

## 暗渠の耐震設計

(株) エイト日本技術開発／東京都市大学 吉川研究室

暗渠（ボックスカルバート）は，地中に構築される代表的な地中構造物で，上水道/下水道のような比較的小断面のものから，地下鉄駅舎のような大規模構造など多くの構造形式を有する．通例，矩形断面または円形断面が多く採用され，駐車場/地下街の場合，複雑な箱型構造となり，構造設計上の自由度は大きい．暗渠の耐震設計に際しては，横断面方向と縦断方向を個別に照査し，力学的に異なるモデルを取扱うことが特徴である．

本文は，地中構造物としても最も多く建設される下水道暗渠の耐震設計法を示すもので，暗渠の特徴，耐震設計法，特に配慮すべき事項を順次示し，一連ボックス構造の耐震設計事例を提示するものである．

### 目次

1. 暗渠の特徴 .....	1
1.1 役割と形式 .....	1
1.2 暗渠の揺れ方と地震被害の特徴 .....	1
2. 耐震設計法 .....	3
2.1 耐震設計の基本方針 .....	3
2.2 設計地震動 .....	4
2.3 暗渠が保持すべき耐震性能 .....	4
2.4 耐震計算法 .....	5
3. 耐震設計で配慮すべき事項 .....	13
3.1 地盤液状化の影響 .....	13
3.2 地盤急変部の影響 .....	14
3.3 可とう性継手の設置 .....	15
4. 耐震設計事例 .....	16
4.1 対象構造物 .....	16
4.2 地盤条件 .....	16
4.3 設計応答速度 .....	17
4.4 横断方向の設計 .....	17
4.5 縦断方向の設計 .....	21
参考文献 .....	23

## 1. 暗渠の特徴

### 1.1 役割と形式

地中内に道路や水路等の空間を得るために埋設される箱型の構造物を暗渠という。このうち、底版、頂版、側壁からなる矩形・剛構造の暗渠を特にボックスカルバートという（図 1.1 参照）。ボックスカルバートは、本体となる躯体部分に温度変化や不等沈下および地震の影響等に対応するために継手部が設けられている。

下水道施設の暗渠は主にコンクリート製のものが多く、鉄筋コンクリート製やプレストレストコンクリート製等に分類される。また、施工形式により場所打ちコンクリートやプレキャスト製品に分類される。



図 1.1 暗渠構造物（ボックスカルバート）

### 1.2 暗渠の揺れ方と地震被害の特徴

兵庫県南部地震以前の地中構造物の被害は埋設管路が大半を占め、暗渠等断面の比較的大きな構造物の被害はほとんどなかった。しかし、写真 1.1 に示すように、兵庫県南部地震において開削工法で施工した地下鉄駅舎（大開駅）で中柱のせん断破壊により上床版が崩壊するという大被害が生じた。このため、地中構造物についてもレベル 2 地震動まで想定した耐震設計が要求される状況となった。

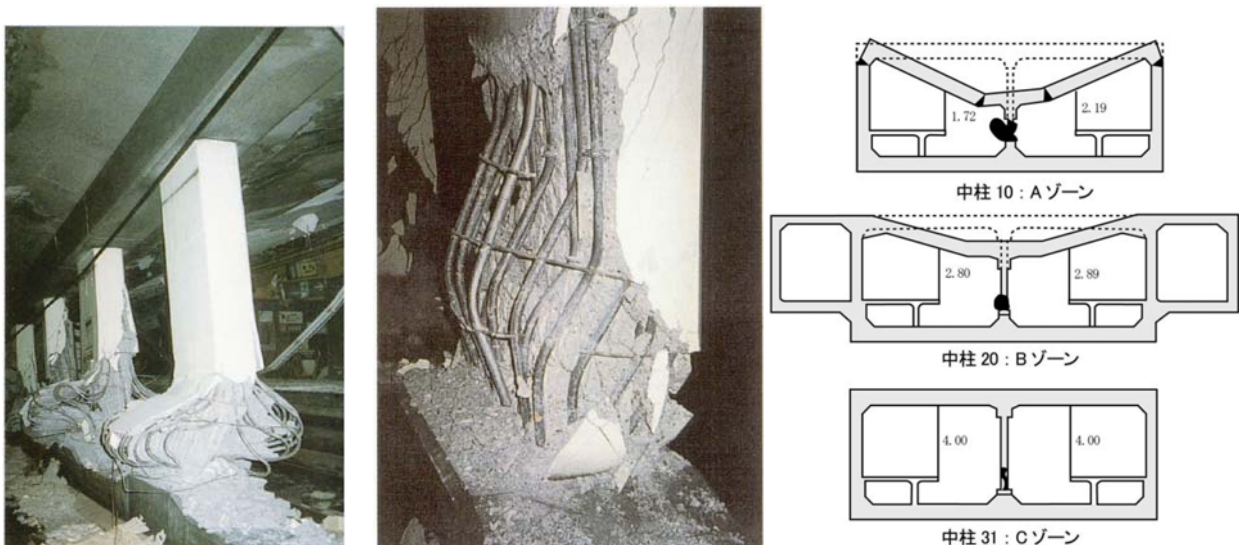


写真 1.1 兵庫県南部地震における地下鉄大開駅の被災状況写真<sup>(1)</sup>

暗渠の地震時振動特性は地震観測記録や模型実験の結果により、以下のように説明されている。

①一般に見かけの単位体積重量が周辺地盤に比べて小さいため、慣性力（構造物を振動させようとする力）の影響が小さい。

②構造物の回りが地盤で囲まれているため、地震時に生じる周辺地盤の変位に追従して振動する。

このような地震時挙動の基本的なメカニズムにおいて、地中構造物は主として鉛直面内の地盤変位分布の影響を受ける横断方向の問題と、水平面内の変位分布に影響を受ける線状構造物の長手方向（縦断方向）の問題の2つに分けることができる。

図 1.2 には、暗渠の地震時挙動のイメージを横断方向と縦断方向に分けて図示した。横断方向については地震動により地盤全体がせん断変形し、構造物にはこの変形に追従してせん断破壊による被災が発生するものと考えられている。一方、縦断方向については甚大な被害を受けた例は報告されていないが、兵庫県南部地震では施工中の沈埋トンネルにおいて沈埋函相互が相対移動した痕跡が継手部に残されていた。縦断方向の地盤変位により軸方向に軸力が発生して、変形が発生したものと推察されている。

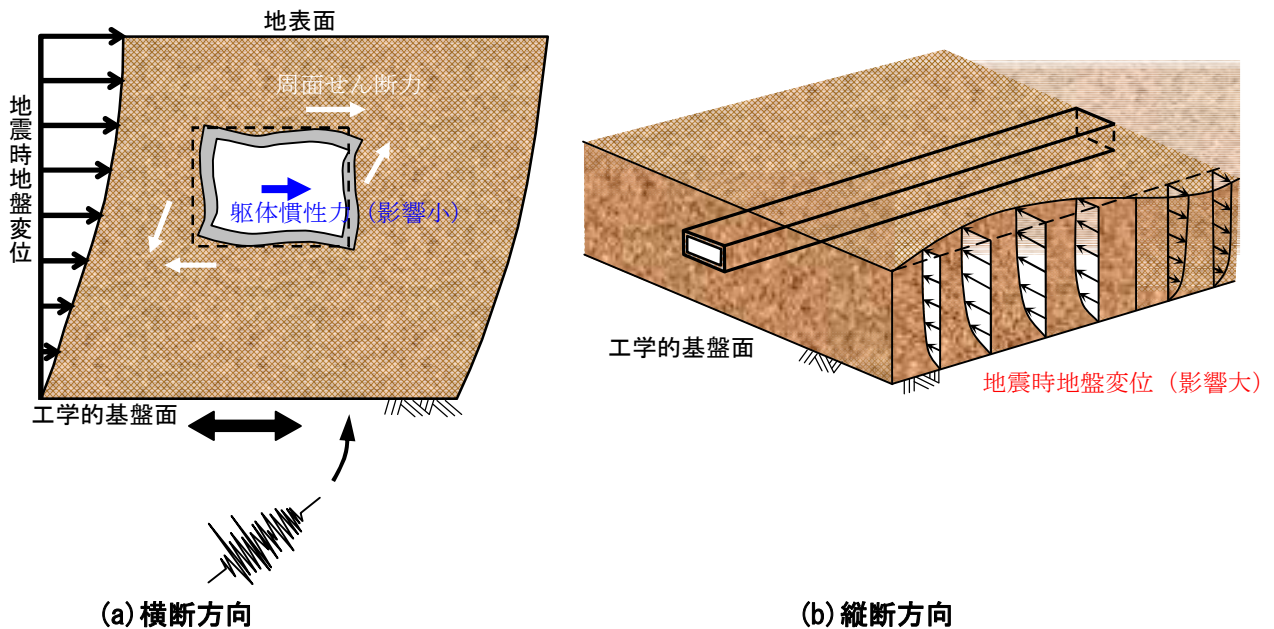


図 1.2 暗渠の地震時挙動

上述の暗渠の地震時挙動の特徴を踏まえて、後に記載する耐震計算法では暗渠の地震被害を表 1.1 のように想定している。すなわち、躯体には地震変位により発生する断面力によりクラックが生じ、継手部には地震変位により沈下やズレが生じる。

表 1.1 暗渠の被害の特徴（文献 2 を加筆）

躯体部	継手部

## 2. 耐震設計法

### 2.1 耐震設計の基本方針

暗渠の耐震設計法が示されている代表的な指針類は以下の通りである。

- ① 下水道施設の耐震対策指針と解説 2006年版, (社) 日本下水道協会
- ② 水道施設耐震工法指針・解説 2009年版 (社) 日本水道協会
- ③ 共同溝設計指針 昭和 61 年 3 月 (社) 日本道路協会 (主に縦断方向)
- ④ 駐車場設計・施工指針・同解説 平成 4 年 11 月 (社) 日本道路協会 (主に横断方向)

表 2.1 には、本論で対象とした下水道暗渠に着目して、耐震設計の基本方針等を下水道施設の耐震対策指針と解説（以後、下水耐震指針と称す。）に基づいて整理した。また、表 2.1 には同規模の暗渠構造物を対象とした水道施設耐震工法指針・解説について、基本方針等を比較した。

**表 2.1 耐震設計の基本方針**

	下水道施設の耐震対策指針と解説 2006年版, (社) 日本下水道協会	水道施設耐震工法指針・解説 2009年版 (社) 日本水道協会
耐震設計の基本方針	下水道施設の耐震設計に当たっては、地域特性、地盤特性及び施設の特性や規模並びに類似施設の被害事例を考慮し、個々の下水道施設及び下水道システム全体として必要な耐震性を有するように配慮しなければならない。	水道施設は、設計地震動のレベル及び施設の重要度に応じて、地震時にそれぞれの水道施設が保持すべき耐震性能を確保できるように設計する。耐震設計に当たっては水道施設の構造特性、周辺の地盤特性等を考慮し、それらに適合した耐震設計法を用いる。
施設の重要度区分	下水道管路をその重要度に応じて、「重要な幹線等」と「その他の管路」に区分するものとする。また、処理場・ポンプ場については全てを重要な施設とする。	水道施設の重要度を 3 段階で区分 ・ランク A 1：重要な水道施設 ・ランク A 2：重要な水道施設のうち代替施設がある施設や破損した場合に重大な二次被害を生ずるおそれが低い施設 ・ランク B：上記以外の施設
設計地震動	レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮する。	レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮する。
保持すべき耐震性能	管路施設については、「重要な幹線等」はレベル 1 地震動に対して設計流下能力を確保すると共に、レベル 2 地震動に対して流下機能を確保する。「その他の管路」は、レベル 1 地震動に対して設計流下能力を確保する。	水道施設が保持すべき耐震性能は重要度ランクと設計地震動レベルに応じて定められている。 ・耐震性能 1：地震によって健全な機能を損なわない性能 ・耐震性能 2：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に必要とする修復が軽微なものにとどまり、機能に重大な影響を及ぼさない性能 ・耐震性能 3：地震によって生じる損傷が軽微であって、地震後に修復を必要とするが、機能に重大な影響を及ぼさない性能

## 2.2 設計地震動

下水道耐震指針においては、地中構造物の耐震設計に用いる地震動は、工学的基盤面での速度応答スペクトルで設定されている。

### (1) レベル1地震動

施設の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動であり、図2.1に示す設計速度応答スペクトルを用いる。

### (2) レベル2地震動

施設の供用期間内に発生する確率は低いが大きな強度を有する地震動であり、兵庫県南部地震で観測された基盤地震動で、固有周期0.7秒以上の周期帯域において非超過確率が80%となる速度応答スペクトルとして図2.1の通り設定されている。

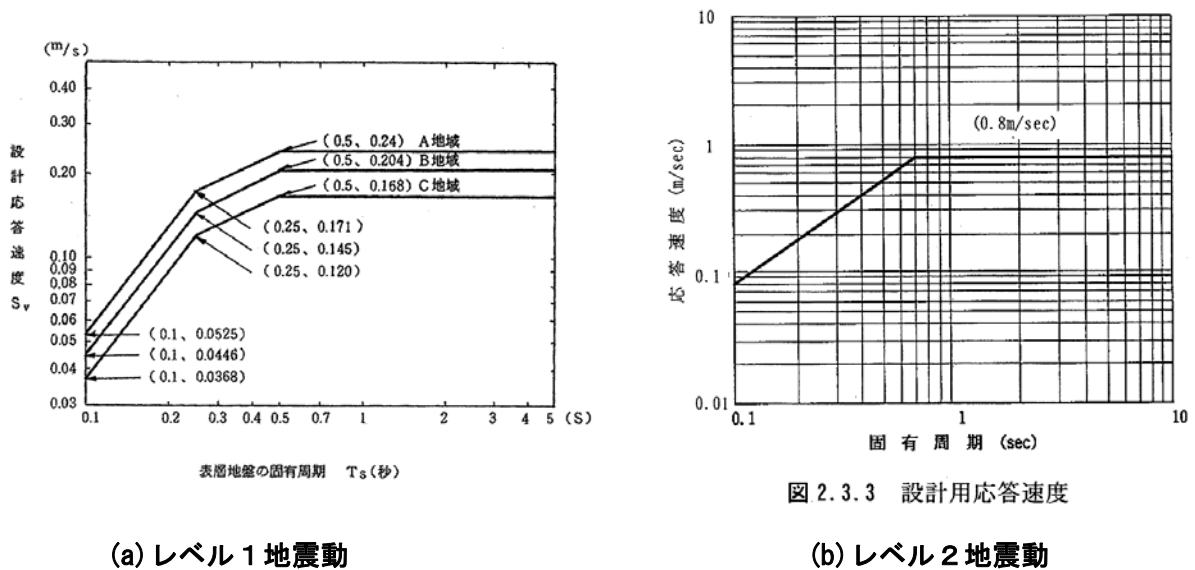


図 2.1 地中構造物の耐震設計に用いる設計用速度応答スペクトル<sup>2)</sup>

## 2.3 暗渠が保持すべき耐震性能

下水道耐震指針では下水道施設に求められる耐震性能は、設計地震動レベルと下水道施設の重要度に応じて表2.2の通り定義されている。

表 2.2 下水道施設重要度別の保持すべき耐震性能

	要求される耐震性能	
	レベル1地震動	レベル2地震動
重要な幹線等	設計流下能力の確保	流下機能の確保
その他の管路	設計流下能力の確保	(照査対象外)

- ・「設計流下能力の確保」とは、流量計算書に記載された当該暗渠の流下能力を確保することをいう。具体的には暗渠の抜出しを防ぐとともに、管渠断面の発生応力が許容応力度以内の状態を指す(使用限界状態)。
- ・「流下機能の確保」とは、地震によって暗渠にクラックや沈下等の被害が生じて、管路として下水を上流から下流に流せる状態をいう。具体的には土砂の流入を防ぐとともに、暗渠断面にひび割れが生じても破壊しない状態を指す(終局限界状態)。

## 2.4 耐震計算法

### 2.4.1 耐震計算の流れ

暗渠の耐震計算は躯体部と継手部に分けて実施する。躯体部については横断方向と縦断方向の地震時断面力が許容値以下であることを照査する。また、継手部については地震時に発生する拔出量や沈下量が許容値以下であることを照査する。地盤が液状化すると暗渠に揚圧力が生じ、浮上りが起こりやすい。このため、液状化判定を実施した上でその影響を考慮した照査を実施する必要がある。

暗渠の耐震計算フローを図-2.2 に示す。

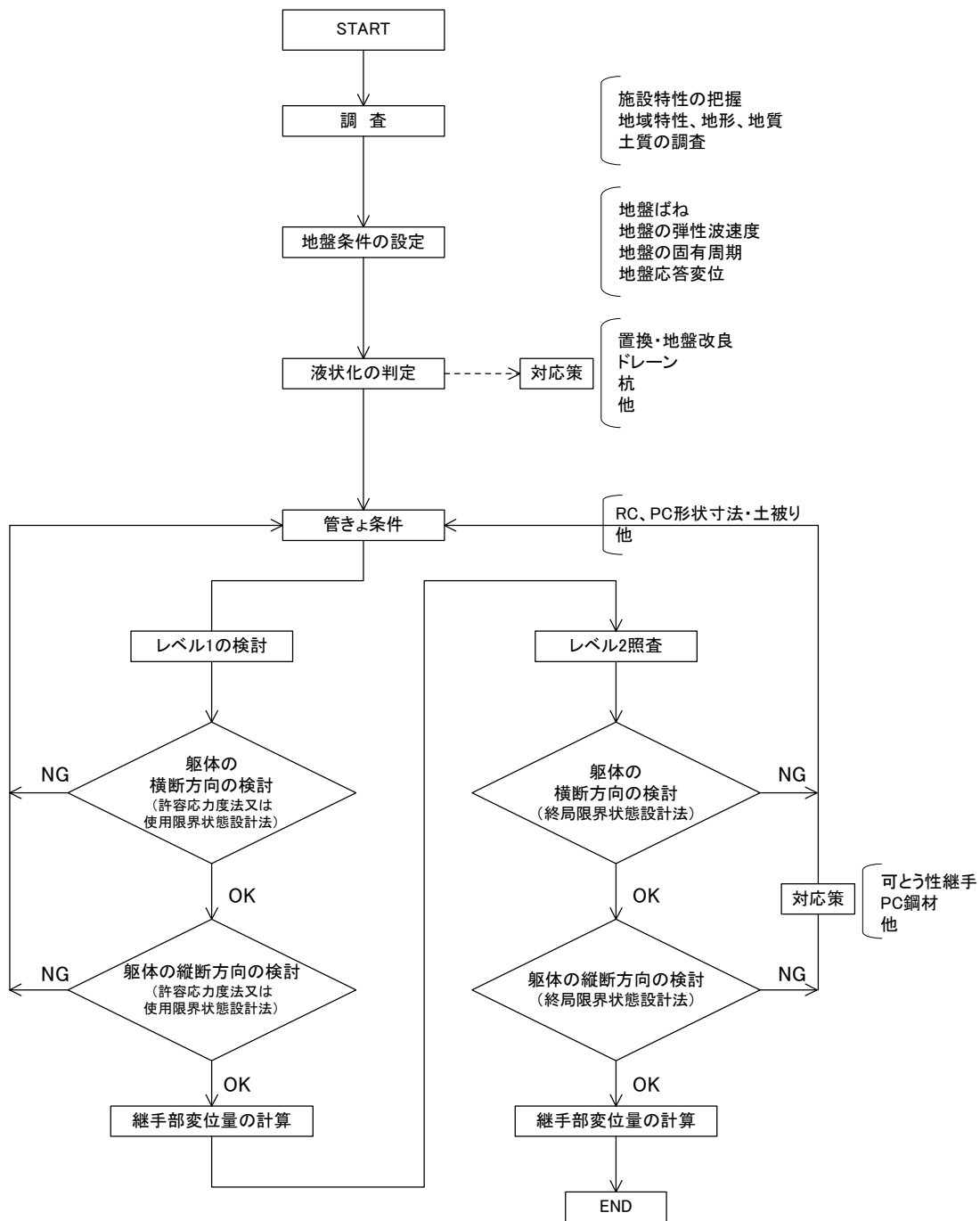


図 2.2 暗渠の耐震設計フロー

## 2.4.2 応答変位法

暗渠の耐震計算法は、横断方向・縦断方向共に応答変位法が一般的となっている。その理由としては、①断面形状が比較的単純な矩形断面であること、②地震時地盤変位や地盤ばね、構造部材の材料特性を適切にモデル化することで、最大応答値については動的解析とほぼ同様の結果が得られること等が挙げられる。

ここでは、応答変位法の基本的な流れを構造物のモデル化及び荷重の設定に着目して説明する。

### (1) 横断方向

1章でも述べた通り、暗渠の変形は周面地盤の変形に追従して生じ、躯体に発生する断面力も基本的には地盤の変形によって生じる。しかし、一般に地中構造物の剛性は周辺地盤とは異なるため、実際には構造物の変位と地盤の変位との間には食い違いが生じる。この食い違いによって、構造物は地盤からの反力を受ける。

この地盤～構造物の相互作用力を適切に評価するため、①構造物モデルの周りに地盤ばねを設けたモデルを作成し、②地盤～構造物の相互作用力を含めた荷重を設定する。そして、構造解析により躯体断面に発生する断面力を算出することが、横断方向における応答変位法の流れである。

#### 1) 構造物のモデル化

通常は暗渠の躯体断面を二次元はり要素でモデル化し、その全周に地盤ばねを設置した解析モデルを用いる(図 2.3 参照)。地盤ばねの諸元については、地盤の二次元 FEM モデルを用いた静的解析により設定する方法や、基礎構造物の耐震検討で用いられる地盤反力係数により算出する方法等が挙げられる。

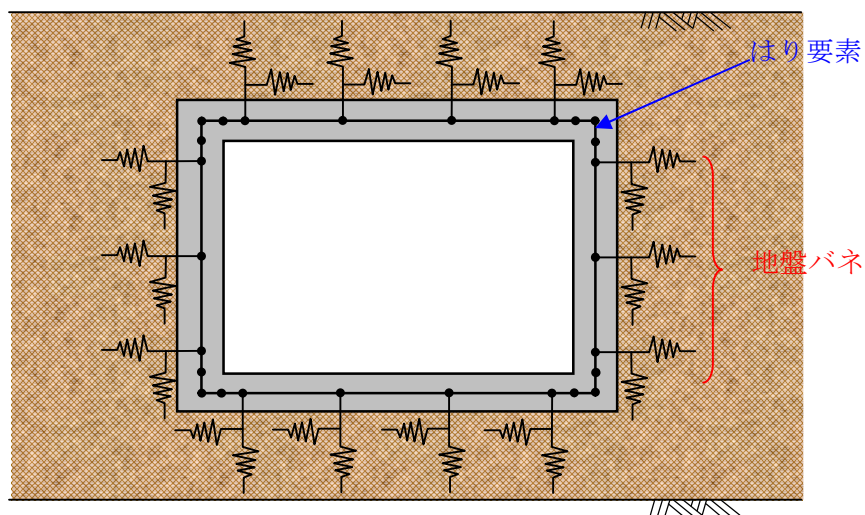


図 2.3 暗渠の二次元モデル

## 2) 荷重の設定

地震時において暗渠の横断方向に作用する荷重は、図 2.4 に示すように(a)地盤変位による荷重、(b)構造物の慣性力、(c)周面せん断力、(d)地震時動水圧の4つである。

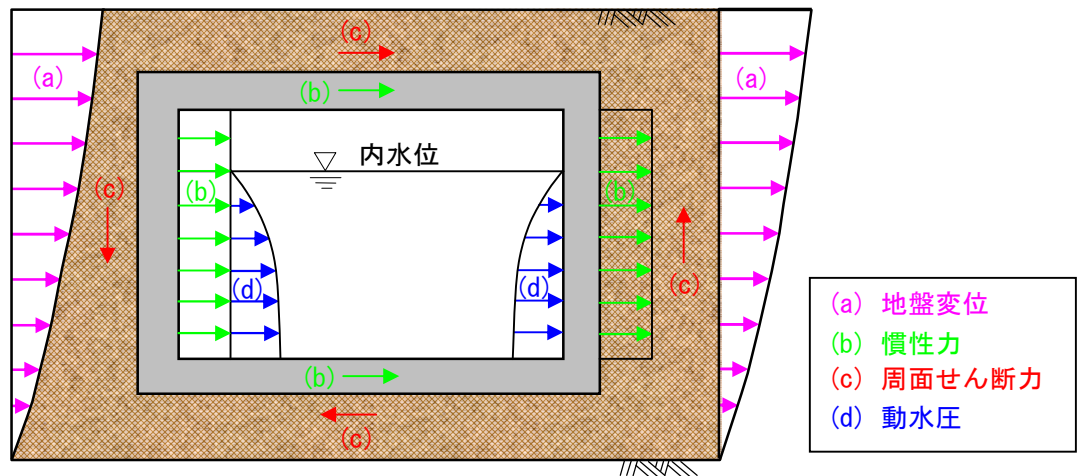


図 2.4 暗渠に作用する荷重

### a) 地盤変位による荷重

地盤に生じる水平変位は、地盤ばねを介して構造物モデルに水平力として作用する。地盤の水平変位は、振動理論に基づく地盤の水平一次振動の式によって算出する。

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \quad (2.1)$$

ここに、 $U_h(z)$ ：地盤の水平変位、 $S_v$ ：設計応答速度、 $T_s$ ：表層地盤の固有周期、 $H$ ：表層地盤の厚さ、 $z$ ：地表面からの深度

式(2.1)は式(2.2)の様に変形することができる。

$$U_h(z) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{S_v T_s}{2\pi} \cdot \cos \left( 2\pi \cdot \frac{z}{4H} \right) \quad (2.2)$$

式(2.2)の第1項は地盤の一次振動の刺激係数、第2項は速度応答スペクトルの時間積分により得られる応答変位、第3項は $z=0$ のとき振幅が最大、 $z=H$ のとき振幅が0となるような正弦波関数である(図 2.5 参照)。 $z=0$ は地表面を意味し、この場合に式(2.2)で表される水平変位は最大になる。

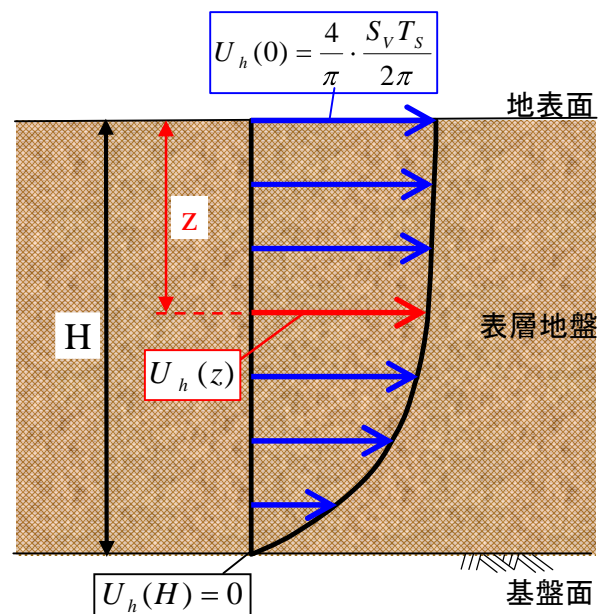


図 2.5 地盤の水平変位分布

**b) 地震時慣性力**

地中構造物には全体挙動への影響は小さいものの、躯体自重による地震時慣性力が作用する。地震時慣性力の大きさは(躯体の重量)×(設計水平震度)で与えられる。設計水平震度の設定方法については、各種基準に準拠する。

$$P = W \cdot K_h \quad (2.3)$$

ここに、P：躯体に作用する慣性力、W：躯体自重、Kh：設計水平震度

**c) 地震時周面せん断力**

地震時周面せん断力は、地震時の地盤のせん断変形により暗渠の周面に発生するせん断力を表す。周面せん断力は地盤に発生するせん断ひずみと地盤のせん断弾性係数の積（＝地盤のせん断応力）として算出する。

$$\tau = G_D \cdot \frac{dU_h(z)}{dz} = -G_D \cdot \frac{S_v T_s}{\pi H} \sin\left(\frac{\pi \cdot z}{2H}\right) \quad (2.4)$$

ここに、

- τ：地震時周面せん断力
- G<sub>D</sub>：地盤のせん断弾性係数
- dU<sub>h</sub>(z)/dz：地盤のせん断ひずみ
- U<sub>h</sub>(z)：地盤の水平変位
- S<sub>v</sub>：設計応答速度
- T<sub>s</sub>：表層地盤の固有周期
- H：表層地盤の厚さ
- z：地表面からの深度

**d) 地震時動水圧**

暗渠内が水で満たされているときは、地震時に内壁にかかる水圧(動水圧)を作用させる必要がある。

## (2) 縦断方向

## 1) 断面力の算出

縦断方向の応答変位法では、地盤の応答変位から縦断方向に発生する軸力及び曲げモーメントを算出する。

軸力  $P$  及び曲げモーメント  $M$  の算出式は以下の通りである。これらの式は、地震時に生じる地盤のひずみ及び曲率から、暗渠の軸剛性及び曲げ剛性を介して、暗渠に生じる軸力及び曲げモーメントを算出するものとなっている。

$$P = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot EA \cdot \varepsilon_{MAX} = \alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot \frac{\pi \cdot EA}{L} \cdot U_G \quad (2.5)$$

ここに、

- $\alpha_1$  : 地盤の軸ひずみの暗渠に対する伝達率
- $\xi_1$  : 継手を設けた場合の断面力低減係数
- $\varepsilon_{MAX}$  : 躯体軸方向の変位による地盤の最大ひずみ (後述の式(2.12)を参照)
- $EA$  : 躯体の軸剛性(ヤング率  $E$  × 躯体の断面積  $A$ )
- $L$  : 地盤変位の波長,  $U_G$  : 地盤の変位振幅

$$M = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot EI \cdot \phi_{MAX} = \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot \frac{4\pi^2 \cdot EI}{L^2} \cdot U_G \quad (2.6)$$

ここに、

- $\alpha_2$  : 地盤変位分布の曲率の暗渠に対する伝達率
- $\xi_2$  : 継手を設けた場合の断面力低減係数
- $\phi_{MAX}$  : 躯体軸直角方向の変位による地盤の最大曲率 (後述の式(2.12)を参照)
- $EI$  : 躯体の曲げ剛性(ヤング率  $E$  × 躯体の断面二次モーメント  $I$ )
- $L$  : 地盤変位の波長,  $U_G$  : 地盤の変位振幅

また、縦断方向については水平振動と鉛直振動の2方向について検討を行う。一般には、鉛直振動の変位振幅は水平振動の半分と見なして計算を行う(図 2.6 参照)。

水平振動による曲げモーメント( $M_h$ )及び軸力( $P_h$ )、鉛直振動による曲げモーメント( $M_v$ )及び軸力( $P_v$ )を算出し、双方の振動の向きを考慮して、式(2.7)により縦断方向に発生する断面力を算出する。

$$\begin{aligned} P' &= \sqrt{P_h^2 + P_v^2} \\ M_h' &= M_h / \sqrt{2} \\ M_v' &= M_v / \sqrt{2} \end{aligned} \quad (2.7)$$

ここに、

- $P'$  : 重ねあわせを考慮した軸力
- $M_h'$  : 重ねあわせを考慮した水平方向の曲げモーメント
- $M_v'$  : 重ねあわせを考慮した鉛直方向の曲げモーメント

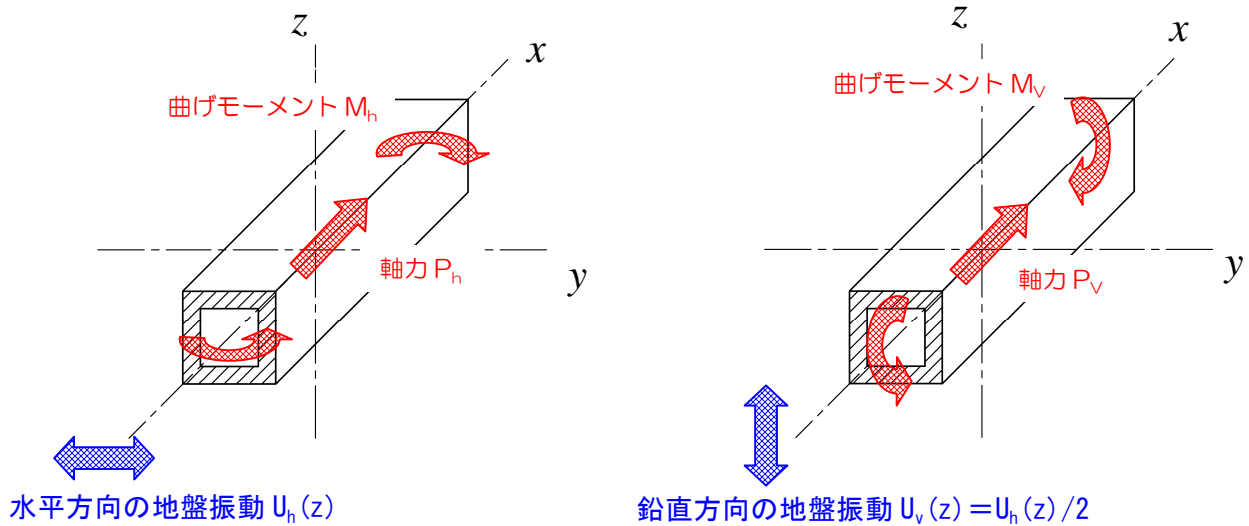


図 2.6 応答変位法で求められる縦断方向の断面力

## 2) 躯体軸方向に生じる地盤ひずみと曲率

躯体軸方向に生じる地盤のひずみと曲率は、以下の方法で算出する。

図 2.7 のように、地震波を正弦波と仮定し、振幅  $U_G$ 、波長  $L$  の波が暗渠の軸線に対して角度  $\theta$  の方向に進行すると考えると、その方向を軸とした地盤の変位分布は式(2.8)で表される。 $U_G$  は深さ  $z$  における地盤の最大応答変位  $U_h(z)$  を用いる。

$$U = U_G \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x'\right) \quad (2.8)$$

$x'$  : 暗渠の軸線に対して  $\theta$  だけ回転させた軸における座標

暗渠の軸線に対して地震波がある角度を持って進行した場合、発生する地盤の変位は、式(2.9)の様に暗渠の軸方向及び軸直角方向の変位に分解することができる(図 2.7 参照)。

$$U_A = U \cdot \sin \theta = U_G \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x'\right) \cdot \sin \theta \quad (2.9)$$

$$U_T = U \cdot \cos \theta = U_G \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x'\right) \cdot \cos \theta$$

$U_A$  : 躯体軸方向における変位分布

$U_T$  : 躯体軸直角方向における変位分布

暗渠の軸線に対して  $\theta$  だけ回転させた軸における座標  $x'$  から、暗渠の軸線における座標  $x$  に対する変位分布に変換すると、式(2.10)のようになる。

$$U_A = U_G \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x \cos \theta\right) \cdot \sin \theta \quad (2.10)$$

$$U_T = U_G \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x \cos \theta\right) \cdot \cos \theta$$

$x$  : 暗渠の軸線における座標

軸ひずみ  $\varepsilon$  及び軸方向変位の曲率  $\phi$  は、上記変位分布の空間微分より式(2.11)から得られる。

$$\varepsilon = \frac{dU_A}{dx} = U_G \cdot \frac{2\pi \cos \theta}{L} \cos\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x \cos \theta\right) \cdot \sin \theta$$

$$\phi = \frac{d^2U_T}{dx^2} = U_G \cdot \left[ -\frac{4\pi^2 (\cos \theta)^2}{L^2} \sin\left(\frac{2\pi}{L} \cdot x \cos \theta\right) \right] \cdot \cos \theta$$
(2.11)

式(2.11)より、軸ひずみは  $\theta = \pi/4$  のとき最大、曲率は  $\theta = 0$  のとき最大となり、式(2.12)で表される。正弦波関数の最大値は 1 であることから、式(2.12)の第 1 項が式(2.5)および式(2.6)で用いられている。

$$\varepsilon_{MAX} = \frac{\pi}{L} U_G \cdot \cos\left(\frac{\sqrt{2}\pi}{L} \cdot x\right)$$

$$\phi_{MAX} = -\frac{4\pi^2}{L^2} U_G \cdot \sin\left(\frac{\sqrt{2}\pi}{L} \cdot x\right)$$
(2.12)

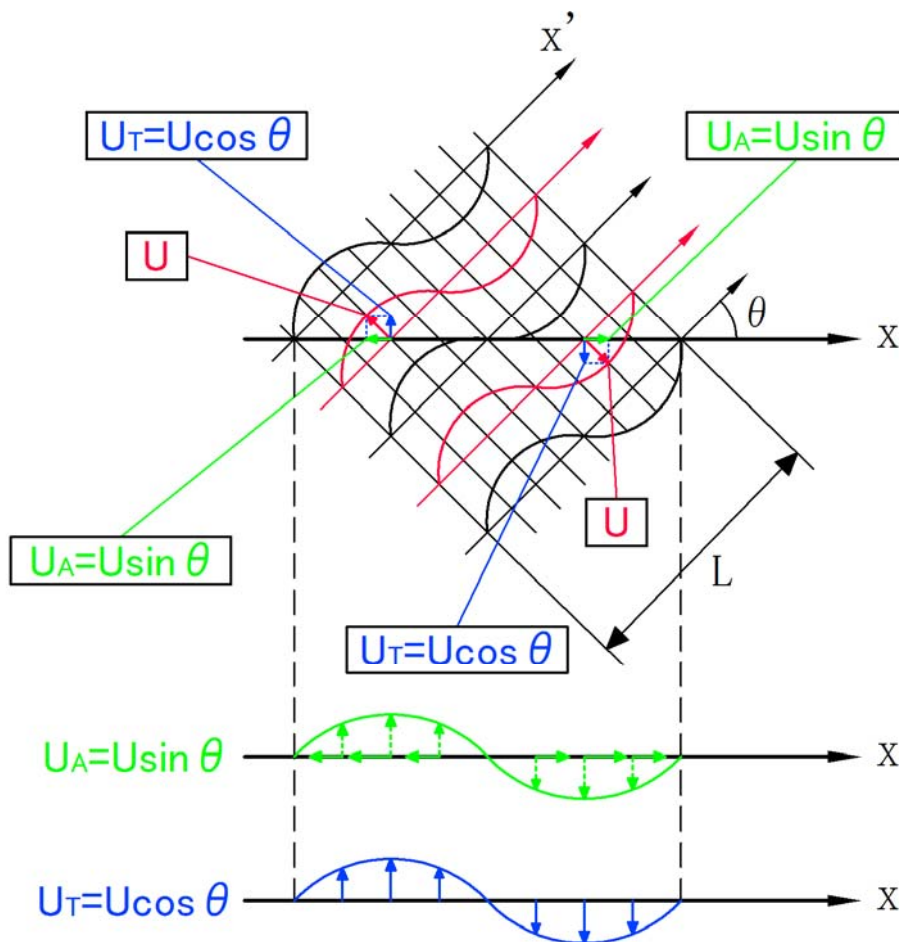


図 2.7 暗渠の軸方向における地盤の変位分布 (文献 3 を加筆)

### 3) 継手部変位量の算出

継手部に発生する変位には、軸方向変位、曲げによる回転変位、せん断方向のずれによるせん断変位等が考えられる。

回転変位及びせん断変位については軸方向変位に比べて値が小さいことから、下水道耐震指針では計算を省略している。以下には軸方向変位の算出法を説明する。

継手部に発生する軸方向変位  $u$  は式(2.13) のように求める。まず、水平方向の地盤の変位振幅を軸方向に変換し、継手が無く無限に続いている暗渠を仮定したときに発生する軸方向変位  $u_0$  を求める。この  $u_0$  から、継手の影響を考慮した補正係数  $C_A$  を用いて継手部に発生する軸方向変位  $u$  に換算する。

$$u = u_0 \cdot C_A \quad (2.13)$$

$$u_0 = \alpha_1 \cdot U_a = \alpha_1 \cdot U_h / \sqrt{2}$$

ここに、

- $u$  : 継手部に生じる軸方向変位
- $u_0$  : 暗渠を無限連続梁として仮定した場合の軸方向変位
- $C_A$  : 継手変位係数
- $\alpha_1$  : 地盤変位から構造物変位に換算する補正係数
- $U_a$  : 地盤の軸方向に生じる変位
- $U_h$  : 地盤の水平方向変位振幅

### 2.4.3 照査方法

下水道耐震指針では、暗渠の耐震性能の照査を表 2.3 の通り実施する。

地震時の照査は死荷重時の断面力を別途計算し、地震時の断面力と重ねて合わせて実施する。躯体部の許容耐力や破壊耐力の算出方法の詳細は、各指針や各示方書類を参照されたい。また、継手の許容値は使用する部材毎に異なるのでメーカーのカタログ等を参考にして設定する。

**表 2.3 下水道耐震指針における暗渠の照査方法**

	照査基準値	照査方法		要求性能
レベル1	許容応力度 or 使用限界状態	躯体部	発生断面力 ≤ 管材料の許容耐力 (許容応力度)	ひび割れにより漏水しないこと
		継手部	発生変位 ≤ 管材料の最大許容値に対して 安全性を見込んだ値	水密性保持
レベル2	終局限界状態	躯体部	発生断面力 ≤ 破壊耐力 (終局耐力)	断面崩壊が起こらないこと
		継手部	発生変位 ≤ 管材料の最大許容値	土砂流入が起こらないこと

### 3. 耐震設計で配慮すべき事項

#### 3.1 地盤液状化の影響

##### 3.1.1 液状化による暗渠の被災例

地盤の液状化とは、地下水位の高い、緩い飽和砂質地盤が地震動による急速な繰返し荷重を受けることにより、砂の粒子間における間隙水圧が増大してせん断抵抗力が急激に減少し、液体のように挙動する現象である。液状化が発生すると、噴砂(砂が地上に噴き上げる現象)や噴水が見られ、地盤は圧密沈下する。また、傾斜地盤や護岸近傍では側方流動に伴う地盤の移動により、地盤内の杭や埋設管に大きな被害が生じる危険性がある。

2003年十勝沖地震や2004年新潟県中越地震では、暗渠周辺の埋戻し土に液状化が発生し、管路施設に大きな被害が発生した。被害の特徴は、開削で施工した暗渠上の路面沈下や暗渠の浮上がりがほとんどであり、特に新潟県中越地震では小千谷市や長岡市を中心にマンホールの突出が1400箇所以上発生した。



(左) マンホールの浮上り：豊頃駅付近で最大級の浮上1.4m(路面自体が0.5m程度沈下している)。

(右) 釧路西港第4埠頭の噴砂：ごく最近埋め立てられた所と思われるが、ほぼ全面的に噴砂が発生。

写真 3.1 2003年十勝沖地震における液状化被災事例<sup>4)</sup>

##### 3.1.2 液状化判定法

暗渠周辺の地盤、あるいは開削工法の埋め戻し土が液状化する恐れがある場合は、液状化判定および液状化対策の検討を行う必要がある。

下水道耐震指針では、沖積層の砂質土層で以下の3つの条件すべてに該当する場合には、液状化の判定を行わなければならない。

- ①地下水位が現地盤面から10m以内、かつ、現地盤面から20m以内の深さに堆積する飽和土層
- ②細粒分含有率FCが $FC \leq 35\%$ 、又は、 $FC > 35\%$ でも塑性指数 $I_p$ が $I_p \leq 15$ の土層
- ③粒径が50%通過粒径 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ 、かつ、10%通過粒径 $D_{10} \leq 1\text{mm}$ である土層

液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 $F_L$ を次式で算出し、この値が1.0以下の土層については液状化すると判定する。

$$F_L = R / L \quad (3.1)$$

ここに、

R：動的せん断強度比、L；地震時せん断応力比で、例えば、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月、日本道路協会」を参照のこと。

### 3.1.3 液状化対策法

液状化対策法には、表 3.1 にしめすように①液状化発生を防止する方法と②液状化による被害を軽減する方法の2つの方法が考えられる。

液状化対策は、地盤特性や地下水位、現地条件、工期等を勘案して適切な工法を選定する必要がある。

表 3.1 液状化対策法（文献 2 を加筆）

分類	方法	概要
①液状化発生防止方策	締固め・固化	地下水位以下の飽和砂質土層を締固め・固化することにより、液状化発生を防止する。
	過剰間隙水圧の発生抑制	暗渠周辺に透水性材料（碎石）を配置して、地震時の過剰間隙水圧の上昇を抑制する。
②液状化による被害軽減方策	杭・アンカー設置	暗渠の底版に杭やアンカーを設置し、過剰間隙水圧による浮上りに抵抗する。
	遮断壁	鋼矢板や柱列杭を残置して暗渠への土の回り込みを抑制し、浮上りを軽減する。
	重量化	暗渠の重量を増やして過剰間隙水圧による浮上りに抵抗する。

### 3.2 地盤急変部の影響

管渠設置地点において、基盤面の急変部や表層地盤の地質の急変部が存在すると、地盤の振動性状は複雑となるため周辺地盤に支持される管渠の挙動も複雑となる。既往の線上地中構造物の被災事例でも地盤条件が変化する箇所での被害が多い。

このような地点は設計地震動を割り増した耐震計算を行ったり、地盤と構造物を一体とした FEM モデルによる動的解析等を用いた詳細な検討が必要である。

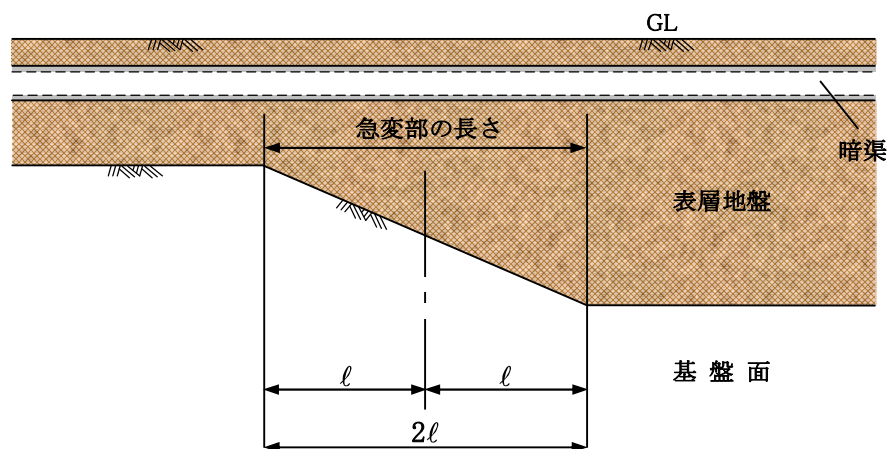


図 3.1 地盤急変部

### 3.3 可とう性継手の設置

地形・地質が一様で、良好な地盤に設置される暗渠の継手は伸縮継手を用いることが一般的である。一方で、軟弱地盤や地盤急変部、液状化発生の恐れのある地盤に暗渠が設置される場合の継手は、躯体の相対変位が大きくなったり、地盤が複雑な挙動を示すと予想される。このような場合には、地震時変位に追従することが可能な可とう性継手を用いる必要がある。

写真 3.2 は可とう性伸縮継手を新設構造物へ適用した場合の施工事例である。また、写真 3.3 は可とう性伸縮継手を既設構造物の補強対策として適用した場合の施工事例である。



【写真提供 西武ポリマ化成(株)】

写真 3.2 可とう性伸縮継手の施工事例（新設構造物）



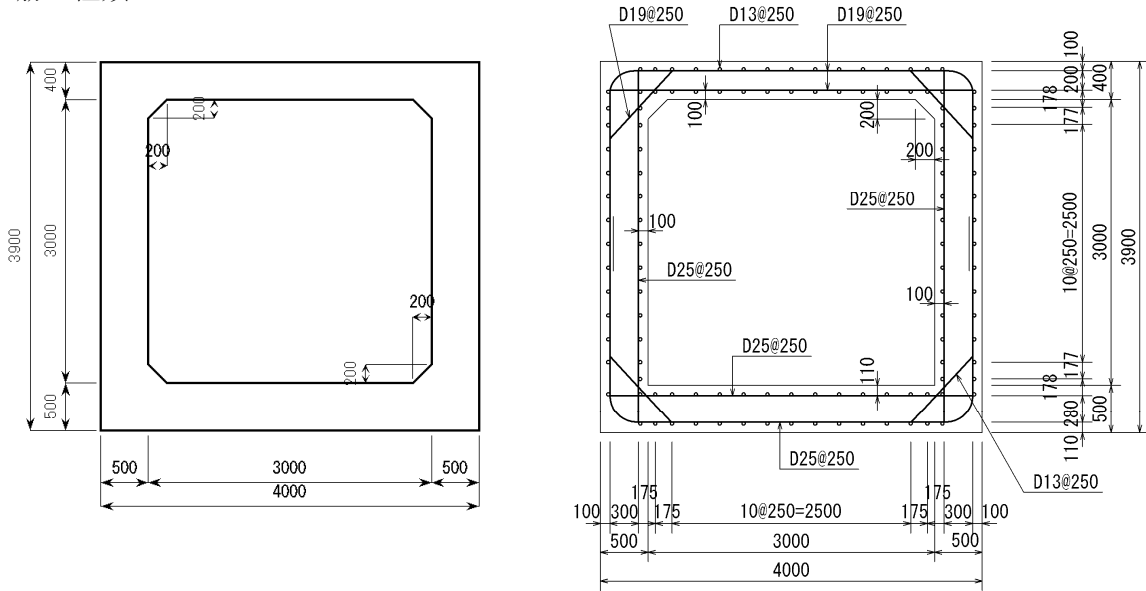
【写真提供 西武ポリマ化成(株)】

写真 3.3 可とう性伸縮継手の施工事例（既設構造物の補強）

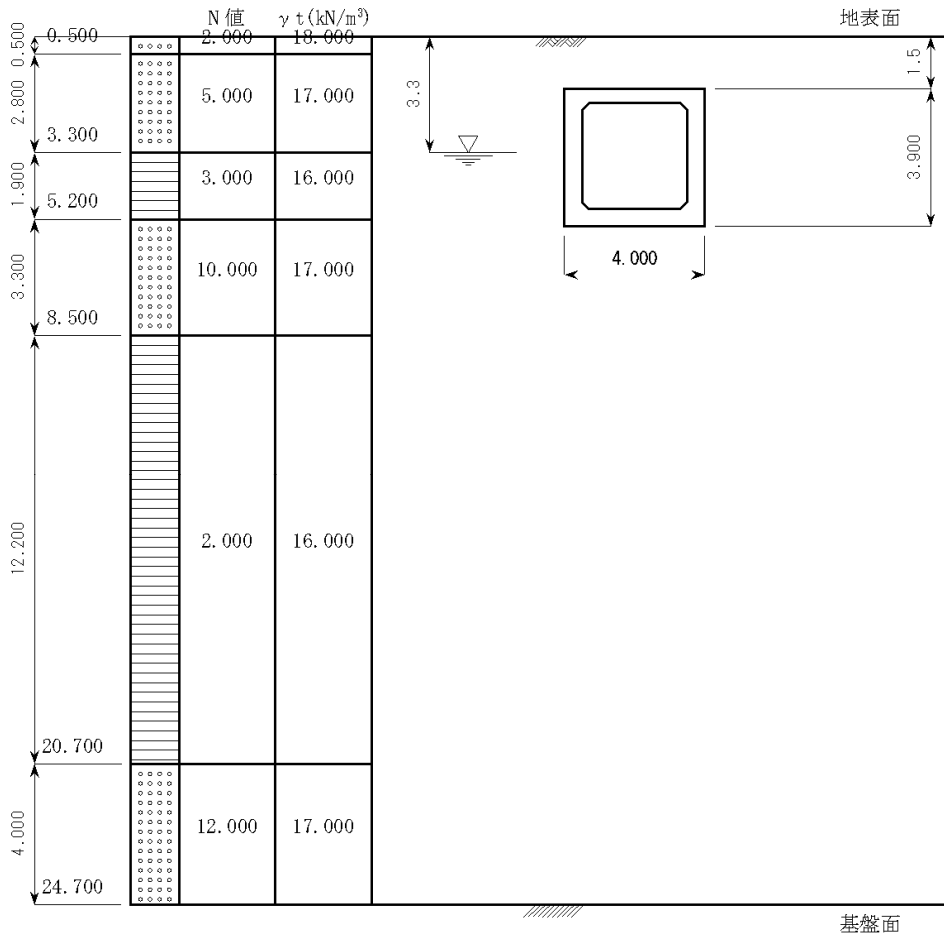
## 4. 耐震設計事例

### 4.1 対象構造物

- 1)カルバート形式：一連ボックスカルバート
- 2)カルバート全長(継手間隔)：25m
- 3)コンクリートの設計基準強度：21N/mm<sup>2</sup>
- 4)コンクリートの単位体積重量：24.5kN/m<sup>3</sup>
- 5)鉄筋の種類：SD345



### 4.2 地盤条件



### 4.3 設計応答速度

層 No	土質区分	層厚 $H_i$ (m)	せん断弾性波 速度 $V_{Si}$ (m/s)	$H_i/V_{Si}$ (s)
1	砂質土	0.5	100.794	0.00496
2	砂質土	2.8	136.798	0.02047
3	粘性土	1.9	144.225	0.01317
4	砂質土	3.3	172.355	0.01915
5	粘性土	12.2	125.992	0.09683
6	砂質土	4.0	183.154	0.02184

表層地盤の固有周期  $T_s = 1.25 \times 4 \sum (H_i / V_{Si}) = 1.25 \times 4 \times 0.17642 = 0.88[s]$

地域区分 : A 地域

設計応答速度  $S_v$  : (レベル 1 地震動)  $0.24[m/s]$ 、(レベル 2 地震動)  $0.80[m/s]$

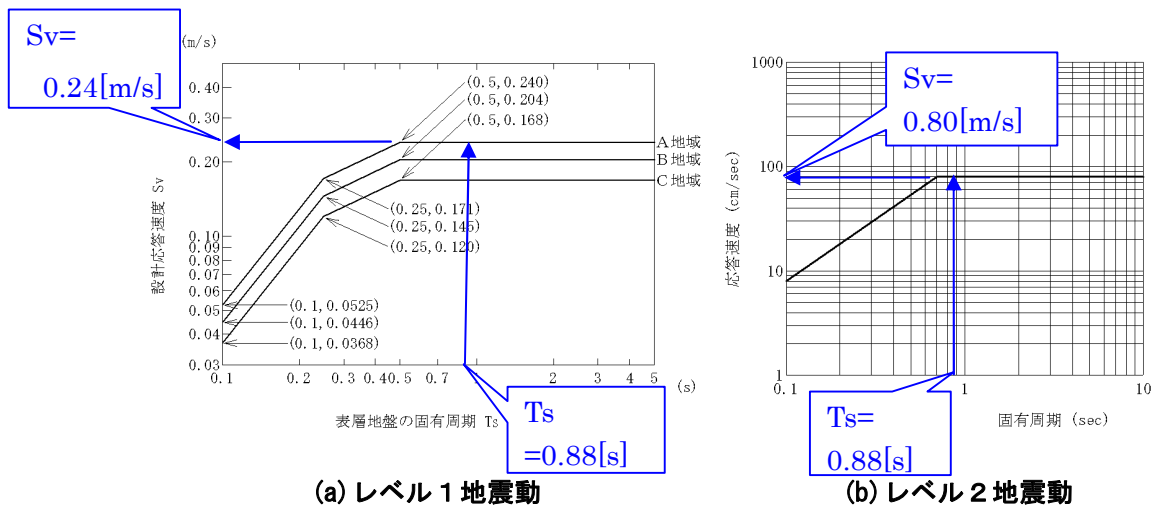
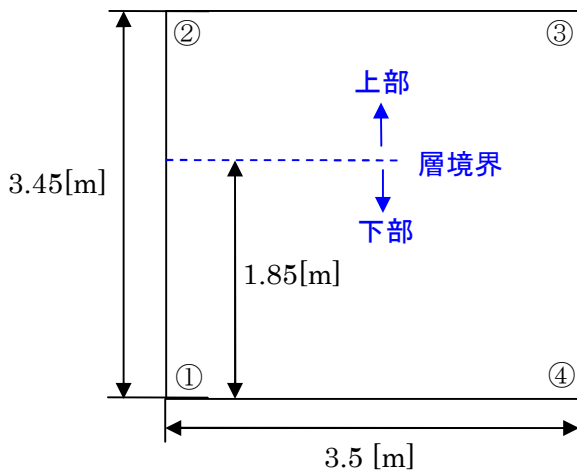


図 4.1 設計速度応答スペクトル

### 4.4 横断方向の設計

#### 4.4.1 構造フレームモデル



部材 番号	始点 番号	終点 番号	断面積 ( $m^2$ )	断面二次 モーメント ( $m^4$ )
1	①	②	0.5	$104.2 \times 10^{-4}$
2	②	③	0.4	$53.3 \times 10^{-4}$
3	③	④	0.5	$104.2 \times 10^{-4}$
4	④	①	0.5	$104.2 \times 10^{-4}$

## 4.4.2 地盤ばねの設定

	底版	側壁	
		下部	上部
せん断ばね係数 $k_s$ (MN/m <sup>3</sup> )	26.9	8.2	13.6
鉛直方向ばね係数 $k_{sb}$ (MN/m <sup>3</sup> )	89.7	27.2	45.3

## 4.4.3 地震時荷重の設定

## (1) 地盤変位による荷重

$z$  : 地表面からの深度[m]、 $k_h$  : 水平方向地盤反力係数[kN/m<sup>3</sup>]

$U_h(z)$  : 地盤の水平変位[m]、 $\Delta U_h(z)$  : フレーム下端を基準とした地盤の相対変位[m]

$P$  : 地盤の水平変位による荷重[kN/m<sup>2</sup>]

$z$ (m)	$k_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	レベル1地震時			レベル2地震時		
		$U_h(z)$ (m)	$\Delta U_h(z)$ (m)	$P$ (kN/m <sup>2</sup> )	$U_h(z)$ (m)	$\Delta U_h(z)$ (m)	$P$ (kN/m <sup>2</sup> )
1.7	45.3	4.27E-02	2.03E-03	92	1.42E-01	6.77E-03	307
2.6		4.24E-02	1.71E-03	78	1.41E-01	5.71E-03	259
3.3		4.20E-02	1.34E-03	61	1.40E-01	4.47E-03	202
3.3	27.2	4.20E-02	1.34E-03	36	1.40E-01	4.47E-03	121
3.4		4.19E-02	1.27E-03	34	1.40E-01	4.22E-03	115
4.3		4.14E-02	6.95E-04	19	1.38E-01	2.32E-03	63
5.2		4.07E-02	0	0	1.36E-01	0	0

## (2) 地震時慣性力

$z$  : 地表面からの深度[m]、 $t$  : 部材厚[m]

$K_{hb}$  : 設計水平深度(レベル1地震動)、 $K_{hb-2}$  : 設計水平深度(レベル2地震動)

$P_I$  : 地震時慣性力[kN/m<sup>2</sup>]

部材	$z$ (m)	$t$ (m)	レベル1地震動		レベル2地震動	
			$K_{hb}$	$P_I$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_{hb-2}$	$P_I$ (kN/m <sup>2</sup> )
頂版軸線	1.7	0.4	0.26	2.5	0.59	5.7
側壁中心	3.5	0.5	0.25	3.1	0.57	7.0
底版軸線	5.2	0.5	0.24	3.0	0.55	6.8

## (3) 地震時周面せん断力

$z$  : 地表面からの深度[m]、 $\tau$  : 地震時周面せん断力[kN/m<sup>2</sup>]

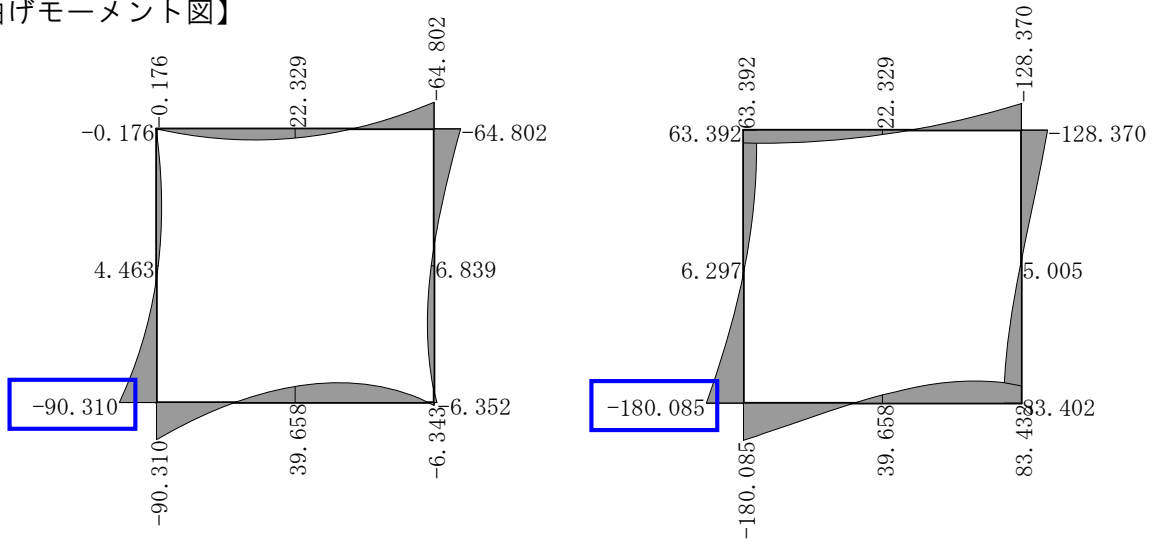
部材	$z$ (m)	レベル1地震動	レベル2地震動
		$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )
頂版	1.7	6.1	13.1
底版	5.2	0.0	0.0
側壁	3.5	3.1	6.5

#### 4.4.4 断面力の算出及び断面照査

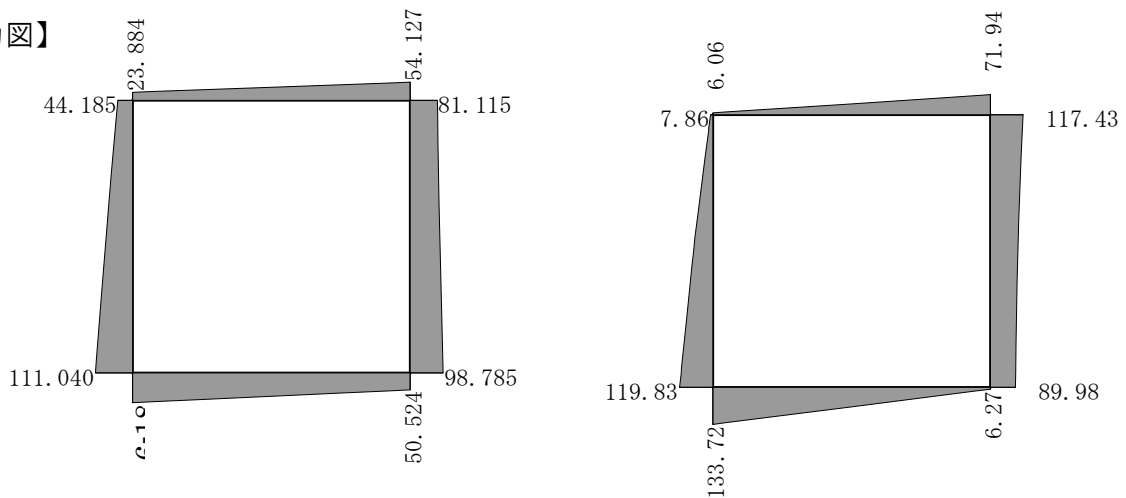
構造モデルおよび設定荷重を用いて、構造解析により各部材の断面力を算出する。断面力算出の際に想定する荷重は「死荷重(浮力有り)+地震時荷重」とする。

断面照査の例として、左側壁下端の断面力に対する照査を行う。また、せん断力の照査は部材端部から(部材高  $H$ )/2 の位置で照査を行う。これは、コンクリート標準示方書に基づくものであるが、せん断力の照査を行う位置は各示方書によって異なることに注意が必要である。

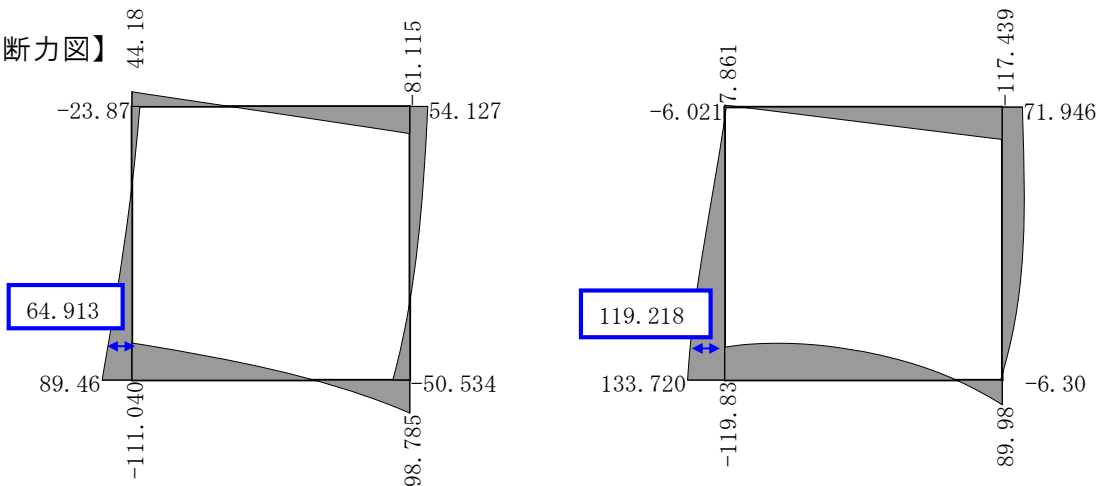
【曲げモーメント図】



【軸力図】



【せん断力図】



【レベル 1 地震動】

【レベル 2 地震動】

  …照査位置の断面力

## &lt;照査結果&gt;

レベル1 地震動(左側壁下端)

	項目	記号	単位	部材下端	位置[H/2]
発生断面力	曲げモーメント	Md	kN・m	-90	-
	軸力	Nd	kN	106	-
	せん断力	Vd	kN	-	65
部材諸元	部材幅	B	mm	1,000	1,000
	部材高	H	mm	567	500
	有効幅	bW	mm	1,000	1,000
	有効高	d	mm	400	400
	主鉄筋鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	1,146	1,146
	主鉄筋鉄筋量 圧縮側	As'	mm <sup>2</sup>	1,146	1,146
	鉄筋量 中立軸より引張側	As	mm <sup>2</sup>	2,292	1,146
	鉄筋量 中立軸より圧縮側	As'	mm <sup>2</sup>	0	1,146
	ヤング係数比	n		15	15
	中立軸	X	mm	141	142
	コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24	24
	鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345	345
軸応力照査 (コンクリート圧縮)	コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	4	-
	コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	12	-
	$\sigma_c / \sigma_{ca}$			0.3	-
	判定( $\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$ )			0.K	-
軸応力照査 (鉄筋引張)	鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	132	-
	鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	300	-
	$\sigma_s / \sigma_{sa}$			0.4	-
	判定( $\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$ )			0.K	-
せん断応力照査	せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	-	0.2
	許容せん断応力度	$\tau_{ac}$	N/mm <sup>2</sup>	-	0.68
	$\tau / \tau_{ac}$			-	0.3
	判定( $\tau / \tau_{ac} \leq 1.0$ )			-	0.K

レベル2 地震動(左側壁下端)

	項目	記号	単位	部材下端	位置[H/2]
発生断面力	曲げモーメント	Md	kN・m	-180	-104
	軸力	Nd	kN	112	102
	せん断力	Vd	kN	129	119
部材諸元	部材幅	B	mm	1,000	1,000
	部材高	H	mm	567	500
	有効幅	bW	mm	1,000	1,000
	有効高	d	mm	400	400
	主鉄筋鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	1,146	1,146
	主鉄筋鉄筋量 圧縮側	As'	mm <sup>2</sup>	1,146	1,146
	中立軸	X	mm	55	54
	コンクリート材料強度	f'ck		24	24
	鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345	345
	曲げ耐力照査	コンクリート設計圧縮応力度	f'cd	N/mm <sup>2</sup>	24
鉄筋の設計降伏強度		fyd	N/mm <sup>2</sup>	345	-
設計曲げ耐力( $M_u / \gamma_b$ )		Mud	kN・m	-262	-
$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$				0.7	-
	判定( $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			0.K	-
せん断耐力照査	コンクリートの設計せん断強度	f_vcd	N/mm <sup>2</sup>	-	0.6
	鉄筋の設計降伏強度	f_vyd	N/mm <sup>2</sup>	-	345
	有効高による補正	$\beta_d$		-	1.3
	引張主鉄筋比による補正	$\beta_p$		-	0.7
	軸圧縮力による補正	$\beta_n$		-	1.1
	コンクリートのせん断耐力	Vcd	kN	-	207
	鉄筋のせん断耐力	Vsd	kN	-	0
	せん断耐力( $v_{cd} + v_{sd}$ )	Vyd	kN	-	207
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$			-	0.6
	判定( $\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )			-	0.K

## 4.5 縦断方向の設計

縦断方向については、代表としてレベル2地震動における部材の照査を行う。

### 4.5.1 地盤定数の設定

項目	記号	単位	数値
表層地盤の厚さ	H	m	24.7
土の平均単位体積重量	$\gamma_{\text{teq}}$	kN/m <sup>3</sup>	16.4
固有周期	$T_s$	s	0.9
せん断弾性波速度	$V_{DS}$	m/s	111.9
せん断変形係数	$G_s$	MN/m <sup>2</sup>	21.0
設計応答速度(レベル2地震動時)	$S_v$	m/s	0.8
地表面からカルバート重心までの深さ	Z	m	3.5

#### (1) せん断弾性波速度

表層地盤のせん断弾性波速度  $V_{DS}=4H/T_s=4 \times 24.7/0.88=112[\text{m/s}]$

基盤のせん断弾性波速度  $V_{BS}=300[\text{m/s}]$

#### (2) 地盤振動の波長

地盤振動の波長  $L=2L_1L_2/(L_1+L_2)=2 \times 98.8 \times 264.9/(98.8+264.9)=144[\text{m}]$

表層地盤の地盤振動の波長  $L_1=T_s \cdot V_{DS}=0.88 \times 111.9=99[\text{m}]$

基盤面の地盤振動の波長  $L_2=T_s \cdot V_{BS}=0.88 \times 300.0=265[\text{m}]$

#### (3) 地盤の変位振幅

地盤の水平変位振幅  $U_h(z)=2/\pi^2 \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos(\pi \cdot z/2H)$   
 $=2/\pi^2 \times 0.8 \times 0.88 \times \cos(\pi \times 3.518/2 \times 24.7)=0.14[\text{m}]$

地盤の鉛直変位振幅  $U_v(z)=U_h(z)/2$   
 $=0.13958/2=0.07[\text{m}]$

### 4.5.2 断面力の算出

#### (1) 軸力の算出

水平面内に発生する軸力  $Ph=\alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot (\pi \cdot Ec \cdot Ac/L) \cdot U_h$   
 $=0.12 \times 0.08 \times (\pi \times 2.5 \times 10^7 \times 6.6/143.9) \times 0.14$   
 $=4,904[\text{kN}]$

鉛直面内に発生する軸力  $Pv=\alpha_1 \cdot \xi_1 \cdot (\pi \cdot Ec \cdot Ac/L) \cdot (U_h+U_v)/2$   
 $=0.12 \times 0.08 \times (\pi \times 2.5 \times 10^7 \times 6.6/143.9) \times 0.1$   
 $=3,678[\text{kN}]$

地震時に暗渠に発生する軸力  $P=(Ph^2+Pv^2)^{1/2}$   
 $=(4904.1^2+3678.1^2)^{1/2}=8,669[\text{kN}]$

地盤の軸ひずみの構造物に対する伝達率  $\alpha_1=0.12$

継手を設けた場合の断面力低減係数  $\xi_1=0.08$

コンクリートのヤング係数  $Ec=2.5 \times 10^7[\text{kN/m}^3]$

暗渠の断面積  $Ac=6.6[\text{m}^2]$

## (2) 曲げモーメントの算出

$$\begin{aligned} \text{水平方向の曲げモーメント } M_h &= \alpha_2 \cdot \xi_2 \cdot (4\pi^2 \cdot E_c \cdot I_h / L^2) \cdot U_h \\ &= 0.94 \times 0.06 \times (4\pi^2 \times 2.5 \times 10^7 \times 14.05 / 143.9^2) \times 0.14 \\ &= \mathbf{5,321 [kN \cdot m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向の曲げモーメント } M_v &= \alpha_3 \cdot \xi_3 \cdot (4\pi^2 \cdot E_c \cdot I_v / L^2) \cdot U_v \\ &= 0.98 \times 0.17 \times (4\pi^2 \times 2.5 \times 10^7 \times 13.0 / 143.9^2) \times 0.07 \\ &= \mathbf{7,248 [kN \cdot m]} \end{aligned}$$

$$\text{重ねあわせを考慮した水平方向の曲げモーメント } M_h' = M_h / 2^{1/2} = \mathbf{3,763 [kN \cdot m]}$$

$$\text{重ねあわせを考慮した鉛直方向の曲げモーメント } M_v' = M_v / 2^{1/2} = \mathbf{5,125 [kN \cdot m]}$$

地盤の軸ひずみの構造物に対する伝達率  $\alpha_2 = 0.94$

継手を設けた場合の断面力低減係数  $\xi_2 = 0.06$

地盤の軸ひずみの構造物に対する伝達率  $\alpha_3 = 0.98$

継手を設けた場合の断面力低減係数  $\xi_3 = 0.17$

暗渠の水平面内の断面二次モーメント  $I_h = 14.05 [m^4]$

暗渠の鉛直面内の断面二次モーメント  $I_v = 13.0 [m^4]$

## 4.5.3 断面の照査

	項目	記号	単位	水平面内	鉛直面内
発生断面力	曲げモーメント	$M_d$	kN・m	3,762	5,125
	軸力	$N_d$	kN	6,130	6,130
部材諸元	部材幅	B	mm	3,900	4,000
	部材高	H	mm	4,000	3,900
	内幅	$B_1$	mm	3,000	3,000
	内高	$H_1$	mm	3,000	3,000
	主鉄筋鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	3,438	3,438
	主鉄筋鉄筋量 圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	1,146	1,146
	ヤング係数比	n		8	8
	中立軸	X	mm	112	111
	コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24	24
	鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345	345
曲げ耐力照査	コンクリート設計圧縮応力度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24	24
	鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345	345
	設計曲げ耐力( $M_u / \gamma_b$ )	$M_{ud}$	kN・m	15,037	14,279
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$			0.3	0.4
	判定( $\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			O.K.	O.K.

#### 4.5.4 継手部の変位に対する検討

継手部の変位量は、軸方向変位について照査を行う。

$$\text{継手部に生じる地震時軸変位 } u = u_0 \cdot C_A = 0.011641 \times 6.18841 = \mathbf{0.072[m]}$$

$$\text{無限連続梁として算出される地震時軸変位 } u_0 = \alpha_1 \cdot U_a = 0.11789 \times 0.09870 = 0.01164[m]$$

$$\text{暗渠に生じる軸方向変位 } U_a = U_h / 2^{1/2} = 0.13958 / 2^{1/2} = 0.09870[m]$$

$$\text{地盤の水平変位振幅 } U_h = 0.13958[m]$$

$$\text{継手変位係数 } C_A = 6.18841$$

以上より、継手部に生じる変位量  $u$  は **72mm** と算出され、これに追従できるような可とう性伸縮継手を設置する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 佐藤工業(株)：神戸高速鉄道東西線大開駅災害復旧の記録 第1編 被害調査, 1997.1
- 2) (社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説 ー2006年版ー
- 3) (社)日本道路協会：共同溝設計指針 昭和61年3月
- 4) (株)エイト日本技術開発ホームページ「2003年9月26日 平成15年(2003年)十勝沖地震(M8.0) 被害調査速報 (<http://www.ejec.ej-hds.co.jp/bousai/kb/20030926eq/index.html>)」