

第3章 地震動および地盤条件

第3章 地震動および地盤条件

3.1 一般

(1) シールドトンネル・立坑の耐震設計にあたっては、地震による影響として、次の項目を考慮する。

- a) 地震時の地盤の変位
- b) 地盤と構造物の相互作用力
- c) 砂地盤の液状化による影響
- d) 地滑りあるいは断層による変位の影響
- e) その他

(2) 地震による影響のほかに、次に示す荷重要素を考慮する。

- a) 死荷重
- b) 土圧
- c) 浮力または揚圧力
- d) 活荷重
- e) 地盤の沈下の影響
- f) 温度変化の影響
- g) コンクリートの乾燥収縮の影響
- h) その他

[解説]

ここではシールドトンネル・立坑の耐震設計にあたって考慮すべき入力要素を列挙した。このうち地震による影響は応答変位法を基本的な考え方とし、地盤の変位を地震の影響として与え、これに地盤と構造物の相互作用を考慮した上で、構造物にかかる荷重またはひずみを算定することとした。また、地盤の変位としては、構造物の変形に関する物理量（横断方向については地盤ひずみ、縦断方向の軸方向変形については地盤ひずみ、曲げ変形については地盤ひずみの軸方向微分である地盤ひずみ勾配）の最大を与える周期に対する地盤変位を求め、これを地震の影響として考慮することとする。

なお、荷重の組み合わせは、実際の現象を配慮して適宜選定する。また、その他の荷重としては施工時の推進力の影響などが考えられ、これらの影響が十分に大きいと考えられる場合には、適切に評価する必要がある。

3.2 設計地震動

レベル1地震動は構造物の供用期間内に発生する確率が高い地震動とする。レベル2地震動は、現在から将来にわたって建設地点で考えられる最大級の地震動とし、建設地域に固有の活断層・歴史地震の分布状況や当該地点近傍の地盤特性およびシールドトンネルや立坑の応答特性を考慮して設定する。

[解説]

(1) 土木学会の土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」¹⁾では、レベル1地震動は構造物の供用期間内に1～2度発生する確率を有する地震動と定義され、それが作用しても構造物が損傷しないことを要求する水準を示すとしている。本ガイドラインでは、基本的にこの考え方を踏襲することとしたが、発生確率の基準を具体的に示すことは避けることとした。これは地震記録の蓄積が十分でないことや、数千年に一回程度の地震に対する百年程度の供用期間における期待値の精度の問題に配慮したためである。レベル1地震動の具体的な大きさとしては、図3.2-1に示すように、道路橋示方書（平成8年）²⁾で「動的解析に用いる地震入力」として定義されているスペクトルを用いて良い。なお、このスペクトルは地表面の地震動を規定している。

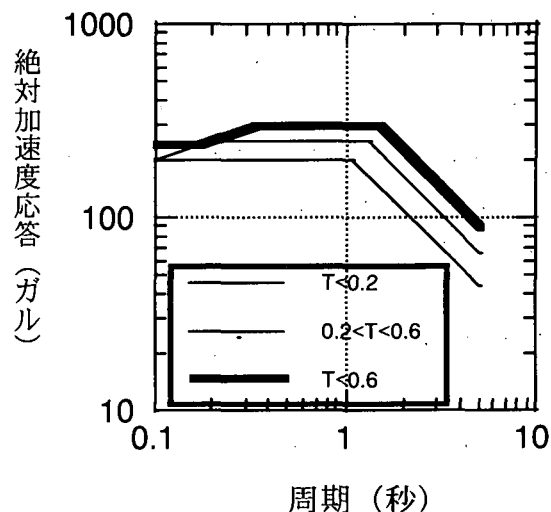


図 3.2-1 レベル1地震動の加速度応答スペクトル

(2) レベル2地震動は、構造物が損傷を受けることを考慮して、その損傷過程にまで立ち入って、構造物の耐震性能を照査する水準を示す地震動とし、その大きさ等に関する定義は、土木学会の土木構造物の耐震基準等に関する「第三次提言」³⁾に基づいている。すなわち、現在から将来にわたって建設地点で考えられる最大級の地震動とし、建設地点固有の地震環境や地質・地盤環境を考慮した強震動予測により設定することを原則とすることとした。設計地震動の定義位置は地表面または工学的基盤面（3.3節参照）を原則とし、応答スペクトルまたは時刻歴波形で表現することとする。ただし、地表面で定義する場合には、地盤の非線形応答の影響は含まれるものとし、地盤の液状化の影響は含まれないものとする。震源断層の想定にあたっては、以下の点に留意することとする。

(a) 想定すべき震源断層は、建設地点から比較的近い（20 km以下）場所に発生するマグニチュード7クラスの地震だけでなく、建設地点から比較的遠い（100～200 km程度）場所に発生するマグニチュード8クラスの地震も考慮しなければならない。

(b) 想定すべき活断層や地震が不明な地域や調査したが特定されない地域においても、現時点では地震発生の可能性を否定できる程の情報がないので、マグニチュード 6.5 程度の地震が建設地点から直下の位置に発生したと仮定して算定される地震動をレベル 2 地震動の最低限度として考慮することとする。

(3) レベル 2 地震動は、断層の広がりや破壊伝播の影響、距離減衰特性、深部地下構造による地震動の増幅特性、さらに地表面を基準とする場合には工学的基盤面より浅い表層地盤の増幅特性を考慮できる手法で評価するものとする。また、サイト近傍において、地盤構造によって地震動は大きく増幅される。兵庫県南部地震において神戸市域の深層地盤によって地震動が大きく増幅されたことが知られており⁴⁾、レベル 2 地震動の算定にあたっては、深層地盤による地震動の増幅、および地表面を基準とする場合には浅層地盤による地震動増幅特性を考慮できる手法^{5), 6)}で算定する必要がある(深層地盤構造による地震動増幅特性に関する解析例を付録技術資料 1 1 に示す)。

このような条件を満たす手法としては、半経験的方法、理論的方法、経験的方法やがある^{7)~9)}。以下にそれぞれの特徴を記す。

(a) 半経験的方法：その地点で観測された小さな地震動の記録などを、想定した断層の破壊過程に応じて重ね合わせることによって、当該断層の地震動を推定する方法で、伝播経路および地点特性が小地震記録(経験的グリーン関数)によってかなり正確に評価されているため、現時点では最も精度の高い強震動予測法と考えられる¹⁰⁾。しかしながら対象断層上で発生した小地震の当該地点での記録が得られなかった場合には、以下に示すように、理論的方法または経験的方法によってグリーン関数を評価することになるが、この場合の予測精度は、グリーン関数を評価した方法の精度に依存する^{11), 12)}。

(b) 理論的方法：地盤構造や震源過程などを理論的にモデル化し、数値解析によって直接地震動を推定する方法である。詳細に深層地盤調査を行なった場合には、周期数秒程度より長周期では、かなり信頼性の高い予測ができる。短周期を(a)または(c)の方法で求め、これに理論的に推計したやや長周期地震動を組み合わせるハイブリッド・グリーン関数法もある。震源近傍の堆積盆地上の地震動を予測する場合には、たとえ経験的グリーン関数が存在しても、小地震の震源の位置によって、堆積盆地構造内で励起されるやや長周期の地震動の特性が大きく変化する可能性があるため、最近ではハイブリッドグリーン関数を用いることが多い。

(c) 経験的方法：距離減衰式などの各種経験式によって強震動予測を行う方法である^{13), 14)}。経験式によって断層の広がりや破壊伝播の影響などを考慮できるように工夫されているものがあり、このような経験式はレベル 2 地震動の評価に用いることができる。しかしながら、多くの経験式は与えられた条件に対する地震動の平均的な大きさを与えるに過ぎないことに注意が必要である。

(4)建設地点に最も脅威となる地震動を発生させる地震が、地域防災計画の想定地震として規定されている場合は、その地震を対象として適切な方法で設計地震動を定めて良い。また、想定地震に対する建設地点の地盤特性に基づいた地震動が、応答スペクトルまたは時刻歴波形として与えられている場合には、それを設計地震動として用いて良い。

(a)たとえば、大阪府土木構造物耐震対策検討委員会では、大阪府を図3.2-2に示すような16のゾーンに分割し、それぞれのゾーンに対して図3.2-3に示す地震動が定められている¹⁶⁾。

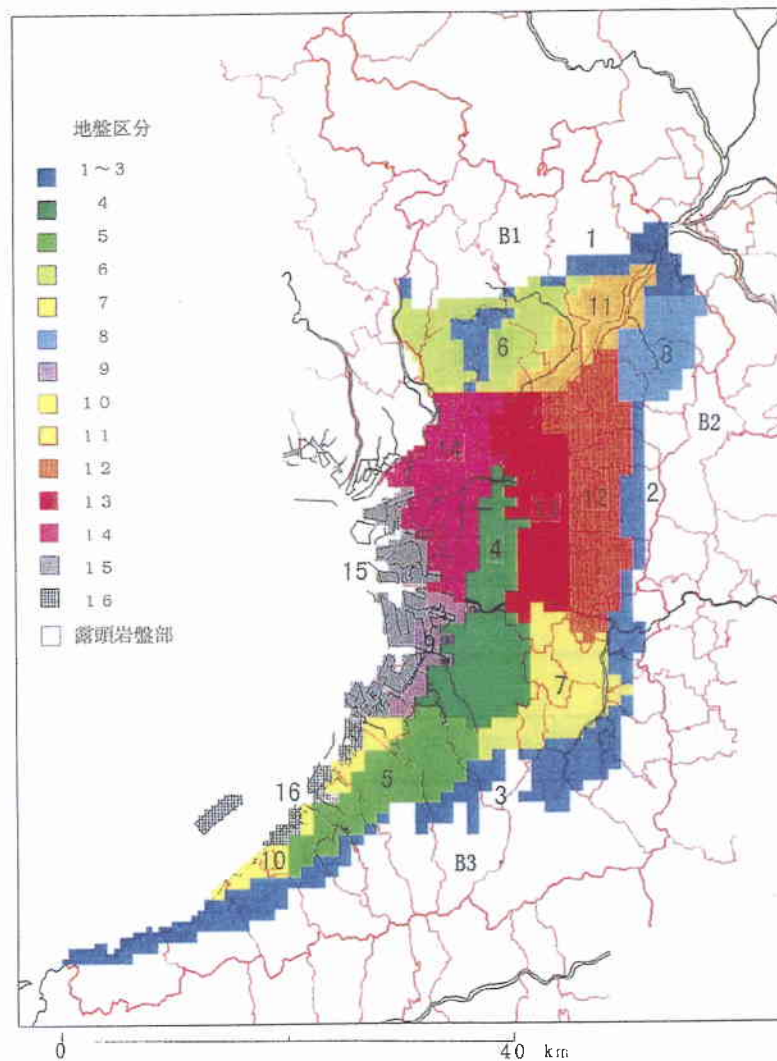


図3.2-2 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会によるゾーン分割

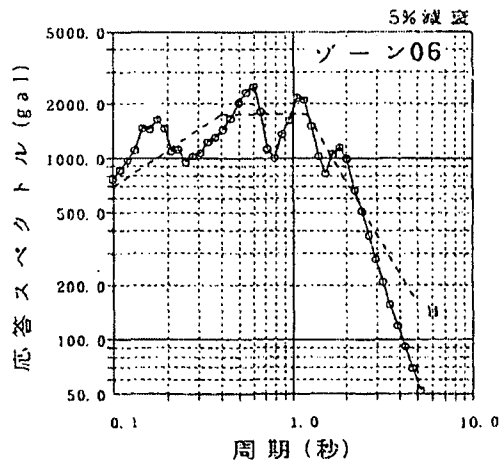
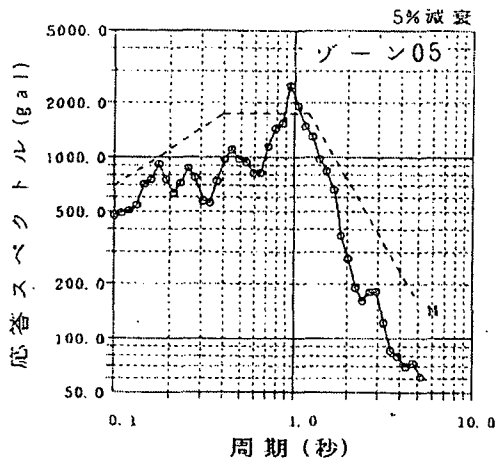
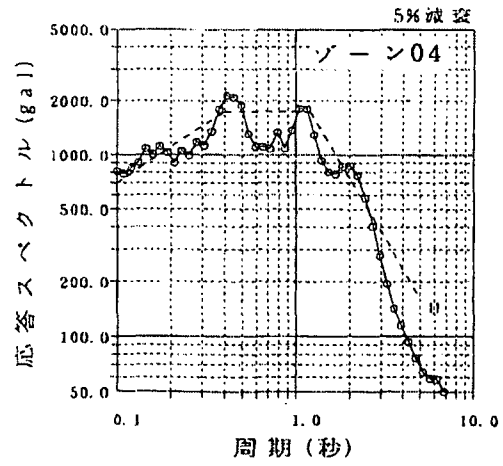
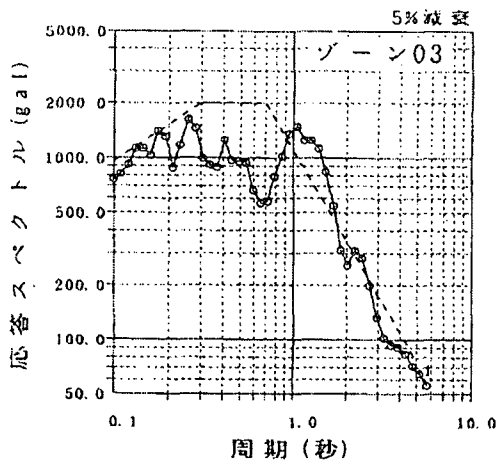
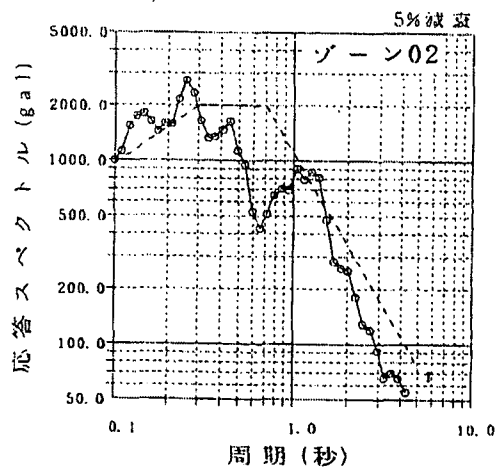
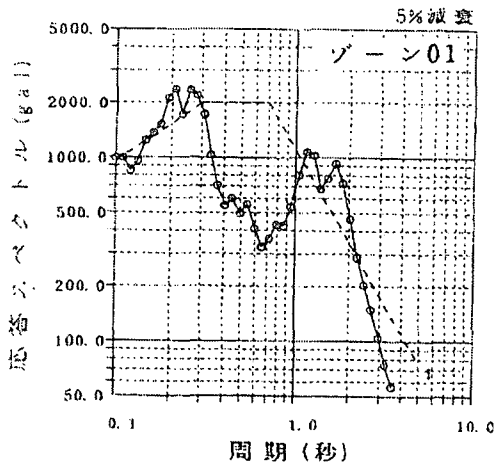


図3.2-3 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会による各ゾーンにおける加速度応答スペクトル

3. 3 地盤の応答変位

地表面あるいは工学的基盤面で定義された設計地震動から、表層地盤の構造や非線形応答特性を考慮して、地盤の応答変位分布を設定する。

[解説]

(1) 設計地震動が強震動予測や観測による時刻歴波形として与えられておりかつ綿密な地盤構造や物性の情報がある場合は、これらを用いた地盤応答解析により直接、地盤変位分布等を求めることを原則とする。この場合には必要に応じて、地表面で規定された設計地震動から、地盤の非線形特性を考慮できる重複反射解析等⁶⁾を用いて、工学的基盤面の入力地震動に変換する。ここでいう工学的基盤面とは、シールドトンネル建設深度以深で、支持力が十分にあり、 V_s が少なくとも300m/s以上で非線形化する可能性がなく、かつ、その上の層との V_s の差が十分に大きく、その下の層との V_s の差が小さい地層境界面をいう。

(2) 地盤応答解析を用いない場合は以下に示す方法で地盤応答変位分布を評価してよい。

(a) 設計地震動による地表面最大変位スペクトル(表層地盤の固有周期 T に対する設計地震動の最大地表面地盤変位)の算定：地表面で与えられた設計地震動から地表面における最大地盤変位 $U_{s_{max}}$ と周期 T の関係 $U_{s_{max}}(T)$ を求める。設計地震動が時刻歴波形として与えられている場合には、それを周期 T を中心周期とした狭帯域バンドパスフィルターに通過させることにより各周期 T における地表面変位時刻歴波形を算定しその最大値を最大地盤変位 $U_{s_{max}}$ とする。一方、設計地震動が地表面における加速度応答スペクトルで与えられている場合には、次式により $U_{s_{max}}(T)$ を求める¹⁶⁾。

$$U_{s_{max}}(T) = \frac{h_s \cdot T^2}{2\pi^2} Sa(T) \cdot C_N \cdot C_A \quad (3.3-1)$$

ここに、

$Sa(T)$ ：地表面地震動の減衰 h_s の絶対加速度応答スペクトル。

C_N ：マグニチュードの大きさの違い等による地震動の非定常特性の相異が応答スペクトルに与える影響を補正する係数で、特に地震動の継続時間中における波数に関するものである。マグニチュード7程度の地震に対して $C_N=3.5$ 、マグニチュード8程度の地震に対して $C_N=2.0$ を用いてよい。レベル1地震動では $C_N=2.0$ を用いることとする。

C_A ： $Sa(T)$ が、当該地点の地盤増幅特性を正しく表現していない場合の補正係数。レベル2地震動では当該地点の地盤増幅特性が反映されているので $C_A=1.0$ を用いてよい。レベル1地震動では $C_A=2.0$ を用いることとする。

なお、 $U_{s_{max}}$ と T の関係を求める周期範囲は、工学的基盤以浅の表層地盤の弾性1次固有周期からその4倍程度までで、(b)および(c)で求められる表層地盤の非線形固有周期 T_n を十分にカバーした範囲とする。

(b) 非線形地盤特性を表すスペクトル（非線形固有周期 T_n と地表面最大地盤変位 $U_{n_{max}}$ の関係）：まず，工学的基盤面でのせん断力 τ_{max} を任意に与えて地盤のせん断剛性と地盤せん断ひずみの関係 $G(\gamma)$ から非線形の影響を受けた地表面における最大地盤変位 $U_{n_{max}}$ と τ_{max} の関係を求める。

建設地点の地盤構造を，工学的基盤までの表層地盤厚さが H で，工学的基盤も含めて N 層の多層系地盤とする。任意の層を添字 i で表した時，各層における密度 ρ_i と $G_i(\gamma)$ が地盤調査により与えられると，地盤の深さ方向のせん断応力分布 $\tau(z)$ ，せん断ひずみ分布 $\gamma_i(z)$ ならびに変位分布 $U_i(z)$ は，以下の各式で記述できる¹⁷⁾。

$$\tau(z) = \tau_{max} \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (3.3-2)$$

$$\gamma_i(z) = \frac{\tau_{max}}{G_i(\tau(z))} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2H} z\right) \quad (3.3-3)$$

$$U_i(z) = U_{n_{max}} + \int_0^z \gamma_i(z) dz \quad (3.3-4)$$

ここに，

τ_{max} ：工学的基盤面でのせん断応力

$G_i(\tau)$ ：せん断応力 τ に対するせん断弾性係数であり，せん断ひずみ γ とせん断弾性係数の関係 $G_i(\gamma)$ から求められる。なお， $G_i(\gamma)$ は，原位置から採取した不攪乱試料に基づき，動的変形試験を行って求めることが好ましいが，試験を行えない場合には，実験式，経験式を用いてもよい。なお，各層の中間深さの点でせん断応力やせん断弾性係数を評価し，その値を層全体に適用して良い。

(3.3-2)式は地盤が非線形応答を呈した時にも成り立つ。また，(3.3-4)式を求めるにあたり工学的基盤面においては変位が0 ($U_i(H)=0$) という境界条件を用いている。

さらに澤田他¹⁷⁾は地盤変位 $U_{n_{max}}$ と τ_{max} について次式の関係があることを導いている。

$$\tau_{max} = \frac{U_{n_{max}}}{-\sum_{i=1}^{N-1} \left[\frac{\pi}{2H} \frac{1}{G_i(\tau(z))} \left\{ \cos\left(\frac{\pi}{2H} z_i\right) - \cos\left(\frac{\pi}{2H} z_{i-1}\right) \right\} \right]} \quad (3.3-5)$$

(3.3-2)式の τ_{max} に建設地点の工学的基盤面に生ずる可能性のある適当な大きさのせん断力を仮定すると，各深度でのせん断応力 $\tau(z)$ が求まる。 $\tau(z)$ が求まるとそれに対応した各深度での $G_i(\tau(z))$ が求まり，これと τ_{max} を(3.3-5)式に代入すると地盤変位 $U_{n_{max}}$ が求まる。

次に，与えた τ_{max} に対する非線形固有周期 T_{in} を，各深度での $G_i(\tau(z))$ と密度 ρ_i から次式で求める¹⁸⁾。

$$T_n = \frac{3 \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^3 + \sqrt{9 \left(\sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^3 \right)^2 - 8 \left(\sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^2 \right) \left(\sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^4 \right)}}{4 \sum_{i=1}^{n-1} S_i t_i^2} \quad (3.3-6)$$

ここに,

$$t_i = \sum_{k=1}^i \left(4H_k \sqrt{\frac{\rho_k}{G_k}} \right) \quad (3.3-7)$$

$$S_i = \frac{\sqrt{\rho_i G_i} - \sqrt{\rho_{i+1} G_{i+1}}}{\sqrt{\rho_i G_i} + \sqrt{\rho_{i+1} G_{i+1}}} \quad (3.3-8)$$

式(3.3-6)が虚数になる場合には、層数nを解が実数になるまで1つつ減らして計算する。

以上の操作を τ_{\max} を変化させて繰り返すことにより、結果として $U_{n_{\max}}(T_n)$ の関係が求まる。なお、この関係は設計地震動には関わりなく地盤の非線形特性だけから求められる。

- (c) 建設地点の地盤の非線形固有周期 T_n と地盤の深さ方向の変位分布 $U_i(z)$ 等の算定：
 (a), (b) でそれぞれ求まる2つのスペクトル $U_{s_{\max}}(T)$ と $U_{n_{\max}}(T_n)$ の交点が当該地点に生じる非線形固有周期 T_n と最大地表面変位である。周期 T_n および最大地表面変位 $U_{n_{\max}}(T_n)$ が確定することにより、基盤入力に対する最大せん断応力 τ_{\max} が決定され、(3.3-2)式によって地盤の深さ方向のせん断応力分布 $\tau(z)$ が規定される。さらに $G_i(\tau(z))$ を用いることにより (3.3-3), (3.3-4) の各式から地盤が液状化しない場合のせん断ひずみ分布 $\gamma_i(z)$ ならびに変位分布 $U_i(z)$ を算定できる。

- (d) シールドトンネルが非線形化を生じない硬質地盤に建設される場合は、地盤のせん断剛性が地盤のせん断ひずみに依存しないとして初期せん断剛性を用いて各式により算定した地盤の深さ方向のせん断応力分布 $\tau(z)$ 、せん断ひずみ分布 $\gamma_i(z)$ ならびに変位分布 $U_i(z)$ 等を算定してよい。

- (3) 建設地点において基盤不整形の影響が考えられる場合は、この影響を考慮するものとする。方法については7章で規定する。

3.4 地盤の液状化

液状化する可能性のある地盤については、適切な方法により液状化判定を行い、液状化の有無に応じて適切な地盤変位を設定するとともに、必要に応じて対策を講ずるものとする。

[解説]

- (1) 液状化の判定は、3.2および3.3節に規定された設計地震動および地盤変位分布

に対して、地盤の地震時有効応力解析を行って判定することを原則とする。

(2) 地盤の地震時有効応力解析を行わない場合には、以下に示す方法で液状化の判定を行ってよい。

(a) 液状化に関する検討は、次に示す3条件すべてに該当する飽和砂質土層について行う。

- (i) 地下水位が現地盤面から10m以内にある、工学的基盤より上にある飽和土層
- (ii) 細粒分含有率 F_c が35%以下、あるいは塑性指数 I_p が15以下のいずれかの条件に該当する土層
- (iii) 平均粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層

(b) 次式で求められる F_L が1以下となったとき、液状化が発生すると判定する。また、 F_L が1.5以下の場合には、構造物の設計の際、過剰間隙水圧の発生を考慮するものとする。

$$F_L = R/L \quad (3.4-1)$$

ここに、 F_L ：液状化に対する抵抗率

R ：液状化強度比で、道路橋示方書（平成8年度）²⁾の方法により計算する。

L ：地震時の作用せん断応力比で、次項に述べる方法により計算する。

(c) 地震時の作用せん断応力比 L は次の式により計算する。

$$L = \tau / \sigma'_v \quad (3.4-2)$$

ここに、 σ'_v ：有効上載圧

τ ：地盤内のせん断応力で3.3節に示した方法により評価するものとする。

(3) 液状化の判定の結果、液状化が発生する或いは過剰間隙水圧の発生を考慮する必要がある判定された場合は、7章に示すような液状化の影響を考慮した設計を行うか、地盤改良や対策工により液状化が発生しないような適切な措置をとることとする。

3.5 構造物への入力地盤変位・ひずみ

シールドトンネルや立坑への入力地盤変位やひずみ等は、3.2および3.3で規定された地盤応答変位分布に対し、3.4で規定された液状化の影響や、表層地盤の構造に依存する表面波の位相速度等を考慮して設定する。

[解説]

(1) 地盤の深度方向の変位分布については、3.2および3.3で規定された地震動に対し、3.4で規定された液状化の影響を考慮して、地震応答解析を行って算定することを原則とする。シールドトンネル横断方向の入力地盤変位等は、この結果に基づい

て設定する。

(2) 地震応答解析を行わない場合には、3.3節の式(3.3-2)で規定されたせん断応力分布 $\tau(z)$ から、式(3.3-3)および式(3.3-4)を用いることによって、深さ方向の地盤変位分布 $U_i(z)$ を求めてもよい。この場合、液状化による影響は、以下のどちらかの方法で考慮する。

(a) 式(3.3-3)によって地盤ひずみ分布 $\gamma(z)$ を求め、液状化が発生すると判定された層のひずみを7.3節の図7.3.1-1に規定されたせん断ひずみに置き換えたのちに、式(3.3-4)によって地盤変位分布 $U_i(z)$ を算定する。

(b) 式(3.3-3)によって地盤ひずみ分布 $\gamma(z)$ を求める際に、地盤のせん断弾性係数 $G_i(\tau)$ に対して7.3節の表7.3.1-1に規定された係数を乗じた値を用いる。

(3) シールドトンネル縦断方向の入力地盤変位等は、最大地盤変位スペクトル $U(\eta)$ と、地盤構造に基づく表面波の位相速度 $p(\eta)$ から求められる地盤ひずみ、またはひずみの軸方向微分であるひずみ勾配に対して、最も大きな値を与える周期の波動について、その振幅と波長を求めることとする。地盤ひずみを用いるのはトンネル軸方向変位が問題になる場合で、波動としてはレイレイ波が対象となる。一方ひずみ勾配を用いるのはシールドトンネルの曲げ変形が問題となる場合で、トンネル軸直角方向水平変位ではラブ波が、鉛直変位に対してはレイレイ波が対象となる。

地盤ひずみスペクトル $\varepsilon(\eta)$ および地盤ひずみ勾配スペクトル $\lambda(\eta)$ は、地盤変位を $U(\eta)$ として、

$$\varepsilon(T) = U(T) \frac{2\pi}{T \cdot p(T)} \quad (3.5-1)$$

$$\lambda(T) = U(T) \left(\frac{2\pi}{T \cdot p(T)} \right)^2 \quad (3.5-2)$$

で表される。これらの最大値を与える周期 T に対する地盤変位を構造物に入力することとする。波長 L は対象とする周期 T と対象とする表面波の位相速度 $p(\eta)$ によって、

$$L = T \cdot p(T) \quad (3.5-3)$$

と表される。位相速度 $p(\eta)$ は、シールドトンネルの軸方向変位および鉛直方向変位に対してはレイレイ波の位相速度、軸直角水平方向のひずみに対してはラブ波の位相速度を用いることし、以下に示す方法で求める。

(a) やや深層までの地盤構造が明らかな場合にはハスケルマトリックス法等⁵⁾による解析によって求めることができる。

(b) 微動アレー観測によって直接的に測定する。

(c) 大阪平野における実測例として、図3.5-1に観測地点を、図3.5-2にレイレイ波の位相速度と、この結果から求められる深層地盤構造モデルを示す¹⁹⁾。

(4) 地滑りまたは断層の相対変位の影響については7章で規定する。

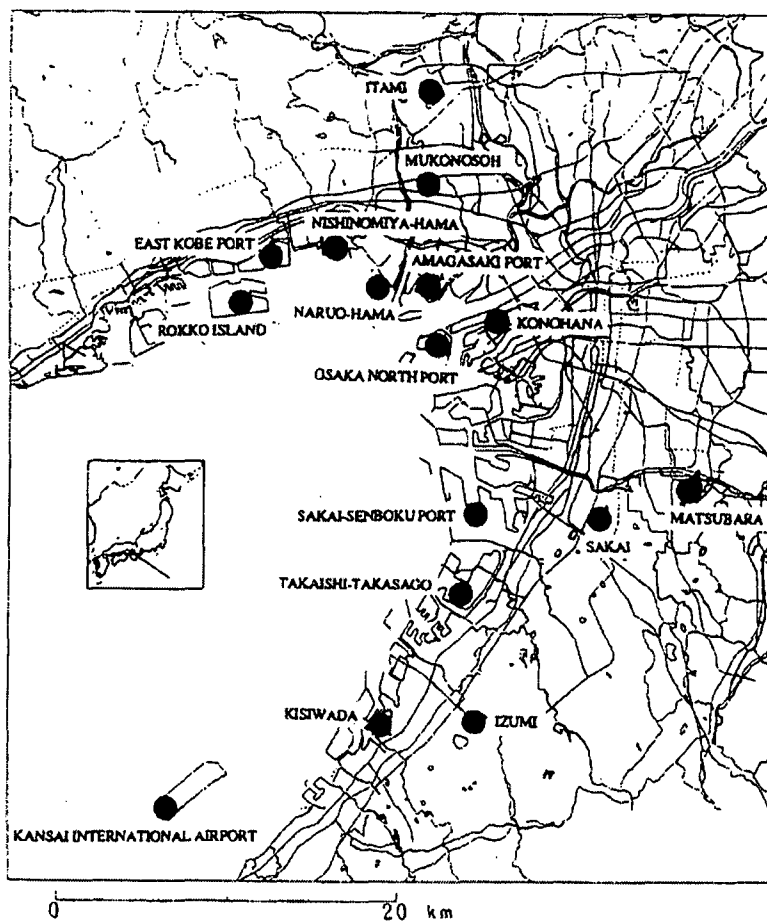


図3.5-1 微動観測点位置

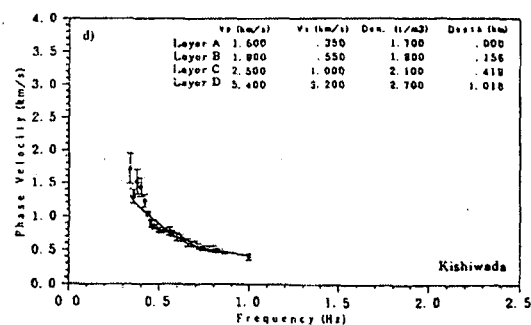
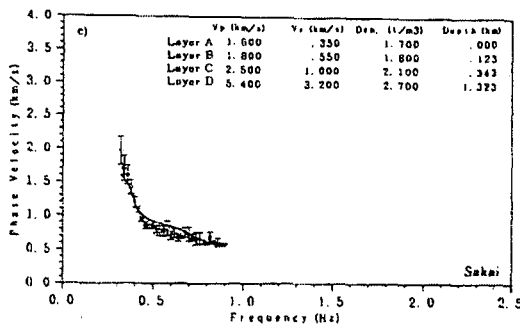
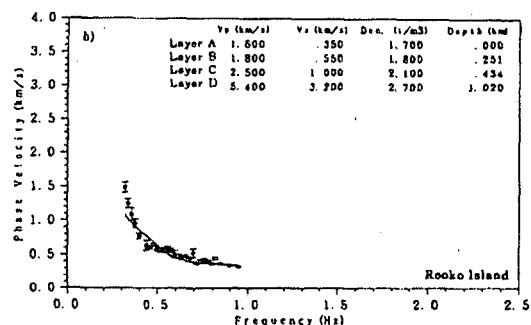
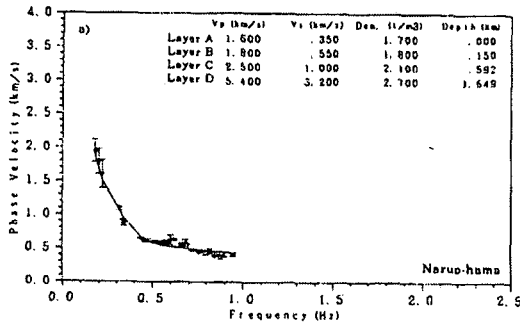
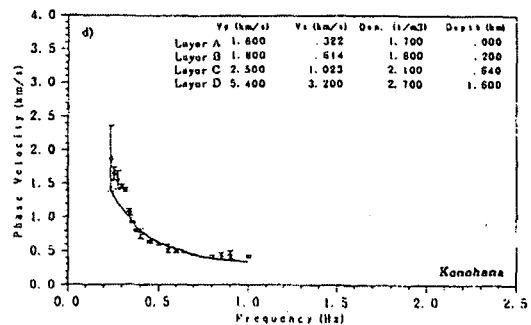
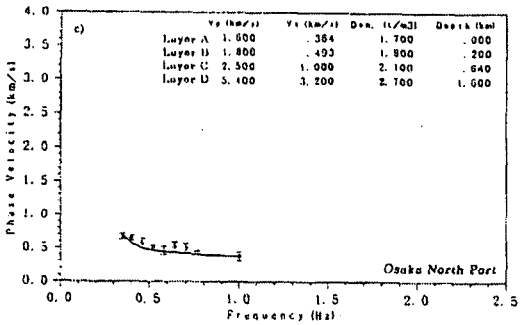
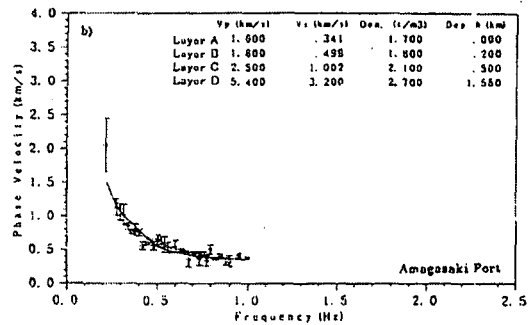
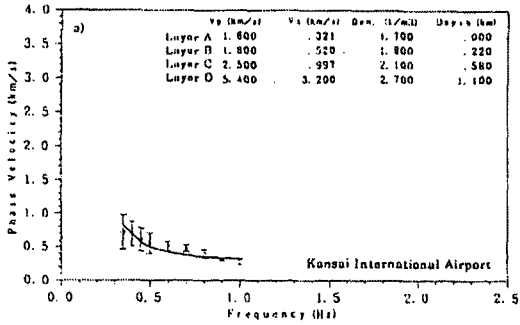
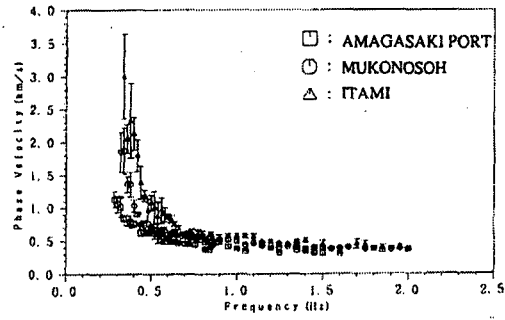


図3.5-2 微動観測から求められた大阪平野におけるレイレイ波の位相速度

3. 6 地盤ばね

地盤ばねは、地盤震動にともなって発生するトンネル周辺の地盤の自由地盤に対するせん断変形を力学的ばねでモデル化したものであり、基本的には周辺地盤のせん断弾性係数に比例するものである。

具体的に地盤ばねを算出する際には、地形・地盤条件、トンネルの形状・寸法、地震動特性（波長、振幅）などを考慮する必要がある。

地盤ばねの算出方法として、弾性波動論に基づく理論解とFEM解析に基づく数値解の2種類がある。対象構造物の形状、地盤条件、地震動レベルを考慮して最適な算出方法を選択すべきである。

〔解説〕

(1) 既往の地盤ばね算定式の一覧表

地盤ばねの算定方法について、既往の耐震設計指針および研究報告の事例をまとめたのが表3.6-1である。

同表によると、ガス導管耐震設計指針を除いて地盤ばねは周辺地盤のせん断弾性係数に比例する形式で纏められている。全体的な傾向として、トンネル軸方向の地盤ばねがトンネル軸直角方向の地盤ばねに比較して相対的に小さい傾向を示している。

表 3.6-1 円形断面トンネルの地盤ばね

(G=周辺地盤のせん断弾性係数 kN/m², D=トンネル口径 (cm), H=土被り (m))

	地盤ばね (kN/m ²)		
	軸方向	軸直角水平方向	軸直角鉛直方向
共同溝設計指針 20)	G	G	$3G$
水道施設耐震工法指針 21)			
簡易式	$1.5G$	$3G$	$3G$
FEM解析に基づく式	$1.3H^{0.4}D^{0.25}G$	$2.3H^{0.4}D^{0.25}G$	$2.3H^{0.4}D^{0.25}G$
ガス導管耐震設計指針 22)	$0.6\pi G$	$0.6\pi G$	$0.6\pi G$
理論解			
高田の方法 ^{23, 26)}	πG	$16G$	$16G$
小池の方法 ^{24, 25)}	$k_A G$	$k_B G$	$k_B G$

(注) 表中の k_A, k_B については、後述。

図3.6-1は、表層地盤厚 $H=20m$ の場合について表3.6-1の水道施設耐震工法指針で有限要素解析によって求めた地盤ばねの周辺地盤のせん断弾性係数 G に対する比例係数(ここでは、地盤剛性比例係数と仮称する)の結果である。

同図によれば、水道幹線で一般的な口径 $100cm \sim 300cm$ の管路では、軸方向地盤剛性比例係数 k_A は $1.0 \sim 1.5$ 前後、軸直角方向地盤剛性比例係数 k_B は $2.0 \sim 3.0$ であることを示している。したがって、同指針の簡易式の地盤剛性比例係数は有限要素解析結果の上限にほぼ対応していることになる。

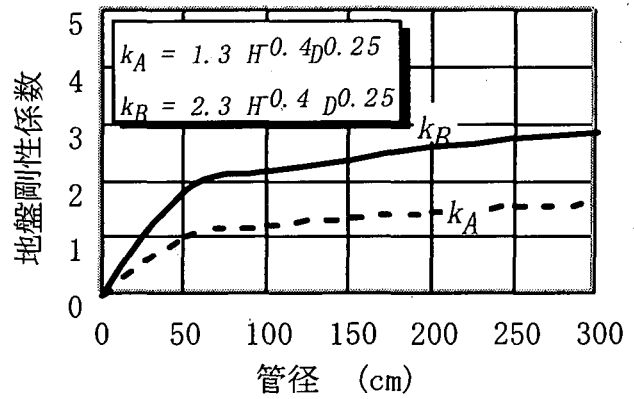


図3.6-1 地盤剛性比例係数(表層地盤厚=20m)

(2) 弾性波動論に基づく理論解

弾性波動論に基づく理論解^{24, 25)}によれば、軸方向地盤ばね K_A および軸直角方向地盤ばね K_B (とくに、軸直角水平方向 K_{Bh} 、軸直角鉛直方向 K_{Bv})は、それぞれ周辺地盤のせん断弾性係数 G とその比例係数(剛性比例係数) k_A, k_B により次式で求められる。

$$K_A = k_A G \quad , \quad K_B = k_B G \quad , \quad K_{Bh} = K_{Bv} = K_B$$

剛性比例係数 k_A, k_B は、地中構造物の寸法、地震波の特性値(水平方向伝播速度 c_v)、地盤条件(地盤固有周期、せん断弾性波速度 c_s)などの関数として以下の図で表わすことができる。

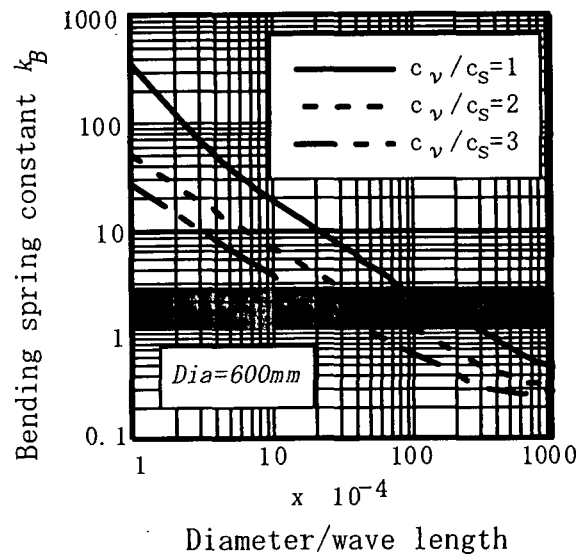
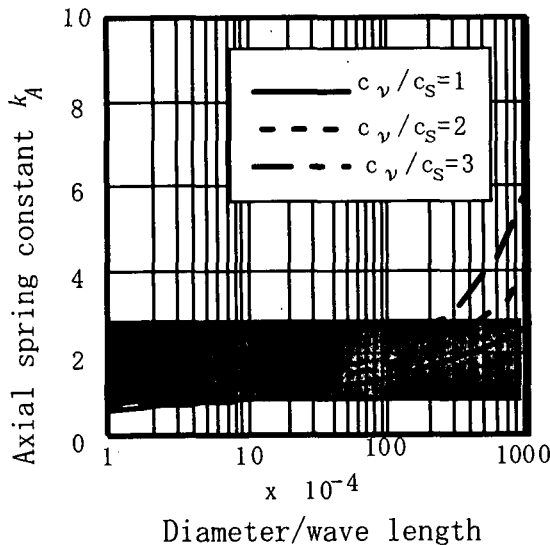


図3.6-2 軸方向剛性比例係数と口径比の関係

図3.6-3 軸直角方向剛性比例係数と口径比の関係

図3.6-2によれば、軸方向剛性比例係数 k_A はトンネル口径が小さいか地震波の波長が長い時1に近づき、逆にトンネル口径が大きいか波長が短い時 $3 (c_v/c_s=1) \sim 6 (c_v/c_s=3)$ になる。しかし、通常のトンネル口径と波長の組合せ領域では、ほぼ1~3の間の値をとることがわかる。次に、図3.6-3

では軸直角方向剛性比例係数 k_B は、軸方向剛性比例係数とはまったく異なる傾向を示す。すなわち、地盤剛性比例係数は口径比（管口径／波長）に反比例し、伝播速度比が大きくなると相対的に小さくなる傾向を示す。そして、口径比が 10^{-3} 以下では、地盤剛性比例係数が $3 (c_v/c_s=3) \sim 20 (c_v/c_s=1)$ 以上と k_A に比較して大きな値を示す。したがって、水道施設耐震工法指針 ($K_B=3G$) や共同溝設計指針 ($K_B=G$) で採用されている地盤ばね K_B は、口径比が 10^{-2} 前後となる口径と波長の組合せ領域、すなわち大口径管路（あるいはトンネル）または短波長が想定される軟弱な地盤で適用されるべきものと考えられる。

図 3.6-4 は、軸直角方向剛性比例係数が口径の影響を大きく受けることを示している。口径が小さいほど、また地震波の波長が長いほど地盤剛性比例係数の値が大きくなる。既往の共同溝断面の標準的な口径および波長を想定して、設計指針に示す地盤ばねの適用性を検討する。いま、口径が $2 \sim 5\text{m}$ 、波長 300m とすると、地盤剛性比例係数は $0.2 \sim 1.2$ 前後となり共同溝設計指針の地盤剛性比例係数 ($k_B=1.0$) が相対的に適用範囲の上限近くに位置していることになる。一方、配水本管の標準的な管径を $0.6 \sim 1\text{m}$ とすると、同様に地盤剛性比例係数は $3.5 \sim 10$ 前後となり日本水道協会の地盤剛性比例係数 ($k_B=3.0$) が適応範囲の下限近くに位置していることがわかる。

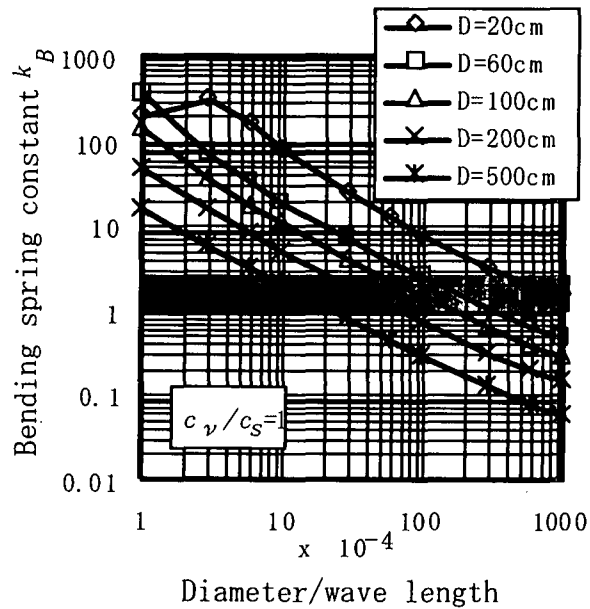


図 3.6-4 軸直角方向剛性比例係数に対する口径の影響

参考文献

- 1) 土木学会：土木学会耐震基準等に関する提言集，92p， 1996.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1996.
- 3) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2000.
- 4) 土岐憲三・後藤洋三・江尻譲嗣・澤田純男：兵庫県南部地震の震源特性と地盤震動特性，土木学会誌，Vol. 80, No. 9, pp. 32-43, 1995.
- 5) Haskell, N. : The dispersion of surface waves in multilayered media, BSSA, 88, 17-34, 1953.
- 6) Schnabel, P. B., J. Lysmer and H. B. Seed : SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC, 72-12, 1972.
- 7) 理論地震動研究会編著：地震動その合成と波形処理，鹿島出版会，1994.
- 8) Aki, K. and P. G. Richards : Quantitative seismology, Theory and methods, Freeman, 1980.
- 9) 香川敬生・入倉孝次郎・武村雅之：強震動予測の将来と展望，総合報告，地震第2輯，第51巻，pp. 339-354, 1998.
- 10) Irikura, K. : Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, 7th Jpn. Earthq. Eng. Symp., 151-156, 1986.
- 11) Kamae, K., K. Irikura and A. Pitarka : A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, BSSA, 88, 357-367, 1998.
- 12) Boore, D. M. : Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiation spectra, BSSA, Vol. 73, No. 6, 1865-1894, 1983.
- 13) Fukushima, Y and T. Tanaka: A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion, BSSA, 80, 757-783. 1990.
- 14) 高橋克也・武村雅之・藤堂正喜・渡辺孝英・野田静男：様々な岩盤上での強震動の応答スペクトルの予測式，第10回日本地震工学シンポジウム，547-554, 1998.
- 15) 大阪府土木部：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書，1997.
- 16) 澤田純男・土岐憲三・高田至郎：地表面を基準とした応答変位法の設計スペクトル，土木学会論文報告集，No. 570/I-40, pp. 277-286, 1997.
- 17) 澤田純男・土岐憲三・中村純二：応答スペクトルを用いた液状化判定法，第23回地震工学研究発表会，pp. 675-678, 1995.
- 18) 澤田純男・岸本貴博：反射透過係数法に基づく地盤固有周期の近似式，第36回地盤工学研究発表会，2001.
- 19) 香川敬生・澤田純男・岩崎好規・南荘 淳：常時微動アレー観測による大阪堆積盆地深部S波速度構造のモデル化，地震第2輯，Vol. 51, pp. 31-40, 1998.
- 20) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 21) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 22) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針，2000.
- 23) 高田至郎・肖 五虎：地下空間の活用と技術に関する研究協議会第3分科会耐震グ

ループ第4WG検討会資料, 1992.

- 24) Koike, T.: Structural strains of the buried pipeline under seismic risk, Proceedings of the Tri-lateral Seminar Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, Taiwan, pp. 281-295, 1985.
- 25) 小池 武・今井俊雄: 強震地震動に対する地中管路の変位挙動解析, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1647-1658, 1998.
- 26) 後藤尚男・土岐憲三・高田至郎: 表層地盤内にある埋設管の耐震性について, 京都大学防災研究所年報, 第15号B, pp. 513-526, 1972. 4.
- 27) 志波由紀夫・岡本 晋: シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力の計算法, 土木学会論文集, No. 437/I-17, 1991.