近接盛土施工における障害予測とその対策

MOVEMENT CAUSED BY THE NEIGHBORING EMBANKMENT CONSTRUCTION AND ITS PROTECTION

熊本　直樹*　（Naoki Kumamoto）
坂田　直文**　（Naofumi Sakata）
山本　実***　（Minoru Yamamoto）
吉国　洋***　（Hiroshi Yoshikuni）
森脇　武夫***　（Takeo Moriwaki）

キーワーズ：盛土／沈下／変形／圧密／矢板壁　（IGC：E2）

1. まえがき

近年、既設構造物に近接して施工する、いわゆる「近接施工」に対する関心が高まっている。「近接施工」と特に称する場合は、単に近接して施工するだけではなく、その工事によって近接構造物に悪影響が生じるか、または生じることが予想されることを問題にしているようである。このような工事は、構造物が多く存在する都市内で多く、そのためその種類も開削工事・シールド工事など「掘削」に関したものが多い。近接施工に関する指針類もいくつか制定されているが、以上の事情を反映して、「掘削」に関したものが主となっている。

一方、この論文では、上記の「掘削」問題とは異なり、「盛土」による近接構造物の影響を取扱っている。すなわち、本研究では盛土によって生じる周辺地盤の沈下や側方変位を、どのような対策工で軽減できるかということに着目している。近接盛土施工時の周辺地盤への影響防止対策として一般にとられる工法には、(1)矢板、連続地中壁（以下では連壁と略す）、深層混合処理による硬化部などで壁面を作って変形を阻止しようとするもの、(2)盛土下を、例えば全面的に深層混合処理したりして、盛土荷重を支持するもの、(3)軽量の盛土材料を使用したりして、盛土荷重を軽減させるもの　などがある。これらの工法は各現場の状況に応じて選択されるが、なかでもコスト的に安価で、盛土構造の変更をさほど要さない、壁面を作る工法が採用されるケースが多いようである。しかし、矢板や深層混合処理による硬化部で壁面を作るという工法は、資料・データが少く、その効果は定かではなく、不明な点が多い。そこで、この論文では盛土近傍に壁面を設置したときの周辺地盤の変形について、シリーズ計算を行って検討するとともに、その結果を実測値と対比した。

シリーズ計算では、あるモデル地盤を設定し、矢板や深層混合処理の根入れ長を変化させたり、盛土の盛立て速度を変化させたりして、それらの周辺地盤変形抑制効果を調査した。シリーズ計算には、修正カムクレイ理論に基づく弾塑性モデルを使用した。次に、このシリーズ計算から得られた結論と、文献等にみられる施工例とを対比している。

以上の結果として、(1)対策工自体が沈下しないようにすると（例えば根入れを十分にすると）、周辺地盤の沈下は防止できること、(2)急速載荷の非排水変形による側方変形を抑制することはかなり困難で、対策工の曲げ剛性を大きくする必要があること、(3)非排水変形が極力生じないような緩速施工（例えば、圧密促進工法、漸増載荷など）は、側方変形抑制に有効であること、　などを得た。なお、計算には、（株）計測リサーチコンサルタントのミニコン（沖電気製）、及び広島大学HITACM200を使用した。

*三菱重工業（株）　広島研究所
**（株）計測リサーチコンサルタント
***不動建設（株）　広島支店
*広島大学工学部　第四類　建設構造　助教授
**広島大学工学部　第四類　建設構造　助手

2. シリーズ計算のモデル地盤と計算方法

2.1 モデル地盤

シリーズ計算に用いたモデル地盤は、層厚 15 m の正規圧密粘土地盤で、図1及び表1に示す土質定数を有するものとした。なお、表1の入，K，M，Ko，Cu はそれぞれ圧縮指数、膨潤指数，限界状態の応力比，静止土圧係数，圧密係数である。また、粘土層下面は非排水とした。

2.2 盛土荷重

荷重は、天端幅 15 m、法尻幅 23 m の台形荷重とし、盛土の剛性は無視した。シリーズ計算における荷重強度は、あらかじめ非排水計算を行って得た極限支持力を参考にして、盛土センタにおいて 6 tf/m^2 とした。この荷重強度は、安全率 1.2 程度に相当する。

2.3 シリーズ計算ケースと計算方法

シリーズ計算は、矢板などのビーム系の対策工を施工した場合と、深層混合処理系の対策工を施工した場合を主に、表2に示す 23 ケース実施した。計算では、ビーム系の対策工の位置にはビーム要素を、深層混合処理部は土要素を用いた。各ケースの対策工の断面及び変形特性は表3に示すとおりである。

深層混合処理部のせん断定数 G = 200, 1000, 4000 kgf/cm^2 は、それぞれ、ヤング率 E = 520, 2600, 10400 kgf/cm^2 となる。したがって、仮に E が 250qu（qu:一軸圧縮強度）程度とすると、それぞれ、qu ≒ 2，10，50 kgf/cm^2 程度ということになる。なお、この深層混合処理部は、弾性排水材料として取扱っている。

図2は、無対策時の要素分割の例で、152要素 180 節点である。全ケースを通じて節点数は 180 であるが、各計算ケースによって分割には多少の差がある。

図3は、ビーム要素を入れた位置を示したものである。ビームは粘土層を貫通して支持層に十分に根入れしたもの（ℓ = 15 m），粘土層8割まで根入れしたもの（ℓ = 12 m），粘土層の半分まで根入れしたもの（ℓ = 7.5m）の3種の根入れ条件とした。

図4は，深層混合処理の位置を示したもので、法尻から内側へと施工した。処理深さは、ビー

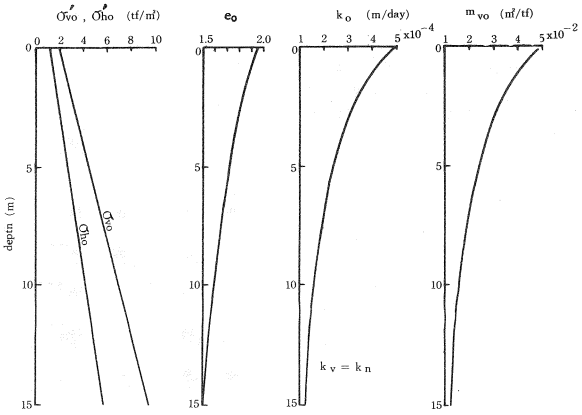


図1． モデル地盤の土質定数

表1．モデル地盤の土質定数

λ	K	M	Ko	Cv (m²/day)
0.291	0.0304	1.4	0.597	0.01

表2．シリーズ計算ケース

○：ケース番号

計算条件＼対策工			ビーム系				深層混合処理系					トレンチ	無対策
載荷条件	地盤改良	根入れ長＼剛性	II型鋼矢板	IV型鋼矢板	Z32矢板	連壁(注1)	(注2) G=200 B=4(注3)	G=200 B=6	G=1000 B=4	G=1000 B=6	G=4000 B=6		
瞬時載荷	無改良	15m	③	④	⑩	⑪	⑫	⑯	⑰	⑳	㉑		①
		12m		⑤			⑬						
		7.5m		⑥			⑭		⑱			㉒	
漸増載荷(注4)	盛土下S.D.	15m		⑦⑧			⑮		⑲				②
		7.5m		⑨								㉓	

（注1）厚さ 50cm（注2）G：せん断定数(kgf/cm²)
（注3）B：改良幅(m)
（注4）⑦,⑨のみ186日で載荷。 他は66日で載荷。

表3．対策工の曲げ剛性（EI）

項目＼対策工	ビーム系 II型鋼矢板	ビーム系 IV型鋼矢板	ビーム系 Z32矢板	ビーム系 連壁(注1) 50cm厚	深層混合処理系 せん断定数 G=200 kgf/cm² 改良幅 B=4m	G=200 B=6m	G=1000 B=4m	G=1000 B=6m	G=4000 kgf/cm² B=6m
ヤング率 E(tf/m²)	2.1 × 10⁷			2.1×10⁶	5.2 × 10³		2.6 × 10⁴		1.04×10⁵
断面2次モーメント I (m⁴/m) (注1)	3.1×10⁻⁵	1.167×10⁻⁴	5.5×10⁻⁴	1.042×10⁻²	5.333	18.0	5.333	18.0	18.0
EI (xfm²/m)	6.51×10²	2.45×10³	1.16×10⁴	2.19×10⁴	2.77×10⁴	9.36×10⁴	1.39×10⁵	4.68×10⁵	1.27×10⁶
EIの比率 (注2)	0.3	1	5	9	11	38	57	191	764
その他 断面積 A(m²/m)	1.53×10⁻²	2.425×10⁻²	2.693×10⁻²	0.5	4	6	4	6	6
その他 ポアソン比 ν	0.3333			0.167	0.3				

（注1）II型及びIV型鋼矢板は、継手効率 μ =0.0としている。
（注2）IV型鋼矢板のEIを1としたときの比率。

ム系と同じく、$\ell = 15m,\ 12m,\ 7.5m$ の3種である。

トレンチは、図5に示すように、深さ7.5 m 幅0.5 m のものを、法尻から5 m の位置に設置した。

シリーズ計算の載荷条件は、表2に示すように、瞬時載荷と漸増載荷の2方法である。瞬時載荷では、非排水条件（すなわち $t = 0$）で、$Q = 6tf/m^2$ の荷重を、$3.0tf/m^2$ までは15ステップ，それ以降は30ステップ，合計45ステップで載荷した。また、瞬時載荷の場合は、サンドドレーンは使用していない。漸増載荷方法は、等価径 $de=2.0\ m$ のサンドドレーンを打設して 5cm/day の盛土速度で載荷したもの（ケースNo.②，⑧，⑭，⑲，㉓；66日で盛土）と，$de=1.0m$ のサンドドレーンを打設して、1.8cm/day で盛土したもの（ケースNo.⑦，⑨；186日で盛土）の2方法である。又、計算は平面ひずみ条件で行ったので、以下に示す方法でサンドドレーンを考慮している。すなわち、改良域にいくつかの間隙水圧ゼロの線をつくり、式(1)にてサンドドレーン改良域の圧密速度と、計算における圧密速度が、圧密度50％のときに一致するように、透水係数を操作した。

$$k_{hc} = k \left(\frac{\frac{L}{2}}{de}\right)^2 \cdot \frac{T_{50}}{T_{S.D.50}} \qquad (1)$$

ここに　k_{hc} ：計算に用いた改良域の水平方向透水係数

k ：無改良時の透水係数

L ：計算に入れた排水面（間隙水圧ゼロの線）の距離

de ：サンドドレーンの等価径

T_{50} ：一次元圧密の圧密度50％のときの時間係数

$T_{S.D.50}$ ：サンドドレーンの圧密度50％のときの時間係数

なお、上下方向の透水係数は、操作していない。

ビームや深層混合処理による改良部と在来地盤とは、現実にはスベリが発生するものと考えられるが、シリーズ計算では使用した計算機の容量の関係で、スベリを表現できるジョイント要素は使用しなかった。ジョイント要素の有無により、変形にどの程度の差があるかを調べた結果が、図6である。この程度の差であれば、ジョイント要素を用いなくても、考察には大きな支障はないものと判断される。モデル地盤の無対策時の沈下～時間関係（荷重センタ）は、図7に示すとおりであり、最終的には160cm 前後の沈下が発生する。

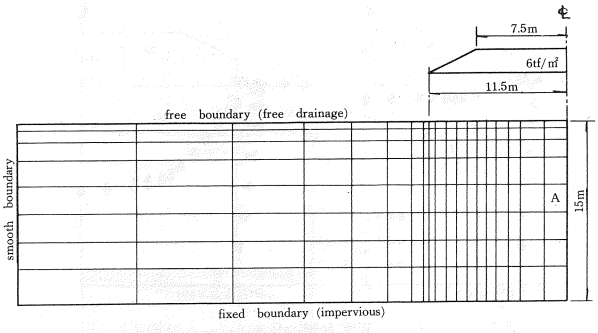


図2．　無対策時の要素分割例

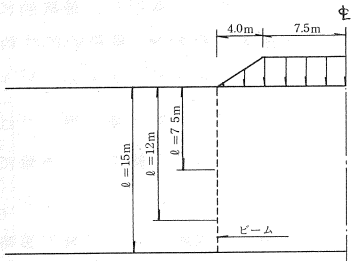


図3．　ビーム要素の位置

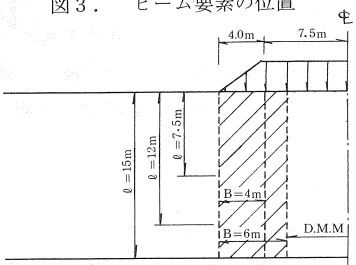


図4．　深層混合処理の位置

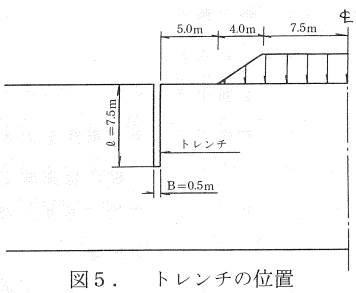


図5．　トレンチの位置

3. シリーズ計算結果

3.1　瞬時載荷時の挙動

(1)　モデル地盤（無対策）に瞬時載荷したときの変形

モデル地盤に対策は何も施さず急速に施工すると、法尻付近の地表面は載荷直後に約8cm 盛り上がり、時間を

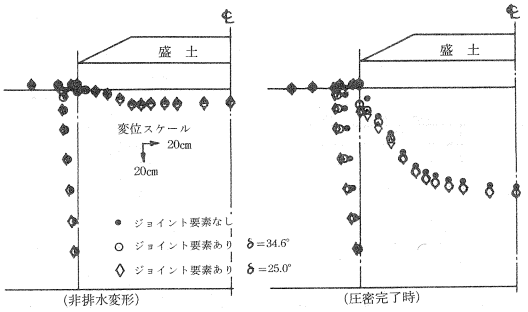


図6．ジョイント要素有無の比較(ビーム対策工)

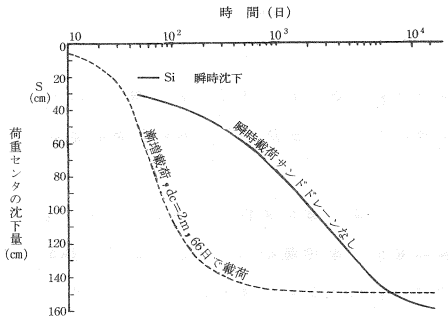


図7．モデル地盤の沈下特性(無対策)

経るに従って沈下が進行し、最終的には約 30 cm の沈下が発生する。法尻部の側方変形は、載荷直後に約 20 cm, 載荷 1000日後に約 27 cm, 最終的には約 26 cm である。この法尻位置の地表面及び側方変形が、対策を施すことによって、どのように変化するかを、以下で調査する。

(2) 対策工の剛性と変形量（根入れは全て 15 m）

ビーム系の対策工を施工した地盤に、瞬時載荷したときの変形を図8に、深層混合処理のときの変形を図9に示す。まずビーム系についてみると、載荷直後の側方変形は、対策工の剛性（ＥＩ）が大きいものほど小さくなっているが、巨視的にみると無対策時とほぼ同様の変形になっている。これは非排水変形であるので、側方変形量に対応して、地表面が盛り上がる。したがって、載荷直後の地表面形状は、ビームの曲げ剛性による差は、ほとんどみられない。次に最終状態についてみると、地表面は無対策時に法尻位置で約 30 cm 沈下していたが、ビーム系の対策を行うと沈下はほとんど発生せず、断面の小さなⅡ型鋼矢板でも沈下に対する効果が認められる。一方、最終状態の側方変形は、剛性によって差があり、剛性が大きいものほど変形量が小さい。

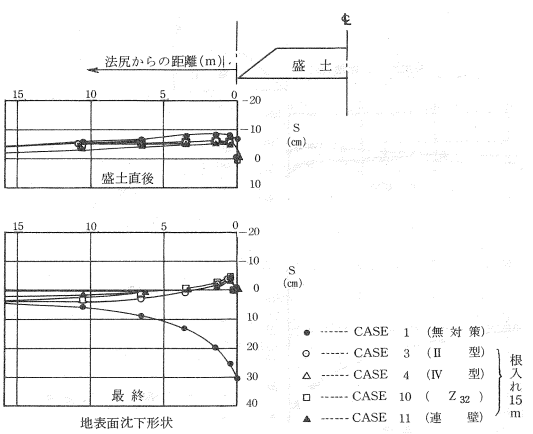
次に、深層混合処理系についてみると、瞬時載荷直後の側方変形は、対策工の剛性によって異なり、剛性を大きくしたものはかなりの効果が認められる（図9）。したがって、載荷直後の地表面変形も剛性によって差があり、剛性が大きいもの（すなわち、側方変形が小さいもの）は、盛り上がり量が少い。最終状態では、対策工の剛性が大きい場合は、側方変位はほとんど生じていない。表面沈下は、やはり剛性が大きい場合は殆どなく、対策工のせん断定数が　G = 200 Kgf/cm² と小さい場合には、対策工が圧密沈下し、周辺地盤も沈下している。

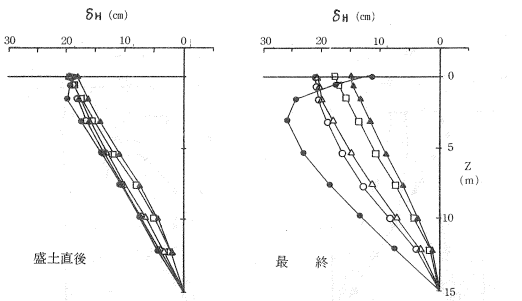
以上をまとめると、次のようになる。瞬時載荷直後の非排水変形（側方変形及び盛り上がり）は、対策工の剛性（ＥＩ）を増すことによって小さくすることができるが、ビーム系程度の剛性では有効に抑制することができない。この意味では、曲げ剛性を大きくすることが容易な深層混合処理系の対策は、瞬時変形の対策工として効果的である。しかし、一般に急速施工時の変形抑制には多大な労力を要する。沈下については、断面の小さな剛矢板でも対策工として有効であり、対策工自体の沈下がなければ、比較的容易に抑制できそうである。

(3) 対策工の根入れと変形量

Ⅳ型剛矢板の根入れを、 15 m, 12 m, 7.5 m　と変えたときの変形を図 10 に、G = 1000 Kgf/cm² の深層混合処理の改良深度を 15 m, 7.5 m　としたときの変形を図 11 に示す。まずⅣ型矢板についてみると、根入れの違いによる載荷直後の変形の差はほとんどない。側方変形の最終状態をみると、矢板先端を粘土層内で止めたものは、矢板先端が移動し、矢板の剛体変形と弾性変形とが重なったような形になっている。矢板の根入れが浅いものは、矢板が地盤に引きずられて沈下したために、沈下防止効果が不十分である。

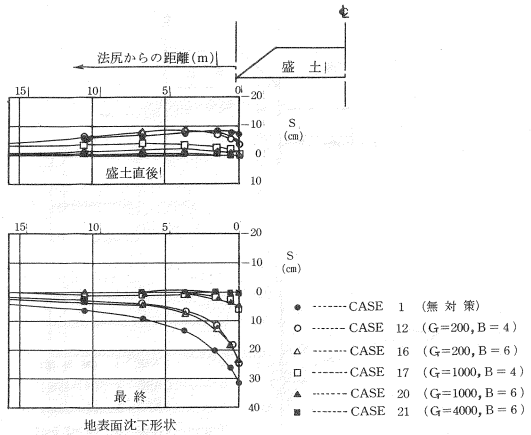
深層混合処理の場合は、載荷直後の側方変形にも改良深度による差がみられ、粘土層途中まで改良したものは、改良部先端が外側に移動している。しかし、地表面近くの側方変位は無対策時よりも小さく、粘土層途中まで改良したものが全く無意味という訳ではない。載荷直後の地表面形状には、改良深度による差は現われていない。次に最終状態についてみると、粘土層途中まで改良したときには、改良部が剛体的に回転している。またそのと

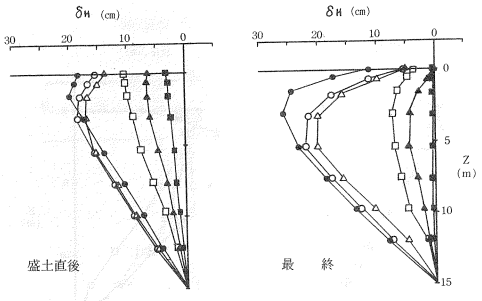




法尻部の側方変形

図 8. 対策工の剛性と変形量（ビーム系）





法尻部の側方変形

図 9. 対策工の剛性と変形量（深層混合処理）

きの最終地表面沈下量は無対策時とほぼ同量になっている。これは、改良部の圧密変形によるのではなく、改良部下の粘土層の圧密変形に起因している。

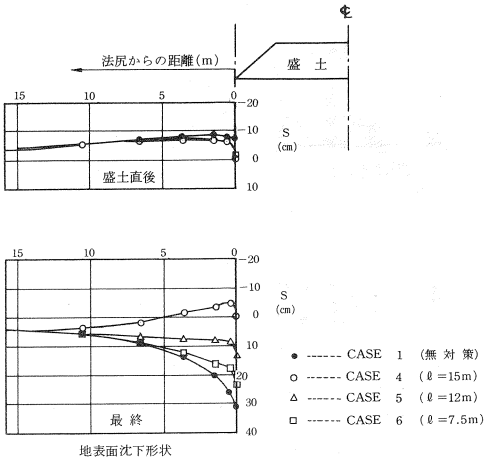
3.2 漸増載荷時の挙動

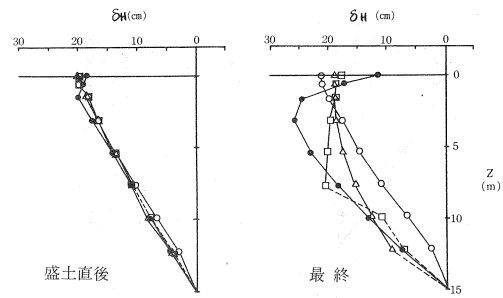
(1) 無対策時の側方変形

盛土下にサンドドレーン（de＝2.0 *m*）を打設し、66日かけて漸増載荷（計算では、66日で7段載荷）したときの側方変形と、サンドドレーンを打設せずに瞬時載荷したときの側方変形を対比して、図12に示す。漸増載荷時の側方変位は、瞬時載荷時の約半分（最大水平変位で）程度と、大きく減少している。しかし、図は省略するが、盛土法尻位置の最終地表面沈下量は、瞬時載荷のとき31 *cm*、漸増載荷のとき34 *cm* であるので、沈下については有意差はない。盛土中央下約6.4 *m*（図2のA要素）のストレスパスは図13のようになっており、瞬時載荷と漸増載荷とではその挙動が大きく異なる。瞬時載荷したときの応力は、限界状態（Critical State）近くに達しているが、漸増載荷（計算上は7段載荷）したときには、限界状態線（Critical State Line）から離れたところで移動している。この違いが塑性せん断ひずみ量の差を発生し、図12に示すような側方変形の差が生じている。したがって、盛土施工時に、応力が限界状態にできるだけ近ずかないよう、時間をかけてゆっくり施工することは、側方変形量の軽減に有効である。

(2) 対策工を施工し、漸増載荷したときの変形量

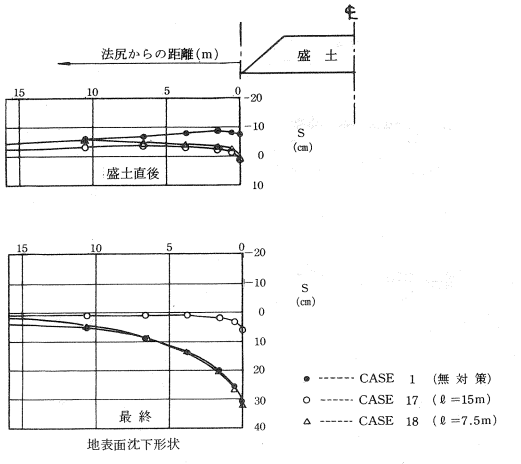
IV型鋼矢板を支持層まで根入れして、①瞬時載荷したとき、②de＝2.0 *m* のサンドドレーンを打設し66日かけて載荷したとき、及び③さらに載荷速度を落して、de＝1.0 *m* のサンドドレーンを打設し186日で載荷したときの変形を、図14に示す。側方変位は、載荷速度が遅いものほど少くなっているが、これは矢板の効果ではなく

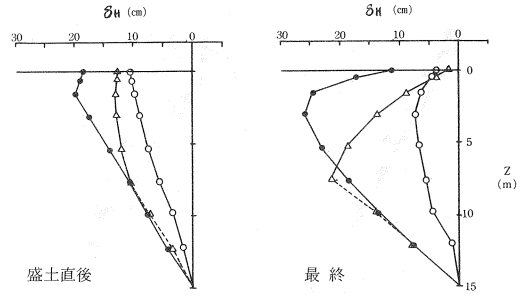




法尻部の側方変形

図10. 根入れ深さと変形(Ⅳ型鋼矢板)





法尻部の側方変形

図11. 処理深さと変形(G=1000kgf /cm²)

前節で述べた地盤そのものの側方変形量の違いに起因している。一方、地表面変形は、側方変形量に対応して盛り上がり量に多少の差があるが、最終沈下形状には有意差はなく、矢板の沈下抑制効果が伺われる。

粘土層下端まで幅4mに渡ってG=1000kgf/cm²の深層混合処理時の、漸増載荷時と瞬時載荷時の変形を比較すると、図15のようになる。側方変形についてみると、地表面近く(5m以浅)では、瞬時載荷と漸増載荷の違いが現われており、漸増載荷の方が変形量が少い。ある程度深くなると、両者間の側方変形の顕著な差はみられない。地表面形状は、全過程を通じて、載荷方法による差はほとんどないが、どちらからと言えば漸増載荷の方が沈下量が大きい。G=1000kgf/cm²の深層混合処理を幅4mに渡って施工した場合は、図9に見られるように、瞬時載荷でもある程度の変形抑制効果があるので、上記のように載荷方法による変形の差が顕著に出なかったものと考えられる。

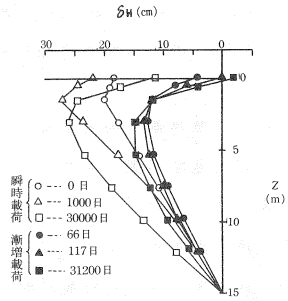


図12. 瞬時載荷時と漸増載荷時の側方変形の比較

3.3 トレンチ工法

サンドドレーンを打設しない地盤に、図5に示すトレンチを施工し、瞬時載荷をした場合は、地盤が破壊した。すなわち、安全率1.2程度で載荷される地盤に溝を掘るということは、かなり危険を伴い、地盤を破壊させてしまう可能性が大である。一方、トレンチを掘っ

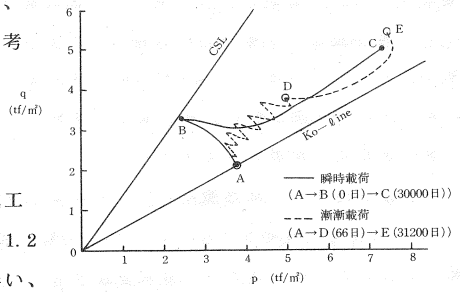
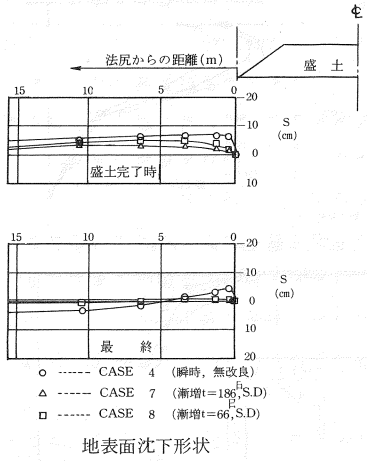
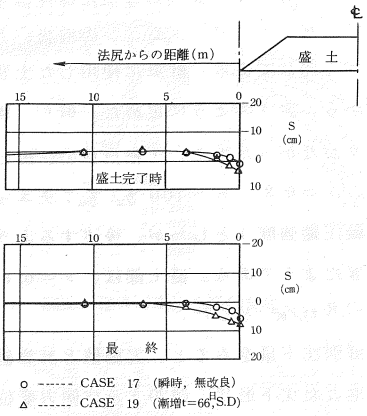


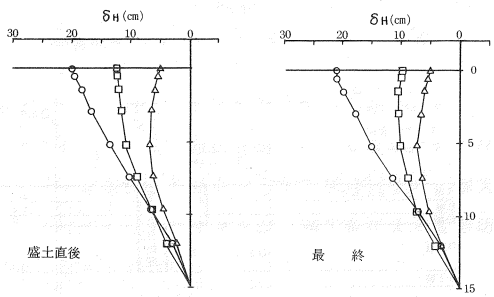
図13. 盛土下(図2A要素)のストレスパス



地表面沈下形状

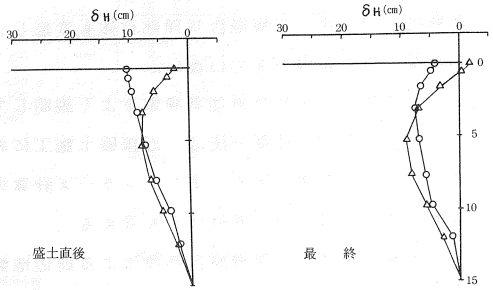


地表面沈下形状



法尻部の側方変形

図14. 漸増載荷時の変形(Ⅳ型鋼矢板)



法尻部の側方変形

図15. 漸増載荷時の変形(深層混合処理)

った地盤に漸増載荷したときの変形は、図16に示すとおりである。沈下・側方変形ともに、トレンチ下の地盤を通じて、盛土側からトレンチ外へと伝達されている。トレンチを掘ることによって、トレンチから内側の地盤を水平及び鉛直方向に大きくひずませているので、それが伝達されたトレンチ外側の沈下及び側方変形は、無対策時に比べて必ずしも小さくなく、トレンチ工法は近接盛土施工の対策工法としては、得策でないように思われる。

4. 施工例との対比

まず最初に、図17に示す施工例について触れる。図17の施工例は、盛土によるすべり破壊防止と残留沈下対策を目的に、盛土端部地盤を深層混合処理、中央部をペーパードレーン処理したものである。この施工例では、図17に示すように、深層混合処理の内側と外側で水平変位、盛土中央部で層別沈下の測定を行っている。この地盤は表層から順に、農耕地の粘性土、河川堆積粘土、高含水比の腐植土、貝殻片を含む海成粘土及び砂礫層から形成されており、その土質特性は図18に示すとおりである。

層別沈下量、地表面変位の経時変化、及び側方変位の実測値は、図19、図20、図21にプロットしてある点のように計測されている。地表面変形についてみると、盛土中央の沈下は１５０㎝程度生じているが、深層混合処理部の外側は沈下が発生しておらず、シリーズ計算結果と同様の傾向、すなわち、深層混合処理による周辺地盤の沈下防止効果が認められる。深層混合処理部の側方変位（図21、断面Ｄ－２）の実測値をみると、処理部自体の変形もあるが、全体的に処理部が剛体的に外側へ出て、処理部下方の地盤が大きくすべっている。この点もシリーズ計算と同様の傾向である。

図19～図21に記入してある線は、シリーズ計算と同じ方法による計算値である。計算では図17に示す標準断面の中心から片側を、盛土も含めて398個の要素に分割し、413個の節点を使用した。地盤部は、修正カムクレイ

モデルに従う材料とし、深層混合処理部は弾性排水材料、盛土は弾性材料とした。ペーパードレーンの取扱い方法は、シリーズ計算と全く同じである。計算に使用した土質定数は、土質試験結果から、表4のように定めた。但し、膨潤指数についてはデータがなかったので、圧縮指数の1/10とした。深層混合処理部は、$\nu = 0.3$　$E = 100\ \bar{q}_u$（$\bar{q}_u$：チエックボーリングの平均一軸圧縮強度）としたが、後述するように$E = 100\ \bar{q}_u$は小さすぎたようである。盛土部は、$\nu = 0.3$　G=385 kg f/cm²、　$\gamma_t = 1.8$ tf/m³ とした。

まず図19の層別沈下量をみると、実測値と計算値はよく一致している。地表面沈下形状（図20）及び側方変位（図21）は、深層混合処理部の変形係数を$E = 100\ \bar{q}_u$と小さめにとったために、計算値の方が深層混合処理部の沈下量が大きく、側方変形については、深層混合処理部自体も変形し、剛体的側方変形をうまく表現できていない。

しかし、全体的には計算値は実測値をよく説明しており、シリーズ計算に用いた計算方法は、近接盛土施工における障害予測手法として有効である。また、シリーズ計算の項で行った各種の考察の妥当性の裏付けとも言える。

以上、本施工例では、深層混合処理による周辺地盤の沈下抑制効果、粘土層途中まで改良したときの剛体的側方変位など、シリーズ計算の結論と一致する現象が測定されているとともに、シリーズ計算に用いた計算方法の適用性も確認できた。

次に、文献等にみられる施工例について考察する。紙面の都合で、図等の詳細な引用は省略する。文献にみられる施工例は、上記施工例と同様に、変形防止だけを目的としたものは少く、大部分は盛土のすべり破壊防止と併用されて、対策工が施工されている。

参考文献（3）の施工例は、すべり破壊防止と周辺への沈下の拡がりの防止を目的として、沈下対象層の1/2まで鋼矢板を根入れしている。この例では、沈下に対する対策工の有効性は認められるが、側方変形については効果がみられない。側方変位についてはシリーズ計算と同じ現象になっているが、沈下については根入れ長を考慮すると、シリーズ計算とは異なった結果になっている。

参考文献（4）の施工例は、周辺構造物への影響防止を目的として、鋼矢板を支持層まで根入れしている。文献によるとシリーズ計算結果と同様に、鋼矢板による側方変形防止効果は認められない。沈下に対する効果は、不明である。

参考文献（6）の施工例では、側方流動の防止を目的として、

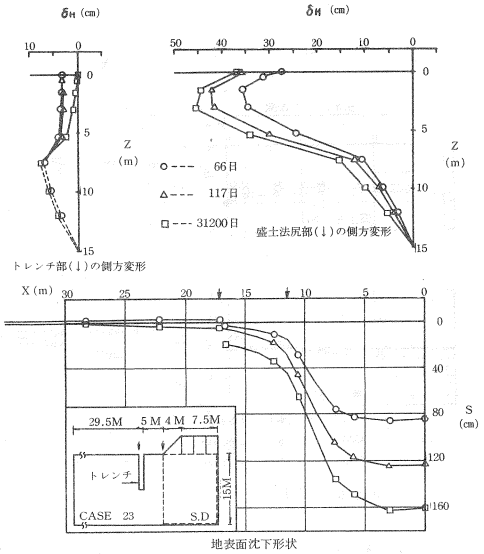


図16. トレンチを掘ったときの変形(漸増載荷)

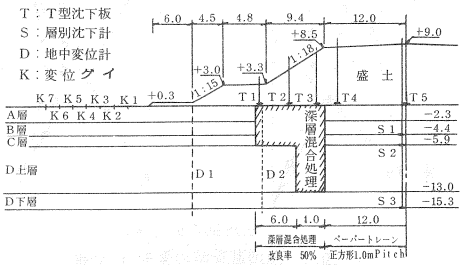


図17. 標準断面及び変位測定位置

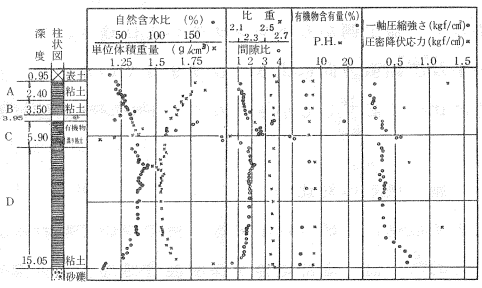


図18. 土質試験結果

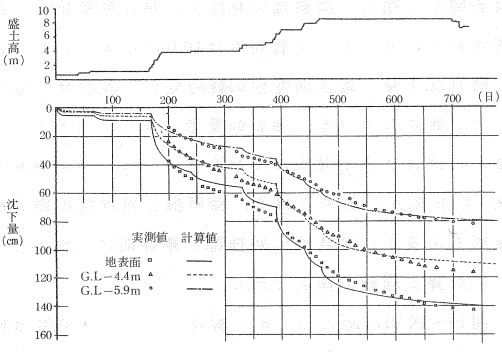


図19. 層別沈下量

鋼矢板を支持層まで根入れされている。参考文献（４）と同様に、側方変位については抑制効果が認められず、沈下については文献では不明である。

参考文献（８）の施工例は、すべり破壊防止と周辺地盤の沈下・隆起の抑制を目的として、深層混合処理を施工したものである。無対策のときの測定データはないが、深層混合処理による沈下防止効果が認められ、その効果は対策工の幅が広いほど大きい。また、対策工の幅を大きくすれば、側方変位の防止効果が大きくなっている。これらは、シリーズ計算の結論とよく一致している。

参考文献（５）の施工例は、盛土周辺地盤の変形防止を目的として、水砕パイル及び鋼矢板を対策工として採用した例である。側方変形に対する有効性は認められるが、鋼矢板、水砕パイル及び載荷速度のいずれに起因するのか、比較データがないので不明である。

参考文献（７）の施工例は、盛土による地盤の側方流動やすべり破壊防止を目的として、水砕パイル、鋼矢板などを使用したものであるが、鋼矢板による変形防止効果は認められない。

以上でみたように、施工例においても鋼矢板による側方変位抑制効果は認められず、又、ある程度の幅と強度を持つ固化領域を設けることは、変形防止対策として有効である。これらは、シリーズ計算の結論とよく一致しているが、矢板の根入れ深さと沈下抑制効果など、施工例とシリーズ計算とで一致しない点もあるので、今後さらに検討を加えたい。

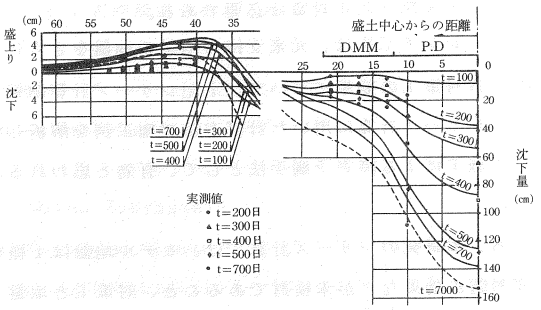


図20．地表面変位の経時変化

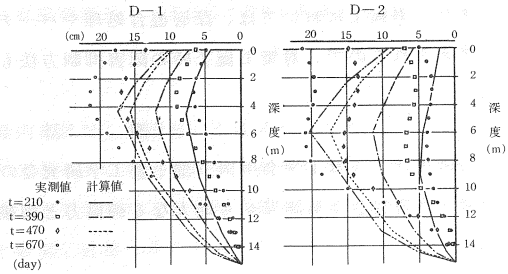


図21．側方変形経時変化図

表−４　主な土質定数

要素分割図の層順	1	2	3	4	5	6	7	8	
土層名	A		B	C	D上		D下		
M	1.88		1.78	1.30	1.64		1.45		非排水三軸圧縮試験より決定
λ	0.130		0.243	1.07	0.387		0.373		圧密試験結果(λ=0.434Cc)より決定
K	0.0130		0.0243	0.107	0.0387		0.0373		K=0.1λとする
ν	0.303		0.318	0.388	0.339		0.366		Mより決定
e_0	1.095	1.029	1.644	5.01	1.908	1.865	1.695	1.685	圧密試験結果より決定
透水係数 (m/min)	4.1×10^{-3}	4.1×10^{-3}	4.9×10^{-4}	3.7×10^{-4}	1.1×10^{-4}	8.1×10^{-5}	3.8×10^{-5}	3.5×10^{-5}	圧密試験結果(Cv一定として)より決定

5. 結論

この論文では、シリーズ計算及び実施工例との対比を通じて、盛土周辺地盤の変形防止対策を検討した。その主要な結論は次のとおりである。

（１）シリーズ計算によると、矢板や深層混合処理などの対策工を、それ自身が沈下しないように施工すると、周辺地盤の沈下を低減できる。なお、深層混合処理部の沈下には、処理部下方地盤の沈下に起因するものと改良強度が小さく、処理部自体が圧密沈下するものとがある。

（２）シリーズ計算によると、盛土直後の側方変形は対策工の曲げ剛性により異なり、矢板程度の曲げ剛性では有効な側方変形防止効果を期待できない。深層混合処理のように、改良幅や改良強度を大きくとって曲げ剛性を大きくすることのできる対策工は、側方変形抑制効果を期待できる。

（３）盛土直後の側方変形量が大きいと（すなわち、排排水変形量が大きいと）、周辺地盤は隆起する。

（４）非排水変形量を少なくするように施工すると（例えば、盛土下に圧密促進工を施工する。ゆっくりと盛土を行う、など）、無対策でも側方変形はかなり減少する。側方変形抑制の基本的な方法は、ゆっくりとしかも丁寧に施工することである。但し、圧密沈下は急速に施工したときと同様に発生するので、この場合でも

少くとも沈下防止対策は必要である。

（５）トレンチ工法は、元来支持力不足の地盤をさらに危険にするので、推奨できない。

（６）各対策工の効果について、上記シリーズ計算結果と施工例を対比したところ、両者は概ね一致した。

（７）シリーズ計算に用いた計算方法で施工例を解析したところ、実測変形量をかなりよく説明できた。近接盛土施工による障害予測手法として、有効と思われる。

なお、本研究のシリーズ計算では、モデル地盤は１種類のみであり、粘土層厚と対策工壁体の曲げ剛性の関係と変形防止効果などが未検討であること、対策工と地盤との「すべり」を特別に考慮するような要素（ジョイント要素）は使用していないことなどもあって、定量的な提案はできなかったが、これらは今後の検討課題としたい。また、実施工においては、深層混合処理やバーチカルドレーン打設など、対策工の施工に伴う周辺地盤の変形も考えられるので、対策工施工時の障害抑制方法も検討しておく必要がある。

謝　辞

この研究は、土質工学会中国支部土質工学研究会の活動を通じて行われたものである。データ提供、討議、助言など、当研究会会員諸兄から絶大なる御協力と御援助を賜った。ここに記して、謝意を表する。

記　号

B：対策工の幅

Cv：圧密係数

de：バーチカルドレーンの等価径

E：ヤング率

e_o：初期間隙比

G：せん断定数

I：断面２次モーメント

Ko：静止土圧係数

k：透水係数（　：水平方向、　：鉛直方向

k_o：初期透水係数

k_{hc}：計算で使用したサンドドレーン処理部の k_h

L：計算で使用したドレーン間の距離

ℓ：対策工の根入れ深さ（又は処理深さ）

M：critical ℓ state における応力比（critical ℓ state ℓine の勾配）

m_{vo}：体積圧縮係数

q_u：一軸圧縮強度

T_{50}：圧密度50％のときの時間係数（一次元）

T_{SD50}：サンドドレーンの圧密度50％のときの時間係数

γ_t：湿潤単位体積重量

K：膨潤指数（自然対数）

λ：圧縮指数（自然対数）

ν：ポアソン比

σ'_{vo}：初期有効鉛直応力

σ'_{ho}：初期有効水平応力

参考文献

（1）土質工学会中国支部；第６回土質工学研究会報告書，土質工学会中国支部，昭和58年11月

（2）日本道路公団福岡建設局，不動建設株式会社；地盤改良グイ調査試験報告書，昭和52年３月

（3）森将彦；軟弱地盤における問題点の一考察について，第26回建設省技術研究報告

（4）森田悠紀雄　他；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,1979年

（5）若命善雄；盛土工事に伴う周辺地盤の変形防止対策，第14回土質工学研究発表会，１９７９年

（6）基礎地盤コンサルタンツ株式会社；土質試験工事報告書（未発表）、１９７１年

（7）若命善雄；透水性のある低強度パイルによる地盤改良工法，第16回土質工学研究発表会，１９８１年

（8）久野達彦　他；建屋の近接した盛土における地盤改良工事，第17回土質工学研究発表会，１９８２年