

第 23 回(令和 6 年度)技術報告会
北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎に関する「防災・減災に対する
我が社の取り組み」技術報告会

報 告 集

令和 7 年 2 月

主催 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

目 次

セッション a

- a-1 プラスチックボードドレーンの耐震補強効果に関する予備的検討 …………… 1
錦城護謨株式会社 日下部 祐基、山内 義文、大寺 正志 本間 祐樹
- a-2 都市部での防災減災工事に適した高圧噴射攪拌施工機の開発…………… 8
三信建設工業株式会社 島野 嵐
株式会社 トーメック 菊地 健太
- a-3 防災および復旧に向けた地盤改良工法による地盤・環境リスクの対応と適用事例 …………… 12
小野田ケミコ株式会社 保坂 仁哉、武田 裕樹、木下 和徳、西尾 経
- a-4 液状化対策における締固め砂杭工法…………… 20
株式会社 不動テトラ 高田 大輝、杉本 知弘

セッション b

- b-1 圧入工法の適用事例：鋼管杭連続壁を用いた路面陥没箇所の災害復旧 …………… 27
株式会社 技研製作所 山口 雅史、筒井 健二、武内 隆政
- b-2 豪雨と地震に対する斜面防災機能強化工法 恒久排水補強パイプ…………… 37
岡三リビック株式会社 高森 愛也、林 豪人、木村 壮一
- b-3 コンクリート構造物を用いない斜面对策工
高強度ネット工法 ークモの巣ネット工法、パワーネット工法…………… 47
日特建設株式会社 矢野 杏奈、池田 淳
- b-4 オオイトダリの生育抑制によるのり面保護の試み
－異なる大きさの網目を有するメッシュシートの被覆－…………… 53
国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 佐藤 厚子、山木 正彦
三井化学産資株式会社 石田 健一、鈴木 健大
株式会社 ハブ 樋口 法大

プラスチックボードドレーンの耐震補強効果に関する予備的検討

錦城護謨（株） ○日下部祐基*1 山内義文*2
同 上 大寺正志*2 本間祐樹*2

1. はじめに

プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法の材料の一つであるプラスチックボードドレーン（以下、PBD）を用いた工法は、軟弱地盤上の盛土安定対策として軟弱粘性土地盤や浚渫粘性土による埋立地盤のみならず、泥炭性軟弱地盤でも採用されてその有効性が確認¹⁾されている。しかし、現状の設計では PBD 工法は圧密促進が主目的であるため、地盤の強度増加については圧密沈下に依存することになる。

盛土の補強対策には、金属製補強材やジオテキスタイルを水平に敷設して、盛土材と補強材の摩擦力により補強する工法²⁾がある。この補強原理を考えると、PBD 工法では、1m 前後の間隔で PBD を鉛直に挿入打設するが、これを水平に敷設した盛土の補強材を鉛直に打設した状態に置き換えると同様の補強効果が期待される（図-1）。したがって、盛土施工後の圧密が終了した状態において、PBD と地盤との摩擦抵抗等により地盤補強されていることが推測され、PBD が補強材になって耐震補強の向上に寄与していることが考えられる。

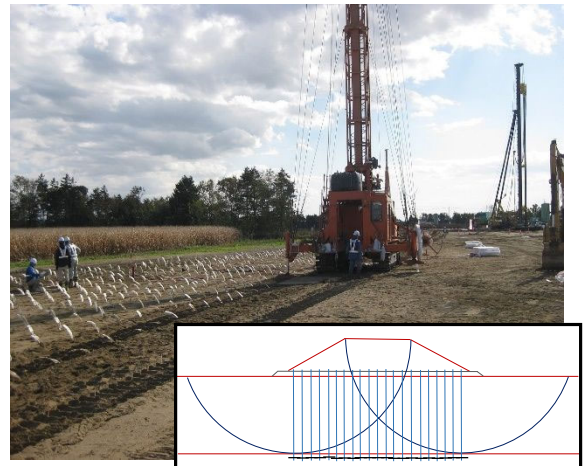


図-1 PBD の地盤補強概念図

本研究では、PBD 打設直後および圧密沈下が進行中の PBD による地盤強度増加の検証、および軟弱地盤の安定対策としての PBD の改良と配置方法に着目した、地盤補強を兼ねた PBD 工法の可能性の確認、さらに PBD 工法を用いた圧密沈下対策終了後の地盤において、PBD の耐震補強としての効果を定量的に検討することを目的としている。ここでは、PBD の地盤補強効果の有無を検証する目的で実施した室内土質試験の結果と、既存の試験施工データをを用いて予備的な検討を行ったので報告する。

本研究では、PBD 打設直後および圧密沈下が進行中の PBD による地盤強度増加の検証、および軟弱地盤の安定対策としての PBD の改良と配置方法に着目した、地盤補強を兼ねた PBD 工法の可能性の確認、さらに PBD 工法を用いた圧密沈下対策終了後の地盤において、PBD の耐震補強としての効果を定量的に検討することを目的としている。ここでは、PBD の地盤補強効果の有無を検証する目的で実施した室内土質試験の結果と、既存の試験施工データをを用いて予備的な検討を行ったので報告する。

2. 実施した室内土質試験³⁾

2.1 試験概要

試験に用いた荒木田土（以下、材料土）は、東京都荒川区荒木田（現：東京都荒川区町屋）原産で、荒川が氾濫し流域に堆積した土であり、その土質は粘り強く丸く角がないのが特徴である。今回は予備的試験であることから、物理特性等は既往文献⁴⁾で示されている値を参考にした。表-1 に物理特性の参考値を示す。工学的分類では粘土（CH）に分類される。

材料土の含水比を決定するために土の一回軸圧縮試験を実施した。また、ドレーン材の補強効果を検証する試験としては、表-2 に示す性状の現場で用いられているドレーン

表-1 粘土材料の物理特性参考値⁴⁾

土粒子密度 $\rho_s(\text{Mg/m}^3)$	粒度				液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 I_p
	礫分(%)	砂分(%)	シルト分(%)	粘土分(%)			
2.686	3.3	22.3	19.6	54.8	72.4	23.0	49.4

*1 Yuki Kusakabe 札幌市中央区北1条西15丁目1番地3 ・TEL 011-631-2220 ・FAX011-631-1300

*2 Yoshihumi Yamauchi, Tadashi Oodera, Yuki Honma 大阪府八尾市跡部北の町1-4-25 ・TEL 078-992-6630
・FAX072-922-4175

材を 10~20 mm 幅にカットして埋め込み、土の三軸圧縮試験 (UU 試験) を行った。三軸圧縮試験で用いたセル圧は、25, 50, 75 kN/m² とした。ドレーン材の埋込方法は、作製した円柱供試体を半割にしてドレーン材に合わせて溝を切り、挟み込んで設置した。表-3 に実施した試験数量を示す。図-2 は、ドレーン材を埋め込んだ供試体作製の概略図である。ドレーン材の配置は、図に示すように供試体上面とドレーン材天端との間に 40 mm の差を設けた。これは、圧縮中にペDESTAL がドレーン材に当たって直接ドレーン材を圧縮しないようにしたものである。

2.2 試験結果と考察

2.2.1 一軸圧縮試験

材料土の含水比を決定するための目標一軸圧縮強さ q_u は、ドレーン打設機のトラフイカビリティを考慮して 20 kN/m² とした。図-3 に、供試体径 $\phi 50$ mm の含水比と q_u の関係を示す。目標 q_u を示す供試体の含水比は、およそ 37% であることがわかる。

次に、ドレーン材の補強効果を確認する三軸圧縮試験の供試体作製の状態および強度を確認する目的で、供試体の

含水比を 37% として三軸圧縮試験と同様の形状供試体 ($\phi 100 \times H 200$ mm) を用いて一軸圧縮試験を行った。その結果、供試体サイズが大きくなったことで自重による影響がみられ、モールド脱型後に自沈する状態になった。また、一軸圧縮強さ q_u は 12 kN/m² となり目標強度を満足しない結果となった。

これらの結果から、供試体の含水比を低下する必要があると考えられるが、供試体作製時の観察ではこれ以上含水比を低下させると材料土が団粒化して、供試体に空隙ができることが懸念された。そのため、三軸圧縮試験供試体はできるだけ均質な状態にすることを優先して、ここで設定した含水比 ($w=37\%$) で作製することとした。

表-2 ドレーン材の材質・性状

項目	単位	ドレーン材の材質・性状	
材質	芯体	-	ポリオレフィン樹脂
	フィルター	-	ポリエステル系合成繊維
寸法	厚さ	mm	3.6±0.5
	幅	mm	94.0±2.0
透水係数	垂直方向	m/sec	1.0×10 ⁻²
	水平方向	m/sec	1.0×10 ⁻⁴
引張強度	製品幅	kN	2.5 以上

表-3 試験数量

試験項目	PVDなし	PVDあり		
		幅 10mm	幅 15mm	幅 20mm
土の一軸圧縮試験 ($\phi 50 \times H 100$ mm)	4	--	--	--
土の一軸圧縮試験 ($\phi 100 \times H 200$ mm)	3	--	--	--
土の三軸圧縮試験(UU) ($\phi 100 \times H 200$ mm)	6	3	3	3+3 [*]

(単位: 供試体)

*: ドレーン材 2 枚を直交配置

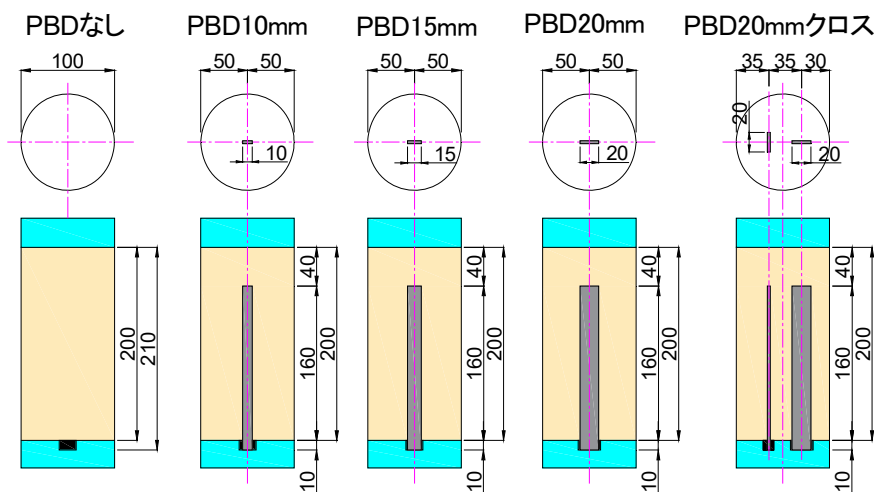


図-2 三軸圧縮試験供試体作製の概略図

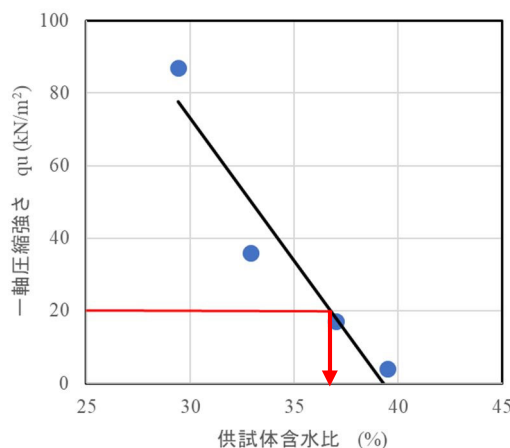
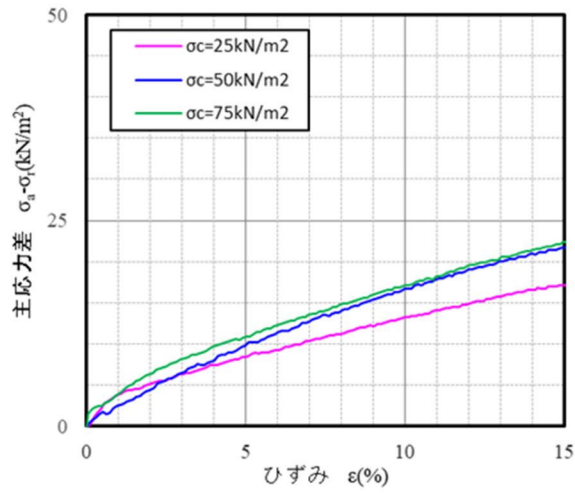


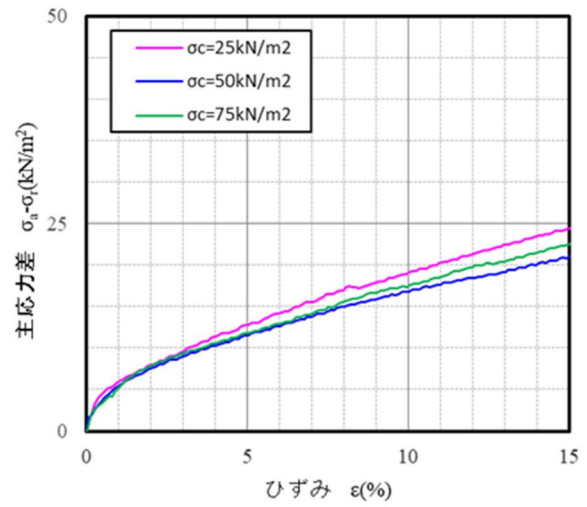
図-3 供試体含水比と一軸圧縮強さ

2.2.2 三軸圧縮試験

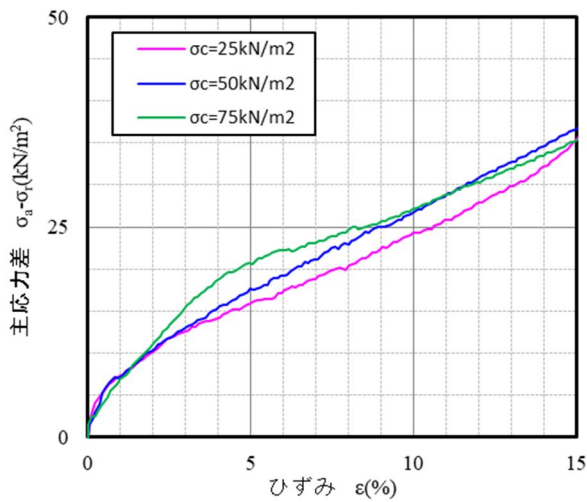
ドレーン材なし、およびドレーン材を埋め込んだ試料の各試験結果のひずみと主応力差の関係を図-4 に示す。試験では、供試体は全て一軸圧縮試験の状態と同様に自重により5%程度自沈した。したがって、図の原



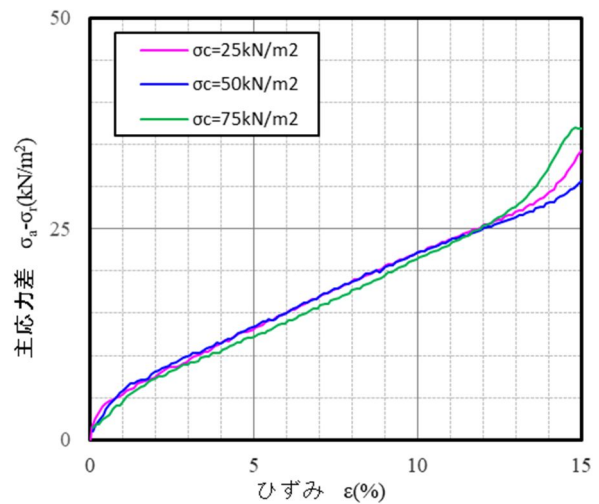
a.試験条件：PBD なし(No.1)



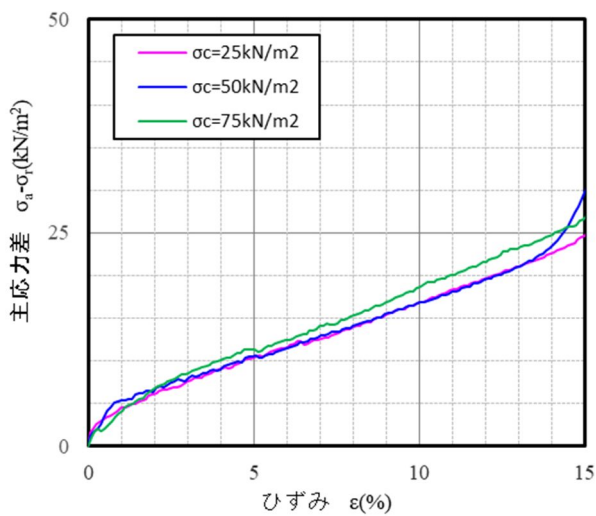
b.試験条件：PBD なし(No.2)



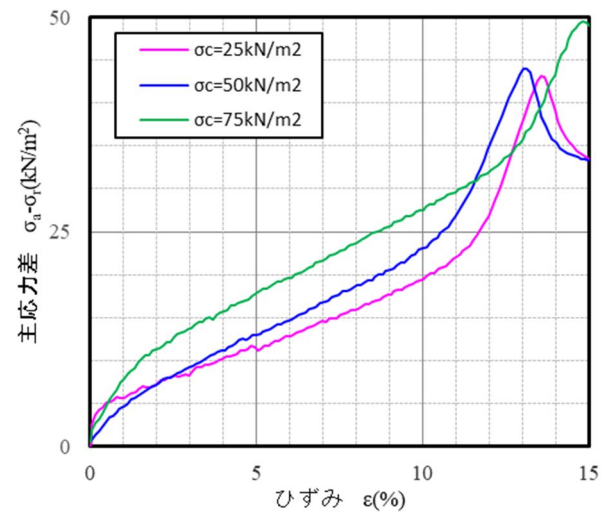
c.試験条件：PBD あり(幅 20mm, 直交配置)



d.試験条件：PBD あり(幅 10mm)



e.試験条件：PBD あり(幅 15mm)



f.試験条件：PBD あり(幅 20mm)

図-4 三軸圧縮試験結果

点はペデスタルと供試体上面が接触した時点を初期値とし、ひずみは各試験の自沈量を考慮した供試体高さから算出している。この結果、供試体上面に設けた40mmのドレーン材天端差では15%ひずみ前にペデスタルがドレーン材に当たっているような傾向を示すもの(図-4 d. e. f.)がある。今回の供試体の破壊形態

表-4 三軸圧縮試験結果表

試験条件	PBDなし						PBDあり(直行配置)		
	No.1 (図-4 a.)			No.2 (図-4 b.)			幅20mm (図-4 c.)		
セル圧 (kN/m ²)	25	50	75	25	50	75	25	50	75
圧縮強さ (kN/m ²)	13.2	16.7	17.1	19.1	16.8	17.5	24.3	26.8	27.2
含水比 (%)	37.5	37.4	37.2	36.3	37.3	36.2	35.7	35.3	35.9
湿潤密度 (Mg/m ³)	1.827	1.831	1.849	1.827	1.831	1.849	1.858	1.857	1.856
乾燥密度 (Mg/m ³)	1.329	1.333	1.348	1.341	1.334	1.358	1.369	1.373	1.366
c (kN/m ²)	7.8			8.9			13.0		

試験条件	PBDあり								
	幅10mm (図-4 d.)			幅15mm (図-4 e.)			幅20mm (図-4 f.)		
セル圧 (kN/m ²)	25	50	75	25	50	75	25	50	75
圧縮強さ (kN/m ²)	22.2	22.2	21.5	16.9	16.8	18.7	19.5	23.0	27.5
含水比 (%)	36.8	36.7	36.6	36.1	36.6	35.5	35.3	36.4	35.3
湿潤密度 (Mg/m ³)	1.862	1.827	1.852	1.866	1.855	1.868	1.830	1.818	1.835
乾燥密度 (Mg/m ³)	1.362	1.336	1.355	1.371	1.359	1.379	1.353	1.333	1.357
c (kN/m ²)	11.0			8.7			11.7		

は、圧縮変形の形態を示していることから基準⁵⁾では15%ひずみの主応力差を用いて強度定数を求めるべきであるが、ここでは前述の影響を考慮して10%ひずみの値を用いて整理した。

表-4に試験結果から求めた粘着力cおよび各試験ケースの供試体物性値を示す。試験結果では、全て圧縮変形を示して側方向応力に依存していないことから粘着力のみのc材とした。図-4 f. PBD幅20mmのケースで側方向応力に依存しているようにみられるが、図-4 c. PBD幅20mmを2枚用いた直交配置のケースでは依存している傾向がみられない。これらの結果を考慮すると図-4 f.の傾向はバラツキと推定され、c材としたことが妥当と思われる。

図-5は、PBDの幅と粘着力cの関係を示したものである。ここで、PBD幅20mmを2枚用いた直交配置のケースはPBD幅を40mmとしている。また、PBDなしの幅0mmの値は、実施した試験2ケースの平均値を用いている。両値には比例関係がみられ、ドレーン材の幅を大きくするほど地盤補強効果が大きくなることが推察される。ただし、PBD幅15mmの値が前後の値に比べて小さく得られている。この原因を調査したが明らかにすることができなかった。ドレーン設置などの供試体作製の精度や試料の性状等のバラツキが起因したと思われる。

図-6は、粘着力についてはPBDなしのケースの値との比に、PBDの幅については供試体径との比にして正規化した関係を示したものである。両値は比例関係にあり、回帰直線を求めると以下の式が得られた。

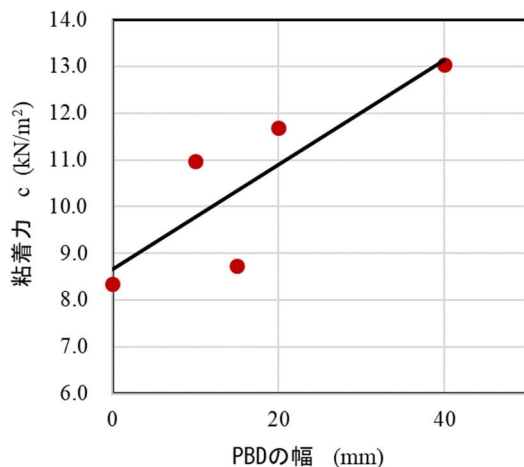


図-5 PBDの幅と粘着力cの関係

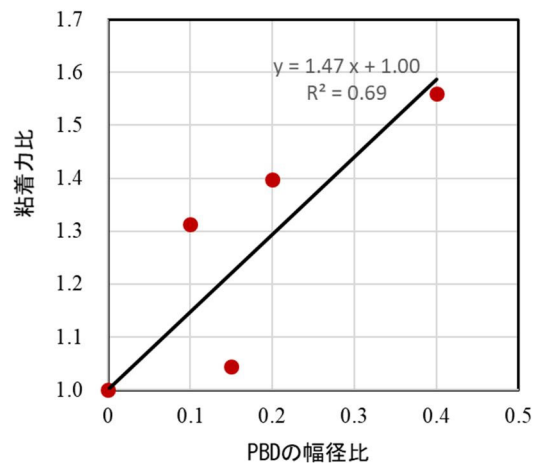


図-6 PBDの幅径比と粘着力比の関係

$$y_c = 1.47x_b + 1.00 \quad (1)$$

ここに、 y_c : 粘着力比 (各 PBD ありの粘着力 c_i / PBD なしの粘着力 c_0)

x_b : PBD の幅径比 (PBD の幅 B_i / 供試体の直径 D)

図-6 および上式は、PBD が埋め込まれていることで粘着力が向上していることを示しており、未改良の軟弱層に PBD を打設することで強度増加の効果が期待できる可能性があることが推察される。

3. 既存の試験施工データによる検討

3.1 現場概要

試験施工は、北海道で現在も建設工事が進められている道央圏連絡道路の当別町で行われた。この施工現場において、120m の区間に PBD 区間 (40m)、無処理区間 (80m) で試験盛土を行っている。試験盛土は、無処理区間では盛土厚 2.4m の時点で盛土天端面でのクラックならびに側溝に変状が発生したことから、盛土施工を中止している。PBD 区間では、盛土厚 5.1m まで施工され、変状は確認されなかった。詳細は既往文献⁶⁾を参照するとして、地盤は未分解の泥炭層の下位に若干粘土を含んだ泥炭層が堆積し、その下にある細粒砂層と沖積・洪積粘性土層で構成されている。以下の検証では、細粒砂層より上の泥炭層を一層に換算して用いた。図-7⁷⁾に一部加筆修正した施工断面図を示す。

プラスチックドレーンは、厚さ 3.9 mm、幅 94 mm (表-2 参照) のものを 70 cm 間隔で打設され、沖積粘性土層と洪積粘性土層の境界までの改良長としている。

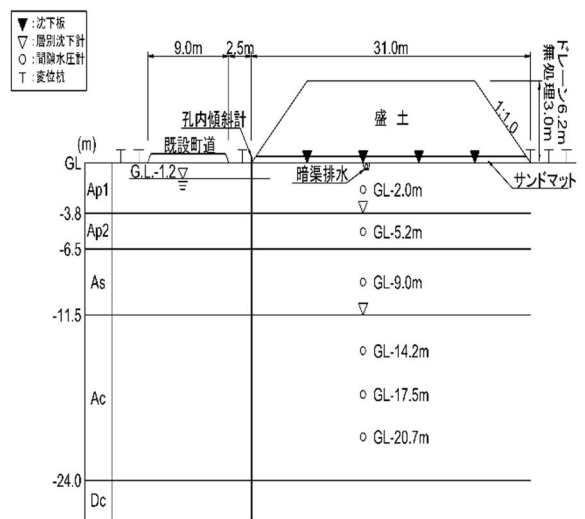
3.2 既存データを用いた検証

既往の文献 (林ら : 2001, 2002)⁶⁾では、泥炭地盤での PBD 工法の改良効果を、圧密に関する強度増加率を変化させて評価している。PBD 工法を用いた地盤では、逆算した強度増加率が大きくなり、改良効果が確認されたという報告である。PBD 工法が圧密促進工法であることを考えると、改良効果を圧密に関する係数で評価することは妥当であろう。

本研究では、PBD 工法が圧密促進による地盤の強度増加に加えて PBD と地盤との摩擦抵抗等による強度増加があるという視点で実施するものである。基本的には地盤の強度増加率とは、増加応力と圧密度に依存する各地盤固有の定数であり、圧密の速度等に依存するものではないと考えられる。したがって、林らが示した強度増加率の増加分は、PBD 打設による地盤の補強効果であることが推測される。それを式で示すと、以下のとおりである。

地盤の圧密沈下による強度増加は、衆知のように以下の式で求められる。

$$c_{dl} = c_0 + m \cdot \Delta p \cdot U \quad (2)$$



文献 7) の図-2 に一部加筆修正

図-7 施工断面図

ここに、 c_{d1} ：圧密後の粘着力(kN/m²)、 c_0 ：初期の粘着力(kN/m²)、 m ：強度増加率、 Δp ：増加応力(kN/m²)、 U ：圧密度

林らは上式による評価として、泥炭層の一般的な強度増加率の値 $m=0.4$ に対して PBD を打設した場合には $m=0.6$ で 1.5 倍の増加がみられたというものである。著者らの過去の報告⁸⁾では、この増加分を PBD を打設したことによる強度増加 α として加算した以下の式を用いて検討した。

$$c_{d2} = c_0 + m \cdot \Delta p \cdot U + \alpha \quad (3)$$

ここに、 c_{d2} ：PBD 打設による強度増加を考慮した粘着力(kN/m²)、 α ：PBD による増加強度(kN/m²)

しかし、前章にある室内土質試験の結果では、ドレーンを設置した供試体は側方向応力に依存しない粘着力を主体とした c 材であり、設置したドレーンの幅に依存して幅が広いほど強度が増加する傾向を示した。これを考慮するとドレーンによる強度増加は、地盤の初期粘着力 c_0 、あるいは圧密による強度増加を含む粘着力 c_{d1} に関係することが予想される。そこで図-6 に示した粘着力比が粘着力に掛かる以下の 2 つの式を考え、各式の粘着力比を試験施工で実施された各調査結果を用いて逆算した。

$$c_{d2} = c_0 \times y_{c1} + m \cdot \Delta p \cdot U \quad (4)$$

$$c_{d2} = (c_0 + m \cdot \Delta p \cdot U) \times y_{c2} \quad (5)$$

ここに、 y_{c1} ：初期粘着力 c_0 に対する粘着力比、
 y_{c2} ：圧密による強度増加を含む粘着力 c_{d1} に対する粘着力比

その結果、粘着力比 $y_{c1}=2.10$ 、 $y_{c2}=1.34$ が得られた。また、試験施工現場の PBD の幅径比は、ドレーンの幅が 9.4cm、径をドレーンの打設間隔 $d=70$ cm から有効直径 d_e を求めると $d_e=1.13d=79.1$ cm となり、幅径比が 0.12 となる。これらの関係を図-6 に外挿したのが図-8 である。この関係を見ると、 y_{c1} は土質試験結果とかけ離れた関係にあるが、 y_{c2} はある程度の一致がみられる。土質試験の PBD 幅 15 mm の結果を除いて相関式を求めると以下の式を得た。

$$y_c = 1.73x_b^{0.12} \quad (6)$$

$y_{c2}=1.34$ は、ドレーンによる圧密沈下が終了した後の地盤強度にもかかる値である。すなわち耐震補強としても有効な値と考えるが、地震時にどの程度有効であるかについては今後の課題である。

また、ここでは室内試験と現場のデータを同様に扱ったが、実際には圧縮変形とせん断変形の変形モードの違いや、

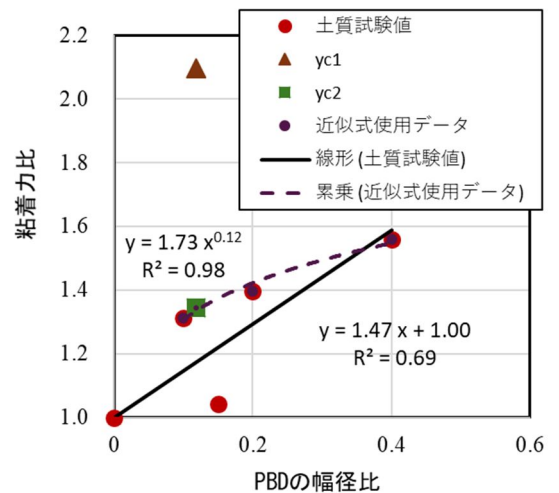


図-8 試験施工データを外挿した PBD の幅径比と粘着力比の関係

室内試験では 1 本のドレーンに対して実現場では複数本のドレーンが相互関係した強度増加、および粘土と泥炭の土質の相違などが影響すると考えられる。これらの関係についても今後調査する所存である。

4. まとめと今後の方針

ここで実施した検証結果から、PBD による地盤補強効果がある程度期待できることが推察された。林らは、先に示した文献⁷⁾のなかで「PBD 工法の安定性に関する改良効果が、単に圧密促進効果としての評価以上に発揮された」と述べている。このことから、PBD 打設による地盤補強効果があることが示唆される。ただし、そのメカニズムは複雑であることが予想される。今後、地盤補強効果を定量的に把握する手法として、遠心力模型実験の実施を計画している。

なお、本報告をまとめるにあたり、寒地土木研究所 寒地地盤チーム主任研究員 林宏親氏には貴重なご意見を頂いた。ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 林宏親, 西川純一, 江川拓也: 泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の圧密促進と強度増加, 第 37 回地盤工学研究発表会講演集, pp1149-1150, 2002
- 2) 財団法人土木研究所センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 改訂版, 2000
- 3) 日下部祐基, 山内義文, 大寺正志, 本間祐樹, 平野浩一: プラスチックボードドレーンによる地盤補強効果 — 予備試験として実施した室内土質試験による一考察 —, (公社)日本材料学会, 第 16 回地盤改良シンポジウム, pp334-337, 2024
- 4) 川瀬翔太, 大塚秀三, 赤谷樹一郎, 竹村雅行, 遠野未来, 荒巻卓見: 伝統工法による版築壁の圧縮強度および形状変化に及ぼす調査および施工要因の影響, 日本建築仕上学会, 2012 年大会学術講演会研究発表論文集, pp54~57, 2012
- 5) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説 (第一回改訂版), 公益社団法人地盤工学会, pp593~701, 2020
- 6) 林宏親, 西川純一, 江川拓也, 石塚達也: プラスチックドレーン工法の泥炭性軟弱地盤への適用, 地盤工学北海道支部技術報告会第 41 号, pp193-198, 2001
- 7) 林宏親, 西川純一, 江川拓也: 泥炭地盤におけるプラスチックドレーン工法の改良効果, 寒地土木研究所月報, No.585, pp2-8, 2002
- 8) 日下部祐基, 山内義文, 大寺正志, 本間祐樹: プラスチックボードドレーンによる地盤補強効果に関する一考察, 第 59 回地盤工学研究発表会講演集, 25-7-3-08, 2024

都市部での防災減災工事に適した高圧噴射攪拌施工機の開発

三信建設工業株式会社 島野 嵐*1
株式会社トーメック 菊地 健太*2

1. はじめに

高圧噴射攪拌工法は、スラリー状のセメント系硬化材や清水を超高圧（20～40MPa程度）で地中に噴射することにより地盤を切削しながら原位置土と硬化材を混合攪拌する地盤改良工法である（図1参照）。高圧噴射攪拌工法は都市土木の立坑掘削補助やシールド路線防護など仮設工事への適用が多かったが、近年都市部での社会基盤の整備や維持修繕事業への活用が増え、既設構造物の適用拡大事業や耐震補強など防災・減災事業への適用が増えている。このような都市部における工事では既設構造物内での施工や大深度の地下空間への適用が必須である。本稿ではこれら様々な施工環境に対応すべく開発した施工機の開発について述べ、それらの機械を用いた二重管式高圧噴射攪拌工法の一つであるV-JET工法での施工例について述べる。

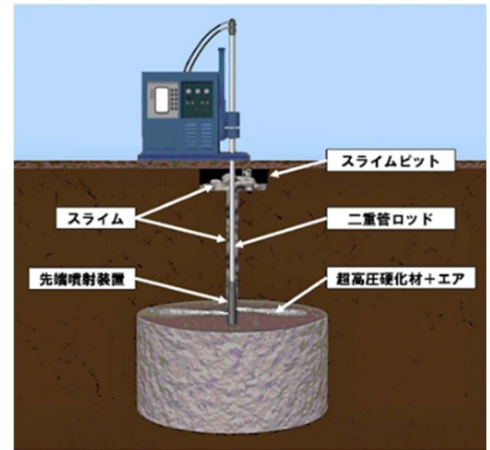





図1 高圧噴射攪拌工法概要

2. 標準施工機の概要

高圧噴射攪拌工法で標準的に使用される施工機の一部を表1に示す。これらは全油圧駆動のボーリングマシンをベースとした施工機であり、スピンドル回転数の高速・低速の切り替えや、改良体造成時に任意距離・任意時間で噴射装置を引き上げる自動ステップ装置を有している。近年では噴射ロッドを自動的に掴み替えるオートストローク機構を持つ機械もあり、施工の省力化や効率化を図っている。施工機の選定は、施工時に使用する噴射ロッドや先行削孔で用いるケーシングパイプの外径により決定する。

表1 標準施工機の仕様一例¹⁾

施工機種類	小型機	中型機	大型機
全景			
寸法 L×W×H (m)	1.95×1.10×2.49	2.35×1.68×2.50	2.70×1.85×2.50
質量 (t)	1.7	3.0	4.0
ロッド・ケーシング径 (mm)	60.5～73.0	89.1～140.0	89.1～220.0

3. 小型施工機の開発

既存構造物の直下や近接部での施工を想定し、低空頭や狭隘地という施工条件下において施工可能な小型施工機を開発を行った。開発小型施工機の機械仕様を表2に示す。開発小型施工機は、機械構成が異なる2タイプの施工機を開発し、Type1は標準の小型施工機よりさらに小さいボーリングマシンをベースとして、噴射装置の回転・引き上げなどの制御機構に改造を加えることで地盤改良機としての性能を確保した。Type2は標準

*1 Arashi Shimano 東京都台東区柳橋 2-19-6



・TEL 03-5825-3704・FAX03-5825-3756

*2 Kenta Kikuchi 茨城県猿島郡五霞町大字川妻字川岸前 1362

・TEL 0280-84-3860・FAX 0280-84-3864

施工機における機械構成を見直し、駆動部と油圧ユニットとを分離することで、軽量化・小型化を実現した。なお、開発小型施工機は標準の小型機と比較して、機械高さがそれぞれ 50%程度低くなり、重量は 50%程度減量となった。また、Type2 については、駆動部と油圧ユニットが分離されているため、標準機のトルクを維持できることから、ロッド・ケーシングも標準の小型施工機と同等の施工ツールの使用が可能となった。

表 2 開発小型施工機の機械仕様

施工機	開発小型施工機 Type1	開発小型施工機 Type2
機械全景		
機械構成	一体型（施工機のみ）	駆動部と油圧ユニット分離型
寸法 L×W×H (m)	1.66×0.80×1.19	1.40×1.00×1.25
重量 (t)	0.87	0.90
ロッド・ケーシング径 (mm)	45.0～60.5	45.0～73.0

3.1 小型施工機の適用例 1：重要文化財の耐震補強²⁾

戦後の建築物として初めて国の重要文化財に指定された「世界平和記念聖堂」の保存修理工事の一環として V-JET 工法による耐震補強を実施した。当現場では一部の施工が聖堂内からの改良となることと、改良径が比較的大きいことから開発小型機 Type2 を用いた(改良径φ2.5m 25本、φ4.0m 4本、改良深度 25m、主な改良対象地盤：中砂 N 値 3～11、シルト N 値 1～3)、当現場の施工状況を写真 1 に示す。施工後の調査により、対策工を実施した地盤が性能目標を満足できていることを確認した。



写真 1 小型施工機適用例 1

3.2 小型施工機の適用例 2：重要文化財の保存修理工事³⁾

1990 年に国の重要文化財に指定された「旧長崎英国領事館」の保存修理工事の一環として、圧密沈下の抑制および建物ジャッキアップ時の地盤反力増強を目的として V-JET 工法による地盤改良を実施した。当現場は建築物屋内からの施工が主であることや建物内の移動が多いことから、開発小型機 Type2 を用いた。(改良径φ2.0～2.6m 42本、改良深度 14m、主な改良対象地盤：砂質シルト N 値 1～4)、当現場の施工状況を写真 2 に示す。施工中は水盛式沈下計を用い地盤変位のリアルタイム管理を併用し、建物本体に有害な影響をおよぼすことなく施工を完了した。施工後の調査により、対策工を施した地盤が要求性能を満たしていることを確認した。



写真 2 小型施工機適用例 2

3.3 小型施工機の適用例 3：地下鉄営業線の駅部改良工事⁴⁾

地下鉄営業線の駅部改良工事において、土留め掘削時における先行地中梁、掘削底面の安定および本設時の沈下対策を目的として、V-JET 工法による地盤改良を実施した。当現場では、駅構内に施工機を持ち込み、ホーム上および軌道上で施工を行うこと、改良径が大きいことから、開発小型施工 Type2 を適用した。(φ3.3m 306 本、改良深度 2.0m、主な改良対象地盤：シルト N 値 0~1) 当現場の施工状況を写真 3 に示す。施工中は既設躯体の変状管理を行うことにより変状は生じたものの相対変位は管理値以内に収まり列車運行に支障なく完了することが出来た。施工後の調査により、対策工を施した地盤が要求性能を満たしていることを確認した。






写真 3 小型施工機適用例 3

4. 斜施工機の開発⁵⁾

都市部において地盤改良を行う場合、地上部には構造物や道路があり、地下部には多くの地中埋設物があり施工上の制約条件が厳しい場合が多い。また、近年では深度 50m を超える地下空間構築技術が向上したことにより地盤改良においては硬質な洪積土層を対象とした事例が増えてきている。これらを鑑み、地下埋設物を避けた斜めの削孔が可能でなおかつ硬質地盤を削孔可能な施工機の開発を行った。開発斜施工機の機械仕様を表 3 に示す。斜施工機はロータリーパーカッションドリル式削孔機をベースとし、高圧噴射攪拌の造成に使用するに当たり、二重管スイベルの製作および自動ステップ装置を搭載した。二重管スイベルの製作は、標準機の回転動力がスイベルの下部であるのに対しロータリーパーカッションドリル施工機の回転動力がスイベルの上部にあることから構造の見直しをした。自動ステップ装置の搭載については、標準機に搭載の自動ステップ装置を取り付け、任意の時間・ステップ距離の設定を可能とした。施工ツール（削孔ケーシングや噴射ロッドおよび先端噴射装置など）の最大重量は 200kg を超えるので、標準施工機ではこれらの施工ツールの脱着時には移動式クレーンを用いている。しかし、このような重量物を斜施工で扱う場合、鉛直の施工と比較し手指の挟まれや吊り荷の振れによる挟まれ等の危険度が高いことから、これらのリスクを回避し作業員の安全性を向上させるため、表 3 に示すマニピュレータ(機械式ロッドチェンジャー) を導入した。

表 3 開発斜施工機の機械仕様

機械	斜施工機	マニピュレータ
機械全景	 	
寸法 L×W×H (m)	6.42×2.10×8.72 (鉛直施工時)	1.77×0.90×0.95
重量 (t)	16.50	0.475
ロッド・ケーシング径 (mm)	88.9~324.0	60.0~225.0

4.1 斜施工機の適用例 1：新設道路プロジェクト事業⁶⁾

新設道路プロジェクト事業において、V-JET 工法による地盤改良を実施した。当現場では、施工箇所の一部に地下埋設物を避けた施工、さらには対象地盤に硬質地盤があることから、斜施工機を適用した。なお、当現場では開発斜施工機が鉛直に対して最大 22.4° まで施工可能であることが確認できた。また、その削孔精度は平均値 1/521 であった。(改良径 ϕ 3.6m、施工数量：473 本 (斜施工：52 本)、改良深度 47m、主な改良対象地盤：細砂および玉石混じり砂礫 N 値 50~150)、当現場の施工状況を写真 4 に示す。施工後の調査により、対策工を実施した地盤が性能目標を満足できていることを確認した。

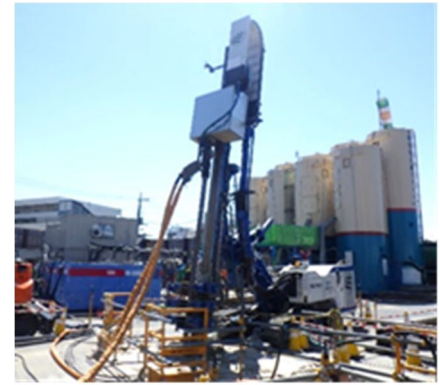


写真 4 斜施工機適用例 1

4.2 斜施工機の適用例 2：新設道路プロジェクト事業⁷⁾

道路整備事業に伴うシールドマシン発進時の坑口防護として、V-JET 工法による地盤改良を実施した。当現場では、供用中道路上からの施工となり道路占用範囲と改良範囲の位置関係から斜施工機を適用した。(改良径 ϕ 2.5m、施工数量：45 本 (斜施工：25 本)、最大改良深度 20.5m、主な改良対象地盤：細砂およびシラス N 値 \leq 10)、当現場の施工状況を写真 5 に示す。斜施工部の品質確認は坑内より水平ボーリングを行い現場透水試験、および採取したコアの一軸圧縮試験により評価し対策工を実施した地盤が性能目標を満足できていることを確認した。

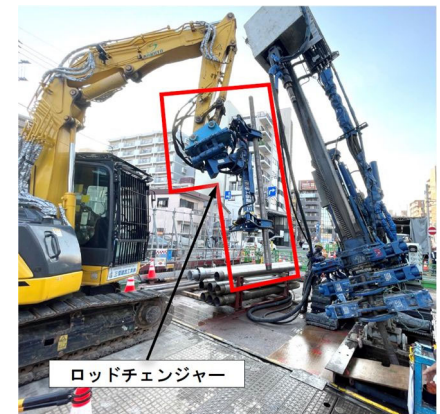


写真 5 斜施工機適用例 2

5. おわりに

本稿では、高圧噴射攪拌工法 (V-JET 工法) において、様々な施工環境における施工機の開発として、開発した小型施工機および斜施工機とその適用例について紹介した。今後も高圧噴射攪拌工法の特徴を活かして、様々な施工環境に対応するため、新たな施工機の開発する所存である。

参考文献

- 1)株式会社トーメック：地盤改良機 (IS BRAND) カタログ, 2000.
- 2)島野、植田、梅津：高圧噴射攪拌工法を用いた重要文化財の耐震補強, 第 53 回地盤工学研究発表会講演集, pp.827-828, 2018.
- 3)島野、野澤：重要文化財の保存修理工事における高圧噴射攪拌工法の適用例, 土木学会第 74 回年次学術講演会概要集, p.VI-687, 2019.
- 4)島野、大栗、木村、上田、萩原、吉田、近藤：社会基盤整備に地盤改良技術を適用した施工例ー地下鉄営業線での V-JET 工法施工事例, 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会 第 18 回技術報告会, pp.37-42, 2020.
- 5)木田、島野、萩原、大栗、鈴木：パーカッションドリル機を用いた高圧噴射攪拌の斜施工機械の開発, 建設施工と建設機械シンポジウム論文集, pp.101-104, 2020.
- 6)山崎：ジェットグラウト工法の歴史における V-JET 工法の足跡, Proceedings of International Symposium on Evolving Jet Grouting Technology, pp. I -1-4, 2020.
- 7)島野、上田、石田、中村、特殊斜施工機を用いた高圧噴射攪拌工法の適用例, 土木学会全国大会第 78 回年次学術講演会, p.VI-1003, 2023.

防災および復旧に向けた地盤改良工法による地盤・環境リスクの対応と適用事例

小野田ケミコ株式会社	保坂 仁哉*1
小野田ケミコ株式会社	武田 裕樹*2
小野田ケミコ株式会社	木下 和徳*3
小野田ケミコ株式会社	西尾 経*4

1. はじめに

ここ最近の自然災害においては、2024年1月に能登半島地震、同年8月には宮崎県南部の南海トラフ巨大地震の予兆とも推測される地震が発生している。また台風や豪雨による甚大な被害が毎年報告されるなど、国内全域での国土強靱化の必要性和、防災・減災対策や備えに対する機運が高まっている。自然災害による被害は一度発生すると、広範な地域に及び、直接的に市民生活を脅かすばかりでなく、生産・経済活動にも多大な影響を与える。河川堤防や海域岸壁等が被災すると、洪水や高潮・越波に伴う浸水による二次的な災害にさらされることになり、速やかな復旧工事が必要とされる。このように被災した岸壁、河川堤防等のインフラ復旧事業では、津波被害、岸壁変状、堤体変状や地盤変形等による地盤改変のリスクに遭遇する機会が多い¹⁾。

地盤改良技術である固結工法の特徴は、軟弱地盤の強化の適応性、施工の迅速さ、所要設計性能の許容等のリスクが比較的少ないことであり、復旧、復興に際して有用な施工技術である。しかしながら、既設構造物が立地する地盤は、津波や液状化等の被害を受けると大きく改変される。また、過去に被害を受けた地盤には、例えば、河川堤防の破堤により応急的に巨礫玉石、砕石等にて締め切られ、その後、放置されている場合がある。このように地盤の脆弱さや地中内障害物、近隣建造物への影響等がある場合、既存の固結工法では地盤への制約リスクを大きく受けることが考えられる。

本稿では自然災害の被害現場において、このような地盤への制約リスクや施工環境リスクに直面した南海トラフ巨大地震に備えた河川堤防の耐震化補強のための地盤改良施工事例、および東日本大震災後の漁港岸壁の復旧のための地盤改良施工事例の2事例を報告する。

2. 被災した地盤リスクと地盤改良工法の適用性²⁾

2.1 地盤改良工法の適用における地盤・施工環境リスク

地震・豪雨等の自然災害により、河川堤防や地盤に変状が生じた場合には、安定化が損なわれる事例が多くみられる。液状化等により生活道路が被災した場合には、応急的な修復により、身近にある分級されない土砂や捨石等で埋め戻され、生活環境の復旧・保全が最優先となる。また、河川堤防や護岸の多くは軟弱な沖積地盤上に設けられ、原地盤上に捨石層を設けて構造物の安定を図っていることも少なくない。

この際の各種地盤改良工法の適用については、多くの場合、自然地盤を対象に位置付けられ、通常地盤の一様性を条件として、砂質土や粘性土等の土質による区分やN値によって規定されることが基本とされている。しかしながら、自然災害による被災地盤は、前述したように自然地盤と大きく異なる土層が想定される。表-1は自然災害等で被災した地盤リスクや施工環境リスクと、各種地盤改良工法の適合性を整理したもの

*1 Jinya Hosaka	東京都千代田区神田錦町3丁目21番地	・TEL 03-6386-7043	・FAX03-6386-7023
*2 Hiroki Takeda	東京都千代田区神田錦町3丁目21番地	・TEL 03-6386-7036	・FAX03-6386-7022
*3 Kazunori Kinoshita	札幌市中央区北1条西13丁目4番地	・TEL 011-219-6560	・FAX011-219-7887
*4 Wataru Nishio	東京都千代田区神田錦町3丁目21番地	・TEL 03-6386-7043	・FAX03-6386-7023

のである。地盤リスクにおいては、礫や転石類が混在する地盤や地中内障害物が予想される。土質柱状図に粒径数 cm の礫質土と表記されたとしても、実際には予測し得ない粒径の巨礫や転石類が含まれることがある。また過去の災害等により応急的な修復が行われた地盤では、碎石、玉石類の人工的な混在物に遭遇することも少なくない²⁾。さらに提供される地盤情報が被災前の自然地盤の情報であったりもする。一方、施工環境リスクにおいては、広域から狭隘域なエリア、河川堤防や岸壁等の水面下への対処、また不安定な地盤リスク等が想定される。これらのリスクに対応するため、適切な地盤改良工法が選定されることが求められる。

2.2 地盤改良工法による地盤・環境リスク等への対処方法

自然災害後の復旧・復興事業では、多様な地盤リスクが伴うことが多い。例えば、2000年10月に発生した鳥取県西部地震では、最大震度6強を記録し、液状化により捨石堤防が損壊した。図-1は被災前の捨石堤防部の断面図であるが、被災後の遊歩道や堤防は大きく変形し、捨石層は地中深くまで埋没した。周辺には病院、保養所等の公共施設が立地する場所で、堤防幅の狭隘域エリア、海水面の干満潮やさらなる地盤の沈下が予想される等の環境・地盤リスクが伴った。写真-1は被災した捨石堤防部の状況と地盤改良の施工状況である。このようなリスクに対処するため、小型施工機械による単相式高圧噴射攪拌工法が適用されている。

一方、広域エリアでは、施工処理能力の高い機械攪拌工法が最適である。近年では土地の高度化利用等の需要から、一般的な施工環境でも地中内障害物に遭遇するケースが増している。写真-2は通常地盤において、地中内障害物が介在する場合に適用される複合相対攪拌方式のエポコラム Taf 工法（地中障害物混在地盤対応地盤改良工法）の適用事例である。例-1)は、コンクリート塊や礫質土等が混在する埋土地盤の模式図である。また例-2)は、 $\phi 300\text{mm}$ 大の玉石・砂礫土が表層に混在する改良事例である。例-3)では、杭径 $\phi 300\text{mm}$ の建築用基礎杭3本が残置された状態で、破碎・同時攪拌する施工の様子である。攪拌翼径は $\phi 1.5\text{m}\sim 2.5\text{m}$ の大径化施工が可能であり、被災地でも地盤変状や応急的に修復した地盤では、同様な地盤環境が想定され、地中内障害物

表-1 想定される地盤・施工環境リスクと最適化工法

	工法種別	機械攪拌工法		高圧噴射攪拌工法	
		翼式	複合相対式	単相式	複相式
地盤リスク	玉石、礫、人工物混在	—	○	—	—
	地中内障害物層	—	○	△	△
施工環境リスク	広域エリア	○	○	△	△
	狭隘域エリア	—	—	○	○
	水面下施工	○	○	○	—
	機械接地圧	—	—	○	○

*) ○:対応可, △:可能, —:要検討

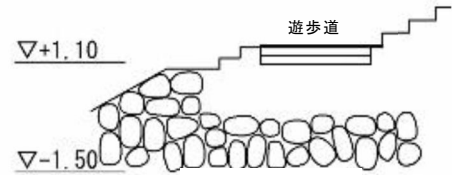


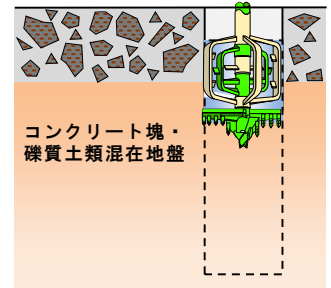
図-1 堤防部の捨石層状況 (被災前断面図)



写真-1 被災した堤防部捨石層と軽量小型単相式高圧噴射工法の適用例



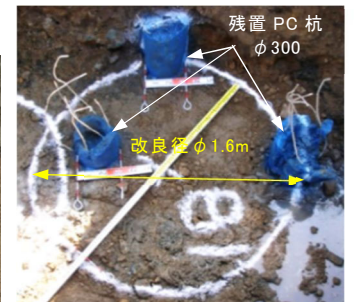
複合相対型攪拌工法の外観



例-1)コンクリート塊・礫混入地盤の模式図



例-2)玉石礫質土の改良事例 ($\phi 300\text{mm}$ 大以下)



例-3) 残置基礎杭の破碎・同時攪拌事例 ($\phi 300\text{mm}$ 杭)

写真-2 地中内障害物層を想定した複合相対攪拌方式によるエポコラム Taf 工法の適用

リスクに対する工法の選定は重要である。こうした各種の地盤環境の変則的なリスクを回避しつつ、設計に合致した基礎を確実に構築する地盤改良工法が今後注目される。なお、エポコラム Taf 工法は NETIS 登録技術 (QS-180012-VE) ³⁾ であり、地中内障害物において、従来は必要とされた先行掘削工等の補助工法が不要となり、コスト縮減・工期短縮が大幅に改善される。

3. 防災・減災を目的とした自然災害後の地盤改良工法の復旧適用事例

ここでは、過去に発生した台風や地震等の自然災害によって被災した河川堤防や海域に面した既設岸壁に対する地盤改良工法による復旧事例を示す。一つ目の事例は、約 66 年前の大型台風時による堤防決壊後、応急的な措置として投入された礫質土や捨石類が現在も一部残置されており、これが防災堤防事業の妨げとなっている地盤リスクへの適用事例である。二つ目の事例は、東日本大震災により被災した漁港の整備事業で、岸壁新設の際に既設の残置された捨石層や海水中での施工に伴う地盤・環境リスクへの適用事例である。これらの 2 事例は、いずれも防災・減災を目的とした堤防の耐震化補強整備および復旧整備において、地盤や施工環境リスクの課題に対処したものである。

3.1 転石類が混在する地盤の河川堤防耐震化補強保全事例 ⁴⁾

(1) 河川堤防の耐震化事業の概要

本事例は三重県伊勢湾に面した河口部付近に位置し、伊勢湾岸自動車道や一般国道等の交通網、諸施設等の重要なインフラ施設が隣接した地帯である。この河口域は、事業当時 (2012 年) の 53 年前 (1959 年 9 月) に超大型な伊勢湾台風により甚大な被害を受けている。今後、南海トラフ巨大地震などの発生に伴う津波の遡上で、既設堤防が決壊することが予測されており、人命やインフラ施設に甚大な被害を及ぼすと想定されている。また濃尾平野一帯は緩い砂層で覆われ、海拔ゼロメートル地帯で地下水位も高いため、地震時には地盤が液状化し、既設堤防の変形・沈下が懸念されている。このため、2012 年に既設堤防の耐震化を図るために津波による浸水被害の恐れのある区間で、堤防の高水敷に対して、地盤改良による液状化対策が計画された。なお、津波による被害に対する対策は、2022 年に完了し、現在は高潮による浸水被害に対する耐震対策が実施されている。

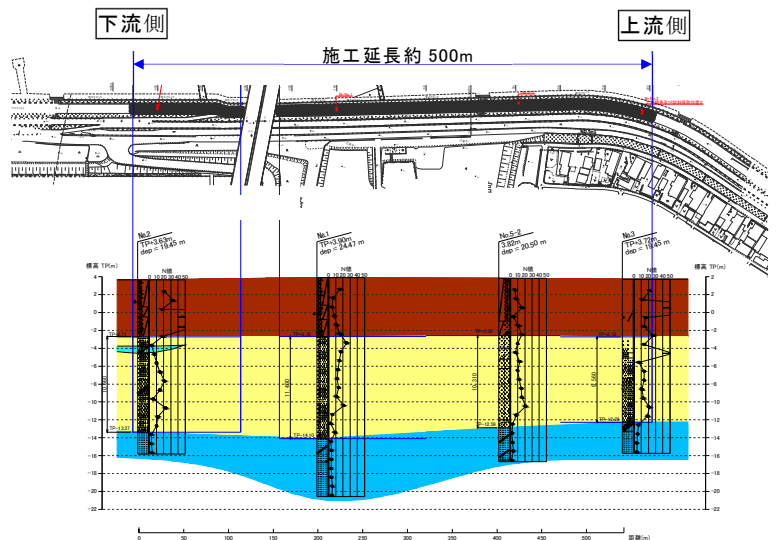


図-2 既設河川堤防川表側における液状化対策区間の地盤縦断面図



写真-3 コア採取された堤防の捨石類

(2) 転石類が点在する地盤リスク

図-2 は既設河川堤防の川表側における液状化対策区間の地盤縦断面図である。地質は地表から GL-6m 程度までは、埋土で粒径 60mm 程度の玉石が点在する礫まじり砂からなる。それ以深は、N 値が 10~20 の細砂からなる。この区域では、前述した甚大な台風災害により、堤防決壊の被害を受けた地域である。その際、河川堤防部は緊急的な処置として、捨石類にて石積みが施された。このため、事前調査で不発弾探査や表面波探査と N 値の関係等を評価した結果、捨石

類が GL-1.6m～-8m 付近に分布していることが確認された。特に GL-5m～-6m 付近に層厚 1m～2.8m で粒径 300mm～500mm 程度の捨石類が点在していた。写真-3 はサンプリングした捨石片で、最大コア長は L=25cm であった。捨石の大きさをコア径の推定 3 倍⁵⁾とすると、最大 75cm もの巨石の存在が推測された。岩質は花崗岩、砂岩、チャート類で非常に硬度の高い捨石群であることが確認された。

(3) 転石類が点在する地盤への地盤改良工法の選定

地盤改良工法においては、一般的に地盤内に捨石層が点在する場合には、掘削除去の工程が必要となる。しかし、捨石位置が不特定で深い場合は、掘削除去では作業工程のリスクを排除できない。特に高水敷域の掘削は不可能であり、従来型のスラリー式機械攪拌工法では全旋回オールケーシング工法を用いた場合にも、地中内で捨石類が攪拌翼に接触するたびに適時、除去が必要となり、事前の除去を施すことが求められた。このため、工期や工費に課題が生じていた。このような背景から、地中内障害物が介在しても捨石層を貫通しながら、単一の工法で一工程にて施工が可能な複合相対攪拌工法（以下、エポコラム Taf 工法と称する）の適用が計画された。図-3 は揖斐川の既設河川堤防の左岸川表側のエポコラム Taf 工法の地盤改良断面図である。また前述した GL-6m 付近まで残置されている捨石類の混在状況について模式的に示し、N 値との関係を示した。計画に際しては、改良径は改良幅仕様、地中内障害物の介在状況や、 $N=10\sim 20$ の液状化対象砂礫層を総合的に判断し、攪拌翼径を $\phi 1.8\text{m}$ とした。これは従来工法に比べ、 $\phi 1.0\text{m}\times 2$ 軸式攪拌翼形状の改良断面積 $A=1.50\text{m}^2$ に対し、 $A=2.54\text{m}^2$ と 1.7 倍の大断面の改良径となり、経済性も考慮した。改良杭の配置は正方形配置とし、ピッチは $1.8\text{m}\times 1.75\text{m}$ で河川側に対し、縦断方向に改良体同士を若干ラップさせた。また改良率は従来工法と同等となるように $ap=83.3\%$ 以上とした。表-2 はエポコラム Taf 工法による地盤改良諸元である。本工区では施工本数 933 本、設計基準強度は $q_{uck}=560\text{kN/m}^2$ とした。また下層部 $N=10\sim 20$ の液状化対象砂層には、高炉セメント B 種を用い、固化材混入量は $aw=100\text{kg/m}^3$ とした。

(4) エポコラム Taf 工法の転石類混在地盤リスクに対する施工性

写真-4 は揖斐川河口付近の左岸川表側の高水敷におけるエポコラム Taf 工法の施工状況である。本工法による A～B 列杭の施工では、点在する転石類に接触する機会が多く確認され、攪拌翼の摩耗や消耗等が認められた。捨石等の転石状況を把握するため、施工時の地盤抵抗の目安となる攪拌翼の駆動オーガ負荷電流値によって、その接触度合いを推測した。図-4 は川表側から A 列、B 列および C 列の順に配置（図-3 参照）された地盤改良杭に対して、列順の各々 3 本についての計画施工深度 ($L=16.44\text{m}$) までの攪拌翼の駆動オーガにかかる負荷電流値の推移を示す。また同図右側には各列の GL-2m～-5m の位置で負荷電流値が最も高い改良

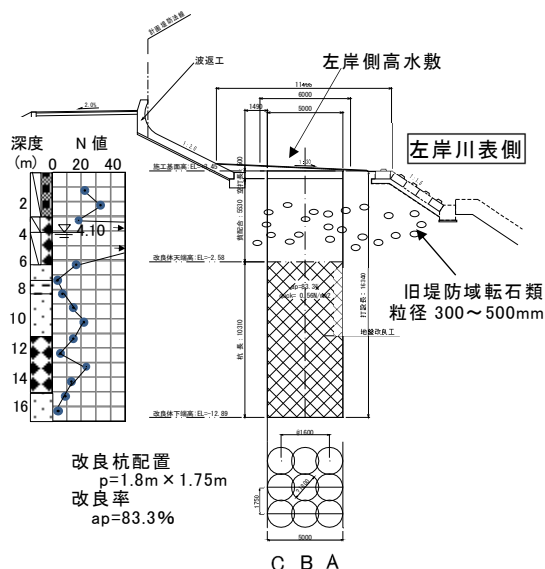


図-3 地盤改良断面図と川表側の捨石類の点在状況の模式図

表-2 エポコラム Taf 工法の地盤改良諸元

改良径	$\phi 1.8\text{m}$	
改良面積	$A=2.54\text{m}^2$	
改良形式	正方形配置	
貫入深度	$L=16.6\text{m}$	
改良深度	上層部	$L_c=5.8\text{m}$
	下層部	$L_c=10.3\text{m}$
固化材混入量	上層・下層	$aw=50\cdot 100\text{kg/m}^3$
施工本数	933本	
改良面積比	$ap=83.3\%$	
設計基準強度	$q_{uck}=560\text{kN/m}^2$	



写真-4 エポコラム Taf 工法の施工状況

杭各1本を代表とした貫入速度(施工速度)も併せて示した。

各列改良杭の負荷電流値は川表側からA列, B列およびC列ともにGL-2~-6m付近で500Aを超える大きな抵抗がみられる。貫入速度はGL-5m以深では平均 $V_d=0.75\text{m/分}$ で推移しているが, この層域は転石類に接触する機会に遭遇し, 攪拌翼の損傷等のリスクがあるため, 貫入速度を $V_d=0.68\text{m/分}$ と10%程度に減速し制御することもあった。負荷電流値は転石類に接触すると急激にピークを示す。これは転石類が攪拌翼内

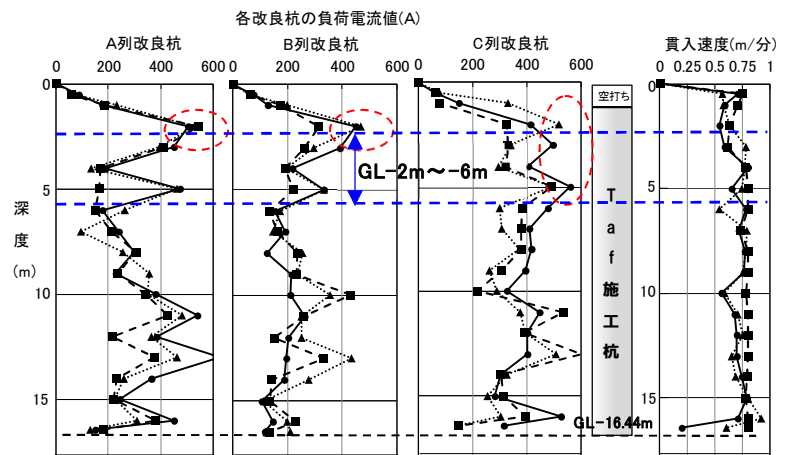


図-4 エポコラム Taf 施工における地盤改良杭各列の施工深度とオーガ負荷電流値および貫入速度の推移

に取り込まれ破砕される様子を示唆しており, この層域にも旧河川堤防の捨石類が多数点在することが想像される。エポコラム Taf 工法の施工の貫入速度を参照すると, 施工能力に影響する貫入速度は, 転石類に接触しながらもほぼ計画した速度 $V_d=0.75\text{m/分}$ が維持されている。写真-5 は現地で掘り出された捨石類, 木材類であり, 堤防決壊時の応急的処置の痕跡が残る。本工法では除去の必要性がないことから, 工期や工費において, 大きな経済的効果がもたらされている。本工事では, 予想を上回る巨石に接触した割合は, 施工本数933本に対し, 施工不可と判断された杭は15本と, 約2%程度にとどまり, 補助工法の使用は微少で, 経済性に富むことが検証された。なお, 本工法でも巨石等に大きく接触した場合は, 全旋回オールケーシング工法によって除去が行われている。また転石類による機械攪拌翼等のツール類の損耗が目立ち, その程度が予測できないことは今後の課題である。



写真-5 掘り出された高水敷部の捨石, 木材類状況

3.2 捨石層下の岸壁補強対策とした地盤改良震災復興事例⁶⁾

(1) 震災被害状況と地盤リスク

2011年3月に発生した東日本大震災では, 沿岸部の広範囲で構造物の倒壊, 液状化, 地盤沈下や津波による甚大な被害をもたらされた。被災地の宮城県女川漁港鷺神浜地域は漁業を中心とした基幹産業が盛んであったが, 公共インフラ等に壊滅的な被害を受け, 漁港施設の機能停止が長引いた。このような状況を背景に震災発生から, 2年後の2013年5月には, 漁港機能の回復と地域経済の活性化に向けた岸壁整備の速やかな復旧工事が予定され, 基礎部には地盤改良が計画された。しかし, 本地区の被災岸壁の構造は, 軟弱な沖積地盤上に既存の栈橋式岸壁形式が設けられており, 原地盤には既設の捨石層が施されていた。その結果, 残存する捨石層が地中障害となり, 既存の機械攪拌工法の適用では制約を受けるという地盤リスクが伴った。

(2) 地盤改良計画と高圧噴射攪拌工法の選定

岸壁の復旧は, 直立消波ブロック形式を採用し, 支持力増強と地震時のすべり破壊防止, さらには受働土圧増加を目的とした地盤改良の計画である。図-5 は地盤改良の標準的な断面図である。改良対象範囲は被災した岸壁延長350m, 旧岸壁から横断方向に幅16mである。地盤改良工法を選定する上での制約条件として, 陸側横断方向に捨石層が約3m厚で残置され, 除去が困難なことが指摘された。また, 臨港道路や水産関連施設が近接し, 施工空間が狭隘なことも課題となった。これらの制約条件を検討した結果, 陸側の基礎捨石

層が残置されている横断幅 B=6.26m の範囲については、軽量小型施工機の単相式高圧噴射攪拌工法（以下、SMM-Dy⁷⁾ Type1 と称す）が選定された。さらに改良範囲内の残置捨石層に対する削孔技術として、小口径型ダウンザホールハンマを併用した一体型高圧噴射工法（以下、SMM-DyType1-DH と称す）を適用した。なお、基礎捨石層の残置のない横断幅 B=9.74m の範囲は、海上施工型の機械攪拌工法が適用されている。

(3) SMM-DyType1-DH 工法の概要

本工法は、単相式のロッド先端モニタから水平方向に固化材スラリーを圧力 $p=40\text{MPa}$ 、吐出量 $q=150\text{l/分}$ の超高压ジェット噴流によって、定速で回転・引上げしながら、地盤中に所定の改良体を作成する。改良径の仕様は土質条件に応じて設定され、砂質土の場合は N 値に基づき、 $N \leq 25$ で $\phi 0.9 \sim 1.2\text{m}$ 、また粘性土の場合は、粘着力 $c_u \leq 70\text{kN/m}^2$ で $\phi 0.6 \sim 1.3\text{m}$ である。

地中内に捨石や玉石層等の岩質の地中内障害物が残置する場合、一般的には除去、または先行削孔工程が計画される。しかし、除去作業は海水中内に残置されており、既設岸壁に及ぼす影響が大きく、震災現場では土石類の除去物の搬出・処理が困難である。さらに捨石層の先行削孔作業では、工程遅延等の課題も残る。このようなリスク課題に対して、

本計画では、捨石等の障害層を打撃破碎しながら、改良を行うダウンザホールハンマを併用した打撃削孔技術を一体化した SMM-DyType1-DH 工法を選定した。本施工方法は、捨石層部および対象地盤の所定深度までの削孔工程と、超高压噴射攪拌による改良体造成までの一連の造成工程を一工程として行えるハイブリッドな施工方式である。なお、本技術は NETIS 技術(KT-200140-A)⁷⁾に登録されており、短時間で大口径改良体が造成でき、経済性の向上が期待できる技術である。

(4) 土質概要と SMM-DyType1-DH 改良体の配置

前述の図-5 は地盤改良対象土の標準的な断面図と N 値の土質柱状図である。地盤条件は $N=3 \sim 13$ の礫混じりシルト層で、粘着力は $c_u=35\text{kN/m}^2$ である。陸側から約 6m の幅には基礎捨石層が最大約 3m 厚で残置され、海側に向かい徐々に傾斜している。表-3 は SMM-DyType1-DH 工法の地盤改良諸元である。被災した岸壁の復旧延長 350m は、A～C 工区の 3 区分に分かれている。施工総本数は 2318 本、改良長は $L_c=4.2 \sim 7.4\text{m}$ である。施工時の水深は、平均 5.1m の海水中内の施工である。本工法の改良体の配置は、 N 値との関係から $N=13$ を基準に改良径 $\phi 1.1\text{m}$ に設定し、横断方向に 0.2m のラップ配置と縦断方向には接円のブロック式配置とし、改良率は $ap=85\%$ としている。

(5) ダウンザホールハンマ一体型特殊モニタの打撃削孔機能

通常、捨石等の障害層がある場合の施工方法は、削孔用機械としてロータリー式ボーリングマシンを使用して、障害層をケーシングによって先行削孔後に孔内崩壊防止として塩ビ管等を建て込む。その後、改良用専用マシンに入れ替えて、塩ビ管内に高圧噴射用のロッドを挿入し直した後に地盤改良工工程とする二工程の施工となる。しかし、この方法では施工効率が低下し、経済性の面で課題が指摘される。

図-6 はダウンザホールハンマの一体型施工の施工手順図である。一体型装置の機能は、コンプレッサから圧縮空気を供給し、先端モニタの下端部に装着した小口径型ダウンザホールハンマに内蔵するシリンダを駆

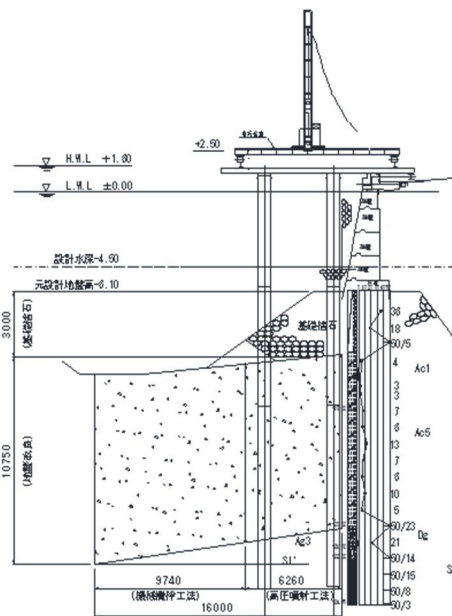


図-5 標準断面図および土質柱状図

表-3 SMM-DyType1-DH 工法の地盤改良諸元

区分	適用	本数	削孔長 L(m)	改良長 Lc(m)	改良率 ap(%)
A	-6m岸壁	455	17.4	4.16	85
B	-4.5m岸壁	1115	22.1	4.32	
C	-6m岸壁	748	20.4	7.36	

動させ、ピストンを上下に往復駆動させる。不規則に分布する捨石は打撃破碎され、破碎物をエアブローにより吹上げられる。本機器の特徴はどのような岩質層にも打撃削孔が可能で、土中での打撃となるため低騒音でもある。また、掘進速度が速いために岩層部の削孔時間が大幅に短縮される。削孔工程では回転を加えながらの打撃削孔のため、孔曲りが少なく長深度においても施工精度が保たれやすい。

(6) 地盤内障害物および施工環境リスクへの対応

写真-6 は SMM-DyType1-DH による岸壁補強の施工の状況である。また写真-7 は、被災を受けた既設栈橋部に仮設基材として、簡易的なコンクリートブロックを積み、上部にレール用の H 鋼材を敷設し、スライドベース上に軽量小型の施工機を搭載した施工区域の例である。仮設地盤の不陸等のリスクに対し、簡易的な仮設資材での対処例でもある。本工事では施工水深は平均-5.1m であり、施工時の水質環境に配慮する必要がある。本方式では圧縮空気の供給によるダウンザホールハンマが捨石層のみを打撃破碎し、岩質層を貫通した後は、圧縮空気を停止できる。その後、軟弱地盤層は通常のロータリー式回転による削孔工程を行い、水中内の土粒子拡散を極力抑制する。さらに本工法では、改良施工時にはエアを併用しない单相式の高圧噴射攪拌工法であるため、排泥排出はなく、固化材スラリー混合物の水中への拡散が非常に少ないなど水質環境のリスクに配慮されている。表-4 は改良後の現場改良強度であるが、各工区とも設計基準強度以上が得られたことが確認された。

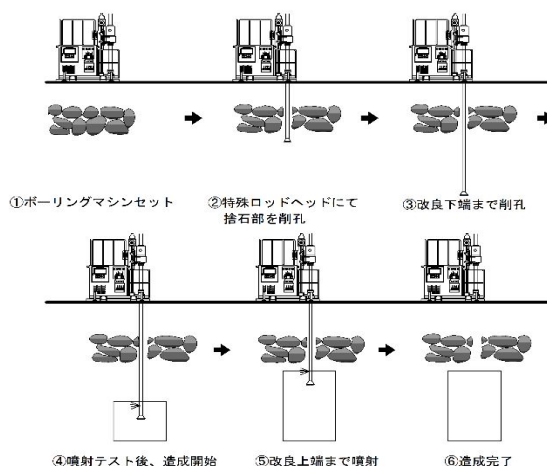


図-6 SMM-DyType1-DH 工法の施工方法



写真-6 岸壁補強施工状況



写真-7 簡易的なブロック積仮設状況

4. ICT 技術の活用による改良時の地盤リスク情報管理

ICT 技術は地盤改良分野においても急速な展開がみられる。地中の情報を可視化することで、地中内障害物層の位置や層厚、施工管理情報を把握し、地盤リスクを予測し管理することが可能となる。2 件の施工例は約 12 年前の事例であるが、当時は GNSS による位置情報等がようやく得られる時代背景にあった。一方で最新の可視化技術を用いた複合相対混合攪拌方式のエポコラム Taf 工法では、情報通信技術を活用して、管理者が遠隔地からリアルタイムで施工の情報確認ができる「epo-Live³⁾」システムが運用されている。また高圧噴射攪拌工法では、設計図面・施工機の位置情報・地盤改良における深度、流量等の各種情報を一元的に管理できる「Picture シリーズ⁷⁾」システムにより、施工管理の効率化、施工情報の可視化や誤打設等のヒューマンエラーを防止が可能となっている。これらの ICT 技術をフルに活用することにより、従来に増して地盤リスクを可視化し、3 次的に情報化することが可能となっている。

表-4 SMM-DyType1 改良土の現場改良強度

区分	適用	現場改良強度 quf(kN/m ²)	設計基準強度 quck(kN/m ²)
A	-6m岸壁	4680	1875
B	-4.5m岸壁	5860	1688
C	-6m岸壁	4062	2438

5. まとめ

国土のインフラ整備は、激甚化・頻発化する気象変動による災害や切迫する大規模地震、さらに老朽化が進むインフラを維持することができるよう、防災・減災を推し進める国土強靱化の取組に対し加速化しながら効率的に進められている。

本稿では近年および過去に発生した、自然災害の復旧や防災・減災への備えについての2事例を紹介した。一つ目は、南海トラフ大地震の堤防補強工事に向けた事業である。過去に甚大な台風災害に見舞われた河川堤防の応急的措置によって残置された捨石類が、地中内障害物となって従来スラリー式攪拌工法による地盤改良の妨げとなっていた。この問題に対処するため、複合相対攪拌方式のエポコラム Taf 工法を採用し、地中内障害物の混在地盤への対応が可能になった。

二つ目は、東日本大震災の復旧事業における護岸整備の事例である。被災した護岸整備の復旧に当たり、旧護岸の捨石層が残置されていたため、従来のスラリー式機械攪拌工法等の適用は不適となった。そのため、補助工法を用いず、一工程で捨石層の削孔が可能なダウンザホールハンマ技術を応用した高圧噴射攪拌工法を適用した。この技術は小型施工機と簡易な仮設設備で、市民生活への環境を維持しながらの施工が可能となった。

地盤改良技術は、広域から狭隘域、さらには被災地盤で想定される地中障害物混在地盤リスクや、近接の既設構造物への対応において、複合相対攪拌工法や高圧噴射攪拌工法といった特殊技術の付加・応用等により幅広い適用性を持つ有用な施工技術である。

また、ICT 施工技術の活用により、地中の情報を可視化することで、地中内障害物層の位置、層厚や施工管理情報により地盤リスクを事前に察知・管理することができる。

今後、国土強靱化の推進において、既設道路、既設河川・海岸堤防等の耐震化、補強事業が注目されている。しかし、人工地盤を含め予測困難な地盤リスクに直面する機会は増していくことが予想される。このような地盤リスクに対して、さらに施工技術を進化させていく所存である。

参考文献

- 1) 木下和徳・立石光一・西尾経・竹田敏彦・工藤宏紀・高倉功樹・齋藤邦夫：多機能型複合相対攪拌工法と残置既設杭の破碎・同時混合攪拌地盤改良技術，技術報告集第 60 号，地盤工学会北海道支部，pp.85-92，2020.1
- 2) 近藤佳宏・近藤正一・保坂仁哉・西尾経：震災復旧に適用された地盤改良工法による地盤および環境リスクへの対応事例，第 33 回調査・設計・施工技術報告会，地盤工学会中部支部，pp.32-37，2024.6
- 3) NETIS 新技術情報提供システム：エポコラム Taf 工法（地中障害物混在地盤対応地盤改良工法）・QS-180012-VE・2018.7，ICT 技術を活用したエポコラム工法（epo-Live）・QS-210069-A・2022.3
- 4) 戸上仁・柳伸司・平澤高史・西尾経・高倉功樹：転石・巨礫類の混在地盤に対応した複合相対攪拌地盤改良とその事例，第 32 回調査・設計・施工技術報告会，地盤工学会中部支部，pp.53-58，2023.6
- 5) 土質工学会編：土質調査計画 ―その合理的な計画の立て方―，現場技術者のための土と基礎シリーズ 14，pp.52，1988.2
- 6) 武田裕樹・保坂仁哉：高圧噴射攪拌工法による捨石層下の岸壁補強対策地盤改良震災復興事例，第 16 回地盤工学会関東支部発表会，地盤工学会関東支部，pp.162-163，2019.9
- 7) NETIS 新技術情報提供システム：SMM-Dy 工法・KT-200140-A・2021.2，ICT 地盤改良システム『Pictur（ピクチャー）シリーズシステム』・QS-220014-A・2022.11

液状化対策における締固め砂杭工法

株式会社不動テトラ 高田 大輝○
杉本 知弘

1. はじめに

我が国は、世界有数の地震多発国であり、軟弱地盤で埋め立てられている沿岸地区や旧河川地域等では、そのたびに液状化の被害が生じている。北海道において、1990年代には釧路沖地震や北海道東方沖地震、2000年代には十勝沖地震や北海道胆振東部地震といった大規模地震が発生している。このうち、記憶に新しい北海道胆振東部地震では、苫小牧港東港区の沿岸部で護岸のはらみだしや陥落、札幌市内の清田区里塚地区で道路の亀裂・段差・陥落や噴砂等の液状化の被害が生じた。

本稿では、液状化対策として代表的な地盤改良工法のうち、「密度増大工法（締固め）」について、最新の技術動向と北海道で実施された施工事例を紹介する。

2. 液状化とその対策方法

2.1 液状化とは¹⁾

液状化とは、地下水位で飽和した緩い砂質地盤に地震動による繰り返しせん断応力が作用することによって、土粒子間に存在する水の間隙水圧の上昇と、有効応力の低下により、地盤強度が低下する現象である。すなわち、砂の粒子のかみ合わせによって地盤を構成していたものが、地震による大きい振動が生じることで砂の粒子がバラバラになって水中に浮遊した状態になり、地盤があたかも液体のような挙動を示すものである。(図-1)

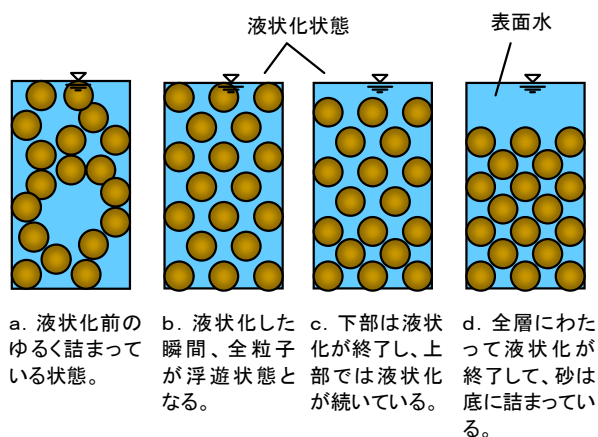


図-1 液状化発生メカニズム

2.2 液状化対策方法の原理と種類²⁾

液状化は、「地盤材料特性」・「地盤環境特性」・「地震動特性」の3種類の発生要因がある。各発生要因の中から、重要な発生因子を以下に示す。

- ①地盤が砂質土であり、緩く堆積している
- ②地下水位が浅く、飽和していること
- ③非排水状態であること
- ④繰り返しせん断応力（地震動）が地盤中に発生する

上記の発生因子から、一つでも対処することにより液状化の発生を防止することが可能である。

液状化対策は、これらの発生因子に着目して図-2に示す「土の性質改良」と「応力・変形及び間隙水圧に関する条件の改良」から主に8種類の原理に基づいた方法が用いられている。本稿では、液状化対策工法として、代表的な工法である「密度増大工法（以下、締固め砂杭工法）」について述べる。

1) Taiki TAKADA；北海道札幌市中央区北1条7丁目3番地, TEL：011-233-1640, FAX：011-233-1641

2) Tomohiro SUGIMOTO；北海道札幌市中央区北1条7丁目3番地, TEL：011-233-1640, FAX：011-233-1641

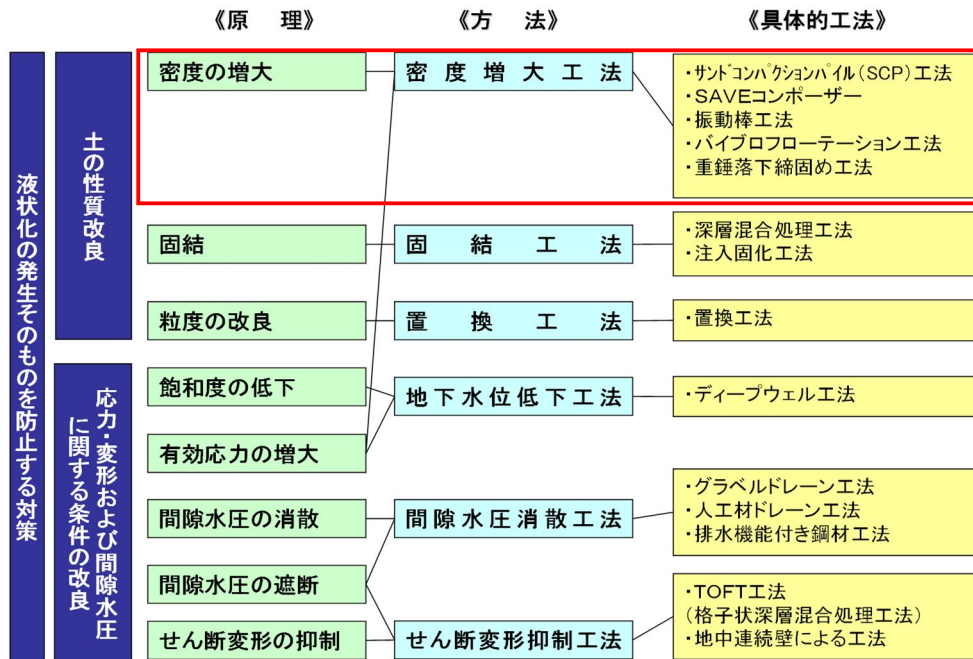


図-2 液状化対策の原理と工法

3. 締固め砂杭工法³⁾

締固め砂杭工法（以下、SCP工法）は、よく締まった砂杭を地盤中に造成し、土粒子間の間隙を密にするとともに堆積状況の変化（地中の応力状態や地盤の均質化）を図ることにより、地盤全体として液状化に対する抵抗を増大させることが可能である。SCP工法は道路、港湾、建築の様々な構造物基礎として採用され、これまでに発生した大規模地震に対して、改良効果を発揮しており信頼性の高い液状化対策工法である。

本項では、時代の変遷と様々なニーズに対応すべく開発されたSCP工法の紹介を行う。

3. 1 振動式 SCP 工法⁴⁾

振動式 SCP 工法は、1956年に開発され、粘性土地盤の沈下や安定対策を目的とした地盤補強工法であった。1958年には、振動式 SCP 工法の基本形である“中空管による打ち戻し方式、パイプロハンマー、エアの使用”の基本特許が申請され、1960年に工法として確立した。その後、日本住宅公団（当時）の浜甲子園団地で集合住宅の直接基礎として1961年の試験工事に採用され、以降は振動・騒音影響を許容できる場所において、液状化対策工法として実績を積み重ねている。振動式 SCP 工法の概要を図-3、写真-1に示す。

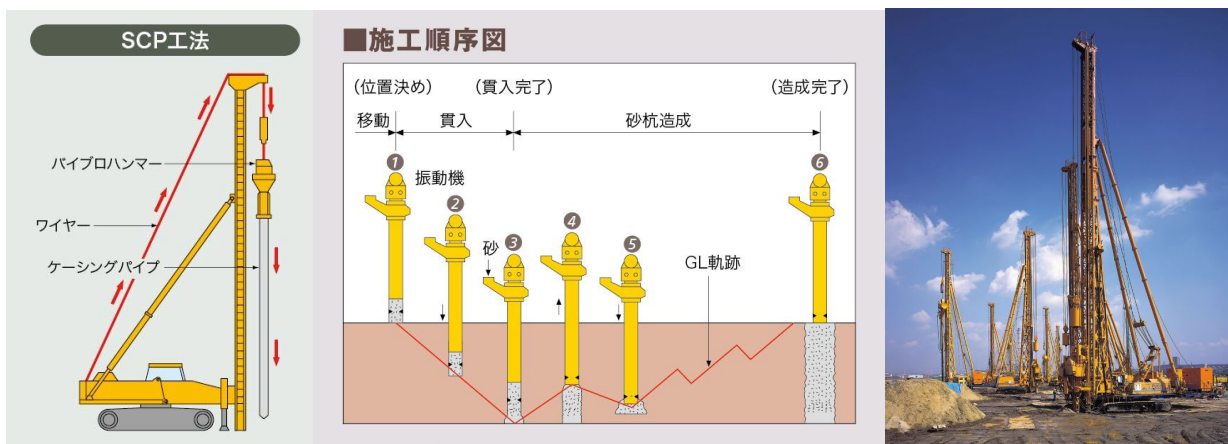


図-3 振動式 SCP 工法の機械の概要と施工フロー

写真-1 振動式 SCP 工法

3. 2 静的締固め砂杭工法⁵⁾

静的締固め砂杭工法（以下、SAVE-CP 工法）は、市街地や既設構造物近傍での液状化対策のニーズに応えるべく、振動式 SCP 工法の課題であった振動・騒音を伴わない工法として、1995 年に開発・実用化された工法である。（写真-2）

SAVE-CP 工法は、バイブロハンマーの代わりに、強制昇降装置と回転駆動装置を用いることで振動エネルギーを用いずに圧入によって砂杭を造成する。このため、周辺への振動・騒音を大幅に低減し、振動式 SCP 工法では施工が困難であった市街地や既設構造物近傍での施工を可能とした。近年では、硬質な地盤に

対応すべく SAVE-CP-HA（Hard ground Acceptable）工法が開発された。本工法は、写真-3 のようにケーシングパイプの先端から水とエアを噴射する「エジェクター装置」を搭載し、軟弱地盤の中間に介在する N 値 35 程度の砂層の貫入が可能となった。SAVE-CP 工法及び SAVE-CP-HA 工法の概要を図-4 に示す。



写真-2 SAVE-CP 工法

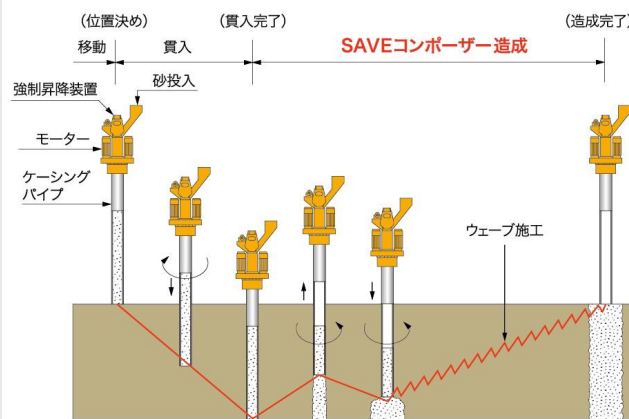
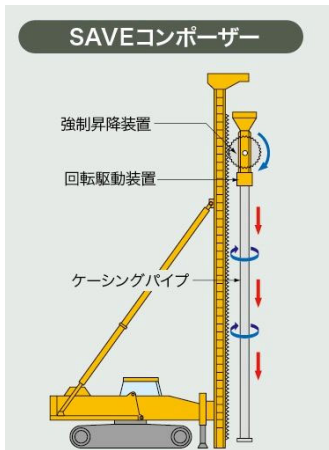


図-4 SAVE-CP (-HA) 工法の機械の概要と施工フロー



写真-3 エジェクター装置

3. 3 砂圧入式静的締固め工法⁶⁾

砂圧入式静的締固め工法（以下、SAVE-SP 工法）は、既設護岸や岸壁、空港滑走路、堤防等の液状化対策のニーズに応えるべく、大型施工機械を用いる従来の SCP 工法では適用困難な狭隘地や既設構造物直下といった条件でも施工可能な工法として、2008 年に開発・実用化された。（写真-4）

SAVE-SP 工法は、流動性を付与した砂（流動化砂）をポンプで圧送し、小型施工機械のロッドを通じて地盤中に圧入することで、緩い砂地盤の締固めを行う。

従来の SCP 工法と改良原理や設計方法は同様であるが、地盤中に圧入する材料砂の性状が異なる。材料砂は、専用プラントにより、流動化剤と砂を混練・製造し、土粒子間の摩擦力を低下させて流動性がある状態に変化させ（写真-5）、ポンプからホース、ロッドを通して、地盤中へと圧入する。圧入した砂は、周辺地盤を押し広げながら拡大していき、同時にその圧力で水分が絞られて密な配置に変化する。さらに、時間経過とともに混練時に添加された遅効性塑性化剤の作用で、流動性が中和され、摩擦力の回復し



写真-4 SAVE-SP 工法

た状態の砂となる。

SAVE-SP 工法は図-5 に示すようにロッドを貫入するための小型施工機械、圧送ポンプ、流動化砂製造用プラント、材料投入用バックホウで構成されている。地盤中に貫入するロッドの径が小さいため、わずかな削孔で済むことから、既設構造物近傍や直下においても、変位影響を最小限に抑えることが可能である。また、施工機械にロータリーパーカッションドリル機を用いることで、巨礫や玉石などの障害物を貫通して、その下層を改良することも可能である。



写真-5 流動化砂

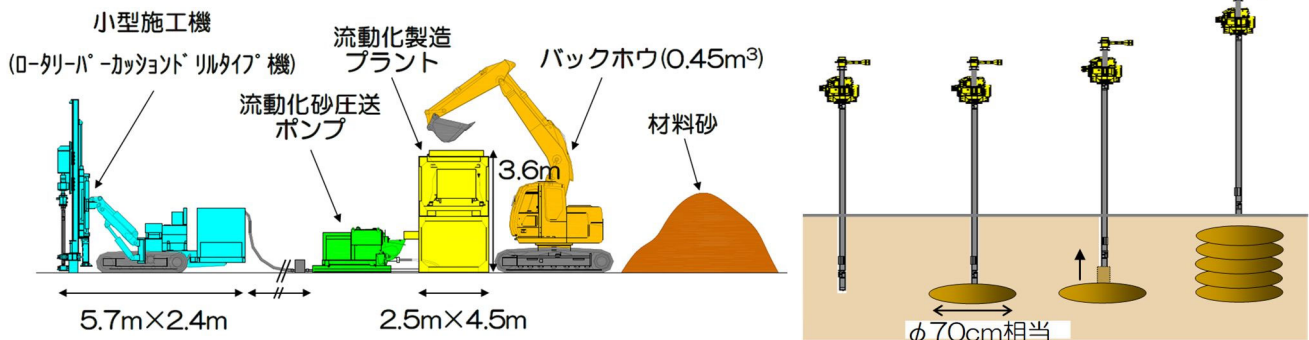


図-5 SAVE-SP 工法の機械構成と施工フロー

3. 4 循環型社会への貢献に取り組んだ締固め砂杭工法 (リソイル ProTM 工法) ⁷⁾

近年、建設現場では施工時に発生する建設発生土の再利用と建設機械の排気ガスによる二酸化炭素 (以下、CO₂) の発生の抑制が課題となっている。これらの課題に対応すべく SCP 工法においても、建設発生土を再利用した施工と CO₂ の抑制を可能とした工法として、2023 年に「リソイル ProTM 工法」が開発・実用化された。

従来の SCP 工法では、施工実績に基づいた粒度範囲の砂を用いており、細粒分含有率と含水比が 10 ~ 15% 程度以下のものが一般的であった。粒度の適用範囲外や水分を多く含有する材料砂を用いる場合には、施工機械内部で生じる砂の目詰まりを防止するために石灰等による改質を行っていた。しかし、図-7

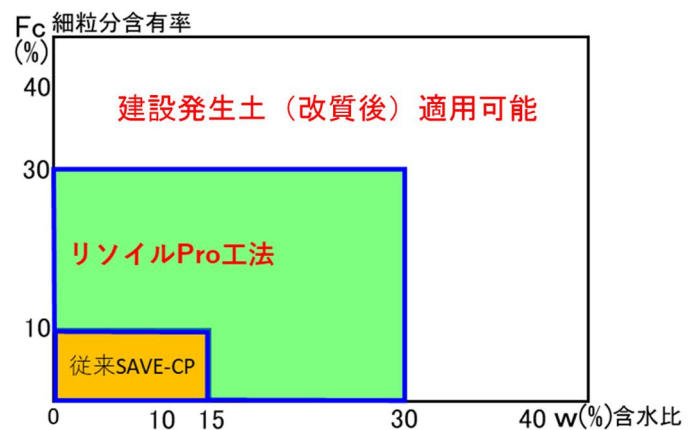


図-6 材料砂の適用範囲の拡大

に示す施工機械の改善を行うことで、建設発生土のような改質を必要としていた場合でもそのまま利用可能となり、材料砂の適用範囲を拡大することができた。(図-6)

また、従来は自然由来の良質な材料砂の採取・運搬時、及び施工後に発生する盛上り土 (建設発生土) の搬出・運搬時に建設機械を使用しており、排気ガスによる CO₂ が発生していた。建設発生土の再利用により建設機械の稼働量が減少して CO₂ の抑制ができるとともに、砂という資源の枯渇や採取地の森林伐採等における環境破壊を未然に防止できる。(図-8) 更に材料砂の購入費や改質費用、残土処理費用においても削減効果を大きく見込まれるため、従来の SCP 工法と比較してコストダウンも可能となった。

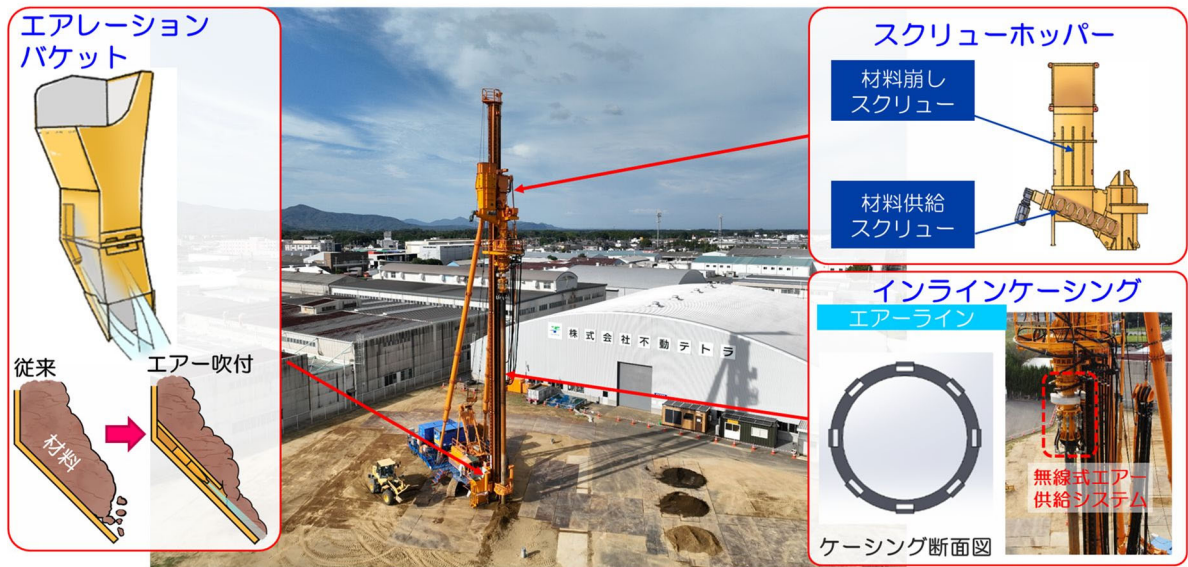


図-7 建設発生土の再利用を可能とした施工機械概要図

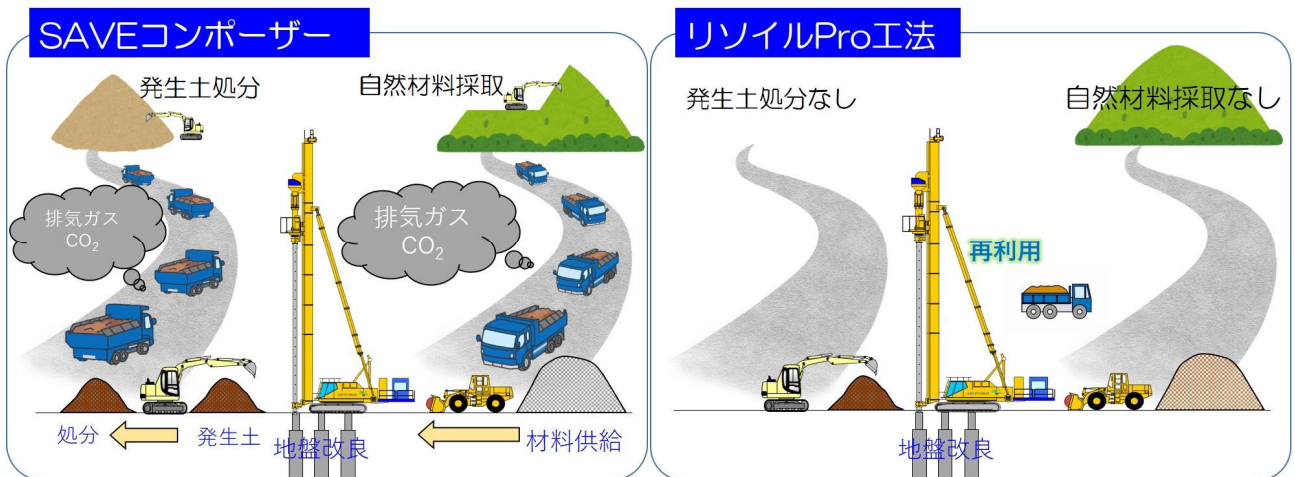


図-8 建設発生土の再利用による CO₂ 抑制の概要

4. 液状化対策事例「北海道新幹線札幌市手稲山口地区発生土受入地工事」

本工事は、北海道新幹線延伸事業に伴う、札幌トンネルの発生土の受け入れ地の液状化対策としてSCP工法を施工したものである。SCP工法は、地表面から深度20m付近まで堆積するN値=3~35、細粒分含有率20%以下の砂質土に対して、盛土法尻部を□1.8m（改良率11.8%）、その内側を□2.2m（改良率7.9%）の打設間隔で計画され、平均改良長L≒16mの砂杭を約17000本施工した。図-9に地盤改良平面図、図-10に代表横断図を示す。

本工事は液状化対策では、(1) 対策範囲にレジャー施設や工場等が近接しており、施工時の振動・騒音影響が小さいこと、(2) 事業を推進する上で工程の遅延は許されないため、N=30以上の硬質な砂質

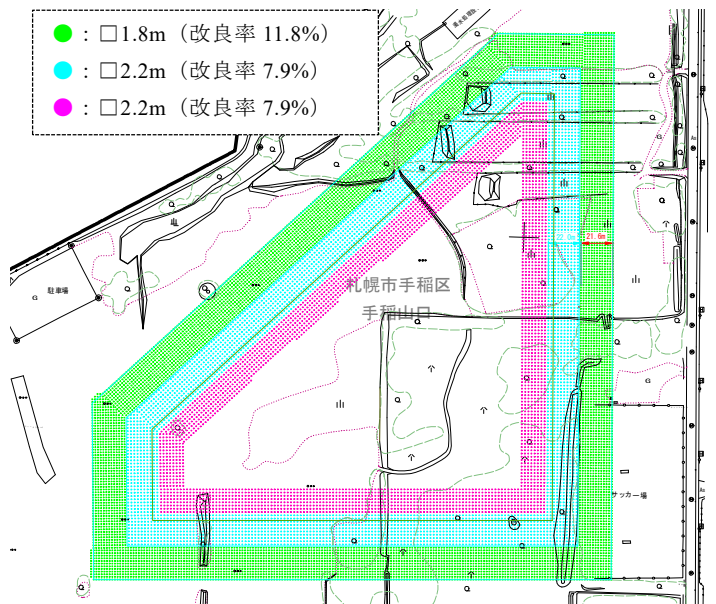
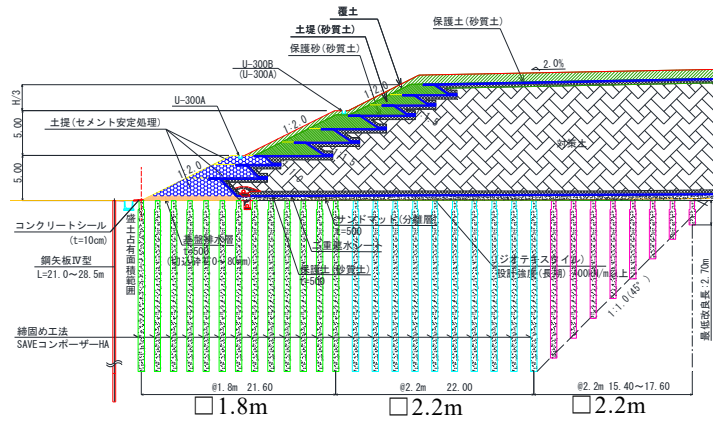


図-9 地盤改良平面図

土層でも施工サイクルタイムが低下しないことが求められた。これら現場条件に適合し、他工法よりも経済性に優れることを踏まえて「SAVE-CP-HA 工法」が採用された。

施工状況を写真-6 に示す。施工は、厳冬期を避けて令和 3～6 年に渡って行い、最大 10 台の施工機械が同時に稼働したが、振動・騒音の大幅低減効果により、近隣施設からのクレームは一度もなかった。また、硬質な砂質土層に対して施工サイクルタイムは低下することなく概ね計画通りの工程で施工を完了することができた。



(改良率 11.8%) (改良率 7.9%) (改良率 7.9%)

図-10 代表横断面図

改良効果については、施工後に全 19 箇所のチェックボーリングを実施した結果、全地点で改良後 N 値は改良前 N 値に比べて増加しており、液状化対策として十分な改良効果を有していることが確認された (図-11)。

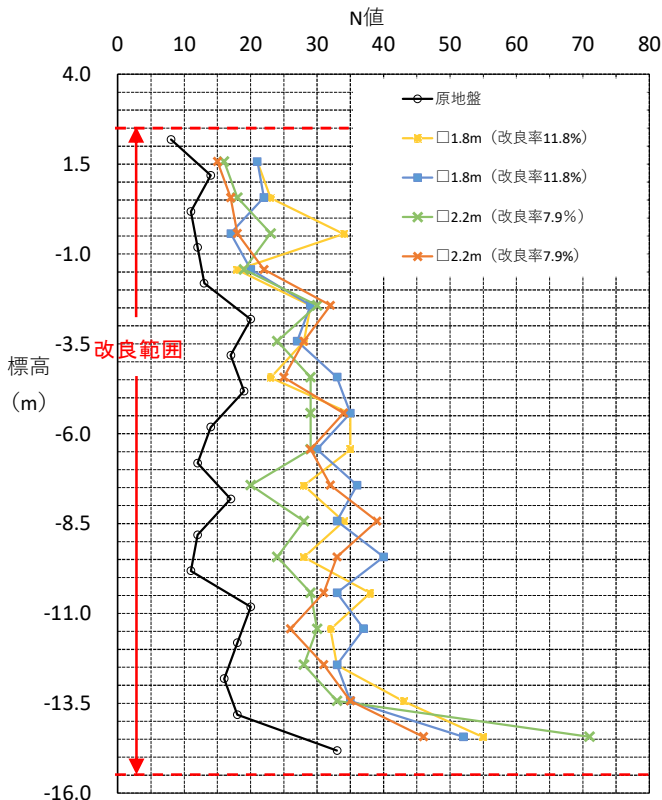


図-11 改良前後の砂質土層の N 値 (代表地点抜粋)



写真-6 SAVE-CP-HA 工法 施工状況

5. おわりに

本稿では、液状化対策工法である「振動式 SCP 工法」、「SAVE-CP (-HA) 工法」、「SAVE-SP 工法」、「リソイル Pro™ 工法」の概要と北海道で実施された施工事例を紹介した。

「SCP 工法」は半世紀以上に渡り歴史があり、液状化に対して確実な改良効果を発揮しており需要が増加し続けていることが確認できた。我が国における液状化被害を未然に防止するために、今後も様々なニーズに対応した工法の開発・実用化を進めていきたい。

【参考文献】

- 1) ,2) 地盤工学会・実務シリーズ 18,液状化対策工法,2004年7月,P.1,51,177,178
- 3) ,4) ,5) 大林淳,原田健二,村上恵洋,鈴木亮彦:サンドコンパクションパイル工法(締固め砂杭)工法の歴史と新技術,地盤工学会誌,Vol63, No.8, pp.16~19, 2015年8月
- 6) 竹内秀克,永石雅大:既設構造物を対象とした締固めによる液状化対策技術-砂圧入式締固め工(SAVE-SP工法)-,建設機械,Vol.51, No.11, pp.59~65, 2015年11月
- 7) 株式会社不動テトラ,地盤事業本部:技術開発レポート,【環境負荷を大きく低減する地盤改良工法「リソイル Pro 工法」】, 2023,11,30

圧入工法の適用事例：鋼管杭連続壁を用いた路面陥没箇所の災害復旧

株式会社技研製作所 工法推進課／北日本 山口 雅史*1
株式会社技研製作所 工法推進課／北日本 筒井 健二*2
株式会社技研製作所 エンジニアリング課 武内 隆政*3

1. はじめに

わが国では、集中豪雨や局地的大雨を起因とした自然災害が近年増加し、甚大な被害が発生している。このため、被災した社会インフラを早急に復旧させ、防災面を強化した本復旧対策工が求められる。このような状況下において、すでに地中に押し込まれた杭／矢板を数本掘り出し、その引抜抵抗力を反力として次の杭／矢板を油圧による静荷重で地中に押し込む「圧入」をベースとした「回転切削圧入¹⁾ (ジャイロプレス工法TM)」により構築される鋼管杭連続壁は、こうした課題を克服するための有効な「構造物」である。本稿では記録的な大雨により山間部の道路で路面陥没が発生した事例において、本復旧対策工として回転切削圧入により鋼管杭連続壁を設置した事例を紹介する。

2. 被害の概要と応急対策

(1) 被災場所

北海道道 842 号大峯双葉線（以下、大峯双葉線）は、長万部町大峯を起点とし、同町双葉を終点とする総延長 7.138km の一般道道である。長万部川に沿って山間部を並走した道路であり、地域住民にとって重要な社会インフラである。加えて、起点から更に奥には湯治の名所である二股温泉があり、多くの人が湯治に訪れる。

令和 4 年 8 月 16 日の大雨により大峯双葉線 SP2,200 付近（図-1）で路面陥没などの災害が発生した。



図-1 大峯双葉線における路面陥没箇所（国土地理院「地理院地図」²⁾ を用いて作図）

(2) 災害発生時の気象状況

前線を伴った低気圧が、令和 4 年 8 月 16 日に北海道付近を通過し、前線や低気圧に向かって暖かく湿った空気が流れ込み、15 日から 17 日にかけて北海道地方の広い範囲で大雨となった。雨量観測所（二股温泉観測所）では 24 時間降水量（8 月 15 日 17 時から 16 日 14 時）が 240mm、最大時間降雨量 46mm を観測した。加えて、長万部川の河川水位は 2016 年以降の最高水位（T.P. 964m）を記録した。³⁾

こうした気象状況を考慮し、8 月 16 日 1:30 には当該道路は事前通行規制により通行止めとされた。その後、14:40 に北海道（北海道渡島総合振興局函館建設管理部八雲出張所）と維持業者による合同パトロールを実施した際、路面陥没が確認された。

*1 Masafumi YAMAGUCHI 札幌市北区北七条西 4 丁目 5 番地 伊藤 110 ビル 704 室 ・TEL 011-374-7261

*2 Kenji TSUTSUI 札幌市北区北七条西 4 丁目 5 番地 伊藤 110 ビル 704 室 ・TEL 011-374-7261

*3 Takamasa TAKEUCHI 東京都江東区有明 3 丁目 7-18 有明セントラルタワー16F ・TEL 03-3528-1630

(3) 被災状況

道路擁壁（L型擁壁）の傾倒と路面陥没（長さ8m、幅6m、深さ3m）が発生した。加えて、擁壁下流側のブロック積護岸が洗掘（延長14.6m）された（図-2, 3, 4）。被災前と被災後の標準断面図を図-5, 6に示す。

(4) 被災のメカニズム

ブロック積護岸の洗掘と既存擁壁の傾倒、路面陥没の発生メカニズムを下記に記載する。

1. 長万部川の水位上昇と流速増大により耐浸食性の低い崖錐堆積物と擁壁下流側のブロック積護岸の基礎を浸した。
2. 上記と同時に路肩から流出した表流水が擁壁前面の地山（崖錐堆積物）に浸透、浸食した。
3. 下部を侵食され、かつ含水比が高くなって脆弱化した地山が不安定化し変形、崩壊した。
4. 擁壁前面の土砂が浸食され流出したため、軽量盛土（EPS工法）下方の埋戻土と崖錐堆積物が流出した。
5. 上記に伴い擁壁の基礎杭間から軽量盛土が流出した。これに伴い、路床の下に空洞が形成され、路面陥

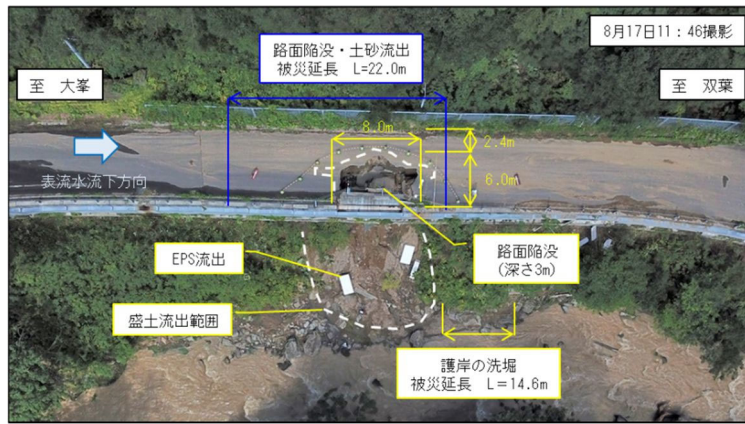


図-2 被災の状況（全景）



図-3 被災の状況（路面陥没部）



図-4 被災の状況（護岸部）

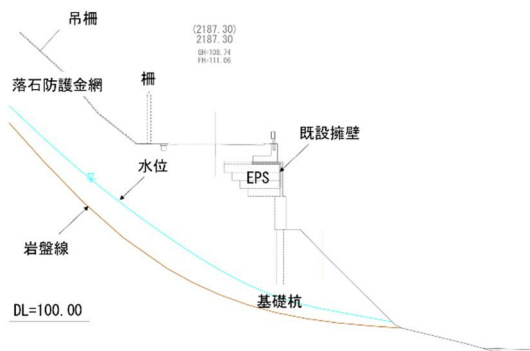


図-5 標準断面図（被災前）

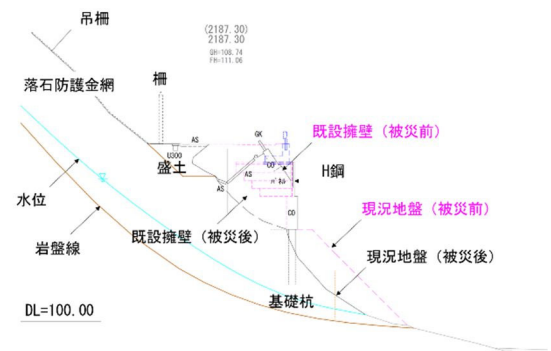


図-6 標準断面図（被災後）

没が発生した。

6. 陥没箇所から表流水が流入して土砂と軽量盛土の流出が進行、このため既存擁壁の傾倒と陥没がさらに進行した。

(5) 応急対策

路面の陥没に対しては、片側交互通行を確保するため既存の道路上に親杭横矢板工法（杭長 12.0m、壁高 4.6m、延長 21.4m）にて自立式土留めを設置した（図-7,8）。加えて、工事用道路造成のため、仮舗装および仮設ガードレールを設置した。また、護岸部に関しては、既設積ブロック護岸の安定化を図るため、残存する積ブロック護岸下部に捨てコンクリートを打設した（図-9）。

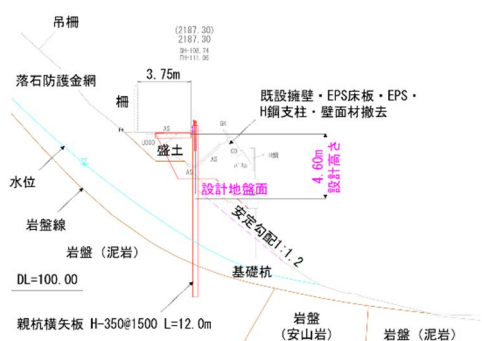


図-7 標準断面図（応急復旧）



図-8 応急復旧（擁壁部）



図-9 応急復旧（護岸部）

3. 本復旧対策工および施工方法の検討

災害復旧工法は、当該施設の原形復旧が可能か検討し、原形復旧が不可の場合には他の擁壁形式を用いて計画することが基本方針である。このため、被災した道路部に関しては軽量材を用いた擁壁を再構築（原形復旧）することを検討した。この構造物を構築するため、工事用道路を山側に造成するには切土が必要となる。しかし、地形改変量が膨大（高さ 35m、5 段法面）で、すり付けも大規模（総延長 L=150m）となることから、当該現場では現実的な対策でないと判断された。

この他、擁壁を構築せず切土により山側へ迂回する案も検討された。同案においても地形改変量が膨大（高さ 46m、7 段法面）で、すり付けが大規模（総延長 150m）となる。また、河川側への迂回路案は逆 T 式擁壁を河川内に構築することによる河積阻害のため、現実的な対策でないと判断された。

このため「道路事業設計要領」（北海道建設部, 2021）⁴⁾に記載される「その他の擁壁」から a) 自立山留め式擁壁 b) アンカー付き山留め式擁壁、そして c) 栈橋の設置（メタルロード工法）を比較対象とした。なお、栈橋の設置を選定した理由は、当該箇所は道路から河川の高低差が 13m と壁高が高く、一般的な擁壁の適用が困難であり、比較検討が可能な方法の一つとしたからである。

※ 河川護岸の本復旧対策工として、応急復旧後の既設護岸の前面に大型ブロック積護岸を新設した（本稿では詳細について割愛する）。

a) 第一案「回転切削圧入による自立山留め式擁壁」

山留め壁の曲げ剛性とその根入れ部の横抵抗のみによって背面土圧を支える形式の擁壁であり、回転切削圧入（ジャイロプレス工法、図-10）にて設置する場合は、先端リングビット付きの鋼管杭（適用杭径は外径 600mm から 2500mm まで）を主要構造部材として使用する。

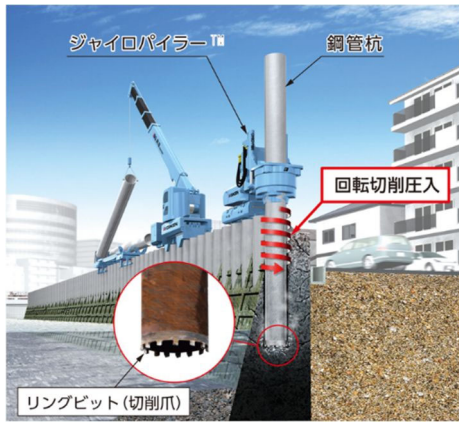


図-10 回転切削圧入（ジャイロプレス工法™）

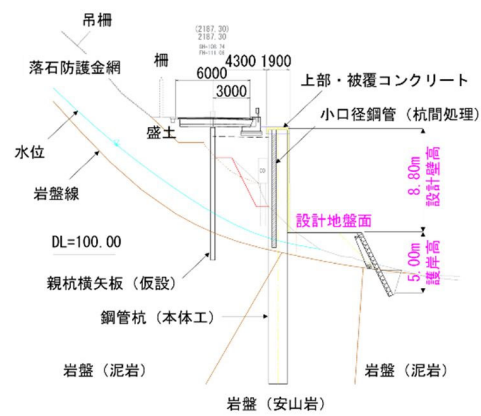


図-11 自立山留め式擁壁（鋼管杭連続壁）

砂質土、粘性土、砂礫はもとより、岩盤などの硬質な地盤まで幅広く適用可能である。加えて、既存擁壁や地中障害物（鉄筋コンクリート構造物）を切削しながら、鋼管杭を施工できる。また、連続壁でなく、鋼管杭を一定の間隔に離して設置したい場合、スキップロックシステムを用いることにより、鋼管杭径（D）に対して杭芯の間隔を最大 2.5D まで離して設置できる。また、鋼管杭の回転切削圧入後は、杭間の背面側からの土砂流失の防止や締切り内の止水性を確保する等の必要性に応じて、掘削後の杭間にプレート溶接する、施工機械で等辺山形鋼、小口径鋼管を圧入する等の対応が可能である。

当該現場では施工が完了した鋼管杭の頭部を自走して自立山留め式擁壁を現在位置に構築するため（図-11）、技術的課題は特になく、他案と比較して工費は安価、工期は最短であることから本擁壁形式が本復旧対策工として採用された。

b) 第二案「アンカー付き山留め擁壁」

地山に建て込んだ H 形鋼を支柱に PC 板などを取り付け土留め擁壁を構築する。土留め壁の曲げ剛性と H 形鋼の根入れ部地盤の土圧により背面土圧に抵抗する構造体であり、適用されている主な壁高は 8m 以下とされる。当該現場では壁高が高く、杭頭部の変位を抑制するためグラウンドアンカーを併用する必要がある。

アンカー付き山留め擁壁の壁高を 8m 以下とするため、盛土法面を背負う擁壁として、河川側に張り出さなければならない。加えて、アンカーの維持管理を踏まえた平坦部を確保した護岸工の造成を必要とするが、河積を阻害するため対岸に河道を切り替えなければならない。この切り替えのため、対岸（右岸）の地山を切土法面（1:1.2 勾配）とした場合に、斜面を切りきれないので、擁壁が必要となる。以上のことから、床掘り後の対策として法尻は護岸を併用した大型ブロック積み擁壁（図-12）と逆 T 式擁壁（図-13）を検討した。どの擁壁を用いても対岸の斜面を削り切ることができないため、現実的な対策にならないと判断された。

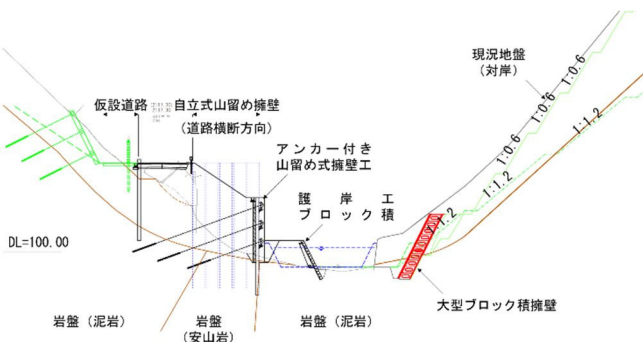


図-12 大型ブロック積み擁壁（右岸）

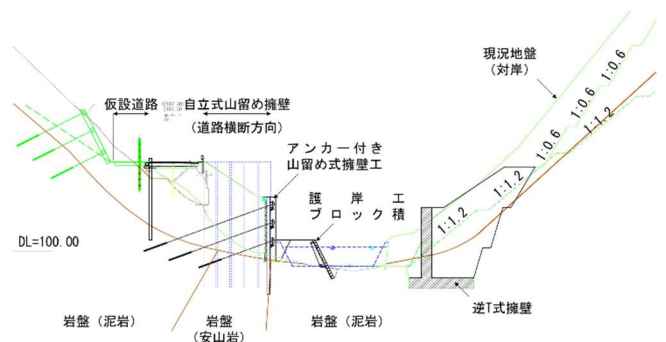


図-13 逆 T 式擁壁（右岸）

c) 第三案「棧橋の設置」

道路河川側の陥没箇所には棧橋を構築し、復旧する案（図-14）も検討された。

棧橋は杭と桁が道路方向と直角方向ともに剛結された立体ラーメン構造である。短尺軽量の既製部材から構成されており、山間部の狭小かつ複雑な地形においても適用可能とされる。この他、当該箇所では斜面安定のためのグラウンドアンカー工併用法枠工も必要となる。

同案では棧橋を構築する起終点の道路直角方向に擁壁が必要となる。この擁壁を、アンカー付き山留め擁壁で構築するには、壁高を 8m 程度とする必要がある。加えて、擁壁が倒壊しても重大な事故に繋がらない箇所に適用しなければならない。当該箇所は道路本体の直下であり、倒壊した場合には重大な事故に繋がるため、適用は不可と判断された。この他、地盤改良による土留め擁壁も検討したが、要求される壁高では曲げモーメントに対する耐力が不足するため適用は不可と判断された。以上のことから、回転切削圧入を使用した鋼管杭連続壁による直壁を道路直角方向に構築する必要がある。しかし、第一案と比較して工費は割高、工期は大幅に延長されるため、本復旧対策工として不採用となった。

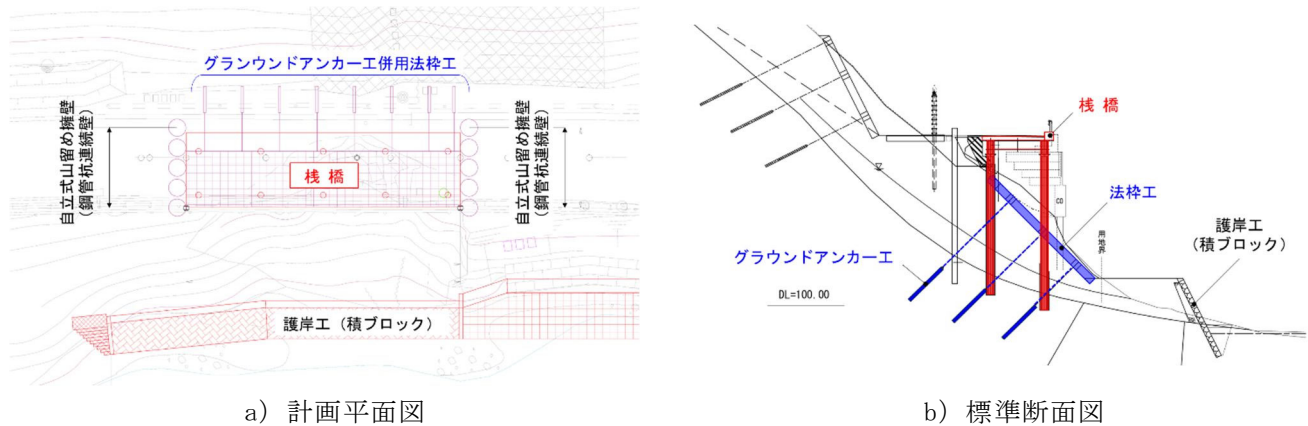


図-14 棧橋とグラウンドアンカー工併用法枠

4. 自立山留め式壁の設置

(1) 施工計画と工期

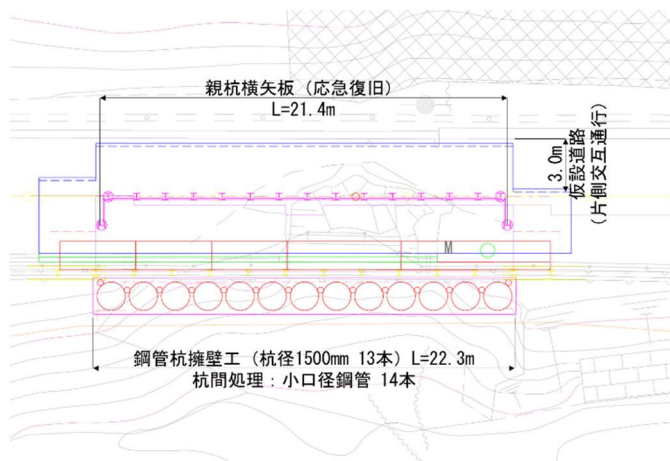
2023年5月から翌年1月まで実施された「4年災178号大峯双葉線災害復旧工事」から擁壁工（鋼管杭連続壁）を紹介する。当該工事では、本体工として使用する鋼管杭（材質 SKK400、外径 1500mm、板厚 19mm、杭長 20.5m、5本継ぎ、13本、先端ビット 27個）と杭間処理として使用する小口径鋼管（STK400、外径 318.5mm、板厚 10.3mm、管長 6.5m、先端ビット 6個）の施工と付帯工、排水工、舗装工・作工、防護柵基礎の L 型擁壁工などが計画された。鋼管杭連続壁の配置平面図と縦断図を図-15 に示す。

なお、実施工では準備工を約 3 カ月間、鋼管杭の製作に約 3 カ月間、鋼管杭と小口径鋼管の設置に約 3 カ月間、排水工・舗装工・場所打ち擁壁工などに約 3 カ月間を要した（一部の工種は重複作業とした）。

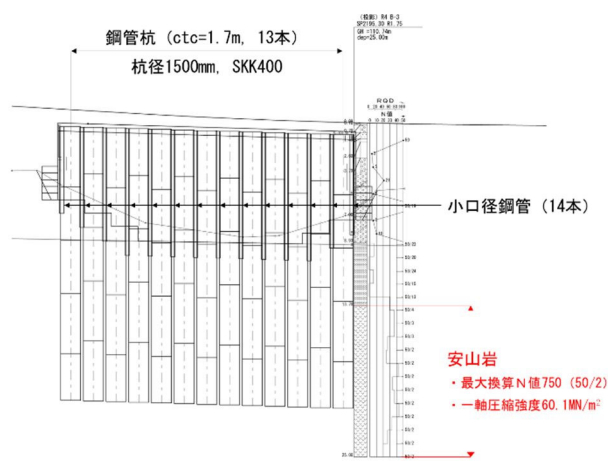
(2) 地盤条件

被災箇所では、ボーリング調査を実施した。その結果、上位からアスファルト、礫、中砂、コンクリート、発泡スチロール、埋土のシルト混じり砂礫、崖錐堆積物の玉石混じり砂礫、シルト混じり砂礫、八雲層の泥岩、黒松内層の貫入岩に相当する変質安山岩を確認した。

このうち、黒松内層の貫入岩に相当する変質安山岩は変質作用を受けて原岩の鉱物は分解もしくはほかの鉱物に置き換えられていたが、硬質な棒状～短柱状コアとして採取され、標準貫入試験における 50 回打撃時の貫入量は 4cm 以下であった。泥岩との接触面は 70°程度と高角で凹凸が著しく、泥岩側は黒色で硬質である。



a) 標準断面図



b) 鋼管杭連続壁の縦断面図

図-15 自立山留め式壁 (鋼管杭連続壁)

岩石の圧縮強度試験結果は $53.1 \sim 66.8 \text{ MN/m}^2$ (平均 60.1 MN/m^2) とばらつきが少なく、地盤工学会基準「岩盤の工学的分類」(JGS3811:2004) ⁵⁾では、強さ B に区分される硬岩に相当する。自立山留め式壁に関する構造計算の結果、本土工として使用する鋼管杭を 7.36m 程度、同岩盤へ貫入させる必要があった (図-15)。回転切削圧入に関する過去の施工事例 ⁶⁾を参考に、鋼管杭を同岩盤に貫入させることは可能と判断された。

なお、孔内水位は岩盤に到達した深度まで確認されず、送水掘削による岩盤ボーリング掘進中は作業前水位の最低値が泥岩上部の深度であった。このため、土砂と岩盤の境界付近が当該箇所地下水位と考えられた。

(3) 施工機械の選定

被災した大峯双葉線は、地域住民にとって生活道路としての役割を果たしていた重要な社会インフラであった。このため、鋼管杭を回転切削圧入するジャイロパイラー™の組立・解体、その他資機材の据付・撤去に関しては応急復旧後の片側交互通行を一時的に通行止めする許可は下りたが、鋼管杭と小口径鋼管の設置は片側交互通行を確保することが条件となった。この現場条件を確保するため、杭径 1500mm に対応可能なジャイロパイラー SP8/GRAL1520 (図-16) に吊込装置 CLC3-1 (図-17) を取り付け、圧入機として使用した。

この他、作業基地から圧入機まで鋼管杭などを輸送手段としてパイルランナー™ PR2 (図-23) を採用した。当該現場では、応急復旧で設置した親杭横矢板の前面を整地して鋼矢板 (リース材) で作成した簡易の軌道を設置し、その上を走行させ分割された鋼管杭を圧入機付近まで輸送した。設置スペースの確保が困難な場合は、施工済みの鋼管杭上を利用することも可能である。

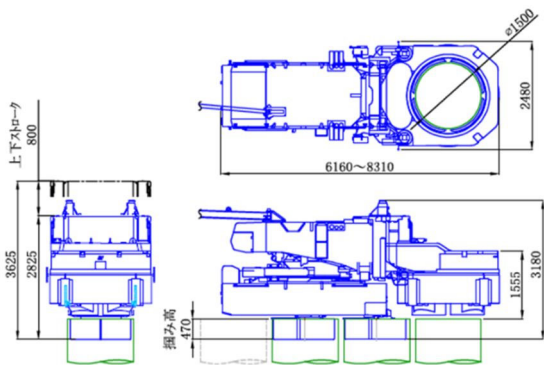


図-16 ジャイロパイラー™ SP8/GRAL1520 外観図

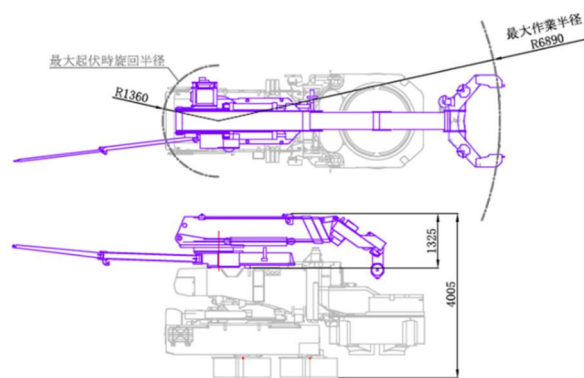


図-17 吊込装置 CLC3-1 外観図

(4) 施工手順

ジャイロパイラーの組立・解体、鋼管杭（本杭）と小口径鋼管（杭間処理）の施工フローを図-18、施工時の状況を図-19～20 に示す。



図-18 施工フロー図（ジャイロパイラー™組立・解体、鋼管杭施工、小口径鋼管施工）



図-19 初期反力（反力架台とH形鋼）



図-20 ジャイロパイラー™ 組立状況



図-21 鋼管杭の搬入状況



図-22 鋼管杭の施工状況



図-23 パイルランナー™を使用した現場内小運搬



図-24 鋼管杭の設置状況



図-25 小口径鋼管の搬入



図-26 小口径鋼管の施工状況

(5) 排水工

自立山留め式擁壁の排水工は、擁壁の規模・背面地盤の土質条件、地下水位、周辺構造物への影響を考慮し検討する必要がある。当該擁壁において実施された地下排水工を図-27、配水管の取付状況を図-28 に示す。

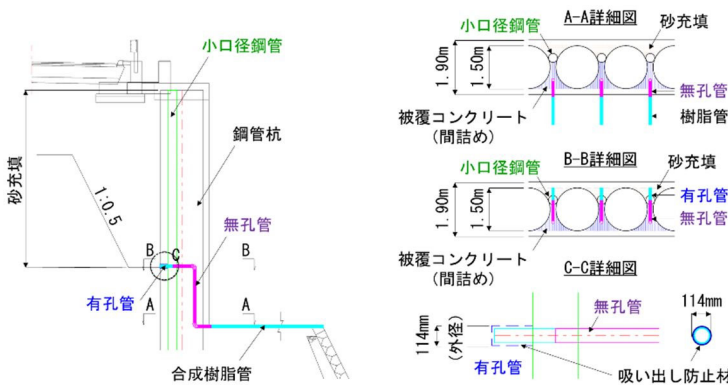


図-27 地下排水工図



図-28 排水管の設置状況

(6) 鋼管杭設置後の出来形管理

設置された鋼管杭が設計図面、仕様書及び特記仕様書により定められた規格値および施工管理基準を満足するよう管理する。このため、要求される「設計値」をもとに鋼管杭の基準高、偏心量、傾斜に関する出来形管理を実施した。なお、圧入機を用いた施工では基準類で求められる規格値（設計値）より、さらに正確な施工管理が可能であるため、施工者が管理すべき推奨管理値⁷⁾が定められている。

a) 鋼管杭の基準高

各鋼管杭の天端高さは、並走する大峯双葉線の路面起伏に応じた基準高（設計値）を設定した。当該工事では、基準高±50.00mmの規格値を満たすよう、標高確認のための測量機器を使用して、鋼管杭の打ち止め高さを管理した。

基準高に関する出来形管理の検査結果を表-1に示す。設計値との差異は-21mmから10mm、平均して-9mmであり、回転切削圧入での鋼管杭の施工が基準高に対して高精度であることが確認できた。

b) 鋼管杭の偏芯量

偏芯量に関する検査結果を表-2に示す。要求された設計値は100mm/本以内であった。

検査結果から、鋼設計値との差は5~43mm、平均して22mmであり、十分な施工精度が確保されていることが確認された。

c) 鋼管杭の傾斜

傾斜を測定した結果を表-3に示す。なお、傾斜の設計値は1/100以内である。

検査結果から、設計値との差は1/1000~1/200、平均して1/500の傾斜であり、十分な鉛直性が確保されていることが確認された。

表-1 基準高に関する測定結果

測点	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13
設計値 (m)	110.480	110.430	110.380	110.330	110.280	110.230	110.180	110.130	110.080	110.030	109.980	109.930	109.88
測定値 (m)	110.463	110.420	110.377	110.319	110.266	110.209	110.163	110.140	110.074	110.024	109.976	109.912	109.874
設計値との差 (mm)	-17	-10	-3	-11	-14	-21	-17	+10	-6	-6	-4	-18	-6

[基準] 設計値 109.880~110.480, 仕様書の範囲 規格値 ±50mm [測定結果] 測定数 13, 設計値との差の範囲 -21~+10mm, 平均値-9mm

表-2 偏芯量に関する測定結果

測点	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13
設計値 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
測定値 (m)	5	5	32	43	20	28	19	14	15	11	37	27	28
設計値との差 (mm)	5	5	32	43	20	28	19	14	15	11	37	27	28

[基準] 設計値 0, 仕様書の範囲 規格値 100mm以内 [測定結果] 測定数 13, 設計値との差の範囲 5~43mm, 平均値 22mm

表-3 傾斜に関する測定結果

測点	No.1		No.2		No.3		No.4		No.5		No.6		No.7	
	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長
設計値 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
測定値 (m)	0	1/1000	1/1000	1/1000	3/1000	0	1/1000	0	3/1000	3/1000	3/1000	1/1000	1/1000	0
設計値との差 (mm)	0	1/1000	1/1000	1/1000	3/1000	0	1/1000	0	3/1000	3/1000	3/1000	1/1000	1/1000	0

測点	No.8		No.9		No.10		No.11		No.12		No.13	
	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長	横断	延長
設計値 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
測定値 (m)	5/1000	5/1000	1/1000	1/1000	5/1000	3/1000	0	0	1/1000	5/1000	3/1000	5/1000
設計値との差 (mm)	1/200	1/200	1/1000	1/1000	1/200	3/1000	0	0	1/1000	1/200	3/1000	1/200

[基準] 設計値 0, 仕様書の範囲 規格値 1/100以内 [測定結果] 測定数 26, 設計値との差の範囲 1/1000~1/200, 平均値 1/500

5. まとめ

当該工事における本復旧対策工の検討と計画、施工を通じて、回転切削圧入による鋼管杭連続壁は以下の特徴を有していることを確認した。

- ・ 主構造部材である鋼管杭の規格（杭径、板厚、杭長など）は、要求される断面性能に応じて任意に設定できる。
- ・ 施工が完了した鋼管杭の頭部を自走して自立山留め式擁壁を現在位置に構築することから、仮設構台などの付帯設備、土工などによる周辺環境への影響を抑制する。
- ・ 各杭径に対応するジャイロパイラーと用途に応じた付属機器を選択することにより、片側交互通行を維持したうえで自立山留め式擁壁を構築した。
- ・ 一軸圧縮強度 60.1MN/m^2 の安山岩に対して、鋼管杭を 7.36m 程度貫入させた。
- ・ 山留め式擁壁の背面にある土砂に対して、吸出し防止を目的とした小口径鋼管を杭間に設置した。
- ・ 杭間処理として設置した小口径鋼管を切削し、排水工として硬質ポリ塩化ビニル管（無孔管）を設置した。
- ・ 設置した鋼管杭は基準高、偏芯量および傾斜に関して、要求される設計値を高い水準で満たした。

災害復旧工事では作業スペースの確保が困難であったり、大規模な仮設栈橋の構築や土工に工期・工費を費やすといったことが往々にして起こりうる。これに対し、近隣住民の安全を確保しつつ、かつ社会に影響を及ぼす交通を阻害しない対策が求められる。今回紹介した自立山留め式擁壁（鋼管杭連続壁）（図-29, 30）は、本案件のような路面の陥没箇所において、片側交互通行を維持した状態で自立山留め式擁壁を構築できる。加えて、仮設栈橋などの付帯設備を必要とせず、工費を削減し、工期を短縮することも可能である。

最後に、ここで紹介した圧入工法の適用事例が、防災・減災に取り組む実務者の参考となれば幸いである。



図-29 鋼管杭連続壁の施工完了時の状況



図-30 竣工後の自立山留め式擁壁

謝辞：本稿の作成にあたり多大なご協力をいただいた 北海道渡島総合振興局函館建設管理部事業課、株式会社開発調査研究所、伊藤組土建株式会社および株式会社技研施工に深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国際圧入学会：圧入工法 設計・施工指針（2020年版 第2刷）本篇，2021，pp.152 - pp.154
- 2) 国土交通省国土地理院：地理院地図を見る，URL：<https://www.gsi.go.jp/>（閲覧日：2022年10月31日）
- 3) 国土交通省：川の防災情報，URL：<https://www.river.go.jp/index>（閲覧日：2022年10月31日）
- 4) 北海道建設部：道路事業設計要領（令和3年4月部分改訂），2021，p.11-1
- 5) 公益社団法人地盤工学会：設計用地盤定数の決め方 ー岩盤編ー，2007，p.4
- 6) 一般社団法人全国圧入協会：圧入工法実績，URL：<https://www.gtoss.net/ja/jpa/pressin-archive>（閲覧日：2022年10月31日）
- 7) 国際圧入学会：圧入工法 設計・施工指針（2020年版 第2刷）本篇，2021，pp.235 - pp.237

豪雨と地震に対する斜面防災機能強化工法 恒久排水補強パイプ

岡三リビック株式会社 高森 愛也*1 林 豪人*2 木村 壮一*3

1. はじめに

近年の集中豪雨や巨大地震が我々の社会生活を大きく脅かす中、道路事業の防災機能強化が求められている。過去の豪雨や地震においても道路の盛土地盤を中心に多数の斜面が崩壊し、緊急輸送道路の確保という観点では斜面の崩壊や不安定化は深刻である。

斜面が崩壊する原因の一つとして盛土内の地下水位上昇による盛土の不安定化が考えられる。盛土の安定対策は予防工であるため、危険性が存在する箇所すべてにおいて施工することが望まれるが、その費用が膨大となることから迅速な施工と低コスト化が課題となる。

恒久排水補強パイプは、先端加工とストレーナ加工された、外径 60.5mm の鋼管を土砂斜面に打撃貫入するだけのシンプルな構造・施工により低コストで排水機能と補強機能を付加して盛土安定化に貢献できる斜面防災機能強化工法である。

本稿では、恒久排水補強パイプ（以下、排水補強パイプと称す）の概要と施工事例を報告する。

2. 排水補強パイプの概要

2.1 工法の概要

排水補強パイプは、土に浸透した水を排出するための、人工的・強固な排水孔（ミズミチ）を構築し、土中の過剰な水圧を安定的に消散する機能をもつ。さらには、土と排水補強パイプとの摩擦抵抗力や、排水補強パイプそのもののせん断抵抗力による補強土工としての効果もある（図-1）。

排水補強パイプの構造（写真-1）は、外径60.5mm、厚さ2.3mm、1本当たりの長さは1.8mであり、必要長さに応じて継足しができ、コンクリートブレイカーにより打撃貫入する（写真-2）。パイプ断面の90°方向の4箇所に幅5mm、軸方向に長さ50mmのスリットが50mmの間隔で設けられ、それを通じて土中の水をパイプ内に導き土外に排出する構造である。なお、先端は土中に貫入しやすくするため鋭角にプレス加工してある。

鉄道盛土では1960年代以降に東海道新幹線で100万本以上が用いられ、在来線でも多くの実績がある工法であり、近年、道路盛土の斜面防災機能強化を目的として計画・施工が増加している。

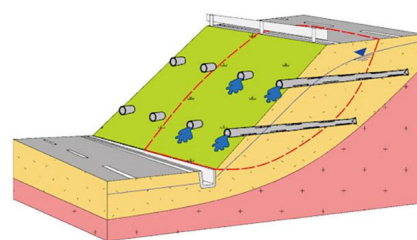


図-1 道路盛土への適用イメージ

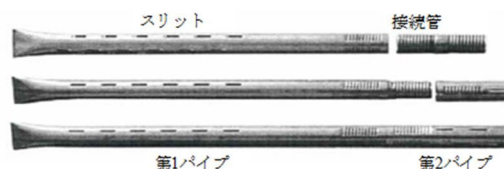


写真-1 排水補強パイプの構造



写真-2 排水補強パイプの打撃貫入

*1 Manaya Takamori 札幌市中央区北1条東2丁目5-8 ・TEL 011-222-3351 ・FAX 011-222-3929

*2 Taketo Hayashi 東京都港区港南1丁目8-27 ・TEL 03-5782-9088 ・FAX 03-3450-5380

*3 Soichi Kimura 札幌市中央区北1条東2丁目5-8 ・TEL 011-222-3351 ・FAX 011-222-3929

道路盛土用の主要な構造諸元を表-1に示す¹⁾。排水補強パイプの材質は、強度、貫入深度、耐久性の点で優れた高耐食性溶融めっきZAM鋼板製である。そのため、長期にわたって既設盛土や擁壁、切土法面などの排水機能を強化するとともに、打撃貫入によるパイプ周辺の締固め効果および地盤の拘束効果が期待できる。

また、排水補強パイプによる地下水の排水および過剰間隙水圧の消散機能により、地盤内の液状化防止が期待できる。

2. 2 工法の特徴

排水補強パイプは打撃により土中に貫入することで排水機能と補強機能の両者を併せもつことから、湧水を伴うのり面・斜面表層部の安定化対策として有効に活用できる³⁾ (図-2 (a) (b)・図-3)。

排水補強パイプの特長を以下に示す。

- ① 排水機能：ストレーナからの地下水排除効果や過剰間隙水圧消散効果が期待できる。
- ② 補強機能：鋼管と地盤との摩擦抵抗による補強土工としての小規模すべり抑止効果が期待できる。
- ③ 簡単施工：プレボーリングが不要なうえ、打撃により貫入するため、グラウト注入が不要、施工が容易、迅速、工事費が安価である。
- ④ 長寿命：高耐食性溶融めっきZAM（亜鉛、アルミニウム、マグネシウムを含む）による長期にわたる耐久性を有する。

2. 3 高耐食性溶融めっきZAM（亜鉛-アルミニウム-マグネシウム）⁴⁾

鋼管の防食は主として溶融亜鉛めっきが施される。当初の排水補強パイプには溶融亜鉛めっきが施されていたが、打撃貫入によって溶融亜鉛めっきに傷が付く問題があり、また、亜鉛の溶融速度が速いことから厚いめっきを施す必要があった。これに対し、2000年頃に実用化された亜鉛-アルミニウム-マグネシウム系の溶融めっきは、めっき層が固く耐疵付性に優れ、加工時の傷や繰り返しの摩擦に強く高耐食性となり80~100年間の使用に耐えるものである。排水補強パイプに高耐食性溶融めっきを施すことによって、恒久対策として用いることが可能になった。

2. 4 適用範囲

排水補強パイプの施工は打撃貫入が基本であるため、通常、地山あるいは盛土が土砂部である地盤全般に適用でき、1.8mを2本接続した3.6mの深度までの施工が標準である。既往の研究⁵⁾において、排水補強パイプの設置間隔を0.5m、1.0m、1.5mと変化させた場合においても排水量の差異は小さく同程度であることが確認さ

表-1 排水補強パイプの主要な諸元

項目	諸元
敷設長	標準 L=3.6m (1.8m×2本)
	地表面に10cm程度出すことが多い
	排水口の周囲は侵食防止が望ましい
段数	標準2段
	湧水が少ない箇所は1段
打設密度 打設間隔	標準1㎡あたり1本(1m間隔)
	湧水が多い箇所は0.5m間隔あるいは延伸
	湧水が少ない箇所は1.5m間隔あるいは1段
打設角度	標準 上向き5°

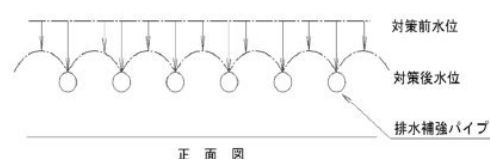


図-2 (a) 排水機能概念図 (正面図)²⁾

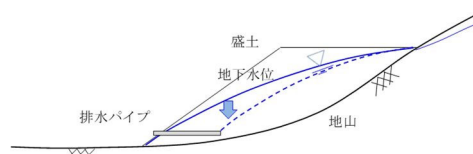


図-2 (b) 排水機能概念図 (横断面)¹⁾

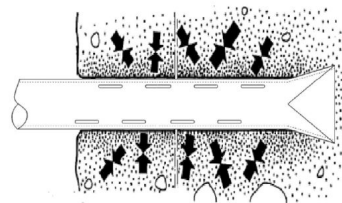


図-3 補強機能概念図²⁾

れている。これらの経験に基づき従来から用いられてきた鉄道盛土では、設置間隔が1.0m程度を標準とすることが多いが、道路盛土では1.5m程度（2～3m²に1本）の実績が多い。実施工においては現場状況に合わせて設置計画することが望まれる。

30kgタイプのコンクリートブレイカーで砂質土地盤に排水補強パイプを打撃貫入したときに生じる累積摩擦力を図-4に示す。過去の打撃貫入実績から上限値を40KN、打撃貫入が困難となる累積摩擦力を50KNと類推した²⁾。排水補強パイプ一本あたりの長さ1.8mを2本接続した3.6mの深度に着目すると、N値7程度までは打撃貫入可能である。また、排水補強パイプ1本の場合の長さ1.8mの深度に着目するとN値10程度は打撃貫入可能である。なお、礫が多く混入した土砂、風化岩、硬岩などでの施工は困難であるが、プレボーリングを行うことにより深部への延伸あるいは施工が可能である。地盤種別と施工の可否目安を表-2に示す。

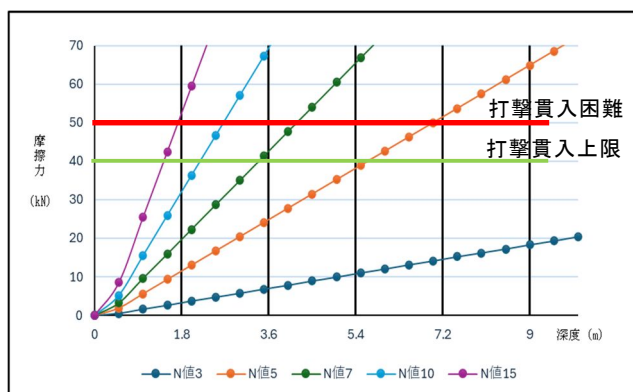


図-4 30kgタイプコンクリートブレイカーによる砂質土地盤への打撃貫入深度と累積摩擦力の関係²⁾

表-2 地盤種別と施工の可否目安

地盤	地層名	打撃貫入	プレボーリング
盛土	盛土砂地盤	◎	◎
	盛土礫地盤（礫少）	◎	◎
	盛土礫地盤（礫多）	△	◎
切土 自然地山	崖錐層（礫少）	◎	◎
	崖錐層（礫多）	△	◎
	強風化岩	○	◎
	中風化岩・軟岩・中硬岩・硬岩	×	◎

◎良 ○可 △困難 ×不可

2. 5 施工手順

図-5に排水補強パイプの施工手順を示す。

① 打設位置の確認

設計配列位置に排水補強パイプが打ち込めるよう対象となる斜面にマーキングをする。施工にあたり足場を確保する必要がある場合は足場工を設置する。

② 単管架台の設置

単管パイプを組み合わせた架台を設置する（図-6）。

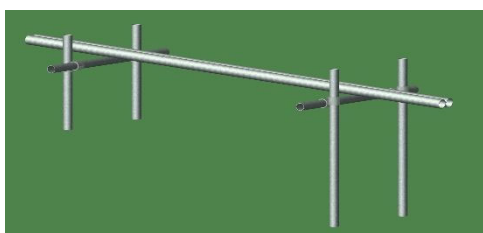


図-6 単管架台の設置例

③ コンクリートブレイカーの設置

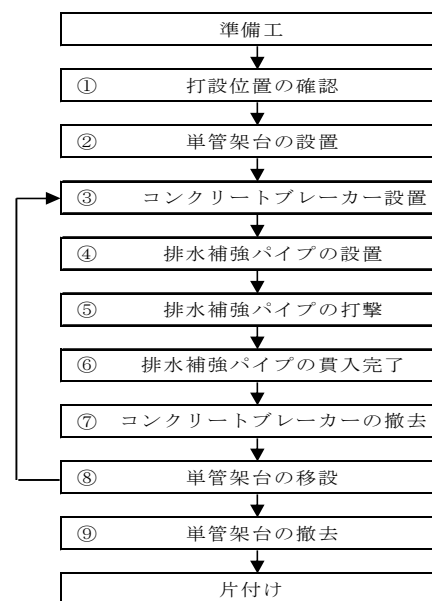
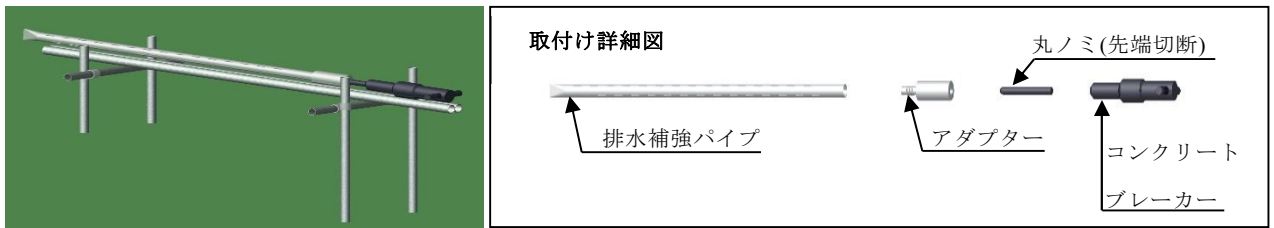


図-5 排水補強パイプの施工手順

④ 排水補強パイプの設置

単管架台にコンクリートブレーカーを載せ、コンクリートブレーカーの丸ノミ先端に専用のアダプターを付け、アダプターに排水補強パイプをセットする。丸ノミ先端（鋭角部分）は切断して、断面を円形にしておく（図－7）。



図－7 恒久排水補強パイプ設置参考図

⑤ 排水補強パイプの打撃

排水補強パイプの先端は垂直にセットして打撃する（写真－3）。また、排水補強パイプは斜面に向かって0～5°程度上向きにして打撃する（写真－4）。

排水補強パイプ1本あたりの長さは1.8mであり、設計敷設長さが1.8mを超える場合は2本以上接続して設計長さまで打撃する。標準的な敷設長は3.6m（1.8m×2本）であり、地表面に0.1m程度露出させることが多い。接続部の形状は差し込み式とネジ式の2種類があり、施工実績は差し込み式が多い。

⑥ 排水補強パイプの貫入完了

排水補強パイプは打撃貫入を基本とするため、地盤条件によっては礫障害などによって設計長さが完全に敷設しきれないことがある。この場合は、監督員と協議して残置あるいは切断するかの判断をする。排水補強パイプは敷設長の管理ではなく、本数管理を基本とする。施工速度は現場状況により左右されるが、経験的に1日あたり10～30本程度は施工可能である。



写真－3 排水補強パイプ先端部（垂直に立てる）

⑦ コンクリートブレーカーの撤去

⑧ 単管架台の移設

③～⑧の作業を繰り返す。

⑨ 単管架台の撤去

所定の本数を貫入完了した後に後片付けをする。



写真－4 排水補強パイプ打ち込み状況

3. 排水補強パイプの施工事例

(1) 道路盛土工事の事例

道路盛土の標準勾配は安定性が担保されるが、実際には不良土砂等が不均質に混入したり、豪雨時に地下水位が上昇したりするなどの理由で崩壊することがある。道路盛土の安定性向上には盛土内地下水の排除が重要であり、耐震性検討では目標水位を盛土高さの1/3に設定する基準もある⁶⁾。地下水位を低下させる工法として排水補強パイプや排水ボーリングが対策工として示されており、有効な対策工として排水補強パイプの施工実績が増加している。特に要求性能が高い高規格道路などは防災機能強化を目的として排水補強パイプによる計画・施工が増加している。

表－3～表－9は、各事例における豪雨対策と地震対策に対する排水補強パイプの効果を独自に評価したものである。項目に対する◎は「効果に優れる」、○は「効果あり」として評価した。

①上信越自動車道では切土浅層すべりとみられる小規模崩壊が多く発生し、その原因は地下水が溜りやすい砂礫層の集水地形の間隙水圧が上昇したことであると推測された⁷⁾。そこで排水補強パイプを敷設することでこの間隙水圧の上昇を軽減し、のり尻をふとんかご工で抑えることで浅層すべりを防ぐこととした。排水補強パイプの設置間隔は2.0mの千鳥配置(4.0m²/本)とし、敷設長3.6m(1.8m×2本)のうち3.5mを土中に貫入し0.1mは地表面に露出させた。排水補強パイプの効果を検証するため、施工箇所の間隙水圧計を設置し継続的に測定したところ、設置前と設置後では、平常時で約1.0mの水位低下がみられ、集中豪雨時には一時的に地表面まで水位が上昇するも、その後速やかに水位が低下していることを確認した。現地の排水補強パイプからの流量を測定したところ、降雨終了直後の測定で約2.0L/分が観測された。その後の踏査においても排水補強パイプの施工箇所において表層の安定を確認している。

②道東自動車道ののり面工事または地すべり防止工事における地下水排除工の工事として排水補強パイプが採用された。同路線では現在も対策工が進行中であり、2024年10月現在で1.8m×約45,000本施工されている。つまり約81km(81,000m)が斜面防災機能強化を目的に施工されている(写真-5)。

①②の例ともに排水補強パイプの排水口からの流末処理は特に実施していないが、斜面に多機能フィルター(図-9)などの土壌浸食防止シートや砕石などと併用することで排水口からの再浸透やエロージョンを抑制できる。



写真-5 道東自動車道の施工事例

表-3 道路盛土における豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水	補強			
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(2) 鉄道盛土工事の事例

排水補強パイプは、鉄道構造物への適用事例が最も多い。昭和40年代、旧国鉄時代の東海道新幹線の防災強化工事に採用されて以来、今もなお各鉄道事業者における防災強化工事で採用されている(写真-6)。当初は排水機能に着目した排水パイプとしての用途が主であったが、近年では盛土内の浸透水を排除して崩壊の主原動力である間隙水圧の上昇防止とパイプの剛性による斜面のせん断抵抗の増加を目的とした用途とすることが多い^{8) 9) 10)}。

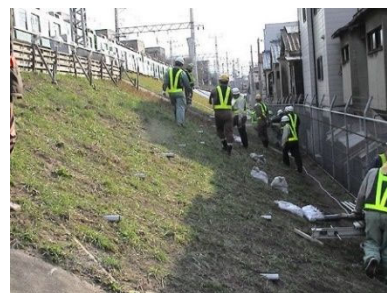


写真-6 鉄道盛土の施工事例

表-4 鉄道盛土における豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水	補強			
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(3) 擁壁の補強工事の事例

札幌開発建設部管轄の国道38号線の橋梁に擦りつく、高さ約5.0mのもたれ式擁壁が変動し、天端の目地部で50mm程度のずれが生じていることを確認した。擁壁背面の排水が機能していないとして、擁壁背面の排水を安価で簡易に施工できる対策工が望まれた。排水補強パイプはその目的に合致し、設置間隔は1.5mの千

鳥配置 (2.25m²/本) とし、敷設長 3.6m (1.8m×2 本) で合計 22 箇所施工した。排水補強パイプを施工するにあたり、擁壁はコア抜き後プレボーリングはせずに打撃貫入により施工した (写真-7)。施工中に排水補強パイプから排水される様子を確認した (写真-8)。写真-9 は別現場における擁壁背面の排水と補強を目的とした排水補強パイプの施工事例である。コア抜きした擁壁と排水補強パイプの隙間はモルタルにて間詰めし、表面には支圧板を取り付けた事例である。このように、鉄筋補強土工のような補強効果を期待する場合には、鉄筋補強土工と同様の支圧板や受圧板などを設けることがある。



写真-7 擁壁の施工事例



写真-8 排水される様子



写真-9 擁壁の施工事例
(支圧板つき)

表-5 擁壁における豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水		補強		
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	○	◎	◎	○	◎	○	◎	◎

(4) 台風来襲時に斜面崩壊を防いだ事例¹¹⁾

愛媛県大洲市の建設中の市道で切土工事中に斜面の一部に変動が発生した。地質は三波川結晶片岩の強風化帯である。崩壊には至らず本格的な斜面对策工の準備していたところ、2004 年 10 月に台風 21 号の来襲が予報されたため緊急応急対策として排水補強パイプをこの切土斜面に対して施工した。施工後台風 21 号が直撃し、その 3 週間後により強力な台風 23 号も来襲し、愛媛県内各地で台風豪雨による斜面崩壊が発生した。排水補強パイプの打設密度は概ね 4m² に 1 本の割合とし、敷設長 3.6m (1.8m×2 本) で緊急打設され、これらの台風豪雨に対して斜面崩壊せず、排水補強パイプが有効に機能したことを確認した。しかし同一斜面内の隣接部では、台風来襲前に安定していたにも関わらず、台風豪雨による斜面崩壊が発生した。その境界は排水補強パイプ打設境界と完全に一致しており、対策工の有無が斜面の安定性に大きく影響を及ぼしたことは疑いない (写真-10、写真-11)。この実績から、盛土に対してだけでなく土砂あるいは強風化岩の切土斜面においても効果的で簡易かつ安価な斜面安定化対策工法として有効であると判断できる。



写真-10 対策の有無が顕著に現れた事例

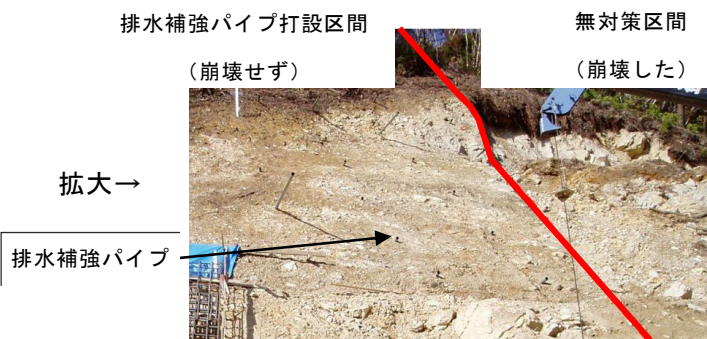


写真-11 対策の有無境界部の様子拡大

表-6 切土のり面の豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水		補強		
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(5) 地震による強震動を受けた宅地盛土の安定化事例¹¹⁾

2003年に発生した宮城県北部地震では、宮城県河南町で震度6弱を記録した。この地震発生の約2ヶ月前に宅地盛土の擁壁で擁壁背面水と盛土地盤補強を兼ねて排水補強パイプが施工された(写真-12)。その対策が行われた理由は、擁壁背面の排水不良により、擁壁が徐々に変動していたためである。施工後、盛土内の地下水が徐々に排水されることにより擁壁の変動は停止した。そして直後に予期せぬ震度6弱の強震動を受けたが、擁壁の変動及び擁壁背面盛土に変状は発生しなかった。排水補強パイプを施工したことにより地下水を排除していたこと、地震時に過剰間隙水圧発生を抑えられていたこと、擁壁背面土砂が排水補強パイプと一体化して疑似擁壁化していたと考えられる。

強震動による宅地の谷地め盛土の被災は、1995年の兵庫県南部地震時に顕著に現れ¹²⁾、2004年新潟県中越地震では震度6弱の強震動を受けた長岡市内の造成地でも甚大な被害が、発生している¹³⁾。宅地は個人の所有財産であるため、地震による被災であっても原則として自己責任で修復しなければならないが、従来用いられてきた斜面安定化対策工法は高価であり個人対応の限界を超えていた。しかし、この実績により1970年代に開発された排水補強パイプは、安価な工法であるため個人対応で可能な盛土の耐震対策になり得ると考えられるようになった。

近い将来発生が予測されている東海・東南海・南海地震による広域災害時に重要とされる緊急避難道路の確保においては、道路盛土部の防災と復旧時間の短縮が重要と考えられている。このためには数多い箇所を強震動に対して予防的に安定化させる対策が必要となるが、この事例は、排水補強パイプがその一つとなり得る¹⁴⁾ことを示唆しているものと考えられる。



写真-12 宅地盛土の施工事例

表-7 地震による強震動を受けた宅地盛土の豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水		補強		
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(6) プレボーリングによる長尺施工事例

排水補強パイプは打撃貫入が基本であるため、標準的には敷設長3.6m(1.8m×2本)以内で土中に貫入するが、3.6mより長尺を必要とする場合には、施工する地盤の硬軟に応じて排水補強パイプとの摩擦力が大きくなることからプレボーリングによる先行削孔を行った後に打撃貫入する。硬質地盤の場合にはロータリーパーカッションマシンを使用する場合もある。排水補強パイプの外径が60.5mmであることから、補強効果を期待する場合にはφ55mm程度のウイングビットを用いるとよい。



写真-13 プレ削孔による施工事例

表-8 プレ削孔における豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水		補強		
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	○	◎	◎	○	◎	○	◎	◎

(7) 切土のり面崩壊の災害復旧事例¹⁵⁾

北関東自動車道における切土斜面が 13 箇所において斜面上部と下部で発生したパイピングにより損傷を起し、交通に支障をきたした。原因は表面水や地下水を集積しやすい地形だったことと、これに見合うような排水施設機能が不十分だったことである。このような災害に対する対応策として、表面水と地下水を処理するための排水補強パイプを設置するとともに、浅層崩壊に対しては布団かごマット工、深層崩壊には布団かご枠工で対応した（写真－14）。

排水補強パイプは斜面内を浸透する表面水の処理として、浅層部に敷設長 3.6m（1.8m×2 本）と深層部に 10.0m それぞれ設置した。排水補強パイプから排出される表面水は縦溝に設置された高密度ポリエチレン管と接続し排出した（写真－15）。

対策工が完成した以後は切土斜面において全く損傷を見ることはなかった。とりわけ東北地方太平洋沖地震において震度 6 弱を経験したにもかかわらず、当該対策切土区間は何ら損傷もみられなかった。

写真－16 は別現場における切土斜面で耐震性向上のための補強工を目的とした排水補強パイプの施工事例である。表面にはグリーンパネルを受圧板として設けている。



写真－14 完成後の切土斜面



写真－15 縦溝に設置された
高密度ポリエチレン管



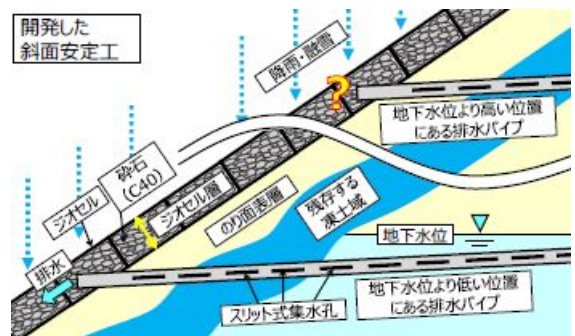
写真－16 表面に受圧板
を用いた事例

表－9 切土斜面における豪雨対策と地震対策の効果評価

豪雨対策として				地震対策として				
排水	補強			排水	補強			
水位低下	せん断補強	引張補強	変形拘束	地下水排除	過剰間隙水圧消散	せん断補強	引張補強	変形拘束
◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

(8) ジオセルと併用する斜面安定工の開発事例^{16) 17) 18) 19)}

北海道のような寒冷地では、凍結した地盤が融解し、融雪が進む春先に道路斜面の表層崩壊が発生する。この種の崩壊には融解した表層の奥に残存する凍土域が大きく関与しており、これによって融雪水や融解した表土の水分が浸透できないことや、背後からの融雪水や湧水の排出も困難になることが挙げられている²⁰⁾。このような斜面崩壊箇所の応急処置や復旧対策として、特に北海道ではドレンかごや特殊布団かご工が多用されている。しかしながら 10 年以上経過したものの中には大きく変動したり、崩壊したりするものも増えてきていることから、これらの諸問題を解決するため、ジオセルと排水補強パイプを併用した斜面安定工が新たに開発されている（図－8）。



図－8 ジオセルによる
のり面保護工概略図

4. まとめ

本稿では排水補強パイプの概要と施工事例を示した。鉄道事業や道路事業における知見の積み重ねにより、斜面が崩壊する瞬間は巨大な水圧が作用していることが示されている。排水補強パイプはその水圧を発生させないようにする地下水排除効果や過剰間隙水圧消散効果により崩壊に対する抑止効果をもち、地盤全体の剛性を高め、地盤強度の増加や変形拘束効果により崩壊に対する抑止効果をもつことで、合理的に斜面崩壊を抑止できる。排水補強パイプを適用するには、以下の点に留意する。

- ① 排水補強パイプの敷設長が長くなると、コンクリートブレーカーによる打撃貫入が困難となるが、プレボーリングを併用することにより、長尺化が可能である。
- ② 排水補強パイプを設置する場合、パイプの排水口には、多機能フィルター（図-9、写真-17）や碎石など、排水による盛土表面の侵食予防を施すのがよい。
- ③ 排水補強パイプは盛土内部の排水に効果的であるが、盛土表面での湧水が顕著である場合など、現地の状況に応じて、他の排水構造（例えば、ジオセル）を併用するとよい。
- ④ 排水補強パイプは盛土の補強効果が期待できるが、敷設長、方向などの条件が補強機能を満足する場合に考慮する。
- ⑤ 排水補強パイプを耐震性向上のための補強工として用いる場合には、支圧板や受圧板を設けるのがよい。

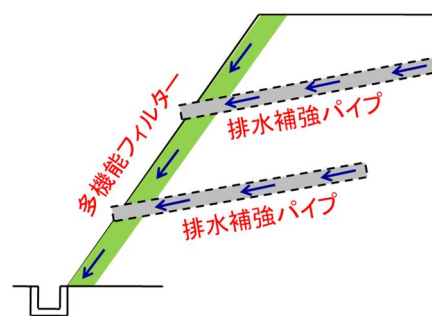


図-9 多機能フィルターによる
のり面保護工概略図



写真-17 多機能フィルターによる
のり面保護工事例

5. おわりに

北海道における排水補強パイプの施工実績は、2000年以降に増加し2024年10月現在1.8m×約88,000本である。つまり約158km（158,000m）が斜面防災機能強化を目的に施工されている。

国土交通省や都道府県から全国における土砂災害警戒区域等の指定状況が公表されたことにより、土砂災害警戒区域に指定された自治体が管理する公園や緑地の安定対策工を施工するニーズや、土砂災害警戒区域に指定された崖の下に住む住民から崖の所有者に対して安定性の問い合わせと安定対策工を施工するニーズが増加傾向である。我々はさまざまなニーズに対してこれからも排水補強パイプを提案し、斜面防災機能強化により人々が安心して暮らせるまちづくりに尽力していきたい。

参考文献

- 1) (一財) 土木研究センター：盛土の性能評価と強化・補強の実務、一般財団法人災害科学研究所・盛土の性能向上技術普及研究会編集、pp.204-216、2014。
- 2) (有) 太田ジオリサーチ：恒久排水補強パイプ技術資料、2007年改訂版、2007。
- 3) 太田英将、柏熊誠治、第37回地盤工学研究発表会：圧入式排水補強パイプの引抜試験、pp.2185-2186、2002。
- 4) 日本製鉄（株）、<https://www-zam.nipponsteel.com/about/>
- 5) (一財) 土木研究センター：土工構造物の性能の評価と向上の実務、一般財団法人災害科学研究所「土工構造物の性能向上技術普及研究会編集、pp.214-222、2019。
- 6) 東日本高速道路（株）、中日本高速道路（株）、西日本高速道路（株）、設計要領 第一集 土工 保全編、

2016.

- 7) 吉田一宏、吉田浩二、清水章一：上信越自動車道切土のり面における浅層すべり対策-排水パイプを利用した浅層すべり対策の資料による。
- 8) 建部恒彦、斎藤迪孝、上沢弘、伊原豪：東海道新幹線の防災強化（上）、鉄道土木 研究と報告、pp.512-515、1968.
- 9) 建部恒彦、斎藤迪孝、上沢弘、伊原豪：東海道新幹線の防災強化（中）、鉄道土木 研究と報告、pp.583-586、1968.
- 10) 建部恒彦、斎藤迪孝、上沢弘、伊原豪：東海道新幹線の防災強化（下）、鉄道土木 研究と報告、pp.643-646、1968.
- 11) 太田英将、柏熊誠治、國眼定 第 40 回地盤工学研究発表会：豪雨と地震に対して効果を発揮した斜面安定化対策の 2 つの事例、pp2285-2286, 2005.
- 12) 釜井俊孝、守随治雄、太田英将、原口強：都市域における地震時斜面災害のハザードマップー宅地盛土斜面の変動予測ー、日本応用地質学会平成 12 年度シンポジウム予稿集、pp.25-37、2000.
- 13) 京都大学防災研究所、山梨大学、太田ジオリサーチ、環境地質合同調査団：2004.10.23 新潟県中越地震調査速報、https://www.jsce.or.jp/report/32/tyuuetu_041105.pdf、2004
- 14) 太田英将：緊急輸送道路確保のための盛土耐震補強工法、（有）太田ジオリサーチ、https://ohta-geo.co.jp/products/zam/earthquake_heavyrainfall.pdf、2005.
- 15) 安原一哉、金山義幸、中山伸一、半夏男、小野澤宏之：異常降雨による高速道路における切土斜面の崩壊と対策、ジオシンセティック論文集、第 26 巻、事例報告、pp189-195、2011.
- 16) 大谷匠、川口貴之、川尻峻三、中村大、川俣さくら、原田道幸、安達謙二、山岸雅晶：ジオセルと排水パイプを併用した斜面安定工の開発と性能評価、ジオシンセティック論文集、第 32 巻、pp101-108、2017.
- 17) 大谷匠、川口貴之、川尻峻三、中村大、川俣さくら、原田道幸、安達謙二、山岸雅晶：ジオセルと排水パイプを併用したのり面保護工の開発、地盤工学会北海道支部、技術報告集、第 57 号、2017.
- 18) 大谷匠、川口貴之、川尻峻三、中村大、衛藤遼、原田道幸、安達謙二、山岸雅晶：ジオセルと排水パイプを併用した斜面安定工における降雨と融雪による排水挙動、ジオシンセティック論文集、第 33 巻、pp1-8、2018.
- 19) 川口貴之：のり面表層の砕石が有する排水促進機構の解明と排水パイプを用いたハイブリッド斜面安定工への応用、高速道路と自動車、Vol.62 NO.9、pp59-60、2019.
- 20) （公社）地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学ー凍上被害とその対策ー、中西出版、2009.

コンクリート構造物を用いない斜面对策工

高強度ネット工法 —クモの巣ネット工法、パワーネット工法—

日特建設株式会社 矢野 杏奈 池田 淳*1

1. はじめに

日本は毎年のように甚大な自然災害に見舞われており、そのたびに迅速な復旧が求められている。これらの災害の対策や被害の軽減および防止をするためには、適切な対策工の適用が不可欠である。

がけ崩れや土石流などによる斜面崩壊の対策には「地山補強土工法」と、斜面表層を保護する「表面材」とを組み合わせた対策工が採用される場合が多い。「表面材」には、吹付砕工や受圧板などのコンクリート製の構造物が選定されている場合が多いが、近年では、コンクリート製の構造物以外の表面材として鋼線で編まれたネット材やワイヤーなどが選定される場合もある。

2018年に北海道で発生した北海道胆振東部地震では、吹付砕工と鉄筋挿入工による急傾斜地崩壊対策工が数多く施工された。また、2016年に発生した熊本地震での斜面对策では、柔構造物工法による対策工が多く採用されている。

本稿では、鋼線で編まれたネット材を表面材とする「高強度ネット工法」のうち、クモの巣ネット工法ならびにパワーネット工法について、その概要と施工事例を紹介する。

2. 高強度ネット工法の概要

高強度ネット工法は、表層すべり対策、落石対策、既設擁壁対策など、目的に合わせた工法選定が可能である（図-1）。高強度ネットの特長は以下のとおりである。

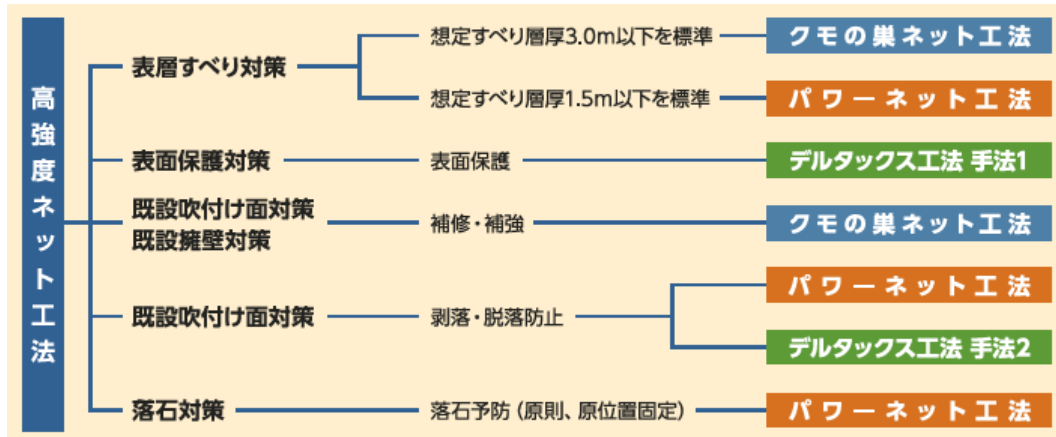


図-1 高強度ネット工法ラインナップ

【施工性】

- ① 作業工種が少なく、部材は二次製品を多く用いるため工期が短い。
- ② 小規模な仮設備で済み、施工占有面積の低減や期間の短縮化が図れる。
- ③ 作業員の負担軽減、吹付作業やコンクリート品質管理の軽減が図れる。

【環境】

- ① 材料製造時のCO2の排出量が吹付砕工と比べて極めて少ない。
- ② 既存法面工の上から施工が可能のため、既存吹付工の撤去に伴う産業廃棄物発生量が大幅に低減する。

③ のり面全体に植生工などの併用ができ、周辺環境との調和が図れる（写真-1、写真2）。

④ 施工時の騒音、振動が低減される他、使用する燃料や油脂類量も少ない。

【経済性】

① 吹付砕工と比べ工事費で経済的である。

② トータルコストでも優れる。



写真-1（左：従来技術の一例、右：高強度ネット工法）



写真-2 全面緑化した事例

2.1 クモの巣ネット工法

クモの巣ネット工法は、高強度ネットとクモ用プレートおよび補強材などを組み合わせた、深さ3.0m以下を標準とした表層崩壊の抑止および崩壊土塊の中抜けを抑止する地山補強土工法である。

本工法は、斜面全体の安定を補強工で抵抗し、補強材間の中抜け（すり抜け）に対してはネットの引張力で抵抗するものである。また、その抵抗力はクモ用プレート（写真-3）とネットの交点数が有効であり、補強材間隔は最大2.0mである。工法構成概要を図-2に、クモの巣ネット設計の流れを写真-3に示す。

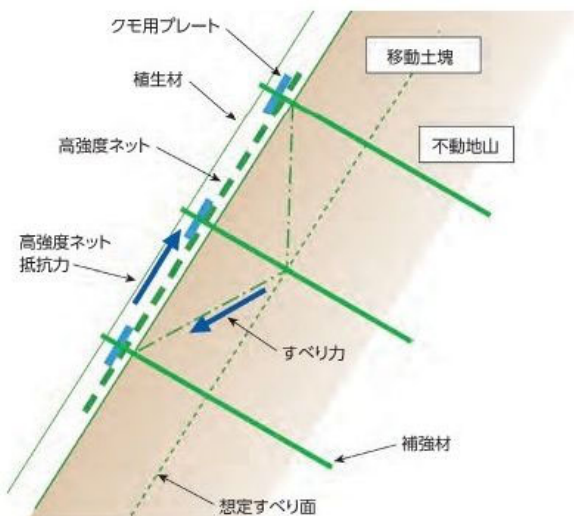


図-2 クモの巣ネット工法構成概要



写真-3 クモの巣ネット工法頭部の一例（クモ用プレート）

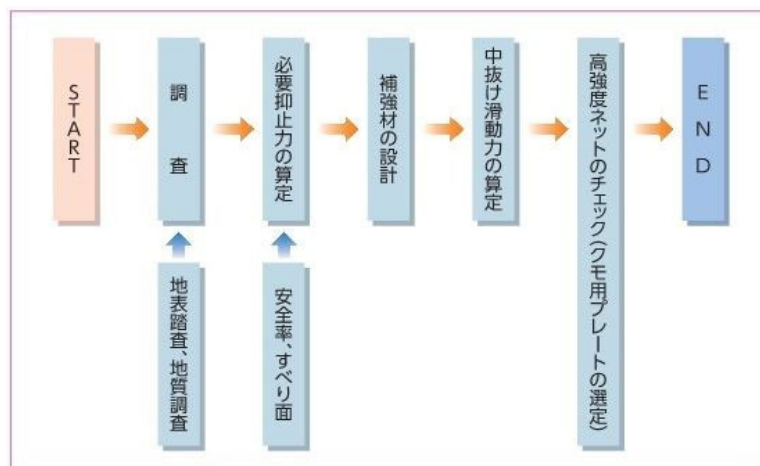


図-3 クモの巣ネット工法設計の流れ

2.2 パワーネット工法 建設技術審査証明（砂防技術）第1401号

パワーネット工法は、斜面表層全体において崩壊が発生する全体すべりと、全ねじ異形棒鋼のネイル間の狭い範囲で発生する局部崩壊を抑止する工法である。パワーネット工法の標準構造を図-4に示す。高強度の素線を編んだテコネット（図-5）、ネイル、スパイクプレートなどを連結・組み合わせて表層すべり（想定すべり層厚1.5m以下を標準）に対応するものと、スパイダーネット（図-6）を用いて転石や浮石の落石に対応する工法の2種類がある。

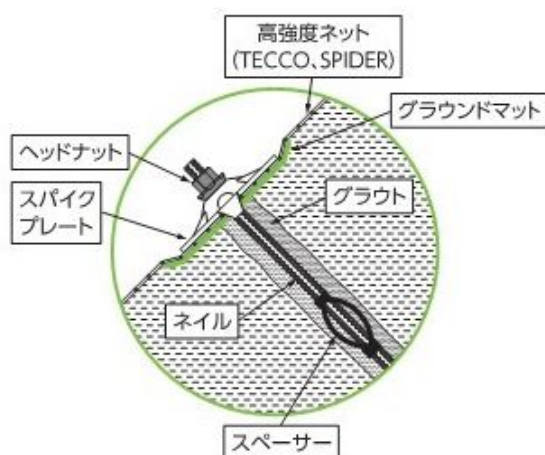


図-4 パワーネット工法標準構造（技術審査証明報告書より）

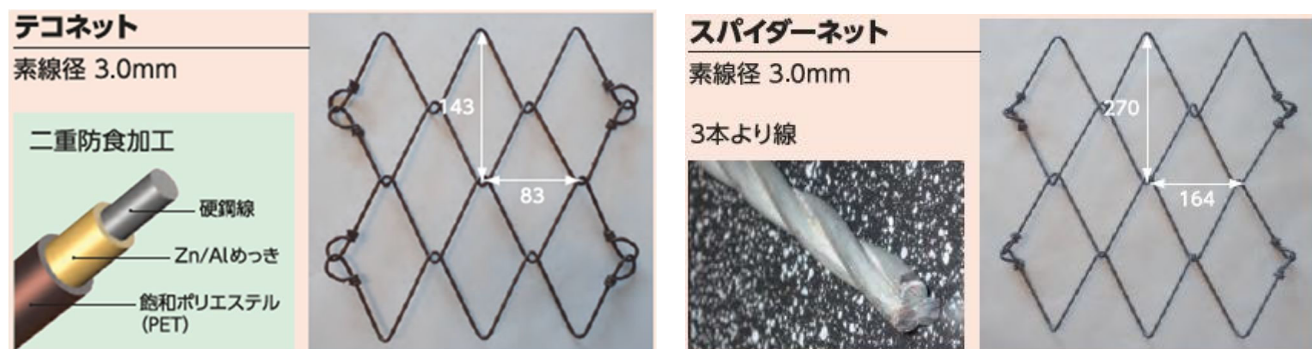


図-5 テコネット

図-6 スパイダーネット

パワーネット工法の設計は、全体すべりにおいてはネイルの照査、およびネイル支圧力と高強度ネットの押し抜きせん断抵抗力の照査を行う。ネイル間における局部崩壊においては、ネイルの照査および高強度ネットの平行引張抵抗力と押し抜きせん断抵抗の照査を実施する。また、ネイル頭部に一定の締付け力を付加することで、高強度ネットのゆるみを取り除き、地盤の変状が始まる初期段階から表層緩みの進展が抑制されることにより、表層の安定性が向上する。パワーネット工法の設計の考え方を図-7に示す。

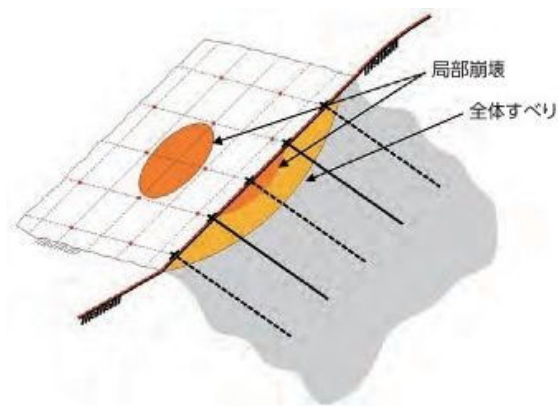


図-7 パワーネット工法設計の考え方

3. 施工事例

次に、クモの巣ネット工法の施工事例を挙げる。

3.1 阿蘇大橋地区斜面对策工事

2016年4月に発生した熊本地震は多数の斜面崩壊を引き起こした。その中でも阿蘇地域は最大の規模であり、この恒久対策工事では様々な斜面对策が検討・施工された。高強度ネット工法（クモの巣ネット工法）は、安定勾配1:1.2を基準に急勾配箇所、かつ想定すべり層厚3.0m以下の表層すべり対策の一つとして採用された（写真-4・写真-5）。

法面全体の安定については、補強土工（鉄筋挿入工等）で崩壊を抑止し、その補強材間の中抜け（すり抜け）のすべり力をのり面表面に張った高強度ネットの引張力で抵抗するという考えであった。



写真-4 施工時現場全景



写真-5 高強度ネット工施工

3.2 工法の選定条件

計画段階当初は、標準工種として吹付法砕工が比較検討された。しかし、崩壊長が約700m、幅が約200mの長大法面において、資機材の運搬には索道を使用するうえに投入するプラント数が限られ、作業効率の面で劣るという懸念があった。また、急勾配箇所では砕内からの落石発生リスクも考えられた。主な選定条件は次のとおりである。

- ① 施工性：崩壊地内の作業であり、人力で施工可能なもの。
- ② 維持管理：極力維持管理を必要としないもの。
- ③ 工期：工期が短い工法であるもの。
- ④ 施工実績：阿蘇地域での施工実績が多く、確実性の高いもの。
- ⑤ 景観性：景観に与える影響が少ないもの。

これらの条件を満たして選定されたのが高強度ネット工法（クモの巣ネット工法）である。施工性や維持管理、工期の短さは前述のとおりであり、施工実績としては近隣の災害復旧工事において先行して採用されていた。採用経緯は、吹付砕工やモルタル吹付工と鉄筋挿入工の併用工法との比較検討が行われ、工期の長期化や仮設備の困難さが懸念材料となったため、高強度ネット工法が採用された。また、当現場は国立公園内に位置し、将来的に震災前の景観への復元が求められた。そこで植生マット工を併用し、のり面全体の緑化を図り、施工完了後の現在は周辺環境との調和を実現しつつある（写真-6）



写真-6 現場遠景

3.3 施工上留意した点

施工時に主に留意した点を以下に挙げる。

① 現場条件に応じたネット長の選定

当現場は長大法面のため、作業効率向上のために索道を用いて資機材を小段や法肩へ運搬する方法をとっていた。荷下ろし後は足場上を人力で横持ち移動する必要があるため、作業性を考慮しネット1ロール当たりの長さを半分の15mにして施工した（写真-7）。

② 不陸が多い場合の材料ロスの考慮

地震により土砂が崩落、地山が露出したため、不陸や転石が多く存在した。そのような箇所ではネットを巻き込んで張る必要があるため、ネットやクリップ等の材料ロスを考慮し計画・施工を行った。

③ 補強材の頭部余長管理

補強材の頭部余長は地山から100mm程度確保する必要がある。地山に不陸がある箇所においては特に注意して余長の管理を行った（写真-8）。



写真-7 ネット張り状況



写真-8 補強材の施工状況

4. おわりに

本稿では、高強度ネット工法のうち、クモの巣ネット工法およびパワーネット工法について述べた。

近年、斜面の対策においては安全性を確保するとともに、環境面に配慮した対策が求められていることから、コンクリート構造物を用いない高強度ネット工法は、景観および環境の面でも優れた社会のニーズに対応した工法であると考えます。斜面の安定性能向上を図り、かつ迅速に元の暮らしへ戻る一助となる当工法が、更に活躍の場を広げることを期待する。

参考文献

エコ・パワーネット工法会「高強度ネット工法」カタログ

オオイタドリの生育抑制によるのり面保護の試み ー異なる大きさの網目を有するメッシュシートの被覆ー

国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 佐藤 厚子*1 山木 正彦*2
三井化学産資株式会社 石田 健一*3 鈴木 健大*4
株式会社ハブ 樋口 法大*5

1. はじめに

北海道では、道路盛土や河川堤防ののり面にオオイタドリが生育すると、道路面に侵入し道路交差部や曲線部で視程障害となる場合がある。また、歩道や河川堤防の天端に倒れ込むと、歩行の障害・点字ブロックへの支障となる場合がある。このような状況に対処する方法として草刈りをするが、オオイタドリは繁茂が旺盛であるため、草刈りの回数が非常に多くなることや、茎が太く硬くなるため刈刃の消耗が著しく費用が高くなるという問題がある。これまで筆者らはその対策として、オオイタドリの生育箇所をネット状のシート（メッシュシート）により被覆することでオオイタドリの生育を抑制できることを確認した¹⁾²⁾。しかし、使用したメッシュシートの開口部（網目）の大きさでは、オオイタドリの生育は抑制できたものの他の植物の生育も抑制される問題が生じた。のり面に生育する植物は、良好な景観形成だけでなくのり面保護の役割もあることから、他の植物は生育しオオイタドリの繁茂のみを抑制する適切な網目の大きさを求める必要があった。また、メッシュシートの継ぎ目からオオイタドリが生育する場合があります、メッシュシートの継ぎ方によるオオイタドリの生育抑制効果を確認する必要があった。そこで、網目の大きさが異なるメッシュシートをオオイタドリが生育している箇所に貼り付け、オオイタドリやその他の植物の生育状況を調べた。あわせて、継ぎ目からオオイタドリが発生しない方法についても検討した。本報告はこれらの成果をまとめたものである。

2. 試験方法

オオイタドリの生育を抑制し、その他の緑化植物が生育できるメッシュシートの網目の大きさと、メッシュシートを効率的に継ぎ合わせる方法を求めるために試験施工を行った。試験施工のフローを図-1に示す。概略施工は、メッシュシートの網目の大きさとメッシュシートの継ぎ方がある程度絞り込むことを目的として2023年8月7日に行った。この結果を受けて効果のあったメッシュシートの継ぎ方に着目して2024年4月18日に詳細施工-1を行った。さらに、メッシュシートと地山へのピン留めに着目して2024年6月11日に詳細施工-2を行った。

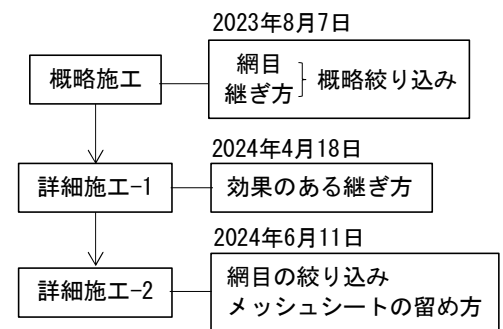


図-1 試験施工のフロー

2. 1 施工方法

オオイタドリの生育が旺盛な場所である当別町の石狩川右岸堤防高水敷において、網目の異なる高密度ポリエチレン製メッシュシート（メッシュシート）を被覆し、オオイタドリとその他植物の生育状況に関する調査を行った。また、継ぎ方を変えて施工したメッシュシートの継ぎ目からオオイタドリが発生する状況を調べた。メッシュシートの仕様を表-1に、施工の概略を図-2に、メッシュシートの継ぎ方を図-3、詳細を図-4、

*1 Atsuko Sato *2 Masahiko Yamaki 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34・TEL 011-841-1709・FAX 011-841-7333
*3 Kenich Ishida *4 Takehiro Suzuki 東京都文京区湯島3-39-10・TEL 03-3837-0281・FAX 03-3837-1967
*5 Norihio Higuchi 札幌市東区北19条東7丁目2-22・011-753-8133・FAX 011-753-8141

表-1 メッシュシートの仕様

		概略施工 (2023 年度)				詳細施工 (2024 年度)					
メッシュシートの種類		1	2	3	4	2	5	6	7	8	
網目の大きさ(mm)	呼び名	1.2	2.5	4.0	6.0	2.5	4.0	5.0	4.0	5.0	
	実測	縦	1.1	2.6	3.1	6.3	2.4	2.0	2.4	4.3	5.3
		横	1.0	2.8	3.2	5.2	2.4	2.2	2.6	4.2	5.1
	平均	1.1	2.7	3.2	5.8	2.4	2.1	2.4	4.2	5.2	
厚さ(mm)		1.5	1.5	1.6	1.9	1.5	1.6	1.6	1.6	1.8	
幅(m)		1.140	1.150	1.130	1.240	1.150	-	1.410	1.340	0.850	
引張強度(kN/m)	縦	4.0	3.9	-	4.0	3.9	-	-	-	-	
	横	3.9	3.0	-	3.0	3.0	-	-	-	-	

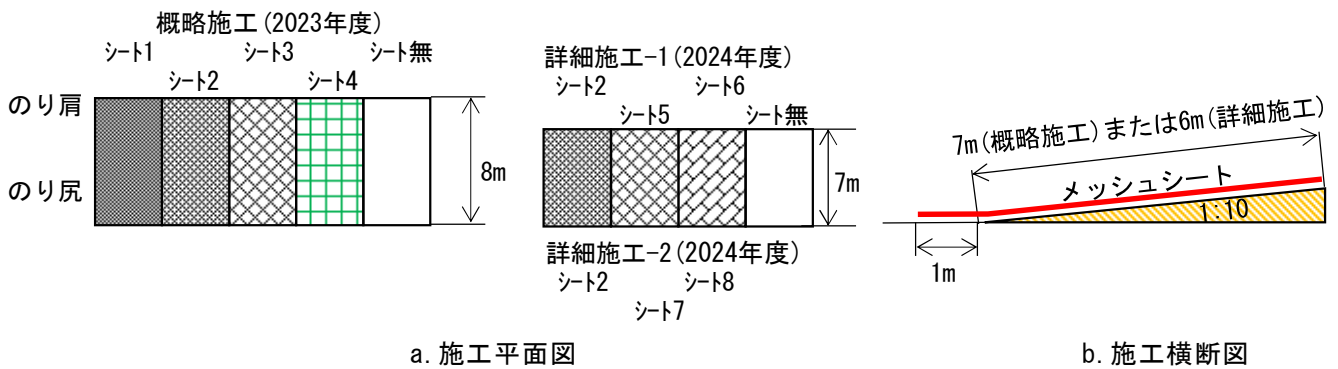


図-2 メッシュシートの施工の概略

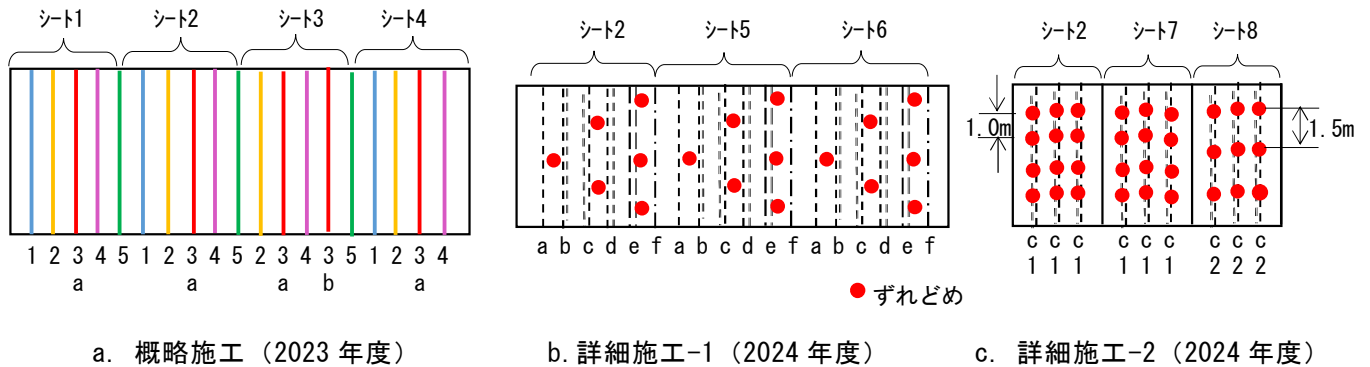


図-3 メッシュシートの継ぎ方

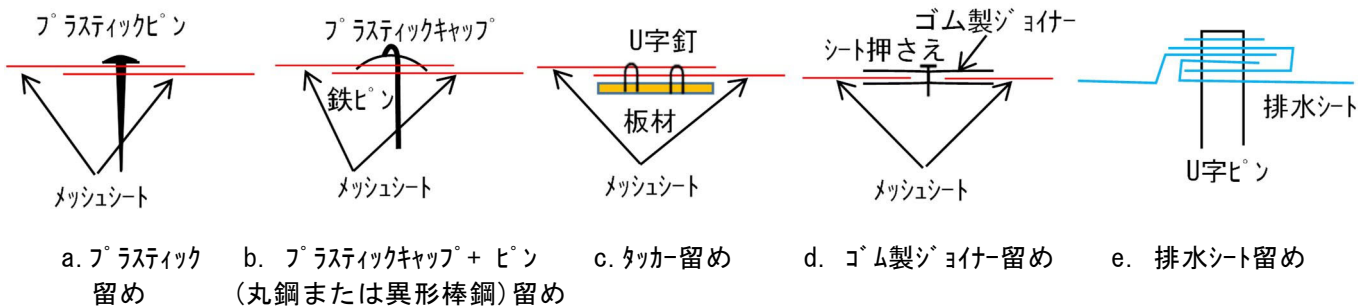


図-4 メッシュシートの継ぎ方のイメージ

表-2 メッシュシートの継ぎ方

	記号	名称	シート押さえの間隔(m)	板の幅(cm)	U釘の間隔(cm)	U釘の配置(cm)	施工時期
概略施工	1	プラスチックピン	1.0	-	-	-	2023.8
	2	プラスチックキャップ + 丸鋼ピン	1.0	-	-	-	
	3a	プラスチックキャップ + 異形棒鋼ピン	1.0	-	-	-	
	3b		0.5				
	4	タッカー+U釘	-	9	10	千鳥	
	5	ゴム製ジョイナー	1.0	-	-	-	
詳細施工-1	a	タッカー+U釘	-	5	10	1列	2024.4
	b	タッカー+U釘	-	9	10	平行	
	c	タッカー+U釘	-	9	10	千鳥	
	d	タッカー+U釘	-	10.5	10	平行	
	e	タッカー+U釘	-	10.5	20	千鳥	
	f	排水シート+U字ピン	1.0	-	-	-	
詳細施工-2	c1	タッカー+U釘	1.0	9	10	千鳥	2024.6
	c2	タッカー+U釘	1.5	9	10	千鳥	

表-2 に示す。メッシュシート No.2 は、2023 年と 2024 年に施工しており、No.2 の網目の大きさは、2023 年施工で平均 2.7mm、2024 年施工で平均 2.4mm であり、呼び名が同じ規格の製品であったが、工場のロットにより若干の違いがあった。以降は実際の網目の大きさで表示する。概略施工では、網目の大きさが 1.1、2.7、3.2、5.8mm の 4 種類のメッシュシートとメッシュシートのない箇所を設定した。メッシュシートの継ぎ方は、図-4 に示すように、防草シートの継ぎ方で一般的な方法であるプラスチックピンでシートを留める方法（プラスチックピン）、プラスチックピンとリブのない鉄筋ピン留め（丸鋼ピン）、プラスチックピンとリブつきの鉄筋ピン留め（異形棒鋼ピン）、シートの下に板材を敷きその上にメッシュシートを重ね合わせて、その上から U 字釘を打ってメッシュシートと板材を固定する方法（タッカー）、X 型のゴム製ジョイナーの間にメッシュシートを挟み込む方法（ゴム製ジョイナー）とした。各方法ではメッシュシートの重なりを 10cm とした。

なお、概略施工と詳細施工-2 の施工前ではオオイタドリを含む草本類が繁茂していたので、すべての草本類を地表面まで刈り取ってメッシュシートを貼り付けた。このとき概略施工では約 3.0m、詳細施工-2 では約 2.5m のオオイタドリが生育していた。詳細施工-1 ではまだオオイタドリを含む草本類は発生していなかったため、そのままの状態メッシュシートを貼り付けた。このとき、前年度生育し枯死したオオイタドリの茎および発生したオオイタドリの茎は鋭く硬く、メッシュシートを破損する恐れがあったことから、被覆前に茎を金槌でつぶして軟らかくした。施工後、調査範囲はメッシュシートの有無にかかわらずオオイタドリを含めて草本類の草刈りをしていない。

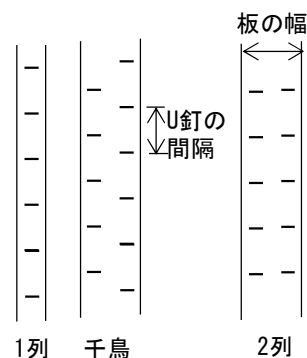


図-5 板材に対する U 字釘の配置

詳細施工-1 では、概略施工で継ぎ方の効果が大きかったタッカーに

よる方法を中心としてメッシュシートを貼り付けた。網目の大きさは 2.5mm 程度の 3 種類のメッシュシートである。タッカーに用いる板材の幅は市販品から 5.0、9.0、10.5cm とし、板材の厚さは概略施工時に安定感があり、施工で破損しなかった 1cm とした。U 釘の間隔は 10cm とし、図-5 に示すように 1 列配置と 2 列配置、千鳥配置とし、千鳥配置には間隔を 20cm とした場合も設定した。各メッシュシートの間は、図-4 e. に示す排水シート留め（排水シート）を施工した。このときメッシュシートのずれ留めとして、図-3 b. に示すようにのりの長さ 6m に対してメッシュシートの幅の中央で 1 箇所、2 箇所または 3 箇所をプラスチックキャップと異形棒鋼によりピン留めした。

詳細施工-1 の結果より、メッシュシートを地山へピン留めする必要性が明らかになったので、詳細施工-2 では、図-4 c. に示すタッカーによる方法でメッシュシートを継ぎ、間隔を 1m、1.5m として板材と地面をピン留めした。板材の幅は 9cm、U 字釘を 10cm 間隔で千鳥に配置した。メッシュシートの網目の大きさは、2.4mm、4.5mm、5.2mm の 3 種として、メッシュシート無も設定した。

2. 2 調査方法

各調査箇所ではメッシュシートの上に生育したオオイタドリとその他植物について植物の植被率と草丈を測定した。植被率は、図-6 a. に示すように、単位面積あたりの植物の占める割合である。草丈は図-6 b. に示すように、根元から最大に伸ばさせた植物の長さである。植物の生育抑制の目標として、オオイタドリの植被率はなるべく小さく、その他植物の植被率はなるべく大きいこととした。草丈は 80 cm 以下とした。これは、道路および河川管理者では草丈に対して具体的な数値はないものの、草丈が 80 cm を超えると学童歩行者の確認が困難になるため草刈りの目安としているという聞き取り調査の結果を取り入れたものである。調査は 1m×1m のコドラートを同一箇所を設置し、施工後からおおむね 1 か月に 1 回の頻度で行った。

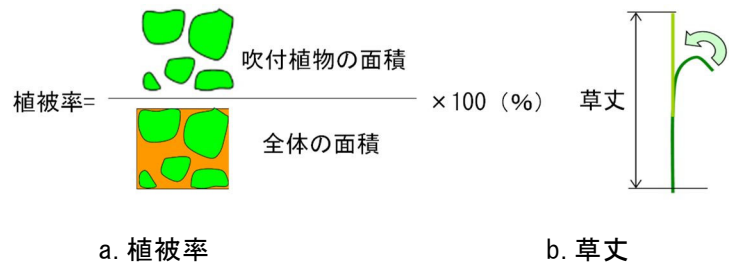


図-6 調査項目

大きいこととした。草丈は 80 cm 以下とした。これは、道路および河川管理者では草丈に対して具体的な数値はないものの、草丈が 80 cm を超えると学童歩行者の確認が困難になるため草刈りの目安としているという聞き取り調査の結果を取り入れたものである。調査は 1m×1m のコドラートを同一箇所を設置し、施工後からおおむね 1 か月に 1 回の頻度で行った。

3. 調査結果

3. 1 概略施工

3. 1. 1 植生調査

(1) 植被率

概略施工における網目の大きさと植物の植被率を図-7 に示す。メッシュシートを貼り付けていない場合は、貼り付けから 1 か月でオオイタドリの植被率が 60% となった。メッシュシートを貼り付けた箇所では、2 年間の計測で最も大きいところで 30% 程度の植被率であり、メッシュシート貼り付けによるオオイタドリの植被率を低減する効果が大きかったことがわかる。全体の傾

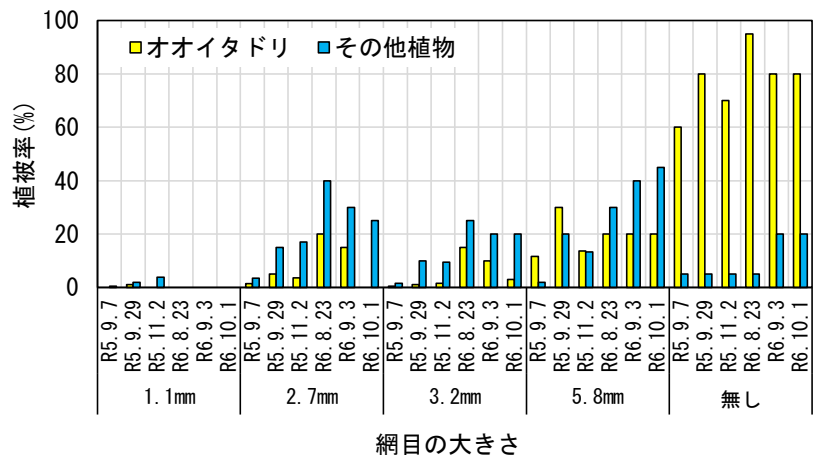


図-7 網目の大きさと植物の植被率（概略施工）

向として 2 年目以降もメッシュシートを貼り付けた場合は貼り付けない場合よりもオオイタドリの植被率が低くなっている。網目の大きさが 2.7mm、3.2mm では、1 年目よりは 2 年目の方が植被率は若干大きくなる傾向が見られた。

その他植物については、網目の大きさが 1.1mm を除いてメッシュシートを貼り付けていない箇所よりはメッシュシートを貼り付けた箇所の植被率が大きくなり、1 年目よりは 2 年目の方が高い傾向が見られた。このことから、メッシュシートを貼り付けることによりオオイタドリの植被率が低減され、その他植物の植被率が大きくなったと考えられる。メッシュシートを貼り付けていないところでは、オオイタドリの繁茂によりその他植物の生育が抑制され、植被率が小さかったと考えられる。

写真-1 は、その他植物がメッシュシートの網目を突き抜けて生育した例である。その他植物がない箇所ではメッシュシートが浮き上がっているように見え、その他植物が生育している箇所ではメッシュシートが地表面に貼り付いているように見える。これらの現象は、その他植物がメッシュシートの下に根を張り、上に生育することで、メッシュシートを押し上げたため、オオイタドリの生育抑制に効果があった可能性が考えられる。今後、これらについて検証が必要である。



写真-1 オオイタドリ以外の植物の状況

(2) 草丈

概略施工における網目の大きさと植物の草丈を図-8 に示す。メッシュシートを貼り付けていない場合、オオイタドリの草丈は、貼り付けから 1 か月で、目標値の 80cm を超え、その後 120cm 程度までとなったことから、オオイタドリの生育が旺盛なことがわかる。さらに 2 年目の 8 月下旬には 250cm となり、刈り取り時と同じ草丈となった。一方、その他植物の草丈は 1 年目と 2 年目ではほぼ同じであり、2 年目ではメッシュシートを貼り付けた場合よりも低くなった。

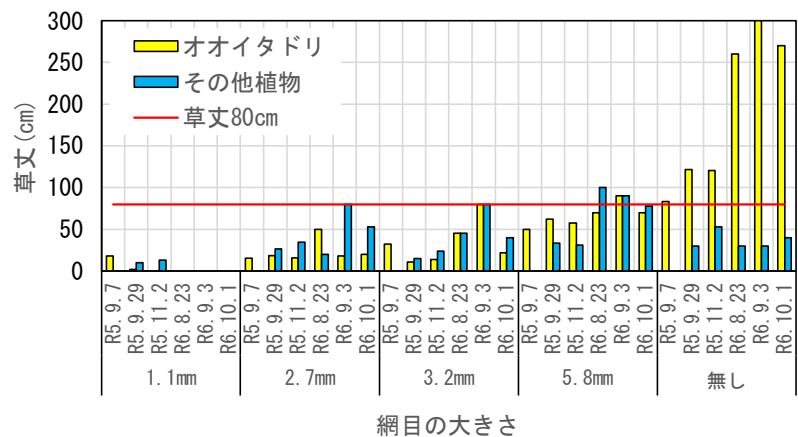


図-8 網目の大きさと植物の草丈（概略施工）

網目の大きさが 2.7mm のオオイタドリは 1 年目と 2 年目ではほぼ同じであったが、その他植物の草丈は 1 年目よりも 2 年目が高くなった。網目の大きさが 3.2mm では、オオイタドリは、1 年目で網目の大きさが 2.7mm とほぼ同じ草丈であったが、2 年目の方が高い草丈となった。網目の大きさが 5.8mm のオオイタドリやその他植物の草丈は、網目の大きさが 2.7mm、3.2mm よりも高くなった。

以上の概略調査結果より、メッシュシートを貼り付けない場合は、オオイタドリの植被率や草丈などの生育が旺盛であり、その他植物の生育が抑制されることが確認された。一方で、メッシュシートを貼り付けた場合は、オオイタドリの生育は抑制され、その他植物の生育がメッシュシートのない場所よりは良好な傾向が見られた。また、メッシュシートの網目が大きいほどこの傾向が見られた。網目の大きさが 1.1mm では、オオイタ

ドリの生育は抑制されたが、その他植物の生育も抑制されたことと、網目の大きさ 5.8mm ではその他植物の生育は良好であるように見られたがオオイタドリの草丈が 80cm を超えていた。これらのことから、オオイタドリの生育抑制に適した網目の大きさは網目の大きさ 1.1mm を超えて 5.8mm 未満であるといえる。

3. 1. 2 シートの継ぎ方

各メッシュシートにおいて、5 種類の継ぎ方とのり面の長さ 7m の継ぎ目から発生したオオイタドリの本数を図-9 に示す。このうち網目の大きさ 5.8mm では、全体的に多数のオオイタドリが発生し、継ぎ目から発生したものだけかの判断ができなかったためデータから外している。また、ゴム製ジョイナーは、図-4 d. に示すようにメッシュシートをゴム製ジョイナーに挟み込む形式で、メッシュシートを重ねない構造であるため、メッシュシートの使用量を低減できる。しっかりとメッシュシートを挟み込むことができればオオイタドリは発生しないと考えられた。しかし、写真-2 に示すように地表面が平坦でない場合では挟み込むメッシュシートの幅が少なくなりジョイナーから外れてしまう箇所もあり、ここからオオイタドリが生育した。このような場合も、一定の条件ではなくなるためデータとして図に記載しなかった。

異形棒鋼はリブがあることから丸鋼よりもメッシュシートを留める効果が大きいと考えられたが、図に示すように、特にその傾向は見られず、一般的なプラスチックピンと変わりがなかった。全体を通じてタッカーで

オオイタドリの発生が少なかった。また、異形棒鋼ピンで間隔を 0.5m とした場合では 1 本も発生しなかった。

この結果より、タッカーまたはシートの継ぐ間隔を 0.5m 程度にすることでオオイタドリの生育を抑制する効果があることがわかった。

3. 2 詳細施工

3. 2. 1 タッカーの条件

詳細施工-1 の 4 月の施工から 1 か月経過後にオオイタドリの生育によって、メッシュシートが浮き上がり、6 月中旬には写真-3 のような状態となった。各メッシュシートの間から見えるオオイタドリは排水シートの設置箇所である。排水シートは 1m 間隔でメッシュシートを留めていることから、地山との密着が大きかった。

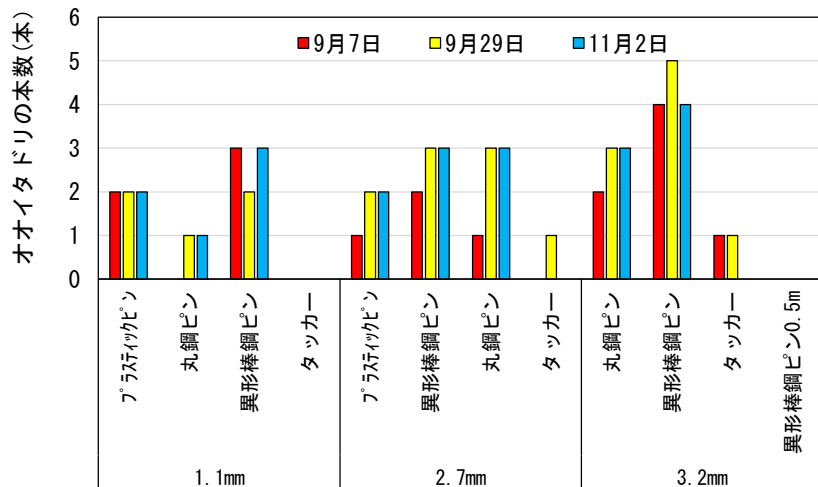


図-9 メッシュシートの継ぎ方と継ぎ目から発生したオオイタドリの本数



写真-2 ゴム製ジョイナーの状況

しかし、オオイタドリがメッシュシートの継ぎ目から生育していることから、継ぎ方としては不十分と考えられる。

タッカーは、幅 10.5cm、U 字釘 20cm の千鳥配置で隙間からオオイタドリが生育した箇所があった。また、幅 5cm、U 字釘 10cm の 1 列配置で、メッシュシートと板材の重なりが少なくなりオオイタドリが生育した箇所があった。しかし、全体的にメッシュシートと板材が離れることはなかったことから、生育抑制のためのメッシュシートの継ぎ方とすることができると判断した。なお、のり面の長さ 6m に対して 3 本の異形棒鋼ピン留めではオオイタドリの生育によりメッシュシートが浮き上がったことから、地山留めとしては不十分であることもわかった。

3. 2. 2 メッシュシートによるオオイタドリの生育抑制のための検討

詳細施工-2 ではタッカーによる方法の中で効率的な方法と地山留めの間隔について検討をすることとした。タッカーの方法に用いる板材の幅は 5cm が最も経済的であるが、詳細施工-1 では、写真-4 に示すように、メッシュシートの継ぎ合わせを丁寧に行わなければ板材が外れることがあり、その部分からオオイタドリが生育することがあった。このため、板材の幅は実用を考慮して施工しやすい 9cm とした。また、U 字釘を千鳥配置、20cm 間隔とした場合、メッシュシートの間からオオイタドリが生育した箇所があった。これらのことから、詳細施工-2 では、板材の幅を 10cm、U 字釘を千鳥配置、10cm 間隔として、地山留めの間隔を 1.0m と 1.5m とした。

詳細施工-2 における植物の生育状況を図-10 に示す。メッシュシートを貼り付けていない場合のオオイタドリの植被率は、貼り付けから 1 か月で 70% となった。メッシュシートを貼り付けた箇所では、最も大きいところで 20% 程度の植被率であり、メッシュシート貼り付けによりオオイタドリの植被率を低減する効果が大きかったことが確認された。網目の大きさが 2.4mm、4.2mm、5.2mm と大きくなるほどオオイタドリの植被率は大きくなった。今回の調査では、オオイタドリは 8 月上旬まで植被率が大きくなり、それ以降は大きな変化はなかった。その他植物についても、網目の大きさが 2.4mm、4.2mm、5.2mm と大きくなるほど、また、時間が経過するほど植被率は大きくなった。

草丈については、メッシュシート網目が大きくなると草丈は高くなるものの 80cm を超えることはなかった。メッシュシートを貼り付けていない場合のオオイタドリの草丈は、貼り付けから 1 か月で目標値の 80cm を超え、その後 150cm 程度までとなった。

タッカーでは、地山留めの間隔が 1.0m と 1.5m で、シートが浮き上がらなかったことから 1.5m の間隔で地山留めの効果があった。



写真-3 ずれ留めが少ない場合のメッシュシートの状態



写真-4 タッカーの状況

4. まとめ

オオイタドリの生育抑制を目的として、メッシュシートを用いた方法により、オオイタドリは生育しその他の植物は生育しない網目の大きさを検討するほか、メッシュシートの継ぎ目からオオイタドリが生育しない方法を検討することとした。このため、オオイタドリの生育が旺盛な面メッシュシートを貼り付けた試験施工を実施し、植生調査を行った。その結果、次のことがわかった。

1. メッシュシートを貼り付けることにより、メッシュシートを貼り付けない箇所と比較して、オオイタドリの植被率や草丈などの生育を大幅に抑制できることがわかった。効果の大きなメッシュシートの網目は 1.1mm よりも大きく 5.8mm 未満である。

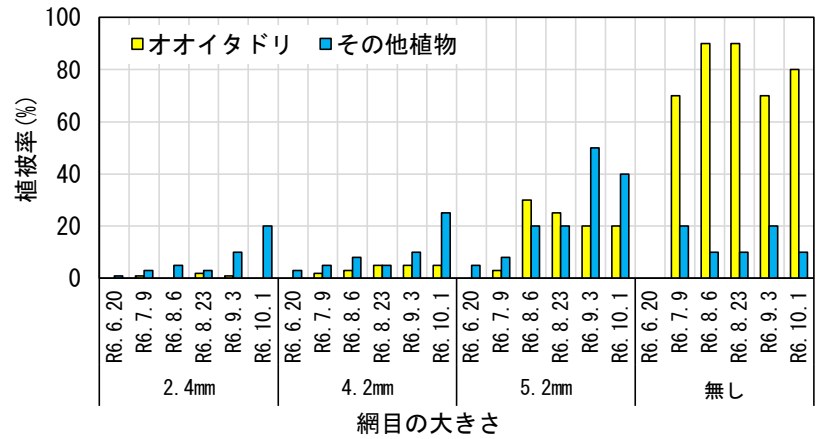
2. メッシュシートの継ぎ目からオオイタドリが発生しない方法として、板材と U 字ピンをタッカーで打ち付ける方法で効果が大きいことがわかった。現時点では、タッカーの板材の厚さ 1cm、幅 10cm、U 字釘を 10cm 間隔で千鳥に配置し、地山留めの間隔が 1.5m で効果があった。

謝辞

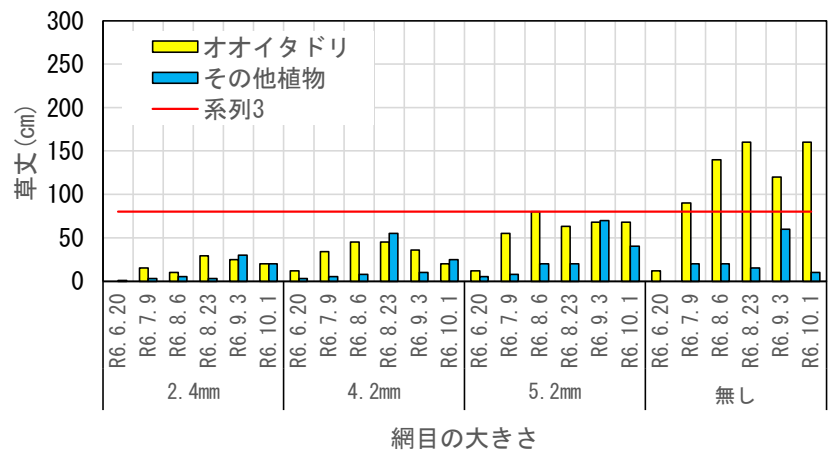
本検討を進めるにあたって、札幌開発建設部札幌河川事務所より現場の提供、草刈りなどのご協力をいただきました。ここに記して深謝の意を申し上げます。

参考文献

- 1) 嶋津君雄、岩花賢、長岐孝司、佐野彰敏：網（ジオネット）によるイタドリ等の成長抑制手法の開発、土木学会東北支部技術研究発表会、2016.
- 2) 佐藤厚子、林 宏親、三原慎弘：オオイタドリの生育抑制に関する検討ーメッシュシートによる被覆ー、寒地土木研究所月報、No.837、pp.20-29、2022.11.



a. 植被率



b. 草丈

図-10 植物の生育状況（詳細施工-2）