

沈埋トンネル横断方向の地震時の安定性

建設省土木研究所 正員 栗林 栄一
 建設省関東地方建設局 大橋 義彦
 日本技術開発株式会社 正員 佐伯 光昭

1. まえがき

沈埋トンネルは通常、水底の沖積層の表層に敷設されるため、浮力によりその自重が著しく軽減されるので、非常に軟弱な地盤上にも築造できることが大きな長所となっている。しかしながら、わが国は世界有数の強震頻発地帯に属しており、沖積層は一般に厚く軟弱であるという厳しい自然条件下にある。したがって、構造物としての耐震安定性を確保するためには、沈埋トンネルとその周辺地盤の地震時の安定の確認が必要となる。

本文は地震時における沈埋トンネル周辺の水平粘性土地盤の安定および沈埋トンネル横断面、断面力の検討方法の基本的な考え方を提示し、この方法を東京湾横断道路沈埋トンネルの計画等に適用した結果を報告するものである。

2. 沈埋トンネル周辺の水平粘性土地盤の地震時における安定の検討

従来から通常の土木構造物の耐震設計には震度法が広く用いられてきている。しかし、沈埋トンネルは横断方向よりも軸方向に長い線状構造物であり、また周辺地盤は平面的な振りを有している。さらに地震力の方向と大きさは時間的にも空間的にも様々ではない。これらの点から、沈埋トンネル周辺地盤の安定に従来からの震度法とそのまゝ適用することは不合理な条件と想定していることになる。したがって、以上の状況を考慮した均一な水平粘性土地盤の安定の検討方法として、一様な地震力が作用する範囲を考えた震度法と時間的な要因を取り入れた動的取扱いによる計算法を提案する。

2-1 地震力の作用範囲を考慮した震度法

地震力の様な作用範囲を図-1に示すように、 B, L, D とする。抵抗

力として、深さ x でのせん断力 Q_{fs} 、側面のせん断力 Q_{fs} 、地震力方向の

$P_e = k_h \gamma_s B \cdot L \cdot D$ (1) 受働土圧 P_a と主働土圧 P_p の差 R を考慮する。

$Q_{fs} = \gamma_s \cdot B \cdot L$ (2) 地震力 P_e 、地盤のせん断強度 τ 、単位重量 γ_s 、水平震度 k_h 、側面の平均

$Q_{fs} = 2 \tau_m \cdot B \cdot x$ (3) せん断強度 τ_m と x を以て上記の諸力と

$R_x = L(P_p - P_a)_x$ (4) 安全率は(1)~(5)式で表わされる。したがって

$F_s(x) = (Q_{fs} + Q_{fs} + R_x) / P_e$ 適切な B, L, D を定めることにより
 $= \left\{ \frac{\tau}{k_h \gamma_s} \right\} \left(1 + 2 \frac{\tau_m \cdot x}{\tau \cdot L} \cdot \frac{1}{B} \cdot \frac{(P_p - P_a)_x}{\gamma_s} \right)$ (5) 深さ x での安全率 $F_s(x)$ が求められる。

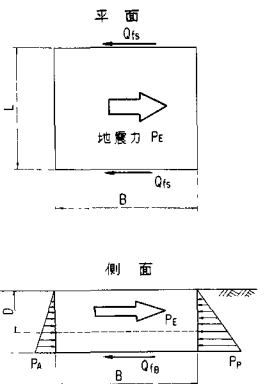


図-1

2-2 動的取扱いによる計算法

図-2に示すような層厚 H を有する表層地盤 α 下地の基礎面上に地震動の加速度 \ddot{u}_g が作用した場合のせん断振動を考慮する。表層地盤のせん断弾性係数を G 、粘性減衰係数を c とすると深さ x でのせん断振動の方程式は(6)式で表わされる。(6)式は $\gamma_s G$ の分布を想定し、臨界減衰に打する $\beta=1$ で表わした減

定数 h を用いて モーダルアナリシスにより解くことができる。ここでは G を等分布とし G を等分布と地表面を零とする三角形分布として 1 次モードのみに着目して求めた変位 u を式 (7), (10) に示した。また、固有周期 T 、せん断力 T_m を式 (8), (9), (10), (11) に示す¹⁾。深さ x での安全率 $F_s(x)$ はこれらの結果を用いて 式 (4) に示すように T と T_m との比で表わすことにある。なお所定の安全率が得られない場合には 表層地盤に生じる永久変位量を求めることにより、沈埋トンネルに及ぼす影響を検討することが考えられる。

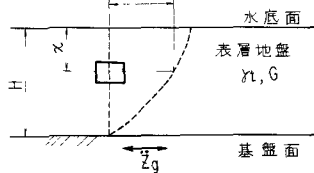


図-2

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + c \frac{\partial u}{\partial t} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(G \frac{\partial u}{\partial x} \right) = - \frac{\partial}{\partial x} \ddot{z}_g \quad (6)$$

G 等分布

$$U_{max}(x) = \frac{\pi}{\pi c} \cdot T \cdot S_v \cdot A_{oh} \cdot \cos \frac{\pi x}{2H} \quad (7)$$

$$T_m(x) = \frac{G \cdot T}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot A_{oh} \cdot \sin \frac{\pi x}{2H} \quad (8)$$

$$T = \frac{4H}{V_s} = 4H \sqrt{\frac{\gamma}{gG}} \quad (9)$$

G 三角形分布 [$x=0, G=0, x=H, G=G_H$]

$$U_{max}(x) = 1602 \frac{T}{2\pi} \cdot S_v \cdot A_{oh} \cdot J_0(2405 \sqrt{\frac{x}{H}}) \quad (10)$$

$$T_m(x) = 1926 G_H \sqrt{\frac{x}{H}} \frac{T}{2\pi} \cdot S_v \cdot A_{oh} \cdot J_1(2405 \sqrt{\frac{x}{H}}) \quad (11)$$

$$T = \frac{4\pi}{2405} \frac{H}{V_s} = \frac{4\pi H}{2405 \sqrt{gG}} \quad (12)$$

S_v 応答速度の基準値

A_{oh} 基盤面での地震動の加速度

J_0, J_1 0.1 階のベッセル関数

$$F_s(x) = \frac{T}{T_m(x)} \quad (13)$$

2-3 適用結果

東京湾横断道路沈埋トンネルの計画ルート沿いに軟弱な粘性土・慶喜川崎側の海底部を対象とした。この粘性土は海底面下 35~40m の深さ迄分布し、締った洪積層がその下に堆積している。基盤面としてはこの洪積層の上面と考えた。粘性土のせん断強度は地震時に砂質土の流動化のような急激な強度低下は生じないものと考え、土質試験結果から内部摩擦角 $\phi = 0$ として $\tau_f = 0.15 \sigma$ (5%) と定められた。

地震力の作用範囲を考えた震度法と適用した場合 (5) 式より $F_s(x) = \frac{0.15}{k_n \gamma_c} \frac{x}{D} \left\{ 1 + \frac{1}{B} \left(\frac{B}{L} + 2 \right) x \right\}$ となる。この式から $F_s(x)$ は D と B の影響を大きく受けることが分かる。 $k_n = 0.18, \gamma_c = 1.40, D = 10^m, B = 500^m$ とした場合の結果を図-3 に示す。この図から表層近くでは F_s は小さいが深さとともに大きくなり、沈埋トンネル底面直下の $x = 16^m$ 以下では $F_s(x) > 1.0$ となっていることが分かる。

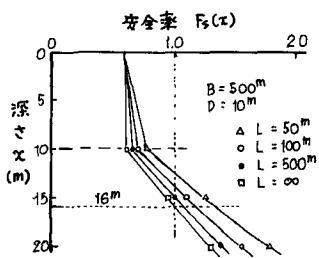


図-3

動的取扱いによる計算法の適用結果を図-4 に示す。 G の値は PS 検査による横波速度 V_s から $G = \frac{\gamma}{g} V_s^2$ で求めた値と地震時の地盤の土ミレベルの増加と考慮して 1/4 倍とした。応答速度の基準値 S_v は平均応答スペクトル (建設省土木研究所 1970 岩盤上, $h=0.20$) から固有周期 T に対応する値を讀みとった。基盤面での地震動の加速度は 150 gal とした。図-4 から G を等分布とした場合と三角形分布 ($H/2$ で等分布の G と等しくする) の場合とを比較するとせん断応力は表層近くで後者が若干大きい。いずれも地盤のせん断強度以下となっていることが分かる。

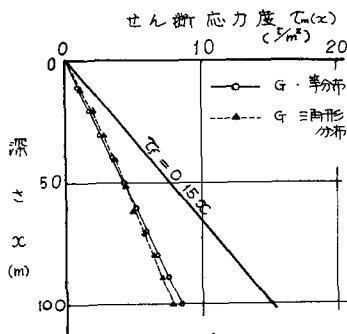


図-4

3. 沈埋トンネル横断面の地震時における断面力の検討

沈埋トンネル横断面の地震時での断面力に及ぼす地盤反力係数の影響を知るため、a) 鉛直地盤反力係数 K_v の変化による影響 b) 水平地盤反力係数 K_h と K_v との比の影響 c) 鉛直震度 k_v が

上向きの場合に K_v の分布と階段状に変化させた影響に着目して表-1のケースについて計算を行った。計算方法は震度法を用い、作用荷重としては図-5に示すように、水圧 E_w 、地震時主働土圧品、沈埋トンネル断面の自重 W_b と慣性力 W_{hs} 、上載土の自重 W_s と慣性力 W_{hs} とを考慮した。水圧は平常時の満潮位から求め、地震時主働土圧は次節の式を用いて水中震度から算定した。計算は図-6に示す東京湾横断道路沈埋トンネルの計画案の断面を対象に行った。震度は水平震度 $k_h = 0.22$ 、鉛直震度 $k_v = \pm 0.5 k_h = \pm 0.11$ と考慮した。

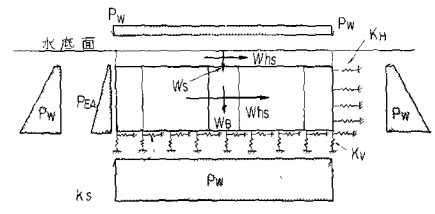


図-5

表-1に示す計算ケースのうち、鉛直震度 k_v が下向きの場合の曲げモーメント M_E に対する K_v の変化による影響は図-7に示す。

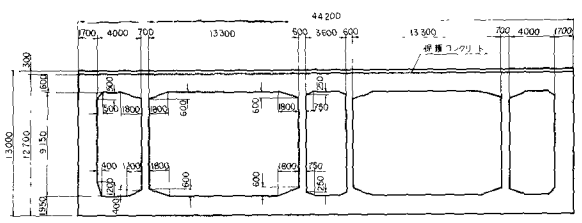


図-6 東京湾横断道路沈埋トンネル横断面 構造一般図(計画案)

またこの図の中には参考として K_v が一律に 0.1 kg/cm^3 と分布しているとして異常潮位時の荷重条件で計算した常時の曲げモーメント M_s も記入した。図-7から地震時の曲げモーメント M_E に対する K_v の変化による影響は比較的小さくその開きは最大30%程度となっている。この傾向は他の計算ケースもほぼ同様で、軸力、せん断力についてもほとんど変らない。したがって、ここでは曲げモーメント M_E に対する結果を中心に示すことにする。曲げモーメント M_E に対する K_v の影響を常時 ($K_v = 0.1 \text{ kg/cm}^3$ 等分布、異常潮位時) の曲げモーメント M_s に対する比 M_E/M_s と用いて、図-8、図-9に示す。図-8から $K_v \geq 0.01 \text{ kg/cm}^3$ では、 $K_v/K_0 = 1$ の場合 M_E/M_s はほぼ一定となること、および図-9から $K_v = 0.1 \text{ kg/cm}^3$ の場合 K_v/K_0 が大きくなるにつれて M_E/M_s は若干減少する傾向にあることが分る。但し図-9で、後働側の側壁中央部(節長43)では K_v/K_0 の増加とともに M_E/M_s は増加する傾向にある。

表-1

計算ケース	鉛直震度 k_v	水圧震度 $k_h = 0.22$ 地震反力係数 (kg/cm^3)		
		鉛直 K_v	水平 K_h	せん断 K_s
A-1-1	0.11	0	0	0
A-1-2	-0.11			
A-2-1	0.11	0.01	0.01	0.005
A-2-2	-0.11			
A-3-1	0.11	0.10	0.10	0.05
A-3-2	-0.11			
A-4-1	0.11	0.10	0.05	0.05
A-4-2	-0.11			
A-5-1	0.11	0.10	0.20	0.05
A-5-2	-0.11			
B-1-2 ¹⁾	0.11	0.10	0.05	0.05
B-2-2 ²⁾	0.11	0.10	0.10	0.05
B-3-2 ²⁾	0.11	0.10	0.20	0.05

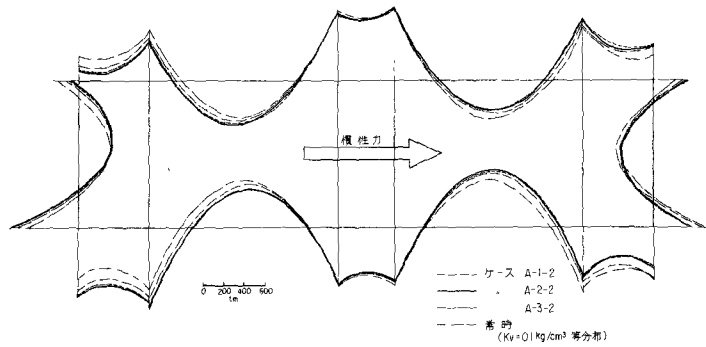
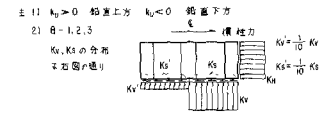


図-7 曲げモーメント図

鉛直震度 k_v と上向きを作用させて、 K_v の値を階段状に変化させた計算ケース(図-11)について

と K_v と等分布とした計算ケース (A-4-1, A-3-1, A-5-1) の曲げモーメントの比 M_e/M_s を比較すると図-9に示すようにその差は±10%程度の範囲内にあり 大きな影響は生じていない。

常時の結果との比較を表-2に示す。この表は地震時に検討した全ケースを通しての最大値 $M_{e\max}$ と前述した常時の値 M_s とを比較したものである。その結果 受働側側壁の上方隅部 (節点 39) を除けば $M_{e\max}$ は常時の値 M_s の 2 ~ 36% 増となっていることがわかる。

4 要約および問題点

本報告では 沈埋トンネルのような線状構造物の周辺水平粘性土地盤の地震時での安定 および沈埋トンネル横断面の地震時断面力の検討方法と東京湾横断道路沈埋トンネルの計画案に適用した結果を示した。その結果 次のようにまとめられる。

- i) 沈埋トンネル周辺水平粘性土地盤の地震時での安定
 - i. 検討方法として 地震力の作用範囲と考えた震度法と時間の要因を取入れた動的取扱による奇算法を提示した。
 - ii 地震力の作用範囲を考えた震度法を適用する場合 地震力の作用範囲を 地中および地表での地震観測記録, 震害調査, 地震応答解析等によって 調べる必要がある。
 - iii 動的取扱による奇算法では 適用結果からも分かるように G_1 と S_v の値が結果に大きな影響を及ぼすので G_1 についてはヒズミレベル, 土載圧の影響を考慮して決めること, また S_v については 実際の地震動の波形を用いる場合には, その周期特性を考慮して決めることが重要である。

iv さらに進んだ検討を行う場合には 地盤の成層状況, 土質と動的強度および変形特性について詳細なデータが必要となる。

2) 沈埋トンネル横断面の地震時断面力の検討

適用結果から 東京湾横断道路沈埋トンネルの計画案の横断面については, 地震時の断面力は常時の断面力に対し 地盤反力係数の大きさ, 分布状態の変化によって 大きく影響されはしないことが分った。この原因としては 水圧の影響が地震荷重 (慣性力, 土働土圧) に比べて, 水深が深いため (約 32m) に大きいこと, また 横断面の高さに比べて底面幅が大きいためと考えられる。

引用文献 1) 建設省土木研究所 土木研究所資料 第764号 1972

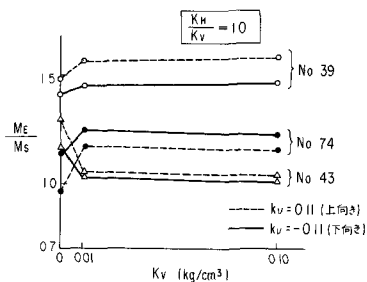


図-8

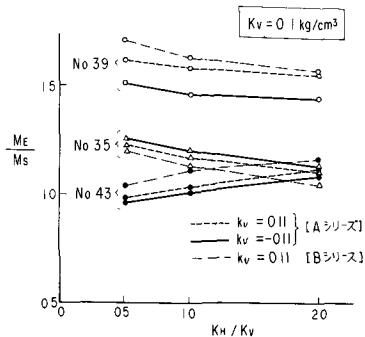


図-9

表-2

節点No.	$M_{e\max}$	M_s (2)	$M_{e\max}/M_s$
1	-689.3	-519.7	1.36
17	435.7	378.3	1.15
27	-722.7	-600.9	1.20
35	-632.5	-512.0	1.24
39	-397.5	-233.0	1.71
43	703.1	309.9	1.30
56	583.3	480.3	1.21
66	-591.8	-580.8	1.02
74	-809.6	-631.6	1.28

注) 節点位置



2) M_s : $K_v = 0.1 \text{ kg/cm}^3$ の等分布
異常潮位で計算した値