

◆ 報 文 ◆

せん断変形量に基づく共同溝の耐震性能の簡易判定法

西岡 勉* 運上茂樹**

1. はじめに

兵庫県南部地震における地中構造物の被災状況を見ると、神戸市高速鉄道の大開駅などに見られた甚大な損傷から被災地域に位置していた共同溝や地下駐車場などの軽微な損傷¹⁾まで、その被害程度に大きな差が存在した。これまで地上構造物に比べて耐震安全性が高いとされていた地中構造物に対して、地盤条件、構造特性によりその地震時挙動と耐震性能に大きな幅があることが認識されている。

地中構造物の地震時の変形は、周辺地盤の変形に大きく影響を受け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り、耐震性能の照査には地中構造物の変形性能および応答変形量を精度よく評価することが重要である。敷設延長の長い線状地中構造物では、構築場所により地盤条件、構造特性が変化するため、様々な地盤条件、構造特性に対して、構造物の変形性能や応答変形量を簡易的に推定し、耐震解析の要否や適切な耐震解析法の選定を判断する手法が実務設計において有用である。

本文では、地盤・地中構造物間のせん断ひずみの伝達特性²⁾を利用した共同溝のせん断変形量に基づく耐震性能の簡易判定法を提案する。最初に、標準的な矩形断面の共同溝5タイプを対象に、底版を単純支持した非線形骨組みモデルの荷重漸増解析を行う。共同溝の変形性能の評価指標をせん断変形量とし、共同溝のタイプ、部材厚をパラメータとした変形性能を解析し、耐震性能の簡易判定に用いる許容せん断変形量を設定する。次に、ひずみ伝達特性をもとに共同溝が許容せん断変形量に達しない構造物深度の地盤ひずみの判定値を定義し、地盤ひずみ

の判定値による耐震性能の簡易判定法を提案する。最後に、兵庫県南部地震で軽微なひび割れが生じた神戸共同溝に対して提案した簡易判定法を適用した結果を示す。

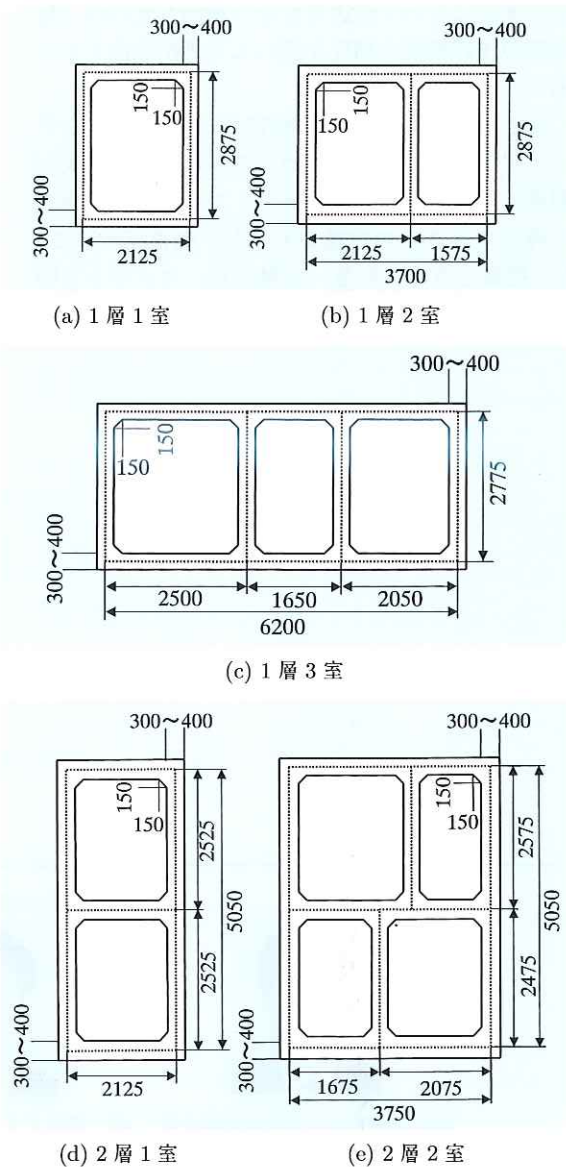


図-1 対象とした共同溝断面 (単位: mm)

A Simplified Evaluation Method for the Seismic Performance of Common Utility Boxes Based on the Seismic Shear Deformation

2. 共同溝の変形性能の解析

2.1 解析ケースおよび解析方法

既設共同溝を参考に、図-1 に示す 1 層 1 室、1 層 2 室、1 層 3 室、2 層 1 室、2 層 2 室の 5 断面の矩形共同溝を対象として解析を行う。表-1 に示すように各断面に対して $d = 300, 350, 400\text{mm}$ の部材厚を設定し、それぞれ、D13, D16, D19 鉄筋を図-2 に示すように一般部 250mm ピッチ、隅角部外側 125mm ピッチで配置している。引張鉄筋比は、一般部でそれぞれ、0.17, 0.23, 0.29% となる。

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、図-3 に示すように共同溝を単純支持した骨組みモデルにモデル化し、頂版の水平変位を漸増させる解析を行う。共同溝の骨組みモデルは、常時軸力で算定したトリリニアの曲げモーメント-曲率関係³⁾を有する非線形はりとした。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、コンクリートの圧縮ひずみが 0.0035 に達した時点とする³⁾。常時の断面力の算定には、既設共同溝の構築条件を参考に表-1 に示す土被りを想定し、上載土による頂版への鉛直荷重、底版に作用する地盤反力、および側壁に作用する水平方向の静止土圧を考慮する。地盤および鉄筋コンクリートの単位体積重量は、それぞれ、 $18, 24.5\text{kN/m}^3$ とした。また、鉄筋かぶり厚は、外側 70mm、内側 50mm とし⁴⁾、コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 、鉄筋の降伏強度は、 295N/mm^2 とした。

2.2 耐震性能の簡易判定に用いる許容せん断変形量

Case4~6 (1 層 2 室) の 6 箇所終局に達する位置と順序を図-4 に示す。常時荷重を載荷した状態で左から右方向へ頂版変位を漸増させているため、左下と右上の隅角部近傍が他の隅角部近傍より早い時点で終局に達する。隅角部以外では、隔壁の上下端が終局に達する。Case4~6 の 6 箇所終局位置は、いずれも同じ位置であるが、終局に達する順序は必ずしも同一ではない。Case4~6 のせん断変形量 γ_s と頂版単位幅当たりの水平荷重 P/b の関係を図-5 に示す。6 箇所終局に達した時点と併せて図-5 に示している。同

表-1 解析ケース

Case	共同溝タイプ (層×室)	幅 (軸心) b (mm)	高さ (軸心) h (mm)	部材幅 (mm) (鉄筋径)	土被り (m)
1	1×1	2,125	2,875	300 (D13)	4.5
350 (D16)				8.6	
400 (D19)				15.1	
4	1×2	3,700	2,875	300 (D13)	3.7
350 (D16)				7.9	
400 (D19)				14.5	
7	1×3	6,200	2,775	300 (D13)	1.9
350 (D16)				3.8	
400 (D19)				7.2	
10	2×1	2,125	5,050	300 (D13)	4.0
350 (D16)				7.9	
400 (D19)				13.8	
13	2×2	3,750	5,050	300 (D13)	1.0
350 (D16)				3.4	
400 (D19)				5.4	

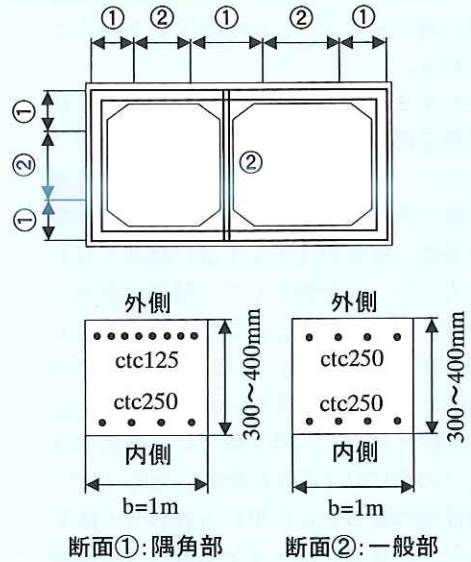


図-2 共同溝の配筋条件

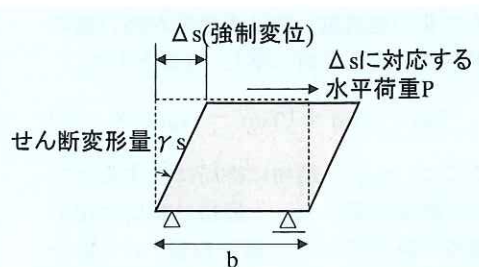


図-3 単純支持条件の骨組みモデルによる荷重漸増解析

一の内空断面を有する場合、部材厚 d が大きくなるほど、共同溝の水平耐力は大きくなること、最初に降伏に達する γ_s に大きな差は見られないが、最初に終局に達する γ_s は小さくなるのがわかる。これらの傾向は、他の4つのタイプの共同溝にも見られた。

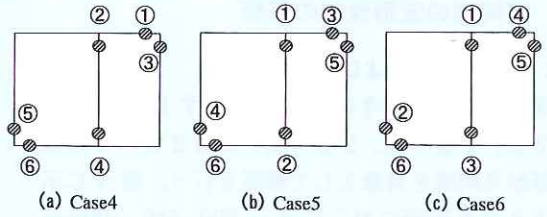
Case1~15について、部材厚 d と構造部材が最初に終局に達するときのせん断変形量 γ_{su1} の関係を図-6に示す。 d が大きくなるほど、 γ_{su1} が小さくなる。また、同じ d で比較すると、 γ_{su1} は、2層タイプに比べて1層タイプが大きくなる傾向がある。

なお、1方向載荷のため、断面が非対称である1層2室、1層3室、2層2室の共同溝は、反対方向(右から左方向)の荷重漸増解析も行った。左右2方向の γ_{su1} の比較を図-7に示す。3タイプの共同溝で、載荷方向の違いによる γ_{su1} の差は小さいことがわかる。

レベル2地震動に対する地中に構築される不静定構造の合理的な限界状態の設定については、今後の実験や解析データの蓄積が必要である。本文では、共同溝の耐震性能を簡便に簡易判定する手法の提案を目的とするので、安全側として、最初に終局に至るせん断変形量 γ_{su1} に対して許容せん断変形量の設定を行う。1層、2層タイプの共同溝において、載荷方向を考慮した γ_{su1} の最小値を選択し、降伏時のせん断変形量 γ_{sy1} との差に安全係数を考慮した式(1)で、耐震性能の簡易判定に用いる許容せん断変形量 γ_{sa} を算定した。安全係数は、道路橋示方書⁵⁾の鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率の算定で、兵庫県南部地震を想定したタイプIIの地震動、特に重要度が高い橋に適用される安全係数に準じ、1.5とした。

$$\gamma_{sa} = \gamma_{sy1} + (\gamma_{su1} - \gamma_{sy1}) / \alpha \quad (1)$$

ここに、 γ_{su1} : 最初に終局に達するときのせん断変形量、 γ_{sy1} : 最初に終局に達する箇所の降伏時のせん断変形量、 α : 安全係数 (=1.5) である。表-2に1層、2層タイプに分類した共同溝の γ_{sa} を示す。



● : 終局に達した位置
数字は順序を表す

図-4 終局に達した位置と順序 (1層2室)

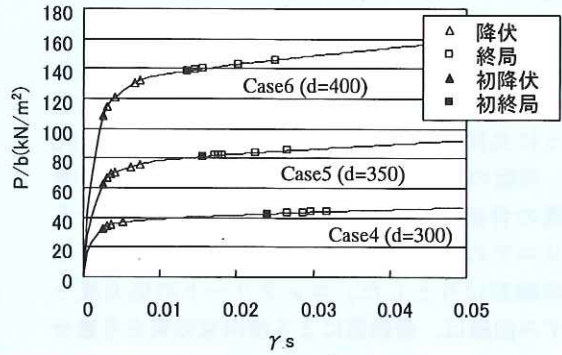


図-5 せん断変形量 γ_s と単位幅水平荷重 P/b の関係 (1層2室)

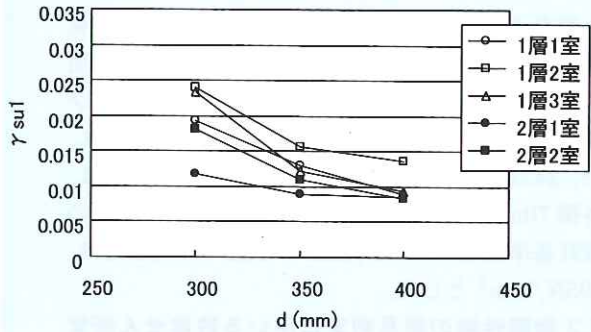


図-6 部材厚 d とせん断変形量 γ_{su1} の関係

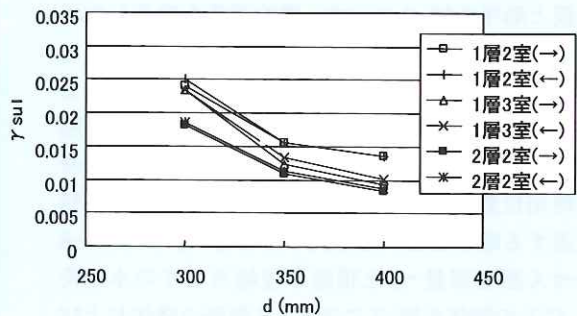


図-7 非対称断面共同溝の載荷方向による γ_{su1} の比較

表-2 耐震性能の簡易判定に用いる許容せん断変形量 γ_{sa}

γ_{sa}	$d = 300\text{mm}$	$d = 350\text{mm}$	$d = 400\text{mm}$
1層タイプ	0.014	0.009	0.007
2層タイプ	0.009	0.007	0.006

3. 耐震性能の簡易判定法

3.1 地盤ひずみの判定値による簡易判定法

著者ら²⁾は、地中構造物の地震時の変形挙動が表層地盤に比べて十分小さいとみなすことができ、地表面や基盤面の境界条件の影響が小さい場合に、地盤・地中構造物間のせん断ひずみの伝達特性に及ぼす矩形断面の形状比や表層地盤に対する構築位置の深度比の影響が小さいことを示している。上記の検討結果と動的サブストラクチャー法より導かれた応答変位法の基本式⁶⁾をもとに、図-8に示すように、構築物のせん断変形による反力と地盤・構築物間の相互作用力のつりあいをせん断応力の形で適用すると、式(2)を導くことができる。なお、構築物に作用する慣性力は、その影響がわずかであることから考慮していない。

$$G_s \cdot \gamma_s = G_g \cdot (\gamma_g - \gamma_s) + G_g \cdot \gamma_g \quad (2)$$

ここに、 G_s ：構築物全体の等価せん断剛性、 γ_s ：構築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)、 G_g ：地盤のせん断剛性、 γ_g ：構築物深度の自然地盤のせん断ひずみである。式(2)の左辺、右辺第1項、第2項は、それぞれ、構築物にせん

断変形を生じさせるせん断応力、構築物深度の自然地盤と構築物のせん断ひずみの差による相互作用力、構築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。式(2)を整理すると、ひずみ伝達率 γ_s/γ_g は、せん断剛性比 G_g/G_s をパラメータとする式(3)の双曲線となる²⁾。

$$\gamma_s/\gamma_g = (2G_g/G)/(G_g/G_s + 1) \quad (3)$$

図-9は、式(3)と一般的な矩形断面の共同溝に対して、断面の形状比、表

層地盤厚に対する構築物中心位置の深度比をパラメータとした γ_s/γ_g の解析結果の比較を示したものである。これによれば、式(3)は、 γ_s/γ_g の解析結果をほぼ近似しているのがわかる。

式(3)は、 $G_g/G_s \rightarrow \infty$ になる場合、 $\gamma_s/\gamma_g \rightarrow 2$ に漸近することから、 γ_s は γ_g のほぼ2倍を上限值と考えることができる。これは、レベル2地震動のような大きな強度を有する地震動に対して、

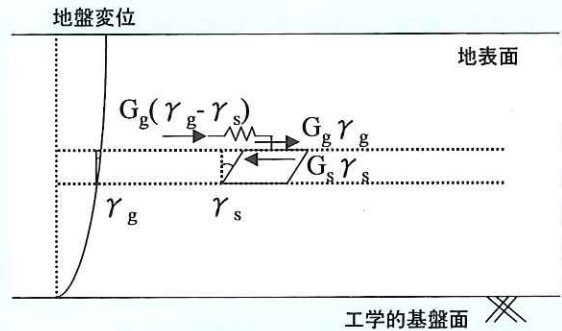


図-8 せん断応力のつりあい

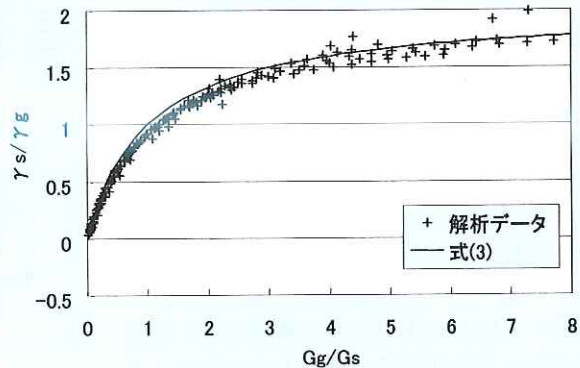


図-9 式(3)とひずみ伝達率の解析結果の比較²⁾

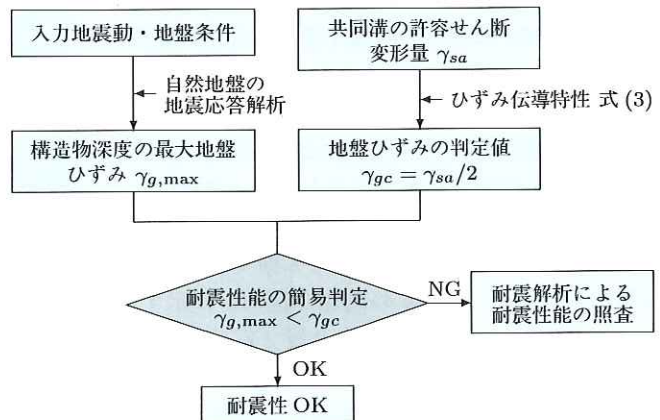


図-10 共同溝の耐震性能の簡易判定法の流れ

G_s が大きく低下しても、 γ_s は γ_g のほぼ 2 倍以内になることを意味している。液状化などの生じない安定状態の地盤中で構造物が十分な変形性能を有していれば、最終的には地盤が構造物の変形を押しとどめる側に作用する現象も説明することができる。共同溝の許容せん断変形量 γ_{sa} に対して、その 1/2 倍の γ_{sa} を地盤ひずみの判定値 γ_{gc} とすれば、 γ_{gc} をもとに γ_{sa} を有する共同溝の耐震性能の簡易判定を行うことができる。すなわち、想定する地震動に対して、地盤の地震応答解析などにより算出した構造物深度の最大地盤ひずみ $\gamma_{g,max}$ が γ_{gc} 以下であれば、構造物の応答せん断変形量 γ_s は、少なくとも γ_{sa} より小さいことになる。地盤ひずみの判定値を用いた耐震性能の簡易判定法の流れを図-10 に示す。

3.2 共同溝の耐震性能の簡易判定例

神戸市中央区弁天町付近に位置する 2 層 2 室の神戸共同溝は、兵庫県南部地震により縦断方向に軽微なひび割れが生じた¹⁾。高尾ら⁷⁾ は、神戸共同溝の被災分析を行っており、同分析に用いた地震動、地盤条件に対して神戸共同溝の耐震性能の簡易判定を行う。神戸共同溝の断面図とひび割れ状況を図-11 に、神戸共同溝の位置する地層構成を図-12 に示す。なお、図-11 のひび割れ状況は、共同溝内空からの調査結果を示すもので、地盤と接する外側のひび割れは確認されていない。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波形を神戸共同溝の横断方向に合成した波形⁷⁾ を用いた。共同溝深度の地盤の最大ひずみ $\gamma_{g,max}$ は、自然地盤の 1 次元地震応答解析による図-12 に示す共同溝深度の最大相対変位から $\gamma_{g,max} = 1.98 \times 10^{-3}$ とした。

神戸共同溝は、部材厚 300~400mm で D13, 16 鉄筋が使用されており、表-2 の 2 層タイプ、 $d = 350\text{mm}$ の条件を適用すると $\gamma_{sa} = 0.007$ となる。また、参考として前章と同様の静的非線形解析を実施し、初終局に相当するせん断変形量 γ_{su1} も算出した。 γ_s と P/b の関係を図-13 に示す。 $\gamma_{su1} = 0.014$ は、図-6 に示す 2 層 2 室 $d = 300, 350\text{mm}$ の γ_{su1} の中間の値となる。耐震性能の簡易判定と高尾ら⁷⁾ の応答震度法による解析結果を表-3 に示す。表-2 の γ_{sa} は、静的非線形解析

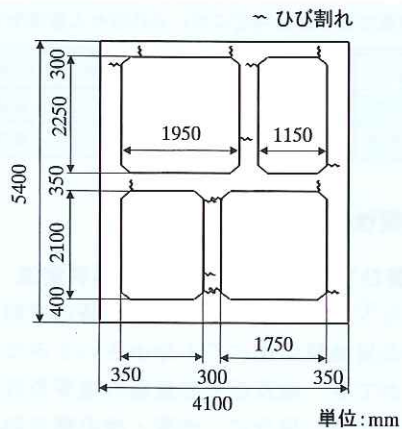


図-11 神戸共同溝の断面図とひび割れ状況

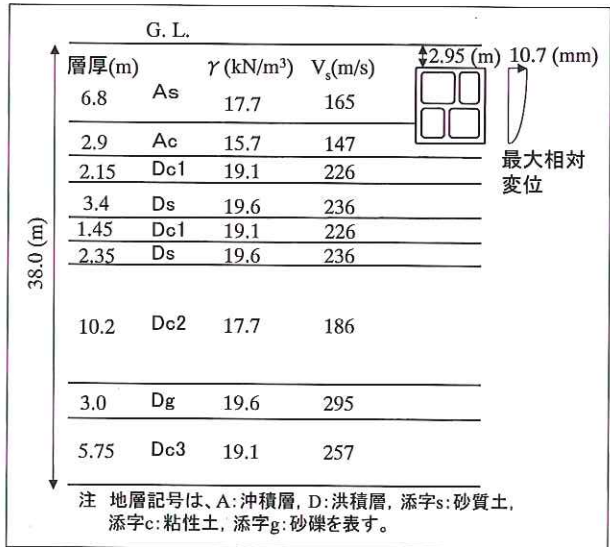


図-12 神戸共同溝位置の地層構成

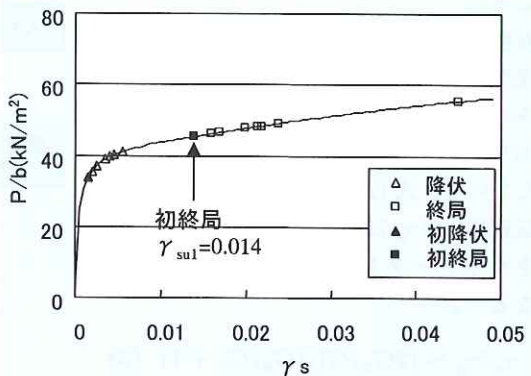


図-13 せん断変形量 γ_s と単位幅水平荷重 P/b の関係 (神戸共同溝)

表-3 神戸共同溝の耐震性能の簡易判定結果

$\gamma_{g,max}$	1.98×10^{-3}	
γ_{sa}	7.0×10^{-3} (表-2)	$\gamma_{su1} = 1.4 \times 10^{-2}$ (静的非線形解析)
γ_{gc}	3.5×10^{-3}	7.0×10^{-3}
判定	$\gamma_{g,max} < \gamma_{gc}$ (OK)	
γ_s	1.37×10^{-3}	
γ_s/γ_g	0.69	

による γ_{su1} の 50% で、かなり安全側の評価であるが、両者とも $\gamma_{g,max} < \gamma_{gc}$ となり、耐震性能の簡易判定を満足する結果となる。応答震度法による $\gamma_s = 1.37 \times 10^{-3}$ は、静的非線形解析の γ_{su1} の 10% 程度でかなり余裕があり、軽微な損傷に止まった被災結果と整合する。

4. まとめ

標準的な矩形断面を有する共同溝 5 タイプを対象として、非線形骨組みモデルを用いて変形性能を解析し、耐震性能の簡易判定に用いる許容せん断変形量を示した。地盤・地中構造物間のせん断ひずみ伝達特性をもとに地盤ひずみの判定値を定義し、せん断変形量に基づく共同溝の耐震性能の簡易判定法を提案した。本研究により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 共同溝の静的非線形解析から、同一の内空断面を有する各タイプの共同溝では、部材厚が大きくなるほど、水平耐力は大きくなり、最初に終局に達するせん断変形量は小さくなる。
- (2) 同じ部材厚で最初に終局に達するせん断変形量を比較すると、2 層タイプが 1 層タイプの共同溝に比べて小さくなる傾向がある。
- (3) 非対称断面の共同溝の左右 2 方向の静的非線形解析結果を比較すると、載荷方向による最初に終局に達するせん断変形量の差は小さい。
- (4) 兵庫県南部地震の影響を受けた神戸共同溝に対して、本文で提案した耐震性能の簡易判定を行うと、判定を満足する結果となった。また、応答震度法による応答せん断変形量は、静的非線形解析による初終局に相当するせん断変形量の 10% 程度であり、軽微な損傷に止まった被災結果と整合する。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成 7 年兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告第 196 号，pp.455-470，1996.3
- 2) 西岡勉、運上茂樹：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，土木技術資料，Vol.44，No.6，pp.42-47，2002.6
- 3) (社)土木学会：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，pp.26-27，2002.3
- 4) (社)日本道路協会：共同溝設計指針，pp.39，1986.3
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp. 149-153，2002.3
- 6) 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
- 7) 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