

論文 ランダム振動論に基づく不整形性箇所の 所要降伏震度スペクトルの補正

石川太郎¹・坂井公俊²・室野剛隆³・西恭彦⁴・曾我大介⁵・青柳広樹⁶

¹正会員 鉄道・運輸機構 設計部 設計第一課 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)
E-mail: ishikawa.tar-65ba@jr-tt.go.jp

²正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp,

³正会員 鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
E-mail: mureno.yoshitaka.51@rtri.or.jp

⁴正会員 鉄道・運輸機構 設計部 設計第一課 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)
E-mail: nishi.tak-67y6@jr-tt.go.jp

⁵正会員 鉄道・運輸機構 設計部 設計第二課 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)
E-mail: sogai.dai-px82@jr-tt.go.jp

⁶非会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局 技術管理課
(〒060-0002 札幌市中央区北二条西一丁目1番地)
E-mail: hir.aoyagi@jr-tt.go.jp

工学的基盤面や地表面の傾斜を有する不整形地盤では、地震時に鉛直下方からの直達波と二次的に発生した水平方向伝播波との干渉により、地表面位置で局所的に地震動が増幅する事が知られている。過去の地震では、この現象に起因したと考えられる構造物被害が報告されており、鉄道構造物の耐震設計では、この影響を考慮して設計地震動を設定することとしている。

不整形地盤の影響を適切に評価する手法として、2次元、3次元の非線形動的FEM解析が挙げられるが、路線延長が長い線状構造物の全線、全箇所ですべてこれを用いることは困難である。そこで、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（以下、耐震設計標準とする。）では不整形地盤による影響を簡易に考慮する手法が提示されているものの、これは周波数領域において地震動の振幅特性と位相特性を補正する手法であり、一般的な鉄道構造物の設計では使用しない波形処理技術が必要となる。

そこで本検討では、ランダム振動論に基づいて不整形地盤箇所の所要降伏震度スペクトルを直接補正する手法を提案するとともに、提案手法の有効性を検証した。この方法を用いることで、不整形地盤箇所においても水平成層箇所とほぼ同様の手順により設計地震動の設定、応答値算定が可能となる。

Key Words : geologically irregular soil deposit, nonlinear response spectra, random vibration

1. はじめに

地盤が不整形となっている箇所（図-1）では、鉛直方向伝播波（実体波）と、二次的に発生した水平方向伝播波（表面波）とが干渉することで、局所的に地震動の増幅が発生する事が知られており、過去の地震被害にはこれによると考えられる構造物の損傷が報告されている^例（例えば¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。鉄道構造物の耐震設計において、不整形地盤箇所は特に注意を要する地盤という位置付けになっており、地盤不整形に伴う地震動の増幅を考慮して地表面位置の設計地震動を算定することとしている⁵⁾。具体的に

は、地盤の2次元、3次元の有限要素モデルを作成して時刻歴非線形解析を行うことが原則となる。この手法は精度が高いものの、それに先立ち箇所ごとの詳細な堆積構造の把握や地盤物性に関する情報の入手が必要となる。そのため、ボーリングにより基盤層や堆積構造を精緻に調査すると共に、繰り返し三軸試験または中空ねじり試験により地盤材料の動的変形特性を把握する必要がある。更に、得られた解析結果の解釈や、妥当性の検討も必要となることから、線状土木構造物の設計実務において困難が生じる場合もある。

また、鉄道構造物の耐震設計標準⁵⁾では、これよりも

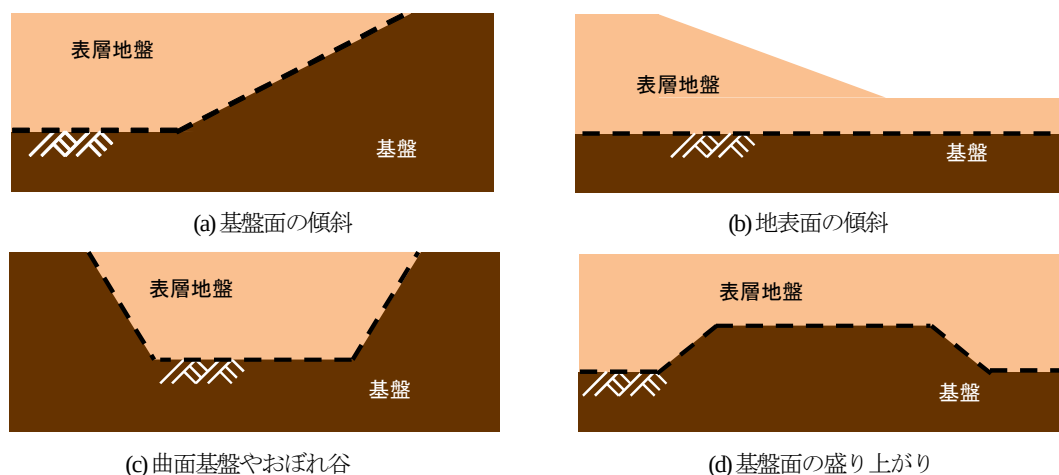


図-1 不整形地盤の例

簡易な手法として、堆積構造が単純で、有限要素法による詳細な検討を必要としない場合には、地表面地震動を適切に補正する事により、地盤の不整形性の影響を簡易に考慮した地震動を算定しても良いこととしている（次章で詳説）。この手法による場合、地盤の動的解析が不要となることから、堆積構造、せん断弾性波速度、単位堆積重量といった通常の地盤調査で得られる情報のみから補正が可能となるとともに、モデル作成や計算の実行、結果の解釈等に要する時間や作業を大幅に削減できるという利点がある。しかしながら、この手法では、通常の設計では必要とされない周波数領域での処理が要求される。

ところで、鉄道の橋梁・高架橋の耐震設計では、動的解析による応答値算定が、原則的な方法に位置付けられている⁵⁾。しかしながら、表層地盤が特殊な条件でなく、構造物の地震時挙動として塑性ヒンジの発生個所が明確であり、1 次の振動モードが卓越する等の条件を満たせば、簡易な手法により応答値を算定することもできる⁹⁾。この場合の L2 地震動に対する地震応答値は、静的非線形解析と非線形応答スペクトルを組み合わせる手法（以下、非線形応答スペクトル法）により、簡易に算定することができ、整備新幹線等では大多数の鉄道橋梁・高架橋がこの手法で設計されている。

一方、前述の手法で地盤の不整形性を考慮して地表面位置の地震動を算定した場合、有限要素法による評価、周波数領域の補正による評価、いずれの手法によっても得られるのは時刻歴波形である。そのため、構造物の応答値算定には動的解析が必要となるため、非線形応答スペクトル法と比較して、作業量が増加する。また、補正後の地震動を用いて所要降伏震度スペクトルを新たに作成する方法も考えられるが、あらゆる降伏震度と固有周期の組み合わせの系で網羅的に非線形の動的解析を行う必要があり、設計者がこれを実施することは必ずしも現実的でない。

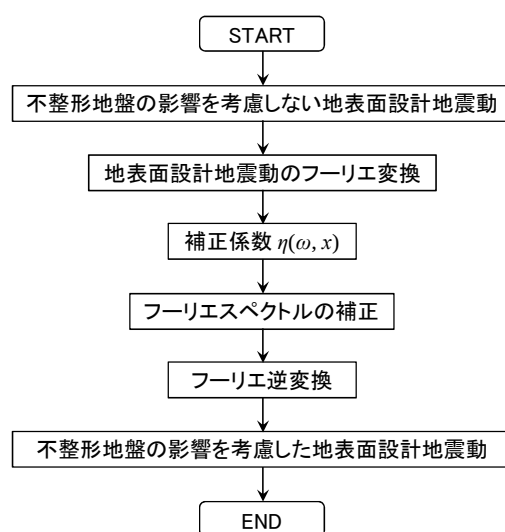


図-2 従来法による地表面地震動の補正手順

そこで本検討では、局所的な地震動の増幅を考慮して所要降伏震度スペクトルを直接補正することで、不整形地盤においても通常の応答値算定法とほぼ同様の手順で、地震応答値を算定する方法を提案する。具体的には、提案手法は不整形箇所での地盤の高低差、傾斜角、インピーダンス比といった通常の地盤調査で得られる諸元を基にランダム振動論に基いた手法で非線形応答スペクトルを補正するとともに、この手法の有効性を確認する。

2. 従来法による地表面地震動の補正

(1) 地表面位置での地震動の補正手順

1 章で述べた、地表面地震動の周波数領域での補正法⁵⁾（以下、従来法）の大まかな流れを図-2 に示す。耐震設計標準⁵⁾では、これが比較的簡易な手法の位置付けとなっている。この方法では、不整形地盤の影響を無視し

た地表面地震動を補正する．具体的には，まず不整形地盤の影響を無視した地表地震動波形のフーリエ変換を行い，フーリエスペクトルを算定する．

次に図-3に示す，傾斜角度 θ ，高低差 H ，弾性波速度 V_s ，単位体積重量 γ といった対象地点の地盤条件や，不整形箇所からの距離 x から，式(1)により地盤の不整形性の影響を表現した補正係数 $\eta(\omega, x)$ を算定する．

$$\eta(\omega, x) = \{1 + \alpha(x) \cdot \beta \cdot e^{-i \cdot \Delta t \cdot \omega}\} \quad (1)$$

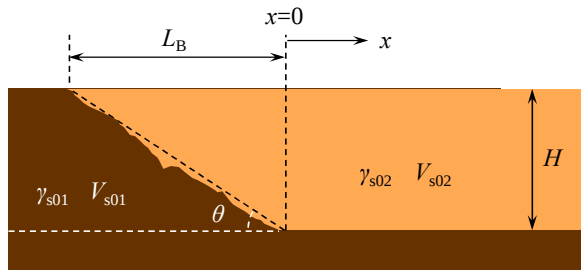


図-3 地震動の補正に必要な地盤情報

ここで， $\alpha(x)$ ：水平方向伝播波の振幅補正係数（不整形箇所からの距離 x の増大とともに小さくなる）， β ：低振動数に対する補正係数で， $\omega > \omega_g$ の時 $\beta=1$ ， $\omega \leq \omega_g$ の時 $\beta=\omega/\omega_g$ ， ω_g ：表層地盤の卓越円固有振動数， Δt ：建設地点 $x(m)$ までの水平方向伝播波の到達遅れ時間(s)，である．なお，この補正係数 $\eta(\omega, x)$ の絶対値 $|\eta(\omega, x)|$ が振幅の補正倍率，偏角 $\arg \eta(\omega, x)$ が位相の補正量である．

続いて，この補正係数 $\eta(\omega, x)$ を不整形地盤の影響を無視した地表面地震動のフーリエスペクトルに乗ずることで，地震動の振幅と位相をそれぞれ補正する (式(2)) ．

$$F_{II}(\omega) = F_I(\omega) \times \eta(\omega, x) \quad (2)$$

ここで， $F_{II}(\omega)$ ：不整形地盤の影響を考慮した地表面地震動のフーリエスペクトル（複素数表示）， $F_I(\omega)$ ：不整形地盤の影響を無視した地表面地震動のフーリエスペクトル（複素数表示）である．

最後に，補正したフーリエスペクトルをフーリエ逆変換する事で，不整形地盤の影響を考慮した地表面地震動波形が得られる．

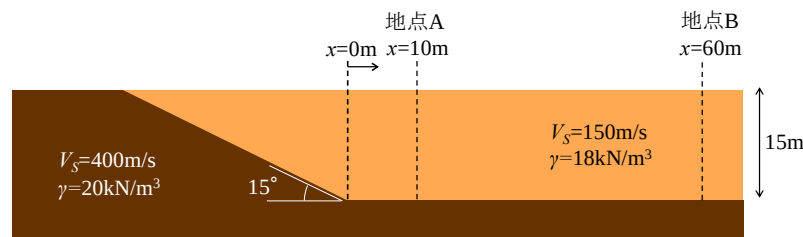


図-4 対象とした不整形地盤

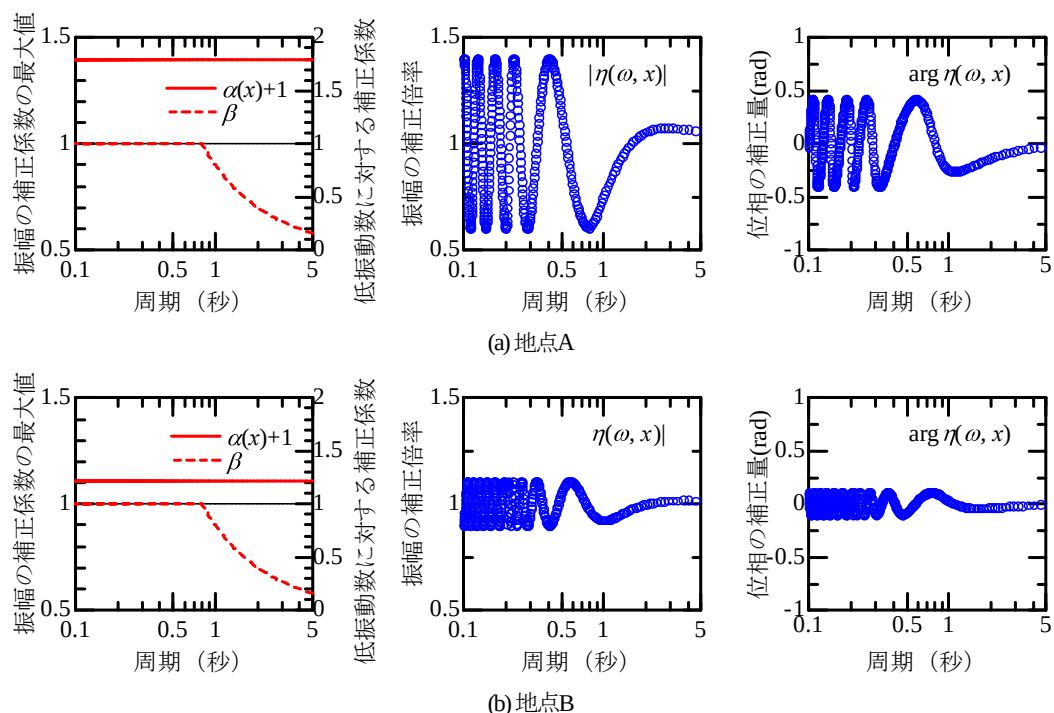


図-5 地盤の不整形性を考慮した地震動の補正係数（従来法）

(2) 従来法による地表面地震動の補正の例

図-4 に示す不整形地盤を対象として、従来法を用いて地震動の補正を行う。具体的には基盤傾斜端部から10m離れた地点 A、60m離れた地点 B の2箇所で地表面設計地震動を補正する。この時に、不整形地盤の影響を無視した地表面地震動としては、耐震設計標準に示される標準 L2 地震動のうち、スペクトルⅡ (G3 地盤) (以下、補正前の地震動) を用いる。

対象地点 A、B で式(1)の補正係数 $\eta(\omega, x)$ を算定した結果を図-5 に示す。また、この時の水平方向伝播波の振幅補正係数 $\alpha(x)$ 、低振動数に対する補正係数 β もこれらの図に併せて示す。不整形箇所からの距離に近い地点 A では、水平方向伝播波の振幅補正係数 $\alpha(x)$ が 0.4 となっているのに対し、不整形箇所から離れた地点 B では $\alpha(x)$ が 0.1 程度と、不整形地盤の影響が相対的に小さくなっている。また、位相の補正量も地点 B の方が地点 A と比較して小さい。鉄道橋梁、高架橋の固有周期に近い周

期帯での振幅の補正倍率に着目すると、地点 A では 0.4 秒付近、地点 B では 0.6 秒付近において補正倍率が大きくなっていることが分かる。

続いて、この補正係数 $\eta(\omega, x)$ を考慮して補正を行った地表面地震動波形を図-6 に示す。また、補正前後の地表面地震動の弾性加速度応答スペクトルを図-7 に示す。なお、耐震設計における不整形地盤の影響は、局所的な地震増幅が想定される箇所に備えるという考えに立ち、補正後の地震動を用いた弾性加速度応答スペクトルは、補正前の弾性応答を下限として記載している。また図-7 には、補正前後の応答加速度の比率も記載している。

図-6 より、時刻歴波形では 2 地点とも補正後の方が補正前と比較して最大加速度が小さくなっている。しかしながら図-7 から、地点 A では 0.4 秒付近、地点 B では 0.6 秒付近において、補正前と比較して応答加速度が大きくなっている。また、これは図-5 で振幅の補正倍率が大きい周期と概ね一致する結果であり、仮にこれらの

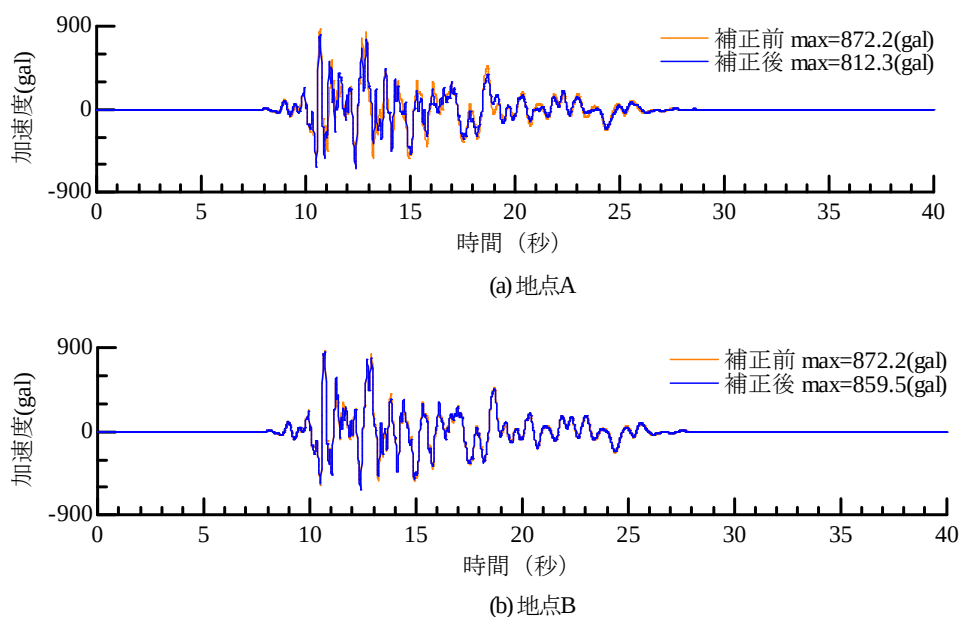


図-6 不整形地盤の影響を考慮する前後の地表面地震動の時刻歴波形 (従来法)

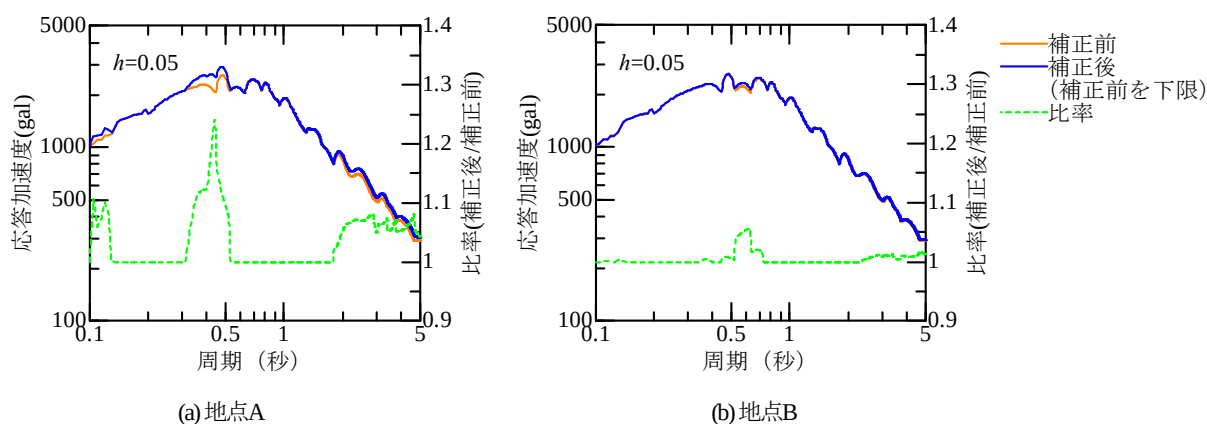


図-7 不整形地盤の影響を考慮する前後の地表面地震動の弾性加速度応答スペクトル (従来法)

地点においてこのような周期を有する構造物を設計する場合には、水平成層地盤箇所よりも高い耐震性能を持った構造物とする必要がある。

3. ランダム振動論に基づく所要降伏震度スペクトルの補正方法

既往の検討⁶⁾において、杭基礎と周辺地盤との動的相互作用による入力損失を簡易に考慮するために、ランダム振動論に基づき所要降伏震度スペクトルを補正する方法が提案されている。本検討では、有効入力係数の代わりに式(2)の補正係数 $\eta(\omega, x)$ を用いることで、地盤の不整形性による局所的な地震動の増幅を考慮して所要降伏震度スペクトルを直接補正する方法を提案する（以下、提案法）。以下に本手法の理論的な背景と具体的な補正方法⁶⁾について簡単に述べる。

ランダム振動論では、パワースペクトルや実効値(RMS)を用いて振動を取り扱うとともに、確率論的応答評価に基づきピークファクター p を求めることで、構造物の最大応答を評価する⁷⁾。実効値は、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(3)で表される。

$$\sigma_a(\omega_0, h) = \sqrt{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega} \quad (3)$$

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、

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

である。ここで、式(4)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効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 p が必要となる。Rosenbluth and Bustamante⁸⁾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。

$$S_a(\omega_0, h) = \omega_0 \sqrt{\frac{\pi G_a}{2h\omega_0}} \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \times \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (5)$$

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与えた場合、式(3)の積分を実行すると、式(6)が得られる。

$$\sigma_a(\omega_0, h) = \sqrt{\frac{\omega_0 \pi G_a}{2h}} \quad (6)$$

また、式(5)と式(6)から $G_a(\omega)$ を消去すると、式(7)となる。

$$S_a(\omega_0, h) = \sigma_a(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \times \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (7)$$

式(7)を適用する場合、 $\sigma_a(\omega_0, h)$ は、式(6)ではなく式(3)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(8)を採用していることになる。

$$p = \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (8)$$

次に、オリジナルの応答スペクトルを $S_a^{\text{org}}(\omega_b, h)$ 、基盤不整形の影響を考慮した応答スペクトルを $S_a^{\text{mod}}(\omega_b, h)$ とすると式(9)、式(10)となる。

$$S_a^{\text{org}}(\omega_0, h) = \sigma_a^{\text{org}}(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \times \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (9)$$

$$S_a^{\text{mod}}(\omega_0, h) = \sigma_a^{\text{mod}}(\omega_0, h) \cdot \sqrt{1 - \exp(-2h\omega_0 t_d)} \times \sqrt{2} \cdot \sqrt{0.424 + \ln(2h\omega_0 t_d + 1.78)} \quad (10)$$

これにより、式(9)、式(10)から構造物の応答スペクトル比は式(11)となり、式(3)を用いると式(12)で表すことが出来る。

$$R(\omega_0, h) = \frac{S_a^{\text{org}}(\omega_0, h)}{S_a^{\text{mod}}(\omega_0, h)} = \frac{\sigma_a^{\text{org}}(\omega_0, h)}{\sigma_a^{\text{mod}}(\omega_0, h)} \quad (11)$$

$$R(\omega_0, h, x) = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot \{\eta(\omega, x)\}^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_0, h, \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}} \quad (12)$$

ここで、 $\eta(\omega, x)$ は不整形地盤の影響を考慮するための補正係数であり、式(2)により通常的地盤調査で得られる物性値、堆積構造の情報を基に算定する事が出来る。

さて、式(12)は弾性応答スペクトルの比であるが、所要降伏震度スペクトルを補正するためには、式(12)において構造物の非線形性を考慮する必要がある。そこで、ある塑性率 μ に対する所要降伏震度スペクトルを最大点剛性により算定される等価線形化法⁹⁾を用いて、式(12)における構造物の固有円振動数 ω_0 および減衰定数 h の代わりに式(13)、式(14)で表される構造物の等価円振動数 ω_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} を用いる。

$$\omega_{eq}(\mu) = \frac{\omega_0}{\sqrt{\mu}} \quad (13)$$

$$h_{eq}(\mu) = h_0 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right] \quad (14)$$

ここで、 h_0 は初期減衰である。以上より、構造物の非線形性を考慮した場合、式(12)は次式で表される。

$$R(\omega_0, h, \mu, x) = \sqrt{\frac{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_{eq}(\mu), h_{eq}(\mu), \omega)|^2 \cdot \{\eta(\omega, x)\}^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} |H_a(\omega_{eq}(\mu), h_{eq}(\mu), \omega)|^2 \cdot G_a(\omega) d\omega}} \quad (15)$$

この式(15)を用いることで、不整形地盤の影響を考慮した所要降伏震度スペクトルの応答を評価する事が可能となる。

4. 提案法の有効性の検証

3章で提案した手法により、不整形地盤箇所における所要降伏震度スペクトルの補正を行うとともに、従来法による結果と比較することで有効性を検証する。

まず、従来法により補正した地表面地震動（2章で試算を行った地表面地震動）を用いて、所要降伏震度スペクトルを算定する。これを正解値として位置づける。続いて、不整形地盤の影響を無視した地表面地震動に対する所要降伏震度スペクトルを算定した後に、式(15)に従って算定した所要降伏震度スペクトルの比率 $R(\omega_0, h, \mu, x)$ を乗ずることで、補正を行った。設計実務においては、不整形地盤の影響を無視した地表面地震動の所要降伏震度スペクトルは、耐震設計標準において予め用意されているため、単に $R(\omega_0, h, \mu, x)$ を地点ごとに算定し、これを

予め用意された所要降伏震度スペクトルに乗じるのみで簡易に補正を行うことが可能である。

所要降伏震度スペクトルを算定する際の条件は、全て耐震設計標準²⁾に従うこととし、骨格曲線は第2勾配比を0.1としたバイリニア型、履歴曲線は除荷時に剛性低下を考慮したCloughモデルとしている。また、減衰定数は $h=0.04/T$ として下限値を0.10、上限値を0.20とした。

補正前の所要降伏震度スペクトルと、従来法、提案法によるスペクトルの補正結果（応答塑性率 $\mu=1, 3, 6, 9$ ）をまとめて図-8に示す。これらの結果も、補正後のスペクトルが補正前のスペクトルを下回らないように配慮を行っている。不整形地盤の影響を考慮した場合、いずれの応答塑性率においても、補正前の地震動と比較して従来法、提案法によるスペクトルの所要降伏震度が大きくなっている周期帯が存在する。この傾向は応答塑性率が大きくなると目立たなくなり、高い変形性能を有する構造物ほど不整形地盤の影響を受けにくくなることが見て取れる。

続いて、補正前の地震動のスペクトルに対する提案法、従来法による結果の比率を図-9に示す。図-9より、従来法/補正前の比率は、提案法/補正前の比率によって適切に表現されていることがわかる。

以上より、提案法の導入により周波数領域の解析と、時刻歴の非線形動的解析を行わず、かつ適切に地盤の不

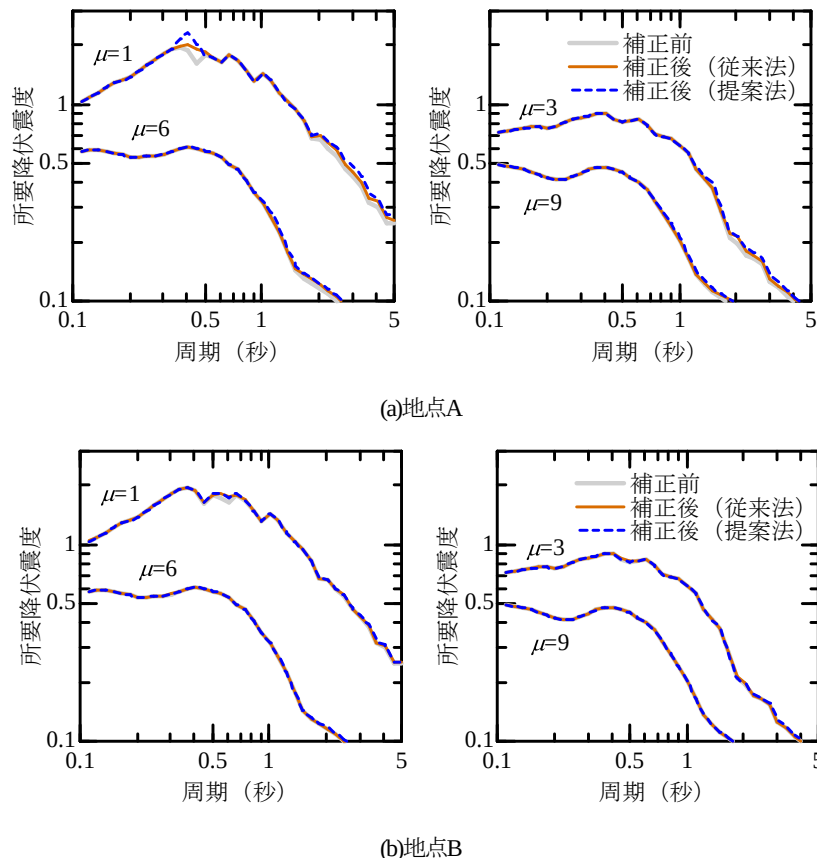


図-8 不整形地盤の影響を考慮する前後の地表面地震動の所要降伏震度スペクトル

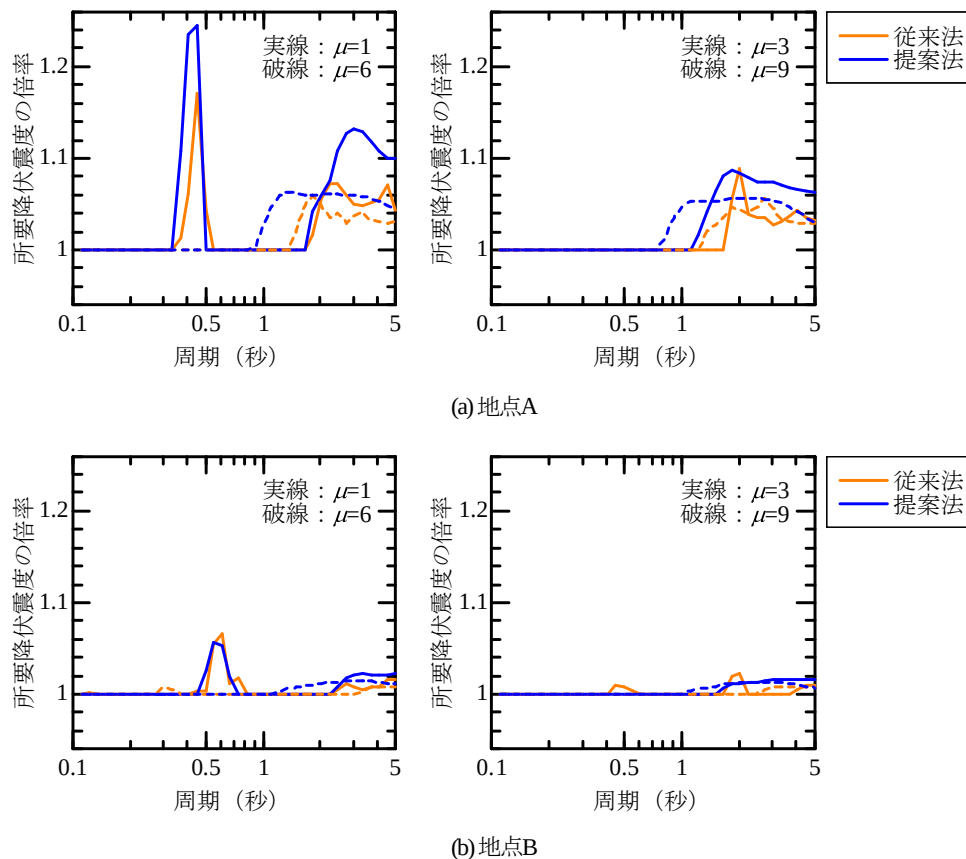


図-9 不整形地盤の影響を考慮する前後の地表面地震動の所要降伏震度スペクトルの比率

整形性による地震動増幅の影響を考慮した構造物の応答値算定が可能となることが確認された。

5. まとめ

不整形地盤箇所では、局所的な地震動の増幅を考慮して地表面地震動の評価を行うこととなっている。また当然ながら、応答値算定の際にも標準地震動ではなく別途地盤の不整形性の影響を考慮した地震動によることとなるため、設計実務において多くの作業が必要であった。

そこで本検討では、表層地盤の堆積構造、せん断弾性波速度 V_s 、単位体積重量 γ といった通常地盤調査で得られる情報を基に、ランダム振動論に基づき所要降伏震度スペクトルを直接補正する方法を提案した。これにより通常のL2地震動に対する簡易な応答値算定法の枠組みで不整形地盤の影響を考慮した設計が可能となる。

さらに、本手法の有効性を確認するために、仮定した不整形地盤箇所における試算を実施した。その結果、いずれの応答塑性率においても、従来法による所要降伏震度スペクトルを概ね安全側に包絡する結果となった。この結果から、本手法を用いることで、簡易かつ適切に不整形地盤の影響を考慮した上での構造物の地震応答値を評価可能であることが確認された。

参考文献

- 1) 棚村史郎, 西村昭彦, 井上章彦, 丹生春雄: 鉄道高架橋の震害と原因の推定 (その 1), 地震工学研究発表会講演概要, 第 20 巻, pp.13-16, 1989.
- 2) 田中俊作, 蔣建群, 西村昭彦, 稲葉紀昭: 北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析 (木戸内高架橋), 地震工学研究発表会講演概要, 第 23 巻, pp.493-496, 1995.
- 3) 蔣建群, 田中俊作, 西村昭彦, 稲葉紀昭: 北海道南西沖地震による鉄道高架橋の被害解析 (第三建有高架橋), 地震工学研究発表会講演概要, 第 23 巻, pp.489-492, 1995.
- 4) 菊入崇, 室野剛隆, 永妻真治, 西村昭彦: 局所的な地盤条件が鉄道高架橋の被害に与える影響について, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, 1997.
- 5) 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, 2012.
- 6) 實地雄大, 室野剛隆: 杭基礎による入力損失効果の実務的評価手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.2, pp.473-482, 2017.
- 7) Kiureghian, A.D.: A response spectrum method for random vibration analysis of MDF systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.9, No.5, pp.419-435, 1981.
- 8) Rosenbluth, E., and J.I.Bustamante: Distribution of structural response to earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol.88, No.3, pp.75-106, 1962.
- 9) 柴田明徳: 最新版耐震構造解析, pp.127-129, 森北出版, 1981.

(2019.4.5 受付)

CORRECTION OF NONLINER RESPONSE SPECTRA BASED ON RANDOM VIBRATION AT GEOLOGICALLY IRREGULAR SOIL GROUND

Taro ISHIKAWA, Kimitoshi SAKAI, Yoshitaka MURONO,
Takahiko NISHI, Daisuke SOGA and Hiroki AOYAGI

On the ground with geological irregularity such as inclined bedrock surface in seismic design and inclined surface terrain, it is known that localized amplification of earthquake ground motion are caused by interference between body wave and surface wave. In past earthquake, damages on the structures are reported, and supposed to be caused by this phenomenon. Design Standards for Railway Structure specifies that ground surface design earthquake motion must be evaluated considering effect of this phenomenon. Methods to properly consider effect of amplification, for example, 2D,3D nonlinear dynamic FEM Analysis require designer a lot of exertion and skill. So it is difficult to apply these methods to all the site on the entire Route. Therefore, Design Standards for Railway Structure provide relatively easy method by correcting Fourier Spectra of ground surface earthquake motion. But this method is still laborious, because it consists of Fourier transform, spectrum correction and Fourier inverse transform. In this study, we developed nonlinear spectra correction method based on random vibration and validated this method. This method allows us to evaluate earthquake response of structures, through almost same procedure as conventional one, even on irregular soil ground.