

地中管路耐震設計の源流と今日の設計基準

Historical Review of Seismic Design Standards for Buried Structures and Current Standards

高田 至 郎 岡 田 健 司
Shiro Takada Kenji Okada

1. 耐震設計基準の源流と地中管路耐震解析の特徴

表-1.1には、地中管路耐震設計基準の流れを示している。1969年に米国BARTトンネルの耐震設計基準に関するASCE論文の中で、変位法の概念が初めて提案された。その流れを受けて、1974年には、石油パイプライン技術基準が日本独自の考え方を導入して提示されている。ここでは、5種類の入力地震動、地盤変位の計算法、管路応力の計算法、安全性基準が示された。さらに、1977年には、継手を有する管路の設計技術基準が提案されて、今日に至るまで、管路設計の基本となっている。その間、沈埋トンネルの耐震設計指針が出されたが、断面力の計算以外は、前述の基準と大きく変わることはない。一方、1982年にはガス導管、中・低圧、高圧管路の設計法が示され、独自の概念が提示された。中・低圧管路の継手の地盤変位吸収能力、管路のすべり、異形管の設計法、などである。石油パイプライン技術基準、継手の耐震技術基準、ガス導管耐震設計指針の3基準が、今日の地中管路の源流であり、その後の1986年共同溝設計指針、1992年駐車場設計・施工指針解説では、いくつかの新しい考え方が示されたが、大きな変化をもたらすものではなかった。1995年阪神・淡路大震災を受けて、1997年に刊行された水道施設耐震工法指針・同解説では、初めてレベル1、レベル2の設計地震動設計スペクトルが提示され、非線形挙動の導入が図られたが、従来の応答変位法の考え方の流れを変えるものではなかった。本文では、これら指針の考え方の基礎を紹介する。

表-1.1 耐震設計基準の流れ

制定年	耐震設計基準の源流	耐震基準	耐震解析の特徴
1969	BARTトンネル		変位法 管路の伸びと曲げの各変位ひずみ
1974	石油パイプライン技術基準		地震入力変動 地盤ひずみの計算法 管路応力の計算法 耐震安全性基準
1976		沈埋トンネル耐震設計指針	断面力計算法
1977	地下埋設管路耐震継手の技術基準		継手の性能基準 継手による断面力伝達計算法
1982	一般（中・低圧）・高圧ガス導管耐震設計指針		管路の滑り 繰り返し地震荷重 異形管の耐震計算法 継手の変位吸収性能
1986		共同溝設計指針	液状化浮き上がり計算法
1992		駐車場設計・施工指針 同解説	断面せん断力計算法
1997		水道施設耐震工法指針・解説	液動の重量係数の検討 レベル1～2の規定
2004		ガス高圧導管耐震設計基準	レベル1～3の規定
2004		ガス中低圧導管指針	
2009		水道施設耐震工法指針・解説	
2014		下水道施設の耐震対策指針と解説	地盤の長期期化係数

2. 米国地下鉄の耐震設計

T. R. Kuesel は、米国サンフランシスコのBART (Bay Area Rapid Transit) と呼ばれている地下鉄トンネルの地震時安全性を検討する論文を1996年の米国土木学会ジャーナルに発表した¹⁾。本論文が地下構造物の耐震設計にかかわる世界初の設計基準である。経験に基づいた取り扱いで、簡易な耐震設計基準であり、精緻な科学的検証に基づいたものではないことを論文中に述べている。すなわち、地下構造物は、地上構造物とは異なり、周辺地盤の地震時変位・変形に左右されることを前提としているが、それを理論的に証明している内容ではなく、過去の地震時の地下構造物の挙動と FEM 計算から推定した変位法を比較して基準を提案したと述べている。また、地盤の変位とは、断層運動、液状化、地すべり、その他の地震時地盤の不安定現象を含むが、提案設計基準の考え方は、地盤の破壊現象は含まず、波動伝播を基本としている。基盤から入射したせん断波が地表面に伝播する波動の変形を図-2.1に示している。設計変位振幅は図-2.2に示す変位スペクトルを用いている²⁾。また、図-2.3の表層に示す地盤内を伝播する地震波が図-2.4で表される。

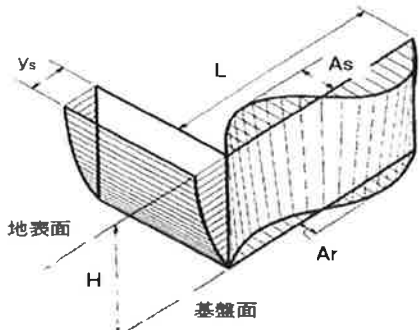


図-2.1 BART の入力地震波動

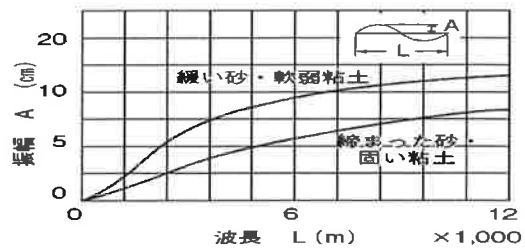
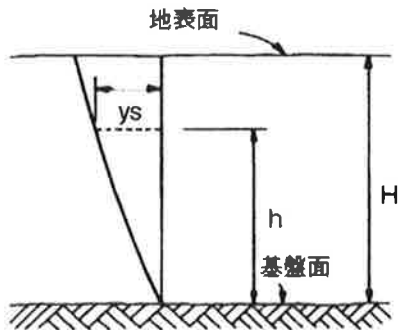


図-2.2 BART 設計の変位スペクトル



H: 基盤面上の表層厚 (feet)

図-2.3 トンネルに作用する地盤変位

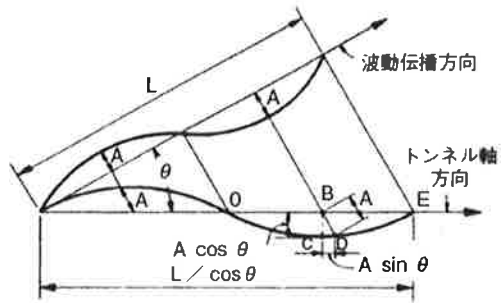


図-2.4 トンネル軸方向と波動伝播方向の関係

上記モデルで求めたトンネルの伸びと曲げによる軸ひずみは式 (2.1) となる。

$$\epsilon = \frac{\pi A}{L} \left[(2 \sin \theta \cos \theta) + \left(\frac{\pi}{3} \cos^2 \theta \right) \right] \tag{2.1}$$

上式の〔 〕内は $\theta = 32^\circ$ の時に最大値を取り、値は 1.67 である。したがって、トンネルの最大ひずみは下式で示される。

$$\varepsilon_{max} = 1.67 \frac{\pi A}{L} \cong \frac{5.2A}{L} \quad (2.2)$$

3. 石油パイプライン技術基準³⁾

昭和47年に「導管」、昭和48年に「さや管」について技術基準を検討して、昭和49年に本基準が設けられた。東京国際空港の建設に伴う新しい輸送手段としての石油パイプラインに対して、米国 BART トンネルの基準などを参考として、我が国で初めて設けられた地中管路に対する耐震基準である。その後、今日に至るまで、日本の各種地中管路の耐震技術基準の基礎となっている。地震関係については、地震対策分科会（大久保忠良委員長）で審議されている。本稿では耐震設計の要点について述べる。

3.1 入力地震動と設計手順

基準では、a. 慣性力および動水圧を考慮する管路部分と、b. 地盤の変位を考慮する管路部分、に区分される。

石油パイプラインの耐震設計手順は下記による。①設計基盤面における水平震度 K_h 、鉛直震度は、その1/2である。②地震動による慣性力は、導管および石油自重に震度を乗じて求められ、水平2成分および鉛直に作用させる。③地震動による水平および鉛直動水圧および土圧を作用させる。④表層地盤の固有周期 T は1/4波長則に従うが、粘性地盤では、4.0、砂質土では5.2を乗じる。⑤表層地盤の水平変位振幅 U_h は次式で求める。ここに S_v は図-3.1に示す値である。また、 K_{0h} は設計基盤面における水平震度である。

$$U_h = 0.203 T \cdot S_v \cdot K_{0h} \quad (3.1)$$

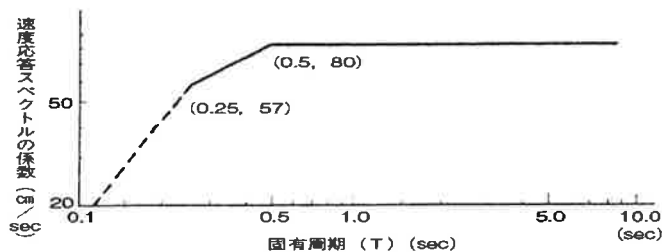


図-3.1 単位震度当たりの速度応答スペクトル

式3.1は、水平表層一層地盤のせん断振動応答の1次モードのみを考慮した場合の最大変位応答で、0.203は $2/\pi^2$ で1次モードの寄与率である。

3.2 導管に作用する応力の算定

①導管が地上部あるいは支持力を無視する地盤に埋設されている場合は、導管をはり、または棒とみなして慣性力および動水圧を作用させて管応力を求める。②表層地盤面に埋設される場合には次式で管応力を求める。

$$\sigma_{1c} = \sqrt{3.12 \cdot \sigma_L^2 + \sigma_B^2} \quad (3.2)$$

$$\sigma_L = \frac{3.14 \cdot U_b \cdot E}{L} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{4.44}{\lambda_1 \cdot L}\right)^2} \tag{3.3}$$

$$\sigma_B = \frac{19.72 \cdot D \cdot U_b \cdot E}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{6.28}{\lambda_2 \cdot L}\right)^4} \tag{3.4}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{K_1}{E \cdot A_p}} \tag{3.5}$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{K_2}{E \cdot I_p}} \tag{3.6}$$

上式の4.44は $\sqrt{2\pi}$ 、6.28は 2π 、19.72は $2/\pi^2$ である。ここに、 U_b ：表層地盤面の水平変位振幅 (cm)、 E ：導管のヤング係数 (kg/cm²)、 L ：表層地盤の地表面近傍における地震動の波長 (cm)、 D ：導管の外径 (cm)、 K_1 ：軸方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm)、 K_2 ：軸直角方向の変位に関する地盤の剛性係数 (kg/cm²)、 A_p ：導管の断面積 (cm²)、 I_p ：導管の断面二次モーメント (cm⁴)、 V_s ：表層地盤のせん断弾性波速度、 V_{os} ：基盤面のせん断弾性波速度で実測によるのを原則とする (板たたき法等通常の弾性波探査による場合でも実測値そのものでよい)。またN値から推定する場合は $V_{os}=40 \cdot 102 \cdot \sqrt{N_0}$ (cm/sec) (N_0 は基盤面のN値)である。 λ_1 および λ_2 の計算に用いる K_1 および K_2 は、次の式により求めるのを原則とする。

$$K_1 = K_2 = 3 \cdot \frac{\gamma_s}{g} \cdot V_s^2 \tag{3.7}$$

ここに γ_s ：土の湿潤単位体積重量 (kg/cm³)、 V_s ：導管位置での表層地盤のせん断弾性波速度 (cm/sec)、 g ：重力の加速度 (980 cm/sec²)。

入力地震動に関しては、導管に対して、図-3.2に示すように、せん断波 $U=A \sin (2\pi \cos \phi \cdot x/L)$ が x' 軸の方向より入射すると考える。その時、管路軸 x とのなす角は45度である。軸方向および軸直交方向の成分は、BART 設計と同様である。本指針の特徴は、考慮する波動成分である。水平面内では3方向 (水平2成分、管路軸1成分)、鉛直面内2方向から入射する5成分の入射波を考慮している。面内では水平 a_h と鉛直波 a_v の振幅平均で、鉛直成分は水平成分の1/2とすれば、5成分による合成波振幅は、図-3.3に示すように $3.12 a_h^2$ となる。式(3.2)の係数を意味している。

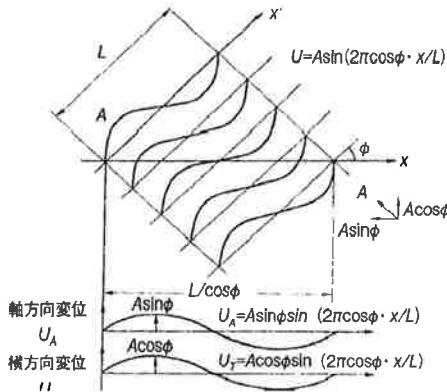


図-3.2 入力地震波

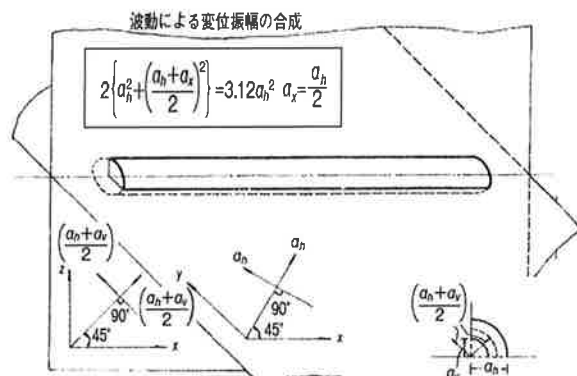


図-3.3 5種類の地震動

管路に5成分のせん断波を考慮することは過大ではないかとの議論が多く行われてきた。今日の水道指針（2009年版）では3.12の係数の代わりに、 γ で与えられ、1.0～3.12の係数が選択できるようになっている。また、ガス指針（1982年版）では、管路軸方向のみに入力する地震波を考慮している。また一方、この地震波がせん断波なのか、表面波なのかも議論されてきた。管路発生ひずみを求める際の、地震波の波速が異なるためである。石油パイプライン基準では、明らかにせん断波である。式3.8に示す値は、下記の調和平均波長として、基盤、表層地盤内の波長を平均している。

$$\frac{1}{L} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{L_1} + \frac{1}{L_2} \right) \quad (3.8)$$

3.3 地震時の荷重組合せと許容応力度

- ① 荷重の組合せ：円周方向応力度算定には交通解放時には、鉛直土圧、自動車荷重、内圧、地震荷重を考慮する。軸方向応力度算定では、円周方向応力度算定と同様であるが、鉛直荷重は考慮しない。②許容応力の割り増しは主荷重と従荷重で決められるが地震動荷重が従荷重となる場合は、70%の割り増しである。

4. 沈埋トンネル耐震設計指針⁴⁾

4.1 指針の背景

本指針は昭和50年（1975年）3月に土木学会より刊行された。沈埋トンネル耐震設計研究委員会（岡本舜三委員長）の検討結果をまとめたものである。当時、沈埋トンネル建設は世界でも建設がスタート当初であり、カナダのデーズトンネル、米国のパートトンネルが独自の耐震検討を加えていた（BART基準、ASCE1969）。本指針ではトンネル部は変位スペクトルを用いた設計を提案している。現在の地中管耐震設計法である応答変位法法の基礎となる考え方である。当時の土木研究所の変位応答スペクトルから、東京湾の地盤特性から周期を仮定して得られたものである。BARTスペクトルの変位は極めて小さく、日本の地盤特性に合わせたスペクトルの必要性を強調している。土木学会沈埋トンネル指針では、1. 総則、2. 調査、3. 耐震設計、4. 動的解析、5. 地震時保安管理より構成されている。とくに、2. 調査の項については、地質・地震動、地質・地盤および土の諸定数、地盤震害、地盤安定、などについて入念な検討が記述されて、地中管路の耐震設計に地盤関与の重要性を示している。

4.2 耐震設計フロー

図-4.1には、沈埋トンネルの耐震設計フローを示す。沈埋トンネル部と換気塔部に分類されて、基本的に前者は変位法、後者は震度法適用となっている。また、地盤や構造の変化部に対しては、エレメント間の継手に注意し、耐震性や水密性の確保を要求するとともに、全体系の挙動を把握することを前提としている。

(1) 設計荷重と地震の影響

①死荷重、②土圧、③水圧、④浮力または揚圧力、⑤活荷重、⑥地盤沈下の影響、⑦温度変化の影響、⑧コンクリート乾燥収縮の影響、⑨その他（津波、波力、沈船、投走錨）を考慮している。考慮する地震の影響は、①地盤または構造物の変位、②慣性力、③地震時土圧、④地震時動水圧、であり適宜、安全側を考慮して、荷重の組合せを考慮する。

(2) 設計地震力

図-4.2には、地盤変位の考え方を示している。また、沈埋トンネルの軸線を含む水平面および鉛直面内の変位を考慮する。慣性力算定における設計震度、動土圧、動水圧については、従来指針と大差はない。安全率は2.0程度を考慮することを推奨している。耐震設計上、せん断抵抗を無視する土層の判定は、石油パイプライン基準による判定と同様である。また、沈埋トンネルの長手方向の設計は、変位法に基づくが、横断方向については、当時では設計法が確立されていないとの観点から従来構造物と同様に震度法による設計となっている。

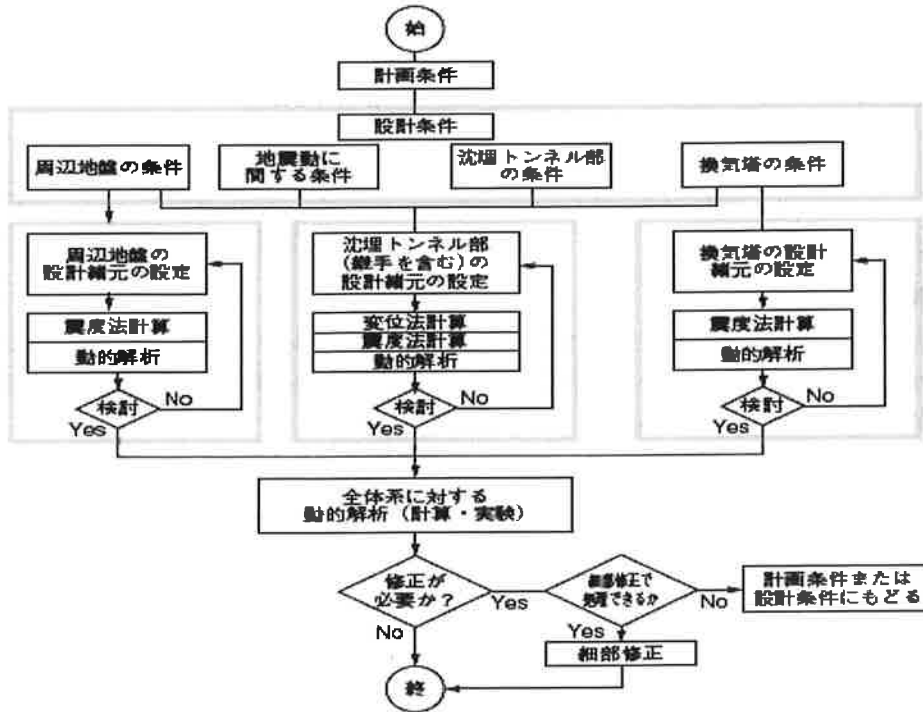


図-4.1 沈埋トンネル耐震検討のフロー

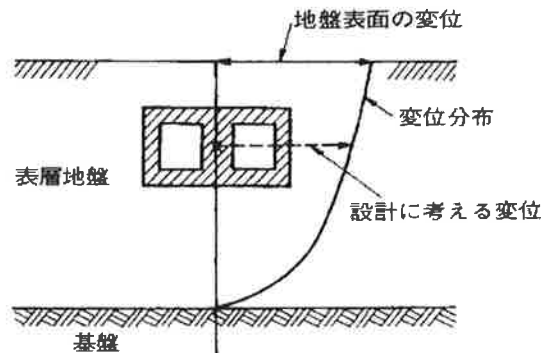


図-4.2 沈埋トンネルに作用する地盤変位

(3) 設計に考慮する地震動

地震動の決定は、① 実測による方法、② 応答スペクトルによる方法 が用いられる。土木研究所スペクトルは岩盤上の地震記録より、また港湾技研スペクトルはN値50以上の岩盤上記録60成分から作成されている。固有周期は、地盤ひずみの大きさを考慮して定めるのが望ましい。また、鉛直変位振幅は水平の1/2~1/4としている。さらに、設計基礎面での標準水平加速度に地域別補正係数を乗じて、入力加速度は100~150gal程度を想定している。

(4) 沈埋トンネル部の耐震計算法

沈埋トンネル部の耐震設計は変位法に基づいている。しかし、横断方向の断面設計および滑動の安定の検討は震度法を用いて行う。

地盤の変位あるいは地盤のひずみを用いて設計する必要があるが、十分な知見が得られていない当時の状況から判断して、設計においては地盤の変位を波動もしくは振動として取り扱うことを前提としている。① 長手方向については、弾性床上のはり、または棒としてトンネル部の軸に沿う応力、変位を算定して、耐震設計を行う。② 横断方向の設計は従来の震度法を用いて、地震時における慣性力・土圧・水圧の増加などからトンネル壁体の壁厚さ、などを検討する。③ 滑動検討は、主働土圧、受働土圧、隣接断面から受けるせん断抵抗力を考慮して行う。④ 浮上、沈下などは地盤の安定と施工の対策を合わせて検討する。

(5) 許容応力の割り増し

終局強度設計法に関する知見が十分でない当時においては、基本的に弾性設計に基づいて設計し、地震力の作用機会が稀であり、作用時間も短いことから地震時には、コンクリートや鉄筋の許容応力を割り増している。鉄筋の常時の許容応力に対するひずみは 10^{-3} 程度であるので、地盤のひずみがそれ以上であることが事前に知られている場合には、継手等を用いることを推奨している。

(6) 動的解析モデル

本耐震設計指針では、トンネル全体系の動的解析の章を設定している。また、荷重の組み合わせ：(主荷重+地震の影響 50%)、(主荷重+温度変化の影響+乾燥収縮の影響+地震の影響 65%)、許容応力の割増率、などを設定している。

5. 地下埋設管路耐震継手の技術基準⁵⁾

本基準は、昭和51年(1976)に国土開発技術研究開発センターに設置された「埋設管路耐震継手技術委員会(久保慶三郎委員長)」の成果を取りまとめたものである。本技術基準の「まえがき」では「未解決な問題も見受けられた。暫定的に規定した条項もあり、表現が抽象的になっている場合もある。……さらに研究を進め、内容の充実、改善に努める必要がある」と述べられている。しかし、約40年経過した今日においても、本基準は各管路の耐震設計に強い影響力を有している。

5.1 耐震設計の手順

(a) 管体応力

地中管路の耐震設計にあたっては下記の手順を推奨している。① 配管ルートを選定 ② 地震および地盤の調査 ③ 想定する地震動 ④ 耐震計算 ⑤ 継手の選定。想定する地震動については、建設省新耐震設計法によることとしている。

地震動による地盤変位算定は、石油パイプライン技術基準と同様である。ただし、本指針の制定時には、新耐震設計スペクトルが与えられていたため、その速度スペクトルを用いることとしている^{6),7),8),9)}。しかし、管路の応答変位は、継手の存在位置によって異なるので、地盤変位に ξ を乗じて求めている。 ξ は継手位置によって異なる補正係数である。継手の伸縮・可撓性が保持される場合には、次式で与えられる。表-5.1には式(5.5)の内容を示している。

$$\xi_1(x) = \frac{\sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2}}{\exp(v' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \exp(-v' \cdot \lambda_1 \cdot L')} \quad (5.1)$$

$$\xi_2(x) = \sqrt{\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2} \quad (5.2)$$

A : 管きよの断面積 (m²)
I : 管きよの断面二次モーメント(m⁴/m)の波長(m)
L' : 地盤振動のみかけの波長 (m)

$$\mu' = \frac{x}{L'} \quad (5.3)$$

$$v' = \frac{\ell}{L'} \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned} \phi_1(x) &= |\exp(-v' \cdot \lambda_1 \cdot L') - \cos(2 \cdot \pi \cdot v')| \cdot \exp(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - |\exp(v' \cdot \lambda_1 \cdot L') \\ &\quad - \cos(2 \cdot \pi \cdot v')| \cdot \exp(-\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') + 2 \cdot \sinh(v' \cdot \lambda_1 \cdot L') \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \mu') \\ \phi_2(x) &= 2 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot v') \cdot \sinh(\mu' \cdot \lambda_1 \cdot L') - 2 \cdot \sinh(2 \cdot \pi \cdot \mu') \cdot \sinh(v' \cdot \lambda_1 \cdot L') \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\phi_3(x) = f_3 \cdot e_3 - f_1 \cdot e_2 - f_4 \cdot e_1 - \sin(2 \cdot \pi \cdot \mu)$$

$$\phi_4(x) = e_4 + f_2 \cdot e_3 - f_2 \cdot e_2 - f_3 \cdot e_1 - \cos(2 \cdot \pi \cdot \mu)$$

ℓ : 管きよの可撓性継手間の長さ (m)

表-5.1 継手補正計算の係数

f_1	$\frac{1}{\Delta} [C_1 \cdot (C_1 - C_2) - C_3 \cdot (C_3 + C_2) - C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot v) + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot v)]$		
f_2	$\frac{1}{\Delta} [C_1 \cdot (C_1 - C_2) - C_4 \cdot (C_3 + C_2) + (C_3 + C_2) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot v) + C_1 \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot v)]$		
f_3	$\frac{1}{\Delta} [C_1 \cdot (C_1 + C_3) - C_2 \cdot (C_3 + C_2) - C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot v) + \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} + (C_3 + C_2) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot v)]$		
f_4	$\frac{1}{\Delta} [C_3 \cdot (C_4 + C_1) - C_2 \cdot (C_4 - C_1) + (C_2 - C_3) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot v) + \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} - 2 \cdot C_1 \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot v)]$		
f_5	$\frac{1}{\Delta} [(C_3 - C_2)^2 + 2 \cdot C_1 \cdot C_4 - 2 \cdot C_1 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot v) - (C_2 - C_3) \cdot \frac{2 \cdot \pi}{\beta \cdot L} \sin(2 \cdot \pi \cdot v)]$		
Δ	$(C_3 + C_2) \cdot (C_3 - C_2) + 2 \cdot C_1^2$		
C_1	$\sin(v \cdot \beta \cdot L) \sinh(v \cdot \beta \cdot L)$	C_2	$\sin(v \cdot \beta \cdot L) \cosh(v \cdot \beta \cdot L)$
C_3	$\cos(v \cdot \beta \cdot L) \sinh(v \cdot \beta \cdot L)$	C_4	$\cos(v \cdot \beta \cdot L) \cosh(v \cdot \beta \cdot L)$
e_1	$\sin(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\mu \cdot \beta \cdot L)$	e_2	$\sin(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\mu \cdot \beta \cdot L)$
e_3	$\cos(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \sinh(\mu \cdot \beta \cdot L)$	e_4	$\cos(\mu \cdot \beta \cdot L) \cdot \cosh(\mu \cdot \beta \cdot L)$
v	$\frac{\theta}{L}$	μ	$\frac{\pi}{L}$
β	$\sqrt{\frac{K_2}{A \cdot E \cdot I}}$		

なお、1例として、式5.3、式5.4で $\lambda L'$ を50とした場合の補正係数 $\xi(x)$ を図-5.1に示す。

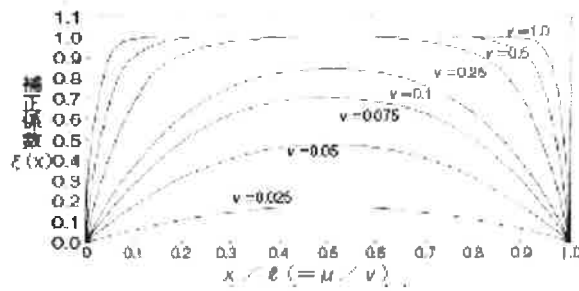


図-5.1 補正係数 $\xi(\pi(\lambda L') = 50$ の場合)

ξ を用いて、継手管路の管体応力は次式で求められる。 ξ の考え方は、40年が経過した現在でも、上下水道地中管路に取り入れられている。継手の特性を無視した本仮定は再検討の余地がある。

$$\sigma'_{1L}(x) = \xi_1(x) \cdot \sigma_{1L} \tag{5.6}$$

$$\sigma'_{1B}(x) = \xi_2(x) \cdot \sigma_{1B} \tag{5.7}$$

$$\sigma'_{1r}(x) = \sqrt{|\sigma'_{1L}(x)|^2 + |\sigma'_{1B}(x)|^2} \tag{5.8}$$

- ここに、
- $\sigma'_{1L}(x), \sigma'_{1B}(x)$: 伸縮可撓継手から管軸方向の距離 x (m) の点における軸応力と曲げ応力 (Pa)
 - σ_{1L}, σ_{1B} : 軸応力と曲げ応力 (Pa)
 - $\sigma'_{1r}(x)$: 伸縮可撓継手から管軸方向の距離 x (m) の点における軸応力と曲げ応力の合成応力 (Pa)
 - $\xi_1(x), \xi_2(x)$: 埋設管路を連続した場合の応力に対する埋設管路の伸縮可撓継手がある場合の補正係数、 $\xi_1(x), \xi_2(x)$ は下水道指針と同じ

(b) 継手伸縮量と屈曲角

継手伸縮量 δ は次式で計算される。

$$\delta = \varepsilon_{gd} \cdot \ell \quad (5.9)$$

δ : 地震動による拔出し量 (m)
 ℓ : 管の有効長 (m)
 ε_{gd} : 地震動により地盤に生じるひずみ

一体構造管きよ

$$|u_f| = u_o \cdot \bar{u}_f \quad (5.10)$$

ここに、
 $|u_f|$: 管軸方向継手伸縮量 (m)
 u_o : 無限に連続するはりとした場合の管軸方向相対変位量 (m)
 \bar{u}_f : 継手変位の係数

$$u_o = a_1 \cdot U_a \quad (5.11)$$

ここに、
 U_a : 地盤の軸方向の水平変位振幅 (m)

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot U_h(z) \quad (5.12)$$

屈曲角 θ は次式で計算される。

$$\theta = \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_s} \right)^2 \cdot \frac{U_h(z)}{V_{SD}^2} \cdot \ell \quad (5.13)$$

ここに、
 θ : 地震動による継手部の屈曲角度 (rad)
 T_s : 表層地盤の固有周期 (sec)
 $U_h(z)$: 管きよの布設深度 z (m) における地盤の水平変位振幅 (m)
 V_{SD} : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/sec)
 ℓ : 管の有効長 (m)

マンホール接続部の屈曲部については別途規定

(c) 特殊部分の耐震計算

下記の管路敷設や地盤状態に応じて、地震時の管路の挙動を算定して、一般部に加えて、管軸直交方向応力も計算することとしている。① 異形管部 ② 構造物との取り合い部 ③ 表層厚さの変化部 ④ 隣接地盤特性の変化部 ⑤ 流動化、土構造物の崩壊などの地盤変化など、発生可能性のある場合には対策を講じる。

5.2 管継手の耐震設計

(1) 継手の区分継手性能によって、(a)伸縮形耐震継手(表-5.2)と(b)屈曲形耐震継手(表-5.3)に分類している。いずれも、下記に示す離脱防止性能に相当する余裕長をもつ場合は、それぞれの類、級に該当する管路継手とみなしている。

(2) 伸縮形および屈曲形耐震継手

表-5.2、表-5.3に継手の耐震伸縮、耐震屈曲の要求性能を示している。本基準は今日も踏襲されている。

たとえば、呼び径300mm管では、3D kN=900kNである。一方、周辺摩擦力を、 $F = \mu \pi DL$ で算定し、単位面積あたりの摩擦係数を10kN/m²として、安全率2.0を見込めば、100m区間の摩擦力は、940kNである。単位面積あたりの摩擦力には地盤によって大きなばらつきがある。

表-5.2 継手の伸縮性能

項目	区分	継手の性能
伸縮性能	S-1類	伸縮量 ± 0.01 ℓ mm 以上
	S-2類	◇ ± 0.005 ℓ mm 以上 ± 0.01 ℓ mm 未満
	S-3類	◇ ± 0.005 ℓ mm 未満
離脱防止性能	A級	離脱防止抵抗力 0.3d Ton 以上
	B級	* 0.15d Ton 以上 0.3d Ton 未満
	C級	* 0.075d Ton 以上 0.15d Ton 未満
	D級	* 0.075d Ton 未満

※ 表中の d : 管外形 (呼び径 (mm)), ℓ : 管1本の有効長 (mm)
 現行の単位表示では、A級の離脱防止阻止力は 3D kN となる。

表-5.3 継手の屈曲性能

項目	区分	継手の性能
屈曲性能	M-1類	加曲角度 ± 15° 以上
	M-2類	* ± 7.5° 以上 ± 15° 未満
	M-3類	* ± 7.5° 未満
離脱防止性能	A級	離脱防止抵抗力 0.3d Ton 以上
	B級	* 0.15d Ton 以上 0.3d Ton 未満
	C級	* 0.075d Ton 以上 0.15d Ton 未満
	D級	* 0.075d Ton 未満

※ 表中の性能基準は以下の通りである。
 地震変位吸収性能 S-1類: 10% S-2類: 0.5%~10% S-3類: 0.5% 未満
 離脱防止性能 100m区間の管の周面抵抗力に耐えうる力 (F)
 A級: F以上 B級: 0.5 F~F C級: 0.25 F 未満
 屈曲性能Mの分類については、管製作の能力、地震時の最大加曲角 (剥皮) を勘案して設定されている。

6. 一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針 (1982年、日本ガス協会) ^{10), 11), 12)}

1982年時点で定められたガス導管の指針は「高圧ガス導管耐震設計指針」と「一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針」である (ガス導管専門委員会、久保慶三郎委員長)。その後、レベル1、レベル2の設計地震動の導入に伴い、2000年には「高圧ガス導管耐震設計指針」が改訂された (ガス導管耐震設計改訂研究会、片山恒雄委員長)。また、「一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針」は1982年版に若干の修正がなされたが、大半は1982年版と同様である。そこで、本節では、1982年版「一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針」について紹介する。図-6.1には「一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針」に示された耐震設計の手順を示している。

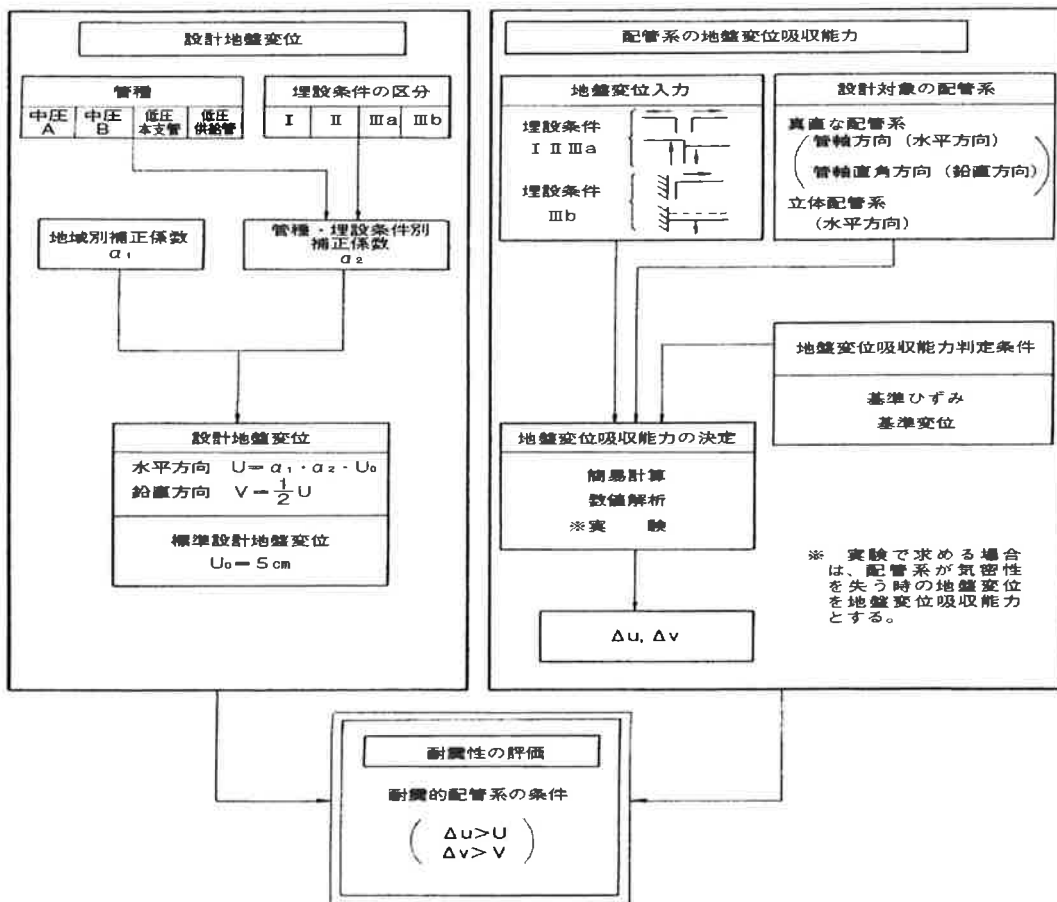


図-6.1 中低圧ガス導管の変位吸収能力判定フロー

図-6-1中の U_0 は標準設計地盤変位で5.0 (cm) と定める。ここに、 α_1 は地域別補正係数、 α_2 は管種と埋設条件の組合せにより定まる管種・埋設条件別補正係数である。

(2) 埋設条件の設定 埋設条件は導管が埋設される地域の全体的な地盤の状態および導管が埋設される場所の条件により4種類に分類される。地盤条件Iは、洪積層などの硬地盤、IIは沖積層などの軟地盤、III aはIとII地盤の互層地盤、III bはII地盤中に固い構造物が埋設されており、地層が変化する地盤である。

6.2 地盤変位吸収能力

(1) 評価手法埋設条件I、IIおよびIIIaにおけるまっすぐな配管系の管軸方向地盤変位吸収能力 Δu は、図-6.2に示すように、地盤上の一点に集中するような地盤の変位入力を与えられた時に、配管系が吸収できる地盤変位としている。埋設条件IIIbにおける一端が固定されたまっすぐな配管系の管軸方向地盤変位吸収能力は、図-6.3の Δu で与えられる。図-6.4および図-6.5には地盤沈下 Δv の吸収能力計算モデルを示している。

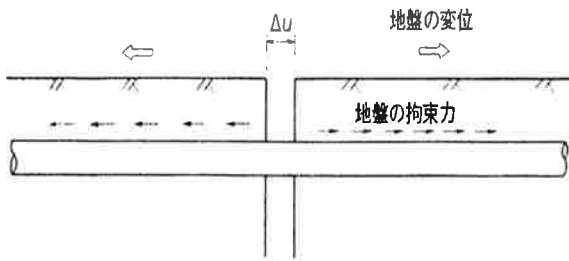


図-6.2 地盤亀裂に対する変位吸収能力

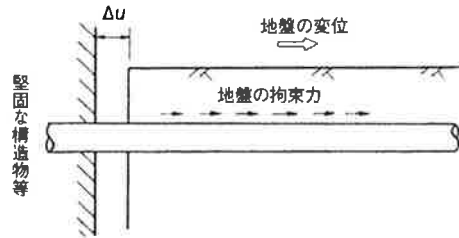


図-6.3 建物際変位に対する変位吸収能力

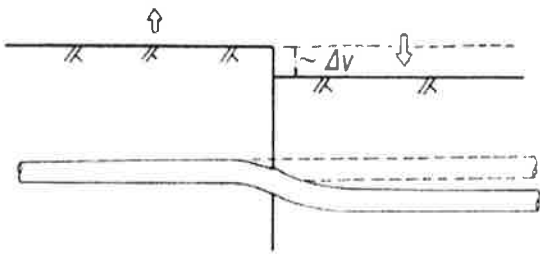


図-6.4 地盤沈下に対する変位吸収能力

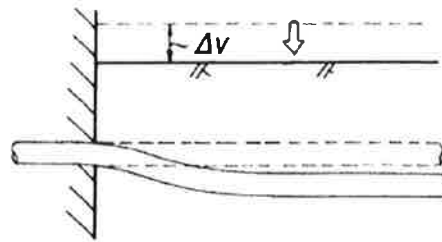


図-6.5 建物際沈下に対する変位吸収能力

また、鉛直方向の地盤変位吸収能力は、図-6.4、図-6.5の Δv で与えられる。また、継手管路の地盤変位吸収能力は、図-6.6および図-6.7に示されるように、継手変位によって発生する継手抜け阻止力が、次々に伝達されて吸収能力が増加するが、地盤摩擦力によって抜け阻止力が伝達されなくなる変位 Δv として定義される。

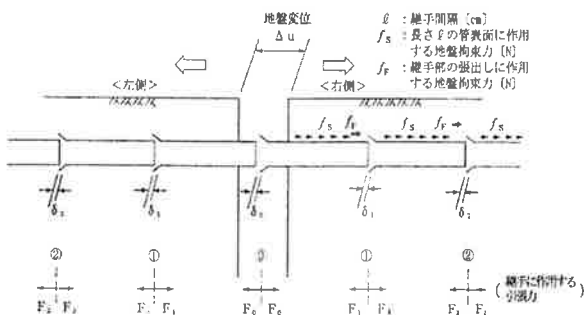


図-6.6 水平亀裂変位吸収能力計算モデル

継手番号	作用する荷重	変位 [cm]		計 [cm]
		左側	右側	
①	F_0	δ_0	δ_0	δ_0
①	$F_1 = F_0 - (\pi \cdot D \cdot \tau \cdot \ell)$	δ_1	δ_1	$2 \delta_1$
②	$F_2 = F_0 - 2(\pi \cdot D \cdot \tau \cdot \ell)$	δ_2	δ_2	$2 \delta_2$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
③	$F_n = F_0 - n(\pi \cdot D \cdot \tau \cdot \ell)$	δ_n	δ_n	$2 \delta_n$
地盤変位吸収能力 [cm]				$\delta_0 + 2\delta_1 + 2\delta_2 + \dots + 2\delta_n$

図-6.7 変位吸収能力の計算例

6.3 基準ひずみおよび基準変位

変位吸収能力を判断する基準値は表-6.1に示す値を定めている。

表-6.1 管路材料の相違による基準安全変位

管材料	基準ひずみ ϵ (%)	等価弾性係数 E' (kg/cm ²)	E' が適切でない 場合 E (kg/cm ²)	ひずみ硬化係数 λ (λE)
鋼管	3	3×10^5	2.1×10^5	7.0×10^{-3}
ダクタイル鋳鉄管	2	3×10^5	1.6×10^5	-
ポリエチレン管	20	3×10^3	-	-

7. 共同溝設計指針 (1986年、日本道路協会)¹³⁾

昭和38年(1963年)、「共同溝の整備等に関する特別措置法」が制定された。それに関連して本指針は共同溝の構造設計基準を定めたものである。耐震設計をも盛り込んで、日本道路協会・道路土工委員会・共同溝設計検討小委員会(久野悟郎委員長)で検討された成果が昭和61年(1986年)3月に取りまとめられた。応答変位法による共同溝の縦断方向の設計と、液状化に対する浮き上がりの安全性を検討しているのが特徴である。横断方向については、標準的な断面に対する地震の影響は少ないものとして耐震設計には取り入れられていない。地中構造物であるので、石油パイプライン技術基準と同様の変位法が採用されている。応答変位法という用語は初めて、当技術基準に用いられた。

7.1 耐震設計上の荷重

次の荷重と地震の影響を考慮する。① 死荷重 ② 土圧 ③ 水圧 ④ 浮力 ⑤ 地震時周辺地盤の変位または変形 ⑥ 過剰間隙水圧

7.2 地盤種別と地震動振幅

地盤の特性値 T_c によって4種類に区分している。1種: $T_c < 0.2$ 2種: $0.2 \leq T_c < 0.4$ 3種: $0.4 \leq T_c < 0.6$ 4種: $0.6 \leq T_c$ 。

7.3 耐震計算

図-7.1に示す共同溝の部位について断面力を算定する。地震動の入射は長手方向に対して45度方向で、石油パイプライン基準と同様である。

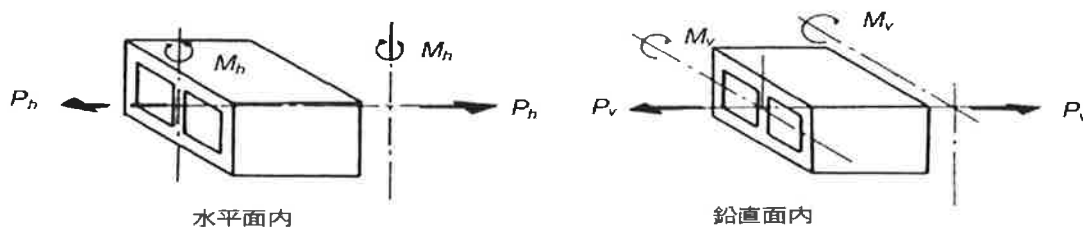


図-7.1 共同溝の耐震計算断面力

地盤条件変化部における断面力の増分については、200m区間で地盤の固有周期に0.3秒以上の変化がある場合には、断面力の割り増しを次式で行う。

$$\begin{aligned}\Delta T &= T_1 - T_2 \\ \beta &= 1.2 \sqrt{\Delta T - 0.3} + 1.0\end{aligned}\quad (7.1)$$

ΔT : 固有周期差 (s)

T_1 : 地盤の固有周期の長い側の値 (s)

T_2 : 地盤の固有周期の短い側の値 (s)

β : 地盤条件変化部における断面力の割増係数

7.4 液状化判定と対策

(1) 液状化検討 液状化検討は下記の手順で行われる。①対象地点の抽出、②液状化の判定と共同溝浮き上がりの検討、③地盤の補足調査と液状化の詳細判定、④液状化対策の検討。液状化判定は当時の道路橋示方書によっており、順次改定されているので、最近の基準(平成24年道路橋示方書)を採用するのが適切である。

(2) 液状化による共同溝の浮き上がり検討

(a)浮き上がりに対する検討は、共同溝底面が液状化の判定を行う必要のある土層に位置する場合、またはその土層以深の粘性土層への共同溝の根入れが不十分な場合を対象に行うものとする。(b)浮き上がりに対する安全率 F_s は、図-7.2を参照して、式7.2により算出している。浮き上がり算定手法は、本指針で初めて検討された。

$$F_s = \frac{W_s + W_B + Q_s + Q_B}{U_s + U_D} \quad (7.2)$$

ここに、

W_s : 上載土の荷重(水の重量を含む)(t/m)

W_B : 共同溝の自重(収容物件および捨てコンの重量を含む)(t/m)

Q_s : 上載土のせん断抵抗(t/m)

Q_B : 共同溝側面の摩擦抵抗(t/m)

U_s : 共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力(t/m)

U_D : 共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力(t/m)

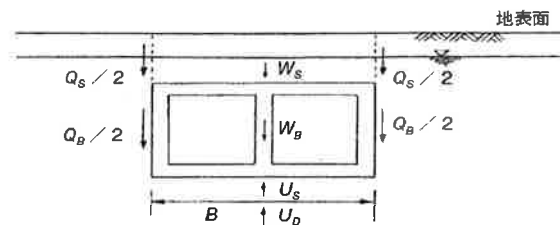


図-7.2 液状化浮き上がり計算モデル

8. 駐車場設計・施工指針同解説(1992年、日本道路協会)^{14), 15), 16)}

日本道路協会では、交通工学委員会・駐車場小委員会(佐藤信彦委員長)を平成3年(1991年)1月に設置して、公共駐車場として具備すべき幾何構造や地震時の安全性などについて検討し、平成4年(1992年)6月には本指針が設定された。

8.1 基本方針

①耐震設計は、応答変位法を用いて許容応力度、許容支持力、安全率、または、これらの組合せによって行うものとする。②応答変位法による耐震計算は、原則として地下駐車場の短手、長手の両方向について行うものとする。③周辺地盤が地震時に液状化する

可能性がある場合には、地下駐車場躯体に対する影響を検討し、適切な対策をとるものとする。④ 応答変位法により耐震設計した地下駐車場のうち、地震時の挙動が複雑なものについては、動的解析により安全性を照査することが望ましい。

8.2 耐震設計上考慮する荷重と地震の影響

下記の荷重を考慮して耐震設計を行うこととしている。従前の地下構造物の耐震基準との顕著な相異は、周面せん断力の影響を導入した点にある。①死荷重、②活荷重、③土圧、④水圧、⑤揚圧力、⑥地盤変位、および地震の影響としては、①構造物の重量に起因する慣性力、②地震時土圧、③地震時周辺せん力、④過剰間隙水圧、である。

8.3 地震時周面せん断力

(1) 周面せん断力

① 地盤に接する地下駐車場躯体の外周面には、地震時周面せん断力を考慮するものとする。② 地震時周面せん断力は、原則として式 8.1 によって算出するものとする。

$$\tau = \frac{G_D}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_v \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \tag{8.1}$$

ここに、

- τ : 地表面から深さ z (m) の位置における単位面積あたりの地震時周面せん断力 (t/m²)
- S_v : 基礎面における速度応答スペクトル (m/s)
- G_D : 地盤の動的せん断変形係数 (t/m²)
- T_v : 表層地盤の固有周期 (s)
- H : 表層地盤の厚さ (m)
- z : 地表面からの深さ (m)

(2) 周面せん断力のモデル化¹⁷⁾

従来の応答変位法による地中構造物の耐震設計では、構造物を空中に取り出して、地盤のせん断ばね、および直応力ばねを構造物に付加して、その端部に地盤変位を作用させることにより周面地盤の影響を考慮していた。しかし、本共同溝指針では、地盤の影響をばねとしてモデル化するのみでなく、同時に地中にある構造物周辺に作用しているせん断力を直接に空中に取り出した構造物に作用させることが必要ということで、周面せん断力を耐震設計に導入した。ここでは、なぜ周面せん断力を作用させることが必要なのかについて説明を加える。

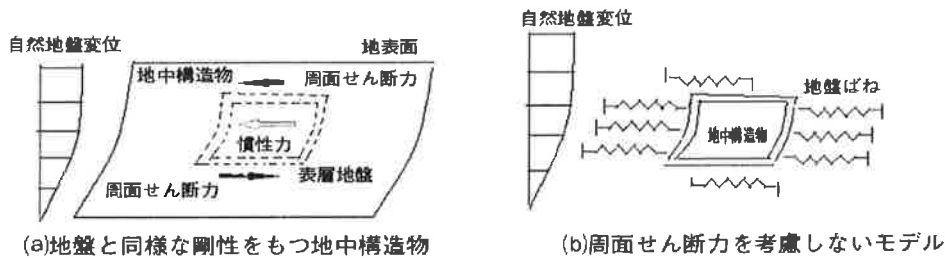


図-8.1 周面せん断力の必要性説明モデル

図-8.1(a)に示すように、周辺地盤とほとんど同様な密度、剛性を持つ地中構造物が地震時に自然地盤変位 (Free field displacement) を受ける場合について、変形・力のつりあいを考える。ア 地盤と構造物の動的相互作用はほとんどない。イ 自然地盤が変形すると表層地盤と構造物も変形して、周面せん断力が生じる。ウ 構造物上面のせん断力は小さく下面は大きい。慣性力の作用によって釣り合っている。エ 表層地盤と構造物の変位は等しい。

上記のような釣り合い状態で、地盤と同様な密度、剛性を有する構造物を図-8.1(b)のようにモデル化して、自然地盤変位を作用させ

ると地中での力のつり合いが崩れてしまう。すなわち、周面せん断力の載荷がモデル化に必要である。次に、図-8.1(b)に示すように、質量が極めて小さい地中構造物を考える。ア 慣性力はほとんどゼロである。イ 自然地盤変位と構造物変位は等しい。ウ このようなモデルは、構造物の存在しない一様地盤の変位と同じである。エ 一様地盤から、構造物に相当する土塊を抜き取ると対象モデルと同様なモデルを形成できるが、空洞はさらに変形して、応力状態が変化する。オ 上記エの構造物変位は、地盤ばねを付与したのみの図-8(b)のモデル化では表現できない。

構造物の密度・剛性が周辺地盤と同程度、あるいは構造物の質量が極めて小さい、の2つのモデルを用いて、周面せん断力の必要性について述べた。周面せん断+地盤ばねモデルとFEMによる地盤+構造物の一体解析モデルの数値解析結果によっても、とくに、大断面地中構造物については、周面せん断力導入の必要性が確認されている。

8.4 地盤ばね定数

地盤のばね定数は耐震設計に多大の影響をおよぼす。過小評価は構造物に危険側の結果を与える。本指針では、周辺地盤の特性、駐車場の形状・寸法、地盤ひずみの影響を取り入れるために、図-8.2に示すFEMによって求めることを推奨している。

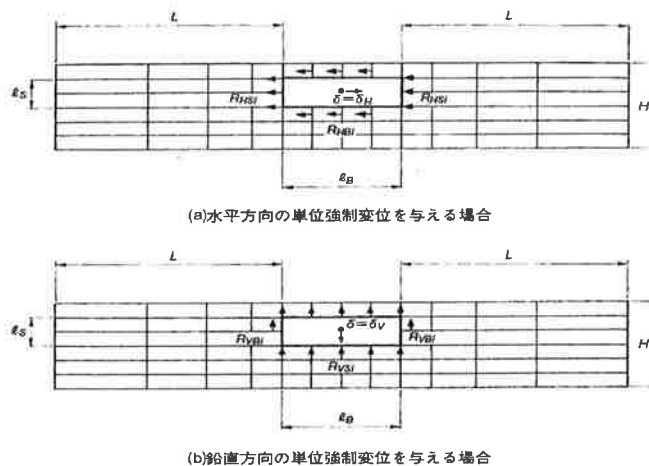


図-8.2 地盤ばね定数を求めるFEMモデル

参考文献

- 1) Kuesel, T R : EARTHQUAKE DESIGN CRITERIA FOR SUBWAYS, Vol 95, ASCE, No ST6, 1969. 6.
- 2) 村上良丸、福山俊郎、佐藤 進 : BART 大震設計方法を我が国の沈埋トンネルに適用した場合の解析例、土木学会年次学術講演会、第5部 Vol.26、1971年、pp.125-128
- 3) (株)日本道路協会 : 石油パイプライン技術基準 (案) -1974年
- 4) (株)土木学会 : 沈埋トンネル耐震設計指針 (案)、昭和50 (1975)年
- 5) (財)国土開発技術研究センター : 地下埋設管路耐震継手の技術基準 (案)、昭和52 (1977)年3月
- 6) (株)土木学会 : パイプラインの技術基準に関する研究報告書、昭和46 (1971)年
- 7) 青木義典、丸山 浩 : 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて、港湾技術研究所報告、Vol.11 No.4、pp.291-315、1972年12月
- 8) 岩崎敏男・川島一彦 : 沈埋トンネルの動的解析-模型振動実験と地震応答解析-、土と基礎、Vol.22 No.3、pp.49-55、1974年
- 9) 建築基準法施行令改正、1981年6月
- 10) (株)日本ガス協会・ガス工作物設置基準調査委員会 : ガス導管耐震設計指針、昭和57 (1982)年3月
- 11) (株)日本ガス協会・ガス工作物等技術基準調査委員会 : 高圧ガス導管耐震設計指針 JGA指-209 -03、2004年3月

- 12) (社)日本ガス協会・ガス工作物等技術基準調査委員会：中低圧ガス導管耐震設計指針 JGA 指-206 -03、2004年3月
- 13) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61（1986）年3月
- 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書、「Ⅴ 耐震設計編」、昭和61（1986）年
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書、「Ⅴ 耐震設計編」、平成24（2012）年
- 16) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説、平成4（1992）年11月
- 17) (社)土木学会・丸善株：都市ライフラインハンドブック、pp.168～169、平成22（2010）年3月

著 者

- 高田 至郎 所員, 工学博士, 地震工学
岡田 健司 株式会社シビルソフト開発, 学士, 下水道工学