

せん断変形量に基づく地中構造物横断方向の耐震計算法

西岡 勉* 運上茂樹**

1. はじめに

地中構造物横断方向の耐震計算法として、応答変位法を規定している設計基準が多い(例えば 1), 2)。同手法は、地盤ばねに支持された骨組みモデルに地震荷重を作用させる手法であり、最も一般的に用いられている。しかし、地盤と構造物の相互作用をモデル化する地盤ばねについて複雑な相互作用を合理的に表現するモデル化の方法が確立していない問題が指摘されている³⁾。地盤ばねのモデル化を必要としない手法として、有限要素法を用いて地盤と地中構造物を一体としてモデル化する応答震度法⁴⁾などの詳細解析法が提案されているが、実務設計に有用な地中構造物の耐震計算法が必要とされている。

地中構造物横断面の地震時の変形は、構造全体としてせん断変形が卓越することから、米国の地下鉄 L.A. Metro の耐震計算法⁵⁾は、構造物深度の自然地盤変形量に地盤と構造物のせん断剛性比により定まる応答係数を乗じることにより、地中構造物の頂・底版間の層間変形量を簡易的に推定している。また、鉄道設計標準²⁾では、応答係数の概念を用いて簡易応答変位法⁶⁾を規定している。この手法は、自然地盤の地震応答解析と構造物の等価せん断剛性から応答係数を用いて構造物の層間変形量を予測し、単純支持した構造物の非線形骨組みモデルに予測した応答値となるまで荷重を載荷する静的解析により耐震性能を照査する手法である。ただし、構造物の層間変形量は、頂・底版位置での水平方向の相対変位として算定されており、構造物のせん断変形と同時に生じる回転変位の影響が考慮されていない。

本文では、地中構造物の回転変位の影響を考慮し、回転変位を除いたせん断変形による変位量のみで構造物の層間変形量を評価し、地盤と構造物のせん断剛性の違いによる地盤・構造物間のせん断

ひずみの伝達特性を明らかにする。最初に、一般的な矩形断面の共同溝を対象とし、構造物深度の自然地盤のせん断ひずみに対する構造物全体を矩形要素とみなしたときのせん断ひずみの比(以下、ひずみ伝達率という)の解析を行い、ひずみ伝達率の近似式を導く。次に、地盤・構造物間のせん断ひずみの伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の推定法を提案し、せん断変形量を評価指標とした本推定法による応答値と変形性能の比較から耐震性能を照査する耐震計算法を示す。

2. ひずみ伝達率の解析

2.1 解析ケースおよび解析方法

解析ケースは、一般的な矩形断面の共同溝を対象とし、ひずみ伝達率に対する共同溝の断面の形状比、構造物に作用する慣性力の影響を調べるために、表-1 に示すように断面の形状比、地盤と構造物の重量比をパラメータとして設定した。Case0 が基本ケースで、図-1 に示す 1 層 2 室の RC ボックスの共同溝をモデル化したものであり、構造物高さ h に対する幅 b の比 $b/h=1.29$ 、土被り $D=6.2\text{m}$ 、表層地盤厚 $H=25.2\text{m}$ である。Case1~4 は、縦長の 2 層 1 室から横長の 1 層 3 室の共同溝をモデル化し、形状比を $b/h=0.22\sim 2.79$ まで変化させたものである。Case5, 6 は、Case0 の鉄筋コンクリートの単位体積重量を変化させ、地盤の単位体積重量 W_g に対する構造物全体の平均単位体積重量 W_s の比をそれぞれ、 $W_s/W_g=0.0, 1.0$ としたものである。

解析方法は、図-2 に示すように地盤と構造物を一体としてモデル化する応答震度法⁴⁾による解析とし、表層地盤を平面ひずみ要素で、また、図-1 に示すように構造物をはり要素でモデル化した。地震荷重については、均質な表層地盤の 1 次モードに着目し、基盤面で 0、地表面で最大の $1/4$ 波長の余弦分布の地盤変位となる慣性力を地盤および構造物に静的に作用させた。有限要素モデルでの遠方地盤との境界条件は、底面を固定、側方を

表-1 解析ケース

Case	共同溝タイプ 層×室	幅 b(m)	高さ h(m)	土被り D(m)	表層厚 H(m) $V_s=50, 100\text{m/s}$	形状比 b/h	重量比 W_s/W_g	構造物 モデル
0	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.73	非線形・等価線形
1	1×1	1.75	2.85	6.2	25.2	0.61	1.04	等価線形
2	1×3	7.95	2.85	6.2	25.2	2.79	0.60	等価線形
3	2×2	3.65	7.80	3.7	25.2	0.47	0.66	等価線形
4	2×1	1.75	7.80	3.7	25.2	0.22	0.84	等価線形
5	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.0	非線形
6	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	1.0	非線形

水平ローラーとし、構造物から側方境界までは表層地盤厚の約3倍の距離をとった。

構造物は、ひずみ伝達率に対する構造物モデルの影響を調べるために、非線形および等価線形モデルの2種類とした。非線形モデルは、常時荷重による断面力を考慮し、常時軸力で算出したトリリニアの曲げモーメント-曲率関係^{7),8)}を有する非線形はりの骨組みとした。終局は、コンクリートのひずみが0.0035に達した時点と仮定し⁹⁾、図-1に示すように隅角部、隔壁接合部には部材高さ(壁厚)のほぼ1.5倍となる断面位置の範囲で剛域を設定した⁹⁾。等価線形モデルは、厚さ40cmの構造部材をモデル化した線形はりの骨組みとし、非線形モデルと同様に隅角部、隔壁接合部に剛域を設けた。鉄筋コンクリートは、

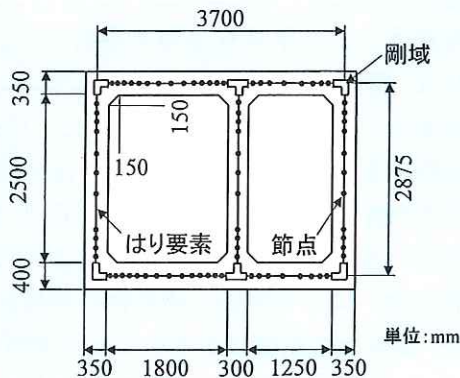


図-1 1層2室共同溝断面とはり要素モデル (Case0)

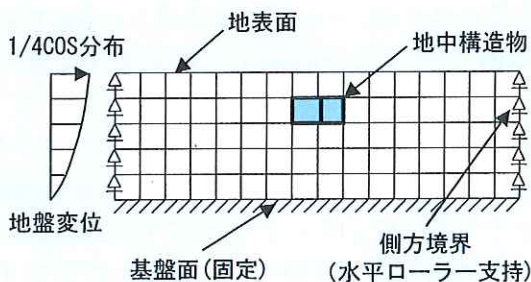


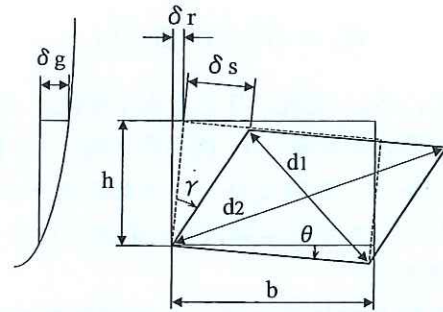
図-2 地盤・構造物モデルの概念図

単位体積重量 24.5kN/m^3 、弾性係数 $2.35 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 、ポアソン比 $1/6$ とした。

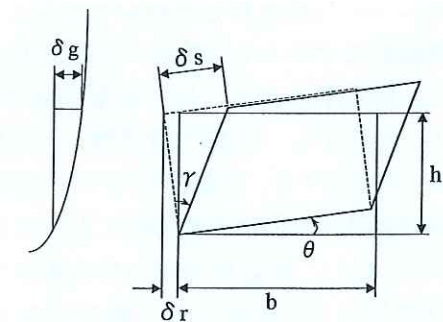
本解析では、地盤と構造物のせん断剛性比をひずみ伝達率の主要なパラメータと考え、地盤のせん断剛性を単純化するために、表層地盤は均質とし、単位体積重量 18kN/m^3 、ポアソン比 0.45 の弾性体でモデル化した。また、地震

時に地盤のせん断剛性が低下した状態を想定し、地盤のせん断波速度は $V_s=50, 100\text{m/s}$ の2ケースを設定した。

2次元有限要素モデルでの構造物の層間変形量は、断面力に直接影響を与えるせん断変形による変位量 δ_s で評価するために、図-3 (a), (b) に示すように構造物の変形後の全体形状を平行四辺形と仮定し、幾何条件から構造物の対角線をもとに



(a) 構造物全体の等価せん断剛性 $G_s >$ 地盤のせん断剛性 G_g の場合



(b) 構造物全体の等価せん断剛性 $G_s <$ 地盤のせん断剛性 G_g の場合

図-3 構造物のせん断変形による変位量 δ_s と回転水平変位 δ_r

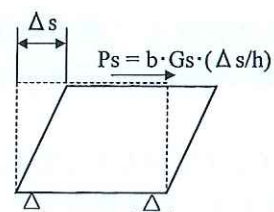


図-4 構造物全体の等価せん断剛性 G_s の算出

式 (1) により算出した。

$$\delta_s = \frac{d_2^2 - d_1^2}{4b} \quad (1)$$

ここに、 d_1, d_2 : 短い方、長い方の構造物の対角線長さ、 b : 構造物の幅である。また、構造物の回転による水平変位 δ_r を構造物の頂・底版位置の頂点における水平相対変位から δ_s を差し引くことにより求めており、図-3 (a) に示すように底版回転角 θ が時計回りの場合 ($G_s > G_g$) は $\delta_r > 0$ になり、図-3 (b) に示すように θ が反時計回りの場合 ($G_s < G_g$) は $\delta_r < 0$ になる。なお、 G_s, G_g は、それぞれ、構造物全体の等価せん断剛性、地盤のせん断剛性である。

δ_s が生じたときの構造物全体の等価せん断剛性 G_s は、図-4 に示すように単純支持した骨組みモデルの頂版に δ_s と等しい大きさの水平変位 Δ_s を載荷し、 Δ_s が生じたときに対応する水平荷重 P_s をもとに、式 (2) により算出した。

$$G_s = (P_s/b)/(\Delta_s/h) \quad (2)$$

ここに、 Δ_s : 頂版に与える水平変位、 P_s : Δ_s に対応する水平荷重、 b : 構造物の幅、 h : 構造物の高さである。単純支持した骨組みモデルでは、頂版における水平変位量はせん断変形による変位量と一致する。

2.2 構造物の非線形モデルと等価線形モデルの比較

Case0 について構造物を非線形モデルとした場合と等価線形モデルとした場合のひずみ伝達率を解析した。非線形モデルでは、荷重の増加にしたがって G_s が低下し、地盤と構造物のせん断剛性比 G_g/G_s が増加する。等価線形モデルでは、はり要素の曲げ剛性を全断面有効剛性に対して 50, 20, 5% と低下させた。構造物全体のせん断ひずみ γ_s と構造物深度の自然地盤のせん断ひずみ γ_g から算出したひずみ伝達率 γ_s/γ_g の非線形モデルと等価線形モデルの比較を図-5 に示す。なお、 γ_s, γ_g は、それぞれ、図-3 (a), (b) に示す構造物のせん断変形による変位量 δ_s と構造物深度の自然地盤変形量 δ_g を構造物高さ h で除することにより算定している。

γ_s/γ_g は、 G_g/G_s が大きくなるにしたがって増加する傾向を示す。等価線形モデルで G_s を変化させて算出した γ_s/γ_g は、非線形モデルによるも

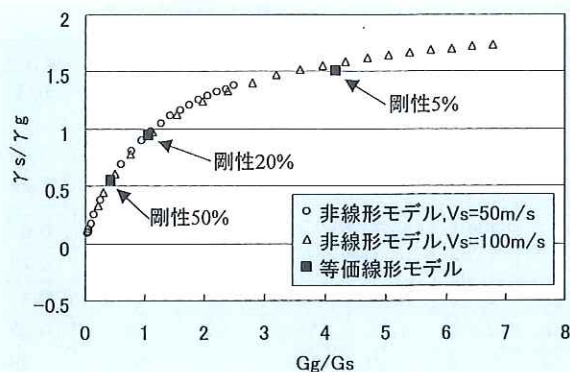


図-5 非線形モデルと等価線形モデルの比較 (Case0)
 のとほぼ同じ曲線上にあり、 γ_s/γ_g の算出に関して、非線形モデルと等価線形モデルの差が小さいことがわかる。これは、応答変位法のような静的解析において、地震時の外力である地盤・構造物間の相互作用力および慣性力が構造物反力とつりあうことで構造物の応答変形量が決まるので、構造物の常時断面力やつりあい状態に至るまでの応力経路は応答変形量にほとんど影響を及ぼさないためと考えられる。また、非線形モデルにおける $V_s = 50, 100\text{m/s}$ の2ケースの解析では、 γ_s/γ_g は、 V_s の違いにより異なる傾向はみられない。地盤と構造物のせん断剛性比の関数とすることにより、地盤のせん断剛性に依らず、ひずみ伝達率を定めることができると考えられる。

2.3 構造物の形状比の影響

構造物の形状比を $b/h = 0.22 \sim 2.79$ (Case0~4) まで変化させ、ひずみ伝達率を解析した。なお、Case0 は、構造物を非線形モデルとしているが、前節の結果から解析を簡便にするために、Case1~4 は構造物を等価線形モデルとして、はり要素の曲げ剛性を全断面有効剛性の 100, 50, 10, 5, 3% と低下させている。なお、表-1 に示したように構造物の形状の違いにより地盤と構造物の重量比も変化するが、重量比の影響は小さいことを後節で示す。図-6 に δ_g に対する δ_s と δ_r の和の比 $(\delta_s + \delta_r)/\delta_g$ と G_g/G_s の関係を示す。 $G_g/G_s < 1$ では、 b/h が小さいほど $(\delta_s + \delta_r)/\delta_g$ が大きく、 $G_g/G_s > 1$ の範囲でその大小関係が入れ替わる。図-7 に δ_r/δ_g と G_g/G_s の関係を示す。 $G_g/G_s < 1$ では $\delta_r/\delta_g > 0$ となり、図-3 (a) に示すように構造物のせん断変形に加えて剛体的な回転変位が生じている。 $G_g/G_s = 1$ では δ_r/δ_g はほぼ 0 となり、自然地盤とほぼ同じようにせん断変形する。 $G_g/G_s > 1$ では $\delta_r/\delta_g < 0$ となり、図-3 (b) に

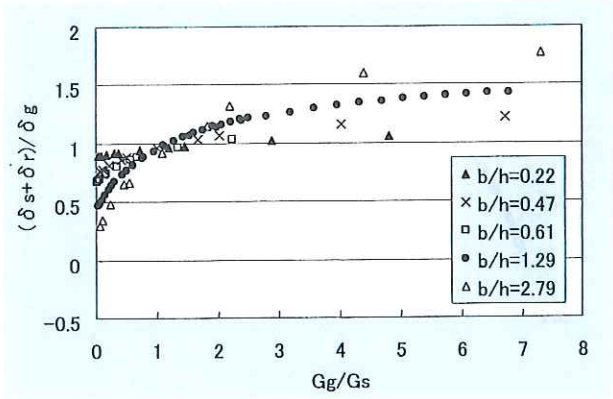


図-6 $(\delta_s + \delta_r) / \delta_g$ と G_g / G_s の関係 (Case0~4)

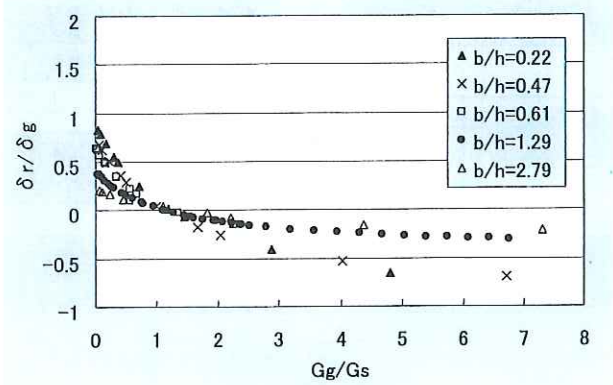


図-7 δ_r / δ_g と G_g / G_s の関係 (Case0~4)

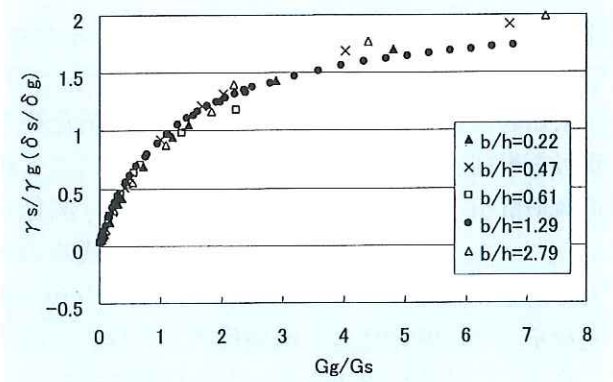


図-8 $\gamma_s / \gamma_g (\delta_s / \delta_g)$ と G_g / G_s の関係 (Case0~4)

示すように自然地盤よりも構造物のせん断変形が大きくなり、底版回転角が反時計回りの回転変位が生じる。構造物の層間変形量を回転による水平変位を除かず、 $\delta_s + \delta_r$ で算定すると、 $G_g / G_s < 1$ で過大に、 $G_g / G_s > 1$ で過小に評価することになる。また、 b/h が小さいほど、すなわち、構造物が縦長であるほど、 G_g / G_s が1から離れるにしたがって、 δ_r / δ_g の絶対値が大きくなり、その誤差も大きくなることを表している。図-8に δ_s / δ_g と G_g / G_s の関係を示す。 δ_s / δ_g は、構造物高さ h で分子、分母を割ると、 γ_s / γ_g に一致する。 γ_s / γ_g

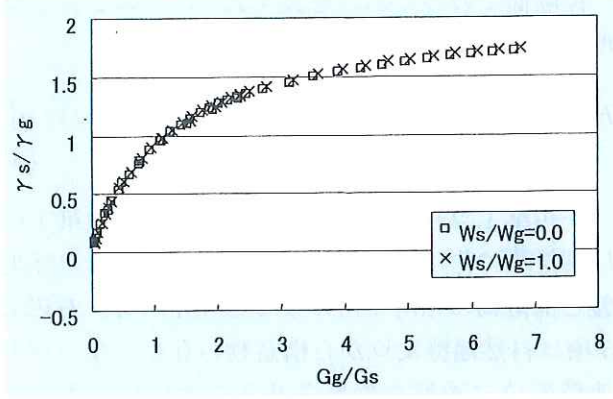


図-9 γ_s / γ_g と G_g / G_s の関係 (Case5, 6)

は、 b/h に依らず、ほぼ同じ曲線上にある。構造物の回転変位を除き、せん断変形による変位量のみに着目したひずみ伝達率に対して、構造物の形状比の影響は小さいことがわかる。

2.4 構造物に作用する慣性力の影響

地盤の単位体積重量 W_g に対する構造物全体の平均単位体積重量 W_s の比をパラメータとした場合 (Case5, 6) のひずみ伝達率を解析した。なお、 W_s は、構造物重量を横断面全体の面積で除することにより算定している。 $W_s / W_g = 0.0$ では、構造物に慣性力が作用せず、 $W_s / W_g = 1.0$ では、構造物全体として、周辺地盤と同等の慣性力が作用する。Case5, 6の γ_s / γ_g を図-9に示す。Case5, 6の γ_s / γ_g の差は微少であり、ひずみ伝達率に対する構造物の慣性力の影響は小さいことがわかる。

3. ひずみ伝達率の近似式

立石¹⁰⁾は、地盤・構造物連成系の動的挙動の解析手法である動的サブストラクチャー法をもとに、応答変位法の基本式を式(3)のように表している。

$$\begin{bmatrix} K_{SS} & K_{SI} \\ K_{IS} & K_{II} + K_{I0}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_S \\ r_I \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{SS} & 0 \\ 0 & M_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{r}_S \\ \dot{r}_I \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ K_{I0}^G \cdot r_I^F \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ q_I^F \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに、 K : 構造物剛性マトリックス、 M : 構造物質量マトリックス、 r : 変位ベクトル、下添字 S : 地盤と接しない構造物節点表示、下添字 I : 地盤と接する構造物節点表示、 $\dot{\quad}$: 時間微分表示、 K_{I0}^G : 地盤インピーダンスマトリックス、 r_I^F : 自然地盤の変位ベクトル、 q_I^F : 接触面に作用させる切り欠き力である。

接触面でのつりあいを表す式 (3) の第 2 行を整理すると式 (4) となる。

$$K_{IS} \cdot r_S + K_{II} \cdot r_I = -M_{II} \cdot \ddot{r}_I + K_{IO}^G \cdot (r_I^F - r_I) + q_I^F \quad (4)$$

左辺第 1, 2 項は構造物反力を表し、右辺第 1 項は構造物に作用する慣性力、右辺第 2 項は自然地盤と構造物の相対変位による相互作用力、右辺第 3 項は自然地盤変位から構造物の存在しない空洞地盤変位に地盤を变形させるための切り欠き力を表し、応答変位法における周面せん断力に相当する。

ここでは、地盤および地中構造物のせん断変形のみを対象としているので、構造物のせん断変形による反力と地盤・構造物間の相互作用力の 1 次元的なつりあいをせん断応力の形で式 (4) に対して適用すると、式 (5) が導ける。

$$G_s \cdot \gamma_s = G_g(\gamma_g - \gamma_s) + G_g \cdot \gamma_g \quad (5)$$

ここに、 G_s : 構造物全体の等価せん断剛性、 γ_s : 構造物全体を矩形要素とみなしたときのせん断ひずみ、 G_g : 地盤のせん断剛性、 γ_g : 構造物深度の自然地盤のせん断ひずみである。左辺第 1 項が構造物のせん断ひずみ γ_s が生じるときのせん断応力、右辺第 1 項が構造物深度の自然地盤と構造物の相対せん断ひずみにより生じる地盤のせん断応力、右辺第 2 項が構造物深度での平均的な自然地盤のせん断応力を表している。なお、図-9 に示したように構造物に作用する慣性力の影響がわずかであることから、式 (4) における右辺第 1 項は考慮していない。式 (5) を整理すると、 γ_s/γ_g は、式 (6) の双曲線となる。

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_g/G_s)}{(G_g/G_s) + 1} \quad (6)$$

式 (6) と Case0~4 の γ_s/γ_g の比較を図-10 に示す。式 (6) は、Case0~4 の γ_s/γ_g をほぼ近似することがわかる。

4. せん断変形量に基づく耐震計算法

4.1 せん断変形量の推定法

想定する地震動と地盤条件が与えられれば、自然地盤の地震応答解析などにより、 γ_g と G_g が定められる。地震時の構造物全体の等価せん断剛

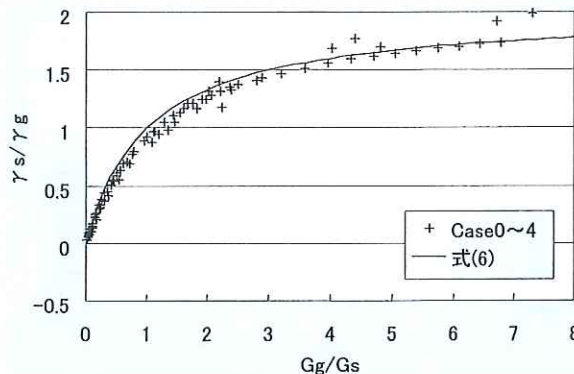


図-10 式 (6) と γ_s/γ_g の比較 (Case0~4)

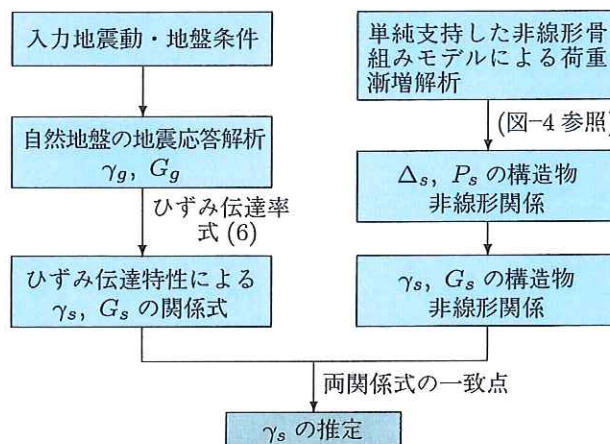


図-11 ひずみ伝達率によるせん断変形量 γ_s の推定の流れ

性 G_s は、常時状態からの剛性低下が生じるため、ひずみ伝達率を表す式 (6) においては、 γ_s と G_s が未知数となる。一方、図-4 に示す地中構造物の底版を単純支持した非線形骨組みモデルによる荷重漸増解析を行い、変位-荷重 ($\Delta_s - P_s$) 関係から γ_s と G_s の非線形関係が得られる。地震時の外力と構造物反力がつりあうときの構造物のせん断変形量とせん断剛性は、両関係式の一致点で定められる。ひずみ伝達率を用いた地中構造物のせん断変形量の推定の流れを図-11 に示す。

4.2 多層地盤中の共同溝の耐震計算例

多層地盤中の 2 層 2 室の矩形断面共同溝を例として、地中構造物のせん断変形量を評価指標とした耐震計算法を示す。2 層 2 室共同溝の構築位置および地層構成を図-12 に示す。入力地震動は、神戸ポートアイランド地中 (GL-83m) で観測された加速度記録を共同溝横断方向に着目して合成した波形¹¹⁾ である。共同溝深度の最大地盤ひずみ $\gamma_{g,max}$ は、自然地盤の 1 次元地震応答解析を行い、図-12 に示した共同溝深度の最大相対変位を共同溝高さで除することにより算出した。表層地

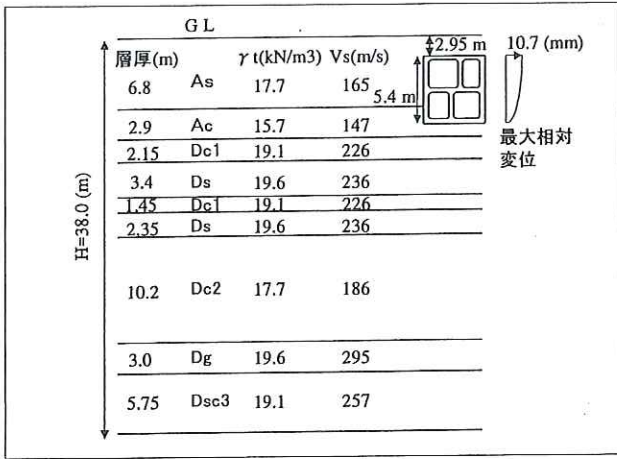


図-12 共同溝位置の地層構成と頂・底版間の最大相対変位

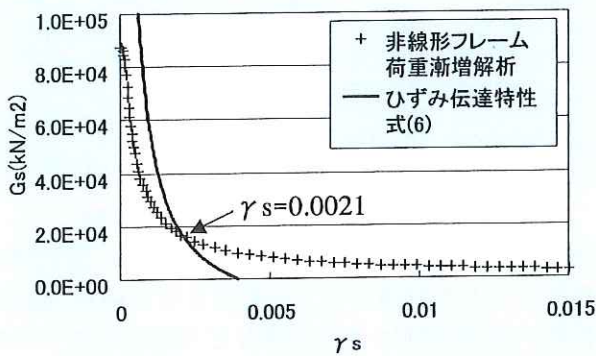


図-13 せん断変形角 γ_s の推定

盤の等価せん断波速度 $V_{s,eq}$ は、自然地盤の地震応答解析から得られる基本固有周期 $T_s=1.54s$ をもとに、表層地盤厚 H が $1/4$ 波長となるせん断波速度として算出した。地盤の等価せん断剛性 $G_{g,eq}$ は、 $V_{s,eq}=98.7m/s$ と層厚で重み平均した地盤の単位体積重量 $\gamma_{t,ave}=18.3kN/m^3$ より求めた。図-13 に示すように本推定法により求めたせん断変形量 γ_s は 0.0021 となる。非線形骨組みモデルの荷重漸増解析から算定される部材の初終局時のせん断変形量 γ_{su} は 0.014 であり、 γ_{su} をせん断変形量の許容値とすると、 $\gamma_s < \gamma_{su}$ となることから共同溝は耐震性能を満足する。なお、 $\gamma_{g,max}$ 発生時点の自然地盤の応答加速度を地盤と構造物に作用させる応答震度法の解析からは $\gamma_s=0.0014$ が得られ、本推定法による γ_s が大きい評価となるが、本推定法により γ_s が概ね推定可能であると考えられる。

5. まとめ

一般的な矩形断面の共同溝を対象として、地中構造物のせん断変形に関する地盤・構造物間のひずみ伝達特性を明らかにし、構造物にせん断変形

を生じさせるせん断応力と地盤・構造物間の相互作用力のつりあいから、ひずみ伝達率の近似式を導いた。また、ひずみ伝達率を用いた地中構造物のせん断変形量の推定法を提案し、多層地盤中の2層2室の共同溝を例としてせん断変形量に基づく耐震計算法を示した。

参考文献

- (社) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説, 1992.11
- (財) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.10
- (社) 土木学会トンネル工学委員会：開削トンネルの耐震設計, トンネルライブラリー第9号, 1998.10
- 片山幾夫、足立正信、嶋田穰、都築富雄、瀬下雄一：地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, I-369, pp.737-738, 1985.9
- Wang, J. N. : Seismic Design of Tunnels, A State-of-the-Art Approach, Monograph 7, Parsons Brickerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, 1993.
- 西山誠治、加藤淳一、室谷耕輔、羽矢洋、西村昭彦：地下構造物の簡易な応答値の推定法に関する一考察, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, I-B374, pp.748-749, 1998.10
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, III コンクリート橋編, 1996.12
- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12
- (社) 土木学会：コンクリート標準示方書, 設計編, 1996.3
- 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.157-166, 1992.1
- 高尾聰秀、運上茂樹、大住道生：動的・静的解析方法を用いた共同溝横断方向の被災分析, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, Vol.1, pp.637-640, 1999.7

西岡 勉*



独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震
チーム主任研究員
Tsutomu NISHIOKA

運上茂樹**



同 耐震研究グループ
耐震チーム上席研究員,
工博
Dr. Shigeki UNJOH