

軟弱地盤上の多段階試験盛土の崩壊過程の予測シミュレーション

Predictive Simulation of Circular-slip Failure Process of a Test Embankment on a Soft Clay Soil

高稲 敏浩*

要 旨

有機質土（peat）と石灰質土からなる軟弱地盤上に築造された多段階試験盛土の変形から破壊までの一連の挙動を、水～土連成有限変形計算により予測した。土骨格の弾塑性構成式には土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の動きを記述するSYSカムクレイモデルを用い、計算を平面ひずみ条件で実施した。盛土載荷前の地盤の初期状態は、SYSカムクレイモデルを用いて鋭敏比などを得るための土質試験を模擬することにより推定した。この結果、沈下形状ならびに盛土を貫くすべり面形状や沈下形状は実測形状と良好な一致を示した。

キーワード：有限要素法／盛土／圧密

1. はじめに

構造物などの施工に伴う地盤の変形解析は、①事前の地盤情報のみによる予測解析、②施工中の情報をもとに以後の予測を行う解析（動態観測手法）、③施工後の情報をもとに行う解析の3つに分けられる。本論文の計算は、①事前の地盤情報のみだけを用いて、有機質土を含む軟弱地盤上に多段階で築造された実際の試験盛土^{1), 2)}（図-1、2参照）を含む地盤の変形から破壊までの一連の挙動を予測するものである。

破壊時の地盤の支持力値予測においては、盛土荷重による圧密による強度増加を考慮した非排水強度を用いてすべり面を円弧と仮定した安定計算（ $\phi_u=0$ 円弧すべり法）を行うのが一般的であるが、剛塑性有限要素法^{3), 4)}による計算も行われている。しかし、いずれの計算方法も極限釣り合い状態を仮定した計算を実施して、変形に引き続いて起こる破壊とは一線を画する。

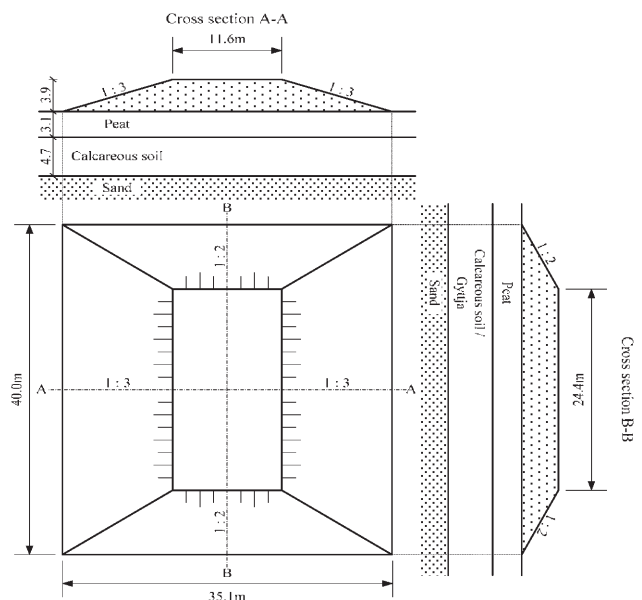


図-1 試験盛土

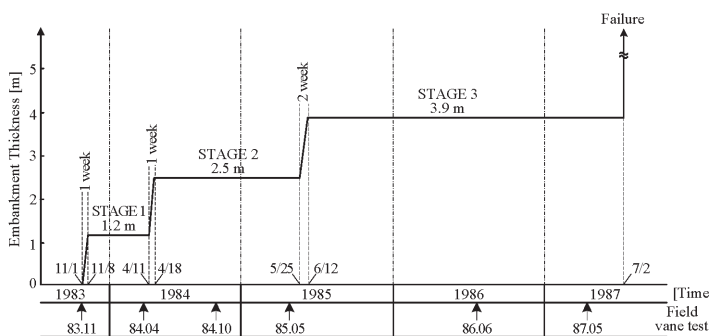


図-2 試験盛土工程

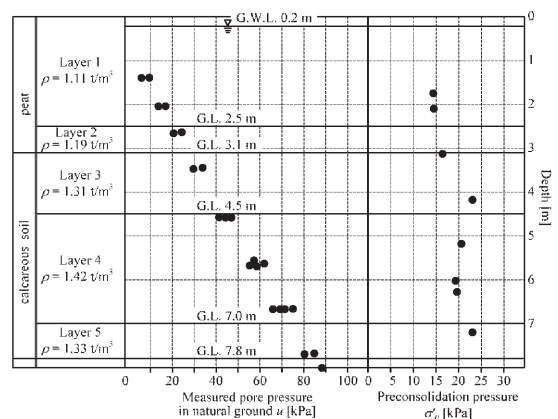


図-3 初期間隙水圧および圧密降伏応力の分布

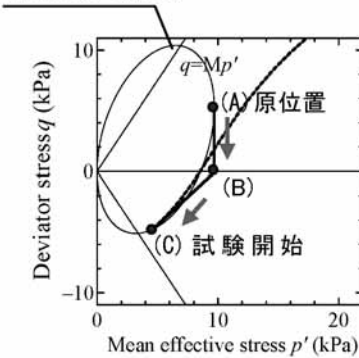
* 土木研究グループ

表－１ 室内土質試験

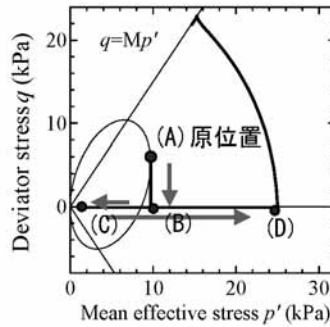
	層	深さ (m)	ρ_s (t/m ³)	湿潤密度 (kN/m ³)	含水比 (%)	液性限界 (%)	間隙比 e_0	原位置の 透水係数 k_0 (cm/sec)	透水係数 の変化率 [*] c	鋭敏比	定ひずみ速度 圧密試験	非排水 三軸試験
peat	Layer1	-2.5	1.72	10.89	341	313	6.07	1.7×10^{-6}	0.73	7	有り	有り
	Layer2	-3.1	2.10	11.67	227	221	4.77	4.0×10^{-7}	0.84	12	有り	無し
calcareous soil	Layer3	-4.5	2.24	12.85	134	129	3.00	4.0×10^{-8}	0.83	12	有り	無し
	Layer4	-7.0	2.56	13.93	106	103	2.71	8.3×10^{-6}	0.73	9	有り	有り
	Layer5	-7.8	2.60	13.05	148	138	3.85	1.6×10^{-7}	0.62	11	有り	無し

$$* \quad e - e_0 = c \ln \frac{k}{k_0}$$

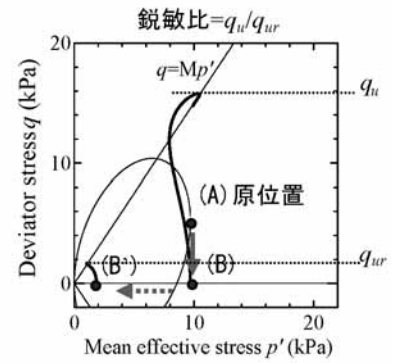
降伏面(下負荷面)



(1) 定ひずみ速度圧密試験



(2) 非排水三軸試験



(3) 一軸圧縮試験

図－４ 室内土質試験の再現

本論文の計算は、変形と破壊の事象を別の問題として扱うのではなく、変形から破壊までを一貫して予測する点に特徴がある。

本論文では、物理試験、力学試験や鋭敏比などの限られた土質試験結果と施工履歴などの情報を用いつつ、盛土築造過程も模擬した水～土連成有限変形計算⁵⁾を2次元平面ひずみ条件で実施した。計算に用いる土骨格の弾塑性構成式には、塑性変形に伴う土の骨格構造（構造・過圧密・異方性）の働きを考慮できるSYS Cam-clay モデル（Super/subloading Yield Surface Cam-clay model）^{6), 7)}を用いた。この構成式は、自然に堆積した砂から粘土・泥岩や、特殊土など広範な土の力学挙動を同じ理論的枠組みの中で説明することができる。

なお、本論文は、2006年11月に京大会館で実施された柴田徹先生追悼の「土フォーラム」において、著者と名古屋大学地盤力学研究グループが報告した「ブラインドテスト」の計算結果である。

2. 試験盛土の概要

地盤は、上層より泥炭（peat）層3.1m、石灰質土（Calcareous Soil）層4.7mで構成されている。表－１は地盤の室内土質試験結果を、図－３は初期間隙水圧分布

と圧密降伏応力分布を示す。含水比は100～340%、鋭敏比は7～12の値を示し、鋭敏で軟弱な地盤である。

試験盛土は、図－１に示すように法尻幅35.1m×40.0mの大きさで、A-A断面1：3、B-B断面1：2の法勾配で、図－２に示すように３段階盛土で施工された。STAGE1は、１層目1.2mを１週間で施工後155日放置、STAGE2は２層目1.3mを１週間で施工後402日放置、STAGE3は３層目1.4mを２週間で施工後750日放置し、計3.9mの盛土築造である。その後STAGE4として、破壊に至るまで1m/dayの施工速度で急速盛土が実施された。図－１、２、３および表－１から得られる情報のみを用いて本論文の計算を実施した。

3. 計算条件

3.1 材料定数、地盤初期条件の設定

計算に用いた土の材料定数および地盤の初期状態は、室内土質試験結果を用いて算定した。

SYSカムクレイモデルの応答として、サンプリング（各層の中心深度）→試験機セット→試験の実施、までの理想的な一連の過程⁸⁾を再現し、定ひずみ速度圧密試験、非排水三軸試験（Layer1,4のみ）および鋭敏比（一軸試験）の試験の結果を再現することで決定した。同一

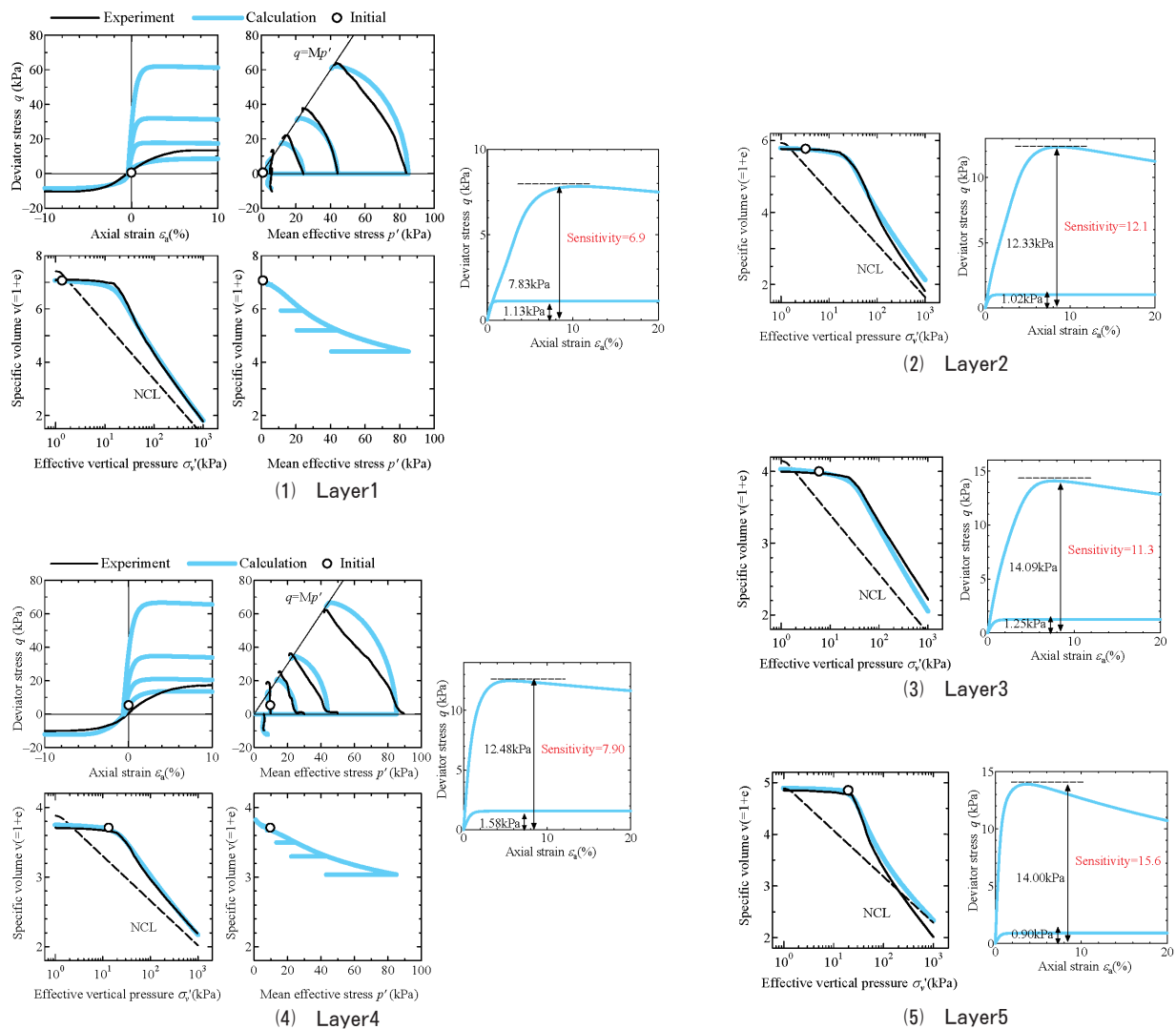


図-5 各土におけるSYSカムクレイモデルによる再現性能

表-2 鋭敏比の比較

	実験値	計算結果
Layer1	7	6.9
Layer2	12	12.1
Layer3	12	11.3
Layer4	9	7.9
Layer5	11	15.6

表-3 計算に用いた土の材料定数

層		弾塑性パラメータ					発展則パラメータ				原位置の初期値				ρ_s (t/m ³)	透水係数 k_0 (cm/sec)
		圧縮 指数 λ	膨潤 指数 κ	限界状 態定数 M	正規圧密 線の切片 N	ポアソン 比 ν	構造低位 化指数 a, b, c	正規圧密 土化指数 m	回転硬化 化指数 b_s	回転硬化 境界定数 m_b	比体積 v_0	応力比 K_0	構造の 程度 $1/R\%$	異方性 の程度 ζ_0		
peat	Layer1	0.9	0.05	1.5	3.2	0.3	0.2,0.7,0.2	3.0	0.0	1.0	7.07	0.6	8.0	1.0	土被り圧 に応じて 分布	表-1 参照
	Layer2	0.6	0.05	1.5	3.0	0.3	0.2,0.7,0.2	3.0	0.0	1.0	5.77	0.6	15.0	1.0		
calcareous soil	Layer3	0.3	0.05	1.5	2.6	0.3	0.3,0.3,0.1	3.0	0.0	1.0	4.00	0.6	17.0	1.0		
	Layer4	0.4	0.05	1.5	2.6	0.3	0.3,0.3,0.2	3.0	0.0	1.0	3.71	0.6	13.0	1.0		
	Layer5	0.4	0.05	1.5	3.1	0.3	0.5,1.0,0.2	3.0	0.0	1.0	4.85	0.6	26.0	1.0		
盛土		0.04	0.004	1.45	1.7	0.4	10.0,1.0,1.0	0.01	0.1	0.65	1.67	0.8	1.18	0.824	1.85	1.0×10^{-4}
(N:p=98kN/m ³ における繰返し土の等方正規圧密線上の比体積)											各層均一					

層から採取される土試料については、骨格構造（構造、異方性）は同一層内で均質一様とし、具体的には、以下に示す①～③の手順で実施した。

①定ひずみ速度圧密（図－4(1)参照）試験は、原位置の状態（A）から含水比を保持したまま等方応力状態（B）まで非排水除荷（サンプリング）し、その後1.0kPaまで一次元除荷（試験機セット）した（C）の状態から一次元圧密（試験）を実施する。

②非排水三軸試験（図－4(2)参照）も同様に、原位置の状態（A）から含水比を保持したまま、等方応力状態（B）まで非排水除荷し、1.0kPa（C）まで等方除荷、所定の拘束圧まで等方圧密（D）し非排水せん断を実施する。

③一軸圧縮試験（図－4(3)参照）も①、②と同様に、原位置の状態（A）から含水比を保持したまま等方応力状態（B）まで非排水除荷し、非排水せん断を実施する。なお、鋭敏比については、含水比一定のまま十分練返した骨格構造無しの状態（B'）から非排水せん断を行いその強度比から求める。

図－5(1)～(5)はLayer1～Layer5における再現結果を示す。また、表－2は鋭敏比の比較を示す。いずれも良く再現できている。表－3は、以上の方法によって決定した土の材料定数および地盤の初期状態を示す。

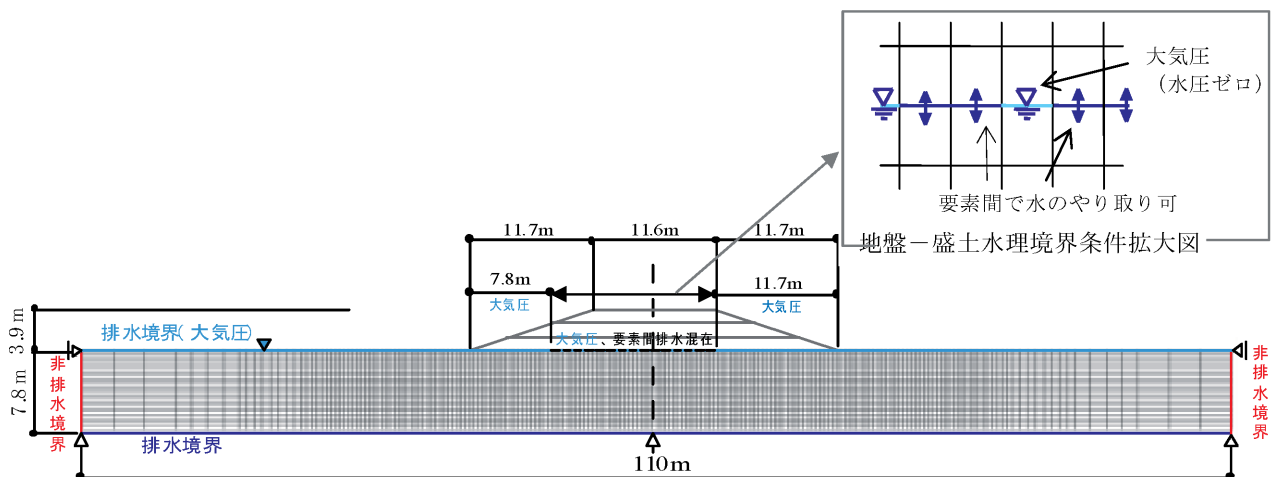
盛土については、力学特性が不飽和状態や固さなど様々な要因が影響を受けると考えられるが、ここでは盛土に関する情報が与えられていなかったため、盛土を飽和した弾塑性土材料とみなし、表－3のような砂質土を仮定し、盛土の材料定数および地盤と地盤に載荷前の盛土の初期状態を設定した。

3.2 地盤および盛土の有限要素メッシュ

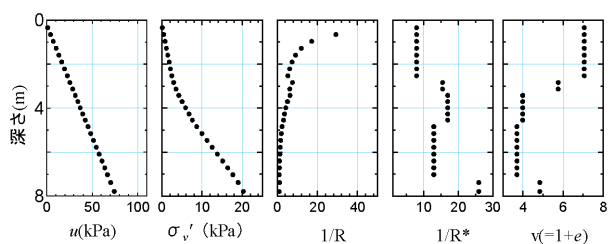
計算は、図－1のA-A断面をモデル化して図－6に示す有限要素メッシュを用いた。水理境界は、地盤上端面（地表面）を水面と一致するように水圧を常にゼロとした。下端面は砂層のように透水性の高い層の存在を仮定して初期状態のままの水頭（水圧）が保持される排水境界とし、側面は非排水境界とした。

図－7は地盤の初期状態における間隙水圧、鉛直応力、過圧密比、構造の程度および比体積の深さ方向の分布を示す。地盤内の初期土性分布として、過圧密比 $1/R$ 、構造の程度 $1/R^*$ および側圧係数が深さ方向に一様と仮定し、重力を考慮して土被り圧に応じ比体積を分布⁹⁾させた。

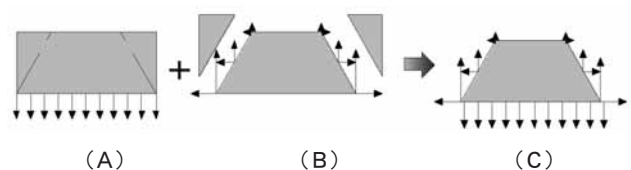
盛土載荷は、図－6の有限要素メッシュ図に示される地盤上に、図－2の施工工程にしたがって、各載荷段階の所定の高さとなるよう、段階的に盛土の有限要素メッシュを増加⁹⁾して実施した。盛土（有限要素の追加）の



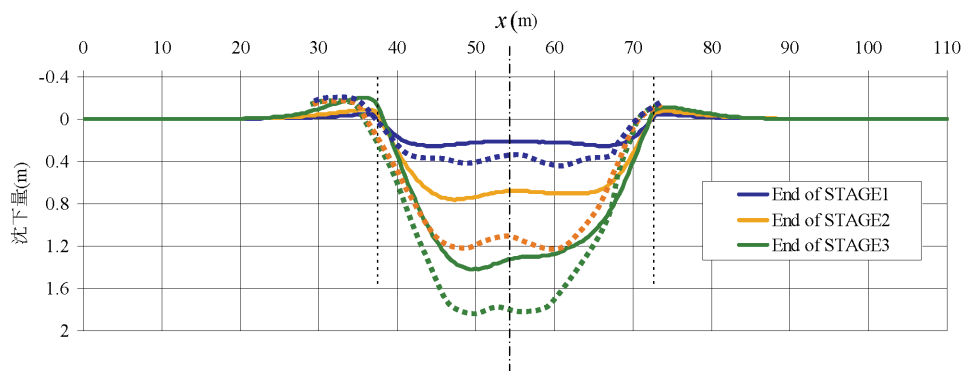
図－6 計算に用いた有限要素メッシュおよび境界条件



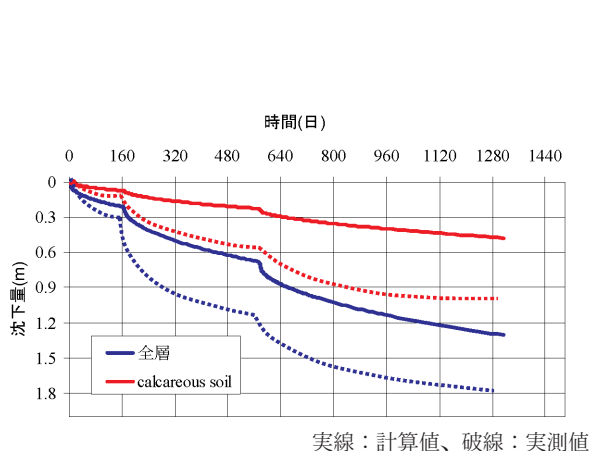
図－7 地盤の初期状態



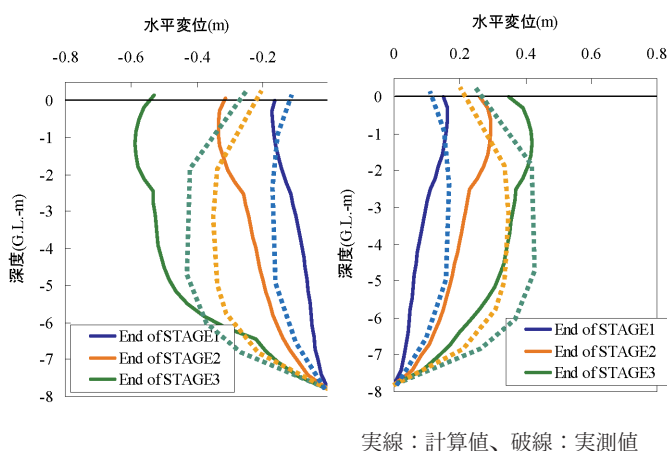
図－8 盛土要素追加（要素生成）方法



図－9 地表面沈下形状



図－10 盛土中央部における沈下量



図－11 盛土法尻部における側方変位量

具体的な手順は、次に示す。

追加する盛土の初期状態を重力場で水平方向に均質な状態にあるとして、地盤の計算とは別途計算しておき、载荷する地盤と盛土の応力状態などを変えないで、盛土下面の変位境界を応力境界に変更し結合させる。このとき、追加盛土において、盛土形状（今回の計算では台形メッシュ）を保ったまま応力などを追加盛土天端高さから水平方向は均質で深さ鉛直方向に分布させているので、盛土外周部には盛土内のその状態を保持するのに必要な表面力が作用していることを意味する。したがって、その表面力を求め、取り除く必要があり、本計算では、地盤の地表面との結合と同時に、盛土外周部からその表面力を取り除いた。すなわち、図－8に示すように盛土下面と地盤との結合面では盛土自重分（図－8(A)）を地盤に作用させるとともに、盛土法面部はあたかもその上に載っていた土の荷重分だけの「鉛直力」と側方から抑えられていた分の「側方力」（図－8(B)）を盛土の法面に逆向きに作用させた。

ここでは、盛土载荷は各载荷段階での地表面形状を考慮に入れながら、盛土が盛り立て時に所定の厚さとなるように、縦方向に約0.3mの1要素毎に有限要素を段階的に増加させた。なお、4段階目の急速载荷時の盛土についても有限要素メッシュを生成させつつ計算を実施したが、载荷に伴う盛土天端幅の狭小化あるいは天端幅がなくなるといった形状的な不都合を避けるため土粒子の密度を 5.2t/m^3 と大きくして計算した。

盛土と地盤間の水理境界に関しては、境界条件・状態に関する情報がほとんど与えられていなかったため、盛土と地盤との間にサンドマットすなわち排水層が存在することを想定した。また、载荷中の盛土・地盤の変形の対称性が失われることも想定し、盛土下幅35mのうち左側法尻から7.8mおよび右側法尻から11.7mは大気圧（水圧ゼロ）にするとともに、残りの部分は有限要素3個に1個を大気圧に、2個は上下の要素間で水のやり取りが可能となるように設定した（図－5参照）。

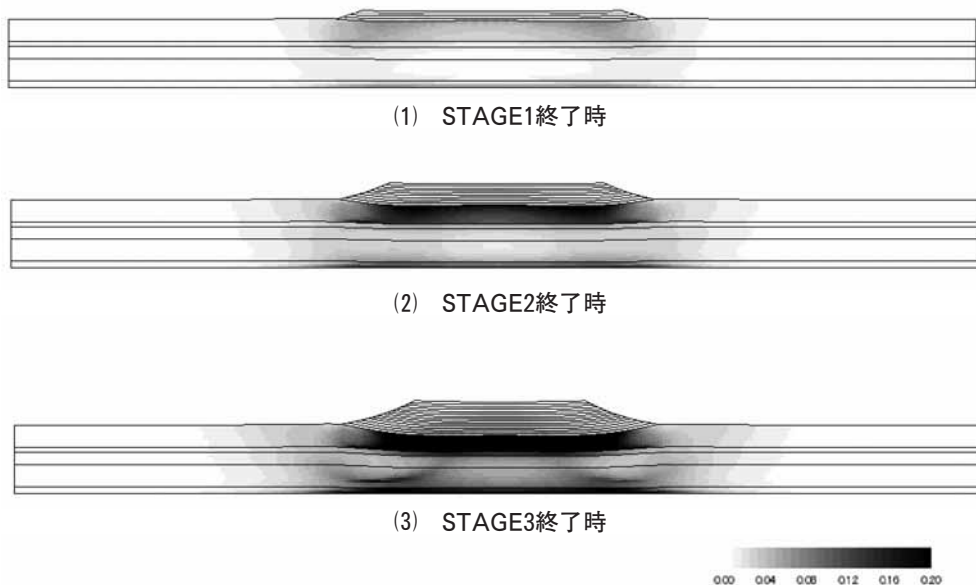


図-12 各STAGE終了時のせん断ひずみ分布

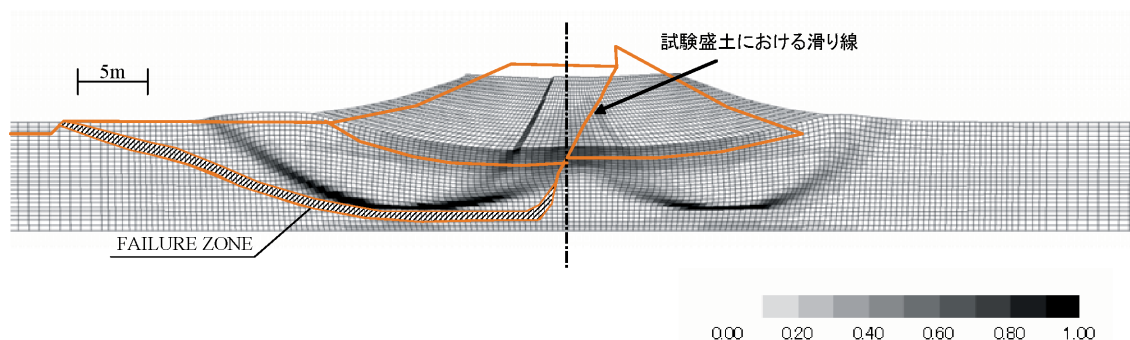


図-13 破壊時のせん断ひずみ分布（盛土部拡大）

4. 計算結果

4.1 STAGE 1 からSTAGE 3 までの変形挙動

計算値と実測値の比較を示す。図-9は地表面沈下形状、図-10は盛土中央における時間～沈下量関係を示す。いずれも、点線は実測値、実線は計算値である。盛土中央部でSTAGE3終了時の沈下量は、全層で実測値1.8m計算値1.30mとなっていて約30%計算値の方が小さくなっている。盛土-地盤間の水理境界、地盤の透水係数、あるいは、盛土の材料設定に起因するものと考えられるが、地表面沈下形状については、「W型形状」を示しており実測形状と良い一致を示している。図-10においてSTAGE3終了時の石灰質土上面の沈下量は、実測値約1.0m、計算値0.47mとなっていて、石灰質土における沈下量の差がそのまま全層の沈下量の差となっていることが分かる。

図-11は両法尻断面における側方変位分布を示す。側方変位については、一般に数値計算による変位予測値と現実との間にギャップが存在することもしばしば起こりうるが^{9),10)}、ここでは、比較的良い一致を示しているといえる。図-12は、各載荷段階終了時点でのせん断ひずみ分布を示す（図中の黒線は層境を示す）。STAGE3のLayer4において滑り線が見え始めている。

4.2 STAGE4における変形・破壊挙動

実際の試験盛土では急速盛土4.05m時に破壊しており、計算では同等の単位体積重量換算で4.6m時に破壊に至った。図-13は破壊に至った時点でのせん断ひずみ分布を示す。図中の線は、試験盛土で観測結果から推定されたすべり線である。せん断ひずみが局所化した盛土を貫くすべり面を見てとれるが、実測のすべり形状と地盤の深

いところでよく一致している。なお、実際の地盤には、図面左に溝があるため、すべり面は左側へ誘発されたことが考えられる。

5. おわりに

通常、変形解析と破壊解析（支持力解析）に対してはそれぞれ別の「専用」プログラムが用いられる。一方、本論文では変形と破壊の事象を区別しないで扱うプログラム（GEOASIA）を用いて、土質や境界条件などに関する限られた情報を基に、しかも室内試験から得られた材料定数を経験的な判断によって修正することなく、盛土-地盤系の変形から破壊までの一連の挙動予測の計算を実施した。

この結果、地盤のW型の沈下形状ならびに盛土を貫通するすべり面形状は実測形状と良好な一致を示した。また、側方変位量についてもほぼ良好な結果をえることができた。

[謝辞]

上述の計算は、All Soils All States All Round Geo-Analysis Integration (GEOASIA)¹¹⁾を用いて行った。計算にあたっては名古屋大学大学院浅岡顕教授、野田利弘准教授に指導いただいた。ここに感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) Wojciech, W., Rolf, L., Alojzy, S., Jan, H., Jozef, M., Kazimierz, G., Zbigniew, L., Ulf, B.: Two stage-constructed embankments on organic soils, Swedish Geotechnical Report, No.32, 1988.
- 2) Wojciech, W., Rolf, L., Alojzy, S., Jan, H., Zbigniew, L., Ulf, B.: Full-scale failure tests on a stage-constructed test fill on organic soil., Swedish Geotechnical Report, No.36, 1988.
- 3) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.
- 4) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.26, No.2, pp.47-59, 1986.
- 5) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. :Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, Soils and Foundations, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994.
- 6) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, Soils and Foundations, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 7) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda,K., Nakano, M.: An elasto-plastic description of twodistinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5 , pp.47-57, 2002.
- 8) Noda, T., Yamada, S., Asaoka, A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling. , Soils and Foundations, Vol.45, No.1, 51-64, 2005.
- 9) 竹内秀克、高稲敏浩、野田利弘：飽和粘土地盤の圧密変形に及ぼす幾何学的非線形性の効果、応用力学論文集、Vol.9、pp.539-550、2005.
- 10) 中井照夫：側方変位・側方流動予測の現状と将来、土と基礎、Vol.50、No.2、Ser.No.529、pp.4-6、2002.
- 11) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, InternationalWorkshop on ConstitutiveModelling-Development, Implementation, Evaluation, and Application, Hong Kong, China, pp. 11-27, 2007.

