

東海地震を想定した愛知県三河地域の地震時地盤の 応答解析と地震危険度 (I)

— 応答解析の考え方とその手法 —

谷口仁士・宮永良一・飯田汲事

Seismic Ground Response in Mikawa Area for Future Tokai Earthquake (I)

— Approach to the Seismic Response —

Hitoshi TANIGUCHI, Ryoichi MIYANAGA and Kumiji IIDA

This paper is concerned with the seismic response of the ground and the estimation of soil liquefaction in Mikawa area under the consideration of the fault model of future Tokai Earthquake.

The results of the present investigation are briefly summarized as follows:

- 1) The maximum response velocity of earthquake ground motion is 8.3 kins at the ground base.
- 2) The velocity difference of earthquake ground motion in fracture types for earthquake fault is found to be about 2 kins at the ground base as shown in Fig. 6.

1. はじめに

構造物の耐震設計を確立するためには、(1)設計地点に到達するであろう地震動のモデル化、(2)表層地盤の動特性およびそのモデル化、(3)予想される地震動に対するモデル化された系の応答、(4)この系の応答に対する構造物の震動特性そして、(5)地盤および構造物の安定性等の5項目の検討を行い、それぞれ実験的・理論的に追求していかなければならない。本研究は(1)~(3)の項目と(5)の項目の地盤の安定性について考察するものである。

従来、地震規模、震央距離、周期等をパラメーターとして、構造物への入力地震動の最大加速度、速度、変位そして震度を求める経験式が多くの研究者によって提案されてきた¹⁾。ところが、これらの経験式は震源から設計地点までを総括的に取り扱っているため、式の簡便化はできるが、入力地震動に大きな誤差を伴う場合がある。このことは過去の地震による災害の資料解析を行うと、隣接している地点で災害の程度が著しく異っている場合が多いことより推測できよう。従って、このような現象は地震の規模、震央距離等をパラメーターとした経験式で説明できるものではなく、表層地盤の震動特性に密接に関与しているものと思われる。

以上のような現状を考え、先に述べたように、地震動のモデル化、表層地盤の動特性およびそのモデル化、予想される地震動に対する系の応答を個々に解析し、震源より対象地点までの地震応答解析を行った。すなわち、仮想地震の発生位置およびその規模を過去の地震記象より推定し、地震断層パラメーターを決めることにより基盤上面での地震動のモデル化を、地質調査および動力学定数より表層地盤の動特性を求めそのモデル化を行い、そして、これらの系に対する応答解析を行った。また、地盤の地震時安定性に関する検討については、応答解析結果より、地盤内に生ずるせん断応力、せん断ひずみ分布を求めて検討し、さらに、最大せん断応力結果を用いて種々の液化化判定法により液化化危険度を求めた。

2. 仮想地震の震源位置およびその規模

耐震設計地震の調査項目としては、

1. 地震の発生が予想される場所
2. 地震の規模
3. 地震基盤上面での地震波の特性

が必要である。そこで本研究では上記項目1, 2は過去、東海地域で発生したM=6.0以上の地震の実例調査²⁾および石橋説³⁾を参考に検討し、項目3については、地震動

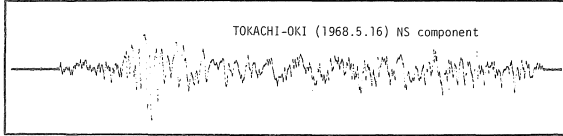


図1 表層地盤の応答解に用いた地震波形（十勝沖地震）

を定常確率過程として取り扱った人工地震波に関する多くの研究⁴⁾はあるが、耐震設計において対象となる地震波形は地震記録のうち比較的加速度振幅の大きな部分であり、この部分のスペクトル密度は記録全体のそれに占める割合が大きいことより、波形の型状に依存するのではなくその波形の最大加速度振幅値に依存するであろうと考え、図1に示した1968年5月16日に発生した十勝沖地震の八戸における地震波形とした。この波形の最大加速度振幅値については次節で断層モデルにより、線形1自由度系の応答計算を用いて決定した。

表1 発生地域と回数およびマグニチュード

地震発生地域	地震数	マグニチュードとその回数
東海道・南海道沖	8	8.0(1), 8.1(1)
		8.4(4), 8.6(2)
		6.2(1), 6.4(1)
		6.5(1), 6.7(1)
濃尾・三河地方	8	7.1(1), 7.4(1)
		7.9(1), 8.4(1)
		6.9(2), 7.4(2)
		7.6(2)
伊賀・伊勢・近江地方	6	5~6(3), 6.5(1)
		6.8(1), 7.4(1)
木曾川下流域・尾張地方	7	7.9(1)

(飯田, 1974)

表1に東海地域で発生した地震の実例を示した。表に示したように、東海道・南海道沖の太平洋岸はM=8.0以上の大地震の発生が他の地域に比べ卓越している。また、1976年石橋は、1854年の安政東海地震で地殻のひずみが解放されたのは熊野灘～駿河湾であった。しかし、1944年の東南海地震で解放されたひずみは熊野灘～浜名湖であって、御前崎～駿河湾奥はまだ残されたままになっている。そして、安政東海地震よりすでに130年近く過ぎており近い将来この場所で地震が発生する可能性が高いと指摘した。また、その規模は表1にも示したようにM=8.0級になると指摘した。

以上のことより、近い将来、起こると考えられている東海地震を対象とし、その発生場所及び規模をそれぞれ既に想定されているように、御前崎～駿河湾の地域、マ

グニチュード M=8.0と想定した。

3. 応答解析法概要

3.1 翠川・小林による地震断層を考慮した地震基盤上面での加速度反応スペクトル⁵⁾

(a) 解析手法における仮定と断層パラメーター

地震記録を見れば地震動の時刻歴はどの地震においても定常的でなく、初動が到達してから振幅を増し、主要動となり、以後振幅は減衰して行く。従って、この時刻歴の状況を単純に考えれば、入射波の包絡線 $E_0(t)$ は図2に示したような型状になることが予想される。

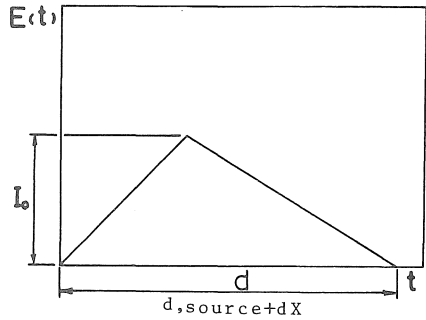


図2 入射波の包絡線

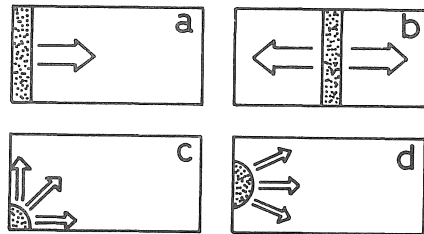


図3 断層の破壊伝播型式

ところで、地震断層の破壊形態は、断層が瞬間的に全体破壊を起すのではなく、図3に示すような1方向、2方向の線破壊および任意の方向からの点破壊形態のいずれか、あるいは、それらが混在した形態で時間とともに破壊が伝播して行くものと思われる。したがって、地震動は移動する小領域の震源(finite moving source)からの寄与の総和として考えてもよいであろう。よって、図4に示したように断層を有限個の小領域に分割し、各々

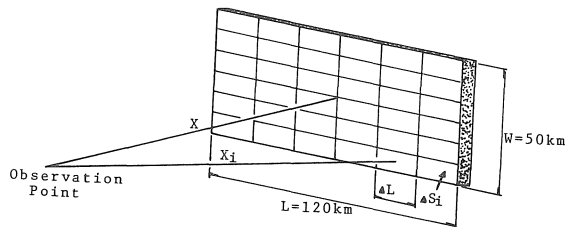


図4 断層面分割図

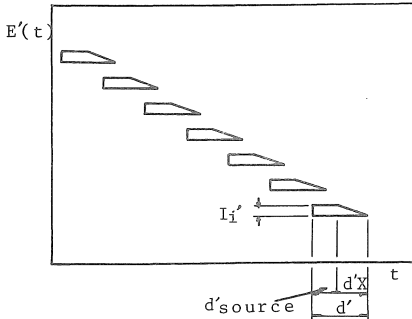


図5 小領域のインパルスの型状

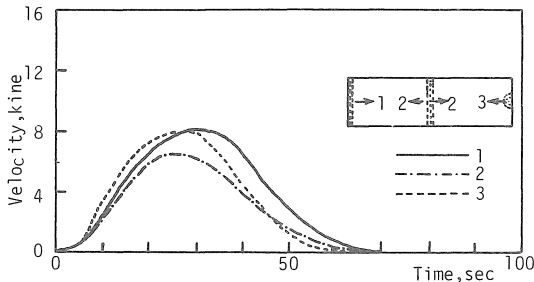


図6 破壊伝播型式の違いによる入射波の速度応答スペクトル

の小領域が上述の破壊伝播型式に従って破壊して行くと仮定できる。この考えに基づけば、調査地点の地震基盤上面での入射波の包絡線は、図5に示したように、有限個の小領域からのインパルス $E'_i(t)$ の重ね合せで表現できる。

破壊伝播型式の相違による入射波の速度応答スペクトル値の違いを図6に示した。図に示したように、1方向線破壊と点破壊の最大応答はそれぞれ8.3kine, 8.1kineとほぼ同じ値であるが、2方向線破壊による最大応答値は約6kineである。従って、本研究では1方向破壊伝播型式、図3(a)に示した型式を用いて応答計算を行った。また断層の位置及びそのパラメーターを図7に示す。

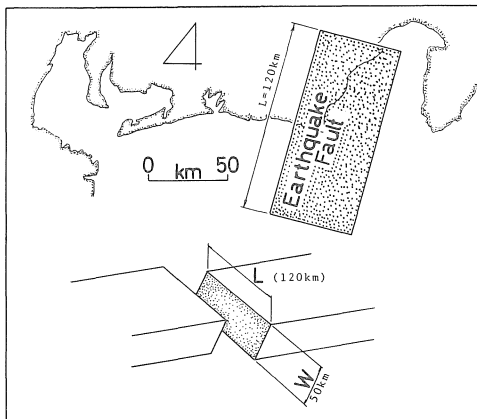


図7 仮想地震の断層モデル

ここで、 L は断層の長さ、 W は断層の幅である。これらの値はマグニチュード $M=8.0$ に対応し、断層の位置は南海トラフに沿う1854年の安政地震の震源地付近である。

(b) 応答解析法の概要

以上の仮定及び考え方に基づけば図4に示した断層の小領域 ΔSi から放出されるインパルスの特性は、

$$d'source = \Delta L / V_R \quad (1)$$

$$d'x = C \cdot X_i \quad (2)$$

で表わされる。ここに $d'source$ は小領域 ΔSi の破壊に要する時間、 ΔL は小領域 ΔSi の幅、 V_R は破壊伝播速度、 $d'x$ は小領域 ΔSi における最速伝播波と最遅伝播波の到着時間差、 X_i は小領域 ΔSi から調査地点までの距離である。

入射波のエネルギーは断層の分割数 n に依存しないので、

$$\int E_i(t) \cdot dt = \sum_{i=1}^n \int E'_i(t) \cdot dt \quad (3)$$

なる関係が成り立つ。よって、(3)式より小領域のインパルスの強さ I'_i は

$$I'_i = \frac{d}{n \cdot (2d'source + d'x)} \cdot I_0 \quad (4)$$

となる。ここに、 d は断層全体の地震動の継続時間、 I_0 は地震動の強さである。 I_0 については経験式⁹⁾として

$$I_0 = a(T) \cdot M - b(T) \log_{10} X - C(T) \quad (5)$$

で表わされている。

以上により、断層パラメーターを与えることにより線形1自由度系の速度応答スペクトルが求まり、この値を数値微分することによって加速度応答スペクトルが求まる。

3.2 表層地盤の非線形応答解析

(a) 解析における仮定

基盤に到達した地震動は表層地盤を伝播し地表に届く。このとき表層地盤の震動特性により地震動の増幅の

Layer No.	Coordinate system	Propagation direction	Properties
1	X_1	U_2 \leftarrow \rightarrow	$G_1, \beta_1, \rho_1 h_1$
2	X_2	U_m	
...			
m	X_m	U_{m+1} \leftarrow \rightarrow	$G_m, \beta_m, \rho_m h_m$
m-1	X_{m-1}	U_{m+2} \leftarrow \rightarrow	$G_{m-1}, \beta_{m-1}, \rho_{m-1} h_{m-1}$
...			
2	X_2	U_N	
N	X_N	Incident wave \leftarrow \rightarrow Particle motion Reflected wave \leftarrow \rightarrow	$h_N = \infty$

図8 成層地盤構造のモデル

程度が著しく異なる。この増幅の程度を知ることが、応答計算における主たる目的と言えよう。

応答解析手法には線形解析⁷⁾と非線形解析の2種類があり、また、これらの中に重複反射モデル、質点モデル、有限要素モデル等がある。本研究では、重複反射および質点モデルを組み合わせたSHAKEプログラムを使用し、非線形応答解析を行った⁸⁾。

計算時における仮定としては、図8に示したように成層地盤は水平多層構造で、せん断波が層に対し鉛直に入

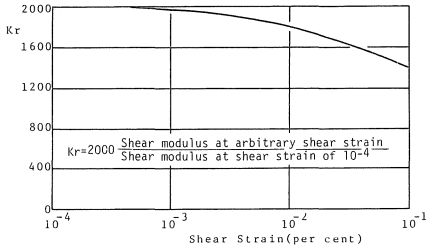


図9 ひずみレベルと剛性率 (岩)

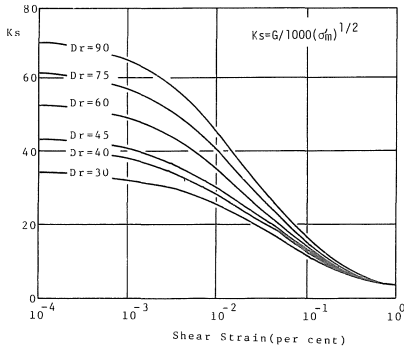


図10 ひずみレベルと剛性率 (砂)

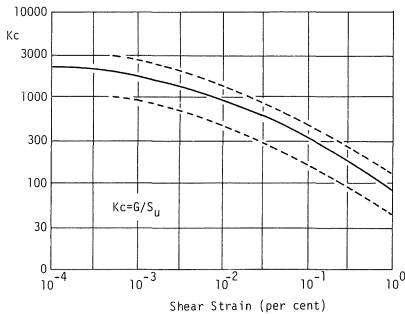


図11 ひずみレベルと剛性率 (粘土)

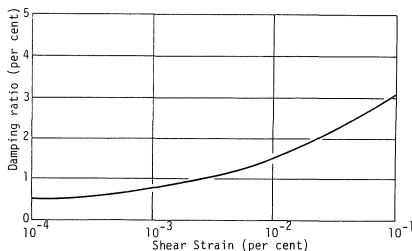


図12 ひずみレベルと減衰比 (岩)

射するとした。

Strain levelに従って剛性率、減衰比を変化させる非線形解析法については、図9～図14に示したSeed他によって提案された Strain level と剛性率、減衰比の関係を利用した⁹⁾。

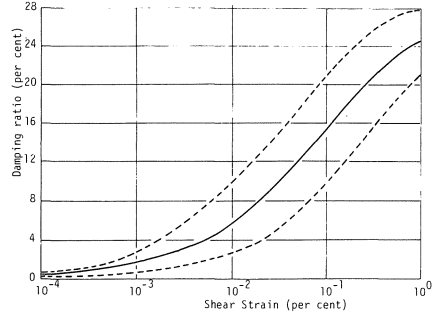


図13 ひずみレベルと減衰比 (砂)

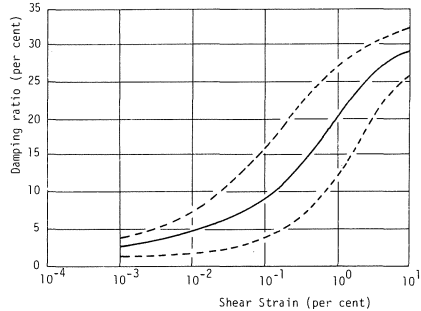


図14 ひずみレベルと減衰比 (粘土)

(b) 応答解析法の概要

一般に、一次元波動方程式は

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \quad (1)$$

で表わされる。ここに ρ は密度、 G は剛性率、 u は水平方向の変位、 x は鉛直方向の座標、 η は粘性係数である。ところで、角振動数 ω の調和波の変位は

$$U(x,t) = U(x) \cdot e^{i\omega t} \quad (2)$$

で示される。(2)式を(1)式に代入し、一般解を求めれば、

$$U(x) = E \cdot e^{ikx} + F \cdot e^{-ikx} \quad (3)$$

となり、ここに

$$K^2 = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G^*} \quad (4)$$

である。 K は複素数の波数であり、 G^* は複素剛性率である。ここで、減衰定数 β と粘性係数 η との間には

$$\omega \cdot \eta = 2 \cdot G \cdot \beta \quad (5)$$

なる関係がある。そこで、(5)式の関係を用いれば複素剛性率 G^* は

$$G^* = G + i \cdot \omega \cdot \eta = G(1 + 2i\beta) \quad (6)$$

となり、周波数に関係なく定義できる。

一方、(2)式および(3)式より、

$$U(x,t) = E \cdot e^{i(kx + \omega t)} + F \cdot e^{-i(kx - \omega t)} \quad (7)$$

を得る。よって、せん断応力 $\tau_{(x,t)}$ は

$$\tau_{(x,t)} = i \cdot k \cdot G \cdot (E \cdot e^{ikx} - F \cdot e^{-ikx}) \cdot e^{i\omega t} \quad (8)$$

となる。各層の境界条件を考慮し、第 n 層と第 m 層の変位の比 $A_{n,m}(\omega)$ を求めると、

$$A_{n,m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \quad (9)$$

となり、周波数伝達関数の比として表わすことができる。

以上がこの解析手法における基本的な理論である。しかし、非線形解析においては計算されたひずみに対し、図9～図14に示したひずみと剛性率等の適合条件を満足するまで繰返し計算を行う必要がある。

4. 液状化判定法による液状化危険度の推定法

地盤の地震時安定性に関する検討は地盤上に建設される構造物にとって極めて重要なことである。特に、河川流域、海岸付近の地盤条件も悪く、完全飽和状態の砂層が多く存在する場所では、液状化による地盤破壊が大きな問題となり、適確な評価が必要とされている。

液状化危険度の推定法には、液状化による地盤破壊の面から考える方法と、体積変化による間隙水圧上昇に伴う有効応力低下の面から考える方法とがある。これらの方法に基づいて、多くの研究者がその推定法を提案している。

本研究では、この問題の重要性と推定法および推定結果の相違を検討するため以下の推定法を用いた。

1. Seed による推定法¹⁰⁾
2. 岩崎・龍岡による推定法¹¹⁾
3. 残留間隙水圧比を用いた推定法¹²⁾¹³⁾

(a) Seed による推定法

1979年 Seed は震害の実例および室内実験結果に基づいて、 N 値を主体とした液状化判定基準を提案した。この手法の手順を以下に述べる。

まず、耐震設計用地震のマグニチュード M を仮定する。そして、地表面での最大加速度 α_{max} を仮定し、各深度における応力比 $\tau d / \sigma_v'$ を以下の式により算出する。

$$\frac{\tau d}{\sigma_v'} = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \gamma d \quad (1)$$

ここに、 g は重力加速度、 σ_v は全載圧、 σ_v' は有効上載圧、 γd は深さによる低減係数(地表面で1.0、深度9mで0.9)である。低減係数 γd が深度方向へ直線的に変化するものとすれば、

$$\gamma d = 1 - 0.011z \quad (2)$$

となる。ただし z は地表面からの深さである。ところで、(1)式の右辺の0.65なる係数は、繰返し荷重の不規則性の影響を平均化した値である。次に、換算 N 値 N_1 を以下の式により求める。

$$N_1 = C_N \cdot N_A \quad (3)$$

ここに、 C_N は図15で与えられる有効上載圧に関する N 値の換算係数である。また、 N_A 値は米国式で求めた N 値であるため、ハンマーを自由落下させて求めた日本式 N 値 N_J より約80%大きくなるとされている。よって、

$$N_A = 1.8 \cdot N_J \quad (4)$$

なる補正を必要とする。

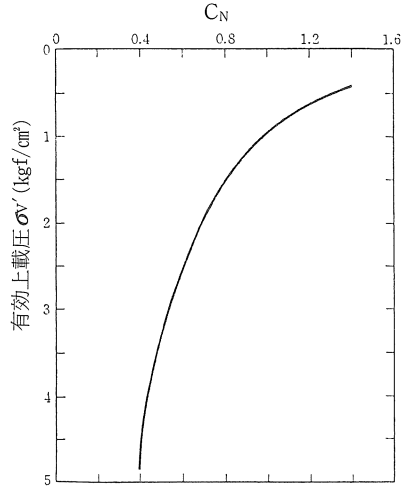


図15 有効上載圧に関する N 値の換算係数

以上のことにより、(1)式で求めた応力比 $\tau d / \sigma_v'$ と(3)式で求めた換算 N 値を図16にプロットし、最初に仮定した地震のマグニチュードの曲線より左側にプロットされればその深さで液状化すると判定し、右側にプロットされれば液状化の可能性は低いものと判定する。

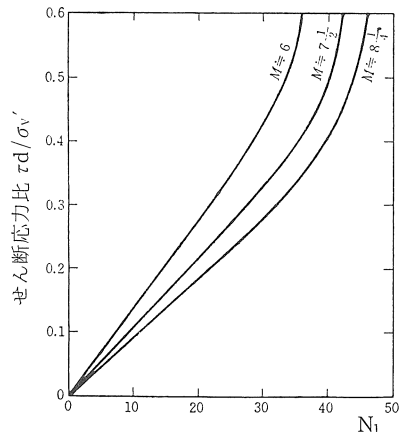


図16 限界 N 値

以上が Seed による推定法である。この推定法の特徴としては、応力比と N 値をパラメーターとして推定することにある。特に、応力比においては、繰返し荷重の不規則性を考慮しているが、 N 値への依存性が高く、判定結果は N 値に大きく左右されると思われる。

(b) 岩崎・龍岡による推定法

1980年岩崎・龍岡は液状化の激しさの程度を予測する方法を提案した。この方法は従来の液状化有無の判定規準のみではなく、どの程度液状化するかを指数で表わし、その指数に対する対策規準も提案している。以下にこの推定法を示す。

まず、各深度における応力比 τ_{max}/σ_v' を

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} = \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot \gamma d \quad (5)$$

で推定する。ただし、 γd は

$$\gamma d = 1 - 0.015z \quad (6)$$

で表わされる深度方向への低減係数である。

次に、液状化に対する土の要素の強度 R を振動三軸試験による三軸液状化強度 R_e より、

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_e \quad (7)$$

なる関係を用いて推定する。ここで、 C_1 は $(1+2Ko)/3$ 、 Ko は静止土圧係数、 C_2 は地震波のラングム性に関する係数で $1/0.55 \sim 1/0.7$ 、 C_3 は試料の攪乱に関する補正係数、 C_4 は試料の密度化に関する補正係数であり、現在のところ $C_3 \times C_4 = 1.0$ と考えられる。 C_5 は地震動の水平面での2次元性に関する係数であり、0.9程度と考えられる。また R_e は平均粒径 $D_{50(mm)}$ 、有効上載圧 σ_v' そして N 値より、 $0.04 \leq D_{50} \leq 0.6mm$ に対し、

$$R_e = 0.088z \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.225 \log_{10} \frac{D_{50}}{0.35} \quad (8)$$

$0.6 \leq D_{50} \leq 1.5mm$ に対し

$$R_e = 0.088z \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.05 \quad (9)$$

で定義される値である。

次に、(5)式、(7)式より、任意の深度における要素の液状化に対する安全率 F_L を

$$F_L = R \cdot \sigma_v' / \tau_{max} \quad (10)$$

とする。

さらに、 F_L の深さ方向の変化より、地盤液状化指数 P_L 、 P_L^* を

$$P_L = \int_0^{2.0} F \cdot w(z) dz \quad (11)$$

$$P_L^* = \int_0^{2.0} F \cdot w^*(z) dz \quad (12)$$

と定義する。ここで、 $F_L < 1.0$ のときは $F = 1 - F_L$ 、 $F_L \geq 1.0$ のときは $F = 0$ とする。また、 $w(z)$ 、 $w^*(z)$ は深さに対する重み関数とし、それぞれ、 $w(z) = 10 - 0.5z$ 、 $w^*(z) = 5$ と仮定した値である。

以上、求められた P_L 、 P_L^* 値に対し表2に示すような液状化危険度の判定および対策規準を行っている。

以上が岩崎・龍岡による推定法である。この推定法の特徴は、液状化に対する要素の安全率を地震作用荷重と要素の強度に明確に二分し求めている。その中でも特に、

表2 液状化指数 P_L

P_L 値	液 状 化 危 険 度
$P_L = 0$	液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。
$0 < P_L \leq 5$	液状化危険度は低い。特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。
$5 < P_L \leq 15$	液状化危険度が高い。重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。
$15 < P_L$	液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。

要素の強度に関し、原位置での振動三軸強度に帰着させられる様詳細な配慮がなされている。Seedの推定法と比較すると、Seedは要素の強度を N 値のみに依存させたのに対し、岩崎・龍岡は平均粒径 D_{50} と N 値に求めている。

(c) 残留間隙水圧比を用いた推定法

液状化は、間隙水圧が上昇し、有効上載圧と等しくなったときに生ずる。従って、間隙水圧と有効上載圧の比を推定することは液状化危険度を推測することになる。このような考えに基づいた推定法がこの方法であり、その手順を以下に示す。

まず、任意の深度における最大せん断応力 $\tau_{max,i}$ を次の式で推定する。

$$\tau_{max,i} = \frac{\alpha_{max,i}}{g} \cdot \gamma d \cdot \sum_{j=1}^i (\gamma_j \cdot h_j) \quad (13)$$

ここに、 γd は深さに対する低減係数

$$\gamma d = 1 - 0.00154z_j - 0.00091z_j^2 \quad (14)$$

で与えられる値である。 z_j は j 層目の下面の深度、 γ_j は j 層目の単位体積重量、 h_j は j 層目の層厚である。

次に、繰返しせん断応力の波形と不規則性を考慮するため二種類の波形に分類する。第一の波形を衝撃型波形と呼び、その定義は τ_{max} が発生する以前の波形の中で τ_{max} の60%以上の振幅値を持つ波頭が二つ以下しか存在しない場合である。第二の波形を振動型波形と呼び、定義は τ_{max} が発生する以前に、 τ_{max} の60%以上の波頭が三つ以上存在する場合である。

そして、(13)式と有効上載圧より求めた応力比 $\tau_{max,i}/\sigma_v'$ と検討している層の相対密度 D_r より、対応する残留間隙水圧比 U_r/σ_v' を図17、図18より求める。図17は衝撃型波形に対して、図18は振動型波形に対して適用するものとする。ここで、 U_r は残留間隙水圧比である。

以上により、求められた残留間隙水圧比を指標とした液状化現象の予測ができる。

以上が残留間隙水圧比を用いた推定法である。この推定法の特徴としては相対密度と応力比のみ利用した判定法であるため、前述の二つの推定法と異なり、非常に簡

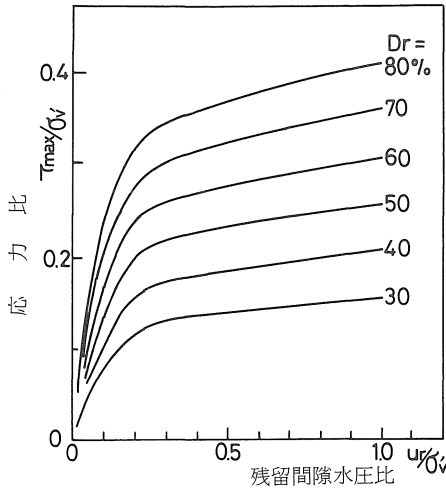


図17 応力比と残留間隙水圧比との関係 (衝撃型波型)

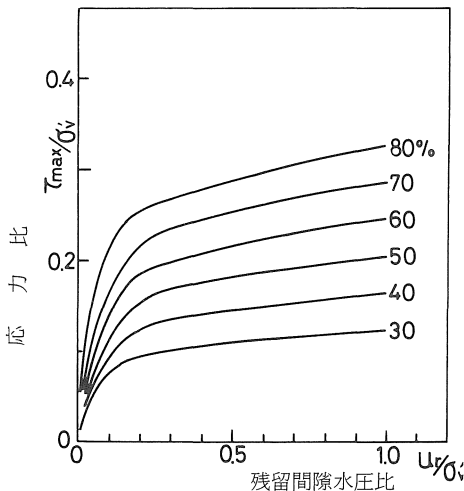


図18 応力比と残留間隙水圧比との関係 (振動型波型)

便的である。しかし、図17、図18に示したように、応力比と相対密度のわずかな変化が残留間隙水圧比に大きく影響するので、両者とも精度よく求める必要がある。

以上三つの液状化危険度の推定法を示した。これらの中で応力比を求める計算式(1)、(5)、(13)式はほとんど差が無いように思われる。ただし、Seedの方式は他の方法に比べ、応力比の中に波形のランダム性を考慮しているので他の方法と値は異なる。要素の液状化強度に関しては、強度に依存する量として、SeedはN値、岩崎・龍岡はN値と粒径、残留間隙水圧比では相対密度を取り扱っている。

従って、地盤の地震時における液状化危険度を推定する場合は前述したことを考慮に入れ、推定法を選択する必要がある。

5. まとめ

東海地震を想定した断層モデルによる応答解析を行った。その手法は断層をモデル化することにより、線形1自由度系の速度応答スペクトルを地震基盤上面において計算し、その結果を入力とした表層地盤の非線形応答解析を行うものである。これらの解析を行うにあたり、次のことが明らかとなった。断層破壊伝播型式の違い、断層破壊方向の違いによる基盤上面での最大応答値は約2kineの差が生じる。

液状化危険度の残留間隙水圧比による推定法は簡便的ではあるが、応力比と相対密度のわずかな変化が判定結果に大きく影響するので、両者とも精度よく求める必要がある。

参考文献

- 1) 例えば、河角広：震度と震度階，地震，vol.15., 1943.
- 2) 飯田汲事：名古屋市における既往の地震とその災害，名古屋市防災会議（地震対策専門委員会），1-22, 1974.
- 3) 石橋克彦：東海地方に予想される大地震の再検討一駿河湾大地震について一，地震学会秋季大会講演予稿集，No.2，30~34, 1976.
- 4) 例えば星谷勝，矢作枢，友沢武昭，石井清：最悪人工地震入力への解析，土木学会論文報告集，第231号，21~30, 1974.
- 5) 翠川三郎，小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定，日本建築学会論文報告集，第282号，71~79, 1979.
- 6) 翠川三郎，小林啓美：地震動の地震基盤からの入射波スペクトルの性質，日本建築学会論文報告集，第273号，17~28, 1978.
- 7) 例えばI. Herrera and E. Rosenblueth: Response Spectrum on Stratified Soil, Proc. III. W. C. E. E. vol.1, 44~60, 1965.
- 8) Seed, H. B and I driss, I. M.: Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis, Report No. EERC 70~10, University of California, 1970.
- 10) Seed, H. B: Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake, J. GED, AS CE, vol.105, NoCT2, 201~255, 1979.
- 11) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：地震地盤

- 液状化の程度の予測について, 土と基礎, vol.28, No. 4, 23~29, 1980.
- 12) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版, P 265~279, 1976.
- 13) 土田肇, 稲富隆昌, 他: 港湾技研資料—港湾・海岸施設耐震性調査手法について—, 運輸省港湾技術研究所, No.336, 46~52, 1980.

(受理: 昭和56年1月16日)