

建設省 土木研究所 正員 栗林 栄一
 建設省 関東地建 正員 池田 実
 日本技術開発株式会社 正員 ○佐伯 光昭

1. まえがき

一般に軟質な表層の冲積地盤内に建設あるいは埋設される横断方向の幅に比べて縦断方向が長い管状構造物の地震時の振動性状は、既往の実験、研究および地震観測記録などの事例から、構造物の自己振動の影響はほとんど無視することができ、周囲の表層地盤の振動変位に支配されることば明らかにされている。¹⁾ したがって、このような地中構造物の縦断方向での地震時に生じる断面力については、地盤の地震による応答変位に着目した方法が望ましい。建設省土木研究所では、表層地盤の地震応答変位を用いた地中構造物の耐震計算法(以下、変位法と呼称)を開発し、東京湾横断道路沈埋トンネルの試設計に適用し、その結果が既に発表されている。²⁾

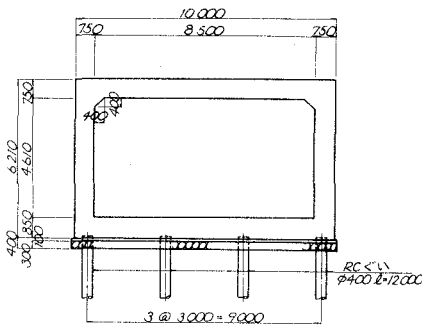
本文は、この東京湾横断道路沈埋トンネルに比べて規模の小さいボックスカルバートおよび開削工法によるトンネルに変位法を適用した結果を示し、地中構造物の縦断方向の地震時の断面力に影響を及ぼす要因について検討した結果を報告するものである。

2. 検討方法

2.1 検討に用いたモデル

Ⅰ ボックスカルバート

検討の対象としたボックスカルバートは、国道246号線の川崎市有馬地区の関東ロームから成る洪積台地内を開削した小さな谷部の盛土区間に建設されたものである。横断面は図-1に示すように、高さ6.21m、幅10.0m、長さ26.0mである。基礎工として第三紀層の泥岩を支持層とする直径40cm、長さ12.0mのRCぐいを用いている。当該地点の地質概要を図-2に示す。



ボックスカルバート長(興付) 26,000mm
 ぐいの興付方向ピッチ c/c 1,800mm
 使用ぐい本数 4列15行 = 60本
 図-1 ボックスカルバート標準断面図

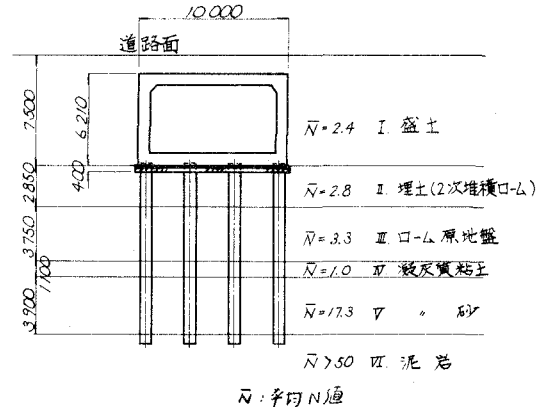


図-2 ボックスカルバート地質概要図

Ⅱ トンネル

検討の対象としたトンネルは東京湾環状道路の羽田国際空港B滑走路および隣接する運河部と横断する延長約560m(大井側換気塔を含むと約800m)の開削工法により施工される計画のものである。横断面の形状は滑走路下部、運河部、運河隣接部でそれぞれ若干異なるが、図-3に示すように幅58.3~66.8m、高さ8.4

5~8.975"と偏平であることが特徴的である。当該地点の地質は図-4に示すように縦断方向に沿って複雑な成層状態となっている。

2.2 変位法による計算

ボックスカルバート、トンネルとも東京湾横断道路泥理トンネル耐震設計基準(第1)に準拠して計算を行った。耐震計算上の基礎面での入力の加速度は両者とも150 galとした。

つぎに それぞれの場合の計算条件、仮定などを示す。

1) ボックスカルバート

計算に用いた断面の諸量を表-1に 地盤の諸定数を表-2に示す。地盤の諸定数の中で各地層の計算に考慮する横波の速度

V_{is} は 次式により求めた。⁽⁴⁾
 $V_{is} = (1/2) \cdot V_{os} = (1/2) \cdot 40\sqrt{N}$

$= 20\sqrt{N}$, N :各地層での平均 N 値

耐震計算上の基礎面の位置は図-2に示される圧層の上面とした。

カルバート土体は盛土上に埋め込まれているので、計算上、盛土を単一の地層として、表層地盤の最上層と見なすことにした。

各地層の動的ポワソン比の値は地下水面を第IV層上面とし、それ以上では $\nu_d = 0.40$,

以下では $\nu_d = 0.50$ とした。

計算ケースは くいの影響を無視した場合と考慮した場合の2種とした。

端部の境界条件については、自由とした。

2) トンネル

計算に用いた断面の諸量を表-3に

地盤の諸定数を表-4に示す。各地層の計算に考慮する横波の速度 V_{is} は 計画地点から判断して 上記、東京湾横断道路泥理トンネル耐震設計基準(第1)に準拠して、 $V_{os} = 60\sqrt{N}$ として、 $V_{is} = (1/2) \cdot V_{os} = 30\sqrt{N}$, より求めることにした。

動的ポワソン比については、各地層とも飽和しているとして $\nu_d = 0.50$ とした。トンネル両端部の境界

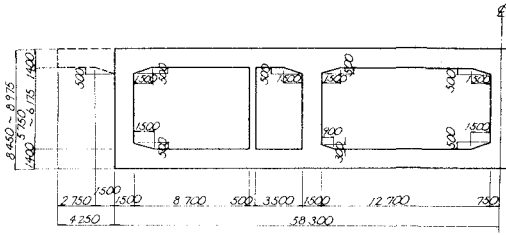


図-3 トンネル一般形状寸法図
(破線部: 滑走路直下部のみ)

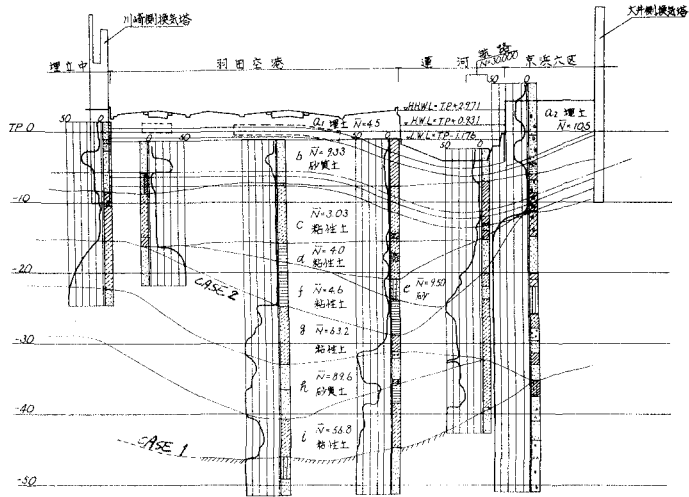


図-4 トンネル地質概要図

N : 平均 N 値

表-1 ボックスカルバート変位法による計算に使用した断面諸元

諸元	値
コンクリートの弾性係数 E_c	$2.55 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
断面2次元モメント	
水平方向 I_1	156 m^4
鉛直方向 I_2	58.8 m^4
断面積 A	23.1 m^2
曲げ剛性	
水平方向 $E_c I_1$	$4.23 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$
鉛直方向 $E_c I_2$	$1.50 \times 10^8 \text{ t} \cdot \text{m}^2$
縦断方向剛性 $E_c A$	$5.89 \times 10^7 \text{ t}$
縦断方向単位長さ当り重量 W	57.8 t/m

表-2 ボックスカルバート表層地盤の諸定数

地層名	単位体積重量 $\gamma_s (\text{t/m}^3)$	計算に用いる横波の速度 $V_{is} (\text{m/s})$	計算に用いる縦波の速度 $V_{os} (\text{m/s})$	せん断弾性係数 $G (\text{t/m}^2)$	弾性係数 $E (\text{t/m}^2)$
I	1.30	0.40	31.6	132	370
II	1.50	0.40	33.5	172	482
III	1.30	0.40	36.3	175	490
IV	1.50	0.50	20.0	61.2	184
V	1.70	0.50	83.2	1,200	3,600

$$V_{is} = \frac{1}{2} \cdot V_{os} = 20\sqrt{N}, G = \frac{E}{2} \cdot V_{is}^2, E = 2(1 + \nu_d)G$$

条件は梁と橋脚との結合方式によって定まるが、本検討では自由とした。また、トンネル中間の継手については剛結合と仮定した。

計算のケースとしては、耐震計算上の基礎面の位置を1層の下面とした場合(CASE 1)と、それより浅く2層の上面、すなわち3層の上面とした場合(CASE 2)の2種を想定した。

3) その他の特記事項

カルバートおよびトンネルの両端部での境界条件(本検討では両者とも自由)による断面力の補正は、これら構造物の縦断方向の長さ L と表層地盤内を伝播する地震動の波長 λ との比 L/λ および地盤の剛性係数 K と構造物の曲げ剛性 EI とで定まる剛比係数 λ と L との積 λL とをパラメータとする計算式による任意の位置での補正係数を求めて行うこととした。

3. 計算結果の要約および考察

変位法を用いて計算した結果をボックスカルバートについては、図-5に、トンネルについては、図-6に示す。

これらの図の中で $L=L_{max}$ とあるのは縦断方向に沿って構造物に生じる断面力が最大とする地震動の波長の意味であり、 $L=4H$ とあるのは耐震計算上の基礎面から地表面までの厚さ H の4倍の波長の意味である。

これらの図から、つぎのことが明らかとなった。

ボックスカルバートでは一般に断面力は後述するトンネルと較べると地盤条件の相違はあまりに小さくなっている。

この理由としては、上述した両端での境界条件による断面力の補正係数がボックスカルバートの長さ L が短いと $L/\lambda \rightarrow 0$ となって小さくなるためである。また、基礎ぐいの影響については、その存在を考慮した場合が考慮しない場合の断面力の数十倍となっていることが判る。これは、地盤と構造物とを連結するバネが強いほど構造物に生じる断面力が大きくなることを意味するものである。

表-3 トンネル変位法による計算に使用した断面諸元

諸元	滑走路下部	運河橋脚部	運河部
コンクリートの弾性係数 E_c	2.7×10^4	2.7×10^4	2.7×10^4
鉄筋の弾性係数 E_s	2.0×10^5	2.0×10^5	2.0×10^5
断面2次元化(1m ²)	2.74	2.39	2.14
断面積 A (m ²)	233	222	184
慣性モーメント I (m ⁴)	21.0×10^4	18.4×10^4	15.7×10^4
曲げ剛性 EI (t-m)	2.40×10^9	6.95×10^8	5.70×10^8
縦断方向剛性 K (t/m)	6.29×10^8	5.99×10^8	4.97×10^8

表-4 トンネル表層地盤の諸元 $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$, $E = 2(1+\mu)G$, $\mu = 0.3$

地盤名	単位体積重量 γ (t/m ³)	計算基礎面からの距離 z (m)	地盤の弾性係数 E (t/m ²)	地盤の剛性係数 K (t/m)
Q1	1.00	0.5	63.6	743
Q2	1.85	-	97.2	1,784
b	1.78	-	91.6	1,523
c	1.69	-	32.2	470
d	1.68	-	60.0	617
e	1.62	-	92.5	1,414
f	1.65	-	69.3	696
g	1.86	-	23.9	10,841
h	2.00	-	28.4	16,460
i	1.00	-	22.6	9,301

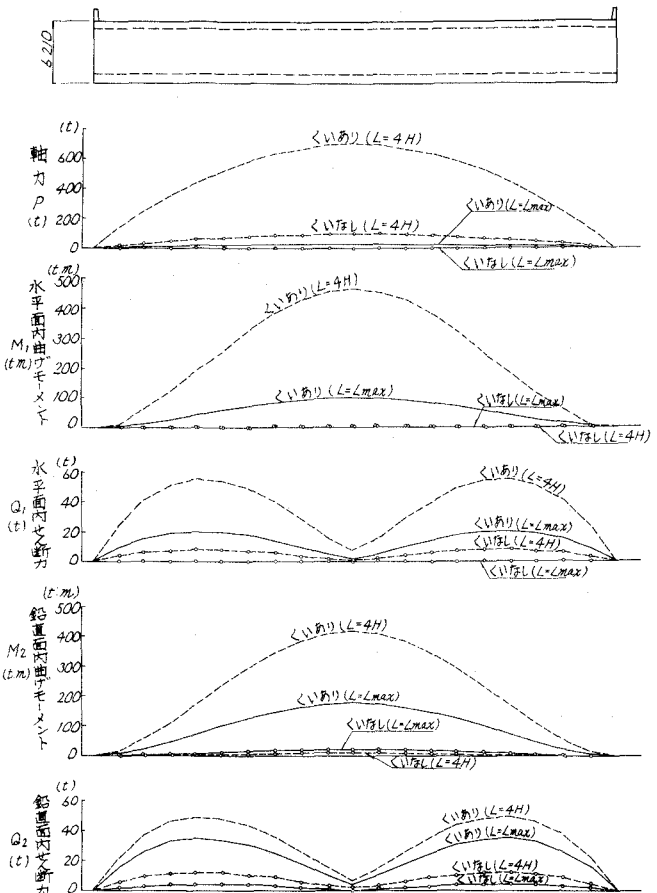


図-5 ボックスカルバート変位法による断面力の計算結果

トンネルについては図-6からも判るようには、表層地盤の厚さすなわち耐震計算上の基礎面の位置によって、断面力の値が大きく異なることが判る。

ボックスカルバートおよびトンネルの各計算結果から共通的に読みとれることは前述した両端部付近の断面力の補正係数の影響を受け、 $L = L_{max}$ の場合よりも $L = 4H$ の場合の断面力が大きくなる場合が存在すること。変位法の基本的な仮定にも関連するので、極めて重要である。これは補正係数のパラメーターの L/L と L/L の値が計算に用いた断面では $L = L_{max}$ と $L = 4H$ とでは大きく異なり、補正係数は $L = 4H$ の場合で大きくなったことによる。

4. 結論

- 1) 地中の管状構造物の地震時に生じる縦断方向の断面力を変位法(地盤の地震応答変位振幅を用いた解析法)によって算定する場合、構造物の縦断方向の長さ L と地震動の波長 L との比 L/L による境界条件の補正項に影響され、構造物に最大の断面力を生じさせる地震動の波長 $L = L_{max}$ の概念は単純に L/L の値のみによってはいずれも成立しない場合がある。
- 2) 変位法が適用する場合には表層地盤の厚さ、すなわち耐震計算上の基礎面の定め方によって構造物に生じる断面力の値が大幅に異なるので、特に洪積物性土層の横波の速度について実測データの蓄積が望まれる。
- 3) 地中構造物にいく基礎を用いることは、必ずしも耐震上有利であるとは言えない。
- 4) 通常の谷部での道路盛土内に設けられるボックスカルバートについては、地震時に縦断方向に生じる断面力は小さいので、耐震性に関して、裏込め土のやり込み沈下以外には構造的に問題がないと思われる。

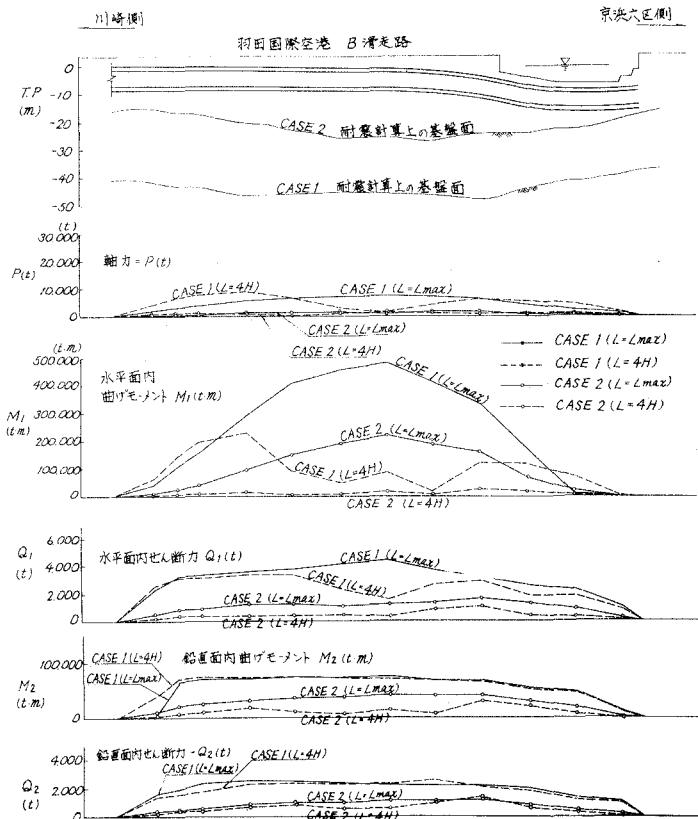


図-6 トンネル変位法による断面力の計算結果

参考文献 1) 土木学会 沈埋トンネル耐震設計指針案 1975 2) 建設省土木研究所資料 第953号 1974 3) 日本道路協会 東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案) 1975 4) 日本道路協会 石浜パブリック 地震対策要綱・同解説 1974 5) 建設省土木研究所資料 第1038号 1975