

Technical Seminar







2018 MIDAS 1st · 2nd · 3rd · 4th **Construction Technical Seminar**

1st

GTS NX 3次元モデリング / 解析事例紹介

セメント改良土の変形・強度特性 - 本設利用のための検討 -

2nd

橋梁の設計・施工に最適化した新しい CIMツール及び midas Civil 紹介 株式会社マイダスアイティジャパン 金 炅奐

北見工業大学 准教授 宮森 保紀 先生

斜めケーブル形式橋梁のケーブル安全率の解析的考察、

3rd

膨張性トンネルの発生メカニズムと解析に必要な物性パラメータについて

4th

255-338

株式会社マイダスアイティジャパン 金 炅奐

midas Civilを用いた道路橋の地震被害分析 株式会社エイト日本技術開発 藤田 亮一 様

ダムの耐震解析事例紹介

斜張吊橋の構造・耐風解析と長大化のための新構造形式 横浜国立大学教授 勝地 弘 先生

- 05-118
- 株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹
 - 東京理科大学 名誉教授 龍岡 文夫 先生

- 119-188
- 日本最北の工学部からー北海道東部のインフラを守るための構造解析
 - 耐風工学の観点から見た近年の新形式長大橋技術 横浜国立大学教授 勝地 弘 先生

- 189-254
- GTS NX 3次元モデリング及び解析事例紹介 株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹
- トンネル工学における数値解析用物性値に決定とMIDASの利用例について 琉球大学工学部教授 藍檀オメル 先生
 - 株式会社ケンセイ技術顧問 大塚康範様

- 橋梁の設計・施工に最適化した CIMツール及び解析事例紹介

 - 大阪工業大学 特任准教授 藤本 哲生 先生

2018 The 1st MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL SEMINAR

GTS NX 3次元モデリング / 解析事例紹介 株式会社マイダスアイティジャパン





2018 The 1st **MIDAS Construction Seminar**



2018 The 1st **MIDAS Construction Seminar**

Session.1

GTS NXを用いた 3次元モデリング/解析事例紹介

http://jp.midasuser.com/geotech | 7



MIDAS

2018 MIDAS The 1st CONSTRUCTION SEMINAR

2018 MIDAS The 1st CONSTRUCTION SEMINAR

MIDAS 製品群の紹介



2018 MIDAS The 1st CONSTRUCTION SEMINAR GTS 地盤<u>FEM</u>解析トータルソリューション 最先端Pre-Post ➢ CPU並列処理 ➤ 3DCADとの互換性 ▶ 64ビット基盤 ▶ 優れたジオメトリ処理 ➢ GPUによる計算高速化 ➢ 多様な結果表示

株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹

GTS NXの紹介



5









NSTRUCT	ION SEM	INAR		
成の高	速化			
		メッシュ生成に並列が	uæsān	
	Version	64 Solids	307 Solids	
	旧製品 (2007年)	326.5 sec (Completed 100%)	58.4 sec (2 solids failed)	90%
A SHARE	GTS NX	21.7 sec (Completed 100%)	9.1 sec (Completed 100%)	- 短縮









12

-擁壁による壁面安定問題-



-その他の適用例-





2018 MIDAS The 1st CONSTRUCTION SEMINAR





15



2018 MIDAS The 1st CONSTRUCTION SEMINAR 18





2018 The 1st MIDAS CONSTRUCTION **TECHNICAL SEMINAR**

セメント改良土の変形・強度特性 - 本設利用のための検討 -東京理科大学 名誉教授 龍岡 文夫 先生





セメント改良土の変形・強度特性 一本設利用のための検討一

龍岡文夫(2017): 巻頭言「セメント固化土を広く活用するために」、雑誌基礎工6月号, 1-2頁 セメント改良土:

- Tatsuoka, F. (2010): "Cement-mixed soils in Trans-Tokyo Bay Highway project", Soils and Foundations, Vol.50, No. 6, pp.785-804
- of a cement-mixed soft clay, Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp.627-635.
- 2004年4月号~2005年6月号。
- "Modelling ageing effects on the elasto-viscoplastic behaviour of geomaterial", Soils and Foundations, Vol.48, No. 2, pp.155-174.
- Tatsuoka, F., Furusawa, S., Kataoka, T., Watanabe, K. and Lohani, T. N. (2017): Strength and Proc. 19th ICSMGE, Seoul

破砕コンクリート:

全体:

- Agil, U., Tatsuoka, F., Uchimura, T., Lohani, T.N., Tomita, Y. and Matsushima, K. (2005); "Strength and deformation characteristics of recycled concrete aggregate as a backfill material", Soils and Foundations, Vol. 45, No. 4, pp.53-72.
- Tatsuoka, F., Tomita, Y., Iguchi, Y. and Hirakawa, D. (2013): Strength and stiffness of compacted crushed concrete aggregate. Soils and Foundations, Vol.53, No.6, pp.:835-852.
- 8月号
- 度・剛性に及ぼす原コンクリートの強度の影響、雑誌基礎工9月号,97-103頁

2018年2月13日(火) 地盤工学会 地下大会議室

東京理科大学 龍岡文夫

参考文献

Sugai, M. and Tatsuoka, F. (2003): Ageing and loading rate effects on the stress-strain behaviour 龍岡文夫・菊池喜昭(2004): 基礎の設計―やさしい基礎知識―第24回~35回」、雑誌基礎工

Tatsuoka, F., Di Benedetto, H., Kongkitkul, W., Kongsukprasert, L., Nishi, T. and Sano, Y. (2008):

stiffness of compacted cement-mixed gravelly soil controlled by the degree of saturation,

龍岡文夫・菊池喜昭(2005): 基礎の設計 -やさしい基礎知識- 第36, 37回」、雑誌基礎エ7月号,

龍岡文夫・井口雄介・平川大貴(2017): 締め固めた破砕コンクリートのそのセメント混合材の強

概要

深層混合工法などによるセメント混合固化土を、仮設構造物だけではなく、重 要本設構造物とその支持地盤としても活用するための課題を考察

- ⇒強度・剛性の実像の把握と、それを基礎にした適切な設計法・解析法の開 発の課題
 - 二つの基本的設計法:
 - ●セメント固化体をコンクリート構造物のように扱う 地盤内の剛体として扱って安定解析 内部応力に対する許容応力度法と変形解析
 - ●セメント固化体を通常の地盤のように扱う 極限つり合い法による全体安定解析と変形解析
- ⇒それぞれの設計に適用するための、セメント固化体の変形・強度特性の適 切なモデル化の課題

考慮すべき重要な要因: ①拘束圧の影響、②排水条件の影響、③応カーひずみ関係の非線 形性、④年代効果・粘性によるクリープへんけいとその影響、⑤締固 めの効果

	地盤工学での土質材料	構造工学でのコンクリート
①拘束圧の影響	重要⇒CD·CU三軸試験の意 義は大きい	無視⇒ー軸圧縮試験で十分
②排水条件の影響	飽和土では影響大	無視
③応カ~ひずみ関係の 非線形性	強い非線形(実務では線形仮 定もある)	高い線形性、設計では線形弾性 を仮定
④年代効果・粘性による クリープ変形とその影 響	 ・地質学的年代効果 ・二次圧密等クリープ変形 ・長期クリープ後の小ひずみでの線形弾性化 (考慮しない場合も多い) 	・養生の影響 ・不静定力に対するクリープ変 形の影響
⑤締固めの効果	非常に大きい	考慮しない

変形・強度特性の異なる想定

■セメント固化体が、すべり面を形成して全体的に崩壊する場合は、極限つり合 い安定解析は適切

①⇒⑤の順に、内容が高度になり実務で考慮しない場合が多くなる (締固めの影響の考慮は、単純に見えて、相当複雑である)

変形・強度特性の異なる想定

	地盤工学での土質材料	構造工学でのコンクリート		
①拘束圧の影響	重要⇒CD・CU三軸試験の意 義は大きい	無視⇒ー軸圧縮試験で十分		
②排水条件の影響	飽和土では影響大	無視		
 ③応カ~ひずみ関係の 非線形性 	強い非線形(実務では線形仮 定もある)	高い線形性、設計では線形弾性 を仮定		
④年代効果・粘性による クリープ変形とその影響	・地質学的年代効果 ・二次圧密等クリープ変形 ・長期クリープ後の小ひずみ での線形弾性化 (考慮しない場合も多い)	・養生の影響 ・不静定力に対するクリープ変 形の影響		
⑤締固めの効果	非常に大きい	考慮しない		
 ■セメント固化土にコンクリート工学的手法を直接適用すると・・・・ ・一軸圧縮試験での残留強度ゼロ(著しい脆性) ・室内作成試料の強度 > 原位置平均強度 ・原位置強度の大きなバラツキ 等を考慮して、 				

通常、許容応力(許容圧縮強度)=「室内作成試料の一軸圧縮強度」/5 程度とする ■しかし、部分的降伏状態から全体崩壊状態までには、距離がある。 ➡このような許容応力度法は、実際の破壊が延性的なほど安全側(過度に?)

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート
 1)拘束圧の影響 	重要⇒CD・CU三軸試験の 意義は大きい	ピーク強度 :乾燥密度大、セ メント量小ほど影響大 残留強度: 常に影響大 →CD·CU三軸試験の意義は 大きい	無視⇒一軸圧 縮試験で十分
②排水条件の 影響	飽和土では影響大	飽和状態での残留強度に対 しては、影響大	無視
③応力~ひず み関係の非 線形性	強い非線形(実務では線形 仮定もある)	比較的線形、設計では弾性 特性は重要な設計パラメータ (しかし、正確な測定が重要)	高い線形性、 設計では線形 弾性を仮定
④年代効果・粘 性によるク リープ変形と その影響	 ・地質学的年代効果 ・二次圧密等クリープ変形 ・長期クリープ後の小ひず みでの線形化(実務では、 考慮しない場合が多い) 	 ・コンクリートよりも長期養生の影響大 ・長期養生・クリープ変形による降伏曲面の拡大⇒小ひずみでの線形弾性化(実務では、考慮しない場合が多い) 	 ・養生の影響 ・不静定力に ・対するクリー プ変形の影 響
⑤締固めの効 果	非常に大きい	非常に大きい	考慮しない

セメント固化土の変形・強度特性

事例研究

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

地盤内地下水位より下での飽和セメント改良土における 初期有効拘束圧の影響、排水条件と非排水等体積条件での強度・剛性の相 違

ジオシンセティックス補強土橋台、一体橋梁におけるセメント固化 土のアプローチブロック

橘湾のセメント混合軟弱粘性土の盛り立て工事

破砕コンクリートとそのセメント固化体

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



事例研究

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

ジオシンセティックス補強土橋台、一体橋梁におけるセメント固化土のアプローチブロック

橘湾のセメント混合軟弱粘性土の盛り立て工事

破砕コンクリートとそのセメント固化体





概略の歴史

浮島取付け部

Financia de la constante de la

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



Legend F : Fill D : Diluvial A : Alluvial







鋼製大型ケーソン: 1) シールドトンネル発進のため: 2) 完成後は換気塔の基礎 ang 238,960









川崎側人工島



完成図

16







長さ 9.5 km のシールドトンネル



工期短縮のため、8つのシールド掘削機を同時に使用



ALLA EPHALITHE

D4

Legend F : Fill D : Diluvial A : Alluvial

木更津側人工島(海ほたる)

D5

A

JH : Japan Highway Public Corporation

TTB : Trans-Tokyo Bay Highway Corporation



長さ 9.5 km のシールドトンネル







TTB: Trans-Tokyo Bay Highway Corporation

23

Blind型(加圧泥 水使用)





30 / 2018 第 1 回 MIDAS 建設分野 技術講座

東京湾横断道路の構造

icho As

Byobugaura formation

Layer equivalent to Narita formation

ayer equivalent to Naganuma -

D-

D,

D5

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 Kawasaki Kisarazu TP(m) TP(m) -20 -20

A-HLower part of Yurakucho

Legemd F : FILL

FILL A : Alluvial D : Diluvial -40

-60

--80

-100

-120

-140

-160

27

28

- 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.



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:

Lower par

Yurakucho

 D_2

03

D

-40

-60

--80

-100

-120

-140

-160

Act Upper part of Act formation

Lower pe of the D₂ stratt No

D₁ Upper part of th

- ・頻繁な海上交通(東京港);
- 軟弱な基礎地盤
- 高い地震活動度。



地盤工学に関連した重要な設計・施工上の課題:1

→セメント改良粘土の強度を正確に制御する必要性



TTB: Trans-Tokyo Bay Highway Corporation

構造形式を決定した4つの困難な設計条件

29

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





	原位置粘性土地盤の セメント混合による改員	良	
	-		
	ALL I		
culture.	.45	1	
10			

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	混合配合	工事箇所 工事」	<u> ま;1,000 m³</u>
従来式セメント進行 深層混合(DMM))	デービスント重: 140 kg/m ³ 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
セメント改良工事の	(盛土と原地盤)の総量; 3.77百2	5 m ³	

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、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するため

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auと一軸圧縮 強度q_uの関係



飽和セメント混合粘性土:

 ・圧密有効拘束圧の影響 排水での残留強度では大きい(B) 非排水では影響がない(C & D)
 ・
 排水条件の影響
 ピーク後では大きな影響 $(A vs. C) \ge (B vs. D)$

いずれの影響も、一軸圧縮試験(無 拘束・排水実験)では評価できない

飽和セメント混合粘性土:

・排水条件によらない一義的な破 壊包絡線

⇒有効応力の原理が成立

正規圧密練返し粘土と異なる添加率(a..= 8,10,1420%)でセメント混合した軟弱粘 土の一軸圧縮試験、CD及びCU三軸圧縮 試験によって得られたピーク時の(q, p')面 上の応力状態

一軸圧縮強度は試料の乱れの影響のためにバラツキが大きすぎて、 最終的判断が出来なかった。三軸圧縮強度で最終的判断。









飽和セメント混合粘性土の 排水条件での残留強度; 圧密有効拘束圧の影響を強く受ける ー軸圧縮試験では実質ゼロ

















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質土のスラリー(低級なコン クリート)を用いた斜路部の水中盛土の建設





47

48



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
- → 適切な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、周囲の海水中に拡 散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





造船用ドックでの実大規模施工実験















の一軸圧縮強度と乾燥単位体積重量の関係

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

では、水中盛土の変形強度特性は?

盛土が非一様であることによる 寸法効果があるかどうか確認す るために、直径 5 cmの試料とと もに直径 30 cm の不攪乱試料 の採取





46 | 2018 第1回 MIDAS 建設分野技術講座







東京大学生産技術研究所 大型三軸試験装置

採用した三軸圧縮試験法

非接触変位計



高さ60 cm H x 直径 30 cm

東京理科大学 名誉教授 龍岡 文夫 先生











61











変形・強度特性に寸法効果はない







スラリータイプセメント改良砂質土:

・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類 似であり、かなり線形性が高い。



http://jp.midasuser.com/geotech | 53







現場から採取した不攪乱試料の実験結果例



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 (E₀)は、 原位置弾性波速度から求め た (E_f)とほぼ一致



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 乱試料の三軸圧縮強度 q_{peak}と一軸圧縮強度q_u:

大差はない

E₀/1,000の程度













浮島取り付け部









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)



実大施工実験で得られた不撹乱試料のCU三軸圧縮試験









ø1500

200

02000 02700

Chute Outer Pipe

ドライ状態のセメント改良砂 の水中盛土: 工事中と 工事完了後 (木更津側人工島)



91



木更津側人工島:水平部のドライ式 セメント混合砂による盛土から採取した 0 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 (E₀)と原位置弾 性波速度から求めた (E_t)は、ほぼ一致



タイのデータ	TS=固定ピスト
タヽ゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚ゔ゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚゚	BS=ブロックサ:
のナレム	DC=掘削面直打
のまとめ	RCT=ロータリー
静的測定(室内三軸試 験)による剛性G ₀ と 動的測定(原位置弾 性波速度測定)による 剛性G _f は、基本的に同 じ値!	G ₆ =E ₀ /[2(1+ v)] (MPa) (v=0.5(粘性土), 0.42(堆積軟岩)) 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 00 0
	10



セメント固化土の変形・強度特性



セメント固化土の変形・強度特性

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学でのコンクリート
①拘束圧	有効応力の原理に従う	・ピーク強度:影響小	通常、真の粘着力成分は
の影響	⇒拘束圧の影響は重要	と影響大の場合がある	摩擦成分よりも遥かに大
	⇒原位置有効応力状態	•残留強度: 拘束圧の	⇒有効拘束圧の影響は無
	で圧密した供試体の	影響は常に大	視して、基本的室内材
	排水·非排水三軸試	⇒CD·CU三軸試験の	料強度試験は一軸圧縮
	験等は有意義	意義は大きい	試験

■ピーク強度

セメント混合軟弱粘性土: ①拘束圧が低く圧密変形が小さい場合は、拘束圧の影響は小 セメント混合率が低いと、拘束圧が高くなると未改良土よりも弱くなる場合がある ②高い拘束圧で著しい圧密変形が生じた場合は、圧密拘束圧の影響は大 ・良配合礫質土: 土粒子乾燥密度が大、セメント重量混合率が2-4%程度で小さいと、 ピーク強度に対する拘束圧の影響は大きい

■排水状態でのピーク強度から残留強度への軟化率

・一軸圧縮試験では軟化率=1.0(非常に脆性的)

・拘束圧が低いほど軟化率は大、地盤内で拘束圧大では軟化率は低下(延性的)

・軟化率大(脆性的) ⇒ 地盤破壊の進行性大

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学でのコンクリート	
①拘束圧	有効応力の原理に従う	・ピーク強度:影響	真の粘着力成分は摩擦成分よ	
の影響	⇒重要な影響	小と大の場合がある	りも遥かに大きい場合が多い	
	⇒原位置有効応力状態	•残留強度:	⇒有効拘束圧の影響は無視し	
	で圧密した供試体の	常に影響大	て、基本的室内材料強度試	
	排水·非排水三軸試	⇒CD·CU三軸試験	験は一軸圧縮試験とする	
	験等は有意義	の意義は大きい		

■東京湾横断道路プロジェクト:

深層混合工法等によるセメント改良地盤の安定性の評価の課題: 許容応力度法では確認できなかった ⇒ 極限つり合い法による安定解析で確認 しかし、

①大規模なセメント固化体内のすべり面や ②ピークひずみが相当異なる未改良地盤とセメント固化体を横断するすべり面に 沿って、ピーク強度は同時に発揮されない(地盤の進行的破壊) ⇒セメント固化体のピーク強度を用いると危険側 ⇒排水残留強度を採用し常時・地震時の安定性を確認

	-			
	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート	
②排水条件 の影響	・飽和土の強度・剛性は、排水・非排 水条件で大きく異なる ・通常は、原位置では長期的には排 水、飽和粘性土は短期的には非排 水、地震時は非排水とする	飽和状態で残留強度 に対しては大	ピーク強度に 対する影響は 小さいことから、 通常は無視	
 飽和状態のセメント固化体: 本来、長期的には排水条件 / 地震時は非排水条件 ①ピーク前の剛性とピーク強度に対しては、排水条件の影響は小 ②残留強度に対しては、排水条件の影響は非常に大 ピーク強度発揮後にマイクロクラック・すべり層が形成されて膨張傾向を示す 場合は、間隙水圧が低下⇒有効拘束圧が増加⇒非排水残留強度が増加 ⇒残留状態での有効拘束圧は、通常は初期有効拘束圧よりも大きくなる ⇒非水状態での軟化率は排水条件の場合といも小さくなる ⇒ 非排水状態での軟化率は排水条件の場合といも小さくなる ⇒ 				

セメント固化土の変形・強度特性
セメント固化土の変形・強度特性

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート	
②排水条件の 影響	・飽和土の強度・剛性は、排水・非 排水条件で大きく異なる ・通常は、原位置では長期的には 排水、飽和粘性土は短期的には 非排水、地震時は非排水とする	飽和状態で残留強度 に対しては大	ピーク強度に 対する影響は 小さいことから、 通常は無視	
 東京湾横断道路の人工島・支持地盤の極限つり合い法による地震時安定解析: 				
・供試体を	·原位置有効応力で圧密した三軸	圧縮試験では、乱れの	影響が低減	

セメント固化土の変形・強度特性

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート
③応力~ひずみ 関係の非線形性	 ・0.001%以下のひずみでは、 線形弾性的挙動 ・ひずみが大きくなると、強い非線形性:割線剛性は、 ひずみ0.1%で1/2程度に、 それ以上で1/10以下に低下(実務では線形仮定の 場合もある) 	比較的線形、設計で 弾性特性は重要(し かし、正確に測定す る必要)	 ・応力~ひずみ関 係非線形性は弱 いので、通常は線 形弾性と仮定 ・弾性変形特性は 重要な設計パラ メータ

セメント固化体内の作用応力と変形・変位を解析:

- 0.001%以下の微小ひずみでの正確な応力~ひずみ関係から求めた初期せん断 剛性率は、せん断弾性波速度から求めた値と一致
- セメント添加量が多く、締固めが良く、材令が長くなるほど、線形性が高くなる
- ■ただし、一軸圧縮試験・三軸圧縮試験では、軸圧縮変形を供試体側面で直接・精 密に測定する必要

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

ジオシンセティックス補強土橋台、一体橋梁におけるセ メント固化土のアプローチブロック

橘湾のセメント混合軟弱粘性土の盛り立て工事

破砕コンクリートとそのセメント固化体

GRS橋台(耐震性橋台、鉄道運輸機構,九州新幹線)



事例研究







GRS橋台(九州新幹線)と従来橋台との比較

●来橋台に比べて断面がスリム, 大幅に工事費節減



段階施エ 盛土 S (1) セメント安定処理 アプローチブロック (3) 盛土 セメント安定処理 アプローチブロック 特徴

■段階的に施工を行うため、地盤の沈下等によって生じる躯体 と支持地盤・盛土との相対的変位の問題を回避できる。

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

	北海道新幹線			建設済み、設計の	Þ		
	木古内~新函 - 2012年8月-	館間(万太郎)		北海道新幹線 (北海道方) (本州方)			21 12
y				北陸新幹線 (長野・新潟地 (富山地区)	<u>ک</u>)	9 2
			and the second se	合計		48	街街 街所
AR.	1 Day	A REAL PROPERTY AND INCOME.	Ste				



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



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





30年前、津波を考慮して建設 ・それでも、この三か所は最も 低く、海岸に最も近く、防潮 堤は無かった ・最も激しい津波被害





ハイペ沢

2011年3月30日

2014年5月19日







2013年6月19日





115

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8月23日



1),	(18),	(19),	雑誌基	礎工11月]号,:
۱4	年.	1月-	号2015年	₽	

施工個所•礫名 (母岩名)	材料	粒子比重, G _s	$(ho_d)_{max.4.5Ec}$ (g/cm ³)	参考文献
九州、高田 (gabbro)	現場盛土材、三軸試験 (15 cm-d) 材料	3.03	2.675	Watanabe et al. (2003)
	三軸試験 (7.5 cm-d)用剪頭材料	3.11	2.494	Lohani et al. (2004)
千葉実験所(茨 城県産砂岩)	三軸試験用剪頭材料	2.71	2.213	Ezaoui et al. (2011)
北海道木古内	現場盛土材	2.71	2.226	
(石伙岩)	三軸試験 (7.5 cm-d)用剪頭材料	2.71	2.295	118

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

Grain	size.	D ((mm)
oruni	0120,	-	



室内作成のセメント混合千葉礫の三軸圧縮試験(σ'_{c} = 20 kPa) ⇒ピーク強度に対しては、非常に大きな締固めの影響



119

三軸圧縮試験用粒度

セメント混合無しの砂礫土とセメント混合礫質土のピーク強度と残留 強度に対する拘束圧の影響は大きい: 千葉礫





原粒度

100

78 2018 第1回 MIDAS 建設分野技術講座

セメント混合無しの砂礫土とセメント混合礫質土のピーク強度と残留 強度に対する拘束圧の影響は大きい: 九州礫



室内で締固めたセメント混合千葉礫: w=(w_{opt})_{4.5Ec}; 養生 t_c= 7日 不飽和供試体の排水三軸圧縮試験 (σ'_{c} = 20 kPa) ⇒非常に大きな締固めの効果



ピーク強度と残留強度の内部摩擦角 ⇒セメント混合礫に方が未改良礫よりも大きい

■粒子間摩擦による強度成分が大きく、 セメント混合によって粒子は回転しにくくなる ⇒拘束圧による強度成分が大きくなる ⇒cも大きくなるが、めも大きくなる

	ピー	7強度	残留	習強度
試験材料	φ,	C _{peak}	φ	C _{res}
	r peak	(kN/m²)	r res	(kN/m²)
千葉礫(セメント混合)	57.4°	132	55.9°	0
千葉礫(セメント混合なし)	48.9°	38.4	48.9°	0
九州礫(セメント混合)	68.4°	614	61.8°	0
九州礫(セメント混合なし)	58.1°	44.7	49.2°	0



125

北海道新幹線、木古内GRS一体橋梁 コア試料採取箇所

地山



剪頭粒度木古内礫の室内作成不飽和供試体(c/g= 3%)の

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)のまとめ ・締固め影響は非常に大きい(セメント無添加の場合よりも大きい)











- ⇒現場で礫材の種類とCELを規 定しても、wootの値は場所と 時間によって不可避的に変化
- ⇒含水比管理による締固め管理 には、本質的な問題がある



- 千葉礫と九州礫の締固め状態 と排水三軸圧縮強度(養生期 (g/cm³) 間7日、σ_c'= 20 kPa) ď ●いずれの礫でも、(Sr) antより 密度 やや小さいSrでqmaxは明確な 乾燥 ピーク ●(S_r)_{ont}は、礫材の種類とCEL
- の変化に対して鈍感 それぞれの現場において、 礫材の種類とCELが場所と
- 時間によって一定程度変化 しても、(S_r)_{oot}は一定と仮定 できる。
- ⇒S,からq_{max}の概略値を推定 定できる。



S = 60 - 70 %





締固め時の飽和度Srと c/gをパラメータとしたqmax~(Dr)45Fc 関係



	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学でのコンクリート				
⑤締固めの 効果	 ・強度・剛性に対する乾燥密度の影響は非常に大 ⇒良配合で大粒径ほど良く締固めた場合の乾燥密度大 ⇒排水条件よりも飽和非排水条件の方が、強度に対する締固めの効果大 	非常に大きい	 ・通常のコンクリード打設では締固めを伴わない ・乾燥密度よりセメント量・水セメント比等セメント配合法の影響の方が大きい ⇒通常は締固めの効果を無視(Roller compacted concreteの場合は重要) 				
締固めを伴う	締固めを伴うセメント固化体:						

深層混合工法:

改良深度が大 → 有効拘束圧が大、地質	Į
乾燥密度大 → 強度·剛性大	

粘性(viscosity)と年代効果(ageing effects)の定義

時間効果の二つの要因

→正(例、cementation); & 負(例、風化weathering) Loading rate effects(載荷速度効果) 粘性(viscosity)の影響

		現象	メカニズムと物性	パラメータ	
いト混合土	;	年代効果	時間依存: 物性 は時間と伴に変化 (例:セメンテイション、 風化等々)	固定された 原点を持つ 時間 (t _c)	
例,若材令のセ>	<mark>載荷)</mark> (クリー	<mark>見掛けの年代効果</mark> 速度効果 −プ、応力緩和等々)	速度依存性: 物性は、 時間に対して一定 物質粘性による反応	非可逆 ひずみ速度 (dɛ ^{ir/} dt)	例、短期間で の空気乾燥砂



異なる締固め時飽和度らでのセメントペーストの状態の模式図



セメント固化土の変形・強度特性

|締固め → 土粒子の乾燥密度の増加 → 粒子間距離の縮小 → 強度・剛性の増大

[年代が大→ 含水比が減少、砂分が増→

Ageing(年代効果): 強度・剛性・弾塑性・粘性等の物性の時間的変化









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





ASCE GSP 143

Kongsukprasert et al. (2005) S&F

粘性(viscosity)と年代効果(ageing effects)の定義

時間効果の二つの要因

Ageing(年代効果): 強度・剛性・弾塑性・粘性等の物性の時間的変化 → \mathbb{T} (例、cementation); & 負(例、風化weathering) Loading rate effects(載荷速度効果) 粘性(viscosity)の影響

	現象	メカニズムと物性	パラメータ	
ント混合土	年代効果	時間依存: 物性 は時間と伴に変化 (例:セメンテイション、 風化等々)	固定された 原点を持つ 時間 (t _c)	
例,若材令のセメ	見掛けの年代効果 載荷速度効果 (クリープ、応力緩和等々)	速度依存性: 物性は、 時間に対して一定 物質粘性による反応	非可逆 ひずみ速度 (dɛ ^{ir/} dt)	例、短期間で の空気乾燥砂

<u>時間効果の二つの要因</u>

Ageing(年代効果): 強度・剛性・弾塑性・粘性等の物性の時間的変化 → \mathbb{T} (例、cementation); & 負(例、風化weathering) Loading rate effects(載荷速度効果) 粘性(viscosity)の影響

		現象	メカニズムと物性	パラメータ	
ント混合土		年代効果	時間依存: 物性 は時間と伴に変化 (例:セメンテイション、 風化等々)	固定された 原点を持つ 時間 (t _c)	
りセメ		見掛けの年代効果		非可逆]で 鼻砂
例,若材令(載荷: (クリ -	<mark>速度効果</mark> −プ、応力緩和等々)	医皮(本) (日本) 初任は、 時間に対して一定 物質粘性による反応	、「之 ひずみ速度 (dɛ ^{ir/} dt)	例、短期間 の空気乾燥

粘性(viscosity)と年代効果(ageing effects)の定義

Xc.

0.5



Ezaoui et al. (2010) S&F)





Ezaoui et al. (2010) S&F)







非線形三要素モデル







弾粘塑性

強くなる。

著しくなる

- 年代効果がある









年代効果と粘性を同時にモデル化する

時間効果の二つの要因

Ageing(年代効果): 強度・剛性・弾塑性・粘性等の物性の時間的変化 →正(例、cementation); & 負(例、風化weathering) Loading rate effects(載荷速度効果) 粘性(viscosity)の影響

		現象	メカニズムと物性	パラメータ	
シト混合土		年代効果	時間依存: 物性 は時間と伴に変化 (例:セメンテイション、 風化等々)	固定された 原点を持つ 時間 (t _c)	
例,若材令のセメ	載荷 (クリ-	<u>見掛けの年代効果</u> 速度効果 −プ、応力緩和等々)	速度依存性: 物性は、 時間に対して一定 物質粘性による反応	非可逆 ひずみ速度 (dɛ ^{ir/} dt)	例、短期間で の空気乾燥砂

排水三軸圧縮試験における年代効果の非線形三要素モ デルによるシミュレイション(Isotach粘性を仮定)







Tatsuoka et al. (2008b) S&F

良く締固めたセメント混合礫(締固め時不飽和状態で排水 三軸圧縮試験(拘束圧20 kPa)



Tatsuoka et al. (2008b), S&F

載荷中の養生 ⇒ 一定ひずみ速度で単調載荷を再開 ⇒ 非常に硬い 挙動 ⇒ 交通荷重等の繰返し載荷に対して、ほぼ弾性的で硬い挙動 ⇒ 高速道路、新幹線等でも、セメント改良土盛土で問題が生じない



セメント改良土の橋台は、交通荷重 に対して弾性変形しか生じない	率, E (GPa
⇒弾性変形特性が設計で必要な変 形特性パラメータ	するヤング፤
弾性変形をする時のヤング率は、コ ンクリートのヤング率の1/2近くまで	変形に対

大きくなる ⇒セメント改良土は、許容変形

が小さい構造物の支持地盤 や本体として活用できる



(Ezaoui et al. 2011, Seoul)

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート
④年代効果・ 粘性による クリープ変形 とその影響	 ・第三紀・洪積世・沖積世などの地 質学的年代効果を考慮 ・軟弱粘性土地盤での二次圧密な どクリープ変形 ・長期持続載荷による降伏曲面の 拡大⇒載荷開始後の小ひずみレ ベルでの線形弾性化(実務では、 考慮しない場合が多い) 	 ・コンクリートよりも 長期養生の影響大 ・長期の養生とク リープ変形による 降伏曲面の拡大⇒ 小ひずみでの明確 な線形弾性化 	 ・養生の影響 ・プレストレス 等の不静定 カに対するク リープ変形の 影響
 セメント固化土 ⇒長期持続載 い、小ひずみ ⇒作用荷重に ■セメント固化 ・強度・剛性 応力・ひずみ ⇒コンクリート 	では、 荷によるクリープ変形とセメンテー すでの応力~ひずみ関係は線形弾 対して弾性的な挙動しか示さないな 体では、コンクリートよりも に対する長期材令の影響は大。そ 関係の非線形が強い(ひずみの増 の場合よりも、線形弾性化の工学的	ションによる降伏曲 性化 場合が多い の一方で、初期載荷 創加による剛性の低 的な意義が大きい	面の拡大に伴 に対しては、 下率が大きい)

事例研究

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

ジオシンセティックス補強土橋台、一体橋梁におけるセメ ント固化土のアプローチブロック

橘湾のセメント混合軟弱粘性土の盛り立て工事

破砕コンクリートとそのセメント固化体

盛土

セメント固化土の変形・強度特性

- ■セメント混合土がせん断応力を受けている状態で養生されると、 大きな降伏曲面*が発達する(*その内部で応力が変化しても、 弾性的な変形しか生じない応力領域の境界)。
- ⇒軟弱粘土でも、セメント改良すると、変形の少ない安定な高い盛 土を建設できる。
- ■しかし、セメント混合によって軟弱粘性土は弱くなる場合がある ことに注意



徳島県橘湾におけるセメント混合した浚渫軟弱海底粘土 を用いた高盛土の建設























セメント改良粘土の試験法(応力経路):

Test a: 等方圧密後、一定の拘束圧で排水三軸圧縮試験 定で圧縮) [いずれの載荷でも、軸ひずみ速度は一定]



102 2018 第1回 MIDAS 建設分野 技術講座

169

Test b: 1) $K = \sigma'_{h} / \sigma'_{y} = 0.5$ で連続異方圧密: 2) K= 0.5で異方圧密⇒異方応 カ状態で7日間養生⇒載荷再開(拘束圧一定で排水三軸圧縮試験、偏差応カー 応力点Aで7日間排水クリープ した試料のピーク応力点 * 一定ひずみ速度 ~異方圧縮(K=0.5) 等方圧密供試体の ピーク応力状態 降伏曲線 (タイプ2) q一定載荷 降伏曲線 (タイプ3) 三軸圧縮における降伏点 降伏曲線 (タイプ 1)

600

平均有効主応力, p'(kPa)

800

1000

170



セメント改良粘性土の異方応力状態で7日間養生した場合の降伏特性:





セメント改良粘性土の異方応力状態で7日間養生した場合の降伏特性:



セメント改良粘性土の異方応力状態で7日間養生した場合の降伏特性:



盛土工事を再現しようとした三軸圧縮試験

173

一定のひずみ速度では高い剛性を示す応力範囲でも、荷重保持を するとクリープ変形が生じる。



175

176



室内実験と原位置測定結果の比較: 影響が非常に大きく、現場のひずみを著しく過大評価



- 1. 外部変位計はひずみ過大評価
- 2. 連続載荷では、ひずみを過大評価

3. a→b→cでの変形は、原位置での盛土変形と良く対応



軸圧縮試験: Bedding errorのためのひずみの過大評価と急速 載荷によるひずみ過小評価が打ち消しあっている。現場のひ ずみをやや過大評価。

標準圧密試験:供試体の厚さが2cmであるためBedding errorの 177





179

未改良軟弱粘性土のピーク強度は、圧密有効応力に比例 セメント改良軟弱粘性土は、圧密有効応力が増加しても強くならない



未改良軟弱粘性土のピーク強度は、圧密有効応力に比例 ⇒Aのように仮定すると、危険側 1200



圧密応力が増加しても、比例的に強くはならない



セメント改良軟弱粘性土は、圧密有効応力が増加しても強くならない

セメント改良すると、高い拘束圧まで大きな間隙比が維持されるため、

セメント固化土の変形・強度特性

未改良軟弱粘性土のピーク強度は、圧密有効応力に比例 セメント改良軟弱粘性土の強度は、圧密有効応力が非常に大きく なり、圧密時の体積収縮が生じるようになると、増加し始める



セメント固化土の変形・強度特性

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学でのコンクリート
 1)拘束圧 の影響 	有効応力の原理に従う ⇒拘束圧の影響は重要	 ・ピーク強度:影響小 と影響大の場合がある 	通常、真の粘着力成分は 摩擦成分よりも遥かに大
	⇒原位置有効応力状態 で圧密した供試体の	 ・残留強度: 拘束圧の 影響は常に大 	⇒有効拘束圧の影響は無 視して、基本的室内材
	排水・非排水三軸試 験等は有意義	⇒CD·CU三軸試験の 意義は大きい	料強度試験は一軸圧縮 試験

・ピーク強度

-	セメント混合軟弱粘性土:	
(①拘束圧が低く圧密変形が小さい場合は、拘束圧の影響は小	
	セメント混合率が低いと、拘束圧が高くなると未改良土よりも弱くなる場合がある	
(②高い拘束圧で著しい圧密変形が生じた場合は、圧密拘束圧の影響は大	
• Ē	良配合礫質土: 土粒子乾燥密度が大、セメント重量混合率が2-4%程度で小さいと、	
	ピーク強度に対する拘束圧の影響は大きい	
排	水状態でのピーク強度から残留強度への軟化率	
•	-軸圧縮試験では軟化率=1.0(非常に脆性的)	
·拊	句束圧が低いほど軟化率は大、地盤内で拘束圧大では軟化率は低下(延性的)	

・軟化率大(脆性的) ⇒ 地盤破壊の進行性大

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート
 ④年代効果・ 粘性による クリープ変形 とその影響 	 ・第三紀・洪積世・沖積世などの地 質学的年代効果を考慮 ・軟弱粘性土地盤での二次圧密な どクリープ変形 ・長期持続載荷による降伏曲面の 拡大⇒載荷開始後の小ひずみレ ベルでの線形弾性化(実務では、 考慮しない場合が多い) 	 ・コンクリートよりも 長期養生の影響大 ・長期の養生とク リープ変形による 降伏曲面の拡大⇒ 小ひずみでの明確 な線形弾性化 	 ・養生の影響 ・プレストレス 等の不静定 カに対するク リープ変形の 影響
セメント固化土 ⇒長期持続載 い、小ひずみ	: <mark>では、</mark> 荷によるクリープ変形とセメンテー ♪での応力~ひずみ関係は線形弾	ションによる降伏曲〕 性化	面の拡大に伴

⇒作用荷重に対して弾性的な挙動しか示さない場合が多い ■セメント固化体では、コンクリートよりも

・強度・剛性に対する長期材令の影響は大。その一方で、初期載荷に対しては、 応力・ひずみ関係の非線形が強い(ひずみの増加による剛性の低下率が大きい)

⇒コンクリートの場合よりも、線形弾性化の工学的な意義が大きい

事例研究

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

ジオシンセティックス補強土橋台、一体橋梁におけるセメ ント固化土のアプローチブロック

橘湾のセメント混合軟弱粘性土の盛り立て工事

破砕コンクリートとそのセメント固化体





破砕コンクリートの骨材周りのモルタル除去率と圧縮強度 の関係の模式図







高圧になっても、破壊包絡 線が大きく曲がることはない ⇒高い拘束圧でも、信頼で きる盛土材



破砕コンクリートの例



モールクーロン破壊規準パラメータ			
ピーク	2強度	残留	強度
^ф реак	c _{peal} (kPa)	[¢] res	c _{res} (kPa)
630	39	520	16.6



破砕コンクリート(REPA)は通常の粒度調整砕石(剪頭千葉礫A)よりも 締固め後の乾燥密度は小さい。 しかし、良く締め固めると、強くなる!

破砕コンクリート(REPA)は通常の粒度調整砕石(剪頭千葉礫A)よりも 締固め後の乾燥密度は小さい。しかし、良く締め固めると、強くなる!

















良く締固めれば、原骨材よりも破砕コンクリートの方が強い 原コンクリートの一軸圧縮試験の影響は小さい







http://jp.midasuser.com/geotech | 117

破砕コンクリートの粒子間接点の模式図

まとめ-1:

セメント固化土の変形・強度特性は、 土質材料とコンクリートの特性を併せ持つ

	地盤工学での 土質材料	地盤改良による セメント固化土	構造工学での コンクリート
①拘束圧の影響	重要⇒CD·CU三軸試験の 意義は大きい	ピーク強度 :乾燥密度大、 セメント量小ほど影響大 残留強度:常に影響大	無視⇒一軸圧 縮試験で十分
②排水条件の影 響	飽和土では影響大	飽和状態での残留強度に対 しては、非常に大	無視
③応力~ひずみ関係の非線形性	強い非線形(実務では線 形仮定もある)	比較的線形、設計で弾性特 性は重要(しかし、正確な測 定は重要)	高い線形性、 設計で弾性特 性は重要
 ④年代効果・粘 性によるクリー プ変形とその 影響 	 ・地質学的年代効果 ・二次圧密等クリープ変形 ・長期クリープ後の小ひず みでの線形化(実務では、 考慮しない場合が多い) 	 ・コンクリートよりも長期養生の影響大 ・長期の養生とクリープ変形による降伏曲面の拡大⇒ 小ひずみでの線形弾性化 	 ・養生の影響 ・不静定力に 対するクリー プの影響
⑤締固めの効果	非常に大きい	非常に大きい	考慮しない

まとめ - 2:

堆積軟岩は、明石海峡大橋とレインボーブリッジの支持地盤である。 堆積軟岩の強度・剛性と同等あるいはそれを超える値を持つセメント 固化体は、深層混合工法などセメント混合工法で実現できる。

重要な永久構造物の基礎地盤・本体に活用範囲を広げるためには、 セメント固化体の強度・剛性を過度に過小評価せず、できだけ正確に 評価する必要がある。

実務では、前述5項目を全面的に考慮できない場合が多いが、設計 が高度になるほど、これらの項目を適切に考慮する必要性が高くなる。

2018 The 2nd **TECHNICAL SEMINAR**

橋梁の設計・施工に最適化した新しい CIMツール 及び midas Civil 紹介 株式会社マイダスアイティジャパン



MIDAS CONSTRUCTION



midas CIM 紹介 橋梁の設計・施工に最適化した新しいCIMツール

及び midas Civil 紹介 土木分野の汎用構造解析ソリューション



Civil Specialized Modeling





http://jp.midasuser.com/geotech | 121









http://jp.midasuser.com/geotech | 123





鉄筋モデリング	PC部材モデリング
 部材断面を基準に配筋情報を定義 部材単位以外に独立的な鉄筋作成とグループ化機能 部材形状の変更時に、配筋情報を自動更新 配筋形状ライブラリをサポート 	 平面ベースのPC鋼材配置 部材形状の変更時に、PC座標の自動更新 定着ロライブラリをサポート 鉄筋との干渉検討
time	ak



施工段階設定とGantt Chart
■ 工程グループ別の施工段階設定
■ 時間属性定義
■ 施工段階のシミュレーション

株式会社マイダスアイティジャパン 金 炅奐





図面作成領域の定義	図面編集モード	図面のリビジョン	使用者図面テンプレート
■凶岨を作成する切町山位直の正義		- モテル変更に伴う凶困の日勤更新	
 田田の切断面も定義可能 		 図面変更に伴う寸法線の更新 エールー・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	■ 使用者スタイルの図面定義
■ 凶面情報管理	 鉄筋材料表の目動生成 	■変更位置のリビジョンマーク表示	
- 作成とリビジョン管理	■ 2次元CAD機能の提供		







	解析要素の自動生成
解析モード:自動	主成された要素を確認し、荷重/境界を編集
部材別に設定され7	た解析要素タイプに応じて構造要素を生成
荷重/境界部材の解	析条件を自動置換
- 防護壁の自重条値	牛を梁要素荷重に置換
PC鋼材:CivilのPC	プロファイルに置換
配筋:Civilの配筋忄	青報に置換



126 2018 第 2 回 MIDAS 建設分野 技術講座









http://jp.midasuser.com/geotech | 129

	橋長	102 m
	場所	Michoacán, Mexico
	適用解析	応答スペクトル解析 固有値解析 移動荷重解析
		14 M
	橋長	189 m
	場所	HaNoi, Vietnam
		,



■多彩な表示方法

 ・ 合成桁橋の床板を透明表示→隠れた内部の部材形状を簡単に確認







http://jp.midasuser.com/geotech | 131



- 構造ウィザード 架設工法
- 張出工法ウィザード 1st Step: Model Tab, Type 1 & 2





- 64ビット対応のプリポスト & ソルバー (GPUソルバー対応)
- 使用できるメモリの制限がない。
- → 大規模モデルの解析や結果データ量の大きい動的解析で有効

テスト解析 1		
要素	56,634	_
解析タイプ	静的解析	
システム	計算時間	-
Civil 32-bit	2641.57 秒	1.7倍
Civil 64-bit	1590.49 秒	♥ 速度向_

テスト解析 2		
要素	116,586	
節点	158,256	
解析タイプ	材料非線形解析	
システム	計算時間	_
Civil 32-bit	Out of Memory	
Civil 64-bit	13663.80 秒	● 乃午们「□」月ピ





Civil Pringential Solution System In History and Coll Employerby EASY SEISMIC POFING DESIGN midas Civil PINALYSIS RESULT PRACTICAL SMART





- レポートの自動生成機能
 - 水和熱解析レポートの作成例







□ <u>midas Civil 耐震設計機</u> ^{部材M-φ機能} 強化	<u>後能</u> 専用性・損 向上
 □ <u>多様な橋脚タイプ追加</u> ・ SC(REED工法) 部材 ・ NEXCO対応 - RC橋脚の塑性ヒンジ部 - 鋼管・コンクリート複合部材 	 Civil 耐震設計 耐震設計専用のリ モデル作成から結 作業全般のメニュ 耐震設計専用の結
 <u>RC橋脚の耐震補強対応</u> RC巻立て補強 鋼板巻立て 繊維巻立て 由げ補強/せん断補強/じん性補強 	□ <u>耐震設計専用</u> ・ 静的増分解析/動的
 ■ <u>その他便宜機能</u> ・ せん断補強筋断面積の直接入力 ・ 限界状態ひずみの評価位置指定 	







2018 The 2nd **MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL SEMINAR**

日本最北の工学部から一北海道東部のインフラを 守るための構造解析 北見工業大学 准教授 宮森 保紀 先生

138 2018 第 2 回 MIDAS 建設分野 技術講座


北見工業大学 准教授 宮森 保紀 先生





本日の内容 ・ 自己紹介と研究室の紹介 ・ PC鉄道橋の固有振動特性の季節変動測 定とFEM解析(Midas civil) ・橋台の支持地盤の洗堀を想定した非線 形静的構造解析(Midas FEA)

-**W**









http://jp.midasuser.com/geotech | 143







テーマ1 PC鉄道橋の固有振動特性の季節変動 測定とFEM解析(Midas civil)

Study on Dynamic Characteristic Variations of a Ballasted Railway Bridge

Kitami Institute of Technology Kitami Institute of Technology Oriental Consultants Co. Ltd. Kitami Institute of Technology Kitami Institute of Technology

SHMII-8 Conference 'Structural Health Monitoring in Real-world Application' at Queensland University of Technology, Brisbane, Australia, 5-8 December 2017 にて発表

• Zhang Youqi Miyamori Yasunori Kadota Takanori Shirakawa Yuta Takehiko Saito

Research Background

- Understanding the environmental effect on the structural dynamic parameters are very necessary for structural health monitoring technology.
- □ The ballasts are widely used in the old railway bridges. But the dynamic characteristics of the ballasted bridges are not clear.

異常や損傷が無くても、低温環境下で変わる構造物の 動的特性を理解して、将来のヘルスモニタリング技術 への展開に役立てる。





Equipment and Time Table



北見工業大学 准教授 宮森 保紀 先生

Experimental Introduction









Experimental Results: Mode 2





Assumption Great attention was paid to the ballasts. Three typical ballast states 2015.11.6 2016.2.11 Dry Frozen

Support Condition Inspection

TFreezing may cause partial fixity of the supports which could lead to the increase of natural frequencies. **However**, the supports of the bridge are not frozen.

支持条件は冬季の凍結によって変わり得るが本橋で は視認できるような凍結はない。



2016.2.11



2016.11.29





2016.11.29 Wet





М	aterial Pr	operties	
	Elasticity modulus (kN/m²)	Density (kN/mm ³)	Poisson ratio
Girder concrete	3.4×10 ⁷	25	0.1667
Crossbeam Concrete	2.6×10 ⁷	24.5	0.1667
Pavement Concrete	2.6×10 ⁷	24.5	0.1667
Ballast	1.6×10 ⁷	20	0.25
Frozen Walkway Concrete	3.0×10 ⁷	24.5	0.1667
Frozen Ballast	3.0×10 ⁷	20	0.25



Analytical Natural Frequencies

Mode	Mode Shape	Experiment 2015.11.6	FEM	Error Rate	Winter Experiment 2016.2.11	FEM	Error Rate
1 (1B)		4.1	4.1	0.0%	4.4	4.4	0.0%
2 (1T)		7.2	7.2	0.0%	7.8	7.8	0.0%
3 (2T)		11.7	14.4	23.1%	13.1	15.4	17.6%
4 (2B)	5	14.7	14.1	-4.1%	15.4	15.0	-2.6%

Conclusion

- the effect could not be ignored.
- The significant seasonal variation of natural frequencies ballasts can increase the structure stiffness.
 - 構造物の固有振動特性は季節により明らかに変動する。 本橋ではバラストの凍結が最も大きな影響を与えていた。

Thank you for listening!



Mode 4

Error rate :

$$e = \frac{f_a - f_e}{f_e}$$

f_a: analytical natural frequency

f_a: experimental natural frequency

The frozen ballast effect on natural frequencies could be proved.

Seasonal effect on the natural frequencies of the ballasted railway bridge were very obvious. For vibration-based SHM,

was proved to be caused by the frozen ballasts. Frozen



解析条件とモデル化



テーマ2 橋台の支持地盤の洗堀を想定した 非線形静的構造解析(Midas FEA)

地震防災工学研究室	宮森保紀
	鎌田啓市
	高橋大樹
河川防災システム研究室	渡邊康玄
凍土·土質研究室	川口貴之
	川尻峻ヨ
維持管理工学研究室	三上修一

研究背景

2016年(平成28年)8月17日~23日 台風7号・9号・11号が北海道上陸,8月 30日には台風10号が接近

⇒河川の流量増加により橋梁が多数被災 被害箇所:114橋 落橋:26橋,橋台被害(背面土流出、小規模洗掘等):50橋 橋脚洗掘:6,流木堆積:8橋,主塔流出:1橋,不明23橋 喬台の傾斜・転倒:9橋 (直接基礎の橋台) 出水時に橋台が水衝部となり 橋台フーチング下面が洗堀を受けた ウィングがピアアバット橋台のような 側壁のないタイプの橋台において比較 的大きな被害 带広市·明星橋(岩内川)

有限要素法を用いた非線形静的解析によって被災状況を再現

<mark>※鎌田啓市, 宮森保紀, 渡邊康玄, 川口貴之, 川尻峻三, 三上修一: 2016年北海道豪雨による橋梁の被災状況と被災メカニズムの基礎的検討, 土木学会第72回 軍次学術講演会講演概要集, CS6-004, 2017.</mark>

床版も同様にソリッド要素で表現(σ_{ck} =24N/mm²) 主桁や床版の損傷は考慮していないため、材料モデルは線形

桁の支間中央側端部:橋軸方向,橋軸直角方向を拘束

り設定	N值/15	
03×10 ³	3.05×10 ³	
84×10 ³	1.27×10 ³	

※社団法人日本道路協会:道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)・同解説,社団法人日本道路協会,pp276-280,pp283-287,2012.

http://jp.midasuser.com/geotech | 157



・いずれのN値においても洗掘が進行すると

ご清聴ありがとうございました

2018 The 2nd MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL SEMINAR

斜めケーブル形式橋梁のケーブル安全率の解析的考察、 耐風工学の観点から見た近年の新形式長大橋技術 横浜国立大学教授 勝地 弘 先生





2018年4月10日

横浜国立大学 都市イノベーション研究院 教授 勝地 弘

YOKOHAMA National University

1.斜めケーブル形式橋梁のケー ブル安全率の解析的考察 2.耐風工学の観点から見た近年 の新形式長大橋技術 (1) 4径間吊橋 (2) 斜張吊橋 (3) 二箱桁吊橋





🛃 1. 背景(1. 斜めケーブル形式橋梁のケーブル安全率の解析的考察)

□日本の橋梁設計において、

斜張橋ケーブルの安全率は2.5、 エクストラドーズド橋の外ケーブルは1.67が用いられている。





斜張橋

エクストラドーズド橋(日本橋梁建設協会)

- □ 同じ斜めケーブル形式橋梁でケーブル安全率が異なるが、 橋梁の安全性に違いはあるのか?
- □ケーブル腐食(断面減少)、破断、疲労に対して、どの程度の 安全性(信頼性)が確保されているか?

YOKOHAMA National University

- 2. 研究の内容
 - 1. 斜張橋、エクストラドーズド橋の構造モデルを作成し、 ケーブル安全率のパラメトリックスタディを実施する。
 - 2. ケーブル安全率を変化させた場合の構造安全性(疲労 限界、終局限界)を分析する。
 - 3. ケーブル腐食(断面減少)、破断とケーブル安全率との 関係を分析する。
 - 4. ケーブル安全率と構造安全性を信頼性解析によって 分析する。

YOKOHAMA National University

3. 分析方法



YOKOHAMA National University



諸元					
廿母	SM490Y	JIS-Civil			
竹貝	(Beams)	(Cables)			
引張強度 σ _{υτs} (MPa)	490	1,860			
降伏応力度 σ _y (MPa)	355	1,570			
許容応力度 σ _a (MPa)	210	744			
弾性係数 (GPa)	200	195			
ポアソン比	0.3	0.3			
単位体積重量 (KN/m ³)	77	77			



】4. 斜張橋の構造モデル "Unknown Load Factor" function in MIDAS STEP 1. Modeling of a cable-STEP 2. Generate the dead load case for the girde STEP 3. Enter the dead load and up STEP 4. Combine the dead load case STEP 5. Calculate unknown load factors up STEP 6. Compensate the initial pretensio STEP 7. Review the analysis results and obta

YOKOHAMA National University

YOKOHAMA National University





5. 1910

File: Stepi Stat-USIT: kB m VIEW DISECTION

1.000

T:-1.010 Z: 0.000

-stayed bridge	
er and unit load cases for the cable	8
nit pretension loads	
and the unit load cases	
sing 'Unknown Load Factor'	
n using 'Cable Force Tuning'	
ain the final initial pretension	



YOKOHAMA National University

24. 斜張橋の構造モデル

ケーブル張力のtuning







YOKOHAMA National University

🔄 4.2 (斜張橋)終局限界状態における安全性



DCR:







YOKOHAMA National University

34.3 (斜張橋)疲労限界状態の安全性



YOKOHAMA National University



YOKOHAMA National University



MIDAE/Civil BOST-DEGESSES INFLU. LINS TENS ./ COME. 1.199214-00 1.100214-001 1.200214-001 1.200214-001 1.20124-002 1.20124-002 0.20124-002 1.20124-002 1.20124-002 1.20124-002 1.20124-002 COOCC#+00 #5854a+08 2.11903e-013 5.17553e-013 . 69182e-013 T.14191e-010 J.59981e-012 NEY ELEN. = 1 FARIE L-hods Lana 1 HIN - Hone HIN - Hone FILE: Step1 Stat-UFIT: AN DATE: 07/11/2017 VIDI-DERSTIZON 23 2: 0.000



YOKOHAMA National University

4. エクストラドーズド橋の構造モデル



		1			• 1m
諸元				العا	1.75m
材質	JIS-Civil (Cables)			Lane4	3.5m
引張強度 σ _{υτs} (MPa)	2,000	Σm		Lane3	3.5m
降伏応力度 σ _v (MPa)	1,700	1.7			• 2.25m
許容応力度 σ _a (MPa)	1,200	2	4, 5 -m	Lane2	3.5m
弾性係数 (GPa)	200			lana1	•
ポアソン比	0.3			Lanei	5.5III
単位体積重量 KN/m ³	77	\downarrow			1.75m



YOKOHAMA National University





現行の安全率1.67でも十分な安全性を有する。



6.1 信頼性解析による斜張橋C1ケーブルの安全性評価

YOKOHAMA National University

• Limit State function is Random Standard cov **Distribution** mean Reference defined Variables Deviation g(x) = Z = R - S = 0151.8 0.100 Nowak et al. (2000) DL+PS Normal 1518 Random variables are LL+IM 655 131 0.200 Nowak et al. (2000) Normal introduced Ult. Tensile 1860 27.9 0.015 Nowak et al. (2008) Normal Monte Carlo Strength Simulation is applied 1570 47.1 0.030 Nowak et al. (2008) Normal Yield Strength



YOKOHAMA National University



YOKOHAMA National University



Reliability Analysis Results	Safety Factor
	1.57
Exceeding Allowable	1.67
limit, g(x)	1.77
	1.87

YOKOHAMA National University

2 7. 結論

- る。
- 2. エクストラドーズド橋においては、現行のケーブル安全率
- 3. 斜張橋、エクストラドーズド橋ともに、疲労限界状態よりも 終局限界状態のほうがより厳しい。
- 4. 信頼性解析の結果、斜張橋、エクストラドーズド橋のケー ブル安全率2.3、1.67は、信頼性指標 β=4に相当する。

1. 斜張橋においては、現行のケーブル安全率2.5を含めて2.3 程度までなら、終局限界状態、疲労限界状態ともに満足す

1.67で、終局限界状態、疲労限界状態ともに満足する。

2.耐風工学の観点から見た 近年の新形式長大橋技術



目次

- 1. Introduction
- 2. 4径間吊橋
- 3. 斜張吊橋
- 4. 二箱桁吊橋
- 5. オープングレーチング床版吊橋

YOKOHAMA National University

🗾 吊橋の支間長ランキング		(1998年時点)			
Rank	Name	Max span (m)	Country	Completion	
1	Akashi-Kaikyo	1,991	Japan	1998	
2	Great Belt East	1,624	Denmark	1998	
3	Humber	1,410	UK	1981	
4	Tsing Ma	1,377	China	1997	
5	Verrazano-Narrows	1,298	USA	1964	
6	Golden Gate	1,280	USA	1937	
7	Höga Kusten	1,210	Sweden	1997	
8	Mackinac	1,158	USA	1957	
9	Minami Bisan-seto	1,100	Japan	1988	
10	2 nd Bosphorus	1,090	Turkey	1988	

YOKOHAMA National University

📄 吊橋の支間長ランキング		(2016年12月	現在)	
Rank	Name	Max span (m)	Country	Completion
1	Akashi-Kaikyo	1,991	Japan	1998
2	Yang Si Gang	1,700	China	2019 (UC)
3	Nizhoushuidao span of Hume n 2nd	1,688	China	2018 (UC)
4	Zhoushan Xihoumen	1,650	China	2009
5	Great Belt East	1,624	Denmark	1998
6	Osmangazi (Izmit Bay)	1,550	Turkey	2016
7	Yi Sun-Sin	1,545	Korea	2013
8	Runyang Yangtze River High way	1,490	China	2005
9	Dongtinghu 2nd	1,480	China	2017 (UC)
10	Nanjing No.4 Yangtze River	1,418	China	2012











2 (1) 4径間吊橋

• 4(多)径間吊橋は、長大架橋の実現方策の1つである。



来島海峡第一、第二、第三大橋

4-span suspension bridge was in vestigated for Kurushima Kaikyo Bridges in Japan.

・ 4径間吊橋においては、中央塔の設計に工夫を要する(桁た 耐風安定性の確保が困難になる。

豊予海峡吊橋完成イメージ

Multiple-span suspension bridge is planned for Hoyo Strait Crossing.

わみ、ケーブル滑動)ほか、相対的に剛性が低下するために

🔄 (1) 4径間吊橋

• 2012年には、中国に"Taizhou Bridge" (2 x 1,080m)が 完成し、近代長大4径間吊橋となった。





- ドイツ人技術者 Franz Dischinger によって提案。
- ジブラルタル海峡横断橋にも提案された。



(After Man-Chung Tang, IABSE Symposium, Weimar 2007)



(sag ratio = 0.1 & side-span ratio = 0.5)

180 | 2018 第 2 回 MIDAS 建設分野 技術講座

YOKOHAMA National University

(2) 斜張吊橋

- ・ 海峡横断道路プロジェクトにおいて、中央支間長2,800mの斜張 吊橋案の耐風安定性が全橋模型風洞実験によって検討された。
- ・ 中央径間は二箱桁、側径間は一箱桁構造のSpindle構造が提案 された。
- 高い耐風安定性が確認されたが、ケーブルの架設法や必ずしも 経済性に優れるわけではないことなどが指摘。



```
(2) 斜張吊橋
```

YOKOHAMA National University

- ・ 斜張吊橋 (吊橋と斜張橋の複合構造) は、耐風安定性を

確保しつつ、超長大吊橋の実現策の1つである。



(2) 斜張吊橋

• 2016年8月にトルコ、ボスポラス海峡に世界初となる近代 斜張吊橋 Yavuz Sultan Selim Bridge (3rd Bosporus Bridge) (L_c = 1,408m)が完成。



(After Presidency of the Republic of Turley)



Hiroshi Katsuchi, Hitoshi Yamada and Junya Imai, Structural Configuration of Cable-stayed Suspension Bridge from Aerodynamic Stability Point of View, Report of IABSE Congress, Stockholm, pp.158-165, 2016.9.



斜張吊橋に対する パラメトリックスタディ

- 中央支間長2,500mの斜張吊橋を対象に
 - 1) 斜張橋区間
 - 2) 低塔
 - 3) ケーブル安全率

の影響を構造効率性、耐風安定性の観点から解析的に検討



YOKOHAMA National University

YOKOHAMA National University





(2) 斜張吊橋





- 平板非定常空気力、50モードを使ったモード法によるフラッター解析を実施
- フラッター限界風速は、ねじれ対称1次振動数に比例 •
- 斜張橋区間720mの斜張吊橋のフラッター限界風速58.8m/sと最も高かった •

YOKOHAMA National University

* 塔高さを同支間長の吊橋の

主塔高さと同じに設定



YOKOHAMA National University

- (2) 斜張吊橋
- れ振動数が上昇、その結果、フラッター限界風速が上昇
- フラッター限界風速は、斜張ケーブルよりも吊橋ケーブルの 安全率に大きく影響を受ける



固有振動数

YOKOHAMA National University

(2) 斜張吊橋 まとめ

- 中央支間長2.500mの斜張吊橋の構造の最適化を空力安定 性の観点から調査した。
- 斜張橋区間(L_c = 720m)の斜張吊橋が最も高いフラッター 必要。
- 低塔(同支間長の吊橋の塔高と同じ)の斜張吊橋とケーブル 界風速を達成。

100.000

Steel weight (tf)

200,000





限界風速を示した。ただし、同時により大きな鋼重と塔高が

安全率の低減(吊橋ケーブル1.8、斜張ケーブル2.2)によっ て、同支間長の吊橋と同程度の鋼重と1.7倍のフラッター限

- (3) 二箱桁吊橋
- 二箱桁吊橋は、耐風安定性の確保から長大吊橋にしばしば 適用される。





Zhoushan Xihoumen Bridge (1,650m, 2009), China

YOKOHAMA National University

(3) 二箱桁吊橋



風洞実験

- 開口幅が耐風安定性を決めるパラメータ
- 開口部のセンターバリヤ or 鉛直板が耐風安定性の向上に用いら れる







Yi Sun Shin Bridge

(1,545m, 2012), Korea



YOKOHAMA National University

🔄 (4) オープングレーチング床版吊橋

- オープングレーチングは、長大吊橋の耐風安定性向上 のためにしばしば使われる。
- オープングレーチング床版が、 海峡横断道路プロジェクトで 検討された。



Mackinac Bridge

風洞実験によって高いフラッター安定性が証 明、ただし、大振幅のねじれ渦励振が発現。 さらに、タイヤのスリップ、通行騒音が問題視 された。

YOKOHAMA National University

今後、注目の長大吊橋





• L = 1,000m + 2,023m + 1,000m ・ 韓国企業が落札、2023年の完成を目指して工事中



186 2018 第 2 回 MIDAS 建設分野 技術講座





http://jp.midasuser.com/geotech | 187

今後、注目の長大吊橋

メッシナ海峡横断橋(3,300m)、イタリア (現在、建設中断)





2018 The 3rd **TECHNICAL SEMINAR**

GTS NX 3次元モデリング及び解析事例紹介 株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹



MIDAS CONSTRUCTION





0 2018 The 3rd MIDAS Construction Seminar

Session.1



http://jp.midasuser.com/geotech | 191

株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹







メッシュ生成に並列処理を適用 旧製品 (2007年) 326.5 sec Completed 100% 58.4 sec (2 solids failed) 21.7 sec completed 100% 9.1 sec (Completed 100%) 短縮

最先端Pre-Post 10

株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹









旧製品 (2007年) 200 sec 5 sec (Completed 100%) 旧製品 89 sec Less than 1 sec (Completed 100%) 13





198 / 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座

2018 MIDAS The 3rd CONSTRUCTION SEMINAR

GTS

便利な機能



2018 MIDAS THE 3rd CONSTRUCTION SEMINAR

メッシュモデリング - 埋め込み要素



[梁要素の座標系と結果項目]



[母体要素内の埋め込み梁]











株式会社マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹























変位コンター(フライトシミュレーション) 29

GTS NX 3次元モデリング及び解析事例紹介



2018 The 3rd MIDAS CONSTRUCTION **TECHNICAL SEMINAR**

トンネル工学における数値解析用物性値に決定と MIDASの利用例について 琉球大学 工学部 藍檀 オメル 教授





琉球大学工学部 社会基盤デザインコース 琉球大学 島嶼防災研究センター

トンネルの不安定性問題とその要因

軟岩地山の力学物性値の評価

膨潤性地山の膨潤性とその力学特性の評価

不連続性岩盤を含む岩盤に対するRMQR岩盤分類法による物 性値評価

MIDASの利用例について

膨潤性地山にトンネルのモデル化と解析例

トンネルのおける地圧の評価

トンネル工学における数値解析用物性値に決定 と

MIDASの利用例について

藍檀 オメル

内容

トンネルの不安定性問題とその破壊様式



ding (Hill & Be

SQUEEZINGトンネルの変形挙動



山はねを起こす地山におけるトンネルの変形挙動





軟岩地山のカ学物性値の評価

210 12018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座

http://jp.midasuser.com/geotech | 211
Prost Na: A 1		hars at (1+244 Takan	調了	<u>ن</u>	票	a Ki	50,21	1(7); 23 -:	76,1980				
Global Decail	s of Tunnel				Deta	La of squ 大現泉の	eezia 17 Hi	6				Station No.	WEST SE	CTINA 35	K348-	
Tanel Name > 7 + 10	NA BETACHI YAMA	G	eomeli Hei	nicul da ≇r9 <i>7</i>			Ptopacties 力学、物理的定数			Sepport & Excention Method 支保と項前法						
Leagth As m	9117	Crown S	Crown Settlement mm 天塔江下 Iorizontal convergence コンパージャンス mm		100	0 180 18	68 68		Ni st Ma	Mishijama form. Marditare		Rockholu	L (m)	3,	4,5	
Cross Section Mice	CIRCULAR	Homaouta 2 //-			1001	0 86.0	Swelling minerals 影通性虹明名と量		Montmerillenite 11~12%		0-7\$~+>	Pa (MPa)	1) 4	00		
Maximum Qverberden 最大土限り (m)	230	Seepige 37KE	ocity			- Je		(M(Pa)	2	.31~3	. 82_	Shoicreia 次け付け	t (mm) Tue (MP)	120-	170	
Global 全体的	Geology 地質	ANIE Overbaro	m/day ian		47.)			(MPa)				コンクリト	P ₁₁₄ (kPa) 41 (m)	Q	ž.	
MISHIYAMA FOR TERRHAYU	MATEON . Mud choice	土斑り Squeezed Jeneth 47	m (m)		2 + 8 _			(*)				Steel abs 支保調	A., (cm ³) <i>σ₁</i> , (MP)	1) 40	0 0	
Tuff-sands	tone, folded	Cion	Crass sectio		section geometry 新面形状		E		(MPa)	7	760		Concrete	t (mm)		
Anticline K	Synchine axis	uei 新面寸步	m²	45.36		7	7 (kN/m	(kN/m ³)	- 2	20.5			Put (EPs	<u>,</u>		
W2-34		height	3		7.6	*,		(km/1)		0.9~1.	3	Excercise	$ \cap $		RA	
		<u>D</u> .		Crow	7.6			(74) (75)		21.0		method MRE			Bench Exc	
	· · · · ·	ι = ¹ 5 ×	100-	flot.		• * 	'n	(,,)		0.67	7		Tell face	Beach Excavation	vità Side-vail drifts	
			<u>i i</u>		Geologi	c structu	.re 25	NHA	L			Sketch of squee	ring phenome	aon 変状のス	777	
SHOT CAETE H	COSTICUENTIAN	Cross sec 24000	tion		X	Ē	Ì.	\square]							
OFL. DEFORM TUNNEL	ATION OF THE	Plaa vie ¥õi		1111/	XIIN.											
		Side rie Mālī		X111 X111												



 σ_p



調査結果の評価



地山強度比:2以下;トンネル接線ひずみ1%以上







琉球大学 工学部 教授 藍檀 オメル 先生

針貫入指数と物性値の関係

特性	式	係数の値	係数の平均値
一軸圧縮強度(MPa)	$\sigma_c = B \cdot NPI$	B: 0.06 - 0.7	0.2
引っ張り強度(MPa)	$\sigma_t = C \cdot NPI$	C: 0.006 - 0.07	0.002
弹性係数(GPa)	$E_i = A \cdot NPI$	A: 0.015 - 0.12	0.005
粘着強(MPa)	$c = F \cdot NPI$	F:0.04	
度摩擦角(0)	$\varphi = B \cdot NPI^c$	B:13.375;c=0.25	

岩石の物性値の飽和度依存性 $\frac{NPI_w}{NPI_d} = \alpha_o - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{S}{S + \beta(100 - S)}$



針貫入試験



ISRM-SMで針貫入指数の定義

$$NPI = \frac{100}{\delta}$$
 $\delta \le 10$ mの場合) あるいは
 $NPI = \frac{F}{10}$ $F \le 100$ Nの場合)

針貫入試験結果



Aydan (2012)およびAydanら(2014)

$$300 \text{ J} \quad W = 100 \beta \left(\frac{1 - \frac{NPI_w}{NPI_f}}{\beta \left(1 - \frac{NPI_w}{NPI_f} \right) + \frac{NPI_w}{NPI_f}} \right)$$



弾性係数

不連続性岩盤を含む岩盤に対するRMQR岩盤分類法によ る物性値評価 岩<mark>盤の特性</mark> • 力学的特性 • 水理特性 RMOR 熱特性 Pare -• 拡散特性 地下構造物の補強システム 基礎の耐力 斜面設計

RMQR一岩盤クアリティー評価システムの主パラメータ

- Degradation Degree(DD):劣化度
- Discontinuity Set Number(DSN):不連続面群数
- Discontinuity Spacing (DS):不連続面の間隔
- Dicsontinuity ConditionDC):不連続面の状況
- Groundwater Condition (地下水の状況)

(1) Degradation Degree (DD):劣化度

劣化度は風化どあるいは科学的分離によるものである。

- 力学特性が低下する
- ·不連続面の間隔および粘土質充てん物状況に影響を与える

	₩ 利 肝 ▼				•••••	エンはい
Degradation degree (DD)	a.1 Fresh	a.2 Stained	a.3 Slight degradation	a.4 Moderate degradation	a.5 Heavy degradation	a.6 Decomposed
Rating (R_{DD})	15	12	9	6	3	1-0





GW seepage condition 地下水の浸透状況

SW absorption condition 地下水による吸水状況

-充てん物はシリカあるいは方解石の場合、岩盤の状況は改善される

(2)	Discont	inuity S	et Numb	per (DSN)	:不連続面	「群数
花崗岩のBa	atholite. ~	(a)		(b)		No.
● 侵食などに による不連 発生す	よる除荷 続面群が する fassive					破砕帯
Discontinuity	Nama (a)	One cet(b)				(f)
set number	(solid or	plus	Two sets (C)	Three sets (a)	Four sets	Crushed or

plus random

12

massive)

20

(DSN)

Rating (R_{DSN})

random

16

plus random

8

plus random

4

shattered

1-0

	基本	的に不連續	続面の間隔	(DS)を利用す	-3	
Discontinuity spacing (DS)	None or DS ≥ 24 m	$24 \ge DS \ge 6$ m	6 m>DS ≥ 1.2 m	$1.2 \text{ m} > DS \ge 0.3 \text{ m}$	0.3 >DS≥0.07 m	0.07 m > DS
or RQD		RQD=100		$100 > RQD \geq 75$	75 > RQD ≥ 35	35 > RQD
Rating (R_{DS})	20	16	12	8	4	1-0
d DS> 1 r	v (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	A A A A A A A A A A A A A A A A A A A	 () <li< td=""><td>二無関係</td><td>0(1-0.4exp(-S/10))(S/(1 0(1-0.4exp(-S/10))(S/(1 0) 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0</td><td>+2.5°S) R=9.2+2.Bin(S) =0.04-50 m) oposed 10¹ 10 cCING (S) (m) 0+100'(100.R0D)) Lower Bound 0 80 100</td></li<>	二無関係	0(1-0.4exp(-S/10))(S/(1 0(1-0.4exp(-S/10))(S/(1 0) 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	+2.5°S) R=9.2+2.Bin(S) =0.04-50 m) oposed 10 ¹ 10 cCING (S) (m) 0+100'(100.R0D)) Lower Bound 0 80 100

間口爐	あるいは分離幅	なし、ある いは密着 <0.1 mm	0.1- n	-0.25 m	0.2 n	5-0
滞点 (R _{(X/A}) ^a	6		5		4
充填物		te L	表变	前の 色の み	(i) <1	戰
評点 (R _{DCI})*	6	17	5	4	
III N	祖さの記述	かなり祖 しい	材	10.5	表面 滑ら で波	
nue.	ISRM ブロフ ナイル番号、	10	9	8	7	1
評点 (R _{rick})*	10	9	.8	7	4





http://jp.midasuser.com/geotech | 219

		表面粗さ計測装置
不連続面の粗さ(ISRM, 200)	7)	Stylus Profiler
1-0	JRC = 0 - 2	
├ -	JRC = 2 - 4	
H	JRC = 4 - 6	Pin-type Profiler
	JRC = 6 - 3	
H	JRC = 8 - 10	187
	JRC = 10 - 12	Aydan et al. (1995); Aydan & Shimizu, 1995
H	JRC = 12 - 14	
	JRC = 14 - 16	Laser Profiler (Aydan Lab.)
m	JRC = 16 - 18	
	JRC = 18 - 20	CONTRACT I
0 5 cm 10		



			吸水状況の	記述							
	Wat	ter condition	Description								
	Nor	a absorptive	The rock itself is n fracture spaces as	ot attracted to gr s free water	oundwater and grou	undwater remains	s in pores and				
	Cap ab	oillarity xsorptive	The free water is a	ttracted to rock o	lue to capillarity ef	fects or electrica	lly				
	Slig ab	htly sorptive	Some decomposed clayey particles in rock may absorb water and its percentage is not more than 1 % of the total volume. The rock itself contains a considerable amount of water absorbing minerals, whose volume could be around 1 5 % of the total volume.								
	Moo ab	derately ssorptive									
	Hig	hly absorptive	The rock easily absorbs water when it is saturated and may undergo volumetric changes upon wetting and drying. However, volume changes do not result in the fracturing of rock, although its geomechanical properties may drastically decrease								
	Extr ab	remely sorptive	The rock rapidly a during the absorp	bsorbs water when	en it is exposed to a	saturation and di	sintegrates				
Groundwat seepage condition (GWSC)	er	Dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	Gusł				
Rating (R _{GWSC})		9	7	5	3	1	0				
Groundwat absorption condition (GWAC)	er	Non- absorptive	Capillarity or electrically absorptive	Slightly absorptive	Moderately absorptive	Highly absorptive	Extremely				
Rating (R _{GWAC})		6	5	4	3	2	1-				

$RMQR = R_{DD} + R_{DSN} + R_{DS} + R_{DC} + R_{GWSC} +$ R_{GWAC} RMQRと岩盤クアリティー等級の関係

Rock	Ι	II	III	IV	V	VI
Class						
Descrip-	Solid			Fair	Poor	Very poor or
tion	or	Very good	Good	or	or	Very weak
of rock	Rock material			Medium	Weak	-
mass						
RMQR	1002RMQR>95	95≥RMQR >80	80 <u>></u> RMQR>60	602RMQR>40	402RMQR>20	20≥RMQR
of rock mass RMQR	Rock material	95 <u>></u> RMQR >80	80 <u>></u> RMQR>60	Medrum 60≥RMQR>40	Weak 40 <u>></u> RMQR>20	20≥RMQR

『研等級 A	В	CH CM	CL D/F					
Interre	elations betwe	en RMQR and NE	XCO Rock Classes					
NEXCO RMQR								
Rock Classes	Н	M	L					
А	100-99	98-97	97-96					
В	95-91	90-86	85-81					
CI	80-74	73-67	66-61					
CII	60-54	53-47	46-41					
DI	40-34	33-27	26-21					
DII	20-14	13-6	6-0					



ALLER LEADY	100	53-9,54		1.1808	Survey are	111.1.11.
詳点 (R ₀₀)	15	12	9	6	3	1-0
不達統前群版 (DSN)	なし	1番+ラン ダム	211+9× 94	3群+ウンダ ム	4個十ランダム	藏師帶
詳点 (Ross)	20	16	12	8	4	1-0
不速総面の開始 (DS)	なし あるいは DS≥24m	24 >DS≥6 m	$\begin{array}{c} 6 \text{ m} {\approx} DS \geq \\ 1.2 \text{ m} \end{array}$	1.2 m ≥ D8 ≥ 0.3 m	0.3 m>DS>0.07 m	0.07 m > DS
355141 RQD**		100	_	100 > RQD ≥ 75	$75 > RQD \geq 35$.35 > RQD
詳点 (Rps)	20	16	12	8	4	1-0
不達稜面の状況 (DC)***	72 L	再溶着 あるいは 非速続的	HE .	やや平で曲着 している	薄い光てん物を有 し、線肌 あるいは 間口幅 (t<5 mm)	厚いまてん物 あるいは開ロ 幅 (t > 10 mm)
HALIBREY.	30	260	22	15	7	
地下水の浸透状況 (GWSC)	乾燥	空空温润	AL 20	商水	读水	大成木
IF D. (Roine)	9	-7	5	3	4	0
确了未販未切N (GWAC)	并改步	- 15管ある ムトは電気 前な時来	****	吸水	制版水	超版水
	1000			3	2	1-0

開口幅あるいは分離幅		なし、ある いは密着 < 0.1 mm	0.1-0.25 0.25-0.5 0 mm mm		0.5 n	5-2.5 wn	2.5-10 mm		> 10 mm			
評点 (R _{DCA})*	6		5		4	1.4	3		2	1-0	
龙塘物	1	なし	表 変	面の 色の 74	词 <1	题 mm	薄 月 1<	い充 (物 r< 10 nm	P(工) 60 >	↑充填 物 >1>10 nm	かなり厚い充填 物あるいは破砕 帯 t > 60 mm	
評点 (Rnci)*	6		5		4		3		2	1-0	
kn +	相さの記述	かなり組 しゃ	稍	103	大常で	面が らか 波状	表滑で	面が	1	章肌.	せん断帯	
ALC:	ISRM プロブ アイル番号	10	9	8	7	б	5 4		3	2	1-0	
評点 (Rucic)*	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1-0	

岩盤の物性値の評価

 $\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)}$ (1)

lpha:正規化されたある物性値 eta:係数

岩盤の各種物性値の評価式(1)におけるa0,a100およびβの値

特性 (α)	$\alpha_{\rm e}$	<i>α</i> 100	β
変形係数	0.0	1.0	6
Poisson 比	2.5	1.0	0.3
一軸圧縮強度	0.0	1.0	6
引張強度	0.0	1.0	6
粘着強度	0.0	1.0	6
摩擦角	0.3	1.0	1.0



母岩の物性値 + $f_m = G(\alpha, \beta, RMQR, f_i)$

= 岩盤の物性値





推定式と実験値の比較



さらに、透水、熱特性のへの適用が必要



AXIAL STRESS 01 (MPa)





http://jp.midasuser.com/geotech | 225



非線形破壊基準(例えば: Aydan(1995)・等温度状況



(Aydan et al. 2013)



水分量拡散および応力連成解析

有限要素法における定式化 $\frac{d\theta}{dt} = -\nabla \cdot q + Q$ $\boldsymbol{q} = -k\nabla \theta$ $[M] \{\dot{\theta}\} + [H] \{\theta\} = \{Q\}$ $[M] = \int [N]^{\mathrm{T}} [N] dV$ $[H] = k \int [B]^{\mathrm{T}} [B] dV$ $\{Q\} = \int [\overline{N}]^{T} \{q_{n}\} d\Gamma$



$$abla \cdot \dot{\sigma} = oldsymbol{ heta}$$
 $D = D(oldsymbol{ heta})$

$$[K] \{ \dot{U} \} = \{ \dot{F} \}$$

$$[K] = \int_{V} [B]^{T} [D] [B] dV$$

$$\{ \dot{F} \} = \int_{V} [B]^{T} [D] \{ \dot{e}_{s} \} dV + \int_{S} [\overline{N}]^{T} \{ \dot{i} \} dS$$















収縮ひずみと水分量の関係の評価





島尻泥岩の多重パラメータ応答



http://jp.midasuser.com/geotech | 231





MIDASの利用例について 1) 具志川環状線プロジェクト 2)Salangトンネル(Afghanistan) 3) ヤンバル揚水発電所

RMQR	= 68 ~	80
------	--------	----

		(a) 5 #	16.性値	
n	E_i (MPa)	c_i (MPa)	$\phi_i(^\circ)$	γ (KN / m^3)
()国	963	1.1	35	19.5
③盾	433	0.85	19.5	19.4
③増	1308	1.8	39	23.6
④ 厍	2022	1.8	39	23.04
		(1:) 岩嘴	物性值	
n	E _m (MPa)	c_m (MPa)	$\phi_m(\circ)$	$\gamma^{-}(K\!N/m^3)$
○階	345	0.39	29.4	19.5
③屑	137	0.27	16.4	19.4
3)層	468	0.64	32.7	23.6
创居	724	0.64	32.7	23.01

(d)抗尿び上部構造物性値

	E (GP:
杭及び上部構造	20

 $\gamma = (KN / m^3)$ 22





234 | 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座







http://jp.midasuser.com/geotech | 235

Salangトンネル(アフガニスタン)

計画トンネルのRMQRによる岩盤分類

 $RMQR = R_{DD} + R_{DSN} + R_{DS} + R_{DC} + R_{GWSC} + R_{GWAC}$ $RMQR = 16.7 \log(Q) + 50$

	South	Tunnel	North T	unnel	
Parameters	SP	NP	SP	NP	Description
	Rating	Rating	Rating	Rating	
	9 - 12	12	6 - 9	6 - 9	Stained/Slight/Moderate/Heavy
	4 - 8	4 - 8	4	4	Three/Four set plus random
	4-8	4-8	4	4	1.2>DS>0.3m / 0.3m>DS>0.07m
	15 - 22	15 - 22	15 - 22	15 - 22	Rough / Relatively smooth and tight
	7	7	7	7	Wet to dripping
	4	4	4	4	Slightly absorptive
RMQR	43 - 61	46 - 64	40 - 50	40 - 50	IV Class: fair to medium

RMQRによる岩盤の物性値

Properties of Reek Mass	South	Tunnel	North	Tunnel
Properties of Rock Mass	SP	NP	SP	NP
UCS (MPa)	8.16	13.64	9.94	7.56
Elastic Modulus (GPa)	3.2	6.3	4.6	3.2
Poisson's ratio	0.43	0.41	0.45	0.45
Cohesion (MPa)	1	1.6	1.2	1
Tensile Strength (MPa)	0.46	0.77	0.56	0.42
Friction Angle (o)	41.8	43.1	38.7	38.7



解析に用いた物性値	
-----------	--

Tun nel	UW (kN/m3)	E (GPa)	v		σι
Sout h	26	3.14	0.28	2.35	0.
Nort	26	3.86	0.29	2.12	0.



236 | 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座







238 / 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座









£∽K	振動	力数	周期
No	ω (rad/sec)	f(cycle/sec)	T (sec)
1	6.868119	1.093095	0.91 4833
2	9.089169	1.446586	0.591283
3	10.493180	1 570042	0598787

单性係 n²)	重量密度 (g/cm³)	ポアソン比
0	2.7	0.25
		エード2



モード	振動	周期	
No	ω (rad/sec)	f(cycle/sec)	T (sec)
1	6.998418	1.113833	0.897801
2	8.752542	1.393010	0.717870
3	9.552453	1 520320	0.657756







水分量



240 / 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座



トンネルのおけ (樽峠トンネ
1)地圧測定(ほとんどな) 2)AE法
3)断層の条線法 4)地雲発生機構
<u> つかールノレックア・</u> ノト海



http://jp.midasuser.com/geotech | 243

る地圧の評価 ルを例に)

 $(\mathbf{1})$

ら推定法





	σ_1			σ_2			σ_3			σ_{b}	σ_{μ}	
Fault-1	$ \sigma_{_{\rm v}} $	d_1	p_1	σ_{r}	d_2	p_2	σ_r	d_3	p_3	σ_r	σ_{r}	∂
Dextral-F1	1.70	289	10	1.17	34	5 4	0.56	192	34	0.75	1.68	286
Sinistral-F2	2.56	295	1	1.76	26	24	0.85	204	66	1.61	2.56	295
2011/3/15 Earthquake	1.63	149	9	1.12	2 5 4	60	0.54	55	29	0.68	1.62	327
Hydrofracturing										1.88	2.89	295
BHDM											1.80	275

244 | 2018 第 3 回 MIDAS 建設分野 技術講座

2018 The 3rd

膨張性トンネルの発生メカニズムと 解析に必要な物性パラメータについて 株式会社ケンセイ 技術顧問 大塚 康範 様



MIDAS CONSTRUCTION **TECHNICAL SEMINAR**



2018年第3回 MIDAS 建設分野 技術講座 -SESSION3 技術講座 2-

一日 時:2018年7月5日(木) 15:45-16:15

-会 場:公益社団法人 地盤工学会 JGS 会館(B1F)

-主 催:株式会社マイダスアイティジャパン建設事業部

-演題:膨張性トンネルの発生メカニズムと解析に必要な物性パラメータについて

- 講演者:株式会社ケンセイ 技術顧問 大塚康範

【講座概要】

トンネル施工に際し、地山の押し出しと強大な土圧の作用により支保工や供用後の覆工に変状を 生ずる膨張性地山について,現象の発生メカニズムとそのモデル化と解析に必要な物性パラメー タについて解説する。

【講演内容】

1. 膨張性地山の定義

トンネル施工に際し, 掘削断面内空側への地山の押し出しと強大な土圧の作用により, 施工中 の支保工や供用後の覆工に変状を生ずる場合がある。このような現象が生ずる地質を「膨張性地 山」と呼んでいる。

膨張性トンネルの発生メカニズムは、スクィーズィング (Squeezing)と膨潤 (Swelling)という異なる 現象によるものであるが、トンネル掘削ではこれらの現象が同時に起こることが多いことから、両者 を明確に区分せずに一括して膨張性地山(Squeezing ground)として扱われてきた。しかしながら, トンネル分野以外の切土法面の変状や住宅基礎の盤膨れなど、膨潤が主な原因で生ずる現象が 知られるようになり、定義の上では両者を区別する考えが主流になってきている。

本講演では、川本・アイダンらにしたがってスクィーズィング (Squeezing)を「トンネル掘削に伴う 二次応力が周辺岩盤の強度を超えて岩盤を破壊させ、さらに掘削が進むにつれて破壊領域がトン ネル壁面から地山内部へと進行し、破壊した岩盤マスがトンネル内空へ押し出す現象と定義し、 スメクタイトに代表される膨潤性粘土鉱物に乾湿の繰返しや水分の供給などが加わり長期間にわ たって地山が膨張する現象を膨潤(Swelling)と呼んで、両者を明確に区別する(参考文献1)。

2. 膨潤性粘土鉱物の成因

膨潤性粘土が生成される過程として,一般的に熱水変質作用,続成作用,風化作用が知られて いる。熱水変質作用では、地下で高温の熱水が岩石と反応して、岩石の元々の性質が変化する 中で膨潤性粘土が形成される。続成作用では、未固結の堆積物が時間をかけて地下に埋没する 過程で圧力や温度が上昇する中で膨潤性粘土が形成される。凝灰岩のような火山灰を含む堆積 岩などは、この作用により膨潤性粘土が形成されることが知られている。風化作用による膨潤性粘

2018/7/5 大塚康範 技術講座配布資料

土の形成は、特に地質年代の新しい新第三紀の堆積性軟岩などで見られる現象である。空気中 の酸素や二酸化炭素を含む雨水が地下に浸透する過程で、酸化帯と環元帯の境界となる酸化フ ロントにおいて緑泥石が膨潤性粘土(スメクタイト)になり、生成された酸性水はさらに地下に浸透し て鉱物を溶解し、化学成分を溶脱する風化メカニズムが知られている(参考文献2)。

3. 膨張性地山の指標と室内試験

3.1 スクィーズィングの指標

トンネル掘削の施工性を判定する指標として、次式で定義される地山強度比がある。



地山強度比=岩の一軸圧縮強度 qu/初期地圧 p(1)

図-1 円形トンネル周辺の応力と変形挙動模式図

ここで,初期地圧としては通常,土被り圧(鉛直土圧) y Hを採用する。円形素掘りトンネルの場合, 側圧係数=1(鉛直土圧に対する水平土圧の比が 1)の地山においては、地山強度比が 2 以下 になるとトンネル周辺に塑性領域が発生し、壁面が内空側に押し出す現象が生じるとされている。 これに対して、川本・アイダンらは、トンネル接線方向ひずみ(ε₀=u/r, r_aはトンネル半径, u は壁 面変位)に着目し,弾性限界ひずみ εe で正規化したトンネル壁面ひずみ比 ε με e をピーク 強度のひずみ εp,軟化開始時のひずみ εs,流動開始時のひずみ εfから求められる状態ひ ずみ比 $\eta \mathbf{p} = \epsilon \mathbf{p}/\epsilon \mathbf{e}, \ \eta \mathbf{s} = \epsilon \mathbf{s}/\epsilon \mathbf{e}, \ \eta \mathbf{f} = \epsilon \mathbf{f}/\epsilon \mathbf{e}$ と比較することでひずみ軟化地山のスクィー ズィングレベルを算定する方法を提案している(参考文献1)。



分類	スクィーズィング	歪の	定義式	推定されるトンネル挙動
番号	レベル	範囲		
1	無し	1	$\epsilon_{ heta}$ / ϵ e \leq 1	壁面変位は切羽距離2D でほぼ収束し,その大きさは弾性
				計算によって求められる程度である。
2	軽い	2	1<ε _θ /εe <u><</u> ηp	壁面変位は切羽距離2D でほぼ収束するが,その変位量は
				弾性計算によるものより大きくなる。
3	中位	3	η p< ε θ / ε e <u><</u> ηs	切羽距離 2D を超えても変位は継続し、かなり大きくなるが、
				やがて収束する。
4	激しい	4	$\eta \text{ s} \le \epsilon_{-\theta} / \epsilon e \le \eta f$	切羽通過後、大きな変位が急速に押し出すような現象を呈
				し、収束する様子は見せない。盤ぶくれ現象も起きる。
5	非常に激しい	5	ηf<ε _θ /εe	切羽は自立せず,壁面は絶え間なく押し出し,縫い返しても
				強固な支保で補強しない限り変位は止まらない。

図-2 スクィーズィングレベルの定義と推定されるトンネル挙動(参考文献1)

3.2 膨潤性地山の指標

膨張性地山の指標としては、北陸北線(現在の北越急行ほくほく線)の鍋立山トンネルや赤倉ト ンネルなど、施工に難渋したトンネルで得られたデータが現在でも参考にされている。物理特性と して単位体積重量,自然含水比,2mm以下粒子含有率,力学特性として地山強度比,一軸圧縮 強度,変形係数,弾性波速度などが膨張性地山の指標として挙げられている。特徴的なのは化学 特性として, X 線回折, 陽イオン交換容量 CEC, そして浸水崩壊度などが取り上げられている点 である。これらは、膨潤性粘土鉱物の存在と量比を判断するものである。地山強度比が指標として 入っているのは、スクィーズィングと膨潤を区別せずに膨張性地山として一括して評価していること による。膨潤性地山の力学試験として、膨潤率試験の他に膨潤圧試験がある。前者は側面拘束状 態で自由に膨潤させた時の体積変化を見るものであり,後者は体積変化を許さない状態で膨潤圧

2018/7/5 大塚康範 技術講座配布資料



を測定するものである。膨潤率には圧力依存性があり、この関係を知ることが膨潤性地山の対策を 考える上で重要である。このために筆者らが考案した膨潤圧試験装置を図-3に示す。少ない供 試体で膨潤率と膨潤圧の両方の関係(膨潤特性曲線と呼ぶ)が一度に求められるのが大きな特徴 である。図-4にこの装置を用いた膨潤圧試験の試験手順を示す(参考文献3)。



図-3 開発した膨潤圧試験装置



図-4 膨潤圧試験の試験手順模式図

4. 事例紹介

スクィーズィング(Squeezing)に関しては、昭和 50~60 年代にかけて NATM が山岳工法の標 準工法になる過程で多くの研究事例があるので、ここでは膨潤(Swelling)により高速道路竣工後、 5年の歳月を経て路面及び切土法面に変状が顕在化した事例を取り上げる(参考文献4)。 変状箇所は図-5に示すように比高 40~50 m の丘陵地の尾根部を両カットした部分で、最大 切土高は 25 m である。地質は、新第三紀中新世のガラス質な安山岩溶岩で、熱水変質によりマ ッシブな部分から含礫状の部分まで漸移する。



図-6に変状区間のセンター付近の計測断面図に風化区分(変質度区分)を示したが、変質度 Ⅲ~Ⅳの領域に膨潤性粘土鉱物(スメクタイト)を多く含む岩石が分布する。路面下 50 cm 以浅は 乾湿の繰返しの影響を受け、風化劣化の影響が著しい。中央分離帯に設置した B2-4 の深度別 地中変位計の長期観測結果からスレーキングの影響を受けるごく表層の変位を片対数プロット、そ れ以深を両対数プロットで近似することで道路面下の深度別隆起量を50年後まで予測した。その 結果を図-7に示す。同図には先ほど紹介した膨潤圧試験の結果を重ねて表示した。

2018/7/5 大塚康範 技術講座配布資料

図-5 変状区間及び計測機器配置図



膨潤圧試験は自然状態と炉乾燥させた試料の二通りで行っている。50 年後の隆起予測量を見 ると、表層付近は炉乾燥させた試料の膨潤特性曲線、それ以深は自然状態の試料のそれに近い。 最終的に,路面は道路の縦断線形に余裕のあることから定期的なオーバーレイ,変状した切土法 面は表層排土後にロックボルトと吹付工を暫定施工し,最終的に法枠工で対応している。なお,ロ ックボルトと吹付工による膨潤ひずみの抑制効果を検証した現場実証試験については参考文献に 詳細を記載しているので、今後、斜面エやトンネル構造物の長寿命化を考える上での参考にして ほしい(参考文献4)。

この他の事例として、NATM で施工されたトンネルにおいて、施工時にスクィーズィングで難渋し た箇所で竣工後 15 年以上経て、インバートが損傷し、路面の隆起と舗装のひび割れが生じて対 策工事を施した事例を紹介する。原因はスメクタイトを含む岩石の膨潤と膨潤により強度が低下し たことによる地山の応力再配分に伴う塑性変形と考えられている。地山強度の小さな膨張性地山 において構造物の長寿命化を考える上で膨潤対策が重要なことを示唆する事例である(参考文献 5)。

5. おわりに

膨張性地山について,現在ではスクィーズィング(Squeezing)と膨潤(Swelling)を分けて考えるこ とが主流になっているが、膨張性地山の訳語は Squeezing ground のままである。その背景として膨 潤現象の解析手法が確立されていなかったこともあるが、今後は訳語も含めて用語の再定義が必 要と考える。ちなみに、筆者は膨張性地山(Squeezing and Swelling ground)を以前から提唱してい る。膨潤現象に関しては、今回紹介したような膨潤性地山の圧力依存性に加えて時間依存性に関 する研究が必要であるが、それも含めて膨張性地山に施工されるトンネルの施工段階と維持管理 段階における設計をより合理的で安全なものにする上で今回の講演が役に立てば幸いである。

参考文献

1) アイダン オメール・赤木知之・伊東 孝・川本朓万:スクィーズィング地山におけるトンネルの挙 動とその予測方法, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 73~82,1992. 2) 千木良雅弘:風化と崩壊, 近未来社, pp. 107~152,1995. 3) Otsuka, Y., Tsuruhara, T. and Irisa, J.: Strain restraint of rockbolting and shotcreting to cut slope in swelling rocks, Proceedings of the International symposium on earth reinforcement, pp. $525 \sim 530$, 1992.

36, No. 5, pp.43~48, 1988.

5) 奥井裕三・鶴原敬久・太田裕之・佐久間 智・中田主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆 起変状の計測および解析による変状メカニズムの考察,トンネル工学報告集,第19巻,pp.173~ 180, 2009.

6

2018/7/5 大塚康範 技術講座配布資料

4) 植本直之・大塚康範・満 弘之:膨潤性地山における変形挙動と対策工の効果,土と基礎, Vol.

【追記】

・今回の講演資料は, 地盤工学会誌第64巻第2号(2016)の技術手帳(pp.37~38)に投稿した「膨 張性地山」をベースにして今回の技術講座用に修正・加筆したものです。

・今回の内容に関する問い合わせは、株式会社マイダスアイティジャパン建設事業部セミナー担当 (TEL:03-5817-0787)にご連絡を頂くか,直接、株式会社ケンセイ(TEL:03-5328-6170)の大塚宛 にご連絡ください。

2018 The 4th **TECHNICAL SEMINAR**

橋梁の設計・施工に最適化した CIMツール及び解析事例紹介 株式会社マイダスアイティジャパン



MIDAS CONSTRUCTION







http://jp.midasuser.com/geotech | 257

midas Civil 機能概要 土木分野の汎用構造解析プログラム 1 "静的解析から高度な解析まで、あらゆる解析に対応" 立体フレーム解析 立体格子解析(活荷重) ブッシュオーバー解析 ファイバー要素 mida FEM解析(材料非線形、幾何非線形) Civil 動的非線形解析 座屈/固位值解析 時間依存(クリーブ、乾燥収縮) 非输形動的+幾何非線形同時考慮可能

midas Civil 機能概要

2 直観的な作業環境

最新インターフェイスを用いた便利なモデリングと簡単なデータの検討と修正

- <u>ワークツリーによる作業内容確認</u>
- ●他人が作業したモデルでも一目でわかる。
- ●段階施工データの簡単な確認
- ・施工段階単位のデータ管理
- ・段階施工アニメーション
- ●モデル自動チェック機能
- ・重複要素、自由境界/面のチェック ・要素座標系の不具合チェック
- マルチウィンドウによる作業効率性アップ ・同モデルに対する結果成分別の比較

マルチウィンドウ制御の作業効率性の向上







多彩な結果表示 Δ

●変形図、分布図、コンター表示

・断面力や応力度のコンター表示

・変形図+コンター図+分布図表示

●結果アニメーション

・アニメーション再生、AVIファイルに保存

●多彩な時刻歴結果表示

- ・非線形梁部材の断面力履歴
- ・ファイバー断面のセル別の非線形状態
- ・履歴グラフのEXCEL形式へ書き出し

● Word形式の解析計算書

・解析条件変更による再解析後に ・既作成計算書の自動更新

A1 2 a data A data 72 -- -









■ 構造物と地盤の相互作用 『多様なバネタイプ』 ■ 線形リンク: 1節点バネ、2節点バネ、面分布バネ • <u>汎用リンク</u>:非線形タイプ - 弾塑性モデル:非線形梁と同じ履歴特性が使用 049454 - メントロ したご願い 121 : disc





260 12018 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座

平成29年"
動的調査" 機 能 概 要
橋脚の耐震補強部材 CC巻立て補強 ②鋼板巻立て補強 ③繊維巻立て補強 句束鉄筋/せん断補強筋断面積の直接入力 ・クリート限界状態ひずみの評価位置指定
梁タイプ : 桁橋(単柱式、ラーメン式)、ラーメン橋、免震橋 芯部材 : 上部工、支承部、下部工
震設計専用のメニュー構成 震設計専用の結果一覧 死荷重/プッシュオーバー解析/動的解析 計計算書(PDF形式)の自動作成
■ ▼ 固有値解析制御 設計 設計照査 解析実行 パラメータ 計算書出力
解析 設計一般 設計供査 ※ 耐震設計専用メニュー(案)























	-		ĸ	
6				
74 7-14TM		•		大変形考慮あり
	-194			
e la f	8 0.41 2.5		2 78-50498 x 40	: 変形や断面刀
	0.00,446		CONTROPONDER PRODUCTS	5-2006 撞十
RHWARSH 7-	0.700			3-20%4八
UB1	Sec.			
ANT CONTRACT		1226.	•	
「「日本市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市市				
(CHARGE TRUES)	第四章1-2	Fin - Dates		
	Contract of the local division of the local			
	CONTRACTOR OF			
1 E F1 14.0. 1E 14.3				
	** . N · · ·			
siko Telb -	PEAMOUS at 21	08	~	
ILE CALS 7		VIEL P	S Mattures	
		111-12-12	1.1.9.1.	<u>大変形考慮なし</u>
T D. T. D	15 TP		ai fur ini-i	
ET PATTERNE Engelt				
еное 7 Сное 7		F +-	: 10	
рт ратть оч бное т \$12.21 с		105 C	209 009	
ут раучески еностя \$12.291 с. Слібніст		1954-1 195		
ет разну оче енсе т Сата не т Сата не т Сата не т		:08	::#Dz=-: ::>- / ::-	
рт парти сел рное т Сайласт Сайласт Сайласт	CP	108 	:::> ::> ::>	
ет партекон енос т ©алаге : Сала не : "52500 :	CP	105 		
рт Разтички еное т ⊚падачьк Олітано – обаже – цен 10,00 А	снs	105) (100	
рт Ралтиком 64000 7 ⊗12.2010 ОАБано – .52500 – 1011 - 0.10 1011 - 0.10 2010 - 0.10	دي مريد مع مريد مع	624-1 195 	2000 2000 (30- 1 - 1 1 - 1 (30- (30-	
рт Ралите (Ам Вное № (\$12.2° L (Оллано с (52.5° E (101 ° ()) A маке с (0100 (58.5° C) A (0100 (5	دين مرين مرين	624-1 205 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7	2010	
pri parte del parte p (dilo ten officito i officito i parti ton parti ton p	دي. مريني مريني	105 105 105 105 105 105 105 105 105 105		
рт партички вног т Олітно Слі Слі Слі Слі Слі С Слі С С Слі С Слі С С Слі С С С С	دهمه ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ - ۲۹۹۰ -	624-1 198 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7	инон	
рт партички еностр Сабр на т "Карасти "Карасти историја обројање парана ("Уна Пројење парана ("Уна сарадорин	دي. مون ب	624-1 105 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7	200 μ - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 - 2 -	
er Paren der Enter F Sinz zu k Odie Hein Reinigen Entriken Paren S Paren S Par		624-1 105 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7	2 10 10 10 10 10 10 10 10 10 10	

→ 大変形を考慮する場合と考慮しない場合の比較検討

✓ 時刻歴荷重ケースを別々に設定して、一つのファイルで比較検討



活用例②『橋梁耐震分野』鋼アーチ橋の耐震解析 『最大変位結果』



✓ グラフ結果をEXCELに書き出す









→ テーパー断面: テーパー付きの合成断面を定義



	橋梁形状	<u>тон</u> I
	Sector and	-
	to the new construction	
	Frank Street	
		164
	and the second	100
	1712 EL 184 FF	
	Amin. 10 - 10 - 10 - 10 - 10 - 10 - 10 - 10	240
	1	
		-
		-
		-
→ 架設工法?	(Ÿ-K	
 → 架設工法ウ・ ✓ 張出し架 	 パワード 設工法(FCM): ウィザード上で橋梁形む 	代や施工
 → 架設工法ウ・ ・ 張出し架 ・ 排出し工 	(ザート 設工法(FCM): ウィザード上で橋梁形れ 法(ILM)	代や施工



http://jp.midasuser.com/geotech | 271

の安全性検討















¥	HA /	FII /) []	長沙	ሙቲ	æ -	-4	<u>'</u> Ан	IZ (t d	6 7	- 0:	±⊿	
冶	HJ	על	3 14	同ジ	长刀	Ľ_	L7	JE	.r 2	ות	e_		3 0	
	架設	۲Ţ	法の施	工検	討	- 上	げま	或し量	量の	計算	<u>‡</u>			
	ļ	張	出し工法の)上げ起	し計算	ŧ.								
										_	_		-	
							-			2	10	1		
								-						
		¢	_	_	_	_		1	_	_	_	_	_	
	ł	6		2.	¥.,	2.	¥.,	2	¥.,	¥.,	2.	¥-	¥-	
		4	 (2_	2_	2_	<u>1</u> 2_	2_	2_ >'	2_ >*	2_	22 >4	2_ >b	
		•		<u>2.</u>	2_	2_	- <u>1</u>	2_ 31	<u>2</u>	<u>2_</u> 3*	22 >2 104	2_ 34 ** 17	22 24 2 17 2 17	
		•	가는 것 1 1	<u>2.</u> '1	2_	2_	2	2_ >I	2. >'	2 3*	22 >2 *114	22_ 34 ** 12	22 24 2 17 2 17 2 17 2 17 2 17 2 17 2 17 2 17	
		•	=== 4] 1 == 1 == 1 == 1 == 1 == 1 == 1 == 1 =	<u>2_</u>	2_	2_	- <u>3</u>	2_ >i	2 >* 	22 >* 5* ** 75.5*	22 >2 *114 *111 1 *5 ?**	22_ >4 >> d >> d >> d >> d >> d >> d >> d >	22 >k > 1/ > 1/ > 1/ > 1/ > 1/ > 1/ > 1/ > 1/	
		ŀ	7÷ /] 1-1 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2		2_	2.	2_ '3 '7	2. 31 0** 7171	2. >' /37 	22 31 31 7537 7537 7537	22_ >2 104 1011 1355 355 355 355	22- 34 75 a 75 a 75 a 75 a 75 a 75 a 75 a 75 a	222 24 24 24 24 24 24 24 24 24 24 24 24 24	
		•	78 () 197 197 197 197 197 197 197 197 197		2.	2. ': (-3	2_ '3 '7	2 >1 6/*** 5151 5055	2_ >* -*** -*** -***	22 >> 5- ** 75.5* 75.5* 75.5* 75.5* 75.5* 75.5*	22 >2 104 1011 332 332 701 701 22 20	22_ 34 35 d 35 d 35 d 35 d 35 d 35 d 35 d 35 d	22	
		•	74 /) 14 73 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75		1()5	2_ **	12_ *3 1775 6633 5-53 5055	22_ 21 60*** 5121 5055 -455 - 22	22> >* ->* ->* ->* ->* ->* ->* ->* ->* ->*	22_ >* >* ** ** ** ** ** ** ** ** ** *	22_ >2 104 1000 1557 538 700 625 -55	22 >4 >> 0 >> 0 >> 1 >> 1 >> 1 >> 1 >> 1 >> 1	2_ 34 31 31 31 31 31 31 31 31 31 31 31 31 31	
		•	7+ 4 1 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75 75	<u>12 -</u> *b	105	22_ 72 (-25 (455) (455) (455) (455)	2_ '3 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7 '7	22_ >1 70 70 70 70 70 70 70 70 70 70 70 70 70	22_ >* 	22 >* *** *** *** *** *** *** *** **	22	22 >> a >> a >> a >> a >> a >> a >>	22- 24 24 24 25 25 21 25 25 25 25 25 25 25 25 25 25 25 25 25	
			7+ 4 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1-	155 Unit	105 (05) (05) (05) (05) (05) (05) (05) (0	2_ ** ** *** *** ***	22	22	22> >* * % * % * * * % * * * % * * * % * * * % * * * * % * * * % *	22	22 >== *==4 *=== *= *= *= *= *= *= *= *= *= *= *= *	2224 >>4 >> a >> a >> a >> a >> a >> a >> a	222 24 312 311 335 311 335 311 335 335 335 335 335	
		×	7+ 4 1-1 1-2 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3 1-3	-155 U	1(35 ((55) ((55) ((55) ((55) ((55))))))))	22 72 72 72 72 72 72 72 72 72 72 72 72 72	12_ *3 *7 *6000 *-50 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000 *0000	22	22>** >** 	22	22 >== *=== *=== *== *== *= *= *= *= *= *= *	22 >4 >> at >> at	22 - 24 3 17 3 17 3 17 3 17 3 17 3 17 3 17 3 17	
			THE OF	12 	108 108 108 108 108	22 *** *** **** **** **** **** *	2	22_ 31 5055 5055 455 - 25 374 0 374 0 4	22	22	12	22 34 > 10 > 10 > 10 > 10 > 10 > 10 > 10 > 10	22 >4 > 17 > 17 > 17 > 17 > 17 > 17 > 17 > 17	
			74 4 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12 12	195 -195 	103 103 103 103 103 103 103 103 103 103	22 	12	21 21 5055 455 455 455 455 455 455 455 455 45	22	22_ >* * ** ** ** ** ** * * * * * * * * *	12 >= -104 -1011 -35% -35% -35% -35% -35% -35% -35% -35%	22	22 > 12 > 12 > 12 > 12 = 735 = 7355 = 735 = 735 = 735 = 735 = 7355 = 735 = 735 = 73	
			n⊕ 0 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2 1-2	122 	1035 (034 (035 (034 (035) (035) (035) (035) (035)	2	12- 	22- 34 7573 7573 7575 7575 7575 7575 7575 7	22 >* 	22 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37	22- 32 104 1001 532 532 532 532 535 632 134 0	22 34 *2 at *1 b ** 12 ** 13 ** ** ** ** ** ** ** ** ** ** ** ** **	22 24 24 24 24 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 25 24 25 26 25 26 26 26 26 26 26 26 26 26 26 26 26 26	
→	架設		□+ 0 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+	<u>道</u> 	<u>2</u> 1(38 (139 -1)) 0 2)[18 確認	2 	223 *3 *4/75 *6530 *6530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0530 *0540 *0550 *0500 *000 *0	2- 31 707** 7030 4657 - 725 324 0	22 31 -7537 -7537 -7537 -7537 -7545 -7555 -7545 -7555 -75	22 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37 37	22 32 100 1555 535 535 535 535 535 535 535 0	22- 34 	22- 24 247 247 257 257 257 257 257 257 257 257 257 25	
÷	架設 : → P		□+ 4 1-1 1-5 1-5 1-5 1-5 1-5 1-5 1-5	→ → → → → → → → → → → → → → → → → → →	2 108 (83 (83 (83 (83) -2)) -2)) -2)) -2)) -2)) -2)) -2)) -2	2. 	22 -3 -3 -3 -3 -3 -3 -3 -3 -3 -3	22- 21 1935 1935 1935 1935 1935 1935 1935 193	22	2	22 >22 *114 *5332 *333 *333 *335 *335 *335 *335 *33	22 22 d 22 d 22 d 22 d 23 d 23 d 23 d 24 d 20 d 20 d 20 d 20 d 20 d 20 d 20 d 20	22- 34 34 34 34 34 34 35 35 314 64 535 314 64 535 314 64 535 314 64 535 314 64 535 314 64 535 314 64 535 814 814 814 814 814 814 814 814 814 814	

→ 押出し工法の手延べ桁のたわみ



D安全性検討



越し量と、コンクリートを打設して型枠を外した後に当該節点に発生する変位を表示





活用例④『地中構造分野』上下水道施設の耐震解析 ■ 簡単な地盤バネ設定 - 面分布支持バネ ■ 梁要素にバネ設定 ■ 板要素にバネ設定 百じておまた。 回われては大月 ~ ·現第44年74日 は思ざいもうか。 ~ 77-34 7.594 ~ 2.61 সাই @ine/517 ©.7.4 ° ⊛##%. ⊜¶€2%≣• ()影响会 - 7 011-0-547 ಿಂಗಳಿಗಳು Э≓н'ч ч Ap. 140 is. 12 1. , Graver Ka Graver Ka Graver Kalandor (Graver Graver Kalandor (Graver) Re- Chatta Analogi Son N- Chatta Analogi Son N- Chatta Analogi Son 5 JA/3 47.st 2 <u>ш</u>. . . 板 🗸 🗸 🗸 骨缝 1.2 · · r •

→ 面分布支持バネ

- → 単位面積当たりの地盤反力係数を入力するだけで、節点あたりの分担面積を自動計算して地盤パネを自動設定
- →線材(梁要素)と面材(板要素)の両方で使用できる
 - → 節点バネ(1節点バネ、2節点バネ)と分布バネタイプの両方が使用できる

http://jp.midasuser.com/geotech | 277

MIDAS

2018 Midas The 4th **Construcion Technical Education Seminar**

2018 The 4th **MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL SEMINAR**

midas Civilを用いた道路橋の地震被害分析 株式会社エイト日本技術開発 藤田 亮一 様

MIDAS/Civilを用いた 道路橋の地震被害分析

(株)エイト日本技術開発

再現解析①

2011年東北地方太平洋沖地震により 被災した既設免震橋の損傷要因分析

- 2011年東北地方太平洋沖地震では、ゴム 部の被害が確認されている
- これらの被災した橋梁から選んだ免震橋を い、被災要因の分析を試みた

藤田 亮一

支承を有するいくつかの橋梁において支承

対象として動的解析を用いた再現解析を行

http://jp.midasuser.com/geotech | 283

架橋地点における地震動

秦他:余震観測記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震にお けるゴム系支承の被災橋梁での地震動の評価




1 1.35

5

0.1

解析モデル





観測波

-2000

-500

-Q Displ (meri) 橋軸方向

254)

500



-250







直角方向

支承損傷原因の推定1

水平変位は大きかったがそれだけが原因ではない (全部損傷していないとおかしい)

- 1. その他の要因として変位制限構造(As1とP1に配置、橋軸方向 遊間300mm、直角方向遊間200mm)の影響は?
- 2. その他の要因として桁端衝突の影響は?(衝突の痕跡は確認 されている)
- 3. その他の要因として鉛直方向の力の影響は?





支承に生じる鉛直応力に着目



支承の変位(桁端衝突考慮)



Pa3



支承損傷原因の推定2

- 1. 水平変位に加えて鉛直方向の引張力が作用してAs1の支承が 損傷した可能性がある。
- 2. 支承のせん断変形が大きくなると有効引張面積(移動量を控除 した引張力を受け持つゴム面積)が小さくなるため、破断引張 応力が低下する。
- 3. 引張力作用下において支承のせん断変形性能が低下すること も当該橋梁の支承を用いた実験結果から指摘されている。
- 4. As1は1支承線上に支承が3基(他橋脚は2基)であり、死荷重 は3基で分担するが桁のロッキングにはほぼ2支承で抵抗する ため鉛直力に対して厳しい状況。

水平力と鉛直力の両方の作用で支承が損傷したと 推定できる。







サイドブロック損傷原因の推定

- 1. 水平荷重は大きかったがそれだけが原因ではない(ほぼ全部損 傷していないとおかしい)。
- 力が作用して損傷した可能性がある。
- が長い)。





2. サイドブロックの転倒にともなってボルトに生じる鉛直方向の引張

3. 損傷したサイドブロックはボルト4本留(下図左)、損傷しなかったも のは6本留(下図右)。前者の方が背が高い(=モーメントのアーム



まとめ

- 1. 架橋地点近傍の観測記録を用いた場合の橋梁の応答値は小 さかったが, 推定波を用いた計算では許容値を超過する応答 となった、被害との対応は推定波を用いた結果の方が整合し ており、地震時には周辺の観測点よりも大きな地震動が生じて いた可能性が高いと考えられた.
- 2. ランプ部の全ての支承には許容値を越えるせん断変形が生じ ていた可能性があるが、それに加えて端部では鉛直方向の引 張力が生じており、せん断と引張の影響で特にAs1の支承が損 傷したと推測できた.この鉛直方向の引張力は桁の直角方向 への回転によるものと考えられ、特に一支承線上の支承数が 多い場合は端部の支承の負担が大きくなる傾向にあることか ら、G1支承に損傷が集中したと推測された.

熊本地震で被災した鋼アーチ橋の 地震応答解析

2016年の熊本地震で被害を受けた鋼アー チ橋を対象に、数値解析を用いて被害状 況を再現することを試みる.

まとめ

3. 本線部のサイドブロックを固定するアンカーボルトには許容値 を越えるせん断力が作用していた可能性があるが、特にP1(終 点側)とP8で損傷が大きかったのは、サイドブロックの転倒によ りアンカーボルトに生じる引張力の影響であると推測できた.

対象橋梁は熊本県阿蘇郡南阿蘇村の国道325号上に位置し、黒川支 流の濁川に架けられている。橋長は110m、総幅員は9m、構造形式 は上路式2ヒンジアーチ橋である.



再現解析②

1. 橋梁概要

1. 橋梁概要

本橋は1971年に完成し、 2009年度に耐震補強が 実施され、制震ダンパー や座屈拘束ブレースが 設置された.





橋軸直角方向に対する耐震補強 (座屈拘束ブレースの設置)



アーチ支点のボルトの破断





2. 被害概要と想定される被災メカニズム

ダンパー取付部(RCブロック、変位制限構造)の破断

上流側



RCブロックについては、ダンパーから作用する橋軸方向の 荷重もしくは桁から作用する橋軸直角方向の荷重によりひ び割れが生じたと予想された.

3. 全体モデルを用いた動的解析











ピン支承の接合ボルトについては橋梁全体の橋軸直角方 向への移動もしくは振動が原因であると予想された.

3. 全体モデルを用いた動的解析



3. 全体モデルを用いた動的解析

RCブロックの損傷について

ダンパー取付部底面のせん断耐力は全体モデルの動的解析 で得られた反力よりも大きかったが,別途FEMで計算された耐 力は動的解析の反力よりも小さく、桁から作用した直角方向の荷 重でRCブロックが損傷したと考えられた.

入力波	位	置	桁端部に生じる 直角方向の 最大水平反力(kN)	RCブロックの せん断耐力 (kN)	超過率	FEM解析で求 めたRCブロッ クの耐力(kN)	超過率
	Δ1 插 ム	上流側	1081		0.671		1.567
法三述	111前口	下流側	1120		0.695		1.623
迫小仮	Δ2 振山	上流側	1082		0.671		1.568
	1121前口	下流側	1120	1612	0.695	690	1.623
	Δ1 插 ム	上流側	820	1012	0.509	070	1.189
## 今 3#	1111前口	下流側	889		0.552		1.289
推止波	Δ2 振山	上流側	820		0.509		1.188
	1141間口	下流側	891		0.553		1.291

3. 全体モデルを用いた動的解析 ピン支承接合ボルトの損傷について

支承とアーチリブ・端支柱を接合するボルトに生じ る応力は、端支柱で降伏応力を超過しており、被害状 況と整合した.

				-			
			引抜き力	ボルト	引張応力	許容応力	降伏
部材	位置		kN	本数	N/mm^2	N/mm^2	判定
	∧1 插厶側	上流側	0	8	0	235	弾性
マニエリブ	AI個口側	下流側	0	8	0	235	弾性
)	៱៰樁ム側	上流側	0	8	0	235	弾性
	AZ作同口则	下流側	0	8	0	235	弾性
	∧1 插厶側	上流側	980	4	437	235	降伏
±++	AI個口側	下流側	654	4	292	235	降伏
又性	៱៰樁ム側	上流側	849	4	378	235	降伏
	AZ作口则	下流側	703	4	313	235	降伏

3. 全体モデルを用いた動的解析

ピン支承接合ボルトの損傷について 粘性ダンパーが損傷した状態を想定してダンパーを除いた モデルで計算した場合、ボルトに生じる荷重は大きくなった。 →粘性ダンパー取付部の損傷も一因?

			引抜き力	ボルト	引張応力	許容応力	降伏
部材	位置		kN	本数	N/mm ²	N/mm^2	判定
	∧1 括ム側	上流側	92	8	20	235	弾性
マニエリブ	名「宿口」別	下流側	0	8	0	235	弾性
アーテリン	∧り括ム側	上流側	0	8	0	235	弾性
	AZ信口侧	下流側	0	8	0	235	弾性
	∧1 括ム側	上流側	1152	4	514	235	降伏
ᆂᆎ	AI偏口侧	下流側	1129	4	503	235	降伏
又性	∧り括ム側	上流側	1067	4	476	235	降伏
	れた同口割	下流側	1024	4	457	235	降伏

3. 全体モデルを用いた静的解析

現地で桁端部の橋軸直角方向への移動が確認されたため、桁端 部に強制変位を作用させた場合の検討を行った。

40mm 強制変位 載荷位置

3. 全体モデルを用いた静的解析

強制変位とボルト応力の関係(直角方向, 端支柱)



桁端部に強制変位を作用させた場合、橋軸直角方向については 現地で計測された残留変位以下でボルトが降伏した.

4. 部分モデルを用いたFEM解析



4. まとめ

- ◆全体モデルに地震動を作用させた場合、端支柱基部のボルト に作用する応力は降伏応力を超過していたが、その他の部位 るといえる.
- ◆全体モデルに強制変位を作用させた場合.端支柱基部のボルト であり、被害状況とは整合していないと考えられた.
- ◆ ダンパー取付部底面のせん断耐力は全体モデルの動的解析で の荷重でRCブロックが損傷したと考えられた。
- ◆本橋の主な被害であるダンパー取付部と端支柱基部のボルト えられた.

表-6.4.1 アンカー埋込長の影響

埋込み長さ(mm)	435	700	870	1500
橋軸方向耐力(kN)	1049	1353	1482	1496
喬軸直角方向耐力(kN)	690	874	976	1087

ダンパー取付部に強制変位を作 用させた結果、設計で照査した破 壊面ではなく台座部分で破壊し. 実現象と整合していた.

アンカー埋込長を大きくすると 耐力は増加したが、緑端までの距 離が短い直角方向では破壊面が設 計で照査した部位に生じることは なかった.

※早稲田大学秋山先生によるFEM解析を引用

は降伏に至らなかった、これは実際の被害状況と整合してい

に作用する応力は降伏応力を超過していたが、片側(引張側)のみ

得られた反力よりも大きかったが、別途FEMで計算された耐 力は動的解析の反力よりも小さく,桁から作用した直角方向

の破断は、地震動による直角方向の振動が主要因であったと考

2018 The 4th MIDAS CONSTRUCTION TECHNICAL SEMINAR

ダムの耐震解析事例紹介 大阪工業大学 特任准教授 藤本 哲生 先生



298 | 2018 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座



ダムの耐震解析事例紹介

大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科

現状 レベル1地震動を対象とした震度法 ◆「河川管理施設等構造令(1976(S51)年)制定」に準拠 ◆1995年兵庫県南部地震後も見直しはされなかった (理由)震源近傍のダムに被害が無かったため 近年の大規模地震被害と強震記録(例) ◆2000年 鳥取県西部地震(M7.3) 賀祥ダム:壁のせん断ひび割れ(機械室) 地震記録:天端約2G,基礎約0.5G

◆2004年 新潟県中越地震(M6.8) 川西ダム:ダム本体のひび割れ、沈下 地震記録:天端約0.6G,基礎約0.4G

大規模地震に対して確保すべきダムの耐震性能や合理的な照査方法



http://jp.midasuser.com/geotech | 301



藤本 哲生

ダムの耐震設計の現状と課題

地震記録を用いた照査の結果、十分な耐震性を有していたため

土木構造物の耐震基準等に関する 提言(第三次) ※土木学会(2000年) ◆ダムが保有する耐震性能 ・レベル1地震動:損傷しない ・レベル2地震動:貯水機能に影響を 与えない変形・変位 は許容する

◆国土交通省河川局により策定(2005年) ◆ダム型式毎の照査方法の明示 ◆直轄ダム、補助ダムで順次運用

大規模地震によるダムの被害(貯水の流出を伴うもの)





藤沼ダム(福島県)の被災事例 (2011年東北地方太平洋沖地震) 大切畑ダム(熊本県)の被災事例 (2016年熊本地震(本震))

重力式コンクリートダム本体の耐震解析

照査の流れ

<u>STEP1</u> 地震中に、

①堤体の引張応力 ② ″ 圧縮応力 ③堤敷のせん断応力 による破壊(損傷)が起こるかどうかを 線形動的解析により確認

STEP2 地震中及び地震後に、

①堤体の分断(引張亀裂による)

② " 圧縮応力 ③堤敷のせん断応力 による破壊(損傷)が起こるかどうかを 非線形動的解析により確認





	解析モデ
対象断面	
・地震時に最も (指針(案)に関	厳しい条件になると想定され する資料p.50に記載)
モデルの大き	· さ等
・堤体+基礎岩盤 ・基礎岩盤は、り	&+貯水(常時満水位)を対象 是体に対して十分な大きさる
3H-150.0m	L#43.0m



http://jp.midasuser.com/geotech | 303

解析の流れ

ル作成

いる最大断面等を対象とする。

えとして二次元FEMモデル化する。 を確保する。

解析モデル作成

解析物性值

を設定

堤体コ	ンク	ノートの	D解析物性	値
			堤体	材料
項目	記号	単位	外部	内部
			(A配合)	(C配合)
単位容積質量	ρ	kg/m3	2360	2390
弾性係数	E	MPa	20000	19000
ポアソン比	ν	-	0.2	0.2
口旋改在	fa	MPa	14.1	12.5
工相强度	10	kgf/cm2	144	127
引張強度	ft	MPa	1.8	1.6
最大骨材寸法	dmax	mm	80	80
減衰定数	h	%	10	10
破壊エネルギー	Gf	N/m	180	160
等価要素長	le	mm	1100	1200
%1kgf/cm2=98.1kN/n	n2			





- 目的
- ① 固有振動モードの確認
- 2 堤体の弾性係数の妥当性確認 重力式コンクリートダムの固有周期Tと堤高Hの関係

・多目的ダムの建設: ・松本ら(大ダムNo.193, 2005): T=0.18H/100±0.05 (s) 解析による固有周期の推定も有効である。

- 固有周期が解析と推定値で異なっている場合は、 弾性係数を増高あるいは低減し、両者が一致する ようにする。
- ③ レーリー減衰の設定
- ※ページの都合上、静的解析は割愛

解析モデル作成

特異な断面の例





設計・施工時、維持管理段階の資料から、堤体コンクリート、基礎岩盤の物性値

項目	記号	単位	基礎岩盤 (花崗岩)
単位体積重量	ρ	kg/m3	2600
弾性係数	Е	MPa	32000
ポアソン比	ν	-	0.3
純せん断強度	τ0	kN/m2	1000
内部摩擦角	φ	0	40
また新学学生	Vs	m/s	2192
して国政法法	Vp	m/s	4100
減衰定数	h	%	5

基礎岩盤の解析物性値



(2)発生応力に対する照査

・堤敷のせん断摩擦に対する安全率が地震中に1以上を確保できているか? ※揚圧力の観測結果を反映する必要あり。



(1)引張亀裂に対する照査

・堤体の上下流に連続するような亀裂(貫通)が生じていないか?



地震時最大引張亀裂分布図(単位:mm)

(2)発生応力に対する照査 ここでは割愛するが、圧縮応力、堤敷のせん断摩擦安全率も照査する。

線形動的解析

(1)応答加速度

・一般的に、応答加速度は堤敷から堤頂部へ向かうにつれて漸増する。 ・既往のL2地震におけるダムの応答倍率(実測値)は、概ね1~5倍である。 ※応答倍率=堤頂部の応答加速度/堤敷の応答加速度



線形動的解析

(2)発生応力に対する照査



線形動的解析



非線形動的解析



上流端におけるひび割れ幅の時刻歴図

地震後の安定性検討

(1)引張亀裂に対する照査



(2)発生応力に対する照査

ここでは割愛するが、圧縮応力、堤敷のせん断摩擦安全率も照査する。

この段階まででOKであれば、「貯水位を維持できる」と判断することができる。



照査の流れ(指針(案)p.20より引用)

1 4 算機 在機可的 工-必要に 登 1 9 世 音機21



解析モデ
対象断面
・地震時に最も厳しい条件になると想定され ~指針(案)に関する資料p.50~
モデルの大きさ等
・堤体+基礎岩盤を対象として二次元FEMモ ・基礎岩盤は、堤体に対して十分な大きさき ・要素高さは、波長λの1/5~1/6に設定す



解析の流れ

ル作成

れる最大断面等を対象とする。

解析モデル作成

解析物性值

設計・施工時、維持管理段階の資料から、堤体、基礎岩盤の物性値を設定

								堤体			基礎地盤
解析	fの種類		項目	記号	単位	Zone1	Zone2	Zone3	フィルター	ドレーン	CM級
						(遮水性材)	(半透水性~透水性	(透水性材)			
		地層区分 土 委 区 公		-	-	盛工層	<u>盛工層</u> 78.65 ±	<u> </u>	<u>登工層</u> 19件上	<u>盛工層</u> 19件上	安山岩~ 从火用煤岩
	AD-	上貝匹刀		-	= (m/om2		(床員工) 2 47	(保員工) 2 51	(保員工) 2 42	(床員工) 2 42	_
	nx.	<u>此王</u> 全水比		us	g/0113 K	2.70	2.4/	2.31	2.43	2.43	_
		間隙比		P	-	0.72	0.25	0.25	0.40	0.40	_
			鉤和	rsat	tf/m3	1.99	2. 18	2. 21	2. 02	2. 02	2.50
			AB1H	,	kN/m3	19 52	21 39	21 68	19 82	19 82	24 53
		単位体積重量	湿潤	γt	tf/m3	1.96	2.16	2.16	1.87	1.87	2.50
すべり	安定解析				kN/m3	19.23	21.19	21.19	18.34	18.34	24.53
			粘着力	c	tf/m2	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0
		せん断強度			kN/m2	19.62	0.00	0.00	0.00	0.00	_
			内部摩擦角	φ	۰	23.3	40.0	40. 0	40.3	40.3	40.0
				к	-	200	600	800	400	400	_
			Duncon-obong			100	300	500	150	150	
		弾性係数	モデルパラメータ	n	-	0.42	0. 30	0.50	0.35	0. 35	-
				Rf	-	0.84	0. 84	0.94	0.85	0.85	-
	筋焊解析			EO	kgf/cm2	-	-	-	-	-	8,000
	湛水解析		1	20	kN/m2	_	_	_	_	_	784, 800
初期応力				G	-	0.45	0.35	0.30	0.35	0.35	-
所机			Dunkan-chang			0.42	-	-	-	-	
		ポアソン比	モデルパラメータ	F	-	-	-	-	-	_	-
				D	-	-	-	-	-	-	_
				νs	-	-	-	-	-	-	0.3
		ボックか			CIM/S	9.9E-06	-	-	-		-
	浸渍液解析	222 / N DK 900		n i	cm/s	kh:9 9E-06/ky:9 9E-07	_	_	_	_	_
	15 42 00 0+ 1/1			kr-Sr	GIII/S	林姓(3)	_	_	_		_
		不飽和浸透特性	E	th −Sr	-	特性(3)	_	_	_	_	_
		初期せん断弾性	上係数	Go	kN/m2	12000 (2.91-K ₀) • σm ^{0.466}		[5822(2, 17-e) [[5822(2, 17-e) ² /(1	$^{2}/(1+e)$] $\sigma m^{0.6}$		_
動的解析	固有値解析 等価線形解 析	動ポアソン比		νd	-	0. 450-0. 006Z ^{0. 60}		0. 375-0. 006Z ^{0.} 0. 490-0. 001Z ^{0.}	⁵⁸ (浸潤面以上) ⁵⁶ (浸潤面以深)		-
1		ハずみ佐方特性		G-γ	-	資料-2「コア」		資料-2「ロック	7、フィルタ」		_
		0.2 0.1814141	E.	h-γ	-	資料-2「コア」		資料-2「ロック	7、フィルタ」		-
L		逸散減衰定数		he	5	15	15	15	15	15	_

静的解析(築堤•湛水、浸透流)

目的

① 堤内浸潤面の設定 : 安定解析に使用 ※堤内水位(もしくは間隙水圧)の観測値がある場合 水位が解析と観測値で異なっている場合は、透水係数を増高あるいは 低減、もしくは水平と鉛直の比を調整し、両者が一致するようにする。

② 堤体の初期応力の設定 : 拘束圧依存型のせん断剛性を設定する場合は 特に重要





- (1) 固有振動モードの確認
- 2 堤体のせん断剛性の妥当性確認 ロックフィルダムの固有周期Tと堤高Hの関係 多目的ダムの建設:T=H/100(s)
 - アースフィルダムの固有周期Tと堤高Hの関係 多目的ダムの建設:T=0.5H/100(s)
 - 解析による固有周期の推定も有効である。
 - 固有周期が解析と推定値で異なっている 場合は、弾性係数を増高あるいは低減し、 両者が一致するようにする。

(1)応答加速度、せん断ひずみ

・一般的に、応答加速度は堤敷から堤頂部へ向かうにつれて漸増する。 ※ただし、せん断ひずみが大きい10-3程度以上ではその限りではない。 ・既往のL2地震におけるダムの応答倍率(実測値)は、概ね1~5倍である。 ※応答倍率=堤頂部の応答加速度/堤敷の応答加速度 ・収束剛性を確認しておく。



固有値解析

※現地(堤頂部、基礎岩盤)での常時微動観測や強震観測記録を用い再現



等価線形化法による動的解析

等価線形化法による動的解析

(2)液状化判定

 道路橋示方書(V耐震設計編)などに示される簡易判定を行い、「液状化判定を 行う必要がある」と判断された場合に実施する。

※ロックフィルダムの堤体材料ではほとんど該当しないが、アースフィルダムで は「判定を行う必要がある」となる場合が多くある。

- $F_L = \frac{R}{L}$ F.:液状化に対する抵抗率 R:動的せん断強度比(液状化強度試験やN値から設定) L:地盤の地震時せん断応力比
- $L_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\max}}$ で、τmax: 各深さの最大せん断応力(解析結果から設定) σ_{\cdot} σ'、:有効上載圧(解析結果から設定)



より詳細な検討の例

・堤体及び基礎地盤に「液状化判定の必要あり」と判断されたアースフィルダム 有効応力動的解析により、地震時及び地震後(圧密(排水))の変形量を算出 ・地震時に液状化が発生し、ゾーンAとA基礎地盤Aの側方流動の影響により天 端が1m以上沈下した

→ レベル2地震動に対する補強対策(液状化対策)が必要と判断した。



すべり安定解析及び塑性変形解析

(1)すべり面(円弧)の設定

・ダムの上下流面に複数のすべり面を設定する。 ※詳細は、「山口ら:ロックフィルダムの地震時すべり変形量に関する検討、ダム 工学.vol.15.No.2.pp.120-136.2005」を参照。



すべり安定解析及び塑性変形解析

(2)安全率の算出

 ・等価線形化法による動的解析結果を用い、各円弧の安全率Fsを算出する。 → 沈下量が1m以内であればOK



・Fsがく1の場合、損傷を生じる恐れがある→塑性変形解析により沈下量を算出

ダムの耐震解析事例紹介

浸透破壊に対する地震後の安定性検討

(1)対象となる円弧の確認

①すべり面の始点が貯水位より高い下流側へのすべり ②土質遮水壁型のフィルダムのコアゾーンを貫通する下流側へのすべり ※①、②が無い場合は浸透破壊が生じるおそれはないと判断する

(2)照査項目

 ①下流側フィルタの厚さが変形量に対して十分な厚さを有しているか。 → 各すべり面位置でのフィルタ厚を確認する。

②①を満たしたうえで、フィルタ材がパイピング抵抗に対するフィルタ基準を満 足しているか。 (a)フィルタ基準 (b)フィルタ基準作成のために実施した

→ コア、フィルタの粒度特性から フィルタ基準を確認する。

この段階まででOKであれば、 「貯水位を維持できる」と判断 することができる。



(指針(案)に関する資料p.76より引用)

アーチ式コンクリートダム本体の耐震解析(少しだけ)





2018 The 4th MIDAS CONSTRUCTION **TECHNICAL SEMINAR**

斜張吊橋の構造・耐風解析と長大化のための新構造形式 横浜国立大学教授 勝地 弘 先生





YNU YOKOHAMA National University

斜張吊橋の構造・耐風解析と 長大化のための新構造形式

「斜張吊橋の構造・耐風解析と長大化 のための新構造形式」

耐風安定性に優れた長大橋梁形式として、斜張橋、吊橋を組 み合わせた斜張吊橋があるが、その最適な構造パラメータにつ いて、構造力学、空気力学の観点から解析を行い、検討した。 また、近年、海外の長大橋梁において採用されている新構造形 式について考察を行い、その有効性を検討した。

- 1. なぜ風で橋が揺れるのか?
- 2. 斜張吊橋
- 3. 今後の超長大橋

YNU YOKOHAMA National University

http://jp.midasuser.com/geotech | 317

2018. 11. 22

勝地 弘 横浜国立大学

MIDAS技術講座, Tokyo, 2018.11.22

はじめに

MIDAS技術講座(20181122)

1

渦の形成 (圧力変動) が橋を揺らす



Motion of Prototype

数が共振することで大きな振動を引き起こす。

YNU YOKOHAMA National University

空力振動の原因

1. 渦形成 (圧力変動) と橋桁の固有振動数が一致 => 渦励振、フラッター、 ギャロッピング



YNU YOKOHAMA National University

なぜ風で橋が揺れるのか?

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

なぜ風で橋が揺れるのか?

- ・ タコマナロウズ橋は、架設中から風 による振動が観測され、開通4か月 後の1940年11月に風速19m/sの風 (設計風速は53m/s)によって落橋 した。[自励振動:フラッター]
- 近年では、東京湾アクアライの主 橋梁において、架設中、風速14-18 m/sの風で大きな鉛直たわみ振動 が発現した[渦励振]



3



YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

Flow Visualization

橋桁の上下に形成される渦 (圧力変動) の流れと橋桁の固有振動

MIDAS技術講座(20181122)





2. 風の乱れによる強制振動 => ガスト応答



Buffeting response (Random vibration)

7

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

橋の耐風設計の難しさ

• 風による振動は、換算風速 <u>Reduced Wind Speed</u>で表すことがで きる.



B/V: time that wind flows over a body

1/f: vibration period

Width **B**

• 換算風速は、振動周期と渦の流れが桁上面を流れ去る時間との 比 => 耐風設計の難しさの指標

	Minami Bisan-seto Br. (1,100m)	Akashi Kaikyo Br. (1,991m)	
Ref. Speed for flutter (V)	75m/s	78m/s	
Frequency of T1 (f)	0.33Hz	0.15Hz	
Deck width (B)	32m	35.5m	
Reduced wind speed (V_r)	7.1	14.6	
		(Twice)	5
U YOKOHAMA National University	MIDAS技術	講座(20181122)	





YNU YOKOHAMA National University

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

斜張吊橋

MIDAS技術講座(20181122)

- 斜張吊橋(cable-stayed suspension bridge)(斜張橋と吊 橋の複合橋梁)は、耐風安定性に優れた超長大橋梁の一 形式として、ドイツ人技術者Franz Dischingerによって提案 された。
- ジブラルタル海峡横断橋にも提案された。



After Man-Chung Tang, IABSE Symposium, Weimar 2007

YNU YOKOHAMA National University

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

11

12

Yavuz Sultan Selim Bridge (第3ボスポラス橋)

• 2016年8月26日に完成した、トルコ、ボスポラス海峡に架 かるYavuz Sultan Selim Bridge (3rd Bosporus Bridge) ($L_c =$ 1.408m)は、長大斜張吊橋としては初となる橋梁



After Presidency of the Republic of Turley

MIDAS技術講座(20181122)

- ・ 斜張吊橋は、斜張橋と吊橋の両方の利点を有する
 斜張橋:斜ケーブルによって桁を補剛(特にねじれ) よく分担
- ・ 斜張橋と吊橋の区間比率が影響する=>最適化の必
 要性
- 主ケーブル、斜ケーブルの強度、安全率も影響



YNU YOKOHAMA National University

- 中央支間長2.500mの斜張吊橋を対象として、
 - 1) 斜張橋区間の長さ
 - 2) 低塔構造
 - 3) ケーブル安全率(許容応力度)
 - 的に検討を行う。
- る。

YNU YOKOHAMA National University

斜張吊橋の特徴

吊橋:長大スパンの大きな死荷重を主ケーブルが効率

Overlapping section

MIDAS技術講座(20181122)

目的

について、構造力学特性、耐風安定性の観点から解析

• 構造的にも耐風性にも優れた斜張吊橋の構造を提案す

MIDAS技術講座(20181122)

13



http://jp.midasuser.com/geotech | 325

[2] Effects of Cable-stayed Section Length (斜張橋区間の影響)

- 斜張橋区間長を、剛性(活荷重による鉛直たわみ)、耐風安 定性、綱重の観点から調査
- 道路橋示方書に基づく活荷重強度および基本風速45m/sに よる風荷重を考慮



MIDAS技術講座(20181122)

19





[2] Effects of Cable-stayed Section Length



- 水平、鉛直振動モードは大きくは影響を受けない
- ねじれ振動数は、斜張構造で大きく影響を受ける(補剛効果)
- 招き、極慣性モーメントの減少を招く。

YNU YOKOHAMA National University

[2] Effects of Cable-stayed Section Length

を実施

運動方程式: $[M]{\ddot{u}} + [C]{\dot{u}} + [K]{u} = [F]{\ddot{u}}$

$$\llbracket M \rrbracket = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix}, \llbracket C \rrbracket = \begin{bmatrix} 2mh_z\omega_z & 0 \\ 0 & 2Ih_\theta\omega_\theta \end{bmatrix}, \llbracket K \rrbracket = \begin{bmatrix} m\omega_z^2 & 0 \\ 0 & I\omega_\theta^2 \end{bmatrix}, \llbracket F \rrbracket = \begin{bmatrix} L_z & L_\theta \\ M_z & M_\theta \end{bmatrix}$$

非定常空気力:

$$L = \pi \rho B^{3} \omega^{2} \left[L_{yR} \frac{y}{B} + L_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + L_{\theta R} \theta + L_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right]$$

$$M = \pi \rho B^{4} \omega^{2} \left[M_{yR} \frac{y}{B} + M_{yI} \frac{\dot{y}}{B\omega} + M_{\theta R} \theta + M_{\theta I} \frac{\dot{\theta}}{\omega} \right]$$

を求める

 $(\llbracket M \rrbracket - \llbracket F \rrbracket) \{ \ddot{u} \} + \llbracket C \rrbracket \{ \dot{u} \} + \llbracket K \rrbracket \{ u \} = 0$

YNU YOKOHAMA National University



Decrease of polar moment of inertia by main cables

• 斜張橋区間の増加は、主ケーブル径とケーブル鋼重の減少を 21

MIDAS技術講座(20181122)

平板空気力、50次までの固有振動モードによるフラッター解析

非定常空気力が変位比例のため、複素固有値問題としてフラッター特性

MIDAS技術講座(20181122)

22

[2] Effects of Cable-stayed Section Length

• フラッター限界風速



- フラッター限界風速は、ねじれ対称1次振動数に比例
- ・ 斜張橋区間720mが最も高いフラッター限界風速58.8m/sを
 与える

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

[3] Effects of Tower Height(主塔高さの影響)

- ・ 斜張吊橋の高い主塔は、座屈、架設作業の観点から不利で
 あるため、低塔構造の可能性を調査した
- ・ 斜張吊橋(斜張橋区間L_c = 720m)において、吊橋と同じ塔高
 (320m)を持つモデルを作成



24

23

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

[3] Effects of Tower Height

 低塔構造は、斜ケーブル角度を小さくし、ケーブル張力の増 加、鋼重の増加を招く。

=>したがって、全体の鋼重が増加する



YNU YOKOHAMA National University

- 低塔斜張吊橋は、ねじれ振動数が低下し、フラッター限界風 速も低下する
- これは、大きなケーブル張力による補剛効果よりも、鋼重増 による影響が勝るため



できない

YNU YOKOHAMA National University

Stav cable	164,300 tf
Siay Cable	180,060 tf
100,000	200,000
el weight (tf)	

25

MIDAS技術講座(20181122)

[3] Effects of Tower Height



http://jp.midasuser.com/geotech | 329

[4] Effects of Safety Factor(安全率影響)

- 鋼重を低減を目的として、安全率を低減してケーブル許容応 力度を増大させて調査した(ケーブル強度は一定)
- 斜ケーブル安全率2.5を2.2, 2.0, 1.8へ、主ケーブル安全率 2.5を2.2へと変化させた
- ケーブル安全率の低減は、ケーブル鋼重を低減させるが、 桁鋼重には影響しない



[4] Effects of Safety Factor

 桁の水平たわみ、鉛直たわみも調査 =>大きな影響はなし



28

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

[4] Effects of Safety Factor

- ケーブル安全率の低減によって、ケーブル鋼重の減少、ねじ 風速は増大する
- フラッター限界風速は、斜ケーブルの安全率よりも主ケーブ ルの安全率に影響を受ける



まとめ

- 耐風安定性の観点から解析的に検討を行った。
- 斜張橋区間 (L₂ = 720m) の斜張吊橋が最も高いフラッター限
- 低塔斜張吊橋(吊橋と同じ塔高)と安全率の低減(主ケーブ) することができた。

れ振動数の増大が見られる。それによって、フラッター限界



• 中央支間長2,500mの斜張吊橋を対象として、構造力学特性、

界風速を示したが、大きな鋼重と高い主塔が問題となった。 ル1.8、斜ケーブル2.2)によって、当初の斜張吊橋区間(L_= 720m)と同程度の鋼重と1.7倍のフラッター限界風速を実現

今後の超長大橋

Canakkale 1915 Bridge



YNU YOKOHAMA National University

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

31

Canakkale 1915 Bridge



Canakkale 1915 Bridge 公式HP 32

MIDAS技術講座(20181122)

YNU YOKOHAMA National University

使用鋼材

- ・ 補剛桁、タワー EN S355ML, S460NL, S620Q/QL
- ケーブル 素線径5.55mm、引張強度1,960MPa
- ハンガー 素線径7mm、引張強度1,760MPa

YNU YOKOHAMA National University

横浜国立大学 教授 勝地 弘 先生

33 MIDAS技術講座(20181122)

Canakkale 1915 Bridge

ケーブル径949mm、127×184ストランド

Hutong Railway Yangtze River Bridge

- 支間長: 142+462+1,092+462+142 = 2,300m
- ・ 主塔高さ: 325m
- 桁下: 62m
- 桁幅: 35m、桁高: 16m
- Q370qE, Q345qE
- 道路6車線(設計速度100km/h)
- 鉄道4線(設計速度200、250km/h)
- 伸縮装置2,000mm

YNU YOKOHAMA National University

Hutong Railway Yangtze River Bridge



YNU YOKOHAMA National University

滬通鉄路長江大橋 Hutong Railway Yangtze River Bridge



Hutong Railway Yangtze River Bridge



中央支間長1,092mの道路鉄道併用斜張橋 2019年の完成を目指して建設中

36

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

• 鋼材: Q500qE(σ_u = 630-750MPa), Q420qE, ・ 斜ケーブル: 平行線7mm、引張強度2,000MPa

MIDAS技術講座(20181122)

37

MIDAS技術講座(20181122)

http://jp.midasuser.com/geotech | 335

Hutong Railway Yangtze River Bridge



Hutong Railway Yangtze River Bridge



40

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)



Hutong Railway Yangtze River Bridge



336 | 2018 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座

Hutong Railway Yangtze **River Bridge**



MIDAS技術講座(20181122)

41

http://jp.midasuser.com/geotech | 337

ご清聴ありがとうございました

YNU YOKOHAMA National University

MIDAS技術講座(20181122)

43

338 / 2018 第 4 回 MIDAS 建設分野 技術講座



MIDAS CONSTRUCTION PROGRAMS

a total of over 30,000 licenses used worldwide in over 110 countries The Largest CAE Software Developer in Civil Engineering









midas Civil

任意形状構造物の3次元汎用構造解析プログラム

midas Civilは、直観的なユーザーインターフェイス環境とコン ピューターグラフィックス技術が適用された土木分野の汎用構造解 析及び最適設計システムです。

PC橋、斜張橋、吊橋はもちろん、非定型構造物や最新施工法を適用 した構造物のモデリングが自由にできますし、土木分野に必要な静 的・動的解析、材料・幾何非線形解析、段階施工解析機能を提供し ています。

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 した統合ソルバーを搭載しており、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

また、様々な解析機能、圧倒的に速い解析速度、優れているクラ フィック表現および結果整理機能などを提供します。

FEA NX

非線形詳細FEM解析プログラム

FEA NXは、建築・建設分野における高度な解析を行うことを目的 とした解析ツールです。

補修・補強のための詳細解析はもちろん、マスコンの熱応力解析、 コンクリートのひび割れ解析を行うことができます。

midas NFX

機械分野における汎用構造解析プログラム

midas NFXは、windows上で動作するプリ・ポスト・ソルバー一体型の構造解析解析ツールです。

設計者の方でも解析専任者の方でも快適にお使いいただける作業 環境を提供します。

線形解析から高度な接触問題を含む非線形解析、CFD解析まで行うことができます。



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 | URL http://jp.midasuser.com/geotech © Since 1989 MIDAS InformationTechnology Co., Ltd. All rights reserved.