

不連続性岩盤上に設置する構造物の 複合降伏モデルによる地震応答解析

岩田 直樹^{1*}・佐々木 猛²・吉中龍之進³

¹中電技術コンサルタント(株) 原子力プロジェクト室 (〒734-8510 広島市南区出汐2-3-30)

²サンコーコンサルタント(株) 岩盤工学研究所 (〒136-8522 東京都江東区亀戸1-8-9)

³埼玉大学名誉教授 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

*E-mail: n.iwata@cecnet.co.jp

ダム、長大橋や原子力発電所などの大型構造物の地震時の安定性は、その基礎岩盤内に存在する岩盤不連続面の方向性・間隔・傾斜等の幾何学性と力学的性質が重要な影響を及ぼすと考えられる。

本研究では、ジョイント等の岩盤不連続面の動的な応力-変形関係として、著者らが提案している拘束応力依存の繰返し載荷-除荷を考慮した非線形の弾塑性構成則を適用し、基礎岩盤モデルに複数の不連続面の組合せと傾斜角を変化させ、それが上部構造物の応答にどのような影響を与えるかについて検討した。この結果、不連続面を考慮しない弾性モデルと比較すると、不連続面の変形特性の非線形性や履歴減衰の影響が大きく、不連続面の傾斜角の違いにより上部構造物の応答特性が異なることが明らかになった。

Key Words : earthquake response analysis, FEM, joint system, Multiple Yield Model

1. はじめに

ダム、長大橋や原子力発電所などの岩盤上に建設する大型構造物の地震時の安定性は、その基礎岩盤内に存在する岩盤不連続面の方向性・間隔・傾斜等の幾何学性と力学的性質が重要な影響を及ぼすと考えられるが、一般的には、岩盤を弾性体でモデル化した地震応答解析により安定性が評価されている。岩盤不連続面を考慮した事例としては、岩盤を弾性ブロック、不連続面を線形バネでモデル化した不連続変形法(DDA)等による不連続体解析事例¹⁾はあるが、不連続面の変形特性の非線形性を考慮した解析事例はほとんどない。

著者らは、岩盤の大規模掘削問題に対して、岩盤不連続面の変形特性の拘束応力依存による載荷-除荷を考慮した非線形モデルを提案し、不連続面の分布、変形特性を考慮できる有限要素法による等価連続体解析の一種である複合降伏モデル(the multiple yield model, MYM)²⁾による解析を実施し、計測値との比較によりモデル化と解析手法の妥当性について検討を行っている³⁾。

本研究では、著者らが提案した岩盤不連続面の変形特性を動的問題に適用し、拘束応力依存の繰返し載荷-除荷を考慮した非線形弾塑性構成則を提案し、これを考慮した複合降伏モデルにより、岩盤上に設置した構造物の地震応答解析を行い、岩盤不連続面の分布の違いが構造

物の応答にどのような影響を与えるかについて検討を行った。

2. 解析理論の概要

(1) 全体運動方程式

式(1)は、Hamiltonの原理による運動方程式を示す。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \int_{S_2} [N]^T \{f\} ds - [M]\{\ddot{U}\} + \int_V [N]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ -\gamma \end{Bmatrix} dV \quad (1)$$

ここに、 $[M]$: 質量マトリックス、 $[C]$: 減衰係数マトリックス、 $[K]$: 剛性マトリックス、 $\{\ddot{u}\}$: 加速度、 $\{\dot{u}\}$: 速度、 $\{u\}$: 変位、右辺第1項は表面外力、第2項は地震による加速度外力、第3項は自重による物体力である。

これらを式(2)の増分形式で表す。

$$[M]\{\Delta\ddot{u}\} + [C]\{\Delta\dot{u}\} + [K]\{\Delta u\} = \{\Delta f\} \quad (2)$$

(2) 釣合方程式の解法

式(2)の運動方程式は、Newmarkの β 、 γ 法で $\beta=0.25$ 、 $\gamma=0.5$ とし、これを増分変位に対する連立方程式の式(3)を各時間刻みで解くことにより得られる。

$$\begin{aligned} & \left[[K] + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] \right] \{\Delta u\} \\ &= -\alpha(\Delta t) [M] + [M] \left[\frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}(t)\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{u}(t)\} \right] + [C] \left[\frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}(t)\} + \left\{ \frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right\} \Delta t \{\ddot{u}(t)\} \right] \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $\{\Delta u\}$ ：増分変位、 Δt ：時間刻み、 β 、 γ ：Newmarkの積分定数、 $\alpha(t)$ ：地震加速度の時刻歴である。変位増分が求まったら、式(4)で加速度増分、式(5)で速度増分を求める。

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \left[\{\Delta u\} - \{\dot{u}(t)\} \Delta t - \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{u}(t)\} \right] \quad (4)$$

$$\{\Delta \dot{u}\} = [\{\dot{u}(t)\} + \delta \{\Delta \ddot{u}\}] \Delta t \quad (5)$$

(3) 減衰係数マトリックス

式(3)の減衰係数マトリックス $[C]$ は、式(6)に示す質量マトリックス $[M]$ と剛性マトリックス $[K]$ の線形結合で表される Rayleigh 減衰を設定する。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (6)$$

ここに、 α ：質量減衰定数、 β ：構造減衰定数である。

(4) 複合降伏モデルによる不連続面の構成則

複合降伏モデルは佐々木ら(1994)²⁾により提案されたモデルであり、有限要素法の構成則に弾性コンプライアンスを適用することにより、式(1)に示すように岩盤の総ひずみ $\{\varepsilon_T\}$ を母岩のひずみ $\{\varepsilon_R\}$ と複数の節理群のひずみ $\{\varepsilon_I\}$ の和で表現されるものと仮定している。

$$\{\varepsilon_T\} = \sum \{\varepsilon_I\} + \{\varepsilon_R\} \quad (7)$$

ここで、各節理群は周期的に存在し、それらの体積が母岩に比較して無視でき、母岩の応力と節理群の応力は等しいと仮定すれば、岩盤の総ひずみは次式で表すことができる。

$$\{\varepsilon_T\} = [\sum [F_I] + [E]]^{-1} \cdot \{\sigma\} = [C] \cdot \{\sigma\} \quad (8)$$

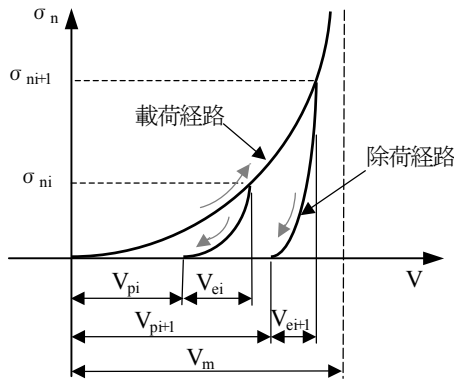


図-1 不連続面の垂直方向の変形特性

ここに、 $\{\varepsilon_T\}$ ：岩盤の総ひずみベクトル、 $\{\sigma\}$ ：総応力ベクトル、 $[E]$ ：等方弾性体の応力-ひずみマトリックス、 $[F_I]$ ：節理群のコンプライアンスマトリックス、 $[C]$ ：母岩と節理群の和のコンプライアンスマトリックスである。

(5) 節理群の降伏条件

式(9)に示す Mohr-Coulomb の降伏条件を節理群に用いる。

$$F_s = |\tau_s| - (C + \sigma_n \tan \phi_j) \quad (9)$$

ここに、 τ_s ：不連続面のせん断応力、 σ_n ：不連続面の垂直方向応力、 C ：不連続面の粘着力、 ϕ_j ：不連続面の摩擦角である。

(6) 節理群の変形特性

不連続面の垂直剛性 K_n は式(10)に示す Bandis らの提案式による双曲線型の変形特性⁴⁾を用いた。

$$K_n = K_{ni} \left[1 - \frac{\sigma_n}{V_m K_{ni} + \sigma_n} \right]^{-2} \quad (10)$$

ここに、 K_{ni} ：初期垂直剛性、 V_m ：不連続面の最大閉合量、 σ_n ：不連続面の垂直応力である。

不連続面の垂直方向の繰返し載荷試験では、図-1に示すように除荷過程においても非線形性を示し、残留変形を生じる。任意の拘束圧 σ_{ni} における不連続面の閉合量を V_i とし、これを弾性変形 V_{ei} と塑性変形 V_{pi} の和として式(11)のように表し、弾性変形 V_{ei} は式(12)に示す最大閉合量 V_m の二次関数で定義する。除荷時の変形特性は、Bandis の提案式をもとに、最大閉合量 V_m を弾性変形 V_{ei} に置き換えた双曲線型の変形特性を設定した³⁾。

$$V_i = V_{ei} + V_{pi} \quad (11)$$

$$V_{ei} = \left(1 - \frac{V_i}{V_m} \right)^2 V_i \quad (12)$$

また、不連続面のせん断剛性 K_s は式(13)に示す

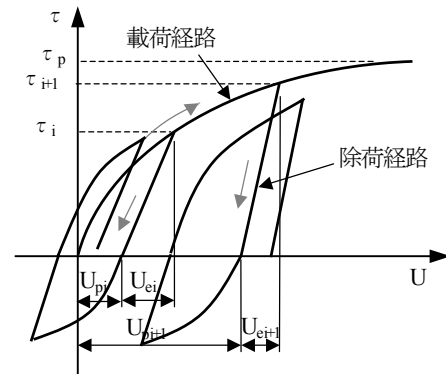


図-2 不連続面のせん断方向の変形特性

Kulhawy の提案式による双曲線型の変形特性⁵⁾を用いた。

$$K_s = K_{si}(\sigma_n)^{nj} \left(1 - \frac{\tau_s \cdot R_f}{\tau_p} \right)^2 \quad (13)$$

ここに、 K_{si} ：初期せん断剛性、 σ_n ：不連続面の垂直応力、 τ_p ： C 、 ϕ_j により計算されるせん断強度、 τ_s ：せん断応力、 nj ：剛性係数、 R_f ：破壊比であり一般的に0.7～0.9の係数。なお、一般的に係数 nj 、 R_f は不連続面のせん断試験結果をもとに設定される。

不連続面のせん断方向の繰返し載荷試験においても、図-2に示すように除荷過程で残留変形が生じる。垂直方向と同様に、任意の拘束圧 τ_i における不連続面のせん断変位 U_i を、弾性変形 U_{ei} と塑性変形 U_{pi} の和として式(14)のように表し、弾性変形 U_{ei} は式(15)に示す破壊接近度 τ/τ_p の二次関数で定義する³⁾。除荷経路の変形特性は、応力の正負が反転するまでは線形とし、反転後はKulhawyの提案式による双曲線型の変形特性を設定した。

$$U_i = U_{ei} + U_{pi} \quad (14)$$

$$U_{ei} = U_i \left(1 - \frac{\tau_i \cdot R_f}{\tau_p} \right)^2 \quad (15)$$

岩盤不連続面の動的繰返し一面せん断試験はJafari et al.^{6,7)}、Puntel et al.⁸⁾、Belem et al.⁹⁾により行われており、繰返し回数により不連続面の凹凸が平滑化することにより、強度

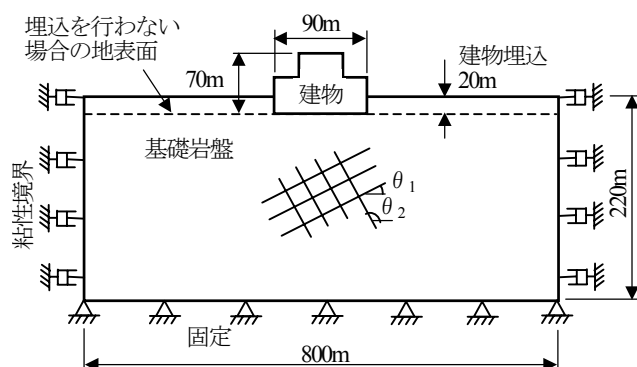


図-3 解析モデル

表-2 解析モデルの卓越周期

解析モデル		卓越周期（秒）		
		1次	2次	3次
埋込なし Model-1	弾性体	0.408	0.304	0.222
	MYM,0+90	0.408	0.320	0.252
	MYM,30+120	0.436	0.328	0.247
	MYM,45+135	0.446	0.330	0.245
埋込あり Model-2	弾性体	0.443	0.320	0.240
	MYM,0+90	0.444	0.339	0.271
	MYM,30+120	0.474	0.345	0.265
	MYM,45+135	0.484	0.347	0.263

が一定に収束する挙動などが報告されている。しかし、本報告ではそのような特性は考慮していない。また、地震応答解析では、不連続面の垂直応力は引張側と圧縮側に交互に変化し、連続的な応力経路を辿ることは少ない。したがって、不連続面の剛性の変化も拘束応力の変化に伴い断続的な変化をする。

3. 解析内容

図-3に示す幅90m、高さ70mの建物を想定し、幅800m、深さ200mの様な物性を有する岩盤上に設置した埋込込み行わないケース（Model-1）と岩盤内に20m埋込込みを行ったケース（Model-2）について、岩盤を弾性体とした場合（以降、弾性モデルと呼ぶ）と不連続面を考慮した場合（以降、MYMモデルと呼ぶ）の比較検討を行った。なお、建物と岩盤の接触面は一体化しており、すべり・剥離は生じないものとした。

表-1に解析用物性値を示す。弾性モデルの岩盤は、S波速度 $V_s=2,000\text{m/s}$ の硬質岩盤を想定して物性値を設定した。このとき、モデルの卓越周期は表-2に示すように0.408秒となる。また、建物は卓越周期が0.2秒程度となるような物性値を設定した。

MYMモデルでは、変形及び強度特性が同じ直交する2組の不連続面が1.0m間隔で分布しているものとし、傾斜角を0+90°、30+120°、45+135°とした3つのケースについて比較検討を行った。母岩の物性値は、弾性体で

表-1 解析用物性値

弾性体		S波速度 $V_s(\text{m/s})$	2,000
		P波速度 $V_p(\text{m/s})$	4,000
		単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25.0
		弾性係数 $E(\text{GPa})$	26.6
		ポアソン比 ν	0.33
複合降伏モデル	母岩	単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25.0
		弾性係数 $E(\text{GPa})$	26.6
		ポアソン比 ν	0.33
	不連続面	初期垂直剛性 $K_n(\text{GN/m}^3)$	100
		初期せん断剛性 $K_s(\text{GN/m}^3)$	10
		せん断強度 $\tau \text{ (MPa)}$	1.0
		内部摩擦角 $\phi (^{\circ})$	35
		間隔 $S(\text{m})$	1.0
		最大閉合量 $V_m(\text{mm})$	2.0
		傾斜角 $\theta (^{\circ})$	0+90, 30+120, 45+135
建物	上部の単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	5.0	
	基礎の単位体積重量 $\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	25.0	
	弾性係数 $E(\text{GPa})$	30.0	
	ポアソン比 ν	0.20	
減衰定数 $h(\%)$			3.0

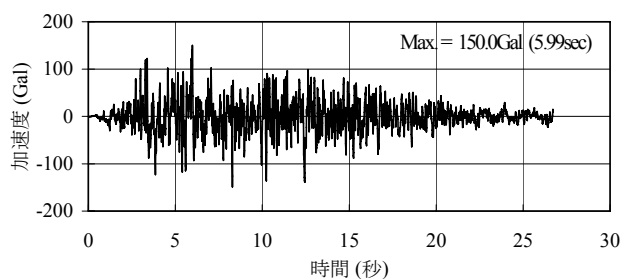


図-4 入力地震動

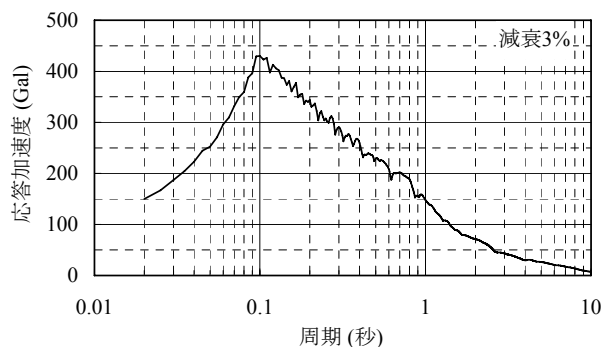


図-5 入力地震動の加速度応答スペクトル

モデル化した場合と同様の物性を設定し、不連続面の物性値は、モデルの卓越周期がほぼ一致するように初期垂直剛性は 100GN/m^3 、初期せん断剛性は垂直剛性の1/10を設定した。不連続面を考慮したモデルの卓越周期は表-2に示す。なお、設定した不連続面の剛性は、掘削解析等に用いる静的物性値に比べかなり大きくなっているが、物性値の妥当性については、今後の不連続面試験等により検証を行う必要がある。

解析は、岩盤の初期応力は等方応力状態を仮定し、自重計算により等方応力を設定した後に、地震応答解析を行った。モデルの境界条件は、初期応力算定時には側方を鉛直ローラー、底面を固定とし、地震応答解析時には側方をLysmerの粘性境界、底面を固定とした。

入力地震動は、図-4に示す継続時間約27秒、最大加速度 150Gal を想定し、水平方向加振のみを行った。図-5に入力地震動の応答スペクトルを示す。応答スペクトルは0.1秒付近でピークを持ち、これより長周期側では、周期が大きくなるに従って応答が小さくなる特性を持つ地震動である。

4. 解析結果

(1) 加速度応答の比較

図-6に建物の埋め込みを行わないケース (Model-1) の建物底面中央の水平加速度応答の比較を示す。最大加速度は、弾性モデルで 6.2m/s^2 であるのに対し、MYMモデルでは $4.2\sim 4.7\text{m/s}^2$ 程度に低下する。また、加速度振

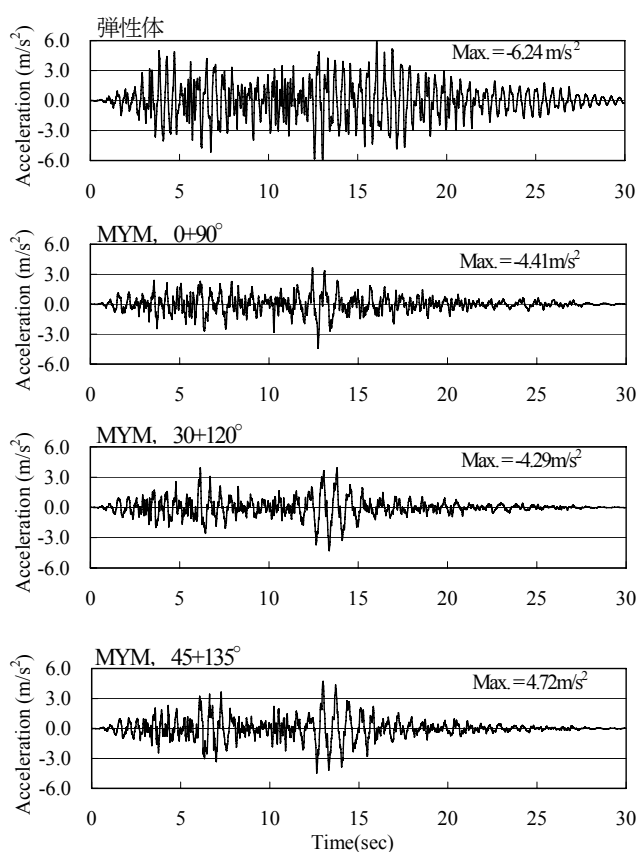


図-6 建物底面中央の水平加速度応答(Model-1)

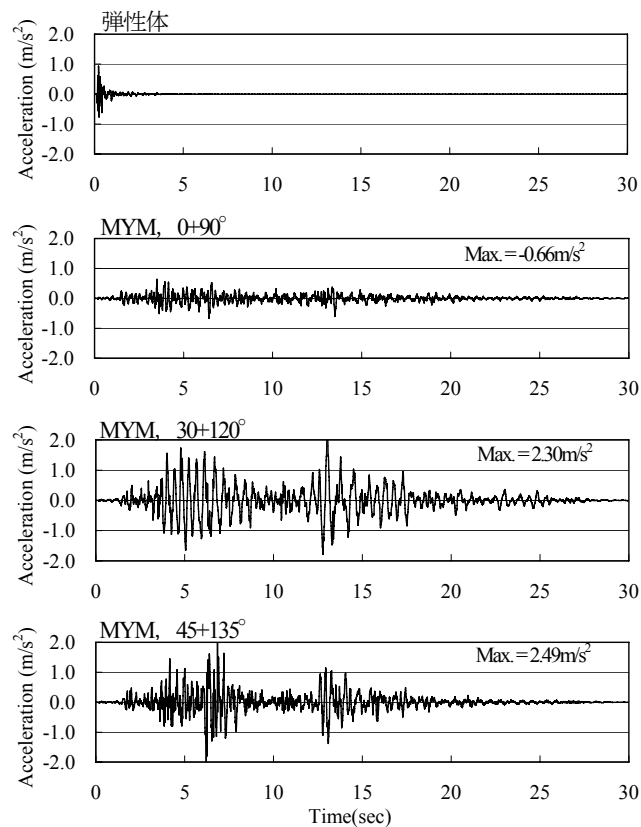


図-7 建物底面中央の鉛直加速度応答(Model-1)

幅の大きい箇所の応答波形をみると、長周期成分が卓越した応答となっている。これらは、水平加振時の応答に大きな影響を与える不連続面のせん断剛性が、図-2の変形特性に示すように振幅の増加に伴って非線形性を示して低下し、モデル全体の卓越周期が長くなるため、入力地震動の特性から応答値が低下することと、図-2に示す不連続面のせん断に対する応力-変位関係においてヒステリシスループを描くことで生じる履歴減衰によるものと考えられる。

不連続面の傾斜角の違いについてみると、不連続面の傾斜角が小さいほど応答は小さくなる傾向がある。これも前述と同様の理由で、不連続面の傾斜角が小さいほどせん断剛性の非線形性による剛性低下が大きいことが原因と考えられる。

図-7にModel-1の建物底面中央の鉛直加速度応答の比較を示す。水平加振のみであるため弾性モデルで鉛直動は生じないものの、MYMモデルでは不連続面方向に変形が生じるため鉛直加速度が生じる。最大鉛直加速度は、不連続面の傾斜角が大きいほど大きくなる傾向があるが、応答波形をみると傾斜角30+120°ではやや長周期成分が卓越するが、傾斜角45+1135°では短周期が卓越している。このことは、上下動に対しても水平加速度の場合と同様に、不連続面の傾斜角の違いにより生じる不連続面の非線形性が応答に大きく影響した結果である。

表-3に建物頂部の最大応答加速度を示す。前述の建物基礎部の応答の違いにより、建物頂部の最大水平加速度は、弾性モデルでは11m/s²程度であるのに対してMYMモデルでは8 m/s²程度以下となる。一方、最大鉛直加速度は、弾性モデルではほとんど生じないが、MYMモデルでは1~3 m/s²程度の応答が生じる。

建物の埋め込みを行ったケース (Model-2) の加速度応答波形は、埋め込みを行わないケース (Model-1) とほぼ同様の形となるが、表-3に示す建物頂部の最大加速度は必ずしもなっていないが、応答波形全体としては埋め込みを行ったケースがやや応答が小さくなる。

(2) 変形量の比較

図-8は建物の埋め込みを行ったケース (Model-2) について、弾性モデルとMYMモデル (30+120°) の建物底面中央の水平応答変位の比較を示す。弾性モデルでは地震応答中に最大5cmの水平変位が生じ、地震終了後に残留変形は生じないものの、MYMモデルでは地震応答中に最大13cmの水平変位が生じ、地震終了後に4cmの残留水平変位が生じる。残留水平変位は、主要動前半の最大加速度が生じる8秒以下の部分で5cm程度生じた後、それ以降の比較的振幅の小さい地震動では残留変位があまり生じず、最終的に4cmの残留変位となっている。また、残留変形はモデル右側へ生じており、低角度の不連

表-3 建物頂部の最大加速度応答(単位:m/s²)

解析モデル	埋込なし		埋込あり	
	水平	鉛直	水平	鉛直
弾性体	10.74	0.11	11.28	0.15
MYM,0+90	4.59	0.94	4.81	1.95
MYM,30+120	7.07	2.66	6.89	2.06
MYM,45+135	7.86	2.04	5.47	4.27

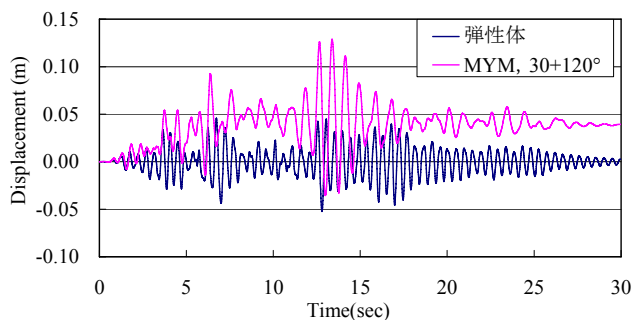


図-8 建物底面中央の水平変位応答
(Model-2, 弾性と MYM 30+120° の比較)

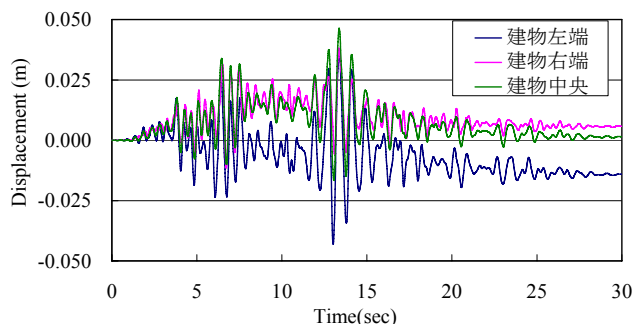


図-9 建物底面の鉛直変位応答(Model-2, MYM 30+120°)

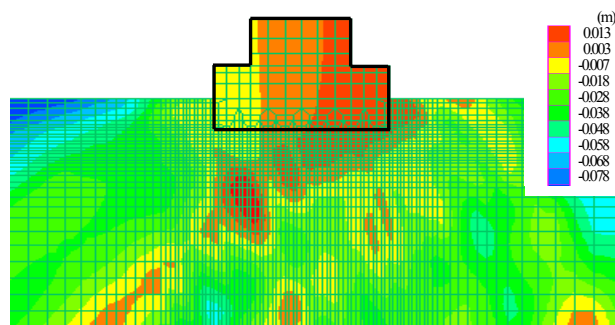


図-10 地震終了時の残留沈下量(Model-2, MYM 30+120°)

続面のせん断剛性の低下に伴って、不連続面方向に沿って滑り上がるような変形が生じたものと考えられる。

図-9はModel-2のMYMモデル (30+120°) の建物底面の鉛直変位応答を示す。8秒以下で低角度の不連続面方向に沿った滑りに伴う浮上がりが生じた後、8秒以降の比較的振幅の小さい地震動に対して除荷-載荷を繰り返す、残留沈下が生じる。建物の左右の隅角部では、建物のロッキングの影響により異なる応力状態となるため残

留沈下量に違いが生じ、地震終了後に2cm程度の不同沈下が生じる。

図-10はModel-2のMYMモデル(30+120°)における地震終了後の残留沈下量の分布を示す。建物より右側では浮き上がり、左側では沈下が生じ、低角度の不連続面の方向に沿った変形が生じている。

なお、建物を埋め込まない場合のMYMモデルの残留変位は、埋め込んだ場合に比べて建物周辺岩盤の拘束圧が小さいため不連続面の剛性が小さく、除荷時の残留変形量も大きくなることから、建物の残留沈下量、不同沈下量とも埋め込んだ場合に比べてやや大きくなる。

5. おわりに

本検討では、不連続面の分布、変形特性を考慮できる有限要素法の等価連続体モデルの一種である複合降伏モデルに、不連続面の拘束応力依存の繰返し載荷－除荷を考慮した非線形弾塑性構成則を導入し、不連続性岩盤上に設置した構造物の地震応答解析を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) MYMモデルの水平加速度応答は、不連続面の変形特性の非線形によりモデルの卓越周期が長くなることと、不連続面の履歴減衰により弾性解析よりも小さな加速度応答となる。
- (2) 不連続面を考慮することにより、弾性解析では発生しない水平加振時の上下動が発生する。
- (3) 不連続面の載荷－除荷を考慮した非線形弾塑性構成則を考慮することにより、岩盤に残留変形が生じるとともに、建物には不同沈下が生じる。
- (4) 応答加速度、残留変位ともに、不連続面の分布方向により大きく異なるが、応答の大きさは不連続面の変形特性の非線形性や載荷－除荷におけるヒステリシスループの形状に大きく依存する。

このように岩盤の不連続面を考慮すると、従来の弾性解析とは異なる挙動を示すことが分かってきたが、本検討で用いた不連続面の変形特性は、弾性モデルとの比較により設定した値であり、不連続面の物性値をいかに設定するかは今後の課題である。今後は、不連続面の動的試験に基づく物性値の設定方法や、地震観測記録との対比による解析手法やモデル化の妥当性検証などが必要と考えている。

参考文献

- 1) R. Yoshinaka, T. Sasaki, K. Sasaki, S. Horikawa: Consideration on stability and collapse at earthquake of soft rock slope based on an example, *Proceedings of 11th ISRM Congress Lisbon, Portugal*, pp. 1109-1112, 2007.
- 2) 佐々木猛, 吉中龍之進, 永井文男: 有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No. 505/III-29, pp. 59-68, 1994.
- 3) N. Iwata, T. Sasaki, J. Yoshida, K. Sasaki, R. Yoshinaka: Deformation behavior of discontinuous rock due to large-scale vertical excavation: comparison between prediction by numerical analysis and measurement, *Proceedings of ISRM Symposium SINOROCK2009, Hong Kong*, 2009.
- 4) Bandis S. C., Linsden A. C. and Barton, H. R.: Fundamentals of rock joint deformation, *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 20, No. 6, pp. 249-268, 1983.
- 5) Kulhawy F. H.: Stress-deformation properties of rock and discontinuities, *Engng. Geol.* 8, pp. 327-350, 1975.
- 6) M. K. Jafari, K. Amini Hosseini, F. Pellet, M. Boulon, O. Buzzi: Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 23, pp. 619-630, 2003.
- 7) M. K. Jafari, F. Pellet, M. Boulon, K. Amini Hosseini: Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 37 (1), pp. 3-23, 2004.
- 8) Eric Puntel, Gabriella Bolzon, Victor E. Saouma: A fracture mechanics based model for joints under cyclic loading, *Jour. Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 123, Issue 11, pp. 1151-1159, 2006.
- 9) Tikou Belem, Souley Mountaka, Françoise Homand: Generalized directional peak shear stress criterion for dilatant rock joints, *Proceedings of 57th Canadian Geotechnical Conference*, 2004.

EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF STRUCTURE ON DISCONTINUOUS ROCK BY MULTIPLE YIELD MODEL

Naoki IWATA, Takeshi SASAKI, Ryunoshin YOSHINAKA

This paper is presented earthquake response analysis of a structure on rock foundation considering rock joint systems. In order to obtain the influence of discontinuities, the authors studied the seismic response analysis by using equivalent continuum finite element method as Multiple Yield Model introducing cyclic loading elastic-plastic deformation characteristics of rock joints in an earthquake. As the results, the differences of seismic response on the structure of rock foundation between the elastic and discontinuous conditions are caused by the nonlinearity of discontinuous deformation and the history attenuation, and the behaviors of discontinuous rock foundation are depend on dip angle of joint sets.