9を越えていて、さらに深さ3mまでのN値は偏相関係数が0.88となっており、高架橋の被害に十分影響を与えていることが分かる。従って、1種、2種の場合、高架橋の被害に影響を及ぼす地盤要因は、加重平均N値が最も有力であり、特に地表面から約3mまでのN値の大きさによって被害に差が出ていると考えられる。

3種地盤、4種地盤のみの要因分析：(2)と同様に、3、4種地盤に的を絞って次のような5つの地盤要因を選んだ。

- 支持層までの深度(m)
- 沖積粘土層の厚さ(m)
- 加重平均N値
- 地盤パターン
- 地盤種別

表-8 要因分析結果

要因	カテゴリー		正規化後のカテゴリーウェイト	偏相関係数
支持層までの深度	1	0 ~ 10	-0.3306	0.95
	2	10 ~ 15	-0.3210	
	3	15 ~ 20	1.4775	
	4	20 ~ 25	1.4024	
	5	25 ~	-2.7405	
沖積粘土層の厚さ	1	0 ~ 5	-2.0822	0.95
	2	5 ~ 10	2.6445	
	3	10 ~ 15	3.3568	
	4	15 ~ 20	-0.1466	
加重平均N値	1	0 ~ 5	-0.6947	0.95
	2	5 ~ 10	-1.6189	
	3	10 ~ 20	1.0474	
	4	20 ~ 30	1.1662	
	5	30 ~	1.0554	
3mまでのN値	1	0 ~ 5	-0.0084	0.18
	2	5 ~ 10	0.0382	
	3	10 ~	-0.0044	
地盤パターン	1	P1 ~ P4	1.3469	0.92
	2	P5 ~ P8	-0.2162	
	3	P9 ~ P11	-1.5215	
地盤種別	1	1種	-0.4906	0.96
	2	2種	-0.3459	
	3	3種	-1.6742	
	4	4種	2.5348	

要因分析を行った結果を表-10に示す。高架橋の被害に強い影響を及ぼすと思われるのが、偏相関係数が0.9を越える、沖積粘土層の厚さ、支持層までの深度、地盤パターン、加重平均N値で、この順に偏相関係数が高くなった。また、地盤種別は偏相関係数が0.76と、あまり高くなく、4種地盤の方が応答が大きいとは一概に言えないという結果となった。

3、4種地盤の場合沖積層の厚さが厚いのは当然だが、沖積粘土層の厚さが厚いほど高架橋に被害が大きくなるということが要因分析から分かり、高架橋の被害に及ぼす要因として大変重要ではないかと考えられる。

3.2 地震応答に与える基礎周辺地盤の非線形性の影響に関する検討

前節では、SRモデルの地盤バネに非線形性を持たせ、基礎側面や底面の土の非線形性を考慮したモデルを採用して、各地盤モデルごとに求めた入力地震波を使ってすべての地盤モデルごとに動的地震応答解析を行ったが、本節では、線形の地盤バネを用いたSRモデルについても同様に動的地震応答解析を行い、両者の応答を比較し、周辺地盤の非線形性を考慮することにより、RCラーメンの応答にどのような影響が出るのかを検討した。

表-9 要因分析結果(1,2種地盤のみ)

要因	カテゴリー		正規化後のカテゴリーウェイト	偏相関係数
支持層までの深度	1	0 ~ 15	-0.0246	0.73
	2	15 ~	0.0739	
加重平均N値	1	0 ~ 20	-0.0479	0.91
	2	20 ~ 30	0.0926	
	3	30 ~	-0.0095	
深さ3mまでのN値	1	0 ~ 5	-0.0113	0.89
	2	5 ~ 10	0.0687	
	3	10 ~	-0.0375	
地盤パターン	1	P1 ~ P4	-0.0091	0.40
	2	P5 ~ P8	0.0454	
地盤種別	1	1種	-0.0816	0.94
	2	2種	0.1142	
沖積粘土層厚の比率	1	0	0.0189	0.74
	2	0 ~ 33	-0.0557	
	3	33 ~	0.0182	

表-10 要因分析結果(3,4種地盤のみ)

要因	カテゴリー		正規化後のカテゴリーウェイト	偏相関係数
支持層までの深度	1	0 ~ 20	-1.6113	0.94
	2	20 ~ 25	0.0886	
	3	25 ~	0.6727	
沖積粘土層の厚さ	1	0 ~ 5	-0.6155	0.96
	2	5 ~ 10	0.0968	
	3	10 ~ 15	1.2968	
加重平均N値	1	0 ~ 10	0.4723	0.91
	2	10 ~ 15	-0.4286	
	3	15 ~	-0.6907	
地盤パターン	1	P5 ~ P8	0.8546	0.92
	2	P9 ~ P11	-0.4273	
地盤種別	1	3種	0.2589	0.76
	2	4種	-0.2589	

本節では各地盤モデルごとに、地盤バネが線形のSRモデル(以下、線形と呼ぶ)と地盤バネが非線形のSRモデル(以下、非線形と呼ぶ)で解析を行った。それらの結果を地盤種別ごと、および全地盤の平均値としてまとめたものと、地盤バネ非線形の場合の応答と地盤バネ線形の場合の応答を比で表したものを同時に図-12に示す。比較する対象部材は、3.1と同様である。

まず1種地盤に関しては、No.5の地盤上の高架橋を除いて全ての部材の塑性率において非線形が線形を下回っており、線形の応答に対する非線形の応答の比(以下、非線形の応答/線形の応答= P/E (Plastic/Elastic)と表す)は、約0.61~0.75と非常に小さく押さえられていることが分かる。また、天端での最大加速度についても非線形の応答は、線形に対して平均で $P/E=0.84$ となっている。しか

し、天端での最大応答変位は、 $P/E=1.15$ と逆に高くなっている。これは、地盤バネの回転、および水平成分が、地盤の降伏によって顕著になり、変位が大きくなるからであろう。逆に、それによって、高架橋の各部材にかかる力が押さえられ、塑性率が小さくなったものと思われる。

2種地盤上では、5つの地盤の内No.10~No.12は1種地盤と同様に各部材において非線形の応答が線形の応答を下回っているが、No.8、No.9の地盤において1種地盤の時とは逆の傾向を示しており P/E は1.0を上回っていた。

しかし、3種、4種地盤では、各部材の応答に関しては全ての部材において非線形が線形を下回っており、 P/E は0.45~0.74とかなり応答に開きが見られる。また1種地盤と同様に、最大応答加速度は平均で $P/E=0.86$ 、最大応答変位は平均で $P/E=1.05$ となっている。

総合すると、各部材の塑性率による P/E の地盤種別ごとの平均を見ると

- c) 下柱曲げ塑性率 0.46 ~ 0.87(0.58)
- d) 上柱曲げ塑性率 0.45 ~ 0.97(0.74)
- e) 中層梁曲げ塑性率 0.51 ~ 0.92(0.66)
- f) 中層梁せん断塑性率 0.68 ~ 0.92(0.84)

となっている。ここで、()内は全地盤上の高架橋の平均値を表している。応答加速度も平均して $P/E=0.86$ となっている。従って、基礎周辺の地盤の非線形性を考慮したモデルで動的応答解析を行えば、構造物の地震時応答(最大応答加速度、各部材の最大曲げ塑性率、各部材の最大せん断塑性率)は、減少するということが分かった。但し、逆に応答変位は増える傾向にあるので、その点に注意する必要はある。

4. 結論

本研究において得られた主な結論は次のとおりである。

1. 東北新幹線の宮城県沖地震時の被害調査の対象となった地点の1種、2種地盤上に限定して、RC2層ラーメン高架橋の被害に及ぼす地盤の要因分析を行った結果、加重平均N値が小さい場合、特に深さ3mまでのフーチングのまわりの加重平均N値が小さい場合に被害が比較的大きくなる。よって、1種、2種地盤のように比較的堅い地盤では、加重平均N値が応答の大小を推定する主要要素であると思われる。
2. 1.と同様に、3種、4種地盤上に限定し、要因分析を行った結果、沖積粘土層の厚さが厚い場合、支持層までの深度が大きい場合、加重平均N値が小さい場合に被害が大きくなった。

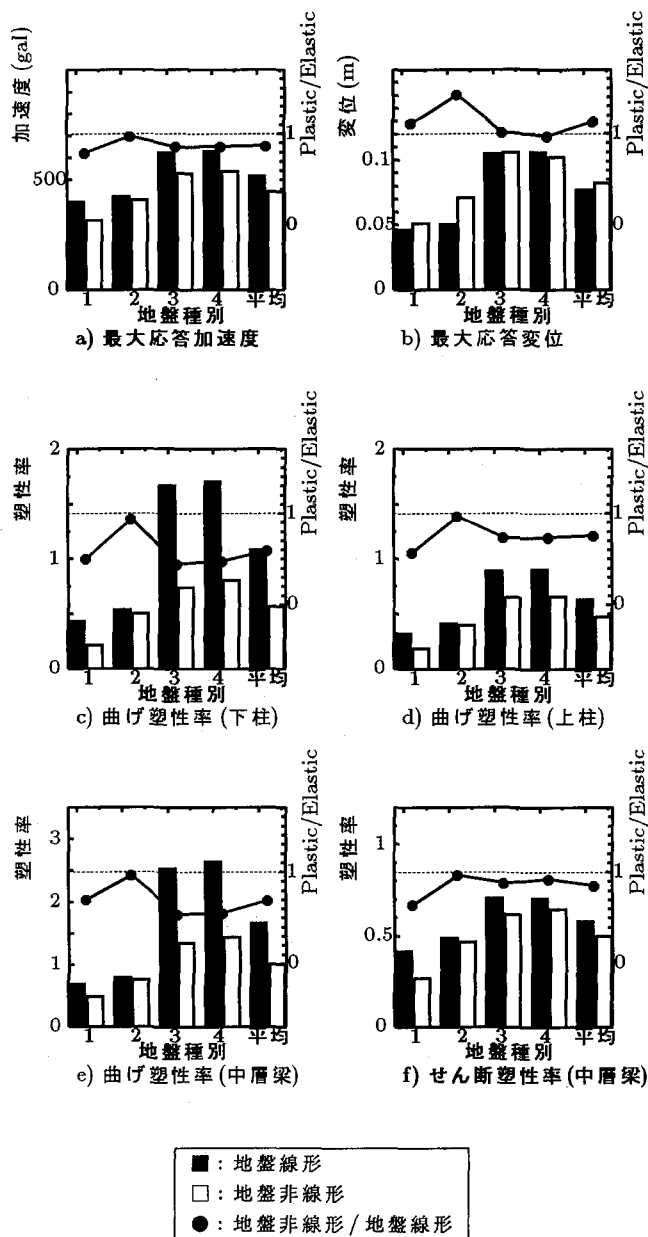


図-12 各地盤別および全地盤上の地震応答解析結果の平均

従って、上述のような要因は、耐震設計の際の重要な要因と見ることができる。

- 地震時における基礎周辺地盤の非線形性を考慮するため、地盤バネに非線形性を与えたSRモデルで動的地震応答解析を行うと、地盤の非線形性を考慮していない、地盤バネが線形のSRモデルで解析したときに比べて、平均して約30%程度、応答値(最大応答加速度、部材の最大曲げ塑性率、部材の最大せん断塑性率)が

小さくなった。従って、地盤の非線形性を考慮に入れることにより、より合理的な設計が可能だと言えよう。

- 最大応答変位は、基礎周辺の地盤の非線形性を考慮に入れることにより逆に増加する傾向にあるので、注意する必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会 耐震工学委員会 動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用, 1992.9.
- 2) Wilson, E.L. and J.Penzien: Evaluation of Orthogonal Damping Matrices, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.4, pp.5~10, 1972.
- 3) Giberson, M.F.: Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility, ASCE, Vol.95, ST2, pp.137~157, 1969.
- 4) 東北大学工学部建築学科建築構造学研究室: 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性地震応答解析プログラム FRAME-D, 1983.3.
- 5) 日本国有鉄道: 建造物設計標準解説 基礎構造物抗土圧構造物, 1986.3.
- 6) 原田隆典, 広瀬利光, 山田清朗: 基礎の動的線形復元力評価におけるウィンクラーモデルの適用, 宮崎大学工学部研究報告, 第34号, pp.17~25, 1988.6.
- 7) 山下典彦, 原田隆典: 埋設基礎を有する構造物の非線形地震応答, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集, 第1部, pp.1140~1141, 1990.9.
- 8) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 9) 日本国有鉄道: 東北新幹線 土木構造物標準図集(スラブ軌道用高架橋).
- 10) 田治米辰雄, 望月利男, 松田磐余: 地盤と震害, 槇書店, 1977.
- 11) 土木学会編: 動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的物性, 技報堂出版, 1989.6.
- 12) 河上房義: 土質力学 第6版, 森北出版, 1992.11.
- 13) 岡田宏: 新幹線ラーメン高架橋の耐震性評価方法に関する研究, 鉄道技術研究報告, No.1373(施設編 第609号), 1987.3.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1980.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990.
- 16) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局: 東北新幹線(白川~有壁)地質図.
- 17) 鈴木基行, 武山泰, 菊地春海, 尾坂芳夫: 宮城県沖地震によるRCラーメン高架橋被害の解析的研究, 土木学会論文集, 第384号/V-7, pp.43~52, 1987.8.

(1995年9月18日受付)