

新潟港道路トンネルの 液状化対策と仮設工について

COUNTERMEASURE FOR LIQUEFACTION AND TEMPORARY WORKS IN NIIGATA PORT ROAD TUNNEL

白石哲也¹・土市 進²・佐川雅悦²・中川勝栄²

Tetsuya SHIRAISHI, Susumu DOICHI, Masayoshi SAGAWA, Katsuei NAKAGAWA

¹正会員 国土交通省 北陸地方整備局 新潟港湾空港技術調査事務所 (〒951-8011 新潟市入船町 4-3778)

² 国土交通省 北陸地方整備局 新潟港湾空港技術調査事務所 (〒951-8011 新潟市入船町 4-3778)

For the foundation of the left bank retaining wall part in Niigata Port road tunnel, in order to improve work efficiency and reduce construction cost and period, cantilever earth-retaining using reinforced deep mixing (DM) method was adopted for the purpose of temporary earth-retaining, impervious ground, outer form of the main structure, and liquefaction countermeasure.

In order to design this type of soil improved and H steel reinforced composite structured earth-retaining, which has no preceding case, reinforced concrete (RC) design method for a cantilever beam based on Bernoulli-Euler theory was introduced combining with conventional DM design method.

As a result of various type of researches, analyses, laboratory and in-situ tests, this method was proved to be feasible in terms of both design and execution.

Key Words: *cantilever earth-retaining, reinforced deep mixing (DM) method, deformation and rupture mode, aspect ratio, reinforced concrete (RC) design method, monitoring*

1. はじめに

新潟港道路トンネル(臨港道路入舟臨港線)は、信濃川を沈埋トンネルで結び、緩く堆積した砂地盤上を陸上トンネルと擁壁構造で地上部と接続する道路である。このうち左岸側擁壁部では、工費縮減・工期短縮を目的に、液状化対策と仮設山留の機能を併せ持つ深層混合処理工法(DM: Deep Mixing)を用いた自立山留工法を採用した。

この自立山留工法では、改良体側壁部分に芯材(H鋼材)を挿入することで、曲げ破壊に対する靱性の向上と改良幅の縮小を図ることとした。しかし、このような複合構造に対しての施工事例は無く、確立された設計法・施工法は従来無かった。

このため本工法の設計においては、改良体を剛体と見なし内部の曲げ引張応力を考慮しない、従来のDMの設計理論に加え、側壁部を片持梁とした、鉄筋コンクリート(RC)の設計理論を取り入れた。そして、このような設計法が成立しかつ確実に施工できることを検証するため、各種の調査・試験・解析を実施した。

本論文では、本工法の設計法確立に至るまでに実施された各種検討内容について報告する。

2. 自立山留工法の概要

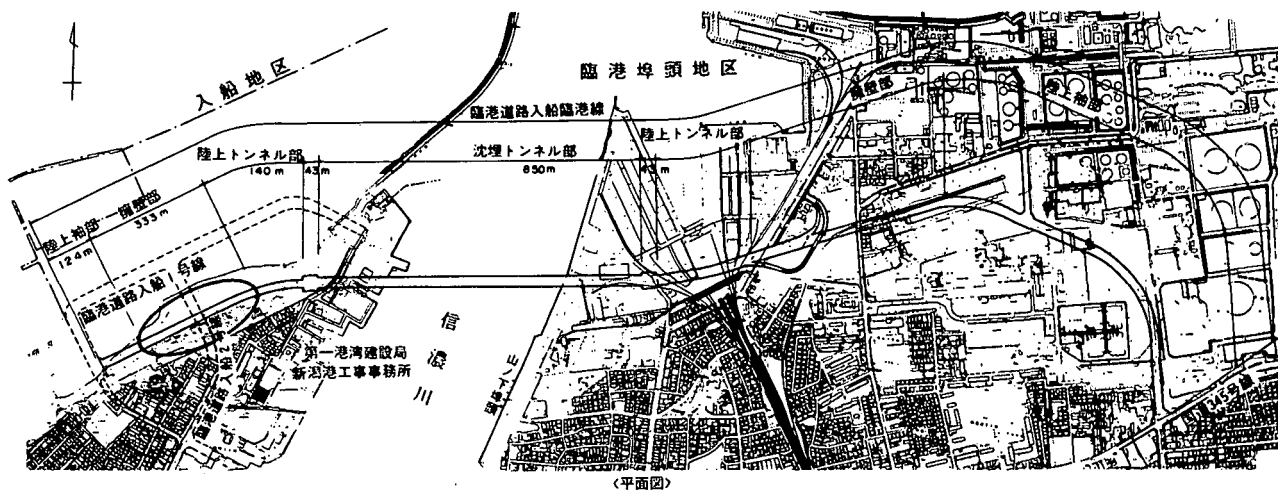
この自立山留工法は、以下の多様な用途を併せ持つ。

- ・ 本体構造物施工時の仮設山留
- ・ 本体構造物の液状化対策
- ・ 遮水性地盤
- ・ 本体構造物の外型枠

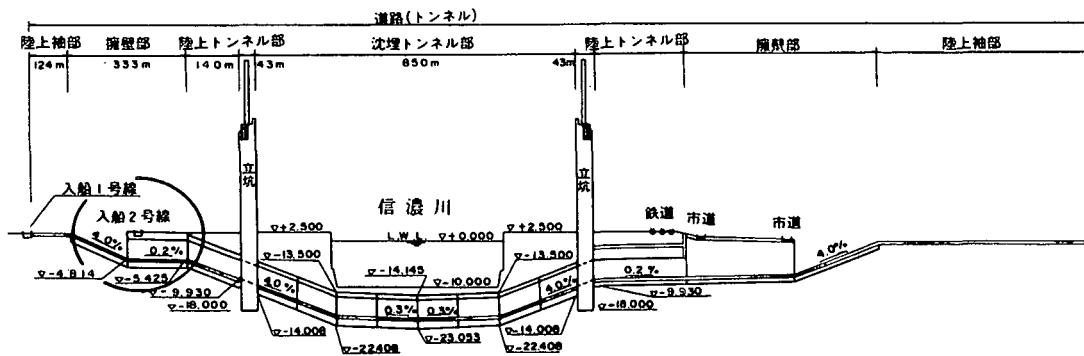
また、本工法を採用することにより、以下の効果が期待できる。

- ・ 仮設山留、本体構造物の外型枠、液状化対策を兼用することによる工費縮減
- ・ 非液状化層まで改良することによる本体構造物の液状化時における安全性確保
- ・ 支保工省略による施工性向上・工期短縮
- ・ 遮水性地盤による本体浮き上がり安全率増大
- ・ 遮水性地盤でのドライワークによる施工性、特にトラフィカビリティの改善

新潟港道路トンネルの計画図を図-1に、計画地点の位置図を図-2に、本自立山留工法の概念図を図-3に、それぞれ示す。



〈平面図〉



〈縦断面〉

図-1 新潟港道路トンネル計画図

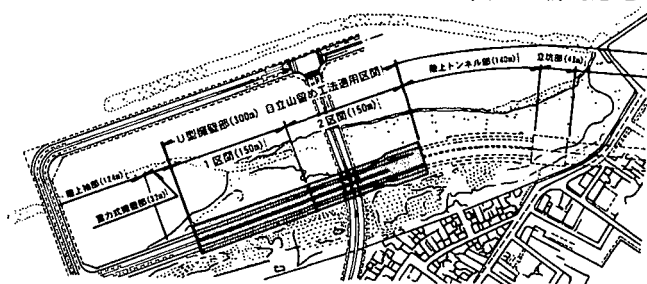


図-2 計画地点位置図

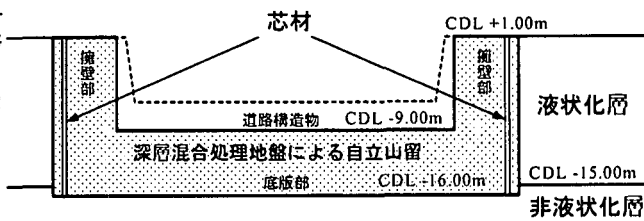


図-3 自立山留工法概念図

3. 実用化における検討課題

自立山留工法を実用化するにあたっての設計・施工上の検討課題を以下に示す。

(1) 設計上の課題

通常のDMの設計においては、外力に対する安定を確保するために必要な改良幅と改良強度を設定し、改良体を剛体と見なし、改良体内部に発生する曲げ引張応力については考慮しない。

これに対して自立山留工法では、改良体側壁部に芯材(H鋼)を挿入し、曲げ引張に対する抵抗を与えるとともに改良幅の縮減を図っている。

このような複合構造に対しては、通常のDMの設計法に加えて、側壁部を片持梁とした鉄筋コンクリート(RC)の設計理論を適用することが考えられる。

このような設計法が成立することを検証するために、下記項目について検討を行った。

- ・ 自立山留の変形・破壊モードと改良形状との関係
- ・ 基本計画断面の設定
- ・ 基本計画断面における変形・破壊モード
- ・ 曲げ引張，せん断，それぞれの破壊に対する安全性
- ・ 改良体と芯材の間の応力伝達機構，すなわち芯材の改良体への付着力
- ・ 改良強度の設定

(2) 施工上の課題

(1)の検討を経て設計された自立山留を、現場においても確実に施工するために、下記項目について検討を行った。

- ・ DM現場配合の設定および現場発現強度
- ・ 改良杭中への芯材挿入の確実性

(3) 計測施工による確認

計測施工を実施し、施工中の改良体の変位、芯材に発生する応力を観測し、安全性を確認しながら施工を行った。

4. 課題に対する検討

設計・施工上の課題に対して、以下に示す検討を行った。

(1) 設計上の課題に対する検討

a) 自立山留の変形・破壊モードと改良形状

自立山留の内部応力による変形・破壊モードには表-1に示すように、擁壁付根部の曲げおよびせん断、芯材の抜け出し、底版部の曲げ、擁壁部のコーベル的挙動、端趾圧による圧縮・せん断が考えられる。

表-1 自立山留の内部応力による変形・破壊モード

擁壁付根部の曲げ	擁壁付根部の水平せん断	芯材の抜け出し
底版部の曲げ	コーベル	端趾圧

図-4に示す改良形状、および改良強度を変えて実施した、遠心模型載荷試験、FEM解析、L型改良体の室内載荷試験の結果から、自立山留は擁壁高さ H と擁壁幅 B の比(細長比 H/B)が2以上と比較的大きな場合は、擁壁付根部に働く曲げ引張により変形・破壊することが確認された¹⁾。

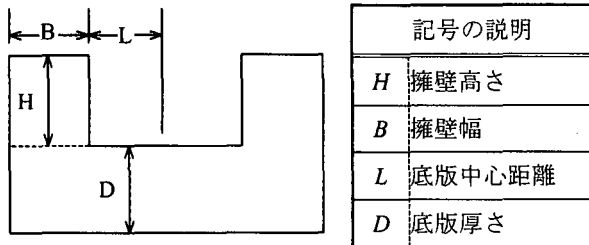


図-4 自立山留改良形状

また、室内曲げ載荷試験、改良杭の原位置水平載荷試験、遠心模型載荷試験、およびL型改良体の室内載荷試験の結果から、曲げ引張による縁クラック発生時の荷重はほぼ等しいが、芯材の効果によりクラック発生後の曲げ破壊強度がはるかに大きくなり、芯材の挿入により改良体の脆性破壊を抑制することが確認された。

b) 基本計画断面の設定

a) で得られた知見から、以降の検討対象として、

自立山留工法にRCの設計理論が適用できることを仮定して、図-5に示す基本計画断面を設定した。供用する道路構造物の標高から決定される擁壁高さ $H=10\text{m}$ に対して、RCの設計理論で計算した擁壁幅 $B=7\text{m}$ となり、細長比 $H/B=1.4$ となる。

通常のDMの設計理論では、擁壁部のみで外力に対して安定となるように、 B をはるかに大きくとる必要があり、自立山留では、芯材の効果により改良幅を縮減できることがわかる。

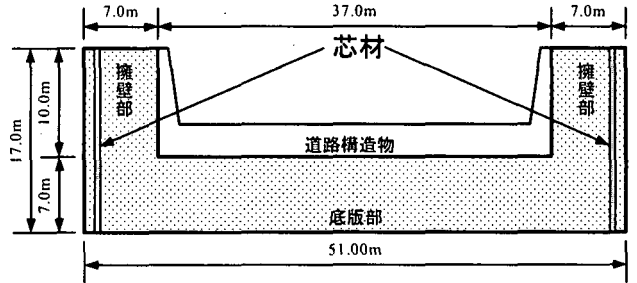


図-5 基本計画断面

c) 基本計画断面における変形・破壊モード

基本計画断面のような H/B が2以下と比較的小さな改良形状での変形・破壊モードを確認するために実施した遠心模型載荷試験、FEM解析の結果から、 H/B が比較的小さな場合は、図-6に示すように変形・破壊モードが曲げではなくせん断が支配的となることが確認された²⁾。

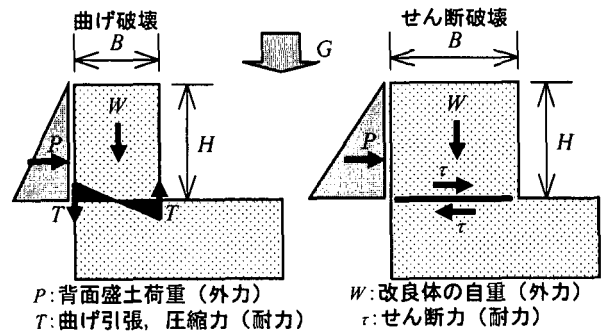


図-6 変形・破壊モードの考え方

背面盛土の単位体積重量 γ 、遠心加速度 G 、擁壁高さ H と擁壁の強度 q_u との比を無次元指標 $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ とし、 $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ を H/B の関数として求め破壊形態の指標とした。

曲げ破壊・せん断破壊いずれについても擁壁付根部で破壊が発生すると計算した破壊基準を、 H/B と $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ の関係を表し図-7に示す。点線Aは曲げ破壊に関する破壊基準を、破線Bはせん断破壊に関する破壊基準を表している。

いずれの場合も、 H/B が大きくなるほど $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ が小さくなり、より破壊しやすくなることが分かる。本実験の場合、2つの破壊基準線は $H/B=1.4$ で交差し、その交点を破壊形態分岐点と呼ぶことにする。

すなわち破壊形態分岐点を境に H/B が小さい場合には、破壊線 B の方が $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ が小さくなるためせん断破壊が、 H/B が大きい場合には、破壊線 A の方が $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ が小さくなるため曲げ破壊が先行すると考えられる。

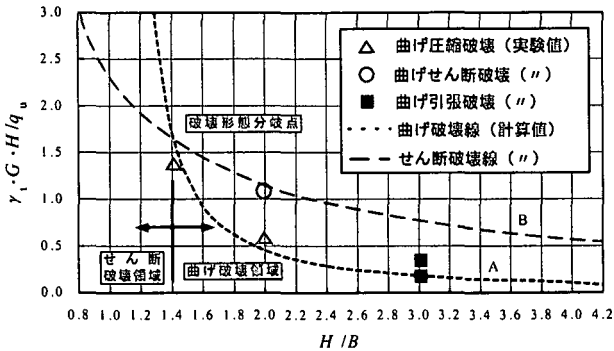


図-7 細長比 (H/B) と $\gamma \cdot G \cdot H/q_u$ の関係

遠心模型荷重試験の結果も併せて図-7 に示す。 $H/B=2$ の曲げせん断破壊 (○) した実験ケースを除き、曲げ圧縮破壊 (△)、曲げ引張破壊 (■) の実験ケースいずれも計算値と比較的によく一致した。

基本計画断面の細長比は $H/B=1.4$ であり、ちょうど破壊形態分岐点上に位置する。

したがって設計にあたっては、曲げ引張破壊、せん断破壊いずれのモードも想定し、それぞれの破壊に対する安全性を比較検討した上で、設計断面を検討することとした。

d) 曲げ引張に対する検討

自立山留が改良体内部に発生する曲げ引張応力により変形・破壊する場合について、RC の設計と同様に平面保持則に基づく梁理論が適用できることを検証するために、室内荷重試験、遠心模型荷重試験、FEM 解析、原位置水平荷重試験、を実施した。

その結果、改良体内部の断面距離と引張応力の関係は、図-8 に示すように RC の設計理論で計算したものとほぼ直線となり、擁壁付根部における引張縁応力は RC の設計理論で計算できることを確認した。

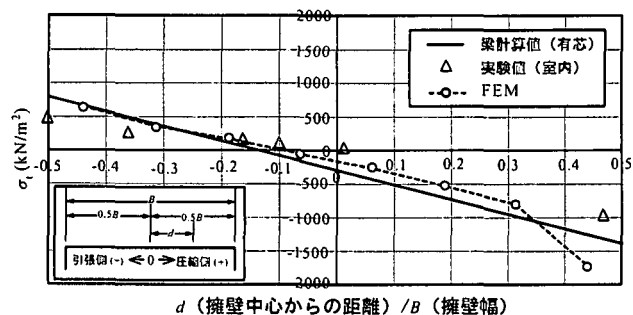


図-8 同一モーメント時における擁壁付根部の断面応力分布

また、改良体の引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u との関係について室内曲げ試験・割裂試験を実施し、さらにその結果と現行の設計基準とを照合した結果、許容引張応力度 σ_{ta} と許容圧縮応力度 σ_{ca} の関係については安全側を考え、現行の設計基準をもとに $\sigma_{ta} = 0.15\sigma_{ca}$ を採用し、RC の設計理論で計算した改良体内部の引張応力が σ_{ta} 以下となるよう設計することとした。

e) せん断に対する検討

自立山留改良体内部に働くせん断応力については、室内一面せん断試験 (土的試験) および二面せん断試験 (構造的試験) を実施した。

その結果、改良体のせん断強度 τ と一軸圧縮強度 q_u との関係については、図-9 に示すように一般的な $\tau = 1/2q_u$ よりも小さく、平均として、 $\tau = 0.3q_u$ となることを確認した。

これから、許容せん断応力度と許容圧縮応力度との関係については、 $\tau_{0a} = 0.3\sigma_{ca}$ とし、改良体内部に発生するせん断応力 τ_0 が τ_{0a} 以下となるよう設計することとした。

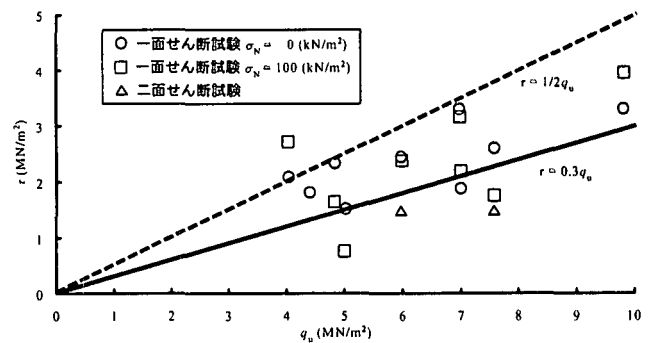


図-9 一軸圧縮強度とせん断強度の関係

f) 各破壊モードに対する安全性の検討

RC の設計理論により、曲げ引張、曲げ圧縮、せん断、各破壊モードにおいて改良体が破壊する限界強度を計算し、それらの強度を d), e) で求めた関係から一軸圧縮強度 q_u に直し、細長比 H/B との関係として表したものを、図-10 に示す。

いずれの破壊モードにおいても、 H/B が小さくなる、すなわち改良体幅 B が大きくなるに従い、限界強度が小さくなる。また、設計断面およびその改良強度は、各破壊モードのうち限界強度が最大となる破壊モードにより決定される。

図-10 において、基本計画断面の $H/B = 1.4$ では曲げ圧縮、せん断の限界強度が最大となり、設計断面がせん断により決定されることを確認した。

また図-10 には、同様の検討を FEM 解析でも実施した結果も併せて示すが、その結果は RC の設計理論による計算結果と傾向がほぼ一致し、破壊モードは $H/B=1.4$ 前後で曲げ引張から曲げ圧縮・せん断へと移行することを確認した。

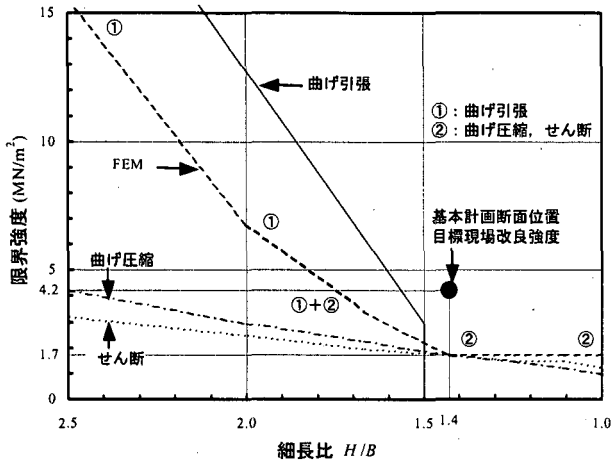


図-10 細長比と破壊モード別限界強度の関係

g) 芯材の付着, 材質

自立山留改良体に挿入する芯材の材質について、通常の H 鋼、表面にモルタルを塗布した H 鋼、突起付き H 鋼の 3 種類について、室内試験（押し抜き試験）を実施した。

その結果、芯材と改良体との付着切れが発生する付着限界強度 μ_{0a} と改良体の一軸圧縮強度 q_u の関係は以下ようになった。

- ・ 通常の H 鋼 $\mu_{0a} = 0.03q_u$
- ・ モルタルを塗布した H 鋼 $\mu_{0a} = 0.07q_u$
- ・ 突起付き H 鋼 $\mu_{0a} = 0.40q_u$

以上の関係をもとに、自立山留擁壁部の H/B を変化させて計算した μ_{0a} と、図-10 に示した RC の設計理論により計算した曲げ引張、曲げ圧縮、せん断、それぞれの限界強度を比較したものを、図-11 に示す。

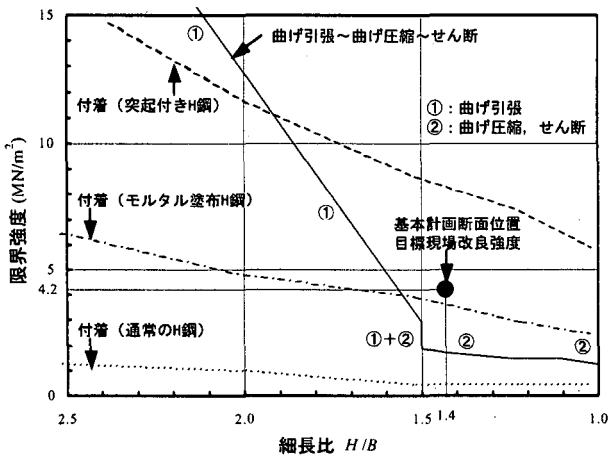


図-11 細長比と限界強度, 付着強度の関係

これより、基本計画断面の $H/B = 1.4$ において μ_{0a} が改良体の限界強度（破壊モードは曲げ圧縮、せん断）を上回る、すなわち改良体の破壊が起こる前に芯材と改良体との付着切れを起こさないものは、モルタル塗布の H 鋼 ($\mu_{0a} = 0.07q_u$) と突起付き H 鋼 (μ_{0a}

$= 0.40q_u$) の場合である。実際の施工においては安全側を考え、付着限界強度に対する余裕がより大きな、突起付き H 鋼を使用することとした。

h) 改良強度

現場施工試験の結果から、DM における最大固化材添加量とされる $C=300\text{kg/m}^3$ であれば、実際の施工で $\bar{q}_{wf}=4.2\text{MN/m}^2$ が発現できることを確認した。

このとき、後に述べる $\gamma=0.59$ から、設計基準強度 $q_{uck}=\gamma \cdot \bar{q}_{wf}=0.59 \times 4.2\text{MN/m}^2=2.5\text{MN/m}^2$ となるが、これは、図-10 より求まる、基本計画断面の細長比 $H/B = 1.4$ において限界強度を上回るために必要となる $q_{uck}=1.7\text{MN/m}^2$ 以上となり、自立山留改良体の破壊に対する安全性が確保される。

したがって改良強度としては、目標現場改良強度として、 $\bar{q}_{wf}=4.2\text{MN/m}^2$ を設定することとした。

また、通常の DM の設計では、改良体の許容圧縮応力度 σ_{ca} は(1)式で表されるが、今回は(1)式の各係数については、以下のように検討した。

$$\sigma_{ca} = \frac{1}{F_s} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{uc} \quad (1)$$

F_s : 安全率。今回は、室内配合試験および現地施工実験から、仮設工および液状化対策工であることを考慮して構造物としての安全率 $F_s=2.0$ と設定した。

α : 断面有効係数。改良体の断面有効係数 α を考慮して設計する場合と考慮しない場合について、感度解析を行って比較した。その結果、両者の設計上の安全率に大きな差が見られないこと、また α を考慮した場合、設計が煩雑になることから、今回は $\alpha=1.0$ と設定した。

β : 信頼度係数。現場施工試験の結果、改良体のラップ部と一般部の一軸圧縮強度比は $0.8 \sim 1.0$ となった。ここでは試験結果の最小値を取り、また現行設計基準で $\beta=0.8$ となっていることを参考にして、改良体ラップ部の信頼度係数 $\beta=0.8$ と設定した。

γ : 現場強度のバラツキを表す係数。現場施工試験の結果、改良体の一軸圧縮強度の変動係数 $V=0.23 \sim 0.25$ となった。得られたデータ数が少ないため $V=0.25$ と安全側に設定し、改良地盤の不良率 k をコンクリートと同様 5% と考え、 $\gamma=1-kV=1-1.645 \times 0.25=0.59$ と設定した。

λ : 現場強度 \bar{q}_{wf} と室内配合試験強度 \bar{q}_{uc} の比。現場施工試験の結果 λ は砂質土で $2 \sim 3$ 、粘性土で $0.9 \sim 2$ となった。今回は、現場施工試験を通じて $\bar{q}_{wf} \geq q_{uck}$ となる配合について十分な知見が得られていることから、 \bar{q}_{uc} から $\bar{q}_{wf} = \lambda \cdot \bar{q}_{uc}$ により \bar{q}_{wf} を推定する方法は採用せず、現場施工試験で得られた \bar{q}_{wf} を基に改良強度を設定した。

(2) 施工上の課題に対する検討

a) DM 現場配合の設定

固化材としては、砂質地盤のようなポゾラン反応性の小さい地盤に対して有効であることが確認されている、高炉 B 種セメントを使用した。また、砂の沈降防止を目的として、添加剤としてベントナイトを使用した。

改良対象土には、砂質土のほかに一部粘性土が含まれることから、粘性土を含む土層に対しても現場施工試験を実施し、実際の施工で目標現場改良強度 $\bar{q}_w = 4.2\text{MN/m}^2$ を発現可能な配合として、表-2 に示す配合を決定した。

表-2 DM の現場配合

対象土 1m^3 あたり

セメント (kg)	ベントナイト (kg)	水 (ℓ)
300	22.5	300

表-2 の配合で本施工を実施した結果、図-12 に示すように現場平均強度は $\bar{q}_{wp} = 7.1\text{MN/m}^2$ となり、目標現場改良強度 $\bar{q}_w = 4.2\text{MN/m}^2$ を上回った。

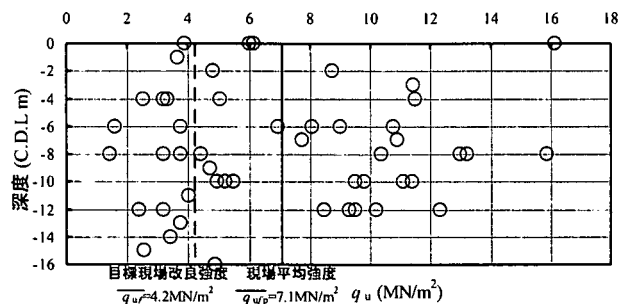


図-12 現場改良強度

b) 芯材挿入の確実性

現場施工試験の結果から、芯材（突起付き H 鋼）は、適切な導材を挿入位置に設置することにより、バイブロハンマー等の補助工法を使用することなく、自重だけで確実に改良杭中に挿入可能であることを確認した。

(3) 計測施工による確認

自立山留工の施工を、安全を確認しながら行うために、自立山留内部掘削時に計測施工を実施した。

a) 計測仕様

計測項目を表-3 に、計測器の設置位置を図-13 に示す。

b) 計測結果

計測を行った結果、山留壁水平変位は、掘削側に

は最大 7mm 程度となった。

現場強度が設計基準強度に対して大きくなったこともあり、計測施工における実測値は極めて小さく、本検討における設計・施工法で構築された自立山留が安全に施工できることが確認された。

表-3 計測項目

計測項目	計測方法	計測頻度
山留壁水平変位	トランシット・レベル	2 回/1 日
	多段式傾斜計	
芯材発生応力	ひずみゲージ	自動計測
底板部浮き上がり (鉛直ひずみ)	層別沈下計	

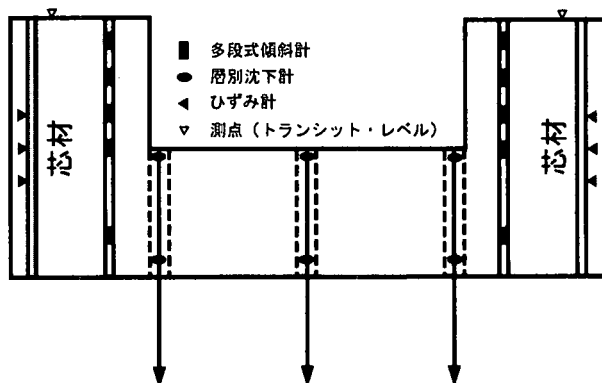


図-13 計測器設置位置図

5. まとめ

本検討の結果、芯材挿入により引張補強された DM を使用した自立山留工法は、適切な改良形状・改良強度を設定すれば、RC の設計理論を取り入れた設計法で設計でき、また確実に施工でき、経済的な山留構造物を構築できることが確認された。

自立山留の施工後、擁壁本体構造物の完成を経て、新潟港道路トンネルは平成 14 年 5 月から供用される。

謝辞: 本論文で述べられた検討は、平成 4 年度から平成 10 年度にかけて開催された新潟港道路トンネルに関する工法検討委員会で実施されたものです。委員会関係者の方々に謹んで謝意を申し上げます。

参考文献

- 1) 北詰 昌樹, 石山 范, 田畑 竹千穂, 石川 泰裕: セメント系深層混合処理地盤による自立山留めの破壊挙動に関する模型実験, 第 30 回地盤工学研究発表会, pp.2323-2326, 1995
- 2) 北詰 昌樹, 畑中 義徳: セメント系地盤改良による自立擁壁の破壊形態に関する遠心模型実験, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.2213-2214, 1998