

橋梁全体系の地震応答に与える 橋台背面地盤変形の影響

武田 篤史¹・樋口 俊一¹・西谷 朋晃²・長谷 俊彦²

¹正会員 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640）

E-mail: takeda.a@obayashi.co.jp

²正会員 株式会社高速道路総合技術研究所道路研究部橋梁研究室（〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1）

橋梁の耐震設計において、橋台背面の地盤反力を積極的に用いようとする試みがなされているが、一般に橋台背面地盤の変形に関しては考慮されていない。そこで、橋台背面地盤の変形が橋梁の応答に与える影響を確認し、耐震設計におけるモデル化に関する知見を得ることを目的として、橋台背面地盤の変形を考慮した橋梁全体系の地震応答解析を行った。

解析の結果、(1)橋台背面の地盤抵抗を無視して設計することで概ね安全側に設計可能であるが、より合理的な設計を行う余地があること、(2)橋台背面地盤の拘束のみを考慮して設計した場合、橋台背面地盤の影響を過大評価した設計となる可能性があることがわかった。さらに、橋台背面地盤の土圧分布に対しても考察を行った。

Key Words: Abutment back ground, passive resistance, ground deformation, dynamic interaction

1. はじめに

橋梁の耐震設計において全体系の動的解析を行う際、橋台のモデル化に当たってはフーチング下面を耐震設計上の地盤面とし、橋台背面地盤の影響は考慮しないのが一般的である¹⁾。この理由としては、「地震時の地盤と構造物の動的相互作用等今後解明すべき点が多く残されており、安全側に設計する必要があることから」とされている²⁾。

一方で、橋台背面の地盤反力を積極的に用いようとする試みもなされている³⁾。これらにおいては、橋台背面と固定点を水平地盤ばねで接続するモデルが用いられている。

しかし、橋台背面の地盤が変形することにより、橋台背面では振動を拘束する地盤反力としての効果だけでなく、地盤が主動的に構造物への外力として作用する効果も考えられる。前記の橋台背面地盤反力を積極的に用いようとする例においては、適用条件として、「橋台の耐力や地盤の安定性が高く上部構造の慣性力に確実に抵抗できる場合、遊間が狭い場合、けた長が短い場合に適する。」³⁾とされているが、橋台背面地盤の変形には言及されていない。

一般に、地盤が主動的に構造物へ作用する外力は、修

正物部・岡部法に基づく地震時主働土圧として考慮される⁴⁾。しかし、修正物部・岡部法は、地盤変形を考慮してモデル化されたものではなく、静的に水平方向震度を与えた時の荷重であることから、動的な挙動を把握するには適さない。修正物部・岡部法による地震時主働土圧を、相当する付荷質量に置き換えて動的解析を行う方法も提案されている⁵⁾が、地盤変位の変形モードを反映することはできない⁶⁾。また、修正物部・岡部法による橋台背面への土圧分布については、地震時挙動とは異なるとの知見もある⁷⁾。

そこで、橋台背面地盤の変形が橋梁の応答に与える影響を確認し、耐震設計におけるモデル化に関する知見を得ることを目的として、橋台背面地盤の変形を考慮した橋梁全体系の地震応答解析を行った。解析は、構造条件をパラメータとし各構造条件に対して、1)橋台背面地盤を考慮しない場合、2)橋台背面地盤の拘束のみを考慮した場合、および3)橋台背面地盤の変形までを考慮した場合の3通りを比較検討した。橋台背面地盤の変形は、地震動と同時に、相互作用ばねを介して橋台背面地盤応答変位を入力することで考慮した。

さらに、上記 2)、3)のケースについて、橋台背面土圧の分布形状について、修正物部・岡部法による計算値と比較し、考察を行った。

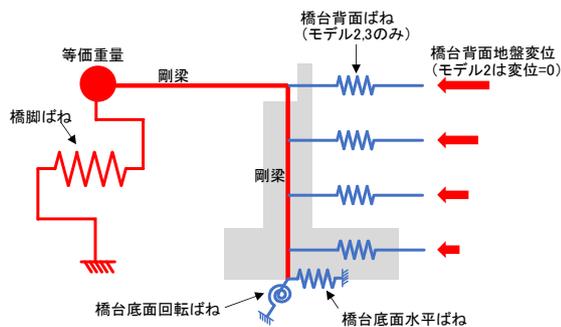


図-1 解析全体モデル

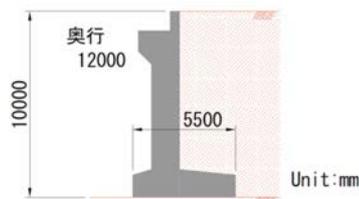


図-2 モデル橋台の構造寸法

表-1 モデル上部構造の重量

上部構造形式 (スパン)	上部構造重量 (kN)
PRC3径間連続2主版桁 (15.250m+16.000m+15.250m)	9500
PC8 径間連続プレテン中空床版桁 16.950 + 6@18.300 + 16.950	27300

表-2 地盤定数

地盤	N値	変形係数 E_0 (kN/m ²)	単位体積重量 γ (kN/m ³)
橋台基礎地盤	50	140,000	19.6
橋台背面地盤	15	42,000	19.6

2. 解析方法

(1) 検討対象構造と全体モデル

検討対象構造としては、ダンパーストップなどにより上部構造と橋台を連結する耐震補強を施した連続橋を想定した。両端の橋台構造は対称を仮定した。検討する方向は、橋台背面の影響が顕著である橋軸方向とした。ただし、検討を一般化するために、径間数や橋脚構造、上部構造などについての詳細なプロトタイプは定めていない。

全体モデルは、応答に特徴的な要素の影響が明確になるとともに、検討を一般化するために、極力簡素化した1質点系モデルを用いた。モデルを図-1に示す。複数の橋脚は1つの橋脚ばねに集約し、橋脚ばねには橋脚基礎の変形も含むものとした。両端の橋台も、一つの橋台モデルに集約し、正負対称の挙動をするようにした。等価重量についても、1点にまとめた。

本検討ではモデル1)橋台背面地盤を考慮しない場合、モデル2)橋台背面地盤の拘束のみを考慮した場合、およびモデル3)橋台背面地盤の変形までを考慮した場合の3通りを比較することを主題としており、モデル1)では橋台背面水平ばねや橋台背面地盤変位を考慮していない。モデル2)では橋台背面地盤変位=0、すなわち橋台背面水平ばねの地盤側節点を固定としている。

橋脚の特性は、上部構造と橋台を連結する前の状態における橋脚固有周期 T および橋脚降伏震度 k_{ny} でその挙動が定義されるものとした。

検討を一般化するためには、橋脚以外のパラメータも全て振動特性で与えることが望ましいが、橋台に関するパラメータは振動特性で定義することが困難であるため、図-2に示す実道路橋の橋台を参考として、直接基礎の橋台を想定した。橋台幅は、2車線で12(m)である。橋台高さはパラメータとしているが、橋台底面の橋軸方向長さは橋台高さに比例することと仮定した。

橋台諸元を定めると、等価重量も設定しなければなら

ない。そこで、等価重量は表-1に示す2車線道路橋実構造における上部構造重量を参考に、両者の中間的な値=18,400(kN)も含む3通りとした。

地盤条件のうち橋台基礎地盤は、直接基礎を想定していることから、N値=50の地盤を想定し、橋台背面は、N値=15の盛土を想定した。用いた地盤定数を表-2に示す。なお、変形係数 E_0 はN値の2800倍(kN/m²)として算定⁷⁾した。

(2) 橋台のモデル化

橋台の躯体は剛体を仮定した。これは橋台自体の弾性変形が相対的に小さいことと、橋台背面の影響を明確にするためである。

橋台底面の挙動はSRバネによってモデル化した。

橋台底面水平ばねは、道路橋示方書⁷⁾に従ったバイリニアモデルとし、その剛性は寸法効果を考慮した鉛直方向地盤反力係数の0.3倍とした。上限値は、摩擦係数を $\mu=0.6$ として求めた。

橋台底面回転ばねは、図-3に示す通り、浮き上がりを考慮し、弾性床における鉛直荷重と回転モーメントを受ける剛体の回転に関する非線形弾性の理論式を用いた。地盤の鉛直方向地盤反力係数は、道路橋示方書⁷⁾に従い、寸法効果を考慮して定めた。

橋台背面ばねは、道路橋示方書⁷⁾におけるケーソン基礎前面水平抵抗に対するモデルを準用した。すなわち、バイリニア型のスケルトンカーブとし、剛性は寸法効果

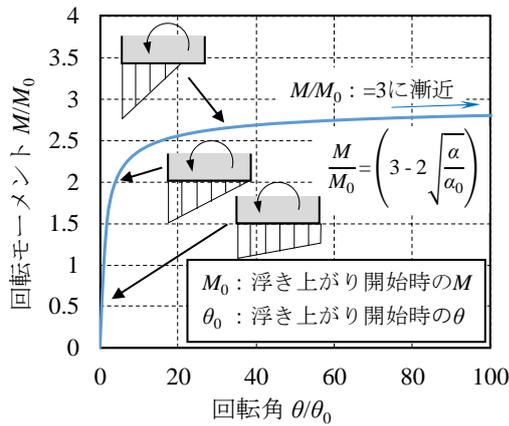


図-3 橋台底面ばねのモデル

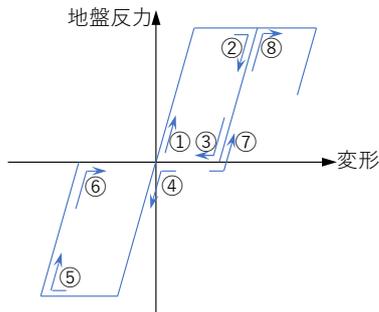


図-4 橋台背面ばねの履歴モデル

を考慮した地盤反力係数，上限値は受働土圧強度に深さの影響に関する係数を乗じたものを用いた。ただし，剛性を算定する際の変形係数はモデルによって以下のように設定した。橋台背面地盤の拘束のみを考慮したモデル2)においては変形係数 E_0 として表-2の値を用いた。地盤変形までを考慮したモデル3)においては，本章(4)に示す地盤の応答解析の結果得られた収束剛性を，推定方法による換算係数を含む変形係数 aE_0 として用いた。一般に，橋台背面ばねは，橋台と地盤の相対変位に対する方向性を有しているが，本解析においては，桁両端部の橋台を考慮して正負対称に働くものとした。なお，履歴モデルは図-4に示すスリップ型とし，最大変形を更新する際のみエネルギー吸収するモデルとした。

(3) 橋脚のモデル化

橋脚ばねは，RC構造を想定し，スケルトンカーブを軸降伏鉄筋降伏点を折れ点とする完全弾塑性型バイリニアモデル，履歴を武田モデル⁸⁾とした。

(4) 橋台背面地盤のモデル化

橋台背面地盤の変形は，等価線形化法を用いた重複反射理論により求めた⁹⁾。用いる初期剛性は，以下の式(1)～(3)により算定した¹⁰⁾。

$$V_s = 80N^{1/3} \quad (\text{砂質土}) \quad (1)$$

表-3 解析パラメータ

パラメーター	ケース数	値	備考
固有周期 T (s)	3	0.4 0.8 1.2	上部構造と橋台の連結前
橋脚降伏震度 k_{hy}	2	0.2 0.6	
橋台高さ H (m)	3	5 10 20	盛土高さ
等価重量 W (kN)	3	9500 18400 27300	それぞれ3,5,8径間程度を想定

表-4 各要素の減衰係数 h

橋脚ばね	橋台底面ばね	橋台背面ばね
0.10	0.10	0.00

$$G_{m0} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

$$G_0 = G_{m0} (\sigma_{iv} / \sigma_{mv})^{0.5} \quad (3)$$

ここに，

V_s : せん断波速度 (m/s)

N : N値

G_{m0} : 盛土中央高さにおける初期せん断弾性係数

G_0 : i 番目の層における初期せん断弾性係数

σ_{mv} : 盛土中央高さにおける鉛直方向応力

σ_{iv} : i 番目の層における鉛直方向応力

せん断弾性剛性—せん断ひずみ関係 (G - γ 関係) および減衰定数—せん断ひずみ関係 (h - γ 関係) は，文献9)に従った。

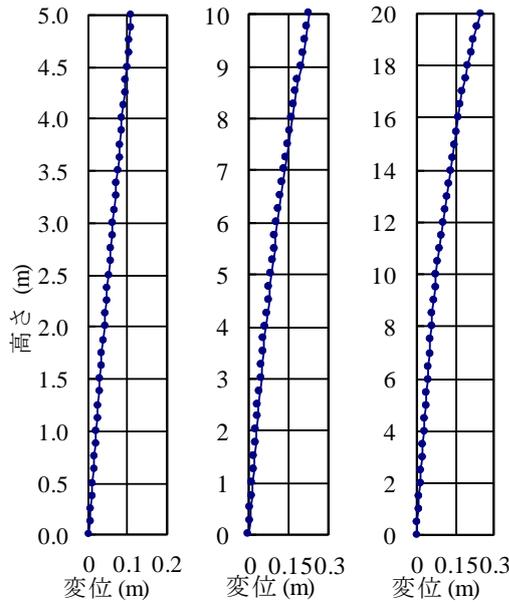
(5) 解析パラメータ

解析パラメータは，表-3に示すように橋脚固有周期 T ，橋脚降伏震度 k_{hy} ，橋台高さ H ，等価重量 W とした。

橋脚固有周期は，桁と橋台を連結する耐震補強を施工前の状態に対して，0.4(s)，0.8(s)，1.2(s)とした。I種地盤で $T=1.2$ (s)の状態は，長周期化による応答加速度低減が期待できる範囲であり，連結補強の適用性には議論のあるところであるが，本論文では橋台背面地盤の影響を広く考察する目的であることからパラメータとして選定した。

橋脚降伏震度 k_{hy} については，1995年兵庫県南部地震以前に建設された古い橋梁として $k_{hy}=0.2$ と，比較的新しい橋梁として $k_{hy}=0.6$ の2通りとした。

橋台高さ H は，橋台フーチング底面（基盤面）から橋面までの高さであり，橋台背面盛土の高さである。図-2



(a) $H=5(m)$ (b) $H=10(m)$ (c) $H=20(m)$

図-5 橋台背面地盤の解析結果の例
(入力地震波: L2-TypeI種地盤-1)

に示す橋台高さ $H=10(m)$ を中心として、低い場合 $H=5(m)$ と高い場合 $H=20(m)$ の3通りとした。

等価重量 W は、表-1に示す2通りに、その中間値を加えた3通りとした。

これらのパラメータに対し、全ての組合せ54通りに対して、モデル1)~3)の計算を行った。

(6) 動的解析条件

入力地震動には、道路橋示方書¹⁾に示されるレベル2地震動(タイプII) I種地盤の3波形(L2-II-I-1~3)を用いた。これら3波形の応答は平均して評価した。

減衰は、各要素の減衰定数を表-4のように定め、要素別初期剛性比例減衰とした。各要素の減衰定数は、道路橋示方書に記載の値を基本としたが、橋脚ばねについては、基礎の減衰を含むため、大きい値とした。

動的解析は、Newmark β 法による直接積分とし、 $\beta=1/4$ とした。

3. 解析結果概要

(1) 橋台背面地盤の応答と橋脚単独の応答

本検討においては、橋台背面地盤が構造物の応答を拘束するのか、逆に構造物に変形を与えるのが重要である。そこで、最初に、橋台背面地盤の応答解析結果と、連結補強を施す前の橋脚単独での応答を比較する。

橋台背面地盤の最大応答変位分布の例を図-5に、橋台背面地盤地表面の最大応答変位と橋脚単独の最大応答変

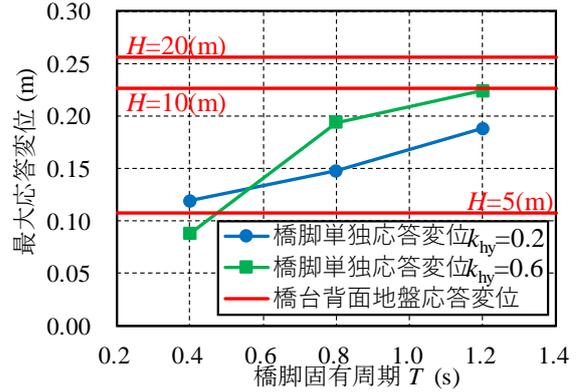


図-6 橋台背面地盤と橋脚単独の最大応答変位

表-5 地盤の固有周期(収束剛性)

橋台高さ H (m)	5	10	20
地盤固有周期 T_g (s)	0.85	1.43	2.29

位の比較を図-6に、地盤の収束剛性による固有周期を表-5に示す。

橋台背面地盤は、平均で1.3~2.1%程度のせん断ひずみが生じており非常に大きい、文献9)においてモデル化されている範囲内である。

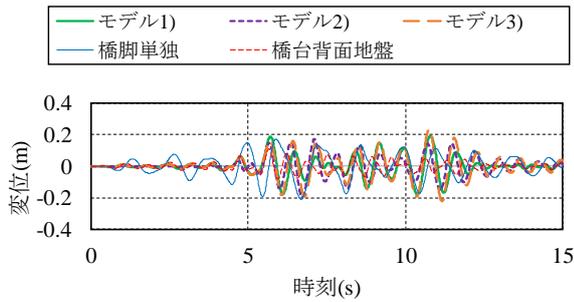
図-6より、ほとんどのケースで、橋台背面地盤の最大応答変位は橋脚単独の変位を超えており、表-5に示す地盤の収束剛性による固有周期もこの特徴と合致している。この結果から橋台背面地盤の応答が橋梁全体の応答に及ぼす影響が少なくないことが予想される。

なお、 $T=0.8, 1.2(s)$ における橋脚単独の応答変位は、降伏震度が大きいほうが応答変位が大きくなっているが、この範囲は変位一定則に従うこと¹⁾が知られており、位相によりこのようなことは生じうる。

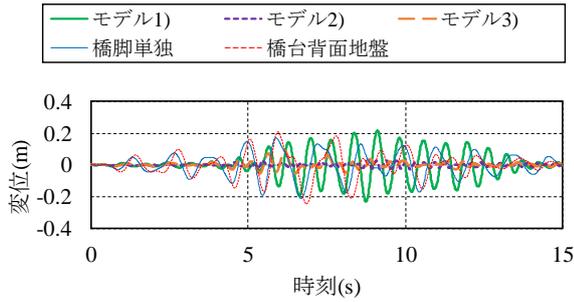
(2) 解析結果の例

図-7~10に解析結果の例を示す。例を示すケースは、(a) $T=1.2(s)$, $k_{py}=0.6$, $H=5(m)$, $W=9500(kN)$ と(b) $T=1.2(s)$, $k_{py}=0.6$, $H=20(m)$, $W=27300(kN)$ とし、入力地震動はいずれもL2-II-I-1である。各ケースについて、モデル1)橋台背面地盤を考慮しない場合、モデル2)橋台背面地盤の拘束のみを考慮した場合、モデル3)橋台背面地盤の変形までを考慮した場合を比較する。

図-7には、橋脚天端=橋台天端の応答変位を、橋脚単独の応答変位及び橋台背面地盤地表面の応答変位とともに示す。(a)の $T=1.2(s)$, $k_{py}=0.6$, $H=15(m)$, $W=9500(kN)$ では、モデル1), 2)において橋脚単独よりも応答が小さくなっているが、モデル3)において橋脚単独よりも応答が大きくなっている。これは、モデル1), 2)では、橋台底面ばねや地盤背面ばねによって拘束されたため応答が低減し



(a) $T=1.2(s), k_y=0.6, H=5(m), W=9500(kN)$



(b) $T=1.2(s), k_y=0.6, H=20(m), W=27300(kN)$

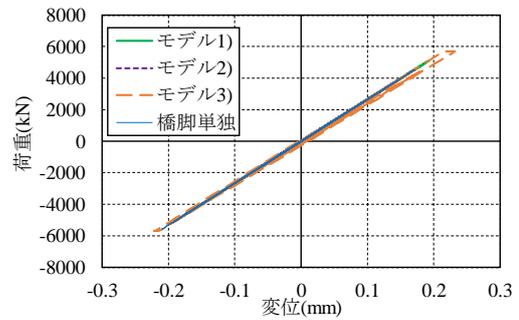
図-7 応答変位(L2-II-I-1)

たものと考えられるが、モデル3)では地盤変形の影響によって応答が増加したものと考えられる。一方(b)の $k_y=0.6, H=20(m), W=27300(kN)$ においては、モデル2),3)において応答が低減しているが、モデル1)においては応答が大きくなっている。

また、橋台背面地盤地表面応答変位、橋脚単独応答変位とモデル3)の関係において、モデル3)は橋台背面地盤地表面応答変位と橋脚単独応答変位の間接的な応答を示すと想定されたが、(a)は最大、(b)は最小となった。

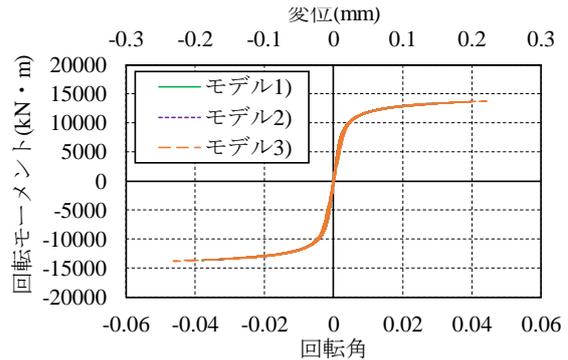
このように、条件によって各モデル間での応答の大小関係が異なっているのは、波形からわかる通り各モデルで連成系の固有振動数が大幅に異なっており、橋脚単独の場合とは全く異なる振動系となったことが原因であると考えられる。

ただし、橋脚単独の応答とモデル2), 3)の応答の比較においては注意を要する。ここに例示する以外のケースも含めると、最も拘束の大きいモデル2)より橋脚単独の応答変位のほうが小さくなるケースが複数見られた。これは、減衰の設定方法が影響したと考えられる。橋台背面ばねは履歴減衰を期待して減衰定数 $h=0$ としているが、橋台背面全域のばねが非線形化しているわけではない。多くのケースでは橋台背面ばねの寄与が全慣性力の1/2を超えることから系全体の実質的な減衰定数は小さい可能性がある。一方、橋脚は履歴減衰のほか基礎での逸散減衰を想定して $h=0.1$ としており、一律の減衰が与えられている。このような、降伏範囲が限定的な橋台背面ば



(a) $T=1.2(s), k_y=0.6, H=5(m), W=9500(kN)$

図-8 橋脚ばねの荷重-変位関係(L2-II-I-1)



(a) $T=1.2(s), k_y=0.6, H=5(m), W=9500(kN)$

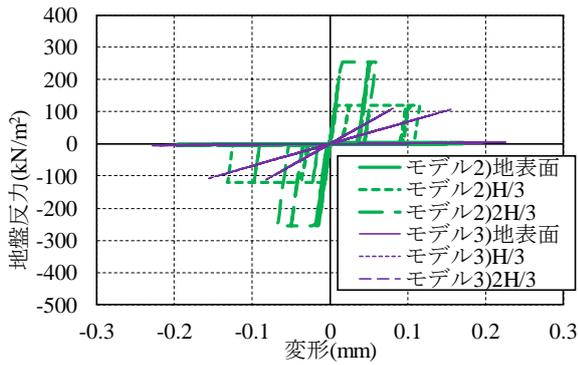
図-9 橋台底面の回転モーメント-回転角関係 (L2-II-I-1)

ねに対する減衰の設定方法は、今後の課題としたい。なお、このように非線形時の履歴減衰のみを期待して減衰を設定をすることは、変形を大きく評価することとなるため、設計においては安全側の評価となる。

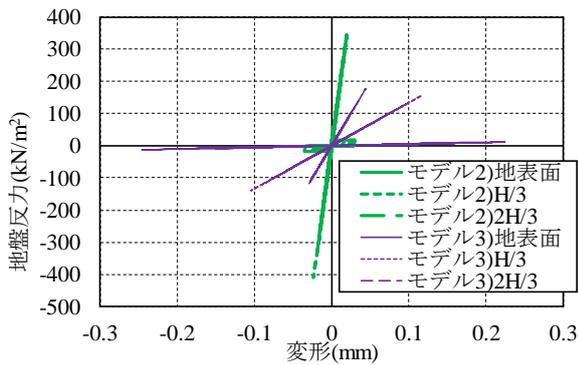
図-8)には、(a)の $T=1.2(s), k_y=0.6, H=15(m), W=9500(kN)$ のケースについて、橋脚ばねの荷重-変位関係を橋脚単独の応答とともに示す。ばねの諸元はモデル1)~3)および橋台単独と同様であるため図中重なっている。本ケースにおける塑性率は、大きいモデルでも1.0程度であるが、例えば $T=0.4(s), k_y=0.2$ のケースにおいては降伏変位が $0.0079m$ と小さく、塑性率は最大で22程度と大きくなるケースもある。

図-9)には、(a)の $T=1.2(s), k_y=0.6, H=15(m), W=9500(kN)$ のケースについて、橋台底面の回転モーメント-回転角関係を示す。上軸には回転を橋台先端変位に変換した変位を併記する。モデル1), 2), 3)は同じばね諸元であるため図中重なっている。橋台回転変位は、橋脚変位とおおむね等しいことから、橋台の変形はほとんどが回転成分であり水平成分は小さいことが分かる。また、橋台は浮き上がりが生じて剛性が小さくなっていることが分かる。これらの傾向は、全てのモデル・ケースで見られた。

図-10)には、橋台背面ばねの地盤反力-変位関係を示す。高さ方向には、橋台背面地表面、上から $H/3$ 位置、



(a) $T=1.2(s)$, $k_{hy}=0.6$, $H=5(m)$, $W=9500(kN)$



(b) $T=1.2(s)$, $k_{hy}=0.6$, $H=20(m)$, $W=27300(kN)$

図-10 橋台背面ばねの地盤反力-変形関係
(入力地震波: L2-Type-I種地盤-1)

上から2H/3位置の3通りを示している。モデル1)は橋台背面を考慮していないため、プロットしていない。

モデル2)は盛土深さ方向に剛性が一律であるが、モデル3)は橋台背面地盤応答解析における収束剛性を用いているため、盛土深さ方向に剛性が異なり、また、モデル2)よりも剛性が小さい。また、応答変形は、モデル2)よりモデル3)のほうが大きい。上限値については、モデル2)とモデル3)で同様の設定としているが、剛性が小さいモデル3)では(a)の地表面を除いて、上限値に至っていない。これらの結果、橋台背面の土圧分布もモデル2)とモデル3)では大きく異なるが、6章において詳述する。

4. 連結補強が有効となる条件

本検討では連結補強を施した橋梁を対象としているため、最初に連結補強が有効となる条件について検討する。連結補強が有効となるためには、橋脚単独での応答に比べて、連結後の応答変位が小さくなる必要がある。そこで、橋台背面地盤の変形までを考慮したモデル3)に関して、最大応答変位 δ_3 と橋脚単独の最大応答変位 δ_p の比 δ_3/δ_p によって効果を評価する。すなわち、 δ_3/δ_p が大きい

表-6 モデル3)と橋脚単独の最大応答変位比(δ_3/δ_p)

(a) $T=0.4(s)$

k_{hy}		0.2			0.6		
H	W	9500	18400	27300	9500	18400	27300
5		1.49	1.51	1.44	0.70	0.97	1.09
10		0.37	0.81	1.22	0.33	0.55	0.78
20		0.31	0.37	0.51	0.32	0.41	0.51

(b) $T=0.8(s)$

k_{hy}		0.2			0.6		
H	W	9500	18400	27300	9500	18400	27300
5		1.44	1.58	1.39	1.01	1.13	1.31
10		0.41	0.91	1.31	0.29	0.66	0.84
20		0.25	0.33	0.48	0.19	0.25	0.34

(c) $T=1.2(s)$

k_{hy}		0.2			0.6		
H	W	9500	18400	27300	9500	18400	27300
5		1.42	1.38	1.39	1.32	1.51	1.39
10		0.47	0.99	1.48	0.40	0.87	1.13
20		0.21	0.30	0.46	0.18	0.25	0.39

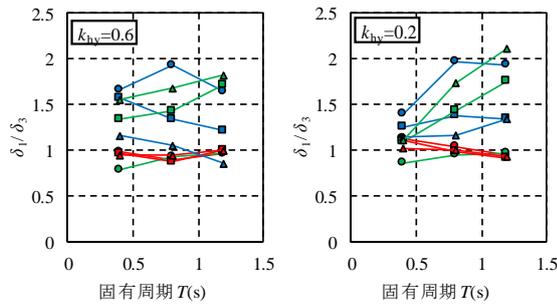
unit: $H(m)$, $W(kN)$

$\delta_3/\delta_p < 0.8$	$0.8 \leq \delta_3/\delta_p < 1.2$	$\delta_3/\delta_p \geq 1.2$
---------------------------	------------------------------------	------------------------------

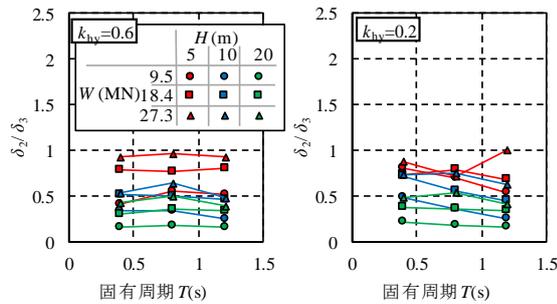
場合は、連結補強の効果がなく、 δ_3/δ_p が小さい場合は、連結補強の効果が大きいこととなる。全ケースの δ_3/δ_p の値をそれぞれ表-6に示す。表中、 δ_3/δ_p の値の大きさによって色分けし、連結による効果の目安を示した。ただし、前述の通り、両者の減衰の設定方法が異なるため、効果の大小については相対的に整理・評価しうると考えられるが、得られた値がそのまま応答率の低減率ではないことに注意が必要である。

表-6に示す δ_3/δ_p は、橋台高さ H が小さいケース、および等価重量 W が大きいケースで大きくなっていることが分かる。橋台高さ H が小さいケースは、橋台背面ばねの合計および橋台底面回転ばねの剛性が小さいことから、変位抑制効果が小さかったものと考えられる。等価重量 W が大きいケースは、同一の橋台背面ばねおよび橋台底面回転ばねに対して、等価重量及び橋脚ばねが大きくなっているため、橋台による変位抑制効果が小さかったものと考えられる。等価重量 W が大きいケースの変位抑制効果が小さいことは、1章に示す既往の研究に示される適用条件「けた長が短い場合に適する」²⁾と整合している。

一方で、橋台高さ H が大きいケース、においては連結補強の効果が顕著に表れており、連結補強が効果的なケースであると言える。

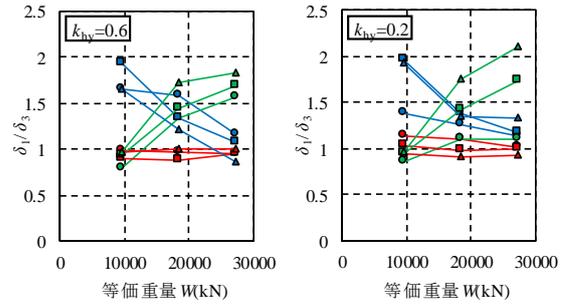


(a) モデル1)とモデル3)の比較 δ_1/δ_3

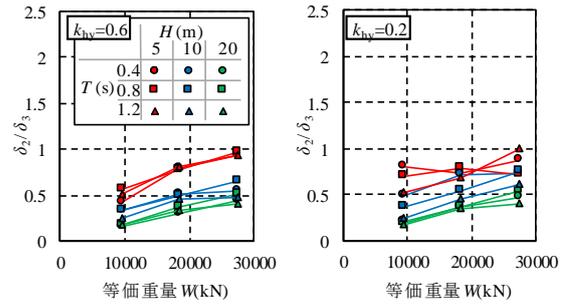


(b) モデル2)とモデル3)の比較 δ_2/δ_3

図-11 モデルの影響 (固有周期ベース)

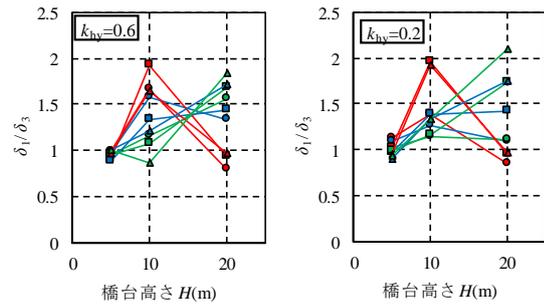


(a) モデル1)とモデル3)の比較 δ_1/δ_3

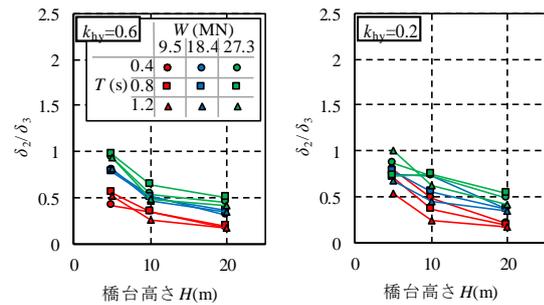


(b) モデル2)とモデル3)の比較 δ_2/δ_3

図-13 モデルの影響 (等価重量ベース)



(a) モデル1)とモデル3)の比較 δ_1/δ_3



(b) モデル2)とモデル3)の比較 δ_2/δ_3

図-12 モデルの影響 (橋台高さベース)

れらは、単純化した設計モデルであるが、設計モデルとして適用するためには、実挙動に対して安全側であることを担保しなければならない。そこで、橋台背面地盤の変形も考慮したモデル3)と比較することにより、モデル1)やモデル2)の妥当性を検討する。

検討は、モデル1), 2), 3)それぞれの最大応答変位 δ_1 , δ_2 , δ_3 に着目し、モデル1)およびモデル2)とモデル3)の比 δ_1/δ_3 , δ_2/δ_3 を評価指標とした。

図-11~13に固有周期、橋台高さ、等価重量を横軸として(a) δ_1/δ_3 , (b) δ_2/δ_3 をプロットした。

(1) モデル1)の評価

図-11~13の(a)より、 δ_1/δ_3 を俯瞰すると、ほとんどのケースが、1.0より大きい範囲にあり、小さいものでも0.78である。このことより、橋台背面地盤を考慮しないモデル1)を用いて設計しても、おおむね安全な設計が可能となることが分かる。一方で、最大値は2.10であり、橋台背面地盤を考慮することにより、合理的な設計を行う余地が残されていることが分かる。

解析パラメータとの関係を見ると、橋脚固有周期 T や橋脚降伏震度 k_{nv} については δ_1/δ_3 と明確な相関関係は見られなかった。一方、橋台高さ H と δ_1/δ_3 の関係からは、 $H=5(m)$ の時には δ_1/δ_3 がおおむね1.0であり、橋台背面地盤の影響は小さいことが分かる。また、 $H=10(m)$ の時には等価重量 W の増加に従い δ_1/δ_3 が減少するが、 $H=20(m)$ の時には逆に等価重量の増加に従い δ_1/δ_3 が増加することがわ

5. 応答に及ぼすモデルの影響

1章に示す通り、橋梁全体の動的解析においてはモデル1)のように橋台背面地盤の影響を考慮しないことが一般的である。一方で、本論文において対象としているような連結補強においては、モデル2)のように橋台背面地盤の受動抵抗のみを期待する方法も提案されている。こ

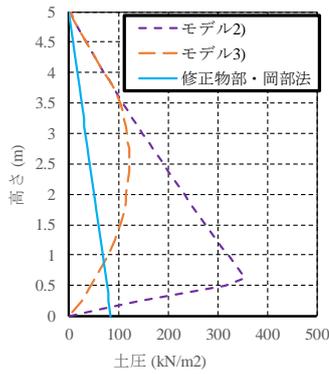


図-14 橋台背面土圧分布

$T=1.2(s)$, $k_{by}=0.6$, $H=5(m)$, $W=9500(kN)$, L2- II-I-1

かる。これは、橋台高さ H が高い場合に、モデル1)においては等価重量 W の増加に伴い応答変位が大きく増加するのに対し、モデル3)では等価重量 W の増加に伴う応答変位の増加が顕著ではないためである。

(2) モデル2)の評価

図-11～13の(b)より、 δ_2/δ_3 を俯瞰すると、全てのケースが、1.0より小さい範囲にあり、最小値は0.16であった。このことは、橋台背面地盤の拘束のみを考慮するモデル2)を用いて設計した場合、橋台背面地盤の影響を過大評価した設計となる可能性があることを示している。

解析パラメータとの関係を見ると、橋脚固有周期 T や橋脚降伏震度 k_{by} については、 δ_2/δ_3 と明確な相関関係は見られなかった。一方、橋台高さ H は大きくなるのに従って、等価重量 W は小さくなるのに従って、それぞれ δ_2/δ_3 が小さくなり、 δ_2 と δ_3 が乖離していった。つまり、橋台高さ H が大きい構造や等価重量 W が小さい構造に対してモデル2)によって設計した場合、橋台背面地盤の影響を過大評価する傾向が大きい。

6. 橋台背面土圧分布

図-14 に橋台背面土圧最大値の分布例を示す。ケースは、3章(2)節に示す(a) $T=1.2(s)$, $k_{by}=0.6$, $H=5(m)$, $W=9500(kN)$ であるが、他のケースも概ね同様の傾向である。図中には、橋台背面地盤の拘束のみを考慮したモデル2)、橋台背面地盤の変形までを考慮したモデル3)のほか、道路橋示方書⁹⁾に従って求めた修正物部・岡部法の地震時土圧も示す。

モデル2)は、盛土上面(5m)から高さ0.6mまで、直線で増加している。この範囲は、土圧が受働土圧強度で定まる上限値に達した部分である。高さ0.6m以下は、全高さにわたって橋台背面ばねのばね定数が一定であり、橋台を剛でモデル化しているため、直線で減少している。

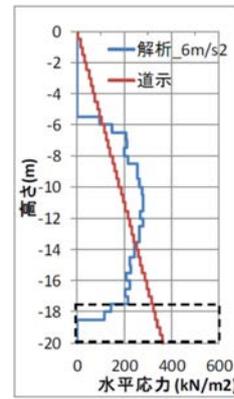


図-15 FEM解析により算定した橋台背面土圧分布⁹⁾

地表面(0m)において橋台底面水平ばねがほとんど変形しないことから、橋台と地盤の相対変位はほぼ0となり、土圧もほぼ0である。

モデル3)は、盛土上面(5m)から高さ3.6mまではモデル2)と重なっている。この部分は、モデル2)と同様に受働土圧強度で定まる上限値に達している。一方、高さ3.6m以下においては、モデル2)より土圧が小さく、受働土圧強度に達していない。これは、橋台背面ばねのばね定数の計算に地盤応答解析の結果得られた収束剛性を用いたためであり、モデル2)と同等の相対変位が生じたとしても、土圧は小さくなる。

いずれのモデルにおいても、修正物部・岡部法とは分布形状が異なるのは明らかである。修正物部・岡部法は、前述の通り、水平震度に合わせて橋台を傾斜させた際に発生する主働土圧であり、鉛直土圧に地震時主働土圧係数を乗じていることから深度が大きいほど土圧が大きくなる。しかし、本解析で対象としている挙動は、橋台と背面地盤の間に相対変位がなければ地震時土圧は発生しないため、橋台底面での土圧は小さくなるはずであるし、橋台と背面地盤の相対変位が近づく側の際には受働抵抗となりうるため、地震時主働土圧よりも大きな土圧が発生しうる。もともと、修正・物部岡部法は擁壁や橋台が転倒・滑動するモードでの主働土圧をモデル化したものであるのに対し、本検討のように橋台と背面地盤の相対変位により発生する受働状態を再現するものとは、想定する状況が異なっているため、分布形状が異なっていて当然である。

橋台背面の土圧分布については、文献6)に記載がある。文献6)は橋梁上部構造との相互作用は考慮していないものの、FEM解析によって橋台背面の土圧分布に言及したものである。図-15に、文献6)に示される橋台背面の土圧分布を示す。条件が異なるため、直接的な比較はできないが、定性的にモデル3)の形状とよく似ている。従って、モデル3)の妥当性が推測される。

7. 結論

橋台背面地盤の変形が橋梁全体系の応答に与える影響を検討するため、上部構造と橋台を連結する耐震補強を施した連続橋を想定した1質点系モデルに対し、地震応答解析を行った。構造条件は解析パラメータとし、各構造条件に対して、1)橋台背面地盤を考慮しない場合、2)橋台背面地盤の拘束のみを考慮した場合、および3)橋台背面地盤の変形までを考慮した場合の3通りを比較検討した。橋台背面地盤の変形は、地震動と同時に、相互作用ばねを介して橋台背面地盤応答変位を入力することで考慮した。

検討の結果、以下の結論を得た。

- (1)上部構造と橋台を連結した場合、連結前とは固有振動数が大きく変わり、振動性状が異なる。なお、連結の効果を直接比較するためには、橋台背面ばねの減衰評価方法が課題となる。
- (2)橋台高さ H が小さいケース、および等価重量 W が大きいケースにおいては連結補強の有効性に注意しなければならない。一方で、橋台高さ H が大きいケースにおいては連結補強の効果が顕著である。
- (3)橋台背面地盤を考慮しないで設計した場合、おおむね安全な設計が可能である。一方で、特に橋台高さ H が大きい構造においては、橋台背面地盤を考慮することにより、合理的な設計を行う余地が残されている。
- (4)橋台背面地盤の拘束のみを考慮して設計した場合、橋台背面地盤の影響を過大評価した設計となる可能性がある。特に、橋台高さ H が大きい構造や等価重量 W が小さい構造においてこの傾向が顕著である。
- (5)本解析のように、橋台背面地盤と橋梁の連成を考慮する場合、橋台背面土圧の分布形状は、修正物部・岡部法とは異なる。これは、想定している状況が異なるためである。
- (6)橋台背面地盤の変形を考慮した場合の土圧分布形

状は、既往のFEM解析結果と似ており、解析モデルの妥当性が推測される。

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，2017.
- 2) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4.
- 3) 小林寛，運上茂樹，西岡勉：両端部に橋台を有する既設橋梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討，第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.267-270，2003.1.
- 4) 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，丸善出版，2012.9.
- 5) 渡辺健治，西岡英俊，神田政幸，古関潤一：動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法，鉄道総研報告，Vol.25，No.9，pp.31-38，2011.9.
- 6) 樋口俊一，稲荷優太郎：橋台に作用する地震時動土圧に及ぼす基礎形式の影響，第73回年次学術講演会公演概要集，I-487，pp.973-974，2018.8.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，2017.
- 8) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes，Journal of the Structural Division，ASCE，Vol.96，No.ST12，pp.2557-2573，1970.12.
- 9) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室：地盤の地震時応答特性の数値解析法 -SHAKE:DESRA-，土研資料第1778号，土木研究所資料，1982.2.
- 10) 国生剛治，岩橋敬敏：軟弱地盤の非線形振動特性についての模型振動実験と解析，土木学会論文報告集，第285号，1979.5.
- 11) 山本智弘，大塚久哲，松田泰治，山口斉：エネルギー一定則および変位一定則の適用性に関する考察，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.989-992，1997.7.

INFLUENCE OF ABUTMENT BACKSIDE GROUND DEFORMATION ON EARTHQUAKE RESPONSE OF BRIDGE SYSTEM

Atsushi TAKEDA, Shunichi HIGUCHI, Tomoaki NISHITANI
and Toshihiko NAGATANI

In the seismic design of bridges, attempts have been made to actively use the ground reaction force on the abutment backside, but in general, no consideration is given to the deformation of the abutment backside ground. Therefore, in order to confirm the influence of the deformation of the abutment backside ground on the response of the bridge and to obtain knowledge about modeling in the seismic design, the seismic response analysis of the whole bridge system considering the deformation of the abutment backside ground was performed.

As a result of analysis, it was found that (1) it can be designed on the safe side by ignoring the abutment backside ground resistance, but there is room for more rational design, (2) there was a possibility of overestimating the influence of the abutment backside ground when the design was taken into account only restraint of the abutment backside ground. Furthermore, the earth pressure distribution of abutment backside ground was also discussed.