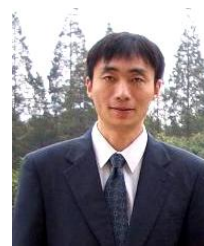


## 埋立地での盛土の沈下事例解析 -二重負荷面型双曲線モデルによる-

日下 拓也<sup>(1)</sup>Sreng, S.<sup>(2)</sup>望月 秋利<sup>(3)</sup>Ma, X.<sup>(4)</sup>坂戸 宣彦<sup>(5)</sup>

研究員<sup>(1)</sup>、<sup>(2)</sup>、博（工）、日本工営(株)中央研究所 総合技術開発部  
徳島大学 名誉教授<sup>(3)</sup>、工博、徳島大学大学院  
准教授<sup>(4)</sup>、博（工）、同済大学（中国）地下建築と工程系  
工修<sup>(5)</sup>、JFE エンジニアリング（株） 橋梁事業部

### 概要

本研究は、著者らが開発を進めてきた「MMX モデル」<sup>1,2)</sup>と呼んでいる土の構成式を、Biot 式型 FEM に組み込んだプログラムを用いて、中国浙江省台州市での火力発電所建設のための埋め立ておよび送水管設置工事現場を対象に解析を行い、現場での計測結果(沈下および間隙水圧)と比較検討し、土の構成式、パラメータ設定法の妥当性を検証するとともに、現地で問題となる沈下および水平変位挙動についてまとめたものである。対象とした中国東清湾内の堆積地盤は、粘土、シルト、砂層の互層から構成され、特に粘土、シルト層は超鋭敏な粘土層に分類される特殊土で、乱れやすく、試料のサンプリングおよび試験が難しい試料である。また、試料採取法や試験方法、評価法も日本とは異なる。そのため、十分な資料、正確な資料を入手することが難しく、不足分については日本、韓国の湾岸地域の資料を参考にして、土の特性を推定した。特に砂層については明確な記録がないため、試料の観察記録等を参考に検討した。透水係数については資料がないため、想定される値に対して 1、5、10 倍の範囲で変えた解析を行い、排水層の透水係数が圧密沈下挙動にもたらす影響についての検討を行い、現地の変形および間隙水圧の消散過程の再現に成功した。

### 1. はじめに

本論文は、中国浙江省台州市での火力発電所建設のための埋め立ておよび送水管設置工事現場を対象に解析を行い、現場での計測結果と比較検討し、土の構成式、パラメータ設定法の妥当性を検証するとともに、現地で問題となる沈下および水平変位挙動について検討したものである。本節ではまず構成式開発の必然性と、構成式を開発する上での必要条件についてまとめ、MMX モデル構築の考え方と位置づけをまず行う。

土の構成式は、最近の特殊構造物や大型構造物、あるいは既存重要構造物への近接施工の設計に関してはもちろん、構造物自身の破壊やその条件、変形挙動の経過や周辺への影響等の情報の提供、さらには観測施工法を可能にし、あるいは「性能設計法」における従来法を超える設計を可能にする等、果たす役割大きい（静的モデルに限る）。

しかし、土の構成式の重要性の本質は、地盤工学が工学たるゆえの必須条件として構成式が存在する点にあり、そのことを認識する必要がある。すなわち工学においては、現象の支配則を解明し、それに基づく解析手法（順解析による）の開発は、地盤工学に携わる技術者、研究者に課せられた責務である。したがって、土の構成式の備えるべき必要条件是、まずは力学的な合理性、あるいは理論上矛盾のないものでなければならない。この視点が、工学的原理の追求の原点でもあり、また土の構成式の高度化の必然でもある（必ず完全な解が得られるまで改良が続く、の意味）。その意味では土の構成式の開発や利用は、特別な研究分野でもなく、もちろん特殊なものでもない。地盤工学に携わる者すべてに、その知識と素養が要求される、一般的な、そして基礎的な事項である。

しかし一方、複雑な土の挙動をどう表現するかは容易ではなく、その証左として、今までにいくつものタイプの異なる土の構成式が提案されてきたことを見れば明らかである。

さて、現在までの構成式に関する review は、とても手に負えるものではない。古い資料ではあるが、松井ら<sup>3),4),5)</sup>のまとめた弾塑性理論の歴史的流れに関する一覧表は、全体を俯瞰するには良い資料である。その詳細は論文に譲るとして、興味を引くのは土の構成式を開発するために必要な「理論的 platform (弾塑性理論)」の主な研究は、1950年代半ばまでにほぼ出尽くしている点である (表-1 参照)。

表-1 弾塑性理論歩み (文献3) に加筆

降伏面の概念	(Westergaard, 1920), (Haigh, 1920)
塑性ポテンシャル理論	(von Mises, 1928)
加工硬化の一般化	(Melan, 1938), (Prager, 1949)
等方硬化モデル	(Hill, 1950)
Druckerの仮説	(Drucker, 1955)
複数の降伏面を有する材料の流れ則	(Koiter, 1953)
一般塑性理論	(Liyusihn, 1961)
負荷曲面の概念	(Phillips, Sieralowski, 1964)

土質材料への適用について見ると、1950年代までは土を単純化して剛塑性体、あるいは線形弾性体（非線形弾性体も含む）として扱い、前者は力の釣合い式に基づくもので、変形は考慮できない（斜面安定、支持力、土圧論等）し、また後者は基本的に変形を弾性定数（ヤング率、ポアソン比）で表すものであるから、表現できる特性には自ずと限界があり、地中応力分布等成果は限られている。

1960年代後半になると、Druckerら<sup>6)</sup>の加工硬化塑性理論の土への適用に関する研究をきっかけに土質材料への適用が始まった。Cam-clay model<sup>7)</sup>、Modified Cam-clay model<sup>8)</sup>、Ohta model<sup>9)</sup>、その後の「関口・太田モデル」<sup>10)</sup>が提案され、多くの事例解析が進められて、成果を挙げたことは、よく知られている。これらのモデルは、その構造から「単一負荷面モデル」に分類される。

一方、筆者らが本研究で用いた土の構成モデルは、塑性圧縮と塑性せん断に関する2つの部分を独立に扱うところから「二重負荷面モデル」の分類に入るが、塑性せん断部分を簡易化のため非線形弾性で表現したもので、「二重負荷面型モデル」と名づけた（望月<sup>11)</sup>、蔡<sup>12)</sup>、熊<sup>1)</sup>、門田<sup>2)</sup>）。モデル構成の考え方の基本点を以下に示す。

その第1は、Druckerら<sup>6),13)</sup>の考え方に準拠した点である。Druckerらは、土を塑性硬化材料と見なすことで現実に近い解析ができると考え、等方載荷・除荷試験および三軸圧縮試験を実施して、土の応力・変形特性を「静水圧軸に交わる負荷曲面（主として圧縮による）」と「静水圧軸に交わらない負荷曲面（主としてせん断による）」の2つで表すことを提案した（二重負荷面モデルの提案）。すなわち、塑性圧縮特性と塑性せん断特性の独立を考えた。第2点は Pooroosbasb<sup>14),15)</sup>の砂質土の特性に関する研究で、砂に経路を変えてある応力状態にした時、「塑性ひずみ増分が今までの応力履歴や応力増分に関係なく、その時点の応力状態によって決まる」ことを実験的に見出し、塑性ポテンシャルの存在と砂の塑性ひずみ増分方向について検討し、非関連流動則の適用が必要であることを示した。すなわち実験に基

づき導いた Drucker と Poorooshasb の結論に従うなら、土の弾塑性挙動を表現するためには「非関連流動則を適用した二重負荷面を持つモデル」が必要である、ことが結論される。

この「結論」は、筆者らの構成式誘導における基本視点の 1 つであるが、この考え方は構成式において、必ずしも主流を成してきたものではない。Pooroosbasb<sup>15)</sup>、Nova ら<sup>16)</sup>、Lade ら<sup>17)</sup>、望月ら<sup>18)</sup>の単一負荷曲面を持つモデル(非関連流動則適用)の開発が、次いで Lade ら<sup>19)</sup>、Vermeer<sup>20)</sup>、西ら<sup>21)</sup>、蔡・望月ら<sup>12)</sup>の二重負荷面を持つモデルが開発された。この内 Vermeer、西らは、塑性体積ひずみと塑性ひずみ増分方向により、2 つの負荷関数と塑性ポテンシャルを仮定したモデルを導いた。これに対して Lade ら、Nova ら、蔡・望月らは試験結果をもとに塑性せん断に関する破壊基準、負荷関数と塑性圧縮に関する負荷関数を導いてモデルを組立てる、という手法を用いた。

筆者らを中心とするグループは「平面ひずみ試験結果を基礎とした、非関連流動則に基づく二重負荷面モデル<sup>12)</sup>」を提案した。このモデルの詳細は文献にずるとして、その基本は次の点で、これらを必要条件であると考えた\*1。

- ① 土の変形特性(ダイレタンシ特性)を表現するためには非関連流動則に基づく、
- ② 二重負荷面(塑性圧縮、塑性せん断に関する)を持つモデルである、
- ③ 構成式の組立は弾塑性理論に矛盾がない、

この視点は土の構成式研究の中での真理であり、今後も変わるとは考えられない。すなわち、ここに示した土の構成式組立のための 3 つの必要条件は、そのままモデル評価の為の 3 条件と考えられる(①は、実験事実)。

\*1: 解析においては、その多くが平面ひずみ条件で行われることを考えて、モデルの材料パラメータ決定や特性の検証には平面ひずみ試験結果を用いたが、この点は解の精度、あるいは質に関係する問題で、ここでは触れない。

## 2. 中国華能玉環発電所周辺の軟弱地盤を対象とした盛土の圧密沈下解析

MMX モデルは、2002 年に開発されて以来、現場資料に対して、いくつかの比較検討解析を行っている。本論文では、同済大学(中国・上海)を通して、中国電力工程顧問集団華東電力設計院から提供して頂いたデータを基に、中国における現場計測結果を用いた検討を行った。資料の不足分は、特徴の類似した橘湾(日本・徳島)や(株)港都エンジニアリング(韓国・釜山)より提供して頂いた資料を基に、中国東清湾試料の特性を決定した。

### 2.1 工事概要

図-1 に中国浙江省台州市玉環地区の平面図を示す。中国華能玉環地区火力発電所周辺の軟弱地盤は、浙江省台州市玉環地区に位置し、図-2 に発電所周辺の平面図を示す。本検討対象となる盛土は、厚い軟弱地盤上に築造された、幅 91.05m、高さ 10.5m の高盛土である。図-3 は盛土の断面図を示す。

施工区内の地盤は、粘性土およびシルトを主体とした層厚 50m 以上の沖積層であるが、解析では調査深さと同じにして、層厚 33m を対象とした。盛土地盤は、地盤改良は行わずに施工され、盛土材には土砂と岩砕の 2 種類を用いた。

施工中の盛土中央部での沈下量は 436cm(724 日:記録最終日)と報告されている。本盛土施工は 2003 年 8 月より開始し、2004 年 9 月に完了し、2005 年からトンネル施工を開始した。

トンネルは発電所から東清湾へ、取水・排水トンネルを各 4 本、深さ 11~19m に施工する。

本研究では、盛土施工開始から観測の行われている 1000day までの沈下特性、間隙水圧の再現、およびそれ以降約 20 年(7716day)間を対象期間とする沈下量および水平変位特性を中心に検討を行った。

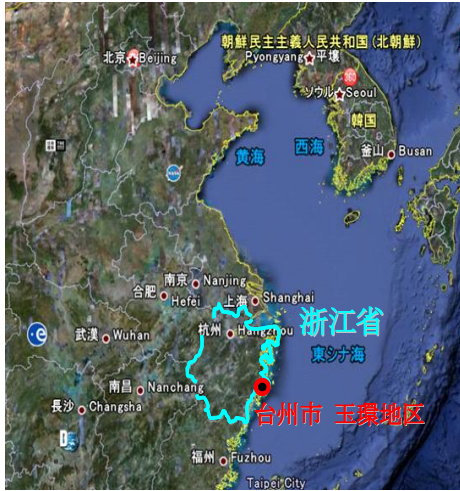


図-1 中国浙江省台州市の平面図

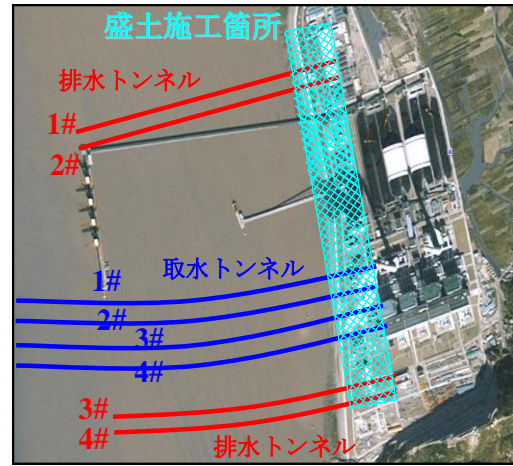


図-2 発電所周辺の平面図

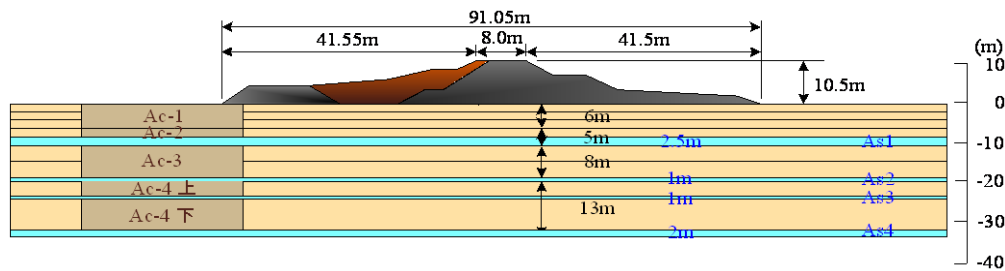


図-3 検討盛土の断面図

## 2.2 土質特性

解析断面の地層区分は、図-3 に基づいて、粘土層を Ac1、Ac2、Ac3、Ac4 と 4 層に区分し、Ac1 層をさらに Ac1 上、Ac1 中、Ac1 下層と 3 層に、Ac3、Ac4 層をさらに Ac3 上、Ac3 下、Ac4 上、Ac4 下層と各 2 層に区分し、粘土層を全 8 層に区分した。表-2 に地層区分と地層の特性をまとめた。なお入手した資料には物理特性および圧密特性、 $q_u$  値だけで、N 値やせん断試験結果はなく、砂層に関しては試験結果もないし、記述も明確ではない状態であった。

そこでまず地盤の分析から始めた。図-4 は、現場資料における液性限界 ( $w_L$ ) を深さに対してプロットしたもので、図-5 は、三笠の状態図 ( $c \sim I_L (=w_R, \text{ 相対含水比})$  関係) にプロットしたものである。検討結果を 4 項目にまとめた。

- ① 対象とした中国東清湾内の地盤は粘土、シルト、砂層で構成されており、粘土、シルト層は超鋭敏な粘土層に分類され、乱れやすく、試料のサンプリングおよび試験が難しい試料である。また現場ではシルト混じりの砂層の場合、一見、シルト層及び粘土層と同じように見えるため、観測者がシルトと判別しやすい。
- ② 砂層については明確に記されておらず、試料の観察記録等を参考にした。解析対象の地盤（地層の表面高さ GL-8.02m～-25.97m）では層によっては多くの貝殻を含む層もある。

- ③ 日本、中国、韓国等の地盤の類似性から、50m 以上も均質な粘土だけの地盤が堆積することはない。
- ④ アジア諸国の地盤の類似性から層厚は異なるものの粘土層、シルト層、砂層、シルト層、粘土層・・・という循環性を持っており、現地もその特性を示す。

以上の4点および柱状図や図-4 から、排水層となっている砂層（シルト層）を推測した。すなわち液性限界 ( $w_L$ ) は粘性分の多い土ほど大きいため、 $w_L$  の小さい箇所に透水性の高い排水層があるのではないかと考えたもので、As1 (GL-8.5m~-11m)、As2 (GL-19m~-20m)、As3 (GL-23m~-24m)、As4 (GL-31m~-33m) の4深度に排水層が存在すると判断した。対象地盤の排水層は、シルト分を多く含むため、実際、シルト混じりの砂層または、砂混じりのシルト層と推定できるが、以下、総称してシルト混じり砂層とした。それ以外の層は、 $w_L$  等を参考に、粘土層、シルト層に分けた。

表-2 地層区分と特性

地層	GL-(m)	層厚(m)	特 性
Ac-1上	0-2	2.0	主にシルトで構成され、色は青灰色、中には有機質および少量のシルト塊、少量の貝殻碎屑(さいせつ)物を含む。陸上では地表面の盛土が厚み3~4m以上の碎石であるため、地盤の処理をあらかじめ施し、それ故にこの地層の頂点は軟らかい塑性状態を示す。地層の厚さは3.70~16.40m、平均10.22mである。
Ac-1中	-4	2.0	
Ac-1下	-6	2.0	
Ac-2	-8.5	2.5	
As-1	-11	2.5	(柱状図、図-4をもとに、推定)
Ac-3上	-15.5	4.5	主にシルトで構成され、色は灰色および青灰色、中には有機質および少量のシルト塊、少量の貝殻碎屑(さいせつ)物を含み、部分的に泥炭も含む。ボーリング調査から、この地層に比較的多くの貝殻が含まれていることが分かり、貝殻の含有量は40~60%前後である。また、一部のボーリングでGL-21m、-16m位置に、0.5m厚さ程度の泥炭層が確認された。この泥炭は単独層ではなく、所々に挟在している(なおAs-2層については、柱状図、図-4をもとに推定した)。
Ac-3下	-19	3.5	
As-2	-20	1.0	
Ac-4上	-23	3.0	
As-3	-24	1.0	(柱状図、図-4をもとに、推定)
Ac-4下	-31	7.0	Ac4下層は、主にシルト質粘土で構成され、色は灰色、有機質および貝殻碎屑物を含む地層の厚さは1.10~17.00m、平均6.36mである。
As-4	-33	2.0	(柱状図、図-4をもとに、推定)

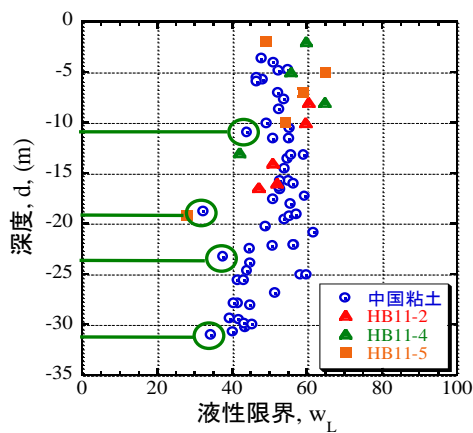


図-4 液性限界  $w_L$

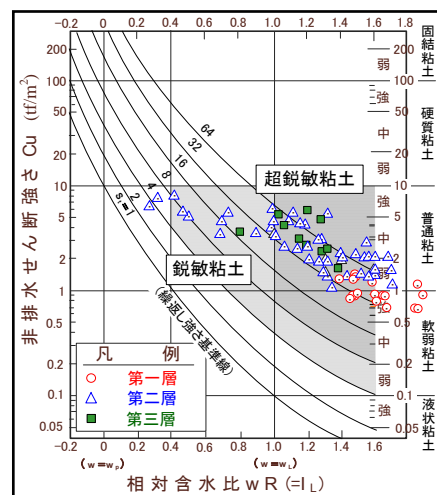


図-5 三笠の状態図

## 2.3 解析パラメータと解析ケース

表 - 4、5 にそれぞれ、地盤材料および盛土材料のパラメータの一覧を示す。それらの検討過程を以下に示す。

表-4 地盤の材料パラメータ

層別	記号	単位	Ac1上	Ac1中	Ac1下	Ac2	As1	Ac3上	Ac3下	As2	Ac4上	As3	Ac4下	As4
			0m-2m	2m-4m	4m-6m	6m-8.5m	8.5m-11m	11m-15.5m	15.5m-19m	19m-20m	20m-23m	23m-24m	24m-33m	31m-33m
弾性	$\nu$	-	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	$D_s$	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$E_0$	kgf/cm <sup>2</sup>	20.692	20.692	20.692	120.08	120.08	225.48	225.48	225.48	225.48	225.48	225.48	225.48
	$E_N$	-	0.2259	0.2259	0.2259	0.0721	0.0721	0.7474	0.7474	0.7474	0.7474	0.7474	0.7474	0.7474
塑性圧縮	$f_0$	-	2.3310	2.3310	2.3310	2.3310	2.3310	2.5250	2.5250	2.5250	2.3350	2.3350	2.3350	2.3350
	$C_c$	-	0.8760	0.8760	0.8760	0.8760	0.2760	0.6957	0.6957	0.2957	0.6164	0.2164	0.6164	0.2164
	$C_s$	-	0.0929	0.0929	0.0929	0.0929	0.0929	0.1112	0.1112	0.1112	0.1004	0.1004	0.1004	0.1004
	$\sigma_{ms}$	kgf/cm <sup>2</sup>	0.2320	0.2320	0.2320	0.2320	0.2320	0.3712	0.3712	0.3712	0.2143	0.2143	0.2143	0.2143
塑性せん断	$A_g$	kgf/cm <sup>2</sup>	34.547	34.547	34.547	124.46	124.46	135.06	135.06	135.06	135.06	135.06	135.06	135.06
	$S_N$	-	0.1609	0.1609	0.1609	0.1561	0.1561	0.735	0.735	0.735	0.735	0.735	0.735	0.735
	$c$	kgf/cm <sup>2</sup>	0.1315	0.1315	0.1315	0.2153	0.2153	0.2765	0.2765	0.2765	0.4187	0.4187	0.4187	0.4187
	$\phi$	-	14.73	14.73	14.73	15.64	15.64	8.02	8.02	8.02	7.33	7.33	7.33	7.33
	$\nu$	-	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
	$R_r$	-	1.48	1.48	1.48	1.07	1.07	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
透水性	$A_k$	cm/day	0.2207	0.1861	0.1267	0.0971	検討箇所	0.05641	0.07088	検討箇所	0.05533	検討箇所	0.04429	検討箇所
	$B_k$	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	$N$	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
水中重量	$\gamma'$	kgf/cm <sup>3</sup>	0.00061	0.00061	0.00061	0.00061	0.00061	0.00066	0.00066	0.00066	0.00083	0.00083	0.00083	0.00083

表-5 盛土材の材料パラメータ

記号	単位	盛土(岩)	盛土(土)
$\nu$	-	0.25	0.30
$E_0$	kgf/cm <sup>2</sup>	1000	1000
$E_N$	-	0	0
$k$	cm/day	1	0.00216
$N$	-	1	1
$c$	kgf/cm <sup>2</sup>	0	0.18054
$\phi$	-	90	20.1

### (1) 地盤の圧縮指数

今回対象とする中国の地盤は、各層とも超鋭敏粘土に分類される (図-5 参照)。Ac1 下、Ac2 層については  $C_c=0.6$  前後の値が得られていたが、試算の結果現地の沈下性状を説明することができないことがわかった。すなわち、試料採取等での乱れにより  $C_c$  低下した値が得られたのではないかと考えた。そこで日本や韓国の物性値を調べてみた。図-6 は森田<sup>22)</sup>によって実験された正規圧密粘土の圧縮曲線である。これより、鋭敏でない粘土 (乱した試料) に対して超鋭敏粘土 (乱さない試料) は、 $C_c$  が大きくなることが実証されている。また、韓国の鋭敏な粘土地盤の場合、 $C_c$  値が 0.8~1.2 であるという報告もされている。これらを参考に、 $C_c=1.0$  前後に修正する必要があると考えた。変更は、沈下量が合うように試算し、影響が顕著な地表面付近の Ac1 上、Ac1 中層に対して  $C_c=0.976$  とし、Ac1 下、Ac2 層では  $C_c=0.876$  とした。それ以深の地盤に対しては、粘土の固結度が増加し、試料の乱れの影響は緩和されると考えて、試験値をそのまま使用した。

### (2) 地盤のせん断強度

まず CU 条件の  $c$ 、 $\phi$  の整理法について説明する。望月<sup>23)</sup>らは、「有効な全応力」によるモール円とその包絡線を強度とする整理法について実験結果をもとに検証している。その中で、全応力から平均主応力の増加に伴う間隙水圧分を差し引いたものがせん断時における「有効な全応力」であるとし、この「有効な全応力」で描いたモールの円包絡線を強度とする整理法が提案されている。今回は、この提案に基づき、図-7 に示すように  $1/3 (\sigma_1 - \sigma_3)$  だけモール円を左側に移動させ、強度包絡線を求めた。この整理法に基づき、CU 試験結果を再整理し、 $c$ 、 $\phi$  とした。試験結果のないところは、 $qu$  試験結果をもとに補正して、材料パラメータとした。

### (3) A<sub>0</sub>層のパラメータ

シルト混じり砂層については、粘土層に比べて透水性が良いこと、層厚が粘土層に比べて薄いことから、一般には弾性材料として扱われることが多い。またこの層を対象にした圧密試験、せん断試験等を行われることもほとんどない。さらに層厚が薄く、圧密解析における圧密沈下量については、砂層の影響は小さいと考えられる。しかし、試算にみると、弾性パラメータのままでは現地の沈下状況を説明することができないことが分かった。そこで、粘性土材料と同じく弾塑性材料として扱うことを決めた。圧縮指数  $C_c$  は、シルト、あるいはそれよりも小さい0.3程度に、各層  $w_L$  を参照して設定し、その他のパラメータに関しては周辺地盤を参考に決めた。

### (4) 地盤の透水係数

シルト混じり砂層は排水層の役割を果たす。圧密解析において、シルト混じり砂層の設定及びその透水性は圧密時間に多大な影響をもたらす。シルト混じりの砂層の透水係数は、ボーリングデータから得られる土質区分からの推定は可能である。しかし、広域的なシルト混じりの砂層の分布状態を把握することは難しく、また、対象層が連続的に均質な土質である可能性は低い。これらのことから、シルト混じり砂層が円滑に排水を行えているかの判断は難しく、推定通りの透水性を有していることの保障ができない。表-6は土の透水性と透水係数の一般の値を示したものである。砂層についての記述はないが、推定した深さの試料の観察記録等も参考にし、シルト層中に砂層が互層状態ではないか、と判断した。この場合、シルト混じり砂層の透水係数よりも、それらの層の「排水層の機能を考えた透水能」と考え、透水係数を3種類に変え、材料の推定透水係数を基準に、5、10倍の値に対して、パラメトリックに解析することにした。

### (5) 盛土材料のパラメータ

盛土材料については、土砂、碎石の区別だけで、試験結果はない。そこで弾性材料として扱うものとし、参考資料をもとに一般的なパラメータを決めた。その結果を表-5に示す。

表-6 材料と土の透水係数 k(cm/sec)

	$10^{-9}$	$10^{-8}$	$10^{-7}$	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$	$10^0$	$10^1$	$10^2$
透水性	実質上不透水		非常に低い	低い	中位		高い					
対応する土の種類	粘土		微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土			砂及び礫		清浄な礫				

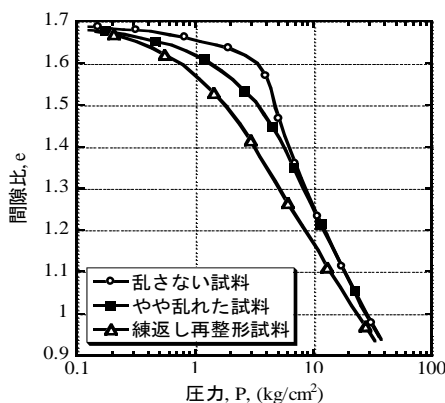


図-6 正規圧密粘土の圧縮曲線

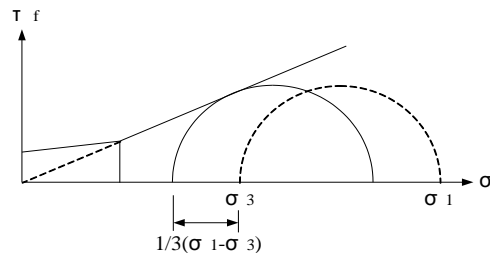


図-7 「有効な全応力」による整理法

## (6) 解析ケース

表-7は解析ケースを示したものである。透水係数に一般的な値を用いたものをCase1とし、透水係数を5倍にしたものをCase2、10倍にしたものをCase3として解析を行うこととした。

表-8は、盛土の施工日程をまとめたものである。資料に示された盛土施工高さの変化から、施工中の沈下量に対する余盛りを4.0mと推定し、計画盛土高6.5mに加えて、解析に用いた（盛土高さは合計10.5m）。図-8は、盛土中央部における盛土高さの実測沈下の時間経過曲線である。

図-9は、解析に用いたFEメッシュ図を示したものである。各層厚は側方に一定で、その寸法は現場資料より用いた。盛土上面幅は約350mで、地表面は断面左側の方が1.0m高くなっており、右側にかけて緩い勾配となっている。そのため、左右、非対称盛土断面となっている。盛土直下付近は、応力が集中し変形が大きいと考えられるので、メッシュを細かくしてある。拘束条件は、底面をx、y軸拘束、側面をx軸拘束とした。排水条件は地表面全域を排水とし、各粘土層の間に挟まれた砂層は全て排水層とした。

表-7 解析ケース\*

解析ケース		排水層の透水係数			
		As1	As2	As3	As4
Case1 (基準)	cm/s	$1.15 \times 10^{-4}$	$8.18 \times 10^{-5}$	$6.40 \times 10^{-5}$	$6.40 \times 10^{-5}$
	cm/day	9.928	7.066	5.533	5.533
Case2 (*5)	cm/s	$5.75 \times 10^{-4}$	$4.09 \times 10^{-4}$	$3.20 \times 10^{-4}$	$3.20 \times 10^{-4}$
	cm/day	49.64	35.33	27.67	27.67
Case3 (*10)	cm/s	$1.15 \times 10^{-3}$	$8.18 \times 10^{-4}$	$6.40 \times 10^{-4}$	$6.40 \times 10^{-4}$
	cm/day	99.28	70.66	55.33	55.33

\* 解析パラメータの際、(cm/day)で入力している

表-8 盛土施工日程

盛土段階	施工日程	施工修了日(日)	盛土高(m)
1	24日	24日	1.0m
2	32日	56日	2.0m
3	24日	80日	2.5m
4	10日	90日	3.5m
5	90日	180日	4.5m
6	89日	269日	5.5m
7	81日	350日	6.5m
8	57日	407日	8.5m
9	9日	416日	10.5m

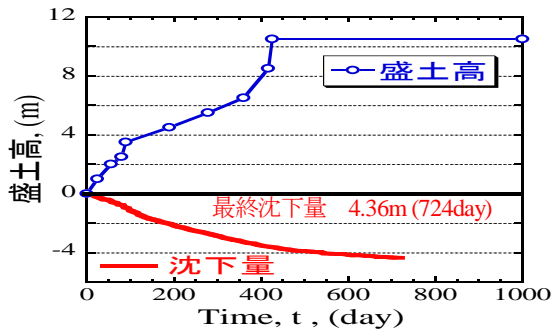


図-8 実測沈下、盛土-時間曲線：盛土中央

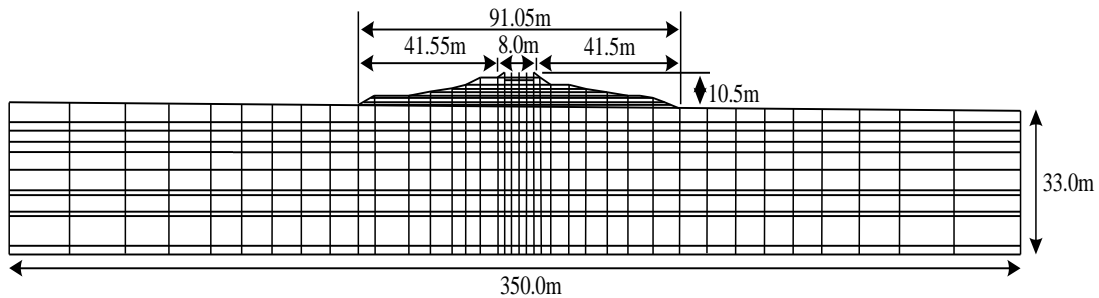


図-9 MMXモデルのFEメッシュ図



### 3.解析結果

#### (1) 各 Case の節点における沈下比較

今回は、シルト混じり砂層の透水係数を3通りに変えて解析を行った。旧地盤面で沈下を計測しているのので、結果を比較し、妥当な Case を評価した。

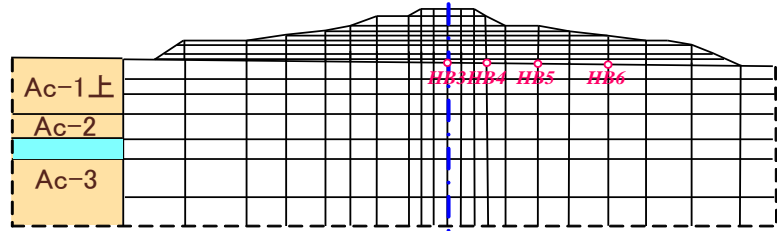


図-10 現場における沈下計測地点

図-10 は現場における沈下計測地点で、HB3～HB6

の4地点である。図-11 は、それらの地点の実測値と Case1、2、3 での解析結果を比較した。盛土直下である HB3、HB4 地点において、载荷初期段階では、多少沈下は遅いものの、実測沈下をほぼ再現している結果は Case2 (k を Case1 の5倍) である。HB5 地点において、実測沈下をほぼ再現している結果は Case1 である。また HB6 地点では、Case3 が最も近いが、誤差は大きく、全体を通して沈下傾向が合致するものはなかった。

今回の解析結果は、①地層は、盛土直下を代表として水平に構成されている、②砂層の透水係数は、柱状図、 $w_L$ ～深度図等を参照して推定したものである。そのため、各砂層の透水係数と、層としての「排水能」とは異なる、と考えて、3通りに選んで、パラメトリックに解析を行ったものである。沈下傾向から見て、Case2 を今回の結果に最も妥当なものとして選んだ。以降は、Case-2 の結果を中心に示す。

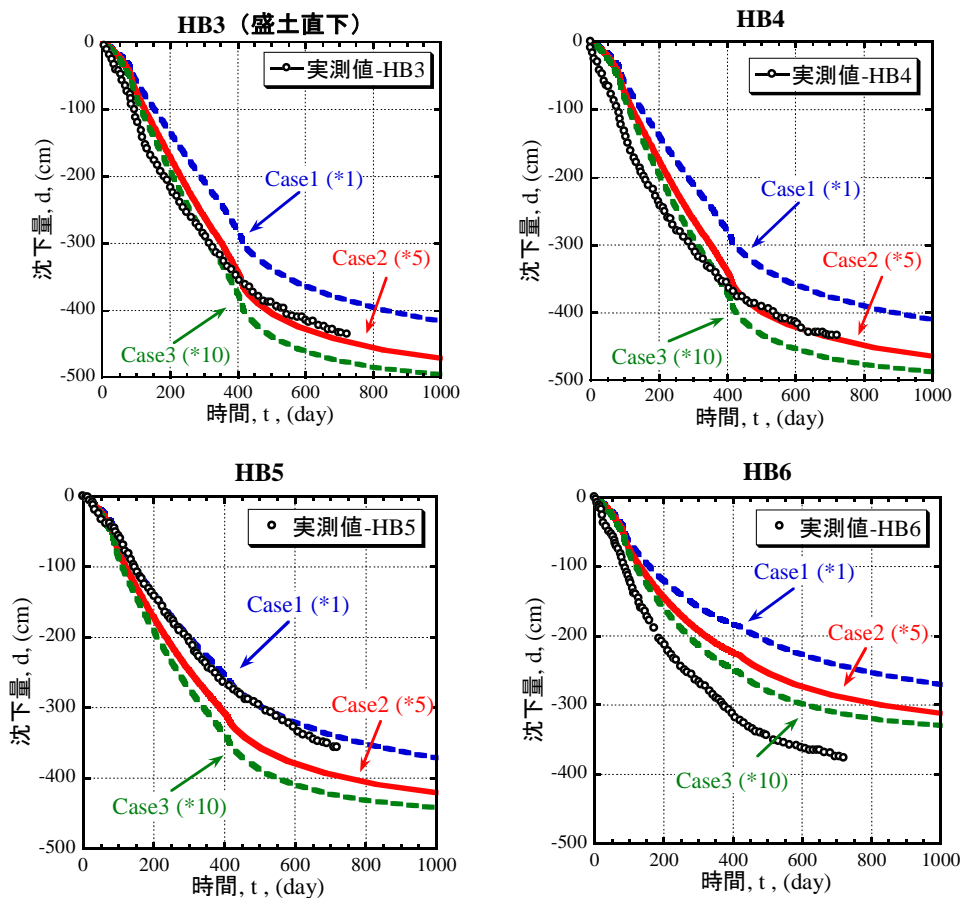


図-11 各節点における時間-沈下

## (2) 全体的な応力分布と変位分布

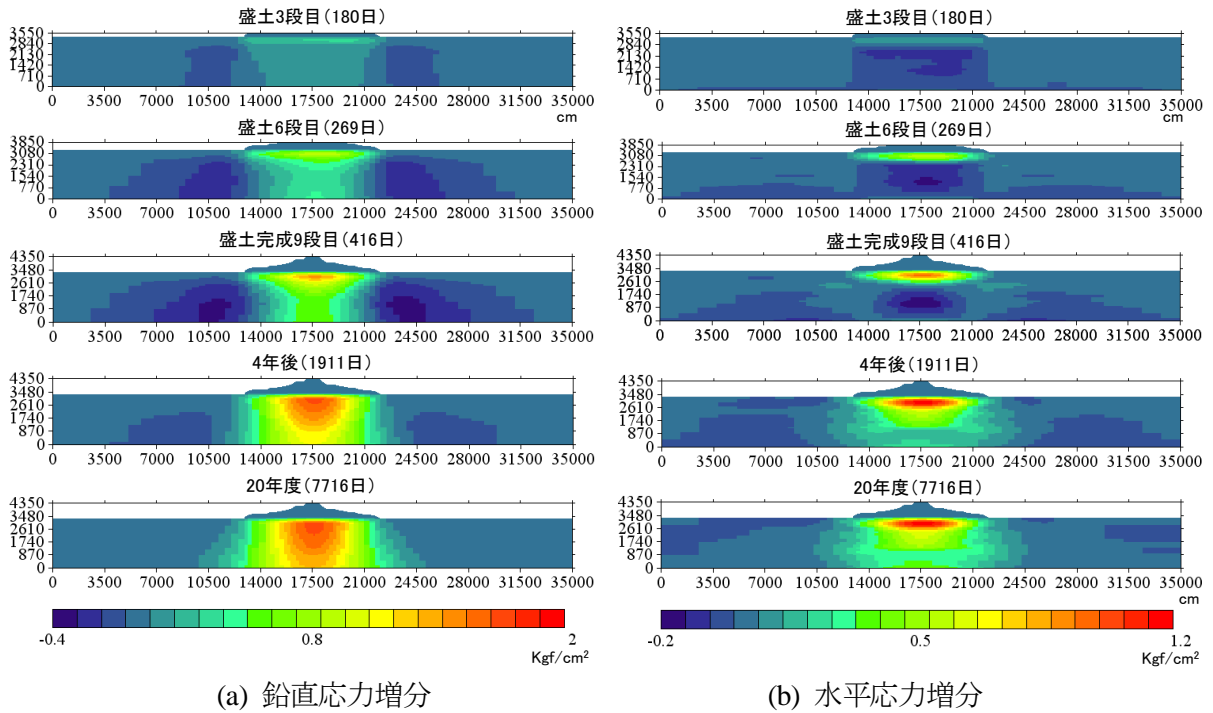


図-12 応力増分の分布状況

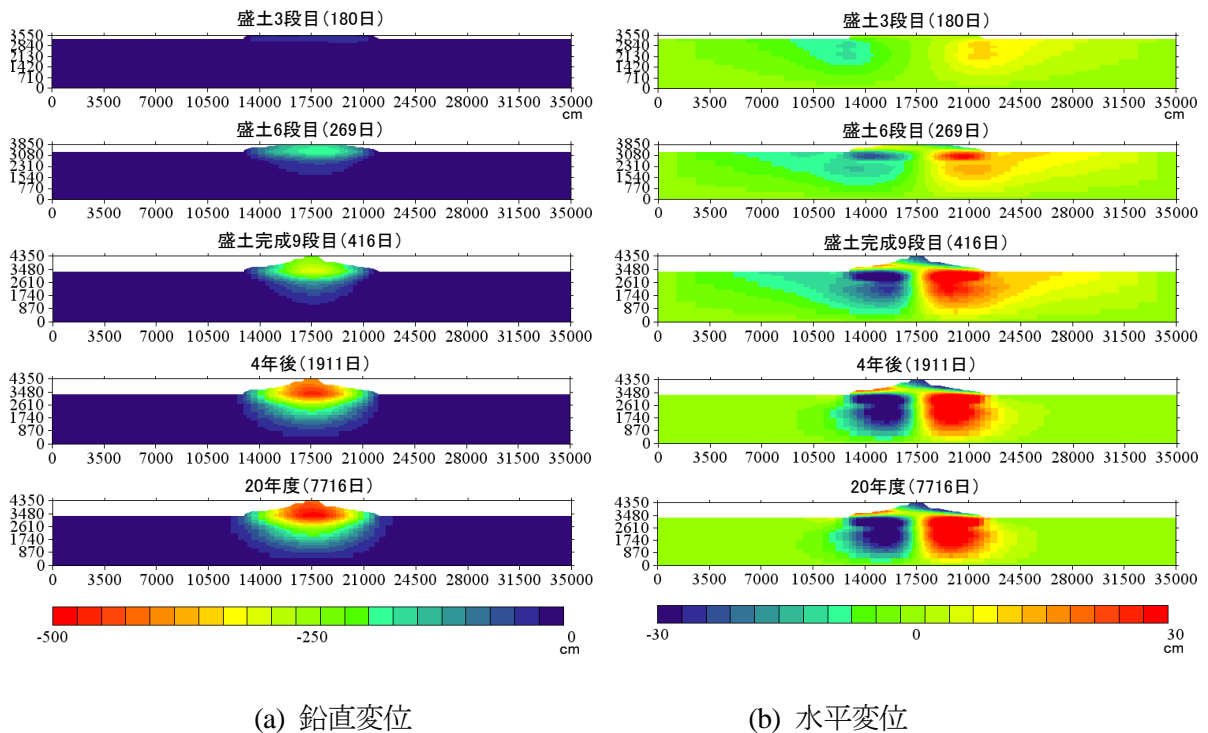


図-13 変位の分布状況

図-12(1)、(2)は Case-2 の、盛土 3 段階目、盛土 6 段階目、9 段階目（盛土終了）時点、および 4 年後、20 年後時点の鉛直応力増分、水平応力増分の分布を示したものである。盛土段階における鉛直応力は、盛土幅の 2 倍（盛土中央から）程度まで応力の影響域が拡大するが、

最終的には盛土端から約 30°勾配の方向の範囲となり、盛土中央下部への応力集中が大きいことが見て取れる。水平方向の増加応力についても同様な段階について示したが、盛土幅 2 倍以上の範囲に影響を与え、その状況は変わらないまま、盛土直下への変位域が拡大して行く、傾向を示す。また左側盛土が、右側盛土よりも重い、非対称形であるため、水平増加応力もわずかに左側領域への偏りが認められる。

図-13(1)、(2)は、同段階の鉛直変位と水平変位の分布図である。鉛直変位は、盛土直下が徐々に増加していく様子がわかる。また水平変位の分布を観察すると、盛土初期段階～盛土終了段階にかけては、水平変域はかなり拡大し、盛土幅の 2.5 倍程度が影響域となり、変形状況は支持力載荷板下の「すべり線形状」が形成される。4 年後の段階では、変形域が縮小し、盛土直下の変形域が拡大する。20 年後の段階では、さらに変形域は縮小し、盛土直下の水平方向変位が増大している。

### (3) 各節点における長期沈下比較

図-14 は、Case2 において、対象期間を約 20 年後 (7716 日) までとした時の、長期時間-沈下関係を示したものである。実測値の最終計測日は、724 日である。検討箇所は(1)と同様に、HB3～HB6 の 4 箇所を対象とした。HB3、HB4、HB5 地点では、整合性のある結果が得られた。HB6 地点に関しては、現場の沈下量が大きい。地層構造の変化、また現場での実測方法や盛土の (破壊への) 変形挙動等についても検討が必要と考えたが、記録はないようである。

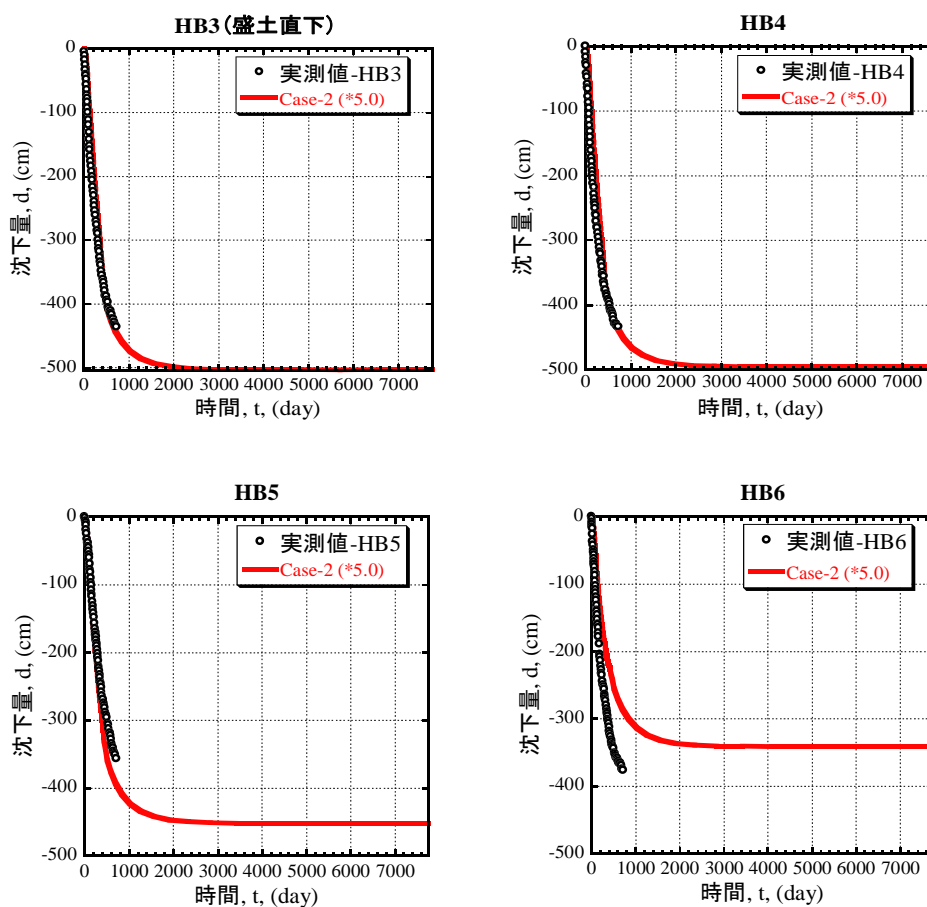


図-14 各節点における長期時間-沈下関係

#### (4) 地表面の沈下比較

図-15 は、地表面の沈下状況 (Case2) を段階毎に示したものである。初期段階において盛土中央から 45m 付近から離れた位置で隆起が生じ、その最大は 26cm におよぶ。これは、盛土載荷における非排水に近い状態でのせん断変形を再現できたものと考えている。隆起状態は盛土の完成時期まで続くが、その後はほぼ全域において沈下となる。また沈下量は、盛土完成 9 段階目 (416 日) では、中心部は沈下量 365cm (全体の 73%) で、4 年後 (1911 日) には、沈下量は 497cm (全体の 99%) となる。

次に、図-12(1)は鉛直方向の応力状態を示す。鉛直応力は、盛土直下を中心に影響し、盛土 3 段階目 (180 日) から 20 年後 (7716 日) まで徐々に大きくなる。ただし、 $A_v$  層の透水性が良くなったため、応力も地盤深くに早く作用し、結果、4 年後 (1911 日) には 20 年後 (7716 日) とほぼ同等の応力が作用している。

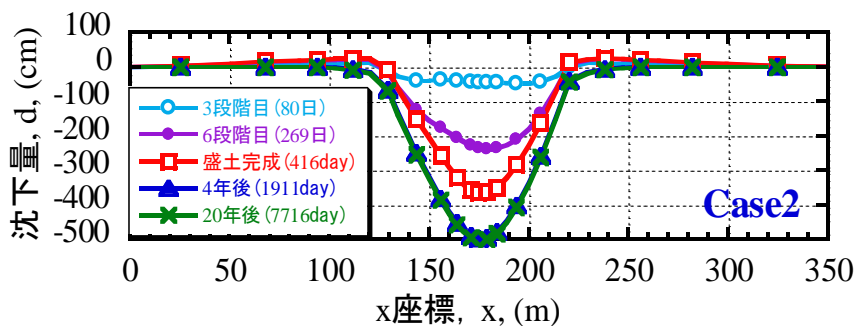


図-15 時間経過に伴う地表面の沈下量 (Case2)

#### (5) 各断面における水平変位比較

ここでは、水平変位関係について検証を行う。水平変位に関して実測値はないため、解析結果の載荷段階と載荷以後の結果について紹介する (Case2)。図-16 は検証を行う盛土のり先部 B-B'地点 (盛土中央部より 45m 離れ) と D-D'地点 (盛土中央部より 150m 離れ) の断面を示した FE メッシュ図である。

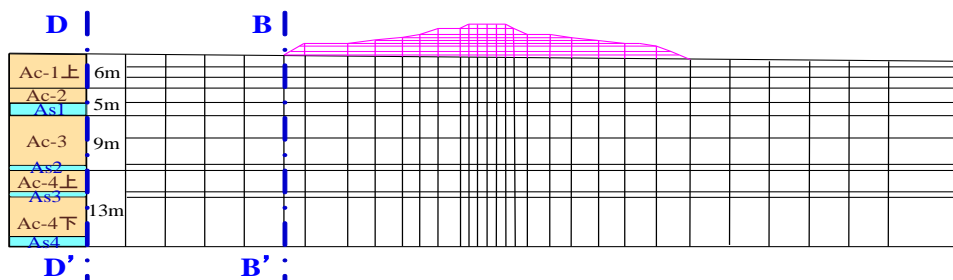


図-16 水平変位対象箇所 (Case2)

図-17 は経過時間に対する盛土のり先部 B-B'地点の地中水平変位である。盛土施工直後の盛土 3 段階目 (80 日) に深度 2m~12m 間において、盛土中心部から離れた方向に約 15cm の水平変位を示す。盛土施工直後は盛土による過剰間隙水圧がほとんど消散しないため、圧縮量が少なく、その結果、せん断変形が顕著となったものと考えられる。その後、載荷段階では深度に影響せず、順に水平変位が大きくなっていく。また、深度 6m~8m では As1 層の影響により若干変位量が少なくなっている。盛土施工後、深度 0m~10m では、時間の経過と

ともに盛土中心部方向に約 10cm 水平変位が戻る。これは過剰間隙水圧の消散に伴い、圧密が進行し、せん断変形に比べ圧縮量が大きくなったためである。深度 11m~33m では盛土完成 (416 日) から 20 年後 (7716 日) までの結果が一致しており、これは、透水性が良くなった分だけ圧密の進行が速くなった結果であると考えられる。

図-18 は経過時間に対する D-D'地点の地中水平変位である。盛土からの距離が長いので水平変位量は小さい。全体的には B-B'断面と同様の傾向を示し、4 年後には完全に水平変位は盛土中心方向に戻る。水平方向増加応力 (盛土左側、図-13(2)) は、盛土直下を中心に影響し、盛土 3 段階目 (180 日) から 4 年後 (1911 日) まで徐々に大きくなるが、その後の変化量はわずかであるが、この挙動と対応して水平方向変位は 4 年後以降、ほとんど増えていない。なお水平変位のコンター (図-13(2)) をみると、4 年後~20 年後間に、B-B'線よりも盛土外側の変位はほとんど変化がないが、盛土下の深い部分では外側向きの変位が増えている。

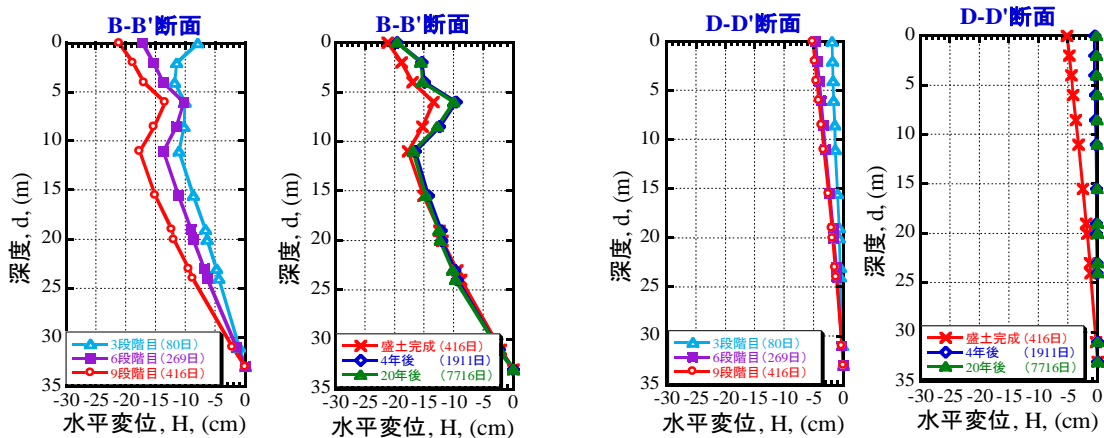


図-17 経過時間に伴う水平変位量 (盛土のり先部) 図-18 経過時間に伴う水平変位量 (D-D'地点)

### (6) 各要素における間隙水圧比較

図-19 は現場における間隙水圧計測位置で、図中の HK1-1、HK2-2、HK3-1、HK3-3 の 4 地点で、計測付近位置のメッシュを青色で塗りつぶして示した。図-20(1)~(4)は各要素における間隙水圧と Case1、2、3 における解析結果を比較したものである。

地表面付近に設置した HK1-1、HK3-3 地点では、間隙水圧の消散過程の傾向や消散時間に、Case1、2 の場合、解析値は実測値と整合性のある結果が得られた。

次に、HK2-2 地点では、過剰間隙水圧の計測値に対して最も整合性のある結果は Case3 で、Case1 (最大値 74.5kPa)、Case2 (最大値 60.5kPa) は実測 (最大値 54kPa) に対して大きな値となった。また HK3-1 地点の結果は、いずれも計測初期 (盛立て~100 日) は計測値がかなり高く、その特性を表現できた Case はない。200 日以降の傾向は、Case1、2 がほぼ実測値の傾向と整合性のある結果を得た。HK3-3 地点の結果にたいしては、いずれの Case も整合性のある結果を得た。

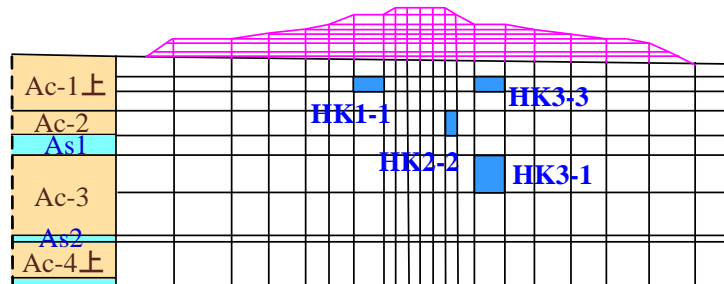


図-19 現場における間隙水圧計測地点

全体的には実測値に対して、Case1、2の結果は整合性の良い結果を得ることができた。また Ac-3 層に設置した HK3-1 の計測値では、施工初期段階にかなり大きな過剰間隙水圧 (91kPa) が計測されているが、それに対して解析値 (Case2、3) の結果は、Case2 では 66kPa (実測の約 0.7 倍)、Case3 では 58kPa (実測の 0.64 倍) 小さい値が得られた (Case1 は大きな  $\Delta u$  であるが、最大値を示す期日が異なる)。この付近はせん断が生じる付近であることを考えると、せん断に伴って発生する間隙水圧 ( $\Delta u_s$ ) も発生しているはずである。しかし MMX モデルでは  $\Delta u_s$  の変化を表現していないので、この差が生じた可能性がある、と考えている。なお、解析では考慮されていない  $\Delta u_s$  を解析値に導入したとするなら、計算  $\Delta u$  の消散は得られているものよりも大きく、また遅く消散するはずで、この点を考慮すると、 $\Delta u$  に関しては Case3 の結果が最も整合性が良いと言える。

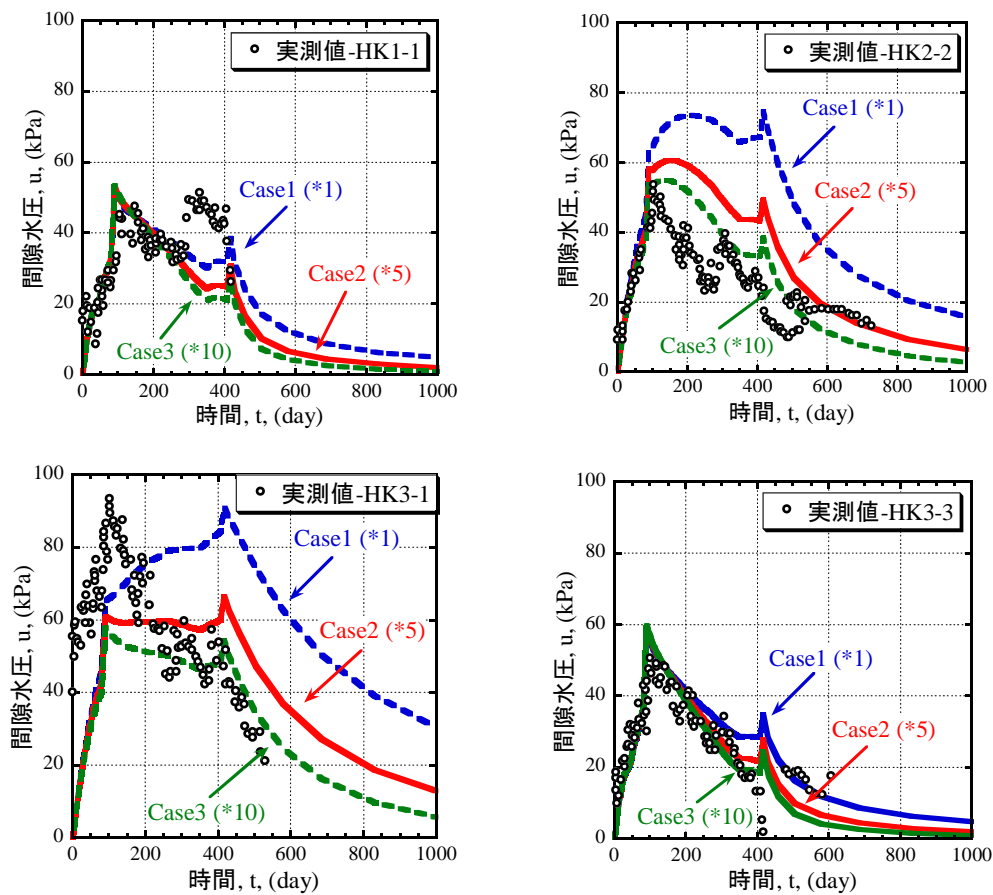


図-20 時間-間隙水圧関係

#### 4. まとめ

本研究では、筆者らが開発を進めてきた土の構成式「MMXモデル」の考え方、位置づけを説明し、中国における現場計測結を対象に解析を行い、パラメータの設定条件や解析の妥当性を検討したものである。特に今回の解析において、対象地盤のパラメータ設定に必要な土質試験は、粘性土層に関しては物理特性、圧密特性、 $q_u$  値しかなく、砂層にいたっては入手資料に十分な記述もなく、試験結果もない状況であった。ただし、盛土地盤の沈下～時間関係、盛土下の粘土地盤中に設置された間隙水圧系による  $\Delta u$ ～時間関係が得られていた。

そこでまず、入手資料、液性限界および三笠の状態図などから地盤の分析を行い、解析結

果に影響の大きい排水層については、日本の地盤や韓国の地盤等の類似性も考慮して検討を行い、設定した（シルト混じり砂層）。また透水層の透水係数については、地層の透水係数（ $k_v$ ）という考え方（Case1）の他、シルト混じり砂層の「透水能」という概念を導入して、その5倍、10倍の透水係数に設定して（Case2、3）解析を行った。

その結果、次のような解析結果を得た。

- (1) 盛土底面（旧地表面）位置に設けた4点の沈下～時間結果と比較したところ、Case2、3の結果が、盛土のり先に最も近い計測結果（解析値の方が小さい沈下）を除くと、ほぼ計測結果と整合する結果を得た。また長期にわたる沈下傾向では、施工後、約4年で終了する。
- (2) 鉛直応力初期段階の分布域は、盛土幅の片側約2倍の範囲に広がるが、最終段階では盛土端から約 $30^\circ$ の角度で分布し、盛土直下への応力集中が大きい。水へ応力の分布域は、盛土幅2倍以上に徐々に拡大する。
- (3) 鉛直変位の分布は、盛土直下に徐々に拡大していく。影響域は鉛直応力分布と同じく、盛土幅の約2倍の範囲に拡大する。一方水平変位の分布も盛土下に拡大するが、その範囲はすべり域を形成するように分布した。
- (4) 隙水圧解析結果については、盛土荷重による過剰間隙水圧の発生量および消散傾向が全体的に実測値に対して整合性の良い結果が得られた（Case2、3）。
- (5) せん断が大きく生じる地点（HK3-1）での計測結果の初期値は、解析結果よりもかなり大きく、傾向も異なった（200日以降は解析結果と整合性がある）。他の地点の計測結果の内、HK3-1地点の分布と同様な傾向を示し解析結果と整合性の良い地点（HK-1、HK3-3）と、傾向の整合性の良くない地点（HK2-2）がある。HK3-1地点の結果については、排水層の位置やその透水能にも影響を受けるし、また一方ではせん断に伴う過剰間隙水圧の計測の可能性も否定できない。

全体的には、現場で得られた計測結果に対して、解析で実用上十分な精度と分布傾向に対する整合性が得られたものと考えている。

## 謝辞

本解析資料の入手に当たっては、同濟大学（中国・上海）Huang Hongwei 教授にご尽力頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 熊 潔、望月 秋利、馬 陰峰、平塚 正純(2002):二重負荷型双曲線モデルと砂地盤上の帯状基礎の支持力特性、土木学会論文集、No.708/III-59、pp.107-116.
- 2) Kadota, H., Kusaka, T. and Mochizuki, A.(2010):A settlement Analysis of an Embankment Using the Modified MMX-MODEL, Theoretical and Applied Mechanics Japan, Vol.59, pp.39-48
- 3) 松井保、阿部信晴(1983):土の構成式入門、5. 弾塑性体理論と適用（その1）、土と基礎・Vol.31・No.11, Ser. No.310, pp.97-105.
- 4) 松井傑、阿部信晴(1983):土の構成式入門、5. 弾塑性体理論と適用（その2）、土と基礎・Vol.31, No.12, Ser.No.311, pp.73-79.
- 5) 松井保、阿部信晴(1984):土の構成式入門、5・弾塑性体理論と適用（その3）、土と基礎, Vol. 32, No.1, Ser.No.312, pp.71-79.

- 6) Drucker, D. C., Gibson R. E. and Henkel D. J. (1957):Soil Mechanics and work Hardening Teories of Plasticity, Trans. ASCE, Vol.122, pp.338–346.
- 7) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. (1963):Yielding of Clay in states wetter then critical, Geotechnique, Vol.13, NO.3,pp.211-240.
- 8) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.(1968):On the generalized stress-strain behavior of wet clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, pp535-609.
- 9) Ohta, H. and Hata, S.(1971):A Theoretical Study of the Stress-Strain Rel-ations for Clays, Soils and Foundations, Vol.11,No.3, pp.65–90.
- 10) Ohta, H. and Sekiguchi, H. (1979):Constitutive Equations Considering Anis—trophy and Stress Reorientation in Clay, Proceedings of 3th International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Vol. 1, Aachen, pp.475–484.
- 11) 望月秋利、蔡 敏、柴田 卓司(1990):Lade モデルと砂における所定数の決定、土と基礎、Vol.38-7、pp.33-38
- 12) 蔡敏、望月秋利、高橋真一(1994):砂の  $\sigma_m$  一定・平面ひずみと二重負荷曲面を持つ構成式の検討、土木学会論文 集, No.487/III-26、pp.197-206.
- 13) Drucker, D. C.(1959):A Defnition of Stable Inelastic Material, Journal of Applied Mechanics, Trans. ASCE, Vol.26, pp.101-106.
- 14) Poorooshasb, H.B., Holubec, I. and Sherbourne, A.N. (1966) :Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression, Part I, Canadian Geotechnical Journal, Vol.III, No.4 pp.179–190.
- 15) Poorooshasb, H.B., Holubec, I. and Sherbourne, A.N. 1967):Yielding and Flow of Sand in Triaxial Compression, Part II and III, Canadian Geotechnical Journal, Vol.IV, No.4 pp.376–397.
- 16) Nova, R. and Wood, D.M. (1979): A Constitutive Model for Sand in Triaxial Compression, International Journal of Numerical Analysis Methods in Geomechacics, Vol. 3, pp,255-278.
- 17) Lade, P. V. and Duncan, J. M.(1975): Elasto-Plastic Stress-Strain Behavior of Cohesion less Soil, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.101, No.GT10, pp.1037-1053.
- 18) 望月秋利、蔡 敏、柴田卓司(1990):Lade モデルと砂における諸定数の決定、土と基礎、報告-2041, 38-7, pp.33-38.
- 19) Lade, P.V. and Oner, M.(1982) :Elasto-Plastic Stress-Strain Model, Parameter Evaluation, and Predictions for Dence Sand, Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble, pp.159-174.
- 20) Vermeer, P. A.(1978): A Double Hardening Model for Sand, Geotechnique, No.4, pp.413-433.
- 21) Nishi, K. and Esashi, Y.(1978): Stress-Strain Relationships of Sand Based on Elasto-Plasticity Theory, Proc. of Japanese Society of Civil Eng., No.280.
- 22) 森田紀元(1979):土質力学ノート、大阪市立大学工学部土質工学研究室、pp.71～78.
- 23) 勝田守文(1985):粘性土の各種非排水せん断特性の比較、大阪市立大学大学院修士論文