



神戸市西部地域における掘削土留めの変形計測及び解析に関する研究

田中, 泰雄
川下, 光仁
岸田, 忠大
古石, 賢

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 6:97-103

(Issue Date)

2002-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00317575>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00317575>



神戸市西部地域における掘削土留めの 変形計測及び解析に関する研究

Deformation Behavior of Retaining Wall during Excavation Work in Western Kobe -Field Observation & Analysis-

田中 泰雄¹⁾

Yasuo Tanaka

川下 光仁²⁾

Mitsuhiro Kawashita

岸田 忠大³⁾

Tadahiro Kishida

古石 賢³⁾

Satoshi Koishi

概要：神戸市西部地域で神戸市地下鉄海岸線工事に伴う大規模開削工事が行われ、現場計測により土留め壁及び背面地盤の挙動が計測された。本研究では、現場計測結果を解析して開削工事による土留め背後地盤の挙動を明らかにするとともに、現場採取試料を用いて、背面地盤構成材料の力学特性を把握し、数値解析による土留め壁及び背面地盤の変形挙動の検討を行った。

キーワード：土留め、沖積砂、三軸試験、有限要素法

1.1 はじめに

神戸市では、1995年阪神大震災以後、震災復興工事に代表される数多くの土木工事が行われてきた。そのうちの1つとし、神戸市地下鉄海岸線をはじめとする大規模な地下開削工事が都市部で行われ、広域にわたって土留め壁の施工及び現場計測が行われた。なかでも阪神高速道路と地下鉄海岸線が将来的に交差する地点で、大規模な掘削工事が行われた。工事に際は、土留め壁及び背面地盤の挙動を把握するため、大規模な計測が行われた。本研究では、現場計測結果を解析することにより、土留め背後地盤の挙動を明らかにするとともに、現場付近採取試料について室内試験を行うことにより、地盤構成材料の変形特性を把握し、現場計測結果と数値解析結果の比較・検討を行う。

2 神戸市西部地域沖積砂の変形特性に関する室内試験

土留め壁の変形挙動を検討する際、背面地盤での作用応力をできるだけ忠実に再現して、その変形特性を把握することは重要である。本研究では、応力経路の違いが、地盤の変形特性にどのような影響を与えるかについて検討するため、三軸供試体に異なる応力経路を与えて、変形特性の変化を調べた。なお、三軸試験の種類については次節で詳細を述べるが、1)、2) 等方圧密軸圧増加試験 ($\sigma'_c=98\text{kPa}$, 196kPa)、3) 異方圧密軸圧増加試験、4) 異方圧密側圧減少試験の計4種類である。

2.1 実験試料及び装置

図2-1は神戸市西部の拡大図である。土留め壁計測現場は、地下鉄海岸線工事駒ケ林工区(駒ケ林駅～荻藻駅間)にあり、阪神高速道路と交わる場所である。今回実験に用いた試料は、地下鉄海岸線駒ケ林駅から採取したものであ

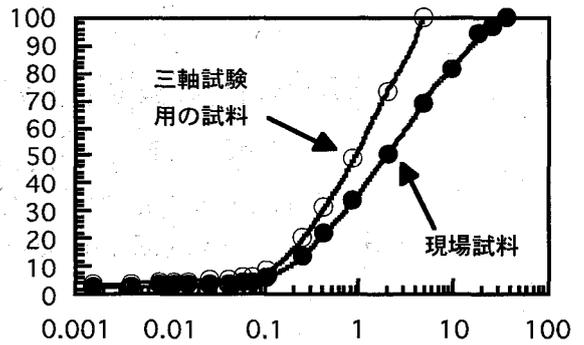
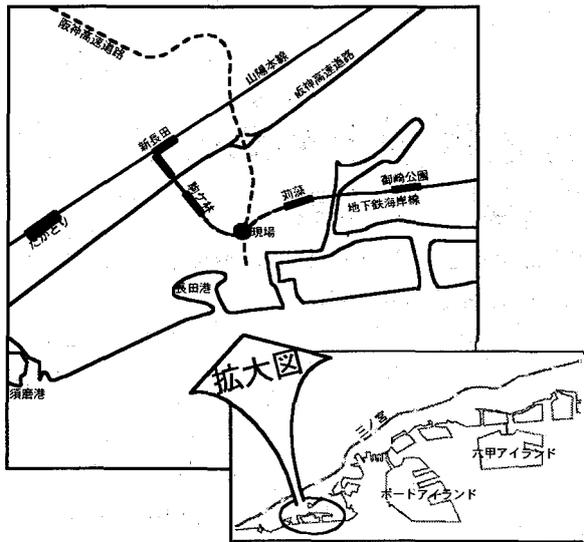


図2-2 駒ヶ林砂の粒径加積曲線

る。以後この砂を駒ヶ林砂と呼ぶ。

駒ヶ林砂の粒径加積曲線を図2-2に、物理特性を表1-1に示す。図及び表より、駒ヶ林砂は礫分を50%以上含み、非常に粒度が良いことが分かる。また供試体作製において、駒ヶ林砂は粗粒分が多いため、最大粒径を4.75mmとしたものをを使用した。

実験装置を図2-3に示す。装置は三軸セル、セル圧・背圧の供給装置、軸荷重載荷装置と軸荷重・軸変位・体積変化量・間隙水圧・セル圧の測定及び記録装置から構成される。軸荷重はペロフラムシリンダーに空気圧を加えることによって与えられ、レギュレーターで空気圧を調整して荷重を制御する。軸荷重の測定にはロードセル(容量1960N)を使用しており、ロードセルは載荷ピストンに剛結している。

軸変位の測定には変位変換機(LVDT)(容量25mm、精度0.05mm)を使用し、三軸セル上部のピストンに固定されたアルミ版の上下動をLVDTで計測した。

供試体の体積変化はペDESTAL下部からの排水量として測定した。供試体からの排水はシンプレックスチューブを通して図2-3の右端に示す耐圧セル内の容器に入り、容器重量の変化を電子天秤で測定する。耐圧セルを使用したのは、供試体に背圧を与えるためであり、飽和状態を保ったまま体積変化を計測した。

軸荷重・軸変位・間隙水圧及びセル圧は各変換機によって電気信号に変換され、A/Dボードを通じてパーソナルコンピュータに表示・記録される。また、体積変化量はRS232Cで直接パーソナルコンピュータに表示・記録される。

表2-1 駒ヶ林砂の物理的性質

	現場試料	4.75mm 通過試料
最大粒径	37.5mm	4.75mm
60%粒径 D_{60}	3.2mm	1.30mm
平均粒径 D_{50}	2.0mm	0.88mm
30%粒径 D_{30}	0.70mm	0.43mm
10%粒径 D_{10}	0.18mm	0.14mm
均等係数 U_c	17.78	9.28
曲率係数 U_c'	0.851	1.02
土粒子密度 ρ_s		2.632
最大間隙比 e_{max}		0.598
最小間隙比 e_{min}		0.341

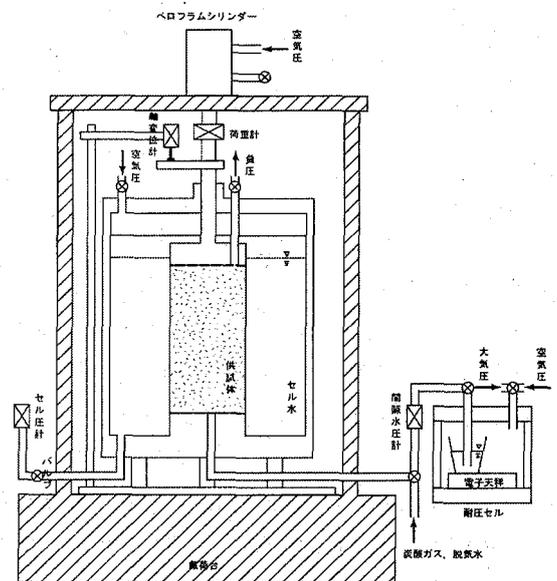


図2-3 三軸試験装置模式図

2.2 試験方法

供試体は直径50mm、高さ100mmの円柱形で、空中落下法によって作製した。三軸せん断試験は4種類の応力経路で、3種類の異なる密度で実施した。なお密度条件は、乾燥密度 $\rho_d=1.8, 1.85, 1.9\text{gf/cm}^3$ の3種類で試験を行った。最大粒径4.75mmの試料について得られた D_r の値として、順に55%、69%、81%が推定される。

a) 等方圧密排水三軸圧縮試験 (以後 a シリーズと呼ぶ)

供試体作製後、拘束圧 19.6kPa の状態で、炭酸ガスの透過、脱気水の浸透を行い、背圧 196kPa を与え、飽和させた。その後、排水バルブを開けてから等方的に拘束圧を段階的 ($\Delta\sigma_c = 98\text{kPa}$) に上昇させ、3 分間放置する。この作業を $\sigma_c = 294\text{kPa}$ ($\sigma'_c = 98\text{kPa}$) になるまで繰り返し、等方圧密した。圧密後、応力状態を確認し、セル圧を一定に保ち、ひずみ制御で軸力を増加させて供試体を圧縮せん断した。

b) 等方圧密排水三軸圧縮試験 (以後 b シリーズと呼ぶ)

a シリーズ同様の手順で、 $\sigma'_c = 196\text{kPa}$ まで等方圧密した。圧密後、応力状態を確認し、セル圧を一定に保ち、ひずみ制御で軸力を増加させて、供試体を圧縮せん断した。

c) 異方圧密排水三軸圧縮試験 (以後 c シリーズと呼ぶ)

供試体作製から背圧 (196kPa) 供給過程までは a)、b) と同様の手順である。その後排水バルブを開け、 $K_0 = 0.5$ を保ちながら $\Delta\sigma_v = 196\text{kPa}$ 、 $\Delta\sigma_h = 98\text{kPa}$ となるよう軸力、セル圧を段階的に上昇させながら、 $\sigma'_v = 294\text{kPa}$ 、 $\sigma'_h = 147\text{kPa}$ になるまで異方圧密した。圧密後、応力状態を確認し、セル圧を一定に保ち、ひずみ制御で軸力を増加させ、供試体を圧縮せん断した。

d) 異方圧密排水鉛直応力一定圧縮試験 (以後 d シリーズと呼ぶ)

供試体作製から $\sigma'_v = 294\text{kPa}$ 、 $\sigma'_h = 147\text{kPa}$ になるまで異方圧密を行う手順までは c) と同様である。圧密後、応力状態を確認して、鉛直応力 $\sigma'_v = 294\text{kPa}$ を保ちながら、 $\Delta\sigma_h = 4.9\text{kPa}$ となるようセル圧を段階的に減少させ、供試体の破壊が確認されるまで繰り返す。供試体の破壊は鉛直応力を一定値に保てなくなった点とした。

図 2-4 に各試験の応力経路図を、また表 2-2 に実施した試験及びその時の供試体初期条件を示す。

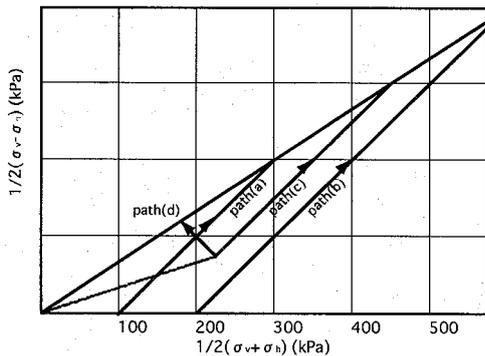


図 2-4 各試験の応力経路図

表 2-2 試験条件及び供試体初期条件

応力経路	γ_d (gf/cm ³)	Dr	e	e_c (100kPa)
Path(a)	1.812	55	0.453	0.431
Path(b)	1.811		0.453	0.441
Path(c)	1.800		0.462	0.448
Path(d)	1.806		0.458	0.445
Path(a)	1.844	69	0.428	0.418
Path(b)	1.854		0.420	0.408
Path(c)	1.860		0.416	0.405
Path(d)	1.856		0.419	0.409
Path(a)	1.897	81	0.378	0.378
Path(b)	1.895		0.382	0.382
Path(c)	1.897		0.819	0.380
Path(d)	1.889		0.394	0.386

2.3 実験結果及び考察

図 2-5 に供試体相対密度 59% の $e \sim \log p$ 曲線を示す。降伏応力は 85kPa 付近で、図より $C_c = 0.0313$ 、 $C_s = 0.0126$ を得る。また、図 2-6 に縦軸にせん断応力 $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$ を、横軸に平均主応力 $1/2(\sigma_1 + \sigma_3)$ をとり、全ての供試体の破壊時の応力状態をまとめて示した。Path(a)、Path(b)、Path(c)、Path(d) の破壊強度はほぼ直線上にあり、密度に対する c' 、 ϕ' の値は表 2-3 のようになる。

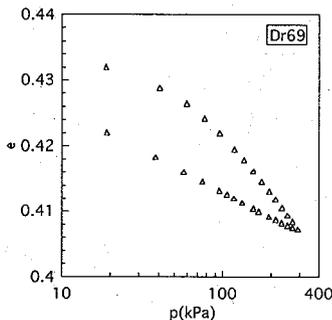


図 2-5 $e \sim \log p$ (Dr=69)

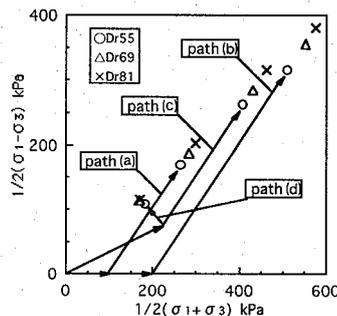


図 2-6 破壊時の応力関係

表 2-3 密度と c' 、 ϕ'

Dr	c' (kN/m ²)	ϕ'
55	16.59	36.59
69	8.31	39.49
81	5.97	41.47

次に応力経路の違いによる変形特性の変化を検討するため、 $Dr=81\%$ の試料について実施した4種の異なるせん断試験から得られた、応力～ひずみ関係を図2-7に示す。ピーク軸差応力は上から順にPath (b)、Path (c)、Path (a)、Path (d)の順である。Path (a)、(b)、(c)の体積変化特性は似ているが、Path (d)の体積変化特性はせん断初期から膨張傾向を示す。

応力～ひずみ曲線より、割線せん断剛性率 G の値を異なるせん断ひずみ γ に対して求めた結果を、図2-8～図2-9に示す。縦軸は G 、横軸は γ (%)である。図2-8は、同一密度($Dr=69\%$)の試験結果について、応力経路の違いが $G\sim\gamma$ 関係にどのような影響を与えるかを示したものである。また図2-9は同一応力経路(Path (c))の試験結果を用い、密度の違い($Dr=55\sim 81\%$)が $G\sim\gamma$ 関係にどのような影響を与えるかを示したものである。図2-8、図2-9より、応力経路の違いが、せん断剛性率に与える影響は大きいが、密度の違いによるせん断剛性率の違いは小さいことが分かる。図2-8より、最も大きい拘束圧からせん断を開始したPath (b)が、もっとも大きなせん断剛性率を示し、次いでPath (a)、Path (c)のせん断剛性率がほぼ同じ大きさの値を示し、Path (d)のせん断剛性率がもっとも小さい値を示すことが分かる。この傾向はその他の供試体密度の試験結果にも共通していた。また、せん断開始の応力状態が等しいPath (c)、Path (d)のせん断初期変形特性が違うことから、供試体構造が異方性を有していると考えられる。そこでPath(c)、Path(d)の $\gamma=0.1\%$ のときの割線せん断剛性率 G およびヤング係数をまとめ表2-4を得る。表より、Path(c)のせん断剛性率 G はPath(d)の約1.8倍、Path(c)のヤング係数 E はPath(d)の約1.6倍であることが分かる。

3 土留め壁及び背面地盤の変形計測

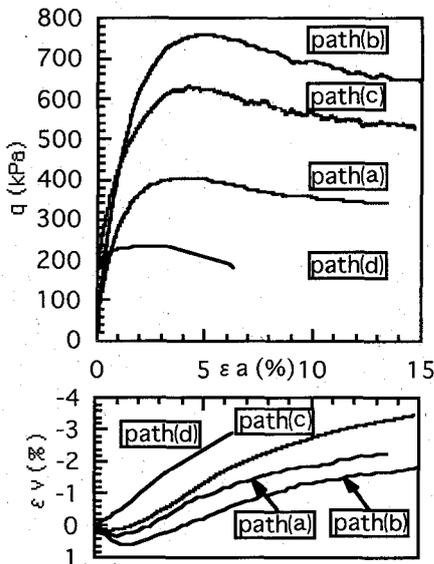


図2-7 応力～ひずみ関係 ($Dr=81\%$)

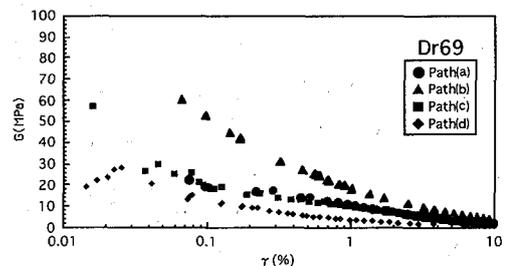


図2-8 $G\sim\gamma$ 関係 (応力経路比較)

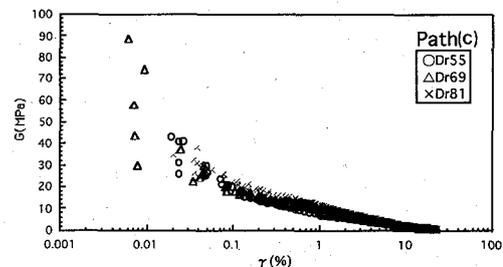


図2-9 $G\sim\gamma$ 関係 (密度比較)

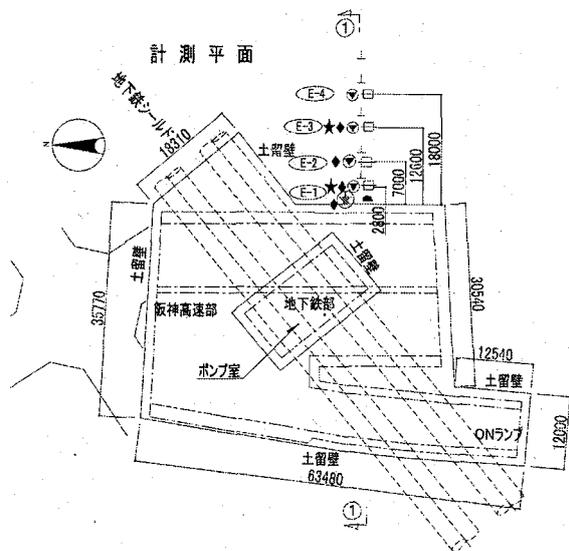
表2-4 Path(c)、Path(d)のせん断剛性率及びヤング係数 ($\gamma=0.1\%$)

	$Dr=55\%$		$Dr=69\%$		$Dr=81\%$	
	$G(0.1\%)$	$E(0.1\%)$	$G(0.1\%)$	$E(0.1\%)$	$G(0.1\%)$	$E(0.1\%)$
Path(c)	20.5	37	23	54	23	60
Path(d)	12	25	12.3	32	12.5	38
ratio	1.71	1.48	1.87	1.69	1.84	1.58

3.1 現場計測の概要

本工事は阪神高速道路2号線新湊川第7工区の開削トンネル工事であり、神戸市西部地域の長田区南部に位置する。土留め壁は削孔径 $\phi 650\text{mm}$ 、壁長27mの柱列式地下連続壁工法(SMW工法)で土留め支保工にはグラウンドアンカー工法を用い、掘削深度約15m、掘削面積約2,100 m^2 の開削工事である。将来建設予定の阪神高速本線部の直下を通過する地下鉄海岸線のポンプ室を施

行するための工事であり、地下鉄シールド工事の事前に地下高速道路構造物の交差部分及び海岸線のポンプ室が施行された。図3-1に計測器の配置平面図を示す。



凡例

計測対象	計測項目	計測器名	記号
土留め壁芯材	変形測定	固定型傾斜計	◆
	水位測定(テーパーウエル内)	間隙水圧計	●
	水位測定(地中)	間隙水圧計	★
周辺地盤	地中変位(水平・鉛直)	固定型傾斜計	◆
		層別沈下計	●
	地表面沈下	水盛沈下計	—
		温度計	○
		レベル(水準測量)	⊥

図3-1 計測器配置平面図

3.2 計測結果

掘削工事の工程は、1次掘削でGL-1.8m、2次掘削でGL-4.8m、3次掘削でGL-7.7m、4次掘削でGL-10.75m、5次掘削でGL-13.45mの掘削を行い、その後、図3-1に示すように掘削底面内に更に土留め壁を設け、ポンプ室掘削、最終掘削を行った。計測位置は図中のE-1～E-4であり、凡例に示すような計測項目である。

得られた計測結果から代表例を図3-2に示す。図3-2は各掘削段階における東側土留め壁水平変位を表している。図3-2から掘削の進行とともに土留め壁および背面地盤の水平変位が増加しているのが分かる。また最終掘削時の最大変位量は約25mmとなっており、ポンプ室掘削に伴い土留め壁下端が掘削面側に10mm程度移動している。

次に図3-3、図3-4に3次掘削、5次掘削終了時に計測された壁面および背面地盤の累計変位をベクトルを、図3-5、図3-6に3次掘削、5次掘削終了時の最大せん断ひずみ ($\gamma_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3$) 分布図を示す。図より、掘削に伴い壁面及び背面地盤の変形が増しているのが分かる。

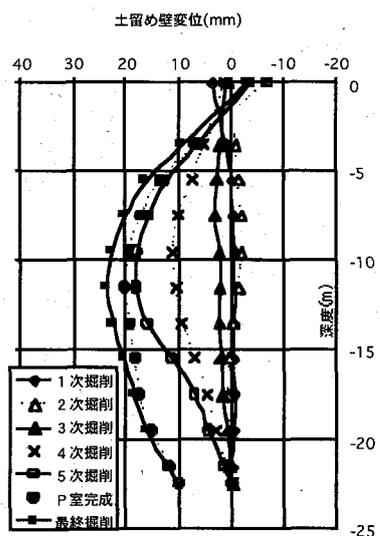


図3-2 東側土留め壁水平変位

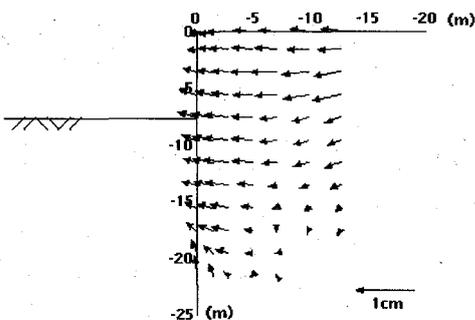


図3-3 3次掘削終了時累計変位ベクトル

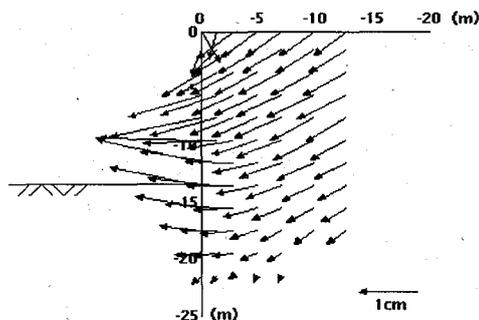


図3-4 5次掘削終了時累計変位ベクトル

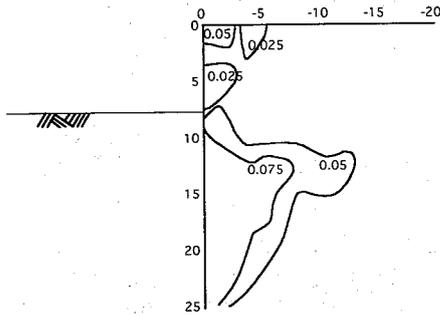


図3-5 3次掘削終了時累計 γ_{max} 分布図

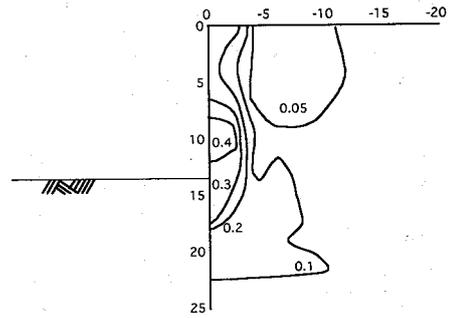


図3-6 5次掘削終了時累計 γ_{max} 分布図

4. 変形解析との比較

土質実験及びN値から得られた材料強度を基に、背面地盤が等方線形弾性体と仮定し、背面地盤の変形挙動を有限要素解析により得た。この他に室内実験結果を基に、異方弾性体仮定した解析を行ったが、等方弾性体のもので大きく傾向が変わらなかったため、ここでは等方弾性体の結果を示す。図4-1、図4-2に3次掘削、5次掘削終了時の壁面および背面地盤の累計変位をベクトル、図4-3、図4-4に3次掘削、5次掘削終了時の最大せん断ひずみ ($\gamma_{max} = \epsilon_1 - \epsilon_3$) 分布図を示す。ただし、壁面だけに強制変位を与えており、壁体と背後地盤の不連続性を考慮していないことや、また現場で土留め支保工として用いられたグラウンドアンカーがモデル化されていないなど近似に限界がある。累計変位ベクトル図(図4-1、図4-2)と先に示した計測結果(図3-3、図3-4)を比べてみると、3次掘削では大きな違いを認めることはできないが、5次掘削では現場計測結果の方が沈下量大きいことが分かる。最大せん断ひずみ分布図(図4-3、図4-4)と先に示した計測結果(図3-6、図3-7)を比べてみると、ひずみの発生量及び分布形状は良く似ている。

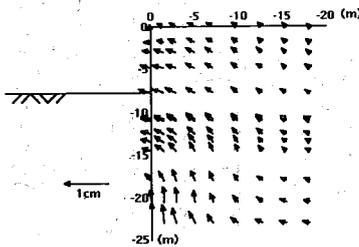


図4-1 3次掘削終了時累計変位ベクトル

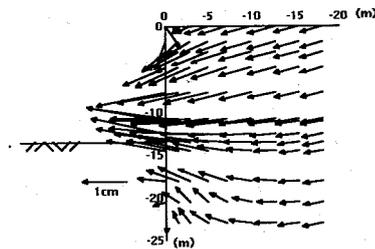


図4-2 5次掘削終了時累計変位ベクトル

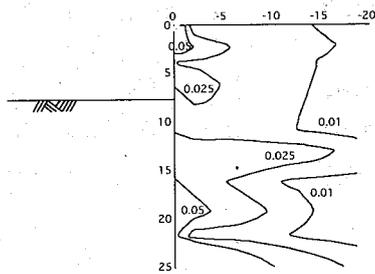


図4-3 3次掘削終了時累計 γ_{max} 分布図

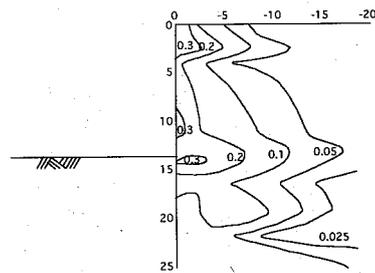


図4-4 5次掘削終了時累計 γ_{max} 分布図

まとめ

本研究内容をまとめると以下のようである。

- 1) せん断時の、応力経路及び密度の違いによるせん断変形特性の変化について、せん断剛性率(割線)は密度の違いによってあまり影響を受けず、応力経路の違いによる影響を大きく受ける。
- 2) 現場計測結果と解析結果を比較すると、ひずみの発生量はほぼ一致するが、現場計測結果の方が大きな沈下量が現れる。

筆者：1) 田中泰雄、都市安全研究センター、教授；2) 川下光仁、佐藤工業株式会社、神戸大学大学院自然科学研究科博士過程後期学生；3) 岸田忠大、古石賢、神戸大学大学院自然科学研究科博士過程前期学生

Deformation Behavior of Retaining Wall during Excavation Work in Western Kobe – Field Observation & Analysis -

Yasuo Tanaka

Mitsuhiro Kawashita

Tadahiro Kishida

Satoshi Koishi

Abstract

After Hyogoken-Nanbu Earthquake in 1995, many infrastructures have been constructed in Kobe, Japan. One of the projects is a deep excavation project at western part of Kobe for "Kobe City Subway -Kaigansen". In this paper, the observed ground deformation behind the retaining wall was studied by analyzing the instrumentation data as well as using the numerical analysis. For the numerical analysis, various triaxial tests were performed on the sample taken from the site. The triaxial test data provided the deformation characteristic of the sand comprising the most part of the back fill of the retaining wall. The triaxial tests was performed under three different stress paths (i. e. 1. the compression test with constant cell pressure after isotropic consolidation, 2. the compression test with constant cell pressure after anisotropic consolidation, 3. and the compression test after anisotropic consolidation with decreasing cell pressure under constant axial stress.) The test results indicated the effect of density on the shear modulus is small compared with the difference of the stress paths in triaxial test.

Numerical analyses based on these laboratory tests were performed to predict the wall and ground movements during the excavation. The analyses indicated that the predicted magnitude and distribution of the strain behind the wall were similar to the observed one but that the settlement behind the retaining wall was underestimated compared with the observed settlement.

