

ひずみ伝達特性を用いた地中構造物の せん断変形量の推定

西岡 勉¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員(〒305-8516 つくば市南原1番地6)

地中構造物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地盤と構造物のせん断剛性比をもとに、構造物深度での自然地盤変形量から構造物の頂・底版間の層間変形量を推定する簡易的な耐震設計法が提案されている。本文では、一般的な矩形断面・構築位置の共同溝を対象に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、ひずみ伝達率の特性を明らかにした。また、構造物にせん断変形を生じさせるせん断応力と地盤・地中構造物間の相互作用に関するせん断応力のつりあいからひずみ伝達率の近似式を導き、ひずみ伝達特性を用いた簡易的な地中構造物のせん断変形量の推定法を提案した。

Key Words : *underground structure, seismic shear deformation, simplified seismic design method*

1. はじめに

兵庫県南部地震においてこれまで耐震性が高いと考えられていた地中構造物でも周辺の地盤条件や構造条件によっては耐震設計の重要性が高い場合があることが示された。想定する地震動に対して各種の地中構造物に要求される性能を明確にし、構造物の応答量や地震時限界状態を簡便かつ精度よく評価する耐震設計法が必要とされている。

地中構造物横断方向の耐震設計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⁾。そこで、応答変位法に用いる地盤ばねを算出せずに地中構造物の耐震性能を判定する簡易的な耐震設計法に関する研究が行われている。

中村⁴⁾は、地中構造物の地震時変形が水平方向に歪む層間変形が卓越することに着目し、構造物を水平方向にせん断変形する土要素にモデル化している。側方地盤を含めた地中構造物を1つの地層とみなし、整層地盤の1次元地震応答解析に適用することにより、地中構造物の層間変形量を推定している。地中構造物の変形性能は、構造物を底版で単純支持した非線形はりの骨組みにモデル化し、プッシュオーバー解析を行うことにより評価している。骨組みモデルに作用させる荷重は、頂版に作用させる集中荷重、

または、側壁に作用させる三角形分布荷重であり、頂版と側壁に作用する水平荷重の比により両者の荷重の選択を行うこととしている。頂・底版の層間変形量～水平荷重関係と構造部材の損傷過程を対応させることにより、層間変形量を評価指標として耐震性能を判定する手法である。

米国の地下鉄L.A.Metroの耐震設計法として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する手法⁵⁾があり、西山ら⁶⁾は、L.A.Metroの設計法をもとに2次元有限要素モデルを用いた動的解析により矩形断面を有する地中構造物の形状比、表層地盤厚と構造物構築深さの深度比をパラメータとした応答係数の定式化を行っている。しかし、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。

鉄道設計標準⁷⁾では、西山らによる応答係数の定式化をもとに簡易応答変位法を規定している。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プッシュオーバー解析により耐震性能を照査している。ただし、構造物の等価せん断剛性は、鉄道で対象とする一般的な開削トンネルの層間変形角と剛性低下率との関係をもとに、構造物の層間変形量を自然地盤の層間変形量と等しいと仮定して安全側に設定している。

一般に地中構造物横断方向の地震時の変形は、地盤のせん断変形に追随し、構造全体として見ると、せん断変形が生じるとともに水平および回転方向に変位する。村井ら⁷⁾は、地中構造物全体の地震時の変形として、層間変形に対して回転変位を考慮することにより上記の応答係数の精度向上が図れることを示している。また、地盤と構造物のキネマティック相互作用に加えて、慣性力相互作用が応答係数に影響することを言及している。しかし、これらの傾向は、特定の断面や構築位置の地中構造物を対象として構造物の剛性と重量、地盤剛性などをパラメータとした動的解析により示されたものである。

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で構造物の頂・底版間の層間変形量を評価する。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し、ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量の簡易的な推定法を提案する。最初に、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)の解析を行う。一般的な矩形断面の共同溝を対象にした断面形状、土被り、表層地盤厚、構造物の重量をパラメータとしてひずみ伝達率を解析し、これらパラメータの影響が小さいことを示す。上記の結果に基づき、地中構造物にせん断変形を生じさせるせん断応力と地盤・地中構造物間の相互作用に関するせん断応力のつりあいから、地盤・構造物のせん断剛性比をパラメータとする双曲線としてひずみ伝達率の近似式を導く。また、構造物骨組みモデルの剛域と地表面境界条件がひずみ伝達率に及ぼす影響について考察する。最後に、ひずみ伝達特性を用いた簡易的な地中構造物のせん断変形量の推定法を提案する。

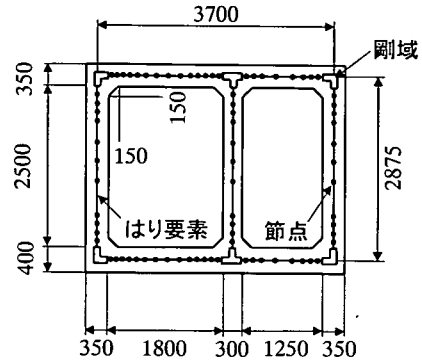
2. ひずみ伝達率の解析

(1) 解析ケースおよび解析方法

対象構造物は、一般的な矩形断面・構築位置の共同溝とし、ひずみ伝達率に対する断面の形状比、表層地盤に対する構造物中心位置の深度比、地盤と構造物の重量比の影響を調べるために、表-1に示すような解析ケースを設定した。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の土被りをそれぞれ、 $D=3.2, 9.2\text{m}$ に変化させたもの、Case7は、Case0の表層地盤厚を約1/2の $H=13\text{m}$ にしたものである。構造物中心深さを H_c とすれば、Case0,5,6,7の表層地盤厚に対する深度比は $H_c/H=0.18\sim 0.59$ までの範囲をとる。Case8,9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

表-1 解析ケース

Case	共同溝タイプ 幅×室	幅 b(m)	高さ h(m)	土被り D(m)	表層地盤厚 H(m) Vs=30, 100ms	形状比 b/h	深度比 Hc/H	重量比 Ws/Wg	構造物 モデル
0	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.30	0.73	非線形・等価線形
1	1×1	1.75	2.85	6.2	25.2	0.61	0.30	1.04	等価線形
2	1×3	7.95	2.85	6.2	25.2	2.79	0.30	0.60	等価線形
3	2×2	3.65	7.80	3.7	25.2	0.47	0.30	0.66	等価線形
4	2×1	1.75	7.80	3.7	25.2	0.22	0.30	0.84	等価線形
5	1×2	3.70	2.88	3.2	25.2	1.29	0.18	0.73	非線形
6	1×2	3.70	2.88	9.2	25.2	1.29	0.42	0.73	非線形
7	1×2	3.70	2.88	6.2	13.0	1.29	0.59	0.73	非線形
8	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.30	0.0	非線形
9	1×2	3.70	2.88	6.2	25.2	1.29	0.30	1.0	非線形



単位: mm

図-1 1層2室共同溝断面とはり要素モデル(Case0)

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⁸⁾によるプッシュオーバー解析とし、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。漸増荷重は、均質な表層地盤の1次モードに着目し⁹⁾、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。表層地盤の有限要素モデルの境界条件は、底面を固定、側方を水平ローラーとし、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初期値とし、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^{10), 11)}を有する非線形はりの骨組みとした。なお、コンクリートの応力度-ひずみ曲線は、帯鉄筋による横拘束効果を考慮せず、終局は、コンクリートのひずみが0.0035に達した時点とした¹²⁾。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

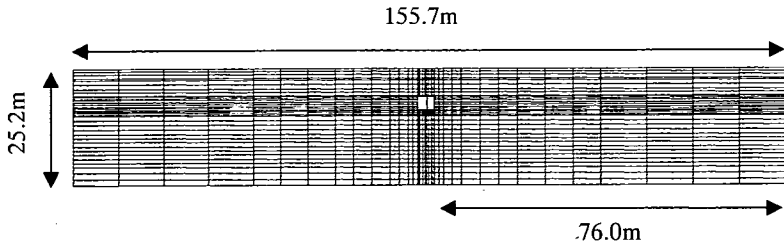
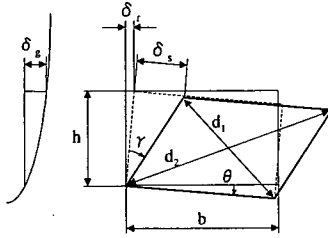
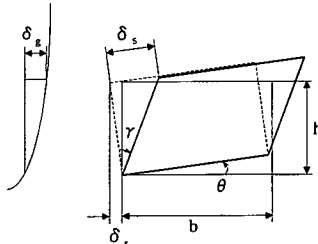


図-2 有限要素モデル(Case0)



(a) $G_s > G_g$ の場合



(b) $G_s < G_g$ 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

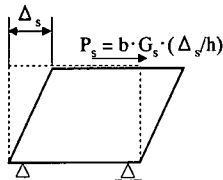


図-4 構造物全体の等価せん断剛性 G_s の算出

より隅角部または隔壁接合部側を剛域に設定した¹²⁾。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、単位体積重量24.5kN/m³、弾性係数 2.35×10^4 N/mm²、ポアソン比1/6とし、鉄筋の降伏強度は、295N/mm²とした。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/m³、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、 $V_s=50,100$ 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頂・底版間の層間変形量は、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式(1)により算出した。

$$\delta_s = (d_2^2 - d_1^2) / (4b) \quad (1)$$

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。なお、 d_1, d_2, b は、構造物4頂点の変形後の座標から算出している。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)に示す底版回転角が時計回りの場合 ($G_s > G_g$) 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。

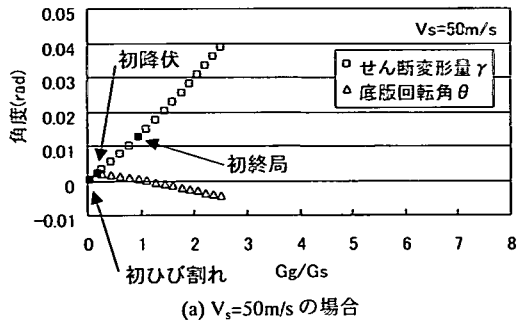
δ_s が生じたときの G_s は、図-4に示すように単純支持した骨組みモデルの頂版に δ_s と等しい大きさの水平変位 Δ_s を載荷し、 Δ_s が生じたときに対応する水平荷重 P_s をもとに、式(2)により算出した。

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

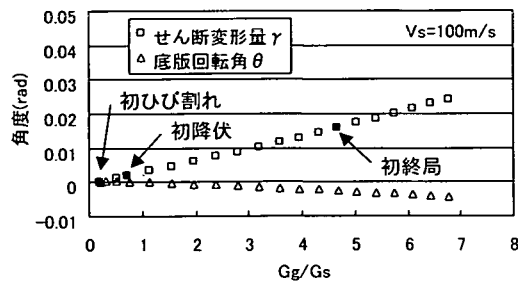
ここに、 Δ_s ：頂版に与える水平変位、 P_s ： Δ_s に対応する水平荷重、 b ：構造物の幅、 h ：構造物の高さである。単純支持の骨組みモデルでは頂版における水平変位量はせん断変形による変位量と一致する。

(2) せん断変形量と底版回転角

Case0について $V_s=50,100$ m/s の場合の地盤と構造物のせん断剛性比 G_g/G_s と構造物のせん断変形量 γ 、底版回転角 θ (図-3参照) の関係をそれぞれ、図-5に示す。 γ, θ は、それぞれ、 δ_s, δ_r を構造物高さ h で除して求めており、時計まわりの回転を正符号で表示している。地盤と構造物に作用させる慣性力は、1000ステップとして漸増させており、50ステップ毎の値をプロットしている。いずれのケースでも、 γ は G_g/G_s が大きくなるにしたがって単調に増加して



(a) $V_s=50\text{m/s}$ の場合



(b) $V_s=100\text{m/s}$ の場合

図-5 せん断変形量 γ と底板回転角 θ (Case0)

表-2 構造物の損傷状況, 発生箇所, せん断変形量

	損傷状況	発生箇所	せん断変形量 γ (rad)
$V_s=50\text{m/s}$	初ひび割れ	左側壁下端	1.15×10^{-4}
	初鉄筋降伏	頂版右端	2.11×10^{-3}
	初終局	左側壁下端	1.27×10^{-2}
$V_s=100\text{m/s}$	初ひび割れ	左側壁下端	1.18×10^{-4}
	初鉄筋降伏	頂版右端	2.13×10^{-3}
	初終局	中壁下端	1.59×10^{-2}

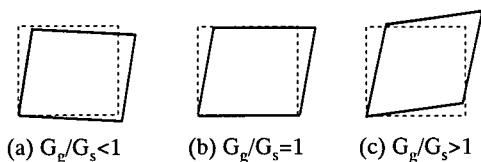


図-6 構造物のせん断変形, 回転変位と地盤と構造物のせん断剛性比 G_g/G_s の関係

いる。最終ステップの γ は, $V_s=50\text{m/s}$ の方が $V_s=100\text{m/s}$ よりも大きい。これは, 地盤の軟らかい $V_s=50\text{m/s}$ の方が地盤変位が生じやすいために, 構造物のせん断変形が大きく生じるためと考えられる。表-2に $V_s=50, 100\text{m/s}$ の場合の構造物における最初のひび割れ, 鉄筋降伏, 終局に達する箇所と γ を示す。 V_s の違いにより最初の部材がひび割れ, 鉄筋降伏,

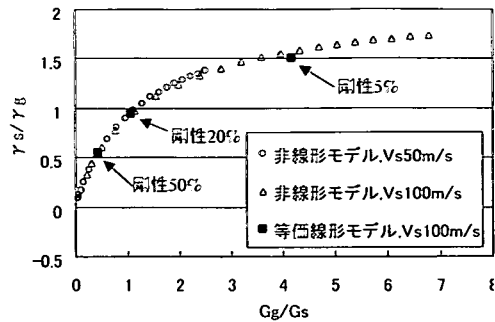


図-7 非線形モデルと等価線形モデルの比較(Case0)

終局に至る γ の値に大きな違いは見られないが, 損傷の発生箇所は同一とはならない。また, θ は, $G_g/G_s < 1$ では時計回りに, $G_g/G_s > 1$ で反時計回りとなっている。これは, 図-6に示すように, $G_g/G_s < 1$ では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おり, $G_g/G_s = 1$ では θ はほぼ0で自然地盤とほぼ同じようにせん断変形し, $G_g/G_s > 1$ となると自然地盤よりも構造物のせん断変形が大きくなり, θ が反時計回りの回転変位が生じるためである。

(3) 構造物の等価線形モデルと非線形モデルの比較

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, 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。構造物深度の自然地盤のせん断ひずみ γ_g と構造物全体のせん断変形量(せん断ひずみ) γ_s 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-7に示す。 γ_g は, γ_s と同様に, 図-3に示す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, 図-5に示す $\gamma \sim G_g/G_s$ 関係は V_s の違いにより異なるが, γ_s/γ_g は V_s の違いにより異なる傾向は見られない。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。

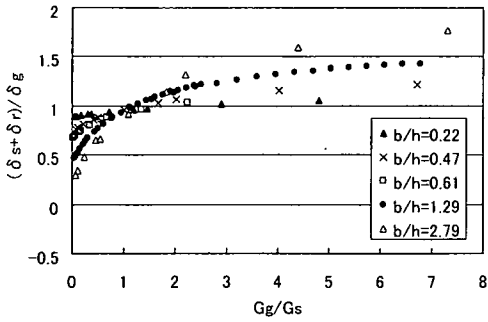


図-8 $(\delta_s + \delta_r) / \delta_g$ と G_g / G_s の関係(Case0~4)

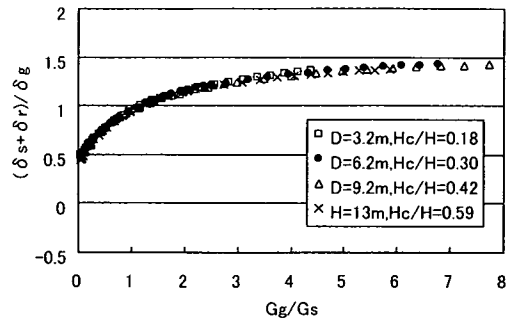


図-11 $(\delta_s + \delta_r) / \delta_g$ と G_g / G_s の関係(Case0,5~7)

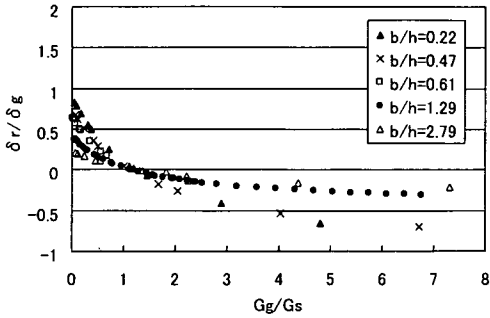


図-9 δ_r / δ_g と G_g / G_s の関係(Case0~4)

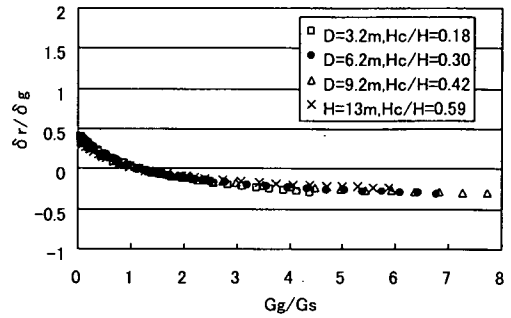


図-12 δ_r / δ_g と G_g / G_s の関係(Case0,5~7)

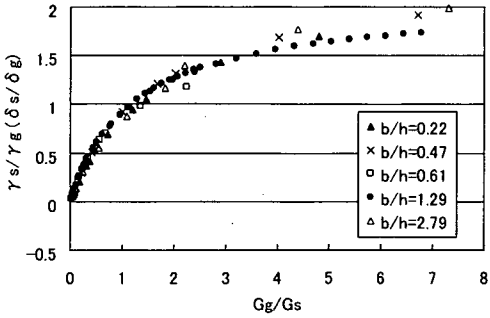


図-10 $\gamma_s / \gamma_g (\delta_s / \delta_g)$ と G_g / G_s の関係(Case0~4)

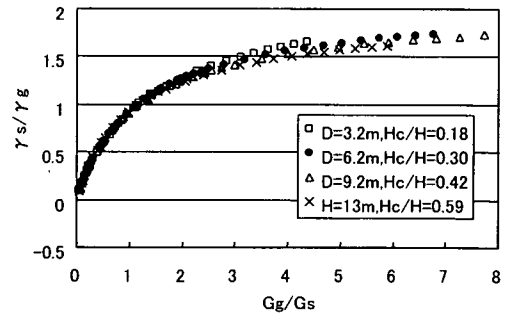


図-13 γ_s / γ_g と G_g / G_s の関係(Case0,5~7)

(4) 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。 $(\delta_s + \delta_r) / \delta_g$ と G_g / G_s の関係を図-8に示す。 $G_g / G_s < 1$ 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。 δ_r / δ_g と G_g / G_s の関係を図-9に示す。 $G_g / G_s < 1$ では $\delta_r / \delta_g > 0$ で、 $G_g / G_s > 1$ では $\delta_r / \delta_g < 0$ となり、図-6に示した構造物の回転変位の傾向が現れる。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。 δ_r / δ_g と G_g / G_s の関係を図-10に示す。 δ_r / δ_g は、構造物高さ h で分子、分母を除すと、 γ_s / γ_g に一致する。 γ_s / γ_g は、 b/h に依らず

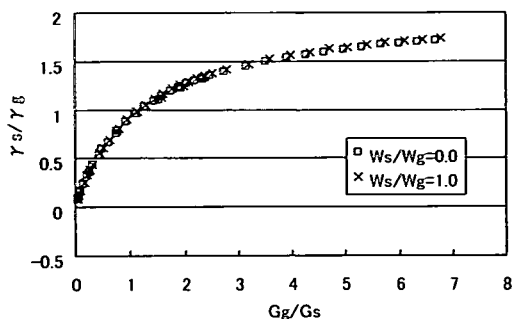


図-14 γ_s/γ_g と G_g/G_s の関係(Case8,9)

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。これは、表層地盤中の構造物が周辺地盤のせん断変形により1つのひずみ要素としてせん断変形する挙動に近く、構造物の変形をせん断ひずみとして評価すると、せん断ひずみの伝達率は矩形断面の形状比にほとんど影響を受けないためと考えられる。

(5) 土被りおよび表層地盤厚の影響

土被りをパラメータとすることにより構造物の形状が同一でも、壁厚、鉄筋比などの断面構成は変化する。しかし、(3)の結果から構造物の応答変形量は、つりあい時の構造物剛性で決まるため構造物の常時断面力や応力経路にほとんど依存しない。ここでは、解析を簡便にするため、Case5,6の構造物モデルは、Case0と同一の非線形モデルを用いた。また、土被りが同じで、表層地盤厚を約1/2にしたCase7についても、Case0と同じ非線形モデルを用いている。Case0,5,6,7の $(\delta_s + \delta_r)/\delta_g$, δ_r/δ_g , γ_s/γ_g と G_g/G_s の関係をそれぞれ、図-11, 12, 13に示す。深度比 $H_r/H=0.18\sim 0.59$ の範囲の解析では土被り、表層地盤厚の違いが δ_r/δ_g や γ_s/γ_g に及ぼす影響が小さいことがわかる。ただし、図-13では G_g/G_s が1を超える範囲で H_r/H が小さいほど、 γ_s/γ_g が若干大きくなる傾向がみられる。これは、構造物の構築位置が浅いほど、構造物のせん断変形と反時計回りの底版の回転により地盤の変形が解放されている地表面で隆起が生じやすく、構造物のせん断変形も生じやすくなるためと考えられる。

(6) 構造物に作用する慣性力の影響

構造物に作用する慣性力の影響を調べるために、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 の比が $W_s/W_g=0.0, 1.0$ (Case8,9) の場合についてひずみ伝達率を解析した。なお、 W_s は、単位奥行き当たりの構造物重量を横断面全体の面積で除す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、 $W_s/W_g=1.0$ では構造物全体で周辺地盤と同等の慣性力が作用する。Case8,9の鉄筋コンクリートの単位体積重量をそれぞれ、0、

34kN/m³とすることにより $W_s/W_g=0.0, 1.0$ としている。Case8,9の他の条件は、Case0と一致させている。Case8,9の γ_s/γ_g を図-14に示す。構造物に作用する慣性力のために $W_s/W_g=1.0$ の場合の γ_s/γ_g が $W_s/W_g=0.0$ の場合に比べてわずかに大きくなる傾向があるが、その差は微小であり、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

(1) 応答変位法の基本式の適用

ひずみ伝達率に対する構造物の形状比、土被り、表層地盤厚、および構造物に作用する慣性力の影響が小さいことからこれらのパラメータによらず、地盤と構造物のせん断剛性比の関数としてひずみ伝達率を定式化することができると考えられる。

立石¹³⁾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。

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sr} \\ K_{rs} & K_{rr} + K_{r0}^G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} r_s \\ r_r \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 \\ 0 & M_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_s \\ \ddot{r}_r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ K_{r0}^G \cdot r_r^F \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ q_r^f \end{Bmatrix} \quad (3)$$

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 R ：地盤と接する構造物節点表示、 \cdot ：時間微分表示、 K_{r0}^G ：地盤のインピーダンスマトリックス、 r_r^F ：自然地盤の変位ベクトル、 q_r^f ：接触面に作用させる切り欠き力である。

地盤と構造物の接触面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。

$$K_{rs} \cdot r_s + K_{rr} \cdot r_r = -M_{rr} \cdot \ddot{r}_r + K_{r0}^G \cdot (r_r^F - r_r) + q_r^f \quad (4)$$

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変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囲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つりあいをせん断応力の形で式(4)に対して適用する。

構造物全体のせん断変形量 γ_s が生じるときのせん断応力 τ_s は、式(5)で表すことができる。

$$\tau_s = G_s \cdot \gamma_s \quad (5)$$

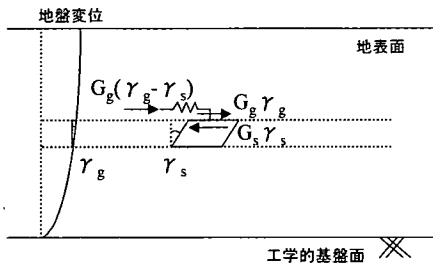


図-15 せん断応力のつりあい

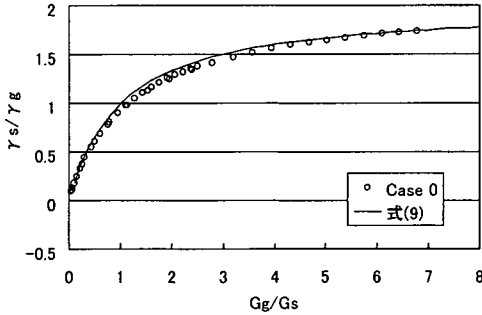


図-16 式(9)とCase0の γ_s/γ_g の比較

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変形量(せん断ひずみ)である。
 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 τ_{g1} は、式(6)で表すことができる。

$$\tau_{g1} = G_g \cdot (\gamma_g - \gamma_s) \quad (6)$$

ここに、 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。
 また、構造物深度の平均的な自然地盤のせん断応力 τ_{g2} は、式(7)で表される。

$$\tau_{g2} = G_g \cdot \gamma_g \quad (7)$$

ただし、式(5)~(7)のせん断応力は、構造物外周4辺に作用する接線方向の応力ではなく、 τ_{g1} 、 τ_{g2} における G_g は、構造物外周4辺のせん断方向の地盤ばねを表すものではない。

式(4)の変位ベクトルをせん断ひずみ、構造物剛性マトリックスを G_s 、地盤のインピーダンスマトリックスを G_g と見なし、 τ_s 、 τ_{g1} 、 τ_{g2} がそれぞれ、式(4)の左辺、右辺第2項、第3項に相当するとして図-15に示すような1次元的なせん断応力のつりあいを考えると式(8)が導ける。なお、図-14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。

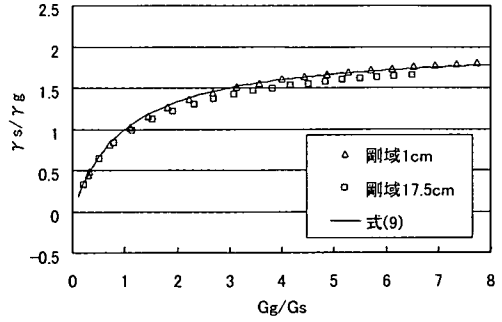


図-17 剛域の大きさの影響(地表面鉛直変形拘束)

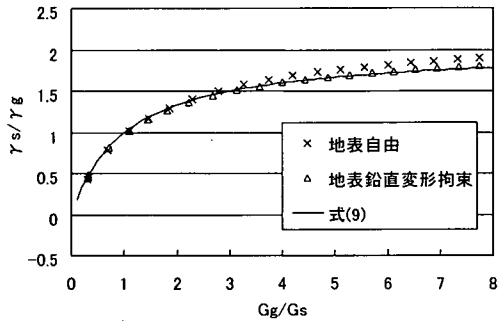


図-18 地表面境界条件の影響(剛域1cm)

$$G_s \cdot \gamma_s = G_g (\gamma_g - \gamma_s) + G_g \cdot \gamma_g \quad (8)$$

式(8)を整理すると γ_s/γ_g は式(9)の双曲線となる。

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_g/G_s)}{(G_g/G_s) + 1} \quad (9)$$

式(9)とCase0の γ_s/γ_g の比較を図-16に示す。式(9)は、 G_g/G_s がおおよそ1~5の範囲でCase0の γ_s/γ_g よりわずかに大きくなるが、ほぼ同じ傾向となることがわかる。

(2) 骨組みモデルの剛域と地表面境界条件の影響

構造物の骨組みモデルの剛域と地表面境界条件がひずみ伝達率に与える影響について考察する。構造物をはり要素の骨組みにモデル化する場合に、非線形および等価線形モデルとも隅角部に剛域を設けている。構造物全体にせん断変形が生じるとき剛域以外のはり要素で変形が生じ、剛域部にはほとんど変形が生じない。Case0に対して非線形骨組みモデルの隅角部の剛域を小さく(1cm)設定した場合と17.5cm(一部20cm、Case0の設定)の場合の γ_s/γ_g の比較を図-17に示す。なお、地表面の境界条件の影響を小さくして比較するため地表面の境界条件を水平

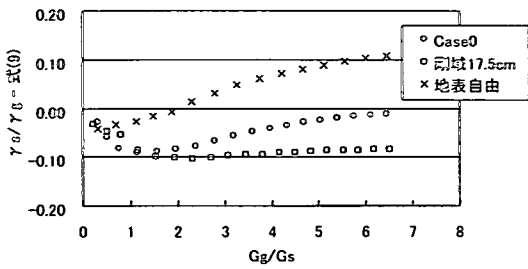


図-19 γ_s/γ_g と式(9)の差

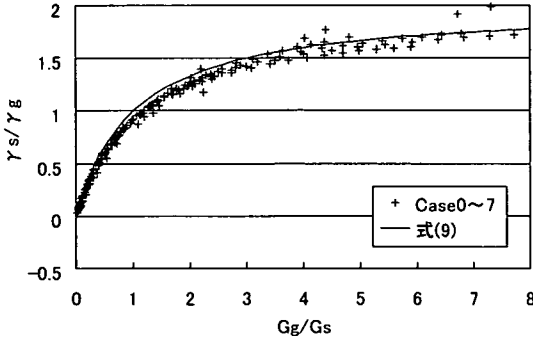


図-20 Case0~7の γ_s/γ_g と式(9)の比較

ローラーとして地表面の鉛直方向の変形を拘束している。理想的に境界条件の影響を除くには地表面よりも上にも地盤と同じ剛性の十分大きな弾性体を設定すればよいが、ここでは、簡易的に地表面の鉛直変形を拘束した。剛域1cmの γ_s/γ_g は、剛域17.5cmに比べて式(9)に接近し、構造物が矩形全体として変形する状態に近い場合、ひずみ伝達率は式(9)で近似できることがわかる。剛域17.5cmの γ_s/γ_g が式(9)よりも小さくなるのは、骨組みモデルの剛域部分が変形しない分、構造物の4頂点から算定している γ_s が小さくなるためと考えられる。

次に、地表面の境界条件を自由、鉛直変形拘束とした場合の γ_s/γ_g の比較を図-18に示す。なお、剛域の影響を小さくして比較するために剛域を1cmとしている。地表自由の場合は、 G_g/G_s が1より大きくなるにしたがって γ_s/γ_g が式(9)より大きくなることわかる。これは、2章(5)で記述したように地表面境界で地盤の変形が解放されており、 $G_g/G_s > 1$ で構造物のせん断変形と反時計回りの底板回転により地表面が隆起し、 γ_s が生じやすくなるためと考えられる。

Case0における構造物を取り去った空洞を有する地盤に対するひずみ伝達率の解析では、空洞全体のせん断変形量を γ_v とすると、 $\gamma_v/\gamma_g = 2.24$ となる。 γ_s/γ_g は、 G_g が非常に小さい場合の γ_s/γ_g にほぼ等しくなると考えられる。 G_g/G_s が大きくなると式(9)は2に漸近するので、 G_g が極端に低下した場合を想

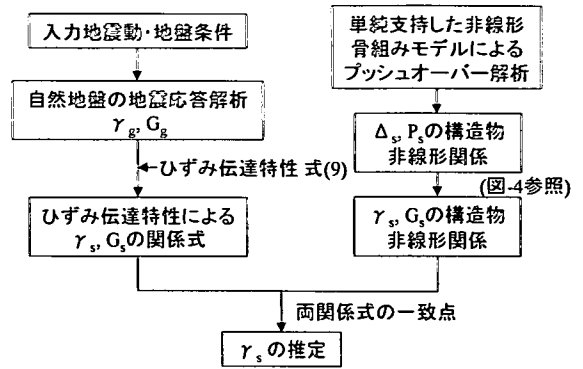


図-21 ひずみ伝達特性を用いたせん断変形量 γ_s の推定の流れ

定すると、地表面境界条件の影響でCase0の γ_s/γ_g は、式(9)より12%程度大きくなる。また、図-13からこの地表面境界条件の影響は、構造物の構築位置が表層地盤に対して浅くなるほど大きくなると推測できる。

Case0、図-17の剛域17.5cm(□印)、および図-18の地表自由(×印)について γ_s/γ_g と式(9)の差を図-19に示す。剛域17.5cmは式(9)より小さく、地表自由は G_g/G_s が大きくなるにしたがって式(9)より大きくなる。Case0の γ_s/γ_g は、この2つの影響が重なった傾向を示すことがわかる。

一般的な共同溝の矩形断面、構築位置を対象に設定したCase0~7の γ_s/γ_g と式(9)の比較を図-20に示す。式(9)がCase0~7の γ_s/γ_g を概ね近似できているのがわかる。ただし、図-20は、 G_g/G_s が8程度までの γ_s/γ_g の解析結果と式(9)を比較し、その近似度を示したものである。 $G_g/G_s > 8$ の範囲で地表面の境界条件の影響が大きくなる場合や、土被りが浅く、大断面を有する地下駐車場や道路トンネルなど、土被り、表層地盤厚、地中構造物の幅、高さによって $G_g/G_s < 8$ の範囲でも地表面境界条件の影響が顕著になり、 γ_s/γ_g が式(9)を大きく超過する場合があることに留意する必要がある。

本文のひずみ伝達率の特性は、共同溝を対象とした解析結果に基づくものであるが、式(9)を導いた過程から地表面、基盤面などの境界条件の影響が小さく、地震時に地中構造物が表層地盤に比べて十分小さなひずみ要素としてせん断変形する条件では、地中構造物の種類や形状に依存しないと考えられる。

4. ひずみ伝達率によるせん断変形量の推定

(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、自然地震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、ひずみ伝達特性を表す式(9)においては、 γ_s と G_s が未知数となる。

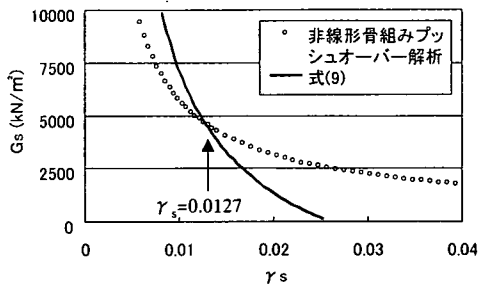


図-22 せん断変形量 γ_s の推定(Case0)

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(Δ_s-P_s)関係から γ_s と G_s の構造物非線形関係が得られる。地震時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等価せん断剛性は、両関係式の一致点で定められる。ひずみ伝達特性を用いた地中構造物のせん断変形量推定の流れを図-21に示す。

Case0におけるせん断変形量の推定例として、ある想定した地震動と地盤条件のもとで地震応答解析などにより $V_s=50\text{m/s}$ 、 $\gamma_g=0.0130$ が得られたとすると、図-22に示すようにひずみ伝達特性と構造物非線形骨組みモデルのプッシュオーバー解析から得られる $\gamma_s \sim G_s$ 関係の交点から $\gamma_s=0.0127$ ($\delta_s=3.7\text{cm}$)が得られる。 $V_s=50\text{m/s}$ 、 $\gamma_g=0.0130$ のときの応答震度法による γ_s は0.0107であり、本推定法による γ_s が少し大きくなるが、これはこの例における地震時外力と構造物反力がつりあう $G_g/G_s=1$ 付近で、図-16に示したように式(9)がCase0の γ_r/γ_g より少し大きくなっているためである。 $\gamma_s=0.0127$ は、表-2に示したように最初の部材(左側壁下端)が終局に達したときの γ_s に相当する。

(2) 異なる荷重状態における曲げモーメント、せん断力の比較

地震時に周辺地盤から地中構造物に作用する荷重状態は、図-4に示すような底版を単純支持した骨組みモデルの頂版に集中荷重を載荷した荷重状態とは異なる。2つの荷重状態において構造全体のせん断変形量を同一としても、構造部材の局所的な変形性状までは等しくならない。2つの荷重状態において同一のせん断変形量が生じている構造物の曲げモーメント、せん断力の比較を行う。地盤・構造物を一体としてモデル化した応答震度法による解析と単純支持骨組みモデルの静的非線形解析において、 $\delta_s=\Delta_s=3.7\text{cm}$ のときの曲げモーメント、せん断力をそれぞれ、図-23、24に示す。図中の数値は、部材端部の断面力を示している。常時荷重を載荷した状態から右方向へせん断変形しているため、左下と右上の隅角部で大きな曲げモーメント、せん断力が発生している。応答震度法の解析結果に対して部材端部の曲げモーメントで最大7%程度、せん断力で最大17%

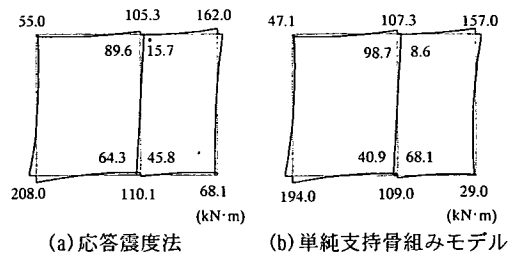


図-23 曲げモーメントの比較(Case0)

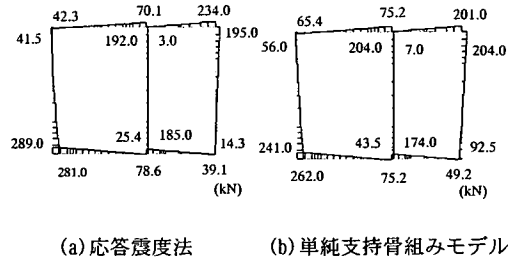


図-24 せん断力の比較(Case0)

程度の差が生じているが、曲げモーメント、せん断力の傾向は概ね等しい。Case0における最初の部材が終局に達したときの例であるが、2つの異なる荷重状態でもせん断変形量を同一とすれば、曲げモーメント、せん断力に大きな差がないことがわかる。

地中構造物の地震時挙動は、周辺地盤の動きに支配されるため耐震性能を耐力でなく変形性能で評価する耐震設計法が合理的である。地盤・構造物間のひずみ伝達特性を用いることにより応答変位法で用いる地盤ばねや周面せん断力を算定せずに簡易的に構造物のせん断変形量を推定することができる。地中構造物のせん断変形量を評価指標として本推定法により得られた応答変形量と変形性能の比較により耐震性能の照査を行うことが可能となる。

5. まとめ

一般的な矩形断面、構築位置の共同溝を対象として、地盤・地中構造物間のせん断ひずみの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に関するせん断応力のつりあいからひずみ伝達率の近似式を導いた。また、構造物骨組みモデルの隅角部に設定した剛域と地表面境界条件がひずみ伝達率に及ぼす影響を示した。最後に、ひずみ伝達特性を用いた簡易的な地中構造物のせん断変形量の推定法を提案した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

1) 応答変位法のような静的解析では構造物の常時断面力や応力経路に関係なく、つりあい時の構造物剛性で応答変形量が決まるため、ひずみ伝達率の算出

に関して構造物の非線形モデルと等価線形モデルの差は小さい。

- 2) 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。
- 3) 構造物の回転変位を除いたせん断変形により算出するひずみ伝達率に対して構造物の形状比の影響は小さい。
- 4) 表層地盤厚に対する構造物中心位置の深度比が0.18~0.59の範囲の解析結果では、ひずみ伝達率に対して土被り、表層地盤厚の影響は小さい。
- 5) ひずみ伝達率に対して構造物に作用する慣性力の影響は小さく、構造物全体の平均単位体積重量が0の場合と周辺地盤と同等である場合を比較してもほとんど差がない。
- 6) 地盤と地中構造物のせん断剛性比の関数となるひずみ伝達率の近似式を導いた。近似式は双曲線で表され、一般的な共同溝の矩形断面、構築位置を対象としたCase0~7のひずみ伝達率の解析結果をほぼ近似できる。
- 7) ひずみ伝達率は、骨組みモデルの隅角部に設定した剛域が変形しない影響で近似式より小さくなる傾向があり、逆に、地表面境界条件の影響で地盤と構造物のせん断剛性比が大きくなるにしたがって近似式より大きくなる傾向がある。解析により得られたひずみ伝達率は、この2つの影響が重なった傾向を示す。また、地表面境界条件の影響は、構造物の構築位置が浅くなるほど大きくなる。
- 8) 地盤・構造物間のひずみ伝達特性と底版を単純支持した非線形骨組みモデルのプッシュオーバー解析をもとに得られる構造物のせん断変形量と等価せん断剛性の2つの関係式の一致点からせん断変形量を簡易的に推定することができる。
- 9) Case0の最初の部材が終局モーメントに達したときの例では、せん断変形量が同一の場合、応答震度法と頂版に集中荷重を載荷した単純支持骨組みモデルの曲げモーメント、せん断力分布の傾向に大きな差はない。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針同解説、1992.11
- 2) (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
- 3) (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
- 4) 中村晋：層間変形に基づく地中構造物の横断方向の耐震設計法に関する提案、土木学会論文集、No.605/I-45、pp.217-230、1998.10
- 5) Wang, J. N. : *Seismic Design of Tunnels, A State-of-the-Art Approach, Monograph 7*, Parsons Brickerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, 1993
- 6) 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
- 7) 村井和彦, 大塚久哲, 矢葺亘：地震時における地下構造物横断方向の変形と外力に関する基礎的考察、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1715-1726、2000.3
- 8) 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
- 9) 大塚久哲, 星隈順一, 村井和彦, 田中努, 橘義規：地盤慣性力に基づく応答変位法を用いた地下構造物横断方向の耐震設計法、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、I-B454、pp.906-907、1997.9
- 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
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅴ耐震設計編、1996.12
- 12) (社)土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、1996.3
- 13) 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

(2001.9.20 受付)

ESTIMATION OF THE SEISMIC SHEAR DEFORMATION OF THE UNDERGROUND STRUCTURE BASED ON THE SHEAR STRAIN TRANSMITTING CHARACTERISTICS BETWEEN GROUND AND STRUCTURE

Tsutomu NISHIOKA and Shigeki UNJOH

This paper presents the shear strain transmitting characteristics from the surrounding ground to the underground structure with rectangular cross section. In the current seismic design methods proposed for the underground structure, only the horizontal deformation is considered to evaluate the seismic shear deformation. This paper shows that considering the horizontal and vertical deformation and the rotation of the structure in the ground, the shear strain ratio depends only on the shear stiffness ratio between the ground and the structure, not on the other parameters including the cross section and the location in the ground. Finally, a simplified analytical method of the seismic deformation of the underground structure is proposed based on the shear strain transmitting characteristics.