

表層地盤の強度に関する指標を橋梁・高架橋の降伏震度と同一次元で表現する試み

坂井 公俊¹・井澤 淳²

¹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

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: izawa.jun.06@rtri.or.jp

地盤全体系の強度に関する指標である地盤強度比 K_f は、大規模地震時の地表面地震動の大きさを表す指標として有効であるものの、その値が有する意味については検討の余地が残されていた。そこで本検討では、地盤強度比 K_f を橋梁や高架橋の耐震性能を表現する際に重要な指標の一つである降伏震度 k_{fy} と同一の次元で表現する方法を提示した。今回提案した手順によって地盤上限震度 K_f' を算定することで、地盤、橋梁・高架橋の区別なく、初期剛性（固有周期）と強度に関する指標を同じ次元で比較することが可能となった。また、同一の剛性、強度を有する系の地震時挙動は、地盤、高架橋によらず概ね同一となっており、今回提示した地盤上限震度 K_f' の有効性が確認された。

Key Words: strength of surface ground, yield seismic intensity, surface ground, huge earthquake

1. はじめに

土木施設の地震時挙動を適切に表現するためには、これに影響を与える指標を特定し、その指標を的確に把握することが重要である。たとえば弾性1質点系を考慮する場合には、その系の固有周期と減衰定数を把握することで、地震応答を正確に予測することが可能である¹⁾。また、鉄道の橋梁・高架橋の場合、各構造物の固有周期と降伏震度が分かれば、これを用いた等価1自由度モデルによって、詳細な解析モデルによる動的解析の結果を概ね再現できることが確認されており²⁾、一般的な鉄道橋梁・高架橋の耐震設計や耐震診断を行う際には、各構造物の固有周期と降伏震度を把握するための検討を実施している³⁾。具体的には構造物毎にプッシュオーバー解析⁴⁾を実施することで構造物全体系の荷重-変位関係を把握するとともに、この結果から降伏震度 k_{fy} と固有周期（ここでの固有周期は弾性周期ではなく降伏点までの割線剛性により得られる等価固有周期 T_{eq} ）を算定している。異なる構造形式、複数の部材からなる構造であっても、地震時挙動を把握する際には最終的にこのような単純な指標に落とし込むことができるとともに、詳細なモデルを用いた地震応答値や損傷状況を良好に再現可能な結果が得られるため、これらの指標は設計実務に

において有効に活用されている。

一方で地盤に対しては、その特性を簡単に表す指標として、一次固有周期 T_g ^{例えば5.0)} や表層数十メートルの平均S波速度 AVS ^{例えば7.0)} 等が以前から用いられている。一方でこれらは地盤が弾性挙動をすると仮定した指標であり、大規模地震時の挙動を表現する指標としては必ずしも十分ではないという指摘がある^{例えば10,11)}。これによると、大規模地震時が入力された場合の地表面地震動の代表値には上限値が存在し、これに表層地盤の固有周期、S波速度が与える影響は小さい一方で、弱層のせん断強度とその弱層が存在する深度が重要な情報として特定されている¹¹⁾。

こうした中で、筆者らは橋梁・高架橋において用いられているプッシュオーバー解析を拡張した表層地盤の静的非線形解析法を提案¹²⁾し、地盤変位の増加に伴う地盤全体としての剛性の低下（固有周期の増加）を把握可能とした。そして地盤の静的非線形解析の結果から、表層地盤の強度に関する指標である地盤強度比 K_f を提案している¹³⁾。この地盤強度比 K_f は次式により算定され、土の要素試験より得られるせん断強度 τ_f や、橋梁・高架橋のプッシュオーバー解析より得られる降伏震度 k_{fy} を表層地盤に展開したものであると解釈している。

$$K_f = \frac{1}{T_g^2} \times \delta_{0.5} \quad (1)$$

ここで、 T_g ：地盤の一次固有周期(s)、 $\delta_{0.5}$ ：規準変位（表層地盤全体としての剛性が初期の 0.5 倍になる地表面変位(cm)）である。なお、既往の検討¹⁹⁾では式(1)の規準変位を δ_r と表現していたが、以降では強度を表現するための規準変位と分けて議論を行うため、本検討では $\delta_{0.5}$ として表現する。

そしてこの地盤強度比 K_f を地盤の特性を表す指標として考慮することで、従来の固有周期 T_g のみをパラメータとして用いた場合よりも、大規模地震時の地表面地震動を適切に分類できること^{14,15)}や最大加速度や最大速度の増幅率の評価精度が向上すること¹⁶⁾等を確認している。またこの考え方を盛土¹⁷⁾や液状化地盤¹⁸⁾に対しても適用し、詳細モデルによる解析結果との比較を行うことで、大規模地震時の挙動を表現する指標としての地盤強度比 K_f の有効性を確認している。

このように、地盤強度比 K_f は大規模地震時の地盤挙動の特性を表す指標としての利用価値が高いとが考えられるものの、その値が有する意味については検討の余地が残されており、例えば $K_f=5$ の地盤と $K_f=10$ の地盤は、表層地盤としての強度（ここで言う強度は、土要素のせん断強度 τ_f や、橋梁・高架橋の降伏震度 k_{vy} に類似したイメージであり、地表面に伝えることのできる最大の力（地表面地震動）に関する情報）は2倍である、ということはあるものの、5や10といった数字が具体的に何を指すのかは明確ではなかった。そのため、地盤強度“比”という曖昧な表現にとどまっていた。そこで本検討では、この地盤強度比 K_f を、橋梁・高架橋の耐震性能を表現する重要な指標の一つである降伏震度 k_{vy} との関係で定量的な解釈を試みるとともに、簡易な試算に基づいて妥当性の確認を行った結果について報告する。

なお、土要素は地震動の繰り返し作用によってその特性（応力-ひずみ関係）が変化することが知られており、精緻な解析を行う場合にはこの影響を適切に考慮する必要がある。これについては近年、問題点の整理¹⁹⁾やこれを踏まえた試験法の提案²⁰⁾などが積極的に実施されている。さらに、繰り返しの影響を顕著に受ける地盤の代表例として液状化現象が挙げられる。ただし本検討では、地盤の液状化の影響や繰り返し作用に伴う特性の変化については考慮しないこととし、一般的な室内試験^{例えば 21)}に基づいて土要素の非線形特性と、粘着力、内部摩擦角が適切に評価されていると考えて試算を実施することとした。今後地盤の試験法としてより適切な手法が提案、一般化される場合には、これを用いて評価される土要素の G - γ 関係、 h - γ 関係に対して今回提案する手法を用いれば良い。これについては、橋梁・高架橋についても同様のことが言える。具体的には、RC 部材も繰り返し載荷

の回数によって荷重-変位関係は変化する²²⁾が、例えば現在の鉄道構造物においてプッシュオーバー解析を行う際の部材の非線形特性は、三回繰返し of 正負交番載荷試験²³⁾の結果に基づいて設定している。もし今後部材の繰返し載荷試験の方法が見直されれば、構造物全体系の荷重-変位関係も変化することになるが、これを用いて地震応答値の算定や性能照査を行う流れは従来と同様の手順を用いることができる。

2. 表層地盤の強度を橋梁・高架橋の降伏震度と同一次元で表現する方法の提案

地盤強度比 K_f について、既往の検討¹⁹⁾では「土要素のせん断強度 τ_f と比較して、質量 $1(t)$ 、せん断剛性 $G_0=4\pi^2/T_g^2(kN/m^2)$ 、規準ひずみ δ_r となる土要素のせん断強度 $\tau_f(kN/m^2)$ に対応する」と説明している。しかしながら、実際の地盤とは質量が異なる点や、せん断強度 τ_f という指標では、地盤を1つの系として見た場合の応答（地表面地震動）の倍率や上限値と直接的に比較することが出来ないという問題が残されている。

ここで、式(1)の規準変位 $\delta_{0.5}$ は地盤全体系としての剛性が初期の 0.5 倍になる時（地盤の一次固有周期が初期の $1/\sqrt{0.5}$ 倍になる時）の変位を表しており、土の要素試験結果を表現する指標においては規準ひずみ $\gamma_{0.5}$ に相当する。これは、地盤各要素の非線形構成則として双曲線モデル^{24,25)}を用いた場合には、土要素の初期せん断剛性 G_0 とせん断強度 τ_f から算定される規準ひずみ $\gamma_r(=\tau_f/G_0)$ に一致する。

$$\gamma_r = \gamma_{0.5} \quad (2)$$

また、この双曲線モデルを一般化した GHE モデル²⁶⁾は式(3)-式(5)であらわされ、例えばせん断ひずみ γ を $\gamma_{0.5}$ で正規化した場合には、 γ_r と $\gamma_{0.5}$ の関係は式(6)のようにあらわされる。

$$y = \frac{x}{\frac{1}{C_1(x)} + \frac{x}{C_2(x)}} \quad (3)$$

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cos \left\{ \frac{\pi}{a/x+1} \right\} \quad (4)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cos \left\{ \frac{\pi}{\beta/x+1} \right\} \quad (5)$$

ここで、 x, y は正規化ひずみ、正規化せん断力、 $C_1(0), C_1(\infty), C_2(0), C_2(\infty), a, \beta$ は調整パラメータである。

$$\gamma_r = C_2(\infty) \cdot \gamma_{0.5} \quad (6)$$

以前の地盤強度比 K_f の試算を実施した際の検討^{12,13)}では、各層の土要素の非線形特性として、この GHE モデルに履歴法則を工夫した GHE-S モデル²⁷⁾を用いた計算を実施していた。しかしながらこの GHE-S モデルでは式

(6)のように各層の γ_r と $\gamma_{0.5}$ の関係を任意に調整できるというメリットがあるものの、各層で設定した $C_2(\infty)$ のために、表層地盤を一つの系としてとらえた場合には δ_r と $\delta_{0.5}$ の関係性を明確に把握することが困難である、という問題がある。そこで以降の議論では、より扱いの容易な双曲線モデルを対象として進めることとする。そのため、土要素の非線形特性としてもこの双曲線モデルに従うことを想定している。

この時、各層の規準ひずみ γ_r と $\gamma_{0.5}$ の関係は式(6)となるため、これを地盤全体に展開した規準変位 δ_r と $\delta_{0.5}$ の関係も、

$$\delta_r = \delta_{0.5} \quad (7)$$

のようにあらわされると考えられる。ただし、表層地盤は複数の地層により構成されている場合が多く、変位レベルによって各層のひずみ分布が変化する可能性もある。そのため、必ずしも式(7)の関係が成立することが保証されている訳ではないことに注意が必要である。一方で式(7)の関係を仮定すると、地盤強度比 K_f は、次式によって橋梁・高架橋の降伏震度 k_{γ} と同一の単位系で表現することができる。

$$\begin{aligned} K_f' &= (G_0 \times \delta_r) / g \\ &= (4\pi^2 / T_g^2 \times \delta_{0.5}) / g \\ &= 4\pi^2 / g \times K_f \end{aligned} \quad (8)$$

この K_f' は、地盤全体系の強度を定量的に表現しているため、従来の地盤強度比ではなく”地盤上限震度”と呼ぶこととする。この時の地盤全体系の荷重-変位関係のイメージを図-1に示す。よって、例えば地盤強度比 $K_f=10$ となる地盤は、 $4\pi^2/g$ (≈ 0.04)倍することで、地盤強度 $K_f'=0.4$ と表現することができるため、大きな振幅を有する地震動が入力された場合には、降伏震度 $k_{\gamma}=0.4$ を有し、固有周期がこの地盤と同一である橋梁・高架橋と概ね同等の応答を示すことが期待される。

ただし、本検討では上述したように双曲線モデルにおける各層の γ_r と $\gamma_{0.5}$ の関係から、表層地盤全体の剛性低下の程度を式(7)によって表現されると仮定している。そこで以降では、各要素の応力-ひずみ関係が、強度も含めて双曲線モデルによって適切に表現されるという条件下において、表層地盤全体の剛性低下を式(7)に基づいて整理しても実用上問題ないことを確認する。

3. 地盤上限震度 K_f' の妥当性の検証 (その1 入力レベルを変化させた検討)

(1) 地盤条件, 解析条件

前章で整理した地盤上限震度 K_f' が橋梁・高架橋の降伏震度 k_{γ} と同一次元であり、かつ提案した方法によ

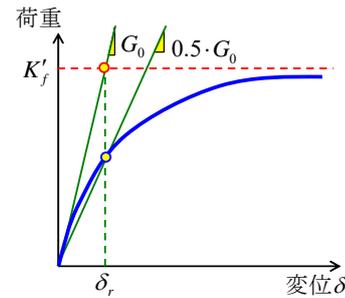


図-1 地盤全体系の荷重-変位関係のイメージ

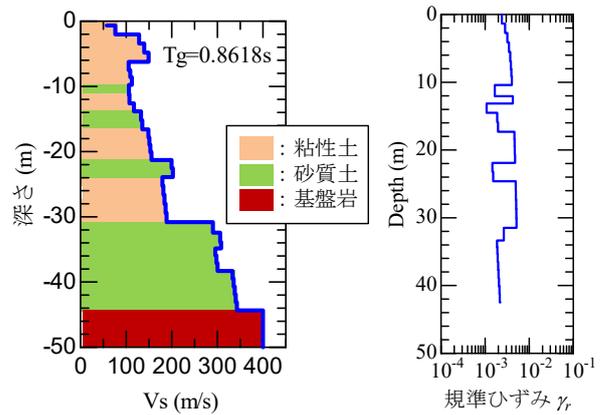


図-2 対象とした地盤の速度構成, 設定した規準ひずみ

て適切な値として評価可能であることを確認する。確認の方法としては、実地盤のボーリング調査結果から一次元地盤の非線形動的解析モデルを構築する。この地盤に対して固有値解析、静的非線形解析を実施することで、固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f' を算定する。さらに、この表層地盤モデルを用いた逐次非線形解析を実施することで、地表面地震動を算定する。

これとは別に、この T_g, K_f' を橋梁・高架橋のプッシュオーバー解析によって得られる構造物の固有周期、降伏震度だと捉え、橋梁・高架橋の地震応答を等価1自由度モデルによって算定する。この結果を上述した地盤の逐次非線形解析の結果と比較することで、地盤上限震度 K_f' が橋梁・高架橋の降伏震度 k_{γ} と類似した意味を持っていることを確認する。

検討対象とした地盤は図-2に示す工学的基盤までの深さが45mの水平成層地盤である。この地盤では、PS検層や動的変形特性試験等が実施され、これらの結果に基づいて逐次非線形解析を実施可能な解析モデルが構築されている¹³⁾。ただしこの時の非線形特性は、可能な限り幅広いひずみレベルで室内試験結果に適合するようにGHE-Sモデルを用いている。これを今回の議論の対象としている双曲線モデルに変更した。モデルの変更を行う際には、各層のせん断強度 τ_f が修正前の地盤と同様になるように、規準ひずみ γ_r を決定した。各層で設定した規準ひずみ γ_r の具体的な値も図-2に示している。

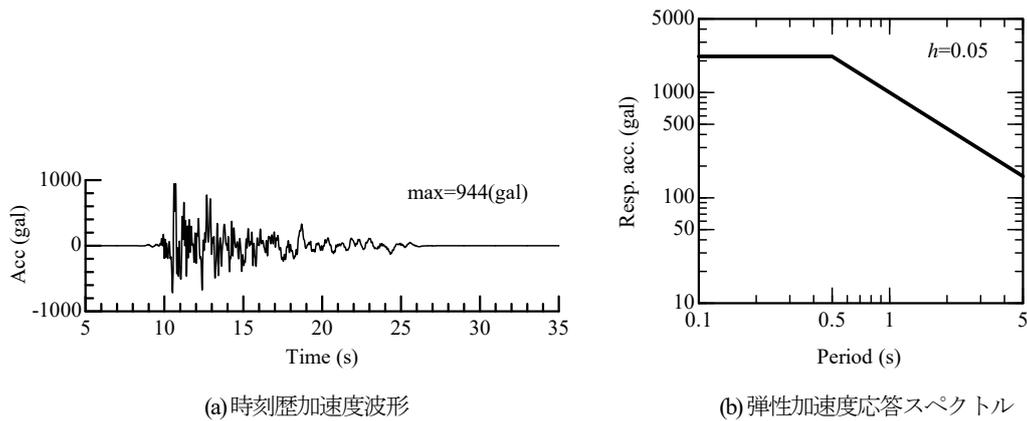


図-3 入力地震動の時刻歴波形（振幅調整前）

表-1 固有値解析の結果

次数	固有振動数 f (Hz)	固有周期 T (s)	刺激係数 $P.F.$	有効質量比 EMR
1	1.1603	0.8618	0.47835E+01	59.876
2	2.8390	0.3522	-0.24591E+01	16.398
3	4.8622	0.2056	0.16536E+01	7.105
4	6.3111	0.1584	-0.13520E+01	3.858
5	7.5108	0.1331	0.12830E+01	3.981

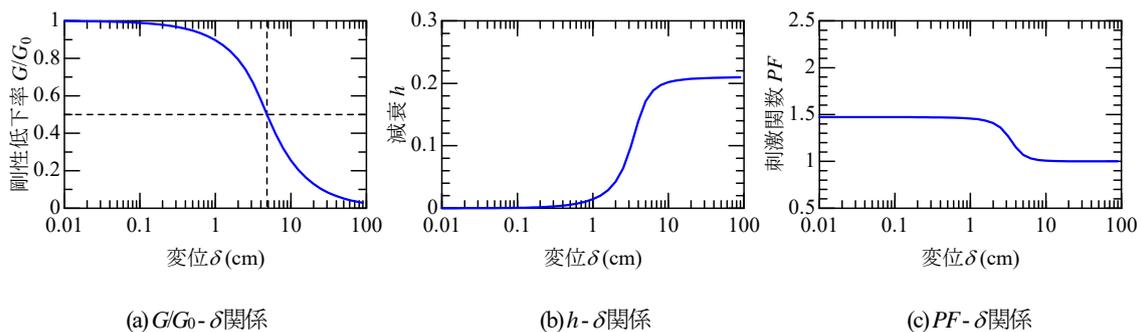


図-4 地盤の静的非線形解析結果

この地盤に対して静的非線形解析¹²⁾を実施する際には、最大地表面変位 100cm となる荷重を 10,000 ステップに細分化して作用させた。また動的解析を行う際の減衰は、一次モード固有振動数で 3% となるような剛性比例型減衰を設定した。

続いて橋梁・高架橋の特性は、後述する地盤の一次固有周期 T_g から初期剛性、地盤上限震度 K_f から降伏震度 k_{fy} を設定した。非線形特性は、骨格曲線をバイリニアモデル（第二勾配の剛性はゼロ）、履歴特性を単純な $masing$ 則に従うモデルとし、減衰定数は地盤と同様に 3% を設定した。

動的解析時の入力地震動は、一次元地盤、橋梁・高架橋 1 自由度モデルとも共通の波形を用いる。具体的には、鉄道構造物の耐震設計で一般的に用いられている時刻歴波形（L2 地震動スペクトル II（図-3））を基準として、最大加速度が 1gal から 10,000gal の範囲で多数変化させて用いることとした。

(2) 検討結果

固有値解析、静的非線形解析の結果を表-1、図-4 に示す。当然ではあるが、地表面変位（各層のひずみ）の増大に伴い、表層地盤全体としての剛性が低下（等価な固有周期が増大）するとともに、履歴減衰は大きくなっている。またこれらの結果から、一次固有周期 $T_g=0.862$ 、規準変位 $\delta_r=4.82\text{cm}$ となり、これより地盤強度比 $K_f=6.49$ 、地盤上限震度 $K_f'=0.261$ が得られる。

続いて、地盤の土柱モデル（図-2の地盤をそのままモデル化した多自由度モデル）と橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデル（地盤の静的非線形解析の結果（ $T_g=0.862$ 、 $K_f'=0.261$ ）に基づく 1 自由度モデル）に対して動的解析を実施して得られた応答波形（地盤では地表面波形、橋梁・高架橋では天端の応答波形）のうち、入力レベルの小さな 50gal の結果を図-5 から図-8 に、入力レベルの大きな 5,000gal の結果を図-9 から図-12 に示す。

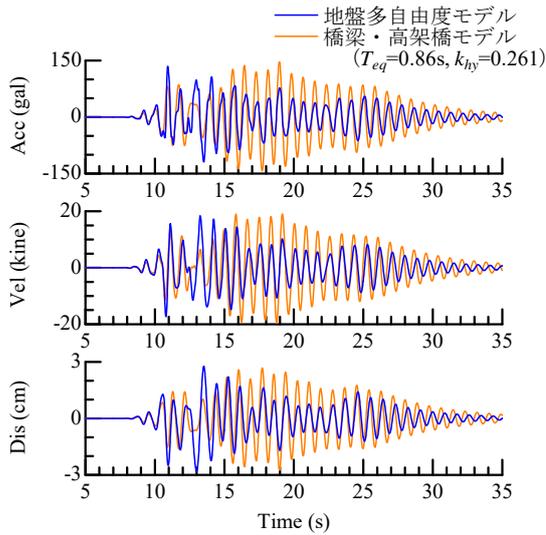


図-5 応答波形の比較 (50gal 入力の場合)

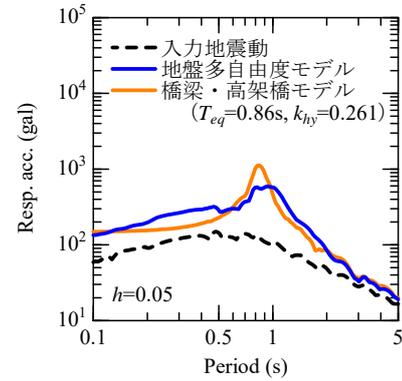


図-6 応答波形の弾性加速度応答スペクトルの比較 (50gal 入力の場合)

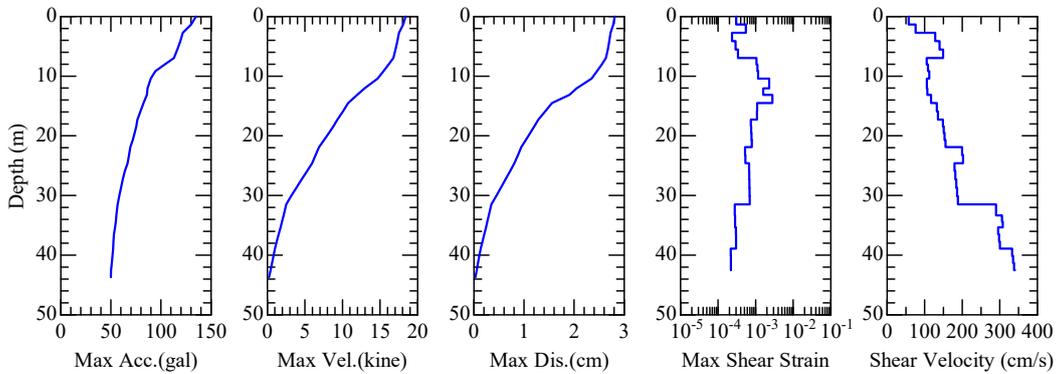


図-7 地盤の最大応答分布 (50gal 入力の場合)

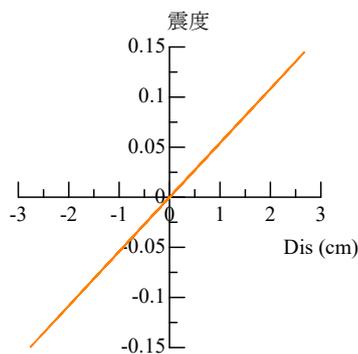


図-8 橋梁・高架橋の荷重-変位関係 (50gal 入力の場合)

入力レベル 50gal の結果では、橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルでは弾性範囲内、地盤の 1 次元モデルでは最大せん断ひずみが 0.2% 程度となっており、いずれも大きな非線形挙動をしていないことが分かる。これを支持する結果として、図-6 の応答スペクトルのピークは概ね 0.8-0.9 秒付近に見られる。そのためこの場合では各モデルの初期剛性が応答に支配的な影響を与えられ、

一次固有周期を一致させている両モデルの時刻歴波形の特性も良好に一致している。ただし、各波形の 16 秒以降では橋梁・高架橋モデルの方が多少大きな応答を示しているが、これは地盤では小さなひずみレベルから履歴減衰が発揮される一方で、橋梁・高架橋のモデルでは弾性挙動をしている範囲であるために履歴減衰がゼロであることが理由として考えられる。

続いて、5,000gal を入力した場合には、地盤に大きなひずみが出るとともに、橋梁・高架橋モデルにも非常に大きな非線形挙動が見られる。このような場合は、各系の荷重の上限値、強度に関する情報が応答特性の観点から重要となると考えられるが、この条件下においても応答波形の最大値、位相特性、応答スペクトルの値とも良好に一致していることが分かる。

さらに、入力地震動の加速度レベルを複数変化させた場合の応答加速度最大値をプロットした結果を図-13 に示す。橋梁・高架橋モデルでは降伏荷重に至った時点で剛性が急激にゼロとなるバイリニアモデルを採用している一方で、地盤各要素の非線形性は、徐々に剛性が低下し

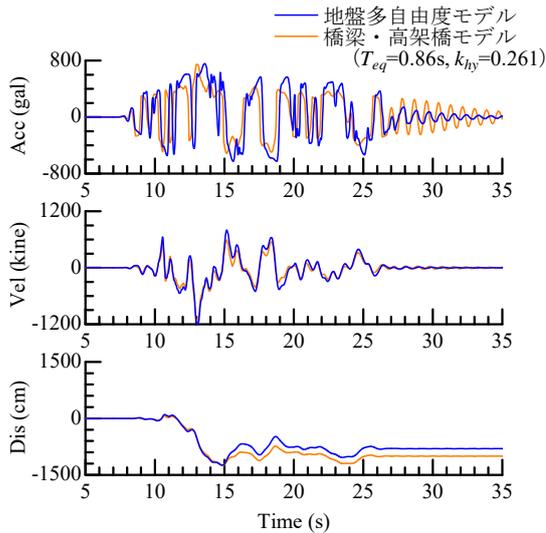


図-9 応答波形の比較 (5,000gal 入力の場合)

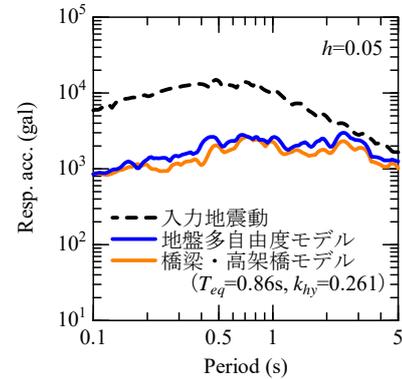


図-10 応答波形の弾性加速度応答スペクトルの比較 (5,000gal 入力の場合)

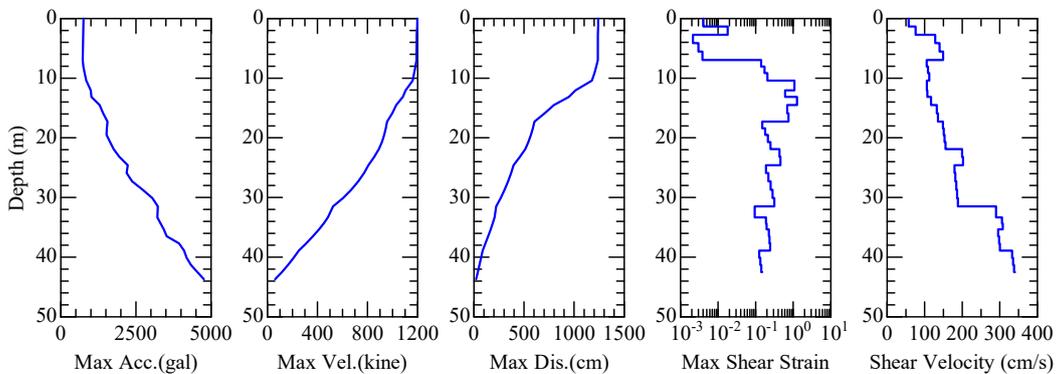


図-11 地盤の最大応答分布 (5,000gal 入力の場合)

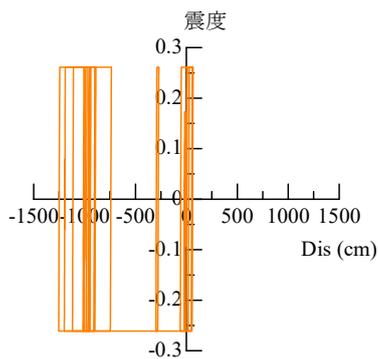


図-12 橋梁・高架橋の荷重-変位関係 (5,000gal 入力の場合)

ていき、最終的に降伏荷重に漸近するモデルを採用している。そのため 500gal 程度という橋梁・高架橋の降伏前後の入力レベルでの両者の一致度は多少低いものの、全体的な傾向は両モデルで一致している。

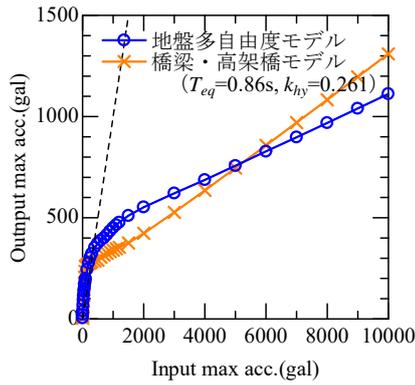
以上の結果より、今回用いた一次元地盤の多層構造モデルと橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルでは、固有周

期だけでなく、強度特性も一致していると考えられ、表層地盤を一つの系とみなして地盤上限震度 K_f' を今回提案した手法によって算定することの妥当性が確認された。

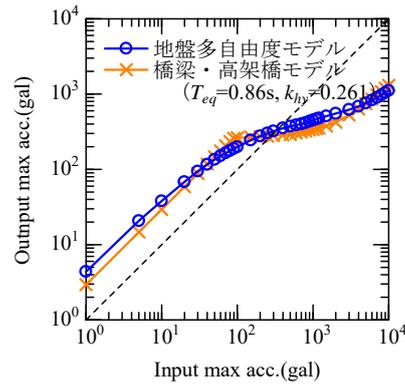
4. 地盤上限震度 K_f' の妥当性の検証 (その 2 多数地盤での検討)

(1) 地盤条件, 解析条件

続いて、地層構成の異なる多数の地盤を対象として前章と同様の検討、整理を行うことで、各層の γ_r と γ_{os} の関係を式(7)のように表層地盤全体に展開しても実用上問題ないということを確認する。検討対象とした地盤は、全国の多様な地層構成を有する 60 地盤とする。これは、鉄道構造物の地表面設計地震動³⁾を評価する際等にも用いられている地盤²⁹⁾であり、それぞれ詳細な地盤調査結果に基づいて解析モデルが構築されている。なお、前章で用いた地盤もこの 60 地盤の一つである。これら各地盤の解析条件や、橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルの

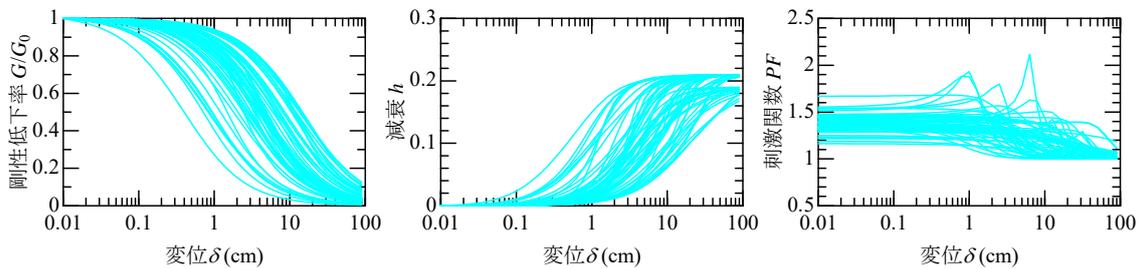


(a) 実数軸で表現した場合



(b) 対数軸で表現した場合

図-13 入力地震動の最大加速度の変化に伴う応答波形の最大値の変化



(a) G/G_0 - δ 関係

(b) h - δ 関係

(c) PF - δ 関係

図-14 地盤の静的非線形解析結果 (多数地盤での検討)

構築方法, 入力地震動等は全て前章で実施した解析条件と同様とした。

(2) 検討結果

各地盤で実施した固有値解析, 静的非線形解析の結果を総括したものを図-14 (全地盤の静的非線形解析結果), 図-15 (各地盤の固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f' の関係) に示す。今回用いた地盤は, 層厚, 層構成等, 多様な条件を有しており, 静的非線形解析の結果も大きくばらついている。また一次固有周期 T_g は 0.1~1.7 秒程度の範囲となっており, 比較的良好な地盤から軟弱地盤まで多様な地盤からなることが確認できる。さらに, 地盤の固有周期 T_g が長くなるほど地盤上限震度 K_f' は小さくなる傾向があるが, 層厚, 土質区分等の違いによって, 比較的固有周期に近い地盤でも K_f' が変動している場合も見られる。

これらの全地盤に対して, 前章と同様に多層モデルを用いた地盤応答解析と, 橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルによる動的解析を実施することで, それぞれの応答波形を算出した。得られた応答波形の最大加速度を地盤の固有周期 T_g , 地盤上限震度 K_f' に対してプロットした結果を図-16 (10gal 入力の場合), 図-17 (2,000gal 入力の場合) に示す。またこれらの図には, パイリニアモデル

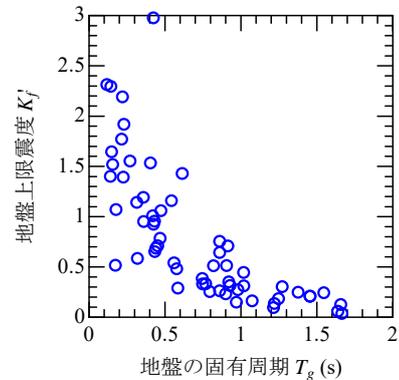


図-15 多数地盤の固有周期 T_g と地盤上限震度 K_f' の関係

を用いた等価 1 自由度系の最大加速度の上限値を簡便に示す指標²⁹⁾である $K_f' \times 980$ の線もプロットしている。

まず, 入力レベルが小さい条件の結果 (図-16) を見ると, 周期 0.5 秒周辺で加速度が最も大きくなっていることが分かる。これは図-3 の弾性加速度応答スペクトルを見て分かる通り, 1 自由度系の弾性応答のピーク周期と一致している。また, 図-15 の関係から周期 0.5 秒周辺の地盤の地盤上限震度 K_f' は 0.5 程度となっており, 結果として K_f' に対しても最大加速度との間に多少の相関が

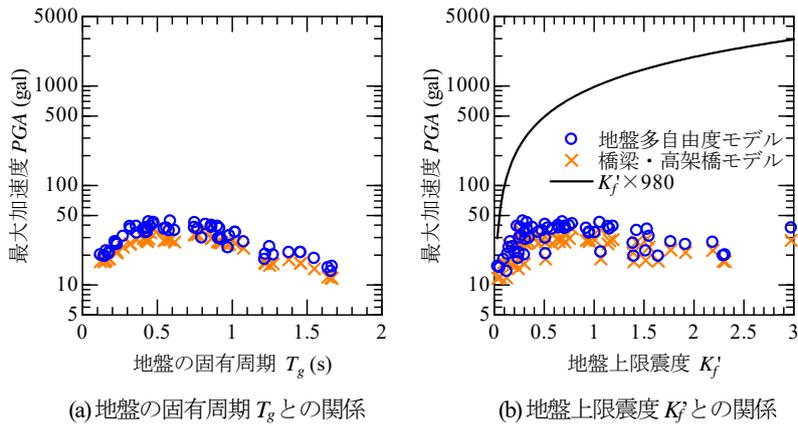


図-16 多様な地盤に対する検討結果 (10gal 入力の場合)

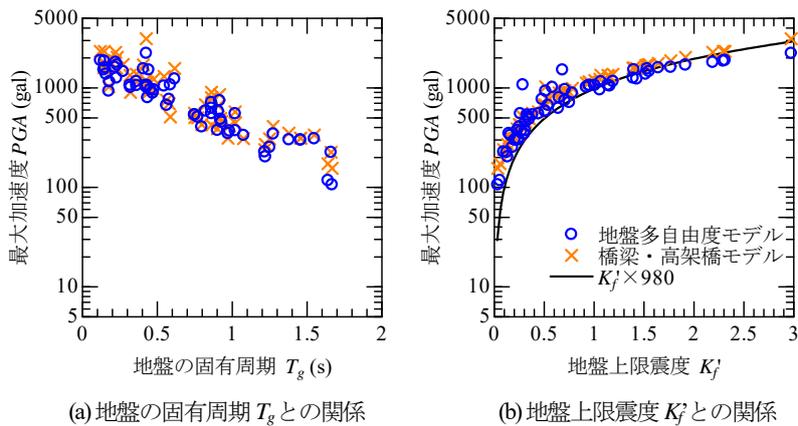


図-17 多様な地盤に対する検討結果 (2,000gal 入力の場合)

見られる。さらに、地盤の多自由度モデルと橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルの結果も良好に一致していることが分かる。

続いて、入力レベルが大きい条件の結果 (図-17) においても、地盤の多自由度モデルと橋梁・高架橋の等価 1 自由度モデルによる最大加速度は良好に一致している。さらに、図-17 (b)の結果より、地盤上限震度 K_j' や橋梁・高架橋の降伏震度 k_{fy} と最大加速度の関係は、 $K_j' \times 980$ に概ね一致していることが分かる。つまり、各地盤の上限震度 K_j' は、地震時挙動を考える上で橋梁・高架橋の降伏震度 k_{fy} と概ね同様の意味を持っており、今回提案した手法によって地盤の強度に関する指標を定量的かつ適切に算定できることが確認された。

5. 既往の知見との比較 (地震動の上限値と地盤降伏震度の関係)

既往の検討¹⁾では、単純な層構成を有する地盤の全応力解析に基づいて、地震動代表値の上限値に関する整理を行っている。その結果、地盤のせん断強度が小さい地盤ほど、小さな入力レベルで地震動の上限値に達するこ

と、中間弱層のせん断強度が上限値に及ぼす影響は大きく、基盤に近い位置に弱層がある場合には、その弱層が地表まで続いている時の上限値にほぼ一致すること、等の知見を得ている。

今回提案した地盤上限震度 K_j' は、地震挙動の観点からは橋梁・高架橋の降伏震度 k_{fy} と概ね同様の意味を持っており、図-17 (b)に示したように地震動の上限値と関係の深い指標となっていると考えられる。そこで本章では、地盤上限震度 K_j' の有効性を確認するための一つの検討として、模擬地盤に対して今回提案した手順に従って地盤上限震度 K_j' を算定するとともに、既往の検討で得られた地震動の上限値との関係を整理する。

まず、基本モデルとして想定した地盤の層構成を図-18(a)に示すが、 $V_s=200\text{m/s}$ 、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ の砂質土が 20m 連続するような単純な地盤を想定した。この地盤の非線形特性は、規準ひずみを既往の経験式³⁰⁾に基づいて設定するとともに、単純な双曲線モデルに従うものと仮定した。この基本モデルに対して、ある層のせん断強度 q を低減させた地盤を設定する。この時、剛性は基本モデルと同一 ($V_s=200\text{m/s}$ 、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$) とし、規準ひずみ μ のみを 1/3 倍することで、任意の層のせん断強度 q を 1/3 倍することとした。この弱層を設定する深度や弱層の厚さを変化さ

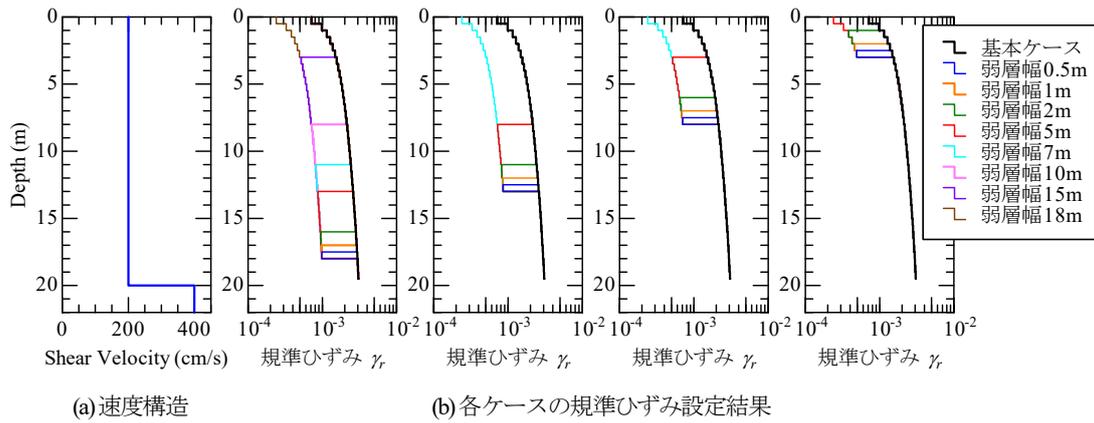


図-18 設定した地盤の速度構造, 規準ひずみの分布

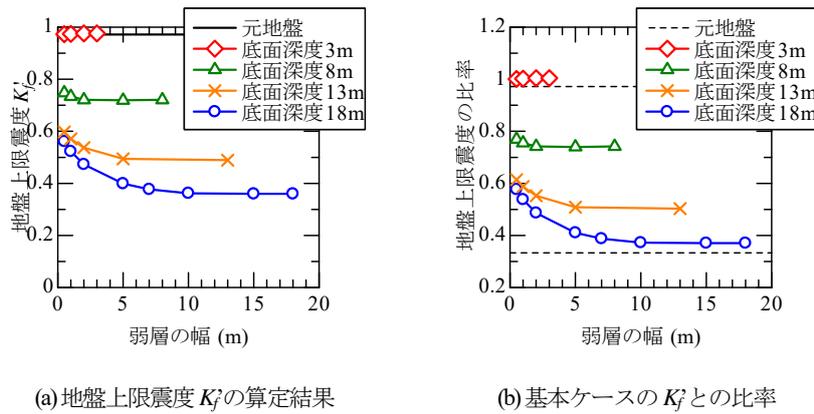


図-19 弱層を有する地盤の静的非線形解析結果

せた計 22 ケースの地盤を設定した。最終的に設定した各ケースの規準ひずみ分布も図-18 に示している。

基本ケースも含めた全 23 ケースの地盤モデルに対して、前章までと同様の手順に従って固有値解析、静的非線形解析を実施するとともに、地盤上限震度 K_f を算定した。最終的に得られた地盤上限震度 K_f を、弱層を設定した底面の深度毎に色を分けてプロットした結果を図-19 に示す。これを見ると、弱層の層厚が同一の場合、弱層の位置する深度が深いほど地盤上限震度 K_f が小さくなっており、例えば弱層底面深度が 18m のケースでは地盤上限震度 K_f が 0.4 程度となっているのに対し、弱層底面深度が 3m のケースでは地盤上限震度 K_f がほとんど変化していないことが確認できる。また、弱層の厚さが大きいほど地盤上限震度 K_f が小さくなるが、その感度は弱層を設定した底面の深度と比較するとそれほど大きくないことも分かる。これらの知見は、前述した地震動代表値の上限値が変化する傾向¹¹⁾と同一となっており、地盤上限震度 K_f の変化によって地盤全体としての強度、つまり地表面位置に伝えることのできる地震動最大値の大きを適切に表現できていると言える。

6. まとめ

本検討では、地盤全体系の強度に関する指標である地盤強度比 K_f を、橋梁・高架橋の耐震性能を表現する際の重要な指標の一つである降伏震度 k_y との関係で評価することを試みるとともに、簡易な試算に基づいて妥当性の確認を行った。具体的には、地盤の各要素が双曲線モデルによって適切に表現されるという条件下において、地盤上限震度 K_f の算定手法を提案するとともに、この地盤上限震度 K_f を有する地盤と、これと同一の降伏震度 k_y を有する橋梁・高架橋の地震応答値が概ね一致することを確認した。

今回得られた手法を用いることで、橋梁・高架橋だけでなく、地盤に対しても固有周期と降伏震度（実際には地盤上限震度）といった非線形応答を考える上で主要な 2 つの指標を同一次元で評価可能となるため、橋梁と地盤の地震時挙動を同列で把握、表現することも期待される。さらに、硬質基盤上に設置された表層地盤と構造物という 2 質点系と捉えることも可能となり、例えば地震動レベルの変化に伴う構造物応答の変化や被害発生を 2 質点系の共振曲線^(例えば 3))などによる簡易な表現を行うことも期待される等、両者の地震時挙動を統一的に評価す

ることも可能となると考えられる。これらについては、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) (公社) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門，2011.
- 2) 室野剛隆，佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集，pp.520-528，2007.
- 3) (公財) 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，2012.
- 4) 例えば，Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998.
- 5) 官報，建設省告示第1793号，1980.
- 6) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)，2012.
- 7) 翠川三郎，松岡昌志，作川孝一：1987年千葉県東方沖地震の最大加速度・最大速度にみられる地盤特性の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第442号，pp. 71-78，1992.
- 8) Borcherdt, R. D.: Estimates of site-dependent response spectra for design (Methodology and Justification), *Earthquake Spectra*, Vol. 10, pp. 617-653, 1994.
- 9) BSSC: NEHRP Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings, part I: Provisions, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., 1994.
- 10) 室野剛隆，畠中仁，棚村史郎：地盤定数のばらつきのモデル化と耐震設計への影響評価，鉄道総研報告，Vol.15, No.8, pp.19-24, 2001.
- 11) 末富岩雄，澤田純男，吉田望，土岐憲三：地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係，土木学会論文集，No. 654/I-52, pp. 195-206, 2006.
- 12) 坂井公俊，室野剛隆：地盤の等価1自由度モデルを用いた非線形動的解析法の提案，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 71, No. 3, pp. 341-351, 2015.
- 13) 坂井公俊，井澤淳，室野剛隆，日野篤志：地盤全体系の強度指標の提案とその簡易推定法に関する検討，日本地震工学学会論文集，Vol. 15, No. 7, pp. 22-33, 2015.
- 14) 坂井公俊，井澤淳，室野剛隆：地盤全体系の強度と固有周期を用いた耐震設計のための地盤分類法，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 73, No. 2, pp. 433-442, 2017.
- 15) 坂井公俊，井澤淳，石橋利倫：地盤全体系の強度を考慮した地震時地盤変位量の簡易推定法，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 74, No. 4, pp. I_361-I_368, 2018.
- 16) 坂井公俊，野上雄太：地盤全体系の強度と入力地震動の最大値を考慮した表層地盤の地震増幅率の高精度化，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 73, No. 4, pp. I_170-I_179, 2017.
- 17) 坂井公俊，荒木豪，室野剛隆：等価1自由度モデルを用いた盛土の地震時非線形挙動の評価，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 73, No. 1, pp. 174-186, 2017.
- 18) 坂井公俊，小島謙一：等価1自由度モデルを用いた液状化地盤の簡易挙動評価法の開発，土木学会論文集A1 (構造・地震工学)，Vol. 74, No. 4, pp. I_329-I_340, 2018.
- 19) 土木学会・地震工学委員会・性能設計に対応した繰返しせん断試験検討小委員会：性能設計のための土の繰返しせん断試験の標準化 その1 解析側から見た問題点，土木学会論文集C，Vol.75, No.2, pp.146-154, 2019.
- 20) 土木学会・地震工学委員会・性能設計に対応した繰返しせん断試験検討小委員会：性能設計のための土の繰返しせん断試験の標準化 その2 標準試験法の提案，土木学会論文集C，Vol.75, No.3, pp.248-256, 2019.
- 21) 地盤工学会室内規格・基準委員会：地盤材料試験の方法と解説 訂正第2刷，地盤工学会，1156pp., 2010.
- 22) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，Vol.44A, pp.877-888, 1998.
- 23) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52, pp.31-45, 2001.
- 24) Hardin, B. O., and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves., *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.
- 25) Konder, R. L. :Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils., *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115-143, 1963.
- 26) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Theme Lecture 1, *Proc. of Ninth Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.101-170, 1992.
- 27) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.494-497, 2006.
- 28) 川西智浩，室野剛隆，佐藤勉，畠中仁：土質区分の影響を考慮した地盤種別の分類に関する検討，土木学会地震工学論文集，Vol. 29, pp. 187-196, 2007.
- 29) 室野剛隆，野上雄太，宮本岳史：簡易な指標を用いた構造物および走行車両の地震被害予測法の提案，土木学会論文集A，Vol.66, No.3, pp.535-546, 2010.
- 30) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第20回土質工学研究発表会，pp.539-542, 1985.
- 31) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，1965.

PHYSICAL MEANING OF AN INDEX FOR STRENGTH OF SURFACE GROUND “ K_f ”

Kimitoshi SAKAI and Jun IZAWA

K_f is defined as the strength index of surface ground. However, physical meaning of the value of K_f is unknown. In this study, K_f is redefined as the strength of the whole ground in the same dimension with the yield seismic intensity used in the seismic design of the bridge. This make possible to evaluate rigidity and intensity of surface ground in the same dimension of structures. The effectiveness of the proposed method was checked by confirming that the surface ground having the same rigidity and strength with those of the structure showed almost the same seismic response of the structure.