

せん断変形量に着目した地中構造物単純支持モデルの 適用性に関する研究

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（〒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（〒305-8516 つくば市南原1番地6）

1. はじめに

地中構造物の横断方向の地震時挙動が構造全体としてせん断変形が卓越することから、地中構造物の応答変形量として層間変形量を簡易的に推定する耐震設計法が提案されている。例えば、鉄道設計標準¹⁾では、構造物深度の自然地盤変形量と地盤・構造物のせん断剛性比により定まる応答係数を用いて開削トンネルの層間変形量を簡易的に推定する簡易応答変位法を規定している。応答係数は、米国の地下鉄L.A.Metroの耐震設計法をもとに、西山ら²⁾が地中構造物の矩形断面の形状比、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2次元有限要素法解析をもとに定式化したものである。単純支持した非線形骨組みモデルに予測した層間変形量となるまで水平荷重を載荷する静的非線形解析で損傷レベルを照査する耐震設計法である。構造物の層間変形量は、頂・底版位置の水平方向の相対変位として算定しており、水平荷重は、一般には側壁に作用させる三角形分布荷重、幅が高さの2倍以上の幅広構造物には頂版に作用させる集中荷重とし、地震の影響を簡略化した荷重状態に集約している。

一般に、地中構造物の横断方向の地震時挙動は、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回転方向に変位する。著者らは、地中構造物の回転変位を除いたせん断変形量で構造物の応答変形量を評価することにより、剛性比により定まる地盤・構造物間のひずみ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推定法を示している³⁾。また、地中構造物のせん断変形量を評価指標とし、上記推定法により得られた応答値と単純支持した非線形骨

組みモデルによる変形性能の比較から耐震性能を照査する簡易的な耐震設計法を提案している⁴⁾。ただし、上記耐震設計法は、地中構造物のせん断変形量のみに着目した簡易的な手法である。地震時に地盤から構造物に作用する荷重状態は、周辺の地盤条件や地盤・構造物間の相互作用に依存し、構造全体のせん断変形量だけを同一としても、単純支持条件と実際の地盤による支持条件での構造部材の局所的な変形までは等しくならない。

本文では、せん断変形量を評価指標とした地中構造物の簡易的な耐震設計法において、単純支持した非線形骨組みモデルによる変形性能評価や発生せん断力算定の適用性を検証することを目的とし、せん断変形量に着目した支持条件の異なる地中構造物の地震時挙動の比較を行う。1層2室および2層2室の共同溝を対象として、単純支持および剛性の異なる2種類の均質地盤による支持条件での非線形構造物モデルにせん断変形を生じさせるプッシュオーバー解析を行い、支持条件の違いにより共同溝に生じる損傷過程や発生断面力の差について比較する。

2. 解析方法

(1) 単純支持条件の地中構造物のプッシュオーバー解析

解析対象とした地中構造物は、図-1,2に示す1層2室および2層2室の共同溝である。単純支持条件の地中構造物のプッシュオーバー解析として、共同溝を図-1,2に示す骨組みにモデル化し、図-3に示すように単純支持条件で頂版の水平変位 Δ_s を漸増させる解析を行う。共同溝の骨組みモデルは、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

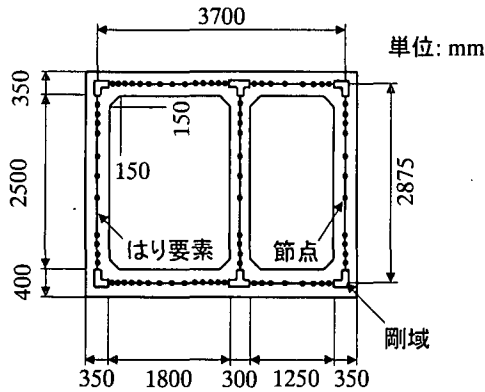


図-1 1層2室共同溝

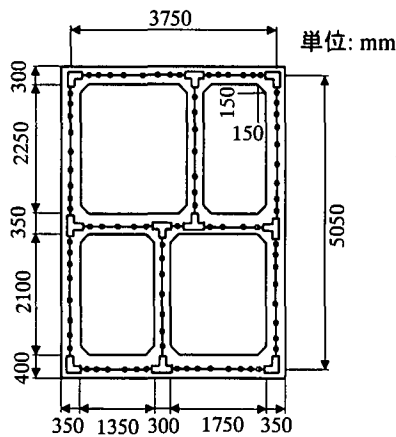


図-2 2層2室共同溝

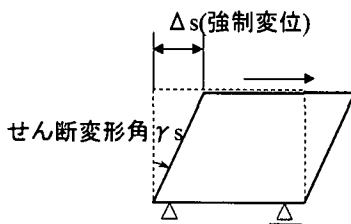


図-3 単純支持条件でのプッシュオーバー解析

リニアの曲げモーメントー曲率関係^{3,6)}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ーひずみ曲線は、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。隅角部には部材高さがほぼ1.5倍となる断面より内部を剛域に設定した⁷⁾。鉄筋コンクリートは、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、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 とした。常時の断面力の算定には、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。地盤の単位体積重量は 18kN/m^3 とし、土被

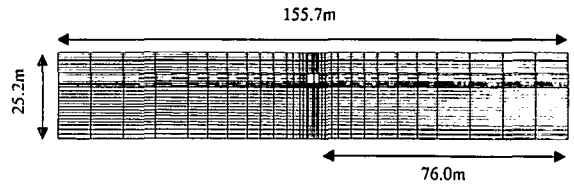


図-4 地盤・地中構造物の有限要素モデル

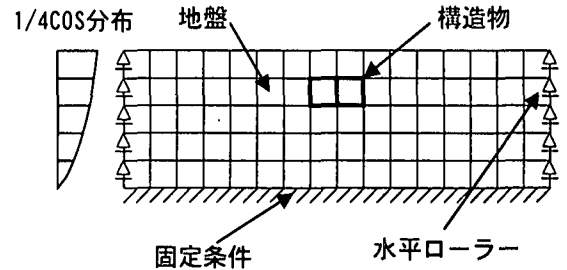


図-5 均質地盤支持条件でのプッシュオーバー解析

りは1層2室で6m、2層2室で2.95mを想定している。

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、本文の解析は、部材の曲げ塑性変形による損傷過程を対象としている。

(2) 均質地盤による支持条件の地中構造物のプッシュオーバー解析

均質地盤による支持条件の地中構造物のプッシュオーバー解析として、図-4に示すように表層地盤を平面ひずみ要素、構造物を非線形はり要素で地盤と構造物を一体としてモデル化する応答震度法⁸⁾による解析を行う。漸増荷重は、均質な表層地盤の1次モードに着目し⁹⁾、図-5に示すように基盤面で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る。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。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、せん断波速度は $V_s=50,100\text{m/s}$ の2ケースを設定した。構造物の非線形はり要素モデルは、単純支持条件の場合と同様である。

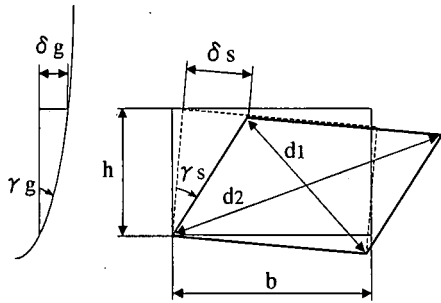


図-6 有限要素モデルでの構造物のせん断変形量 δ_s の算定

2次元有限要素モデルでの構造物のせん断変形量 δ_s は、図-6に示すように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。

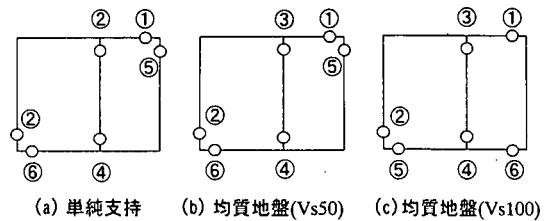
$$\delta_s = \frac{d_2^2 - d_1^2}{4b} \quad (1)$$

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。

3. 損傷過程の比較

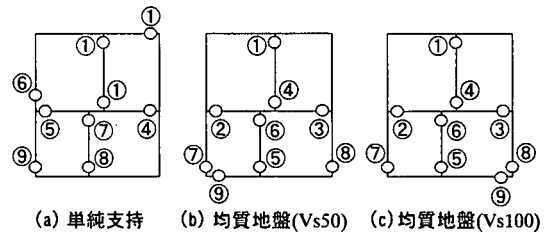
1層2室および2層2室共同溝について構造物の支持条件が単純支持、均質地盤($V_s=50\text{m/s}$)、均質地盤($V_s=100\text{m/s}$)の場合の降伏、終局に達した位置と順序をそれぞれ、図-7~10に示す。なお、図-7(a), 8(a)で同じ数字が現れているのは、頂版変位を漸増する過程において同じステップで降伏に達したことを表している。常時荷重を載荷した状態から1方向(左→右)へ頂版変位または地盤変位を漸増させているため、左下と右上の隅角部が他の隅角部より早い時点で降伏、終局に達する傾向がある。隅角部以外では、隔壁、中床版の端部が降伏、終局に達する。1層2室、2層2室とも、降伏、終局に達する位置は、支持条件によらずほぼ同じ傾向があるが、損傷の順序は支持条件により異なっている。

次に、3つの支持条件での共同溝のせん断変形角 γ_s と損傷順序の関係を示す。 γ_s は、せん断変形量 Δ_s または δ_s を構造物高さ h で除することにより算出している。図-11, 12は、 γ_s と1層2室、2層2室の降伏順序の関係、図-13, 14は、同様に、 γ_s と終局順序の関係を示している。図-11~14では、 γ_s の大きさを表す棒グラフの凡例の境界が降伏または終局の時点を示している。図-11, 12に示す初降伏時を見ると、



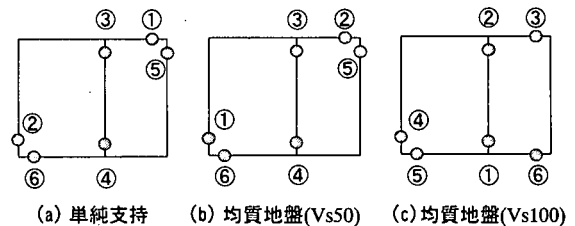
○ : 降伏に達した位置
数字は順序を表す

図-7 降伏に達した位置および順序(1層2室)



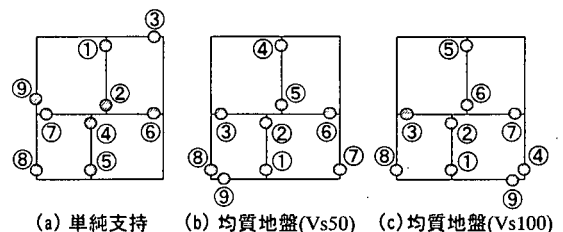
○ : 降伏に達した位置
数字は順序を表す

図-8 降伏に達した位置および順序(2層2室)



○ : 終局に達した位置
数字は順序を表す

図-9 終局に達した位置および順序(1層2室)



○ : 終局に達した位置
数字は順序を表す

図-10 終局に達した位置および順序(2層2室)

支持条件による γ_s の差は小さく、1層2室で $\gamma_s=0.002$ 程度、2層2室で $\gamma_s=0.0015$ 程度である。1層2室では、4番目降伏以降、単純支持、均質地盤($V_s=50$)、均質地盤($V_s=100$)の順に γ_s が小さくなる傾向がある。図-13, 14に示す初終局時を見ると、1層2室では単純

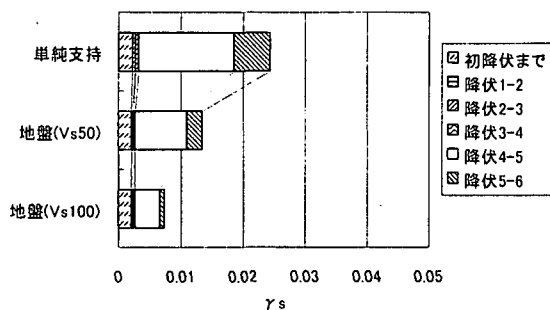


図-11 γ_s と降伏順序の関係(1層2室)

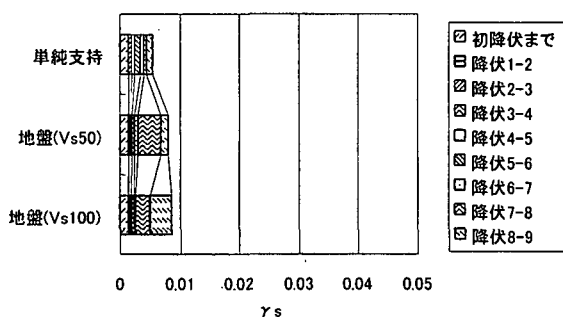


図-12 γ_s と降伏順序の関係(2層2室)

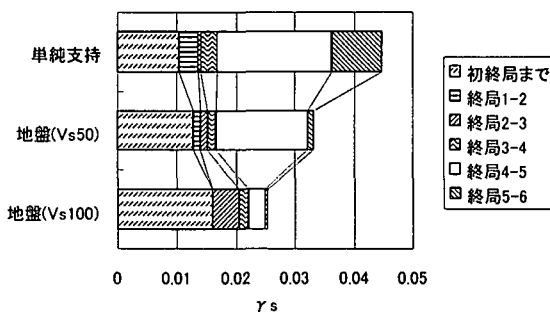


図-13 γ_s と終局順序の関係(1層2室)

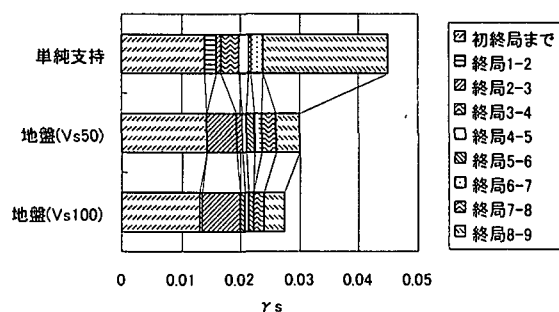


図-14 γ_s と終局順序の関係(2層2室)

支持、均質地盤(V_s50)、均質地盤(V_s100)の順に γ_s が大きくなっている。2層2室では支持条件による γ_s の差は小さく、 $\gamma_s=0.013\sim0.014$ である。また、1層2室では、4番目終局までは単純支持、均質地盤(V_s50)、均質地盤(V_s100)の順に γ_s が大きくなるが、4番目終局以降はその順序が逆転する。

共同溝の支持条件が異なると損傷過程も異なる傾

向を示すことがわかるが、共同溝の変形性能を単純支持条件の γ_s で簡易的に評価する場合、本解析例の部材の初終局時を見ると、均質地盤条件の γ_s とほぼ同じ程度または小さくなっている。

4. 発生断面力の比較

図-15, 16, 17は、1層2室共同溝に対して同一のせん断変形角 $\gamma_s=0.0104$ (単純支持条件の初終局時に相当)が生じている時の3つの異なる支持条件における曲げモーメント、せん断力、軸力(横断面法線方向の単位幅当たり)を比較したものである。図-18は、常時荷重による断面力を示したものである。図-15～18の数値は、隅角部または隔壁・中床版の接合部に設けた剛域に隣接するはり要素の断面力を示している。なお、図-16(c), 17(c)の負の数値は、単純支持条件の断面力を正方向とした場合の逆方向の断面力を表している。図-15, 16に示すように曲げモーメント、せん断力分布については、支持条件によらずほぼ同じ傾向であるが、せん断力の大きくなる左下および右上隅角部に着目すると、せん断力は、単純支持、均質地盤(V_s50)、均質地盤(V_s100)の順に大きくなる傾向が見られる。図-17に示す軸力分布については、単純支持条件と均質地盤条件で傾向が異なっている。均質地盤条件では、周面せん断力のために、側壁、頂・底版において左下および右上隅角部の方向に軸力が増加するが、単純支持条件では、図-18(c)に示す常時の軸力分布から左側壁が減少、右側壁が増加し、頂・底版の軸力も隔壁を境界に増減している。本解析では、部材の非線形特性(曲げモーメント-曲率関係)を常時荷重の軸力により算定しているので、支持条件による軸力分布の相違が変形性能の評価には影響していない。ただし、均質地盤の支持条件では、左下および右上隅角部で常時状態よりも軸力が増加するため、同箇所のコンクリートの圧縮ひずみで決まる終局曲率が常時軸力をもとにした終局曲率よりも小さくなることが考えられる。また、せん断耐力算定時には、常時状態と地震時の均質地盤の支持条件における軸力分布の相違を考慮することが望ましいと考えられる。

1層2室共同溝で比較的早い段階に終局に至る左側壁下端、隔壁上端、頂版右端に着目し、 γ_s と曲げモーメントおよびせん断力の関係を図-19, 20に示す。着目箇所の曲げモーメントは、支持条件による差は小さいが、せん断力については、左側壁下端および頂版右端において単純支持、均質地盤(V_s50)、均質地盤(V_s100)の順で大きく、 γ_s が大きくなるにした

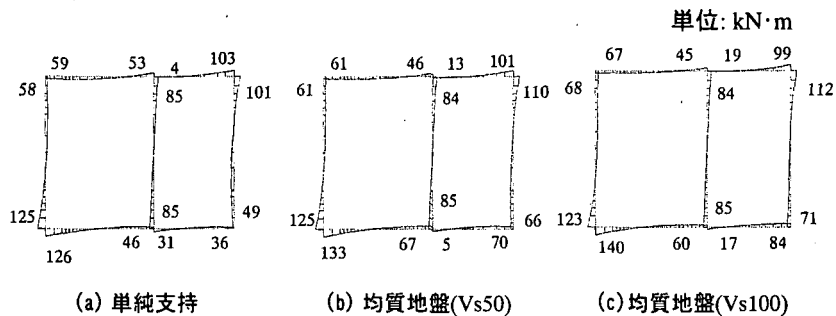


図-15 同一せん断変形量での曲げモーメントの比較(1層2室)

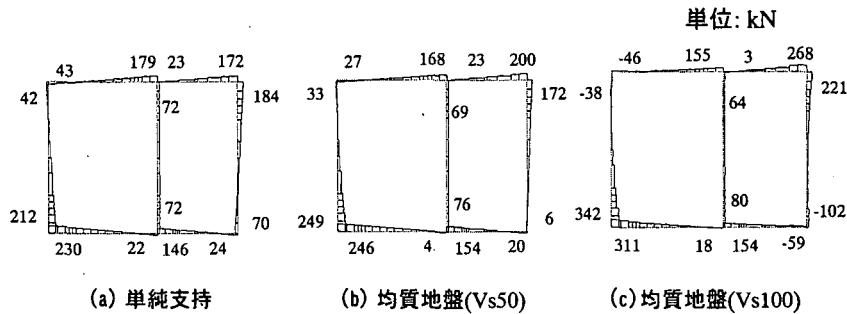


図-16 同一せん断変形量でのせん断力の比較(1層2室)

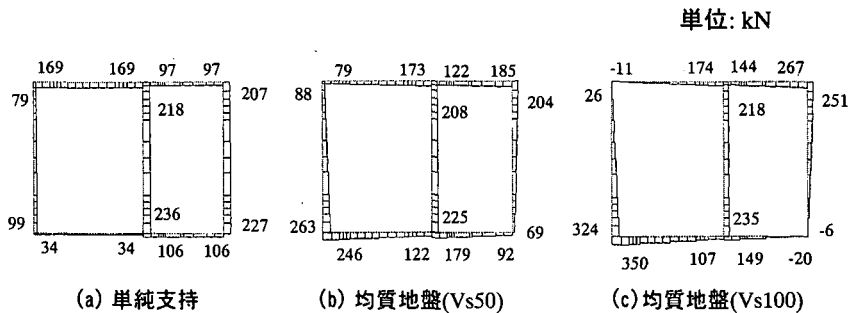


図-17 同一せん断変形量での軸力の比較(1層2室)

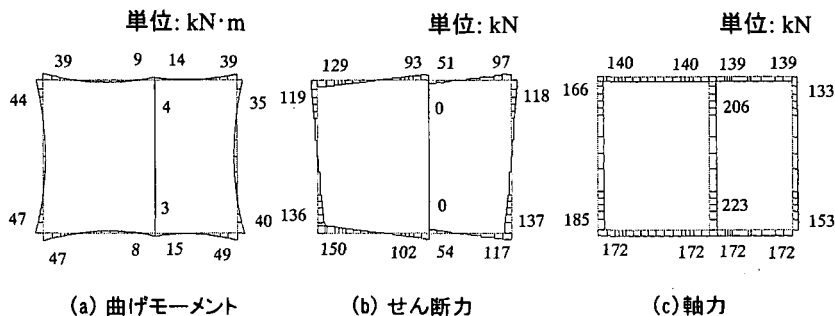


図-18 常時荷重による断面力(1層2室)

がってその差が広がることがわかる。これは、左側壁下端では底版の軸力、頂版右端では、右側壁の軸力の支持条件による差が影響していると考えられる。隔壁上端では、支持条件によるせん断力の差は小さい。単純支持の非線形骨組みモデルを用いて発生せん断力を算定する場合、構造物のせん断変形が大きくなると、均質地盤の支持条件のせん断力を小さく評価する場合があることに注意する必要がある。

5. まとめ

せん断変形量を評価指標とした地中構造物の簡易的な耐震設計法において、単純支持した非線形骨組みモデルによる変形性能評価や発生せん断力算定の適用性を検証することを目的に、せん断変形量に着目した支持条件の異なる1層2室および2層2室共同溝の地震時挙動の比較を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

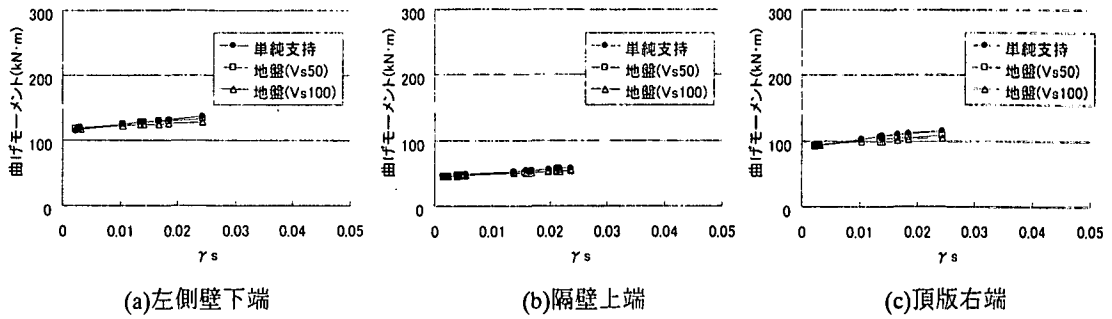


図-19 γ_s と曲げモーメントの関係(1層2室)

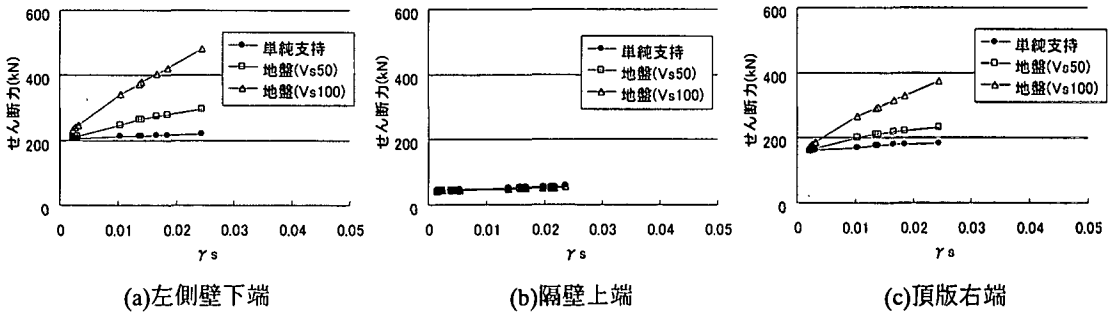


図-20 γ_s とせん断力の関係(1層2室)

参考文献

1)共同溝の損傷位置について、部材の降伏、終局に達する位置は3つの支持条件によらず同様の傾向がある。常時荷重を載荷した状態から左から右への1方向载荷のため、左下と右上の隅角部が他の隅角部より先に降伏、終局に達する傾向があり、隅角部以外では、隔壁、中床版端部が降伏、終局に達する。

2) 共同溝の損傷順序について、支持条件により各損傷位置の降伏、終局に達する順序が変化する。また、支持条件が異なるとせん断変形角と損傷順序の関係も異なる傾向を示す。本解析例の部材の初終局時のせん断変形角を見ると、単純支持条件の場合のせん断変形角は、均質地盤条件の場合とほぼ同じまたは小さくなっている。

3)1層2室共同溝の発生断面力について、同一せん断変形角が生じている時の3つの異なる支持条件における曲げモーメント、せん断力分布の傾向の差は小さいが、軸力分布については、単純支持と均質地盤の支持条件で傾向が異なる。

4)1層2室共同溝の左側壁下端、隔壁上端、頂版右端に着目して曲げモーメントとせん断力を比較すると、同一せん断変形角での曲げモーメントは、支持条件による差は小さい。せん断力は、せん断変形角が大きくなると、支持条件による差が大きくなる場合がある。

- (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
- 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
- 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)
- 西岡勉，運上茂樹：ひずみ伝達特性を用いた地中構造物横断方向の簡易的な耐震設計法，第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集，pp.302，2001.11
- (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
- (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
- 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
- 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