

地下構造物の耐震診断

設計本部 主任技師 筒井重満 *
設計本部 設計第二部長 高村弘志 **

平成7年の阪神・淡路大震災では地下鉄大開駅上床版が陥没し、安全であるといわれてきた地下構造物に対しても耐震の必要性が求められてきています。当地区は特に東海地震等の予測が顕著であり、既存構造物の耐震が重要視されています。今回、名古屋市にある地下構造物の耐震診断を行いましたので報告いたします。

1. はじめに

阪神・淡路大震災の被害を受けて「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について・同解説」が運輸省鉄道局（平成7年7月26日）より各関係機関に伝えられました。これを受け、一般利用者が多数である地下構造物の耐震診断を行う機会がありました。

診断構造物は、土被り3m程度の一層三径間地下構造物で、診断により緊急の耐震補強が必要かどうかの判断を行いました。

阪神・淡路大震災の被害の特徴として、高架橋の柱、開削トンネルの中柱等のコンクリート構造物が激しい地震動によりせん断破壊をおこし、高架橋の落橋や開削トンネル駅の崩壊につながったことが挙げられます。このことから、構造物崩壊の回避を目標とする診断が求められています。

診断は、構造物内特に応力の集中しやすくせん断破壊の危険性が高い中柱に着目し、大規模地震相当の耐震解析で中柱がせん断先行型の破壊形態か曲げモーメント先行型の破壊形態かを計算します。もし中柱がせん断先行型の破壊形態であると判断されれば、耐震補強が必要となります。

診断対象構造物は昭和40年代の設計であり設計構造モデル、荷重等現在の設計モデルとはかなり異なる設定でありました。診断ではそのあたりの条件整理を行い、トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説（平成8年版）に準拠しかつ鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計編（平成11年版）を参考とし静的非線形解析を行いました。

診断の結果、大地震時に中柱はせん断破壊を起こす前に曲げ破壊が生じる構造であると判断されました。

次項より詳細な解析について報告します。

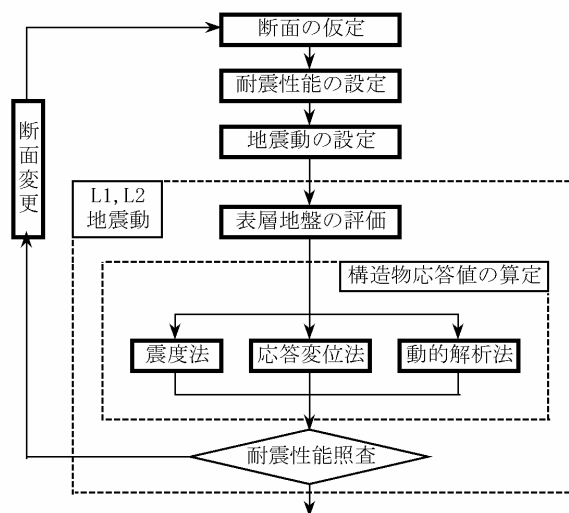
* 技術士（建設部門）

** 技術士（建設部門、総合監理部門）

2. 地下構造物の耐震設計

(1) 耐震設計フロー

地下構造物（地下鉄の駅舎などの開削トンネル）においては、下記に示すフローを基本に耐震設計を実施している。



(2) 想定地震動

L1地震動：耐用期間内に数回程度発生する地震動

L2地震動：耐用期間内に発生する確率は低い、非常に強い地震動

L2地震動は断層調査に基づき、海洋型地震（スペクトル）、内陸型地震（スペクトル）等を考慮する。

(3) 耐震性能照査

a) 破壊形態の検討

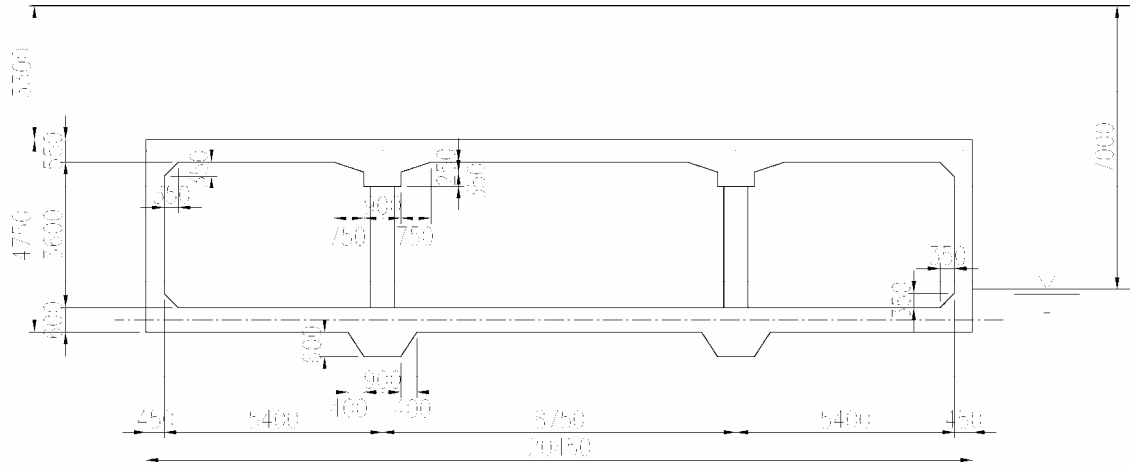
終局状態でせん断破壊が生じないように、曲げ破壊モードを確保する。

b) 耐震性能の確保

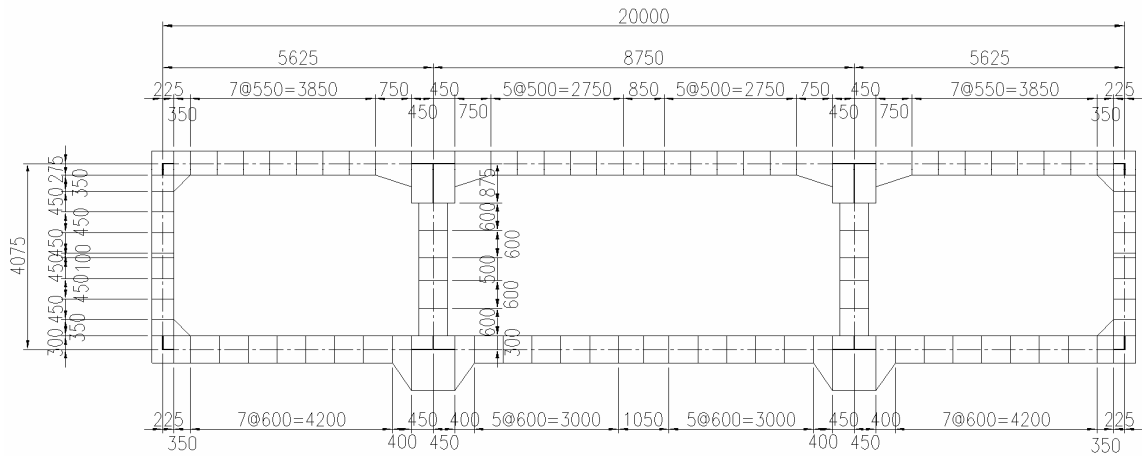
L1地震動に対しては、耐震性能（地震後にも補修せずに機能を確保でき、かつ過大な変形を生じない）、L2地震動に対しては耐震性能（地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる）を満足するものとする。

3. 条件とモデル化

(1) 断面形状



ブロック図



(2) 地盤条件

地盤状況は図-1であり、名古屋地盤図より表-1の地盤条件とした。

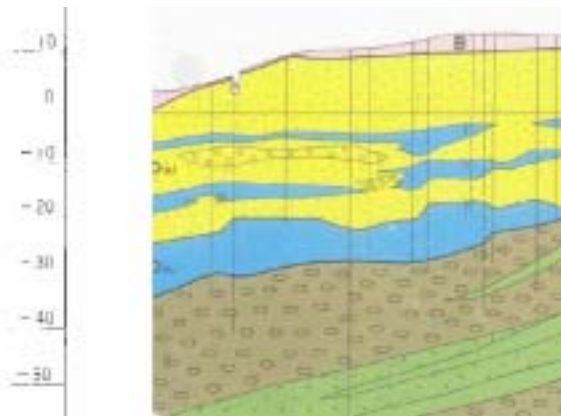


図-1 地盤状況

表-1 地盤条件

水位: GL-7m 設計計算書による

番号	標高 (m) 13.0	深度 (m)	層厚 (m)	土質	N 値	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 C (kN/m^2)
1	5.0	8.0	8.0	砂質砂	10	18	8	27	-
2	-2.0	15.0	7.0	砂質砂	16	18	8	30	-
3	-5.0	18.0	3.0	砂質砂	32	19	9	36	-
4	-13.0	26.0	8.0	砂質砂	48	19	9	41	-
5	-20.0	33.0	7.0	砂質砂	28	18	8	35	-
6	Dm	-	-	砂質砂	50	20	10	-	-

- 土質柱状図性状はボーリングデータE92 442の値を用いた。ただし、データは細かい互層構造のため、代表層ごとにまとめた。地震時においては大きな層として挙動するため問題はない。
- は基礎面位置を示す。
- 標高、Dm層位置は地層断面図4-4'E地点から算出した。
- N値はボーリングデータの代表値及び平均値とした。
- 地盤単位重量は開削編p.64による。
- $\phi = 15\sqrt{15N}$

(3) 地盤のモデル化

地盤条件より、せん断弾性波速度を算出し、設計地盤バネ値を求めた。(図-2)

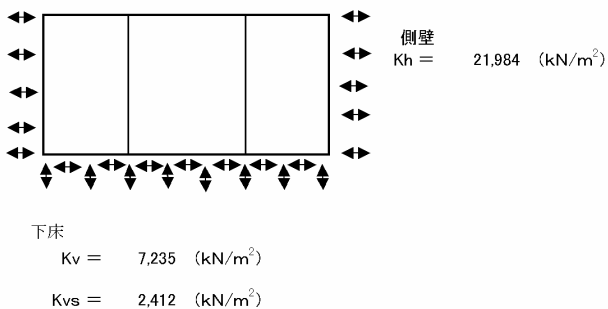


図-2 地盤バネ値

4. 解析

(1) 設計荷重

地震の影響を表わす荷重としては、地盤変位及び慣性力がある。(図-3)

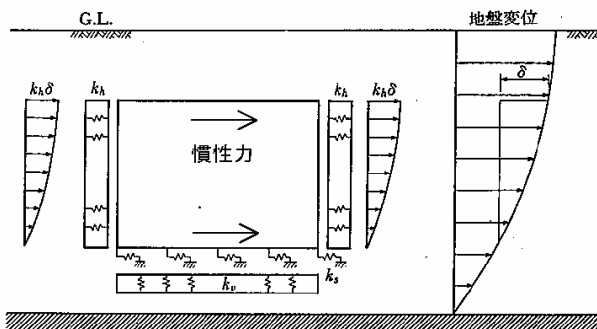


図-3 地震時荷重モデル

地盤変位量は下記地盤変位式により求め、

$$A_1 \text{ 地盤 } f_{A1}(z) = a_g \cos \frac{\pi z}{2H}$$

計算した変位量を図-4に示す。

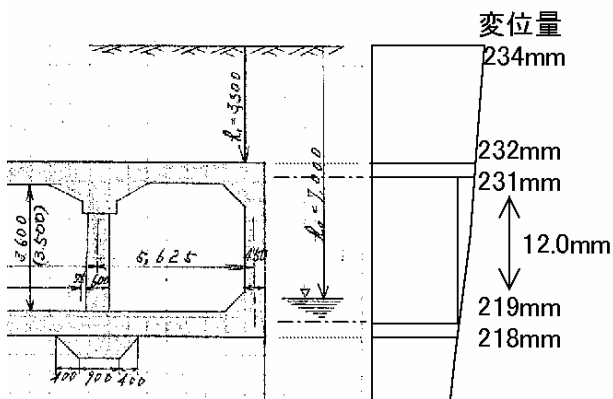


図-4 構造物と変位量の関係

(2) 地震時荷重割増

検討で用いる破壊形態照査は、通常計算で求めた地震時荷重を1.5倍して計算する。これが地震時荷重割増である。今回検討構造物のある当該地区が活断層研究会編「日本の活断層」分布図より活断層なしと判断されたため、割増率の距離補正を行った。

表 3.3.2 L2 地震動の弾性加速度応答スペクトル

基礎地震動	固有周期 T (s)	応答加速度値 (gal) (減衰 5%)	備考
スペクトル I	0.1 ≤ T ≤ 1.0	1100	154 (T=5.0)
	T > 1.0	1100 T ^{-1.221}	
スペクトル II	T < 0.2	4671 T ^{0.628}	1100 (T=0.1)
	0.2 ≤ T ≤ 0.7	1700	
	T > 0.7	1100 T ^{-1.221}	

内陸型地震対応(スペクトル)の距離補正は、構造物の建設地点と活断層との距離によるものであり(図-5)、計算の結果、応答加速度値は1700galから1170galとなり、割増は、1.05倍となった。(解析プログラム内で処理)

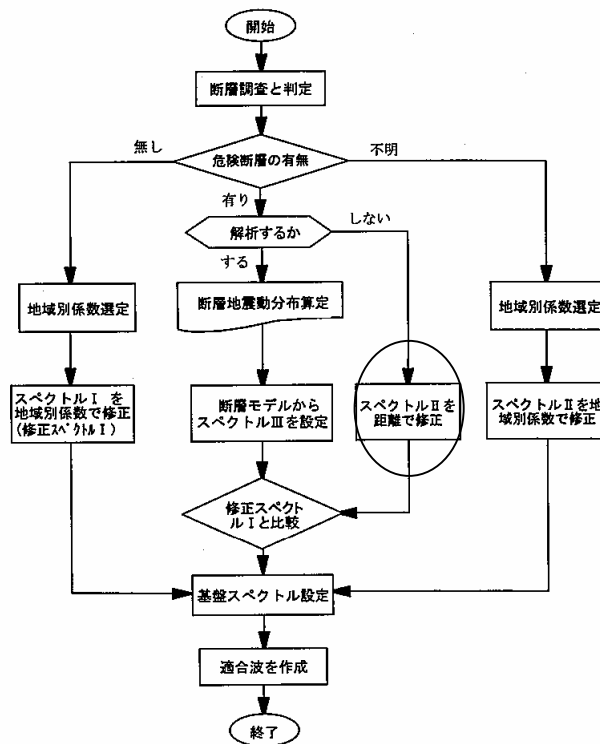
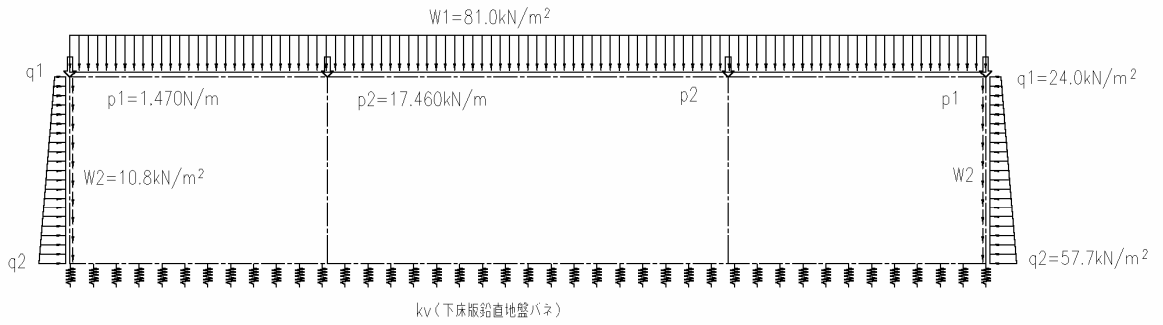


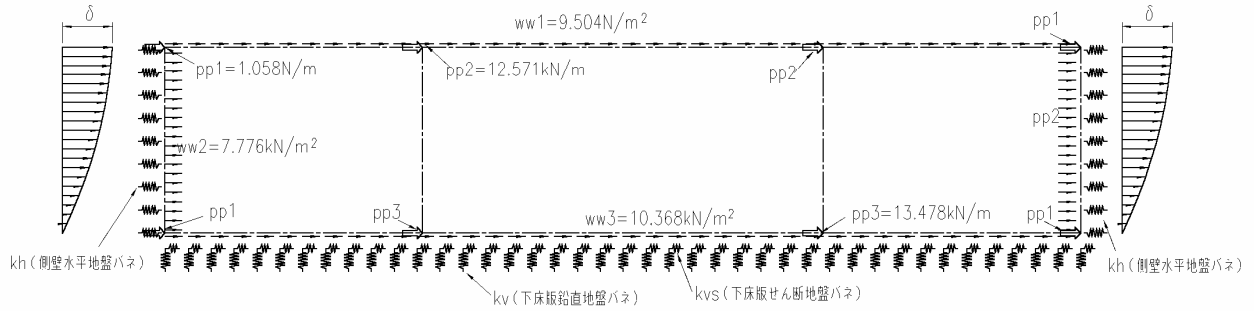
図-5 距離補正フロー

解析に必要な荷重は、初期値としての常時荷重と、加えるべき地震時荷重である。今回の構造物は左右対称であるため、地震時荷重の作用方向は一方のみとした。(図-6)

常時荷重図



地震時荷重図



荷重計算用荷重種類

永久（常時）荷重

- W1 : 上床版荷重
- q1 : 側圧上部
- q2 : 側圧下部
- w2 : 側壁荷重
- p1 : ハンチ荷重
- p2 : 上床桁荷重
- p3 : 下床桁荷重

地震時荷重（慣性力）

- ww1 : 上床版慣性力
- ww2 : 側壁慣性力
- ww3 : 下床版慣性力
- pp1 : ハンチ慣性力
- pp2 : 上床桁慣性力
- pp3 : 下床版慣性力

地震時応答荷重（変位による荷重）

応答荷重については、プログラム内での自動計算による。

図-6 荷重図

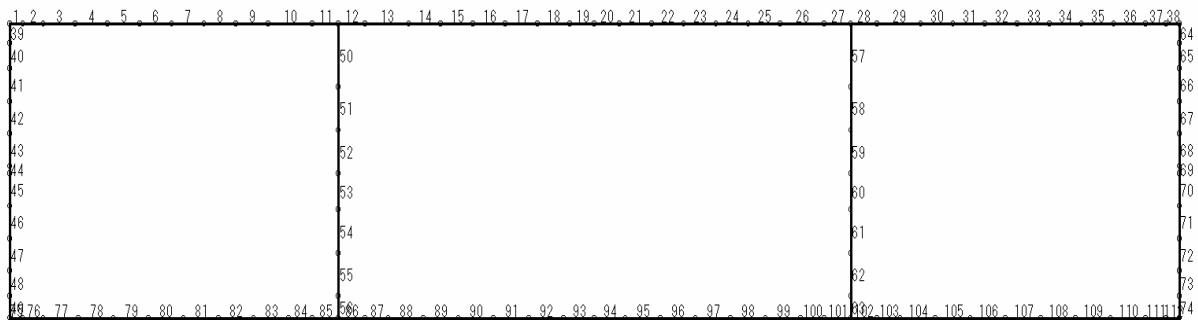


図-7 要素番号図

5. 結果

静的非線形解析プログラムを用いて得られた破壊形態の判定結果の抜粋を以下に示す。

要素番号	Mud到達せん断力 V _{mu}	設計せん断耐力 V _{yd}	$\frac{V_{mu}}{V_{yd}}$	$\alpha \times$ 最大せん断力 αV_{dmax}	$\frac{\alpha V_{dmax}}{V_{yd}}$	破壊モード*
42	----	193.22	----	52.27	0.271	M*
43	----	196.54	----	70.18	0.357	M*
44	----	196.89	----	73.51	0.373	M*
45	----	197.25	----	84.92	0.431	M*
46	----	195.06	----	89.40	0.458	M*
47	----	215.07	----	89.40	0.416	M*
48	----	256.97	----	102.90	0.400	M*
49	----	----	----	----	----	----
50	----	----	----	----	----	----
51	----	81.35	----	58.26	0.716	M*
52	----	81.35	----	58.26	0.716	M*
53	----	81.35	----	58.26	0.716	M*
54	----	81.35	----	58.26	0.716	M*
55	----	81.35	----	58.26	0.716	M*
56	----	----	----	----	----	----
57	----	----	----	----	----	----
58	----	81.24	----	80.51	0.991	M*
59	----	81.24	----	80.51	0.991	M*
60	----	81.24	----	80.51	0.991	M*
61	----	81.24	----	80.51	0.991	M*
62	----	81.24	----	80.51	0.991	M*
63	----	----	----	----	----	----
64	----	----	----	----	----	----
65	----	233.29	----	140.44	0.602	M*
66	----	198.27	----	136.63	0.689	M*
67	----	207.34	----	124.50	0.600	M*
68	----	220.30	----	105.28	0.478	M*
69	----	220.45	----	78.35	0.355	M*
70	----	220.59	----	71.20	0.323	M*
71	----	206.53	----	52.27	0.253	M*
72	----	197.49	----	80.22	0.406	M*
73	----	236.66	----	137.63	0.582	M*

ここで、破壊モードは M: 曲げ破壊モード
S: せん断破壊モード

診断に必要な項目は要素番号 50～56、57～63 の2つの中柱の破壊形態であるが、上記の結果によれば、いずれも曲げ破壊モードとなった。

このことから、緊急な柱補強の必要はないと判断される。

6. おわりに

今回の診断で、大地震時の中柱せん断破壊は回避されると推測できました。

診断にはトンネル標準示方書（開削工法編）・同解説（平成8年版）を基準として計算しました。今まで地下構造物の設計は、地震時に地盤とともに挙動する考えから耐震を考慮することは少なかったのですが、新設鉄道地下構造物では、耐震設計として鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計編（平成11年版）も発行され、計算が必要とされております。当地域は、太平洋沿岸フィリピン海プレートのもぐり込みによる東海地震のほか、東南海地震、南海地震の可能性が示唆されています。このようなことから、既存地下構造物の安全性を照査するため、耐震診断しておくことが必要であると考えます。

最後に本稿掲載に対しご理解いただいた関係各位に紙面を借りて感謝の意を表わします。