

インテグラル橋梁の動的解析

宋 波¹ 梶田順一² 笠原真紀子³ 安食春夫⁴

¹正会員 工博 新日本技研株式会社技術本部 (〒105-0014 東京都港区芝 2-1-23)

²正会員 工修 新日本技研株式会社広島事務所 (〒733-0012 広島市西区中広町 2-24-5)

³ 工修 新日本技研株式会社技術本部 (〒105-0014 東京都港区芝 2-1-23)

⁴正会員 新日本技研株式会社大阪事務所 (〒532-0003 大阪市淀川区宮原 1-19-13)

1. はじめに

本論文では図-1に示すような地形条件に対し、橋台部の支承条件を通常の橋台側の可動としたラーメン橋形式にすると、橋脚における力の分担率が大きくなり、橋脚の躯体および基礎の規模が大きくなるため不経済になる。

支承をなくすことによって、落橋防止装置など付属物をなくし、工事費および使用上の維持管理費の縮減を図っており、橋台と上部工を剛結して、本橋のようなジョイントレス橋梁を設計した。さらに全体構造物の両側を裏込め土などによる減衰効果を期待することによって、耐震性および経済性の高いインテグラル橋梁を目指している。

本橋は背後地盤における土砂の非線形応答特性影響および橋台上端の剛結による一体化などにより、地震時の挙動が複雑となり、橋梁の耐震設計には動的解析が必要とされる¹⁾。このようなインテグラル橋梁の動的解析の

モデル化に関しては、多くの未解明点がある。特に、橋台背後地盤における影響の考慮について、一般的な手法として、地盤材料の複雑な力学的性質を単純化し、境界条件を簡略化して、解析を行ってきた。

実際にこのような場合の背後地盤の挙動は、土砂の非線形性などによって大きく左右され、これらの影響を十分に考慮しなければならない。そのため、実際の状況により近い条件のもとでの解析が要求されるようになっていく。

本文は、背後地盤と橋台の相互作用を取り込んでのペンゼンモデルを用いて、背後地盤と橋台の連結バネのモデル化方法を提案し、橋梁全体での動的解析を行った。

2. 橋梁の概要

解析対象橋梁の全体一般図を図-1に示す。

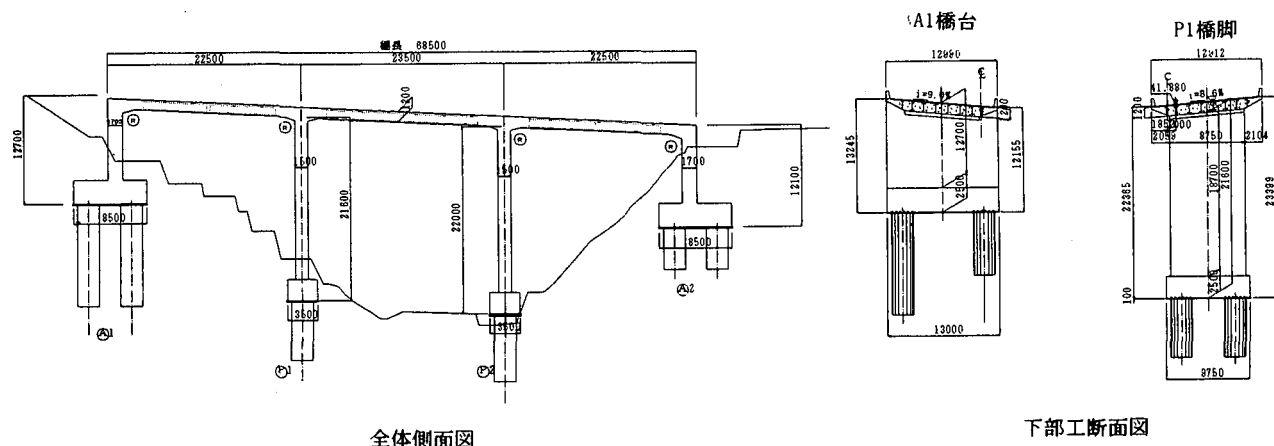


図-1 設計対象としたPC ラーメン橋

表-1 本橋の構造諸元

構造形式	PC 3径間連続ラーメン橋
橋長	68.5m
支間割	22.5+23.5+22.5m
橋台形式	逆T式橋台
橋脚形式	壁式橋脚
基礎構造	深礎杭
地域区分	A地域
地盤種別	I種

1層	1層
H=4.64m N=15 $\gamma=19.4\text{kN/m}^3$	H=4.64m N=15 $\gamma=19.4\text{kN/m}^3$
$\nu=0.45$ Gd=76830kN/m ²	$\nu=0.45$ Gd=76830kN/m ²
2層	2層
H=2.6m N=49.4 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$	H=1.86m N=49.4 $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$
$\nu=0.45$ Gd=177600kN/m ²	$\nu=0.45$ Gd=177600kN/m ²
3層	3層
H=4.8m N=163.3 $\gamma=22.0\text{kN/m}^3$	H=4.64m N=15 $\gamma=22.0\text{kN/m}^3$
$\nu=0.45$ Gd=428710kN/m ²	$\nu=0.45$ Gd=467680kN/m ²

A1 橋台側の地盤 A2 橋台側の地盤

表-1に本橋の構造諸元を示す。背後地盤の土砂特性は図-2に示す。

3. 動的解析の解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-3に示した Penzien ら²⁾の提案した連成質点系モデルを採用した。

背後地盤は構造物に地震動を伝える媒体であると同時に構造物を支持する役目を果たしている。構造物と地盤は連成した振動系を構成し、お互いの動的特性の影響が現れるという観点から、ペンゼンモデルは地盤と橋台をバネによって結んだ系として解析しようとする力学モデルであり、この意味で背後地盤-構造物の2方向の相互作用を表していると言える。

解析モデルの作成にあたり、以下の要素を考慮し、モデル化した。

下部構造については、橋台の主鉄筋は、背面がD35の2段で、前面がD32の1段と非対称な条件であるため、

図-2 背後地盤の土砂特性

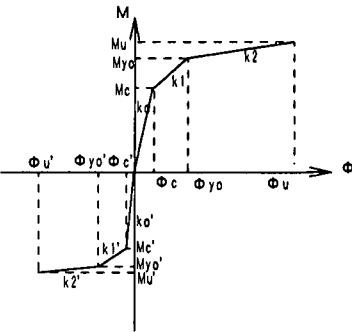


図-4 非対称剛性低下型トリリニアモデル (修正武田型)

履歴特性モデルとしては、図-4に示すように、コンク

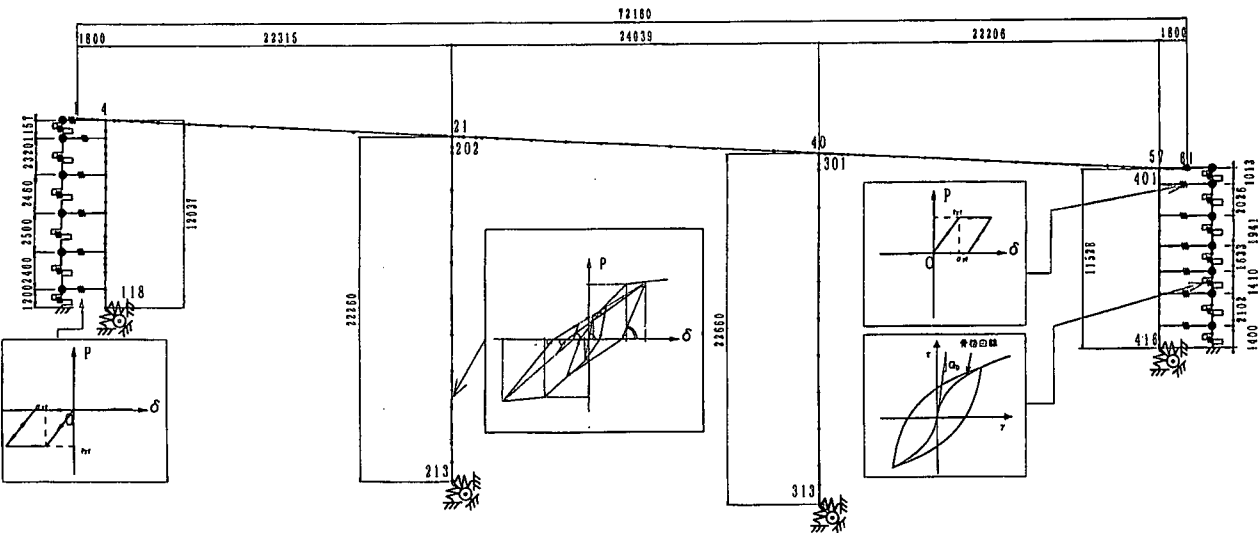


図-3 解析モデル

リートのひびわれ、鉄筋の降伏を考慮した、非対称剛性低下型トリリニアモデル（修正武田型）を用いた。フォーミングは、線形梁要素とした。

上部構造のPC 部材については、橋軸方向では降伏剛性、橋軸直角方向では全断面を有効とみなす剛性を用いた。

なお、橋脚および上部構造のねじり剛性は、ひび割れなど影響を考慮して、全断面有効剛性の 1/10 とした³⁾。

背後地盤の土質のモデル化に関して、地震時の地盤にはせん断振動が卓越することから、背後地盤を一次元のせん断振動系モデルにした。

背後地盤の質量は図－3 に示すように地盤を集中質量に置き換え、その大きさは構造物系にくらべて十分に大きく取り、各層の質量は上部構造の質量の約 1000 倍とした。復元力は、図－5 に示す土質の非線型を考慮した R-0 モデルによって表した⁴⁾。

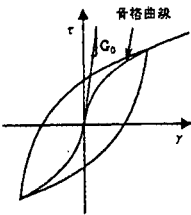


図-5 Ramberg-Osgood モデル

R-0 モデルは、応力－ひずみ関係は次式で与えられる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{\max}} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \right\}$$

$$\beta = 1 + \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}}$$

R-0 モデルのパラメータは、鉄道構造物耐震基準⁴⁾に基づいて設定した。本解析では、土質試験結果に基づいて、自由地盤の柱状図およびひずみレベルと剛性低減率・減衰の関係を参考に、時刻歴ごとに剛性変化を考慮するように以下の値を設定した。

$$h_{\max} = 0.20, \alpha = 3.77, \beta = 1.92$$

背後地盤と橋台間の動的相互作用バネは図－6 および図－7 に示すようなスリップバイリニアモデルを用いた。

道路橋示方書の動的解析による耐震性の照査では、地盤バネ定数の算定にあたり、せん断波速度は 300m/s 以下の場合に 0.8 倍して求めている。これは、PS 検層などによりえられるせん断波速度 Vs が、地盤の微小せん断ひずみ（一般に 10⁻⁶ オーダーと言われている）領域でのものであり、地震時にはそのせん断ひずみが振動レベルに依存されるということを考慮したものである。今回の背後地盤の解析では、背後地盤の上部の最大せん断ひずみでは $\gamma = 6 \times 10^{-3}$ で、土砂の塑性領域に入ったことが

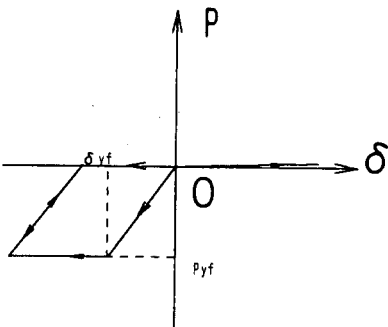


図-6 スリップ型バイリニア相互作用モデル（A1橋台側）

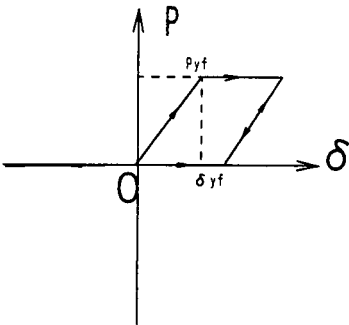


図-7 スリップ型バイリニア相互作用モデル（A2橋台側）

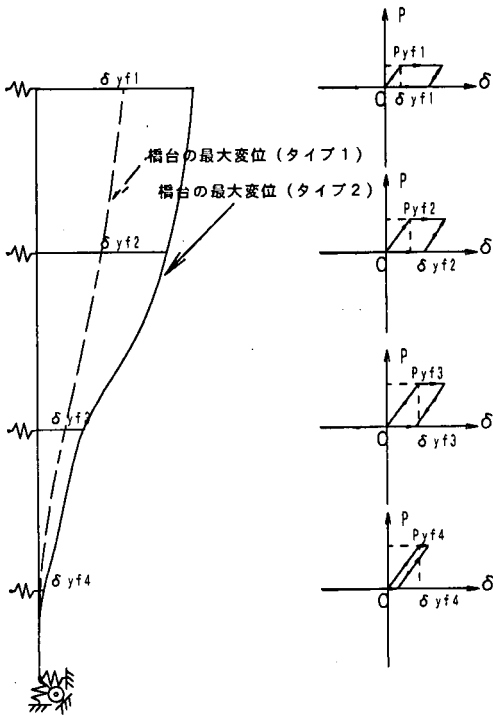


図-8 入力地震動タイプおよび橋台変位に応じて相互作用バネモデルの設定（A2橋台側）

わかった。そこで、示方書の考え方を取り込んで、各連結バネの等価バネ定数は背後地盤のせん断ひずみレベル

に応じて設定した。地盤反力の上限值 P_{yf} は、受動土圧を用いた。第二次こう配は0であり、一次こう配の上限值、受動土圧の値として使っている。

また、本解析では、図-8に示すようにタイプIおよびタイプIIの入力地震動における橋台の最大変位 δ_{yf} に応じて、背後地盤と橋台間の動的相互作用バネの履歴減衰効果を考慮した。

(2) 入力地震動

入力地震動としては、耐震設計上の基盤面において与えることとし、道路橋示方書V編6.3(3)に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形を用いた。

(3) 数値解析諸条件

構造系の減衰における評価に関しては、各構造要素の減衰を適正に評価できるひずみエネルギー比例減衰を用いて解析を行った。減衰定数は、上部構造では4%、橋台および橋脚では2%(橋軸方向)、フーチングでは7.5%、地盤と橋台の連結バネでは10%(タイプI)、20%(タイプII)とした。地盤は非線形復元力特性を見込んでモデル化しているため、減衰定数0とした。表-2に、各構造要素の内部減衰定数 h を示す。

動的解析を行うにあたり、橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析を採用した。積分法はNewmark- β 法($\beta=1/4$)とし、非線形解析であることから収束性を考慮して積分時間間隔を細かくとることとし、0.002秒とした。

なお、常時土圧、自重および乾燥収縮の影響は、初期断面力として動的解析を行った。地震動が作用する前の初期断面力を死荷重時(クリープ、乾燥収縮終了時)とした。

4. 解析結果

(1) 固有値解析

橋梁の振動特性を把握するため、固有値解析を行った。全振動モード数は308である。図-9に橋軸方向の1次から4次までの振動モード図を示す。橋軸方向および橋軸直角方向の地震時卓越する振動モードの固有振動数およびモード減衰率を表-3に示す。

橋軸方向の固有値解析結果を見ると、最も有効質量比の大きい振動モードは、1次モードで0.1871である。

(2) 動的非線形解析結果

解析結果の一例を図-10に、照査結果の一例を表-4に示す

表-2 要素の減衰定数

構造名称	要素種類	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造	線形梁要素	0.040	0.040
橋台たて壁	非線形梁要素	0.020	0.100
橋脚柱	非線形梁要素	0.020	0.020
フーチング	線形梁要素	0.075	0.075
基礎構造	線形剛性マトリックス要素	0.100	0.100
背後地盤	非線形バネ要素	0.000	
連結バネ	非線形バネ要素	0.100	

表-3 固有値解析結果

照査内容			A1橋台	P2橋脚
最大曲率(上端)	ϕ_{max}	rad	0.00548	0.001467
許容曲率(上端)	ϕ_a	rad	0.03603	0.009779
最大曲率(基部)	ϕ_{max}	rad	0.00789	0.002397
許容曲率(基部)	ϕ_a	rad	0.03110	0.025860
最大せん断力(上端)	S_{max}	kN	12136	1013
せん断耐力(上端)	P_s	kN	28027	9658
最大せん断力(基部)	S_{max}	kN	16114	3627
せん断耐力(基部)	P_s	kN	28027	9658
残留変位	δ_R	m	0.022	0.022
許容残留変位	δ_{Ra}	m	0.110	0.210

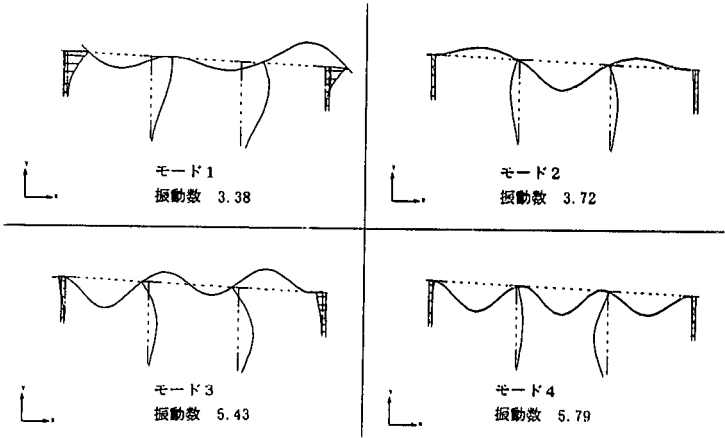
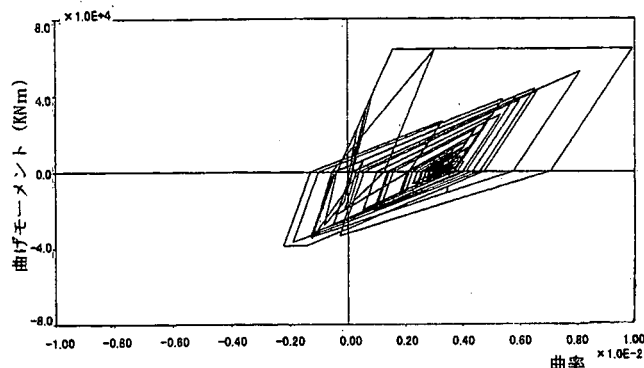


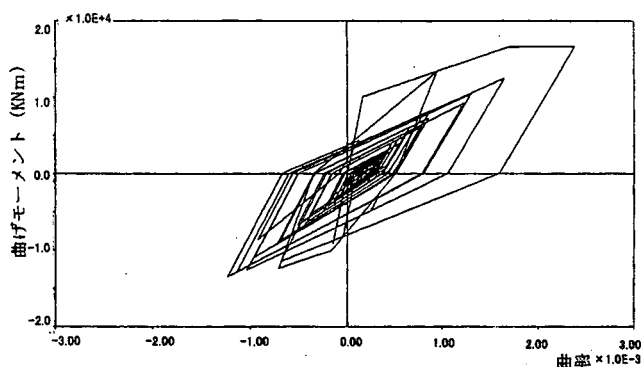
図-9 振動モード図

(3) 下部構造の安全性の照査

下部構造の安全性の照査については、曲げモーメントせん断力および残留変位が、許容値以下になることを確認することによって行った。曲げモーメントに対しては、橋台のたて壁および橋脚の柱が上部および基部でのせん断耐力について照査を行った。橋台および橋脚の残



(a) A1 橋台基部のM-φ応答履歴



(b) P2 橋脚基部のM-φ応答履歴

図-10 非線形動的解析結果
(橋軸方向/タイプII-1-1)

留変位に対しては、上部構造重心位置での変位の照査を行った。なお、照査する最大断面力や残留変位は、地震タイプごとの3波平均である。安全性の評価に用いる許容曲率の算定式は、次式である。

$$\phi_a = \phi_{yo} + (\phi_u - \phi_{yo}) / \alpha$$

ここで、 ϕ_{yo} は初降伏時の曲率、 ϕ_u は終局時の曲率、 α は安全係数で、タイプIの地震に対しては3.0、タイプIIの地震に対しては1.5である。

照査の結果、すべて、地震時保有耐力法レベルの地震に対して安全であることを確認した。

(4) 動的非線形解析結果による上部構造の照査

上部構造の耐震性能に対する照査は、曲げモーメントおよびせん断力について行った。

最大応答曲げモーメントと曲げ耐力の比較、最大応答せん断力とせん断耐力の比較は図-11、12に示す。照査の結果、すべて、地震時保有耐力法レベルの地震に対して安全であることを確認した。

表-4 動的解析による橋脚の耐震性能の照査
(橋軸方向/タイプII地震動)

照査内容			A1橋台	P1橋脚
最大曲率(上端)	ϕ_{max}	rad	0.00548	0.001467
許容曲率(上端)	ϕ_a	rad	0.03603	0.009779
最大曲率(基部)	ϕ_{max}	rad	0.00789	0.002397
許容曲率(基部)	ϕ_a	rad	0.03110	0.025860
最大せん断力(上端)	S_{max}	kN	12136	1013
せん断耐力(上端)	P_s	kN	28027	9658
最大せん断力(基部)	S_{max}	kN	16114	3627
せん断耐力(基部)	P_s	kN	28027	9658
残留変位	δ_R	m	0.022	0.022
許容残留変位	δ_{Ra}	m	0.110	0.210

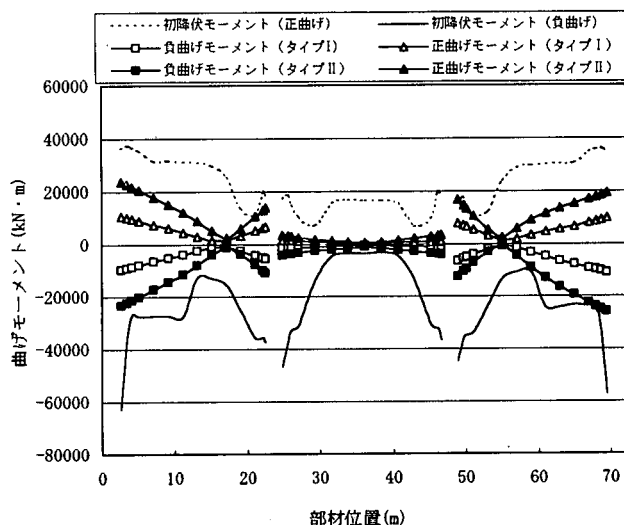


図-11 上部工の最大応答曲げモーメントと曲げ耐力

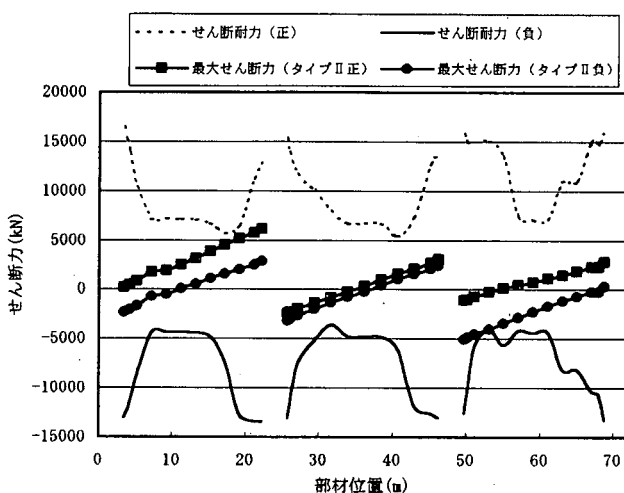


図-12 上部工の最大応答せん断力とせん断耐力

5. 背後地盤相互作用バネのモデル化に関する検討

本解析のほかに、背後地盤における入力地震動の変化を無視し、在来解析法によく使われている逆行式バイリニアバネ履歴モデルを用いて、解析を行った。解析に使用している背後地盤のバネ定数は道示によりせん断弾性波速度から求められた。

在来の解析法と本文の解析法による結果を比較すると、タイプIIの入力地震動の場合では、最大応答変位については後者は前者の約3倍になる(表-4)。これは、背後地盤の塑性化によるバネ定数の減少であり、歪の増加に伴う剛性の低下は橋梁の応答特性に大きい影響を及ぼすことがわかった。

表-4 背後地盤のモデル化による最大応答変位への影響

入力地震波	本文解析方法による最大変位 (m)	在来解析方法による最大変位 (m)
T2-I-1	0.1557	0.0505
T2-I-2	0.1649	0.0483
T2-I-3	0.1763	0.0672

本解析法と在来解析法による背後地盤バネの反力最大値の三波平均値を比較すると、土砂の変形特性を弾性として扱うにより、橋台の上部における拘束が大きくなり、耐震設計に関して、危険側の結果になることがわかった。

また、入力地震動タイプを着目にとすると、構造物に作用するバネ反力の分布および大きさは、構造物と自由地盤の相対動きに対応している。

6. おわりに

本文は、構造物―地盤系の振動特性を考慮して、実際の地盤や基礎の状況により近い条件のもとでの解析が要求されるように、地盤と構造物作用を考慮できるペンゼンモデルを用いて、背後地盤と橋台の連結バネのモデル化方法を提案し、橋梁全体での動的解析による照査を行った。主な結論を以下に示す。

- (1) 本解析で提案したモデル化方法の使用によって、橋台の最大応答変位による履歴減衰、背後地盤の塑性化程度による剛性の低減を取り入れることは可能となった。
- (2) 橋台―地盤間の連結バネモデル化方法は橋梁の動的応答特性に影響を及ぼす。本文で提案したモデル化方法と在来手法に比べると、各橋脚の最大応答変位は約3倍になることが分かった。
- (3) 背後地盤と橋台の連結バネの設定に関しては、

地盤の応答特性を弾性に取り扱った場合は、橋梁の応答は小さくなり、耐震設計に関して、危険側の結果になることが分かった。

- (4) 入力地震動のタイプによって、背後地盤の塑性化に伴うバネ抵抗剛性が違ってくるため、より正確に評価するため、橋台―地盤間の連結バネをモデル化する際、入力地震動のタイプに応じたパラメータの設定が望ましい。

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、平成8年12月
- 2) 日本道路協会道路橋の耐震設計に関する資料―PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋等の耐震設計計算例、平成10年1月、日本道路協会
- 3) 土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会編、基礎・地盤・構造物系の動的相互作用、相互作用効果の耐震設計への導入、平成4年9月
- 4) 運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計、1999年10月
- 5) 土木学会編：動的解析と耐震設計、地震動・動的物性、技報堂、1989年
- 6) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用、土質工学会、1979年
- 7) 風間基樹、重力式港湾構造物の地震時安定性について、運輸省港湾技術研究所、1991.11
- 8) 岩橋広広：地震時土圧に関する実験的研究、電力中央研究所、No.38401
- 9) 岩崎敏男：沖積粘性土の動的変形・強度特性について、第15回土質工学会学研究発表会講演概要集、pp625,629,1980年
- 10) 宋波、笠原真紀子、竹名興英、高尾孝二：橋梁の非線形動的解析におけるRayleigh減衰の妥当性について、土木学会第55次年次講演会講演概要集、2000年
- 11) 矢部正明、川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究、土木学会論文集 No.619/1-47,91-109,1999年