限界耐力計算法における地盤増幅係数評価に関する研究

STUDY ON GROUND AMPLIFICATION RATIO IN THE CALCULATION METHOD OF RESPONSE AND LIMIT STRENGTH

林 康裕*, 森井雄史**, 鬼丸貞友***, 吉川正隆****

Yasuhiro HAYASHI, Takeshi MORII, Sadatomo ONIMARU
and Masataka YOSHIKAWA

This paper studies the ground motion amplification coefficient G_s is introduced in the calculation method of response and limit strength, whose calculation procedure is very complex. First, the approximate formulas of G_s , which are given by the impedance ratio of the linear soil, has been proposed. The formulas can be applicable also to the actual soil although those have been developed for idealized two-layer soil conditions. Next, it pointed out that the G_s may be underestimated depending on determination of the depth of engineering bedrock for the actual soil. Finally, two kinds of methods for the determination of the depth has been proposed so that G_s might not be underestimated.

Keywords : Seismic load, Calculation method of response and limit strength, Surface soil, Amplification, Approximate evaluation

地震荷重、限界耐力計算、表層地盤、増幅、略算式

1. はじめに

2000年6月に建築基準法に導入された限界耐力計算法では、建設サイトの表層地盤の地震動増幅特性の差を建築物の設計に反映できる様になっている。具体的には、建築物の損傷限界・安全限界の2つの限界状態に対して、工学的基盤(平12建設省告示第1457号第7では、地下深所にあつて十分な層厚と剛性を有し、せん断波速度が約400m/s以上の地盤と定義されている)上で減衰定数 $h=5\%$ の加速度応答スペクトル $S_{a0}(T, h=0.05)$ の形で示され^{1), 2)}、建物への地震荷重は、表層地盤での増幅特性^{例えば3), 4)}や地盤と建物の動的相互作用^{例えば5)~6)}を考慮して算定される。

今、地盤と建物の動的相互作用効果を無視した場合、地表面の加速度応答スペクトル $S_a(T, h=0.05)$ は、次式で与えられる。

$$S_a(T, h=0.05) = G_s(T) \cdot S_{a0}(T, h=0.05)$$

ここで、 G_s は工学的基盤以浅の表層地盤による加速度応答スペクトルの増幅率を表す「地盤増幅係数」であり、同告示には2種類の方法(同告示、一、二(以下、それぞれ精算法、簡略法と呼ぶ))が提示されている。このうち、表層地盤の地盤条件を詳細に反映できる方法が、精算法であり、文献1~3)にその計算方法や背景が解説されている。ただし、手計算で G_s が算定できる様に工夫された事によっていくつかの近似が導入され、必ずしも重複反射理論(SHAKE)と一致しない上、非線形収束計算を伴っているため、結果の確かさを容易に確認することが出来ない。加えて、本論文で示す様に、工学的基盤の設定によっては、理論的に算定される地盤増幅係数に比

べて過小評価となる場合も存在する事がある。そこで本論では、限界耐力計算法の精算法で算定される地盤増幅係数 G_s について考察するとともに、上記の様な問題点を回避し、精算法の適切な運用を目指した提案を行う事を目的とした研究を行っている。具体的には、精算法の計算結果の確かさを容易に確認可能な略算式と、工学的基盤の設定法の提案を行っている。

本論文での構成を以下に記述する。まず、2章では2層地盤(図1)を対象として、2.1節では精算法による計算結果を基に弾性時のインピーダンス比を用いた精算法の略算式を構築するとともに、2.2節では設計で設定した入力地震動レベルの変化が略算式へ及ぼす影響についても考察する。また、2.3節では2層地盤を対象に工学的基盤設定位置の影響について分析する。3章では、特徴的なS波速度構造を有する大阪府下の4地点を対象に、工学的基盤の設定位置が地盤増幅係数 G_s の評価に及ぼす影響について分析するとともに、精算法を実地盤へ適用

する際の問題点と解決法を示す。4章では、2, 3章の検討結果に基づき、限界耐力計算における地盤増幅係数を算定する上での適切な工学的基盤の設定方法について提言を行う。

図1 検討対象地盤モデル(2層地盤)

* 京都大学防災研究所 助教授・工博
** 京都大学大学院工学研究科 工修
*** 竹中工務店技術研究所 博士(工学)
**** 東京大学大学院工学系研究科
(京都大学工学部卒)

Assoc. Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Dr. Eng.
Graduate School of Engineering, Kyoto University, M. Eng.
Research & Development Institute, Takenaka Corporation, Dr. Eng.
Graduate School of Engineering, Univ. of Tokyo

2. 2層地盤による検討

2.1 精算法の略算式

精算法では、まず、等価線形解析により工学的基盤以浅の表層各層の等価物性を求めた後で表層地盤を1層化し、地盤全体を2層地盤に置換する。そして1次、2次固有周期 T_1, T_2 ($T_2 = T_1/3$)における増幅率 G_{s1}, G_{s2} を用いて地盤増幅係数 $G_s(T)$ を次式に従って算定する。

$$\begin{aligned} G_s(T) &= G_{s2} (T/0.8T_2) & (T \leq 0.8T_2) \\ G_s(T) &= G_{s2} + (G_{s1} - G_{s2}) (T - 0.8T_2) / \{0.8(T_1 - T_2)\} & (0.8T_2 < T \leq 0.8T_1) \\ G_s(T) &= G_{s1} & (0.8T_1 < T \leq 1.2T_1) \\ G_s(T) &= G_{s1} - (G_{s1} - 1) (1/1.2T_1 - 1/T) / (1/1.2T_1 - 0.1) & (1.2T_1 \leq T) \end{aligned}$$

ここで、 $G_s(T)$ は T_1, G_{s1}, G_{s2} によって表されるが、実地盤に適用する場合には、地盤構造の複雑さや計算手順の複雑さ等によって、 T_1, G_{s1}, G_{s2} がどのような値になるのか予測しにくい。そこで、 T_1, G_{s1}, G_{s2} を弾性時の表層地盤の1次固有周期 T_{10} とインピーダンス比 α_0 を用いて略算することを考える。

まず、図1に示すように、砂質土あるいは粘性土で構成される一様な表層地盤と工学的基盤より成る2層地盤構造を考え、精算法によって T_1, G_{s1}, G_{s2} を算定し、 α_0 に関する直線回帰式を求めた。図1中で、 V_{s0}, V_{sb} あるいは ρ_0, ρ_b は、表層地盤と工学的基盤のせん断波速度あるいは密度であり、簡単のために $V_{sb} = 400\text{m/s}$ と $\rho_0 = \rho_b$ を仮定する。

数値解析パラメータは、 $\alpha_0 = (\rho_0 V_{s0}) / (\rho_b V_{sb}) = 0.3, 0.4, 0.6, T_{10} = 0.25, 0.5, 0.75, 1.0\text{s}$ と設定した。ここで、表層地盤のせん断波

速度 V_{s0} と工学的基盤設定深さ H (= 表層地盤厚さ H_g)は、 α_0, T_{10} から次式により算定した。

$$V_{s0} = 400 \alpha_0, T_{10} = 4H/V_{s0}$$

なお、表層地盤の分割数はその影響をパラメータ解析を行って検討した上で、それ以上分割しても大きな変化が見られない事を確認した上で、5分割して計算を行っている。損傷限界および安全限界に対応する解析結果を図2, 3にシンボルで示す。

これらの図から、 $G_{s1}, G_{s2}, T_1/T_{10}$ は弾性時の表層地盤の1次固有周期 T_{10} には殆ど関係なく一定値になっており、インピーダンス比 α_0 と概ね線形関係にある。

また、表層地盤のインピーダンス比 α_0 との関係で見ると、 G_{s2} はほとんど α_0 に関係せず一定となっている。これに対して、 G_{s1} や T_1/T_{10} は α_0 の増加とともに概ね線形に減少する傾向にある。すなわち、インピーダンス比 α_0 が大きくなるにつれて、表層地盤の増幅率や固有周期の伸び率は小さくなる。

そこで、 $G_{s1}, G_{s2}, T_1/T_{10}$ を α_0 で直線回帰した式を表1に示すと共に、図2, 3中に実線あるいは点線で示している。ここで、表1に示

表1 精算法の略算式

	粘性土	砂質土
損傷限界	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.4 - 3.0\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.5 - 0.5\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (1.4 - 0.5\alpha_0)T_{10}$	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.0 - 2.4\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.2 - 0.2\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (1.6 - 0.7\alpha_0)T_{10}$
安全限界	$G_{s1}(\alpha_0) = 3.0 - 2.4\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.2 - 0.3\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (2.0 - 1.0\alpha_0)T_{10}$	$G_{s1}(\alpha_0) = 2.8 - 2.1\alpha_0$ $G_{s2}(\alpha_0) = 1.0 - 0.3\alpha_0$ $T_1(\alpha_0) = (2.4 - 1.3\alpha_0)T_{10}$

図2 精算法の略算式 (損傷限界時 ($H=H_g$))

図3 精算法の略算式 (安全限界時 ($H=H_g$))

(a) 損傷限界時

(b) 安全限界時

図4 精算法とその略算式による G_s 評価の比較 (粘性土: $H=H_g$)

図5 砂質土と粘性土の比較 (安全限界時 ($H=H_g$))

した回帰式の有効数字は、2層地盤を扱った理想的な条件を対象にしている事、略算式や略算精度を総合的に判断している。

図4には、土質種別を粘性土、弾性時のインピーダンス比 $\alpha_0=0.3$ 、 0.6 とした場合について、精算法とその略算式によって求めた安全限界の $G_s(T)$ を比較して略算式の精度を例示している。図4(a)には表層地盤弾性時の固有周期 $T_{10}=0.25s$ の場合について損傷限界時 $G_s(T)$ を、図4(b)には $T_{10}=0.75s$ の場合について安全限界時 $G_s(T)$ を示す。略算式は、弾性時の固有周期が $T_{10}=0.25s$ と小さい場合に損傷限界時に精度が若干低下する場合もある(図2(a)参照)が、全体的にみれば非常に精度の良い略算式となっている。

一方、図2,3中で粘性土と砂質土の略算式(それぞれ実線と点線)を比較して見ると、粘性土の方が G_{s1} 、 G_{s2} が大きく、 T_1/T_{10} は小さくなっている。この傾向は、検討した範囲内では損傷限界と安全限界とで共通している。ただし、その差は概ね15%以下であって決して大きくない。図5には粘性土と砂質土の場合の $G_s(T)$ の略算例(安全限界)を比較して示す。同図より、短周期領域で大きな差を生じている部分もあるが、1秒以上では大きな差はない。また、インピーダンス比が大きくなる程、両者の差は小さくなっている。

ところで、前述の様に $G_s(T)$ が地盤の弾性固有周期 T_{10} に殆ど関係していない事は、以下のように理解できる。

工学的基盤の変位応答スペクトルは周期 T_{10} に比例すると考えれば、 T_{10} が表層地盤厚とも比例するために、図6に示した様に、 α_0 が同じであれば精算法によって得られるせん断歪みは大きく変わらない。このために、表層地盤の剛性低下曲線や減衰増大曲線は、地盤のせん断歪みの対数と関係づけられるから、 T_{10} の差は影響しにくくなるため、2層地盤の場合の略算精度は非常に高い(図4)。

2.2 地震動レベルと増幅特性係数

前節では、損傷限界、安全限界における2層地盤の地盤増幅係数 G_s 精算法の略算式を提示した。ここでは、入力レベルが設計者判断などによって増加する場合も想定して、工学的基盤における加速度応答スペクトル $S_{a0}(T)$ の振幅の変化が、地盤増幅係数 G_s に及ぼす影響を調べる。

安全限界時の工学的基盤における加速度応答スペクトルの振幅を1.0として、これを x 倍($=0.2, 0.5, 0.75, 1.0, 1.25$)した場合について、 G_{s1} 、 G_{s2} 、 T_1/T_{10} の算定を行った。このうち、 $x=0.2$ の場合は、損傷限界時に相当する。結果を2.1と同様に弾性時のインピーダンス比 α_0 をパラメータとして図7に示す。

入力レベル x の増加に伴って、 G_{s2} は減少、 T_1/T_{10} は増加する傾向にあるが、 G_{s1} の変化は G_{s2} や T_1/T_{10} の変化に比べて小さい。一方、インピーダンス比 α_0 が同じであれば、検討した範囲内は、 G_{s1} 、 G_{s2} 、 T_1/T_{10} の変化は入力レベル x に関して線形関係にある。従って、表1に示した損傷限界($x=0.2$)と安全限界($x=1.0$)の値を x ($0.2 \leq x \leq 1.25$)に関して直線補間する事によって、所定の入力レベル x に対する G_s を略算する事が可能である。ただし、インピーダンス比 α_0 が

図6 表層地盤の最大せん断歪み(精算法: $H=H_0$)

図7 地震動レベルと表層地盤の増幅特性

小さく $x=0.2$ 、 1.25 の場合には、回帰直線からの乖離が大きくなる事があり注意を要する (図 7(a) 右、図 7(b) 中央)。

2.3 工学的基盤の設定位置の影響

2 層地盤を対象に、精算法を用いて G_s を算定する際の工学的基盤設定位置 H ($\neq H_b$) の影響について調べる。 $V_{s0}=120\text{m/s}$ 、 $H_b=15\text{m}$ ($\alpha_0=0.3$ 、 $T_{10}=0.5\text{s}$) の 2 層地盤を想定し、 $H=15\sim 30\text{m}$ の範囲で設定した。精算法により得られた $G_s(T)$ と工学的基盤以浅の最大せん断歪み分布をそれぞれ図 8(a)、(b) に示す。まず、工学的基盤を深く設定する程、 $G_s(T)$ は大きく低下している。これは、図 8(b) に示した様に、工学的基盤を深くする程 $V_{sb}=400\text{m/s}$ の層の影響を表層地盤に含めるために α_0 を大きくしていくためであると定性的に理解できる。ただし、最大せん断歪みの分布を見ると、工学的基盤設定位置の影響は大きくない。精算法により $G_s(T)$ を算定する際には、多層地盤を最終的に 2 層地盤で近似して算定している。そこで、当初設定した工学的基盤位置とは関係なく、収束計算を行って得られたせん断歪みが大きな 15m 以浅を表層地盤とする 2 層地盤として $G_s(T)$ を算定した結果を図 9 に示す。同図より、工学的基盤を適切に再設定する事により、 $G_s(T)$ 算定結果の任意性を大幅に取り除ける事が分かる。

3 実地盤に対する検討

検討対象地点は図 10 に位置を示す様に、地点 A が東大阪市内、地点 B は住之江区南港の埋立地、地点 C は淀川区の淀川沿い、地点 D は中央区の上町台地付近に位置している。対象 4 地点の弾性時のせん断波速度の深さ方向の分布を図 11 に示し、参考のために A 地点の地盤調査結果を表 1 に示す。

3.1 A 地点の地盤増幅係数 G_s

(精算法略算式の適用性と工学的基盤設定位置の影響検討)

2.1 で提案した G_s 精算法の略算式からも明らかな様に、インピーダンス比 α_0 が小さい程 G_s が大きくなる。そこで、A 地点の地盤について、工学的基盤設定位置 H を変化させた時の α_0 、地盤の 1 次固有周期 T_1 や増幅率 G_{s1} の変化を図 12(a)、(b) に示す。

図 12(a) より、 α_0 が極小値となっているのは $H=16\text{m}$ 、 40m 、 68.5m の位置である。そこで、 16m 、 40m 、 68.5m を工学的基盤として精算法で算定した G_s を図 13(a) に示す。せん断波速度が概ね 400m/s に

等しい地層が連続して出現する $H=40\text{m}$ 、 68.5m を工学的基盤とした場合の G_s は、 $H=16\text{m}$ とした場合に比べて大幅に低減されている。しかし、3 ケースの最大せん断歪みの分布を図 12(c) に示すが、工学的基盤の設定位置を変えてもそれ以浅の最大せん断歪みの分布には大きな変化が見られない。即ち、工学的基盤設定位置による G_s の差は、収束計算終了後、最終的に 2 層化地盤に置換して評価する際に生じたと考えられる。

一方、略算式を実地盤に適用した場合の結果を図 12(a)、(b)、図 13(b) に示す。図 12(a)、(b) には、工学的基盤深さを变化させた場合の G_{s1} および T_1 を、精算法と略算値を比較して示している。図 13(b) は、工学的基盤深さ H を 16m あるいは 68.5m とした時の $G_s(T)$ を比較して示している。

図 13(b) を 2 層地盤に適用した図 4 と比べると、精算法に対する近似精度が低下していることが分かる。これは、2 層地盤と実地盤とで最大せん断歪み分布形状が異なっているためと考えられる (図 12(c) と図 6 の比較)。また、略算式を適用する場合に、表層地盤の土質種別を砂質土と粘性土のどちらと考えるかにより G_s 算定結果に差が生ずる。しかしながら、土質種別の差は、増幅率 G_{s1} よりも地盤 1 次固有周期 T_1 で大きくなってはいるが、工学的基盤設定位置 H の影響に比べれば大きくないと言えよう。

3.2 時刻歴応答解析との比較

ここでは、解放工学的基盤で定義する入力地震動の加速度応答スペクトル $S_{a0}(T)$ (減衰定数 $h=0.05$) に適合するように模擬地震波を作成し、時刻歴応答解析 (SHAKE) によって増幅率を算定した。地震波は包絡関数を Jennings 型 (継続時間 120 秒) とし、位相をランダムに変化させて 10 波作成し、増幅率を平均値によって評価した。ただし、時刻歴応答解析で設定した工学的基盤位置は、検討対象地盤 (図 11) の最深部、あるいは α_0 が最小値となる位置とし、設定位置以浅の増幅特性を 1 次元波動論に基づいて評価する。

まず、A 地点の地盤について、解放工学的基盤面に対する地表の加速度応答スペクトル比 $S_s(T)/S_{a0}(T)$ と伝達関数の振幅 $G(T)$ を算定し、10 波の平均を太線で、平均 + 標準偏差を細線で図 14 に示す。両者の 1 次ピーク周期や振幅はほぼ一致しており、伝達関数のばらつきも非常に小さい。そこで、以下では平均伝達関数を用いて検討を行う。

A ～ D 地点の地盤について、精算法による $G_s(T)$ と平均伝達関数 G

(a) 地盤増幅係数

図 8 工学的基盤設定位置の影響 (安全限界、精算法、粘性土 ($H>H_b$))

図 9 最終収束結果を基に 2 層化を $H_b=15\text{m}$ で行った場合 ($H>H_b$)

(T)を比較して図15に示す。なお、簡略法による $G_s(T)$ も参考のために同図中に示している。

まず、A地点(図15(a))で工学的基盤位置を $H=16\text{m}$ とした場合について見ると、精算法による $G_s(T)$ は伝達関数 $G(T)$ を包絡している。しかし、 $H=100\text{m}$ とした $G(T)$ は $H=16\text{m}$ の場合の $G(T)$ よりもピーク周期が長周期側に移行し、振幅も増大している。さらに、図13との比較からは、精算法・略算法を問わず工学的基盤位置を $H=16\text{m}$ とした方が、より深く設定した場合に比べて時刻歴応答解析による結果に近いことを示している。以上の結果は、せん断波速度が 300m/s 程度の地層であっても、インピーダンス比 α_0 が十分小さければ、その上面を工学的基盤と設定した方が良い場合がある事を意味している。

また、図15(b), (c)のB, C地点の地盤についても、 α_0 が最小となる深さを工学的基盤と設定した事で、概ね1次元波動論による結果を包絡した結果が精算法により得られている。

一方、図15(d)のD地点の場合にも、工学的

基盤の設定位置が同じであれば、伝達関数 $G(T)$ と精算法による $G_s(T)$ は概ね対応している。しかし、工学的基盤の設定位置によって、時刻歴応答解析による伝達関数 $G(T)$ 自体が大きく変化している。この結果は、実務上、時刻歴応答解析を行ったとしても、地震荷重が安定して設定できるとは限らない事を示唆しており、今後の地震荷

表1 地盤Aの地盤条件

	最深度 GL(m)	密度 (t/m^3)	V_s (m/s)
砂質土	-8.0	1.6	100
粘土	-14.5	1.5	100
粘土混り砂礫	-16.0	1.7	220
砂礫	-19.7	2.0	300
砂質土	-28.2	1.9	300
粘土	-38.0	1.6	210
砂礫混り粘土	-40.0	1.6	320
砂質土	-55.4	2.0	360
粘土	-63.5	1.8	370
粘土	-68.5	1.9	400
砂質土	-77.5	2.1	480
粘土	-80.0	2.0	440
砂質土	-84.5	2.1	460
砂質土	-87.5	2.0	370
粘土	-90.0	1.9	340
粘土	-99.5	1.9	330

図10 検討対象地盤データの位置

図12 工学的基盤の設定位置の影響(地盤A)

図11 検討対象地点の初期せん断波速度分布

図13 増幅特性 G_s 評価に及ぼす工学的基盤設定位置の影響(地盤A)

図14 一次元波動論による伝達関数と加速度応答スペクトル比の比較(地盤A, 10波平均, $H=100\text{m}$)

重設定法を考える上でも非常に興味深い。実務上は、上部構造の固有周期との関連で、工学的基盤の複数の設定位置候補から、地震荷重が最も安全側の評価となる様に選定する必要がある。

4. G_s 算定のための工学的基盤位置の設定法

精算法の実用上の最も大きな問題点は、(表層地盤の構成に関係して)工学的基盤の設定位置である。設計者の意識としては、出来る限り堅固な地盤を工学的基盤(約400m/s以上)として設定しようとする。その結果、表層地盤の等価せん断波速度 V_{s0} は大きくなって(インピーダンス比 α_0 は増大し)、 G_{s1} の減少を招いて地震荷重を過小評価することとなりかねない。特に、この傾向は、SHAKEなどの重複反射理論で計算する場合の傾向とは異なっていることも、過小評価を助長している様に思われる。

このような危険性を回避するために、2,3章の検討結果から、工学的基盤の設定方法として、せん断波速度400m/sの上面とする以外に、以下の2通りの方法を提案する。

- [精算法あるいは略算式]インピーダンス比 α_0 が極小値となる位置とする。
- [精算法]工学的基盤を深めに設定した場合には、最大せん断歪み γ の収束計算を行った後、 γ の分布を基に γ が急増する位置を工学的基盤位置として再設定して2層化する。

これらの設定方法は、実地盤状況に応じて併用して検討される事が望ましいと考えている。なお、工学的基盤位置として複数の候補が考えられる場合には、上部構造の固有周期との関連で地震荷重が最も安全側の評価となる様に設定する必要がある。

5. まとめ

本論文では、限界耐力計算法における地震荷重設定に関して、地盤増幅特性係数(精算法)について検討を行った。まず、一様な表層地盤と工学的基盤で構成される2層地盤を対象として、弾性時のインピーダンス比に基づいた地盤増幅係数の略算式(表1)を提示した。略算式は、表層地盤を粘性土あるいは砂質土と仮定しているが、土質種別の差は小さく、実地盤の地盤増幅係数を略算するという目的からは、どちらの式も適用可能であると考えられる。また、設計時に工学的基盤の加速度応答スペクトルを係数倍して用いる場合にも、損傷限界を0.2倍、安全限界を1.0倍の場合と考えて直線補間する事により、地盤増幅係数を略算できる。

一方、せん断波速度が約400m/s以上の層を工学的基盤として設定しようとした場合、地盤条件によってはインピーダンス比が過大に評価され、実際の地震動増幅率に比べて過小評価する可能性がある事を指摘した。これは、精算法の地盤増幅係数が、地盤を2層地盤と仮定して導出された近似式を用いている事に起因している。そこで本研究ではこのような問題点が生じない様に、工学的基盤の設定方法について、以下のような2種類の方法を提案した。

- [精算法あるいは略算式]インピーダンス比 α_0 が極小値となる位置とする。
- [精算法]工学的基盤を深めに設定した場合には、最大せん断歪み γ の収束計算を行った後、 γ の分布を基に γ が急増する位置を工学的基盤位置として再設定して2層化する。

実務においても、これらの方法が併用・検討されることで、より適切な地震荷重の設定が行われていく事を期待したい。

図15 1次元波動論との比較

(参考文献)

- 国土交通省住宅局建築指導課他編集:2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説、2001.3.
- 国土交通省建築研究所編著:改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、ぎょうせい、2001.3.
- 飯場正紀:限界耐力計算における入力地震動・地盤増幅に関する技術的背景、第29回地盤震動シンポジウム、pp.23-46、2001.10.
- 森伸一郎:改正建築基準法による表層地盤増幅の評価法における諸問題、第29回地盤震動シンポジウム、pp.67-80、2001.10.
- 飯場正紀:建築基準法における性能規定化—限界耐力計算における相互作用効果の導入—、第6回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—相互作用の過去・現在・未来、相互作用と性能設計—、日本建築学会、pp.73-88、2001.3.
- 鬼丸貞友:相互作用を考慮した設計、第6回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム—相互作用の過去・現在・未来、相互作用と性能設計—、日本建築学会、pp.89-98、2001.3.

(2002年9月4日原稿受理、2003年2月7日採用決定)