

東京湾横断道路における人工島の土質工学的諸問題

Geotechnical problems in construction of man-made islands for
Trans Tokyo-Bay Highway projectおお いし つぐ おお
大 石 嗣 雄*たつ おか ふみ お
龍 岡 文 夫**

1. はじめに

東京湾横断道路は、東京湾の湾央部を横断して神奈川県川崎市と千葉県木更津市を結ぶ延長約15 kmの路線であり、その両端において東京湾岸道路と接続して東京湾環状道路を形成するとともに、東京外かく環状道路、首都高速道路網、東関東自動車等の高速自動車国道網と連絡して、首都圏における基幹的道路網の中核をなす路線である(図-1)。本計画ルートは、船舶航行の輻輳する東京湾を横断することから、特に船舶航行の輻輳する川崎側の約10 kmについては可航水域を確保すべくトンネルとし、船舶航行の比較的少ない木更津側の約5 kmについては橋梁とし、桁下制限付可航路を設定することとしている。またトンネルのほぼ中間には換気のための人工島(川崎人工島)、トンネルと橋梁との間には接続部としての人工島(木更津人工島)を配置している(図-2、口絵写真-3参照)。

東京湾横断道路の人工島の計画にあたっては図-3、表-1に示すように、大水深の海底軟弱地盤上に構築される大規模な土木構造物となること、比較的地震の多い東京湾に計画されていることから、日本道路公団では、昭和53年度から東京湾横断道路人工島構造検討委員会(委員長:久野悟郎 中央大学教授)を設置して、設計・施工に関する技術的検討を実施してきた。

人工島の構造形式については、川崎人工島は構造物式、木更津人工島は盛土式で構造計画をとりまとめている。従来、川崎人工島は盛土式で築造した場合についても検討しており、ここでは両人工島を盛土式(図-4)にした場合の土質工学的諸問題について、委員会等で審議した内容を報告することとする。

この盛土式人工島の構造は道路および諸施設の設置場所となる山砂盛土と、その周辺に土留め護岸構造物として打設される鋼管矢板セル、さらにその外側に押え盛土として築造されるロック材盛土からなる複合構造である。人工島計画地点の基礎地盤は粘土およびシルトからなる軟弱層が堆積しており、その厚さは川崎人工島で28 m、木更津人工島で0~7 mである。このため川崎人工島では、海底から5 mの軟弱層を浚渫し、サンドマットを造



図-1 東京湾横断道路位置図

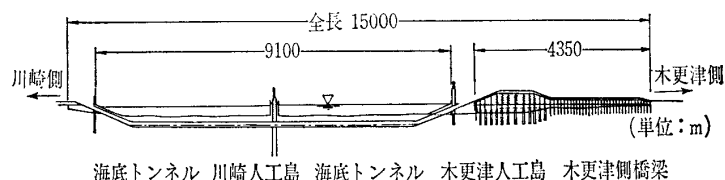


図-2 東京湾横断道路一般図

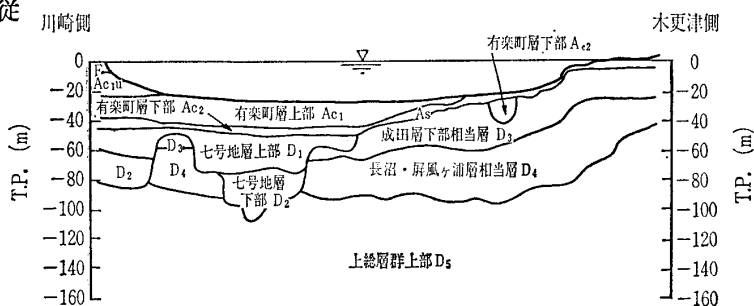


図-3 地質断面概要図

成したのちサンドコンパクション工法により地盤改良を行うこととしている。また、木更津人工島では、軟弱層がうすいため全面掘削除去し、セル間は山砂で置換え、セル外側は碎石で置換えることとしている。

*日本道路公団企画調査部東京湾横断道路調査室
**東京大学助教授 生産技術研究所

表-1 各地層別地質調査結果

地層記号	N 値	S 波速度 V_s (m/s)	変形係数 (kgf/cm ²)		比重	含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	単体重量 (gf/cm ³)	間隙比
			E_{sp}	E_{50}						
A _c (粘性土)	10以下	60~190	16	17	2.66	103	96	40	1.49	2.7
A _s (砂質土)	18	125~210	49	14	2.72	55			1.74	1.3
D ₁ (粘性土)	10	130~300	59	31	2.68	47	53	29	1.74	1.3
D ₂ (砂質土)	70以上	235~430			2.71	22	51	30	2.03	0.7
D ₃ (砂質土)	70以上	150~355	319	240	2.71	32	55	28	1.84	0.7
D ₄ (粘性土)	19	190~630	345	314	2.68	40	73	34	1.73	1.3
D ₅ (砂質土)	70以上	340~700			2.72	33			1.99	0.7

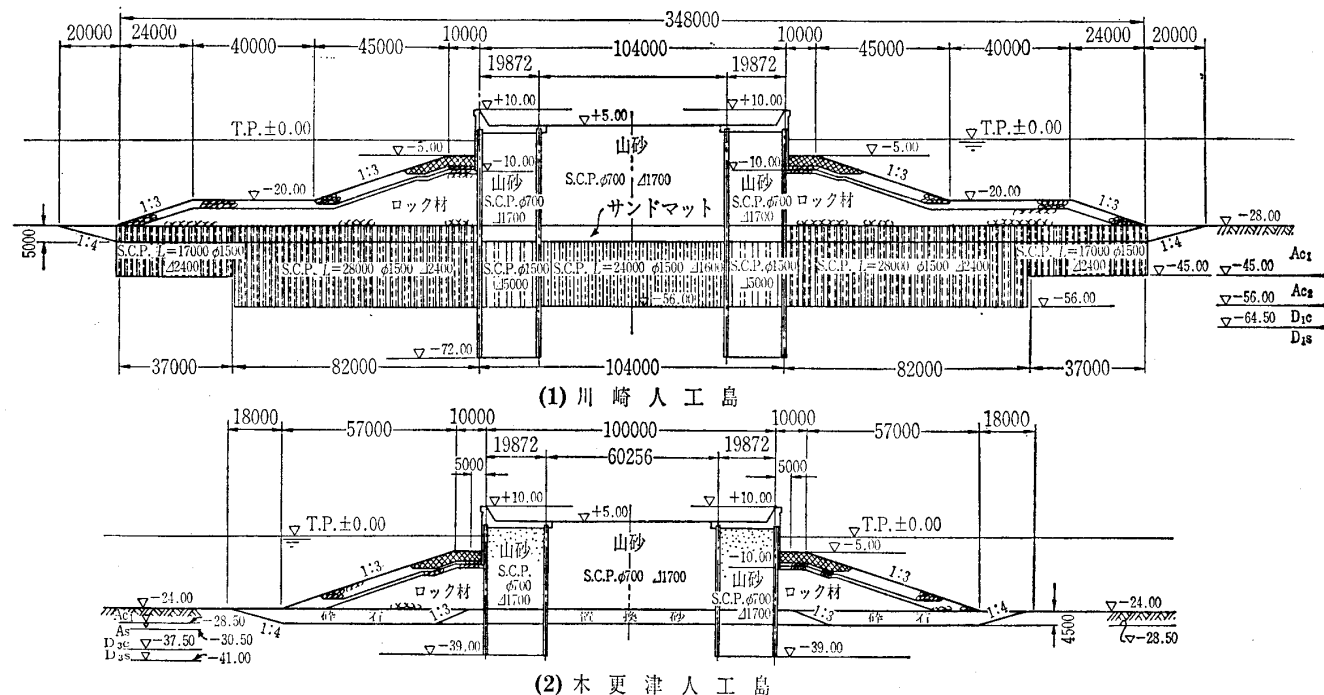


図-4 東京湾横断道路盛土式人工島標準横断面図

2. 人工島の土質工学的諸問題

2.1 概要

人工島は大水深の海底軟弱地盤上に構築される大規模な土木構造物で、その計画地点は比較的地震の多い地域であるため、人工島を構成する山砂盛土、鋼管矢板セル、ロック材盛土、サンドコンパクション改良地盤の常時、地震時の安定・変形に関する種々の検討を実施している。本文ではこのうち比較的興味深いと思われる以下の項目について紹介することとする。

① すべりに対する安定の検討 人工島は規模が大きいため、洪積粘性土層に及ぶ相当深いすべり面も安定解析の対象となる。このため洪積層の粘性土の非排水せん断強度を正確に評価する必要が生じてくる。洪積粘性土の試料は採取深度が大きいかつ塑性指数が低いため試料の乱れが大きくなり、一軸圧縮強度 q_u から非排水せん断強度を推定する方法では、著しく非排水せん断強度を過小評価することとなると考えられた。このため一連の圧密非排水三軸圧縮試験・三軸伸張試験・単純せん断試験を実施し、原位置の有効応力状態での原位置でのせん断方向における非排

水せん断強度を評価することとした。この方法によって評価される深い位置にある塑性の低い粘性土の非排水せん断強度は一般に用いられている $\frac{1}{2}q_u$ よりも大きくなり、より合理的な設計が可能となる。

② 沈下に対する検討 盛土と基礎地盤の沈下に関する検討は常時沈下と地震時沈下について実施している。常時沈下は即時沈下と圧密沈下および長期沈下に分類される。人工島で問題となるのは、供用後の残留沈下とこれに伴う不同沈下量であり、これらを人工島が収容するトンネル、換気塔、道路等の各部の機能を損わない量に抑える必要がある。そのため残留沈下の原因となる圧密沈下と長期沈下に関して、圧密試験および長期圧密試験を実施し、残留沈下量を推定するとともに、これを抑えるための対策工法について検討を行っている。

一方、地震時沈下の原因としては、i) 山砂部分の一次元的ゆりこみ沈下、ii) セルが外側に開くことによる沈下、iii) 人工島斜路部の長手方向変位、が考えられる。本文では i) の沈下を定量的に評価するために実施した一連の実験と、その結果に基づき地震時に予想される最大せん断ひずみの値から沈下量を求める新しい方法を紹介する。

③ 液状化に関する検討 人工島本体の山砂盛土の液状化の防止は人工島の収容する諸施設の耐震安全性を確保するうえで重要な課題である。東京湾地域は地震活動が活発な地域であるため、人工島の耐震性は震度法による設計に加えて、有限要素法による地震応答解析を実施して人工島全体の安全性を照査することとしている。地震応答解析結果を用いた液状化判定手法については道路橋示方書V耐震設計編に正弦波荷重に対する液状化強度を地震動の特性（ショック波的な波動あるいは振動波的な波動）に応じて補正する方法が示されているが、本調査によるとこの補正係数は山砂の締固め度により変化し、密に締固めた砂に対して機械的に適用すると液状化強度を過小評価することが明らかとなった。山砂の締固め度、締固め方法を変化させて、一連の非排水三軸圧縮試験と中空円筒型供試体を用いた非排水ねじりせん断試験が正弦波荷重と地震波のような不規則荷重を用いて行われた。その結果に基づいて、締固めた砂の不規則荷重に対する液状化強度を求める新しい方法を提案した。

2.2 洪積粘性土の非排水せん断強度の設定法

川崎人工島を盛土式とした場合、図-4に示したように水深28mのほぼ平坦な海底面上に、高さ33m程度盛土され、その荷重は40 tf/m²にも達することとなる。一方、海底面直下は極めて軟弱で高塑性の沖積土が堆積しており、それ以深は洪積世の粘性土と砂質土が互層状態となっている。このような状態において安定解析上問題となるすべり円弧は、図-5に示すように洪積粘土層に及び、深いすべり面になることが考えられる。

一般に粘性土の非排水せん断強度は一軸圧縮試験による一軸圧縮強度(q_u)の $\frac{1}{2}$ として求められる。しかし採取深度が20m~60mの洪積粘土の一軸圧縮試験と三軸圧密非排水圧縮試験から求められる非排水せん断強度を比較すると、図-6に示すように $\frac{1}{2}q_u$ で非排水せん断強度を評価することは過小評価になることがわかる。

また、土は原位置では等方応力状態であるとは限らず、原位置で静止土圧係数 K_0 が1.0以下であれば、原位置での上載圧 σ'_{vc} で等方圧密した供試体に対して求められた非排水せん断強度は過大評価されていることになる。図-7に東京湾で採取された粘性土の等方圧密状態での非排水せん断強度と K_0 圧密状態での非排水せん断強度の比を塑性指数 I_p 、過圧密比 O.C.R. との関係で示すが、

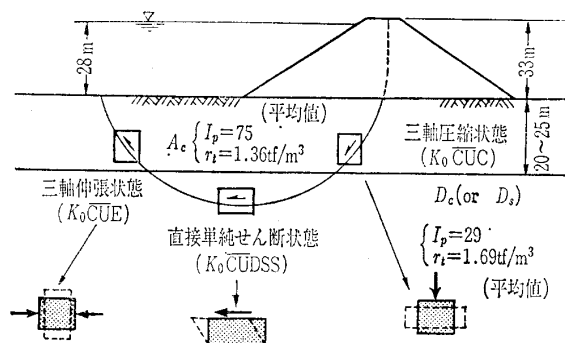


図-5 せん断面における応力状態

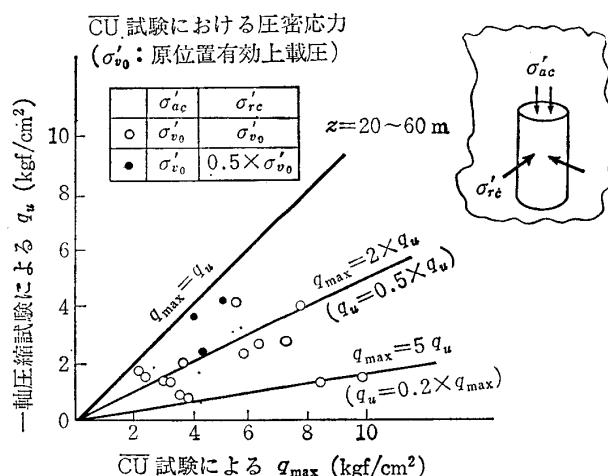


図-6 東京湾海底地盤深部における q_u と q_{max} 関係 (洪積粘性土層)

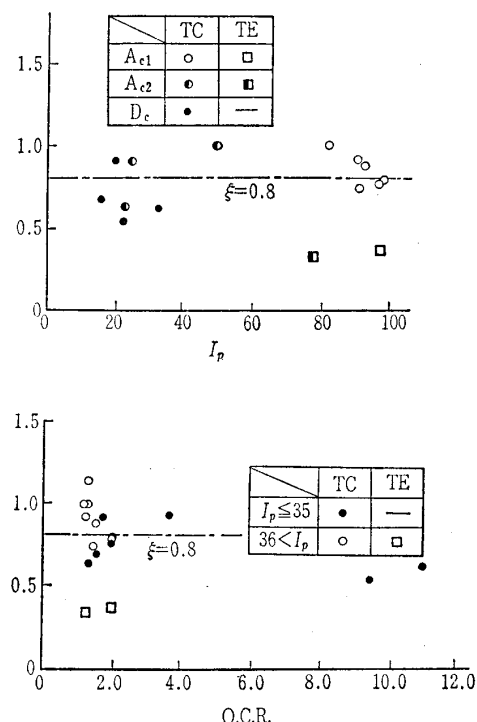


図-7 等方圧密と K_0 圧密状態での非排水せん断強度の比と I_p , O.C.R. の関係 ; $\xi = \frac{\{s_u/\sigma'_{vc}\}_{K_0=0.5}}{\{s_u/\sigma'_{vc}\}_{K_0=1.0}}$

ん断強さと K_0 圧密状態 ($K_0=0.5$) での非排水せん断強度の比を塑性指数 I_p 、過圧密比 O.C.R. との関係で示すが、上述のことは当該地点でもあてはまるようである。

更に、土の非排水せん断強度はせん断面方向によって強度が異なること（強度異方性）が明らかにされている。川崎人工島の洪積粘土層では、すべり面の方向はほぼ水平になることが想定され、その非排水せん断強度は図-5に示す直接単純せん断状態 (K_0 CUDSS) における非排水せん断強度に近いものと考えられる。

上述のことから、川崎人工島の安定解析に用いる洪積粘性土の非排水せん断強度は、原則として原位置から採取した不攪乱試料を用いて直接せん断試験により求めることが望ましい。しかしながら、この試験方法は現状においては

一般的ではなく、試験実施にあたっては使用する試験機および試験条件について、精度・信頼性を十分に検討する必要がある。そのため比較的容易に実施できる三軸等方圧密非排水圧縮試験から次式を用いて求めることとした。

$$(s_u/\sigma'_{vc})_{K_0\overline{CU}DSS} = \xi \cdot \eta \cdot (s_u/\sigma'_{vc})_{\overline{CU}} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 $(s_u/\sigma'_{vc})_{K_0\overline{CU}DSS}$ ：正規化された直接せん断状態での土の非排水せん断強さ

$(s_u/\sigma'_{vc})_{\overline{CU}}$ ：正規化された三軸等方 $\overline{CU}$ 試験での土の非排水せん断強さ

$$= \frac{q_{max}}{2 \sigma'_{vc}} \cdot \cos \phi'$$

q_{max} ：主応力差 $= (\sigma'_1 - \sigma'_3)_{max}$

σ'_{vc} ：圧密時有効上載圧（原位置有効上載圧）

ξ ：等方圧密状態での非排水せん断強さから K_0 圧密状態での非排水せん断強さを求めるための補正係数

η ：三軸圧縮状態($K_0\overline{CU}$)での非排水せん断強さ

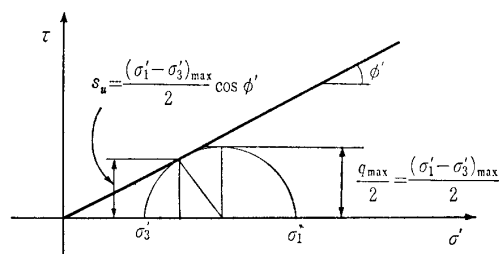


図-8 土の破壊時での応力のモール円

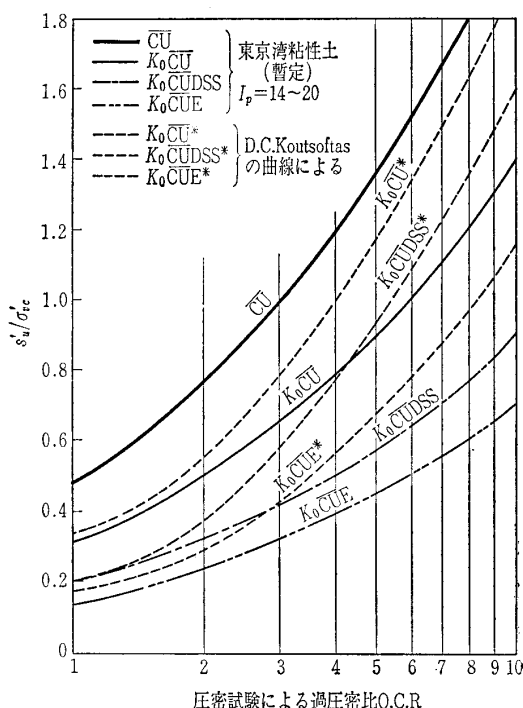


図-9 土の異方性を考慮した塑性指数 $I_p=14\sim 20$ の東京湾粘性土の非排水せん断強度（暫定）

- $\overline{CU}$ （等方圧密三軸圧縮）
- $K_0\overline{CU}$ （ K_0 圧密三軸圧縮）
- $K_0\overline{CU}DSS$ （ K_0 圧密単純せん断）
- $K_0\overline{CU}E$ （ K_0 圧密三軸伸張）

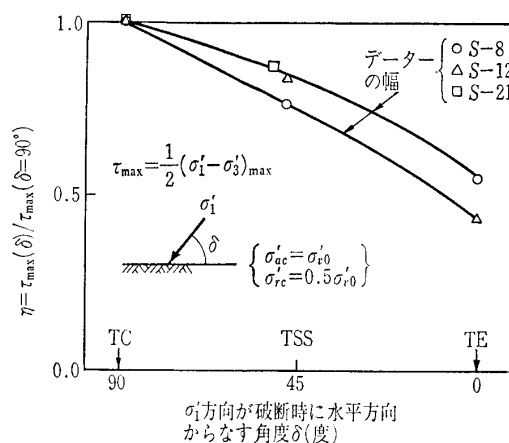


図-10 東京湾沖積粘性土（深さ8, 12, 21 m）の非排水せん断強度の異方性²⁾

から直接せん断状態($K_0\overline{CU}DSS$)での非排水せん断強さを求めるための補正係数

ϕ' ：図-8に示すせん断抵抗角で $\phi'=35^\circ$ とした。

式(1)により求めた s_u/σ'_{vc} を過圧密比O.C.R.との関係でとりまとめた結果を図-9に示す。同図中の $\overline{CU}$ ラインは等方圧密した供試体を用いた三軸 $\overline{CU}$ 試験結果の平均的なものとして求めたものである。 ξ については図-7により I_p 、O.C.R.によらず0.8とした。単純せん断に対する η については三軸 $\overline{CU}$ 試験の結果とNGI型直接せん断試験 $\overline{CU}DSS$ の結果の関係から0.8とした。また三軸伸張状態($K_0\overline{CU}E$)に対する補正係数 η は実験結果から0.5とした。現在のところデータの数には十分ではなく、上に示した ξ と η の値は暫定的なものと考えている。なお参考のために沖積粘性土(A_c)層に対して求めた η の値を図-10²⁾に示す。図-10での τ_{max} は $\frac{1}{2}q_{max}$ に等しい。この場合単純せん断強度(TSS)は中空円筒型供試体を用いたねじり単純せん断試験で求めている。 A_c 層に対する η の値も洪積粘土層に対する値と大略似ている結果となっている。

図-9にはD.C. Koutsoftasの設定曲線¹⁾も合せて示したが東京湾横断道路計画地点のデータはやや小さ目の値となっている。今後、直接せん断状態ならびに三軸伸張状態でのデータを蓄積し、設計に用いる非排水せん断強度の精度向上を図っていく予定である。

2.3 地震時ゆりこみ沈下

人工島の山砂部分の地震時の、ゆりこみによる一次元的体積収縮について室内実験で調べた結果⁴⁾について述べる。実験は中空円筒型の供試体を用いて図-11に示すように行った。まず、 $\sigma'_v=2.0 \text{ kgf/cm}^2$ まで一次元処女圧密をする。次に供試体の高さ一定、体積一定の条件の下で一様正弦波荷重を用いて繰返しねじりせん断を行った後、更に一次元再圧密を行う。図中に示すようにこの間 $SR=-\Delta e/(1+e)$ のゆりこみ沈下が生ずる。このような実験を処女圧密後相対密度、正弦波荷重の振幅を変えて実施した結果をとりまとめたのが図-12である。等体積繰返しせん断中に生じた

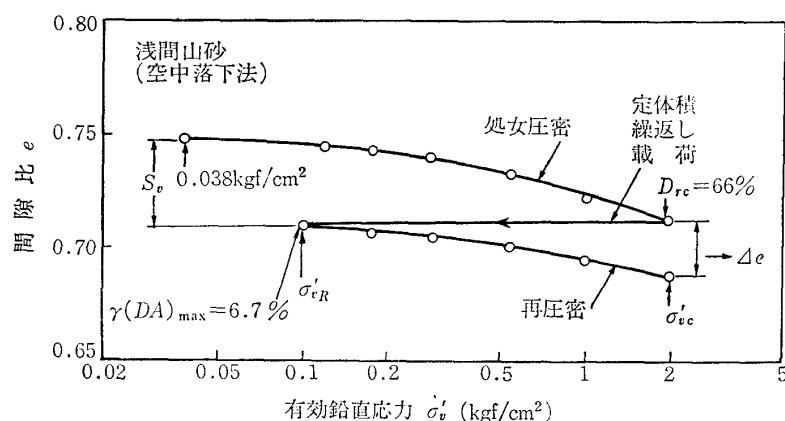


図-11 処女圧密，定体積繰返しせん断，再圧密中の間隙比と有効上載圧の変化⁴⁾

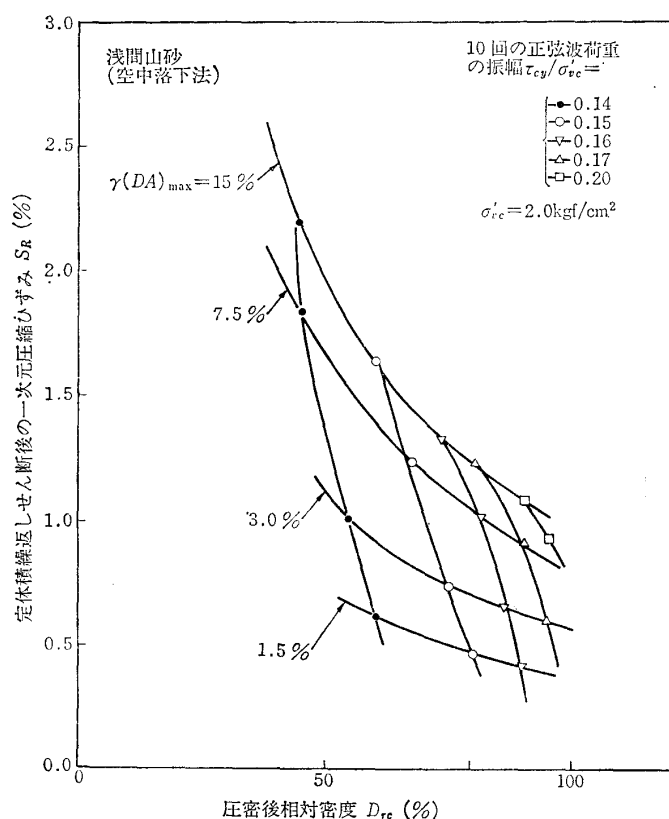


図-12 地震時の一次元沈下量を求めるためのチャート⁴⁾

最大のせん断ひずみ（両振幅） $\gamma(DA)_{\max}$ を指標として用いている。

現在の段階では図-12に示す関係は、①不規則波についても成り立ち、②試料の作成法にもよらない、と仮定している。この点での研究は今後必要であろう。今、山砂部分の各点でのせん断応力の時刻歴が与えられているとする。これと所定の締固め度に対する各ひずみレベルでの図-15（後出）に示すような強度曲線が与えられているとすると、次に示す累積損傷度理論を用いて生ずるであろう $\gamma(DA)_{\max}$ の値が逆算できる。この $\gamma(DA)_{\max}$ から図-15に示す曲線を用いてその点での SR の値が求まる。これを山砂部分の厚さに対して積分することによって総沈下量が求まる。これを繰り返すことにより、許容沈下量より小

い沈下量になるために必要な締固め度を求めることができる。

一方、同一の地震入力（同一のせん断応力の時刻歴）に対して Dr が大きいほど（砂が密になるほど）発生する最大せん断ひずみ $\gamma(DA)_{\max}$ の量は小さくなる（図-15参照）。図-12には同一振幅の10波の正弦波が加わったときの $SR \sim Dr$ 関係も示されている。 τ_{cy} はせん断応力振幅（片振幅）， σ'_{vc} は圧密時有効上載圧である。非常に特徴的なことは同一の繰返し荷重に対して Dr の増加に対して極めて急速に沈下量が減少することである。すなわち沈下量を減少させるという観点からいうと、少しでも締固め度を増加させるとそれだけ急速に地震時のゆりこみ沈下量は減少することとなる。砂地盤を締固める効果は、①内部摩擦角 ϕ の増加、②変形係数 G の増加、③液状化強度の増加、④地震時ゆりこみ沈下量の減少である。この変化率を模式的に示すと図-13のようになる。この中で最も変化率の大きいのは沈下量である。したがって耐震設計において締固め効果を ϕ の増加だけで評価すると、全体として締固め効果を極めて過小評価することになると思われる。

2.4 累積損傷度理論による液状化判定手法⁵⁾

地震応答解析結果を用いて液状化を判定する手法としては道路橋示方書 V 耐震設計編に、地震応答解析により得られる最大せん断応力比 $(SR_{\max})_L = (\tau/\sigma'_{vc})_{\max}$ と、室内動土質試験から得られる繰返し回数20回で液状化する動的

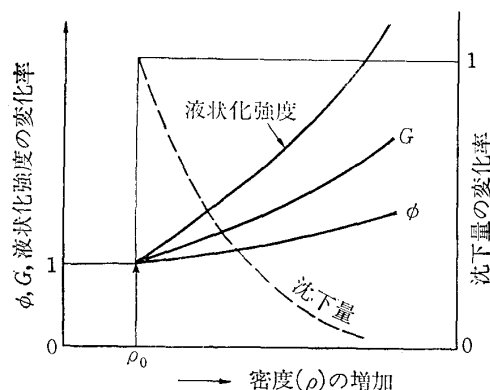


図-13 砂の ϕ ， G ，液状化強度，ゆりこみ沈下量の密度変化による変化率の模式図

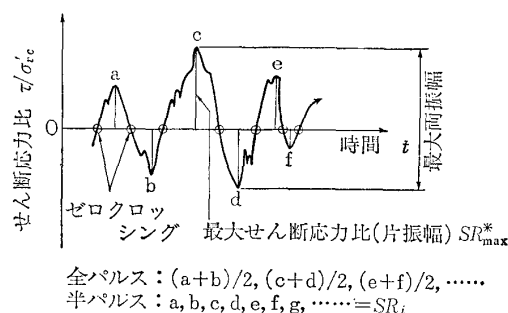


図-14 本検討におけるパルスの定義

せん断応力比 SR_{20} を地震動の不規則性に対して補正して得られる液状化強度比 $(SR_{max})_R$ とを対比して液状化を判定する手法が示されている。

本調査で新たにショック波的な波動として1968年十勝沖地震の主要動を、振動波的な波動として同地震の余震を用いて、地震動の不規則性に対する補正係数 c_2 と供試体の相対密度との関係を求めた。これによれば、 c_2 は地震波形によって異なるのみならず、同一の地震波形に対しても砂の相対密度により不規則に変動することが明らかとなった(文献5)の図-2.2.7参照)。これは地震応答解析により得られるせん断応力比波形を用いた室内動土質試験により液状化強度を求めなければならないことを意味しており、非常に煩瑣(さ)なものとなり好ましくない。そこで以下に示す累積損傷度理論を用いることにした。

累積損傷度理論は金属の疲労破壊の分野で提案された理論で、疲労破壊を生ずる荷重強度 S ～繰返し回数 N の関係 ($N=N_f(S)$) から、1回の荷重 S_i により損傷度 $1/N_f(S_i)$ が生じ、繰返し荷重により損傷度が累積して $D=\sum\{1/N_f(S_i)\}=1$ となったとき疲労破壊が生ずるというものである。この理論を砂の液状化強度特性へ適用することをまず検討したところ、妥当であるという結論が得られた(詳しくは文献5)を参照されたい)。

いま図-14に示すように1個の半パルスの片振幅のせん断応力比を SR_i とする。このようにするのは、今回の調査によると全パルスを用いて累積損傷度を計算するよりも半パルスを用いて計算の方が精度がよいことが分かったからである⁵⁾。1つの半パルス SR_i の損傷度は $1/\{2N(SR_i)\}$ となる。したがって図-15に示すように一様正弦波荷重を用いた室内動土質試験により $SR=\tau_{cy}/\sigma'_{vc} \sim N_i$ (N_i は液状化するまでの回数) の関係を求めておけば、累積損傷度 $D=\sum[1/\{2N_i(SR_i)\}]$ を求めることができる。図-16のフローチャートに示すように応答波振幅を調整して $D=1$ となる、すなわち所定の応答波形に対する液状化強度 $(SR_{max}^*)_{D=1}$ を求めることができる。

図-17は $D_r=80\%$ の水中振動法で作成した浅間山砂の正弦波荷重を用いた液状化実験結果(図-15)に基づいて、図に示す地点での応答解析で得られたせん断応力の時刻歴に対して液状化するかを上述の累積損傷度理論で解析した結果である。ここでは液状化の定義として $r(DA)=7.5\%$ と 15% の両方を用いた。3箇所(No. 208, 210, 211)におけるせん断応力時刻歴に対してそのちょうど $r(DA)_{max}=7.5\%$ が生ずる最大パルス振幅は場所によらず $(SR_{max}^*)_{D=1}=0.33$, $r(DA)_{max}=15\%$ が生ずる最大振幅も場所によらず $(SR_{max}^*)_{D=1}=0.425$ となった。したがって、液状化に対する安全率 $F_L=(SR_{max}^*)_{D=1}/(\text{作用せん断}$

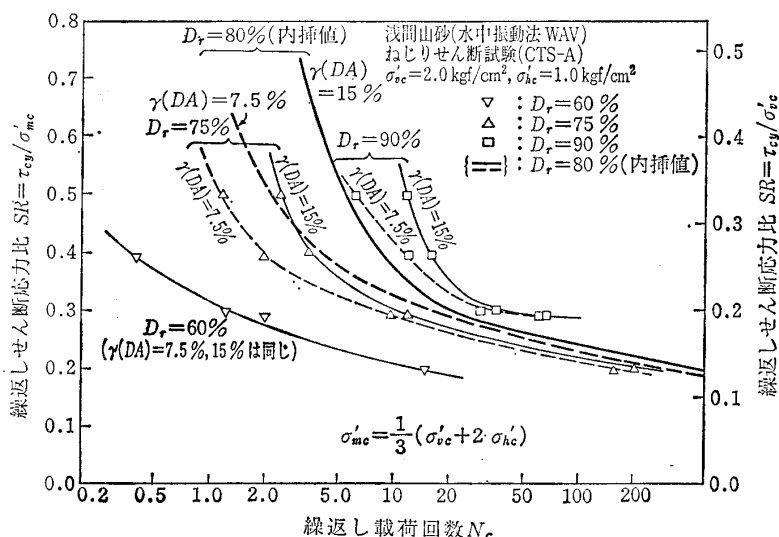


図-15 浅間山砂の正弦波荷重に対する強度曲線

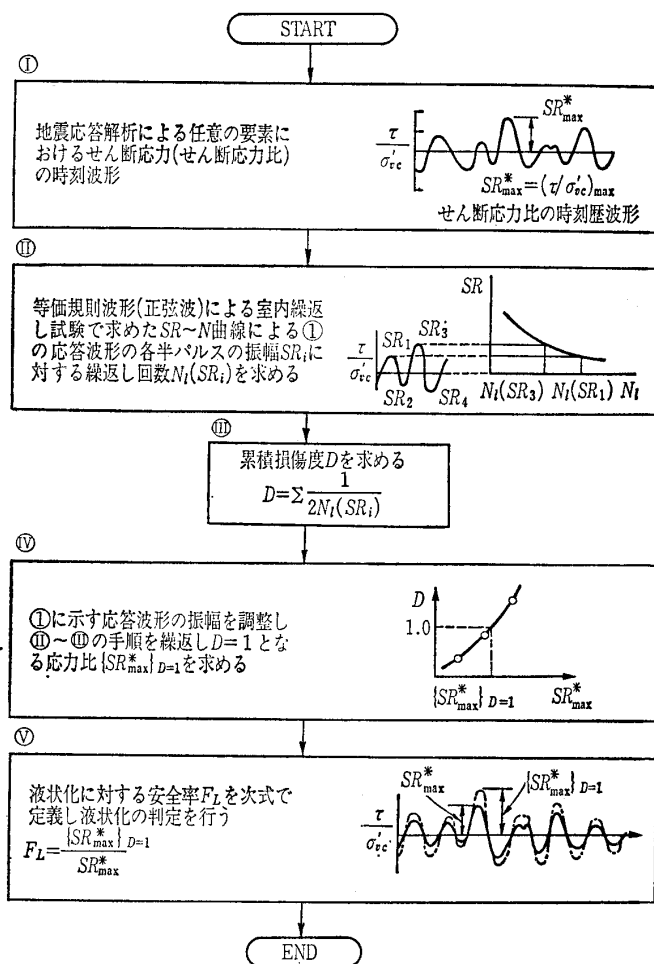
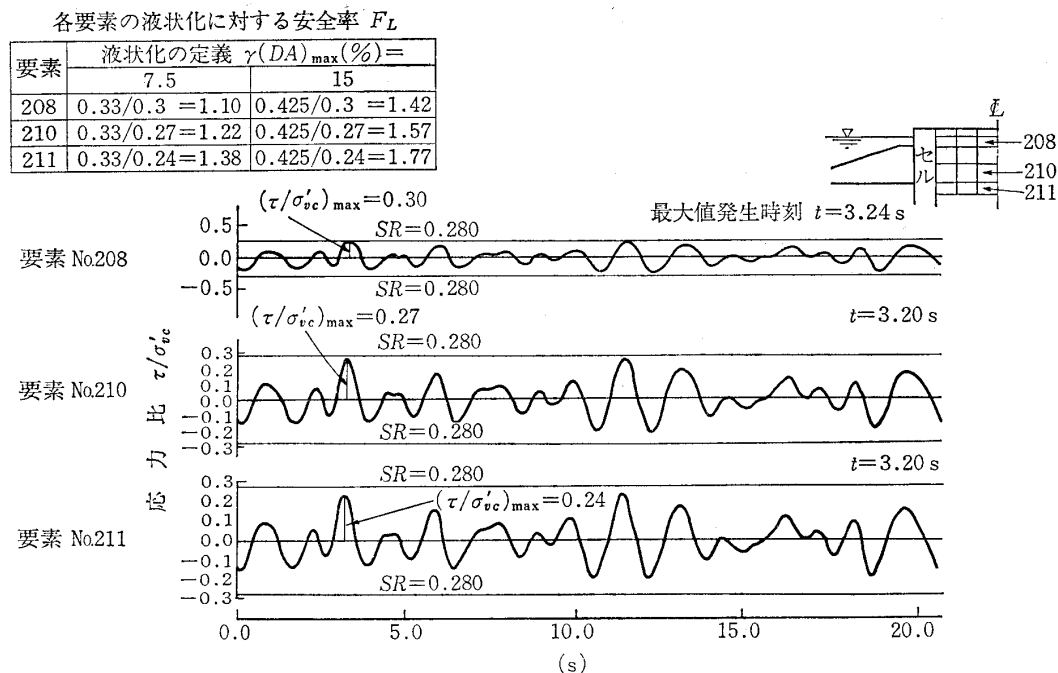


図-16 累積損傷度理論による液状化判定手法のフローチャート

応力比の最大値 $=SR_{max}^*$) は図-17の表中に示す値となった。

この液状化判定手法は標準的な一様正弦波荷重による室内動土質試験結果を用いて、地震動によるせん断応力比波形によるひずみの累積を全体としてとらえるもので極めて有効な手法と考えられる。



図一17 地震応答解析結果から得られたせん断応力比の時刻応答波形（入力地震動：L-2，相対密度 $D_r = 80\%$ 相当）

3. ま と め

東京湾横断道路の人工島の設計検討で実施した種々の検討から次の項目について紹介した。すなわち、

- ① 人工島の安定解析で必要となる洪積粘性土の非排水せん断強度の設定にあたっては、原位置の圧密状態、せん断状態を考慮する必要があることを明らかにし、過圧密比とせん断状態により非排水せん断強度を設定する方法を提案した。
- ② 山砂部分の地震時ゆりこみ沈下量を推定する方法を実験結果に基づいて示した。
- ③ 地震応答解析結果を用いた液状化判定手法として、標準的な一様正弦波荷重を用いる液状化試験の結果を用いる累積損傷度理論による液状化判定手法を提案した。

4. 謝 辞

本報告は東京湾横断道路人工島構造検討委員会(委員長:

久野悟郎 中央大学教授)において審議・検討された結果に基づくものであり、有益な御指摘を賜った委員各位に対し感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Koutsoftas, D.C.: Undrained shear behavior of a marine clay, Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM, STP 740, Sept. 1981.
- 2) 古條武士・原 勝重・和佐勇次郎・龍岡文夫：海底地盤から採取した乱さない粘土の非排水せん断強度の推定例，土木学会第40回年次学術講演会，第Ⅲ部門，仙台，1985年9月。
- 3) 原 勝重・龍岡文夫：ねじりせん断試験による乱さない粘土の非排水せん断強度特性，同上。
- 4) Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S.: Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, Proc. 8th World Conf. on Earthquake Eng., San Francisco, Vol. 3, pp. 95~101, 1984.
- 5) 龍岡文夫：講座 土の動的性質 2.2 動的強度特性，土と基礎，Vol. 33, No. 9, pp. 63~70, 1985.

(原稿受理 1985.10.21)