

11.2 荒浜側の古安田層中の砂層に関する補足

新期砂層・沖積層は、敷地のほぼ全域にわたって下位層を覆って分布している。下位層上限面に刻まれた谷を埋めるように堆積したため、場所により層厚が大きく変化している。本層は、主に未固結の淘汰の良い細粒～中粒砂からなる。現在の海浜、砂丘を形成しており、下位層を不整合に覆う。新期砂層・沖積層は、荒浜側防潮堤付近で確認されており、比較的淘汰が良く、固結の程度が低い。第 11-11-1 表に敷地の地質層序表を、第 11-11-9 図に敷地の地質図を、第 11-11-10 図に新期砂層・沖積層の露頭状況を示す。

1号海水機器建屋南側法面では、古安田層中に砂質土が確認されている。この砂質土には最上部に腐植質シルトを挟在する個所があり、上位の新期砂層・沖積層と不整合で境している。ここでは新期砂層・沖積層と古安田層の不整合が、T.M.S.L.-2m付近に確認されている。古安田層中の砂層には、葉理が認められ、新期砂層・沖積層に比べシルト質で固結の程度が高い。第 11-11-11 図に古安田層中の砂層の露頭状況を示す。

以上より、荒浜側にみられる新期砂層・沖積層を古安田層中の砂層の層位関係を直接確認しており、これらの対比は可能である。

一方、新期砂層・沖積層及び古安田層中の砂層の N 値の差異について検討を実施した。検討に当たっては、N 値に影響のある物性として、細粒分含有率 (F_c)、相対密度 (D_r) 及び初期せん断弾性係数 (G_0) を抽出し、N 値への影響について比較した。

亀井ほか (2002) では、東京低地における沖積砂質土を対象に、細粒分と N 値の関係を整理しており、これによると、細粒分が減少するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。第 11-11-12 図に A-3 地点における N 値と細粒分含有率の関係を示すが、A-3 地点における調査結果でも亀井ほか (2002) と同様の傾向が認められる。第 11-11-13 図に各層における粒径加積曲線の結果を示す。新期砂層・沖積層には細粒分がほとんど含まれておらず、細粒分含有率は洪積砂層より小さいことから、粒度組成の違いが N 値に影響していると考えられる。

第 11-11-14 図に N 値と相対密度の関係を示す。吉見 (1994) では、相対密度と N 値の関係を整理しており、相対密度が増加するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。新期砂層・沖積層の相対密度は洪積砂層と比較してやや大きい傾向にあり、相対密度の違いが N 値の違いに影響している可能性があると考えられる。

第 11-11-15 図に N 値と初期せん断弾性係数の関係を示す。新期砂層・沖積層の初期せん断弾性係数は洪積砂層と比較してやや大きい傾向にあり、初期せん断弾性係数の違いが N 値の違いに影響している可能性があると考えられる。

第 11-11-2 表に各物性の N 値への影響について、整理して示す。N 値に影響のある物性として、細粒分含有率、相対密度、初期せん断弾性係数を抽出し、検討した結果、新期砂層・沖積層と洪積砂層の各物性の関係は、N 値の関係と整合しており、特に細粒分含有率の違いが N 値の違いに影響していると考えられる。

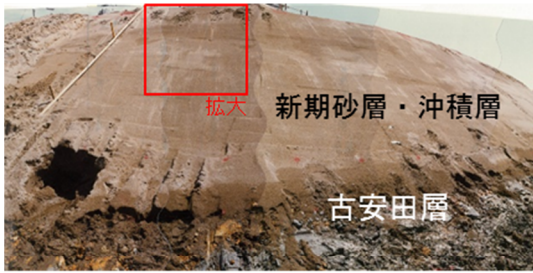
また、第 11-11-16 図に新期砂層・沖積層のコア写真の一例を示すが、新期砂層・沖積

層のボーリングコアは形状を維持して採取できているため、現世の砂丘砂と比較して続成作用が進んでいると考えられる。

第 11-11-1 表 敷地の地質層序表

時代	地層名	主な層相・岩質	テフラ・放射年代		
第四紀	完新世	新期砂層・沖積層	上部は灰白色の細～中粒砂 下部は茶褐色の細～中粒砂，腐植物を含む	腐植 (6, 150±170年)	
		後期	番神砂層	灰白色～赤褐色の中～粗粒砂	
	大湊砂層		褐色～黄褐色の中～粗粒砂， シルトの薄層を含む	NG(約13万年前)	
	更新世	古 安 田 層	A ₃ 部層	最上部は砂 粘土～シルト，砂を多く挟む	y-l(約20万年前)
			A ₂ 部層	粘土～シルト 織状粘土，有機物，砂を伴う，貝化石を含む	
			A ₁ 部層	粘土～シルト 砂，厚い砂礫，有機物を挟む	Ata-Th(約24万年前)
			A ₀ 部層	粘土～シルト 砂，砂礫を挟む	Kkt(約33-34万年前)
	前期	灰爪層	凝灰質泥岩，凝灰質砂岩，凝灰岩	Iz(約1.5Ma)	
		西 山 層	N ₃ 部層	砂質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 貝化石を含む	
			N ₂ 部層	シルト質泥岩 織状泥岩，凝灰岩，ノジュールを多く挟む	Fup(約2.2Ma) Tsp(約2.3Ma) Az(約2.4Ma)
新第三紀	鮮新世	N ₁ 部層	シルト質～粘土質泥岩 砂岩，凝灰岩，ノジュールを挟む 珪質海綿化石を含む	Nt-17(340±20万年) Nt-7(350±20万年)	
		椎谷層	砂岩，砂岩・泥岩互層，細礫岩等を挟む		
	中新世	後期			
		中期	寺泊層	黒色泥岩，砂岩・泥岩互層	

~~~~~ 不整合



2号造成北側法面

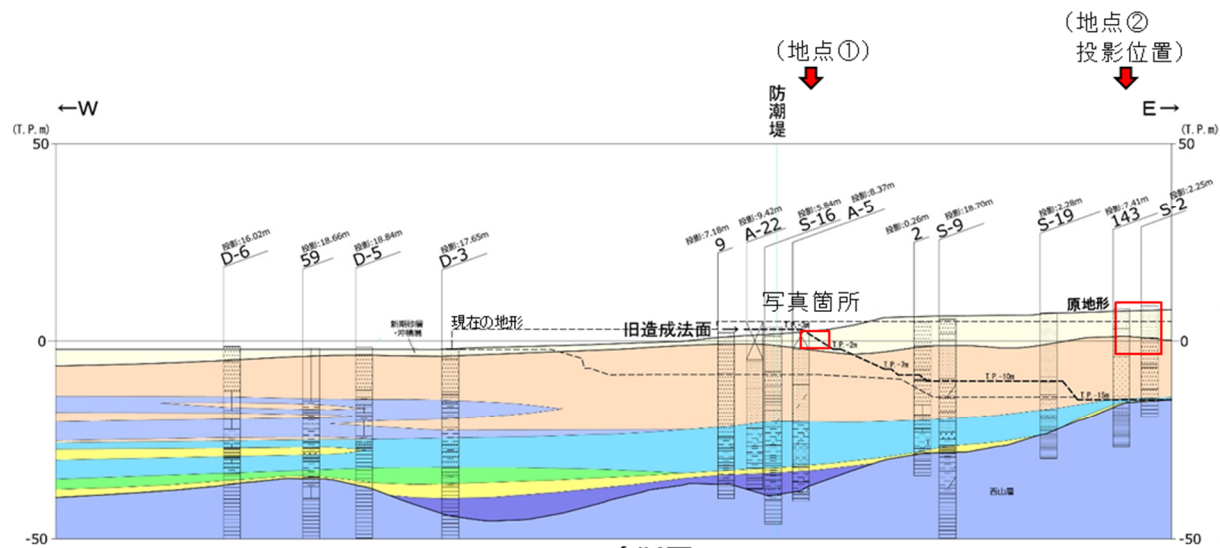
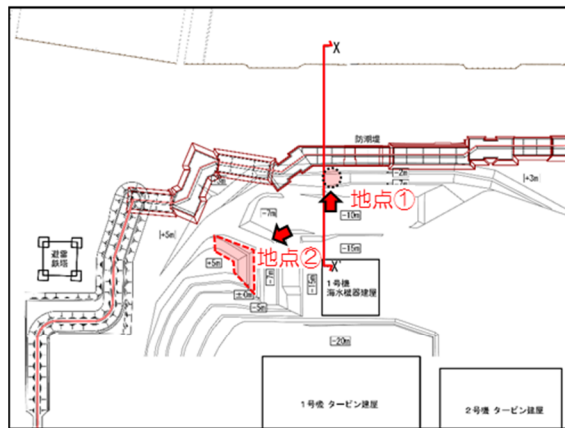


2号造成北側法面  
(新期砂層・沖積層拡大)

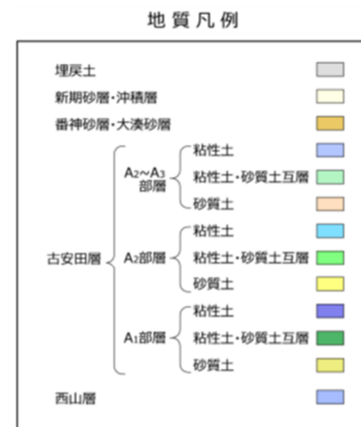


敷地の地質図

第 11-11-9 図 敷地の地質図

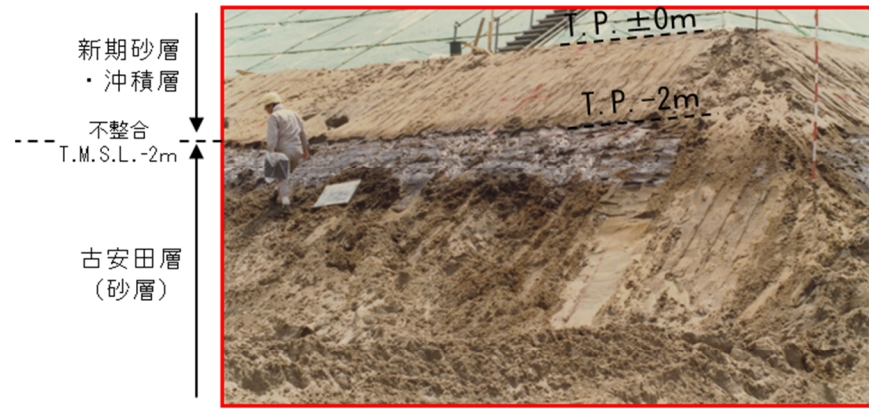
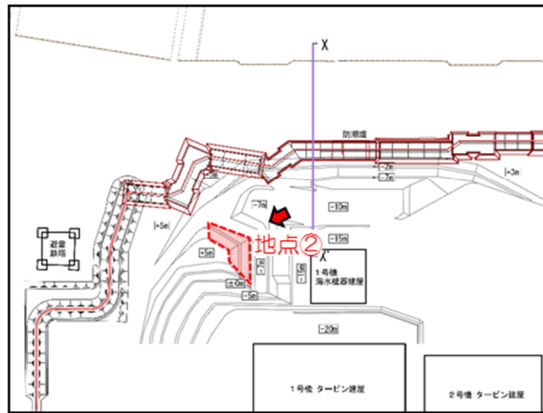


1号海水機器建屋西側法面 T.M.S.L.+3m~-2m  
 新期砂層・沖積層 (地点①)

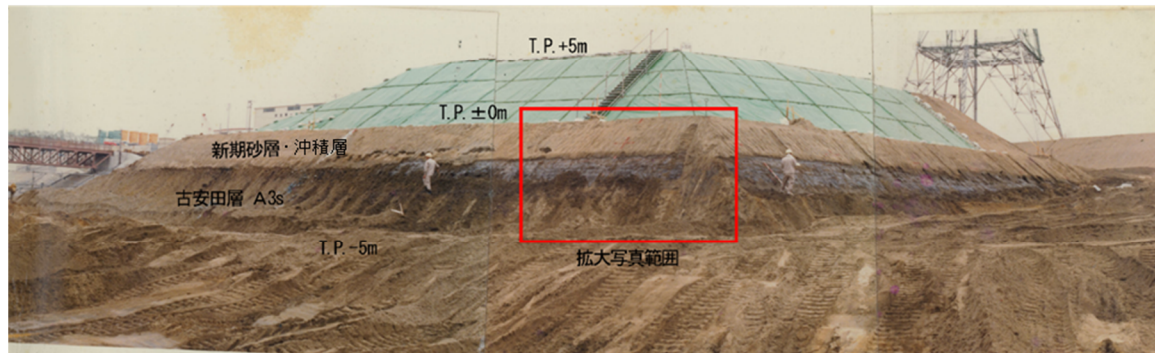


第 11-11-10 図 新期砂層・沖積層の露頭状況





新期砂層・沖積層と古安田層 (砂層) 地層境界

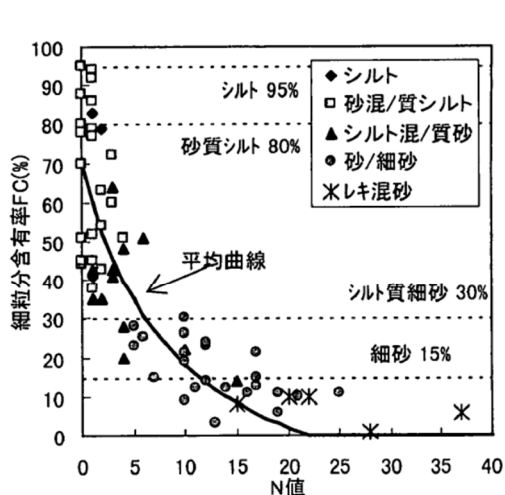


1号海水機器建屋南側法面 T.M.S.L. ±0~-5m全景 (地点②)



1号海水機器建屋南側法面 T.M.S.L. -5m~-7m  
古安田層中の砂層 (地点②)

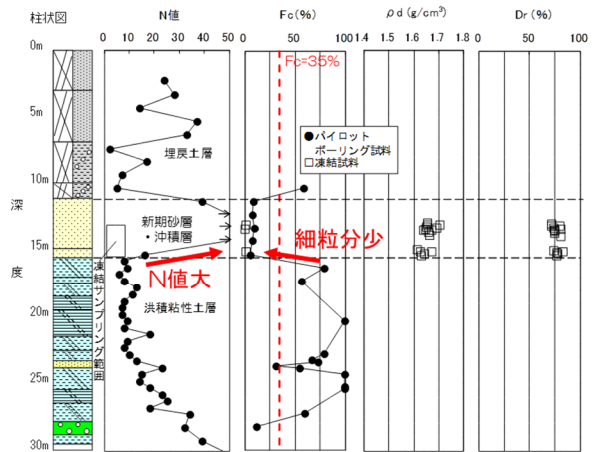
第 11-11-11 図 古安田層中の砂層の露頭状況



沖積層のN値と細粒分の関係 (亀井ほか, 2002\*)

※亀井祐聡、森本崧、安田進、清水善久、小金井健一、石田栄介 (2002)

: 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液化強度に及ぼす影響、地盤工学会論文報告集、Vol.42、No.4、101-110

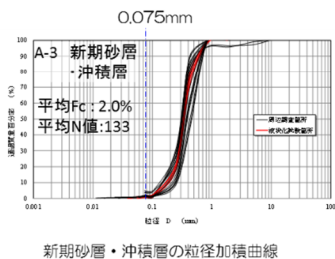


A-3地点における調査結果

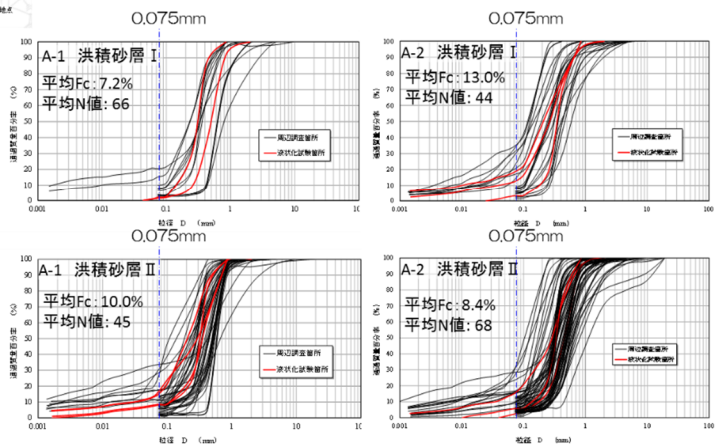
第 11-11-12 図 N 値と細粒分含有率の関係 (A-3 地点)



荒浜側 試料採取地点位置図 (A-1, 2, 3)

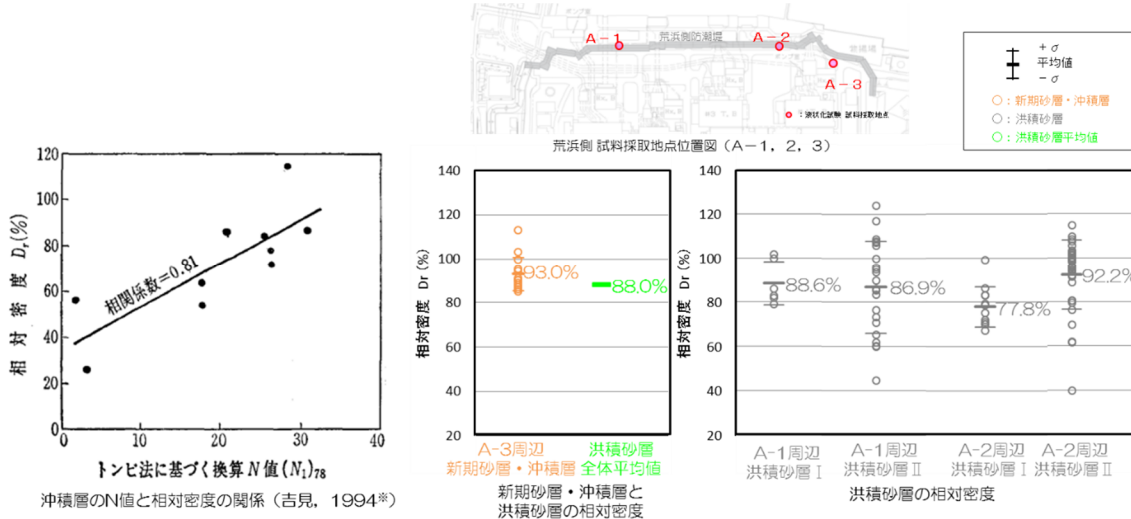


新期砂層・沖積層の粒径加積曲線



洪積砂層の粒径加積曲線

第 11-11-13 図 各層における粒径加積曲線



第 11-11-14 図 N 値と相対密度の関係

■ 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編では、せん断弾性速度 ( $V_s$ ) を下式によって  $N$  値から推定してもよいとしている。 ( $G_0 = \rho V_s^2$ )

砂質土の場合

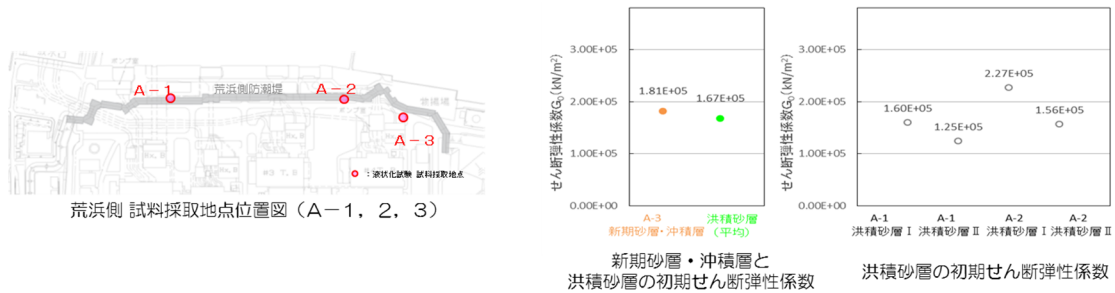
$$V_s = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

ここに、 $V_s$ :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性速度  
 $N_i$ : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層の平均  $N$  値

■ Imai et al. (1982) ※によると、 $N$  値とせん断弾性係数との間には、下式のような関係にあるとしている。

$$G_m = 144N^{0.88}$$

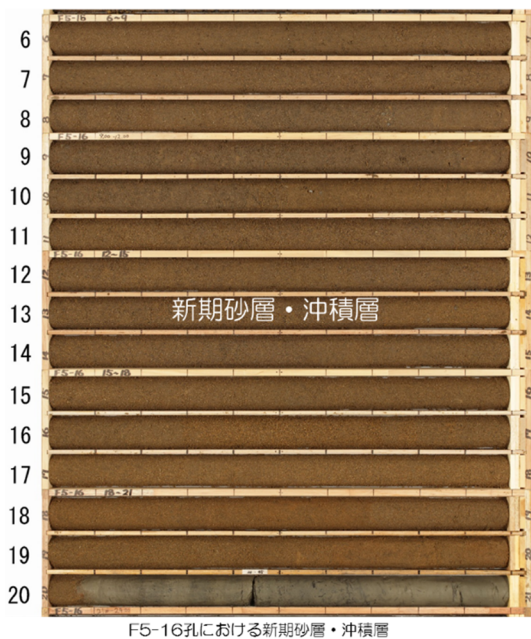
ここに、 $G_m$ : せん断弾性係数



第 11-11-15 図 N 値と初期せん断弾性係数の関係

第 11-11-2 表 各物性の N 値への影響

| 物性                                                                  | N 値との関係                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 検討結果 (物性の比較)                                                                                                      | N 値への影響 |
|---------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| 細粒分含有率 (F <sub>0</sub> )                                            | <p>細粒分が減少するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。</p> <p>沖積層の N 値と細粒分の関係</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                           | <p>細粒分含有率 (%)</p> <p>A-3 周辺 新期砂層・沖積層 9.2<br/>A-1 周辺 沖積砂層 I 10.2<br/>A-4 周辺 沖積砂層 II 13.2<br/>A-2 周辺 沖積砂層 I 8.4</p> | ○       |
| 相対密度 (D <sub>r</sub> )                                              | <p>相対密度が増加するほど N 値が大きくなる傾向が認められる。</p> <p>N 値と相対密度の関係</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                              | <p>相対密度 D<sub>r</sub> (%)</p> <p>A-3 周辺 新期砂層・沖積層 95.0%<br/>沖積砂層 全体平均値 88.0%</p>                                   | △       |
| 初期せん断弾性係数 (G <sub>0</sub> )<br>(G <sub>0</sub> = ρVs <sup>2</sup> ) | <p>せん断弾性速度 (V<sub>s</sub>) を右式によって N 値から推定してもよいとしている。<br/>V<sub>s</sub>: i 番目の地層の平均せん断弾性速度<br/>N<sub>i</sub>: 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値</p> <p>(砂質土の場合)<br/>V<sub>s</sub> = 80N<sub>i</sub><sup>1/3</sup> (1 ≤ N<sub>i</sub> ≤ 50)</p> <p>N 値とせん断弾性係数との間には、右式のような関係にあるとしている。</p> <p>G<sub>m</sub> = 144N<sup>0.88</sup><br/>G<sub>m</sub>: せん断弾性係数</p> | <p>せん断弾性係数 G<sub>0</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p>A-3 新期砂層・沖積層 (平均) 1.81E+05<br/>沖積砂層 1.67E+05</p>               | △       |



F5-16 における新期砂層・沖積層



F5-16 孔ボーリング位置図

- 防潮堤付近で行ったボーリングによると、新期砂層・沖積層のボーリングコアは形状を維持して採取できているため、現世の砂丘砂と比較して続成作用が進んでいると考えられる。

第 11-11-16 図 新期砂層・沖積層のコア写真 (F5-16 孔)

【参考文献】

- 1) 亀井祐聡, 森本巖, 安田進, 清水善久, 小金井健一, 石田栄介: 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響, 地盤工学会論文報告集, Vol.42, No.4, pp.101-110, 2002年8月.
- 2) 吉見吉昭(1994): 砂の乱さない試料の液状化抵抗～N 値～相対密度関係, 土と基礎, Vol.42, No. 4, pp. 63-67, 1994.
- 3) (社)日本道路協会 (2012): 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編), 平成 24 年 3 月.
- 4) Imai T.& Tonouchi K. (1982): Correlation of N Value with ESOPT II S-wave Velocity and shear Modulus.



### 11.3 液状化に関連する基本物性に関する補足

液状化に関連する基本物性に関して、第 11-11-17 図にN値（標準貫入試験）について、第 11-11-18 図に細粒分含有率（Fc）について、第 11-11-19 図に乾燥密度及び間隙比について、第 11-11-20 図に相対密度（Dr）について、第 11-11-21 図に粒径加積曲線について示す。

## N値とは

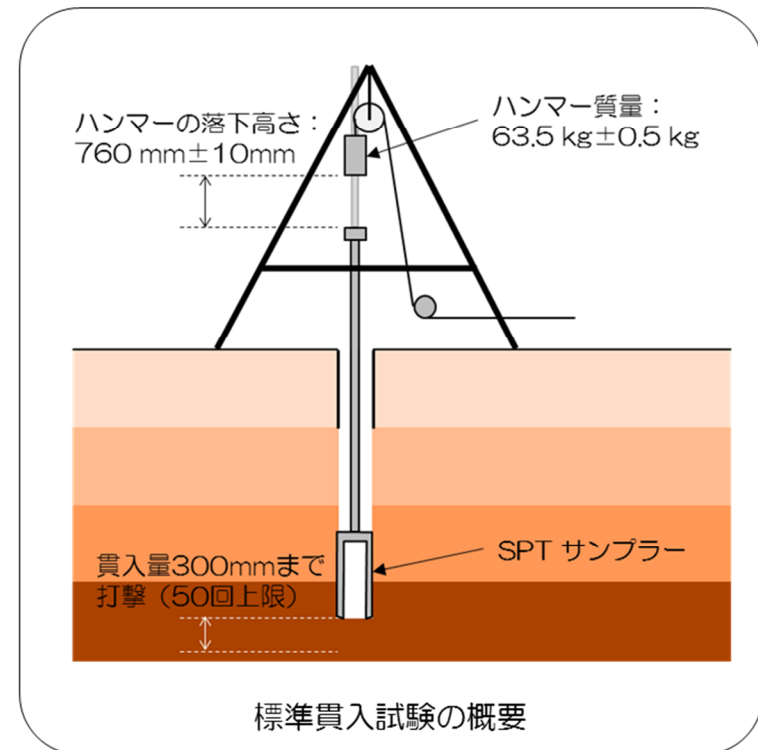
- N値は、原位置で行う標準貫入試験により求まる値であり、地盤の硬さ・強度や締まりの程度の評価に用いられる。N値が高い方が地盤が硬く・密であり、小さい方が地盤が軟らかく・疎である。
- N値は、地盤上または地盤中に構築する構造物の設計等において、地盤の強度（内部摩擦角 $\phi$ 、粘着力 $c$ 、支持力度、液状化強度など）や地盤の剛性（S波速度、弾性係数など）を推定するために一般的に用いられている。

## 試験方法

- 標準貫入試験は、「標準貫入試験方法」(JIS A 1219:2001)に基づいて実施する。
- 試験は、質量 $63.5\text{ kg}\pm 0.5\text{ kg}$ のハンマーを $760\text{ mm}\pm 10\text{ mm}$ の高さから落下させて、SPT サンプラーを打ち込む。50回を打撃回数の限度として、300mm貫入するに必要な打撃回数（N値）を求める。
- また、打撃回数50回において、貫入量が300mm未満のものについては、以下の換算によりN値を評価した。

$$N\text{値} = \frac{300\text{mm}}{\text{打撃回数50回における打込み深度(mm)}} \times 50$$

（例）打撃回数50回において打込み深度が200mmの場合のN値は75となる。



第 11-11-17 図 N値（標準貫入試験）について

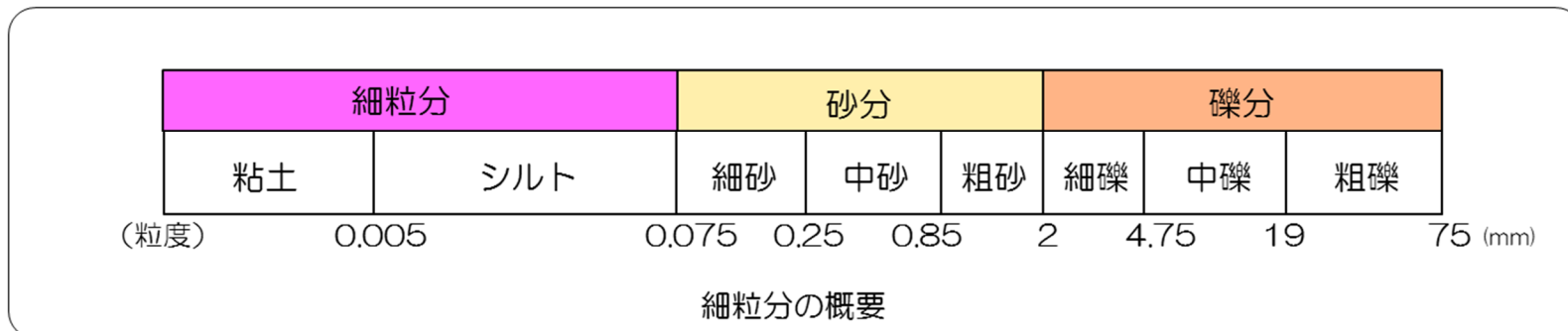
### 細粒分含有率 (Fc) とは

- 細粒分含有率 (Fc) は、地盤を構成する土粒子の全質量に対する細粒分 (粒径0.075mm未満) の質量割合であり、土質材料を分類する際の指標として用いられ、液状化判定の対象層選定の指標としても用いられる。
- 細粒分含有率 (Fc) は、土質材料の分類以外にも、液状化強度の推定など地盤の工学的性質に及ぼす細粒分の影響を検討する際のパラメータとしてよく用いられている。また、盛土材の適否を検討する際にも細粒分含有率が用いられる。

### 試験方法

- 細粒分含有率試験は、「土の細粒分含有率試験方法」(JIS A 1223:2000)に基づいて実施する。
- 試料の乾燥質量 ( $m_s$ ) を測定する。次に、ふるい目開き0.075mmに残った試料の乾燥質量 ( $m_{0s}$ ) を測定し、細粒分含有率 (Fc) を評価する。

$$F_c = \frac{m_s - m_{0s}}{m_s} \times 100$$



第 11-11-18 図 細粒分含有率 (Fc) について

### 乾燥密度、間隙比とは

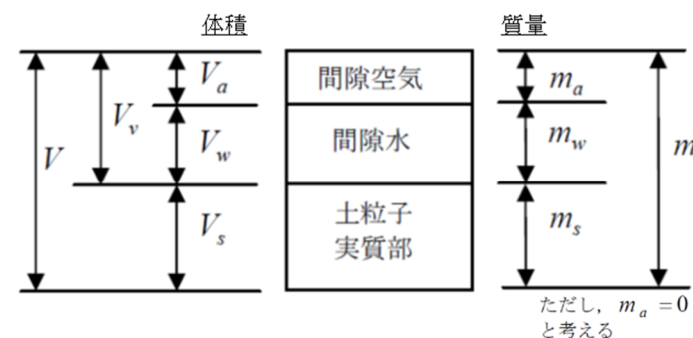
- 乾燥密度、間隙比は、土の湿潤密度、含水比試験及び土粒子の密度試験から求まる湿潤密度、含水比及び土粒子の密度から算出され、土の締め具合を表す基本的な土の物性値である。なお、間隙比は相対密度の算出にも用いられる。

### 試験方法

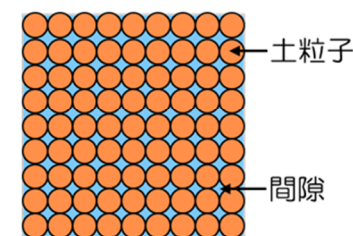
- 湿潤密度は「土の湿潤密度試験方法」(JIS A 1225:2009)に、含水比は「土の含水比試験方法」(JIS A 1203:2009)に、土粒子の密度は「土粒子の密度試験方法」(JIS A 1202:2009)に基づいて実施する。
- 「土の湿潤密度試験方法」においては、乱さない供試体の質量と体積を室内で直接測定して求める。「土の含水比試験方法」においては、試料の乾燥前後の質量を測定して求める。「土粒子の密度試験方法」においては、土粒子の質量と体積を測定して求める。
- 乾燥密度( $\rho_d$ )及び間隙比( $e$ )は、下式により算出する。

$$\rho_d = (\rho_t / (1 + w/100)) = m_s / V$$

$$e = (\rho_s / \rho_d) - 1 = V_v / V_s$$



|              |                                  |
|--------------|----------------------------------|
| 土の湿潤密度       | $\rho_t = m / V$                 |
| 土の乾燥密度       | $\rho_d = m_s / V$               |
| 土粒子の (質量) 密度 | $\rho_s = m_s / V_s$             |
| 含水比(%)       | $w = \frac{m_w}{m_s} \times 100$ |
| 間隙比          | $e = \frac{V_v}{V_s}$            |



地盤内の土粒子と間隙のイメージ

第 11-11-19 図 乾燥密度及び間隙比について

### 相対密度とは

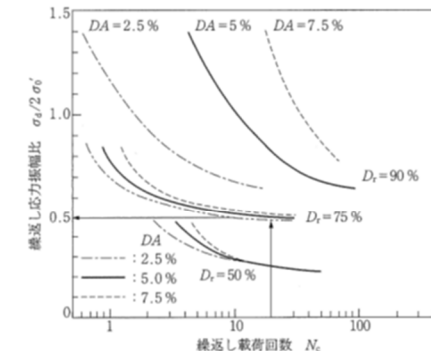
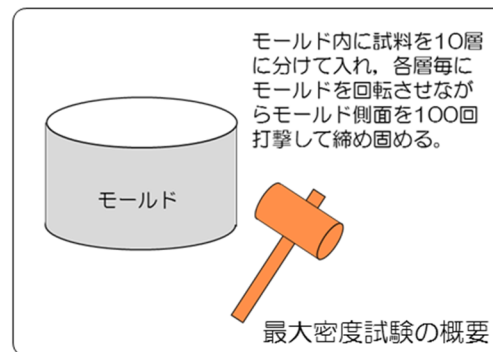
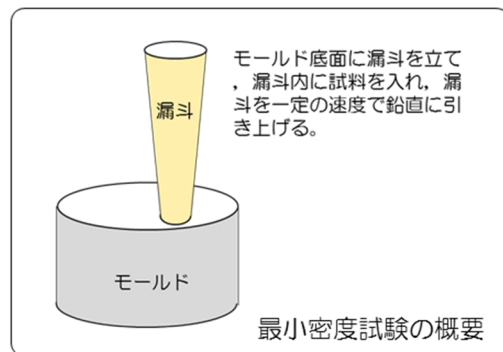
- 相対密度は、下式で定義される地盤の締まりを表す指標である。相対的に、相対密度が大きい方が地盤は密で、小さい方が疎である。
- 砂の相対密度は、力学特性を表すパラメータとして利用されている。なお、相対密度はそれぞれの密度の誤差が相対密度に大きな誤差となって反映されるという特徴を持っており、特に細粒分を多く含む場合には誤差が大きくなる特性がある。

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

$e$  : 試料の間隙比 (間隙の体積 ÷ 土粒子の体積)  
 $e_{\max}$  : 最小密度試験による試料の間隙比  
 $e_{\min}$  : 最大密度試験による試料の間隙比

### 試験方法

- 最大、最小密度の試験は、「砂の最小密度・最大密度試験方法」(JIS A 1224:2000)に基づいて実施する。
- 「砂の最小密度・最大密度試験方法」においては、「2mmふるいを通し、75 $\mu$ mふるいに95%以上残留する砂」を基本としており、採取した試料のうち粒径2mm以上の礫を除去して試験を実施した。
- 地盤工学会(2000)によれば、「更新世中期や前期に堆積した砂のように極めて密な砂の場合、相対密度は100%を越えることが普通である。」とされている。



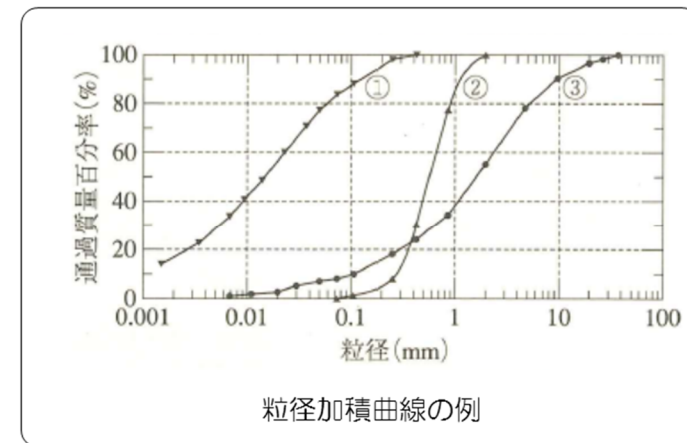
第 11-11-20 図 相対密度 (Dr) について

### 粒径加積曲線とは

- 土を構成する土粒子の粒度の分布状態を粒度といい，土粒子の分布状態を粒径とその粒径より小さい粒子の質量百分率の関係を示した曲線を粒径加積曲線という。
- 粒径加積曲線は，土の締固め特性や透水性及び液状化強度などの力学的性質の推定，建設材料としての適性の判定や掘削工・基礎工などの施工法の決定などに利用されている。

### 試験方法

- 土の粒度試験は，「土の粒度試験方法」(JIS A 1204:2009)に基づいて実施する。
- 「土の粒度試験方法」においては，粒径2mm以上の土粒子はふるい分析を，2mm未満の土粒子は沈降分析を行った後に古い分析を行う。



第 11-11-21 図 粒径加積曲線について

**【参考文献】**

- 1) 地盤工学会(2009)：地盤材料試験の方法と解説，平成 21 年 11 月.

#### 11.4 液状化関連の文献整理

液状化に関連した文献を整理して，第 11-11-22 図に中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について，第 11-11-23 図にサイクリックモビリティについて，第 11-11-24 図に有効応力解析について示す。



表 3-3 室内液状化試験装置の種類と特徴

| 項目<br>種類                                          | 応力状態        | モ ー ル 円 | 応力経路<br>(全応力)<br>1→2→3→4 | 拘束状態                                                   | ひずみ状態            | 繰返し荷重                  |
|---------------------------------------------------|-------------|---------|--------------------------|--------------------------------------------------------|------------------|------------------------|
| 原地盤                                               |             |         |                          | 異方応力状態<br>( $K_0$ 圧密)<br>(初期せん断応力<br>が加わることも<br>ある)    | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 多方向ランダム<br>波           |
| 繰返し三軸<br>(別名 振動三軸)<br>動的三軸)                       |             |         |                          | 等方応力状態                                                 | 軸対称変形            | 一方向正弦波                 |
| 繰返しねじりせん断<br>(別名 動的ねじりせん断)<br>(リングねじりせん断も<br>同種類) |             |         |                          | 等方または異方<br>応力状態<br>( $K_0$ 圧密可)<br>(初期せん断応<br>力も加えられる) | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 一方向<br>正弦波またはラ<br>ンダム波 |
| 繰返し<br>単純<br>せん断                                  | NGI 型       |         |                          | 異方応力状態<br>(準 $K_0$ 圧密;<br>$K_0$ 未知)<br>(初期せん断応<br>力も可) | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 多方向<br>正弦波またはラ<br>ンダム波 |
|                                                   | Cambridge 型 |         |                          | 異方応力状態<br>( $K_0$ 圧密)<br>(初期せん断応<br>力も可)               | 平面ひずみ<br>単純せん断変形 | 一方向<br>正弦波またはラ<br>ンダム波 |

(a) 安田 (1991)

第 11-11-22 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

繰返しねじりせん断装置（動的ねじりせん断装置）

- 繰返しねじりせん断試験では中空円筒や中実円柱の供試体を用い、これにねじりせん断力を加える。
- 円筒や円柱では半径方向にせん断ひずみの値が異なってくるため、その影響をなるべく少なくするため、中空円筒の供試体の方がよく用いられる。
- 供試体には図3-8 (a) に示したように初期の拘束圧や初期せん断力を加えておいた後、繰返しせん断力を加える。
- 地盤内での応力状態に合わせて異方応力（軸圧と側圧が異なる）にしたり、斜面内や構造物下の地盤の状態を再現するために初期せん断力を加えたり、さらに、側圧でも外圧と内圧とを違って三主応力が異なるようにすることができる。

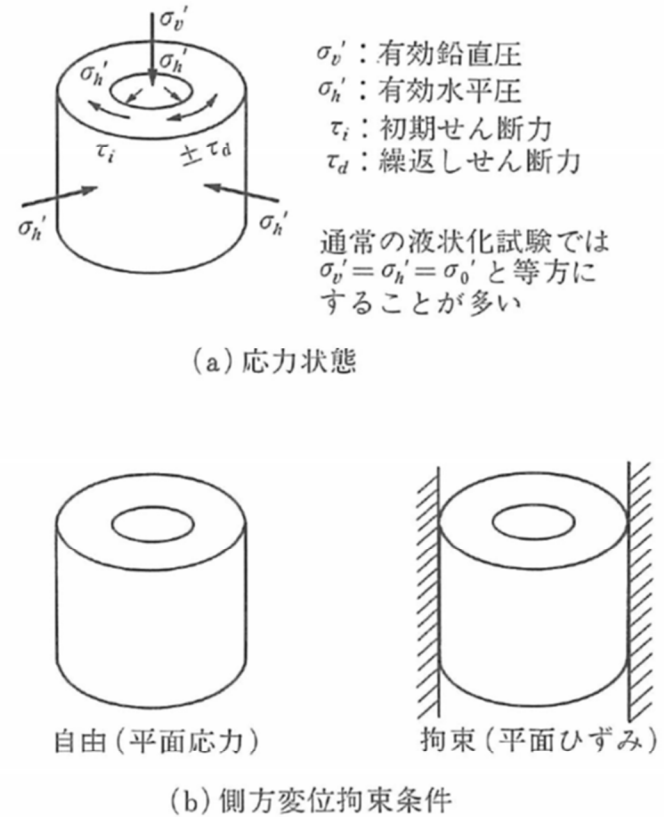


図 3-8 繰返しねじりせん断試験における応力，側方変位拘束条件

(b) 安田 (1991)

第 11-11-22 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

表-7.1.1 せん断試験の種類

|          | 種類                                                                                                                                               | 試験の原理 | 応力の載荷方法                                                |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|--------------------------------------------------------|
| せん断応力載荷型 | 側方変位拘束型<br>土の一面せん断試験 (第4章)<br>単純せん断試験 (第8章)<br>リングせん断試験 (第8章)<br>岩盤不連続面の一面せん断試験 (第12章)                                                           |       | 特定のせん断または供試体の境界面に垂直力とせん断力を直接載荷 (主応力方向変化)               |
|          | 側方変位非拘束型<br>ねじりせん断試験 (第5章)<br>繰返しねじりせん断試験 (第7章)<br>室内ペーンせん断試験 (第8章)                                                                              |       |                                                        |
| 主応力載荷型   | 軸対称型<br>土の一軸圧縮試験 (第2章)<br>三軸圧縮試験 (第3章)<br>三軸伸張試験 (第3章)<br>繰返し三軸試験 (第6, 7章)<br>岩石の一軸圧縮試験 (第9章)<br>岩 (岩石) の三軸圧縮試験 (第10章)<br>圧裂による岩石の引張り強さ試験 (第11章) |       | 供試体の境界面に主応力を載荷し、結果として生じるせん断断面上の垂直応力・せん断応力を算定 (主応力方向固定) |
|          | 三主応力型<br>平面ひずみ試験 (第8章)<br>三主応力制御試験 (第8章)                                                                                                         |       |                                                        |

(b) 地盤工学会 (2009)

第 11-11-22 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

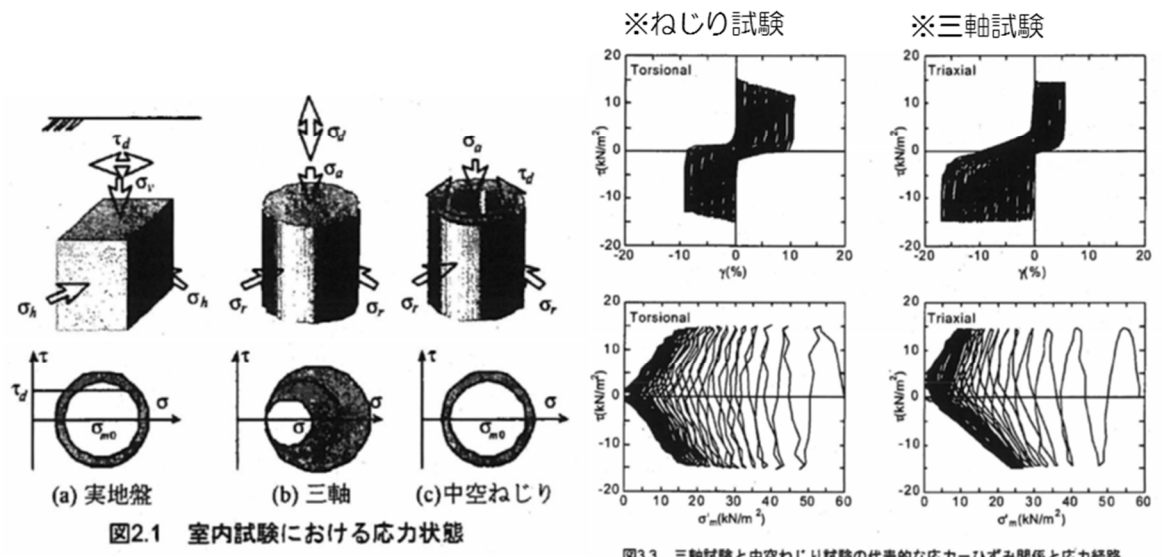
## 第5章 ねじりせん断試験

- ▶ねじりせん断試験は，中空円筒供試体の上または下端にトルクを加えて円周方向にねじることによって供試体全体にせん断変形を与える試験であり，直接型せん断試験の一種である。
- ▶他の直接型せん断試験と比較すると，供試体の側方応力条件が明確であることと供試体の水平・鉛直面に共役なせん断応力を確実に作用させることができるという利点を有する。したがって，供試体に作用する主応力の大きさと方向が容易に求められる。
- ▶三軸試験に代表される間接型せん断試験と比較して以下のような利点を有する。
  - ①主応力方向が連続的に回転するような応力状態も再現することができる。
  - ②軸方向に対して直角方向にせん断できる。
  - ③比較的広範囲な応力経路またはひずみ経路を供試体に与えられる。
- ▶ねじりせん断試験では，制御できる応力の自由度が大きいことから，さまざまな応力状態のもとでの土の基本的な挙動を明らかにすることができる。

(d) 地盤工学会 (2009)

第 11-11-22 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

- ▶ 現在液状化強度を求めるために最も普通に行われている振動三軸試験では、図2.1 (b)に示すように側圧を一定に保ったまま軸力を変動させせん断応力を変動させるものであり、せん断応力の変動とともに有効拘束圧も変化する。
- ▶ より原位置に近い応力状態を再現できる試験機に中空ねじり試験機がある。この試験では図2.1 (c)に示すように軸力、側圧を一定に保ったまません断応力を加えるので、試料の半径方向の応力変動が無視できるとすればほぼ実地盤に対応している。
- ▶ 三軸試験では圧縮側と引っ張り側で挙動が異なり、応力経路は上下では対象ではないし、ひずみの発生量も異なる。これに対してねじり試験では応力-ひずみ関係、応力経路ともほぼ対称な形をしている。



(e) 澤田ほか (2003)

第 11-11-22 図 中空円筒供試体による繰返しねじりせん断試験方法について

## サイクリックモビリティ

cyclic mobility

砂などの繰返し载荷において、有効拘束圧 (effective confining pressure) がゼロに近づいてから、载荷時にせん断剛性 (shear modulus) の回復、除荷時に有効応力\*の減少を繰り返していくが、ひずみ\*は有限の大きさにとどまる現象をサイクリックモビリティといい、液状化\*とは区別して用いられることがある。地震のような繰返しせん断応力を受ける場合には、有効拘束圧がゼロかそれに近いところで大きなひずみが生じる。一方ではひずみが大きくなると、再び剛性が回復してくるので、いわゆる液状化状態ではなくなる。有効拘束圧がゼロの付近でどの程度大きなひずみが発生するかは、主に砂の密度と繰返し载荷でのせん断応力の大きさや繰返し回数 (number of cycles) に依存しており、密度が小さいほど、また、液状化以後に繰返しせん断応力が大きく、繰返し回数が多いほど大きなひずみが発生する。逆に、密度の大きい砂では、一時的に有効拘束圧がゼロまたはその近くになっても、引き続き载荷に対して大きなひずみが発生しない。

(a) 地盤工学会 (2006)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

## 液状化（密な砂の場合）

- ▶ やや密な砂では、図-1に示すように一時的に $\sigma'$ がゼロになっても、図-1中のA→Bのように引き続きせん断応力を供試体に加えても、供試体のひずみが無限に大きくなるわけではない。
- ▶ 密な砂では、せん断応力が働いていない時に、一時的に有効拘束圧がゼロになってもせん断応力が加わり、せん断ひずみが生ずると体積が膨張しようとするダイレイタンスーの現象が生じる。
- ▶ 非排水状態にある飽和砂のように等体積状態であれば、体積膨張しようとするれば、負の過剰間隙水圧が発生することになり、有効拘束圧が増加することになる。図-1の場合でもA→Bのプロセスで過剰間隙水圧が大幅に減少している。したがって、有効拘束圧の増加に伴うせん断抵抗力の増加が生ずることになる。この傾向は密な砂ほど大きくなる。
- ▶ 非排水状態での繰返し荷重に対する飽和砂の強度は密になるほど、特に間隙水圧の上昇そのもので定義するのは適切ではなく、発生したひずみの大きさで、定義する方がよりよいということになる。

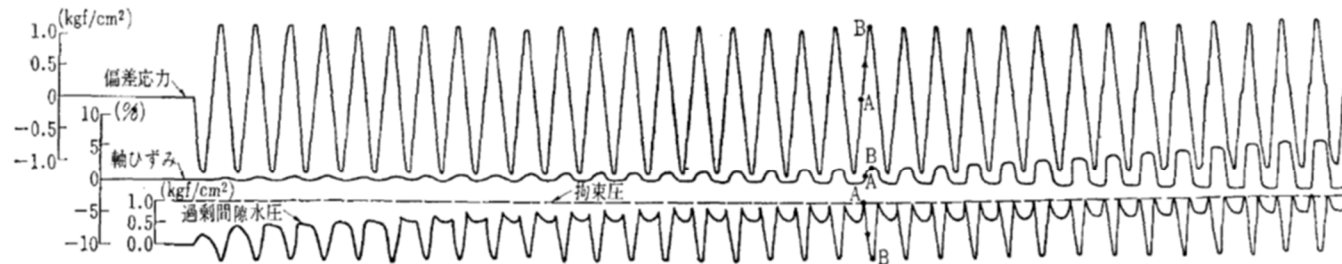


図-1 不飽和状態 ( $w=8\%$ ) でタンピングして作製した Monterey No. 0 砂の振動三軸試験結果 ( $D_r=79\%$ , 背圧  $1 \text{ kgf/cm}^2$ , 初期圧密応力  $\sigma_c'=1 \text{ kgf/cm}^2$ , 偏差応力比  $\sigma_{dp}/2\sigma_c'=0.55$ , 供試体寸法: 高さ  $153 \text{ mm}$ , 直径  $61 \text{ mm}$ , 空圧式繰返し荷重 ( $1 \text{ Hz}$ ))。

(b) 龍岡 (1980)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

## 液状化（密な砂の場合）

- ▶ サイクリックモビリティとは、「密な砂地盤が繰り返しせん断を受け、過剰間隙水圧の増加に伴って、せん断ひずみ振幅が徐々に増大する現象である。」としている（図-1）。
- ▶ 地盤の液状化は、ゆるい砂地盤が繰り返しせん断を受け、せん断振幅が急増し、地盤全体が泥水状態となり、噴砂や噴水を伴うことが多いので、現象的にサイクリックモビリティとは異なる。
- ▶ 密な砂では、ゆるい砂でみられるようなひずみの急増は見られず、変形が限定される傾向が著しい。この点で、サイクリックモビリティ現象を示す密な砂地盤は、構造設計における ductility（ねばり）の効果と同等の工学的特性を有するものと評価される。

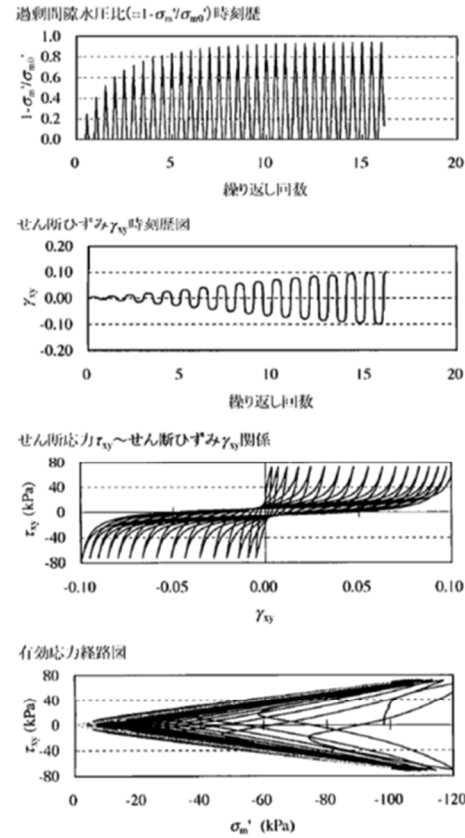


図-1 密な砂の非排水繰返しせん断挙動の例<sup>1)</sup>

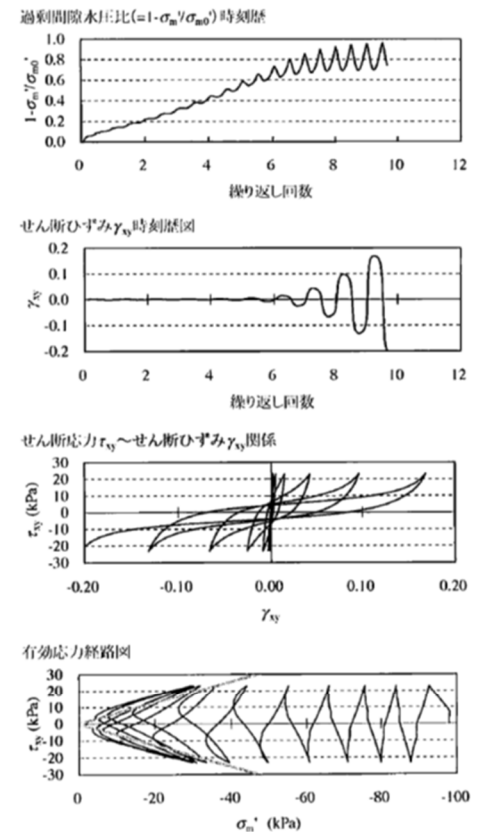


図-2 ゆるい砂の非排水繰返しせん断挙動の例<sup>1)</sup>

(c) 井合 (2008)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて



## 間隙水圧上昇を伴う繰返しせん断変形（サイクリックモビリティー）

- ▶ ゆるい砂の液状化と異なる点は、密な砂では、せん断ひずみがある限度を超えると、せん断によって堆積が膨張しようとする傾向（正のダイラタンス）が現れるので、非排水条件のもとでは、せん断ひずみが大きくなると間隙水圧が減少し、したがって有効応力が回復することである。
- ▶ その結果、間隙水圧比が100%に達した後の過剰間隙水圧は、図-2.11に示すような変動を示す。
- ▶ すなわち、有効応力がゼロになるのは、せん断応力がゼロになる瞬間だけであり、せん断応力が作用している間は有効応力が存在するので、間隙水圧比が100%に達した後でも、繰返しせん断に対して相当な剛性を保持する。
- ▶ 密な砂では、緩い砂でみられるような破局的なクイックサンドは起こらず、有限なひずみ振幅をもつせん断変形が繰り返されるにすぎない。

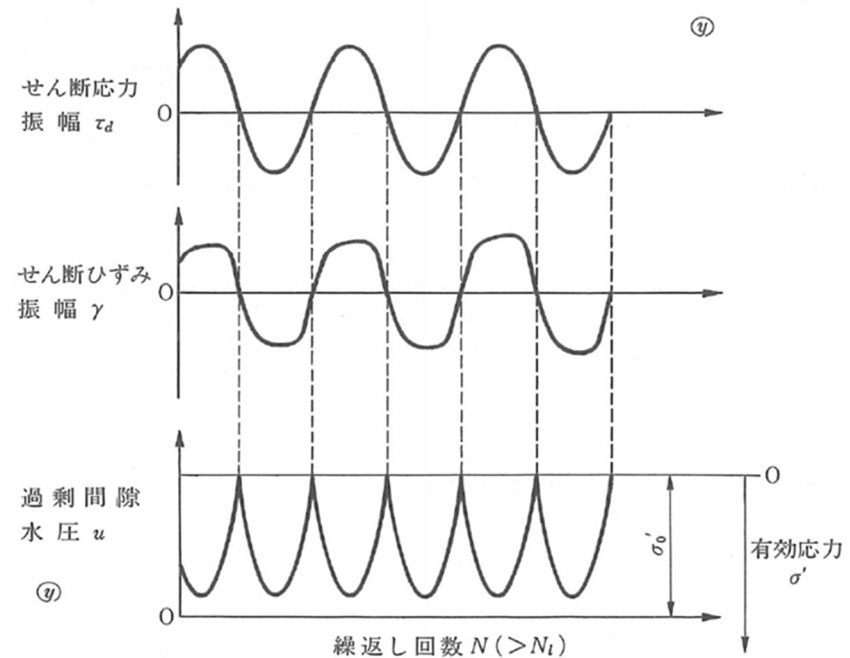


図-2.11 密な飽和砂の繰返し単純せん断試験において、間隙水圧比が100%に達した後のせん断ひずみと過剰間隙水圧の変化(模式図)

(d) 吉見 (1991)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

## サイクリックモビリティ

- ▶ ゆる詰めと密詰めでの応力経路と応力～ひずみ関係を示すと図4-5となる。ゆる詰めの場合は応力経路が原点に近づいてゆき有効拘束圧が0になった後、せん断力が加わると、大きなひずみが発生する。
- ▶ 密詰めの場合には大ひずみは生じない。  
一時的に有効拘束圧が0になっても、その後  
にせん断力を加えると負の過剰間隙水  
圧が発生して有効拘束圧が増加（回復）  
し、有限の小さなひずみ振幅しか発生し  
ない。この現象を“サイクリックモビ  
リティ”と呼んで液状化と区別するこ  
ともある。

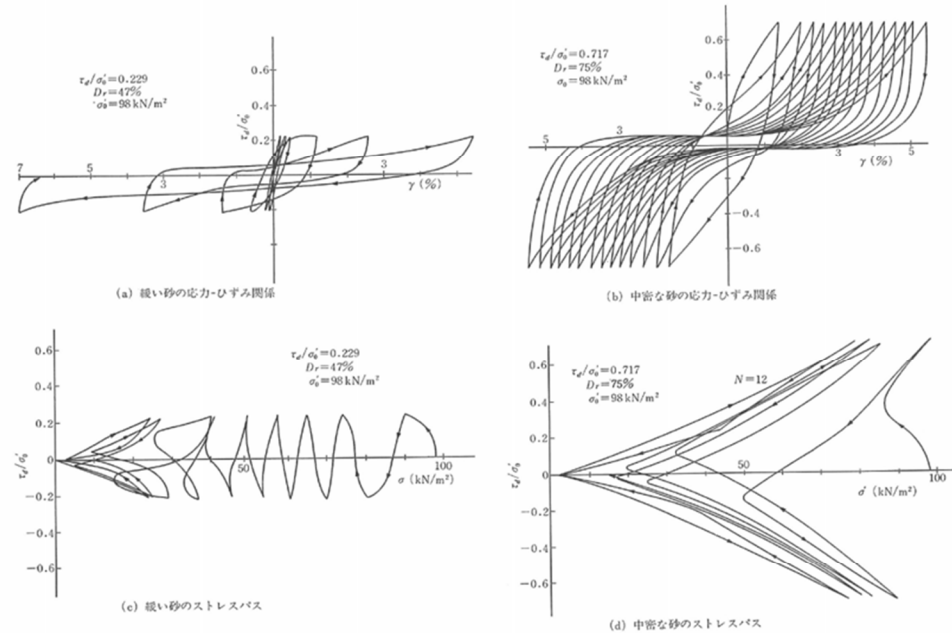


図 4-5 ゆる詰めと密な試料の応力経路および応力～ひずみ関係の比較（繰返しねじりせん断試験、富士川砂）<sup>2)</sup>

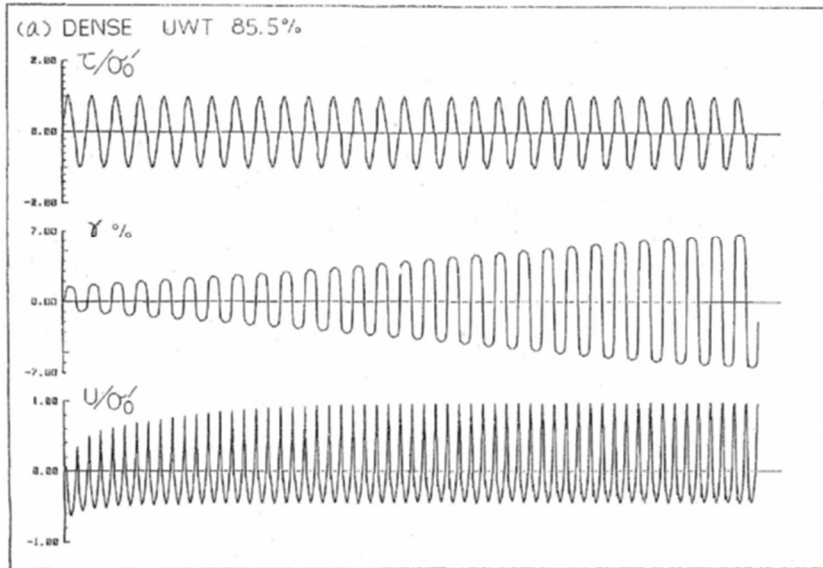
(e) 安田 (1991)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

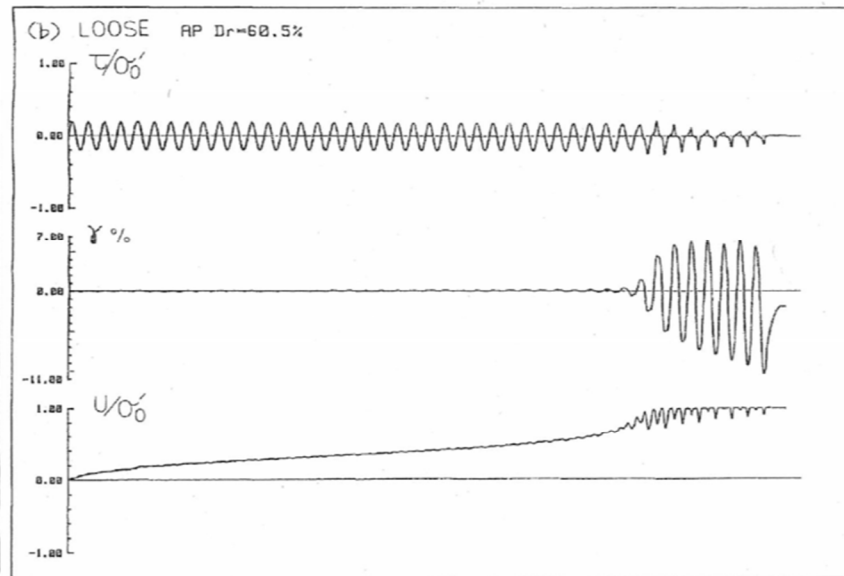
### 液状化（密な砂の特徴）

- ▶ ゆるい砂では応力径路がいわゆる「変相線」を越えた時点から除荷される時に砂が言わば泥水液体状となり、流動性を帯びてひずみが無限に生じる。
- ▶ 密な砂では応力径路が「変相角」を越えてからも液体状にならずせん断応力の除荷載荷に応じて破壊線に平行に応力径路が移動し有効応力がくり返し回復するようないわゆる“Cyclic Mobility”現象を示す。

※密な砂



※ゆるい砂



(f) 国生ほか (1983)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

### 液状化（密な砂の特徴）

あるひずみ振幅の範囲内ではせん断抵抗が非常に低下し、一見、ゆるい砂と同様な挙動を示すが、その範囲を越えると有効応力が回復してくるために急激にせん断抵抗が増すことになる。载荷のくり返し数が増すに従って、このひずみ範囲は徐々に増大するが、ゆるい砂のようにひずみが急激にのびることは決してない。

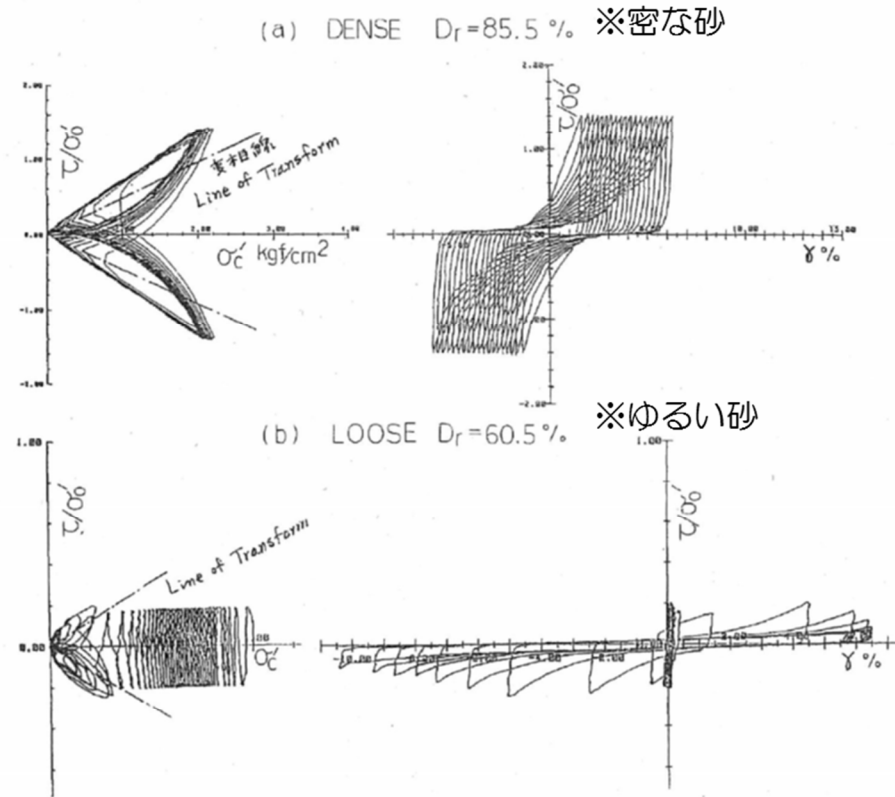


図3-2 密な砂(a)とゆるい砂(b)の中空ねじりせん断試験による有効応力経路(左側)と応力・ひずみ関係  
Effective Stress Path and Stress - Strain Curve for Dense Sand (a) and Loose Sand (b)

(g) 国生ほか (1983)

第 11-11-23 図 サイクリックモビリティについて

## 第5章 係留施設

### 1 総説

#### 【省令】(通則)

第二十五条 係留施設は、船舶の安全かつ円滑な利用を図るものとして、地象、気象、海象その他の自然状況及び船舶の航行その他の当該施設周辺の水域の利用状況に照らし、適切な場所に設置するものとする。

#### 【省令】(係留施設に関し必要な事項)

第三十四条 この章に規定する国土交通大臣が定める要件その他の係留施設の要求性能に関し必要な事項は、告示で定める。

#### 【告示】(係留施設)

第四十七条 係留施設の要求性能に関し省令第三十四条の告示で定める事項は、次条から第七十三条までに定めるとおりとする。

### 1.1 総論

- (1) 係留施設には、岸壁、棧橋、物揚場、浮棧橋、船揚場、係船浮標、係船杭、ドルフィン、デタッチドピア及びエアークッション艇発着施設等がある。岸壁、棧橋及び物揚場のうち、地震対策の観点から特に重要な施設でその耐震性能を強化する必要がある施設を耐震強化施設といい、地震動の作用後に当該施設に求められる機能に応じて、耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))、耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))、耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))に分類される。
- (2) 係留施設の構造形式は、自然条件、利用条件、施工条件及び経済性等を考慮して決定する。係留施設の構造形式は、重力式係船岸、矢板式係船岸、自立矢板式係船岸、二重矢板式係船岸、柵式係船岸、根入れを有するセル式係船岸、置きセル式係船岸、直杭式横棧橋、斜め組杭式横棧橋、ジャケット式棧橋等に分類される。
- (3) 係留施設のレベル1地震動及びレベル2地震動に対する標準的な性能照査順序の例を図-1.1.1及び図-1.1.2に示す。なお、詳細については、構造形式ごとの記述を参照することができる。

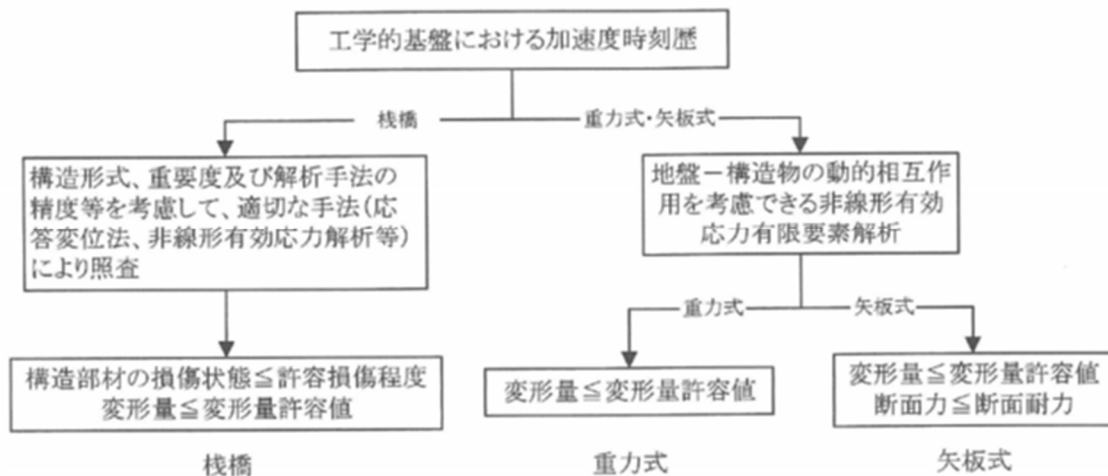


図-1.1.2 レベル2地震動に対する性能照査順序の例

(a) 日本港湾協会 (2007)

第 11-11-24 図 有効応力解析について

(9) 地震動に対する性能照査（詳細法）

- ① 重力式岸壁のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、適切な地震応答解析あるいは実験により具体的に施設の変形量等を算定して行う。なお、レベル2地震動に関する偶発状態における変形量の標準的な限界値については、本編第5章1.4耐震強化施設のレベル2地震動に対する変形量の限界値の標準的な考え方を参照して、適切に設定することができる。

施設の変形等に対する性能照査手法は、大別すると、地震応答解析による方法と、振動台等による振動実験による方法の二種類がある。

(a) 地震応答解析による方法

地震応答解析は表-2.2.3のように分類できる。以下に、この分類にしたがって、各種の地震応答解析法を説明する。地震応答解析手法によっては、変形等の照査を行う目的には適さないものもあるため、下記の説明を踏まえて、目的に応じた解析手法を選択する必要がある。

表-2.2.3 地震応答解析の分類

|                    |                               |
|--------------------|-------------------------------|
| 解析法<br>(飽和地盤の取り扱い) | 有効応力解析法、全応力解析法<br>(固層及び液層、固層) |
| 計算対象領域(次元)         | 一次元、二次元、三次元                   |
| 一般的な計算モデル          | 重複反射モデル、質点モデル、有限要素モデル         |
| 材料特性               | 線形、等価線形、非線型                   |
| 計算領域               | 時間領域解析法、周波数領域解析法              |

1) 有効応力解析法と全応力解析法

液状化の予測・判定という観点や、土の変形挙動の予測という観点から見ると、地震応答解析は有効応力解析法に基づくものと全応力解析法に基づくものに分けることができる。特に、地震動作用時の港湾の施設の変形予測に際しては、地盤内の過剰間隙水圧の発生に伴う有効応

力の減少（その極端な状態が液状化である）を考慮する必要がある場合が多い。これは、有効応力の減少など土の応力状態の変化に伴い、土の応力-ひずみ関係や減衰特性などが変化し、地盤の変形特性や応答特性が変化するためである。有効応力解析法は地盤に発生する過剰間隙水圧を計算により直接求めることができる方法であるが、全応力解析法では過剰間隙水圧の変化が計算されない。このため、例えば地盤の地震応答の計算において、ある程度以上の過剰間隙水圧（条件にもよるが、過剰間隙水圧比で概ね0.5以上）が発生する場合には、全応力解析法による計算結果は実際の地震応答とかなり異なる可能性が大きい。

単なる地震応答計算であれば、簡便な全応力解析法を実務で用いることも多いが、液状化の発生が懸念されるような港湾の施設の変形照査においては、有効応力解析法を用いることが基本である。

(b) 日本港湾協会（2007）

第11-11-24図 有効応力解析について

### 7.3 地盤応答解析

#### 7.3.1 一般

地点依存の動的解析により、表層地盤の挙動を算定する際は、建設地点の土の動力学特性や地層構成などに基づき、動的解析により求めるものとする。ただし、詳細な検討を必要としない場合等は、簡易解析法により算定してもよい。

#### 7.3.3 動的解析による方法

##### 7.3.3.1 一般

動的解析による方法により表層地盤の挙動を算定する場合は、土の動力学特性および地盤を適切にモデル化した時刻歴非線形動的解析法によるのがよい。

##### 7.3.3.4 地盤の液状化の可能性のある場合

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有効応力の低下を考慮した有効応力解析による動的解析法を用いて表層地盤の挙動を評価するのがよい。

#### 【解説】

液状化の可能性のある地盤における地盤の動的解析手法は、基本的には有効応力法による時刻歴動的解析法を用いるのがよい。有効応力法では、地盤を土と水とに分けて考える。有効応力法に用いられる基礎

方程式は、土に関する釣合方程式、水に関する釣合方程式、および水の流入・流出と土骨格の体積変化の関係などを考慮している。

液状化は、過剰間隙水圧の上昇に伴い地盤の有効応力が減少し、地盤の剛性や強度が極端に低下する現象である。しかし、密度の大きい地盤では過剰間隙水圧が上昇して一時的に有効応力が減少してもサイクリックモビリティにより、地盤の剛性や強度が回復する。このように液状化は複雑な現象であり、これを表現するため、様々な地盤構成則が提案されている。それらには大きく分けて以下のタイプがある。

- 1) ひずみを弾性成分と塑性成分に分け、降伏、塑性化および硬化に関する三つの関数により、応力-ひずみ関係とダイレイタンスー関係を一体化して考慮する。
- 2) ひずみを弾性・塑性成分に分けず、せん断応力とせん断ひずみの関係を一つの数式で表現し、ダイレイタンスー特性は別途モデル化する<sup>1),2)</sup>。そのため、2)の方法は1)の方法に比べて理論的な厳密さに欠ける点があるが、必要なパラメータの設定方法が比較的容易であるなどの利点があり、適切に用いれば実務上十分な精度を有している。

上述したように、有効応力解析は地盤を土と水とに分けて考えるので、原理的には最も精度が高い解析法であるが、解析に用いられるパラメータの数が多く、その設定には精緻な地盤諸数値を必要とする。そのため、原位置でサンプリングした乱れの少ない試料を用いた詳細な室内土質試験を実施してパラメータを設定しなければ、解析手法と解析条件の精度のバランスに差が生じることもある。したがって、有効応力解析を実施して地盤の挙動を評価する際には、各パラメータが解析結果に与える感度を十分に勘案する必要がある。

#### 参考文献

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15, 1992.
- 2) 福武毅芳・松岡元：任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係，土木学会論文集，No. 463/III-22号，pp. 75-84, 1993.

(c) 鉄道総合技術研究所 (2012)

第 11-11-24 図 有効応力解析について

Iai et.al(1992)は、サイクリックモビリティが観察された砂の繰返しねじり試験結果に対して、有効応力解析プログラムFLIPを用いた解析を実施した。その結果、FLIPによる解析結果は、室内試験結果と良い対応を示したと報告している。

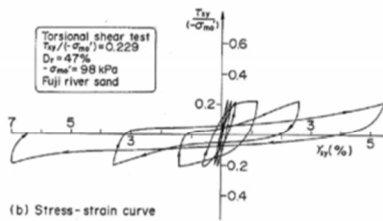
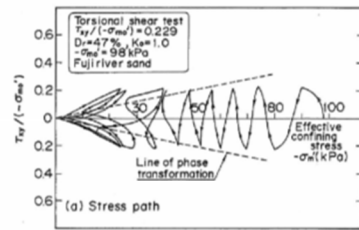


Fig. 1. Stress path and stress-strain curve for loose sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

実験結果

ゆるい砂 (相対密度 $D_r=47\%$ )

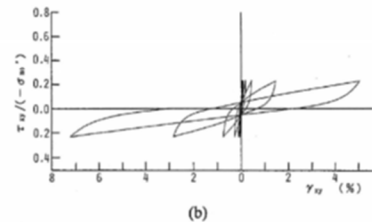
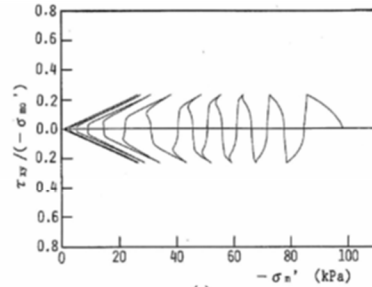


Fig. 9. Computed results of loose sand to be compared with the laboratory results in Fig. 1. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

解析結果

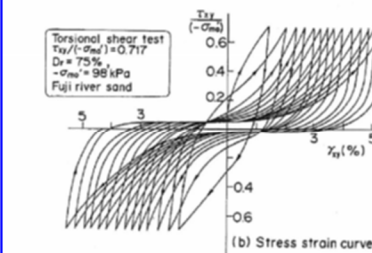
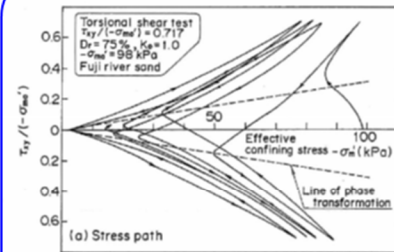


Fig. 2. Stress path and stress-strain curve for dense sand obtained from the cyclic torsion shear test (after Ishihara, 1985)

実験結果

密な砂 (相対密度 $D_r=75\%$ )

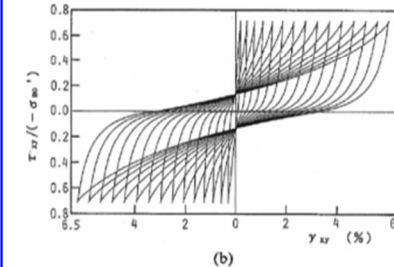
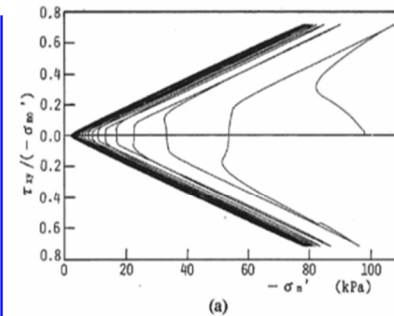


Fig. 10. Computed results of dense sand to be compared with the laboratory results in Fig. 2. (a) Stress path, (b) Stress strain curve

解析結果

(d)Iai et.al(1992)

第 11-11-24 図 有効応力解析について



Iai et.al(1995)は、有効応力解析プログラムFLIPを用いて、1993年釧路沖地震のシミュレーション解析を実施した。本検討では、密な地盤に対して液状化パラメータを設定している。FLIPによる地表面加速度は、サイクリックモビリティの影響を示す観測値を再現することができたと報告している。

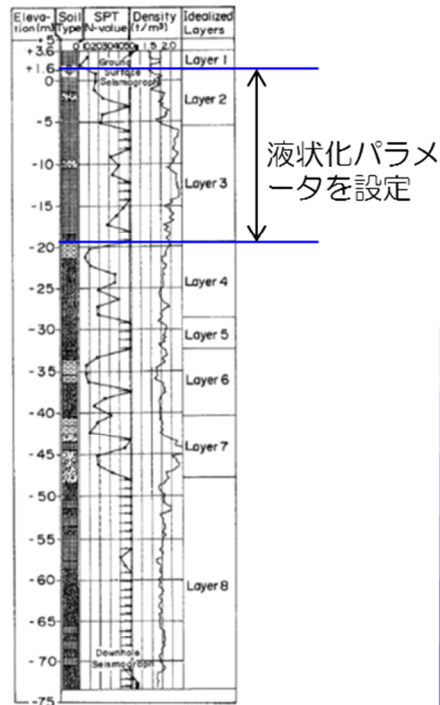


Fig. 21. Idealized soil layers for response analysis  
解析モデル

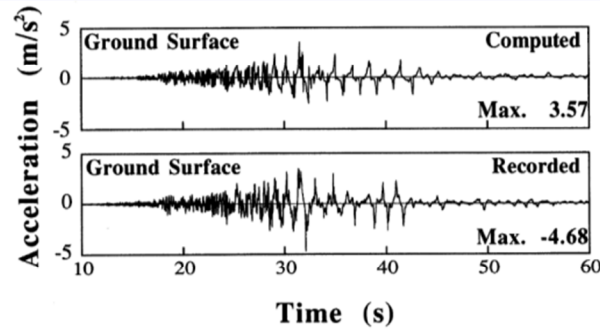


Fig. 24. Recorded and computed accelerations at the ground surface

地表面加速度の比較（上段：解析値，下段：観測値）

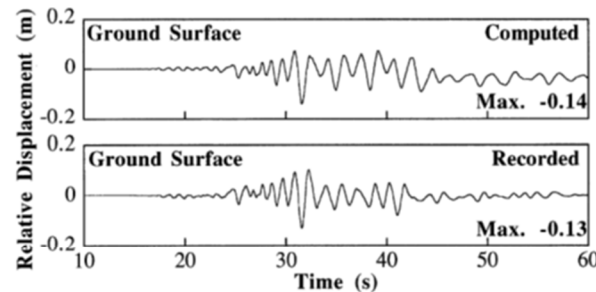


Fig. 25. Recorded and computed displacements at the ground surface relative to the base at a depth of 77 meters

地表面変位の比較（上段：解析値，下段：観測値）

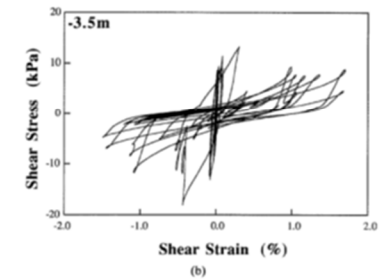
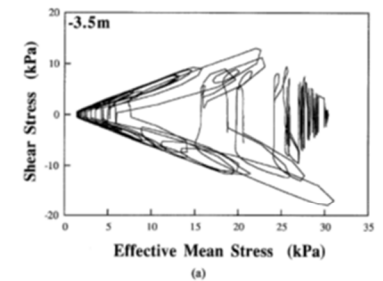


Fig. 26. Computed stress path and stress-strain relation at a depth of 3.5 meters in Layer 2; (a) stress paths and (b) stress strain relation

解析値の一例

（上段：有効応力経路，下段：せん断応力-せん断ひずみ関係）

(e)Iai et.al(1992)

第 11-11-24 図 有効応力解析について

4 条-別紙 11-215

【参考文献】

- 1) 安田進(1991)：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，1991年5月．
- 2) 地盤工学会(2009)：地盤材料試験の方法と解説，平成21年11月．
- 3) 澤田俊一，三上武子，吉田望，竹島康人，藤井紀之：過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学委員会レベル2地震動による液状化研究小委員会『レベル2地震動による液状化』，pp.397-400，2003年．
- 4) 地盤工学会(2006)：地盤工学用語辞典，pp.219-220，平成18年3月．
- 5) 龍岡文夫：サイクリック・モビリティ（Cyclic Mobility），土と基礎，技術手帳，pp.105-106，1980年6月．
- 6) 井合進：サイクリックモビリティ，地盤工学会誌56（8），pp.76-77，2008年8月．
- 7) 吉見吉昭(1991)：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，1991年，5月．
- 8) 国生剛治，吉田保夫，西好一，江刺靖行(1983)：密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討（その1）密な砂の動的強度特性，電力中央研究所報告 研究報告：383025，昭和58年10月．
- 9) 日本港湾協会(2007)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，平成19年7月．
- 10) 鉄道総合技術研究所(2012)：鉄道構造物等設計標準・同解説，平成24年9月．
- 11) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992): STRAIN SPACE PLASTICITY MODEL FOR CYCLIC MOBILITY, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No. 2, pp.1-15.