１柱１杭形式のラーメン高架橋の入力損失効果とその評価手法の提案

寶地　雄大[1]・室野　剛隆[2]

[1]正会員　（公財）鉄道総合技術研究所　（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail:hochi.yudai.65@rtri.or.jp

[2]正会員　（公財）鉄道総合技術研究所　（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail:murono@rtri.or.jp

群杭基礎などの大型基礎構造物では，地震時において地盤 - 基礎系の動的相互作用に伴う入力損失が発現されることが既往の研究で知られいる．また，入力損失を耐震設計に考慮することで合理的な構造物の設計が可能となる．しかし，1 柱 1 杭形式のラーメン高架橋のように，杭間間隔が大きく群杭効果が期待できない構造物における入力損失について検討された事例は少ない．また，鉄道構造物の耐震設計において主流となっている静的解析法に，入力損失を考慮する実務的な手法はない．そこで，本研究では，初めに 1 柱 1 杭形式のラーメン高架橋の入力損失効果を明らかにした．また，入力損失効果を静的解析法に導入するために，応答変位法を用いた入力損失効果の評価手法およびその効果を考慮した応答スペクトルの低減手法を提案しその適用性について検討した．

Key Words: *Input loss, Effective input motion, Kinematic interaction, seismic deformation method*

1. はじめに

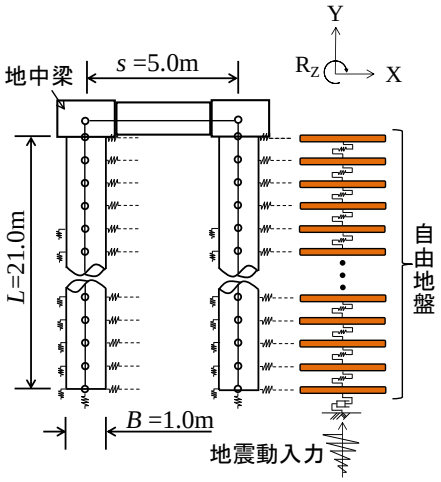
杭基礎に支持される構造物では，地震動による構造物周辺の地盤の動きが基礎が存在することによって拘束され，自由地盤に比べ構造物に入射される地震動が低減される入力損失が生じることが一般に知られている[1)など]．入力損失に関して，これまでケーソン基礎や群杭基礎などの大型基礎を対象に実験的・解析的に様々な検討がされ[2),3)など]，基礎構造物による入力損失効果があることが分かっている．また，その効果はとりわけ，短周期側の構造物において大きいと言われている．しかし，鉄道構造物で多用されている１柱１杭形式のラーメン高架橋のように，杭間隔が大きく群杭効果が期待できない構造物を対象に入力損失効果を定量的に評価した事例は少ない．

一方で，入力損失効果を耐震設計に考慮することで，実現象に即した合理的な構造物の設計が可能となる．耐震設計に入力損失を考慮するには，質点系モデルを使用した解析では，自由地盤と構造物を一体でモデル化した一体型モデルを用いて動的解析を行うことで自動的に考慮される．その他にも，既往の研究により地盤と構造物の地震応答を評価する手法が提案されている[4)-7)など]．ただし，これらの手法は，複雑な地震時挙動を表現できる反面，解析モデルのパラメータを適切に設定する必要があり，多くの知識と経験を有する．このため，鉄道の耐震設計[8)]では，設計実務の簡素化のため静的解析法が採用されることが多く，地震動に対する慣性力の影響を非線形応答スペクトル法により評価する．静的解析法は，簡易に構造物の地震応答を評価できる反面，入力損失を考慮するためには，別途，何らかの方法により入力損失を評価する必要ある．しかし，静的解析法を用いた耐震設計において，個々の地盤，杭基礎条件に応じて，入力損失を評価する手法は無く，耐震設計実務において入力損失を考慮することが現状困難となっている．

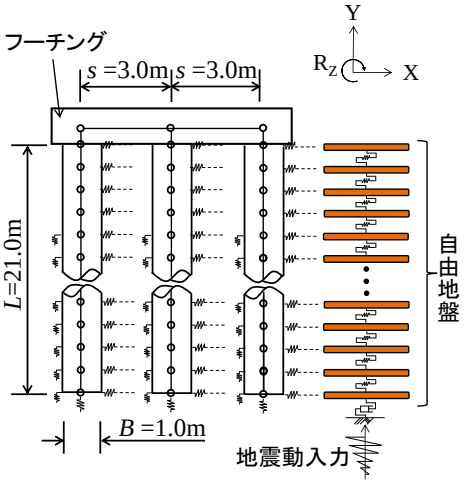
そこで，本研究では，初めに１柱１杭形式のラーメン高架橋の入力損失効果について解析的な検討を行った．検討は，質点系の２次元モデルを用いた動的解析を行い，ラーメン高架橋の入力損失効果を明らかにした．次に，静的解析法を使用した耐震設計に，入力損失効果を考慮するための手法として，入力損失効果の評価手法およびその効果を考慮した構造物応答の評価手法を提案し，試計算を行うことでその適用性について検討を行った．

2. ラーメン高架橋の入力損失効果

本章では，ラーメン高架橋の入力損失効果を明らかと

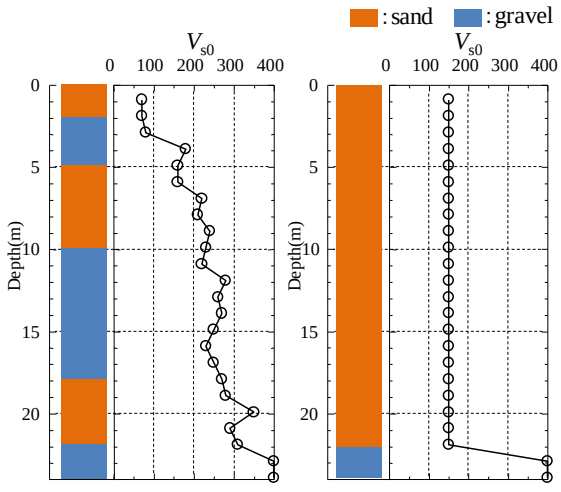


(a)　ラーメン高架橋



(b)　橋梁

図-1　構造解析モデル



(a)　TypeA（多層）　(b)　TypeB（一層）

図-2　地盤条件

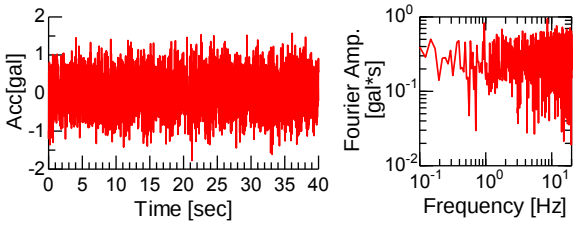


図-3　入力波の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトル

するために，質点系モデルを用いた動的解析を実施する．入力損失効果の評価は，自由地盤の地震応答に対する杭基礎の地震応答の比である有効入力係数 η を算定することで行う．また，比較対象は，群杭基礎を有する橋梁とした．なお，質点系モデルの解析精度の検証については，地盤を薄層要素法 [7]，杭基礎を等価梁法 [5]により表現した解析モデルとの比較を別途実施し，その精度を確認している．

(1)　解析モデル

自由地盤と構造物の地震応答を求めるために，**図-1** に示すように，部材を梁要素，自由地盤をばね要素でモデル化した質点系モデルを作成した．対象構造物である 1 柱 1 杭形式のラーメン高架橋および橋梁のモデル化は，杭径 1m，杭長 21.0m の RC 杭が地中梁またはフーチングに剛結されている条件とした．また，杭間隔はラーメン高架橋は 5.0m，橋梁は 3.0m とした．さらに，相互作用のうち Kinematic な作用を抽出するために，杭基礎等の構造物は無質量とし，慣性力による相互作用の影響を除いた．次に，地盤条件の違いが入力損失効果に与える影響を検討するために，鉄道の耐震設計における，G3 地盤（普通地盤）相当の多層地盤（TypeA）と G4 地盤（普通～軟弱地盤）相当の一層地盤（TypeB）の 2 種類の地盤を設定した．**図-2** に設定した地盤の土質柱状図および両地盤の初期せん断波速度 V_{so} 値の深度方向分布を示す．また，地盤ばねのうち水平地盤反力係数の算定式は，鉄道構造物の設計 [9]で用いられる式(1)を用いた．

$$k_h = 3.6\rho_{gk} E_d B^{-3/4} \qquad (1)$$

ここに，E_d は地盤の変形係数，B は杭の載荷幅，ρ_{gk} は作用の継続時間に対する修正係数で本検討では ρ_{gk} を 1.0 とした．なお，E_d については，鉄道構造物の設計標準では微小ひずみレベルではなく，ある程度ひずみが生じた状態での等価線形剛性を代表値としている．そのため，E_d は，各種試験方法により取扱うひずみレベルや試験条件の特性の違いに応じて修正係数を乗じることで算定する．しかし，ここでは，別途行っている薄層要素法と条件を合致させるために微小ひずみレベルを取扱うこととし，修正係数を 1.0 としている．本モデルは，地盤と構造物を一体とした解析モデルとなっており，基盤位置への地震動の時刻歴波形の入力を想定した解析モデルとなっている．

解析条件は，入力波として**図-3**に示すホワイトノイズ

表-1　検討ケース

項目	case1-1	case2-1	case1-2	case2-2
構造形式	ラーメン高架橋		橋梁	
地盤条件	Type A	Type B	Type A	Type B
杭本数　(n)	2		9 (3×3)	
杭径　*B*　(m)	1.0		1.0	
杭間隔　s　(m)	5.0		3.0	
杭長　L　(m)	21.0		21.0	

を使用した動的線形解析を行う．また，入力損失効果を評価するうえで構造物に入射される有効入力動が定義される位置は，モデルの構成要素により異なり，齊藤ら[2]や原田[10]らの研究に代表されるように，基礎天端位置を有効入力動の定義位置とする場合もある．しかし，本検討においては，鉄道の設計基準に基づき地中梁およびフーチング前面の地盤反力を考慮していないことから，地盤 - 基礎系の相互作用を適切に評価するために有効入力動が定義される位置を杭頭位置とし，その位置における有効入力係数ηを算定することで入力損失効果の評価を行った．

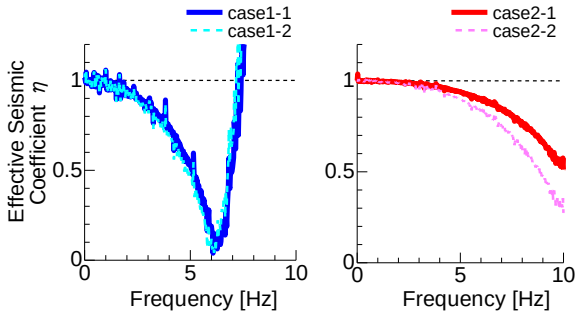
以上の解析モデル，解析条件を用いて行う検討ケースを**表-1** に示す．

(2)　解析結果

各ケースに対して，有効入力係数 η を算出した結果を**図-4** に示す．両構造物とも有効入力係数 η は，低振動側では 1.0 であるが，case1 では 1Hz，case2 では 2Hz 程度から低減が生じている．また，ラーメン高架橋と橋梁を比較すると両者の有効入力係数 η は近似しており，杭間隔が広く群杭効果が期待できないラーメン高架橋においても群杭基礎を有する構造物と同程度の入力損失効果が発現されている．次に，地盤条件の違いを比較する．有効入力係数 η の減少に着目すると Type A では 6Hz 程度で最も減少しているのに対し，Type B では 10Hz 程度となっている．これは，Type A では Type B に比べ地表面付近の剛性が小さいく，地盤に対する杭の剛性が相対的に大きくなることで，杭による地盤の挙動を拘束する効果が大きくなり，入力損失効果が大きくなったと考えられる．

3.　入力損失効果の評価手法

鉄道構造物の応答評価において一般的に使用される静的解析法では，地震作用として慣性力と地盤変位の影響を静的荷重に置き換えて考慮し応答値を算定する．このうち，構造物の応答評価に地盤変位の影響を考慮する



(a)　TypeA（多層）　　(b)　TypeB（一層）

図-4　有効入力係数 η の比較

手法として鉄道の耐震設計[8]では応答変位法が導入されている．この手法を用いた構造物の応答評価に入力損失効果を考慮するためには，非線形応答スペクトル法と同様に，別途詳細な検討が必要となる．しかし，設計実務においては，作業の簡素化のため一般に無視される．

そこで，本章では静的解析法において，入力損失効果を評価する指標である有効入力係数ηを算定可能な手法を提案し，一体型モデルによる動的解析法による結果と比較することで，提案手法の適用性を確認する．

(1)　評価手法の概要

地震時の地盤 - 基礎系の動的相互作用である幾何学的相互作用は，自然地盤の振動による地盤と杭基礎の相互作用と解釈することができる．そこで，自然地盤の各モードの固有値から得られる固有モードを地盤変位と解釈し，基礎構造物に作用させることで得られる基礎の変位応答と地盤変位の比から入力損失を評価できると考えた．この場合，地盤変位に対する構造物の応答評価において，応答変位法を用いることで設計実務への適用性が高い．

提案手法の詳細な手順は下記のとおりであり，その概要を**図-5** に示す．

Step1：自由地盤をモデル化し，固有値解析を実施することで，各モード次数における固有振動数および各固有モード形状を算出する．

Step2：応答変位法において，固有値解析から算出した各固有モード形状を地盤変位として構造物に作用させることで，基礎構造物の変位応答を算出する．この時，各固有モードの振幅の最大を1.0として作用させる．

Step3：応答変位法から算出した基礎構造物の杭頭位置での変位を作用させた自由地盤の変位で除すことで，各モード次数の固有振動数に対する有効入力係数 η を算出する．

Step4：各固有振動数で得られた有効入力係数 η を直線補間し，振動数領域における有効入力係数 η を算定する．

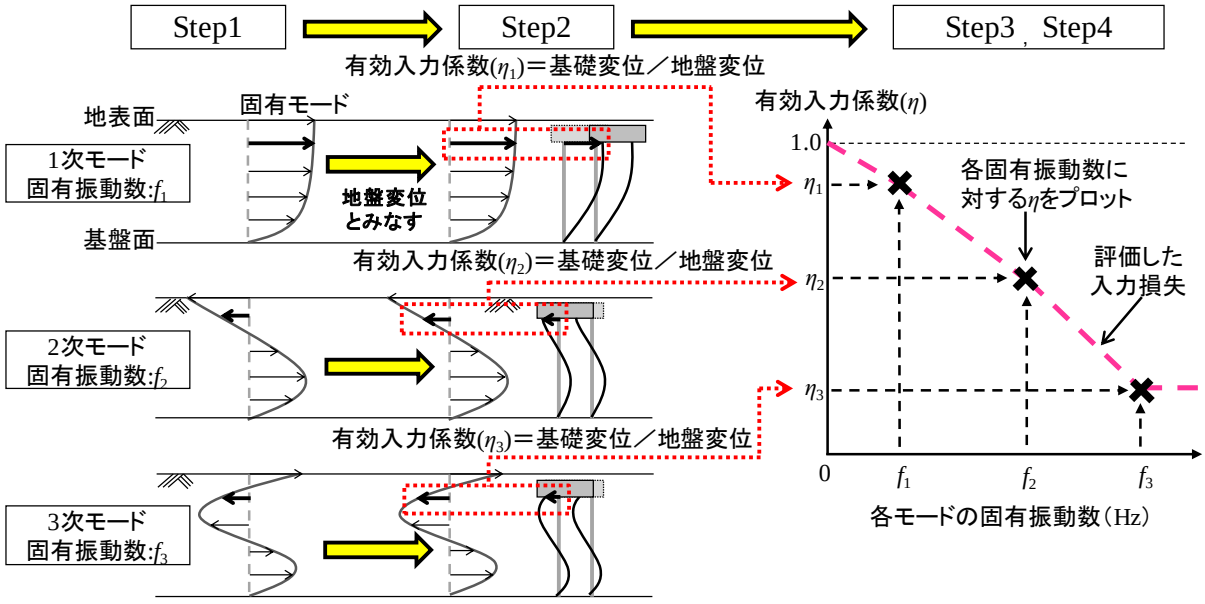
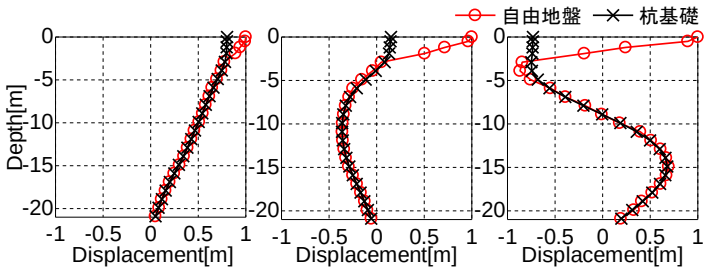
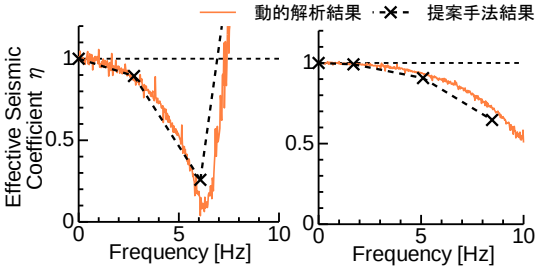


図-5　有効入力係数 η の評価手法の概要



(a)　1次モード　　(b)　2次モード　　(c)　3次モード

図-6　応答変位法による地盤変位分布と杭基礎の応答



(a)　case1-1　　(b)　case2-1

図-7　提案手法と動的解析法の比較

なお，Step1 で行う固有値解析では，耐震設計における構造物の振動数帯域である 3 次モードまでを考慮すればよい．

(2)　評価手法の適用性の検証

2章で行った検討ケースのうちcase1-1，case2-1について，本手法で有効入力係数ηを算定した．

case1-1において上記Step1，Step2により算出した1～3次モードの自由地盤と構造物（杭頭）の変位を図-6に示す．図に示す通り入力損失は，自由地盤の変位に対して構造物の変位が追随しなくなることで生じており，地表面付近の地盤が軟らかい地層で顕著に表れている．これは，2章で述べたように地盤の剛性に対する杭の剛性が相対的に大きくなったことに起因している．また，変形の波長が短くなる高次モードほど，地盤の変位に対して杭基礎が変形しづらくなることで地盤の変位に比べ杭基礎の変位が小さくなり，その結果，有効入力係数ηが低減している．

次に，提案手法および動的解析から算出した有効入力係数ηを図-7に示す．提案手法を用いて算出した有効入力係数ηは動的解析の結果を概ね良好に近似しており，本評価手法を用いて精度良く入力損失を評価できることが確認できる．

4.　入力損失を考慮した応答スペクトルの簡易評価手法

3 章で提案した有効入力係数 η（入力損失）を使用して応答スペクトルを低減することができる．一般的には，地表面地震動のフーリエスペクトルに有効入力係数 η を乗じ，これを逆フーリエ変換することで有効入力動を算定し，これに対して時間領域において逐次積分法により応答スペクトルを算出すれば良い．しかし，この手法は，周波数領域において入力損失を考慮し，時間領域で応答スペクトルを算定するため，一般的な設計実務においては馴染まない．

そこで，本章では，入力損失効果を考慮した構造物の

応答評価をランダム振動論を用いることで，直接的に応答スペクトルを低減する簡易な手法を提案する．また，本手法と逐次積分法を用いて得られた応答スペクトルの結果を比較することで，提案手法の適用性を検証する．さらに，ラーメン高架橋の入力損失効果が構造物の応答に与える影響を検討する．

(1) ランダム振動論による応答スペクトルの評価手法

ランダム振動論では，パワースペクトルや実効値(RMS)を用いて振動を取扱うと共に，確率論的応答評価に基づきピークファクターを求めることで構造物の最大応答を評価する[11]．実効値とは，平均的な大きさを表す指標であり 1 自由度系の絶対加速度の伝達関数の二乗と地震動の加速度パワースペクトル密度の積の平方根である式(2)で表わされる．

$$\sigma_a(\omega_0,h)=\sqrt{\int_{-\infty}^{\infty}\left|H_a(\omega_0,h,\omega)\right|^2\cdot G_a(\omega)d\omega} \tag{2}$$

ここに，$G_a(\omega)d\omega$ は，地震動の加速度パワースペクトル密度，$H_a(\omega_0,h,\omega)$は 1 自由度系の絶対加速度の伝達関数であり，

$$\left|H_a(\omega_0,h,\omega)\right|^2=\frac{1+4h^2(\omega/\omega_0)^2}{\left\{1-(\omega/\omega_0)^2\right\}^2+4h^2(\omega/\omega_0)^2} \tag{3}$$

である．ここで，式(3)中の ω_0 は構造物の固有円振動数，h は構造物の減衰定数を示す．1 自由度系の構造物の加速度応答の実行値から最大加速度応答を求めるためには，ピークファクターが必要となる．Rosenblueth によれば，1 自由度系のパワースペクトル密度 $G_a(\omega)$のホワイトノイズが地震動として作用した場合，最大応答値 $S_a(\omega_0,h)$は次式で与えられる[12]．

$$S_a(\omega_0,h)=\omega_0\sqrt{\frac{\pi G_a}{2h\omega_0}}\cdot\sqrt{1-\exp(-2h\omega_0 t_d)}\cdot\sqrt{2}\sqrt{0.424+\ln(2h\omega_0 t_d+1.78)} \tag{4}$$

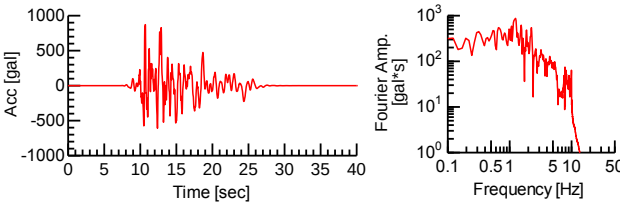
ここに，t_dは地震動継続時間(主要動部）である．一方，ホワイトノイズの地震動を考えた場合，式(2)の積分を実行すると，式(5)が得られる．

$$\sigma_a(\omega_0,h)=\sqrt{\frac{\omega_0\pi G_a}{2h}} \tag{5}$$

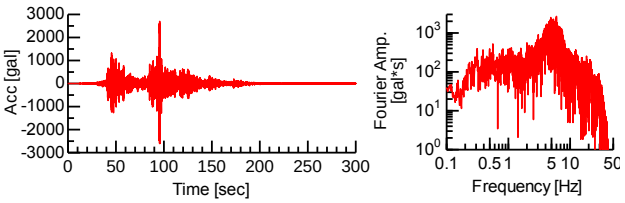
また，式(4)と(5)から，$G_a(\omega)$を消去すると，式(6)となる．

$$S_a(\omega_0,h)=\sigma_a(\omega_0,h)\cdot\sqrt{1-\exp(-2h\omega_0 t_d)}\cdot\sqrt{2}\sqrt{0.424+\ln(2h\omega_0 t_d+1.78)} \tag{6}$$

式(6)を用いる場合，$\sigma_a(\omega_0,h)$は，式(5)ではなく式(2)から計算されることで，地震動をホワイトノイズと仮定する必要がなくなる．この場合，ピークファクターpは，式(7)を採用していることになる．



(a) L2 地震動スペクトルⅡ（G3 地盤）



(b) 東北地方太平洋沖地震（築館）

図-8 地震動の時刻歴波形およびフーリエ振幅スペクトル

$$p=\sqrt{2}\sqrt{0.424+\ln(2h\omega_0 t_d+1.78)} \tag{7}$$

次に，オリジナルの応答スペクトルを，$S_a^{org}(\omega_0,h)$ 入力損失効果を考慮した応答スペクトルを$S_a^{\mathrm{mod}}(\omega_0,h)$とすると式(8)，(9)となる．

$$S_a^{org}(\omega_0,h)=\sigma_a^{org}(\omega_0,h)\cdot\sqrt{1-\exp(-2h\omega_0 t_d)}\cdot\sqrt{2}\sqrt{0.424+\ln(2h\omega_0 t_d+1.78)} \tag{8}$$

$$S_a^{\mathrm{mod}}(\omega_0,h)=\sigma_a^{\mathrm{mod}}(\omega_0,h)\cdot\sqrt{1-\exp(-2h\omega_0 t_d)}\cdot\sqrt{2}\sqrt{0.424+\ln(2h\omega_0 t_d+1.78)} \tag{9}$$

これにより，式(8)と式(9)から構造物の応答スペクトル比は式(10)となり，式(2)を用いると式(11)で表わすことができる．

$$R=\frac{S_a^{\mathrm{mod}}(\omega_0,h)}{S_a^{org}(\omega_0,h)}=\frac{\sigma_a^{\mathrm{mod}}(\omega_0,h)}{\sigma_a^{org}(\omega_0,h)} \tag{10}$$

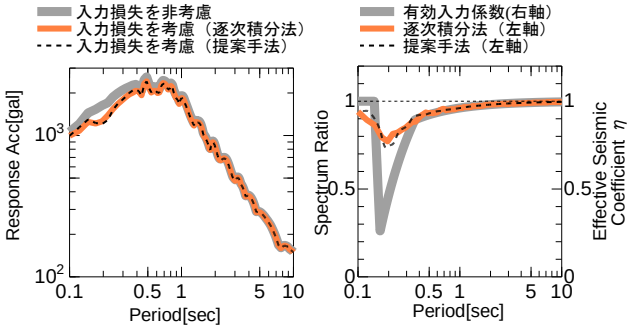
$$R=\sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty}\left|H_a(\omega_0,h,\omega)\right|^2\cdot\{\eta(\omega)\}^2\cdot G_a(\omega)d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty}\left|H_a(\omega_0,h,\omega)\right|^2\cdot G_a(\omega)d\omega}} \tag{11}$$

ここで，$\eta(\omega)$は有効入力係数である．

本提案手法では，式(11)を用いることで入力損失効果を考慮した構造物の応答を評価する．

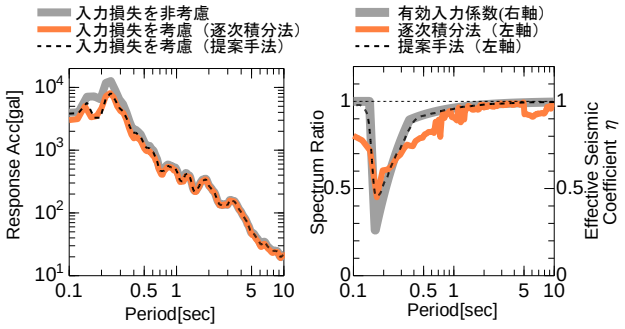
(2) 提案手法を用いた構造物の応答評価

提案式の適用性および入力損失効果が構造物に与える影響を検討するために，式(11)と時間領域における逐次積分法により解いた弾性加速度応答スペクトルを比較する．検討に用いた地震動は，**図-8**に示す鉄道の耐震基準に示される設計地震動および短周期成分が卓越する2011年の東北地方太平洋沖地震における築館における記録を



(a) 弾性加速度応答スペクトル　(b) スペクトル比

図-9 L2 スペクトルⅡ　（G3 地盤）



(a) 弾性加速度応答スペクトル　(b) スペクトル比

図-10 東北地方太平洋沖地震　（築館）

用いた．また，応答スペクトルの算定は，構造物の減衰定数を5%とし，有効入力係数ηは**図-7**のうち応答変位法を用いて算出したcase1-1の結果を用いた．

上記の条件により算出した弾性加速度応答スペクトルおよび入力損失を考慮して算出した応答スペクトルと入力損失を考慮しないで算定した応答スペクトルの比を**図-9**，**図-10**に示す．また，**図-9(b)**，**図-10(b)**には，検討に用いた有効入力係数ηを併せて示す．図より，弾性加速度応答スペクトルの低減は，短周期領域において顕著にみられ，有効入力係数ηが最も小さくなる周期付近で最も低減している．特に，**図-10**に示す東北地方太平洋沖地震のように短周期成分が卓越した地震動に関しては，短周期成分の入力損失効果が，有効に作用して短周期領域の構造物の応答が最大で5割程度低減されている．また，入力地震動によらず一般的な鉄道構造物の周期帯である0.5～1.0秒においては，5～10%の応答スペクトルの低減が生じている．

次に，提案手法と逐次積分法の結果を比較する．提案手法は，逐次積分法による結果の特徴を良好に捉えており，本提案手法を用いて入力損失効果を考慮した構造物の応答を精度よく評価できることが確認できる．

5. おわりに

本研究では，1柱1杭形式のラーメン高架橋を対象に，Kinematic相互作用による入力損失効果について検討した．また，入力損失効果および入力損失効果を考慮した構造物応答の評価手法を提案し，その適用性について検討した．本検討により以下のことが明らかとなった．

- 群杭効果が期待できないラーメン高架橋においても群杭基礎を有する構造物と同等程度の入力損失が生じている．また，入力損失効果は杭の剛性に対して地盤の剛性が相対的に小さいほど，地震波の波長が短くなる高次モードほど大きい．
- 入力損失効果による構造物応答の低減は，短周期領域において表われ，特に短周期成分が卓越する地震動に対しては，顕著に現れる．
- 有効入力係数ηの算定および入力損失効果を考慮した応答スペクトルの低減手法を提案し，その適用性について検討を行った．これにより，静的解析法を用いた構造物の応答評価において，容易に入力損失効果を考慮することができ，より合理的な耐震設計が可能となった．

本研究では，地盤，構造物を線形として検討を実施したが，今後は，より詳細に地盤－基礎系のKinematic相互作用の影響を把握するため，地盤，構造物の非線形性を考慮した検討を行っていく．

謝辞：短周期成分が卓越した地震動の例として，防災科学技術研究所の強震観測網K-NETおよびKiK-netで得られた記録を用いた．ここに感謝の意を表す．

参考文献

1) 山原 浩：地震時の地動と地震波の入力損失（第1報），日本建築学会論文報告集，第165号，pp.61-66，1969.
2) 齊藤正人，西村昭彦，渡邊啓行：曲げ柔性の影響を考慮した大型基礎の入力損失効果に関する理論的評価，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.317-330，2003.
3) 田蔵隆，若原敏裕，清水勝美，松崎雅彦：群杭基礎の有効入力動と動的相互作用を考慮した加速度応答スペクトル，清水建設研究報告，第46号，pp.25-34，1987.
4) Takemiya H.：Ring-pile analysis for a grouped pile foundation subjected to base motion，土木学会論文集，第368号/I-5. Structural Eng. Earthquake. Eng. Vol1.3, No.1, pp.207-214, 1986.
5) Kazuo Konagai：An Upright Single Beam Equivalent to Grouped Piles，生産研究　50巻9号，pp13-16, 1998.
6) Konagai,K.,Yin,Y.and MURONO,Y.：Single beam analogy for describing soil pile group interaction，Soil Dynamics and earthquake Engineering，23(3), pp.213-221, 2003.

7) H.Tajimi：A Contribution to Theoretical Prediction of Dynamic Stiffness Surface foundation, Proc.of 7th WCEE, Vol.5, pp.105-112, 1980.
8) 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) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，丸善出版，2012.
10) 原田隆典，山下典彦，坂梨和彦：地盤との動的相互作用を考慮した道路橋橋脚の周期と減衰定数に関する理論的研究，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.227-234，1994.
11) Kiureghian,A.,D.：A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.9, pp.419-435, 1981.
12) Rosenblueth, E. and Bustamante, J. I.：Distribution of Structural Response to Earthquakes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE , EM3, pp.75-106, 1962.

（ . . 受付）

INPUT LOSS EFFECT OF RIGID-FRAME VIADUCTS WITH PILES AND SUGGESTION OF THE EVALUATION METHOD

Yudai HOCHI, and Yoshitaka MURONO

Past studies have shown that the input loss effect associated with dynamic interaction of between soil and foundation can be reproduced using large-scale group-pile foundations. However, only a few studies have investigated the input loss effect on structures such as the single-column, one-pile rigid-frame viaducts which are common in railway structure, have a longer distance than the normal one between the piles, and are not expected to provide the group-pile effect. Therefore, we examined the input loss effect of rigid-frame viaducts. In addition, we proposed a simplified static analysis method for evaluating the response of structures while taking into consideration the input loss effect, and examined the applicability of the proposed method.