

5 章 地盤の評価および挙動の算定

5.1 一般

- (1) 建造物の耐震設計にあたっては「2章 設計地震動」に規定する設計地震動を用いて、表層地盤の応答を考慮し、建造物の応答を求める。
- (2) 表層地盤の応答を算定するにあたっては、「5.2 耐震設計のための地盤の調査」に示す調査を行ってその土質諸定数を把握するものとする。
- (3) ごく軟弱な粘土質土層とシルト質土層に生じる地震時の強度低下および飽和砂質土層に生じる液状化やそれに伴う地盤流動の可能性のある場合には、それらの地盤の地震時安定性を評価し、その影響を耐震設計に考慮する。

【解説】

(1)について

既往の震災事例および解析事例によれば、表層地盤が建造物の被災に及ぼす影響の大きいことが判明している。そこで、本ガイドラインにおいては表層地盤の影響を評価するため、土質調査に基づいてその土質諸定数を決定し、「2章 設計地震動」に規定する設計地震動を用いて地盤の応答を算定し、その結果得られる地震動時刻歴ないしは応答スペクトルに基づいて耐震設計を行う方法を標準としている。したがって、建造物の耐震設計にあたっては、地盤の振動性状を精度よく把握する必要がある。

(2)について

表層地盤において地震時に注意する主な事項は、ごく軟弱な粘性土層およびシルト質土層に生じる強度低下と、飽和砂質土層に生じる液状化およびこれに伴う地盤流動である。

このため、これらの地盤の地震時安定性を評価し、その影響を耐震設計に考慮することとした。それらの影響の評価法は「5.4 地震時における地盤の剛性低下」に規定する。

一方、耐震設計上重要な地盤の要因として地形の影響がある。これは地表面が崖地形である場合や地表は水平に近くても、耐震設計上の基盤が大きく傾斜している地盤等では地震動がこれらの地形の影響を受ける。これらの地盤は不整形地盤と呼ばれるが、この影響を評価する方法を「5.8.4 不整形地盤における応答解析法」に規定した。

5.2 耐震設計のための地盤の調査

耐震設計にあたっては、次の各項を設定するために必要な地盤調査を実施するものとする。

- (1)工学的基盤面の設定
- (2)液状化および液状化に伴う地盤流動の判定
- (3)地盤の動的解析を行う場合のパラメータの設定

【解説】

耐震設計のための地盤の調査は、工学的基盤面の設定、液状化・地盤流動の判定、地盤の動的解析を行う場合のパラメータの設定、地盤モデル作成などの表層地盤の評価および挙動の判定に必要な地盤特性を明らかにするために行う。

耐震設計のための地盤の調査においては、「1.8 耐震構造計画」での事項、設計対象建造物の種類と規模、地盤等の条件を考慮し、上記の調査の目的に合致した調査計画と調査項目・内容を設定する。地盤調査の項目および内容は、[解説表 5.2.1](#) に例示するように以下のものがあげられる。

- 1)資料調査

既往地震による周辺での災害記録，土の動的特性

2)現地調査および原位置試験

地形・地質踏査，ボーリング，地下水位測定，標準貫入試験，原位置強度試験

PS 検層（速度検層），乱さない試料採取（粘性土，砂質土）

3)室内土質試験

粒度試験，単位体積重量試験，一軸圧縮試験（粘性土の強度），

繰返し三軸試験（砂質土の液状化），動的変形特性試験

なお，これらの調査方法については，「地盤工学会：土質調査法」，「地盤工学会：土質試験法」に準じるものとする．

解説表 5.2-1 耐震設計のための地盤調査の目的と調査項目の関連の例

調査項目	調査内容	調査の主な目的			
		耐震設計上の 基盤面と地盤 面の設定	液状化・側方 流動の判定， 軟弱粘性土の 判定	耐震設計上の 地盤種別の設 定	地盤の動的解 析を行う際の パラメータの 設定
資料調査	地震被害記録		○		
	土の動的特性	○			
現地調査 原位置試験	地形・地質踏査	○	○	○	○
	ボーリング	○	○	○	○
	地下水位測定	○	○	○	○
	標準貫入試験	○	○	○	○
	PS 検層	△		△	○
	弾性波探査	△		△	△
	原位置強度試験	△	△	△	△
	乱さない試料採取	△	△	△	△
室内土質 試験	粒度試験	△	○	△	○
	土の湿潤密度試験	△	△	△	△
	土の一軸圧縮試験	△	△	△	△
	土の繰返し非排水 三軸試験		△		△
	土の動的変形特性 を求めるための繰 返し三軸試験				△

○：行うことが原則 △：状況により必要

出典：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計

以下には主要な調査内容について解説する．

地層構成と各層のせん断弾性波速度

検討地点での地層構成と各地層のせん断弾性波速度は，耐震設計を行う際に最も重要な地盤特性である．これらをもとに，工学的基盤面の設定，表層地盤のモデル化がなされ，地盤の動的解析を実施する場合のモデルが設定される．

地盤を構成する各地層のせん断弾性波速度は，簡便的には N 値からの算出式から求めることができるが，N 値とせん断弾性波速度との関係には，ばらつきがあることを認識しておく必要がある．そのため，PS 検層等によって実測するのがよい．特に，軟弱な地層が厚く堆積していたり液状化する可能性のある地盤，地層が互層状で土性の変化の著しい地層構成の地盤などについては実測することを原

則とする。

また、表層地盤は、対象地点でのある程度の広がりをもっていることを想定しており、平面的な表層地盤の変化が著しい場合や基盤の深度が隣接する地点で大きく異なる場合などは、地形や基盤の変化や不整形性に留意する必要がある。

地震時における地盤の剛性低下を考慮する地盤

地震時における地盤の剛性低下を考慮する地盤や液状化の判定を行う必要のある地盤の選択には、原位置試験や採取試料による室内土質試験が必要である。軟弱な粘性土層およびシルト質粘土については、乱さない試料により一軸圧縮試験を行うか、ベーン試験等の原位置試験を行い、剛性低下を考慮して土質定数を低減する土層か否かを定める。

液状化・側方流動の判定

地下水位の高い地層については、粒度試験による求まる平均粒径や細粒分含有率などから液状化の判定の必要がある地層か否かを判定する。地下水位が 10m 以浅で、深度 20m 以内に分布する砂質土層および砂礫層が主な対象となる。なお、液状化の判定には、周辺での既往地震による被害に関する資料等を収集し、その内容も参考にすることが望ましい。また、側方流動の判定には、護岸からの距離や地表面勾配等の現地の状況を把握する必要がある。

液状化の判定には地盤の液状化強度を求める必要があり、簡便的な方法では N 値や粒度分布が用いられる。精度のよい判定を行うためには、乱さない試料による繰返し三軸試験を行うことがよいが、試料が乱されることのないように採取方法や試料の移動、供試体の取り扱いには十分な注意を要する。

地盤の動的解析を行うためのパラメータの設定

地盤の動的解析を行う場合には、地盤材料の動的な変形特性を求めることが必要である。せん断弾性係数 G や減衰定数 h 、 G や h のひずみ依存性等に関する非線形特性が基本的な特性として必要である。これらの動的特性は、PS 検層や乱さない試料による繰返しせん断試験等を実施して適切に定めることを原則とするが、 N 値や粒度分布といった土質諸定数との関連式も提案されており、適用性や解析条件に応じて使用できる。動的解析の手法によっては、種々のパラメータが用いられているので、選択した解析手法とその精度および解析目的をよく理解し、それらに適した試験を行うことが必要である。

5.3 地盤の動的変形特性

地盤の動的応答解析に用いる地盤材料の動的変形特性は、当該地盤材料の実験データに基づいて、地震時のひずみレベルに応じて適切にモデル化する

【解説】

地盤のモデル化の方法およびモデルに必要な諸定数は解析手法により異なるため、解析手法に適した地盤調査および土質試験を実施して地盤モデルに用いる物性値を決定する必要がある。

(1) 土の非線形特性のモデル化

地盤応答解析においては、動的変形特性（せん断弾性係数 G 、減衰定数 h のひずみ依存性）が解析結果に大きな影響を与える。一般に、動的変形特性は $G/G_0 -$ 、 $h -$ 関係として整理される。動的変形特性に影響を与える因子として、密度、飽和度、土粒子構造等の地盤自身の特性、有効拘束圧、作用せん断力、過去の応力履歴等の静的外力特性、動的ひずみ振幅、動的繰返し回数等の動的外力特性が挙げられるが、特に拘束圧依存性が重要であるため、初期の有効拘束圧に基づいて動的変形特性を設定する必要がある。土木学会第 3 次提言¹⁾ に示されている地盤の応答解析に用いる動的変形特性を設定する場合の留意点を以下に列挙する。

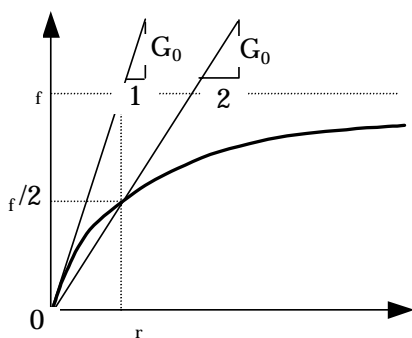
- 初期弾性係数 G_0 は PS 検層を用いて設定することが望ましい。PS 検層としてダウンホール法

とサスペンション法が多く用いられているが、ダウンホール法が平均的な速度構造を示すのに対して、サスペンション法は局所的な構造を計測している。それぞれの特徴を良く理解しておく必要がある。N 値から V_s を推定する経験式は精度が落ちる。凍結サンプリング以外の試料の室内試験から G_0 を求めることは実用的ではない。

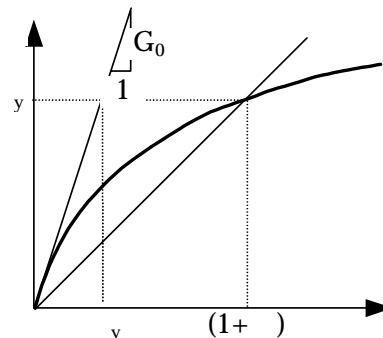
- 現在の動的変形特性試験は非排水条件で行われているが、過去には排水条件で実験が行われており、最大減衰比が 40% 程度を示すものもあり、既往の実験結果を用いる場合には注意が必要である。
- 詳細検討を行う場合には当該地盤の試料を用いた実験に基づいて動的変形特性を設定することが望ましい。ただし、動的変形特性試験では定常化した履歴曲線より $G - h$ 関係が求められているが、応答解析では第 1 サイクル目の挙動が重要であること、実地盤のように異方応力状態では履歴曲線のドリフトが生じること、履歴曲線の形状は減衰比だけで評価されるが大ひずみ領域では逆 S 字型のような複雑な形状となることもあること、現状の動的変形特性試験では最大でも 0.1 ~ 1% 程度のひずみまでしか求めることができないこと等の課題が指摘されている。

等価線形法により応答解析を実施する場合には、 $G/G_0 - h$ 関係をそのまま用いるが、非線形法により応答解析を実施する場合には、 $G/G_0 - h$ 関係をモデル化する必要がある。全応力解析の場合には弾塑性論に基づく構成則は用いず、骨格曲線を直接関数形で表し、履歴曲線にはメーキング則を適用する場合が多い。一般には、[解説図 5.3-1](#) に示す双曲線モデル (修正ハーディン・ドルネビッチモデル [H-D モデル])^{2),3)} とランベルグ・オスグッドモデル [R-O モデル]⁴⁾ が用いられている。これらのモデル以外にも多くの詳細な構成則が提案されている^{5),6),7)}。

	双曲線モデル	ランベルグ・オスグッドモデル
骨格曲線	$\tau = \frac{G_0 \cdot \gamma}{1 + G_0 \cdot \gamma / \tau_f}$	$\tau = G_0 \cdot \gamma - \alpha \frac{\tau^r}{(G_0 \cdot \gamma)^{r-1}}$:定数(>0), r:定数(1)
減衰定数	$h = \frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{\gamma_r}{\gamma} \right) \left[1 - \frac{\gamma_r}{\gamma} \cdot \ln \left(1 + \frac{\gamma_r}{\gamma} \right) \right] - \frac{2}{\pi}$	$h = \frac{2}{\pi} \frac{r-1}{r+1} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \cdot \alpha$
$\frac{G}{G_0}$	$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma / \gamma_r}$	$\left(\frac{G}{G_0} \right)_{\tau=\tau_a} = \frac{1}{1 + \alpha (\tau_a / \tau_y)^{r-1}}$



[双曲線モデル]



[ランベルグ・オスグッドモデル]

[解説図 5.3-1](#) 双曲線モデルとランベルグ・オスグッドモデル

(2) 土層分割

ばね - 質点系モデルを用いて解析を行う場合、離散化に伴い地震動の高振動数成分がカットされる。また、重複反射理論に基づく応答解析を行う際に、均一な土層が厚く堆積している場合にも、せん断ひずみが深度方向に連続していること、動的変形特性が拘束圧に依存していることから、土の非線形性を精度良く評価するために、均一な土層を細分化する必要がある。土層分割が解析結果に影響を及ぼすことが指摘されている⁸⁾。土層分割の目安と留意点を以下に示す。

- 地表から深さ 10m の範囲では、細分割後の層厚を 2m 以内、それ以深では層厚を 2.5m 程度とすることが望ましい⁹⁾。
- 軟弱層の中に 1~2m 程度の硬質層がある場合については、そのモデル化は無視しても良いが、硬質層に 1~2m 程度の軟弱層がある場合、無視することができない。

(3) 地震波の入力方法

地盤の動的解析を行う場合の地震動の入力面は、設計地震動が定義された基盤の条件を考慮して決定する必要がある。理論的には $V_s=3.0\text{km/s}$ 程度の岩盤を地震基盤面として設定されるが、実用的には $V_s=700\text{m/s}$ 程度、さらには $V_s=300\text{m/s}$ の工学的基盤面において設定される場合が多い¹⁰⁾。解析の面からはインピーダンス比が大きく、非線形挙動を示さない地層を地震入力基盤とする必要がある。また、一般的に設計地震動は表層の影響を含まない解放基盤面における地震波として規定される。したがって、地盤の応答解析を行うには、設計地震動を $2E$ (E : 入射波) として解析モデルに入力する必要がある。解析モデルの下端に粘性境界を設けること等によって基盤面での逸散減衰を考慮するのがよい。

参考文献

- 1) 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法等に関する第 3 次提言と解説，土木学会，pp.5.2-5.6，2000。
- 2) Kondner, R. L. : Hyperbolic Stress-strain Response , Cohesive Soils , Proc. ASCE , SM1 , pp.115-153 , 1963.
- 3) 国生剛治，桜井彰雄：MODIFIED HARDIN-DRNEVICH モデルについて，土木学会第 33 回年次学術講演会講演概要集，第 部門，pp.1181-1184,1979.
- 4) Jennings, P. C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE , EM2 , pp.131-163 , 1964
- 5) 西村昭彦，室野剛隆：GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証，第 25 回地震工学研究発表会，1999.
- 6) Wakai, A., Ugai, K., Li, Q., Matsuo, O. and Shimazu, T. : Dynamic elasto-plastic analysis of the sliding displacement during earthquake ,Proc. Int. Sym. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics , pp.635-640, 1997.
- 7) 吉田望，規矩大義，末富岩雄，酒井辰史：レベル 2 地震動に対する地盤の地震応答解析に関する検討，第 10 回地震工学シンポジウム，pp.805-810，1999.
- 8) 薄井治利，風間基樹，稲富隆昌：初期せん断剛性の拘束圧依存性が等価線形地震応答解析結果に及ぼす影響について，土質工学会，地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集，pp.219-224，1989.
- 9) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），pp.102,1997.
- 10) 日本建築学会：地震荷重 その現状と将来の展望，丸善，pp.438,1987.

5.4 地震時における地盤の剛性低下

(1) 液状化する地盤

「5.5 砂質地盤の液状化の判定」により液状化すると判定された土層は、液状化の程度に応じて土質定数を補正するものとする。

(2) 軟弱粘性土

現地盤面近傍にある粘性土層であって、一軸圧縮試験または原位置試験より推定される強度が低い極めて軟弱な土層の強度および変形係数は考慮しないものとする。

(3) (1)または(2)に該当する土層は、それより下方の土層に対して上載荷重として働くものとする。

【解説】

(1)について

液状化すると判定された土層は、液状化の程度に応じて、土質定数を低減させる。この場合の土質定数とは、地盤の変形係数、地盤反力係数、地盤反力度の上限値および杭の周面支持力度であり、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に低減係数 (D_E) を乗じて求めるものとする。なお、強度は低減させることによって明らかに安全側の設計条件となるが、変形係数の低減は危険側の設定となる場合があり（応答変位法における地盤バネの影響等）、 F_L が小さく液状化の程度が激しい方が構造物にとって有利になる場合が生じる。例えば、応答変位法において地盤バネを設定する際、地盤バネを低減すればするほど地盤から構造物に作用する荷重は減少することになる。これに対しては、過度に危険側の設定とならないよう十分に注意する必要がある。また、設計上の考え方について、今後さらに検討していく必要がある。

低減係数 (D_E) としては、液状化抵抗率 (F_L) と D_E の関係として解説表 5.4-1¹⁾ や解説図 5.4-1²⁾ が提案されており、これらを参考に適切に定める。有効応力解析による液状化判定を行う場合には、解析結果より得られる地盤のせん断弾性係数の低下程度に応じて上記の土質定数を低減する。ただし、液状化が生じるような土層における有効応力解析結果の応力-ひずみ関係は一般に不安定なループとなるため、低下したせん断弾性係数を一義的に設定することは難しい。このような場合の低減係数の設定方法や、上記の F_L による低減係数と乖離が生じた場合の考え方についても今後検討していく必要がある。

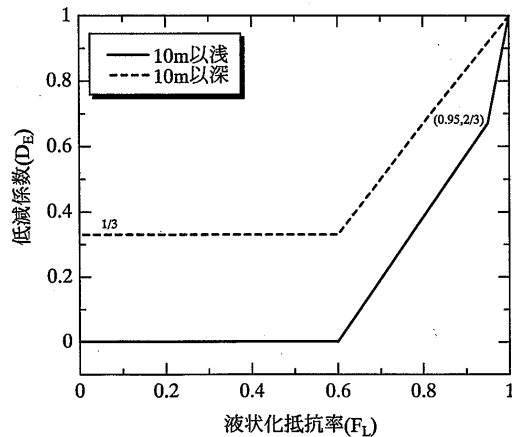
(2)について

極めて軟弱な粘性土層およびシルト質土層は、その強度および支持力を期待できないので、その土質定数を耐震設計上 0 として取り扱うものとした。この取り扱いを適用する際の現地盤面からの深さ、および一軸圧縮試験や原位置試験から推定される一軸強度については、既存の指針では以下のような限界値が設けられている。これらを参考に適切に定める。

- 現地盤面からの深さ：3m
- 一軸圧縮強度：20kN/m² (0.2kgf/cm²)

解説表 5.4-1 液状化による土質定数の低減係数 D_E ¹⁾

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



解説図 5.4-1 液状化による土質定数の低減 D_E ²⁾

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1997.
- 2) (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，丸善，1999.

5.5 砂質地盤の液状化の判定

5.5.1 液状化の判定を行う必要のある土層

対象とする構造物と地盤の特性や想定する地震動の特性に応じて、液状化判定の対象土層とすることがどうかの判断を、下記の様な項目を考慮して行う。

- (1)地下水位の深さ
- (2)対象土層の深さ
- (3)対象土層の密度
- (4)粒度特性（平均粒径 D_{50} ，10%粒径 D_{10} ，均等係数 U_c ，細粒分含有率 F_c ，粘土分含有率 P_c ，れき分含有率 G_c 等）
- (5)細粒分の特性（塑性指数 I_p ，液性限界 w_L 等）
- (6)堆積年代

【解説】

兵庫県南部地震以降に定められた設計指針等^{1),2)}では液状化の判定を行う必要のある土層は、以下の全てに該当する飽和砂質土層とされている。

- (1)地下水位面が現地盤面から 10m 以内
- (2)現地盤面から 20m 以内の範囲にある土層
- (3)平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ 10%粒径 D_{10} が 1mm 以下の土層
- (4)細粒分含有率が 35%以下の地盤、または F_c が 30%を越えても粘土分含有率 P_c が 15%以下（指針によっては塑性指数 I_p が 15 以下）の土層

釧路沖地震(1993)から兵庫県南部地震(1995)の間のいくつかの大地震において、従来の設計地震力よりもはるかに大きな地震力による甚大な液状化被害を経験したことにより、近年、液状化判定の対象とする地盤は拡大する傾向にある。

今後は、構造物や地盤の特性（構造物の設置深度，地盤形状等）や地震動の特性（レベル 1，レベ

ル2, 内陸型, プレート境界型等)に応じて対象土層の制限を設けていくことも考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1997.
- 2) (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，丸善，1999.

5.5.2 液状化判定法

「5.5.1 液状化の判定を行う必要のある土層」の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、構造物の建設予定地点における設計地震動の特性、土質の特性等を考慮して液状化判定をする。

なお、液状化の範囲および程度は周辺地盤の状況等から総合的に判断するものとする。

【解説】

液状化の判定方法は、(1)概略判定法、(2)簡易判定法、(3)詳細判定法、(4)実験的判定法の4種類に大別できる。これらの判定法の概要および適用性について解説表 5.5.2-1 に示す。以下、現在各指針において主として取り上げられることが多い液状化抵抗率 F_L による方法(簡易法と詳細法)および有効応力地震応答解析による方法について述べる。

(1) F_L 値による判定方法

1) F_L 値の計算

F_L 値による液状化の判定は、液状化に対する抵抗率 F_L を式(解 5.5.2-1)により算出して行い、通常 F_L が 1.0 以下となった土層については液状化するものとしている。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (\text{解 5.5.2-1})$$

ここに、 F_L ：液状化抵抗率

R ：動的せん断強度比

L ：地盤の地震時せん断応力比

このうち、動的せん断強度比 R については、簡易判定法では粒度ならびに N 値等の一般調査結果から、また詳細判定法では不攪乱試料による液状化試験結果からそれぞれ求める必要がある。なお、液状化対象地盤の拡大により、密な地盤や粒度分布がよい地盤に対して精度の良い液状化強度推定式を構築する必要性が生じているが、これには次のような問題点及び検討課題がある。

細粒分が液状化強度に及ぼす影響

混入する細粒分の性質(粘土分とシルト分の比率、粒子形状、活性度等)と含有率および液状化強度の関係についてはまだ不明な点が多い。また、細粒分含有率が高くなると相対密度が適用範囲外になるため、液状化強度と関連付けるための他の指標が必要となってくる。

礫分が液状化強度に及ぼす影響

礫分含有率および礫の性質と液状化強度の関係について体系的に整理していく必要がある。また、礫質地盤では標準貫入試験による N 値が礫の存在により過大評価されたり、サンプラーに入った試料から原地盤の粒度分布を得ることが困難であることから、試験の精度が悪くなる傾向があり、標準貫入試験以外の指標を用いた液状化強度推定式の可能性についても今後の検討課題であろう。

解説表 5.5.2-1 液状化判定法の種類、概要および適用性

判定法の種類	判定法の細分		判定法の概要	判定法の適用性
概略判定法	微地形分類	----	地形、地質をもとに判定する。	簡易であるが精度は低い。
	液状化履歴	----	過去に液状化した場所は再液状化しやすい。	液状化しないことの判定はできない。
簡易判定法	限界N値	----	地下水位、粒度、N値などをもとにして判定する。	ボーリング調査結果だけで判定できる。港湾の基準のように高度なものもある。
	F L 法	地表面震度から簡易的にせん断応力を推定	簡易的に求められたせん断応力と実験式などにに基づき、N値などから求められた液状化強度を比較する。	指針等に多用される方法。
		応答計算によりせん断応力を推定	最大せん断応力と、実験式などにに基づきN値などにより求められた液状化強度を比較する。	簡易法の最大せん断応力を計算により求めた分精度が高くなっている。
詳細判定法	全応力法	F L 法	最大せん断応力と、液状化強度試験で求められた液状化強度を比較する。	液状化強度も試験値を用いるので精度が高くなる。
		過剰間隙水圧発生予測	せん断応力時刻歴より、過剰間隙水圧の発生量を予測する。	F L 法が最大せん断応力のみに着目しているのに対し、せん断応力の時刻歴も使っているだけ精度は高い。特別な解析コードが必要。
		過剰間隙水圧消散予測	過剰間隙水圧の発生量を入力とし、透水方程式を解いて過剰間隙水圧の消散解析を行う。	グラベルドレーンなど、特殊な場合に用いられる。
	有効応力法	----	有効応力法による地震応答解析を行う。	原理的には数値計算のうちで最も精度が高いが、データの準備、数値計算の両方で最も費用が掛かる。また、結果の判定にも高度な判断力が要求される。
実験的判定法	模型実験	振動台実験	振動台を用いて模型地盤の地盤・構造系の加振実験を行う。	特殊なケースのみに用いられる。相似則に注意を要する。
		遠心力載荷実験	遠心力載荷実験装置を用いて模型地盤や地盤・構造物系の振動実験を行う。	特殊なケースのみに用いられる。相似則が満足される。
	原位置実験	----	原位置で加振実験を行う。	液状化を起こさせることが困難。費用が多く掛かる。

低繰り返し回数における液状化強度

兵庫県南部地震の様な直下型地震では衝撃的な数波の地震波で液状化が生じることから、従来用いられてきた繰り返し回数 20 回における液状化強度だけでなく、少ない繰り返し回数における液状化強度を精度良く推定する必要がある。

埋立地盤の液状化強度

埋立地盤は自然堆積地盤と異なり、分級作用を受けにくく、様々な粒径の材料が混入する場合も多い。また、堆積後の時間経過も少ない。このような特徴を有する埋立地盤と自然堆積地盤である沖積地盤の液状化強度特性の差異についてはまだ明確にされておらず今後の研究課題である。

静止土圧係数 K_0 の評価

洪積地盤や改良地盤では K_0 値が沖積地盤よりも大きいことが指摘されており、この種の地

盤の液状化強度を推定するためには K_0 値を正しく評価する必要がある。一方で、 K_0 が大きいことにより N 値が増大することも考えられるため、 K_0 値と N 値および液状化強度の関係について明確にしていく必要がある。

地震時せん断応力比 L については、地盤の地震応答解析（一般には、一次元重複反射理論による等価線形解析が行われることが多い）結果から求める方法を基本とするが、簡易判定法では、従来より一般的な方法として用いられてきた地表面加速度または地表面での設計水平震度から推定する方法を用いても良い。

2) 簡易判定法

a) 動的せん断強度比 R の計算

液状化強度に関する提案式は数多く提案されている。兵庫県南部地震(1995)以降に定められた F_L 値による液状化の簡易判定法等には、以下の基準・指針がある。

道路橋示方書・同解説 耐震設計編¹⁾

鉄道構造物等耐震設計標準・同解説 耐震設計²⁾

これらの方法においては、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震やプレート境界型の大規模な地震（レベル2地震動）まで考慮した液状化検討するため、それぞれ概略次のような特徴を有したものとなっている。

道路橋示方書・同解説 耐震設計編¹⁾

- レベル2地震動についてのみ液状化判定を行う。
- 凍結サンプリングの試験結果に基づいて砂質土と礫質土に区分して液状化強度推定式を設定している。
- 地震動タイプ(プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ と内陸直下型地震を想定したタイプ)別の補正係数を考慮し、液状化強度比を設定する。なおこの係数は、累積損傷度法に基づいて設定されたものである。

鉄道構造物等耐震設計標準・同解説 耐震設計²⁾

- レベル1地震動、レベル2地震動ごとに液状化判定を行う。
- 液状化強度は、レベル1地震動の検討では繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅5%に対応する強度を簡易推定式によって求めるが、レベル2地震動の検討では不攪乱試料を用いた室内土質試験結果から軸ひずみ両振幅10~15%における動的せん断強度比~繰返し回数の関係から設定する。
- レベル2地震動の検討では、さらに、地盤の応答解析結果から得られる各深さごとの加速度波形を用い、累積損傷度理論を適用して液状化強度比を補正する。

従来の液状化強度推定のための提案式では、通常特定の繰返し回数（通常15回や20回）に対する液状化強度しか求められない。これに対して、液状化解析に用いるには、広い範囲（問題にもよるが、2~30程度の繰返し数）の液状化強度が必要である。この点に関して、道路橋示方書では、前述のように、繰返し回数が少ないと判断される内陸型の直下型地震に対して液状化強度の割り増しを行い、鉄道標準ではレベル2地震動に対して累積損傷度理論により R の補正するといった取り扱いがなされている。

なお、レベル1地震動では液状化せずレベル2地震動で液状化するような密な砂では、一旦過剰間隙水圧が有効拘束圧に達しても、緩い砂のようにせん断抵抗が失われてひずみが急激に増加するような、いわゆる完全液状化は起こらず、正のダイラタンシー(dilatancy: せん断による体積の膨張)の影響により、せん断応力が大きくなるにつれて有効応力が回復してある限られたひずみの範囲でせん断剛性が低下するサイクリックモビリティ(Cyclic Mobility)現象が生じる。したがって、液状化によるせん断強度の完全喪失を恐れる必要はなく、むしろ、Cyclic Mobility により

どの程度のひずみが地盤に引き起こされるのかを評価することが重要となることに留意する必要がある。

b) 地盤の地震時せん断応力比

地中の繰返しせん断応力比 (L_{\max}) は、地盤の地震応答解析 (一般には、一次元重複反射理論による等価線形解析が行われることが多い) 結果から得られる最大せん断応力度の深度分布と各深さの有効上載圧から下式によって求められる。液状化判定には、後述する簡易手法よりもこの方法による L_{\max} を用いることを基本とする。

$$L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma'_v} \quad (\text{解 5.5.2-2})$$

ここで、 τ_{\max} : 各深さの最大せん断応力

σ'_v : 有効上載圧

なお、従来の F_L 法による簡易液状化判定では、水平地盤内の土柱を想定し、地震時の地表面における最大加速度または震度から地中の繰返しせん断応力比 (L_{\max}) を式 (解 5.5.2-3) に代表される簡易的な方法で求めている^{1)~4)}。

$$L_{\max} = r_d \cdot \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \quad (\text{解 5.5.2-3})$$

ここで、 r_d : 地震時せん断応力の深さ方向の低減係数

($r_d = 1.0 - 0.015z$, z : 地表面からの深さ)

α_{\max} : 地表面の最大加速度

g : 重力加速度

σ_v : 全上載圧

σ'_v : 有効上載圧

この方法の妥当性については、新潟地震 (1964) や日本海中部地震 (1983) などの、液状化による被害が大きかった地震に対する液状化事例及び非液状化事例から検証されているが、いずれの事例も震央から遠く、地表面最大加速度 200gal 前後である。この方法は簡易であるが、同一の地盤では、 L_{\max} は地表面最大加速度もしくは震度だけに依存し、これらの変化に比例して全深度の L_{\max} も変化する結果となる。実際には地震時の地中せん断応力は単に地表面最大加速度に依存するわけではなく、入力地震波の卓越周期や、地層構成、地盤剛性および地盤剛性の非線形性等に左右される地盤の固有周期によって変化する。例えば鉄道標準では、レベル2地震動に対して、地震動のスペクトルに応じて r_d を変化させるといった取り扱いがなされている。

この他、より精度良く地中せん断応力を推定する簡易推定法として、現在応答スペクトルを用いる方法⁵⁾や Spectrum Intensity (SI)を指標として用いる方法^{6),7)}が提案されており、今後、より精度の高い推定法の開発を目指すと共に、これらの新しい簡易推定手法の適用性について検討していく必要がある。

3) 詳細判定法

a) 動的せん断強度比 R の計算

F_L による詳細予測法は、検討対象地盤から採取された不攪乱試料による液状化試験結果と地盤の地震応答解析による地中せん断応力から液状化判定を行うもので、サンプリングおよび室内試験の精度と地盤の地震応答解析の精度を向上させれば推定精度は向上することになる。

b) 地盤の地震時せん断応力比

地盤の地震応答解析については、従来より等価線形解析が多く使われてきたが、液状化を生じる可能性のあるような軟弱地盤に対して、レベル2地震動のような強地震動を入力する場合、等価線形解析手法の適用性に問題が生じる場合があり、その場合には次に示す有効応力解析が有用である。

(2)有効応力地震応答解析による方法

近年、有効応力法の開発が進み、構成則等の特徴が異なる様々なプログラムが開発されてきており、液状化発生予測や液状化後の変形予測に多く用いられてきている。しかし、現状では、まだ多くのパラメータを適切に設定する事が難しく、また、プログラムの構成則の違いによって結果が大きく異なる事例もあり、個々のパラメータの感度を把握して使いこなすには熟練が必要であると思われる。

一次元の有効応力解析を用いて液状化の判定を行う場合には、ある層が液状化するとそれより上方の層では応答が極端に低下することで液状化が発生しなくなる現象が生じることがある。これは水平整層を仮定しているためであり、このような仮定の適用が可能かどうか、層の連続性や平面的な広がり等について十分に検討する必要がある。

また、比較的密な層におけるサイクリックモビリティの考慮が困難なプログラムを用いた場合、同様の現実には想定し難い現象が生じることがある。従って、一次元解析で液状化判定を行う際には液状化した層の上の層における液状化判定は慎重に行う必要がある。

さらに、二次元解析、三次元解析を行う場合には、地盤のモデル化や境界条件の設定等の解析条件について、十分に検討した上で解析を行う必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1997.
- 2) (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，丸善，1999.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1960.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988.
- 5) 澤田純男，土岐憲三，中村純二：応答スペクトルを用いた液状化判定法，第23回地震工学研究発表会講演概要集，pp. 675-678，1995.
- 6) 安田進，吉川洋一，牛島和子，石川利明：SI値を用いた液状化予測手法，第28回土質工学研究発表会講演集，pp. 1325-1328，1993.
- 7) 佐藤正行，安田進，吉田望，増田民夫：地盤の地震時せん断応力の簡易推定法，土木学会論文集 N0.610/ -45，pp. 83-96，1998.

5.6 液状化による地盤の安定

「5.5.2 液状化判定法」によって液状化の可能性があると判断された地盤については、液状化の程度、範囲に関して、液状化抵抗率 (F_L) の深さ方向の分布および周辺地盤の状況等から総合的に判断するものとする。

また、浮き上りや沈下といった、液状化による構造物への影響について十分な検討を行うものとする。

【解説】

(1) 液状化の程度を表す指数について

構造物の被害に関する概略検討に用いるため、液状化の程度を表す参考値として液状化指数 P_L ¹⁾ を計算する場合がある。この P_L 値は F_L の深度分布から式 (解 5.6-1) によって算出する。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5z) dz \quad (\text{解5.6-1})$$

ここに、 z ：地表面からの深さ(m)。なお、 $F_L > 1$ の場合は $(1 - F_L) = 0$ とする。

F_L を求めることにより、ある地点で液状化の可能性のある土層を予測することができるが、これだけではその地点における液状化の危険度を評価できない。これには、液状化発生の激しさ、ならびに液状化による構造物の被害の受けやすさの2点をさらに考慮に入れる必要がある。これに対し、特に構造物を規定せず一般的な液状化の危険度を判定しようとする場合には、前述の F_L とここで示した P_L 値から総合的に判断することがよく行われている。式(解 5.6-1)中の $(10 - 0.5z)$ は深さに対する重み関数であり、浅い部分に大きな重みを与えている。したがって、浅い位置の F_L が小さいほど P_L は大きな値となる。これは、浅い部分の液状化が特に被害に大きな影響を与えるであろうし、また、同一の F_L の値が浅い部分と深い部分で求めたにせよ、浅い部分の方が過剰間隙水圧の下方からの浸透によってより液状化しやすいと考えられるためである¹⁾。

このように、一般に大きな P_L 値が得られれば、液状化による構造物(特に地上近くの構造物)の被害も大きくなると考えられる。 P_L 値を計算した場合にその値によってとるべき手段として、岩崎ら¹⁾は以下のように記述している。

- $P_L = 0$: 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。

ただし、 P_L 値については、重み係数が地表近くで大きくなっているという式の性格上、例えば検討対象構造物の深さによってはこの指標と被害が対応しない場合があり、必ずしも構造物の被害を示すものではないことに留意する必要がある。

(2) 構造物の変状予測の必要性

従来のレベル1程度の地震に対する構造物の設計では、原地盤に液状化が生じると判定された場合、構造物近傍の地盤改良を行って液状化の発生を防止する、または沈下や浮上りを生じない基礎構造を採用するといった対策がとられ、変状自体を回避する方向で設計がなされてきた。従って、沈下量や浮上り量の予測が設計上それほど大きな問題にはならなかった。しかし、今後レベル2地震動を想定した設計では、構造物の要求性能を満たす基礎の限界沈下量や限界浮上り量を規定し、これと液状化地盤における構造物や基礎の変状量の予測値を比較する必要があることから、変状予測法の開発が大きな研究テーマとなってくるものと思われる。

構造物や基礎の変状予測法の開発に当たっては、変状の発生から終了までのメカニズムを解明することが重要であり、そのメカニズムを考慮に入れた簡易推定法、詳細推定法および対策工が開発されていくことが望まれる。また、これまでの研究では、地盤の変化・変状の推定方法の主な対象は緩い砂地盤であったが、レベル2地震動では N 値が 10 から 25 といった中密な地盤も対象となるため、この違いを考慮する必要がある。例えば、中密な地盤では液状化したとしても構造物の沈下量や浮上り量が小さいはずであり、これを十分に考慮しておく必要がある。

1) 沈下量予測の課題

構造物の沈下量は2種類の沈下現象が複合されたものと考えられる。1つは構造物基礎直下の地盤の液状化に伴う体積変化であり、もう1つは構造物が自身の重量によって基礎直下の液状化地盤を側方に押しやることによる沈下である。

きれいな砂の体積変化による沈下については、室内試験結果に基づいて、相対密度(D_r)～液状化抵抗率(F_L)～加振中の最大せん断ひずみ(γ_{max})～体積変化(ε_{vd})の関係について既に整理されており²⁾、

解析的な検討も行われている³⁾。今後は粒度分布が異なる地盤に関しても、沈下量予測に必要なパラメータや沈下量の簡易推定法および詳細推定法について研究していく必要がある。

構造物の押しのけによる沈下については、遠心模型実験⁴⁾や解析に基づく研究⁵⁾が行われており、基礎の沈下メカニズムの分析や、沈下量に影響を及ぼす要因と各要因が基礎沈下に及ぼす影響に関する研究が進められている。また、沈下量予測の簡易推定法⁶⁾が提案されているが、この簡易推定法は、まだ実験結果と整合がとれる段階のものであり、様々な地盤種類や構造物に適用出来るよう一般化していくためには、地盤条件や基礎幅、接地圧等の条件が異なる実構造物の被害との対応についてさらに検討していく必要がある。

このような簡易推定法のみならず、詳細推定法の開発も重要な課題である。押しのけによる沈下が地盤の個体としてのせん断変形ではなく液状化層の流動(構造物直下の地盤の側方への移動)によって生じているというメカニズムを考えると、連続体(固体)の有限要素法(FEM)が予測手法として適さないのは明らかであり、今後は液状化地盤を流体として考えた解析法や、個別要素法(DEM)のように土粒子の移動を考慮できる解析法の適用について研究を進めていく必要があると思われる。

この他、盛土等の土構造物の沈下についても、盛土の塑性変形を含めた沈下のメカニズムや沈下量の推定法について検討していく必要がある。

2) 浮上り予測の課題

現状では、浮上りに関しては、浮力を考慮した力の釣り合いで浮上りの発生について判定する方法⁷⁾や、円弧すべり面を仮定した安定計算により安全率を求める方法⁸⁾が提案されているが、浮上り量の推定方法は提案されていない。浮上りの発生原因(トリガー)は液状化に伴う浮力の増大及び地盤抵抗力の低下であるが、浮上りの継続は地盤の流動(構造物側面の地盤の構造物下への回り込み)によるものと考えられる。

今後、浮上り発生の判定精度を向上させると共に、浮上りのメカニズムと影響因子及び浮上り量の予測法について検討して行く必要がある。また、浮上り量予測においては、沈下の場合と同様に、構造物の重要度や設計の各段階において使い分けられるように簡易推定法と詳細推定法の両方について開発していく必要がある。

参考文献

- 1) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一, 安田進: 地震時地盤液状化の程度の予測について, 土と基礎, Vol.28, No.4, pp.23~29, 1980.
- 2) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 65-76, 1998.
- 3) Peiris, T. A. and Yoshida, N.: Modeling of volume change characteristics of sand under cyclic loading, Proc., Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 1087, 1996.
- 4) 川崎宏二, 酒井達史, 東畑郁生, 大友敬三: 送電鉄塔基礎の遠心模型振動実験, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演集 -A, pp. 222-223, 1998.
- 5) 東畑郁生, 川崎宏二: 液状化による浅い基礎の沈下機構とその予測, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, 1995.
- 6) 安田進, 酒井達史, 佐藤正行, 吉田望: 液状化に伴う鉄塔基礎の沈下量の簡易推定法, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演集 -A, pp. 246-247, 1998.
- 7) 建設省土木研究所: 共同溝耐震設計要領(案), 1994.
- 8) 古関潤一, 古賀泰之: 掘割道路の地震時浮上りの判定法に関する検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演集, pp. 612-613, 1989.

5.7 液状化による地盤流動の影響

5.7.1 地盤流動の影響を考慮する必要がある地盤

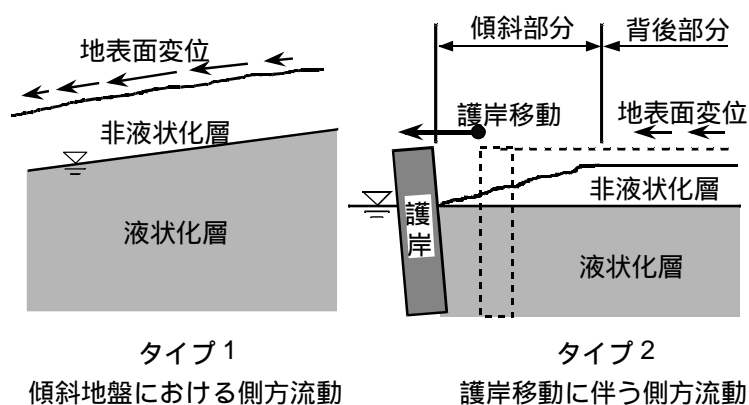
河川や海などの水際線背後地盤または地表面が傾斜している地盤で、「5.5 砂質地盤の液状化の判定」において液状化すると判定された地盤は、原則として地盤流動の影響を考慮する。

【解説】

液状化した地盤が水平方向に数 m のオーダーで水平移動する現象、いわゆる地盤流動に関する定量的な研究は 1983 年の日本海中部地震を契機としている¹⁾。平均勾配 2% 前後の能代市の緩やかな砂丘斜面が最大で 5m もの水平変位を生じたことが地震前後の航空写真による測量により明らかにされた。日本海中部地震での地盤変位量の測定を端緒として日米両国の研究者による地盤流動事例の共同研究が行われてきた^{2),3)}。我が国では 1923 年関東地震をはじめとする 4 地震における事例研究が行われたが、この中で 1964 年新潟地震では信濃川沿岸において最大 12m を超す変位が発生していたことが明らかにされた²⁾。また、米国においても 1906 年サンフランシスコ地震においてサンフランシスコ市の埋立地盤で 2m に達する水平変位が生じていたことが示された³⁾。航空写真による地盤変位の測定とともに、地盤流動による基礎杭および埋設管路の被害事例が収集され、被害と地盤変位の因果関係が研究されてきている^{2),3),4)}。

1995 年に発生した兵庫県南部地震では、強烈な地震動と周辺地盤の液状化によってケーソン式の護岸が大きく移動した。これに起因して護岸背後の広範囲な地盤が水辺方向に移動し、各種ライフラインの埋設管路および構造物の基礎に極めて甚大な被害を発生させた⁵⁾。

地盤流動は、液状化に伴う地盤剛性の著しい（あるいは無視できるほどの）低下によって生じるものであることから、広範囲にわたる地盤が液状化すると判定され、かつ水際線背後で護岸が大きく移動する可能性がある場合および地表面が傾斜している場合など、偏土圧の作用する土層では流動化が生じる可能性があると考えられることができる。



解説図 5.7.1-1 液状化による地盤の地盤流動のタイプ

地盤流動の影響を考慮する必要がある地盤を、諸基準では以下のように示している。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 H11.10 鉄道総合技術研究所

基本的に上記のような地盤で地盤流動の影響を考慮する必要があるが、以下の条件を満足することが確認された場合には地盤流動の影響を考慮しなくても良いとしている。

- 設計想定地震力に対して護岸が安定である場合
- 地盤流動の起点と考えられる地盤、あるいは設計対象構造物近傍地盤において液状化指数 P_L が 15 以下の場合
- 地盤流動による地盤変位量と地盤流動を考慮する層厚の比が 1/100 以下の場合

一般に次の 2 条件に該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる可能性がある地盤とみなして良い。

- 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 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。
- 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。

参考文献

- 1) 濱田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集 第 376 号 / -6，pp.211-220,1986.
- 2) Hamada, M. and O'Rourke, T. D. (Eds.): Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol.1 Japanese case studies, Technical Report NCEER-92-001,1992.
- 3) O'Rourke, T. D. and Hamada, M.(Eds.): Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol.2 Japanese case studies United States case studies, Technical Report NCEER-92-002,1992.
- 4) 濱田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究，土木学会論文集 第 376 号 / -6，pp. 221-229, 1986.
- 5) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced Ground Displacement and Its Related damage to Lifeline Facilities, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, pp.81-97,1996

5.7.2 液状化による地盤流動の影響

地中構造物（基礎，埋設構造物など）に対する地盤流動の影響は，構造物の特性に応じて地盤変位，地盤ひずみまたは流動力等の項目を対象に検討評価する。

【解説】

地中構築物（基礎，埋設構造物など）の耐震設計において考慮すべき地盤流動の影響には次の項目がある。

- (1) 埋設管路などの耐震設計における地盤変位と地盤ひずみ
 - (2) 地中構造物に作用する流動力特性
- 以下に，各項目の設計評価法をまとめる。

(1) 地盤変位・地盤ひずみの評価

地盤流動のメカニズムについては事例の分析，重力場および遠心場の実験による研究が行われてきているが，研究者間の概ねのコンセンサスを得るには至っていない。数 m にも達する水平変位が発生するメカニズムとして次の二つの考え方がある^{1),2)}。

- (i) 液状化によって地盤の剛性が著しく減少し，重力の影響によって地盤が大きく変形するという考え方。この場合，地盤変位の算定では液状化地盤を剛性の低下した固体と見なす。
- (ii) 液状化によって地盤の固体的剛性が失われ流体的に挙動するという考え方。この場合，地盤変位の算定では液状化地盤を粘性流体あるいは塑性流体などとして扱う³⁾。

前者の考え方によるとすれば，地盤の剛性の低下の割合と土質条件および地震動との関係を明らかにする必要がある。後者の考え方によるとすれば液状化土の流体的特性（粘性係数に代表される）を明らかにしなければならない。

また，前者の考え方によれば地盤変位は比較的短時間に発生することになり，流動に要する時間や

流動速度などは検討できない。後者の考え方に従えば地盤変位量よりはむしろ流動速度の特性を検討することになり、変位量の予測に結び付けるためには流動継続時間（液状化持続時間）の解明も必要となる。

これらの考え方による地盤流動変位量の推定手法として、(i)については以下のような方法が提案されている。

液状化後の地盤流動に伴う地盤の変位量を、地盤剛性を低下させた弾性 FEM による自重解析を行い、液状化前の地盤の変形状態からの増分として求める方法⁴⁾

過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の変化を考慮した時刻歴応答解析を行い、地盤流動変形量を求める方法⁵⁾

また、(ii)では液状化した一様傾斜地盤を粘性流体と仮定し、流動速度を積分して地盤流動変形量を求める方法が提案されている⁶⁾。

しかし、これらの予測法は、(i) では地盤の剛性低下率に地盤流動の継続時間の影響が含まれる可能性があり、(ii)でも流動継続時間の影響は観測された変位量と各種要因との重相関解析などによって得られたものであり、予測式自体の持つ物理的意味が明確になっている訳ではない。

その他、地盤流動時の地震動の作用状況も明確になっていない点である。重力式護岸背後地盤の場合、慣性力に伴う護岸の滑動により地盤に流動変位を生ずるのであれば、地盤流動は地震動の継続時間中に生じていると考えられる。一方、護岸直下の置換砂が液状化するような場合で、護岸の沈下・傾斜変形に伴って背後地盤に流動変位を生ずるのであれば、主要動を過ぎた後に地盤変位が大きくなる状況を考えることもできる。現状では、地震慣性力の影響を無いものと仮定して観測された構造物への地盤流動の影響を同定し、評価法を設定していることなどから、設計実務では一般に地盤流動時の地震動の影響は考慮されていない。

実用上の観点からこれらの予測法を当面用いて設計用の変位量を推定することはやむを得ないとしても、模型実験や数値解析との比較などにより実験式の物理的意味合いの解釈と予測式の精度の向上が必要である。

地盤流動に伴う地盤変位や地盤ひずみについて、諸基準では以下のように示している。

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 H11.10 鉄道総合技術研究所

(a) 水際線背後地盤の地盤変位
護岸の移動量

$$D_g = \alpha \times 10^{-2} \times H \quad (\text{解 5.7.2-1})$$

ここに、 D_g : 護岸移動量 (m)
 H : 護岸の高さ (m)
 α : 変形率 (%)

解説表 5.7.2-1 護岸形式と変形率の関係

構造形式	地震動	地盤条件		変形率 (%)
重力式護岸	L1地震動	護岸背後のみ緩い砂質土		5~10
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土		10~20
重力式護岸	L2地震動	護岸背後のみ緩い砂質土		10~20
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土		20~40
矢板式護岸	L1地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤	5~15
		護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は緩い砂質土	15~25
	護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土		25~50	
	L2地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤	15~20
護岸背後のみ緩い砂質土		控え工周辺は緩い砂質土	25~40	
護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土		50~75		

地盤流動による地盤変位量の水際線からの距離減衰特性

$$D_L = \frac{D_g}{2.0\left(\frac{L}{H}\right)^2 \times 10^{-4} + 4.9\left(\frac{L}{H}\right) \times 10^{-2} + 1.0} \quad (\text{解 5.7.2-2})$$

ここに、
 D_L : 護岸より L (m)離れた位置での地盤流動による地盤変位量(m)
 L : 護岸からの距離(m)
 H : 護岸背後地盤の液状化層の平均厚さ(m)

(b) 傾斜地盤の地盤流動による地盤変位量

$$D_L = \frac{21H^2}{(H+H')^{3/2}} \frac{\theta}{\bar{N}} \quad (\text{解 5.7.2-3})$$

ここに、
 D_L : 地盤流動による地盤変位量(m)
 H : 液状化層の厚さ(m)
 H' : 液状化層上部の非液状化層の厚さ(m)
 θ : 地表面の平均的な勾配(%)
 \bar{N} : 有効上載圧によって補正された N 値

$$\bar{N} = \frac{1.7N}{\sigma'_v / 100 + 0.7} \quad (\text{解 5.7.2-4})$$

σ'_v : 有効上載圧(kN/m²)

水道施設耐震工法指針・解説 1997.3 日本水道協会

(a) 護岸近傍域および背後地盤における地盤のひずみ

兵庫県南部地震および新潟地震における護岸近傍域(護岸から 100m の範囲)の護岸直交方向の地盤ひずみの調査結果から、そのバラツキについて非超過確率 70~90%での値を設計値として規定している。

解説表 5.7.2-2 護岸形式と変形率の関係

	引張	圧縮
護岸近傍域	1.2~2.0%	-
埋立地背後地盤 河川流域地盤	1.0~1.5%	1.0~1.5%

(b) 傾斜した液状化地盤の変位とひずみ

福井地震，新潟地震，日本海中部地震での傾斜地盤での調査結果を基に，流動変位量として次式を示している。

$$\delta_g = k \cdot H \cdot \theta \quad (\text{解 5.7.2-5})$$

ここに、
 δ_g : 地盤の水平変位量(m)
 H : 液状化層の総和(m)
 θ : 地表面の傾き(%)
 k : 係数 (非超過確率 70~90%での係数として 0.77~0.96)

下水道施設の耐震対策指針と解説 1997.8 日本水道協会

水道施設耐震工法指針と同様に兵庫県南部地震における護岸周辺部の地盤の永久ひずみを統計的に分析し、非超過確率 80% のひずみ量を設計値として示している。

- (a) 護岸近傍(護岸より 100m 以内)における液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.5% とする。
- (b) 護岸線より 100m 以上離れた液状化地盤の永久ひずみ(引張)は 1.2% とする。

高圧ガス設備等耐震設計指針 レベル 2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会

各種の手法を列記しているが、過去の震害事例に基づいて提案された簡便法として、地盤流動に伴う護岸背後地盤の水平変位量および沈下量の算定方法に関し、以下を示している。

- (a) 護岸移動量の推定

$$\Delta = \alpha \times 10^{-2} \times H_w \quad (\text{解 5.7.2-6})$$

ここに、 Δ : 護岸の水平移動量(m)

H_w : 護岸の高さ(m)

F_d : 変形率(%)

解説表 5.7.2-3 護岸形式と変形率の関係

重力式		矢板式		
	変形率(%)	液状化の範囲		変形率(%)
護岸背後のみ液状化	15.0	護岸背後のみ液状化	控工周辺は非液状化	20.0
			控工周辺も液状化	40.0
護岸背後及び基礎地盤が液状化	30.0	護岸背後及び基礎地盤、控工周辺すべてが液状化		75.0

- (b) 護岸背後地盤の地盤流動範囲の推定

$$L = 250 \times \frac{\Delta}{(N_1)_{av}} \quad (\text{解 5.7.2-7})$$

L : 護岸背後地盤の地盤流動範囲(m)

$(N_1)_{av}$: 流動範囲の液状化層の基準化 N 値 (上載圧 98kN/m² で換算した N 値) の平均値

- (c) 地盤流動に伴う護岸背後地盤の水平変位分布の推定

$$\delta = e^{-3.35X/L} \times \Delta \quad (\text{解 5.7.2-8})$$

δ : 地盤流動に伴う護岸背後地盤の水平変位(m)

X : 護岸からの距離(m)

- (d) 地盤流動に伴う護岸背後地盤の沈下量の推定

$$S = 0.8 \times e^{-6.37X/L} \times \Delta \quad (\text{解 5.7.2-9})$$

S : 地盤流動に伴う護岸背後地盤の沈下量 (m)

- (2) 地中構造物に作用する流動力特性

地盤流動の流動力特性については兵庫県南部地震以後、被害杭の逆解析や、模型実験が行われ、ある程度研究者間のコンセンサスが得られつつある。地盤流動が基礎構造に及ぼす流動力は液状化層上部の非液状化層より作用する流動力と液状化層からの流動力の二つに大別される。上部の非液状化層からの流動力については非液状化層の変位を地盤ばねを介して入力し、流動力の上限を地盤の受働土圧とする考え方が受け入れられつつある。しかしながら、道路橋基礎などの比較的剛性の高い構造では地盤と基礎の相対変位が大きくなり、流動力が上限の受働土圧に達することが予測されるため、耐震設計で受働土圧を採用している場合もある。液状化層から作用する流動力については現時点では二つの考え方がある。最初の考え方は液状化層の流動力もまた非液状化層からの流動力と同様、液状化層の変位を地盤ばねを介して入力するというものである。この場合、液状化した地盤ばねが通常の非液状化状態のばね定数に対してどの程度低下するかを評価することが重要となる。二つ目の考え方は、液状化層からの流動力を流体力によって評価しようとするものである。模型実験レベルでは杭に作用する流動力が流体力であることを示唆する結果が得られている。しかしながら、流体力として取り扱うためには流動変位の予測と同様、液状化土の流体としての特性を明らかにする必要があり、この考え方にも多くの課題が残されていることも事実である。

地盤流動により地中構造物に作用する流動力特性について、諸基準では以下のように示している。

道路橋示方書・同解説 耐震設計編 H8.12 日本道路協会

(a) 非液状化層中にある構造部材に作用する流動力

$$q_{NL} = C_S \cdot C_{NL} \cdot K_P \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad (\text{解 5.7.2-10})$$

ここに、

q_{NL} : 非液状化層中にある構造部材に作用する流動力(tf/m²)

C_S : 水際線からの距離 s による補正係数

($s \leq 50\text{m}$: $C_S=1.0$, $50\text{m} < s \leq 100\text{m}$: $C_S=0.5$, $100\text{m} < s$: $C_S=1.0$)

C_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数

($P_L \leq 5$: $C_{NL}=0.0$, $5 < P_L \leq 20$: $C_{NL}=(0.2 P_L - 1)/3$, $20 < P_L$: $C_{NL}=1$)

K_P : 受働土圧係数

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量(tf/m³)

x : 地表面からの距離(m)

(b) 液状化層中にある構造部材に作用する流動力

$$q_L = C_S \cdot C_L \cdot \{ \gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (\text{解 5.7.2-11})$$

q_L : 液状化層中にある構造部材に作用する流動力(tf/m²)

C_L : 液状化層中の流動力の補正係数(=0.3)

H_{NL} : 非液状化層厚(m)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量(tf/m³)

参考文献

- 1) 吉田望, 液状化に伴う地盤の流動のメカニズム, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, 発表論文集, pp.53-70, 1998, 地盤工学会
- 2) 吉田望, 液状化に伴う地盤の側方流動-固体か液体か-, 応用力学フォーラム, 土木学会応用力学委員会, pp.12-17, 1995.
- 3) 濱田政則, 若松加寿江, 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集 No.596/ -43, 189-208, 1998.
- 4) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 液状化に伴う地盤の大変形の簡易予測法, 土と基礎 47-6,

1999.

- 5) たとえば, 井合進, 一井康二, 森田年一, 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料 NO.813, PP253-279, 1995.
- 6) 濱田政則, 若松加寿江, 液状化による地盤の側方流動のメカニズム(その2) 模型地盤と実地盤間の相似則と地盤変位量の予測, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関する発表論文集, pp.309-312.

5.8 地盤の応答解析

5.8.1 一般

地盤の地震時応答を算定する場合には, 地形・地質構造, 地盤条件に応じた解析手法を用いるものとする。

【解説】

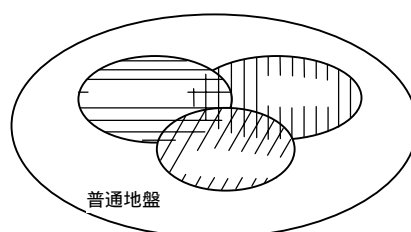
地盤の液状化を詳細に検討する場合, 地中構造物を応答変位法を用いて耐震設計を行う際の地盤変位分布を詳細に算定する場合, 地中埋設管の地中ひずみ分布を詳細に算定する場合, 橋梁・ダム等の地上構造物と地盤を連成して地震時応答を算定する場合等には, 工学的基盤面での設計入力地震動を用いて表層地盤の特性を適切に評価できる解析手法を用いて動的解析を実施するものとする。

地盤の動的解析法は, 飽和地盤の取扱い方・解析領域・計算モデル・地盤の非線形性の評価・計算領域によって, [解説表 5.8.1-1](#) のように分類できる。

解説表 5.8.1-1 地盤の動的解析手法の分類¹⁾

飽和地盤の取扱い	全応力解析法, 有効応力解析法
解析領域	1次元, 2次元, 3次元
計算モデル	重複反射モデル, ばね-質点系モデル, 有限要素モデル
非線形性	線形, 等価線形, 非線形
計算領域	時間領域解析法, 周波数領域解析法

地盤の動的特性の最大の特徴は土中に発生するせん断ひずみレベルが増大するにつれて非線形性が顕著になることであり, 液状化の可能性のある地盤では過剰間隙水圧の上昇を考慮する必要がある。また, 不整形地盤では成層地盤とは異なる応答を示すことがある。したがって, 地盤の応答解析では, [解説図 5.8.1-1](#) に示すように地盤条件に応じて適切な解析手法を選定しなければならない。



解説図 5.8.1-1 地盤の応答解析において考慮する地盤条件²⁾

地盤条件に応じた動的解析手法としては, 以下に示す方法が挙げられる。

普通地盤および軟弱地盤

ここでは、液状化地盤、不整形地盤および軟弱粘性土地盤以外の地盤を普通地盤という。普通地盤および軟弱粘性土地盤については、動的解析手法として、1次元モデルを用いて、地盤の非線形性を考慮した全応力解析の適用が可能である。

液状化地盤

液状化が生じる可能性のある砂質地盤については、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤剛性の低下を考慮する必要があり、1次元モデルを用いた有効応力解析を適用することが望ましい。なお、予想される過剰間隙水圧量に応じて動的変形特性を修正することにより全応力解析を適用する手法も提案されている。

不整形地盤

不整形地盤とは基盤面・地表面・地層境界が平面的に大きく変化している地盤をいう。不整形地盤の境界近傍の波動伝播は複雑であり、成層地盤とは異なる周期成分が卓越したり、地震動が局所的に増幅されたり、地震動の継続時間が長くなったりする場合があるため、地盤の不整形性を無視しえない場合には、2次元モデルまた3次元モデルを用いた解析を行う必要がある。なお、地盤の不整形性や地層構成が比較的単純で平面的な広がりの影響を評価できる場合には、1次元解析の結果を補正する方法^{3),4)}も提案されている。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），pp.87,1997.
- 2) 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，pp.70,1999.
- 3) 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，pp.76-81,1999.
- 4) 千葉光，本田利器，田村敬一，中尾吉宏：不整形地盤における地震動の増幅特性，土木技術資料 Vol.41，No.1，pp.20-25，1999.

5.8.2 普通地盤および軟弱地盤の応答解析法

普通地盤および軟弱地盤の応答解析は、地盤の非線形性を適切に評価し、地盤を1次元にモデル化した全応力解析を用いて行うことができる。

【解説】

飽和した緩い砂質地盤のように液状化の可能性のある地盤では過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の剛性低下を考慮する必要があるが、液状化が生じる可能性がない普通地盤および軟弱粘性土地盤では、一般に過剰間隙水圧の影響を考慮せず、全応力解析を用いて地盤の応答解析を行うことができる。また、地盤の不整形性を無視できない場合には2次元解析や3次元解析を適用する必要があるが、地盤を水平成層構造と見なせる場合には地盤を1次元モデルで評価してよい。

地盤の応答解析では、地盤の力学的特性の適切なモデル化、地盤の幾何学的形状を反映した解析モデルと境界条件の処理、地震動の合理的設定、および精度の高い運動方程式の解法が必要となる。一般に、表層地盤は $10^{-3} \sim 10^{-4}$ のせん断ひずみレベルでせん断剛性が $1/2$ 程度に低下するため、レベル2地震動のみならずレベル1地震動においても地盤の非線形性を考慮しなければならない。

1次元の全応力解析を運動方程式の解法から分類すると、フーリエ級数展開を利用し周波数領域で解く方法と、時間領域で逐次積分する方法がある。

1) 周波数応答解析による等価線形法（重複反射理論に基づく解析）

周波数領域での解析法として、重複反射理論に基づく方法が多く用いられており、地盤の非線形性は等価線形法により考慮される。等価線形法は、地震応答解析を行う全時間の間の平均的な材料特性

を用い、線形系の応答を算定する近似解法であり、実務で用いられることの多いSHAKE¹⁾ではこの方法が用いられている。一般的には、応答解析で得られる各土層のせん断ひずみの最大値を σ_{max} とし、有効ひずみ σ_{eff} を

$$\sigma_{eff} = \sigma_{max} \cdot \alpha \quad (\text{解 5.8.2-1})$$

で定義し、有効ひずみに対応する地盤のせん断剛性 G 、減衰定数 h を用いて解析を行う。(解 5.8.2-1) の関係が許容誤差範囲に収束するまで線形解析を反復する。 α の値を 0.70 から 0.40 の間で変化させると地表部の最大応答値に 60~30% 程度の差が生じる²⁾が、 α を 0.65 とする場合が非常に多い³⁾。

等価線形法では、特に土の応力-ひずみモデルを作る必要は無く、実験で得られた G (せん断剛性) - σ (せん断ひずみ)、 h (減衰定数) - σ (せん断ひずみ) 関係を直接用いることができることや、線形系を解くため数値解析が容易である等の利点がある。しかし、非線形性の近似解法であるため、ひずみレベルが 10^{-3} を上回る大ひずみ領域では地盤の実挙動との適合性が悪くなる^{4),5)}。一般には加速度は大きくなり設計上は安全側に評価されるが、変位は過小となることに注意を要する⁶⁾。また、高周波成分に対する減衰が大きいため、高周波側で応答値を過小評価する機会が多い。有効ひずみを周波数毎に与えることによりこの問題に対処する手法も提案されている⁷⁾。

2) 逐次積分解析による非線形法

本来、地盤の非線形性はせん断ひずみに依存することから、地盤特性は逐時変化する。非線形法は、非線形運動方程式を逐時解く方法であり、土の応力-ひずみ関係を忠実に追跡することができる。解析モデルとして、地盤から取り出した単位断面積の土柱を適当な層数に分割した多質点-せん断ばねモデルが一般に用いられる。理論的には精度の高い方法であるが、精度を向上するためには、非線形性の適切なモデル化と同時に地盤パラメータを高い精度で設定する必要がある。しかし、地盤構造の不均質性や実験・実測結果のばらつきなどにより、地盤パラメータを高い精度で設定することが困難な場合が多く、これらの不確実性が地盤の応答特性に及ぼす影響について留意する必要がある。

3) 地盤の応答解析手法の適用性

以上のことを勘案して、考慮する地震動レベル、設計対象構造物、地盤条件に応じて適切な解析手法を選定する必要がある。参考として、鉄道構造物等設計標準⁶⁾における解析手法の選定表を解説表 5.8.2-1 に示す

解説表 5.8.2-1 設計地震動と設計対象構造物による地盤の応答解析手法の適用性⁶⁾

設計地震動	設計対象	地盤条件	地盤応答解析手法	
			等価線形法	非線形法
レベル 地震動	地上構造物	普通地盤 軟弱地盤		
	地中構造物	普通・軟弱地盤		
レベル 地震動	地上構造物	普通地盤 軟弱地盤	1)	
	地中構造物	普通・軟弱地盤	2)	

：適用可能， ：適用には問題があるが、やむを得ず用いる場合には以下の点に十分注意を要する。

- 1) ひずみレベルが 10^{-2} を大きく超えることが多く、解析結果については十分吟味をすること。
- 2) 等価線形法により、応答変位などに用いる変位分布を求める場合は、地盤の変位が過小に評価されないように注意を要する。一般には式(解 5.8.2-1)の α を大きく設定すると変位が大きく評価され、 α を小さく設定すると加速度が大きく評価される。

参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 2) 田蔵隆, 清水勝美: 地中の非線形地震応答解析法に関する基礎的研究, 第 19 回地震工学研究発表会論文集, pp.105-108, 1987.
- 3) 日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, pp.253-256, 1996.
- 4) 永妻真治, 王海波, 室野剛隆, 西村昭彦: 表層地盤の動的解析と地表設計地震動, 鉄道総研報告, 第 13 巻第 2 号, pp.29-34, 1999.
- 5) 吉田望: 実用プログラム SHAKE の適用性, 軟弱地盤における地震動シンポジウム発表論文集, pp.14-31, 1994.
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編, pp.72-73, 1999.
- 7) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫: 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集 No.493/ -27, pp.49-58, 1994.

5.8.3 液状化地盤における応答解析法

液状化が生じる可能性のある場合には、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の非線形性を考慮して応答解析を行うものとする。

【解説】

液状化が生じる可能性のある地盤では、地震時の繰返し载荷によって過剰間隙水圧が発生して有効応力が低下するため、地盤の軟化が生じて変形が大きくなる。有効応力比で概ね 0.5 以上の過剰間隙水圧が生じる場合には全応力解析との相違が大きくなると言われている。したがって、液状化が生じる可能性のある地盤の応答解析を実施する場合には、基本的には有効応力法による非線形逐次解析を用いるのが良い。有効応力解析に用いるパラメータを設定するためには詳細な土質試験を実施することが必要であり、安易にパラメータを設定した場合には解析手法と解析条件の精度のアンバランスが生じる。また、数多く提案されている有効応力モデルは、それぞれ独自の必ずしも物理的な意味が明確でないパラメータを有しているため高度なノウハウが必要となる、パラメータのわずかな相違によって結果が大きく変化する、などの理由から実際の設計に用いる際の問題も抱えている。

一方、このような問題に対処するため、液状化に伴う間隙水圧の上昇による剛性低下の影響を直接的に等価剛性として設定する等価線形法により重複反射理論に基づく解析手法も提案されている。

1) 有効応力解析

有効応力解析では、せん断変形に対する応力 - ひずみ関係に加えて、間隙水圧の変化に関わるダイレタンシーを評価する必要があり、構成則の異なる各種の有効応力解析コードが提案されている。構成則は、骨格曲線と履歴曲線を数学モデルで表すものと、弾塑性論に基づいて定式化するものに大別される^{1),2),3)}。前者には、直接体積変化を算定する方法^{4),5)}と、過剰間隙水圧の上昇を考慮して応力経路(- 関係)を規定する方法^{6),7)}がある。

有効応力解析は、原理的には精度が高い解析法であるが、現状では使用する有効応力モデルによって応答値の異なる場合も多いため、有効応力解析を実施する際には、有効応力モデルの特徴を把握した上で、結果の解釈には十分留意する必要がある。また、有効応力解析コードによって異なる構成則が用いられているため、入力パラメータもそれぞれに異なる。要素解析により、液状化試験から得られた液状化強度～繰返し曲線、動的変形試験から得られるせん断剛性、減衰定数～せん断ひずみ曲線と解析結果を比較することにより入力パラメータの妥当性を確認する必要がある。

2) 等価線形法による重複反射解析

簡易に検討を実施する場合には等価線形法による重複反射理論に基づく応答解析法^{8),9)}の適用が考えられる。有効ひずみ ϵ_{eff} より算定した等価繰返し回数 N_{eq} に対応する過剰間隙水圧比 u'/σ'_0 を液状化試験結果より推定し、これに基づく有効拘束圧の変化を考慮して設定したせん断剛性 G 、減衰定数 h を用いて線形解析を反復する方法である。液状化過程の検討は困難であるが、液状化後の応答に関しては適切な剛性低下と減衰定数を設定することによりある程度の評価が可能である。有効ひずみの決定法や剛性低下の下限値の設定法により解析結果が左右される¹⁰⁾ため、解析結果より得られるせん断強度、せん断剛性およびせん断ひずみの関係については十分な検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 金谷守, 西好一, 当麻純一, 大波正行: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文報告集, No.505/ , pp. 49-58, 1994.
- 2) 八嶋厚, 岡二三生, 柴田徹, 渦岡良介: LIQCA による解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.165-174, 1993.
- 3) Tobita, Y. and Yoshida, N. : An isotropic bounding surface model for undrained cyclic behavior of sand: Limitation and Modification, Proc., International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of geomaterials, Sapporo, pp.457-462, 1994.
- 4) Lee, M.K.W, and Fin, W.D.L. : DESRA-2, Dynamic Efficient Stress Program for Earthquake Response Anarysis of Soil Deposits with Energy Transmitting Boundary Include Assesment of Liquefaction Potential, The University of British Volumbia , Faculty of Applies Science , 1985.
- 5) 福武毅芳, 大槻明: ALISS による解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.125-134, 1993.
- 6) Ishihara, K. and Towhata, I. : One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of the Faculty of Engineering , Vol.XXXX,The University of Tokyo, pp.656-700, 1991.
- 7) 井合進, 松永康男, 亀岡知弘: ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル, 港湾技術研究所報告, 第 29 巻第 4 号, pp.27-56, 1990.
- 8) 石井雄輔, 時松孝次: 連続地中壁に囲まれた地盤の液状化抵抗(その2) - 過剰間隙水圧を考慮した2次元動的応答解析, 第23回土質工学研究発表会講演概要集, pp.941-942, 1988.
- 9) 社本康広: サイクリックモビリティを考慮した等価有効応力解析法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.982-985, 1998.
- 10) 基礎構造運営委員会: 液状化地盤における基礎設計の考え方, 建築基礎の設計施工に関する研究資料, 日本建築学会構造委員会, pp.93-98, 1998.

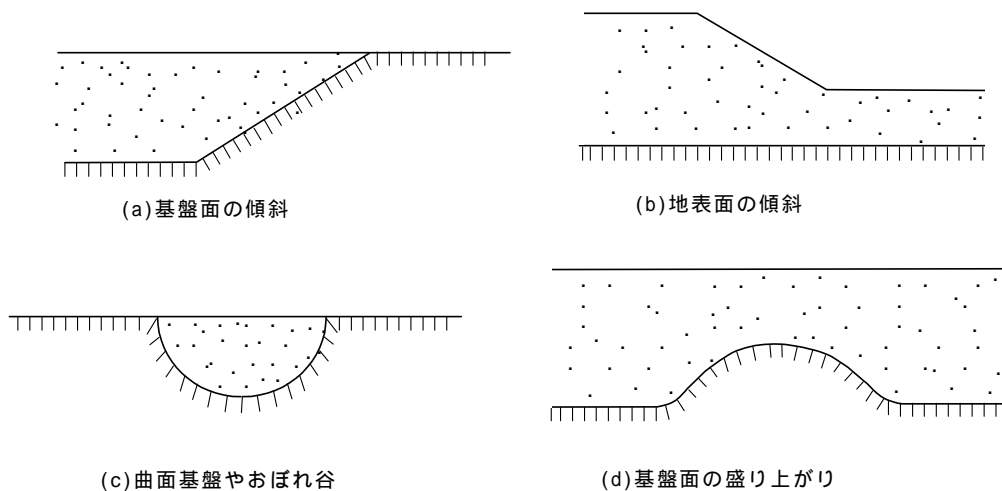
5.8.4 不整形地盤における応答解析法

- (1) 表層地盤や地形が急激に変化する不整形地盤の振動特性は, 2次元もしくは3次元動的解析により評価することを基本とする。
- (2) 不整形地盤の動的解析では, 対象となる地盤構造を適切にモデル化するものとする。

【解説】

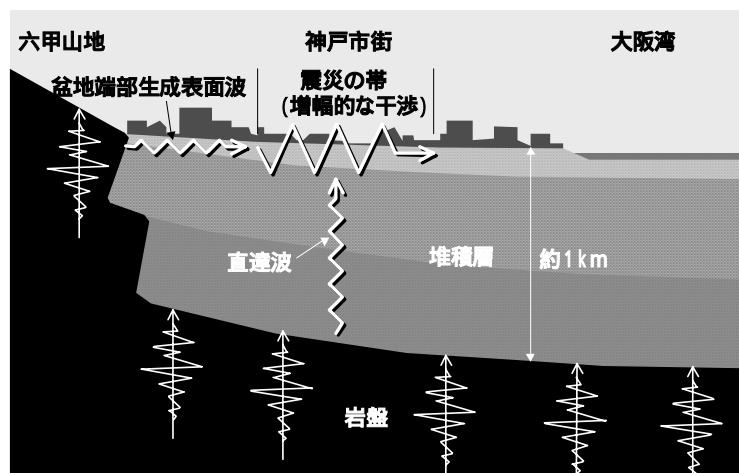
(1)について

不整形地盤の一例を解説図 5.8.4-1 に示す。このような地盤では過去の地震被害事例や強震観測記録等の検討から、地震動の振幅が局所的に増加することが指摘されている¹⁾ことから、これらの影響を定量的に把握するための解析手法として、動的解析を用いることを規定したものである。



解説図 5.8.4-1 不整形地盤の例

不整形地盤が地震動に与える代表的な例は、「フォーカシング現象」などと呼ばれるもので、基盤側から堆積層を伝播してくる直達波と、地表近くで基盤と堆積層の境界から2次的に生成される表面波が増幅的な干渉を起こすものとして解釈される。解説図 5.8.4-2 に示すように、1995年兵庫県南部地震における六甲山麓に面した被害激甚地域、いわゆる「震災の帯」は、このような現象により生じたと言われている²⁾。



解説図 5.8.4-2 神戸地域の深層地盤構造と「震災の帯」の発生メカニズム

不整形地盤の影響を考慮するためには、2次元や3次元モデルによる動的解析を適用するのが基本である。しかしながら、これら動的解析の適用は決して簡便な方法とはいえず、設計実務においては多くの時間と労力を要することも否定できない。このような実情から、最近では解説表 5.8.4-1 に示すように、1次元の地盤応答解析結果を補正するような手法など、不整形性に起因する増幅特性を比較的容易に評価することのできる簡易法も提案されている。対象とする不整形地盤が数10～数100mの規模で、不整形性が単調な場合や地層構成が単純な場合などは、これらの手法を採用するのがよい。

不整形地盤の動的解析には、有限要素法(FEM)、有限差分法、境界要素法(BEM)、いくつかの手法の利点を組合せたハイブリッド手法など、様々な手法が利用されている。このほか、ばね質点系モデルにより地盤の3次元性を考慮したモデルも考えられている。これらの手法にはそれぞれ一長一短が

あるので、解析の目的に応じて適切に解析手法を選択するのが望ましい。これらの手法のうち、有限要素法による地震応答解析は、設計実務の舞台でも比較的活用されており、解析ツールも一般的に普及しつつある。したがって、実務性を考慮すると、モデル化が比較的容易な2次元問題などでは、有限要素法を活用するのがよい。

解説表 5.8.4-1 現行基準類における不整形地盤の簡易評価手法の例

基準名	対象	考慮する必要がある条件
鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 ³⁾	地表面設計地震動の補正	下記の かつ にあてはまる地盤 基盤面や地表面の平均的な傾斜角度が 1:10 程度よりも大きい場合 層厚（崖地の高さまたは堆積層の層厚）が 10mよりも大きい場合
共同溝設計指針 ⁴⁾	軸方向断面力の割増し	地盤の固有周期が単調に増加・減少する一連の区間（200m以内）において、地盤の固有周期差が0.3秒を超える場合
高圧ガス導管耐震設計指針 ⁵⁾	急変地盤ひずみの算出	基盤傾斜角が5°以上の場合

(2)について

不整形地盤を対象とした動的解析においては、以下の点に留意して地盤構造に応じた解析モデルを適切に定める必要がある。

地盤情報の収集・把握

解析手法の発展に比べて、地盤構造の情報が著しく不足しているのが現状である。地盤の不整形性を誤って評価すると、ときには危険側の設計を行なう可能性がある。このため、地盤内部の不整形性が予測される場合には、出来るだけ地盤情報を収集し、3次元的な地盤構造を詳細に把握することが重要である。

解析の次元

3次元解析は地盤構造の把握やモデル化等にあたって多大な労力と時間を要するため、設計実務においての適用は困難な場合が多い。したがって、対象構造物の重要性や得られる地盤情報の精度あるいは解析ツールの制約等を勘案して、適切に解析の次元を定めるのが望ましい。

要素分割

不整形地盤では、地表面を伝播する2次的な表面波の影響を考慮する場合は、鉛直方向のみならず水平方向にも細かい要素分割をする必要がある。要素分割の大きさは用いる解析手法によって異なるので、解析手法に応じて対象とする波動が十分伝達するように、出来るだけ要素分割を細かくする必要がある。一例として、有限要素法では対象とする最大振動数に対応する波長の1/4～1/6以下、有限差分法では1/8以下にする必要がある。

境界条件

有限要素法や有限差分法を用いる場合、モデル端部からの反射波の影響が問題となるため、粘性境界や伝達境界等がよく用いられる。不整形地盤では振動特性が水平成層地盤より複雑になることから、これらの特性を理解した上で、境界条件の種類や位置あるいはモデル化の範囲等を適切に定める必要がある。

非線形性の考慮

地盤の塑性化などを考慮した非線形動的解析を行なう場合、境界要素法の適用は困難である。この場合、有限要素法などを組合せたハイブリッド解析などを行なうなど、解析の目的に応じて適切に解析手法を選定するのがよい。

参考文献

- 1) 瀧澤一也：不整形地盤における地震動，土木学会論文集 No.437/I-17，pp.1-18，1991.
- 2) 入倉孝次郎：“震災の帯”をもたらした強震動，科学，Vol.66 No.2，pp.86-92，1996.
- 3) (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，丸善，1999.
- 4) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 5) (社)日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2000.