

MIDAS

MIDAS ITは世界の技術者を支援します



About MIDAS IT

MIDAS ITは、工学技術用ソフトウェア開発および普及、そして構造分野のエンジニアリングサービスとウェブビジネス 統合ソリューションを提供する会社です。

2000年9月に設立、現在は約600名のグローバル専門技術者が在籍し、日本、アメリカ、中国、インド、ロシア、イギリス、 ドバイ、シンガポール、フィリピンの現地法人や35ヶ国の代理店など、全世界ネットワークを通し、110ヶ国に工学技術用 ソフトウェアを販売する世界的な企業として成長しました。

また、技術者の皆様の技術力向上のために各分野別に技術講座を実施しており、今後もこのような技術講座を定期 的に開催していきたいと考えております。

このようなセミナーに是非ともご参加頂けますようお願い申し上げます。



Dubai Tower



Palazzo Versace & D1 Tower



Odeon Tower

2017 The 5th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

SESSION 1. 事例紹介

03-26

27-193

GTS NX 3次元モデリング /解析例紹介

株式会社マイダスアイティジャパン 建設技術部 廣瀬 栄樹

SESSION 2. 技術講座

実際の構造物変位・地盤変形、地盤調査、設計、施工を 関連付けるための正確な土の変形特性の把握の重要性

東京大学 名誉教授・東京理科大学 名誉教授 龍岡文夫 先生

2017 The 5th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

GTS NX 3次元モデリング /解析例紹介 - 製品デモンストレーションを交えて -株式会社マイダスアイティジャパン 建設技術部 廣瀬 栄樹





MIDAS製品群の紹介

2017 MIDAS The 5th CONSTRUCTION SEMINAR

MIDAS Family Programs MIDAS 製品紹介

MIDAS Family Program は 最先端CAE(Computer Aided Engineering) ソリューションです。

建築 Building Engineering



midas iGen 建築分野の 汎用構造解析および 許容応力度計算

midas eGen 保有耐力自動計算+構造計画/ 設計最適化システム CAD 基盤モデリング

midas **Drawing** 世界初 2 次元情報CADプログラ。 構造図自動生成





midas Civil 土木分野の 汎用構造解析および 最適設計システム midas FEA

建設分野の 非線形解析および 詳細解析システム Geotechnical Engineering

地盤

SoilWorks 2次元地盤汎用解析/設計

SoilWorks for FLIP 液状化解析プログラム FLP用のプリ・ポスト SoilWorks for LIQCA 液状化解析プログラム LIQCA用のプリ・ポスト

GTSNX 2次・3次元地盤汎用解析 プログラム **SOLIFLUKPE**



機械

Mechanical Engineering

midas NFX 機械分野の 汎用構造解析システム

midas FX+ 有限要素解析汎用の プリ・ポスト処理プログラム

4

3



5





8 | 2017 第 5 回 MIDAS 建設分野 技術講座

8

引用:株式会社フジタ 池内 正明より提供









2017 MIDAS The 5th CONSTRUCTION SEMINAR メッシュモデリング - メッシュ生成の高速化 176秒 78% 並列処理+64ビット化 39秒 **GTS NX** GTS ソリッド 142個 要素 195万個 節点 34万個 326.5秒 93% ソリッド 62個 21.7秒 要素 11万個 **GTS NX** GTS 節点 16万個

2017 MIDAS The 5th CONSTRUCTION SEMINAR

14

2017 WIDAS THE 5th CONSTRUCTION SEMINAR				
① マップドメッシュ 生成時間比較				
区分	従来プログラム	GTS NX		
要素サイズ (5m)	 ・ 所要時間:5.87 SEC ・ モデリング:35,301 節点、32,000 要素 	 約 5.8倍 UP 所要時間:1SEC 未満 モデリング:35,301 節点、32,000 要素 		
要素サイズ (3m)	 ・ 所要時間:14.32 SEC ・ モデリング:143,344 節点、134,670 要素 	 約 4.6倍 UP 所要時間:3 SEC 未満 モデリング:143,344 節点、134,670 要素 		
要素サイズ (2m)	 ・ 所要時間:71.132 SEC ・ モデリング:520,251 節点、500,000 要素 	 約 4.4倍 UP 所要時間: 16.25 SEC モデリング: 520,251 節点、500,000 要素 	15	

区分従来プログラムGTS NX要素サイズ (5m)	② オートメッシュ 生成時間比較			
要素サイズ (5m)所要時間: 31.81 SEC . 所要時間: 31.81 SEC . モデリング: 8,551 節点、42,737 要素約 52倍 UP . 所要時間: 6.68 SEC . モデリング: 8,551 節点、42,737 要素要素サイズ (3m)	区分	従来プログラム	GTS NX	
要素サイズ (3m)所要時間: 360.29 SEC . 所要時間: 360.29 SEC . モデリング: 33,774 節点、180,414 要素約 30倍 UP . 所要時間: 12.21 SEC . モデリング: 33,774 節点、180,414 要素要素サイズ (2m)住成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない). 所要時間: 26.24 SEC . モデリング: 107,586 節点、595,589 要素要素サイズ (1m)住成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない). 所要時間: 26.24 SEC . モデリング: 107,586 節点、595,589 要素	要素サイズ (5m)	 ・ 所要時間: 31.81 SEC ・ モデリング: 8,551 節点、42,737 要素 	約 5.2倍 UP 所要時間:6.68 SEC モデリング:8,551 節点、42,737 要素 	
要素サイズ (2m)生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)・ ・ 	要素サイズ (3m)	 ・ 所要時間: 360.29 SEC ・ モデリング: 33,774 節点、180,414 要素 	 約 30倍 UP 所要時間:12.21 SEC モデリング:33,774 節点、180,414 要素 	
要素サイズ (1m) 生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)	要素サイズ (2m)	生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)	 所要時間: 26.24 SEC モデリング: 107,586 節点、595,589 要素 	
 所要時間:285.79 SEC モデリング:817,693 節点、4,700,046 要素 	要素サイズ (1m)	生成不可 (2時間以上経過してもPGが動かない)	 所要時間:285.79 SEC モデリング:817,693 節点、4,700,046 要素 	



[ボーリング調査の情報を用いた 3次元地層面の自動生成]

18

[電子地形図を用いた地表面の生成]

















土-水完全連成機能 -解析例の紹介-











圧力水頭の変化

34













2017 The 5th MIDAS CONSTRUCTION SEMINAR

実際の構造物変位・地盤変形、地盤調査、設計、 施工を関連付けるための正確な土の変形特性の 把握の重要性

東京大学 名誉教授、東京理科大学 名誉教授 龍岡 文夫 先生

2017年8月31日

実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための

正確な土の変形特性の把握の重要性

東京理科大学 龍岡文夫

概要:

地盤に支持された高層ビル・大型橋梁の基礎等の構造物と地下空洞・トンネルや 盛土・擁壁等土構造物の設計が過度に安全側にならず、危険側にならず、適度に 安全側となるためには、適切な地盤調査によってできるだけ正確な土の変形・強度 特性を把握する必要がある。しかし実際には、様々な原位置試験と室内試験で測 定された地盤の変形・強度特性は大幅に異なり、また設計で想定した構造物変位・ 地盤変形と実挙動が大幅に異なる場合が多い。

これらの原因として、断層・亀裂・節理など不連続性が発達しておらず大径粒子を 含まない地盤の場合は、①原位置試験と室内試験における荷重・応力と変位・ひず みの測定誤差と地盤・供試体の乱れ、②地盤材料の本質的な応力~ひずみ関係の 圧力依存性・ひずみ依存性、③測定される圧力・ひずみレベル及び過圧密・長期圧 密・セメンテーション等年代効果等の要因が試験法と現場によって大幅に異なり、試 験条件と実挙動での地盤条件・境界条件が対応していないことが挙げられる。

特に地盤材料の弾性特性と実挙動での小ひずみレベルでの変形特性に焦点を当てて、この課題を明石海峡大橋、Rainbow bridge、相模原実験空洞、紀淡海峡大橋、東京湾横断道路、その他の事例で説明する。

また、室内実験の結果に基づいて土の弾性変形特性とそのモデル化を説明する。 最後に、設計に役立つ地盤調査、構造物・地盤に対する要求性能と経済性を保証 する設計のためには、地盤調査・設計・施工・実挙動の把握を連携して行う必要が あることを議論する。

参考文献

- Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1991): Deformattion characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Lecture for Session No.1, *Proc. of the 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Bangkok,* Vol.II, pp.101-170.
- Tatsuoka, F. and Kohata, Y. (1995): Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture, *Proc. of Int. Symposium Pre-Failure Deformation of Geomaterials, 1994 (Shibuya et al., eds.)*, Balkema, Vol. 2, pp.947-1063.
- Tatsuoka,F., Modoni,G., Jiang,G.L., Anh Dan,L.Q., Flora,A., Matsushita,M., and Koseki,J. (1999): Stress-Strain Behaviour at Small Strains of Unbound Granular Materials and its Laboratory Tests, Keynote Lecture, *Proc. of Workshop on Modelling and Advanced testing for Unbound Granular Materials, January 21 and 22, 1999, Lisboa* (Correia eds.), Balkema, pp.17-61.
- Tatsuoka, F., Jardine, R. J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H. and Kodaka, T. (1999): Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials^S, Theme Lecture for the Plenary Session No.1, *Proc. of XIV IC on SMFE*, Hamburg, September 1997, Vol.4, pp.2129-2164.
- Tatsuoka,F., Uchimura,T., Hayano,K., Di Benedetto,H., Koseki,J. and Siddiquee,M.S.A. (2001); Time-dependent deformation characteristics of stiff geomaterials in engineering practice, the Theme Lecture, *Proc. of the Second International Conference on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, 1999, Balkema* (Jamiolkowski et al., eds.), Vol. 2, pp.1161-1262.
- Kawaguchi, K. and Tatsuoka, F. (2010): Several geotechnical design and construction issues with Akashi Strait Bridge, *Soils and Foundations,* Vol.50, No.6, pp.829-845.
- Tatsuoka, F. (2010): Cement-mixed soils in Trans-Tokyo Bay Highway project, *Soils and Foundations*, Vol.50, No. 6, pp.785-804.

実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

1. 事例: 明石海峡大橋

- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ









世界最大の吊り橋;しかし、本州四国連絡橋ネットワークのなかで、 最も地盤条件が悪い。







世界最大の吊り橋;しかし、本州四国連絡橋ネットワークのなかで、 最も地盤条件が悪い。


実際の課題は、どうであるのか?

1)室内試験法での問題と課題は?

2)原位置試験での問題と課題は?
 3)地盤材料の応力~ひずみ関係の
 モデル化の問題と課題は?







堆積軟岩の変形強度特性を求めるための実務での当時の代表的 な室内材料試験は、一軸圧縮試験

基礎の沈下量、S(mm)









一軸圧縮強度は、三軸圧縮
強度と比較すると:
・一般的に小さい。
・ばらつきが大きい。

ー軸圧縮試験では、拘束圧 を供試体に加えないため、 1.強度と剛性を過小評価。 2.乱れの影響が大きい。

この結果に基づいて、本設 計での強度評価は、一軸圧 縮試験から圧密排水・非排 水三軸圧縮試験へ切り替え られた。



神戸層堆積軟岩のCU三軸圧縮試験の例: a)砂岩と b)泥岩 (Yamagata et al., 1995)



他の堆積軟岩の一軸圧縮強度q_uとCU三軸圧縮強度q_{max}の比較例 (Kawasaki,S., Nishi,K. and Fujikawa,Y. (1993): Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo, Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks, Balkema, pp.593-600.)



下総層と上総層の堆積軟岩の一軸圧縮強度 細粒分含有率が大きい程大きい(サンプリングの乱れが少ないから)











原位置(アンカー1Aの掘削底面)から採取した不攪乱試料を用いた三軸圧縮試験の例(試料は原位置有効応力状態で再圧密)



通常の測定法による軸ひずみは全く信用できない。





実際の課題は、どうであるのか?

 1)室内試験法での問題と課題は?
 2)原位置試験での問題と課題は?
 3)地盤材料の応力~ひずみ関係の モデル化の問題と課題は?











- 静的試験:加速度の影響がない状態で荷重と変位(あるいは 応力とひずみ)を測定して、剛性を直接算定
- 動的試験:加速度の影響がある状態で系の動的挙動(波動 速度等)を測定して、剛性を逆算
- 静ヤング率:加速度の影響がない状態でのヤング率
- 動ヤング率: 加速度の影響がある状態でのヤング率
- ■ヤング率は加速度の影響を受けないので、この区別は不要 で不適切あり、このような用語は間違っている



二つの重要な結論 断層・亀裂・節理など不連続性が発達しておらず大径粒子を含まな い地盤の場合。 1. 弾性波速度から求めた剛性と精密な室内試験(三軸圧縮試験) 等)で求めた剛性は、基本的に一致! 2. 動弾性係数と静弾性係数と言う二つの弾性係数は存在しない! しかし、異なる原位置試験で異なる結果

⇒なぜ?



異なる原位置試験により異なる結果が得られる理由:

1. 測定誤差の大きさの相違

2. 圧力レベルと変化の相違

3. 生じる地盤内のひずみの大きさの相違

4. 載荷地盤の乱れの大きさの相違

原位置調査の試験の解析では、通常「地盤材料の応 カーひずみ関係は圧力に独立で線形である」と仮定し ているが、実際は圧力に依存して非線形

実際の課題は、どうであるのか?

 1)室内試験法での問題と課題は?
 2)原位置試験での問題と課題は?
 3)地盤材料の応力~ひずみ関係の モデル化の問題と課題は?







"微小ひずみでの亜弾性挙動"⇒"非線形応力ひずみ関係"⇒ "非常に大きなひずみレベルでのせん断層形成"



(Tatsuoka & Shibuya, 1991)



- 弾性成分の沈下量Seは少なくない
- 基礎圧力(p)_{ave}の増加に伴い接線剛性 d(p)_{ave}/dS^{ir} は増加して、ひずみによる非線形による接線剛性の低下を打ち消す傾向
- ⇒(p)_{ave}~S関係は「接線剛性増加型~線形的」、砂礫地盤の特徴



建設速度が遅い時は小さな接線剛性 ⇒基礎荷重一定の時のクリープ変位等のひずみ速度依存性のため $S^{e}(elastic \ component, \ based \ on \ (V_{s})_{\text{field}}$ & its pressure-dependency from laboratory stress-strain tests) 1.2 Average contact pressure, (p)_{ave} (MPa) S^{ir} (= S^{t} - S^{e}) S^e 1.0 Settlement rate Fitted to 0.8 \dot{S}^{ir} (mm/day) $\dot{S}^{ir} = 0.1 \,\mathrm{mm/day}$ 0.10 0.0-0.05 0.6 0.05-0.10 0.10-0.15 0.15-0.20 0.4 0.20-0.25 S^t (total settlment > 0.25 0.2 as measured)

Pier 2P of Akashi Strait Bridge



 - 弾性成分の沈下量S^eは少なくない
 - 基礎圧力(p)_{ave}の増加に伴う接線剛性 d(p)_{ave}/dS^{ir}の増加は小さいため、 ひずみによる非線形による接線剛性の低下が目立つ













実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

1. 事例: 明石海峡大橋

2. 問題の整理

- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究
- 8. まとめ





Tatsuoka,F., Santucci de Magistris,F., Hayano,K., Momoya,Y. and Koseki,J. (2000): "Some new aspects of time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials", Keynote Lecture, *The Geotechnics of Hard Soils – Soft Rocks, Proc. of Second Int. Conf. on Hard Soils and Soft Rocks, Napoli,* 1998 (Evamgelista and Picarelli eds.),

Balkema, Vol.2, pp1285-1371.



- 排水クリープ後一定のひずみ速度での単調載荷を再開すると、一定の応力範囲で非常に弾性的になり、高い剛性を示す。
- -原位置での排水クリープの期間は非常に長い⇒載荷初期は弾性的 ⇒上記の現象は普遍的に生じている⇒弾性特性は設計に重要な情報



 - 排水クリープ後一定のひずみ速度での単調載荷を再開すると、一定の応力範囲で非常に弾性的になり、高い剛性を示す。

 ・原位置での排水クリープの期間は非常に長い⇒載荷初期は弾性的⇒上記の現象は普遍的に生じている⇒弾性特性は設計に重要な情報

練返し正規圧密藤森粘土(w_L=62%, PI=33, D₅₀=0.017 mm & U_c≒10)の圧密非排水三軸圧縮試験における排水クリープの影響



 - 排水クリープ後一定のひずみ速度での単調載荷を再開すると、一定の応力範囲で非常に弾性的になり、高い剛性を示す。

 ・原位置での排水クリープの期間は非常に長い⇒載荷初期は弾性的⇒上記の現象は普遍的に生じている⇒弾性特性は設計に重要な情報











以下は、現実の世界





PLT: PLT; E= $(\pi/4) \cdot (1 - \nu^2) \cdot D \cdot (p/S)$







原位置での剛性に及ぼす応力経路の影響と原位置載荷試験









(堆積砂岩での平板載荷試験:後述)

実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理

3. 事例: Rainbow bridge

- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ









Rainbow Bridge












全ての室内試験・原位置試験・実挙動の結果は、統一的に解釈できる。



実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ





相模原堆積泥岩(上総層)中に掘削された実験空洞



相模原実験空洞: First phase

堆積軟岩泥岩



- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a) 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響











- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a) 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響













	現場と岩種	試験法
	相模原 泥岩	CD TC tests
Q		CU TC tests
=	石炭 海洋	CD TC tests
	位斤 464	CU TC tests
+	編島 泥岩	CD TC tests
×		CU TC tests
*	レインボーブリッジ 泥岩	CD TC tests
x		CU TC tests
	観音崎 家度 - 5m ~ -57m - 5m ~ -57m - 57m ~ -94m -57m ~ -94m -94m ~ -120m	CU TC tests CD TC tests CU TC tests CD TC tests CU TC tests CU TC tests CD TC tests
•	神戸 砂岩	CD TC tests
*	ナポリ 細粒タフ	CD TC tests
		CU TC tests
Ŧ	ナポリ イエロータフ	CD TC tests
∇		CU TC tests

ー軸圧縮試験による E_{50} は特に小 さい。従って、一軸圧縮試験での E_{50}/q_u は、三軸圧縮試験での E_0/q_{max} よりも遙かに小さい傾向



相模原実験空洞

ブロックサンプルで得たコア試料の 一軸圧縮試験とCD三軸圧縮試験

試料の乱れが少ないため、微小ひず みでのヤング率の圧依存性は意外 に小さい



ブロックサンプリング試料とRCTサンプリング試料のCU三軸圧縮 試験の結果の比較



ブロックサンプリング試料とRCTサンプリング試料のCU三軸圧縮 試験の結果の比較





- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a) 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響







異なる PMT法では、大きな差が得られる: 明石海峡大橋の設計段階の地盤調査では、Pre-boredが用いられた。



- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a)ー軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響







<u>原位置載荷試験(first phase)</u>







様々な室内試験、原位置試験、実挙動の関連がついた!



- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a) 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響





- 1. 圧縮強度に関する教訓
- 2. 剛性に関する教訓
 - a) 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験の意義
 - b)平板載荷試験、孔内水平載荷試験の意義
 - c)室内材料試験、原位置載荷試験、実地盤挙動の関係
- 3. 観測施工における留意点
- 4. コアサンプルの乱れの影響





三軸圧縮試験での試料の乱れの影響: 圧縮強度 q_{max}に対する影響の方が初期剛性E₀に対する影響よりも大きい。

しかし、原位置でq_{max}は測定できない。

E₀=E₁は測定できる→これに基づいて乱れの大きさを判定



ブロックサンプリング試料とRCTサンプリング試料のCU三軸圧縮 試験の結果の比較







実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞

5. 事例: 紀淡海峡大橋

- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究
- 8. まとめ



由良瀬戸大橋







ピア2P & 3P、アンカー 4A: 硬岩(技術的問題は少ない) アンカー1A: 粘土層を含む未固結沖積・洪積層 (このような大型橋梁の基礎 が建設された例はない)



紀淡海峡由良瀬戸大橋の淡路島側アンカレッジ1Aの地盤条件

技術的課題

- 1.長大吊橋の基礎の支持地盤に、粘土層が存在する。
 我が国では事例が、前例がない。
 ・基礎の建設か可能か?
- 2. 基礎の残留沈下量を予測して、許容できるか検討する必 要性。
 - ・安全性のためには、深い方が良い。
 しかし、建設コストが上昇する。
 ・経済性のためには、浅い方が良い。
 - しかし残留沈下量が大きすぎる可能性がある。
 - ⇒基礎の支持層は、どの深度の地層か? 安全性を保障できて経済的な深度は?



試験結果深度分布図(1)



1A地点

試験結果深度分布図(1)







http://jp.midasuser.com/geotech | 99



LDT: Local deformation transducer 局所変形測定装置











・孔内水平載荷試験によるヤング率Eは非常に小さい。不連続性なし。











課題:

- 原位置地盤・室内試験でのひずみによる非線形性の正確な把握
 ・過圧密・長期圧密、セメンテーションなどによる年代効果の影響の 評価
- 2. 大ひずみでのひずみでの非線形性

単調載荷での

繰返し載荷での

(高いレベルの地震動に対する応答解析のために)

3. 広いひずみ範囲におけるひずみによる非線形性の現実味のある モデル

・理論化(古典的課題であるが)

実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋

6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他

7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ

東京湾横断道路プロジェクトにおける セメント混合による地盤改良





概略の歴史

1971年5月(25): 本格的技術的検討の開始 1983年5月(37): 内閣、建設決定 1986年10月(40): 東京湾横断道路株式会社設立 1989年5月(43): 建設開始 1997年11月(51): 竣工、12月18日開通




浮島取付け部





東京湾横断道路の構造

- ·川崎側人工島:
- ・浮島取付け部:
 ・長さ9.5 km のシールドトンネル: 木更津側人工島;
- ・橋梁



川崎側人工島



完成図

161









東京湾横断道路の構造

- ・浮島取付け部;
 ・川崎側人工島;
- 長さ9.5 km のシールドトンネル;
 木更津側人工島;





エ期短縮のため、8つのシールド掘削機を同時に使用

167

168





東京湾横断道路の構造

·浮島取付け部; ・長さ9.5 km のシールドトンネル; 木更津側人工島; 川崎側人工島; ·橋梁 Tokyo International Airport PLAN (Tokyo Bay Coastal Highway) Kisarazu Man-Made Island Kawasaki Man-Made Island -----------(Connection Highway) Kisarazu City tion for TTB $c_{f_{1}}$ Ukishima Access (Trans-Ka Highway) awasaki (Tokyo Bay Coastal Highway) iki City 的感 PROFILE A shore (constructed by JH) A shore (constructed by JH) Trans-Tokyo Bay Highway L = 15.1 km Q.6km Off-shore constructed by TTB L = approx, 14,3 km 0,3km 4.4km 4.7km 0.1km 4.7km 10 ₹+40.85 (m) 1P+29.0 Kawasaki Side TP±0.00(m) UIII 03 Kisarazu Side -20.00 -40.00 -60.00 -80.00 -100.00 -120.00 HILA TELEH AM A STATES A STATESTIC A STATESTICK D4 101-203 D4 D4 D2 D3 DS D5 Legend F : Fill D : Diluvial A : Alluvial JH : Japan Highway Public Corporation TTB : Trans-Tokyo Bay Highway Corporation



```
171
```

構造形式を決定した4つの困難な設計条件

・比較的深い海;
 ・頻繁な海上交通(東京港);
 従って、橋梁は受け入れられなかった



構造形式を決定した4つの困難な設計条件



構造形式を決定した4つの困難な設計条件

 ・比較的深い海;
 ・頻繁な海上交通(東京港);
 ・軟弱な基礎地盤;
 ・高い地震活動度.
 Kawasaki TP(m)



地盤工学に関連した重要な設計・施工上の課題:1

軟弱粘土層の大規模な原位置セメント混合による地盤改良

→セメント改良粘土の強度を正確に制御する必要性







東京湾横断道路で用いられたセメント混合による地盤改良 工事と盛土工事の総括表

セメント処理法	<u>混合配合</u> マント島: 140 kg/m3	工事箇所 工	<u>事量; 1,000 m³</u>
深層混合(DMM))	W/C比: 100%	川崎側人工島	132
低強度DMM	セメント量: 70 kg/m ³ W/C 比: 100	浮島取付け部 木更津側人工島 川崎側人工島	1,248 289 168
スラリータイプ セメント混合砂 (*: 原設計では 80 kg/m ³)	砂: 1,177 kg/m ³ セメント量: 100 kg/m ³ * 粘土: 110 kg/m ³ 海水: 505 kg/m ³	浮島取付け部 木更津側人工島 川崎人工島 ^(原設計通り)	1,028 351 118
ドライタイプ セメント混合砂	砂: 1,330 kg/m ³ セメント: 100 kg/m ³ 分離防止用高分材料: 110 g/m ³	木更津側人工島	435

セメント改良工事(盛土と原地盤)の総量; 3.77 百万 m³

低強度DMMのセメントスラリーの配合設計

セメント添加量a_w: 70 kg/m³ 強すぎずないように、弱すぎないようになるように決定 (目標一軸圧縮強度 10 kgf/cm² or 1 MPa)。

•水セメント(w/c) 比: 100 %

高めにした。これは、セメントスラリーの量がある程度 多くなり、できるだけ一様に混合できるように決定。

179



東京湾横断道路、浮島取り付け部、深層混合処理工法(試験工事)における従来 工法と低強度工法によるセメント添加量αと圧縮強度の関係



地盤工学に関連した重要な設計・施工上の課題 - 2:

セメント混合した砂のスラリー(低級なコンクリート)を用いた斜路部の水中盛土の建設





このようなセメント改良砂の水中盛土工事は、前例がない。

→研究と慎重な技術的判断が必要

→配合設計と施工法がポイント

a)スラリータイプセメント混合砂の配合設計

砂: 1,177 kg/m³
 セメント量: 80 kg/m^{3*} (* 実施工では 100kg/m³)
 粘土: 110 kg/m³ (透水性を低下させて、周囲の海水と混合しないようにするため)
 海水: 505 kg/m³

b)施工法

水中での拡散防止がポイント 特に、セメントの流出を防止する必要がある: →トレミー管で水中盛土工事

184

造船用ドックでの実大規模施工実験

プラントで製造されたスラリー状のセメント混合砂



185



市原市、三井造船のドック・・・



水中盛土施工によって周囲の海水を吸収して、 単位体積乾燥重量γ_dは減少する。



水中盛土施工によって周囲の海水を吸収して単位体積 乾燥重量γ_dが減少することにより、強度は減少。 しかし、著しい減少ではなく、設計で考慮できる程度。



q_uはγ_aと相関しているので、セメントの流出は無いと判断できる。



東京湾横断道路スラリー式事前混合工法に関連したセメント改良土の一軸 圧縮強度と乾燥単位体積重量の関係

では、水中盛土の変形強 度特性は?

寸法効果があることを想定し て、直径 5 cmの試料とともに、 直径 30 cm の不攪乱試料の 採取







三軸圧縮試験後: 引張り破壊ではなく、せん断 面が形成。 土質力学のせん断破壊理論 を適用できる







外部変位計による従来の測定:小ひずみレベルでは非 常に大きな誤差.





- スラリー式セメント混合砂の不攪乱試料の小型供試体 (5 cm d x 10 cm h)を用いた典型的なCU三軸圧縮試験結果



E_{initial}: 設計で用いようとしていた値。 安全側、しかし、過度に安全側で不経済!







- 実大規模施工実験:
- ・原位置せん断弾性波速度によるG_f ≈ 三軸圧縮試験によるG₀
 ・単調載荷試験と繰返し載荷でのせん断剛性率のひずみレベル依存 性は、LDTで測定した正確な軸ひずみに基づけば類似であり、かなり





川崎側人工島: 地下連 続壁建設用のリング状の スラリー式セメント混合砂 による盛土から採取した 不攪乱試料の三軸圧縮試 験による微小ひずみでの ヤング率 (E_{max})と所謂初 期ヤング率(E_{initial})と原位 置弾性波速度から求めた (E_f)の比較。



川崎側人工島:地下連 続壁建設用のリング状の スラリー式セメント混合砂 による盛土から採取した 不攪乱試料の三軸圧縮試 験と一軸圧縮試験による 強度:

大差はない

E₀/1,000の程度











浮島取付け部の現場から採取した不攪乱試料の実験結果例

浮島取り付け部、スラリー式盛土: 不攪乱試料の三軸圧縮試験による微小ひずみでのヤング率 (E_{max})と所謂初期ヤング率(E_{initial})と原位置 弾性波速度から求めた (E_f)の比較



浮島取り付け部、スラリー式盛土: 不攪乱試料の三軸圧縮試験による微小ひずみでのヤング率 (E_{max})と所謂初期ヤング率(E_{initial})と原位置 弾性波速度から求めた (E_f)の比較



地盤工学に関連した重要な設計・施工上の課題 - 3:

木更津側人工島の盛土の - セメント混合砂のスラリーを用いた斜路部盛土; - ドライ状態のセメント混合砂の水中盛土(平坦部)



ドライ式セメント混合砂(実物大施工実験)







216



<text>



東京湾横断道路で用いられたセメント混合による地盤改良 工事と盛土工事の総括表

<u>セメント処理法</u> 従来式セメント	<u>混合配合</u> セメント量: 140 kg/m ³	<u>工事箇所</u> <u>工事量;</u>	<u>1,000 m³</u>
深層混合(DMM))	W/C 比: 100 %	川崎側人工島	132
低強度DMM	セメント量 : 70 kg/m ³ W/C 比: 100	浮島取付け部 木更津側人工島 川崎側人工島	1,248 289 168
スラリータイプ セメント混合砂 (*: 原設計では 80 kg/m ³)	砂: 1,177 kg/m ³ セメント量: 100 kg/m ³ * 粘土: 110 kg/m ³ 海水: 505 kg/m ³	浮島取付け部 木更津側人工島 川崎人工島 ^(原設計通り)	1,028 351 118
ドライタイプ セメント混合砂	砂: 1,330 kg/m ³ セメント: 100 kg/m ³ 分離防止用高分材料: 110	木更津側人工島 g/m ³	435

セメント改良工事(盛土と原地盤)の総量; 3.77 百万 m³

東京湾横断道路建設でのセメント混合土の 弾性ヤング率のまとめ



セメント混合で改良された火山弾地盤 Hawaii, Mauna Kea山頂

赤外線望遠鏡の振動を極小に押さえるために、望遠鏡を支持する「ピア+望 遠鏡系」の固有振動数を、建家の振動の固有振動数よりも大きくする必要が ある。そのためには、支持地盤の剛性を上げる必要がある。





セメント混合で改良された火山弾地盤 Hawaii, Mauna Kea山頂



140 2017 第 5 回 MIDAS 建設分野 技術講座







GRS橋台(耐震性橋台、鉄道運輸機構,九州新幹線)


GRS橋台(九州新幹線)と従来橋台との比較







じる, 躯体と盛土の相対的変位の問題を回避できる

施工(九州新幹線)



施工(九州新幹線)

JR・新幹線での標準的橋台形式



JR・新幹線での標準的橋台形式



234



新青森~新函館間木古内で建設された新幹線用のGRS一体橋梁(幅11.7 m):

■桁は比較的短いが、長い歴史の第一歩(と信じている)



新青森~新函館間木古内で建設された新幹線用のGRS一体橋梁(幅11.7 m):

■桁は比較的短いが、長い歴史の第一歩(と信じている)









三陸鉄道岩手県島越一田野畑間ハイペ沢橋梁補強土一体橋梁での復旧(2012~2014年度建設)





2013年6月19日

三陸鉄道岩手県島越一田野畑間ハイペ沢橋梁





三陸鉄道岩手県島越一田野畑間ハイペ沢橋梁補強土一体橋梁での復旧(2012~2014年度建設)



2014年4月6日





せん断応力がある状態で年代効果が発揮されると、 大きな応力範囲で高い剛性が発揮される



セメントを混合して締固めた礫

排水三軸圧縮試験(σ'_c= 20 kPa)による締固めたセメント混合礫の 圧縮強度(室内作成試料と現場不撹乱試料)

・締固め影響は非常に大きい



排水三軸圧縮試験(σ'_c=20 kPa)による締固めたセメント混合礫の 弾性ヤング率(室内作成試料と現場不撹乱試料) ・締固め影響は非常に大きい



実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他

7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ

40年前の常識は間違っていた!

- 1) 地盤の弾性変形特性は、動的試験だけでなく、 静的試験によっても求められる。
- 2)静的試験と動的試験で求めた変形特性は、
 本質的に同じ物性。

静的試験(単調載荷、繰返し載荷); 変形強度特性を、応力・ひずみの測定値から求める! 通常はひずみがかなり大きい。

動的試験(共振法土質試験; Resonant-column tests、 弾性波速度測定); 変形強度特性を、共振振動数、伝播速度等

動的応答値から求める。ひずみ速度は通常大きい。 ひずみも非常に小さい。

⇒静的試験と動的試験による剛性の関係を基礎的な 研究によって確認



(Tatsuoka & Shibuya, 1991)





非線形応力・ひずみ関係の等価線型化













新しいねじりせん断試験 (単調載荷、繰返し載荷)



(Tatsuoka et al., 1986, Tatsuoka, 1988)



(Teachavorasinskun et al., 1991a&b; Tatsuoka & Shibuya, 1991)



(Teachavorasinskun et al., 1991a&b; Tatsuoka & Shibuya, 1991)







静的試験(単調・繰返し載荷)と動的試験(共振法土質試験、急速繰返し載荷試 験)よる微小ひずみでのせん断剛性率の一致が得られた他の例







⁽Tatsuoka et al., 1999a)



Pisa粘土では静的・動的試験の結果が良く一致: 粒子径がBE法での波長と比較して、それほど大きくなかったため



東京大学生産技術研究所 1986年 大型三軸圧縮試験

後藤聡 LDTの発案者



供試体 (30 cm-dia & 60 cm-high)

5



(Tatsuoka et al., 1995)





















ひずみ速度が小さいほど、ヤング率のひずみ速度依存性が大きい。 ひずみ速度が大きいほど、ひずみ速度依存性が小さくなる。 これは、なぜ?





ではない;ひずみ速度が高いほど線形!



ひずみレベル 0.001 % 以下での応力・ひずみ関係は完全には線形ではない; ひずみ速度が高いほど線形!



0.0015%以下で、異なるひずみレベルで定義したヤング率



40年前の常識は間違っていた!

- 1) 地盤の弾性変形特性は、動的試験だけでなく、 静的試験によっても求められる。
- 2) 静的試験と動的試験で求めた変形特性は、 本質的に同じ物性。

 静的試験(単調載荷、繰返し載荷);
 変形強度特性を、応力・ひずみの測定値から求める!
 動的試験(共振法土質試験; Resonant-column tests、 弾性波速度測定);
 変形強度特性を、共振振動数、伝播速度等 動的応答値から求める。ひずみ速度は通常大きい。 ひずみも非常に小さい。

したがって、

- 1)原位置地盤内での非連続性(硬岩の場合、断層、節理、クラック等) が卓越しておらず、また非一様性(砂礫地盤の場合は大粒径の礫) が著しくない場合、
- 2) 乱れていない試料を用いて、
- 3)ある程度ひずみ速度が大きい静的載荷試験を行い、
- 4)応力とひずみを正確に測定し、
- 5) 原位置と同じ応力履歴と応力状態で測定して 0.001 % 程度以下のひずみレベルでのせん断剛性率 $G_0 = \frac{\Delta \tau}{\Delta \gamma}$ を求めれば、

原位置でのせん断波速度から求めた弾性せん断剛性率 $G_f = \rho \cdot V_s^2$ と一致するはずである。

証拠は?



地盤の弾性変形特性のモデル化:

応力増分と弾性ひずみ増分の関係は、定義できる。 (この関連しか、定義できない。)

Hypo-elasticity models (亜弾性モデル) しか適用できない。

弾性変形特性は、間隙比と現在の応力状態の他に、繰返し載荷等の応力履歴などの関数である。

弾性変形特性は、応力状態に対して一定でもなく等方でもない



h



これらのパラメータは、全て現在の間隙比・応力状態等の関数



ー般亜弾性モデル:

Hardin (1978); 砂において、ある方向 X に対して定義したヤング率 E_x は、X方向に作用している直応力 σ_x の一義的な関数で あり、X方向に直交する方向の直応力に独立である。

$$E_{v} \propto (\sigma_{v})^{m}$$
; σ_{h} に独立
 $E_{h} \propto (\sigma_{h})^{m}$; σ_{v} に独立。
良く使われているが、間違っている式は:
 $E(isotropic) \propto (\sigma_{3})^{m}$



セメンテーションのない土:乗数 m≒0.5





鉛直方向の軸ひずみと水平方向の軸ひずみの両方を LDTで局所的に測定した三軸試験(供試体は直方体)









 E_v は σ'_v にだけ依存, E_h は σ'_h にだけ依存.

(Hoque et al., 1996, 1997: Hoque & Tatsuoka, 1998)




 (*E_v*)₀ /(*E_h*)₀は、初期(構造)異方性を表す.
 E_v / *E_h* は *σ_v* / *σ_h*の関数であり、応力状態誘導異方 性を表す.



微小ひずみでのPoisson's ratioの応力状態依存性 $\frac{E_{v}}{E_{h}} = \frac{(E_{v})_{0}}{(E_{h})_{0}} \cdot \left(\frac{\sigma_{v}}{\sigma_{h}}\right)^{m} = \frac{(E_{v})_{0}}{(E_{h})_{0}} \cdot R^{m}$ $\frac{\frac{V_{vh}}{E_{v}} = \frac{V_{hv}}{E_{h}} \quad \text{(The compliance matrix}\mathcal{O} \\ \overrightarrow{M} \overrightarrow{M} \cancel{M} \cancel{M} \cancel{N} \cancel{O}^{\dagger} \overrightarrow{L} = \frac{V_{v}}{\frac{1}{2}dx_{v}} \left[\frac{1}{2}\frac{V_{v}}{\frac{V_{v}}{\frac{1}{2}}} + \frac{V_{v}}{\frac{V_{v}}{\frac{1}{2}}} + \frac{V_{v}}{$



The Poisson's ratio, v_{vh} = $-(d\epsilon_h/d\epsilon_v)_{(d\sigma h=0)}$ は σ'_v/σ_h の 増加とともに増加

(Hoque et al., 1996, 1997: Hoque & Tatsuoka, 1998)















http://jp.midasuser.com/geotech | 185





186 | 2017 第 5 回 MIDAS 建設分野 技術講座



亜弾性モデルの意義を示す事例 - 2

密な礫盛土での平板載荷試験



(Tatsuoka, 1999a)



- A: ひずみによる非線形性が強い場合(例:堆積軟岩泥岩の場合)
 B: 二つの要因が拮抗して、一見線形物質の挙動に見える場合(例:堆積軟岩砂岩の場合)
 A: ひずみによる非線形性が強い場合(際:通常の砂地般 # 建動岩砂岩)
- C: 圧力依存性が高い場合(礫:通常の砂地盤、堆積軟岩砂岩)









実際の構造物変位・地盤変形、 地盤調査、設計、施工を関連付けるための 正確な土の変形特性の把握の重要性

- 1. 事例: 明石海峡大橋
- 2. 問題の整理
- 3. 事例: Rainbow bridge
- 4. 事例: 相模原実験空洞
- 5. 事例: 紀淡海峡大橋
- 6. 事例(セメント改良土): 東京湾横断道路、その他
- 7. 室内実験による土の弾性とそのモデル化の研究

8. まとめ

幾つかの教訓:

- 1) 大型構造物を支持する硬質地盤内のひずみは、一般的に約
 0.5%以下であり、かなり小さい。
- 2) 地盤材料の応力・ひずみ関係には拘束圧依存性があり、 0.1%以下のひずみレベルでもひずみに対して非線形である。
- 3) 地盤内ひずみが0.001 % に近づくと、変形特性(ヤング率)は原位 置せん断弾性波速度V_sから得られる地盤の弾性ヤング率に近 づく。動的弾性係数、静的弾性係数は、区別する必要はない。
- 4) 従来の原位置試験・室内試験において、大きなひずみレベルで測定した場合、測定誤差が大きい場合、試料の乱れが大きい場合では、原位置実挙動における剛性を過小評価する可能性が高い(例:一軸圧縮試験)。

教訓:

1. 室内土質試験も結構役に立つ

ただし、きちんと実験をすれば。

2. 地盤工学も、通常の科学的な方法論が適用 できる。

ただし、手間がかかるが。



全体が統一的枠組みの中で実施されている必要!



三者がばらばらではなく、統一的枠組みの中で実施されているのか? 全体を統括する専門家が必要



MIDAS Total Solution

建設分野プログラム



SoilWorks for FLIP FLIP専用のプリ・ポスト

SoilWorks for FLIPはFLIP「地震時の液状 化による構造物被害予測プログラム」専 用のプリ・ポストです。SoilWorksの操作 性をそのまま継承しており、AutoCAD感 覚でデータを作成することができます。 データ作成後は、FLIPを起動させ計算を 実行することもでき、FLIP解析のための 統合された作業環境を提供します。



GTS NX

GTS NX - 地盤分野汎用解析システム

GTS NXは最先端プリ・ポストと解析機能を搭載した新しい概念の

地盤汎用解析プログラムです。GTS NXは最新のOS環境変化に

合わせて64ビット、並列処理を適用した統合ソルバを搭載してお

り、初心者も使いやすいように直観的なリボンメニュー形式を用

意しております。また、様々な解析機能、圧倒的に速い解析速度、優

れているグラフィック表現および結果整理機能などを提供します。

SoilWorks for LIQCA LIQCA専用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCAはLIQCA専用の プリ・ポストです。SoilWorksの操作性を そのまま継承しており、AutoCAD感覚で データを作成することができます。データ 作成後は、LIQCAを起動させ計算を実行 することもでき、LIQCA解析のための統 合された作業環境を提供します。 ※LIQCAは1987年京都大学の岡二三生教授 をはじめとするLIQCA開発グループにより開 発された有効応力に基づく液状化解析プログ

MIDAS Family Programs





midas iGen 任意形状構造物の 汎用構造解析 及び許容応力度計算

midas eGen 任意形状建物の 一貫構造計算 CAD基盤モデリング

midas **Drawing** 建築構造図面の 自動生成プログラム





midas Civil 土木分野の 汎用構造解析および 最適設計システム

midas FEA 建設分野の非線形解析 および詳細解析システム

midas CIM **開発中 3D情報モデルを活用した 土木構造物のモデリング/ 図面生成/施工管理 ソリューション



GTS NX 2/3次元地盤汎用解析 プログラム

SoilWorks 2次元専用地盤汎用解析 プログラム

SoilWorks for FLIP 液状化解析プログラム FLIP用のプリ・ポスト

SoilWorks for LIQCA 液状化解析プログラム LIQCA用のプリ・ポスト

midas **GeoXD** 土留め設計図面生成 プログラム

SOLIFLUK PE 河川堤防の液状化 対策設計ソリューション



ラムです。



midas NFX 機械分野の 汎用構造解析システム

midas NFX CFD 流動解析システム





株式会社マイダスアイティジャパン 〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1 秋葉原OSビル7F TEL 03-5817-0787 | FAX 03-5817-0784 | e-mail g.support@midasit.com Copyright© Since 1989 MIDAS Information Technology Co., Ltd. All rights reserved.

http://jp.midasuser.com/geotech