

せん断特性を考慮した砂質土の液状化に関する研究

地盤工学研究室 志田俊彦
指導教官 豊田浩史

1. はじめに

飽和した緩い砂質土は、地震などの繰返しせん断応力を受けると液状化することで知られている。液状化特性を調べるに当たって、室内試験では繰返し非排水三軸試験がよく用いられている。しかし、繰返し非排水三軸試験は必ずしも簡単な試験とはいえない。そこで、単調せん断挙動から繰返しせん断挙動へのモデル化ができれば、繰返し非排水三軸試験を行うことなく液状化特性の予測が可能となる。

本研究では、数値モデル化時に、砂質土においては粘性土のように有効な数値モデルが確立されていない¹⁾⁻³⁾という現状を踏まえ、砂質土である豊浦砂及びまさ土を用いて三軸試験を行い、そこから求められる液状化パラメータを用いて砂質土の液状化解析モデルを開発する。排水三軸試験から砂質土の液状化解析モデルの開発に必要な液状化パラメータを明らかにすることにより、排水単調せん断挙動から非排水単調せん断挙動を予測し、さらに、非排水繰返しせん断挙動を予測するものである。

2. 液状化解析モデルの概要

本研究で用いた液状化解析モデル⁴⁾では、解析方法として弾塑性-有効応力解析を、支配空間として軸差応力-平均有効主応力空間を選択した。また、弾性成分としてせん断剛性とポアソン比を考慮し、硬化関数には双曲線モデルを採用した。なお、流れ則はストレス-ダイレイタンシー関係から決定されるものとした。以下にその詳細を示す。

2.1 弾性成分（線形）

$$d = Dd^e \quad (1)$$

d : 有効応力増分

D : 弾性係数

d^e : 弾性ひずみ増分

せん断剛性 G_e を近似式(2)より求め、ポアソン比の値を仮定(0.2とする)し、この2つの値から弾性係数を求める。ここで、せん断剛性はせん断ひずみ 0.001 まで有効であるとし、試験結果(図 1)を式(2)で近似すると、 A は豊浦砂の場合 1800、まさ土の場合 1000 であった。

$$G_e = A \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p'^{0.5} \quad (2)$$

A : 材料によって決まる定数

e : 間隙比

p' : 平均有効主応力

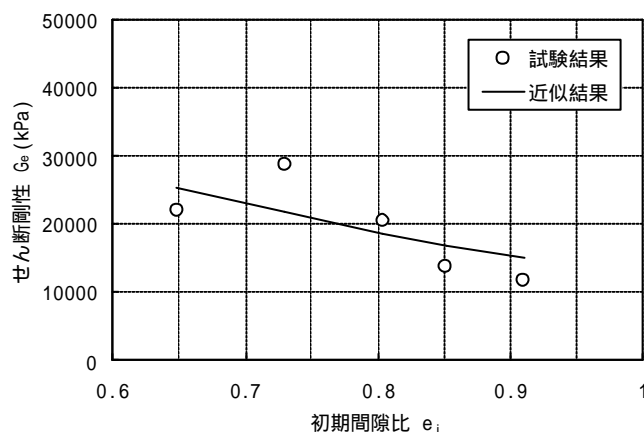


図 1 : せん断剛性と初期間隙比の関係

2.2 硬化関数（塑性）

硬化関数は、式(3)のように塑性せん断ひずみの関数とする。

$$s = f(e_s^p) \quad (3)$$

e_s^p : 塑性せん断ひずみ

双曲線モデルの式(4)を試験結果(図2)にフィッティングするように描かせた時の、初期の傾きを正規化した塑性せん断剛性 G_p^N 、収束値を破壊時の応力比 M_f とする。

$$h = \frac{G_p^N \cdot e_s^p \cdot M_f}{M_f + G_p^N \cdot e_s^p} \quad (4)$$

: 応力比

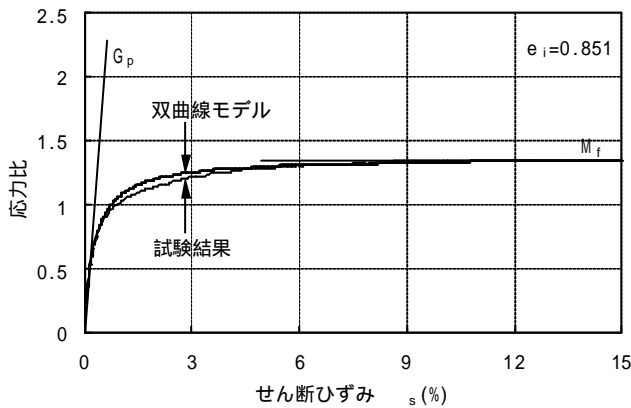


図2：応力比とせん断ひずみの関係

2.3 ストレス-ダイレイタンスー関係 (流れ則)

・ $h \geq \frac{M_p}{S+1}$ のとき

$$\frac{de_v^p}{de_s^p} = M_p - h \quad (5)$$

M_p : 変相点の応力比

・ $h < \frac{M_p}{S+1}$ のとき

$$\frac{de_v^p}{de_s^p} = S \cdot h \quad (6)$$

S : ダイレイタンスーの傾き

図3のストレス-ダイレイタンスー関係において、式(5)の切片を M_p 、式(6)の傾きを S とす

る。

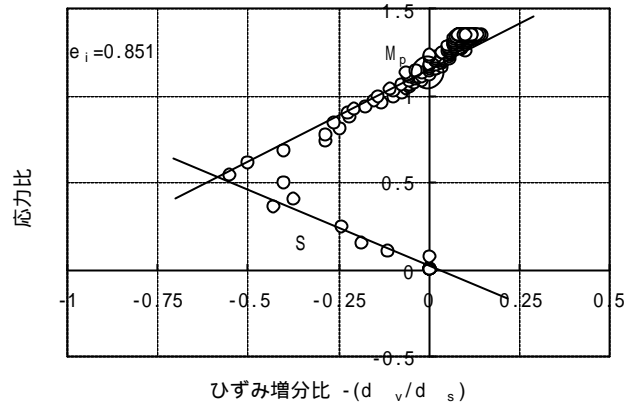


図3：ストレス-ダイレイタンスー関係

3. シミュレーション結果

3.1 入力パラメータ

2で述べた方法で排水三軸試験から求めた液状化パラメータを表1に示す。これは、豊浦砂における、排水単調せん断挙動から非排水単調せん断挙動を予測する際の入力パラメータである。

表1：入力パラメータ

		豊浦砂				
		超緩詰め	緩詰め	中密		
初期間隙比	e_i	0.921	0.889	0.873	0.860	0.700
相対密度	D_r	17.8	25.9	30.0	33.1	73.8
平均有効主応力	p'	100	100	100	200	100
破壊時の応力比	M_f	1.26	1.31	1.33	1.35	1.61
変相点の応力比	M_p	1.26	1.17	1.13	1.10	0.68
ダイレイタンスーの傾き	S	1.39	1.26	1.19	1.13	0.45
材料によって定まる定数	A	1800	1800	1800	1800	1800
正規化した塑性せん断剛性	G_p^N	368	431	463	489	806

3.2 非排水単調せん断挙動の予測

豊浦砂の試験結果及び計算結果を図4-7に示す。図より、計算結果が試験結果の挙動をよく表しており、本モデルが豊浦砂に適応できることがわかる。

まさ土の試験結果及び計算結果を図8-11に示す。図より、計算結果が試験結果と異なる挙動を示しており、本モデルがまさ土にはうまく適応できないことがわかる。

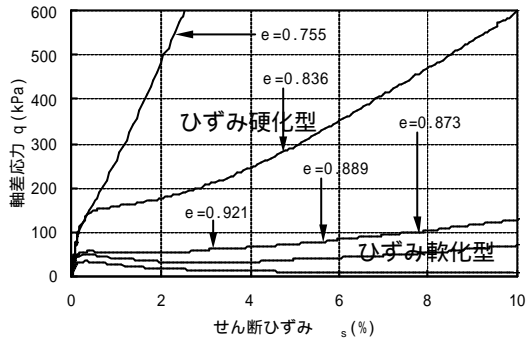


図 4 : 試験結果 (応力-ひずみ)

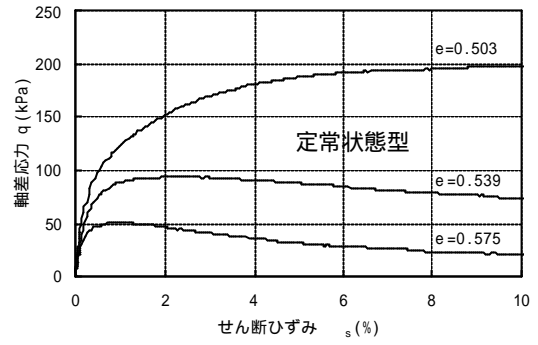


図 8 : 試験結果 (応力-ひずみ)

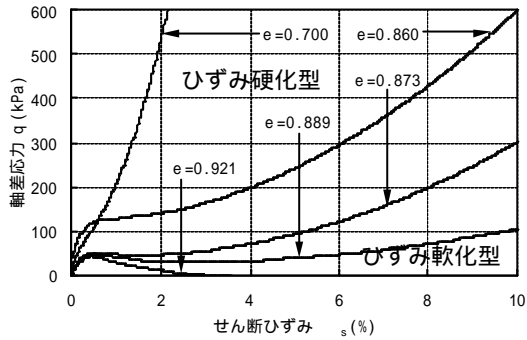


図 5 : 計算結果 (応力-ひずみ)

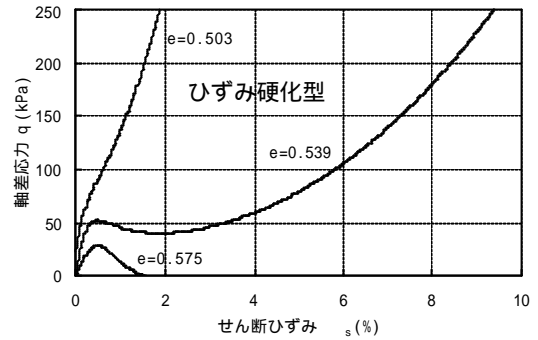


図 9 : 計算結果 (応力-ひずみ)

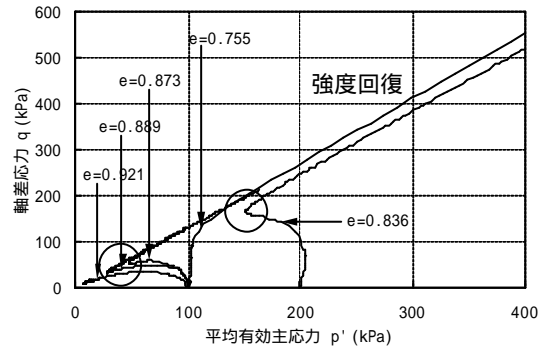


図 6 : 試験結果 (応力径路)

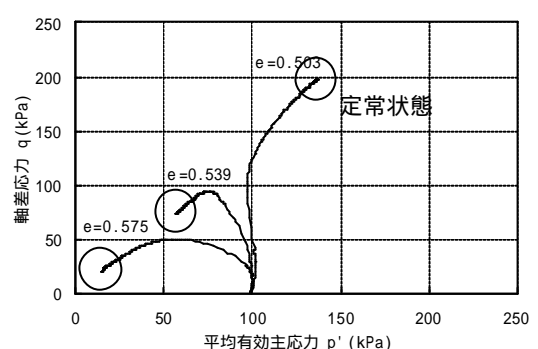


図 10 : 試験結果 (応力径路)

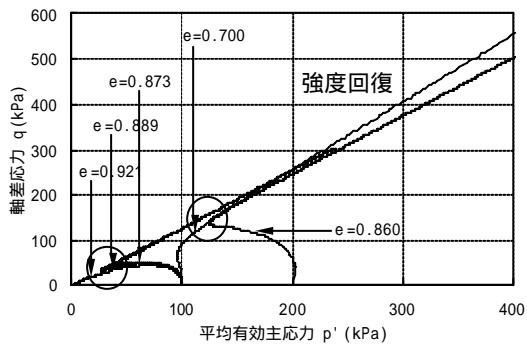


図 7 : 計算結果 (応力径路)

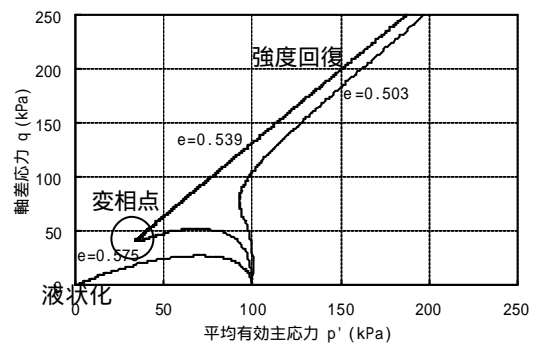


図 11 : 計算結果 (応力径路)

3.3 ストレス-ダイレイタンスー関係の補正

まさ土とは花崗岩の風化残積土であり、粒度分布が広いということから液状化しにくいと言われていた⁵⁾⁻⁷⁾が、1995年の兵庫県南部地震において、人工島の埋立て材料に用いられていたまさ土が液状化したという経緯を持つ。まさ土は特殊土とも呼ばれ、せん断試験において定常状態に至りやすいなどの特徴を有した⁸⁾。その理由として、細粒分含有率が高いこと及び粒子破碎を起こしやすいことなどが考えられる。

そこで、まさ土のストレス-ダイレイタンスー関係(図 12)に着目してプログラムの補正を行った。本モデルでは、図中の丸で囲った部分の挙動を考慮していなかったため、考慮できるモデルに補正する。丸で囲った部分の挙動を示したのが図 13 であり、曲線部分を式(7)で表すものとする。

$$\frac{de_v}{de_s} = (M_p - h) \cdot \frac{2}{p} \left(\frac{p}{2} - B \tan^{-1} \frac{e_s}{e_n} \right) \quad (7)$$

n : 収束の速さを決める定数

B : ひずみ増分比の領域を表す定数

この式をプログラムに組み込み、 n 及び B の定数を新たに入力パラメータとして加えたシミュレーション結果を図 14,15 に示す。図より、計算結果が試験結果(図 8,10)の挙動をよく表しており、ストレス-ダイレイタンスー関係を補正すれば、本モデルがまさ土のような特殊土にも適応できることがわかる。

3.4 非排水繰返しせん断挙動の予測

豊浦砂の試験結果及び計算結果を図 16-19 に示す。図より、計算結果が試験結果のせん断ひずみ領域やサイクリックモビリティーなどの挙動をよく表していることがわかる。しかし、間隙水圧の上昇という点から見ると、計算結果の方が試験結果よりも水圧の発生が大きく進展しており、繰返し回数が少なくなっている。

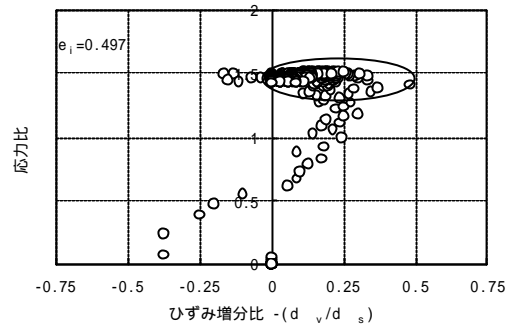


図 12 : まさ土のストレス-ダイレイタンスー関係

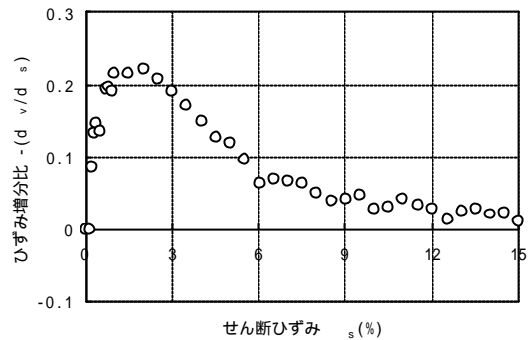


図 13 : ひずみ増分比とせん断ひずみの関係

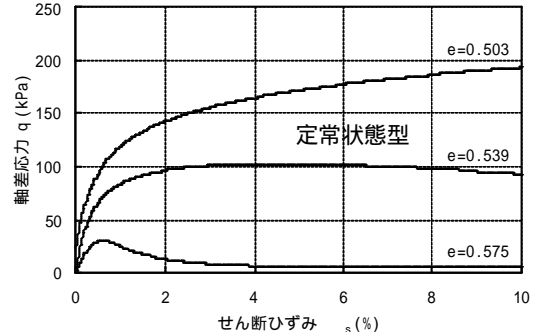


図 14 : 計算結果 (応力-ひずみ)

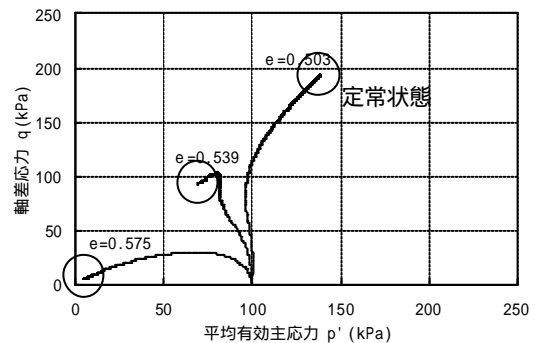


図 15 : 計算結果 (応力径路)

まさ土の試験結果及び計算結果を図20-23に示す。図より、サイクリックモビリティに至ることなく定常状態に至ることがわかる。しかし、豊浦砂と同様、計算結果の方が試験結果よりも繰返し回数が少なくなっている。

これは、排水三軸試験から繰返し回数を評価できるパラメータを見つけれなかったためである。本研究では、応力-ひずみ（双曲線型）や応力-ダイレイタンス（Cam-Clay型⁹⁾など、排水三軸試験から得られる物理的現象を検証したが、これだけでは非排水繰返しせん断挙動の予測を図るのは限界であると思われる。今後は、排水の繰返し試験を調べる必要がある。

計算結果に比べ、試験結果で繰返し回数が多くなる理由として、繰返しによる応力履歴によって土粒子の骨格構造が安定性の方向へ向かうためであると考えられる。つまり、弾性的な挙動になり間隙水圧の上昇が抑えられるのである。非排水繰返しせん断挙動の予測を図るには、この応力履歴を考慮したモデルの開発が重要であろう。

4. 結論

本研究で得られた結論を以下に列挙する。

- ・ 排水三軸試験から得られるパラメータのみを使い、非排水繰返しせん断挙動を予測するモデルを開発した。
- ・ ストレス-ダイレイタンス関係を的確にモデル化することにより、まさ土のような特殊土にも対応できた。
- ・ 本モデルでは、液状化に至るまでの繰返し回数が少なくなるため、いかに物理的意味のあるパラメータを導入できるかが今後の鍵である。

参考文献

- 1) Nakai, T. and Mihara, Y. : A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, pp.82-94, 1984.
- 2) Nakai, T. : An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stresspath dependency in three-dimensional stresses, *soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp.119-137, 1989.
- 3) Nakai, T., Fujii, J. and Taki, H. : Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proc.NUMOG* , 36-45, 1989.
- 4) 谷崎義隆：遠心模型実験による神戸ポートアイランドの液状化に関する研究，長岡技術科学大学大学院工学研究科修士論文，2000.
- 5) 谷本喜一，管好徳，大浦智：真砂土の液状化発生条件について，土木学会第25回年次学術講演集，第 部門，pp.203-206, 1970.
- 6) 谷茂，田中忠次，川口徳忠，小宮秀敏：繰返し荷重を受けるまさ土の累積堆積ひずみ特性，第18回土質工学研究発表会，pp.525-526, 1983.
- 7) 梶谷卓美，藤原敏光，三藤正明：まさ土の動的変形特性について，土木学会第43回年次学術講演会，pp.398-399, 1986.
- 8) 田雑満孝：三軸試験によるまさ土のせん断特性と液状化特性に関する研究，長岡技術科学大学大学院工学研究科修士論文，2001.
- 9) Schofield, A.N. and Wroth, C.P. : *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London, 1968.

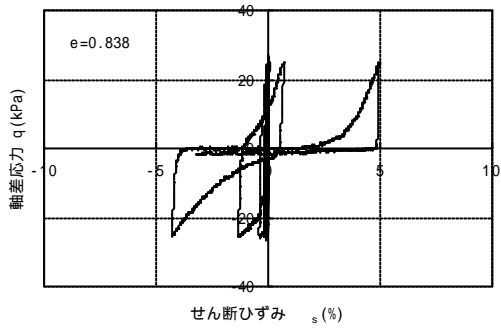


図 16：試験結果（応力-ひずみ）

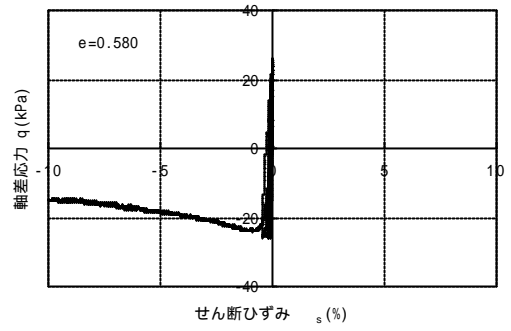


図 20：試験結果（応力-ひずみ）

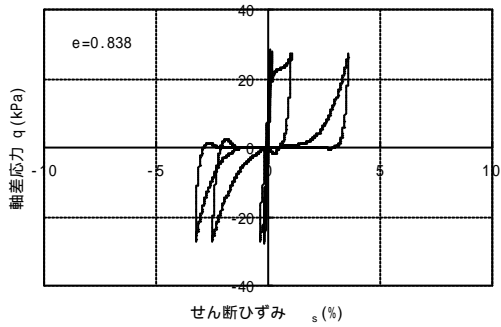


図 17：計算結果（応力-ひずみ）

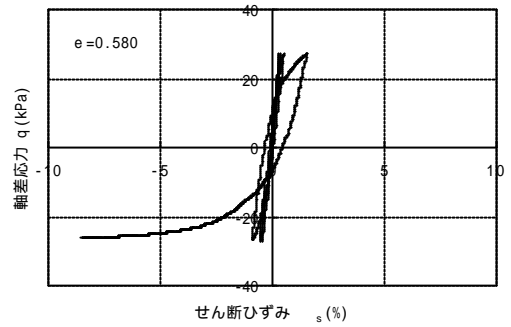


図 21：計算結果（応力-ひずみ）

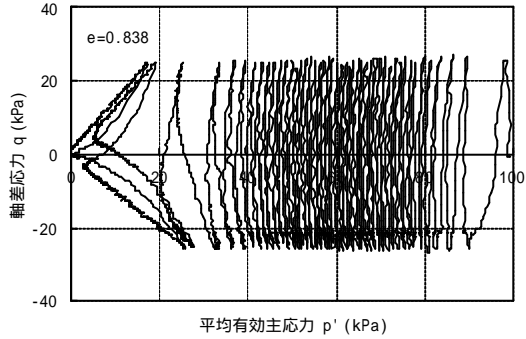


図 18：試験結果（応力径路）

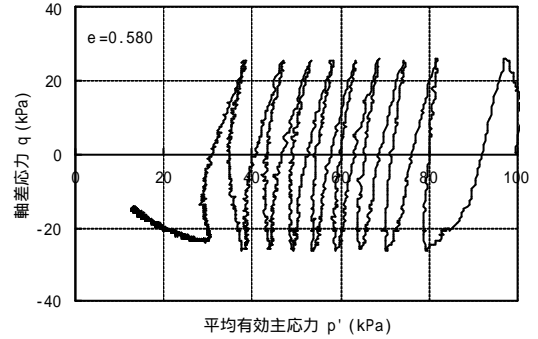


図 22：試験結果（応力径路）

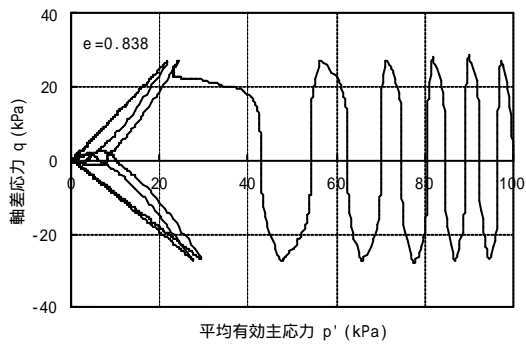


図 19：計算結果（応力径路）

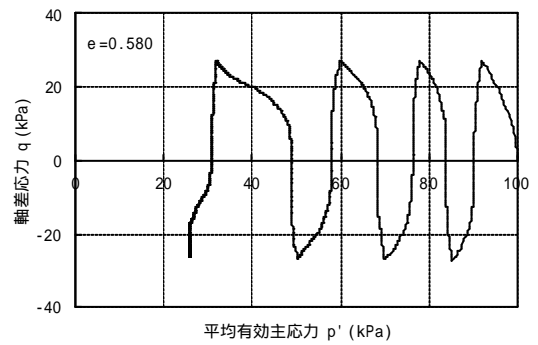


図 23：計算結果（応力径路）