

建設省土木研究所 正員 栗林 栄一
日本技術開発株式会社 正員 ○佐伯 光昭

1 まえがき

沈埋トンネルなどの軟質な地盤に建設される地下構造物の耐震安定性を確保するためには 構造物周辺の地盤の動的挙動を把握し、地震時の安定を確認することが重要な問題となる。

本文では 軟質な沖積粘性土地盤を対象とした場合の地震時の安定の検討を 震度法と動的解析とを用いて、東京湾横断道路沈埋トンネルの計画案の周辺地盤に適用した結果と報告する。

2 適用地盤の条件

検討に用いた地盤は東京湾横断道路沈埋トンネル計画ルート沿いで軟質な粘性土が発達して分布している川崎側の海底部を対象とした。この地盤の地盤構造を図-1に示す。同図中、I層が沖積層、II～IV層が洪積層でその下位の泥岩は第三紀層である。検討の対象となるI層のせん断強度 τ は一軸圧縮強度 q_u の深さ方向の分布から 地震時に急激な強度低下は生じないものとして $\tau = 0.15 \alpha$ (%)、 α : 海底面からの深さ(m) とした。

3 震度法による計算結果

従来から用いられてきた震度法とそのまま適用した場合と地震力の作用範囲を考えた震度法と適用した場合を考える。前者は地震力が地盤全体に同一方向に等しい大きさで作用すると想定し 後者は図-2に示すような範囲に地震力が一様に作用すると想定する方法である。海底面からの深さ x^m での後者の方法による安全率 $F_s(x)$ は 前者による安全率 $F_s(x)_{\infty}$ を用いて、次式で表わされる。

$$F_s(x) = F_s(x)_{\infty} \cdot \frac{x}{B} \left\{ 1 + \frac{1}{B} \left(\frac{B}{L} + 2 \right) x \right\}$$

但し $x < D$ のとき $D = x$

$$F_s(x)_{\infty} = \tau / (k_h \cdot \gamma_t \cdot x)$$

k_h : 水平震度, γ_t : 土の単位重量

ここでは $k_h = 0.18$, $\gamma_t = 1.4 \text{ t/m}^3$ とした

求めた結果を図-3に示す。この図から従来からの震度法では $L, B = \infty$ より、深さ方向に一定に $F_s(x)_{\infty} \approx 0.6$ となっている。

こと、地震力の作用範囲を考えた震度法では 注意の深さ x^m では D, B が小さく B/L が大きいほど $F_s(x)$ は大きくなること分かる。

4. 動的解析による計算結果

図-1に示す地盤を水平方向にその分布が一様と考えて 地盤を多質点系せん断振動モデルに置換し、基礎面に入力と与えることにより、地盤の最大水平変位量、せん断ロスミ、せん断応力度を求めた。質点の間隔は2～3mとし、地盤の減衰定数 h は地震時の地盤のヒズミレベルも考慮して $h = 0.20$ とした。入力に平均応答スペクトル(建設省土木研究所 1970, 岩盤上, $h = 0.20$)を用い、基礎面上で 150 gal としたものと 阪神・淡路大震災(1973 静内 G.L. 40m 最大加速度 45 gal) の波形の2つを使用した。計算アースは基礎面の位置とI層

深さ	地層区分	N値	単位重量
21.8 m	I 層 粘土シルト [沖積]	0~2	1.4 t/m^3
36.8 m	II 層 粘土シルト 砂 [洪積]	5~25	1.7
40.8 m	III-1 層 細砂 [洪積]	> 50	2.0
63 m	III-2 層 硬質粘土 [洪積]	> 20	1.8
140 m	IV 層 細砂 [洪積]	> 50	1.9
	泥岩 岩盤(第三紀)	—	< 2.3

図-1

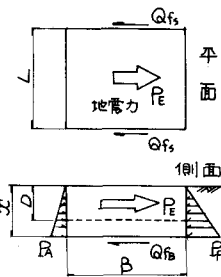


図-2

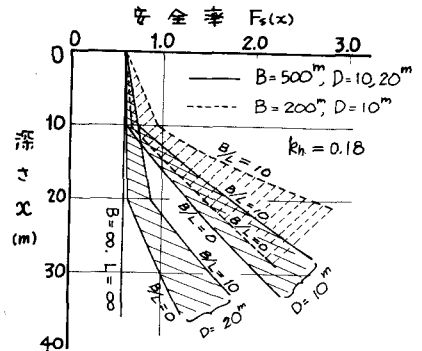


図-3

のせん断弾性係数 G の分布に着目して表-1に示すケースについて行った。
各ケースの計算に用いた各層の G の分布を図-4に、計算結果とそれぞれ

表 - 1

CASE	基礎面の位置	1層のGの分布	各層のGの決定方法	摘 要
A-1	洪積層上面	等分布	PS検層で測定した横波の速度	*1層の中央でCASE A-1のGの値を、海底面と等とする三角形分布
A-2	〃	三角形分布*	$1/5$ と $1/2$ 倍してGと計算	
B-1	第三紀層上面	等分布	繰返し計算を行い、せん断ヒズミ	** G/Su-Yの関係図を使用 (文献2) Su: 粘性土の非圧縮 非排水せん断強度
B-2	〃	変分布**	が一定値に収束した時のGを用いる	

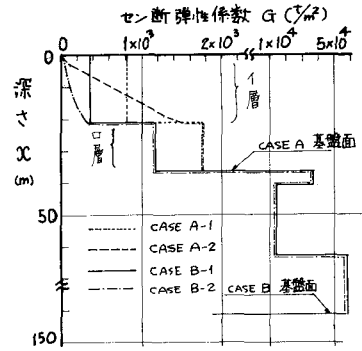


図-4

図-5, 6, 7に示す。これらの図から次のことが分る。1) 安定に対する安全率として $F_s(z) = T_s / T_m(z)$, T_s : 地盤のせん断強度, $T_m(z)$: 地盤に生じるせん断応力度とすれば 海底面近くでは $F_s(z)$ は小さくなるが 深くなるにつれて、 $T_m(z)$ の増加の割合は減少するので $F_s(z)$ は増加する。2) 最大水平変位量 $U_{max}(z)$ は海底面近くで大きくなり 海底面では CASE A で $4 \sim 5$ cm, CASE B で $8 \sim 15$ cm である。3) 地盤内のせん断ヒズミ γ は CASE A で $2 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$, CASE B で $6 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-2}$ の範囲にあるが G の分布状態の影響を大きく受ける。4) $U_{max}(z)$, γ , $T_m(z)$ も CASE B が CASE A よりも入力 G の影響を大きく受ける。

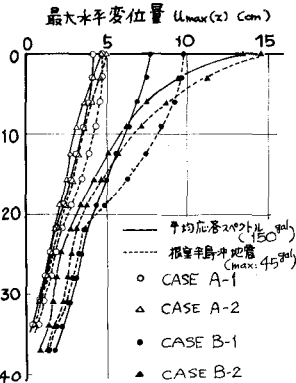


図-5

5. 結論

地盤のせん断強度が深さに比例して大きくなる場合で 初期せん断応力が水平平面内に存在しないものと仮定すれば、上述の解析から次のことが言える。

1) 動的解析では水平変位および地震力の分布は仮定した基礎面上の値に比べて地表部では著しく大きくなるので 震度法で水平地震力を有浪の深さの区間とはいえ一様分布と仮定することは適当でない。2) 震度法の場合 地震力を作用させた範囲では水平せん断応力は深さに比例して増加する。しかし動的解析の場合は水平せん断応力の深さは1/2増

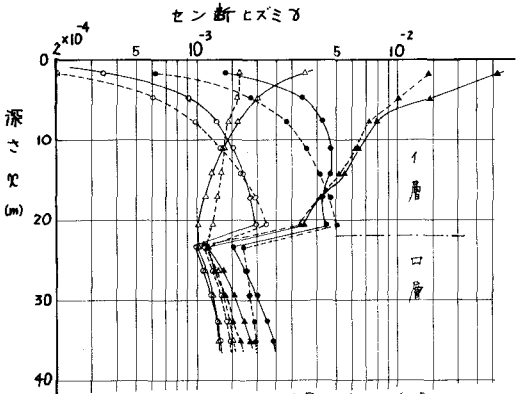


図-6

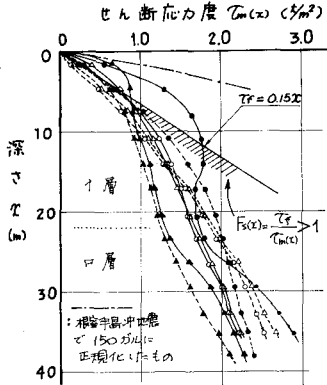


図-7

加の割合は次第に減少する。3) 平均応答スペクトル曲線を用いて 動的解析を行った場合 海底面近くでは 水平せん断応力が著しく大きくなり 深部では 相対的に小さくなるので 深さが増加するほど相対的に安定の度合いが増加する。4) 震度法で考えた場合 地盤はすべりに対して安定が否かとならざるを得ない。この点に関して は 地盤の動的諸特性を考慮し 動的解析による検討を進めることによって 解決を図ることが可能と思われる。

参考文献

1) 栗林大樹, 佐伯 (1974) 「泥埋トネル横断面の地震時の安定性」 第13回地震工学研究発表会 概要集
2) Seed, Idriss (1970) 「Soil moduli & damping factors for dynamic response analysis」 Rep. No. EERC70-10 Col. of Eng. Univ. of Calif.