

線状地中構造物の横断面の耐震安全性について

建設省土木研究所 正員 栗林栄一 同正員 田崎忠行
日本技術開発株式会社 正員 ○佐伯光昭

1 まえがき

地下鉄のようなその断面方向の幅に比べて縦断方向に長い線状地中構造物の横断方向の耐震安全性に関しては従来から地上構造物と比較して地震の影響をそれほど大きく受けないということで地上構造物と構造的に関連があるような特別な場合を除いて、特に検討されていない場合が多いようである。これはこれまでの地中構造物が地下鉄のように土被りが比較的厚い場合が多いので、地震時の検討と震度法で行なったとしても常時の荷重条件で断面が決まってしまうことにもよるものと思われる。

しかしながら、最近では流埋トンネルや共同溝のような線状地中構造物が建設される機会が増加し、しかもそれらは通常都市内の軟弱な沖積地盤の地表面近くに位置することになるので、それらの耐震安全性が検討されるようになってきた。

本文はこのような立場から東京の江東地区の典型的な沖積地盤の地表面近くに線状地中構造物のモデルを想定し、その横断面に対して周辺地盤の存在を考慮したF.E.M.による静的から動的解析を行った結果および構造部材の断面力と断面応力度についてF.E.M.の結果と震度法による計算とを比較した結果を報告するものである。

2. 検討条件

2.1 構造物

構造物の横断面の形状寸法としては図-1に示すような鉄筋コンクリート構造の1層3径間のボックスラーメンを想定することとした。コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck} = 210 \frac{kg}{cm^2}$ とした。

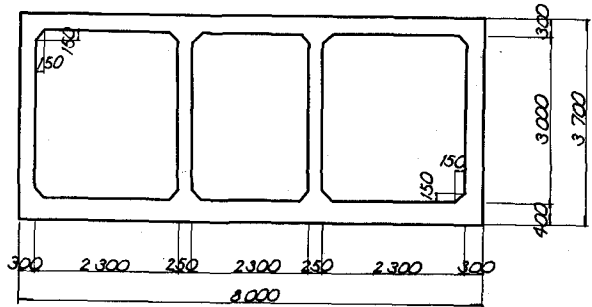


図 - 1

2.2 地盤条件

構造物周辺地盤の状態は上述したように東京の江東地区の地下を想定し、図-2に示すモデルとした。この中でI~IV層が沖積層、V層以下が洪積層である。斜線を施した地層はN値 > 30 で、その上面を後述するF.E.M.による解析の際、耐震計算上の基礎面と考えることとした。

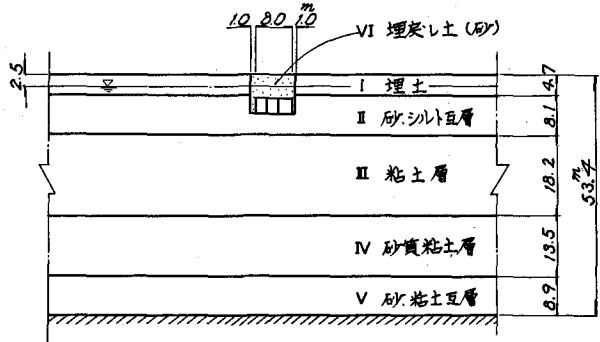


図 - 2 対象地盤モデル

2.3 F.E.M.による解析

解析のフローを図-3に示す。解析モデルの概念図は図-4に示すとおりで、幅は表層地盤の層厚の4倍とした。境界条件については表層地盤底面で固定、側面では自重状態で水平固定、鉛直自由、地震時で水平自由、鉛直固定とした。地盤の諸定数は表-1のように定めた。横波の速度 V_s については地震時での地盤のヒズミレベル

を考慮して測定値の1/2とした。

計算ケースはつぎの3種類を想定した。

- 1° 自重載荷+静的水平載荷
- 2° 自重載荷+平均応答スペクトルによる応答
- 3° 自重載荷+直接応答

なお、1°の場合の水平震度は後述する震度法と合わせる意味で $k_h = 0.22$ とした。2°の平均応答スペクトルは建設省工研1970 岩盤上の記録を用いることとし、最大加速度は 150 gal とした。3°の場合に用いる地震波は根室半島沖地震(1973, $M=7.4$)の際 静内(震央距離 $\Delta = 30.5 \text{ km}$)の地下 40 m で得られた加速度波形(最大値 45 gal)を 150 gal に正規化したものとした。これらの記録の加速度応答倍率を図-5に示す。減衰定数は構造物および地盤とも $\eta = 0.2$ とした。周辺地盤の破壊に対する安全率は表-2に示す式により算定することとし、各層の強度については表-3に示した。以上の解析はすべて平面ひずみ問題として取扱うこととした。

2.4 震度法による計算

計算はつぎの2つの方法に着目して行った。
1° 最も厳しい荷重条件を想定したものすなわち土圧の算定に水中震度を考慮し上載土に作用する慣性力が全て水平方向せん断力として上床版に作用するものとした方法。

2° 1°と異なり水中震度は考慮せず上床版に作用させる水平方向せん断力も上載土の両側面の上圧のバランスを考慮して決める方法。

1°, 2°とも木平震度は東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(制)により $k_h = 0.22$ とし工圧の算定に用いる土の定数として $C=0, \phi=20^\circ, \gamma=1.8 \text{ t/m}^3$ (地下水面下 $\gamma'=0.8 \text{ t/m}^3$ とし、土圧、水圧を分離)と仮定した。

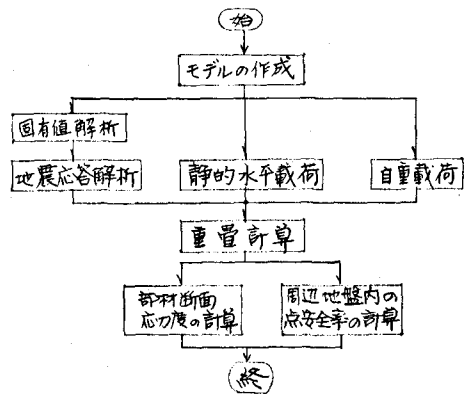


図-3 F.E.M解析のフロー

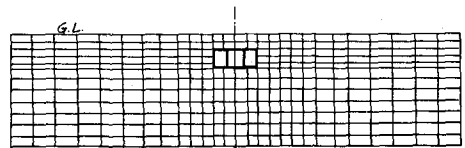


図-4 F.E.Mモデル概念図

表-1. F.E.M.に用いた地盤の諸定数

	単位体積重量 γ (t/m ³)	せん断弾性係数 G (kg/cm ²)	せん断弾性係数 G (kg/cm ²)	ポワソン比 ν	変形係数 E (kg/cm ²)
I	1.8	80	1180	0.33	3100
II	1.8	74	1000	0.49	3500
III	1.5	50	380	0.49	1100
IV	1.6	100	1630	0.49	4900
V	2.0	167	5690	0.49	1700
VI*	1.8	80	1180	0.33	3100
				0.49	3500

*: ポワソン比 地下水面上: 0.33
地下水面下: 0.49
** VIの埋戻しは工層と同様とした。

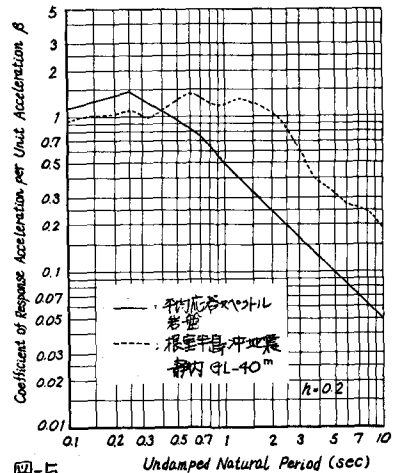


図-5

表-2 地盤内の破壊に対する安全率の計算

- (1) 粘性土: $S_f = T_f / \tau$, T_f : せん断強度
 $T_f = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$
- (2) 砂質土: $S_f = \sin \phi_f / \sin \phi_m$
 ϕ_f : 内部摩擦角
 $\phi_m = \sin^{-1} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$
 σ_1, σ_3 : 地盤内に生じる最大最小主応力

表-3. 各層の強度

- Ⅰ層: $C=0, \phi=25^\circ$
Ⅱ: $C=0, \phi=25^\circ$
Ⅲ: $C = \begin{cases} 0.242 (25^\circ) (\%) \\ 0.242 \tau_{0.0} (25^\circ) \end{cases}, \phi=0^\circ$
Ⅳ: $C=0.242+4.0$ [2.地表面からの深さ(m)]
Ⅴ: $C=0, \phi=35^\circ$
Ⅵ: $C=0, \phi=30^\circ$

3 結果

3.1 F.E.M.による固有値の計算結果

表-4にF.E.M.モデルの主要な次数での振動モードの固有周期、剛性係数、有効質量比をまとめ、図-6に1次モードの状況を示した。表-4の有効質量比からも分かるようにせん断モードである1次モードが最も卓越している。

表-4 固有値計算結果

モード次数	固有周期 (sec)	剛性係数	有効質量比
1	2.96	33.20	0.652
8	0.86	-13.70	0.110
9	0.86	-10.10	0.060
10	0.84	5.41	0.017
16	0.55	12.40	0.090

3.2 応答変位および応答加速度

地盤内に生じる応答変位ならびに応答加速度については、構造物断面中心鉛直軸上での分布状態を図-7に、これらの地表面での値を表-5に示した。変位に関しては各ケースともその分布状況は相似形でせん断モードを呈している。一方、加速度については動的解析のケース α 、 β ともその分布は各地層の動的特性の相違を反映して複雑で、その最大値も耐震計算上の基準面での入力値 150^{gal} に比べて α では約 100^{gal} 、 β で約 180^{gal} となっており、それほど増幅されていない。また、地表面で最大とならないことも注目される。

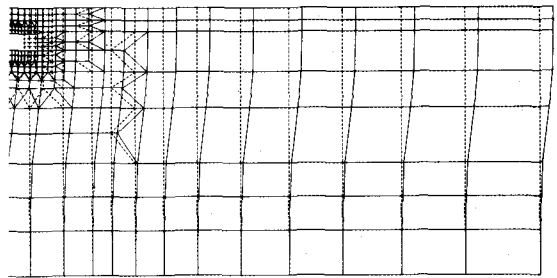


図-6 1次振動モード

表-5 F.E.M.の場合の地表面での応答値

位置	水平変位量 (cm)			加速度 (gal)	
	1°	2°	3°	2°	3°
構造物中心 直上	57.9	7.27	26.5	95	151
側面	58.2	7.21	26.6	61	148

注: ケース1°の加速度は $kn=0.22$ とあるから約 220^{gal} に相当する。

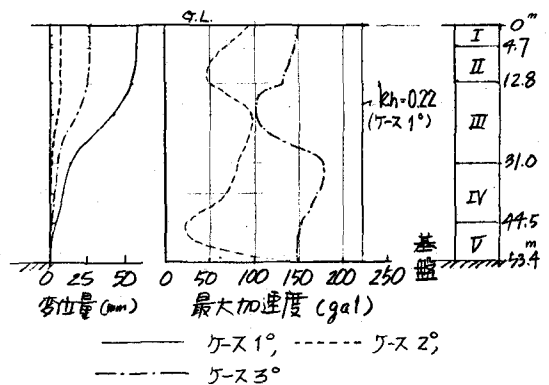


図-7 F.E.M.による地盤内の応答変位、加速度 (構造物断面中心軸上)

3.3 地盤内の破壊に對する点安全率の分布

表-2の式を用いて計算したF.E.M.各ケース毎の構造物周辺の地盤各要素の点安全率 S_f の分布図を図-8に示す。 $S_f < 1.0$ の部分の意味については、そこで破壊が生じるとは、不安定になるとかということではなく、 $S_f < 1.0$ の領域の広さで、想定した計算ケース相互の妥当性の評価を行うということである。F.E.M.のケース1° ($kn=0.22$)が他の二つの動的解析の場合に比べて、 $S_f < 1.0$ の領域が非常に広くなっており、このような条件を仮定することは苛酷であると言える。つぎに、ケース α と β とを比べると β で $S_f < 1.0$ の領域が大きくなっている。これは入力の周期特性を較べた場合、図-5からも分かるように β で用いた地震動のほうが長周期成分が卓越しており、対象地盤の振動特性と比較的合っているためと考えられる。また、構造物側壁の周辺部については、地盤の変位方向と逆の側面側で、 S_f が相対的に小さく、受動領域化しているものと判断される。(図-8(a),(b),(c)参照)

3.4 断面力および断面応力度

F.E.Mおよび震度法によって求めた断面力のうち、曲げモーメントについて各ケース比較したものを図-9に示す。F.E.Mは弾性体としての計算、震度法は土圧という塑性平衡状態での荷重を想定した計算という相違にも拘らず、両者ともその分布の傾向としては良く似ており、軸力、せん断力についても同様である。図-9から分かるように曲げモーメントは隅角部および中壁付根で大きくなっている。断面応力度については図-10に側壁付根の隅角部の状態を示した。この図は常時で定めた配筋状態で地震時許容応力度と上記各ケースでの実応力度との比に着目してまとめたものである。これより、震度法以外にはせん断応力を除いて、許容応力度と超えており、計算上は地震時で断面決定されることになる。また図-9から中壁付根の断面でも同様なことが推定される。

4. 結論

東京江東地区の軟弱な沖積地盤の地表近くに想定した線状地下構造物の横断面モデルに対して F.E.M.および震度法による耐震計算を行なった結果 つぎのことが明らかとなった。

(1) 断面力について F.E.M.による動的解析での応答加速度が震度法の水字震度 ($k_1=0.22 \approx 220$) に比べ小さいのは F.E.M.での値は減少しておらず、地盤の変位の影響を強く受けている。したがって、今回対象としたような場合には慣性力を考えた震度法を適用することは適切

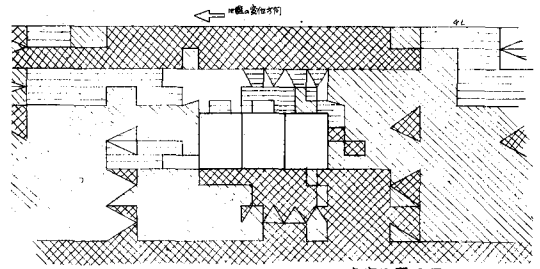


図-8 (a) ケース 1° 点安全率分布

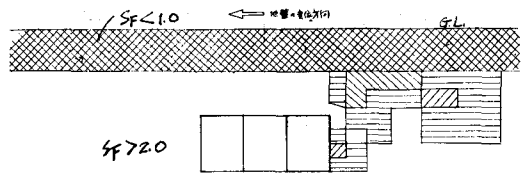


図-8 (b) ケース 2° 点安全率分布

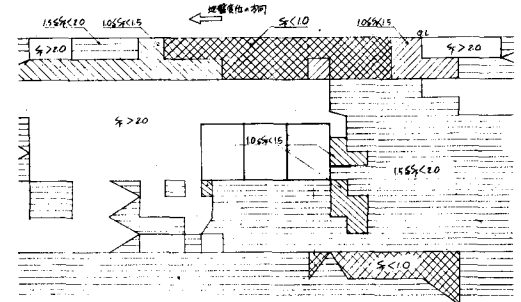


図-8 (c) ケース 3° 点安全率分布

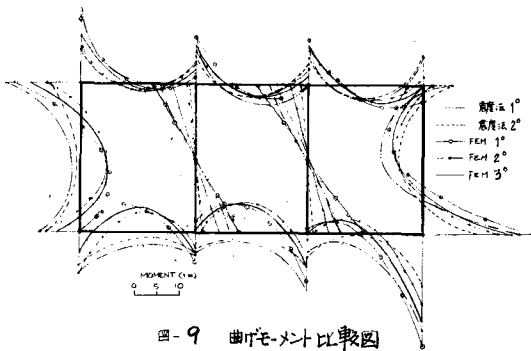


図-9 曲げモーメント比較図

とは言えない。

(2) 今回の場合のように、軟弱な地盤内の地表近くに建設

される構造物の横断面の状態は、必ずしも常時のみで決まるとは言えず、地震時についても検討することが望ましい。このためには、横断面内の地震時に生じる地盤の変位を考慮した耐震計算法を用いるのがよい。

(3) 今後の課題としては、(2)で述べた耐震計算法の適切なモデル化および、地盤、構造物横断面の形状寸法、地下水位、土被り厚などの条件の相違による影響の程度を把握するための検討を行なうことが必要と思われる。

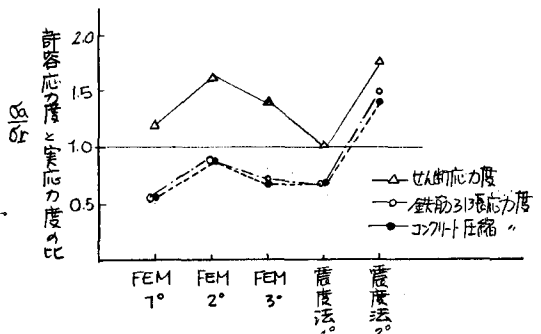


図-10 側壁下部隅角部での応力比の比較 (安全余力: 常時・定常Fの場合)