

3.1 はじめに

本章では、地盤の振動として、基盤と地表面の地震動、地盤の非線形応答特性、地盤の液化化・流動化ならびに土構造物の振動について述べる。ここでは主として、地盤の振動に関する基本的事項を紹介し、耐震設計法や解析手法の具体的内容については、他章に譲る。ただし、地盤の液化化・流動化ならびに土構造物の振動に関しては、1995年の兵庫県南部地震以後に改訂された耐震設計基準の内容と耐震設計法や解析手法の一部について紹介する。

3.2 基盤と地表面の地震動

3.2.1 地震基盤

通常の耐震設計においては、地表面付近に建設される構造物や深さ 100m 程度以内の地盤の耐震性について詳細に議論することが多い。また、構造物や地盤の耐震性を論ずる上で対象としなければならない周期は、数秒程度以内であることが一般的である。

ところで、「1. 断層による地震動」で示されているように、せん断弾性波速度が 3 km 以上の地層を地震基盤と想定した場合、大深度からの地層を表層地盤として取り扱うこととなり、実務設計上一般的でない。「道路橋示方書・同解説」¹⁾では、基盤面を粘性土層の場合は N 値 25 以上、砂質土層の場合は N 値 50 以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面と規定しているが、この場合、表層地盤厚は通常数十 m となる。基盤層は空間的にある程度の拡がりをもつ、動力学的性質の変化が少ないことが望ましい。この基盤は、「1. 断層による地震動」で示した地震学的基盤とは区別し、通常工学的基盤と言う。

3.2.2 地盤内での波の伝播

(1)地震波の種類と性質

震源で生じた地震波は、震源を中心に放射状に伝播し、地表面に到達する。地震波は、伝播経路や媒体である地盤特性等によって複雑に変化し、地点ごとに異なった固有の地震動となる。

一般に、地震波は図-3.2.1 のように実体波と表面波に分けられる。実体波は、震源から対象地点に直接到達する地震波である。一方、表面波は、実体波が地表に到達し、見かけ上地表面に沿って伝播する地震波である。

P 波 (Primary Wave) は最初に到達する実体波であり、伝播方向に平行に振動しながら伝播することから、縦波あるいは疎密波と呼ばれる。S 波 (Secondary Wave) は P 波の後に到達する実体波であり、伝播方向に垂直に振動しながら伝播するため、横波あるいはせん断波と呼ばれる。S 波は見かけ上、水平成分のみを有する SH 波と、鉛直成分と水平成分を有する SV 波に分けられる。P 波ならびに S 波の伝播の模式図を図-3.2.2 に示す。

P 波、S 波の伝播速度 V_p 、 V_s は、伝播媒体である地盤の弾性係数によって決定され、次式のような関係がある。

$$V_P = \sqrt{\frac{(1-\nu) \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu) \cdot \rho}} \quad (3.2.1)$$

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu) \cdot \rho}} \quad (3.2.2)$$

ここに、E：弾性係数、G：せん断弾性係数、 ν ：ポアソン比、 ρ ：密度である。上式より、 $\nu < 0.5$ であり、 $V_P > V_S$ であることがわかる。

地中には多くの不連続面が存在し、P波、S波は反射、屈折、増幅、減衰などの作用を受ける。不連続面におけるP波、S波の反射および屈折現象には、光の伝播の場合と同様にSnellの法則が当てはまる。一般に、地盤の弾性係数は深度に比例して大きくなることから、地中深くの震源で発した実体波は、図-3.2.3に示すように、震源がある程度遠ければ、Snellの法則によって地表面付近では地表面に垂直に入射する傾向が強くなる。このことから、耐震工学では、実体波は地表面付近で近似的に鉛直方向から入射するものと仮定することが多い。

表面波に関してであるが、表面波はラブ波(Love Wave)とレイリー波(Rayleigh Wave)に分けられる。ラブ波は、SH波が見かけ上地表面に沿って伝播する地震波である。レイリー波は、P波、SV波が同様に地表面に沿って伝播する地震波である。従って、図-3.2.4²⁾に示すように、ラブ波は伝播方向に垂直な水平変位成分のみを有し、レイリー波は伝播方向に平行な水平変位成分と鉛直変位成分とから成る。なお、ラブ波、レイリー波以外に妹沢波などの表面波の存在が確認されている。

耐震設計上、例えば鉛直面的拡がりを有する杭基礎構造物に関しては、鉛直上昇波である実体波が対象地震波として重要である。一方、パイプラインのような水平面的拡がりを有する地中線状構造物に対しては、地盤の不整形性に伴う実体波の位相差がその耐震性にとって大きな影響を及ぼし、また、表面波が支配的となり得る場合もある。つまり、対象とする構造物や地盤の特性に応じて、注目する地震波の種類が違うことに留意する必要がある。

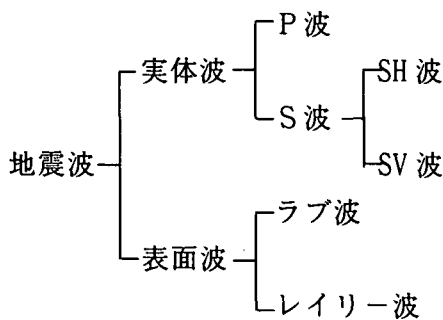


図-3.2.1 地震波の種類

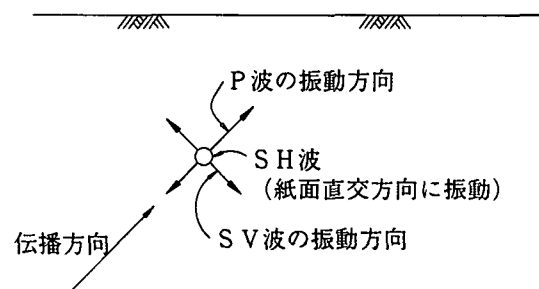


図-3.2.2 実体波の伝播模式図

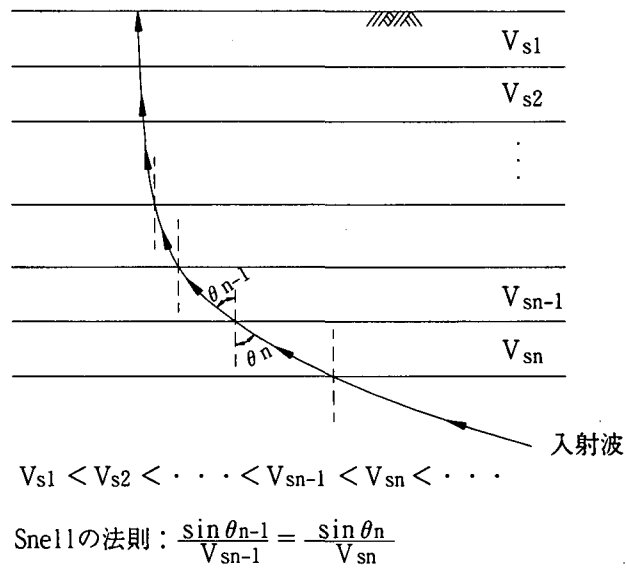


図-3.2.3 実体波の入射角の変化

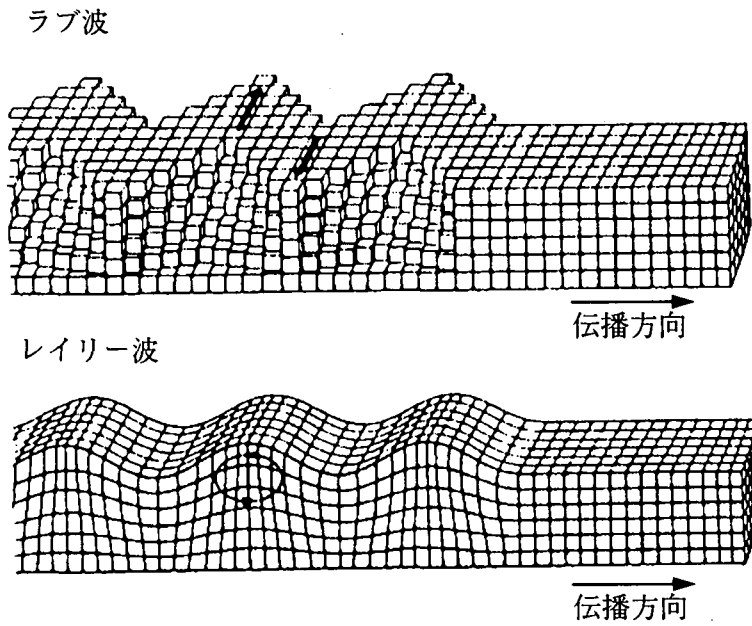


図-3.2.4 ラブ波とレイリー波の伝播模式図²⁾

(2) 入射波・反射波

図-3.2.5 に示すように、鉛直方向に伝播する SH 波を想定する。基盤面での地震波すなわち入力地震波に注目した場合、地震波は震源から伝播してくる入射波 E と表層地盤からの反射波 F の和として与えられる。基盤の露頭部分では、表層地盤からの反射波は存在せず、反射波 F は入射波 E と同一となり、地震波は $2E$ として与えられる。

地震観測記録は入射波と反射波の和、つまり $E + F$ であり、ある観測地点の基盤面で得られた地震記録を他地点での入力地震波として適用しようとする場合、露頭波でなければ、観測地点固有の表層地盤の震動特性の影響すなわち F を取り除いて分離する必要がある。この場合、入力地震波を露頭波と同じ $2E$ として定義することが一般的である。

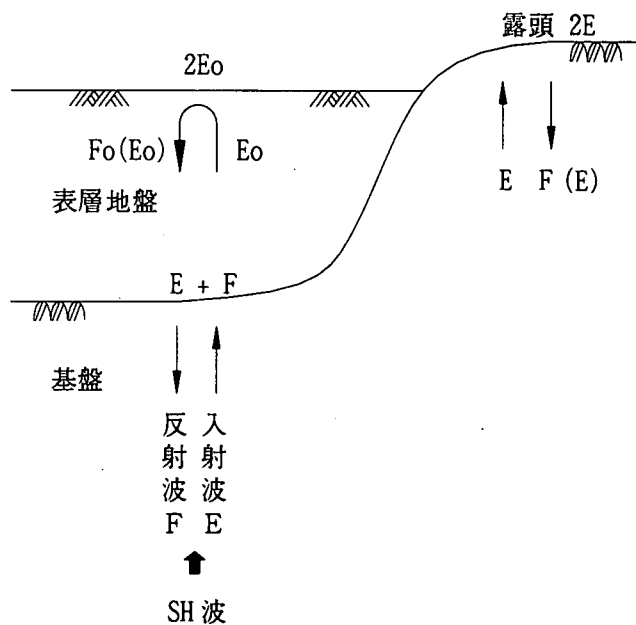


図-3.2.5 入射波および反射波

3.2.3 地盤の固有周期

耐震設計を行う場合、あらかじめ表層地盤の固有周期を把握しておくことは重要である。剛基盤上の表層地盤の1次固有周期 T は、次式に示すいわゆる「1/4波長則」により算定できる。

$$T = \frac{4H}{V_s} \quad (3.2.3)$$

ここに、 H ：表層地盤厚、 V_s ：表層地盤のせん断弾性波速度である。

上式は、弾性波動理論によって得られたものであるが、せん断振動の固有振動モードを想定すると理解しやすい。図-3.2.6に表層地盤の1次の固有振動モードを示す。1波長の1/4のモードとなっており、 $4H$ すなわち1波長を V_s で除せば T が求められる。図-3.2.6には、2次、3次…の固有振動モードも併せて示したが、表層地盤が均質一様な地盤であれば、1次固有周期 $T = T_1$ とすると、2次、3次…の固有周期は、 $T_2 = 1/3 T_1$ 、 $T_3 = 1/5 T_1$ …となる。なお、弾性波動理論に基づく式(3.2.3)の定式化については、他書³⁾に譲る。

ところで、式(3.2.3)は均質一様な地盤の固有周期の算定式である。多層地盤の場合には、厳密には解析的評価が必要となる。幾つかの簡略な算定法が提案されているが、次式に示す各層内での波動伝播時間の和による方法、等価な均質一様な地盤に置換する方法が便利である。

$$T = \sum \frac{4H_i}{V_{si}} \quad (3.2.4)$$

$$T = \frac{4\sum H_i}{V_{av}}, \quad V_{av} = \frac{\sum V_{si} \cdot H_i}{\sum H_i} \quad (3.2.5)$$

上式は近似式であり、地表面から深さ方向に V_s が漸増する場合、層厚が大きい場合などでは、精度は悪くなる。

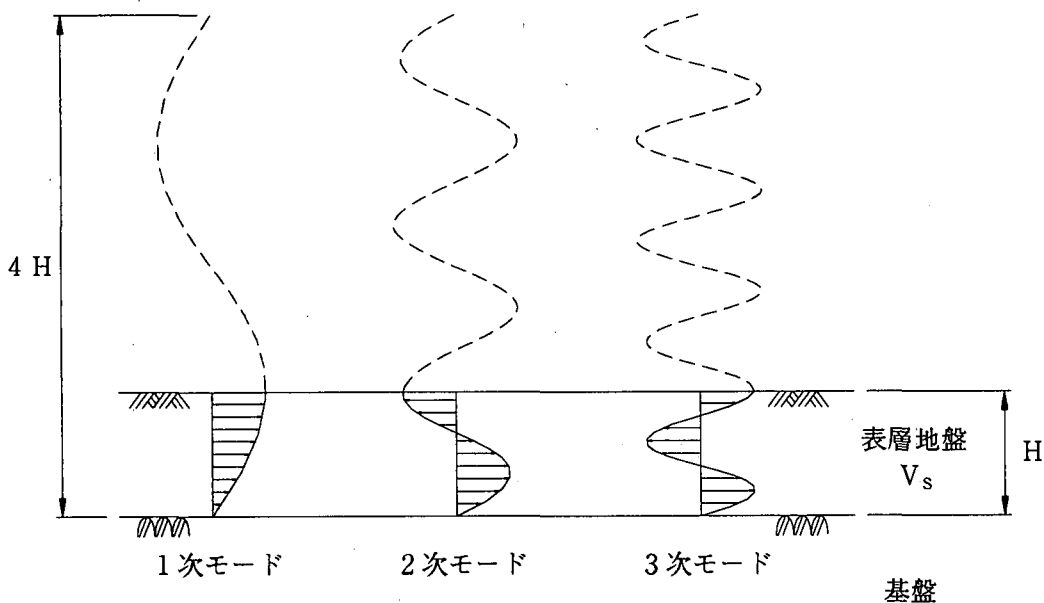


図-3.2.6 せん断振動の固有振動モード

3.3 地盤の非線形応答特性

3.3.1 地盤のせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性

地盤の非線形応答特性として、地盤内に生じるせん断ひずみ γ の大きさにより、地盤のせん断弾性係数 G ならびに減衰定数 h が変化することが知られている。

G および h のひずみ依存性は、剛性低下曲線 ($G/G_0 \sim \gamma$ 曲線) ならびに減衰増加曲線 ($h \sim \gamma$ 曲線) として表示される。 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線について、一般には、 G は微小せん断ひずみ ($\gamma = 10^{-6}$) におけるせん断弾性係数 G_0 で除した値として表わされる。建設省土木研究所では、種々の室内試験を実施し、豊浦砂や一般の砂ならびに洪積粘性土や沖積粘性土について、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線を求めている^{4)~9)}。一例を図-3.3.1~図-3.3.5に示すが、砂や沖積粘性土の場合には、平均有効主応力(一般には有効拘束圧と呼んでいる) p 、 σ'_v によって $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線が変化すが、洪積粘性土の場合には平均有効主応力による影響を受けない結果となっている。

$G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線は、通常、振動三軸試験などの室内試験によって求められる。室内試験には、原位置から採取されたる限り乱さない試料が必要となるが、最近では、凍結サンプリングによる不攪乱試料の採取も行われている。室内試験を行うことができず、試験値がない場合には、上記の建設省土木研究所の試験結果を含め既往の研究成果¹⁰⁾や耐震設計基準が参考となる。耐震設計基準について、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹¹⁾では、種々の試験結果に基づき、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線が式(3.3.1)、表-3.3.1および表-3.3.2のように規定されている。

$$\frac{G}{G_0} = A(I_p, \gamma) \cdot \sigma'_m{}^n(I_p, \gamma) \quad (3.3.1)$$

ここに、 G ：剛性率(せん断弾性係数, kgf/cm^2)、 G_0 ：微小せん断ひずみ振幅 ($\gamma = 10^{-6}$) における剛性率(せん断弾性係数, kgf/cm^2)、 γ ：せん断ひずみ振幅、 I_p ：塑性指数、 σ'_m ：平均有効主応力 (kgf/cm^2)、 $A(I_p, \gamma)$ 、 $n(I_p, \gamma)$ ：実験定数(表-3.3.1 参照)である。砂や粘土といった土質区分に応じて曲線は異なるが、同基準では I_p が指標として用いられている。砂の場合には、 $I_p = \text{N.P.} \sim 9.4$ 未満および $I_p < 30$ の値を適用すればよい。また、上記のように σ'_m によって $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線が変化すが、図-3.3.6に同基準に基づいて作成した単位平均有効主応力 ($\sigma'_m = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$) 下での $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線を示す。同図には、 $h \sim \gamma$ 曲線も併せて示す。なお、 $G/G_0 = 0.5$ のせん断ひずみを規準ひずみ γ_r と呼ぶが、これは次項に述べる土の応力~ひずみ関係を表す動力学モデル設定のための重要なパラメータとなる。

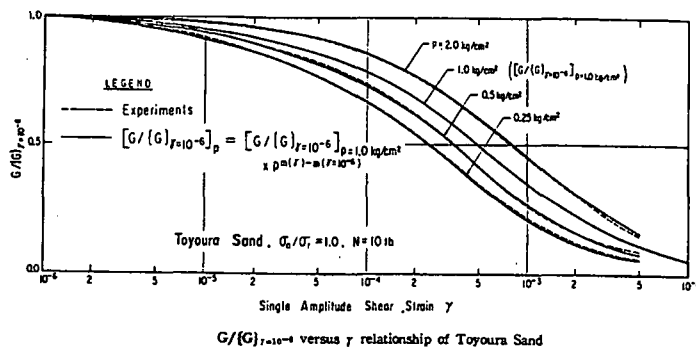


図-3.3.1 豊浦砂の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線⁴⁾

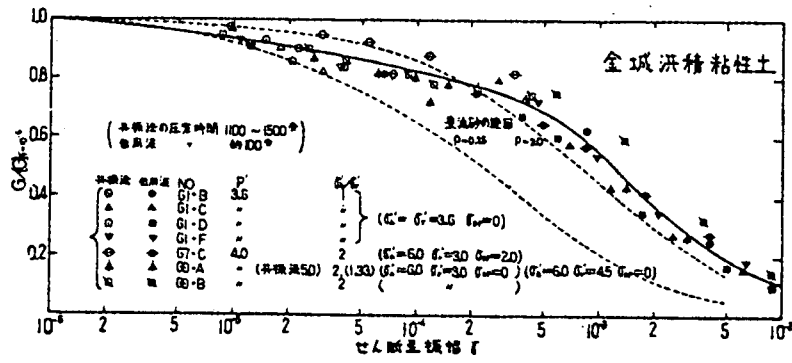


図-3.3.2 洪積粘性土の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線⁷⁾

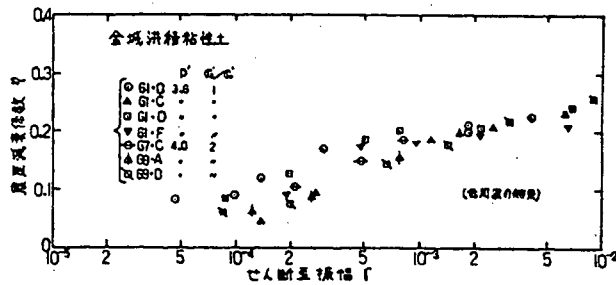


図-3.3.3 洪積粘性土の $h \sim \gamma$ 曲線⁷⁾

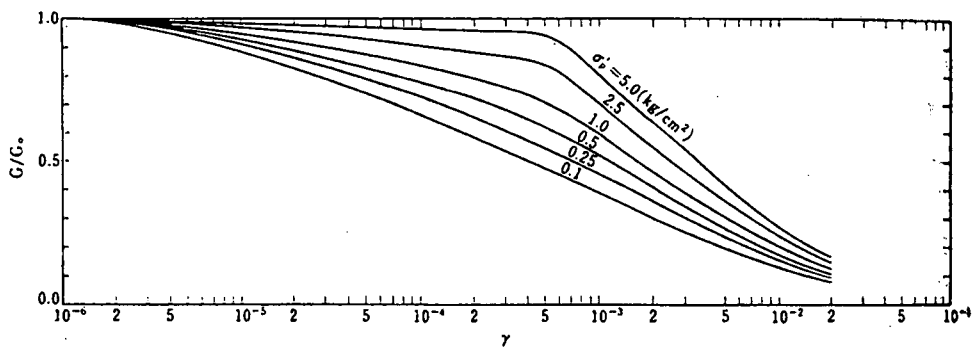


図-3.3.4 沖積粘性土の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線⁹⁾

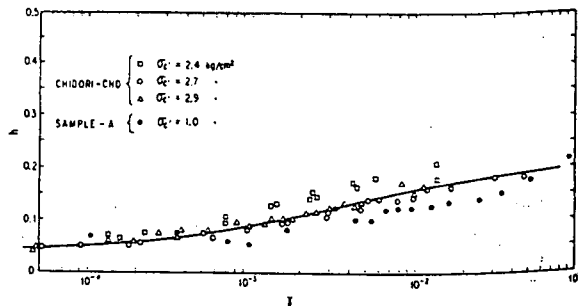


図-3.3.5 沖積粘性土の $h \sim \gamma$ 曲線⁹⁾

表-3.3.1 実験定数 $A(I_p, \gamma)$, $n(I_p, \gamma)$ の値¹¹⁾

せん断 ひずみ 振幅 γ	塑性指数 I					
	N.P. ~ 9.4 未満		9.4 ~ 30 未満		30 以上	
	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$	$A(I_p, \gamma)$	$n(I_p, \gamma)$
10^{-6}	1	0	1	0	1	0
10^{-5}	0.93	0.01	0.96	0	0.97	0
5×10^{-5}	0.83	0.03	0.91	0.01	0.93	0
10^{-4}	0.75	0.05	0.84	0.02	0.89	0
2.5×10^{-4}	0.56	0.10	0.74	0.05	0.82	0
5×10^{-4}	0.43	0.16	0.59	0.09	0.70	0
10^{-3}	0.30	0.22	0.45	0.16	0.58	0
2.5×10^{-3}	0.15	0.30	0.26	0.22	0.42	0
5×10^{-3}	—	—	0.12	0.26	0.28	0
10^{-2}	—	—	—	—	0.18	0

表-3.3.2 減衰比(減衰定数) h の値¹¹⁾

せん断 ひずみ 振幅 γ	塑性指数 $I_p < 30$			塑性指数 $I_p \geq 30$		
	減衰比 h			減衰比 h		
	平均	最大	最小	平均	最大	最小
10^{-6}	0.026	0.040	0.016	0.025	0.050	0.010
10^{-5}	0.030	0.040	0.018	0.030	0.054	0.010
5×10^{-5}	0.033	0.042	0.020	0.034	0.062	0.014
10^{-4}	0.037	0.048	0.026	0.038	0.070	0.018
2.5×10^{-4}	0.055	0.068	0.040	0.050	0.088	0.030
5×10^{-4}	0.080	0.098	0.060	0.066	0.108	0.042
10^{-3}	0.120	0.145	0.092	0.086	0.133	0.056
2.5×10^{-3}	0.174	0.200	0.148	0.118	0.174	0.080
5×10^{-3}	0.200	0.222	0.178	0.144	0.208	0.100
10^{-2}	0.220	0.240	0.200	0.175	—	0.125

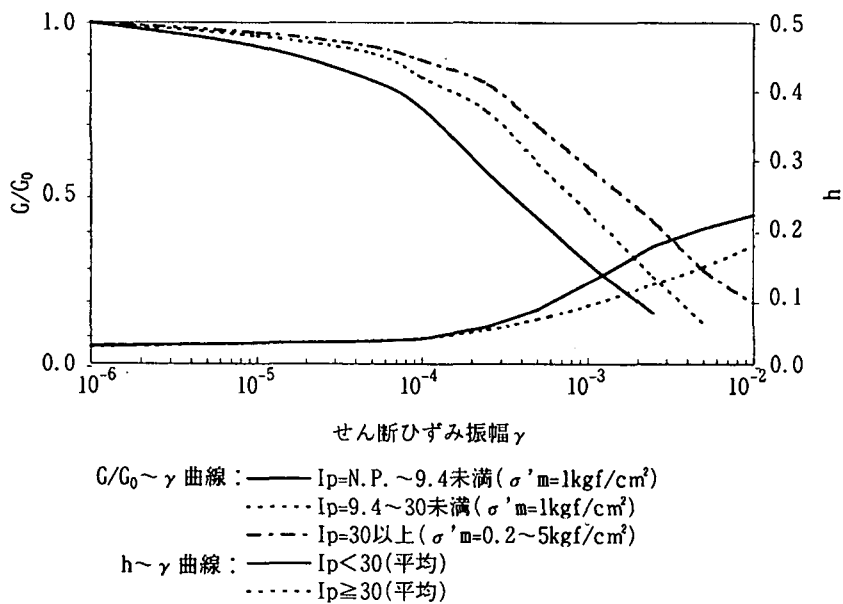


図-3.3.6 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線¹¹⁾

3.3.2 地盤の非線形モデル

地盤の非線形地震応答解析として、周波数領域での等価線形解析を行う場合、既述の剛性低下曲線($G/G_0 \sim \gamma$ 曲線)ならびに減衰増加曲線($h \sim \gamma$ 曲線)が地盤の非線形応答特性を表す基礎データとなる。一方、時間領域での非線形地震応答解析を行おうとする場合、ランダムな繰返し応力の時間履歴に対して、ランダムなひずみの時間履歴を与える応力 \sim ひずみ関係が必要となる。この関係を土質試験から求めることは煩雑であり、一般的には行われていない。

土の応力 \sim ひずみ関係を表す種々の動力学モデルが提案されているが、ここでは代表的な Ramberg-Osgood モデルならびに Hardin-Drnevich モデルについて紹介する。両モデルにおけるパラメータは、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線を基本として決定される。

(1) 骨格曲線・履歴曲線

土にある振幅の繰返し応力が与えられた場合、図-3.3.7 に示す abcda のような履歴曲線が得られる。履歴曲線の頂点を結ぶ軌跡 oae および ocf を骨格曲線と呼んでいる。応力振幅あるいはひずみ振幅を変化させることにより、様々な履歴曲線が求められる。土の応力 \sim ひずみ関係を表す動力学モデルは、これら骨格曲線ならびに履歴曲線から構成される。

骨格曲線は、一般式として次式で表現できる。

$$\tau = G_0 \cdot \gamma \{1 - f(\gamma)\} \quad (3.3.2)$$

$$\text{または、} \quad \gamma = \frac{1}{G_0} \cdot \tau \{1 + g(\tau)\} \quad (3.3.3)$$

ここに、 τ : せん断応力、 γ : せん断ひずみ、 G_0 : 初期せん断弾性係数 ($\tau = 0$)、 f, g : 任意関数である。

骨格曲線を基本とし、通常、以下に示す Masing 則を適用して、履歴曲線が定義される¹²⁾。

① 第1法則：除荷点と再載荷点でのせん断弾性係数 G は、 G_0 に等しい(図-3.3.8 参照)。

② 第2法則：履歴曲線は、骨格曲線を τ 軸、 γ 軸の両軸に対して2倍する。

Masing 則を適用すると、式(3.3.2)および式(3.3.3)より、履歴曲線は次式のように表現される。

$$\tau = \tau_1 + G_0(\gamma - \gamma_1) \left\{ 1 - f \left(\frac{|\gamma - \gamma_1|}{2} \right) \right\} \quad (3.3.4)$$

$$\text{または、} \quad \gamma = \gamma_1 + \frac{1}{G_0}(\tau - \tau_1) \left\{ 1 + g \left(\frac{|\tau - \tau_1|}{2} \right) \right\} \quad (3.3.5)$$

ここに、 τ_1 : 折返し点のせん断応力、 γ_1 : 折返し点のせん断ひずみである。

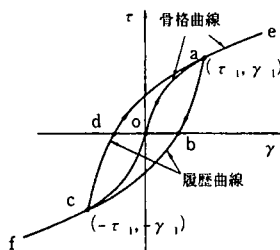


図-3.3.7 骨格曲線および履歴曲線

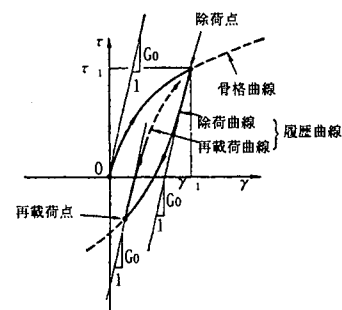


図-3.3.8 折返し点でのせん断弾性係数 G

(2) Ramberg-Osgood モデル

Ramberg-Osgood モデルは、もともと金属材料の動力学モデルとして提案されたものであるが、地盤の非線形地震応答解析では、これを土の動力学モデルに適用できるようにした龍岡ら¹³⁾による修正モデルがよく用いられている。

修正 Ramberg-Osgood モデルの骨格曲線は、次式で与えられる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (3.3.6)$$

ここに、 α, β : 定数である。Masing 則を適用すると、履歴曲線は次式のようにになる。

$$\gamma = \gamma^* + \frac{1}{G_0} (\tau - \tau^*) \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{|\tau - \tau^*|}{2} \right)^\beta \right\} \quad (3.3.7)$$

ここに、 τ^* : 折返し点のせん断応力 ($= \tau_1, -\tau_1$), γ^* : 折返し点のせん断ひずみ ($= \gamma_1, -\gamma_1$) である。

ところで、等価粘性減衰(履歴減衰)定数 h は、次式で定義される(図-3.3.9 参照)。

$$h = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (3.3.8)$$

式(3.3.6)および式(3.3.7)を用い、式(3.3.8)を変形すると、次式のようにになる。

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \cdot \frac{\alpha \tau_1^\beta}{1 + \alpha \tau_1^\beta} \quad (3.3.9)$$

式(3.3.6)より、 $\tau = \tau_1, \gamma = \gamma_1$ の場合、次式が成立する。

$$\frac{1}{G} = \frac{\gamma_1}{\tau_1} = \frac{1}{G_0} (1 + \alpha |\tau_1|^\beta) \quad (3.3.10)$$

式(3.3.10)を式(3.3.9)に代入すると、次式のようにになる。

$$h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta + 2} \cdot \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (3.3.11)$$

$G=0$ の場合、すなわち $\gamma_1 = \infty$ での h を h_{\max} とすると、 β は次式のように表される。

$$\beta = \frac{2\pi \cdot h_{\max}}{2 - \pi \cdot h_{\max}} \quad (3.3.12)$$

次に規準ひずみ γ_r を用い、 $\gamma = \gamma_r, G/G_0 = 0.5, \tau = G \cdot \gamma$ を式(3.3.6)に代入して整理すると、 α は次式のように表される。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_r \cdot G_0} \right)^\beta \quad (3.3.13)$$

$G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線から G_0, γ_r, h_{\max} を設定すれば、式(3.3.12)、式(3.3.13)より定数 α, β が決定でき、式(3.3.7)の履歴曲線が定義できることになる。 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線において、 G_0 の値は、近似的に微小せん断ひずみレベルである例えば $\gamma = 10^{-6}$ での G とすればよい。同様に、 h_{\max} の値に関しても、 $h \sim \gamma$ 曲線において近似的に h がほぼ一定値に収束する大ひずみレベルでの h とすればよい。

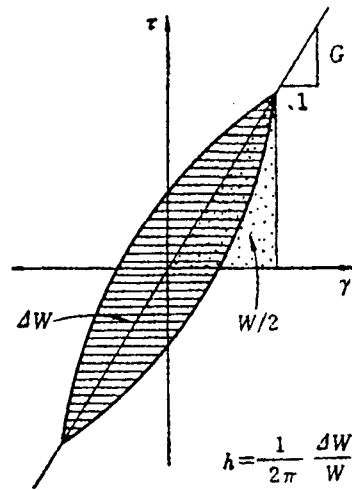


図-3.3.9 等価粘性減衰(履歴減衰)定数 h

(3) Hardin-Drnevich モデル

Hardin-Drnevich モデルの骨格曲線は、次式に示す双曲線関数として与えられる¹⁴⁾。

$$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (3.3.14)$$

$\tau = G \cdot \gamma$ を式(3.3.14)に代入して整理すると、次式のようになる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (3.3.15)$$

Hardin-Drnevich モデルは、元来骨格曲線のみが提案されており、国生ら¹⁵⁾がこれに Masing 則を適用し、履歴曲線の定義を行ったもので、修正 Hardin-Drnevich モデルと呼ばれている。修正 Hardin-Drnevich モデルの履歴曲線は次式のようになる。

$$\tau = \tau^* + \frac{G_0(\gamma - \gamma^*)}{1 + \frac{|\gamma - \gamma^*|}{2\gamma_r}} \quad (3.3.16)$$

式(3.3.16)を用い、 $h = 1/(2\pi) \cdot \Delta W/W$ を求めると、次式のようになる。

$$h = \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{(1+X)}{(1-X)} + \frac{2X}{(1-X)^2} \cdot \ln X \right\}, \quad X = \frac{G}{G_0} \quad (3.3.17)$$

本モデルによる $h \sim G/G_0$ 関係は、式(3.3.17)に示すように一義的に決定される。 $G=0$ の場合、すなわち $\gamma_r = \infty$ では $h = 2/\pi$ となり、本モデルには G/G_0 が小さい時に h が大きくなりすぎるといふ不自然さがある。

修正 Ramberg-Osgood モデルと同様、 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線から G_0 、 γ_r を設定すれば、式(3.3.16)より履歴曲線が定義できる。

図-3.3.10、既述の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹¹⁾で規定されている砂の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線(実験曲線と想定する)に対し、修正 Hardin-Drnevich モデル

で定義される曲線を重ね書きした結果を示す。同図には修正 Ramberg-Osgood モデルの曲線も併せて示す。これより、ひずみレベルによっては、実験曲線と各モデルとの間に大きな差異が生じていることがわかる。精度良い非線形解析結果を得るためには、解析上発生する最大ひずみレベルの範囲において、実験曲線にモデルの曲線が適合するように γ_r や h_{max} の値を適切に補正する必要がある。

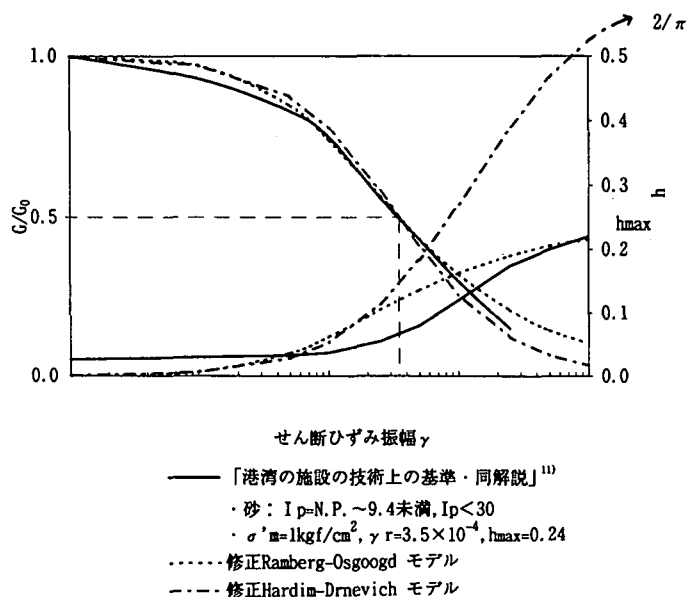


図-3.3.10 $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線および $h \sim \gamma$ 曲線
(実験曲線, 修正 Ramberg-Osgood モデル, 修正 Hardin-Drnevich モデルの対比)

3.4 地盤の液状化・流動化

3.4.1 液状化のメカニズムと流動化現象

過去、我が国では地震によって地盤の液状化が発生し、再三にわたって甚大な被害を受けてきた。液状化発生メカニズムや予測、対策に関する研究調査が活発に行われる契機となったのは、1964年（昭和39年）に発生した新潟地震である。

ここで、液状化（Liquefaction）とは、地震時に発生するS波により地盤に水平方向の繰返しせん断力が加わって地盤が液体のような現象をいう。これまでの経験では、液状化は主に飽和砂質土層で発生している。

以下に液状化のメカニズムについて、土粒子の動きに着目して説明する。

i) 地盤は、図-3.4.1(a)に示すように、地表面が水平で砂質土からなり、緩く堆積して地下水位以深は飽和状態にあるとする。図-3.4.1(b)は、ある深さの土要素の応力状態を示したものである。土要素には、鉛直方向の圧力（有効上載圧） σ'_v と水平方向の圧力 σ'_h が加わっており、これを土粒子間力（摩擦力）で支えている。また、間隙は水で飽和している。この状態の土のせん断強度 τ_f は、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、土粒子間の有効応力 σ' により、

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (3.4.1)$$

で表される。

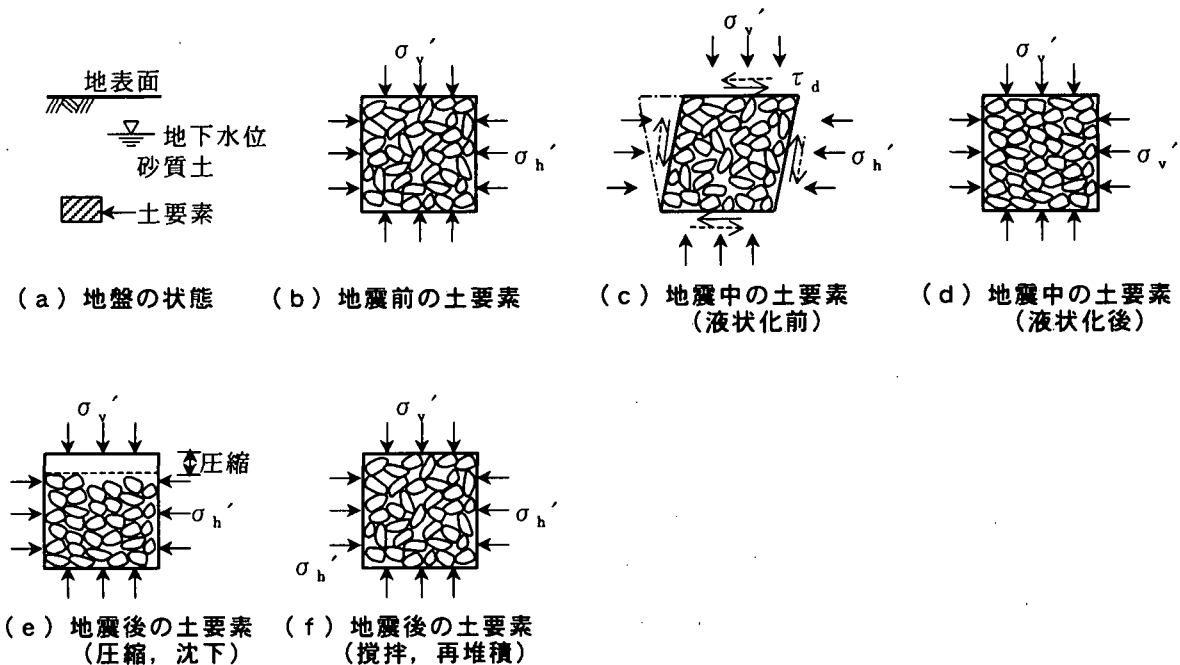


図-3.4.1 液状化発生メカニズム¹⁶⁾

ii) 図-3.4.1(c)に示すように、土要素が地震により繰返しせん断応力 τ_d を受けると、等体積変形を起こし、土粒子間力の小さいところから土粒子同士の接触が徐々にはずされ、遂には図-3.4.1(d)に示すように完全にはずれる。しかし、体積収縮していきなり新しい、より密な構造に移行できないため、各々の土粒子は、一時、間隙水の中に浮いた状態となる。これは、(3.4.1)の σ' が0となるため、 $\tau_f = c$ となり、 c を持たない砂質土ではせん断強度が0になる。これが完全に液状化した状態である。この時、もともと土粒子の接

点を通して加わっていた有効応力は、間隙水によって受け持たれる。

地震動の主要動は、数秒～数十秒程度と時間的に短く、一般にこの間は、砂質土でも非排水状態にあるとみなすことが多い。

iii) 地震後、液状化により間隙水の中に浮遊している土粒子は、やがて排水を伴いながら沈殿を始める。また、過剰間隙水圧は、水平地盤の場合には地表に向かって消散し、透水性の高い碎石ドレーンなどがあればそれに向かって消散していく。

浸透してきた水は、地表に噴出するが、液状化した砂粒子も噴き上げ、噴出孔と噴砂丘を形成する。過剰間隙水圧の消散に伴って、図-3.4.1(e)のように密になって安定化してゆく場合以外にも、浸透流によって攪拌された土粒子が図-3.4.1(f)のように再び緩く堆積していく場合もあると想定される。十分時間が経過すると、土粒子は完全に沈殿し、土粒子同士の接触が回復するので、有効応力は増え、一旦増加した間隙水圧も次第に減少していく。一度液状化した地盤が次の地震で再び液状化する現象については、図-3.4.1(f)となった場合には液状化しやすく、図-3.4.1(e)となった場合には液状化しにくいと言える。

もし、緩い砂質土が乾燥していれば、体積収縮が容易に起こり、繰返しせん断力が加わるたびに、締め固まって密度を増していく。飽和砂質土の場合も、最終的には同じ密度に締まっていくが、一度、液状化という過渡的な不安定状態を経過して締め固まる点が、乾燥砂の挙動と大きく異なる。なお、一般に、土のせん断により生じる体積変化をダイレイタンシー (Dilatancy) と呼び、密な状態の砂質土では体積が膨張し (正のダイレイタンシー)、逆に緩い状態の砂質土では体積が収縮する (負のダイレイタンシー)。液状化に関係しているのは、後者の方である。

一方、液状化に伴う地盤の流動化については、最近、研究が活発になされているが、比較的新しく発見された現象であるため、どのようにして大きな地盤変位が生じるのか、大きなせん断ひずみが生じるのかという点に関して、未解明の部分が多くあり、共通の認識に至っていないのが現状である。

地盤の流動化は、図-3.4.2 に示すように地表面が傾斜していたり、護岸のように側方に開放面がある場合に発生する。流動化の発生条件として、前述したように、液状化していること、傾斜地盤や護岸などの流動を起こさせるせん断力が存在することなどが指摘されているが、これに加えて、非常に緩い砂質土であることも条件の一つとして挙げられる。

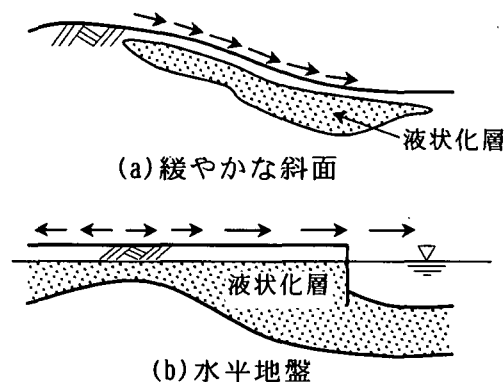


図-3.4.2 地盤の流動化が生じるパターン

図-3.4.3は、飽和砂質土を対象とした非排水条件下での静的せん断試験における応力～ひずみ関係を示したものである。緩い砂ほど低い応力で大きなひずみが発生する。すなわち、流動しやすいのに対して、ある程度締まった砂は、ひずみが大きくなるとともに応力も増加するので、流動しにくい。

液状化した砂の流動化現象を解明するために各種の実験や解析が進められているが、現在は液状化した砂の見方として次の2つが考えられている。

- ① 剛性が小さい弾性体として考える場合
- ② 粘性流体として考える場合

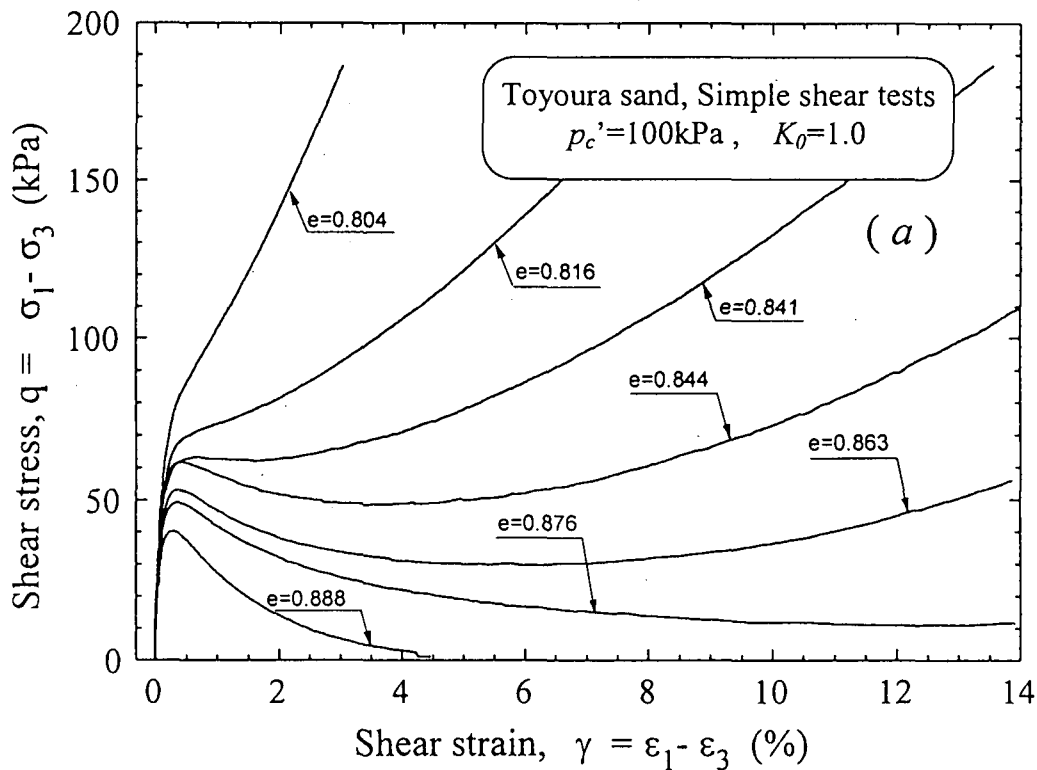


図-3.4.3 密度の異なる飽和砂の応力～ひずみの関係¹⁷⁾

3.4.2 液状化・流動化による被害

液状化・流動化により、地盤・構造物が受けた被害の概要を以下に示す。図-3.4.4は、被害事例を模式的に表したものである。

i) 盛土及び自然斜面

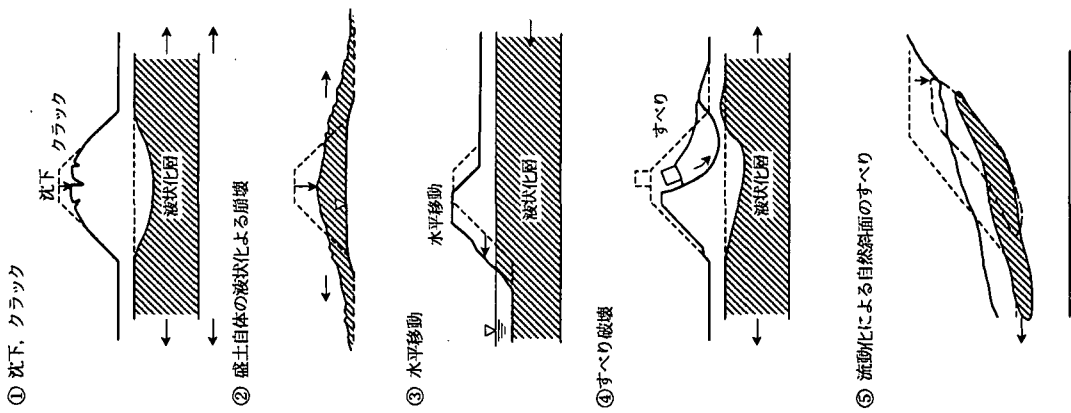
基礎地盤の液状化により地盤の強度が低下して、盛土及び自然斜面のすべり破壊、盛土自体の沈下のほか、盛土天端や法面に亀裂、段差などが発生している。

ii) 建築物

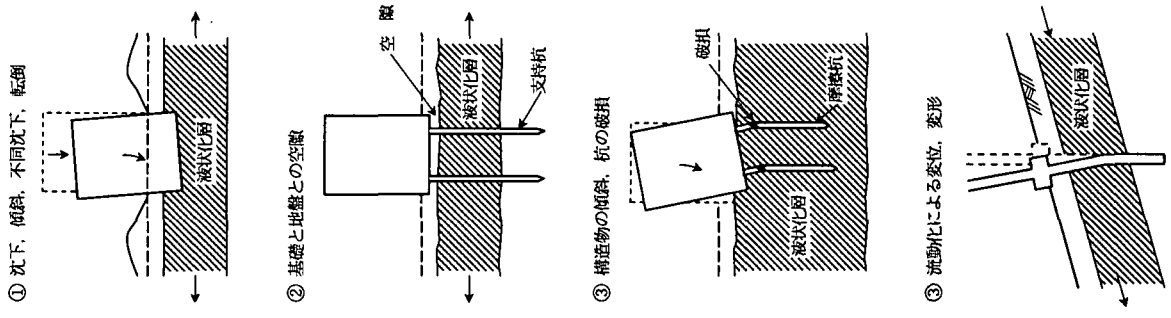
直接基礎構造物の場合は、支持地盤の液状化により支持力を失って、沈下、傾斜、転倒などのほか、不同沈下が発生している。

杭基礎構造物の場合は、地盤が液状化して、建物の傾斜や杭の破損などが発生したり、基礎と地盤との間に空隙が発生したりしている。

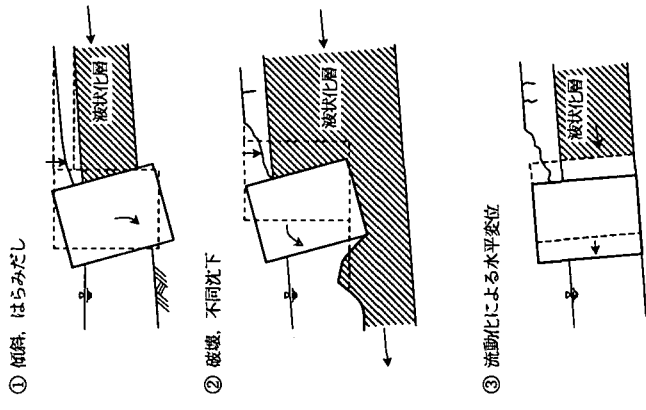
a) 盛土・自然斜面



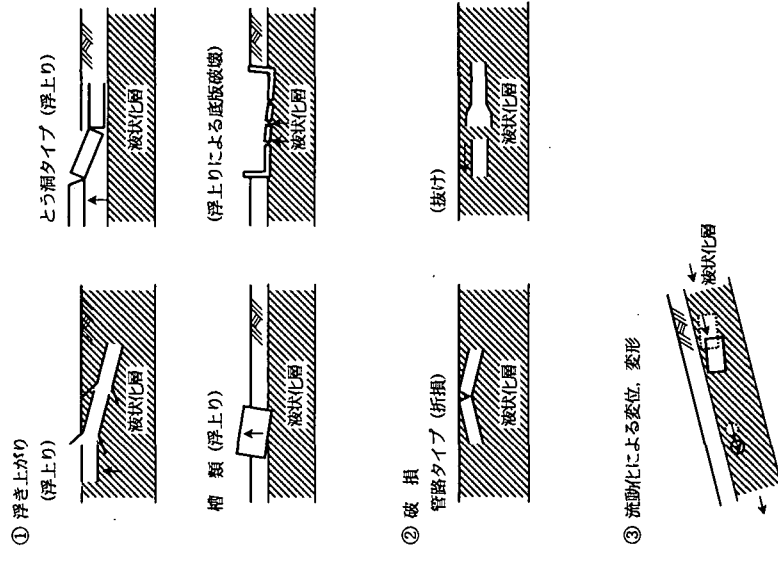
b) 建築物



c) 護岸及び擁壁



e) 地下埋設物



d) 橋梁基礎及びケーソン

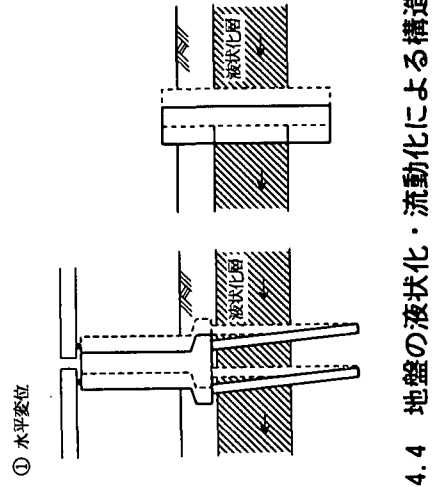


図-3.4.4 地盤の液状化・流動化による構造物の被害パターン (19) 20)

iii) 護岸及び擁壁

地盤の液状化により、主働土圧の増加や受働土圧の減少が生じ、土圧バランスが崩れて構造物の傾斜、前面へのはらみ出しが発生しているほか、支持力を失って、護岸の破壊、不同沈下などが発生している。

さらに、護岸の背面地盤の液状化により、地盤の流動化が生じ、大きな水平変位が発生している。

iv) 橋梁基礎及びケーソン

地盤の液状化によって、水平方向の支持力を失い、大きな水平変位が発生している。

v) 地下埋設物

大口徑の埋設管や地下貯槽などの構造物は、地盤の液状化によって大きな浮力を受け、軽い構造物は浮力に耐えられないで浮上している。

液状化した地盤は、見かけ上、大きな比重（2.0 前後）を有する液体状となるため、構造物には大きな浮力が作用する。上下水道・ガス管などの埋設管では折損、亀裂、抜け出しなどが発生している。また、地盤の流動化が生じたところでは、被害が拡大している。

地盤の流動化は、新潟地震では新潟市の信濃川沿いで、兵庫県南部地震では六甲アイランド、ポートアイランドなどの埋立地で発生している。図-3.4.5 は、新潟地震により発生した地盤の流動化の分布を示したものである。

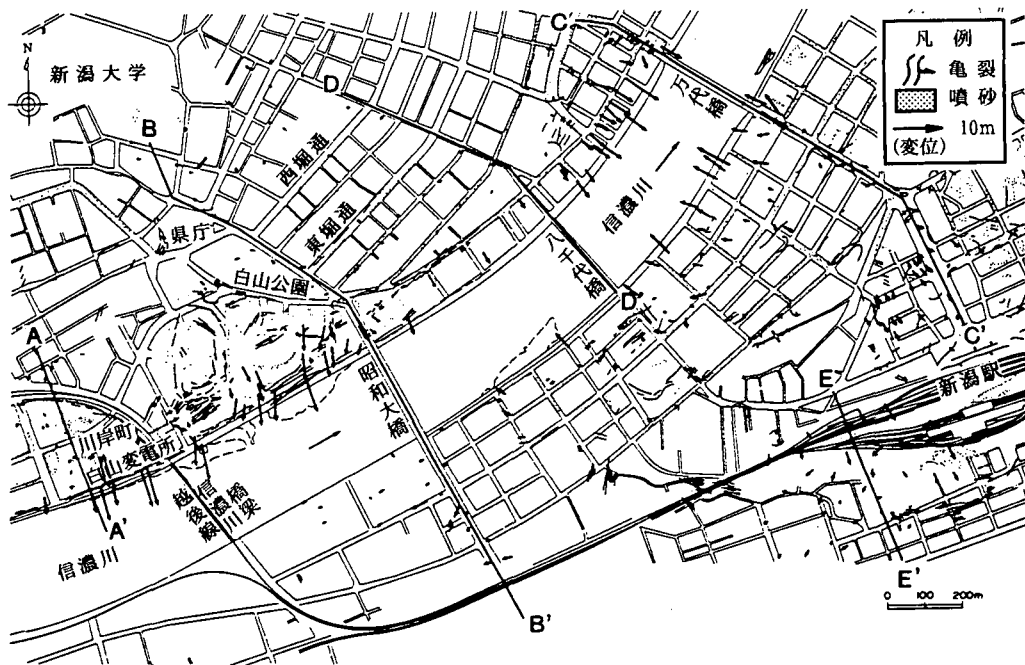


図-3.4.5 新潟地震による信濃川沿いに発生した噴砂・亀裂と地盤の流動化分布²⁰⁾

3.4.3 液状化・流動化に影響する諸因子

液状化・流動化の発生は、表-3.4.1 に示すような因子に影響を受けることが知られている。

表-3.4.1 液状化・流動化の発生に影響を及ぼす主な因子

分類	影響する諸因子
地震動の性質	繰返しせん断応力の振幅，繰返しせん断応力の波形，繰返し回数，継続時間，繰返しせん断応力の方向 震央からの距離
地盤の状態	密度，粒度分布，塑性指数，飽和度，堆積構造 有効上載圧，静止土圧係数，過圧密 排水条件，地下水位

表-3.4.1 に示す因子のうち，液状化に大きく影響を及ぼすものについて以下に説明する。

(1)地震動の性質

(a)繰返しせん断応力の振幅および繰返し回数

振幅の大きな繰返しせん断応力が加わるほど，また繰返し回数が多くなるほど液状化する可能性が高くなる。

(b)震央からの距離

液状化が発生する限界の震央距離 R (km) は，マグニチュード (M) の関数として，次式で表すことができる。

$$\text{Log}_{10} R = 0.77M - 3.6 \quad (M \text{ は } 6 \text{ 以上})$$

液状化が発生する範囲は，マグニチュード (M) が大きくなるほど広がる。

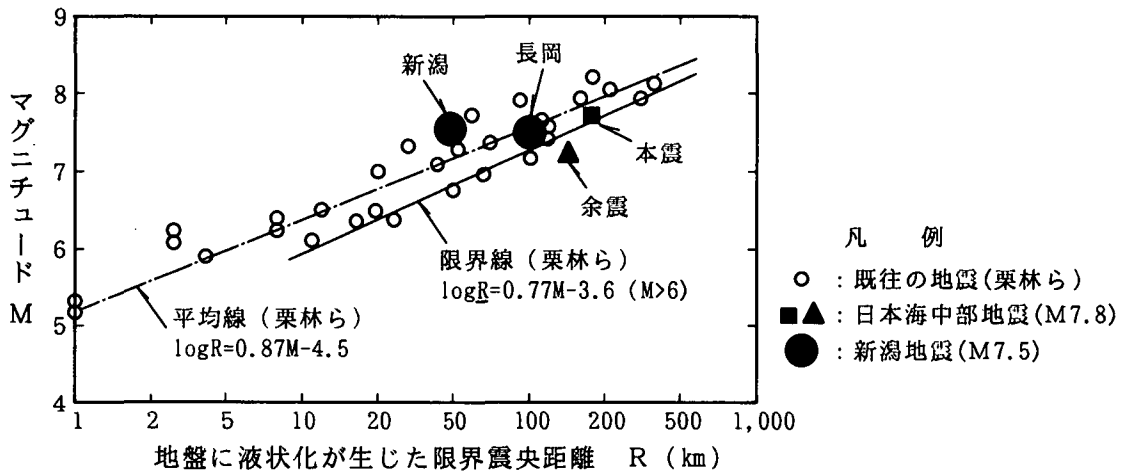


図-3.4.6 液状化が生じた限界震央距離とマグニチュード (M) の関係 ²¹⁾

(2)地盤の状態

(a)密度

緩い砂は，締まった砂に比較して液状化しやすい。密度の影響を表すパラメータとしては，次式に示す相対密度 D_r が多く用いられている。砂の最も密な状態での間隙比を e_{min} ，最も緩い状態における間隙比を e_{max} ，自然状態の間隙比を e とする。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

$D_r = 0\%$ のとき最も緩く， $D_r = 100\%$ のとき，最も密な状態にある。

人工的に詰めた豊浦砂についての実験結果を図-3.4.7 に示す。液状化強度比は，相対

密度 D_r が 70~80% 以上と密になると急激に増大する。

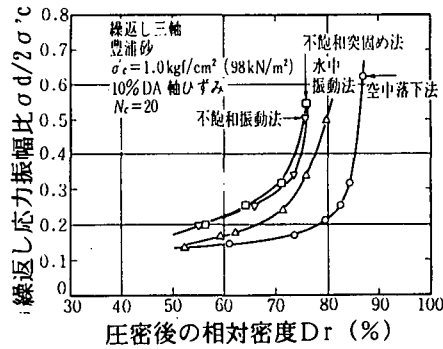


図-3.4.7 液状化強度比と相対密度の関係²²⁾

(b) 粒度分布

一般に、粒径のそろった砂が液状化しやすい。細粒分を含むと粘着力を持ち、繰返しせん断応力により土粒子の骨格構造が壊れにくくなって液状化しにくくなる。また、礫などの粗粒土になると透水性が大きくなり、過剰間隙水圧が発生する一方で消散するため、液状化しにくくなる。

(c) 塑性指数

これまでの液状化発生事例から、細粒分含有率 F_c が高くても塑性指数 I_p の小さい土は、液状化する可能性がある。道路橋示方書などの基準では、細粒分含有率 F_c が 35% 以上でも塑性指数 $I_p < 15$ のものは液状化判定対象としている。

(d) 有効上載圧または有効拘束圧

砂は摩擦性の材料であるため、原地盤の有効上載圧が大きくなると土粒子に働く有効応力が大きくなるため、液状化までに上昇すべき間隙水圧の量が多くなり、液状化は発生しにくくなる。

(e) 静止土圧係数

水平地盤では原位置の土が受けている圧密圧力は、有効上載圧 σ'_v と有効水平圧 σ'_h とが異なる（異方応力状態）。

図-3.4.8 は、 $\sigma'_v = 1.0 \text{ kg f/cm}^2$ として正弦波荷重で行った結果を示したものである。静止土圧係数 $K_0 (= \sigma'_h / \sigma'_v)$ が大きい、つまり側圧が大きいほど液状化強度比は大きいことがわかる。実務的な面からみると、地盤内の K_0 値を大きくすれば液状化強度比が増すことになる。

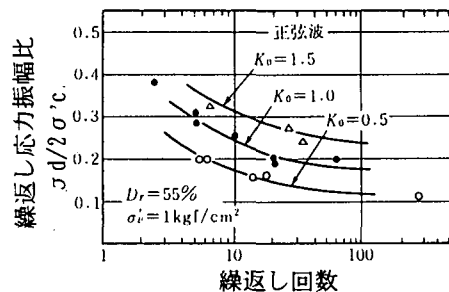


図-3.4.8 K_0 の影響に関する実験結果²³⁾

(f) 地下水位

液状化は、地下水位が浅いほど有効上載圧が小さくなり、液状化しやすい。

3.4.4 液状化の予測

(1) 液状化の予測方法の種類と利用上の留意点

地震時に地盤内で液状化が発生するか否かを予測する方法は、概略な予測から詳細な予測の順に次のように分けられる。

- ① 地形・地質，液状化履歴による概略な予測
- ② N値，粒度などによる簡易な予測
- ③ 液状化試験や地震応答解析などによる詳細な予測

これらを用いる際の留意点を以下に説明する。

i) ①～③の方法は，目的，調査・設計段階，構造物の重要度などを考慮して選択する必要がある。

ii) 構造物の企画や概略設計にあたっては，資料などによる予備調査をもとにした①の概略予測を行うのが良い。その結果，問題があると予想される箇所については，概略地盤調査を実施して②の簡易予測を行う。

また，詳細設計にあたっては，本調査を実施して②や③の予測を行う。③の詳細予測は，液状化の可能性が簡易判定では判断しにくい場合や複雑な地形，地盤条件の場合に行う。ただし，詳細予測の必要性についての判断は，構造物の重要度などが関係する。

iii) 広い地域の液状化を予測する場合は，①の概略予測によって液状化の可能性のある範囲を絞り込み，その中で②の簡易予測を行うと良い。

(2) 地形・地質，液状化履歴による概略な予測

この方法は，過去の液状化事例から，表-3.4.2 に示すように整理される。

表-3.4.2 地形・地質，液状化履歴による概略な予測

区 分	地形からの判定	液状化履歴からみた判定
液状化する可能性の高い地盤	埋立地，盛土地 旧河道，現河道 低湿地，砂丘間低地	液状化履歴地点
液状化する可能性のある地盤	扇状地，自然堤防，砂丘 砂州，砂浜，氾濫平野	
液状化する可能性の低い地盤	台地，丘陵，山地	液状化履歴が無い地点

図-3.4.9 は，表-3.4.2 に示す地形と沖積平野下の地層分布を示したものである。

この方法を利用するにあたっての留意点を以下に示す。

i) 過去に液状化した地点は，再度，液状化を起こす可能性がある。また，液状化した地点の地形・地質と類似地盤では将来，液状化を起こす可能性がある。

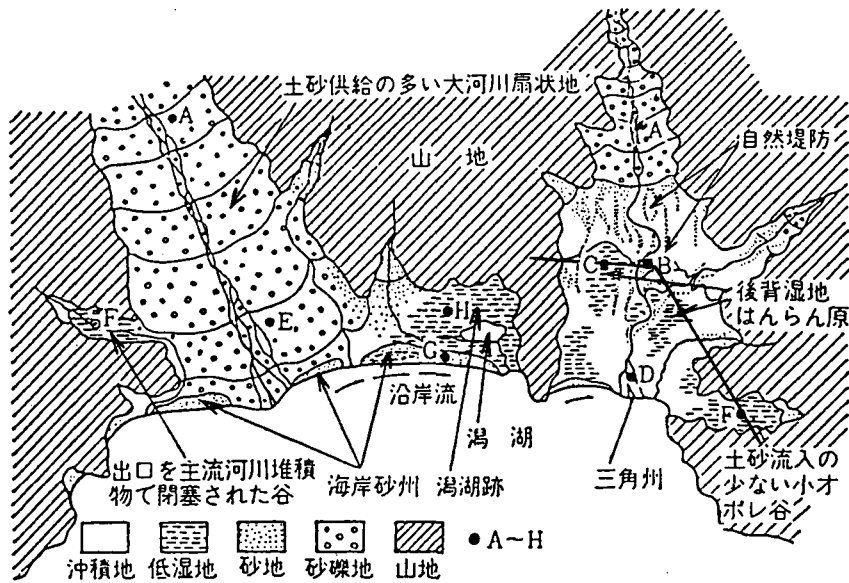
ii) 埋立地は，埋立材料や埋立年代によって液状化のしやすさが異なるので，これによって区分を行う必要がある。盛土地も同様である。

(3) N値，粒度などによる簡易な予測

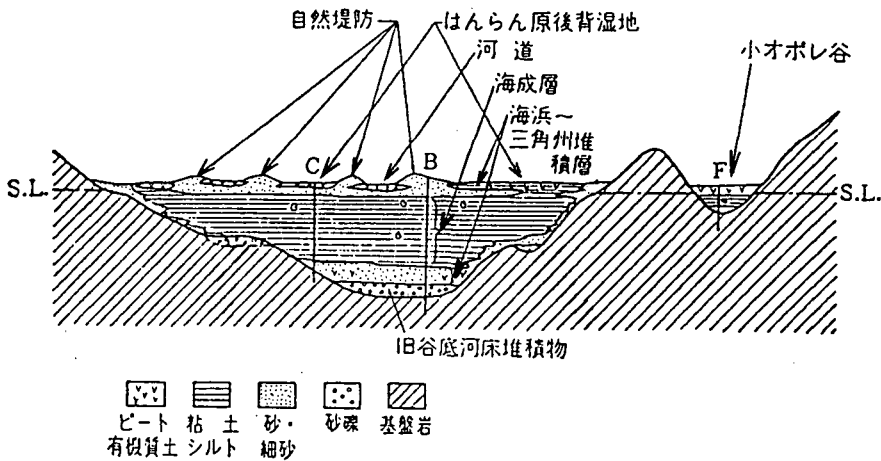
N値，粒度などによる予測では，次の方法が用いられている。

地盤内のある深さの液状化強度比 R（または動的せん断強度比）を N 値や粒径，細粒分含有率，塑性指数から推定する。一方，地震時に加わるせん断応力比 L を地表面加速度などから推定し，両者の比をとって液状化に対する安全率（または抵抗率） F_L を算出する。

$$F_L = R / L$$



(a) 沖積平野の地形を示す模式的平面図



(b) 沖積平野下の模式的横断面図

図-3.4.9 沖積平野における地形、地層分布模式図²⁴⁾

$FL \leq 1$ なら液状化の可能性が有り, $FL > 1$ なら液状化の可能性が少ないと判断する. その手順を図-3.4.10 に示す. また, 各種機関での液状化判定基準及び判定法の例を表-3.4.3 ~4 に示す.

N値, 粒度などによる液状化予測式の起源は, 新潟地震での液状化事例に基づいたもので, いわゆる経験式からなっている. 最近では, 兵庫県南部地震での液状化事例に基づいて, 各種機関で液状化予測式の改訂がなされている.

液状化する可能性のある地盤とは, 地下水位以深にある緩い砂質土層である. 地下水位以深か, 砂質土かの情報は, ボーリングや標準貫入試験時に得られた攪乱試料の粒度試験から求まる. また, 緩いか否かを判定するN値は, 標準貫入試験から求まる.

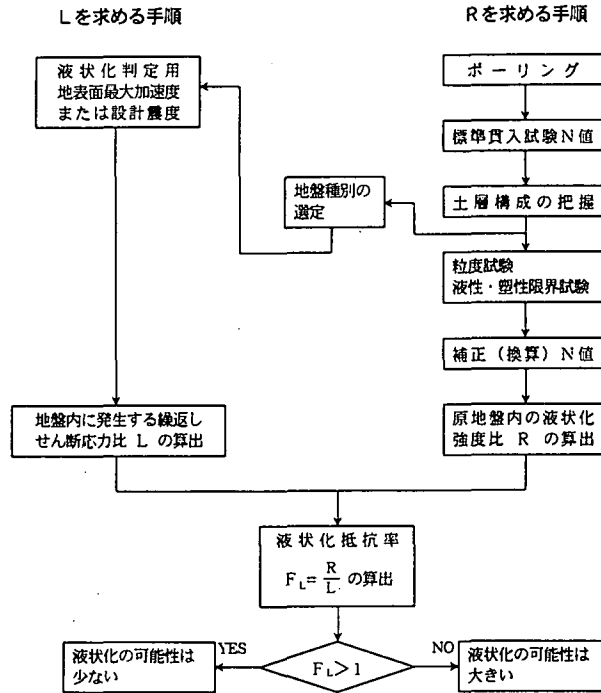


図-3.4.10 簡易予測方法の手順

液状化を生じる可能性がある粒径範囲を図-3.4.11に示す。各種基準により異なるが、これは、それぞれの方法が導かれた過程や対象としている地震力などの違いなどに起因している。なお、礫質土は、北海道南西沖地震、兵庫県南部地震などで液状化した事例が確認されている。

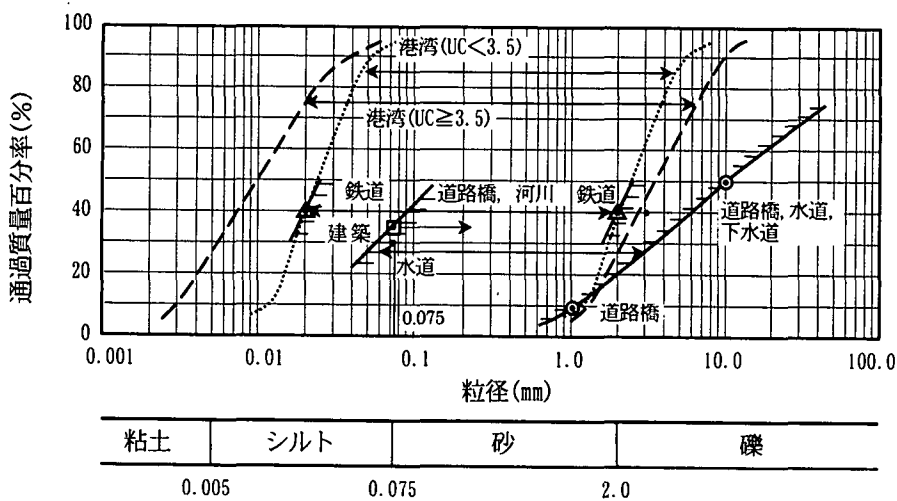


図-3.4.11 液状化を生じる可能性がある粒径範囲

図-3.4.12は、換算N値 N_1 と繰返し非排水三軸試験で得られた液状化強度比 R_L の関係を示したものである。換算N値 N_1 とは、N値を有効上載圧 1 kgf/cm^2 相当の値に換算したものであり、道路橋示方書の場合、次式で表される。

$$N_1 = 1.7 \cdot N / (\sigma'v + 0.7)$$

ここに、 $\sigma'v$: 有効上載圧 (kgf/cm^2)

液状化強度比 R_L は、 N_1 が20を超える付近から顕著に大きくなる。

表-3.4.3 液状化判定基準及び判定法一覧表(1)

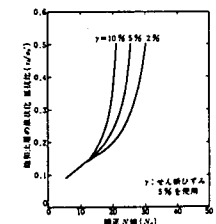
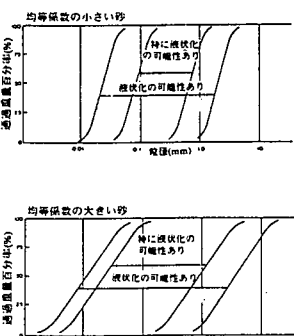
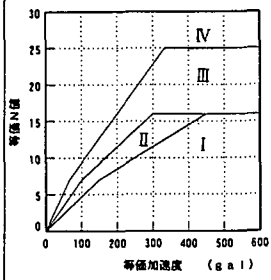
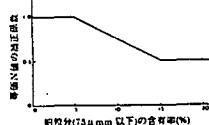
基準の名称	対象土層	液状化判定法	液状化判定法の予測式	
			液状化強度の求め方	地震外力の求め方
道路橋示方書・同解説 V、耐震設計編(1996年、日本道路協会)	<ul style="list-style-type: none"> 地下水位が GL-10m 以内にあり、かつ GL-20m 以内にある飽和砂質土層 Fc ≤ 35% ただし、Fc > 35% でも IP ≤ 15 ならば検討必要 D50 ≤ 10mm かつ D10 ≤ 1mm 	FL 値を求め FL ≤ 1.0 ならば液状化と判定 $FL = R / L$	$R = C_w \cdot RL$ Cw (地震動特性による補正係数) = 1.0 < φⅠ > 1.0 (RL ≤ 0.1) 3. 3RL + 0.67 (0.1 < RL ≤ 0.4) φⅡ 2.0 (0.4 ≤ RL) $RL = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{Na} / 1.7 & (Na < 14) \\ 0.0882 \sqrt{1.7 + 1.6 \times 10^{-4} (Na - 14)^{0.5}} & (Na \geq 14) \end{cases}$ <砂質土の場合> $Na = C_1 \cdot N_1 + C_2$ $N_1 = 1.7 \cdot N / (d' + 0.7)$ $C_1 = \begin{cases} 1.0 & (0\% \leq Fc < 10\%) \\ (Fc + 40) / 50 & (10\% \leq Fc < 60\%) \\ Fc / 20 - 1 & (10\% \leq Fc) \end{cases}$ $C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq Fc < 10\%) \\ (Fc - 10) / 18 & (10\% \leq Fc) \end{cases}$ <礫質土の場合> $Na = [1 - 0.36 \log_{10}(D50/2)] \cdot N_1$	$L = rd \cdot khc \cdot \sigma_v / \sigma_v'$ rd (低減係数) = 1 - 0.015z khc (設計水平震度) = C _z · khco C _z (地域別補正係数) = 1.0, 0.85, 0.7 Khco (標準設計震度) = 0.3, 0.35, 0.4 (φⅠ) 0.8, 0.7, 0.6 (φⅡ)
建築基礎構造設計指針(1988年、日本建築学会)	<ul style="list-style-type: none"> GL-20m 以浅の飽和土層 Fc ≤ 35% ただし、Fc > 35% でも Pc ≤ 10% または IP ≤ 15 ならば検討必要 	FL 値を求め、FL ≤ 1.0 ならば液状化と判定 $FL = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$ τ _l / σ' _z : 液状化抵抗比 τ _d / σ' _z : 地震外力	図1を用いて τ _l / σ' _z を求める。  図-1 補正値(Na)と液状化抵抗比τ _l /σ' _z $Na = N_1 + \Delta N_1$ $N_1 = C_N \cdot N$ $C_N = \sqrt{10 / \sigma'_z}$ ΔN ₁ は図-2より求める。	$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = rn \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} (1 - 0.015z)$ $rn = 0.1 (M - 1)$ M: マグニチュード α _{max} (設計用水平加速度) = 200gal 程度
港湾の施設の耐震設計に係る当面の設置(その2)(1997年運輸省港湾局)	<ul style="list-style-type: none"> GL-20m まで ただし、GL-20m 以深でも液状化が発生した場合に構造物に重大な損傷が生じると判断される場合や上部-20m 以浅の土層と連続する層であると判断される場合には、対象土層となる。 	二段階で判定を行う。 ステップ1 粒度による液状化の可能性を判定。 可能性がない場合はこのステップで終了。 ステップ2 各土層の等価N値と等価加速度から図-4に示す方法で液状化ランクを決定。 ランクⅠ…液状化する ランクⅡ…液状化する可能性が大きい ランクⅢ…液状化しな可能性が大きい ランクⅣ…液状化しない	ステップ1 図-3に示す粒径範囲に入るか否かによる液状化判定  図-3 液状化の可能性のある土の粒度分布	各土層の等価加速度 α _{eq} を算定 $\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \times g$ τ _{max} : 最大せん断応力(地震震害計算より算出)

表-3.4.4 液状化判定基準及び判定法一覧表(2)

基準の名称	対象土層	液状化判定法	液状化判定法の予測式	
			液状化強度の求め方	地震外力の求め方
港湾の施設の耐震設計に係る当面の設置(その2)(1997年運輸省港湾局)		 <p>図-4 液状化ラックの判定図 尚、ステップ2でも判断できない場合液状化試験を実施して判定を行う。この方法はFL法による。</p>	<p>ステップ2</p> <p>①次式によって等価N値$(N)_{eq}$を求める。 $(N)_{eq} = \frac{N - 1.828(\sigma'v - 0.66)}{0.399(\sigma'v - 0.66) + 1}$</p> <p>②細粒分による等価N値の補正を行う。 (a) $5 \leq Fc < 15\%$ ①を図-5の低減係数で除する。 (b) $Fc \geq 15\%$かつ$lp < 10$ ①を低減係数0.5で除する。 (c) $Fc \geq 15\%$かつ$lp \geq 20$ N値に下式のΔNを加算する。 $\Delta N = 8 + 0.4 \times (lp - 10)$ (d) $Fc > 15\%$かつ$10 \leq lp < 20$ (c)と同じ補正。 ただし、ラックIII、IVに含まれる場合(b)の補正を行う。</p>  <p>図-5 細粒分に応じた限界N値の減減係数</p>	
鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎構造物・抗土圧構造物(1997年、(財)鉄道技術研究所)	以下の2つの条件を満足する土層 ①地下水位がGL-10m以内にあり、かつGL-20m以内にある飽和土層 ② $0.02mm \leq D_{50} \leq 2.0mm$	FL値を求め、 $FL \leq 1.0$ ならば液状化と判定 $FL = R/L$ 次の2つの地震動レベルで計算を行う。 ・地震時使用限界状態 (レベル#1) ・地震時終局限界状態 (レベル#2)	<p><地震時使用限界状態></p> $R = \begin{cases} a(N_{eq}^{0.5} + (bN)^{0.5}) + (D_{50} Fc, \sigma'v) & Dr \geq 60\% \\ 0.088a \sqrt{N}(\sigma'v + 0.7) + (D_{50} Fc, \sigma'v) & Dr < 60\% \end{cases}$ $N_i = 2.5 \frac{N}{\sigma'v + 1.5}$ <p>係数a, b, cは0.0676, 0.0368, 4.52を用いる。</p> $Dr = 36 \left[\frac{N}{\sigma'v + 1.5} \right]^{0.37}$ <p>f$(D_{50} Fc, \sigma'v)$は (a) $D_{50} < 0.075mm$, $Fc > 60\%$の場合 $f = 0.0027Fc + 0.065$ (b) $0.075mm \leq D_{50} \leq 0.5mm$の場合 $f = 0.021 \log_{10} \left(\frac{0.20}{D_{50}} \right) + 0.065 (\log_{10}(Fc+1) \log_{10} \sigma'v)$ (c) $D_{50} > 0.5mm$ $f = -0.081 + 0.065 (\log_{10}(Fc+1) \log_{10} \sigma'v)$</p> <p><地震時終局限界状態></p> $R = \frac{1 + 2K_0}{3} \cdot R_D$ <p>R_D: 累積損傷度理論を適用して補正した液状化強度比 K_0: 静止土圧係数</p>	<p><地震時使用限界状態></p> $L = (1 - 0.015z) \cdot K_{sm} \cdot \sigma'v / \sigma'v$ $K_{sm} = v_a \cdot v_b \cdot K_{sm0}$ <p>v_a (地域別補正係数) = 1.0, 0.75 v_b (地盤別補正係数) = 1.0 K_{sm0} (設計標準の基準値) = 0.15</p> <p><地震時終局限界状態></p> $L = \cos(\pi \cdot z / 2H) \cdot K_{sho}$ <p>H: 表液状化層の厚さ(m) $K_{sh} = v_a \cdot K_{sho}$ K_{sho} (設計標準の基準値) = 0.47, 0.34</p>

また、ばらつきがあるものの埋立土、沖積土、洪積土の順に R_L が大きくなる傾向がある。

図-3.4.13は、 R_L に及ぼす F_C の影響を調べたものである。縦軸には、同じ R_L 値を有する細粒分の少ない砂質土の N_1 値との差をとっている。データのばらつきはあるものの右上がりの傾向にある。このことは、同じ N_1 値であれば細粒分を多く含む砂質土の R_L は細粒分の少ない砂質土に比べて大きいことを意味する。

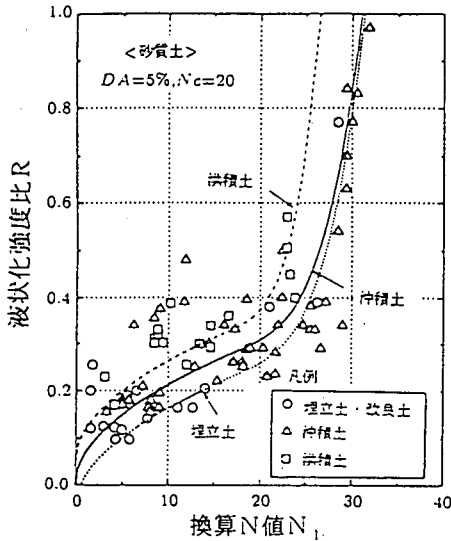


図-3.4.12 砂質土の液状化強度比と換算N値の関係²⁵⁾

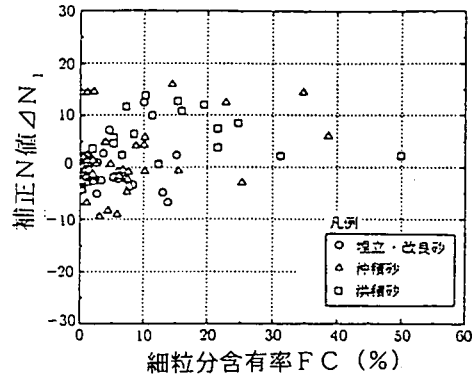


図-3.4.13 砂質土の補正項 ΔN_1 と細粒分含有率 F_C の関係²⁵⁾

簡易予測方法を利用するにあたっての留意点を以下に示す。

- i) 簡易予測法には、数多くの方法があり、それぞれの結果が異なることがある。従って、対象としている構造物に該当する基準類がある場合は、それを適用する。無い場合は、複数の方法で予測し、総合的に判断すると良い。
- ii) ボーリング調査地点の選定では、調査範囲内の微地形や埋立・盛土過程を事前に調査し、液状化しやすい所を外さないように調査位置を決める。また、埋立地は、通常、土質の分布が平面方向及び鉛直方向に不均質なことが多いため、施工方法などをあらかじめ調査しておくことが望ましい。
- iii) ボーリングにあたっては、地下水位まで無水掘りを行うような配慮が必要である。地下水位は、液状化判定結果に大きく影響する。
- iv) 液状化判定に用いる加速度が地盤種別により異なるため、ボーリング調査及び資料調査などにより、検討箇所がどの地盤種別にあてはまるかを調べる必要がある。
- v) 同一地層内でも、ある深度の N 値だけが異なる場合がある。同一地層と考えて粒径を他の深度と同じに仮定して液状化判定すると、この深度だけ違った結果が得られる。その原因としては、 N 値が大きい場合には、そこだけ粗粒砂の薄層があったりする。また、 N 値が小さい場合には、シルト質の薄層が挟在したりする。そのため、粒度試験は、その深度で必ず行うようにする。
- vi) 洪積の砂質土は、既往の地震において液状化した事例は確認されていない。これは、洪積の砂質土の N 値が一般に高く、セメンテーションを受けているために液状化抵抗が大きいためである。ただし、例外的に N 値の低い砂質土が出現した場合には、液状化の判定を行うのが望ましい。

vii) 土の単位体積重量は、不攪乱試料による測定値が無い場合は、一般に、土質名から推定することが行われている。従って、土質名は、ボーリング時の観察記事を注意深く読むことと、粒度試験結果を見て判断すると良い。特に、シルト質砂や砂質シルトでは、間違いやすいので注意を要する。

(4) 液状化試験や地震応答解析などによる詳細な予測

この方法は、液状化強度比 R を室内液状化試験によって求め、地震時最大せん断応力比 L を地震応答解析によって求めるものである。その手順を図-3.4.14 に示す。

液状化強度比 R は、一般に繰返し非排水三軸試験などで繰返し回数が 20 回で所定のひずみに達する応力比をとる。一方、地震応答解析により各深さでの最大せん断応力 τ_{max} を求め、これを有効上載圧 σ'_v で除して地震時最大せん断応力比 L を求める。この両者の比をとって液状化に対する安全率（または抵抗率） F_L を算出する。 L の算定には、全応力解析法が用いられる。

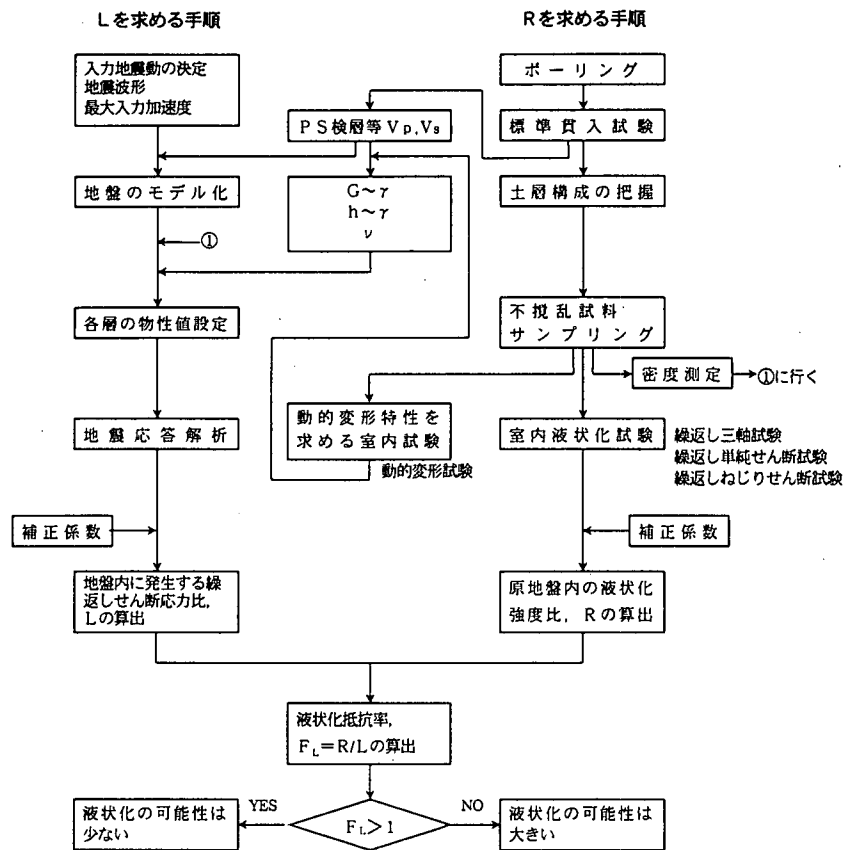


図-3.4.14 詳細な予測の手順（全応力解析法）

一方、有効応力解析法は、土の液状化モデルを作成し、地震時における間隙水圧の発生、消散を時々刻々計算し、有効応力の変化に応じて応力～ひずみ関係を変化させて地震応答解析を行うものである。有効応力解析法による詳細な予測の手順を図-3.4.15 に示す。

この方法は、理論的にも優れ、最近は以下のような条件の場合に用いられる。

- i) 複雑な地層からなり、砂質土層で発生した過剰間隙水圧が構造物に与える影響を検討する場合
- ii) 液状化対象層の上部に透水性の高い砂礫層などがあり、過剰間隙水圧の消散が考慮できる場合
- iii) 間隙水圧の消散による液状化対策工法の効果を判定する場合。

iv) 液状化時の応答加速度，変位などが必要な場合

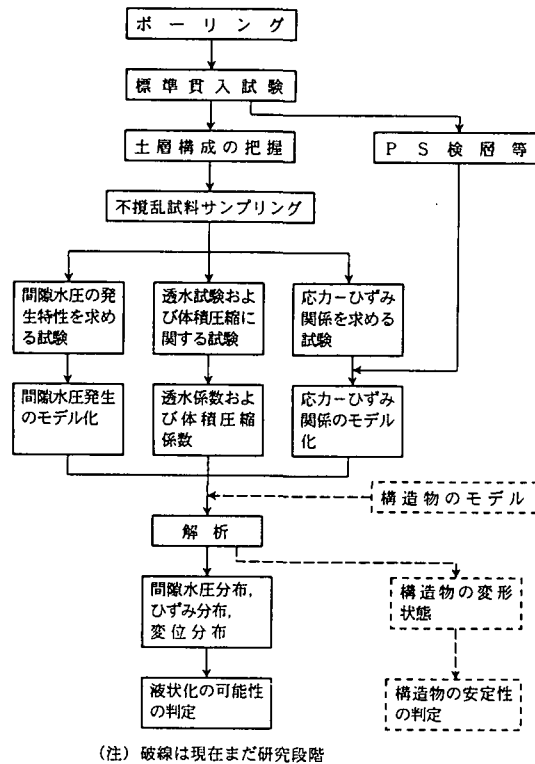


図-3.4.15 有効応力解析法による詳細な予測の手順²⁶⁾

3.4.5 液状化が構造物に及ぼす影響

(1) 土質定数の低減

地盤が液状化すると，土の強度及び支持力が低下する．基礎杭等のように横方向の地盤反力を期待する基礎構造物は，地盤反力の低下によって杭体に大きな応力が発生し安定性が損なわれるとともに，杭頭変位も大きくなるので上部構造に悪影響を及ぼす．従って，液状化の可能性のある地盤では，液状化の程度，すなわち，液状化抵抗率 F_L の値に応じて地盤反力係数などの土質定数を低減して設計を行う方法が，表-3.4.5 に示す「道路橋示方書・同解説」（日本道路協会 1996 年）や「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会 1988 年）に取り入れられている．

表-3.4.5 F_L 値に基づく土質定数の低減^{27) 28)}

(a) 道路橋示方書・同解説(1996 年)

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

(b) 建築基礎構造設計指針(1988年)

液状化発生に対する安全率 F_L の範囲	地表面からの深さ z (m)	水平地盤反力係数に乘じる低減係数 r_k			
		$N_a \leq 8$	$8 < N_a \leq 14$	$14 < N_a \leq 20$	$20 < N_a$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

また、「道路橋示方書・同解説」(日本道路協会 1996年)では、表-3.4.5に基づいて地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を低減させる。

(2) 液状化に伴う流動力

液状化に伴う流動化及び流動力については、十分解明されているとは言えないが、流動化を考慮するときの条件と流動化発生時の流動力の考え方を示す一例として「道路橋示方書・同解説」を以下に紹介する。

次に示す2条件のいずれにも該当する地盤は、流動化が生じる可能性がある。

- i) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との標高差が5m以上ある護岸によって形成された水際線から100m以内の範囲にある地盤。
- ii) 液状化すると判定される層厚5m以上の砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤。

また、上記より流動化が生じる可能性があるると判定された場合には、流動化の影響を考慮して構造物の基礎に図-3.4.16に示すような流動力(水平力)を与える。このときの流動力は、次式から算定する。

$$q_{NL} = C_s C_{NL} K_p \gamma_{NL} \chi \quad (0 \leq \chi \leq H_{NL})$$

$$q_L = C_s C_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (\chi - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < \chi \leq H_{NL} + H_L)$$

ここに、 q_{NL} : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ χ (m) の位置の単位面積当たりの流動力 (t f/m²)

q_L : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ χ (m) の位置の単位面積当たりの流動力 (t f/m²)

C_s : 水際線からの距離 S (m) による補正係数

$$S \leq 50 \text{ のとき } C_s = 1.0$$

$$50 < S \leq 100 \text{ のとき } C_s = 0.5$$

$$100 < S \text{ のとき } C_s = 0$$

C_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数

$$\text{液状化指数 } P_L \text{ に応じて設定する。 } P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) (10 - 0.5 \chi) d\chi$$

$$P_L \leq 5 \text{ のとき } C_{NL} = 0$$

$$5 < P_L \leq 20 \text{ のとき } C_{NL} = (0.2 P_L - 1) / 3$$

$$P_L > 20 \text{ のとき } C_{NL} = 1$$

C_L : 液状化層中の流動力の補正係数 $C_L = 0.3$

- K_p : 受働土圧係数 (常時)
- γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 ($t f/m^3$)
- γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 ($t f/m^3$)
- χ : 地表面からの深さ (m)
- H_{NL} : 非液状化層厚 (m)
- H_L : 液状化層厚 (m)
- F_L : 液状化抵抗率. $F_L \geq 1$ の場合には $F_L = 1$

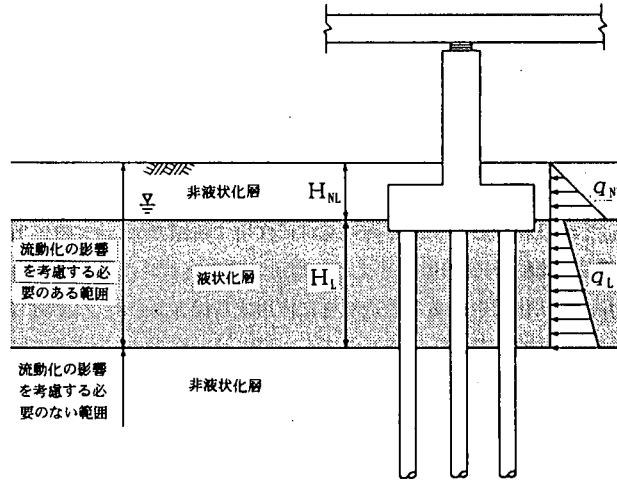


図-3.4.16 道路橋示方書における流動の考え方²⁹⁾

3.4.6 液状化予測のための地質調査・試験

(1)地質調査・試験

(a)概略な予測のための調査

資料調査により、液状化・流動化を概略予測・検討するために必要な調査箇所の地形、地質及び液状化・流動化履歴などに関係する資料を収集する。

資料の種類、情報内容及び入手方法などを表-3.4.6 に示す。なお、資料調査の詳細については、地盤調査法（地盤工学会）が参考になる。

(b)簡易な予測及び詳細な予測のための調査・試験

液状化・流動化予測に必要な地質調査・試験項目を表-3.4.7 に示す。

①原位置試験

ボーリング、標準貫入試験、PS検層、密度検層、常時微動測定、不攪乱試料採取の調査方法の詳細については、地盤調査法（地盤工学会）に示されている。ここでは、調査にあたっての主な留意点を記載する。

i) ボーリングは、構造物予定箇所及び資料調査に基づく地形・地質から、液状化・流動化が問題となるような位置を選定して実施する。液状化が発生しやすい地盤及び地震動の大略の条件を表-3.4.8 に示す。

表-3.4.6 資料の種類，情報内容及び発行保有機関・入手方法

項目	種類	情報内容	発行保有機関・入手方法
液状化履歴	日本の地盤液状化履歴図	液状化地点，範囲	若松加寿江著・東海大学出版会
地震活動	日本の活断層	活断層の位置	活断層研究会編・東京大学出版会
地形	地形分類図	地形分類	国土庁
	土地条件図	地形分類，表層地質	建設省国土地理院 日本地図センター
	地形図	地形，地質	建設省国土地理院 全国の大きな書店
地質	地盤図	ボーリング柱状図，地層断面図	建設省，都道府県など 地盤調査法P626，626参照（地盤工学会）
	地質図	地質分布	工業技術院地質調査所・（社）東京地学協会地学文献センター 都道府県・内外地図（株）

ii) P S 検層による S 波速度 V_s ，P 波速度 V_p の測定値は，N 値との相関性などを用いて妥当性をチェックすると良い。また， V_p 値は沖積層などの軟弱地盤では地下水位以浅では小さいが，地下水位以深では $V_s=1,500$ m/sec（水の速度）前後となるので検層孔の地下水位深度との関係もチェックしておく。初期せん断弾性係数 G_0 は，室内土質試験からも求めることができるが，試料の乱れの影響が含まれているため，通常は P S 検層から求めた値を用いることが多い。また，動的ポアソン比 ν も P S 検層から求めたものを用いることが多い。

②室内試験

動的試験方法の種類を図-3.4.17 に，試験から得られる動的定数とひずみの範囲を表-3.4.9 に示す。物理試験，繰返し非排水三軸試験，繰返し中空ねじりせん断試験及び繰返し単純せん断試験の方法については，土質試験の方法と解説（土質工学会）に示されている。

表-3.4.7 液状化予測のための地質調査・試験項目

種別	調査試験項目		調査試験から 求まる定数等	液状化予測 (流動化も含む)	
				簡易法	詳細法 有効応力 動的解析 法
原位 位置 試験	ボーリング調査 (地下水位測定も含む)		地層構成 地下水位	○	○
	標準貫入試験		N 値	○	○
	物理 検層	PS検層	P波速度 V_p S波速度 V_s ポアソン比 ν		○
		密度検層	密度(ρ)		△
	常時微動測定		地盤の卓越周期 T_G 周波数特性		△
	不攪乱試料採取		室内動的試験・湿潤密度試験に使用	△	○
室内 試験	湿潤密度試験		密度(ρ_t)	△	○
	粒度試験		平均粒径 D_{50} 細粒分含有率 F_c 10%粒径 D_{10}	○	○
	液性・塑性限界試験		塑性指数 I_P	○	○
	動的強度試験 (液状化試験)	繰返し非排水三軸試験, 繰返し中空ねじりせん断試験, 繰返し単純せん断試験	繰返し応力振幅比 ($\sigma_d/2\sigma'_c$) 繰返し載荷回数(N_c) 液状化強度比 R_L	△	○
	動的変形試験	繰返し非排水三軸試験, 繰返し中空ねじりせん断試験, 繰返し単純せん断試験	せん断弾性係数 G 減衰定数 h $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線 $h \sim \gamma$ 曲線		○

○：実施すべき項目 △：必要に応じて実施する項目

表-3.4.8 液状化が発生しやすい条件

項目	発生しやすい条件
地盤の条件	地下水位が浅い
	緩い砂質土が地下水以深に存在する
地震動の条件	地震動が大きい(100gal程度以上)

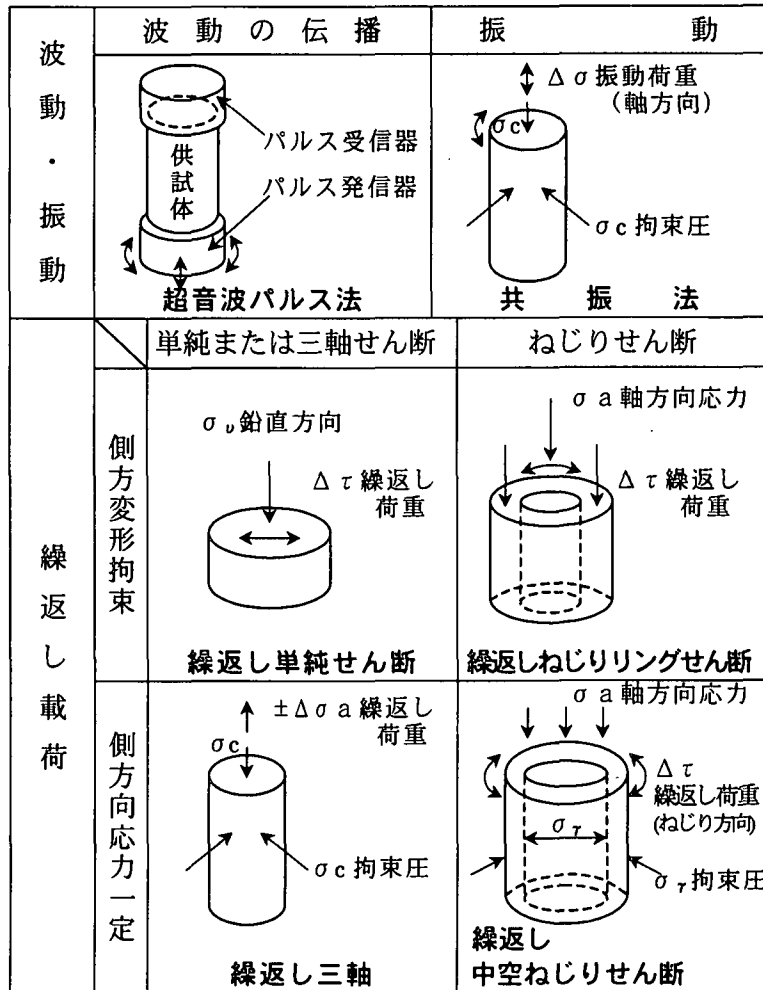


図-3.4.17 動的試験方法の種類³⁰⁾

表-3.4.9 動的試験方法と求まる地盤情報^{31) 32) 33) 34)}

分類	試験法	試験法と求まる動的定数 (○: 直接, □: 間接的)			土の動的強度	ひずみの大きさ					
		せん断弾性係数 G	減衰定数 h	ポアソン比 ν		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
現象						波動, 振動	き裂, 不等沈下	スベリ, 締固め, 液状化			
力学的特性						弾性	弾塑性	破壊			
						繰返し効果, 速度効果					
波動理論に基づく試験	超音波パルス試験	○		□							
振動理論に基づく試験	共振法試験	○	○	□							
繰返し試験	繰返し三軸試験 (非排水, 動的)	□	○		○						
	繰返し中空ねじりせん断試験	○	○		○						
	繰返し単純せん断試験	○			○						

(2)地質調査・試験計画事例

液状化試験と地震応答解析とを用いて、詳細予測を行う場合の地質調査・試験項目及び実施数量の考え方を図-3.4.18に示す。

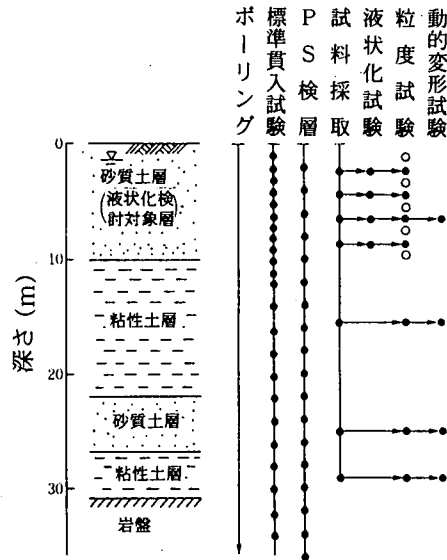


図-3.4.18 詳細な予測を行う場合の地質調査・試験項目及び実施数量の考え方³⁵⁾

地震応答解析を行うためには、工学的基盤の深さまでの地層構成と動的変形特性の把握が必要であり、この深さまでのボーリング、標準貫入試験、P S 検層を行わなければならない。また、各層の代表的な深さから不攪乱試料を採取し、室内動的変形試験（繰返し三軸試験装置または繰返し中空ねじりせん断試験装置を用いる）を行うことが望ましい。一方、液状化検討が必要と考えられる表層の緩い砂質土層に対しては、室内液状化試験（繰返し非排水三軸試験または繰返し中空ねじりせん断試験など）を行う必要がある。

3.5 土構造物の振動

1995年の兵庫県南部地震以後、特にレベル2地震動を念頭として各種土木構造物の耐震設計基準が改訂されている。平成9年8月28日の運輸省港湾局の通達³⁶⁾により、土構造物の一つである岸壁・護岸の地震時安定性評価について、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹¹⁾が一部暫定改訂された(以後、「改訂港湾基準」と称する)。

ここでは、トピックスとして、当該基準の改訂内容について紹介する。紹介する内容は、従来基準では取扱われていなかったレベル2地震動に対する規定で、耐震強化施設(耐震強化岸壁および防災拠点等として耐震化が必要である護岸)と呼ばれる重要岸壁・護岸を対象とした規定についてである。なお、当該基準の本格改訂は、平成10年度に予定されている。

(1) 設計水平震度

「改訂港湾基準」では、レベル2地震動に対する耐震強化施設の設計水平震度 K_h は、次式により算定するように規定されている。

$$K_h = \frac{\alpha}{g} \quad (\alpha \leq 200\text{Gal})$$

$$K_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (\alpha > 200\text{Gal})$$

(3.5.1)

ここに、 α ：地表面加速度(Gal)

g ：重力加速度(980Gal)

設計対象地震が直下の大地震の場合、式(3.5.1)で求めた値が0.25を下回る時には $K_h=0.25$ とする。設計対象地震が直下の大地震でない場合、式(3.5.1)と次式から求めた値より総合的に判断して K_h を決定する。

$$K_h = \text{地域別震度} \times \text{地盤種別係数} \times \text{重要度係数}(1.5)$$

式(3.5.1)は、野田ら³⁷⁾による提案式であり、重力式岸壁の地震被害事例に基づき、強震観測記録との対応から推定された K_h と α の関係式である。 α は地盤応答計算により算出し、応答計算には土の応力～ひずみ関係を等価線形化した重複反射モデルを使用してよいこととされている。なお、地盤応答計算に用いる入力地震動(レベル2地震動)の設定に関しては、運輸省港湾局の通達³⁶⁾を参照されたい。岸壁・護岸の安定は、従来基準どおり、(3.5.1)式より求められた K_h を用い、転倒、滑動および支持力について照査を行えばよい。

(2) 変形照査

「改訂港湾基準」では、レベル2地震動に対し、耐震強化施設は初期の機能を保持することを目標とする観点から、有効応力解析をはじめとする信頼性の高い動的解析法または模型振動実験により、変形照査を行うこととされている。地震後の施設の暫定利用を可能とする変位の目安については、表-3.5.1、表-3.5.2のように整理されている。

表-3.5.1 供用の観点からの変形量の目安³⁶⁾

被災変形量：最大はらみ出し量または最大エプロン沈下量(cm)				
岸壁水深 供用可能 供用制限	重力式係船岸		矢板式係船岸	
	-7.5m 以上	-7.5m 未満	-7.5m 以上	-7.5m 未満
	30	20	30	20
100	50	50	30	

表-3.5.2 機能上の観点からの変形量の目安³⁶⁾

構造物本体	エプロン全体の沈下量	20~30cm
	傾斜	3~5度
	法線の出入り	20~30cm
エプロン	沈下 エプロン上の段差	3~10cm
	エプロンと背後地の段差	30~70cm
	傾斜 順勾配	3~5%

参考文献

- 1) 社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，pp.43~48，平成8年12月。
- 2) Bolt, B.A. : Nuclear Explosions and Earthquakes, Freeman and Company, 1976.
- 3) 例えば，田治見 宏：建築振動学，pp.114~119，昭和56年7月。
- 4) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)―広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性―，土木研究所報告，第153号，pp.57~121，1980年3月。
- 5) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, Mar., 1978.
- 6) 岩崎敏男，龍岡文夫，高木義和：Hysteretic Damping of Sands under Cyclic Loading and its Relation to Shear Modulus, Soils and Foundations, Vol.18, No.2, June, 1978.
- 7) 岩崎敏男，龍岡文夫，横田耕一郎：不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果，第12回土質工学研究発表会講演概要集，pp.433~437，1977年。
- 8) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一，龍岡文夫：粘性土の動的変形特性に関する実験，第14回土質工学研究発表会講演概要集，pp.629~P.633，1979年。
- 9) 岩崎敏男，常田賢一，吉田精一，龍岡文夫：沖積粘性土の動的変形・強度特性について，第15回土質工学研究発表会講演概要集，pp.625~629，1980年。
- 10) 例えば，(社)土木学会：地震動・動的物性，動的解析と耐震設計，第1巻，pp.84~113，1995年7月。
- 11) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成元年6月。
- 12) Pyke, R. : Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, Jour. of the GE Div., Proc. of ASCE, Vol.105, No. GT6, pp.715~726, June, 1979.
- 13) 龍岡文夫，福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力~歪関係のモデル化について，生産研究，1978年9月。

- 14) Hardin, B. O. and V. P. Drnevich : Shear modulus and damping in soils, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 603~624, 1972.
- 15) 国生剛治, 桜井彰雄 : Modified Hardin-Drnevich モデルについて, 土木学会第 33 回 年次学術講演会概要集, 1978 年.
- 16) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, pp. 13, 1988.
- 17) 吉嶺充俊 : 単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究, 東京大学博士論文, 1996.
- 18) 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会 : 地震時の地盤・土構造物の流動化と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, No. 109, pp. 4, 1998.
- 19) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, pp. 30, 1988.
- 20) 浜田政則・安田進・磯山龍二・恵本克俊 : 液状化による地盤の永久変位と地盤被害に関する研究, 土木学会論文集, pp. 221~229, 1986.
- 21) 芳原一也 : 1964. 6. 16 新潟地震による液状化マップの作成
- 22) 龍岡文夫, 越智健三, 藤井信二 : Effect of Sample Preparation Method on Cyclic Undrained Strength of Sand in Triaxial and Torsion Shear Tests, Bulletin of ERS, No. 17, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, pp. 29~61, 1984.
- 23) 石原研而・岩本相一・安田進・高津浩明 : Liquefaction of Anisotropically Consolidated Sand, Proc. of the 9th Int. Conf. on S.M.F.E, pp. 11~15, 1977.
- 24) 池田俊雄 : わかりやすい地盤地質学, 鹿島出版会, 1986.
- 25) 松尾修 : 液状化の判定法と耐震設計, 基礎工, Vol. 25, No. 3, pp. 34~39, 1997.
- 26) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, pp. 129, 1988.
- 27) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp. 96, 1996.
- 28) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, pp. 168, 1988.
- 29) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp. 87, 1996.
- 30) 酒井運雄 : 耐震地盤調査の計画と管理, 鹿島出版会, pp. 51, 1985.
- 31) 石原研而 : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp. 4~5, 1976.
- 32) 足立紀尚, 龍岡文夫 : 新体系土木工学 18 土質力学 (Ⅲ), pp. 204~205, 1981.
- 33) 龍岡文夫 : 動的室内試験, 地質と調査 第 2 号, 土木春秋社, pp. 11~18, 1980.
- 34) 建設省土木研究所 : 新耐震設計法 (案), pp. 91~93, 1977.
- 35) 安田進 : 液状化の調査から対策工まで, pp. 124, 1988.
- 36) 運輸省港湾局 : 港湾の施設の耐震設計に係る当面の措置 (その 2), 通達, 平成 9 年 8 月 28 日.
- 37) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹 : 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 4 号, pp. 67~111, 1975 年 12 月.
- 38) 土岐憲三 : 構造物の耐震解析, 新体系土木工学 11, 土木学会編, 1985 年 6 月.
- 39) 足立紀尚, 龍岡文夫 : 土の力学Ⅲ, 圧密・せん断・動的解析, 新体系土木工学 18, 土木学会編, 1981 年 8 月.
- 40) 小坪清真 : 土木振動学, 1981 年 9 月.