

強震動を受ける地下構造物の非線形応答

小林力¹・川島一彦²

¹正会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻研究生（本務：東京消防庁）
（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²F会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

1. はじめに

応答変位法に基づく地下構造物の耐震設計法は、昭和53年の建設省・新耐震設計法以降、開発されてきたが、この方法の原型は震度法と同様に小規模地震による地震動と許容応力度法の組み合わせである。兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震設計は震度法から地震時保有耐力法に大きく切り替わったと同様に、地下構造物の耐震設計も許容応力度法から地震時保有耐力法に切り替えていく必要がある。このためには、強震動下における地下構造物の地震応答を正しく評価することが重要である。

本文は、1層2ボックス式の共同溝を対象とし、その面内方向の振動に着目して、スラブ、側壁、中壁から構成されるラーメン構造系がどの程度の非線形応答を示すかを解析的に検討した結果を報告するものである。

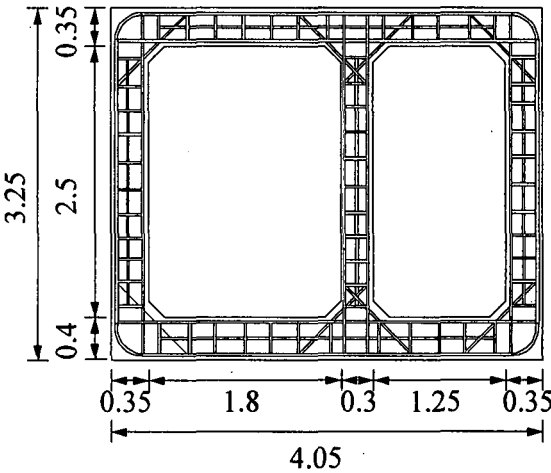


図-1 解析対象とする共同溝と配筋（単位：m）

2. 解析対象とする共同溝及び解析モデル

解析対象とするのは、図-1に示す幅4.05m、高さ3.25mの1層2ボックス式の共同溝である¹⁾。側壁には、外側、内側ともに、共同溝の軸方向にD13が200mm間隔で、また、周方向にはD16が125mm間隔で、それぞれ配置されている。内側と外側の周方向鉄筋はクロス筋で結ばれているが、量的にはわずかである。このため、スラブや壁においてコンクリートを十分横拘束する状態とはなっていない。上下スラブと側壁との接合部にはそれぞれ高さ150mmと200mmのハンチが設けられ、D13のハンチ筋が設置されている。

一方、共同溝周辺の地盤条件は図-2に示す通りである。共同溝の軸直角方向には、大きな層序や厚さの変化はない。共同溝は地表面下9.25mを下面として設置されている。共同溝の土かぶり厚は6mである。地表面下39.2mにせん断弾性波速度500m/sの洪積の礫層があり、この層を

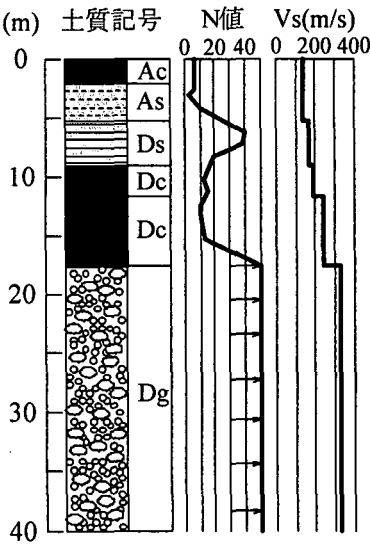


図-2 地盤条件

耐震設計上の基盤面と見なすこととする。地盤のせん断弾性係数 G_s はせん断弾性波速度 V_s から、次式によって

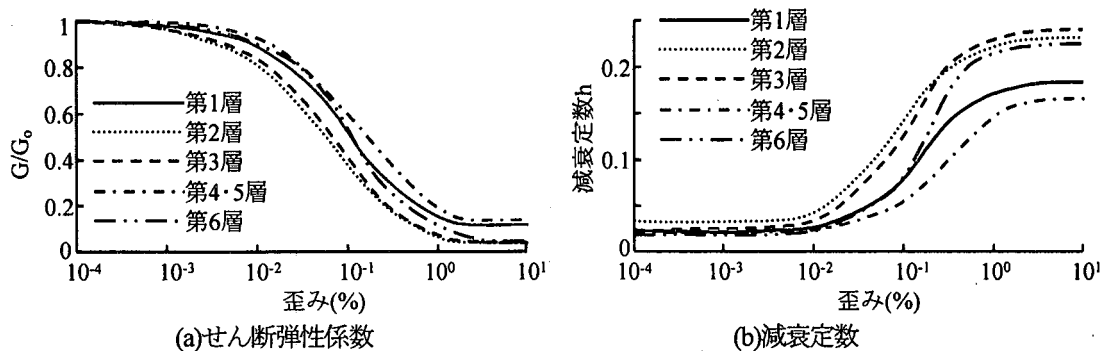


図-3 地盤のせん断剛性および等価減衰定数のひずみ依存性

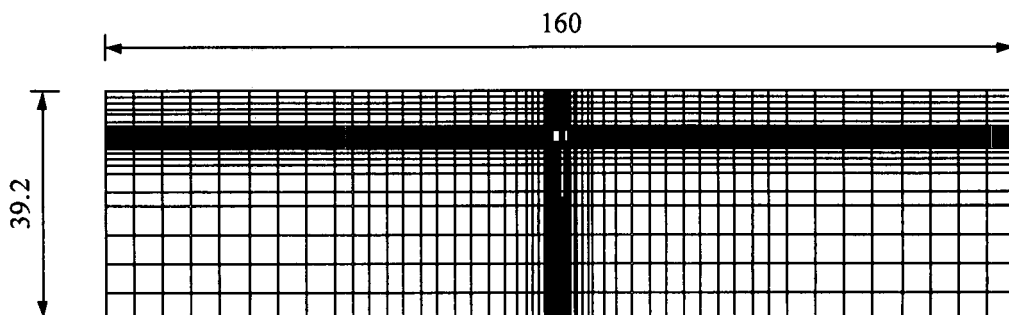


図-4 周辺地盤と共同溝のモデル化

求められる。

$$G_s = \frac{\gamma_s}{g} V_s^2 \quad (1)$$

ここで、 γ_s は土の単位体積重量、 g は重力加速度である。地盤のせん断弾性係数 G_s および等価減衰定数 h_{eq} のせん断ひずみ依存性は、図-3 のように与えた。

解析は2段階に行った。最初に、図4 に示すように水平方向に160m、深さ39.2mの地盤-共同溝系の2次元平面ひずみモデルを仮定し、振動数領域の地震応答解析プログラムFLUSHを用いて、地盤のせん断弾性係数 G_s および等価減衰定数 h_{eq} のせん断ひずみ依存性を考慮した等価線形解析を行った。次に、これと同じ範囲を地盤-共同溝系の2次元平面ひずみモデルとしてモデル化し、時間領域の非線形動的解析により、共同溝の床版および側壁に生じる非線形応答を求めた。この際、地盤定数としては上記のFLUSHの解析によって求めた地震時のせん断ひずみに適合する地盤のせん断弾性係数及び等価減衰定数を用い、共同溝については非線形曲げ履歴を有する梁としてモデル化した。ここで、周辺地盤は2次元平面ひずみ状態を仮定し、共同溝としては単位奥行きをモデル化した。

共同溝を非線形曲げ履歴を有する梁としてモデル化するには、Takeda 型の履歴復元力を有すると仮定した。曲げモーメント～曲率関係は参考文献1) に示されている値を用いた。これは、コンクリートの最大応力 σ_{cc} 時

のひずみ ε_{cc} を 2000μ とし、それ以降は応力が一定という仮定に基づいて求められた値である。この応力～ひずみ関係はかつて道路橋のコンクリート上部構造の基準に記述されていたことから、いまでも横拘束筋の効果をよく考慮しないで不用意に用いられることがある。しかし、最大応力 σ_{cc} 以降、応力が低下しないためには、相当の量の横拘束筋を配置しなければならない。ここで解析している程度の横拘束では、この式を適用することは明らかに適当とはいえない。しかし、ここでは参考文献1) に基づいて、ここに示されている曲げモーメント～曲率関係をそのまま用いることとした。なお、壁式コンクリートの横拘束に関しては、よく分かっていない^{2) 3)} ため、今後、検討していく必要がある。

図-5 は、参考文献1) に示される共同溝の側壁、中壁、上床版、下床版の曲げモーメント～曲率関係である。曲げ耐力は、底版が一番大きく、以下、側壁、頂版、中壁の順となっている。

入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録を用いることとした。これをFLUSHを用いて地表へ入力し、耐震設計上の基盤面における地震動を計算した。時間領域の非線形解析では、これを耐震設計上の基盤面に作用させることとした。

3. 自重による共同溝の変形

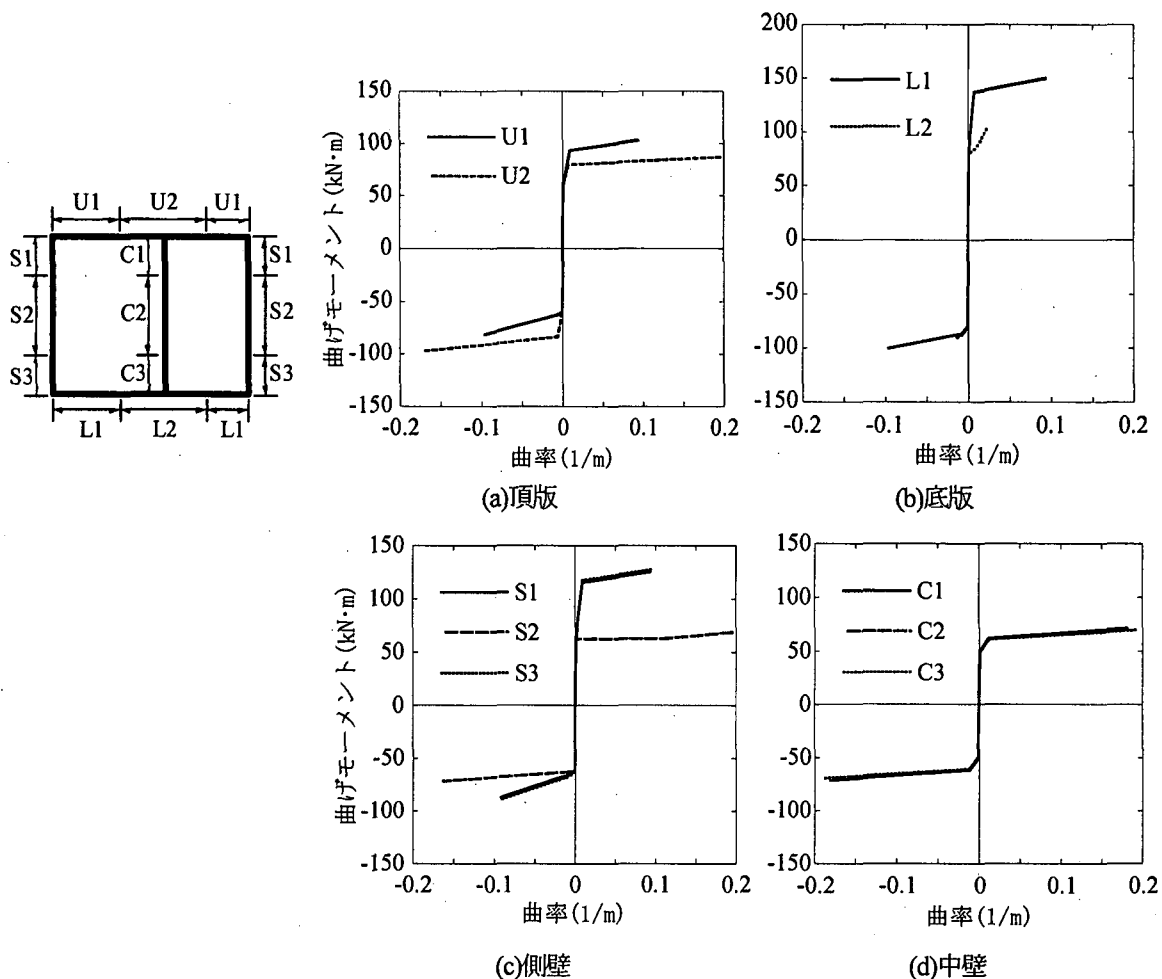


図-5 道路橋示方書に基づく共同溝（単位奥行き）の曲げモーメント～曲率関係

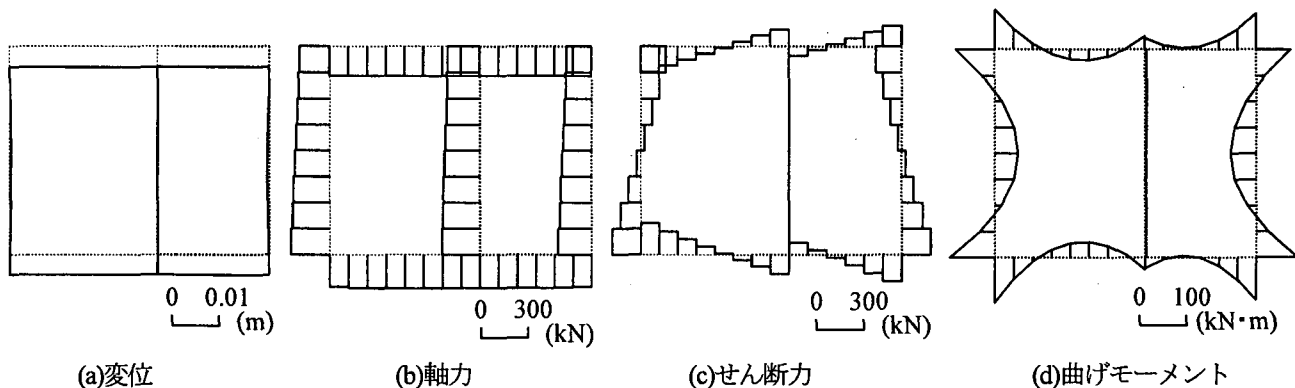
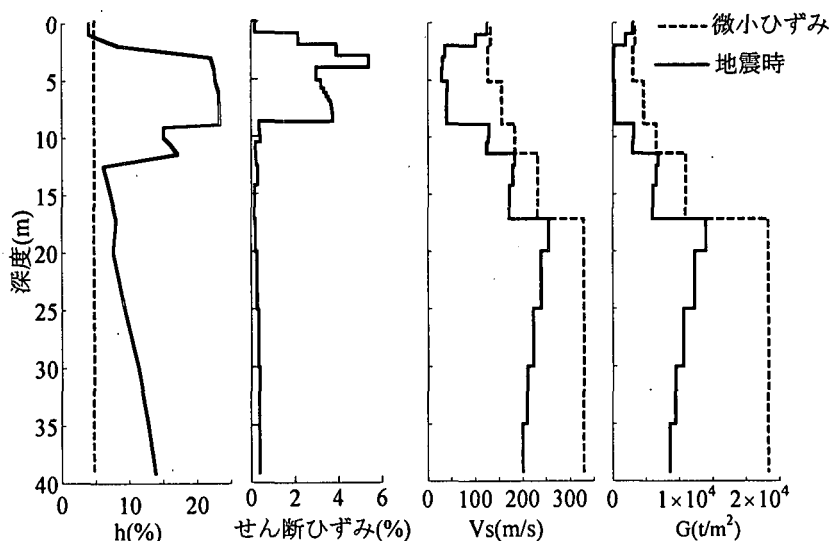


図-6 常時荷重によって共同溝に生じる変位および断面力

図-4 に示した共同溝～周辺地盤モデルを用いて、自重によって共同溝に生じる変形と断面力を求めた結果が、図-6 である。軸力としては、側壁で 200kN 程度生じる。これを単純に側壁の断面積で除して、これによる軸応力を求めると、0.7MPa 程度となる。側壁では、上端と下端で曲げモーメントは最大となり、-50～94kNm 程度である。

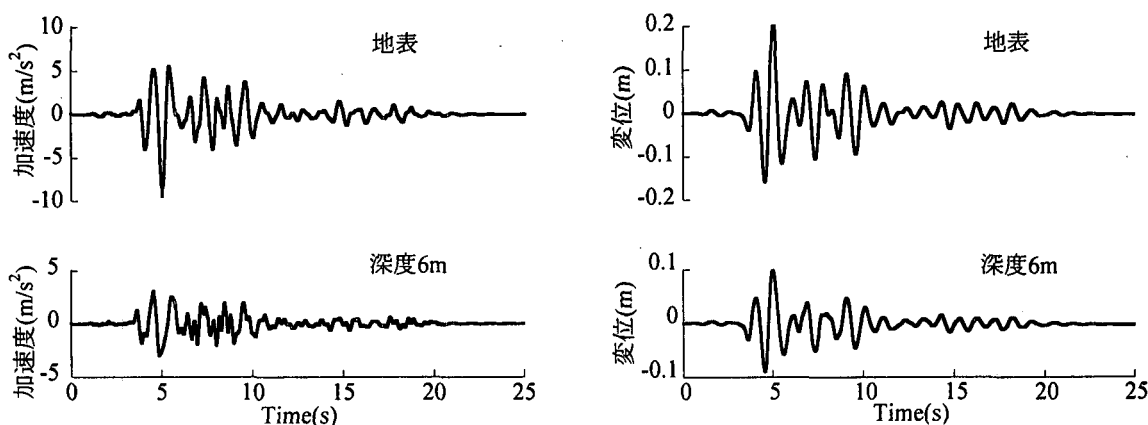
4. 周辺地盤の地震応答

図-7 は、FLUSHによって計算した地震時に生じるせん断ひずみに適合したせん断弾性波速度、等価減衰定数を、これらの微小ひずみ時の値とともに示した結果である。入力地震動が大きいので、せん断ひずみは地表面下 3m 程度で 0.053 にもなり、このため、地盤のせん断弾性係数は微小ひずみ時に比較して大きく減少している。このような大きなせん断ひずみを生じた場合には、地盤は破壊するのではないかと考えられるが、ここでは、等価線形化法により求められるままの値を用いている。



(a)等価減衰定数 (b)最大せん断ひずみ (c)せん断弾性速度 (d)せん断剛性

図-7 微小ひずみ時及び地震時の等価減衰定数、最大せん断ひずみ、せん断弾性速度、せん断剛性



(1)応答加速度

(2)応答変位

図-8 地盤の地震応答

FLUSHで求めた地震時のせん断ひずみに適合した地盤のせん断弾性係数、等価減衰定数を2次元平面ひずみモデルに取り入れ、共同溝をTakedaモデルによってモデル化して解析した結果得られた地盤応答が、図-8である。これは、共同溝から40m離れた位置における地盤の応答加速度および応答変位を示した結果である。地表の最大加速度は 9.8m/s^2 、最大変位は 0.2m である。また、共同溝の上床版位置と同じ高さにおいては、最大加速度は 3.1m/s^2 、最大変位は 0.098m である。

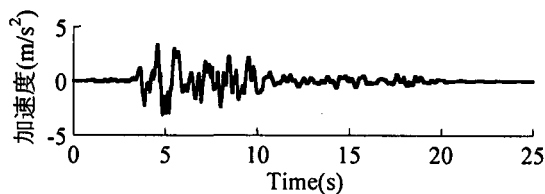
5. 共同溝の地震応答

共同溝の地震応答の例として、上床版における応答を示すと、図-9のようになる。最大加速度は 3.3m/s 、最大変位は 0.098m であり、上述した同じ高さにおける自由地

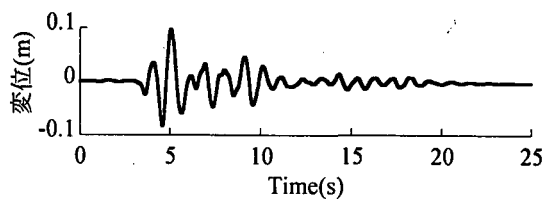
盤に生じる最大応答とほぼ同じである。これは、共同溝が地震時に地盤中で共振するのではなく、地震時の地盤の変位、変形に引きずられる形で振動することを示している。

図-6に示した自重による変位および断面力の状態から地震時応答増分を生じ、これらの和として計算される共同溝の断面力の地震応答を示すと、図-10の通りである。これによれば、曲げモーメントや軸力の応答にはドリフトが生じている。これは、共同溝に曲げ降伏が生じ、塑性変形したため、周辺の地盤（弾性）と釣り合う状態の断面力を表している。この結果、共同溝に生じる残留変位を示すと、図-11の通りである。側壁では、内側に向かって $4\text{mm}\sim 7.7\text{mm}$ の残留変位が生じている。

曲げモーメント～曲率関係を示すと、図-12のようになる。側壁上側は、 $9.2\times 10^3(1/\text{m})$ で曲げ降伏しており、曲

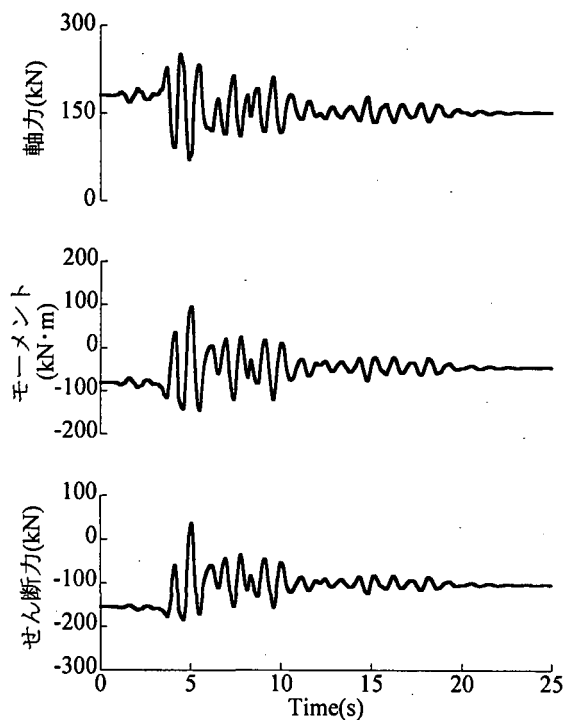


(1)加速度応答

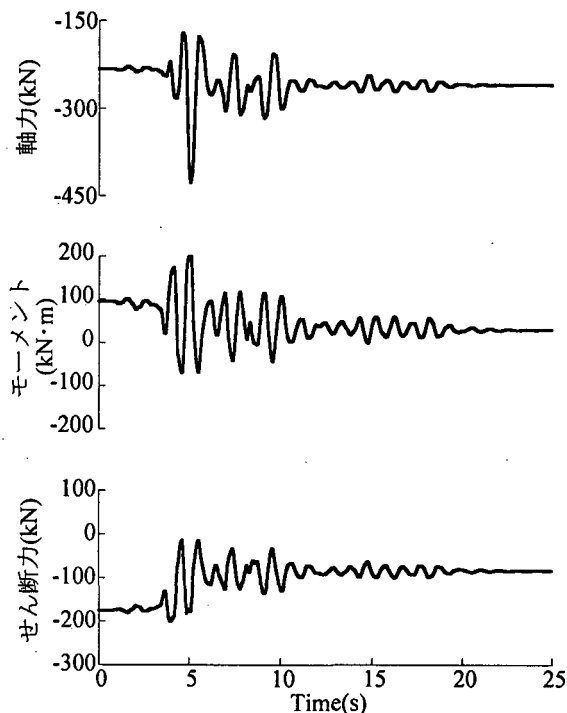


(2)変位応答

図-9 共同溝(上版)の地震応答



(1)左側壁上端



(2)左側壁下端

図-10 共同溝の断面力の時刻歴応答

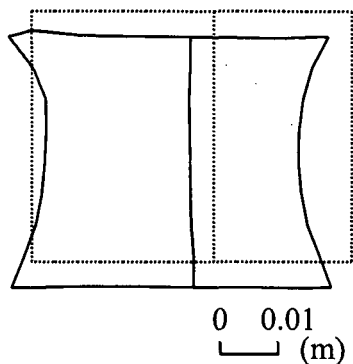


図-11 共同溝に生じる残留変位

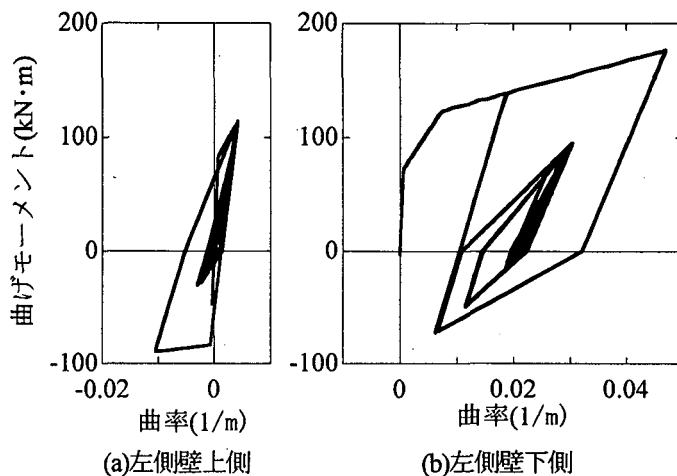


図-12 曲げモーメント～曲率の履歴特性

率応答じん性率は、1.13 となる。側壁下側の塑性化はこれよりも大きく、曲率応答じん性率は5.08である。

図-13 は、共同溝に生じる断面力の最大値を示した結果である。これによれば、軸力は側壁で400kN程度生じる。

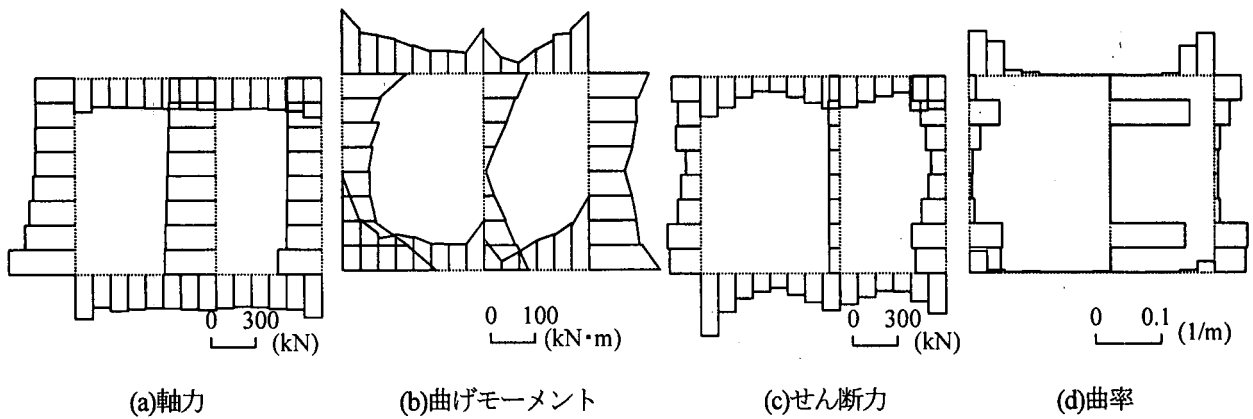


図-13 共同溝に生じる最大応答

また側壁では上端と下端で曲げモーメントは最大となり、最大値は 56～200kNm 程度になる。共同溝に生じる地震時断面力の最大値は、自重によって共同溝に生じる断面力のおおよそ 2 倍の値となる。

7. 結論

強震動の作用下における地下構造物の履歴応答を明らかにすることを目的として、共同溝横断面の曲げ履歴応答を解析した。ここに示した検討から得られた結論をまとめると、以下のようになる。

- 1) 高さ 4.05m、幅 3.25m の 1 層 2 ボックス型の標準的な共同溝でも、兵庫県南部地震クラスの地震動の作用下では、側壁を中心として曲げ非線形履歴が生じる。
- 2) 壁式部材の曲げ変形特性を求める際には、コンクリートの横拘束効果を正しく評価する必要がある。橋脚系に対する横拘束効果に関する研究は少なからず行われているが、壁系構造物に対する横拘束効果の評価に関する研究が不足している。
- 3) 本解析で対象とした共同溝は、地震時に曲げ降伏し、地震後に残留変位と残留断面力を生じた。ただし、ここで仮定した曲げモーメント～曲率関係は、横拘束筋の拘束効果を過大に評価した場合の結果である。

謝辞

本研究に用いた共同溝に関するデータは、独立行政法人土木研究所から提供していただいた。FLUSHの利用に際しては、地震工学研究所の宇高竹和氏のご指導を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 運上茂樹、大住道生、高尾聰秀：兵庫県南部地震における共同溝の被災解析と耐震性能の評価、土木研究所資料、第 3821 号、建設省土木研究所、2001
- 2) 堺淳一、川島一彦、庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化、土木学会論文集、No. 654/I-52、pp. 297-316、2000
- 3) 堺淳一、川島一彦：コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響、土木学会論文集、No. 717/I-61、pp. 91-106、2002
- 4) 川島一彦編著：地下構造物の耐震設計、鹿島出版会
- 5) 安田進、山口勇：種々の不撓乱土における動的変形特性、第 20 回土質工学研究発表会、pp. 539-542、1985
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996