

近接する地下構造物のせん断変形における地震時相互作用

Interaction of shear deformation between two underground structures during earthquake

小野祐輔*・清野純史**

Yusuke ONO and Junji KIYONO

*正会員 博(工) 京都大学大学院助手 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

**正会員 博(工) 京都大学大学院助教授 工学研究科 都市社会工学専攻 (〒 606-8501 京都市左京区吉田本町)

In this paper, interaction of shear deformation between two underground structure under a seismic load is discussed. The effect of a new underground structure upon an existing one is investigated and it is cleared that the shear deformation of the existing structure increases due to the new structure when the shear stiffness of the new one is smaller than that of the surrounding ground. The shear deformation of the existing structure decreases if the new structure has the shear stiffness greater than the surrounding ground. The equation to predict the shear deformation of the existing structure taking into account the new another underground structure is proposed.

Key Words : under ground structure, earthquake, interaction, shear deformation

キーワード：地下構造物，地震，相互作用，せん断変形

1. はじめに

都市の地下空間の利用が進むにしたがって既存の地下構造物の近傍に新たに地下構造物を建設する事例が増加している。新規に建設された地下構造物によって既存の地下構造物が受ける影響には様々なものが想定できるが、耐震性能の変化は特に注目すべきものであると考えられる。

1995年兵庫県南部地震以前は、地下構造物は地上構造物に比較して耐震上有利な条件にあり、大きな被害は発生しにくいと考えられていた。しかしながら、実際にはこの地震によって開削トンネルを中心として地下構造物にも甚大な被害が生じた。地震後に行われた被害事例の分析から、地下構造物の被災には上床版と下床版の間の相対変位、すなわちせん断変形が大きな被害を生んだことが明らかにされている¹⁾²⁾³⁾。

そこで、本論文では、既存地下構造物の近傍に新規に建設された地下構造物によって、既存構造物に生じる地震時せん断変形の変化について検討する。

地下構造物の耐震性能評価を行う際、数値解析法として応答変位法、有限要素法による静的あるいは動的解析が用いられている。

応答変位法は地盤ばねに支持された構造物の骨組みモデルに対して地震荷重を作用させる解析法である。モデル化が容易なことから設計実務において最も一般的に用いられているが、地盤ばねの設定法には未だ多くの問題が残されている。

一方、有限要素法による解析では地下構造物と周辺地盤との相互作用を連続体力学に基づいて合理的に取り扱うことができるために解析精度が高いと考えられ

ている。有限要素法による解析は、地震外力を静的に作用させる静的解析と、地震動の時刻歴を直接的に与え時々刻々の応答を求める動的解析に分類できる。

静的有限要素法解析においては、地震外力の与え方が結果の精度に大きな影響を与えるため、種々の方法が提案されているが、自然地盤の1次元動的地震応答解析の結果に基づくものが主流である。

動的有限要素法解析は、解析条件の設定の自由度が高く実現象に最も沿ったモデルの設定が可能である。しかしながら、解析の自由度の高さゆえに応答変位法や静的有限要素法解析に比べて必要なパラメータの数が多いため、解析者の負担が大きい。さらに個々のパラメータが十分な精度を有していなければ、解析精度が必ずしも高いとは言えない。また、非線形解析を行う場合には膨大な解析時間を有するといった欠点も有している。

本論文では、多数のケーススタディを行うこと、また地下構造物の地震時挙動においては慣性力の相互作用よりもキネマティックな相互作用が卓越し、静的有限要素法でも高い精度が得られることが知られているので⁴⁾、静的有限要素法による解析を用いる。また、本論文では特定の構造物を対象とするものでなく、一般的な基本特性を明らかにしようとするものであることから、地盤、構造体ともに非弾性挙動は考慮しない。

2. 解析手法

2.1 地下構造物のせん断ひずみの評価

西岡ら⁵⁾⁶⁾は、構造物の存在しない自然地盤における構造物深さでのせん断ひずみ γ_g に対する構造物に発生

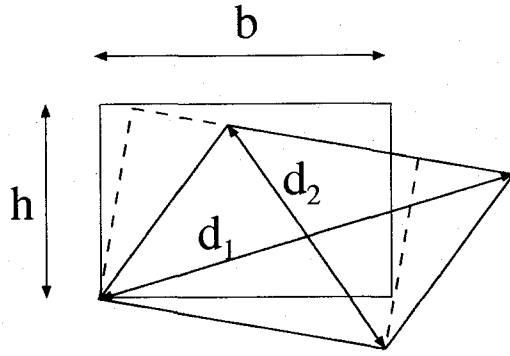


図-1 地下構造物の変形モデル

するせん断ひずみ γ_s の比をせん断ひずみ伝達率と呼び、次式によって近似的に得られることを示した。

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

ここで G_g は地盤のせん断剛性、 G_s は地下構造物の見かけのせん断剛性である。

構造物のせん断ひずみ γ_s は、図-1 に示した変形前の幅 b 、高さ h 、変形後の二つの対角線の長さ d_1, d_2 ($d_1 > d_2$) を用いて次式によって求める。

$$\gamma_s = \frac{d_2 - d_1}{4bh} \quad (2)$$

(2) 式によって求めたせん断ひずみ γ_s は、構造物の回転変形の影響を取り除いた値となっている。

地下構造物の見かけのせん断剛性 G_s は、図-2 に示すように構造物だけを取り出したプッシュオーバー解析の結果を用いて次式によって算定する⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

$$G_s = \frac{P_s h}{\delta_s b} \quad (3)$$

ここで、 P_s はプッシュオーバー解析で作用させる水平荷重、 δ_s は作用荷重 P_s によって生じる下床版に対する上床版の相対変位である。地盤のせん断ひずみ γ_g とせん断剛性 G_g は、

$$\gamma_g = \frac{\delta_g}{h} \quad (4)$$

$$G_g = \rho_g \beta_g^2 \quad (5)$$

ここで、 δ_g は構造物深度の自然地盤の相対変位、 h は地下構造物の高さ、 ρ_g は地盤の密度、 β_g は地盤のせん断波速度である。

ひずみ伝達率 γ_s/γ_g は、式 (1) から明らかなように、地下構造物に発生するせん断ひずみと構造物の存在しない自然地盤において生じるせん断ひずみの比を表すものである。

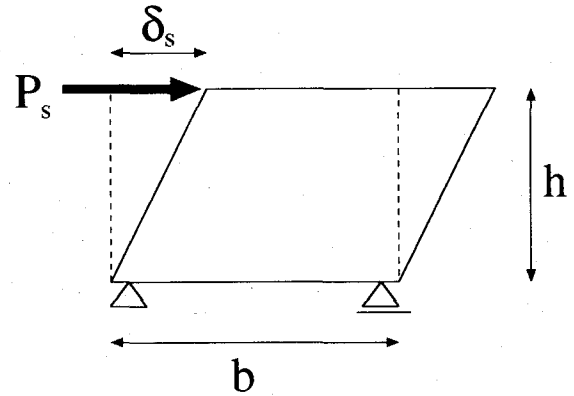


図-2 構造物の見かけのせん断剛性 G_s の算定

2.2 地震力の作用法

片山ら⁸⁾は自然地盤の1次元地震応答解析から得られる加速度分布を有限要素法によってモデル化した地盤・構造物系に静的に作用させる応答震度法を提案した。作用させる加速度分布は、地中構造物の高さで自然地盤の最大相対変位が生じる時刻の分布である。有限要素モデルの境界条件は、側方を水平ローラー支持、底面を固定とするのが一般的である⁴⁾。

本論文における有限要素法による解析では、地震力は応答震度法にしたがい各節点に対してその深さに対応した加速度を与え、質量マトリクスを乗じて節点荷重に変換して静的に作用させる。まず、自然地盤における基盤に対する相対変位分布 $D(y)$ を均一な地盤で1次モードが卓越すると仮定し、4分の1波長則により次式で決定する。

$$D(y) = D_s \sin \frac{\pi}{2H} y \quad (6)$$

ここで、 y は解析領域底面を原点とし上向きを正とする鉛直方向の座標、 H は解析地盤高さ、 D_s は地表面での相対変位である。このように仮定して得られる相対変位分布に相当する絶対加速度を各節点に作用させる。

2.3 等価構造物モデル

本論文では、解析モデルの作成を簡易化するために、地下構造物の地震時挙動は、せん断剛性が式 (3) で定義される構造物の見かけのせん断剛性と等しく、同じ形状を持つ平面ひずみ要素を用いて表現できるものと仮定し、この要素を等価構造物モデルと呼ぶことにする。

以下の検討では、地下構造物の見かけのせん断剛性 G_s と周辺地盤のせん断剛性 G_g の比が主要なパラメータであるが、実際には直接等価構造物要素のせん断剛性を変化させるので、先に述べた地下構造物のみに対するプッシュオーバー解析は行わない。ヤング率、ポアソン比については全解析を通じて一定の値とする。

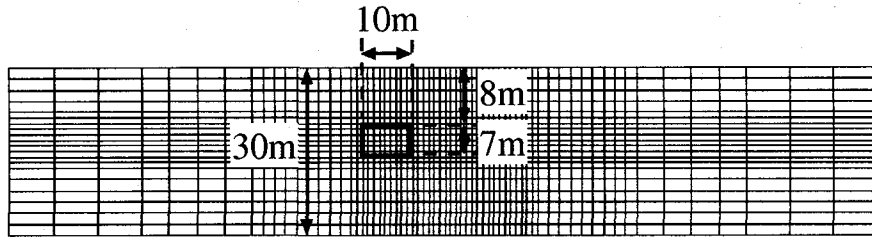


図-3 解析に用いる有限要素モデル

表-1 解析ケース一覧 (1)

解析ケース	地盤のせん断波速度 β_g (m/s)	構造物のせん断波速度 β_s (m/s)	せん断剛性比 G_g/G_s
A01	180	—	—
A02	180	80	5.06
A03	180	120	2.25
A04	180	160	1.27
A05	180	200	0.81

2.4 等価構造物モデルの検証

ここでは、等価構造物モデルを用いて地下構造物の地震時ひずみを求めることの妥当性を検証する。地下構造物の地震時挙動は、地下構造物の見かけのせん断剛性と周辺地盤のせん断剛性との比が支配的なパラメータであることが知られている。そこで、せん断ひずみ伝達率 γ_s/γ_g について、先に述べた西岡による理論式⁵⁾⁶⁾と等価構造物モデルを用いた有限要素法による解析から得られた値との比較を行う。

解析に用いた有限要素モデルを図-3に示す。対象とする地下構造物解析は幅10m、高さ7mの矩形断面で土被り厚8mとする。周辺地盤は工学的基盤面までの厚さが30mの一樣地盤を仮定する。構造物近くの解析精度を高めるために、構造物周辺で細かなメッシュとなるようにモデルを作成している。構造物がメッシュの細かい領域の中央部からずれた位置に置かれているのは、後に示す右側にもう一つの構造物を置いたケースの解析とメッシュを共通化することで、モデル作成の手間を省くためである。

解析を行ったケースの一覧を表-1に示す。解析ケースA01は、せん断ひずみ伝達率 γ_s/γ_g を求める際に必要となる自然地盤の構造物位置におけるせん断ひずみ γ_g を算定するための地盤のみの解析ケースである。

地震力は式(6)で $A_s = 2.0$ として与えた加速度分布を応答震度法によって作用させる。各節点に与える地震力を算定する際には密度が必要となるが、地下構造物の地震時挙動においては密度の影響は無視し得るこ

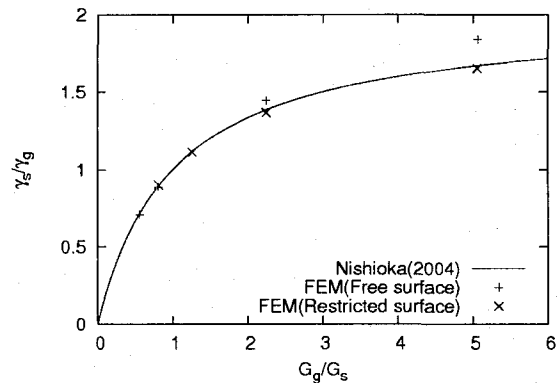


図-4 等価構造物モデルを用いて求めたひずみ伝達率と理論式の比較

とが確認されている⁴⁾ため、

$$\frac{\rho_s}{\rho_g} = 1 \quad (7)$$

とし、それぞれのせん断波速度を変えることで各解析ケースのせん断剛性を変化させる。ここで ρ_s は構造物の見かけの密度である。

構造物、地盤共に非線形化は考慮せず弾性解析とし、境界条件は側方は水平ローラー、下端は固定とする。また、西岡による理論式は構造物の大きさに対して土被りが十分に大きくない場合、地盤と構造物のせん断剛性比が1よりも大きくなるにしたがって精度が低下することが知られている。そこで土被りの不足によって発生する誤差を把握するために地表面の鉛直方向変位

表-2 解析ケース一覧 (2)

解析ケース	構造物間距離	地盤せん断波速度	既存構造物	新設構造物
	$L_g(\text{m})$	$\beta_g(\text{m/s})$	せん断波速度 $\beta_s^o(\text{m/s})$	せん断波速度 $\beta_s^n(\text{m/s})$
B01	—	180.0	120.0	—
B02	2.0	180.0	120.0	80.0
B03	2.0	180.0	120.0	120.0
B04	2.0	180.0	120.0	160.0
B05	2.0	180.0	120.0	200.0
B06	5.0	180.0	120.0	80.0
B07	5.0	180.0	120.0	120.0
B08	5.0	180.0	120.0	160.0
B09	5.0	180.0	120.0	200.0
B10	10.0	180.0	120.0	80.0
B11	10.0	180.0	120.0	120.0
B12	10.0	180.0	120.0	160.0
B13	10.0	180.0	120.0	200.0
C01	—	180.0	240.0	—
C02	2.0	180.0	240.0	160.0
C03	2.0	180.0	240.0	200.0
C04	2.0	180.0	240.0	240.0
C05	2.0	180.0	240.0	260.0
C06	5.0	180.0	240.0	160.0
C07	5.0	180.0	240.0	200.0
C08	5.0	180.0	240.0	240.0
C09	5.0	180.0	240.0	260.0
C10	10.0	180.0	240.0	160.0
C11	10.0	180.0	240.0	200.0
C12	10.0	180.0	240.0	240.0
C13	10.0	180.0	240.0	260.0

を拘束する場合としない場合の解析を行った。

これらの条件の下で解析を行い、得られた各節点の変位から式(2)を用いて構造物のせん断ひずみ γ_s 、およびひずみ伝達率 γ_s/γ_g を算定した。これらの結果を地盤のせん断剛性と構造物の見かけのせん断剛性の比に対してプロットしたものが図-4である。この図には西岡によるせん断ひずみ伝達率 γ_s/γ_g の理論値も併せて示しているが、等価構造物モデルによる結果は良い一致を示している。また、地表面の変位を拘束することで理論式との対応も向上している。したがって、地震時に発生する地中構造物のせん断ひずみに着目した検討において、等価構造物モデルを用いた解析を行うことの妥当性が確認できる。

3. 近接する地下構造物の地震時相互作用

3.1 解析条件と解析ケース

図-3に示した地下構造物に対し、右側に新規で地下構造物を建設する事例を想定し、新規構造物によって既設構造物の地震時せん断変形がどのように変化するのかを検討する。新設地下構造物の形状は既設と同じく幅10m、高さ7mの矩形断面で土被り厚8mとする。また、周辺地盤は工学的基盤面までの厚さが30mの一樣地盤を仮定する。

検討対象とするパラメータは新設構造物の見かけのせん断剛性と構造物間距離である。以下、既設、新設構造物の見かけのせん断剛性をそれぞれ G_s^o 、 G_s^n 、構造物間距離を L_g と表す。構造物間距離は外面から外面までの距離とする。

地下構造物の地震時挙動においては、地下構造物の見かけの密度 ρ_s と地盤の密度 ρ_g の比の影響は無視し得ることが知られているため $\rho_s = \rho_g$ とし、新設構造物

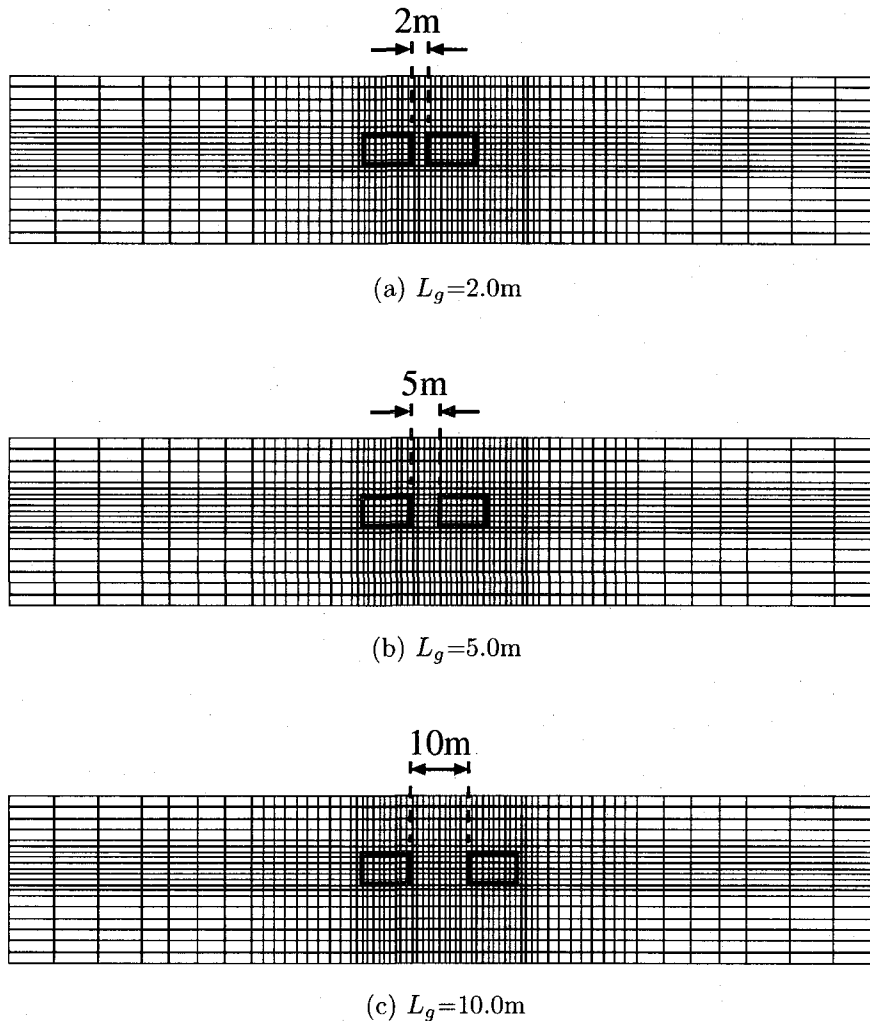


図-5 解析に用いる有限要素モデル

の見かけのせん断波速度を変えることでせん断剛性比を変化させる。既設構造物の見かけのせん断波速度を β_g^o 、既設構造物の見かけのせん断波速度を β_g^n と表す。

解析ケースの一覧と解析に用いる有限要素モデルを表-2 および図-5 に示す。解析ケース B01 および C01 は既設構造物のみが存在する場合である。地下構造物は前節で述べた等価構造物モデルを用いる。構造物間の距離 L_g は 2.0, 5.0 および 10.0m の場合について解析する。

解析ケース B01 から B13 は既設構造物の見かけのせん断剛性 G_g^o が地盤のせん断剛性 G_g よりも小さくなるように、解析ケース C01 から C13 は G_g^o が G_g よりも大きくなるように設定する。

新設構造物の見かけのせん断剛性 G_g^n は、解析ケース B02 から B13 では β_g よりも小さい場合、 β_g よりも大きく β_g^o よりも小さい場合、 β_g^o に等しい場合、 β_g^o よりも大きい場合が含まれるように与える。解析ケース C02 から C13 については、 β_g^n が β_g よりも小さい場合、 β_g よりも大きく β_g^o よりも小さい場合、 β_g^o に等しい場

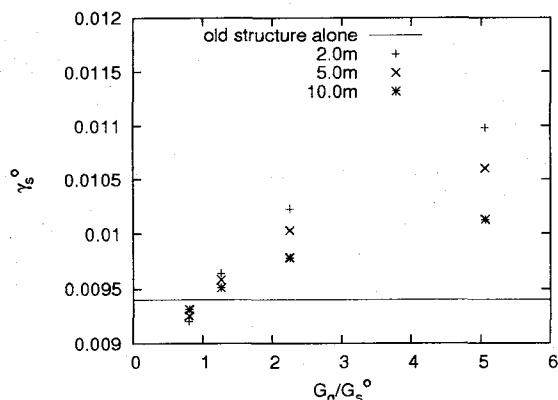
合、 β_g^o よりも大きい場合を含むようにする。

地震力は自然地盤での加速度分布を式 (6) にしたがって応答震度法によって与える。地表面での加速度 A_s は 2.0gal とし、右向きに作用させる。境界条件は底面固定、側方水平ローラーとし、地表面の拘束は行わない。

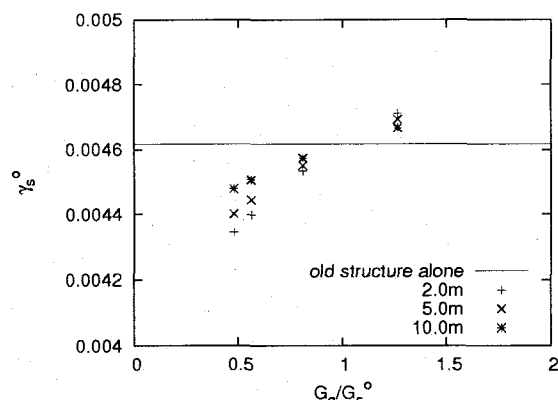
3.2 解析結果

表-2 に示した全ケースについて解析を行い、得られた結果から既設構造物に発生したせん断ひずみ γ_g^o を地盤と新設構造物の見かけのせん断剛性の比 G_g/G_g^o に対してプロットしたものが図-6 である。図-6 の (a) は既設構造物の見かけのせん断剛性 G_g^o が地盤のせん断剛性 G_g よりも小さい場合（解析ケース B01 から B13）、(b) は G_g^o が G_g よりも大きい場合（解析ケース C01 から C13）について示している。また、それぞれの図中の水平線は新設構造物が存在しない状態での既設構造物のせん断ひずみであり、解析ケース B01 および C01 から得られる値である。

図-6(a)を見ると、新設構造物の見かけのせん断剛性



(a) $G_g < G_s$



(b) $G_g > G_s$

図-6 既設構造物のせん断ひずみ γ_s° の変化

と地盤のせん断剛性比 G_g/G_s^n が1よりも小さい場合には、既設構造物のせん断剛性 γ_s° は小さくなる。逆に G_g/G_s^n が1よりも大きくなると γ_s° は大きくなっている。この性質は図-6(b)においても同様に認められる。

構造物間の距離 L_g の影響について見ると、 L_g が大きくなるにしたがって、既設構造物のせん断ひずみ γ_s° は新設構造物がない場合の値に近づいている。 L_g の影響は G_g/G_s^n が1から離れるにしたがって大きくなっている。

これらの結果から、新設構造物の見かけのせん断剛性が地盤よりも大きい場合には、既設構造物に発生するせん断ひずみは小さくなる、あるいは新設構造物の見かけのせん断剛性が地盤よりも小さい場合には、既設構造物に地震時に発生するせん断ひずみは増大することが分かる。前者は新設構造物によって既設構造物の耐震性能が見かけ上向上することを意味しており、既設構造物にとっては望ましい現象である。一方、後者の場合には、既設構造物に対する耐震性能の再検討が必要となる。

表-3 荷重作用方向による既設構造物のせん断ひずみの比較

解析ケース	右方向	左方向
B03	0.00940	0.00940
B13	0.00931	0.00931
C03	0.00462	0.00462
C13	0.00448	0.00448

3.3 荷重の作用方向の影響

水平成層地盤中において左右対称の単一地下構造物を対象とした場合、その構造物に生じるせん断変形の大きさが荷重の作用方向によって変化しないことは明らかである。一方、本論文のように左右にせん断剛性の異なる二つの地下構造物が存在する場合、解析モデルの対称性が崩れるため荷重の作用方向によって結果が異なることが懸念される。

そこで、表-2に示した解析ケースのうち、いくつかのケースについて応答震度法による地震力を左右それぞれの方向に作用させその結果を比較し特性を確認しておく。地震力を右向きに作用させた場合と、左向きに作用させた場合に得られた既設構造物のせん断ひずみを比較したものが表-3である。

この結果によると、既設構造物に発生するせん断ひずみ γ_s° は変化しておらず、本論文における解析結果には荷重の作用方向は何ら影響を及ぼさないことが分かる。

ただし、この結果はすべて弾性解析によるものであり、地盤や構造物に対して非線形構成則を用いた非線形解析を行う場合には、各要素が非線形化していくシナリオが異なることにより、荷重作用方向の影響が現れる可能性がある。

4. 既設構造物のせん断ひずみの推定

4.1 一体化モデルとせん断ひずみの推定式

地下構造物の新規建設にあたっては、特殊な地盤条件や複雑な幾何学的形状を有する構造物が増加しており、耐震設計においても動的有限要素解析などの詳細な解析が行われることも既に珍しくない。特に、本論文で想定している既設構造物の近傍に新設構造物を建設する場合にも、設計段階における詳細な解析は不可欠であろう。

しかしながら、設計の初期段階においてどの程度の近接距離まで既設構造物への影響を含めた検討を行う必要があるのかについては、明瞭な判断基準が存在しない。そこで、以下では新設構造物によって既設構造物の地震時発生せん断ひずみの変化を評価する簡易式の構築を試みることにする。

まず、図-7に示すように、二つの構造物とその間に

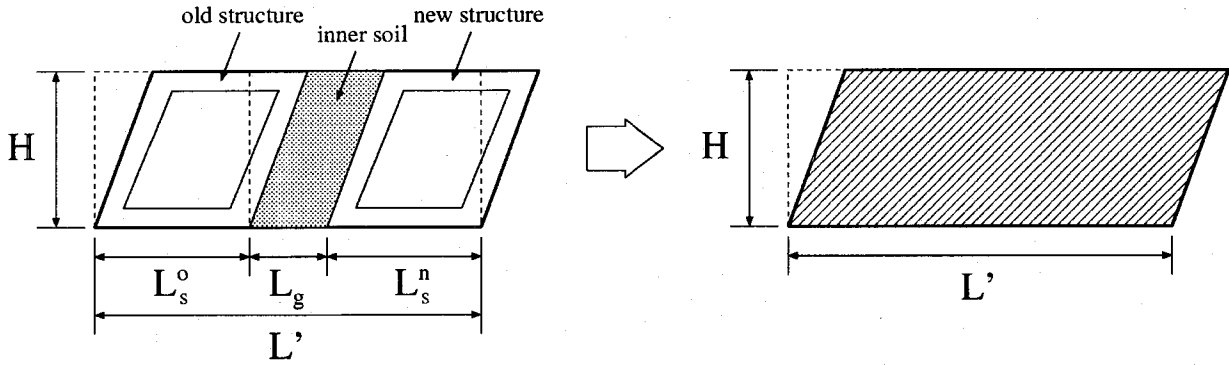


図-7 既設構造物-間隙地盤-新設構造物の一体化モデル

挟まれる地盤の受けるせん断ひずみが等しいと仮定し、これらを一体化した要素を考え、一体化モデルと呼ぶ。このとき、一体化モデルのせん断剛性 G' は、

$$G' = \frac{G_s^o L_s^o + G_g L_g + G_s^n L_s^n}{L'} \quad (8)$$

と与えられるものとする。ここで、

$$L' = L_s^o + L_g + L_s^n \quad (9)$$

である。

一体化モデルに対して西岡のひずみ伝達式⁵⁾を適用することにより、発生する地震時せん断ひずみ γ' を

$$\gamma' = \frac{2G_g/G'}{1 + G_g/G'} \gamma_g \quad (10)$$

と推定する。このとき、既設構造物に発生するせん断ひずみ γ_s^o は、

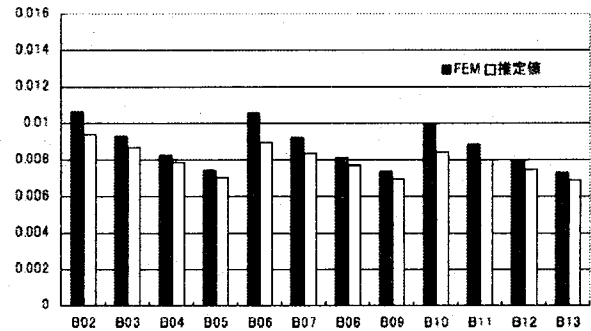
$$\gamma_s^o = \alpha \cdot \gamma' \quad (11)$$

として得られるものと仮定する。ここで α は一体化モデルに発生したせん断ひずみから既設構造物のせん断ひずみを求めるための係数である。

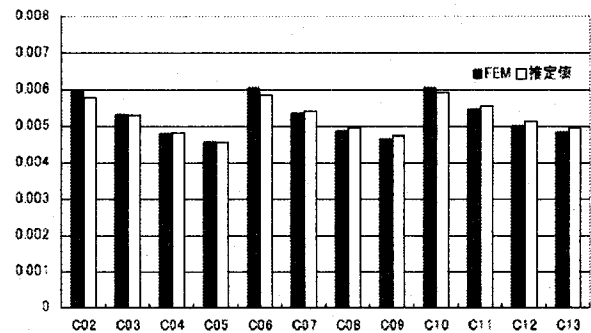
4.2 一体化モデルのせん断ひずみ

式 (10) によって求めた一体化モデルのせん断ひずみと有限要素解析から得られたせん断ひずみを比較したものを図-8 に示す。この図によると式 (10) によって一体化モデルに発生するせん断ひずみと有限要素解析の結果は良い対応を示している。特に $G_s > G_g$ 、すなわち既設構造物のせん断剛性が周辺地盤よりも大きいときには非常に高い精度で近似できている。

解析ケース B02, B06 および B10 においては近似度が特に悪くなっており、既設構造物のせん断剛性が周辺地盤よりも小さくなると、式 (10) による推定値の精度が低下している。これは一体化モデルを用いた推定に限った現象ではなく、単一地下構造物を対象とした図-4 においても見られる。



(a) $G_s^o < G_g$



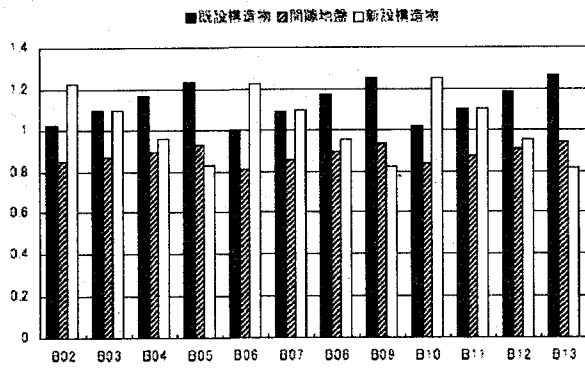
(b) $G_s^o > G_g$

図-8 一体化モデルの構造物に生じるせん断ひずみの推定値と有限要素解析結果との比較

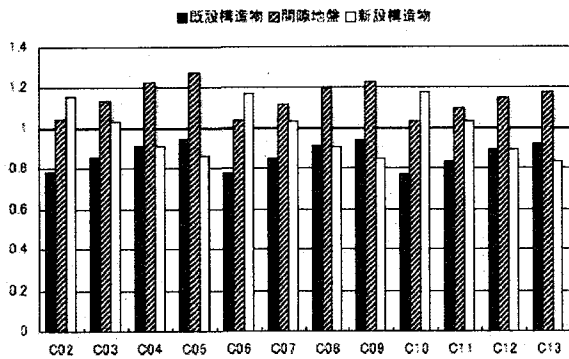
4.3 既設構造物のせん断ひずみ

図-8 から、式 (10) を用いることで既設構造物-間隙地盤-新設構造物系に発生するせん断ひずみを近似的に得られることが分かった。次に、式 (11) によって既設構造物に発生する地震時せん断ひずみの推定を考える。そのためには係数 α を決定する必要がある。

そこで、有限要素法による解析において、一体化モデルに発生したせん断ひずみに対する既設構造物、間



(a) $G_s^o < G_g$



(b) $G_s^o > G_g$

図-9 有限要素解析における一体化モデルと既設構造物，間隙地盤，新設構造物のせん断ひずみの比

隙地盤，新設構造物の比を求めたものを図-9に示す。

図-9において，例えば解析ケースB10についてみると，生じるせん断ひずみは新設構造物，既設構造物，間隙地盤の順に小さくなっている。このとき，せん断剛性は新設構造物，既設構造物，間隙地盤の順に大きくなっている。このように新設構造物，既設構造物，間隙地盤のせん断剛性の大小によってせん断ひずみの大小関係が決まるという性質は，他のすべての解析ケースにおいても共通して見られる。

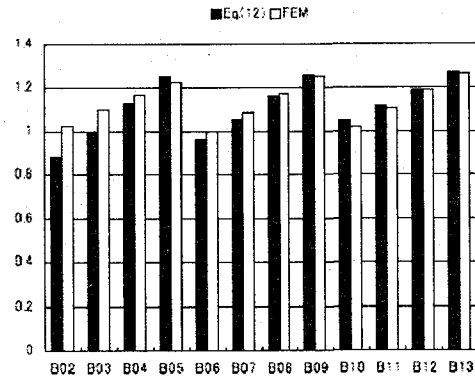
さらに図-9によると，一体化モデルのせん断ひずみと既設構造物，間隙地盤，新設構造物のそれぞれのせん断ひずみの比に対して，間隙地盤幅はほとんど影響を与えていない。

以上の結果から，式(11)の係数 α を次式のような双曲線型の関数で求められるものと仮定する。

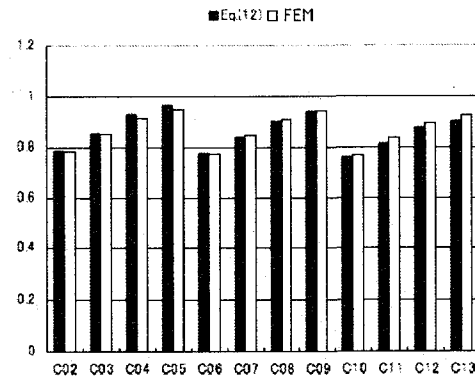
$$\alpha = \frac{a \cdot (G_s^o/G')}{1 + b \cdot (G_s^o/G')} \quad (12)$$

ここで a ， b は適当な係数である。ここでは，試行錯誤的に $a = 1.9$ ， $b = 1$ としたところ，図-10のように良い対応を示した。

ただし，これらの値は試行錯誤によって得たものであり，一般的な値であるとは考えにくい。したがって，



(a) $G_s^o < G_g$



(b) $G_s^o > G_g$

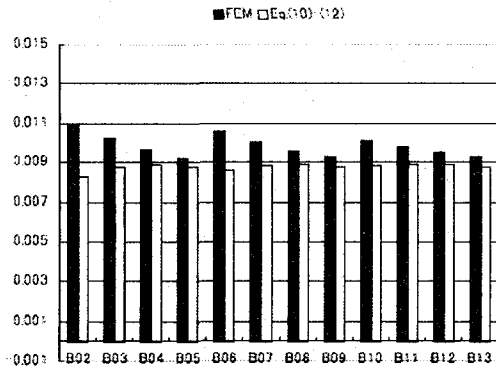
図-10 有限要素解析と式(12)によってそれぞれ求めた α の比較

係数 a ， b を決定する合理的な方法を得る必要がある。理論的な背景に基づいた決定法が望ましいが，定性的な特徴は非常にはっきりしているので，多数のケースを解析し回帰的に決定することも可能であろう。

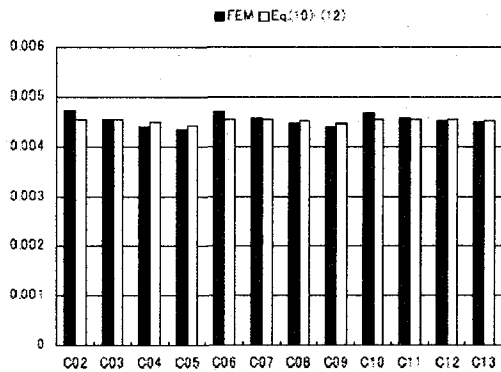
次に，新設構造物の影響を受けた既設構造物のせん断ひずみ γ_s^o について，式(10)，(11)および(12)によって推定した値と有限要素解析によって得られた値を比較したものを図-12に示す。

既設構造物の見かけのせん断剛性が地盤よりも小さい場合（解析ケースB02からB13）で，さらに構造物間隔が小さい場合には推定精度は良くないが，既設構造物のせん断剛性が地盤よりも大きい場合（解析ケースC02からC13）においてはこれまでに述べた提案法によって新設構造物の影響を受けた既設構造物のせん断ひずみが概ね推定できている。

既設構造物の見かけのせん断剛性が周辺の地盤のせん断剛性よりも小さいケースにおいては，図-8および図-10のいずれにおいても提案法と有限要素解析による結果の差が大きく，この二つの誤差が重なって既設構造物のせん断ひずみの推定精度が悪化していると考えられる。特に，図-8で見られたように式(10)にお

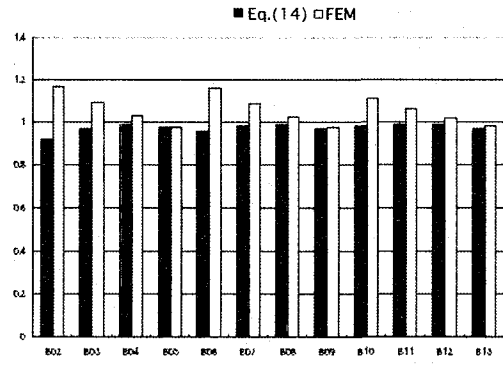


(a) $G_s^o < G_g$

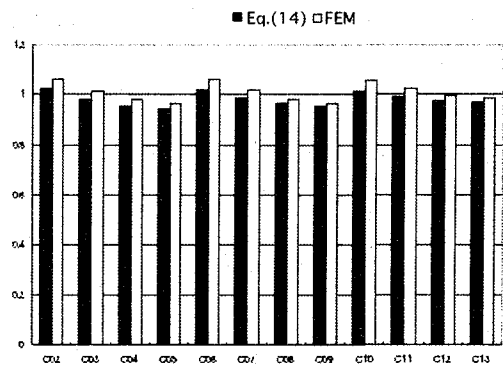


(b) $G_s^o > G_g$

図-11 有限要素解析結果と提案法による既設構造物のせん断ひずみの比較



(a) $G_s^o < G_g$



(b) $G_s^o > G_g$

図-12 有限要素解析結果と提案法による既設構造物のせん断ひずみの増加率の比較

る推定誤差が大きく、何らかの補正法を検討する必要がある。

4.4 既設構造物への影響度の評価

新設構造物が設けられたことによる既設構造物への影響度を評価するためには、新設構造物の建設の前後で生じる既設構造物の地震時せん断ひずみの変化を把握する必要がある。

新設構造物が設けられる前の既設構造物に生じるせん断ひずみを γ_s^o と表すことにすると、 γ_s は式(1)より、

$$\gamma_s = \frac{2G_g/G_s}{1 + G_g/G_s} \cdot \gamma_g \quad (13)$$

と求められるので、新設構造物の影響により既設構造物のせん断ひずみに生じる変化 γ_s^o/γ_s は、式(10)、(11)および(13)より、

$$\frac{\gamma_s^o}{\gamma_s} = \alpha \cdot \frac{G_s}{G'} \cdot \frac{1 + G_g/G_s}{1 + G_g/G'} \quad (14)$$

となる。

式(12)によって求めた γ_s^o/γ_s と有限要素解析による結果を比較したものを図-12に示す。

既設構造物のせん断剛性が地盤よりも大きい場合（解析ケース C02 から C13）には、提案法による推定と有限要素解析の結果が良い一致を示している。一方、既設構造物のせん断剛性が地盤よりも小さい場合（解析ケース B02 から B13）、新設構造物のせん断剛性が小さいほど、あるいは構造物間隔が小さいほど推定精度が悪化している。

5. まとめ

本論文では、まず地下構造物の地震時せん断変形の評価を目的とした2次元有限要素解析において、等価構造物モデルを導入した。等価構造物モデルを用いて得られた地下構造物のせん断ひずみを西岡によるひずみ伝達式から得られる値と比較することで、その妥当性を確認した。

次に、等価構造物モデルと応答震度法による2次元有限要素解析を用いたケーススタディにより、既設構造物の地震時ひずみは、新設する構造物の見かけのせん断剛性が周辺地盤よりも小さい場合に増大し、大きい場合に減少することを明らかにした。また、その変化の度合いは構造物間隔が小さいほど大きいことを示

した。

また、応答震度法による荷重の作用方向について検討し、本論文で取り扱ったような隣接二構造物系では、その影響は無視し得ることを確認した。

さらに、既設構造物、間隙地盤、新設構造物を一体化したモデルと、このモデルに基づき既設構造物に発生するせん断ひずみの推定法を提案した。この手法によれば、既設構造物の見かけのせん断剛性が周辺地盤よりも大きいケースにおいて、有限要素解析を行うことなく既設構造物に発生するせん断ひずみと新設構造物の建設による既設構造物のせん断ひずみの変化率を求めることができる。しかしながら、既設構造物の見かけのせん断剛性が周辺地盤よりも小さいケースにおける提案法の精度は悪く、実用的な推定ができるには至っていない。

今後は、既設構造物の見かけのせん断剛性が周辺地盤よりも小さい場合における既設構造物のせん断ひずみ推定の精度の向上を図らねばならない。また、地下構造物の近接が問題となるのは、既存の開削トンネルの近傍に円形断面のシールドトンネルを建設する場合が多いことから、新設構造物が円形断面を有する事例

への適用性を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 佐俣千載:兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧, 土木学会論文集, No.537/V-30, pp.1-17, 1996.
- 2) 中村晋:地震被害程度の差異に着目した地下鉄の被害要因分析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.335-354, 2000.
- 3) 中村晋:層間変位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.606/I-45, pp.217-230, 1998.
- 4) 大塚久哲監修:最新地中・基礎構造物の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.
- 5) 西岡勉・運上茂樹: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, 土木学会論文集, No.710/I-60:273-282, pp.273-282, 2002.
- 6) 西岡勉:地盤と構造物間のひずみ伝達特性に着目した地中構造物の耐震計算法に関する研究, 京都大学学位論文, 2004.
- 7) 小長井一男:地盤と構造物の地震工学, 東京大学出版会, 2002.
- 8) 片山幾夫・足立正信・嶋田稔・都筑富雄・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.

(2005年9月10日 受付)