地盤と建設
Vol.12, No.1, 1994

現場実測データに基づく軟弱粘性土地盤の側方変形特性

Lateral Displacement Properties of Soft Clay Foundation based on Observed Data

三木　正司*　(Masashi Miki)
土田　章仁**　(Akito Tsuchida)
長野　卓　***　(Suguru Nagano)

現場実測データを用いた側方変形の簡易的な予測を行うことを目的として，総数１６地点の軟弱粘性土地盤上の道路盛土による側方変形に関する実測データを整理・解析し，軟弱粘性土地盤の側方変形特性を調べた．検討項目は，地層構成別の側方変形パターンの把握，実測データに基づく盛土からの距離と側方変形の影響の関係の整理およびその結果と有限要素解析結果の比較，最後に盛土地盤の安定性と側方変位量の関係の３項目である．

主要な結論は次のようである．１）側方変形パターンは軟弱地盤の地層構成の影響を強く受ける．２）盛土のり尻付近での地盤内の側方変位は地表面から軟弱層の厚さの30%～40%程度の深さで最大となる．３）盛土から軟弱層厚程度離れた地点での最大側方変位量は盛土法尻付近での最大側方変位量の約半分となる．４）盛土地盤の安定の度合いを示す指標がある値以下になると盛土法尻付近での最大側方変位量は増大する．

キーワード：変形，盛土，軟弱地盤　（ＩＧＣ：Ｅ２）

1.　まえがき

軟弱粘性土地盤上に道路や河川堤防等の盛土を行うと，地盤は鉛直方向の沈下のみならず，水平方向にも側方変形する．その影響は，盛土部だけでなく周辺地盤にも及び，場合によっては近接する構造物に障害が生ずることがある．

側方変形の影響が懸念される場合，設計者は事前にその影響を予測し，近接構造物の安定性や必要とあらば対策工の検討も併せて実施する．しかしながら，周知のように側方変形に関する予測手法は未だ確立されていないのが現状である．そして，影響を事前に定量的に精度良く予測することは非常に困難である．その背景には，側方変形問題が地盤の変形と破壊の両者にまたがった問題であるため，古典的な土質力学のアプローチでは十分に対処しきれないという事情がある[1]．また，例え弾・塑性構成則による有限要素解析を用いても，必ずしも満足の行く結果が得られるとは言い難い．

側方変形問題に限らないが，このような問題へのアプローチの方法は，数値計算等による解析的なものと多くの実測データの整理・解析によるものに大別できる．これまでの側方変形に関する研究は大半が前者であり，後者の実測データの整理・解析結果に基づいたアプローチを行った研究はあまり見受けられない．

一方，近年，このような軟弱粘性土地盤上の近接施工が増加しており，設計者・施工者の側方変形に関する意識も高まっている．そして，実務面から言えば，側方変形の簡易予測手法の確立が望まれているのが現状であろう．

このような背景から本論文では，側方変形の簡易的な予測手法に関する研究の第１歩として，軟弱粘性土地盤上の道路盛土の側方変形に関する現場実測データの整理・解析による検討を行った．具体的に

*　㈱エイトコンサルタント広島支社設計２課，　**中電技術コンサルタント㈱土木第２本部
***　五洋建設㈱中国支店土木部

表－1　使用した実測データの概要

本文中のﾃﾞｰﾀNo	地点名等		地盤概要 軟弱層の土質	地盤概要 非排水せん断強度 Cu (tf/m2)	地盤概要 水中重量 γ (tf/m3)	地盤概要 軟弱層厚 D (m)	地盤概要 地層構成ﾀｲﾌﾟ	盛土概要 盛土高 H (m)	盛土概要 盛土底面幅 B (m)	盛土概要 盛土材の単位体積重量 γt (tf/m3)	計測概要 側方変形計測位置(法尻から) (m)	計測概要 使用ﾃﾞｰﾀの計測時期	側方変形概要 最大側方変位量 (cm)	側方変形概要 δmaxの発生深度 (m)	地盤の安定性 円弧すべりによる最小安全率 Fsmin	地盤の安定性 Cu/(γt・H)	ﾃﾞｰﾀ整理・解析への使用状況 側方変形ﾊﾟﾀｰﾝの整理	ﾃﾞｰﾀ整理・解析への使用状況 盛土からの距離と側方変位の関係	ﾃﾞｰﾀ整理・解析への使用状況 地盤の安定性とδmaxの関係	参考文献の番号
No. 1	倉敷試験盛土	計測位置(H-3)	粘性土	2.00	0.75	6.30	B	2.4	22.0	1.80	1.00	2.4m 盛立て直後	1.0	2.0	2.240	0.460		○	○	2)
No. 2		計測位置(H-2)									6.00		1.0	0.0				○		
No. 3		計測位置(H-1)									11.00		0.5	0.0				○		
No. 4		計測位置(H-3)						3.6			1.00	3.6m 盛立て直後	3.3	2.0	1.550	0.310		○	○	
No. 5		計測位置(H-2)									6.00		1.5	0.0				○		
No. 6		計測位置(H-1)									11.00		0.6	0.0				○		
No. 7		計測位置(H-3)						5.0			1.00	5.0m 盛立て直後	10.0	3.0	1.130	0.220	○	○	○	
No. 8		計測位置(H-2)									6.00		3.8	0.0				○		
No. 9		計測位置(H-1)									11.00		1.2	0.0				○		
No. 10	北海道開発局試験盛土	盛土高 4.0m	泥炭	1.70	0.15	5.00	B	4.0	16.0	1.70	0.15	4.0m 盛土後30日	6.0	2.0	1.128	0.250	○		○	3)
No. 11		盛土高 3.0m						3.0				3.0m 盛立て直後	3.8	2.0	1.469				○	
No. 12		盛土高 2.0m						2.0				2.0m 盛立て直後	1.4	2.0	2.183				○	
No. 13		盛土高 1.0m						1.0				1.0m 盛立て直後	0.8	2.0	4.390				○	
No. 14	芦原試験盛土	D地区	粘性土	1.60	0.40	15.00		2.5	29.2	1.80	2.00	2.5m 盛立て直後	2.7	0.0	1.810	0.355			○	4)
No. 15	上新バイパス	B地区	粘性土	1.50	0.60	4.50		4.5	30.2	1.80	0.00	盛立て後25日	15.0	0.0	0.490	0.185			○	4)
No. 16	押水バイパス	L側	腐植土	1.25	0.60	4.50	A	4.3	23.5	1.80	0.00	4.3m盛土後320日	23.0	1.6	0.825	0.161	○		○	4)
No. 17		L側				4.50		2.5				2.5m盛土後120日	10.0	1.6	1.358	0.278			○	
No. 18		R側				5.50		4.3				4.3m盛土後320日	43.0	2.0	0.825	0.161	○		○	
No. 19		R側				5.50		2.5				2.5m盛土後120日	14.5	1.6	1.358	0.278			○	
No. 20	武里	計測位置 1	ｼﾙﾄ質粘土	1.93	0.55	15.00		5.5	18.0	1.70	0.00		36.0	1.0	0.844	0.206		○	○	5)
No. 21		計測位置 2									10.00		10.0	2.0				○		
No. 22		計測位置 3									20.00		9.0	2.4				○		
No. 23		計測位置 4									30.00		5.0	1.8				○		
No. 24	長岡東バイパス		粘性土			16.00	B	6.6	40.9		3.55	6.6m 盛立て直後	9.6	2.5			○			4)
No. 25	流山	盛土高 1.50m	粘性土質ﾛｰﾑ	0.78	0.07	8.80	A	1.50	36.0	1.37	0.00		3.0	4.7	1.690	0.380			○	5)
No. 26		盛土高 2.35m						2.35					4.9	4.7	0.242	0.242	○		○	
No. 27		盛土高 3.15m						3.15					6.8	4.7	0.181	0.181			○	
No. 28		盛土高 4.02m						4.02					8.0	4.7	0.856	0.142	○		○	
No. 29	福山	計測位置 1	粘性土			18.00	A	4.0			2.00	4.0m 盛立て直後	54.0	9.9			○			5)
No. 30		計測位置 2									12.00		30.0	7.2						
No. 31		計測位置 3									22.00		17.0	0.0						
No. 32	五洋建設試験盛土	計測位置 1	ﾋﾟｰﾄ混りｼﾙﾄ		0.50	15.00	C	2.0	22.0		1.00	盛立て後100日	3.1	6.0			○			6)
No. 33		計測位置 2									3.00		2.4	6.0						
No. 34		計測位置 3									6.00		1.7	6.0						
No. 35	神田盛土		ｼﾙﾄ質粘土	4.00		25.00	C	10.0	60.0		0.00	盛立完了後200日	15.0	25.0			○			7)
No. 36	Cubzac-Les-Ponts盛土		有機質粘土	2.00	0.45	10.00	A	2.3	24.0		0.00	盛立完了後2052日	13.0	10.0			○			7)
No. 37	幸田盛土		泥炭			6.00	A	2.3			0.00		49.0	6.0			○			7)
No. 38	北海道	計測位置 1	泥炭	1.00	0.70	12.00		2.0	14.3	1.80	0.00		3.2	2.0	1.395	0.278		○		8)
No. 39		計測位置 2									2.50		2.5	1.5				○		
No. 40		計測位置 3									5.00		2.6	0.0				○		
No. 41		計測位置 1						3.0			0.00		7.0	2.5	0.910	0.185		○		
No. 42		計測位置 2									2.50		5.0	0.0				○		
No. 43		計測位置 3									5.00		4.7	0.0				○		
No. 44		計測位置 1						3.6			0.00		13.5	3.0	0.760	0.154		○		
No. 45		計測位置 2									2.50		7.5	2.0				○		
No. 46		計測位置 3									5.00		7.0	0.0				○		
No. 47	江別試験盛土	盛土高 1.50m	泥炭			10.00	B	1.5	63.0		0.00		60.0	4.0			○			7)
No. 48		盛土高 3.50m						3.5					88.0	6.0			○			
No. 49	岡山市南部試験盛土	2K No. 22	粘性土			13.00	C	3.5	23.0		法肩	盛立完了後360日	7.0	9.0			○			9)
No. 50		2K No. 18											4.0	9.0			○			

*地層構成　　タイプA：全層軟弱層，　　タイプB：軟弱層が途中で固くなる，あるいは砂層を挟む，　　タイプC：軟弱層上部に砂層等あり

は，次の３項目について検討している．まず１つめは柴田ら[1]が述べている側方変形パターン（深度方向の側方変形の性状）に及ぼす地層構成の影響，２つめが実測値を用いた側方変形の影響範囲の整理およびこの結果と有限要素解析結果との対比，そして最後にこれまでにも多く報告されている盛土地盤の安定性と側方変位量との関係について整理した．

2. 実測データの概要

本論文で使用した実測データは，いずれも文献から収集したもので，総数は16地点である．データの概要やその出典先を表－１の一覧表に示す．表中には，地盤・盛土の概要と共に傾斜計設置位置・使用したデータの計測時期，最大側方変位量とその発生深度および地盤の安定性なども併せて示してある．ただし，地盤の安定性の検討時には盛土荷重による粘性土層の強度増加を考慮していないことをことわっておく．

これら表－１に示した実測データのほとんどは，試験盛土のデータであり，日本道路公団や建設省等が実施している．このことから，盛土の施工方法や施工速度および盛土自体の幾何学的形状に大差は無いものと考えている．なお，軟弱層の地盤改良は行われていない．軟弱層の土質別に見ると，16地点のデータの内，７地点がシルト・粘土等であり，残り９地点のデータは腐植土である．

3. 側方変形パターンに及ぼす地層構成の影響

3.1 概　要

側方変形を予測する際，例え弾・塑性構成則による有限要素解析を用いても，必ずしも満足の行く結果が得られる保証は無い．この要因について柴田ら[1]は，特に自然堆積地盤のプロフィールづくりと数値解析で仮定される地盤モデルとの間に大きなギャップがあることを指摘している．そして，軟弱沖積地盤の地層構成に，その地盤の成因と堆積環境が敏感に反映されていることから，側方変形パターンに及ぼす地層構成の影響を重視すべきであると述べている．

実際，柴田ら[1]は，このような観点から現場実測データを整理し，軟弱地盤の側方変形に及ぼす地層構成の影響を調べている．ただし，これらは先述のような数値解析上の問題に対するものであるため，代表的な地層構成の地盤に対して各々１例程度を取り上げて詳細に調べているが，地層構成別の側方変形パターンを整理するまでには至っていない．

そこで，ここでは地層構成として３つの代表的なタイプを考え，各々のタイプ別に実測データを整理した．そして，その結果から，各地層構成タイプ毎の側方変形パターンの把握を試みた．

3.2 整理方法

(1) 地層構成タイプ

今回収集した実測データの地盤を図－１～図－３に示す３タイプに分類した．側方変形プロフィールは，これらのタイプ毎に行った．各地層構成タイプの概要は，次のようである．

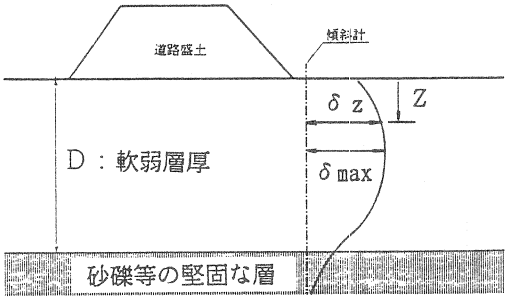
- タイプＡ：軟弱粘性土層上部には砂層が存在しない．または存在していても緩い砂層である．そして，軟弱な粘性土層が堅固な層まで厚く堆積している場合．
- タイプＢ：軟弱粘性土層上部の状況はタイプＡと同様である．ただしタイプＡと異なり，軟弱粘性土層の途中に密な砂層が存在するか，あるいは粘性土層自体が途中で固くなる場合．
- タイプＣ：軟弱粘性土層の上部に密な砂層等が厚く堆積している場合．

(2) 側方変形パターンの作成

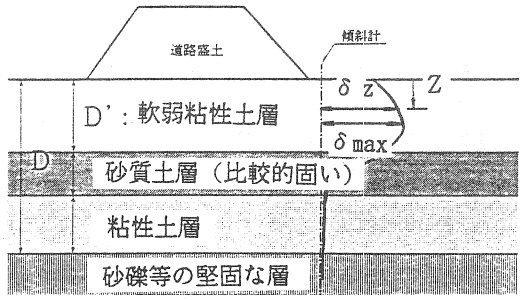
本検討では，側方変形量や地盤条件の異なる各地点の実測データを一括して整理する必要がある．このような場合，側方変位量や地盤の層厚を無次元化して整理すると都合が良い．ここでは，変位量の絶対値を知ることを目的としておらず，変形パターンを把握することを目的としているので，このような整理方法はなんら問題無い．

具体的に言うと側方変形パターンは，側方変位量を$\delta z / \delta_{max}$，その変位量を計測した深度をＺ／Ｄと無次元化して整理した．ここに，δz：計測断面における地表面からの任意深度での側方変位量，δ_{max}：計測断面における最大側方変位量，Ｚ：地表面からδzを計測した位置までの深さ，Ｄ：計測断面での地表面から堅固な層までの深さである．

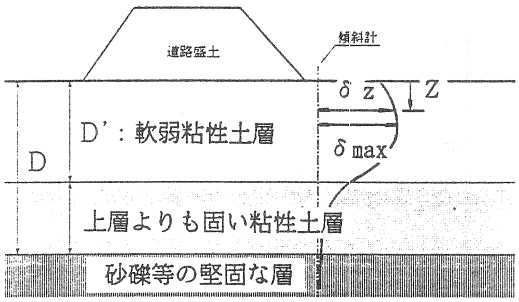
なお，整理に使用したデータの計測位置は，盛土のり尻付近である．これは，収集したデータのほとんどがこの付近での計測値であることによる．また，盛立て時期と計測時期の関係は側方変形に関して重要な要因となる．しかし，ここで取り上げたデータは表－１に示してあるように，この関係が必ずしも同一の条件ではないことをことわっておく．



図－1　地層構成タイプA

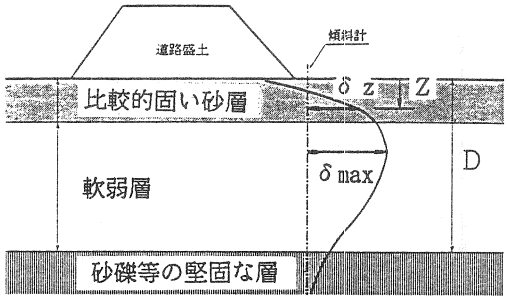


(a) 軟弱層の途中に密な砂層有



(b) 軟弱層が途中から固くなる

図－2　地層構成タイプB



図－3　地層構成タイプC

3.3　整理結果

図－4～図－7に整理結果を示す．図－4が地層構成タイプA，そして図－7がタイプCの側方変形プロフィールである．タイプBについては，次の2通りの整理を行った．すなわち，図－5：Z（：地表面からの任意深度）を堅固な層までの深さ（D）で除した場合と図－6：Zを軟弱層が固くなる深度または密な砂層が存在するまでの深度（D'）で除した場合である．各図には，検討対象地点の地層構成も併せて示してある．これらの図から次のようなことが判る．

〔タイプA〕

①最大側方変位はZ/D=0.3~0.5 付近で発生する．

②軟弱層上部に砂層が存在すると，上層部分の変位量が抑えられるようである．

③側方変形パターンは，比較的スムーズな曲線である．

〔タイプB〕

④図－5のように傾斜計固定点と見なせる深度（D）で整理するよりも図－6の軟弱層が固くなる深度または密な砂層が存在するまでの深度（D'）で整理したほうが，側方変形パターンの傾向が把握し易い．

⑤図－6から最大側方変位の発生位置を推定すると，Z/D'=0.4～0.5 付近である．

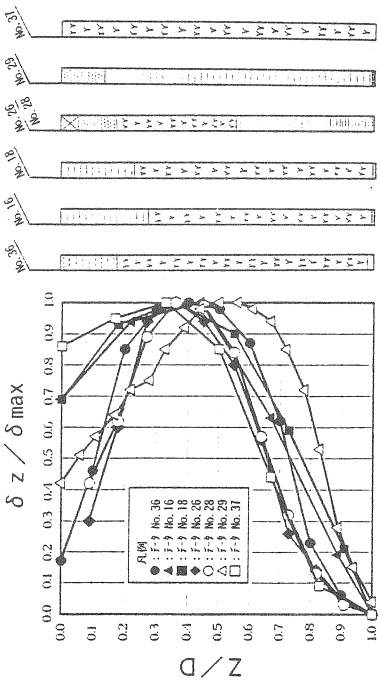
⑥図－5から，タイプBのような地層構成の場合の側方変形パターンは軟弱層と固い層（または密な砂層）の境で急変するような曲線となる．

〔タイプC〕

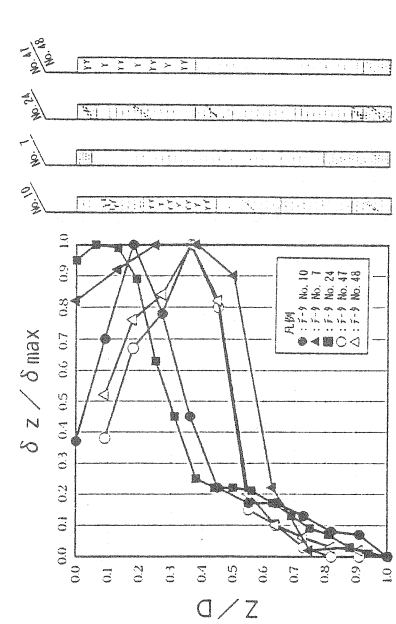
⑦タイプCの場合，最大側方変位はZ/D=0.4~0.5 付近で発生する．

⑧軟弱層上部の砂層や盛土層は，盛土側に向かって変位する．

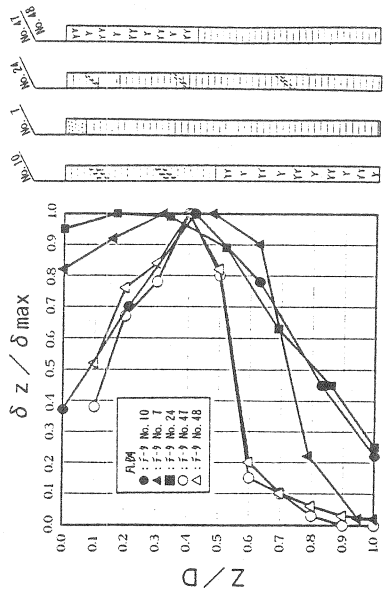
以上のように，土質条件や盛土荷重および計測時期等が異なるにも関わらず，各地層構成タイプ毎に側方変形パターンが類似の形を示したことは興味深い結果である．そして，このような結果は，事前の側方変形パターンの推定や有限要素解析結果の評価に際して有効な判断材料となる．ただし，先述したように本検討で使用したデータの盛土の幾何学的形状や施工方法に大差は無いと推察される．そして，このことが，地層構成タイプ毎に各地点の側方変形パターンが比較的類似したものとなった1つの要因であると考えられることを付記しておく．



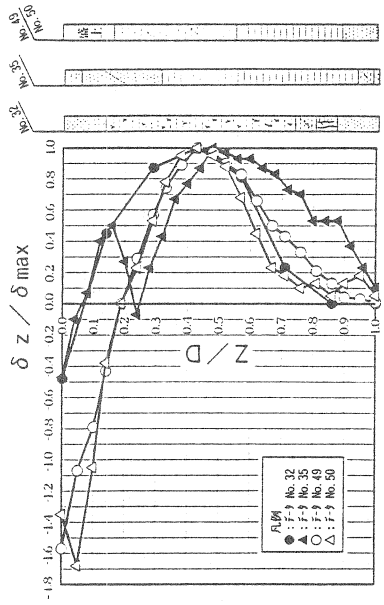
図－4　タイプAの側方変形パターン



図－5　タイプBの側方変形パターン（Dで整理）



図－6　タイプBの側方変形パターン（D'で整理）



図－7　タイプCの側方変形パターン

4.　側方変形の影響範囲

4.1　概　要

軟弱地盤上の盛土による地盤変形は，近接する既設構造物に大なり小なり何らかの影響を与える．そして，その影響量は，盛土と構造物が離れるにつれて小さくなることは容易に理解される．

近接構造物が直接基礎形式の場合には地盤の鉛直方向の変位（沈下・隆起）が問題となる．これら沈下・隆起量と盛土からの距離の関係は，例えば，道路土工軟弱地盤対策工指針[10]に整理されている．ただし，これは地表面での実測データに基づく関係である．

一方，近接構造物が杭基礎の場合には地盤の鉛直方向の変位のみならず水平方向の変位，すなわち側方変形も問題となる．これについても道路土工軟弱地盤対策工指針等に整理されている．しかし，これらは，沈下・隆起と同様に，地表面での水平変位と盛土からの距離の関係である．一般に，任意の計測断面における側方変位の最大値が発生する深さは，地表面付近とは限らない．傾向としては，盛土に近い地点ほど最大側方変位の発生深度が深く，盛土から離れるにつれてこれが浅くなる．したがって，杭基礎構造物に対する近接施工の影響を評価するためには，地盤内の側方変位量も考慮した盛土からの距離と側方変位量の関係が必要である．

また，設計時に近接構造物に対する影響量や影響範囲を有限要素法を用いて検討することがあるが，この際，解析値と実測値が合わないことが多い．特に，影響範囲について有限要素法による結果と実測値を比較すると，有限要素法の結果は影響範囲を大きく見積もる傾向にあると言われている[11]．

これらのことから，ここでは地盤内の側方変位量も考慮して盛土からの距離と側方変位量の関係について検討した．具体的には，まず実測データに基づく傾向を把握するため，盛土のり尻とこれから離れた位置でも側方変位量が計測されている3地点の実測データを整理した．そして，有限要素法の結果と実測データの違いを見るため，参考文献に地盤・土質条件等が比較的詳しく示されていた倉敷試験盛土[2]に対して有限要素解析を実施し，その結果と実測データを比較した．

4.2　実測データの概要

検討に使用するデータが得られた地点の盛土断面や地層構成および計測位置等を図－8～図－10に示す．図中には，参考として盛土最終段階での修正フェレニュウス法による円弧すべり計算の結果も併せて示してある．また，図－8と図－10に示した地点では，3段階に分けて盛立てが行われており，各盛土高毎の側方変形が計測されている．各々の地点の各盛土段階での盛土高は図中に示すとおりである．

4.3　盛土からの距離と側方変位量の関係

図－11に実測データによる盛土のり尻からの距離と側方変位量の関係を示す．なお，図では側方変位量をδ_L／δ_{max}，盛土からの距離をL／Dと無次元化している．ここに，δ_L：盛土のり尻からL離れた計測断面での最大側方変位量，δ_{max}：盛土のり尻に最も近い計測断面での最大側方変位量，L：盛土のり尻からの距離，D：軟弱層の厚さである．

また，このような軟弱地盤上の盛土設計では円弧すべり計算によって地盤の安定性を検討するのが普通である．そこで，1つの試みとして，この円弧すべり計算結果を利用した整理も行ってみた．具体的には，図－11で用いた盛土のり尻からの距離（L）の代わりに，円弧すべり計算時の最小安全率を与える円弧中心の位置を基準とした距離（Lx）を用いて整理した．これを図－12に示す．図中のδ_{Lx}は，最小安全率を与える円弧の中心位置からLx離れた計測断面での最大側方変位量である．なお，図－8と図－10に示した地点でのデータは，盛土高毎に最小安全率を与える円弧の中心位置が変化することに注意されたい．図－11および図－12から次のような傾向が見受けられる．

①δ_L／δ_{max}（またはδ_{Lx}／δ_{max}）の値は，L／D（またはLx/D）が1.0程度の範囲内で急激に減少する．

②盛土から軟弱層厚（D）程度離れた地点での最大側方変位量は盛土法尻付近での最大側方変位量の約半分になる．

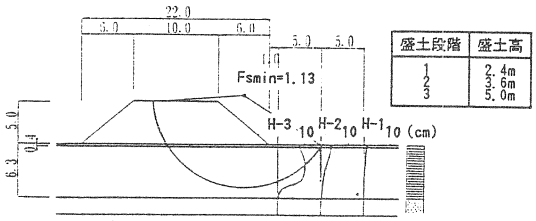
③軟弱層厚の2倍程度離れた地点では，これが4分の1程度となる．

④図－11と図－12の整理結果に大きな違いは見られない．

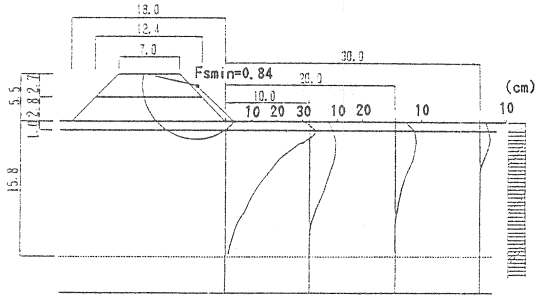
4.4　有限要素解析結果と実測データの比較

図－8に示した倉敷試験盛土に対して有限要素解析を行い，その結果と実測データの比較を行った．ここでは，特に盛土からの距離と側方変形量の関係について述べる．

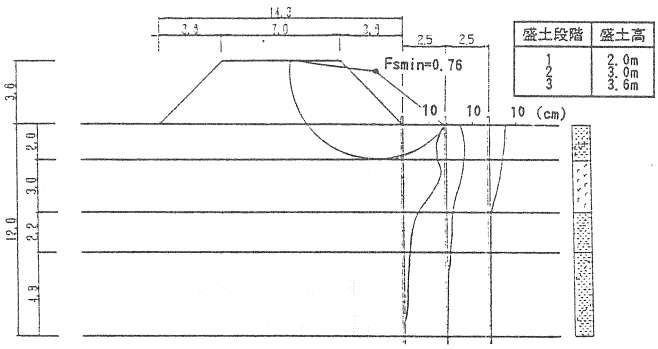
有限要素解析に使用したモデルを図－13に示す．解析での粘性土層の排水条件は非排水とした．盛土は要素で分割し，3段階に分けて載荷した．また，



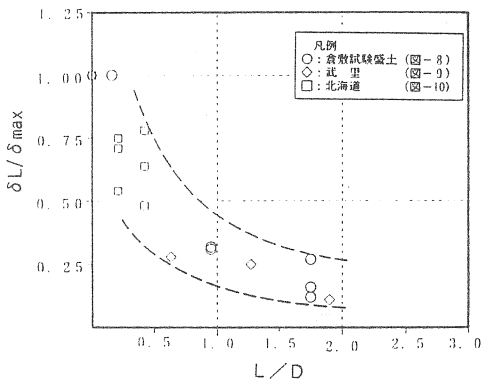
図－8　倉敷試験盛土地点[2)]



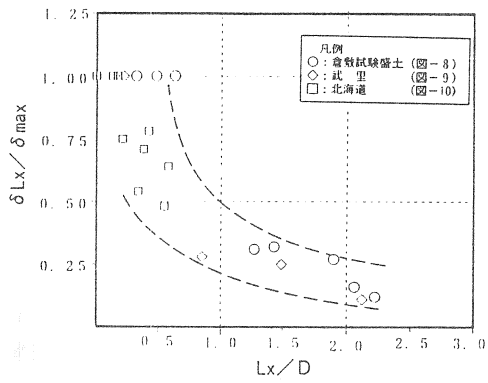
図－9　武里地点[5)]



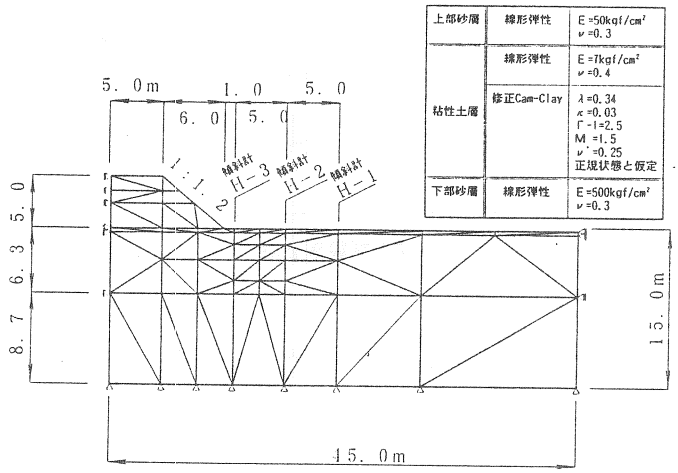
図－10　北海道地点[8)]



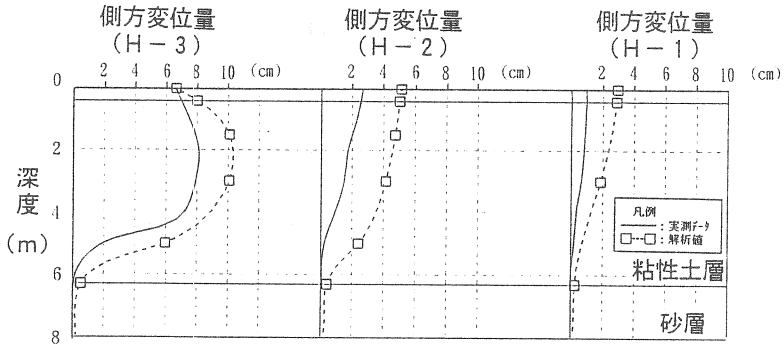
図－11　盛土からの距離と側方変位量の関係
（盛土法尻からの距離で整理）



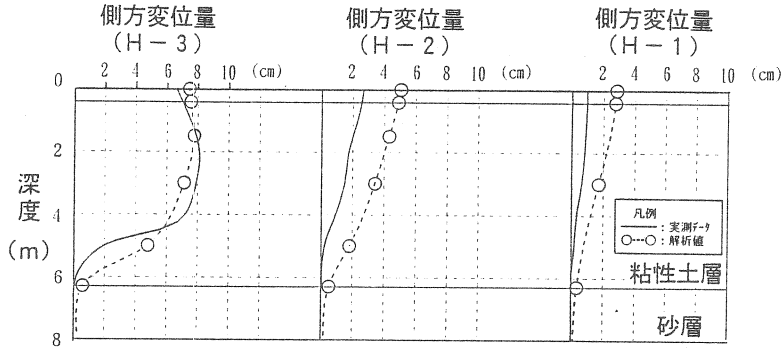
図－12　盛土からの距離と側方変位量の関係
（円弧中心からの距離で整理）



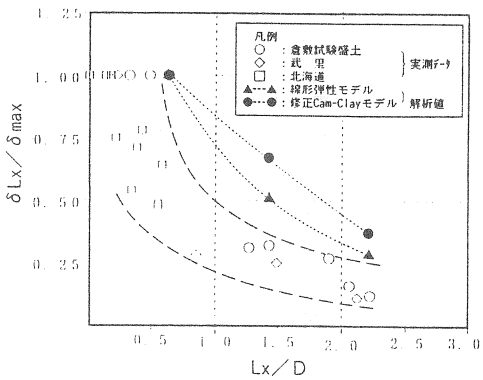
図－13　解析モデル図



図－14　実測値とF.E.M.結果の比較
（線形弾性解析）



図－15　実測値とF.E.M.結果の比較
（修正Cam-Clay）



図－16　側方変位量の減衰の比較

粘性土層を線形弾性体と仮定した場合と粘性土の構成則に修正Cam-Clayモデルを用いた場合の２ケースの計算を行った（使用プログラムはCRISP[12]）．なお，粘性土層の上・下部に存在する砂層は線形弾性体と仮定した．図－13中には，計算に用いたパラメータも併せて示してある．これらは，文献2)を参考にして設定した．

図－14に線形弾性，図－15に修正Cam-Clayモデルを用いた場合の各計測断面位置での盛土最終高における実測値と解析結果の比較を示す．また，図－16は，前出の図－12に示した，実測データから得られた盛土からの距離と側方変形量の関係に有限要素解析の結果をプロットしたものである．なお，図中の解析結果は最終盛土高での値である．これらの図から次のような傾向が伺える．

①図－14および図－15から，今回の解析結果の盛土のり尻付近での変位量や変形パターンは実測データと比較的合うものとなった．

②盛土から離れた位置については，解析値と実測データの変形パターンは類似しているが，その値を比較すると解析値が大きい．

③図－16に示す盛土からの距離と側方変位量の関係についての有限要素解析値と実測データの比較を見ると，有限要素解析の結果は実測データに比べて盛土から離れるにつれての変位量の減衰が少ない．

有限要素解析の結果には，解析モデルの要素分割が粗いことによる解析値の精度や非排水条件での解析であるため側方変位量を大きく評価していることなどの問題があるが，今回の検討結果は，これまでにも指摘されている有限要素法の結果が側方変形の影響範囲を大きく見積もる傾向にあることを再確認したものとなっている．このことから，軟弱地盤上の盛土の近接施工の影響を検討する際には，図－11や図－12に示したような実測データを用いた整理結果が有効な判断材料になると考えられる．

なお，図－16を見ると線形弾性解析の結果のほうが修正Cam-Clayモデルを用いた結果よりも実測データの傾向に近いものとなっているが，これが線形弾性解析の優位性を示したものではないことに注意されたい．

5.　盛土地盤の安定性と側方変位量の関係

5.1　概　要

軟弱粘性土地盤上の盛土の設計を行う際，必ずその安定性を検討する．代表的な安定性を検討する計算方法としては円弧すべり法がある．また，安定数も安定性を知る指標の１つである．

これら設計時の安定検討の結果から，側方変位量が概算的にでも求まれば非常に便利である．実際，これまでにも円弧すべり法の安全率等と側方変位量との関係を整理したものが幾つか見受けられる．

ここでは，円弧すべり法の安全率または安定数と地盤内の最大側方変位量との定性的な関係を把握することを目的として，前出の表－１に示した実測データに関して整理を行った．

5.2　整理方法

地盤の安定性指標には，Fs_{min} と$Cu/(\gamma_t \cdot H)$の２つの指標を用いた．ここに，Fs_{min} ：修正フェレニュウス法による円弧すべり計算から得られた最小安全率，Cu：軟弱層の非排水せん断強度(tf/㎡)，γ_t ：盛土の単位体積重量(tf/㎥)，H：盛土高さ（m）である．なお，これら安定性指標の計算では，盛土荷重による粘性土層の強度増加を考慮していない．

上記に示した$Cu/(\gamma_t \cdot H)$は，盛土勾配が鉛直の場合の安定係数に相当する．本来なら盛土勾配に応じた安定係数を求めて整理すべきであるが，そのようなデータ整理結果から側方変位量を推定しようとすれば安定係数と盛土勾配の関係を示す安定解析図表が必要となる．すなわち，厳密性はともかく，現場等で直ちに安定性指標を推定したい場合には不便な整理結果となる．このようなことから，ここでは実務者が簡単に側方変位量を推定したい場合を想定して，$Cu/(\gamma_t \cdot H)$をそのまま安定性指標として用いることにした．

一方，側方変位量については，盛土荷重や軟弱層の強度等が同じであっても軟弱層の厚さによってその変位量が異なることが考えられる．このため，側方変位量の絶対値を用いた場合と側方変位量を軟弱層厚で除して無次元化した場合の２ケースの整理を行った．なお，使用したデータの計測位置は，側方変形パターン作成時と同じ理由で，盛土のり尻付近である．

5.3　整理結果

図－17および図－18に安定性指標と側方変位量の関係を整理した結果を示す．図－17が安定性指標に円弧すべり結果のFs_{min}を用いた場合，図－18は$Cu/(\gamma_t \cdot H)$を用いた場合の結果である．また，各々の図中の（ａ）図が側方変位量（δ）を用いた場合，（ｂ）図が側方変位量軟弱層厚（Ｄ）で除して無次元化した値を用いた場合（δ／Ｄ）である．これらの図から次のような傾向が伺える．

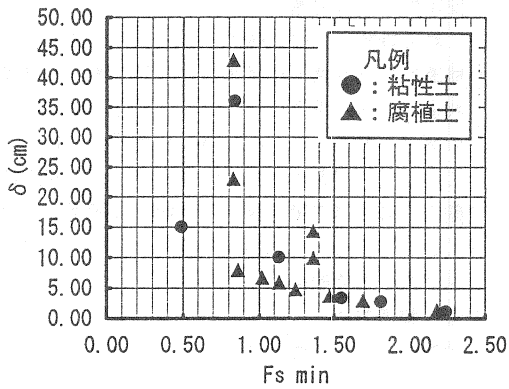
①いずれの図からもある安定性指標の値を境にして側方変位量が増大する傾向が見受けられる．

②このときの安定性指標の値は，図－17の場合でFs_{min}＝１．０程度，図－18の場合で$Cu/(\gamma_t \cdot H)$＝0.25程度である．

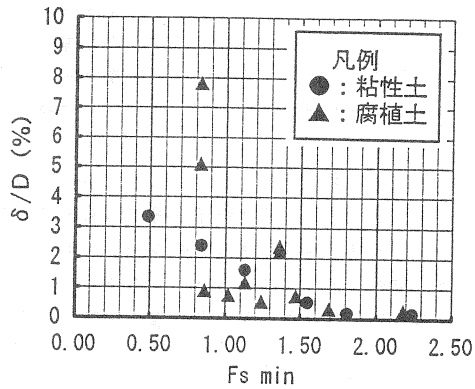
③δ／Ｄで整理した結果を見ると，安定性指標が上記②に示した値以上の範囲では，δ／Ｄの値が１～２％程度である．

④δの絶対値よりもδ／Ｄで整理するほうが，データのばらつきが少ないようである．

これらは，定性的には容易に予想される結果である．したがって，今後さらに多くの実測データに対して同様の整理を行えば，実用に耐えうる関係が得

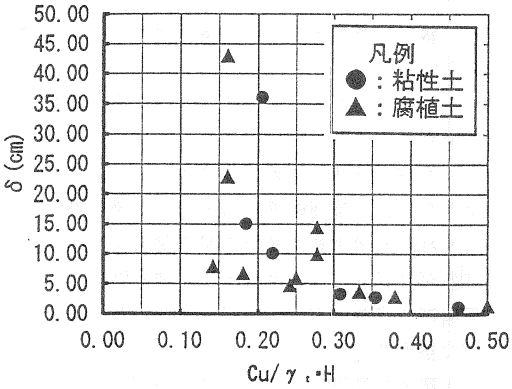


(a) δの絶対値で整理

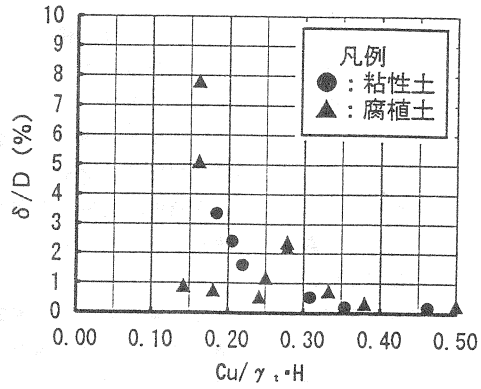


(b) δ／Ｄで整理

図－17　Fsmin と側方変位量の関係



(a) δの絶対値で整理



(b) δ／Ｄで整理

図－18　$Cu/\gamma_t \cdot H$と側方変位量の関係

られる可能性もある．なお，この際には地盤条件，変形特性および盛土施工の方法等についても考慮して整理する必要があろう．ただし，安定性が低い範囲では，地盤が既に破壊していることが考えられるので，整理結果のバラツキが大きいことが予想される．

なお，前記①～④で示した数値は，当検討で使用した実測データを先述した方法で整理した場合の値であることをことわっておく．

6. まとめ

軟弱粘性土地盤上の道路盛土の側方変形に関する現場実測データの整理・解析を行い，その特性を調べた．主要な結論は下記のとおりである．

(1) 軟弱地盤の地層構成タイプとして3タイプを取り上げて各タイプ毎に盛土法尻付近での側方変形パターンを整理した．その結果，側方変形パターンは地層構成の影響を強く受けていること，最大側方変位量の発生深度等に特徴が見られた．

(2) 盛土からの距離と側方変位量の関係について，実測データの整理およびこの整理結果と有限要素解析の結果の比較を行った．その結果，盛土から軟弱層厚程度離れた地点での最大側方変位量は盛土法尻付近での最大側方変位量の約半分程度になること，有限要素解析の結果は側方変形の影響範囲を過大に見積もる傾向があることを確認した．

(3) 盛土地盤の安定性と盛土法尻付近での最大側方変位量の関係を整理した．その結果，ある安定性指標の値以下になると側方変位量が増大する傾向を確認した．

謝　辞

この論文は，土質工学会中国支部土質工学セミナー（広島地区）で討議しながら進めてきた検討結果を取りまとめたものである．広島大学森脇助教授をはじめ，討議に参加したメンバー各位に謝意を表する．

参考文献

1）柴田徹・関口秀雄（1987）：軟弱地盤の側方流動，土木学会論文集，No.382，pp.1～14.

2）望月公夫・広山利之・森田悠紀雄・酒巻　章（1980）：軟弱地盤の側方変形（倉敷の場合），第15回土質工学研究発表会，pp.861～864.

3）森　康夫・黒川国夫・木村誠一（1984）：側方流動と杭の水平挙動，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.23～28.

4）建設省土木研究所土質研究室（1982）：軟弱地盤上の土工の周辺地盤への影響調査（第一報）－軟弱地盤上の盛土の動態観測事例－，土研資料第1806号.

5）鈴木音彦（1987）：盛土による軟弱粘性地盤の側方流動に関する研究，土木学会論文集，No. 382，pp. 15～34.

6）新舎　博・小石川　巧・梶谷卓美・花圃　博（1984）：盛土による低剛性矢板打設地盤の変形，地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.95 ～98.

7）地盤の側方流動（1994），土質基礎工学ライブラリー38，土質工学会編.

8）森　康夫・吉田紘一・逢坂秀俊・田中博明（1982）：側方流動と構造物および基礎杭の挙動，土と基礎，Vol.30，No.5，土質工学会，pp.41~46.

9）望月公夫・広山利之・森田悠紀雄・大和義明（1979）：すべり防止対策工としての自立式鋼矢板工法実施例，第14回土質工学研究発表会，pp.797～800.

10）㈳日本道路協会（1986）：道路土工－軟弱地盤対策工指針.

11）関口秀雄・柴田徹（1982）：盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点，土と基礎，Vol.30,No.5,土質工学会，pp.47~54.

12）限界状態土質力学パッケージ（1989），東海大学出版会.