矩形断面共同溝の耐震性能の1次判定法

Simplified evaluation method for the seismic performance of common utility boxes with rectangular cross section

西岡　勉*，運上　茂樹**
Tsutomu Nishioka and Shigeki Unjoh

*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)
**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)

A simplified evaluation method is proposed in this paper for the seismic performance of common utility boxes (CUBs) with rectangular cross section. First, the allowable shear deformation is estimated by the non-linear frame analysis of 5 types of CUBs. The boundary ground strain is defined as half of the allowable shear deformation of the CUB, using the shear strain transmitting characteristics from the ground to the underground structure. The seismic performance is judged by the difference between the boundary ground strain and the peak ground strain on the same underground level. Finally, the boundary ground conditions for the level 2 earthquake are shown by comparing the boundary ground strain with the ground strain based on the first mode of the shear vibration model.

Key Words: common utility box, seismic performance, simplified evaluation method
キーワード：共同溝，耐震性能，1次判定法

1. はじめに

兵庫県南部地震において，神戸市高速鉄道の大開駅に見られた地中構造物の大規模な被害が発生した一方で，被災地域に位置していた共同溝は，ひび割れ程度の軽微な損傷に止まった[1]．慣性力の影響が卓越する橋梁などの地上構造物に比べてこれまで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，構造特性によって，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た．想定する地震動に対して，地中構造物の要求性能および性能に基づく限界状態を明確にし，構造物の耐震性能や応答量を適切に評価する耐震設計法が必要とされている．

地中構造物の地震時挙動は，周辺地盤の動きに追従するため，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評価することが重要となる．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．

矩形断面の地中構造物の変形性能については，近年に実験および解析的研究が行われている．ひび割れ，鉄筋降伏などの塑性変形が隅角部近傍および隔壁端部に集中すること[2]，構造部材が曲げ破壊先行型の場合は最大耐力到達後も十分なじん性があること[2,3]，構造部材の非線形特性を考慮した有限要素解析や骨組み解析で変形性能や耐荷力などの実験結果を再現できること[4,5]などの知見が得られている．地中ボックスカルバートは，不静定構造のため，各部材が曲げ破壊先行型の場合には，1箇所が終局状態に達しても，直ちに上載荷重や側方土圧に対する抵抗機能を失うような致命的な損傷に至るわけではなく，要求性能に基づく構造全体としての合理的な限界状態の設定については今後の課題と考えられる．鉄道設計標準[6]における開削トンネルの耐震性能の評価は，震後の使用性や修復性を重視して，すべての主構造部材の損傷レベルを軽微で，場合によっては補修が必要な領域に限定している．

一方，地中構造物の応答変形量については，地盤ばねと構造物骨組みモデルを用いる応答変位法や地盤と構造物を一体としてモデル化する有限要素法などに代わる簡易推定法に関する研究が行われている．中村[7]は，地中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，成層地盤の1次元地震応答解析を適用することにより，層間変形量を推定している．また，米国の地下鉄L.A.Metroの耐震設計法で，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があり，西山ら[8]が矩形断面の形状比，構造物構築位置と表層地盤厚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．鉄道設計標準[6]では，西山らの提案した応答係数による簡易応答変位法を規定しており，自然地盤の地震応答解析と，構造物の仮定せん断剛性から

定めた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変形量となるまで荷重を載荷する静的解析により部材の損傷レベルを照査している．著者ら[9]は，地盤・構造物間の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推定法を提案している．構造物の回転変位を除くことにより，構造物全体を矩形要素とみなしたときのせん断ひずみと構造物深度の自然地盤せん断ひずみの比，ひずみ伝達率が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に関わらず，せん断剛性比をパラメータとする双曲線として近似できることから，単純支持した非線形骨組みモデルの荷重漸増解析とひずみ伝達率をもとに，構造物のせん断変形量を推定する手法である．

また，地中構造物の耐震診断法として，安部ら[10]は，西山らの提案した応答係数による構造物の応答変形予測と非線形有限要素解析などによる変形性能予測を行い，耐震性能を満足する限界の地盤ひずみと，引張鉄筋比や材料強度をパラメータとする構造特性値の関係から耐震性能を1次診断する手法を提案している．

本文では，地盤・構造物間のひずみ伝達特性を利用して簡易的に矩形断面共同溝の耐震性能の 1 次判定を行う手法を提案する．最初に，標準的な矩形断面共同溝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指標をせん断変形角とし，共同溝のタイプ，部材厚をパラメータとしたせん断変形角を試算し，耐震性能の1次判定に用いる許容せん断変形角を設定する．次に，ひずみ伝達特性をもとに，共同溝が許容せん断変形角に達しない構造物深度の地盤ひずみの判定値を定める．地盤ひずみの判定値による耐震性能の1次判定法を示し，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適用する．最後に，表層地盤の1次せん断振動モデルより得られる地盤ひずみと地盤ひずみの判定値の比較から，レベル2地震動に対する1層，2層タイプの共同溝の耐震性能の 1 次判定の目安となる地盤条件を示す．

2. 変形性能の試算

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，それぞれの断面に対して，d=300,350,400mm の部材厚を設定した．各部材厚に対して，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挙動は，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[11,12]を有する非

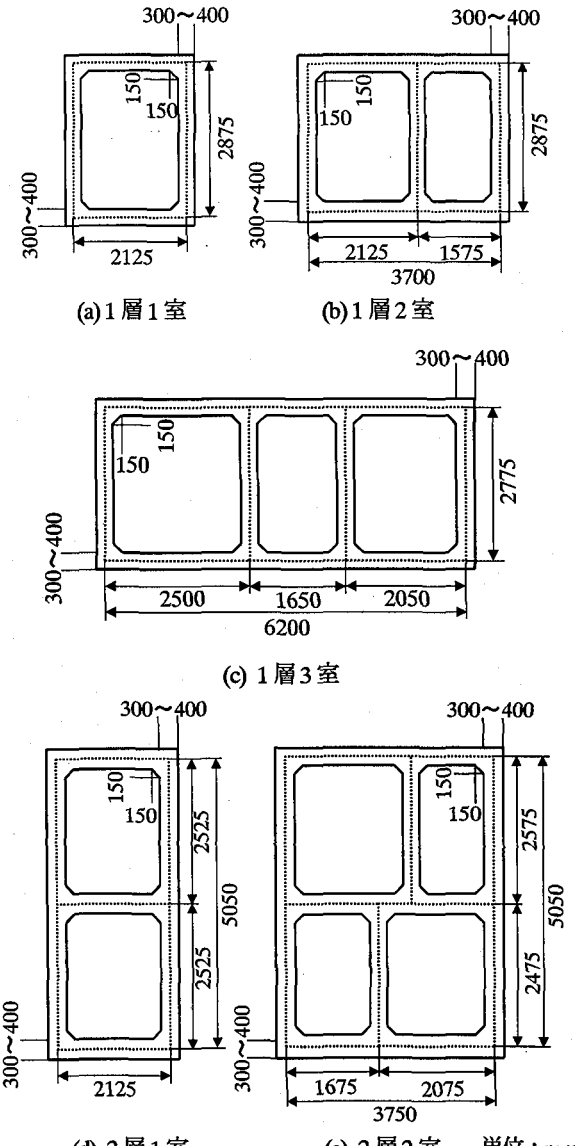

図-1 対象共同溝断面

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)	部材厚 d(mm), (鉄筋径)	土被りD (m)	Hc (m)
1	1×1	2,125	2,875	300(D13)	4.5	5.9
2				350(D16)	8.6	10.0
3				400(D19)	15.1	16.5
4	1×2	3,700	2,875	300(D13)	3.7	5.1
5				350(D16)	7.9	9.3
6				400(D19)	14.5	15.9
7	1×3	6,200	2,775	300(D13)	1.9	3.3
8				350(D16)	3.8	5.2
9				400(D19)	7.2	8.6
10	2×1	2,125	5,050	300(D13)	4.0	6.5
11				350(D16)	7.9	10.4
12				400(D19)	13.8	16.3
13	2×2	3,750	5,050	300(D13)	1.0	3.5
14				350(D16)	3.4	5.9
15				400(D19)	5.4	7.9

Hc:構造物中心深さ(=D+h/2)

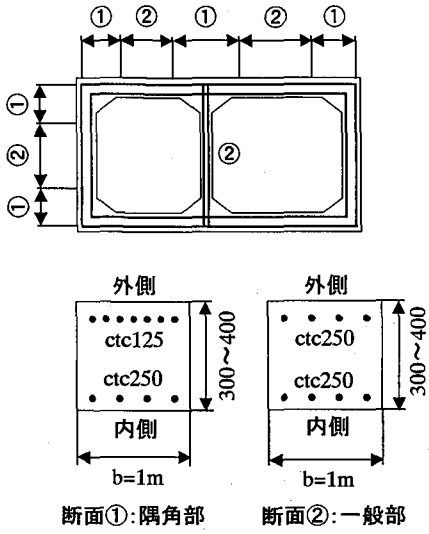

図-2 共同溝配筋パターン

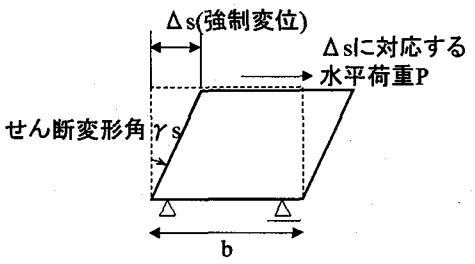

図-3 単純支持条件の骨組みモデルによる荷重漸増解析

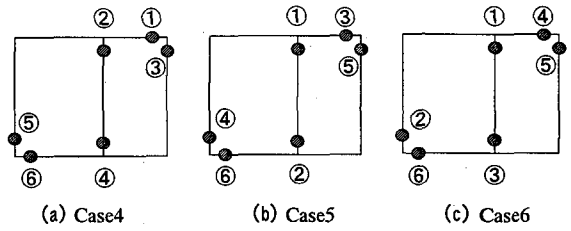

図-4 終局に達した位置と順序(1層2室)

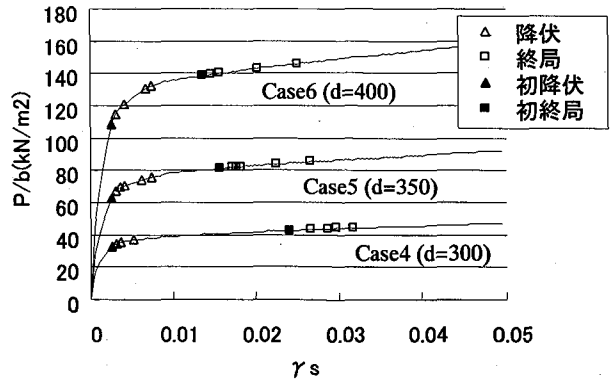

図-5 せん断変形角γ_s～単位幅水平荷重P/bの関係(1層2室)

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．隅角部には剛域を設定し，ハンチ部の剛性は考慮していない．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．鉄筋かぶりは，外側 70mm，内側 50mm とし[13]，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，290N/mm^{2}とする．

なお，構造部材のせん断破壊は，脆性的で，致命的な損傷になる可能性があることから，曲げによる塑性変形で変形性能を確保することが耐震安全性の基本であると考えられる．共同溝についても，構造部材が必要なせん断耐力を有し，曲げ破壊先行型になるように部材設計することが基本であり，本文での変形性能の評価は，曲げによる塑性変形を対象とする．

2.2 耐震性能の1次判定に用いる許容せん断変形角

Case4～6(1層2室)の6箇所の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から1方向(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箇所の終局位置は，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のせん断変形角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箇所の降伏および終局に達した時点を併せて**図-5** に示している．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は小さくなることがわかる．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．

構造部材が最初に終局に達するときと構造不安定になるときのせん断変形角γ_{su1}, γ_{su2}を各ケースについて示す．構造不安定になるときとは，終局に達する箇所が左右側壁または頂・底版のうちの矩形の四隅すべてと，隔壁および中床版の端部すべてに生じ，メカニズム状態になる時点と定義している．ただし，1方向へ頂版変位を漸増させているため，地震時の交番荷重を考慮し，部材の1箇所が終局に至れば，左右対称位置に同様の塑性ヒンジが生じるものと仮定した．Case1～15の部材厚 d とγ_{su1}, γ_{su2}の関係をそれぞれ，**図-6,7** に示す．d が大きくなるほど，γ_{su1}, γ_{su2}ともに小さくなる．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．

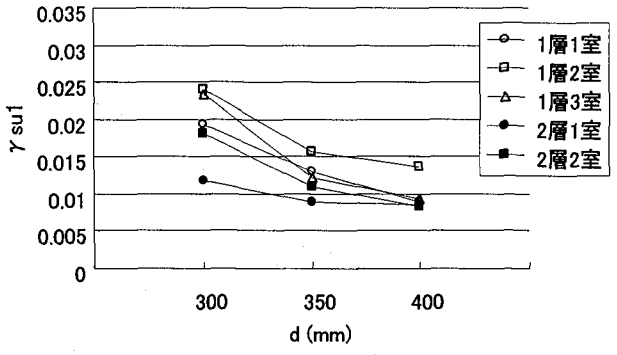

図-6 部材厚d～せん断変形角γ_{su1}の関係

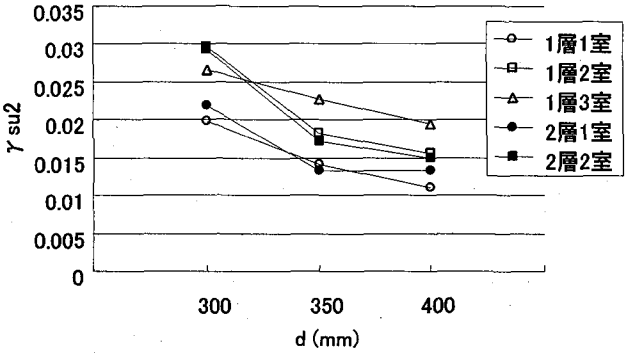

図-7 部材厚d～せん断変形角γ_{su2}の関係

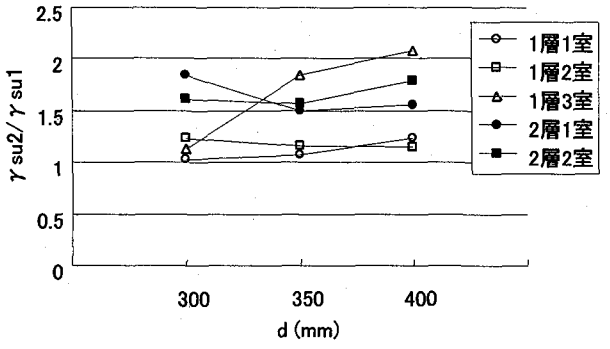

図-8 部材厚d～$\gamma_{su2}/\gamma_{su1}$の関係

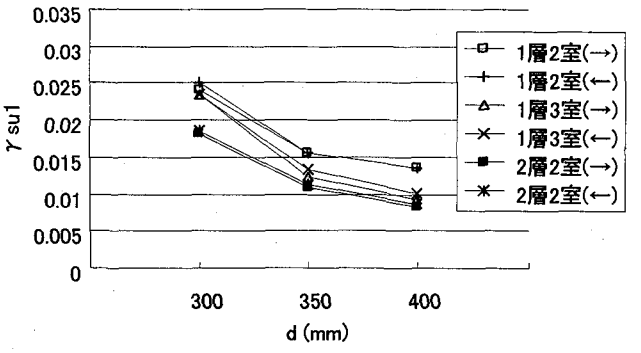

図-9 非対称断面共同溝の載荷方向によるγ_{su1}の比較

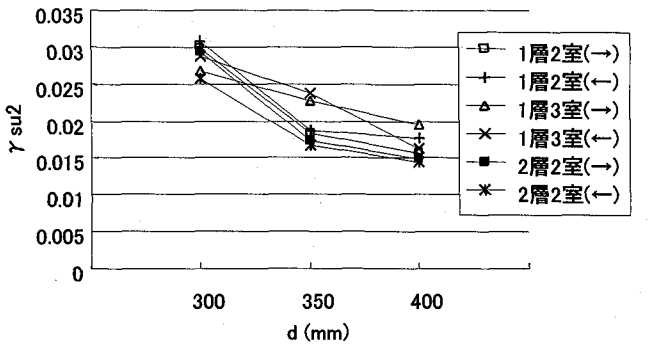

図-10 非対称断面共同溝の載荷方向によるγ_{su2}の比較

表-2 共同溝の耐震性能の1次判定に用いる許容せん断変形角γ_{sa}

ãsa	d=300mm	d=350mm	d=400mm
1層タイプ	0.014	0.009	0.007
2層タイプ	0.009	0.007	0.006

γ_{su1}に対するγ_{su2}の比，$\gamma_{su2}/\gamma_{su1}$を**図-8**に示す．不静定次数のいちばん低い1層1室の$\gamma_{su2}/\gamma_{suI}$は，1を若干上回る程度である．他の4タイプの$\gamma_{su2}/\gamma_{su1}$は，1～2程度であるが，明確な傾向は見られない．なお，1方向の荷重載荷のため，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},γ_{su2}の比較をそれぞれ，**図-9,10**に示す．3タイプの共同溝で，載荷方向の違いによる差は，γ_{su2}で少し見られるが，γ_{su1}では小さいことがわかる．

レベル2地震動に対して，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，今後の実験データなど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1次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角γ_{su1}に対して許容せん断変形角の設定を行う．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角γ_{sy1}との差に安全率を考慮した式(1)で，耐震性能の1次判定に用いる許容せん断変形角γ_{sa}を算定した．安全率は，道路橋示方書[12]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．

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

ここに，γ_{su1}：最初に終局に達するときのせん断変形角，

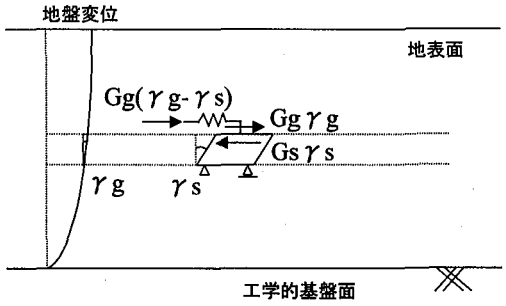

図-11 せん断応力のつりあい

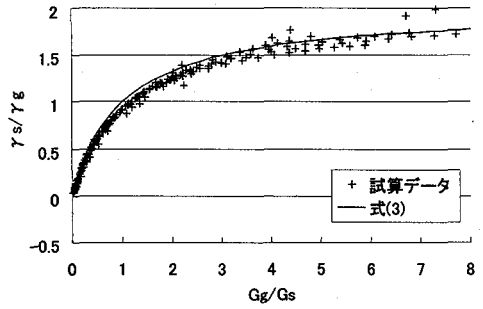

図-12 式(3)と ひずみ伝達率の試算結果の比較[9)]

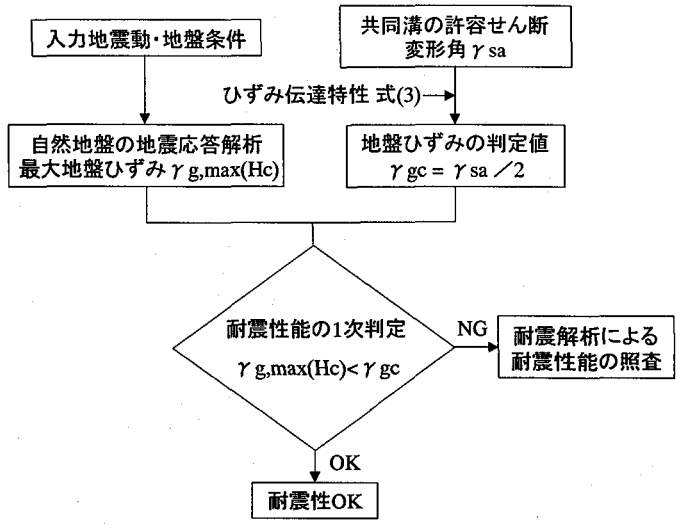

図-13 共同溝の耐震性能の1次判定法の流れ

γ_{sy1}：最初に終局に達する箇所の降伏時のせん断変形角，α：安全率(=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．

3. 耐震性能の1次判定法

3.1 地盤ひずみの判定値による耐震性能の1次判定法

著者ら[9)]は，地中構造物の地震時の変形が表層地盤に比べて十分小さなひずみ要素としてみなすことができ，地表面の境界条件の影響が小さい場合に，地盤・構造物間のひずみ伝達特性は，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[14)]をもとに，**図-11** に示すように，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適用すると，式(2)を導くことができる．なお，構造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．

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

ここに，G_s：構造物の見かけのせん断剛性，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．式(2)の左辺，右辺第1項，第2項は，それぞれ，構造物にせん断変形を生じさせるせん断応力，構造物深度の自然地盤と構造物のせん断ひずみの差による相互作用力，構造物深度での平均的な自然地盤のせん断応力である．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[9)]．

$$\frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{2(G_g/G_s)}{(G_g/G_s)+1} \qquad (3)$$

図-12 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造物中心位置の深度比をパラメータとしたγ_s/γ_gの試算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の試算結果をほぼ近似しているのがわかる．

式(3)は，$G_g/G_s \to \infty$になる場合，$\gamma_s/\gamma_g \to 2$に漸近することから，γ_sは，γ_gのほぼ2倍を上限値と考えることができる．これは，レベル2地震のような大きな強度を有する地震動に対して，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角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1次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中心深さ H_c の地盤の最大ひずみ$\gamma_{g,max}(H_c)$がγ_{gc}以下であれば，応答せん断変形角γ_sは，少なくともγ_{sa}より小さいことになる．γ_{gc}を用いた耐震性能の1次判定法の流れを**図-13** に示す．

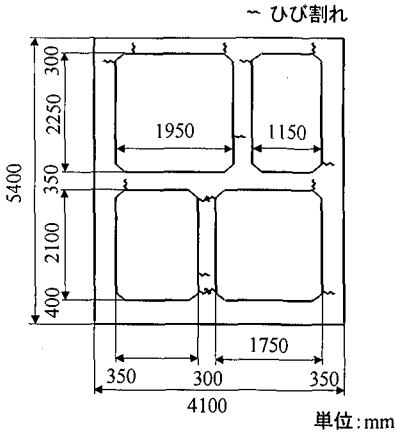

図-14 神戸共同溝の断面図とひび割れ状況

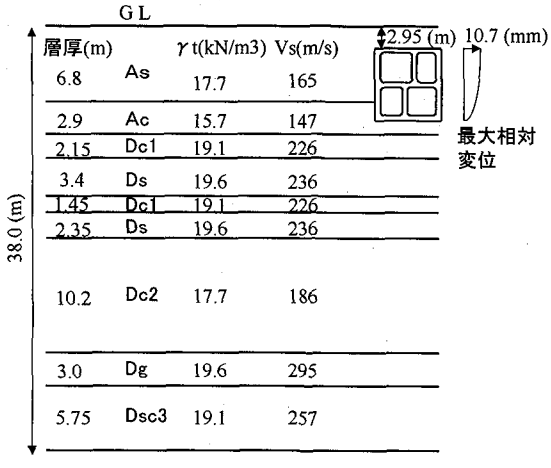

図-15 神戸共同溝位置の地層構成

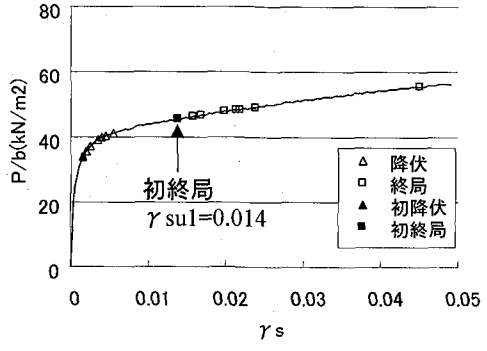

図-16 せん断変形角γ_s－単位幅水平荷重P/bの関係(神戸共同溝)

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[15]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1次判定を行う．神戸共同溝の断面図とひび割れ状況を**図-14**に，当該地区の地層構成を**図-15**に示す．

表-3 神戸共同溝の耐震性能の1次判定結果

$\gamma g,max(Hc)$	1.98×10^{-3}	
γsa	7.0×10^{-3} (表-2)	$\gamma su1=1.4\times10^{-2}$ (静的非線形解析)
γgc	3.5×10^{-3}	7.0×10^{-3}
判定	$\gamma g,max\ (Hc) < \gamma gc$ (OK)	
γs	1.37×10^{-3}	
$\gamma s/\gamma g$	0.69	

なお，**図-14**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の共同溝横断方向合成波[15]である．$\gamma_{g,max}(H_c)$は，**図-15**に示す自然地盤の1次元地震応答解析による共同溝深度の最大相対変位から算出した．

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=350mmの条件を適用するとγ_{sa}=0.007となる．また，参考として，2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角γ_{su1}も算出した．γ_sとP/bの関係を**図-16**に示す．γ_{su1}=0.014は，**図-6**に示す2層2室d=300,350mmのγ_{su1}の中間の値となる．耐震性能の1次判定と高尾ら[15]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$\gamma_{g,max}(H_c)<\gamma_{gc}$となり，耐震性能の1次判定は満足する結果となる．応答震度法による$\gamma_s=1.37\times10^{-3}$は，静的非線形解析の$\gamma_{su1}$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．また，ひずみ伝達率γ_s/γ_gは，0.69であり，式(3)によると地盤・構造物のせん断剛性比G_g/G_sは，0.53程度であったと考えられる．

3.2 地盤ひずみの判定値と地盤条件

レベル2地震動に対する共同溝の耐震性能の1次判定の目安となる地盤条件を示すために，1次せん断振動モデルを用いた表層地盤の地盤ひずみと地盤ひずみの判定値の比較を行う．表層地盤の水平変位振幅を簡易的に算定する場合，表層地盤を剛な基盤上のせん断はりにモデル化し，1次モードに着目して，式(4)で表すことが多い[例えば13,16]．

$$U_h(z)=\frac{4}{\pi}\cdot S_d\cdot\cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) \tag{4}$$

ここに，$U_h(z)$：地表面からの深さzにおける水平変位振幅，S_d：基盤面の入力地震動の変位応答スペクトル，H：表層

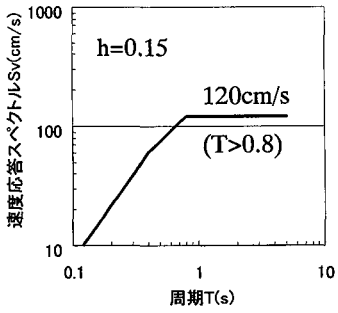

図-17 速度応答スペクトル

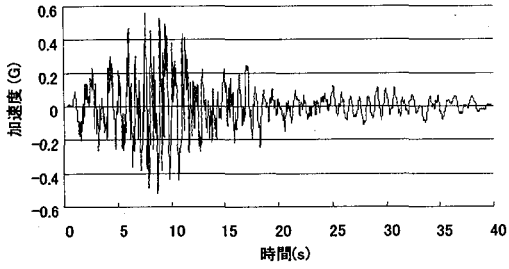

図-18 東神戸大橋地中(GL-33m)加速度記録の振幅調整波

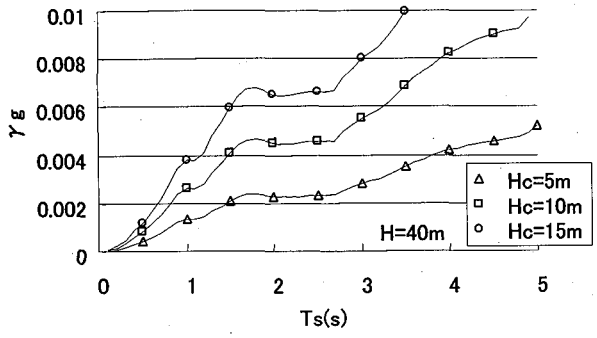

図-19 地盤ひずみγ_gと表層地盤の固有周期T_sの関係

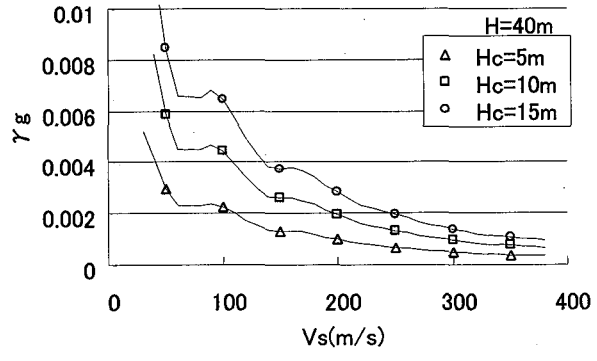

図-20 地盤ひずみγ_gと地震時せん断波速度V_sの関係

表-4 耐震性能の1次判定の目安となる表層地盤の固有周期T_sと地震時せん断波速度V_s(表層厚H=40m)

Ts (Vs)	d=300mm (Hc=5m)	d=350mm (Hc=10m)	d=400mm (Hc=15m)
1層タイプ	-	1.6s (100m/s)	0.9s (180m/s)
2層タイプ	4.4s (40m/s)	1.3s (120m/s)	0.8s (200m/s)

地盤の厚さである．地盤ひずみ$\gamma_g(z)$は，式(5)となる．

$$\gamma_g(z)=\frac{dU_h(z)}{dz}=\frac{2}{H}\cdot S_d\cdot\sin(\frac{\pi z}{2H}) \qquad (5)$$

共同溝の構築位置(中心深さ)H_c，表層地盤の厚さH，表層地盤の1次固有周期T_s，および基盤面入力地震動の変位応答スペクトルS_dが与えられれば，式(5)から共同溝深度の地盤ひずみ$\gamma_g(H_c)$を求めることができる．

H=40mの均質な表層地盤において，H_c=5,10,15mの位置に共同溝が構築される場合を想定して，レベル2地震動に対する$\gamma_g(H_c)$を試算する．レベル2地震動として，兵庫県南部地震における東神戸大橋地点の地中(GL-33m)加速度記録を，図-17に示す速度応答スペクトルに振動数領域で振幅調整した地震波を用いる．入力地震動の時刻歴波形を図-18に示す．砂質土地盤のひずみレベルに対応する減衰定数hを0.25とし[17]，S_d (h=0.25)をもとに算出したT_sと$\gamma_g(H_c)$の関係を図-19に示す．また，T_sを式(6)の1/4波長則による伝播時間で表したときの地震時せん断波速度V_sと$\gamma_g(H_c)$の関係を図-20に示す．

$$T_s=\frac{4H}{V_s} \qquad (6)$$

一般に，同じ大きさの内空を有する共同溝では，土被りが大きいほど，常時の設計条件により部材厚は大きくなる．表-1に示す共同溝の構築位置を参考に，Hc=5,10,15mの位置にそれぞれ，d=300,350,400mmの共同溝が構築される仮定を置くと，$\gamma_g(H_c)=\gamma_{gc}$となる$T_s$および$V_s$は，表-4となる．表-4に示した値よりも$T_s$が短ければ($V_s$が大きければ)，$\gamma_g(H_c)<\gamma_{gc}$となり，耐震性能の1次判定を満足する．1層タイプd=300mmの共同溝がH_c=5mに構築される場合は，ここで想定している地震動に対しては，自動的に満足することになる．表-4からは，部材厚dが大きいと，1次判定を満足するT_sが短くなり，また，同じdでは2層タイプの方が1層タイプに比べて短くなる．これは，2章での共同溝の変形性能の試算結果からdが大きいほど，また，1層タイプに比べて2層タイプの方が耐震性能の1次判定に用いる許容せん断変形角γ_{sa}が小さくなる傾向があり，

その 1/2 の大きさである地盤ひずみの判定値γ_{gc}も，d が大きく，2 層タイプの方が小さくなるため，$\gamma_{gc}=\gamma_g(H_c)$となる T_s が短くなるからである．また，共同溝の構築位置 H_c が深くなると，均質表層地盤の発生ひずみ$\gamma_g(H_c)$が大きくなる要因も考えられる．よって，ここで仮定した共同溝の部材厚と構築位置の関係および均質な表層地盤では，部材厚が大きいと変形性能が小さく，土被りが大きいと地盤ひずみが大きくなるため，耐震性能を満足する条件が厳しくなることがわかる．

4. まとめ

標準的な矩形断面共同溝 5 タイプを対象として，非線形骨組みモデルを用いた荷重漸増解析により変形性能を試算し，耐震性能の 1 次判定に用いる許容せん断変形角を示した．地盤・構造物間のひずみ伝達特性をもとに，地盤ひずみの判定値を定義し，矩形断面共同溝の耐震性能の 1 次判定法を提案した．また，表層地盤の 1 次せん断振動モデルより得られる地盤ひずみと地盤ひずみの判定値の比較から，レベル 2 地震動に対して 1 層，2 層タイプの共同溝の耐震性能の 1 次判定の目安となる地盤条件を示した．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，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角は小さくなる．

2) 同じ部材厚で最初に終局に達するせん断変形角を比較すると，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 方向の荷重漸増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角の差は小さい．

4)兵庫県南部地震の影響を受けた神戸共同溝に対して，耐震性能の 1 次判定を行うと，1 次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角は，静的非線形解析による初終局に相当するせん断変形角の 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．ひずみ伝達率の近似式から構造物に対する地盤のせん断剛性比は，0.53 程度であったと考えられる．

5) 厚さ 40m の均質な砂質地盤において，共同溝が中心深さ 5,10,15m の位置に構築される場合を想定したレベル 2 地震動に対する地盤条件と地盤ひずみの関係を示した．上記の条件では，共同溝のタイプ，部材厚によって，耐震性能の 1 次判定の目安となる表層地盤の固有周期，地震時せん断波速度が**表-4** のようになり，部材厚が大きく，土被りの大きい共同溝が耐震性能を満足する条件が厳しくなる．ただし，**図-19, 20, 表-4** は，想定したレベル 2 地震動，表層地盤厚さ，均質地盤，および，既設共同溝を参考にした部材厚と構築位置の仮定のもとで，耐震性能の 1 次判定を満足する地盤条件の目安を示したものであり，実務設計への適用には上記の仮定条件に十分留意する必要がある．

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，1996.3
2) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1261-1266，1999.7
3) 石川博之，末広俊夫，金津努，遠藤達巳，松本敏克：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.885-888，2001.8.
4) 飯塚敬一，足立正信，本田国保，武田智吉：FEM によるボックスカルバートの非線形挙動の分析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.1267-1272，1999.7
5) 秋山伸一，荒磯正棋，仲村治朗，橘泰久，恒川和久：実際に使用されてきた地中構造物の地震時耐力・変形性能に関する研究ーその 2 非線形解析による載荷実験のシミュレーションー，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.893-896，2001.8
6) (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
7) 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
8) 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
9) 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(投稿中)
10)安部明夫，本田国保，足立正信，嶋田昌義，弘重智彦：地中 RC 構造物の耐震一次診断手法，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，Vol.2，pp.1381-1384，2001.8.
11)(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
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
13)(社)日本道路協会：共同溝設計指針，1986.3
14)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
15)高尾聴秀，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
16)(社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針，1992.11
17)西岡勉，運上茂樹：1 次せん断振動モデルを用いた地表面最大応答変位の推定法の検討，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集Ⅰ-A353，2001.10

(2001 年 9 月 14 日受付)