

大平橋下部構造の変遷

奥田建設		○奥田昌男
昭和コンクリート工業（株）		中根洋治
エイトン（株）	国際会員	可児幸彦
各務原市	国際会員	西村勝広
名古屋大学	国際会員	中野正樹

1. はじめに

平成期の現在、岡崎市を流れる矢作川支流の乙川を渡る国道1号に大平橋が架けられている。実は、その下流約40mには、江戸期の大平橋が架けられ、さらに、江戸期大平橋の下流約60mには明治期から昭和前期の大平橋が架けられていた。各時代に架けられていた3つの大平橋位置を図-1に示す。これらの橋には下部構造の記録が残されていた。

江戸期から平成期にわたる同地渡河地点の橋梁下部構造を記した文献・書類が残されているのは珍しいことなので、大平橋下部構造の歴史の変遷を記録に残す意味からも、本稿で取り上げてみる。

なお、江戸期の大平橋アプローチ道路が旧東海道往還に対して直線でないのは、道路勾配を緩くする為であると推定している。さらに、城下町に近い旧東海道往還は直線性に乏しく、道幅も狭い。また、往還沿線には古くからの家屋なども建てられているので、昭和後期から平成期の国道1号は、旧東海道往還をバイパス化して、現代の自動車交通に対して効率よく、拡幅し易い路線を選んでいるものと考えられる。



図-1 各時代の大平橋推定位置図（川は上から下へ流れている。Google Earthに加筆）

2. 江戸期の大平橋下部構造¹⁾

2-1 大平橋架け替えの背景

『地方大概集』によれば、江戸期の大平村（石高 244 石 8 斗 4 合）は三河の額田郡に属していた。現在の岡崎市大平町百々（どうど）から現在の岡崎市岡町北棚田を通っていた東海道往還に、乙川を渡る土橋（木橋）が架けられていた。この土橋は、岩室新五右衛門正方が赤坂陣屋代官時代の享保 15 年（1730）に架けられた土橋で「大平の橋」と呼ばれていた。

当時の土橋は耐久性が弱いため、たびたび修復したり架け替えられていたようである。江戸期には、江戸防衛の見地から、東海道を横切る川に架けられた橋は少なかったのだが、乙川を横切る東海道往還には、江戸期の元禄 9 年（1696）以前に土橋が架けられていたようである。²⁾

辻源五郎盛陰が赤坂陣屋代官時代の寛延 3 年（1750）に、この土橋を架け替えている。この時に利用した古木（＝旧土橋材料）などが破損し、修復しながら土橋を利用していた。しかしその後、段々と朽腐（きゅうふ）が進み、通行が危うくなったので、架け替える必要があり、前年秋に検見は済まされていた。架け替え橋普請費用の見積書が宝暦 5 年（1755）に辻源五郎代官より江戸の道中奉行所へ提出された（『地方大概集』第二集）。

見積書は土橋と板橋の 2 種類が提出された。いずれも橋長が 46 間（83.63m）、幅が 3 間（5.45m）であった。橋普請の見積金額は、土橋が賃米 21 石 2 斗 4 升 3 合 2 勺と金 132 両 2 歩永（銭）113 文 7 分、板橋が賃米 18 石 6 斗 9 升 3 合 2 勺と金 228 両 1 歩永（銭）16 文 5 分と記されている。大雑把に見積もって、1 両が現在価値で 10 万円、1 石が 1 両したと仮定すれば、現在価値の建設費として土橋が 1,540 万円、板橋が 2,470 万円の建設費であると計算できる。この計算によれば、板橋は土橋の建設費の約 60% も割高になる。

普請に必要な給付米と金子から、次の事が理解される。板橋の労働量は土橋の労働量より少ないが、材料費は逆に板橋の方が土橋よりも多いことである。この記録の追而書（おってがき）には、板橋でなく費用の安い土橋が採用されるべきであると記されている。

「足高の制」で寺社奉行にまで出世した大岡越前守忠相（ただすけ；1677-1753）は、大平橋がある西大平藩に封じられた初代藩主（1748 年、1 万石）となり、大岡家は幕末までこの地を領していた。しかし、定府大名であった大岡忠相は、藩主として一度も西大平には帰陣していなかった。辻源五郎代官が西大平藩内の橋普請を差配していたという事は、江戸幕府の役職である道中奉行が五街道とその付属街道における宿駅の手配や道路、橋梁など、道中一切のことを総管していたからである。³⁾

次節からは『地方大概集』に記された追而書により、採用されたと思われる土橋の見積りに関わる材料表と絵姿に基づき、大平橋下部構造の再現を試みる。

2-2 大平橋（土橋）の材料表と絵姿

『地方大概第二集』巻之四に記された土橋の見積りに示された材料を表-1 に示す。同じく、『地方大概第二集』に示された土橋の絵姿を図-2 に示す。

土橋に必要な材料の数量を見ると、既存の橋に使われた木材の内、再利用可能とみなされる木材の数量が新規土橋の材料表より「古木」の数量として加えられている。この古木再利用から、江戸期における「もったいない」という心掛けを読み取れることは、興味深い。

表-1 の最後に挙げた品目「濱縄」の詳細は不明だが、おそらく、水に強い太目の縄であり、橋台の杭材・土留型枠と貫を結束した縄であったろうと推測している。また、橋台に使われている栗木も水に強い材質であることが知られている。

表-1 土橋の材料表（『地方大概集』第二集卷之四より）

材 料	仕 様	数 量	単 価 (永)	代 金 永 (銭)	備 考
杭木(松丸太)	長2.5間, 末口1尺	18本	600文	10貫800文	両橋台より3組宛6組分, 1組3本立上…杭
杭木(松丸太)	長3間2尺, 末口1尺	45本	800文	36貫文	川通15組分, 1組3本建…杭
梁木(松丸太)	長3間, 末口1尺	21本	750文	15貫750文	杭1組に1本宛, 21組分…梁
松丸太	長3間2尺, 末口9寸	25本	700文	17貫500文	川中通15間の3間に5本宛通, 切違継手1尺…桁
松丸太	長2間2尺, 末口4寸	55+古20本	310文	17貫50文	前後30間の2間4寸, 15本/通で5組分…桁
貫木(松木)	長3間幅6寸厚2寸	28+古44挺	83文	2貫324文	橋杭17組@2挺4組@1挺, 筋違17組@2挺4組@0
並木(松丸太)	長2間幅1尺厚2寸	480+古180本	29文	12貫122文	46間, 13本/間…床板
鋪粗朶(松粗朶)	3尺繩×	414束	3文8分	1貫573文2分	46間巾3間=138坪, 3束@坪
錠(カスガイ)	8寸正錠	110+古16挺	80目	8貫800目	杭梁繫錠63本分@2挺使
錠	6寸手違錠	187+古23挺	60目	11貫220目	桁繫錠21ヶ所/通, 5通分で105ヶ所@2挺
錠	5寸正錠	350+古30挺	50目	17貫500目	桁継手19ヶ所/通, 5通95ヶ所分裏表4挺
釘	5寸皆折釘	204本	20目	4貫80目	筋違貫34挺, 6本打@挺
鉄物	鉄目合	41貫600目		6貫933文3分	但し, 1両=鉄目6貫替
付芝	長2尺巾1.2尺, 厚2.5寸	2208枚		772文8分	橋両縁延長92間, 畳芝間に3枚置, 八重にて24枚組
置土人足	土持運鋪	46坪	5人/坪	230人	長46間, 横3間, 厚2尺
俵	明俵	250俵	1.6文	400文	杭震込用
繩	20尋曲	300房	7.5分/房	250文	俵結用と足場拵用
大工		233人	40文/人日	9貫320文	128人は杭63本, 10人は梁21本, 57人は桁継手切組100本, 40人は並木・貫・筋違
人足		1028人		130貫770文2分	378人は杭震込・足場拵, 300人は古橋取払, 350人は橋掛渡・大工手伝
両橋爪↓		小計=		130貫 770文2分	
土留片棹	高7尺, 横4間	前後2ヶ所用			
棹杭(栗丸太)	長1丈, 末口6寸	8本	70文	560文	4間@4本両側, 根入3尺
控木(松丸太)	長1丈, 末口4寸	8本	28文8分	230文4分	1控木@棹杭
栗貫	長9尺巾4寸厚1寸5分	18挺	26文5分	477文	7尺×4間貫3通, 長9尺13挺、継手1尺各9丁使
立成木(松木)	長8尺, 末口3寸	古120本			横4間延長8間の立成木, 間に貫15本
大工		4人	40文	160文	橋台仕立一式
人足		60人		1貫427文4分	橋台取崩・築立・大工手伝
		小計=		1貫 427文4分	
足代雑木	長2間, 末口4寸	30本	10文	300文	損料
足代竹	目通3・4寸廻り	80本	1文	80文	損料
濱繩(?)		3房	12文	36文	損料
		小計=		416文	
以上の寄(=計) 永銭 132貫613文7分					
人足 1318人 内122.4人分の扶持米 9斗11升8合 但し, 7合5勺/人					
賃米人足 1195.6人 賃米 20石3斗2升5合2勺 但し, 1升7合/人					
上記と別に, 50人/百石の村役(大平村の場合は122.4人の村役)が課せられていた。					
合計= 米21石2斗4升3合2勺 金132両2歩永113文7分					
注: 錠=かすがい。挺=ちよう(真直ぐな品物を数える語)。古=再利用する古木を指す。切違継手=そぎ継ぎ(?推定)					

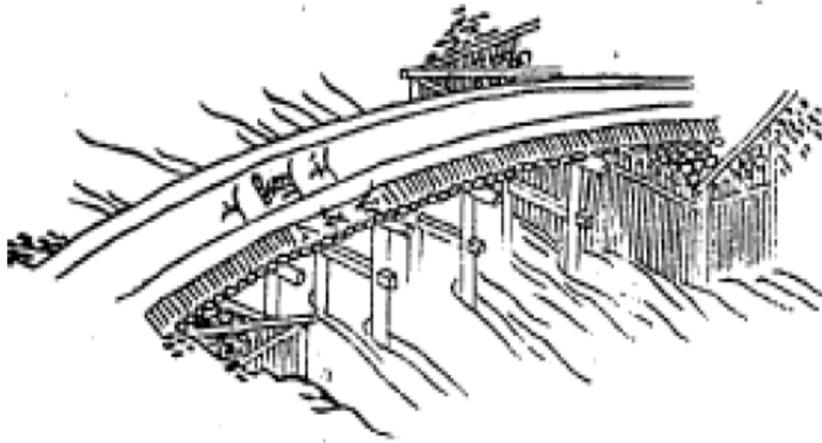


図-2 土橋の絵姿（『地方大概第二集』両爪橋台片枠付土橋之圖より）

2-3 大平橋の下部構造と施工方法

前節の表-1 と『地方大概集』に描かれた絵姿から、大平橋（土橋）の下部構造は次のように推察できる。

①橋台は栗の枠杭（根入3尺）と松の控木に支えられた土留片（=型）枠（高さ7尺）の内側に石を詰めたものであろう。橋台の横幅は、材料表から4間とみなされ、両側の奥行き長さは、控木の長さ（1丈）と主桁材の記述から推察すれば、0.5間ほどであろうが、奥行き部分の材料が表-1 から明瞭に読み取れないので、奥行き長さは確信が持てない（図-3）。

②大平橋の桁割り付けを杭木本数と桁材長さから推測してみる。杭木が両橋台側6組と川通15組の21組（=梁木と同じ）であるから22径間であることが判る。しかし、主桁材の記述では川中15間と両橋台側30間で合計45間となり、当初の土橋長46間には1間分足りない。そこで、両橋台の奥行きを0.5間と推定した。ここで、主桁材の長さに注目し、継手の長さ1尺を考慮すれば、橋中央部15間の桁長さが各3間（5.45m）、両橋台側31間分（片側15.5間）の桁長さが2間4寸（3.75m）となる。しかし、どのような橋脚の支間割り付けをしたかは依然不明である（図-4）。

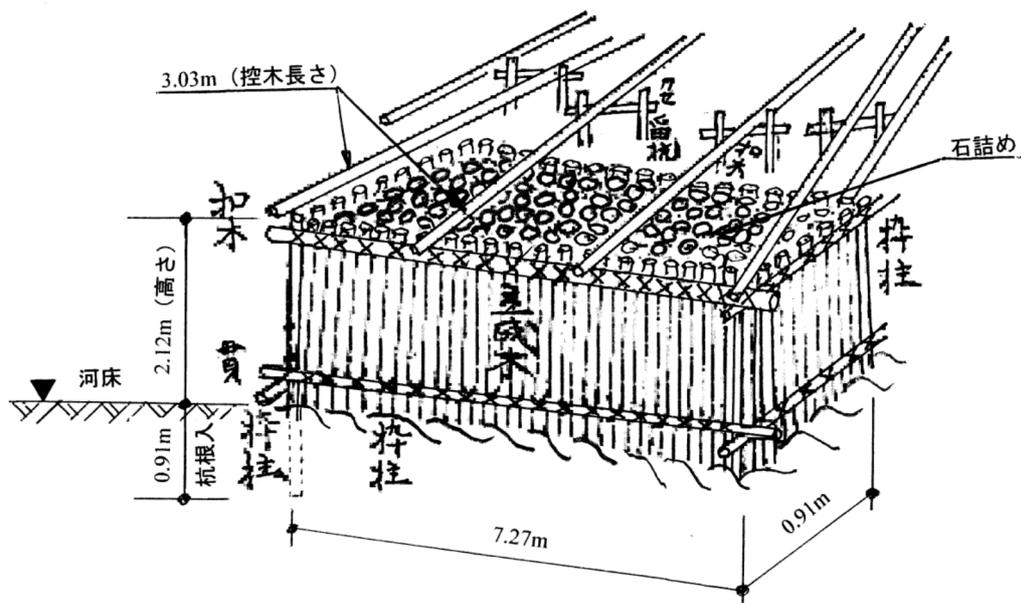


図-3 橋台推定図（『地方大概第二集』橋台片枠付土橋之圖に加筆）

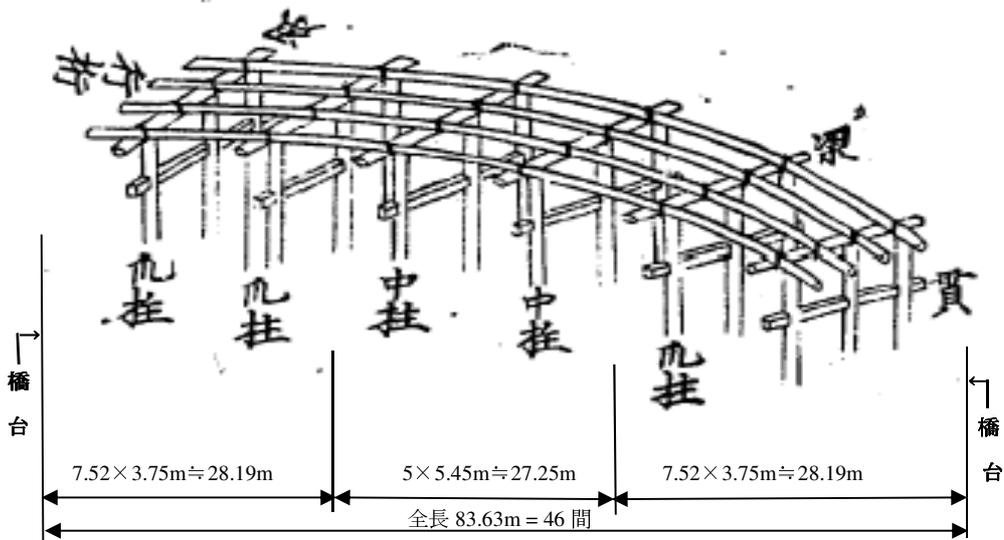


図-4 桁の割付推定図（『地方大概第二集』橋木品名目之圖に加筆）

③橋脚はいずれも松丸太3本を打込む杭橋脚で、3間長さの桁受け梁木（松丸太）をのせ、貫（松木）で水平および筋交いとして杭橋脚を補強している。表-1の材料から判断すると、橋脚は松丸太のパイルベント橋脚である（図-5）。この松丸太を人力施工である「震込（ゆりこ）み工法」で施工する俵が計上されているから、俵を用いた震込み工法の絵姿を図-6に示す。

一方、図-1に示す江戸期の大平橋右岸側の小字名は「百々（どうど）」である。この地名は専ら、近くを流れる川の河床が凸凹しており、川の水が波立ち「ドウドウ」と音をたてて流れることから名付けられる。

地名が示すように河床が凸凹していることから推察されることは、河床に比較的大きな岩や石が存在し、岩盤が浅い地中に在ることを暗示している。しかし、現在は旧東海道の大平橋下流約30mのところ灌漑用の大平堰が設置されているために、水の流れは穏やかであり、その河床は概ね砂質土で覆われ、玉石が埋もれている。

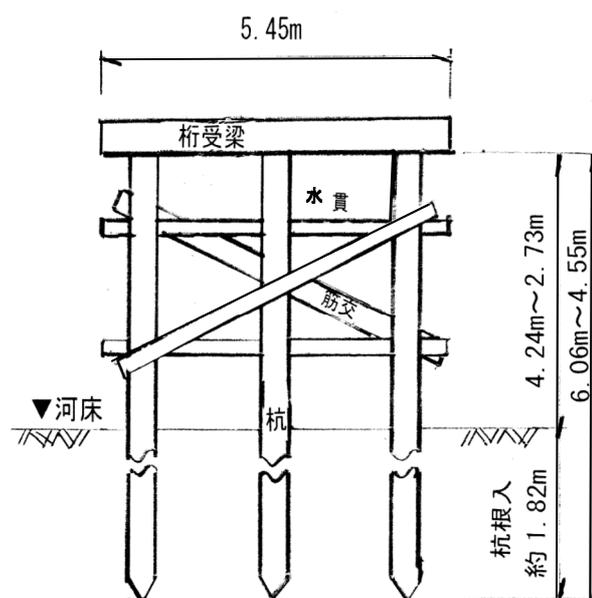


図-5 『地方大概第二集』材料表から推定したパイルベント橋脚
（水貫と筋交の数量と杭長は、部所により異なっている。）

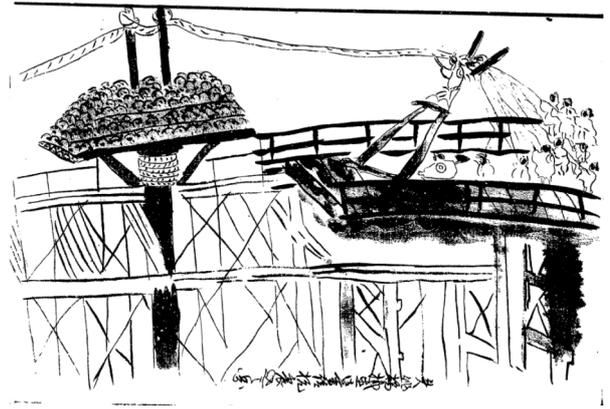


図-6 杭の震込み工法図（左：首都大学東京図書館蔵，右：『三河美やげ』岩瀬文庫蔵）

岩盤が浅い地中に在ることは、大平橋上下流の岸に露出した岩や、あとで言及する現在の国道1号に架かる大平橋のほとんどが直接基礎であることから推察できる。ちなみに、国道1号に架かる大平橋橋脚の直接基礎地点におけるボーリング調査結果によれば、計画河床から約3m深さまでが砂礫層に覆われ、それ以下は岩盤であった。

一般的に、橋脚の直接基礎底盤の根入れは2m~4mくらいであろうから、江戸期大平橋の橋脚における杭の根入れは、震込み工法で施工して、最大でも2m前後と推測される。したがって、図-5に示す如く、杭木材料の長さが3間2尺~2間3尺(6.06m~4.55m)であることから、河床より上に飛び出す杭木の長さは最小で2間2尺~1間3尺(4.24m~2.73m)くらいであろうと推測できる。

3. 明治期から昭和期前半の大平橋下部構造⁴⁾

愛知県は大平橋を昭和8年頃まで管理しており、昭和9年に建設省が管理を引き継いだそうである(愛知県土木OB談)。また、著者の一人が、愛知県岡崎土木事務所に奉職していた。その際、文書管理規定により廃棄される管轄地域の橋梁台帳を譲り受けていたので、愛知県が管轄した大平橋の変遷が判明した。ちなみに、愛知県公文書館では、東西賀茂郡の橋梁台帳しか保存されておらず、他の橋梁台帳は管理規定に従って廃棄されたか散逸したようである。

廃棄処分台帳によれば、大平橋の下部構造は次のように記されている；

●中央5径間がRC橋(長さ49.24m、幅6.82m)、その前後17径間が土橋(長さ92.99m、幅5.24m)。橋台は「RC橋台ハ在来人造石ヲ被包シ、両隅ニハ切石ヲ江戸切トシ、積立木橋橋台ハ表面割石積、裏コンクリート打、基礎地杭打トス」と記されている。

●橋脚は「RC円柱三本建五組ニシテ、木造右岸末口0.36、七本建七組、左岸全八組、計十五組、中央RCハ基礎ハ高3.0ニテ沈井工円柱ノ外圍ハRC管ヲ使用ス」と記されている。

よって、RC橋台は既存の人造石(服部長七考案の「長七たたき」?)を包み込み、その両隅は江戸切の化粧石を積んでいる。

●木橋橋台の基礎には小杭(おそらく木杭)を打込み、裏込めコンクリートを用いた割石積み橋台である。橋脚は中央RC部の基礎が3m高さの円形オープンケーソンを沈設し、その上にRC橋脚を築いた。この工法に似ていると思われる、近隣にある矢作橋の橋脚構造図(名古屋国道工事事務所)を参考図面として図-7に示す。

木橋部の橋脚は末口36cmの木杭7本を建て込んでいるだけだから、江戸期と同じくパイルベント橋脚であろうと考えられる。なお、表-1にも示されているように、江戸期の橋脚に用いられた松杭の末口は1尺であったから、近代の木橋橋脚杭の方が約2割、木杭の末口が大きいことになる。

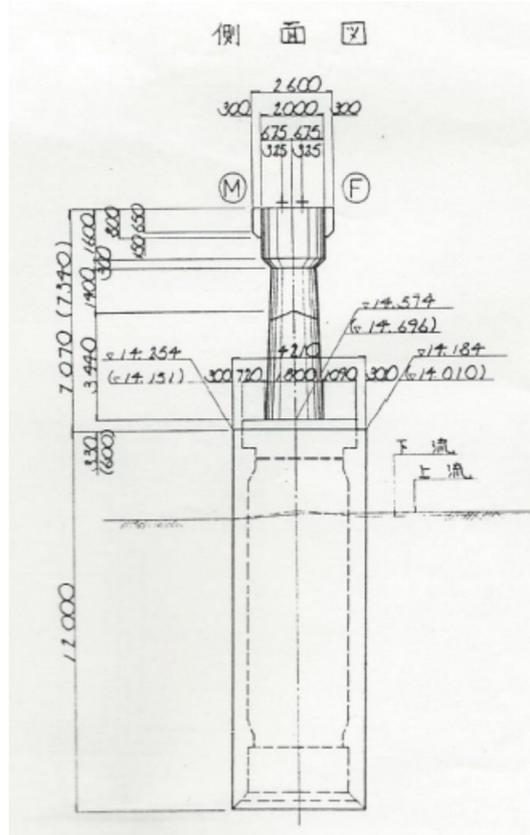


図-7 矢作橋 P3 橋脚構造図 (昭和 59 年矢作橋現況調査より)

次に、愛知県の橋梁台帳に記された大平橋の「経歴」を以下に略記する；

- * 明治 41 年 8 月 出水の為、中央七径間墜落 (注：架設年の記載なし)
- * 明治 42 年 3 月 架橋
- * 明治 42 年 12 月 修繕
- * 大正 9 年 7 月 架設
- * 昭和 9 年 5 月 修繕 → 左岸寄木橋桁橋の部分
- * 昭和 11 年 10 月 修繕 → 右岸寄木橋桁橋の部分
- * 昭和 16 年 6 月 修繕 → 左岸寄木橋 8 径間の主桁取替え
- * 昭和 16 年 9 月 橋梁復旧 → 左岸 7 橋脚・右岸 2 橋脚補強。6 橋脚根巻コンクリート。
左岸橋台保護竹蛇籠。(国庫補助工事)

4. 昭和期後半から平成期の大平橋下部構造⁵⁾

国交省名古屋国道事務所より入手した橋梁台帳 (平成 18 年 1 月現在) の記述にあった大平橋下部構造を以下に示す。なお、この橋梁台帳によれば、現代の大平橋は昭和 29 年に下り側が建設され、昭和 49 年に上り側が、下り側の上流に増設された；

- 1) 大平橋 (上り) 鋼溶接上路橋 5 径間 ($40.80 + 2 \times 36.40 + 2 \times 16.93 = 149.17\text{m}$)、全幅員 10.10m。
基礎形式 → 橋台・橋脚とも全て直接基礎。
補修歴 (下部工のみ) → 昭和 49 年架設竣工 → 昭和 64 年落橋防止装置設置 →
平成 17 年橋脚断面補強 (RC 巻立と鋼鈹巻立)・支承取替。
- 2) 大平橋 (下り) RC 上路橋 9 径間 ($2 \times 19.20 + 6 \times 13.00 + 4 \times 4.30 = 149.24\text{m}$)、全幅員 9.80m。

基礎形式→半重力式橋台 A1（直接基礎）、控え壁式橋台 A2（木杭）、橋脚 P1-P4（オープンケーソン）、橋脚 P5-P8（直接基礎）。

補修歴（下部工のみ）→昭和 29 年架設竣工→昭和 55 年 A1 側落橋防止装置設置→昭和 58 年 A2 側落橋防止装置設置、平成 9 年橋台パラペット断面補強→平成 17 年橋脚断面補強（RC 巻立と鋼鉄巻立）・PC ケーブル連結・沓座拡幅。

5. まとめ

近世（江戸期）の東海道往還、近代（明治期から昭和期前半）の旧東海道、現代（昭和期後半から平成期）の国道 1 号が岡崎市大平地内で乙川を渡河する地点に架けられた「大平橋の下部構造」を、各種の文献・書類をふまえて以下にまとめる；

- ① 近世・近代・現代の乙川渡河地点は異なるものの、流域 100m の範囲内に在る。江戸期の大平橋は、堤防に登る勾配を緩くするために、そのアプローチ道路が東海道往還路線より湾曲されていたと推測する。明治期から昭和期前半の大平橋は、素直に東海道往還路線と直線性を保っていた。昭和期後半から平成期の国道 1 号に架けられた大平橋は、車社会の交通を考慮し、東海道往還をバイパス化した位置に在る。
- ② 江戸期のいつ頃に大平橋が架けられたかは分からないが、文献 2) によれば、1696 年以前に土橋が架けられていたようである。
- ③ 『地方大概集』によれば、江戸期の大平橋は土橋で、22 径間（径間長 5.45m~3.22m）、橋長 82.63m、幅員 5.45m。その橋台は栗杵杭（根入 0.91m）と松控木に支えられた土留型杵（高さ 2.12m）の内側に石詰めしたもの。橋台の横幅は 7.27m、奥行きは 0.91m ほどであろう。橋脚は松丸太 3 本を「震込み工法」で打込む杭橋脚で、5.45m 長さの松丸太の桁受梁木を載せ、松材の貫で水平および筋交いとして杭橋脚を補強している。
- ④ 江戸期の大平橋（土橋）は、『地方大概集』によれば、5 年間ほどで架け替え補修が必要となっていたようである。
- ⑤ 明治期から昭和期前半の大平橋は中央 5 径間が RC 橋（長さ 49.24m、幅 6.82m）、その前後 17 径間が土橋（長さ 92.99m、幅 5.24m）で構成される橋長 142.23m の複合橋であった。RC 橋台は既存の人造石を包み込み、その両隅は江戸切の化粧石を積んでいる。木橋橋台の基礎には小杭を打込み、裏込めコンクリートを用いた割石積み橋台である。橋脚は中央 RC 部の基礎が 3m 高さの円形オープンケーソンを沈設し、その上に RC 橋脚を築いていたようである。木橋部の橋脚は末口 36 cm の木杭 7 本を建て込んでいるだけであるから、江戸期と同じくパイルベント橋脚であろう。
- ⑥ 昭和期後半から平成期の大平橋は、昭和 29 年に新設された現在の下り側（橋長 149.24m）が半重力式橋台 A1（直接基礎）、控え壁式橋台 A2（木杭）、橋脚 P1-P4（オープンケーソン）、橋脚 P5-P8（直接基礎）であった。昭和 49 年に増設された現在の上り側（橋長 149.17m）は橋台（A1&A2）・橋脚（P1-P4）とも全て直接基礎である。

参考文献

- 1) 加藤高文（1874）、『地方大概集』第二集巻之一、国立国会図書館・近代デジタルライブラリー、pp.23-33.
- 2) 新編岡崎市史編集委員会（1993）、『新編岡崎市史 20』新編岡崎市史編纂委員会、p.64.
- 3) 高柳光寿・竹内理三（1986）、『角川日本史辞典』「道中奉行」、p.677.
- 4) 愛知県岡崎土木事務所（1952）、『橋梁台帳』（廃棄処分のもの）
- 5) 国土交通省名古屋事務所（2006）、『橋梁台帳 岡崎国道維持』

地形地質と関わる災害地名

昭和コンクリート工業（株） ○中根洋治
エイトン（株） 正会員 国際会員 可児幸彦
奥田建設 奥田昌男
各務原市 正会員 国際会員 西村勝弘
名古屋大学 正会員 国際会員 中野正樹

1. はじめに

災害地をみると、地形地質と関わるが多く見受けられる。そこの地名も危険な場所を表わす場合が目立つ。昔の人達が崩れやすい所、浸水しやすい所など、身をもって経験し暮らしてきたので地名に残っていると思われる。地名のいわれは、その漢字と関係ない場合が多い。奈良時代の西暦 713 年に、地名は二文字の好字を用いるよう詔勅があったので当て字が多い。特に動植物を使った地名は、危険な場所を表すことが多い。ここでは、災害と地質地形が関わることを明らかにし、地名という別な角度から災害予防を論じる。

災害地名は、復旧した後でも、忘れたところにまた災害を受けやすい地名である。2011 年の東日本大震災や紀伊半島水害などによる被災地には、災害地名がほとんどといえるほど連続している。地名に使われている漢字は、字面だけを注目しては間違えるもとである。ここでは、そうした災害と関わる地名の沢山ある中から「あいうえお順」に抜書きしてみる。

2. 地名に見られる災害の概要

板（いた）；土地が崩れ痛々しい所。痛手を受けやすい土地。板所（いたしょ）は写真-1 のように濃尾地震で岐阜県根尾の崩れた山腹の地名で、その土砂が根尾川を塞いだ。図-1 を見ると、板所字崩谷・兎田・溝田（みぞんだ）と災害地名が連続している。ウサギは塞ぐ地形を表わす。また蛇抜という沢もこの図にあるが、蛇抜については後述する。根尾地区の断層近くに、このほかにも板屋（いたや）という所がある。大分県のオオイタでも、川が段丘を切り刻むことといわれる（楠原佑介氏談）。

芋川（いもがわ）：埋もれる川。長岡市東竹沢地区の芋川は 2004 年の新潟県中越地震で崩土により埋まった（写真-2）。刈谷市今川町の旧名は芋川で、境川・発杭川と逢妻川に挟まれた地域になり、旧河道を埋



写真-1 根尾谷板所の崩土で川が塞がった
(明治 24 年、現地説明版より)



写真-2 東竹沢地区地すべりで芋川埋没
(湯沢砂防事務所提供)

めた形跡がある。イモは鋳物師（いもじ）のように鍛冶地名の場合もある。

猪越（いのこし）：川が越水した所。名古屋市中村区猪之越町は庄内川沿い。

牛（うし）：崩れやすい憂し所。豊川市牛久保（うしくぼ）は河岸段丘の場所。豊橋市牛川（うしかわ）町・知立市牛田も河岸段丘のある所。長野県松本市牛伏（うしぶせ）川は崩壊地であった（写真-3）ので、現在は 20 段の砂防堰堤が築かれている。佐賀県牛津川は蛇行した川。

牛牧（うしまき）：名古屋市瑞穂区牛牧町は、水が渦巻いていた所。岐阜県瑞穂市牛牧（うしき）も渦巻く所。

梅（うめ）：大阪の梅田は湿地帯を埋めた所。愛知県日進市の梅森は森を埋めた所。岐阜県山県市の梅原は、南の沢から土石流が流れ来て埋まった所。

太田（おおた）：水が覆う所。美濃太田は美濃加茂市の JR 中央線の駅名。中山道の太田の宿があった所。1983 年木曾川が氾濫して被害を受けた。愛知県東海市の大田町・太田川も低地。静岡県袋井市の西側を流れる川は太田川、ここもたびたび氾濫する。2015 年 7 月 16 日群馬県太田市で浸水被害があった。

押切（おしきり）：水が押し切って流れていた所。名古屋市西区押切町では、2008 年 8 月 29 日の大雨で多くの車が水没した。浸水したのは市内でここだけであった。この付近を笈瀬川（中川の上流）が流れていたが、現在は暗渠である。新潟県北蒲原郡（新発田市）の新荒川筋にもある水害地名。

押堀（おっぼり）：川の外側に残る池の名前。かつての堤防が切れた所。旧河川が流れていた場合が多い。1976 年の長良川決壊は、丸池という押堀のあった場所が破堤した。過去の破堤の記録が分からなくなった場合がある。押堀が無くとも過去に旧河道を締め切った場所が破堤しやすい。

追波（おっば）：宮城県石巻市には、追波川という川があった。この追波川は、旧北上川と新北上川を結ぶようなほぼ水平の川。水位の高い方から流れた（石巻市文化財担当）。これが元で北上川の別名が「追波川」と呼ばれ、河口の湾が追波湾と称するようになったと考えられる。

岐阜県本巣市根尾に越波（おっば）という所がある。ここは「1287 年、地震により人家ことごとく潰れた。この時に中央の低い山を水波打ち越えたるをもって以後『越波村』と称す」¹⁾とのことである。

折立（おりたち）：奈良県十津川村折立では、2011 年の水害により桁下から水面まで 20m ある折立橋が流された。仙台市青葉区折立は東日本大震災で滅茶苦茶になった被災地。小牧三ツ淵字観音堂付近は、1891 年の濃尾地震で地割れが出来てから「折立（おりたて）」という行政区になった。岐阜市折立（岐阜大学南西、おりたて）は、地質資料によれば地下 35m まで粘土や砂の堆積した軟弱地盤の所。



図-1 本巣市根尾板所の地図（『根尾ふるさと地名集』
編集委員会，平成 20 年 3 月）



写真-3 長野県松本市、牛伏川上流
（明治 24 年、現地説明版複写）

柿（かき）：欠ける土地。岡崎市柿田町は台地下で、旧矢作川と伊賀川の合流点付近。安城市柿碕（かきさき）町は碧海台地の崖を含む地域で、その下方が矢作川流域の中でも代表的な後輩湿地である。新潟県柿崎町は砂丘のため不安定な所。

柏崎（かしわざき）：「柏」は傾（かし）ぐような地形に使われる地名である。2007年7月16日、マグニチュード6.8の新潟中越沖地震が起きた。柏崎市内は砂丘群の上であり、不安定な地域である（図-2）。この時、柏崎市荒浜の柏崎刈羽（かりわ）原子力発電所では液状化現象により、建屋が1mの沈下や側方移動、変圧器のケーブルがショートして火災、室内クレーンの損傷、タンクとパイプの接合部のずれ、などが生じた²⁾。もう少し大きな地震が襲ったら爆発の危険があった。

2011年東日本大震災の時に、栃木県高根沢町（宇都宮市に隣接した町）の上柏崎地区では、崖の崩落と地滑りがあった。

柏原：大阪府柏原（かしわら）市は、奈良盆地の水を集めた大和川が、「亀の瀬」という急流を通る。この付近は、粘板岩状で古代からの地滑り地であり、JR関西本線は1931年の地滑りにより、線路が右岸から左岸へ付け替えられた。亀の瀬が埋まると奈良盆地は湖になる危険がある。今まで約850億円を投資して、排水トンネル7箇所、地滑り防止用の集水井54本（この中に世界最深100mの集水井あり）、560本の鋼管杭などを施した（写真-4）。「亀（かめ）」は「囃（か）む」からきた浸食地名でもある（小川豊説）。この地滑り地帯を含む地名が柏原市である。

2011年の紀伊半島水害では、十津川村檜原（かしわら）と黒滝村柏原谷で深層崩壊があった。

カマ：釜石（かまいし）・鎌倉（かまくら）・塩釜（しおがま）などは、津波で浜辺が咬み取られた所。塩釜では塩は採れない（楠原佑介氏談）。諏訪湖の出口は「釜口」だが、ここは湖水で削り取られた地形。

釜笛（かまぶえ）：岐阜県大垣市の南端。大垣市は各地に自噴水があった。自噴水が吹き出る時に音が出た所といわれる。

楠（くす）：クスは崩れるの意味をもつ。新城市大野字下楠（しもぐす）で、平成22年3月に道路拡幅工事のため標準勾配で切り取った斜面が二度にわたって崩れ、道路を川側へ移した。地名を守る会の代表者である楠原佑介氏の先祖は260年前、裏山が崩れて家が埋没したので苗字を「新家」から「楠原」に変更した（本人談）。

ギロ：泥深い湿地。豊橋・田原・豊川方面に6箇所。岡崎市明大寺町儀路、新堀町字ギロ、若松町下ギロ・ギロ川、旧日名村ギロ、小牧市多気字義領。愛西市葛城町ギロ。ギロのものは「嫌（きろ）う」、嫌われる土地ということになる。愛知県内に30箇所ほどある。



図-2 400年前は沼地帯だった柏崎地区
(新潟県地名研究会提供)



写真-4 柏原市の地滑り区域にある
集水井と亀の瀬（右が下流）

九頭竜（くずりゅう）川：流域が崩れやすい川（写真-5）。龍も土石流が流れる様子を表す。

栗（くり）：2008年、M7.3の「宮城・岩手内陸地震」で県境の栗駒山からは土石流が流れ、中腹では100m余沈下崩壊した（写真-6）。これらの土砂崩壊の起きた地名は「栗原市（元栗原郡）」である。さて、この「栗」という地名だが、果物の栗とは関係なく「刳（く）る」という木地師がロクロで「くり抜く」、あるいは「えぐり取る」という「崩壊地名」である。7名の死者行方不明があった栗原市の駒ノ湯温泉は、過去にも山崩れがあった所だといわれる。

2011年の水害により、奈良県十津川村栗平で熊野川が埋まった。

愛知県にあったかつての葉栗郡は、1586年の洪水で中央が削り取られ、現在の木曾川が出来た。新城市乗本栗衣（くりぎぬ）は中央構造線沿いの蛇紋岩の災害危険区域である。まれに栗の字がつく焼き畑地名もある。

桑（くわ）：クエ（崖をクエという）、食ワル、で崩れる崩壊地名の場合がある。五泉市桑山は田畑が流出し、洪水に食われる意味（新潟県地名研究会）。豊田市（旧足助町）桑田和は土砂災害警戒区域で、2012年9月調査時は崩壊防止工事中であった。沖積地の砂が加わる地形の場合もある。

坂巻（さかまき）：水が逆巻いて流れていた所。北名古屋市鹿田（しかた）の字名。岐阜市柳津町佐波にも坂巻があり、現在では坂巻運動場が残っている。あま市（旧甚目寺町）坂牧は五条川・庄内川の乱流地。

桜（さくら）：鹿児島県の桜島は炸裂する所。土地が裂ける所に使われることがある。

蛇抜（じゃぬけ）：蛇や竜は土石流が流れる姿を表わす。海津市蛇池は洪水に関わる土地。

さる：流れ去るのサル。猿倉（さるくら）岳は旧山古志村の崩れやすい山。愛知県の猿投（さなげ）山の「猿」は明和の洪水で大量の花崗岩の風化したサバ土が流下した意味。「投」は山崩れの難（な）ぎを表わす。断層が猿投山の南側と北側にあり、この山が隆起したことが分かる。岐阜県山県市梅原の申子（さるこ）川は崖錐が堆積した所。畑の中から上流の砂礫が出土する。

但馬（たじま）：多治見市と同様に、水が“たじろぐ”所。かつての但馬は現在の豊岡市付近だが、そこは海拔ゼロメートル地帯（写真-7）。掘れば海貝が出る。

南木曾（なぎそ）：長野県木曾郡南木曾町は、崩れやすい難（なぎ）の多い奈岐蘇岳から昭和36年に名づけられた。それまでの町の中心は三留野（みどの）と呼ばれた。1844年、112人の尾張藩の木こりが働いていたところ、大雨による土石流により99人が亡くなった記念碑がある（写真-8）。遺体が集まったこの付近は「蛇抜け」と呼ばれる。1953年には3人。1969年には6人。2012年には梨子（なし）沢で中学生が1人死亡している。ナシ沢は、流れて何も無くなってしまうこと。大雨による土石流は「蛇抜け」といわれ、梨子沢から二つ下流の沢が「蛇抜け沢」である。



写真-5 九頭竜川沿川は崩れやすい
いたる所に落石防護工がある



写真-6 栗原市の崩れ（アジア航測）



写真-7 豊岡市街は円山川の水面より低い



写真-8 蛇抜けの石地藏

南木曾町一帯は、屏風山断層の北部にあたり、花崗岩の風化地帯である。

ハギ：萩、萩原など。土地が剥（ハ）がれる所。一宮市萩原、岐阜県下呂市萩原町。愛知県阿久比（あぐい）町萩は、川の左岸側で背面は粘土の台地。萩も同様であり、愛知県幸田町萩では役場の職員が標準の道路切り取り勾配で地元説明した折、地元から「当地の場合に限りその勾配では崩れる」といわれ、設計変更を余儀なくされた。

ハバ：名古屋市西区幅下、各務原市羽場（写真-9）・小牧市中下などのハバは、崖や段丘を表わす。

深志（ふかし）：長野県松本市の旧名。深志湖だったので深瀬から深志になり、さらに松本になった。松は冬でも緑色をしており、縁起のよい木である³⁾。松本城は軟弱層に建っており、基礎は樺（つが）の径30cmの杭を16本打ち、その上に井桁を組んである。さらに外回りに、はみ出し防止用の杭が柵状に打ってある⁴⁾。

深瀬（ふかせ）：岐阜県山口市に東深瀬・西深瀬という所がある。根尾谷断層は三田洞・梅原・根尾谷断層の3本あり、そのうちの梅原断層を境にして、南側の高富は地表下すぐに栗石が堆積し（写真-10）、北側の両深瀬は一変して40m下までシルト（御岳火山灰を含む）・砂・粘土層である（図-3、図-4）。北側が地震のたびに沈下を継続している所で、濃尾地震では約2m沈下したために市役所一帯の排水は鳥羽川へ入らなくなり、サイホンで鳥羽川の下を潜り下流で排水している。

保木脇（ほきわき）：ホキ・フキ・ホケ・ハコなども急峻な地形にある地名。2017年3月17日、岐阜県美濃市保木脇の崖下へ乗用車が落ちて幼児が亡くなった（新聞ニュース）。報道写真を見ると崖の中腹に設けられた道路から下の川淵の岩場へ落ちた。岐阜県白川の庄川沿いは地盤が崩壊しやすい。そこにも保木脇がある。函館・箱根も急な山腹のある地形である。

ホケ：崖地名。岡崎市生平（おいだいら）町に宇保毛、大保毛がある（写真-11）。第2東名と男川が交差する付近。県道沿いの山腹が崩れそうな所である。新城市作手善夫字ホケなどもある。徳島県の大歩危・小歩危もホケ地名である。



写真-9 岐阜県各務原市羽場（はば）の崖



写真-10 岐阜市太郎丸新屋敷の骨材採取地



図-3 山県市ボーリング位置図 (⑨～⑫)

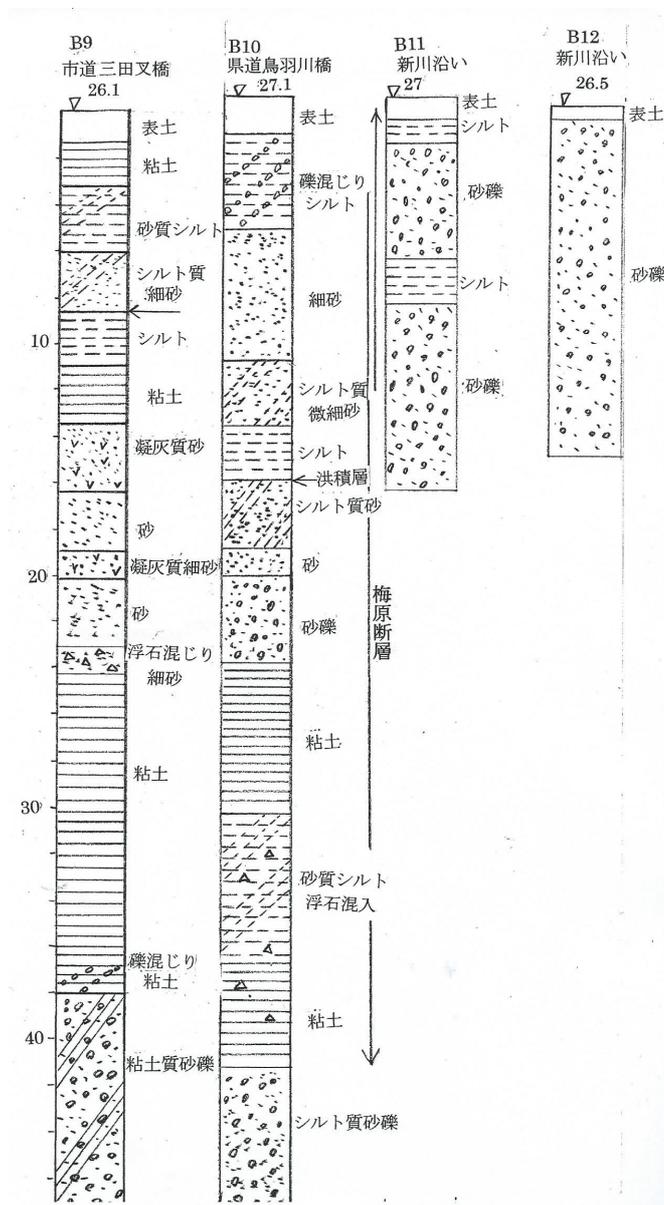


図-4 山県市ボーリング柱状図⁵⁾



写真-11 岡崎市生平町字大保毛

船越（ふなこし）：紀伊半島の志摩市船越（図-5）は、英虞湾の奥にある戸数 500 戸ほどの標高 1m 弱の集落。

安政地震のとき、堤防が切れ、太平洋側の船が津波で英虞湾へ越してきた。その後、引き返して英虞湾の水が太平洋へ流れ出た。もっと古くからの千人塚があり、今でも人骨が出てくる。昔の地名は大津波（おおつば）村だった（向出安孝町内会長）。

西隣の南伊勢町にも藤原宮の木簡にある船越がある。中津半島の付け根である。標高 5m ほどのくびれた部分を津波と共に船まで越えた所、と元船乗りの阪本多助さん（83 才）に聞いた。

岩手県山田町の船越も半島の付け根で、東日本大震災で船越湾から津波が越え⁶⁾、山田湾では 900 人の方々が亡くなった。

和歌山県有田市の船越は、半島のくびれた部分の標高は 20m くらいである。左の太平洋側は崖なので、人が船を移動させることは不可能な地形である。したがって、ここでも船越は津波で船が越えてしまった所ということになる。

船越地名は全国に沢山ある⁷⁾。川船のように船底が平らな場合は、人が船を運んだ所もあり得る。

藪（やぶ）：土地が食い破られる所。岐阜県安八郡輪之内町大藪は、長良川から大樽（おおぐれ）川が分流する所。根尾川が洪水により、船来山の北側から南側へ移ったころは「藪川」といわれた。岡崎市藪田（やぶた）はかつての矢作川が流れていた所。

和田（わだ）：周りが水に囲まれた所。水がわだかまる所。岡崎市に上和田町・下和田町がある。これらは矢作川の旧河道が流れていた所。西尾市大和田は矢作古川と広田川に挟まれた土地である。長野県和田峠は北側に和田の集落がある。この集落は中山道の宿場で、川の合流点である。

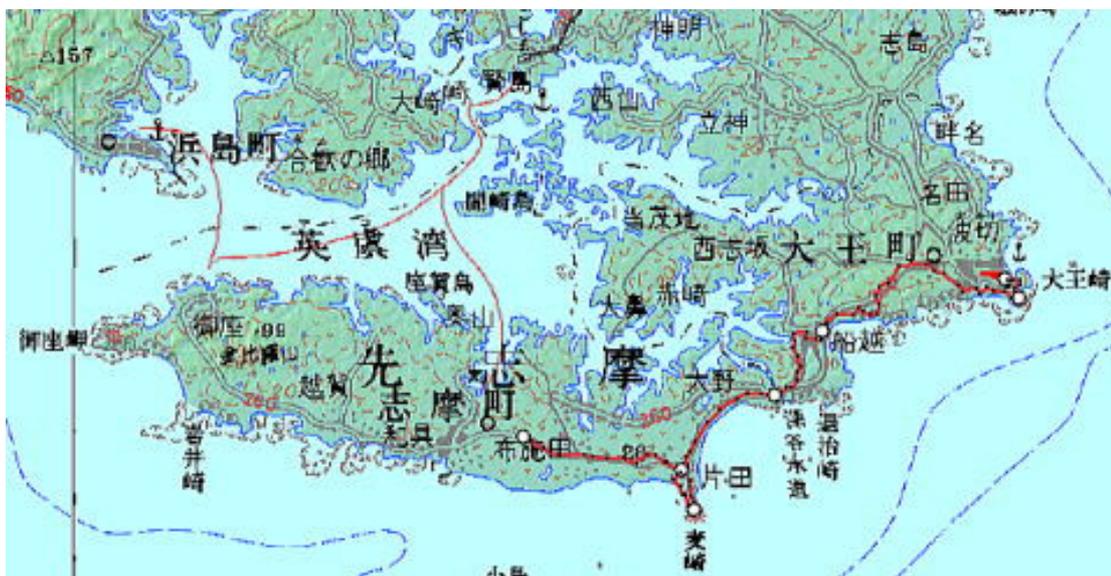


図-5 三重県英虞湾の奥にある志摩市船越（「大王町」の下）

3. まとめ

災害地名は、記録にない災害が地名に残っている場合がある。三重県南伊勢町の船越のように、飛鳥時代からの地名は、記録が無いそれ以前の津波によって出来たものである。近年災害が無いようでも、災害地名の場所は他の場所より要注意の確率が高い。

災害危険地域の推定には、地質調査・地盤調査などの他、本稿に挙げたような災害地名も参考にされるならば好ましいと思われる。

参考文献

- 1) 根尾ふる里地名集 (2008.3) 『根尾ふる里地名集』, p.215.
- 2) 土木学会 (2007.10) 「土木学会誌」, p.51.
- 3) 信濃毎日新聞社 (1975) 『新しいの地名考』, p.219.
- 4) 松本史談会 (1953) 『信濃安筑史談』, pp.40-41.
- 5) 中根洋治 (2011) 『秋葉古道と愛岐地方の旧河道』, p120.
- 6) 遠藤宏之 (2013) 『地名は災害を警告する』, p.67.
- 7) 中根洋治 (2016) 『紀伊半島ひろい歩き』, pp.40-45.

UAV を利用した堆砂変化量の検討事例と地盤工学分野における利活用について

玉野総合コンサルタント(株)	正会員	○長谷川 謙二
玉野総合コンサルタント(株)		安藤 智史
玉野総合コンサルタント(株)		山本 尚
玉野総合コンサルタント(株)		近藤 拓巳

1. はじめに

近年、無人航空機(UAV : Unmanned aerial vehicle 通称ドローン)の導入が比較的手軽になってきており、多分野での利活用が試行されている。

UAV による地形解析の特徴としては、

- ① 地上からとは違った視点から、地形や土砂移動状況を安全に確認できる。
- ② 航空機や衛星画像を用いた航空写真測量やレーザー測量(LP)と比べてローコストで測量調査ができる。
- ③ 3D 地形モデルを作成することで、任意の方向から地形の解析が行える。
- ④ 任意の箇所の断面図を作成する等、地形解析が容易に出来る。

等、短時間で広範囲の撮影や 3D データ化が可能で、作業の効率化及びコスト削減を図ることが出来る。

本調査事例では、土石流の発現場場で UAV を用いて空中写真撮影を行い、写真解析で堆砂地の数値地形モデル(DEM)を作成し、土石流発生前後の地形変化量から砂防施設内への移動土砂量の解析を行った。

作業手順は以下の通りである。

- ① UAV 空中写真撮影
- ② 写真解析による点群データ、オルソフォト作成
- ③ 地形モデル・DEM 作成
- ④ GIS を用いた地形変化量算出

2. 空中写真撮影

2.1 調査場所

調査対象は、堤高 22m、堤長 300m の重力式コンクリート構造の不透過型砂防ダムである。上流からの土砂流出の頻度が高く、竣工後 20 年あまりで満砂状態にある。

平成 28 年 8 月に土石流が発生し、作業条件としては撮影当日に土砂変化量の算出が必要で、撮影及び解析に関する時間的制約から、測量精度よりも作業時間を優先して行った。

また、縦断測量による杭が設置されていたが、度重なる土砂流入で消失してしまっているために、基準となる点が無く不動点としては砂防施設のみという状況であった。

さらに、砂防上流域であることから河床が急勾配であり、不安定な堆積土砂があることから、縦断方向の移動は慎重に行う必要があった。また、堆砂域の標高差は約 80m であった。

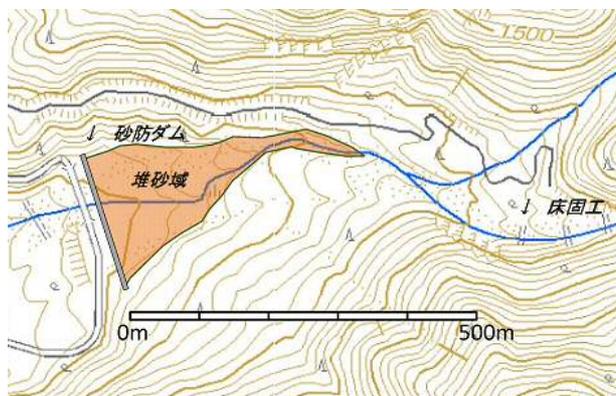


図-1 調査場所概要

2.2 空中写真撮影に使用した UAV

撮影には Phantom4 (DJI 社製) を用いた。諸元は以下の通りである。

- ・重量：1.38kg, サイズ：350 mm
- ・写真解像度：4,000×3,000 ピクセル
- ・GIS による位置情報の把握+超音波センサによるポジショニング機能による安定飛行
- ・カメラチルト (ジンバル付) 機能による安定した画像取得
- ・バッテリー容量：5,350mAh (最大飛行時間：28 分, 実働 15 分程度)



図-2 使用機器 (Phantom4)

2.3 撮影条件と撮影作業

1) 撮影高度と飛行コース

飛行高度は、2.5cm の解像度が得られる対地高度 50m(撮影面積は約 60m×80m)を原則とした。また、国土地理院の公共測量マニュアル(案)¹⁾ ではオーバーラップ率 60%程度, サイドラップ率 30%以上と規定されていることから、今回の調査は規定をカバーできるようにオーバーラップ率 75%サイドラップ率は 60%以上を確保出来るように飛行コースの設定をした (図-3 参照)。

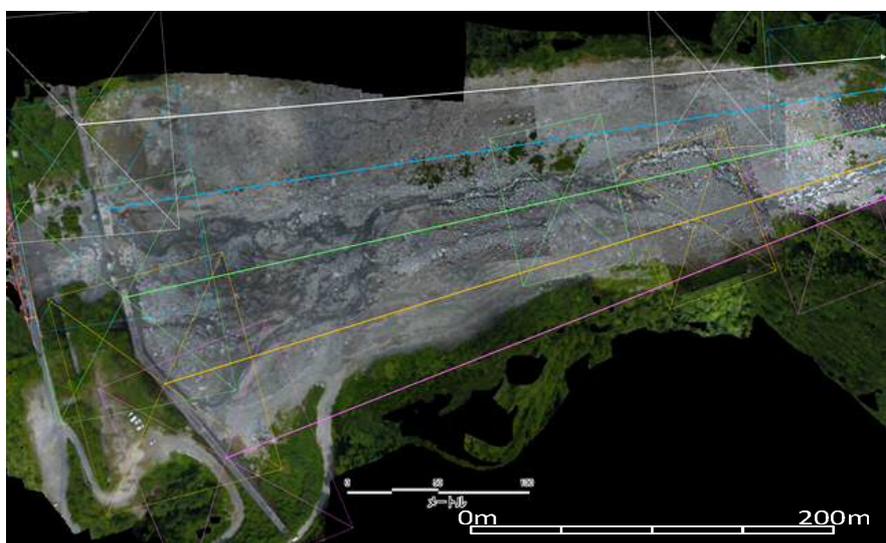


図-3 調査対象地の飛行コース

2) 安全管理・人員配置

国土交通省の定める「ドローン規制法(改正航空法)」では、高度 150m 以上の航空機の航行の安全に影響を及ぼすおそれのある空域や、人や建物から 30m 未満での飛行や落下した場合に地上の人などに危害を及ぼすおそれが高い空域等において無人航空機を飛行させる場合には、あらかじめ、地方航空局長の許可を受ける必要がある。しかし、当該地は人家等がない上流域であり、航空ルートからも離れていることから許可申請は行っていない。

また、安全管理及び機体の見失い防止を目的として、撮影は、操縦者、ナビゲーター及び機体と周辺監視係の 3 名体制で作業を行った。

3. 地形解析

写真の 3D 処理には、Agisoft PhotoScan (フォトスキャン) を使用した。複数枚の静止画からテクスチャポリゴンモデル、オルソフォトや DSM (Digital Surface Model)を自動生成する機能を有する。SFM(Structure from motion)による写真解析で、点群、オルソフォトを作成した。

3D データの解析は、GIS ソフトを使用した。3D 点群データを 50cm メッシュのグリッドデータに変換、新旧のグリッドデータの差分より地形変化量を流出土砂量とした。

ただし、最新の地形データ及びオルソ画像が取得されたのが平成 25 年度（図-4、左写真）であり、今回の土石流発生までにも数回の土砂流出が報告されているものの、土石流発生直前の地形データがなく、旧地形は参考データとして作業を行った。また、現地では、中心杭が設置後の土石流等により不明となっていたため、砂防ダム本体と上流の床固工等を不動点として標定作業を行った。

また、GIS ソフトを用いて、点群データより平成 25 年度取得データとの 50cm メッシュのグリッドデータを作成し、3 年前の地形データとの地形変化量の差分図（図-5）を作成した。不動点と認識できる地点の標高値が 5 m 程度誤差として生じたため、座標変換機能を利用することで不動点での差分をゼロとなるようにデータを修正した。

当該地は土砂流出が激しい溪流であり、対比基準とした平成 25 年度測量・撮影以降にも土石流が発生している他、小規模な土砂流出あるいは掃流による河床低下もあるため、純粹に今回の土石流による数値とは限定できない。そこで、現地で確認した新たな土砂流出範囲の差分図と重ね合わせ、範囲内（図-5 参照）の地形変化量を流出土砂と見なして計算を行った。

今回新たに土石が堆積した範囲の 50cm メッシュ差分データより算出した結果、土砂量は 26,500m³ と見積もることができた。

【平成 25 年度】

【平成 28 年 8 月】

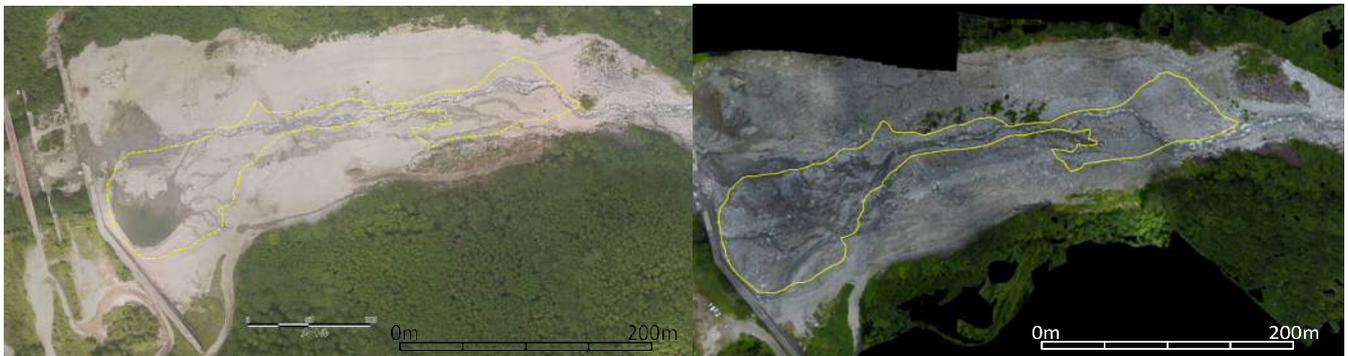


図-4 平成 25 年度の堆砂状況との対比（黄線範囲が今回の土石流堆積物の主部）

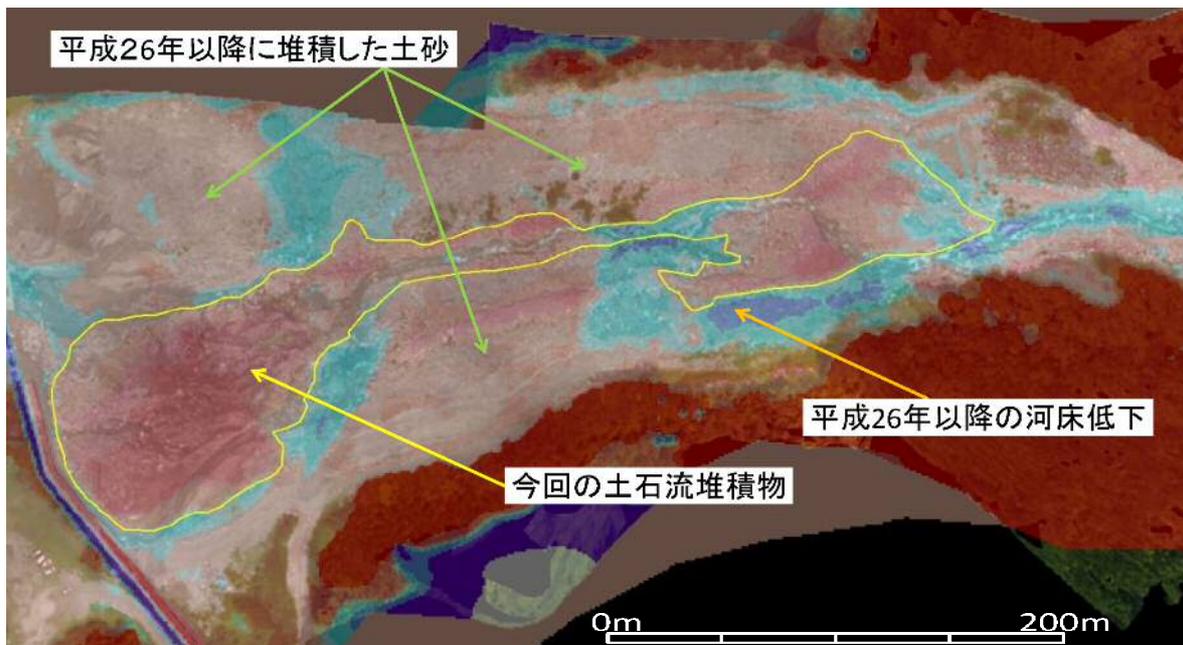


図-5 平成 25 年度と今回の土砂流出状況の差分図
（暖色系がプラス（河床上昇）、寒色系がマイナス（河床低下））

4. 課題点

平成 28 年観測の第 1 回目と第 2 回目の堆砂の変化を確認するために、差分図（図-6）を用いて対比を行った。データ上は、対象範囲の上・下流端で増加，中央部で減少となっている。

しかし、現地確認及び陰影図の判読によれば、下流の土砂採取による凹凸が読み取れるものの、堆砂面に変化が認められないことから、現実には差分は生じておらず測定誤差によるものと考えられる。

その理由として、

- ①傾斜地盤で取得したことにより一定の対地高度が維持できなかった、
- ②使用機器（fantom4）の GPS の性能上測定誤差が生じた、
- ③中央付近では基準となる標定点が確保できなかった

ことによる複合的な要因があると推察される。

誤差の値としては、溪床勾配が比較的大きい対象範囲の中央部付近で標高で 1 ～ 2 m、溪床勾配が比較的小さい両端付近では約 1 m の誤差を含んでいると判断できる。

ただし、河床材料の粒径は数 10cm オーダーの礫を主体として最大礫径で 2m 程度であり、地表面は起伏に富んでいることから、土砂量の概要を緊急的に把握する上では今回の測定精度であっても問題は少ないと考える。

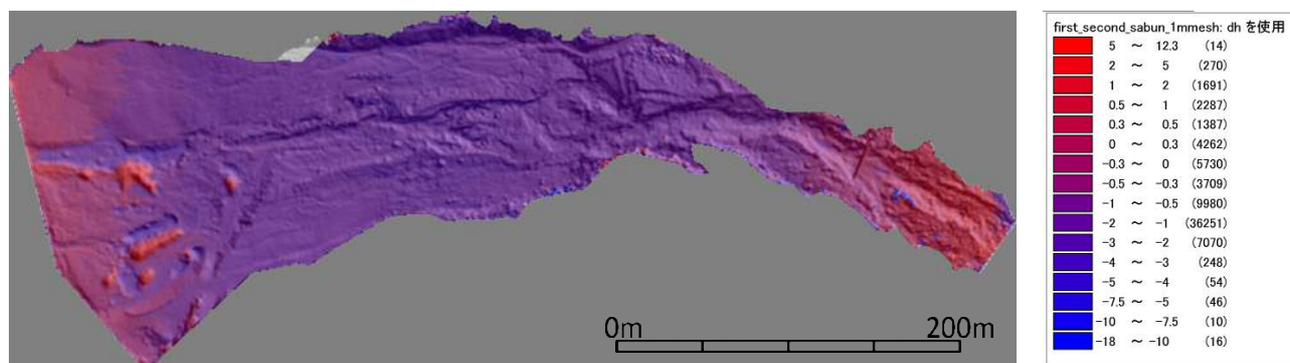


図-6 今回の土砂流出直後と 3 ヶ月後の観測結果の比較（差分図）

5. おわりに

限られた条件の中で地形変化量の解析を行い、一定の成果は得られたが、地形変化がほとんど無い状況での測量成果の比較検証では、測定精度（標高）は必ずしも良好ではなかった。これは、標定点の不足と飛行コース設定の不備が大きな要因である。

精度を追求するには、国土国土地理院のマニュアル等²⁾に準じ、所定の標定点を設定して撮影・解析を行うことが必要³⁾であるが、緊急的に、かつ安全に土砂移動現象や土砂災害の実態を把握するためには UAV を用いた空中撮影や空中写真を利用した地形解析は地盤災害を対象とする地盤工学分野においても有用な手法と考える。

参考文献

- 1) 国土交通省国土地理院 (2016): UAV を用いた公共測量マニュアル(案)
- 2) 国土地理院時報 2015, No.127: UAV による空撮写真を用いた三次元モデリングソフトウェアの精度検証
- 3) 栗木光之輔. (2015): 無人航空機 (UAV) の活用検討について, 平成 27 年度中部地方整備局管内事業研究発表会資料.

高アルカリ湧水の発生原因検討及び対策工の提案

応用地質株式会社中部支社 ○山口明代

1. はじめに

A 建設現場において、ボックスカルバート排水路の底部に多量の白色沈殿物が確認された。水路水の pH を測定したところ、pH12 を示す高アルカリ性で、水路水の起源は、「建設現場付近の沢水」、「建設現場内の表面排水」、「水路底の水抜孔からの湧水」であった。

水路水は建設現場付近の民家が農業用水として利用しており、流末は二級河川に合流していることから、近隣民家の営農や河川環境への影響が懸念された。このため、早期の原因解明と対策工法の提案を求められた。原因調査および対策工検討の結果について紹介する。

2. 調査地の現状把握

まず、現地状況を把握する目的で、高アルカリ性の流水が確認された水路周辺の地表水および地下水と、水路周辺の表層地質に対して pH を測定した。

水路水の起源のうち、「沢水」は pH7.3、「建設現場内の表面排水」は pH7.5、「水路底の水抜孔からの湧水」は pH12.0 となり、水抜き孔の湧水が水路水の pH を高めていると考えた。

一方、水路周辺に分布する地質の pH を見ると、「地山_粘性土」、「建設現場内の盛土材」、「基盤岩」はいずれも中性～弱アルカリ性であり、水路脇で採取した「埋戻し材」のみ pH11.8 の高アルカリ性を示した。

次に、水路、調整池の工事記録を確認した。工事記録によれば、水路は隣接する調整池と同時に施工された。建設箇所は谷地形であり、地質は地表面から谷底堆積物である軟弱な粘性土、砂礫、基盤岩の順に分布する。調整池の重力式擁壁の支持層である粘性土は、施工時に支持力不足が確認されたため、重力式擁壁および水路の底面に分布する粘性土を除去し、置換え基礎としていた。置換え基礎には路盤材に使用される再生砕石 (RC-40) が使用された。

3. 高アルカリ湧水の原因推定

現地調査および工事記録より、高アルカリ湧水の発生原因を推定し、図-1 および以下に整理した。

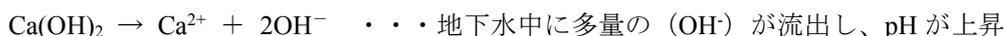
【再生砕石による置換え工施工直後】

水路、調整池の重力式擁壁の置換え基礎には再生砕石が使用された。再生砕石は使用済みコンクリート塊を 40mm 以下に破砕したものであり、モルタルが付着した骨材やモルタル分からなり、セメントの主成分の水酸化カルシウム (Ca(OH)₂) が多く含まれる。



【かんがい期の地下水位上昇期】

再生砕石は、かんがい期の水位上昇により水浸した。水酸化カルシウム (Ca(OH)₂) は水中で電離してカルシウムイオン (Ca²⁺) と水酸化物イオン (OH⁻) となる。



【水路に白色沈殿物が付着】

電離したカルシウムイオン (Ca²⁺) と水酸化物イオン (OH⁻) は、空気中または水中の二酸化炭素と反応 (中和) し、炭酸カルシウム (CaCO₃) および水 (H₂O) となる。



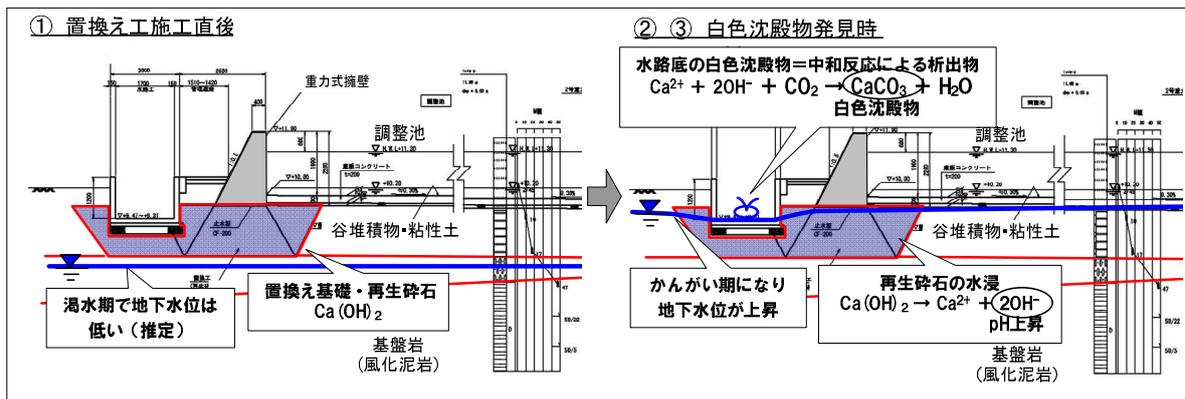


図-1 高アルカリ湧水の発生原因推定図

4. 化学分析による推定原因の検証

水路に流入する水の化学分析を行い、前述の推定原因を検証した。分析結果を整理し、表-1 に主要溶存イオンの当量を示した。これより「①水抜き孔湧水」と「③試掘孔」ではカルシウムイオンが約 9meq/L と陽イオンの約 8 割を占めているのに対し、pH 値から推定する水酸化物イオン（陰イオン）の当量は、約 8meq/L となる。これより陽イオンと陰イオンの合計当量は同程度になり、水試料中に存在するイオンは、陽イオンとしてカルシウムイオン、陰イオンとして水酸化物イオンが大部分を占めることを確認した。

以上より、白色沈殿物および高アルカリ湧水の原因が再生碎石の水酸化カルシウム中和反応によるものであることを検証した。

表-1 主要溶存イオンの当量一覧表

項目	単位	区分	①水抜き孔湧水	②現場表面排水	③試掘孔水	④沢水
pH	-	-	12.0	7.5	11.9	7.3
ナトリウムイオン : Na ⁺	(meq/L)	陽	0.83	0.33	1.26	0.25
カリウムイオン : K ⁺	(meq/L)	陽	0.36	0.05	0.41	0.02
カルシウムイオン : Ca ²⁺	(meq/L)	陽	8.98	2.05	8.63	0.51
マグネシウムイオン : Mg ²⁺	(meq/L)	陽	0.00	0.59	0.35	0.35
塩化物イオン : Cl ⁻	(meq/L)	陰	0.40	0.18	0.56	0.17
硝酸イオン : NO ₃ ⁻	(meq/L)	陰	0.01	0.03	0.01	0.02
炭酸水素イオン : HCO ₃ ⁻	(meq/L)	陰	0.00	1.64	0.00	0.75
炭酸イオン : CO ₃ ²⁻	(meq/L)	陰	0.67	0.00	0.77	0.00
硫酸イオン : SO ₄ ²⁻	(meq/L)	陰	0.52	0.93	0.32	0.08
水酸化物イオン ※pHより換算 : OH ⁻	(meq/L)	陰	7.9	0.0	7.9	0.0
陽イオン合計	(meq/L)		10.2	3.0	10.7	1.1
陰イオン合計	(meq/L)		9.5	2.8	9.6	1.0

5. 再生碎石の注水実験による pH の予測

化学分析による検証と並行して、現地の状況を再現、予測するための「再生碎石の注水実験」を実施した。

実験は、図-2 に示すように 2 段階で実施した。第 1 段階は生産場所や保管状態により pH に差が生じるかを確認するためのものであり、3 種類の再生碎石（試料 A~C）を水浸し、pH を測定した。試料は異なる製造会社とし、試料 A は約 1 年間暴露、試料 B は製造直後、試料 C は製造後 1 箇月経過したものを使用した。第 2 段階は後述する応急対策状態における pH の低下を予測するためのものであり、第 1 段階の試験で pH が最も高い試料 B と最も低い試料 A の 2 種類を抽出し、試料に連続注水して、通過した水の pH を測定した。

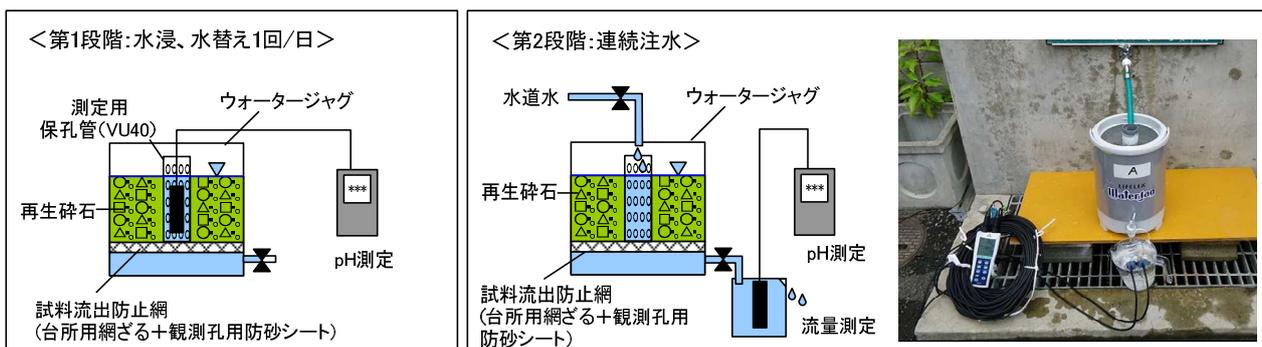


図-2 再生碎石注水実験の概要図

第1段階は試料により多少差があるが、3種類ともpH11以上を示した。第2段階は、試料A、Bとも注水直後にはpHが低下するが、86時間(3.6日)後頃から低下速度が遅くなり、168時間(7日)後に試料AでpH9.4、試料BでpH9.8を示した。第2段階の実験結果から、発注者が目標とするpH8.5(環境基準)を満たすまでに要する時間を試算した。

ここで、中和の効率は「通水時間」によるところが大きいのか、「通水量」によるところが大きいのかは不明である。このため、「通水時間」と「通水量」の両方でpHの変化を整理し、図-3、図-4に示した。「通水時間」に着目した推定では200日～500日であり、「通水量」に着目した推定では、22年～54年であった。これより、pH8.5(環境基準)を満たすまでに要する時間は、長期に及ぶ場合50年以上要する可能性があるとして推定した。

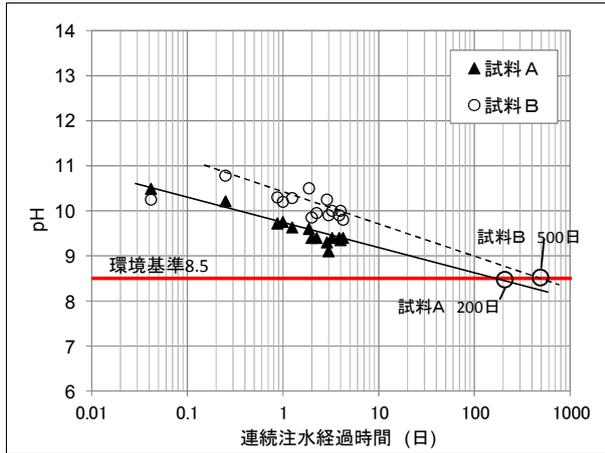


図-3 通水時間と pH の関係図

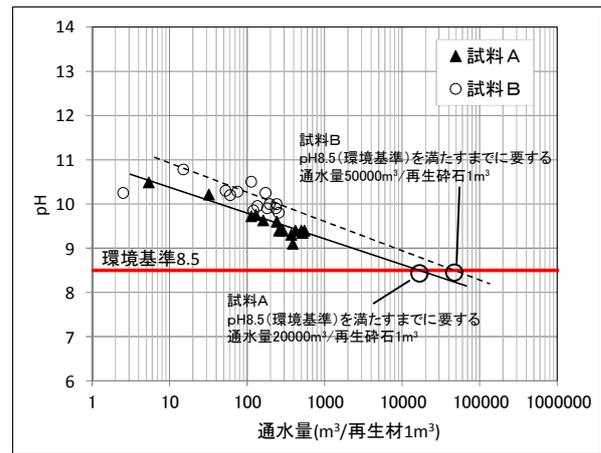


図-4 通水量と pH の関係図

6. 対策工の検討

高アルカリ湧水の原因調査中も水路底からは湧水が継続しており、下流域に高アルカリ水を流下させない応急対策を必要とした。このため高アルカリ湧水が確認される水路区間を締め切るとともに水路横に井戸を設置し、両方で揚水した高アルカリ水に対して、二酸化炭素中和装置を使用して、中和処理を行った。

一方、恒久対策として、今回の問題は「土壌汚染対策法」に示される土壌汚染問題には該当しないが、工法の信頼性の面で土壌汚染対策の基本的な工法を踏まえて比較検討を行った。恒久対策工の比較検討結果を表-2に示す。恒久対策工は図-5に示す「地中壁による封じ込め」案を基本とするが、段階的に施工を実施し、モニタリングにより効果が現れた時点で対策終了とすることに決定した。

表-2 恒久対策工の比較表

対策方針	封じ込め		浄化		除去
対策工法	矢板	地中壁	揚水+二酸化炭素による浄化	揚水+中和剤による浄化	除去+再構築
措置	・矢板および遮水シートで置換え範囲を囲み、強アルカリ水を封じ込める ・水抜き孔、目地の閉塞	・地中壁で置換え範囲を囲み、強アルカリ水を封じ込める ・水抜き孔、目地の閉塞	・揚水に対して炭酸ガスを注入し、中和させる	・揚水に対して中和剤を添加し、中和させる	・既設構造物および再生砕石を除去 ・再構築時には新材を使用する
効果	・内部に高アルカリ水は残置されるが、外部に流出させない効果はある	・内部に高アルカリ水は残置されるが、外部に流出させない効果はある	・装置の性能はメーカーが補償	・装置の性能はメーカーが補償	・完全な効果は得られる
補助工法など	・内部の再生砕石のアルカリ成分が不溶化する措置をとることで効果が高まる ・既設構造物との位置関係において一部既設構造物撤去の必要あり	・内部のアルカリ成分を不溶化する措置をとることで効果が高まる ・土工主体であり、既設構造物撤去の必要性がない	・揚水、貯水、排水システムの確保 ・揚水量を確保するために揚水孔の増設または暗渠排水工が必要	・揚水、貯水、排水システムの確保	・再生砕石および既設構造物の廃棄物扱い
時間	・施工期間は4～5箇月程度	・施工期間は4箇月程度	・実験結果より数十年の対策期間が必要となる可能性がある	・実験結果より数十年の対策期間が必要となる可能性がある	・再構築期間は4箇月必要
周辺環境への影響	・効果を確認するために、モニタリングが必要	・効果を確認するために、モニタリングが必要	・薬品を使用しないためリスクが少ない ・浄化設備にpH測定機能有り	・中和剤(pH1以下)や沈殿物への外部流出を防止する必要あり ・浄化設備にpH測定機能有り	・住民に理解を得る事が難しい
コスト	比較的安価	比較的安価	・長期間の場合、ランニングコストが高価となる	・長期間の場合、ランニングコストが高価となる	・建設費に加え、廃棄物処分費が必要であり高価である
評価	△	○	×	×	×

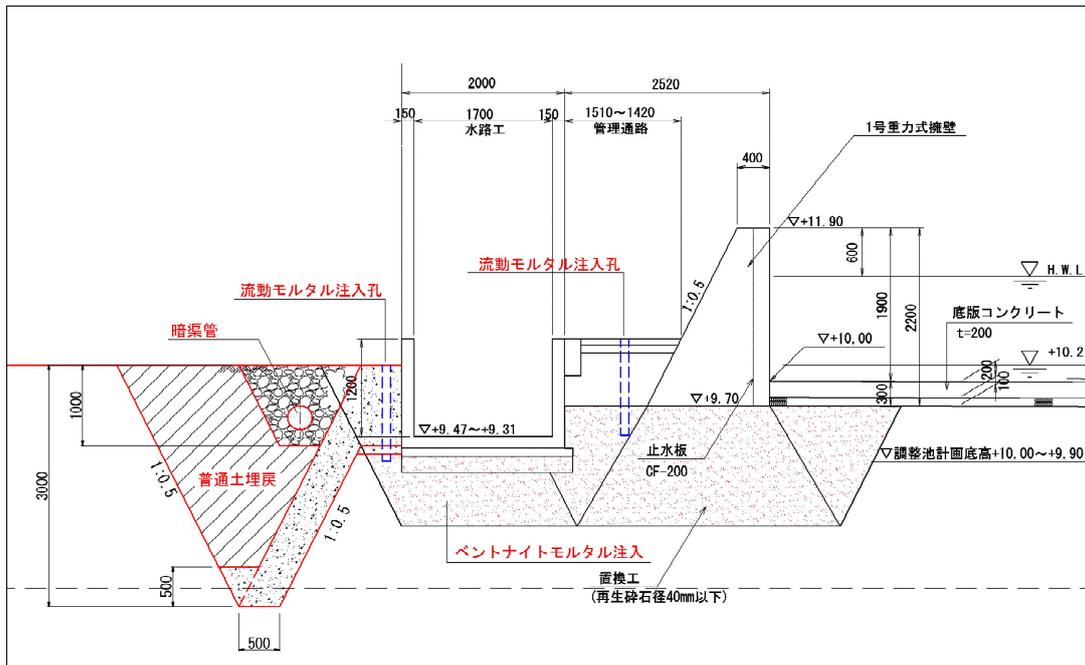


図-5 恒久対策工（最終案）概要図

7. まとめ

本事例では再生砕石を建設工事において有効活用できた反面、再生砕石からの高アルカリ湧水という現象が生じ、周辺の水利用に対する問題が発生した。幸い、早急に処置を行ったことと、再生砕石の使用量が比較的少なく、地盤の中和作用が発揮されたことから、周辺の水利用や、河川環境への影響、また周辺地下水の汚染には及んでいない。

しかしながら、近年、多くの建設工事において再生砕石は利用されており、類似の事例は発生している可能性がある。

アルカリ成分やその他の汚濁物質の地盤中での挙動は、地盤材料、汚濁物質さらに負荷量や負荷濃度の組み合わせにより様々であり、それぞれの現場条件に応じた対応方法が求められている。

このため本事例で示したように、想定される問題を室内実験より再現することで、今後の経過が予測されるとともに、現場に適した解決方法を検討する際の基礎資料が得られると考える。

また、土壌のアルカリ化の問題の他、砒素等の重金属の溶出など、汚染問題においてより詳細な汚濁物質の検討が必要な場合は、図-6に示すようなカラム試験が有効であると考えられる。

最後に、今回の事例を通じて、再生砕石にも思わぬリスクがあること、またこのような問題に対しては、化学、廃棄物、地質・土質、設計分野の技術者による多面的な検討が不可欠であることを改めて認識した。この経験を生かし、今後も建設現場における様々な課題に取り組みたいと考える。

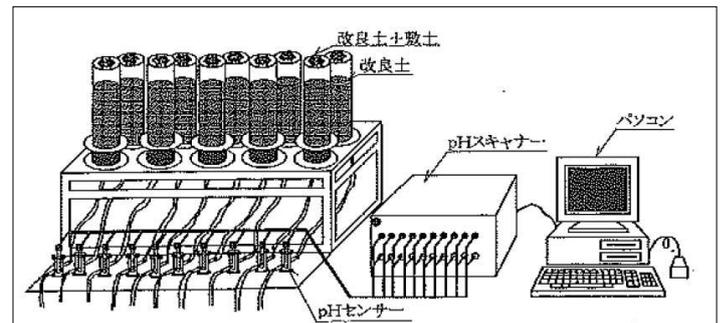


図-6 カラム試験例¹⁾

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所(2008)；建設汚泥再生利用マニュアル pp.232～243.
- 2) 建設省技調発第 88 号(1994)：コンクリート副産物の再利用に関する用途別暫定品質基準（案）
- 3) 国官技第 181 号(2007)：公共建設工事における再生コンクリート砂の使用に係る留意事項
- 4) 土木学会建設技術研究委員会（2007）：土壌汚染の調査・対策に関する Q&A

ダム貯水池における大規模地すべり対策設計の事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 中部支社 正会員 ○近藤光広
内藤真弘
江藤 崇
諸星哲也

1. はじめに

徳山ダムは日本一の総貯水量 6 億 6 千万 m^3 を誇る日本最大級のロックフィルダムである。平成 24 年 5 月、貯水池の北側を通る国道 417 号の櫛原（はぜはら）地区において道路面や山側の擁壁に変状が見られ、地すべりが確認された。地すべり規模は幅約 150m、比高差約 130m、最大層厚約 40m と大規模なものであり、地すべりの発生で地域交通の寸断やダム貯水池への影響が懸念される状況であった。

本報告は徳山ダム貯水池周辺において大規模地すべりの対策設計を行った事例について報告するものである。



図-1 位置案内図

2. 地すべり変動状況

現地の変状は写真-2～写真-3に示すように、道路施設の切土末端擁壁・路面舗装・橋台取付擁壁などにクラックが見られ、その変状は徐々に拡大が見られる状況であった。

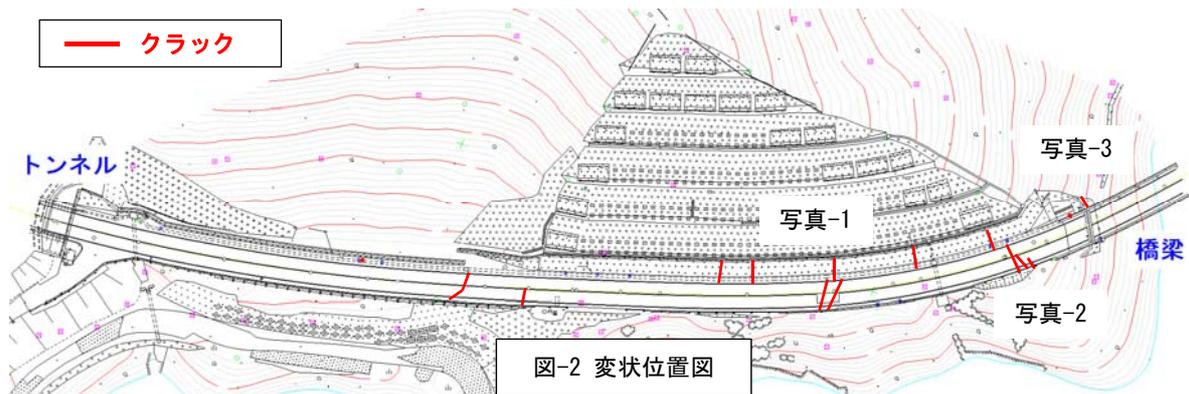


写真-1 切土末端擁壁クラック



写真-2 路面舗装クラック



写真-3 橋台取付擁壁クラック

Example of the large-scale landslide measures design in dam reservoir : M.Kondo and M.Naito and T.Etoh and T.morohoshi (kiso-jiban Consultants Co.Ltd)

地すべり機構を把握するためにボーリング調査を行うとともに、地盤伸縮計、パイプ歪計、地盤傾斜計などを設置して動態観測が行われた。その結果、地すべりブロックは写真-1、図-3に示すように切土法面を含む尾根部全体がブロックとなる実に70万 m^3 もの大規模なものであり、大ブロック（Aブロック）の中に小ブロック（Bブロック）が存在することが分かった。



写真-1 地すべり箇所空中写真

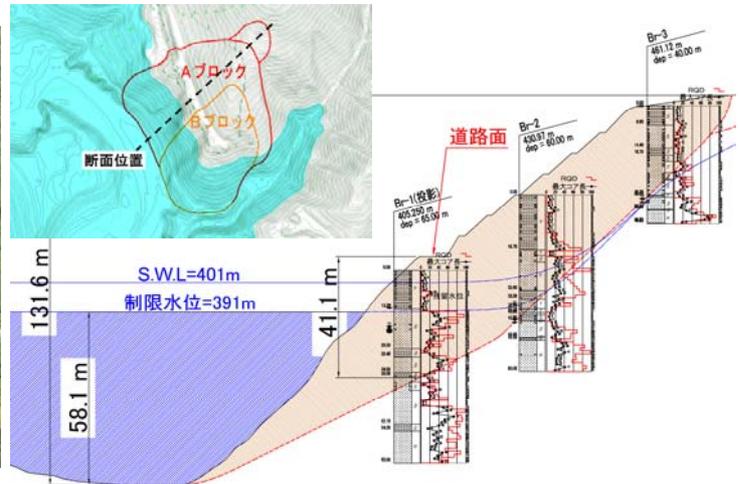


図-3 地すべりブロック平面・断面図

3. 安定解析

安定解析は簡便法（Fellenius 法）での近似三次元安定解析を主たる解析方法として実施し、図-4に示すようにAブロックを4断面、Bブロックを3断面で二次元解析を行い平均安全率で評価した。すべり面強度は動態観測の結果から、ダム貯水位=384.2m 時で地下水位が定常状態の時を現況安全率 $F_s=0.98$ と仮定して逆算により求めた。

また地すべり安全率が低下するのは、貯水位が急低下した際に地すべりブロック内へ地下水が残留する場合であり、徳山ダムの運用上サーチャージ水位=401.0m→制限水位=391.0mへ水位を急低下させた際に地下水が30%残留^{1),2)}する条件で安全率 $F_{sp}=1.20$ を確保する計画とした。

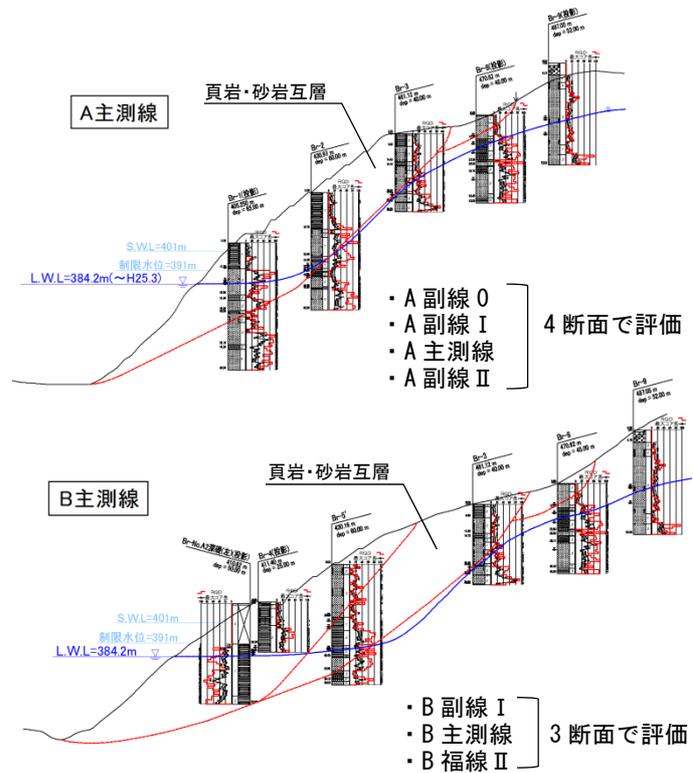
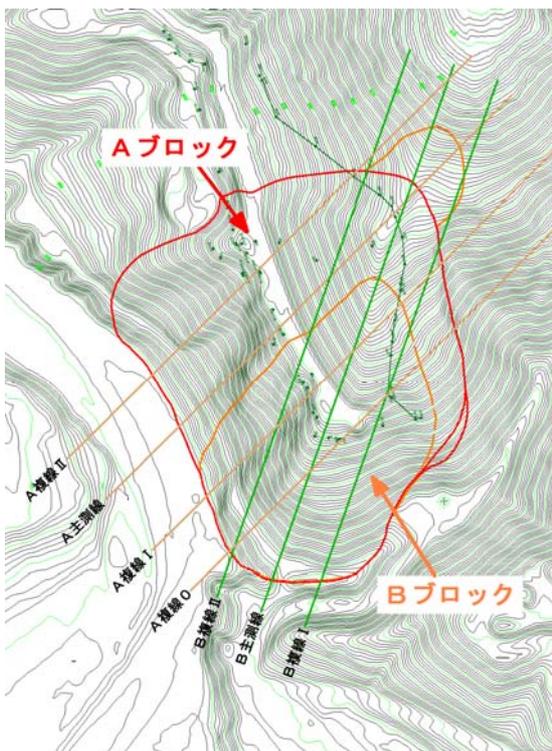


図-4 安定解析断面位置と断面図

4. 対策工法の選定

地すべり対策は表-1に示す方法が一般的に適用されるが、当箇所はダム貯水池である点や地すべり規模が大きい点、さらに地すべり土塊形状が複雑である点などから抑止工単独での適用は厳しい状況であった。

表-1 一般的な地すべり対策工法と当箇所適用性

	対策工法	当箇所適用性	
抑制工	地下水排除工	水位低下部分は水没部より上に限定されるため、末端に設置する一般的な地すべりよりも効果は少ないが、適用は可能である	○
	頭部排土工	水面上のみで対応可能であり、地すべり滑動力を低減する根本的な対策であるため対策効果は最も期待できる	◎
	押え盛土工	海と異なり山中において水深 50m 以上の箇所へ押え盛土を構築するための大規模船舶が利用できず、また浮力により水中の押え盛土は効果が少ない	△
抑止工	アンカー工	アンカー設置は維持管理的に水面より上に限定され末端部が押さえられない点や、地表の直線性が乏しく配置が困難なこと、またアンカー長が 50m 近くにも及ぶため締付効果が期待できず対策効率が落ちるなど、採用は困難である	△
	抑止杭工	すべり層厚が大きいため規模が大きくなるが、地表形状にあまり左右されず設置可能であるためアンカー工よりも適用性は高い	○
	深礎工	水没している地山部分を掘削するのは困難であると考えられる	×

特に地すべり対策として使用される頻度が高いアンカー工は、不動層に定着したPC鋼より線等を地表から緊張することで地すべりを止める工法であるが、尾根を巻き込んだ複雑な形状かつAブロック・Bブロックですべり方向が異なる地すべりに対して配置が難しい点や(図-5)、アンカー長が50mを越える点(図-6)から設置は困難であると判断した。また不動層まで鋼管を挿入して地すべりを止める抑止杭工も対策として実績の多い工法であるが、すべり層厚が40mを越えるため非常に大規模で高価な対策となることが予想された。

以上の評価より対策の主たる方法として「頭部排土工」「押え盛土工」を選定した。

当初は地すべりブロックの頭部を排土し、その土を末端に盛土すれば土砂を場外へ搬出すること無く施工が実施でき、対策効率も高いと考え図-7に示すように切盛のバランスを取る案を立案した。しかし水深が50mに及ぶ水中へ20万m³にも及ぶ盛土を構築するためには、港湾工事で使用するような大規模な捨石投入船が必要であり、山中のダム貯水池にこれを浮かべることは難しく、また貯水量を減少させる点でも水中盛土の実施は厳しいと判断された。

そのため「頭部排土工」として図-8及び図-9のように道路の山側における地すべり土塊を全て排土するものとしたが、この形状でも安全率はFs=1.125までしか上昇せず、抑止杭工の追加が必要であった。

そこで排土量を増やすため、図-10のように道路～切土末端の平場を溝状に掘削し、さらに排土量を増加させるものとした。溝はサーチャージ水位よりも2m高い403.0mまで掘削し、終点側の掘削形状(溝へ降りていく勾配)をコントロールすることで計画安全率Fsp≒1.20となる溝形状を決定した。

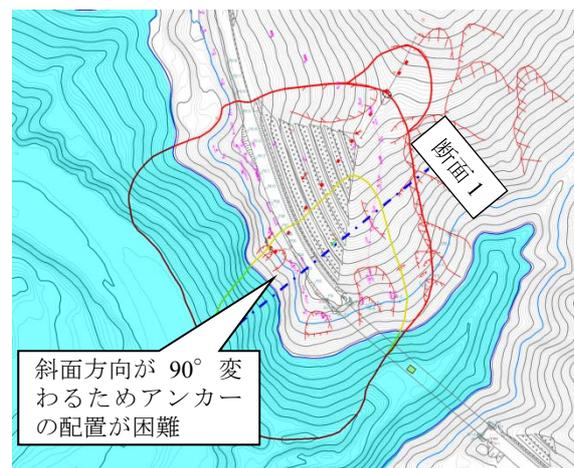


図-5 地すべりブロック平面形状図

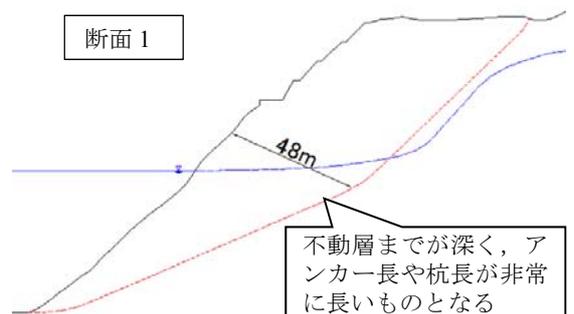


図-6 地すべりブロック断面厚

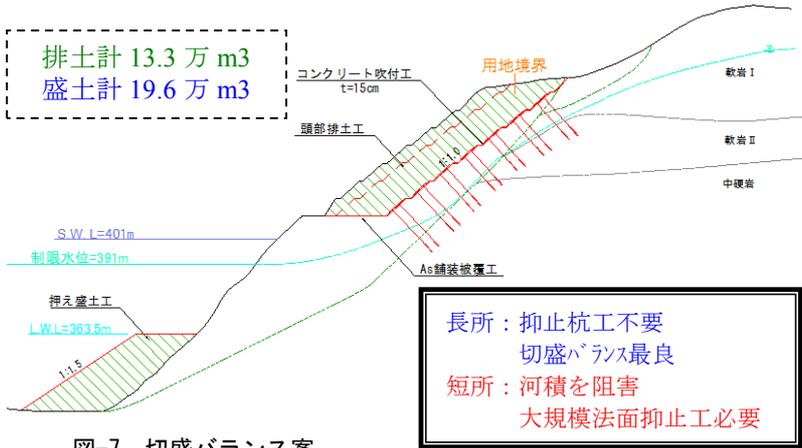
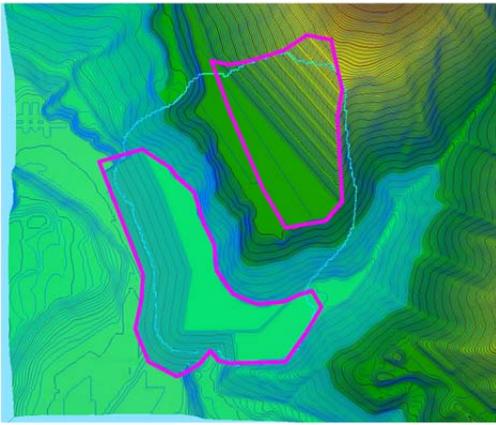


図-7 切盛バランス案

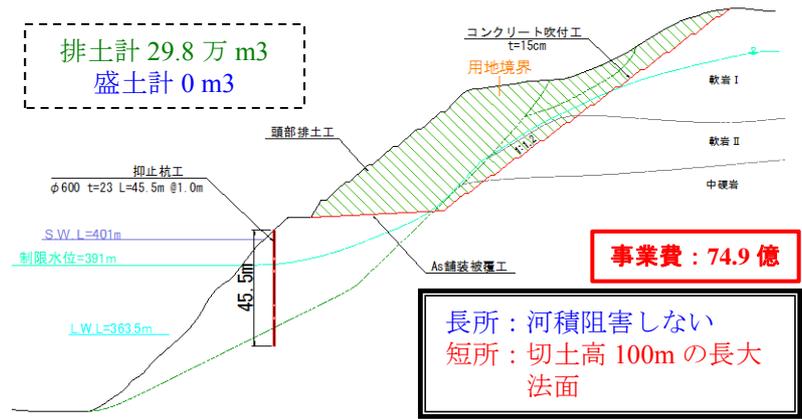
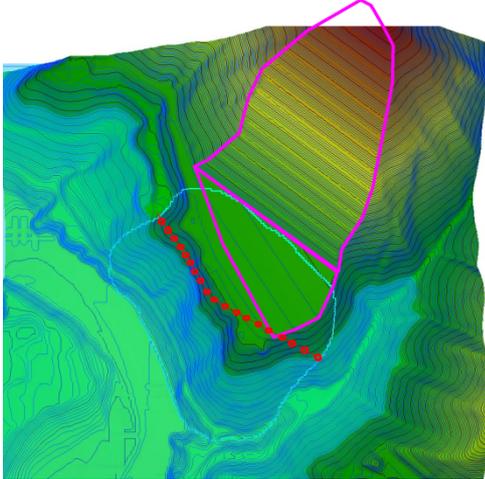


図-8 安定勾配全排土工+抑止杭工案

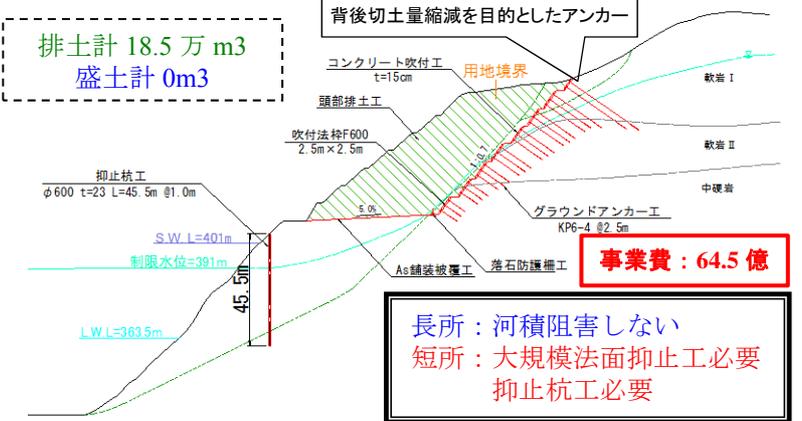
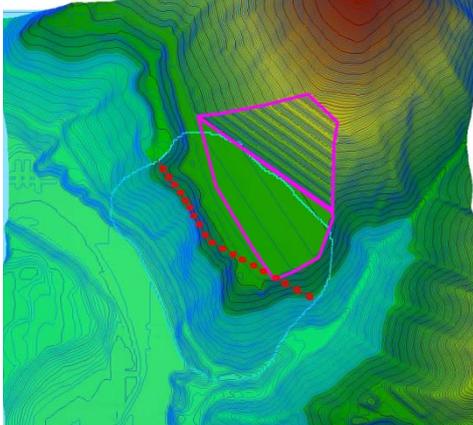


図-9 最大勾配全排土工+抑止杭工案

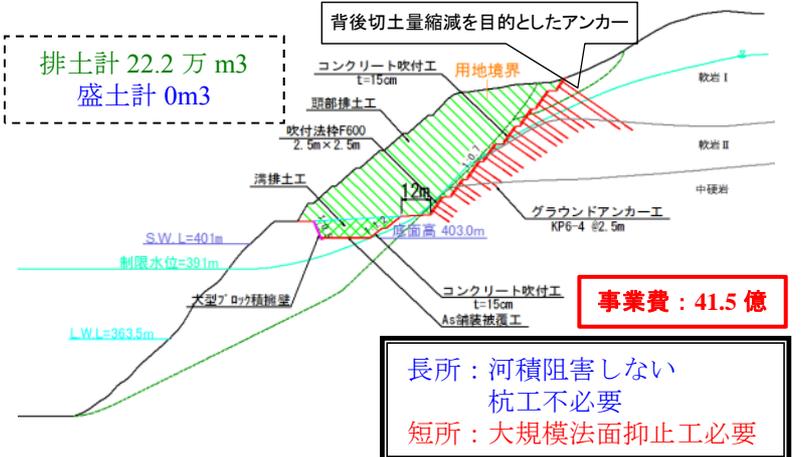
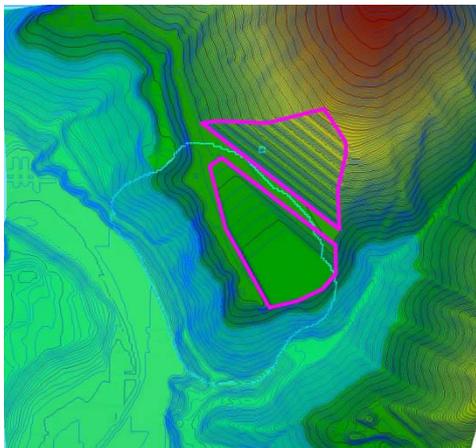


図-10 最大勾配全排土工+溝掘り案

図中の各対策事業費を比較すると、図-8～図-9の抑止杭工を併用する案に比べて図-10に示した排土工のみとする案の方が費用的に安価であることから、対策案としては図-10に示す「最大勾配全排土工+溝掘り案」を採用するものとした。

5. 対策工の副次効果

当箇所は岐阜県でも豪雪地域に当たり、現在の法面には雪崩予防柵が設置されているのに加えて法面末端の擁壁天端には落石防護柵が設置されている。

今回の地すべり対策では図-11に示すように掘削溝部の幅が平均で50m以上となるため、少なくとも始点側では雪崩が道路にまで到達しないと予想される。同様に落石についても溝が道路までの到達を防護する役割を果たすと予想される。



写真-4 現況雪崩予防柵設置状況

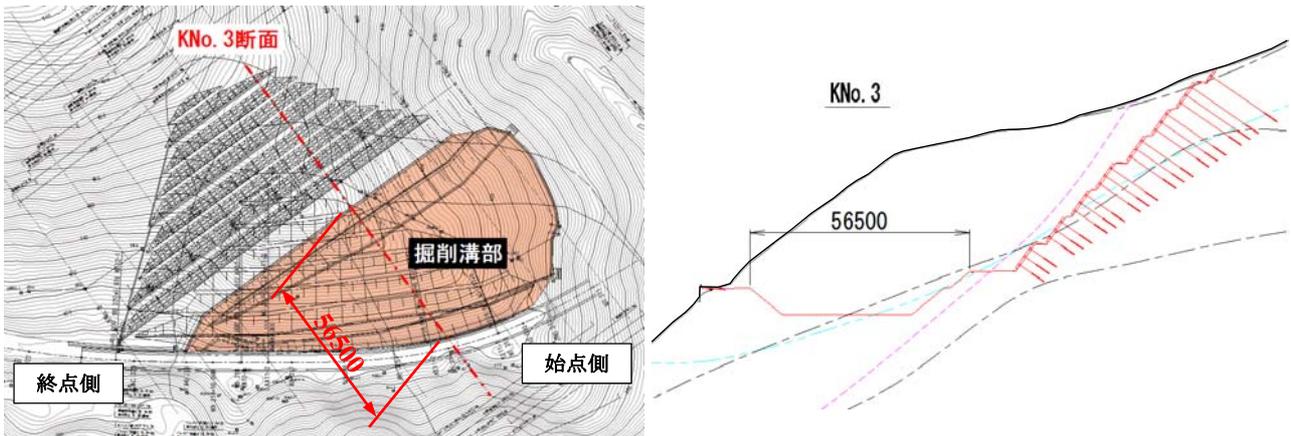


図-11 溝部平面・断面図

図-12に今回配置した雪崩予防柵の範囲を示すが、広い掘削溝がある範囲については道路端部からの雪崩見通し角度 18° ³⁾より低い位置から雪崩が発生しても道路には到達しないと判断し、雪崩予防柵を設置しない設計とした。また雪崩予防柵は落石防護柵も兼ねる構造とし、柵の無い部分からの落石についても掘削溝が落石防護溝 ⁴⁾の必要寸法を満足することから、落石対策は不必要と判断した。

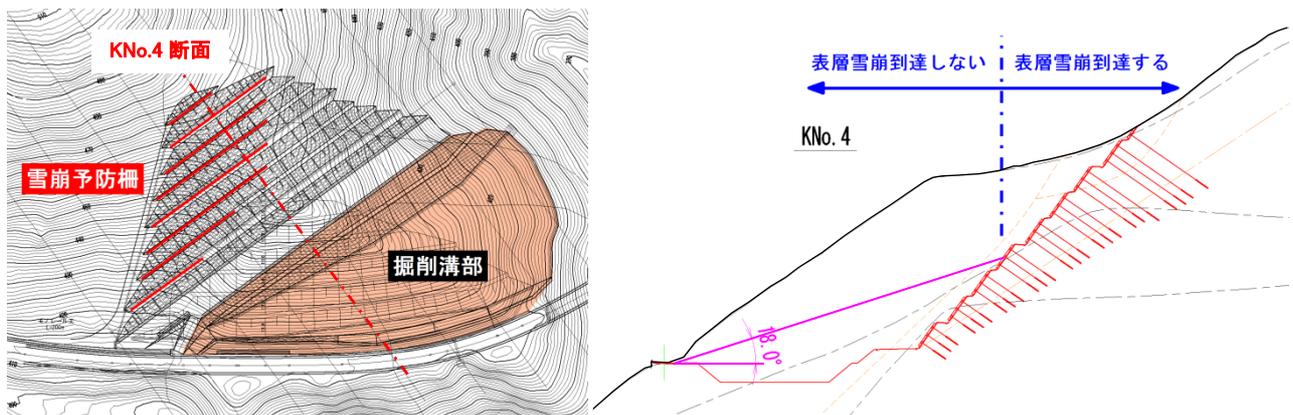


図-12 雪崩予防柵設置範囲

また切土長大斜面はグラウンドアンカーで確実に斜面崩壊を抑止する設計であるが、想定外の崩壊が生じたとしても掘削溝部で崩壊土砂が道路に到達するのを防ぐ役割が期待できる点や、掘削溝が多少でも地すべり頭部の水位や背後斜面の水位を下げる役割を果たすことが期待できる点など、掘削溝は色々な副次効果が期待できると考えている。

6. おわりに

今回の大深度ダム貯水池という条件下の地すべり対策設計の報告では、最も確実な工法として頭部排土工を選定した経緯を報告するとともに、道路防災的な副次効果について報告した。

当箇所では施工が既に始まっており、今後は頭部排土の進捗に対する地すべり動態観測結果や、排土した背後斜面の動態観測結果を分析しながら安全な施工に留意していく予定である。

ダム貯水池における地すべり対策は、湛水前であれば頭部排土の末端盛土への活用などが容易に実施可能であるが、湛水後においては適用できる工法が限定され対策費用が大きく膨らむことから、湛水前の事前調査が非常に重要であり、今後さらに調査精度を向上させる方法について技術開発も含めて模索していく必要があると思われる。



写真-5 現在の施工状況

参考文献

- 1) 貯水池周辺の地すべり調査と対策に関する技術指針（案）・同解説；国土交通省河川局治水課（2009）
- 2) 江田充志，鈴木将之，藤澤和範，檀上裕司，石井靖雄 貯水池周辺地すべりにおける残留率の要因分析
日本地すべり学会誌 Vol.43,No.5(175), pp20-32
- 3) 道路防雪便覧；日本道路協会(1990)
- 4) 落石対策便覧；日本道路協会(2000)

東海北陸自動車道等におけるグラウンドアンカー工の維持管理手法について

中日本高速道路株式会社 名古屋支社 岐阜保全・サービスセンター ○倉戸 伸浩
堀江 悟
今井 利次

1. はじめに

中日本高速道路株式会社 岐阜保全・サービスセンターが管理している東海北陸自動車と東海環状自動車道には、切土のり面の安定対策として数多くのグラウンドアンカー工が採用されており、22箇所の切土のり面に合計 1968 本施工されている。使用されているアンカーは、防食性能が強化された『新タイプ』であるが、建設後 20 年余り経過し、過年度の調査では一部のアンカー頭部に損傷が確認されたり、緊張力の減少、若しくは増加しているグラウンドアンカーが確認されている。

本報文は、管内のグラウンドアンカー工を継続的にその機能を維持していくために実施した健全性の評価と今後の維持管理手法について報告するものである。

2. 健全度評価の実施方法

管内のグラウンドアンカー工について、東海北陸自動車道などの開通後、外観に関する点検は行われていたが、緊張力を踏まえた健全度の評価はされていなかった。そこで、平成 25 年度から 28 年度の 4 年間で、グラウンドアンカー工の健全度を評価した。そして、この健全度評価から切土のり面の安定性を評価した。

グラウンドアンカー工の健全度評価は、アンカー頭部の外観に関する調査を実施した上で、緊張力に関する調査（リフトオフ試験）を行うものとし、全体のフローは図-1 に示すとおりである。また、調査本数は各切土のり面に設置されているアンカー本数の 5% とした（調査本数が各切土のり面で 5 本に満たない場合は 5 本とした）。

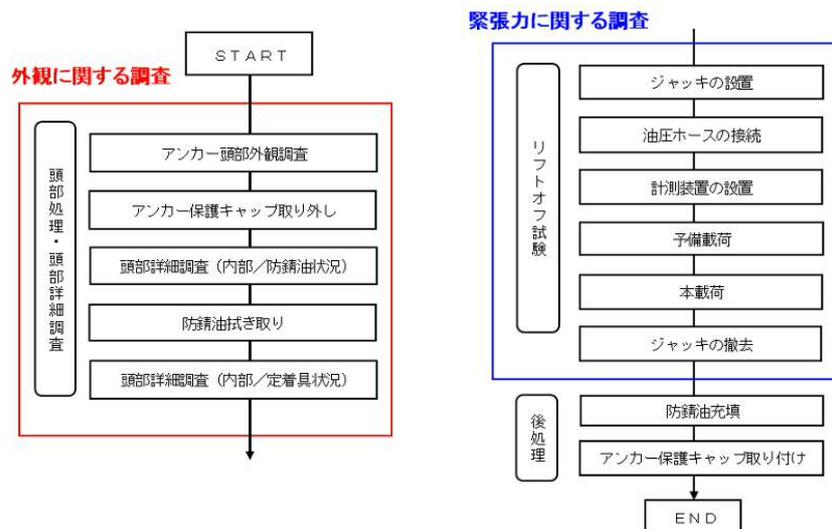


図-1 健全度評価の全体フロー

なお、管内のグラウンドアンカー工は建設後 20 年余経過しているため、当初想定していない状況（過緊張・緊張力低下・頭部拘束部や定着部の破損）に陥っている可能性も考えられ、無理にリフトオフ試験を実施すると不慮の事故に結びつく恐れがある。そのためアンカー材ならびに受圧構造物等を破損させないよう安全に配慮して計測を実施した。既設アンカー異常時対応のフローを図-2 に示す。

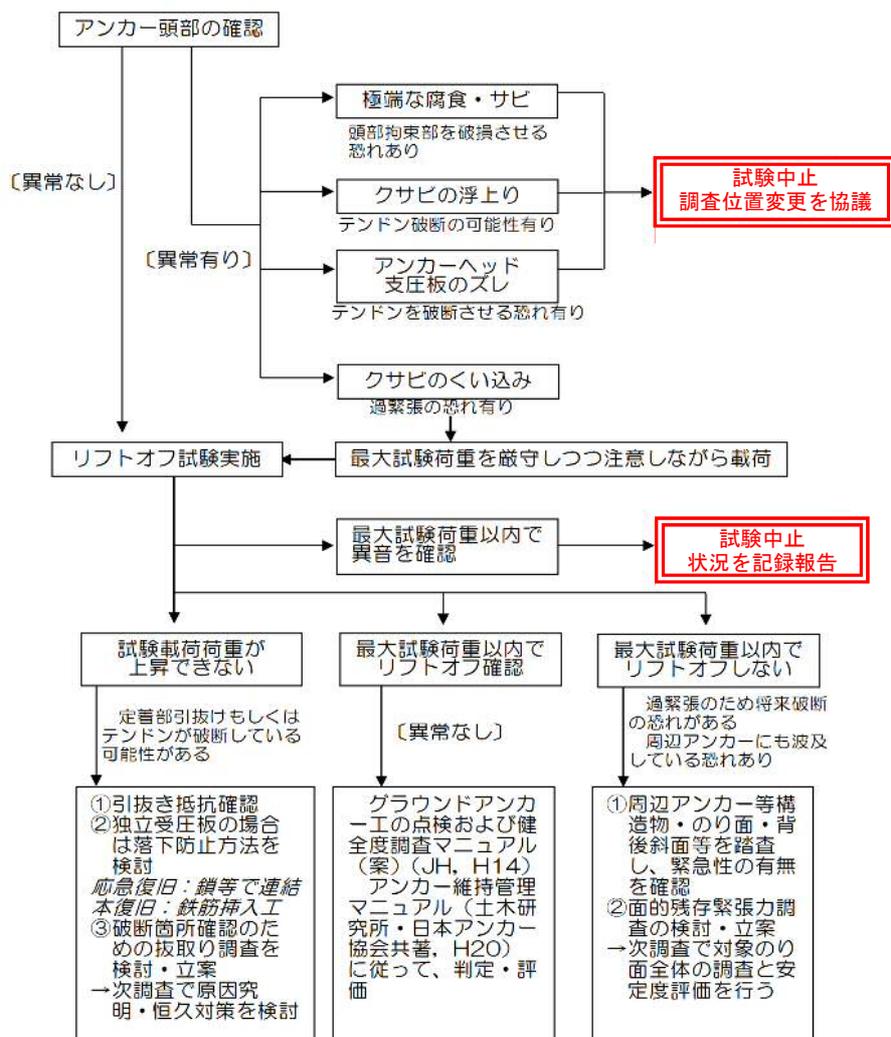


図-2 既設アンカー異常時対応のフロー

3. 健全度評価結果と対策

平成 25 年度から 28 年度の 4 年間で、22 箇所の切土のり面で 303 本のアンカーについて健全度評価を実施した（同じアンカーで複数回実施したものを含む）。

以下にその結果を示す。

3.1 アンカー頭部詳細調査結果

アンカー頭部詳細調査の評価は、「JH 日本道路公団（2002）グラウンドアンカーの点検および健全度評価マニュアル（案）」、「JH 日本道路公団」により評価した（表-1）。

アンカー頭部は、キャップが施され、その中に防錆油が充填されているが（写真-1）、一部のアンカー頭部では、

①定着具に軽微な錆、②防錆油の充填不足（漏れ）③くさびの欠落 など評価区分Ⅱとするアンカーが確認された（写真-2）。しかしながら 1 箇所の切土のり面に施工されたアンカー総数と比較するとごく少数で、全般的に良好な状態であると判断した。

なお、アンカー頭部詳細調査後においては、防錆油の再充填を実施し、現状復旧している。

表-1 アンカー頭部詳細調査の評価区分

対象部材	調査項目	評価区分	
		記号	評価内容
（くさび、定着具、ヘッド、プレート）	錆、腐食	I	著しい錆、腐食がある。
		II	軽微な錆、腐食がある。
	異物の混入（くさび）	I	著しく異物が混入している。もしくはくさびのぼらつき等がある。
		II	多少異物が混入している。
	くさびのすべり	I	引き揃えたり、定着具がはずれたりしている。
		II	引張材のすべりが認められる。
ナットセット状況	I	適切な角度で設置されていない。十分にかみ合っていない。	
	II	設置角度の問題から、今後かみ合わせが悪くなる可能性がある。	
（引張材、テンドン）	錆び、腐食	I	著しい錆、腐食がある。
		II	軽微な錆、腐食がある。
	破断、破損	I	破断・破損が認められる。もしくは破断・破壊に発展する可能性のあるキズ等がある。
	切断方法	—	ガス、カッター、工場加工などを明記
余長	—	引張材の余長を計測し、明記	



防錆油除去後頭部状況 頭部キャップ防錆油充填 頭部キャップ取外し防錆油状況 調査完了

写真-1 アンカー頭部詳細調査の状況



① 定着具に軽微な錆 ②防錆油の充填不足(漏れ) ③くさびの欠落

写真-2 アンカー頭部詳細調査における不具合状況

3.2 リフトオフ試験結果

リフトオフ試験の結果の評価は、「(独)土木研究所・(社)日本アンカー協会(2008):グラウンドアンカー維持管理マニュアル」により評価した(表-2)。

管内に施工されたグラウンドアンカー工のうち、健全度調査した303本のリフトオフ試験の結果について、健全度の傾向を図-3に示す。

管内に施工されたアンカーのうち、総数の約85%がB-評価~B+評価で健全と判断された。そして、一部のアンカーには過緊張傾向が認められた(D+評価:1本)。その一方で、残存引張力が低下しているアンカーの存在が認められた(C-評価:35本)。しかしながら、これらが存在する切土のり面を個別に着目して評価すると、1箇所切土のり面に施工されたアンカー総数と比較するとごく少数で、かつそれぞれの切土のり面に変状が認められないことから、切土のり面としては良好な状態であり、安定していると判断した。

表-2 残存引張力とアンカー健全度の目安 ²⁾

残存引張力の範囲	健全度	状態	対処例
0.9Ty	E+	破断の恐れあり	緊急対策を実施
1.1Ta	D+	危険な状態になる恐れあり	対策を実施
	C+	許容値を超えている	
許容アンカー力 Ta	B+		経過観察により対策の必要性を検討
設計アンカー力 Td	A+	健全	
定着時緊張力 Pt	A-	健全	
0.8Pt	B-		経過観察により対策の必要性を検討
0.5Pt	C-	機能が大きく低下している	対策を実施
0.3Pt	D-	機能してない	

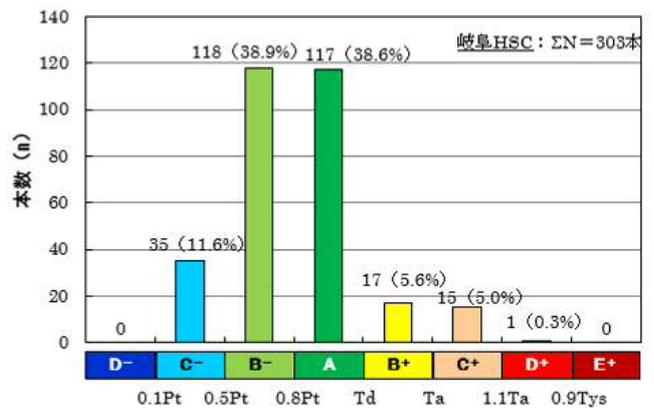


図-3 リフトオフ試験による健全度の傾向

3.3 代表的な損傷事例

アンカー頭部詳細調査、及びリフトオフ試験結果を踏まえ、管内のグラウンドアンカー工に特異な傾向が認められた2箇所の切土のり面について、その対応状況を記す。

3.3.1 向山TN北坑口

東海北陸自動車道の向山TN北坑口上には、設計荷重の異なる16本のアンカーが施工されている(写真-4)。このうち3本のアンカーがD+判定(許容アンカー力 T_a の110%超過)、5本のアンカーがC+判定(許容アンカー力 T_a の110%以下)であった(図-4)。

残存引張応力が大きい理由について、本箇所は岩盤崩落対策として設置されたもので、アンカー長が7~10.5mと比較的短く、セット時のロスに対し荷重低下が少なかったこと、荷重のずれや温度変化が敏感に反応したものと推察される。リフトオフ試験の過年度業務の評価との差異は少なく、岩盤の現地確認の結果では、新たな亀裂や隆起などの変状は認められなかったことから、切土のり面全体としては安定していると判断し、荷重計を2箇所設置してモニタリングすることとした(写真-5)。



写真-4 向山TN北坑口の状況

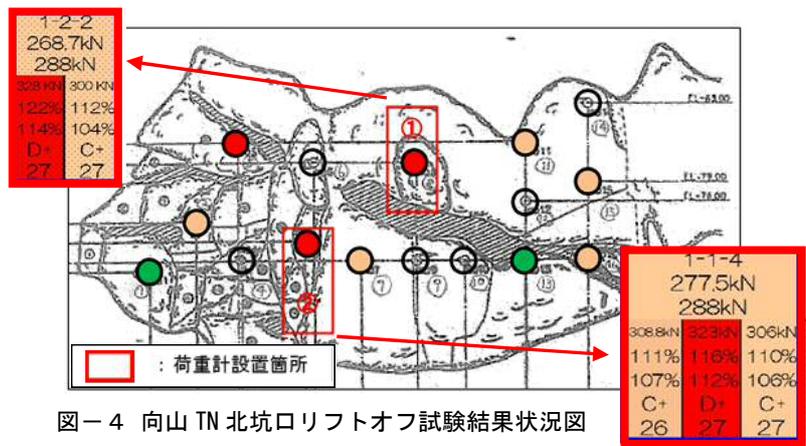


図-4 向山TN北坑口リフトオフ試験結果状況図

荷重計の観測結果の一部を図-5に示す。図-6に示す荷重と温度の相関では、相関係数は0.9以上を示し強い相関があることが確認された。よって荷重の変動は、季節変化による変化と考えられ、残存引張り力そのものは安定的に推移しているものと考えられた。今後も観測を継続し、荷重の変化を注視する事とした。



写真-5 向山TN北坑口における荷重計設置状況

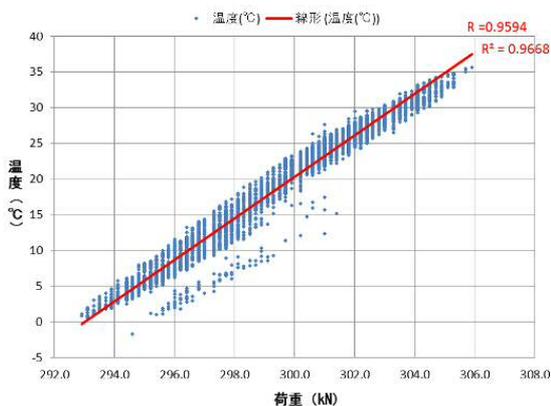


図-6 荷重と温度の相関

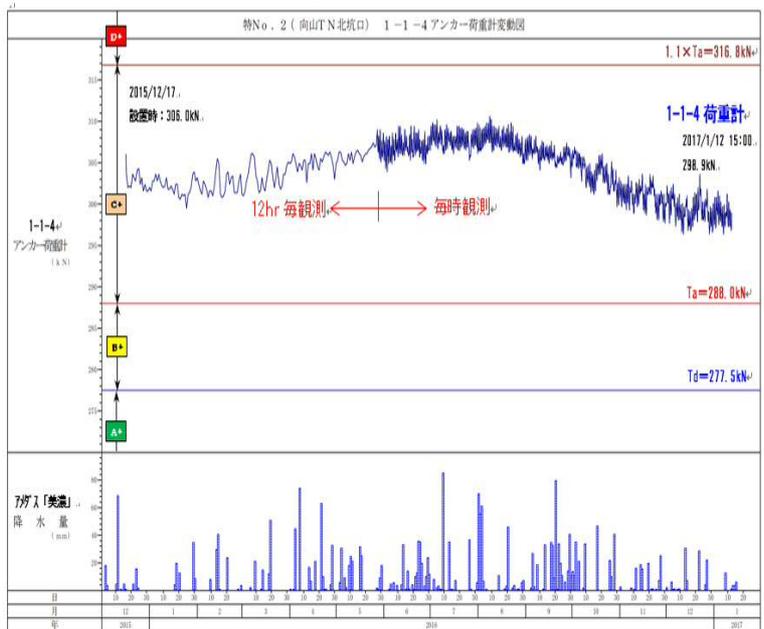


図-5 向山TN北坑口の荷重計の推移

3.3.2 加治田高架橋下

東海環状自動車道の加治田高架橋下には、設計荷重の異なる 51 本のアンカーが施工されている(写真-3)。リフトオフ試験では、極端に残存引張力が低下しているアンカー (D-評価: 設計アンカー力の 3.3%) が 1 本、その他でも 20~38%と低いものが 3 本確認され、全般的に残存引張り力の低下が生じていた。

残存引張応力が小さい理由について、強風化の岩盤でクリープの影響等が想定されるが、建設時の緊張力が確認できないことから、判断は難しい。そこで、平成 27 年度にD-評価アンカーの機能確認試験と、周辺アンカーの追加リフトオフ試験を行い、残存引張応力の分布を把握した(図-7)。

その結果、①機能確認試験の結果、問題ないことを確認した(設計アンカー力の 125%まで载荷、保持できることを確認した) ②周辺リフトオフ試験の結果、過年度調査と変化なし ③過緊張箇所はなく、C-~B-評価レベルで全体バランスは取れている ④地山にひびわれやはらみ等の変状は見られない ことを確認した。

以上を踏まえ、切土のり面の安定は確保されていると判断したが、念のためD-評価のアンカーを含め荷重計を 3 箇所設置し、モニタリングする事とした。荷重計の設置にあたっては、日々の温度変化による影響を考慮し、温度計を設置して、1 時間毎の温度変化との相関も確認できるようにした。なお、D-評価のアンカーは荷重計設置時に、周辺に影響を与えないレベルの 0.6Td の緊張力を与えた。



写真-3 加治田高架橋下の状況

2-2-1 348.6kN 203kN 58% B- 27	2-2-2 348.6kN 159kN 46% C- 27	2-2-3 348.6kN 48kN 14% C- 27	2-2-4 348.6kN
2-1-1 348.6kN 118kN 34% C- 27	2-1-2 348.6kN 116kN 3% D- 25	2-1-3 348.6kN 201.3kN 58% B- 27	2-1-4 348.6kN
		2-1-5 348.6kN 72.4kN 21% C- 25	2-1-6 348.6kN 76kN 22% C- 27

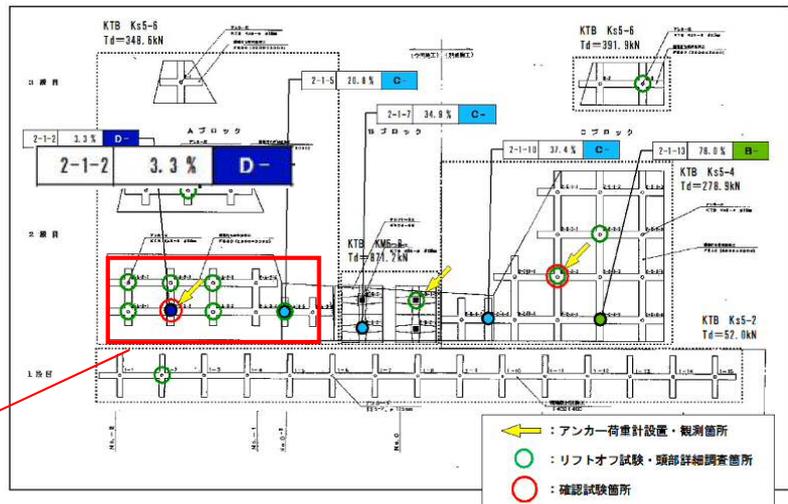


図-7 加治田高架橋下のリフトオフ試験状況図

荷重計の観測結果の一部を図-8に示す。荷重はわずかに低下傾向か、おおむね安定的に推移している。荷重の変動は、向山T N北坑口と同様に温度変化に起因して推移しているものと考えられる。今後も観測を継続し、荷重の変化を注視する事とした。

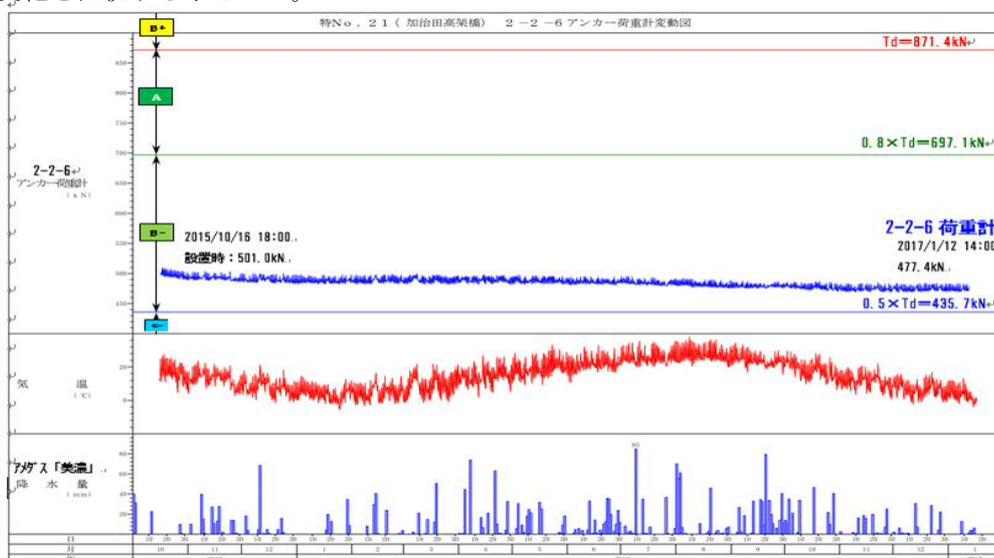


図-8 加治田高架橋下の荷重計の推移

4. 今後の維持管理手法

今後については、各切土のり面に対して1回/5年の頻度で定期詳細点検（アンカー頭部詳細点検、リフトオフ試験）を継続して実施し、過年度の結果と比較してグラウンドアンカー工の健全度を評価し、切土のり面の安定性を確認していく事とした。また、この中で異常を認めた場合は追加試験や追加調査を行い、原因を確認した上で対策工を立案し、対応を講じることとした。

今後の維持管理に関する対応のフローを図-9に示す。

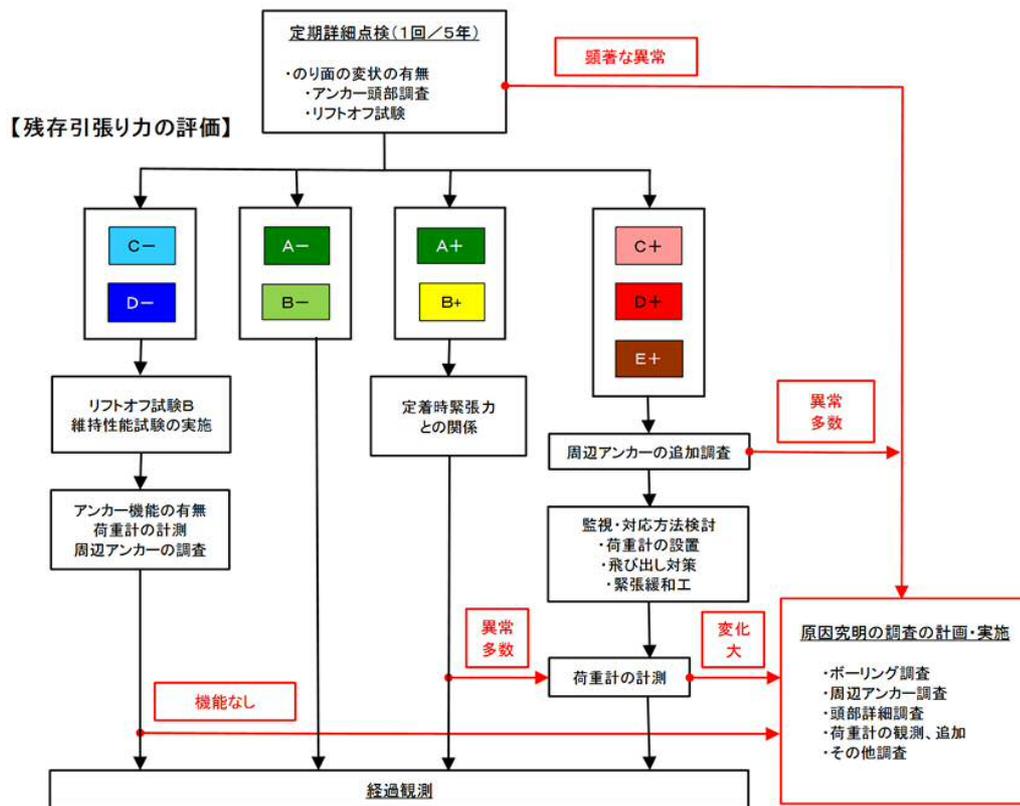


図-9 今後の健全度の確認方法とその対応フロー

5. おわりに

管内の東海北陸自動車道と東海環状自動車道の22箇所の切土のり面に設置されているグラウンドアンカー工1968本に対して、平成25年度から28年度の4ヶ年で、303本のアンカー（同じアンカーで複数回実施したものを含む）に対してアンカー頭部詳細調査とリフトオフ試験を実施するなどしてグラウンドアンカーの健全度を評価し、切土のり面の安定性を確認した。

その結果、グラウンドアンカー工が施されている全ての切土のり面で安定性に問題が無いことを確認した。

リフトオフ試験は、従来、足場が必要なセンターホールジャッキが主流であったが、小型・軽量で高い汎用性をもつメンテナンスジャッキ（SAAMジャッキ）を使用することで、険しい現地条件においても、比較的容易に施工可能となっている。今後についてもリフトオフ試験によりグラウンドアンカー工の健全度を評価し、切土のり面の安定性を確認していくものとする。また、こうした調査結果や損傷を認めた際の対応状況、補修履歴などの情報を整理しておくことが重要であり、現在その台帳整理を進めているところである。

参考文献

- 1) JH 日本道路公団 グラウンドアンカー工の点検および健全度調査マニュアル（案）2002年6月
- 2) 独立行政法人土木研究所・一般社団法人日本アンカー協会共編 グラウンドアンカー維持管理マニュアル 2008年7月

鵜川ダム洪水吐きにおける基礎掘削と基礎処理の施工

前田建設工業株式会社 正会員 ○中島 秀樹
前田建設工業株式会社 正会員 久慈 雅栄

1. はじめに

鵜川は新潟県柏崎市南部に位置する尾神岳を源とし、田谷川、上条芋川などの河川と合流しながら柏崎市の平野を流れる流域面積 108.7km²、延長 24.6km の二級河川である。新潟県では、鵜川流域の洪水被害の軽減、既得農業用水の安定化、河川環境保全等を目的とした鵜川ダム建設事業を行っている。

平成 16 年度から本体着工し、平成 19 年度転流、平成 23 年度に基礎掘削が完了している。現在進捗率は 41% で河床部のブランケットグラウチング、原石山・コア山の表土処理、洪水吐コンクリート工事が施工中である。

2. 鵜川ダムの諸元

鵜川ダムは、堤高 55.0m、堤頂長 267.0m、堤体積 968,000m³ の中央土質遮水壁型ロックフィルダムである。鵜川ダム諸元を表-1 に、鵜川ダム平面図を図-1 に示す。

表-1 鵜川ダム諸元

位置	新潟県柏崎市大字清水谷
形式	中央土質遮水壁型ロックフィルダム
堤高	55.0m
堤頂長	267.0m
非越流部標高	EL. 174.0m
集水面積	30.3km ²
湛水面積	0.44km ²
総貯水容量	4,700,000m ³
有効貯水容量	3,180,000m ³
常時満水位	EL. 161.5m
サーチャージ水位	EL. 169.2m
設計洪水位	EL. 172.0m
常用洪水吐	オリフィスによる自然調節 H3.35m×B4.65m×2門
非常用洪水吐	クレスト自由越流 H2.80m×B65.00m×1門
計画高水流量	230m ³ /s
ダム設計洪水流量	93.0m ³ /s

3. ダムサイトの地質概要

基盤岩は、新第三紀鮮新世～第四紀更新世の駒の間層よりなり、安山岩類（硬質安山岩及び自破碎状安山岩、軟質安山岩）を挟んで、下位に凝灰角礫岩類、上位に礫、砂、シルト層及び凝灰角礫岩が分布する。礫、砂、シルト層及び凝灰角礫岩は、強風化し軟質の著しい岩盤である。

4. 洪水吐流入部の掘削と法面対策

4.1 洪水吐流入部の設計

鵜川ダムの洪水吐は、延長 337m、躯体コンクリート量 61,000m³ である。流入部の構造は山側がもたれ擁壁構造、川側に延長 65.0m のクレスト自由越流方式非常用洪水吐が配置されている。もたれ擁壁部の掘削形状は、掘削勾配 1:0.4 (68 度) で掘削直高 17.8m であった。地質状況は掘削面上部は礫・砂・シルト層を挟む凝灰角礫岩で、D 級岩盤である。当該箇所は掘削→コンソリデーショングラウチング→仕上げ掘削・岩盤面



図-1 鵜川ダム平面図

処理→もたれ擁壁のコンクリート工事、の施工順序で計画していた。掘削完了後から擁壁構築まで工程上 3～5 年程度の期間があり、地山のスレーキングや安定性が問題であるため、洪水吐掘削の開始に先立ち山側

The construction of the foundation excavation and foundation treatment at the spillway of Ukawa dam: NAKAJIMA, Hideki, KUJI, Masayosi(Maeda Co.)

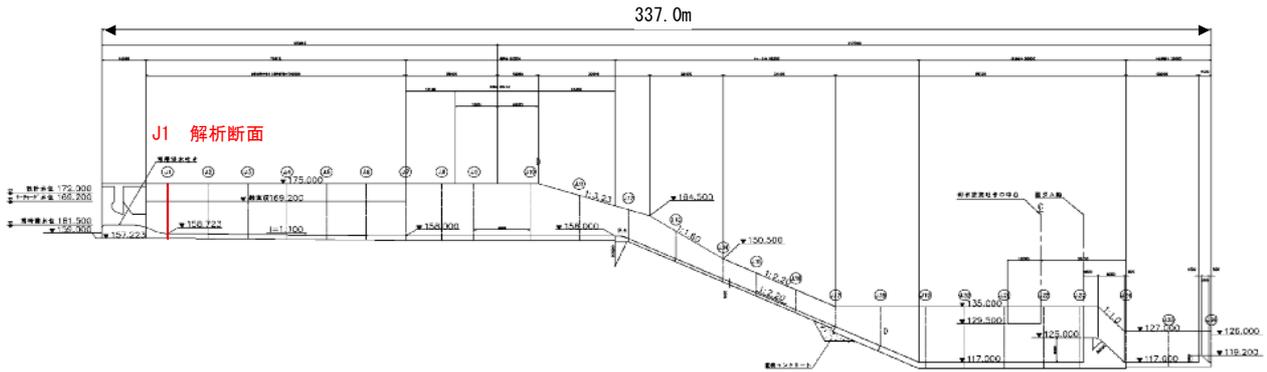


図-2 洪水吐縦断面図

のもたれ擁壁部の掘削法面について安定性と法面对策について検討を行った。安定計算は、D級区分の比率及び比高差が一番大きな「J1断面（掘削勾配1:0.4(68度)掘削直高17.8m）」を選定した。（図-2，図-3）

計算ケースは、常時及び地震時に対して、地下水の有無及び水位低下時（サーチャージ水位から常時満水位へ低下した場合）を考慮して計6ケースとした。（表-2）土質定数は、平成6年度鶴川ダム地質総合解析¹⁾の試験値をもとに設定した。法面安定解析の条件と結果を表-3に示す。これにより掘削法面の形状は安全性が有していると考えられた。

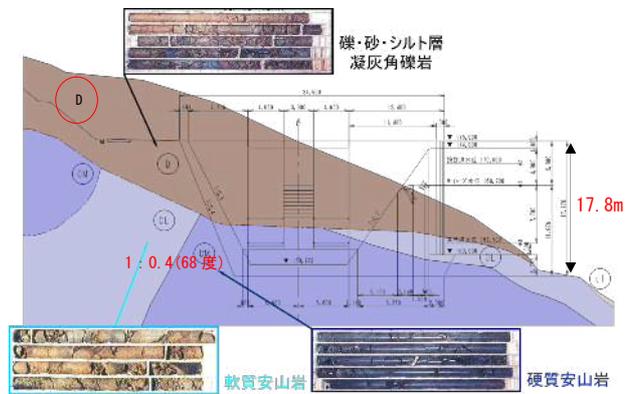


図-3 J1断面図と地質

しかし、D級層に関しては、①長期的な時間経過（掘削完了後、コンソリデーショングラウト→仕上げ掘削岩盤面処理→もたれ擁壁の構築）が必要となるため、凍結融解や風化作用により表層崩壊が予想される。②長岡労働基準監督署との協議により、「掘削勾配は、堅牢な岩盤であれば1:0.27(75度)、その他の地山と判断される場合は、1:0.6(60度)より緩い勾配とする」との指導を受けている。（表-4）③北陸地方整備局の「床掘勾配及び小段幅」の基準では、全掘削高5m以上の場合は、「1:0.6で下からH=5mごとに1mの小段を設ける」よう示されている。ことより、表層崩壊が生じるという設定のもと、法面对策工を検討した。

表-2 解析ケース（6ケース）

Case1-1	常時	地下水考慮なし
Case1-2	常時	地下水考慮あり
Case1-3	常時	水位低下を考慮
Case2-1	地震時	地下水考慮なし
Case2-2	地震時	地下水考慮あり
Case2-3	地震時	水位低下を考慮

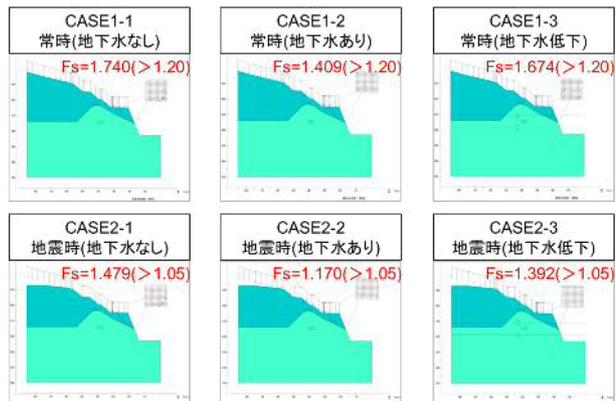
表-3 解析条件と結果

内部摩擦角	$\phi' = 30^\circ$	(D級)
粘着力	$C' = 100\text{kN/m}^2$	(D級)
上載荷重	16.43kN/m^2	積雪4.5m
計画安全率	常時	$n = 1.20$
	地震時	$n = 1.05(kh = 0.15)$

4.2 流入部の法面对策の検討

法面对策の検討条件として①D級岩盤表層部の地山強度は、時間経過とともに礫質土程度まで低下すると考え、安全衛生規則によりD級岩盤の掘削時の安定勾配は60度とする。②流入部山側にあるダム天端道路に影響を及ぼさない工法とする。③D級岩盤区分の比高差が最も大きい断面として、この直高を11mとする。以上より4つの対策工を比較検討した。（表-5）

法面对策工の施工性に加え、次工程にある基礎処理工のコンソリデーショングラウチングの施工や洪水吐

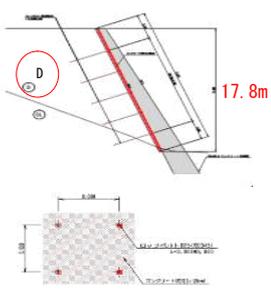
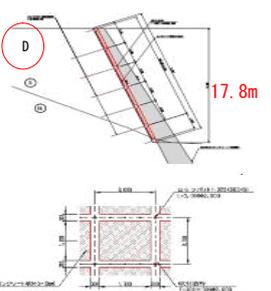
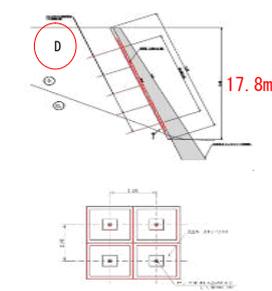
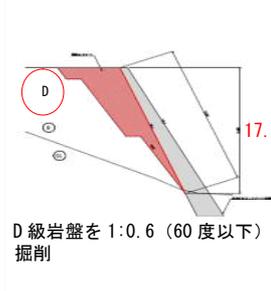


コンクリート背面に位置するアンダードレーンの施工等を考慮し順位付けを行った。比較検討結果より A 案（コンクリート吹付+ロックボルト工）を採用した。また、ロックボルトの頭部を擁壁内に残しても問題ないため、存置したままもたれ擁壁を施工するものとした。

表-4 掘削面の勾配基準（安衛則第 356 条）

地山の種類	掘削面の高さ	掘削面の勾配
岩盤又は 堅い粘土からなる地山	～ 5m未満	90度（直）
	5m以上 ～	75度（1:0.268）
その他の地山	～ 2m未満	90度（直）
	2m以上 ～ 5m未満	75度（1:0.268）
	5m以上 ～	60度（1:0.577）

表-5 法面对策工の検討

検討案	A案	B案	C案	D案
	CO吹付工 +ロックボルト工	法枠工 +ロックボルト工	FFU受圧板 +ロックボルト工	掘削除去 +間詰めCO工
概略図				
構造特性	不安定土砂：ロックボルト工 法面安定：CO吹付工	不安定土砂：ロックボルト工 法面安定：法枠工	不安定土砂：ロックボルト工 法面安定：FFU受圧板	不安定土砂：掘削除去 法面安定：間詰めCO工
施工性	逆巻き工法での施工可能 グラウチング施工(Br削孔)で CO吹付貫通が必要 ドレーン排水工施工でCO 吹付の一部撤去が必要	逆巻き工法での施工可能 グラウチング施工(Br削孔)で CO吹付貫通が必要 ドレーン排水工施工で法枠 工・CO吹付の一部撤去が 必要	逆巻き工法での施工可能 グラウチング施工(Br削孔)で 受圧板貫通が必要 ドレーン排水工施工で受圧 板の一部撤去が必要	間詰めCO施工に足場が必要 グラウチング施工(Br削孔)で 間詰めCO貫通が必要 ドレーン排水工施工で間詰め COの大規模な一部撤去 が必要

4.3 洪掘削と法面对策工の施工

ブルドーザー(21t級)での掘削・人力での仕上げ掘削(厚さ 50cm)、スレーキング防止のためエアークリーニングを中心とした岩盤面清掃、河川管理者の地盤検査、の順序で施工した。地盤検査合格後、ラス張り、コンクリート吹付、ロックボルト、直高 11m の掘削を逆巻き工法で 3 段階に分けて施工を実施した。(図-4) ロックボルトの配置は、コンソリデーショングラウチングに合わせて 2m 間隔とした。コンクリート吹付は、寒冷地域は吹付厚 10cm 以上必要とあることから、他ダムの実績、のり面・斜面安定工指針³⁾を参考に吹付厚さ 20cm とした。

地質区分については、上部が凝灰角礫岩、下部は上流側が硬質安山岩、下流側が軟質安山岩から構成され、軟質と硬質の安山岩に挟まれて土石流性堆積物の礫・砂・シルト層、シルト質礫層が分布していた。(図-5)

施工後の安全管理として、対策工施工面の光波測距儀による定点観測と D 級岩盤が最も深く確認された箇所、孔内傾斜計による動態観測により、地山の挙動がないことを確認した。



図-4 ロックボルト施工状況



図-5 地質区分図

5. 洪水吐コンソリデーショングラウト

5.1 目的

コンソリデーショングラウチングは、主カーテングラウチング上流側の洪水吐基礎岩盤の「遮水性の改良（揚圧力の低減）」を目的として、4mピッチで深度5mの部分について10Luを目標に改良を行う計画である。

5.2 施工状況

1次孔、2次孔の4m格子が規定孔、中央内挿法で施工する。洪水吐部グラウトの概要を図-6に示す。構造物の鉄筋をボーリングで切断することがないように、基礎掘削後コンクリート工事前にグラウト作業を行う。コンソリデーショングラウト施工範囲の外周には浸透流の抑制とコンソリデーショングラウトの改良効果を高めるため、副カーテンが配置されている。副カーテンの施工から着手し、コンソリデーショングラウトを底盤から法面部（勾配1:0.4）へと施工中である。注入仕様を表-6、注入の初期配合と配合切り替え基準を表-7に示す。

底盤部のコンソリデーショングラウトについてはテストグラウトの結果5次孔（最小孔間隔1.4m）までを規定孔とすることとなり、順次施工中である。また、注入中のリーク対策として、カバーコンクリートの試験施工、硬質安山岩板状節理への効率的な注入を目的として、超微粒子セメントを使用した試験施工を実施中である。

法面部のグラウト作業は、1、2次孔までの注入がおおむね完了しているが、改良目標値10Lu以下までは達していない。ボーリング架台として図-7のように仮設のステージを施工し、順次施工中であるが、追加孔を施工する場合は、ボーリング架台を組み替える（削孔位置の高さを変える）必要があり、施工に手間と時間がかかっている。軽量で移動が容易にできるボーリングマシンの開発やボーリングステージの合理化が今後の課題である。

6. おわりに

鶴川ダム本体建設工事は平成16年に着工し14年目の施工となっている。今後も引き続きグラウトの施工、洪水吐コンクリート躯体工事、堤体盛立、原石山掘削・長大法面の法面保護など平成36年の完成に向け、工事の安全を最優先とし、品質の確保・施工の合理化に努めていきたい。

参考文献

- 1) 八千代エンジニアリング（株）：平成6年度鶴川ダム地質総合解析
- 2) 日本道路公団：切土補強土工法設計施工指針 H14.7
- 3) （社）日本道路境界：道路土工 のり面・斜面安定工指針 H11.3

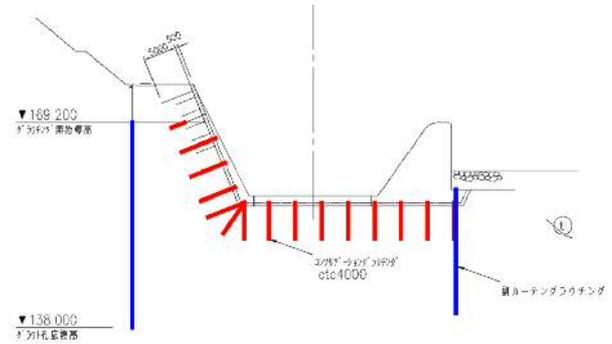


図-6 洪水吐部グラウト概要図

表-6 コンソリデーショングラウト施工仕様

改良目標値	10Lu
水押し試験	0.10⇒0.20⇒0.30 (Mpa)
注入圧力	規定圧力0.3MPa
注入材料	高炉セメントB種
注入速度	最大注入速度 40/min/m

表-7 配合切り替え基準（リットル）

C/W	Lu<10	10≤Lu<20	20≤Lu
1:8	600		
1:6	600	600	
1:4	600	600	600
1:2	600	600	600
1:1	制限注入量まで	制限注入量まで	制限注入量まで
制限注入量	4,000	4,000	4,000

図-7 法面部コンソリデーショングラウト施工状況



花崗閃緑岩の熱水変質帯における水圧ハンマを用いた 高速ノンコア削孔による切羽前方探査の適用

中日本高速道路株式会社 室 充, 八木 翔吾
株式会社大林組 白旗 秀紀, ○伊藤 哲, 木梨 秀雄, 磐田 吾郎

1. はじめに

日本の地質は、硬軟、脆弱部が複雑に混じり、変化に富む。そのため切羽を開放して掘削する山岳トンネル工事では、図-1のように、切羽前方の予期せぬ脆弱地山や突発湧水の出現および地山に適合しない支保選定により構造的な品質が低下したり、最悪の場合は切羽崩落や大幅な工程遅延を招いたりする。

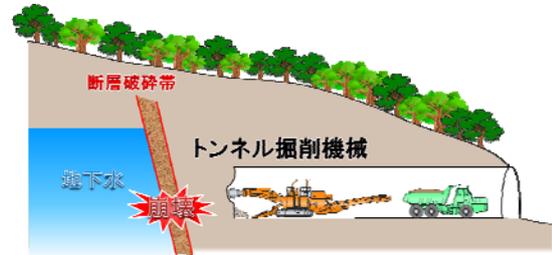


図-1 山岳トンネルにおける地山崩壊や突発湧水の概念

地上からの限られた事前調査のみでは、地山状況を詳細に把握することは困難である。しかしながら、トンネルを安全に掘進する上では地質情報の把握が必要であり、トンネル切羽から前方地山を探索することはなくてはならないものになっている。切羽から行う前方探査は、掘削作業を中断する必要があるため、できるだけ長距離を短時間で調査する必要があるが、既存の切羽前方探査技術は長さ、早さ、精度の全て満足するものがなかった。例えば、コアボーリングであれば、地山性状を精度良く把握できるが、調査に長時間を要したり、ジャンボによるノンコアボーリングであれば、調査は短時間だが、1回のボーリング長さが30~50m程度と短い。そこで、斎藤他¹⁾は1回のボーリング長を概ねトンネル掘削月進の150mとし、地山評価の精度向上と高速性能を持たせた探査手法を新たに開発した。以下に、本技術の概要と新名神高速道路野登トンネル工事で、花崗閃緑岩の熱水変質帯において本技術を適用した事例について述べる。

2. 高速ノンコア削孔による切羽前方探査システムの概要

本技術の全体概要を図-2に示す。ロングフィード式ボーリングマシンに、高水圧ポンプを接続し、先端打撃方式の水圧ハンマにより削孔する。削孔速度・送水圧等のデータは、センサで自動計測してレコーダに記録する。削孔完了後にデータをPCに転送し、エネルギー指標値から地山評価を行う。以下に、高速削孔機構および地山評価手法について述べる。

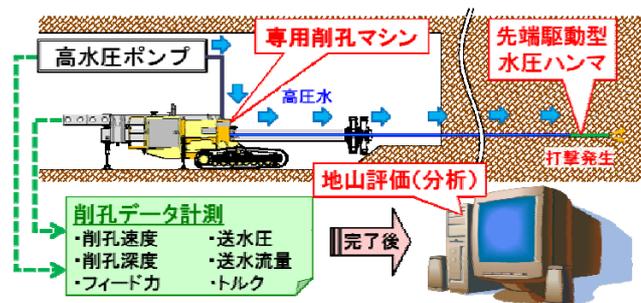


図-2 システム概要

2.1 高速削孔機構

2.1.1 ロングフィード式ボーリングマシン

削孔以外の作業時間を短縮し、水圧ハンマの優れた高速削孔性能を最大限に活用するため、写真-1に示す専用ボーリングマシンに8mの長尺ガイドセルを搭載し、長尺ロッドを使用可能とした。ボーリングの作業時間を構成するのは、主に削孔時間とロッドの継ぎ足し時間である。本システム



写真-1 ロングフィード式ボーリングマシン

Application of a Rapid Non-Core Drilling Exploration Ahead of the Tunnel Face using Water-Powered Hammer Drilling on Hydrothermally Altered Zones in Granodiorite. : Michiru Muro, Shogo Yagi (Central Nippon Expressway Company Limited), Hideki Shirahata, Satoshi Ito, Hideo Kinashi, Goro Iwata (Obayashi Corporation)

では、6m ロッドを使用し、ロッドの継ぎ足し回数を一般的なボーリングの半分以下に低減し、その作業時間を短縮する。

2.1.2 水圧ハンマ

本技術では、写真-2の先端打撃方式の水圧ハンマ wassaraW80HD（ビットは外径φ90のものを使用）を採用している²⁾。先端のビットが地山に接触して反力を得ると、高圧水がハンマ内部のピストンを振動させて、打撃を発生させる。ピストンは高圧水で加速されてビットを打撃するため、その打撃エネルギーは送水圧に比例する。

従来のノンコアボーリング前方探査（油圧ジャンボ・RPD等）で採用される後端打撃方式と先端打撃方式の水圧ハンマとの違いを図-3に示す。水圧ハンマは、先端のハンマ本体に高圧水を供給して打撃を発生させるのに対し、従来型はロッド後端に打撃を与えて削孔する機構である。後端打撃方式では、ロッドの継手等でエネルギーロスが増大するため、長距離の削孔では速度が低下するが、水圧ハンマは先端で打撃するため、削孔長に関わらず効率的な削孔が可能である。また、水圧ハンマでは打撃によるロッドの振動が小さく孔壁が安定し、ロッドが孔壁に拘束されにくい利点もある。



写真-2 水圧ハンマ(wassaraW80HD)

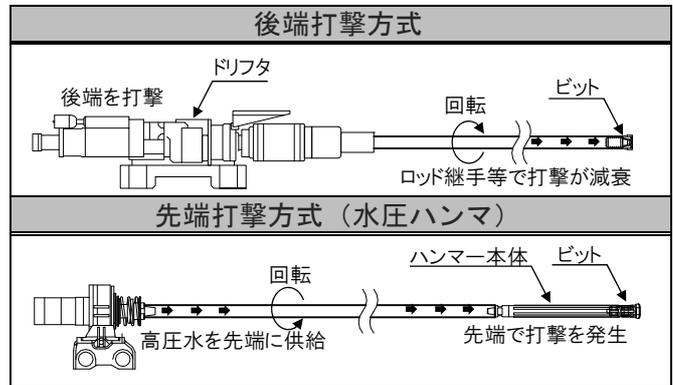


図-3 後端打撃方式と先端打撃方式水圧ハンマの比較

2.2 地山評価手法

2.2.1 エネルギー指標値

本技術では、削孔に要した水圧ハンマ先端の打撃エネルギーから地山の硬さを評価する。水圧ハンマの打撃エネルギーは送水圧に比例するため、単位時間当りに地山に与える打撃エネルギーは PfV に比例する。ここで、 P ：送水圧、 f ：単位時間当りの打撃数、 V ：削孔速度である。本システムでは、エネルギー指標値 E を以下に定義して地山評価を行う。

$$E = \frac{Pf}{V} \quad (1)$$

2.2.2 打撃数の評価

式(1)で P と V は計測ができるが、打撃数 f はボーリング削孔時に直接計測するのが困難なため、推定が必要である。もし、一定の送水圧で水圧ハンマが駆動される場合、ピストンが等加速度運動するため、打撃数は \sqrt{P} に比例すると考えられる。削孔試験では、送水圧 P が 16MPa の時は打撃数 f は 60Hz であったため、送水圧と打撃数の関係は式(2)のように考えられる。

$$f = \frac{60\sqrt{P}}{16} \quad (2)$$

一方で、実際の岩盤では、脆弱部や亀裂部で先端のハンマは反力が低下し、図-4の緑のハッチングで示すようにハンマ打撃数の低下が頻繁に発生する³⁾。

そのため、打撃数に式(2)の理論的な推定値を用いて地山を評価すると、実際よりも大きい打撃数でエネルギー指標値が高く算出される恐れがある。図-4ではハンマの打撃数の低下時はそれに連動して送水圧も同様に大きく低下していることがわかる。この送水圧と打撃数の関係は、図-5の赤線の回帰式(3)で求められる。

$$f = 2.6P + 13.4 \quad (3)$$

本システムでは式(1)のエネルギー指標値に式(3)を用いることとした。

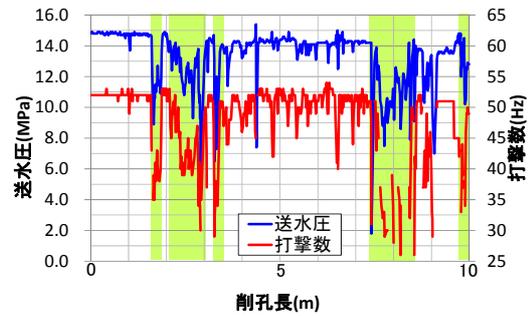


図-4 反力不足による打撃数低下の発生状況

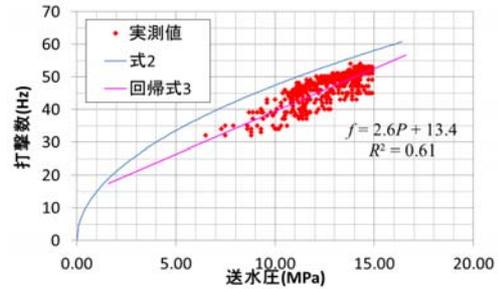


図-5 送水圧と打撃数の関係

2.2.3 エネルギー指標値と地山強度、地山等級との関係

写真-3のように強度の異なる複数の模擬地盤を使って削孔試験を行い、岩盤の強度とエネルギー指標値の関係を検証した⁴⁾。

図-6に示すように、エネルギー指標値が地盤強度の増加に伴って、高くなるため、エネルギー指標値により岩盤の硬さを推定できることがわかる。

本技術では、算出したエネルギー指標値 E から地山等級 (岩盤の硬さ) を判定する。表-1 にエネルギー指標値 E と地山等級の対応表を示す。これは事前の探査で得られた E ⁵⁾ と、トンネル掘削時の切羽観察等で決定した地山等級の実績を比較して決定した値である。なお、図-7に、日本と海外で用いられる岩盤分類の評価値の比較を示す⁶⁾。左3つは日本の、右の3つは海外の分類法である。日本の岩盤は海外に比べ、変化に富み、悪い傾向にある。



写真-3 模擬地盤での削孔試験状況

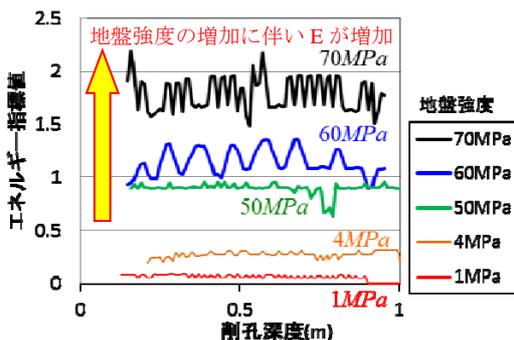


図-6 模擬地盤での削孔試験結果

表-1 エネルギー指標値 E と地山等級の対応

エネルギー指標値 E	地山等級
4.5以上	B
4.5~4.2	C I
4.2~2.5	C II
2.5~1.25	D I
1.25以下	D II

日本道路 公団*	電力中央研究所 (菊地・斉藤)**	鉄建公団	RSR*	RMR*	Q**
A	CH~B	VN	100~75	非常に良好 100~81	普通 10以上
B		IVN	75~59	良好 80~61	悪い 2.0~10
C I	CM	III N	58~44	普通 60~41	かなり悪い 0.1~2.0
C II		II N	43~29	悪い 40~21	非常に悪い 0.1~0.04
D I	CL	I L, I S	28以下	非常に悪い 20以下	
D II		特S, 特L			極端に悪い 0.004以下
E	D				

図-7 日本と海外の岩盤分類の評価値の比較

3. 花崗閃緑岩の熱水変質帯への適用

新名神高速道路野登トンネルで実施した、高速ノンコア削孔による切羽前方探査の適用事例を示す。

3.1 工事概要

新名神高速道路の三重県区間は、東名阪自動車道の渋滞緩和とともに供用中の名神高速道路とのダブルネットワーク機能が期待されている。平成 28 年 8 月に一部区間（四日市 JCT～新四日市 JCT）が開通をし、平成 30 年度の全線開通を目標に事業を進めている。

図-8 に高速道路の路線と野登トンネルの位置を示す。野登トンネルは、亀山西 JCT と菰野 IC（いずれも仮称）の間に位置し、三重県鈴鹿山脈の南端にある標高 851.6m の野登山を北東から南西方向に貫く延長約 4.1km の 2 車線双設トンネルである。当工事はそのうちの西側工区（上り線 2,368m、下り線 2,391m）を構築する。本トンネルは、NATM による発破掘削、補助ベンチ付全断面工法である。図-9 にトンネル標準断面図を示す。断面積は約 75m² である。



図-8 高速道路路線と野登トンネルの位置

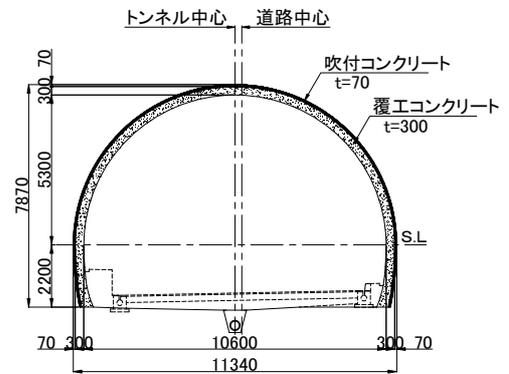


図-9 トンネル標準断面図

3.2 地形・地質概要

本トンネルの地質縦断図を図-10 に示す。地質は中生代白亜紀の領家花崗岩類に属し、坑口から約 100m の区間には加太花崗閃緑岩、それ以东には黒雲母花崗閃緑岩を主体とする野登山花崗閃緑岩が分布している。新鮮な花崗閃緑岩の一軸圧縮強度は 100MPa 程度である。当初の設計では、野登山花崗閃緑岩の一部区間では熱水変質作用を受けた小断層や多亀裂帯の存在が想定された。工事着工前の弾性波探査や空中写真による地層判読の結果から、地上の直線谷と鞍部の連なりからリニアメントの存在が確認でき、STA.442+00～443+00 にかけて野登山花崗閃緑岩中の小断層または多亀裂帯を形成した不良地山区間が想定された。

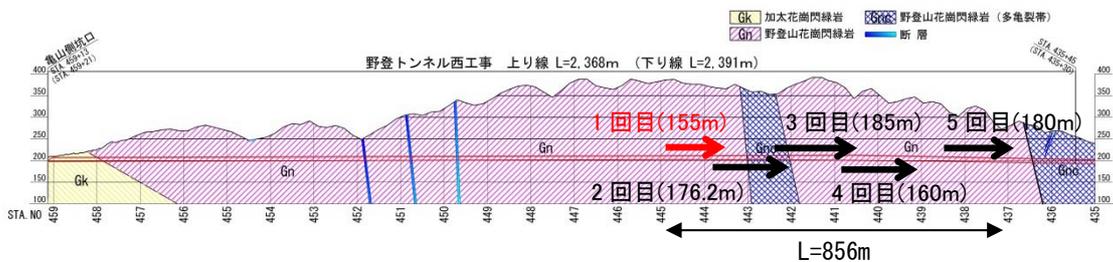


図-10 野登トンネル地質縦断図

3.3 前方探査システム適用区間の概要

実際にトンネルを掘り進めていくと多亀裂帯の想定位置から約 300m 手前で不良地山が出現した。細かい亀裂が多く、毎分 20 リットル程度の湧水も発生した。加えて、粘性土が介在していることで地山の緩みを

誘発し、湧水のついた粘性土に沿って部分崩落が生じた。その後のトンネル前方の地山状況の把握と、水抜きボーリングによる切羽の安定化を行うため、一度に 150m 以上の長距離削孔が可能な本技術を採用した。前方探査は図-10 の矢印に示す合計 5 回、施工延長は累計 L=856m を実施した。

3.4 適用結果

前方探査の計測結果を図-11 に示す。計測結果から、主にエネルギー指標値が低い区間を 4 か所確認できた。各区間の考察を以下に示す。切羽評価点との比較に加え、図中に実施した対策工も併せて示す。

また、トンネル掘削に先立ち前方探査を実施していたことで、不良地山の位置を事前に把握することができた。それに基づき、内空変位量の管理基準値を設定し、対策工を決めておくことができた。表-2 にその管理レベルⅠ～Ⅲに設定した。対策工は、レベルⅠを超えた場合は計測および監視頻度を増やし、レベルⅡ超で増しロックボルトの打設、レベルⅢを超えればインバート吹付けまたはインバートストラットを設置することとした。

表-2 内空変位量の管理基準値

支保パターン	レベルⅠ	レベルⅡ	レベルⅢ
CⅡ	25mm	35mm	45mm
DⅠ	35mm	50mm	65mm

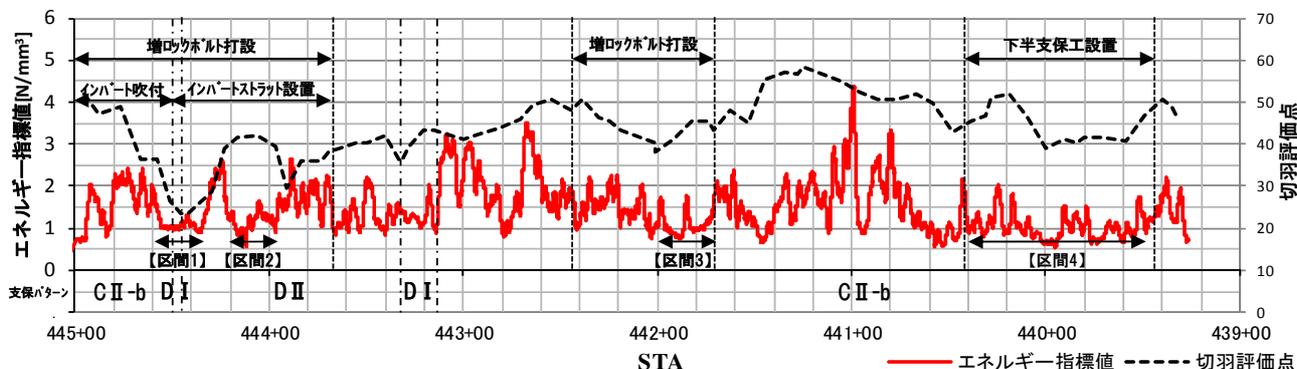


図-11 前方探査結果

3.4.1 区間 1 : STA.444+60~444+35

エネルギー指標値と同様に、掘削時の切羽評価点も低く判定されている。本技術のこれまでの蓄積データからも、エネルギー指標値が 1.25 を下回ると DⅡ相当の特に脆弱な地山に該当することが確認できており、当該地山もその判定方法を的確に反映している。切羽観察から、写真-4 のように切羽全面に熱水変質作用を受けた粘性土の地山であることが確認でき、内空変位はレベルⅢを超え最大 135mm 発生したことにより、支保パターンも設計の CⅠから図-12 の DⅡへと変更している。本前方探査で算出したエネルギー指標値により、設計段階では想定されていなかった脆弱部を事前に把握することができた。



写真-4 花崗閃緑岩の熱水変質帯

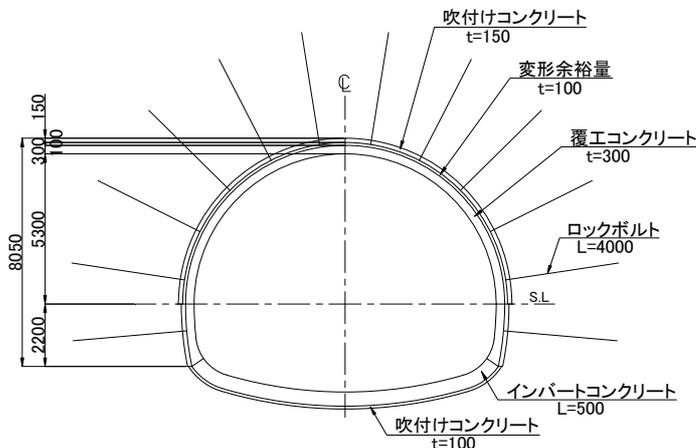


図-12 DⅡパターン断面図

3.4.2 区間 2 : STA.444+20~443+95

区間 1 と同様に、エネルギー指標値が低く推移しており、内空変位量がレベルⅡの 50mm を超えてもなお収束傾向を示さなかったため、増しロックボルトの打設とインバートストラットの設置を行っている。

3.4.3 区間 3 : STA : 442+00~441+70

この区間でもエネルギー指標値が低下している。切羽評価点はやや高めに判定されているが、初期の内空変位が 32mm (レベルⅠとⅡの間) 発生し、切羽の進行とともに変位量が増加した。ロックボルト打設時に粘性土が出たことから、部分的に脆弱部があり、それを前方探査ボーリングによってとらえていたと推察される。事前にエネルギー指標値を用いた地山評価を行っていたことで、増しロックボルトなどの対策工を早期に取ることができたために、変位を最小限に抑えることが可能となった。

3.4.4 区間 4 : STA : 440+40~439+50

この区間でもエネルギー指標値にばらつきはあるが低い値で推移している。切羽評価点も同じく低く判定されており、掘削時において SL 付近に粘性土が介在しているのが確認されたため、支保パターンは CⅡ-b であったが下半支保工を追加設置して対応している。

4. まとめ

野登トンネルで本前方探査を合計 856m の区間で実施し、単管削孔で L=150m を 8 時間で削孔することができた。削孔長さは最大で L=185m であった。これはジャンボによるノンコア削孔検層と比較して、削孔延長が長く、削孔能力に優れているといえる。加えて、湧水の多い地山においては、水抜きボーリング兼用で行うことで、より効率的にトンネル掘削を行うことができる。

また、脆弱な地山で前方探査を実施し、エネルギー指標値により、事前に脆弱部の位置を把握し、地山等級を定量的に予測できた。特に熱水変質帯の非常に脆弱な箇所は、事前の予測により、岩判定を最適な時期で行うことができ、当初設計より 3 ランク剛性の高い支保パターンを適用した。エネルギー指標値と脆弱部出現箇所、切羽評価点に相関性があることを確認することができた。また、多き裂性の地山での本前方探査の実績から、エネルギー指標値は、岩種によらず、地山評価を行える可能性があることを示した。今後はデータを蓄積していくことで、より一層の予測精度を向上したい。

参考文献

- 1) 斎藤有佐・加藤直樹・木梨秀雄・高橋佳孝・伊藤哲 (2012) : トンネル切羽前方高速ノンコアボーリングシステムの開発, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, pp.59-pp.60.
- 2) テクノドリル : Wassara drilling system (<http://www.technoj.com/wassara.htm>), テクノドリル.
- 3) 磐田吾郎・伊藤哲・木野村有亮 (2015) : 水圧ハンマを用いた高速ボーリングによる切羽前方探査技術の開発, トンネルと地下第 46 巻 10 号, 土木工学社, pp.49-pp.58.
- 4) 磐田吾郎・天野悟・桑原徹・木梨秀雄 (2014) : 高速ノンコア切羽前方探査技術の開発, トンネル工学報告集第 24 巻, 土木学会トンネル工学委員会, pp.1-pp.7.
- 5) 秋田伸治・木野村有亮・木梨秀雄・桑原徹・畑浩二・渡辺淳 (2015) : 多湧水花崗岩地山における切羽前方探査技術の適用, 第 43 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 土木学会岩盤力学委員会, pp.81-pp.86.
- 6) 日本トンネル技術協会 (2000) : TBM ハンドブック, トンネル技術協会, p.65.

捨石マウンドの透過性低減を目的とした可塑性グラウト注入工法の適用

大成建設 技術センター 社会基盤技術研究部 正会員 ○石井 裕泰

1. はじめに

近年、巨礫・巨石地盤の変形抵抗性向上、透水・透過性低減を目的として、可塑性グラウトを間隙に注入・充填する手法が複数の実験研究、施工適用で採用されている。本報では、この「可塑性グラウト注入工法」の技術概要と適用例について報告する。なお、本報は発表済み論文内容を中心に再構成したものであり、詳細については当該論文¹⁾を参照されたい。

2. 可塑性グラウト注入工法

各種原位置地盤改良のうち、薬液注入工法、浸透系のセメントグラウト注入工法は、溶液型薬液やセメントミルクを地盤に注入・浸透させ固結させることで、対象地盤の強化や透水性の低減を図る。注入管を地中に敷設して、これを通して上記注入材を地中に供給、浸透させる手順から、使用機械は小型のボーリング機械と供給ポンプとなり、原位置で強制的に攪拌・混合を行う工法、密度増大を図る工法に比べると作業の専有面積、空頭高さが少なく済む。そのため、施工の制約に対応した施工、障害物を回避した施工が可能となり、既存構造物の周辺や直下の改良で高い適用性を発揮する。

一方、これらの注入工法については、その改良原理から浸透性に富んだ砂質土地盤が適用対象とされる。元来浸透性に富みながら仮設利用に限定された水ガラス系薬液の耐久性を向上したり、浸透性を阻害するセメント粒子を微細化する製造・加工技術を開発したりすることで、細粒土への適用拡大が図られてきた。

一方、近年、より粗い土質である粗礫（粒径：19～75mm）、粗石（同75～300mm）、巨石（同300mm～）を対象とした注入改良の実験研究、施工適用の事例が報告されている。代表例として、a) 捨石マウンドの耐震補強のための高圧噴射攪拌改良の施工に際して、固化材の海中流出を防ぐことを目的とした表層捨石層の透過性低減²⁾、b) 既存護岸の機能強化として大型船舶の停泊を実現するための捨石マウンドの掘り下げに際して、掘削部周辺の補強を目的とした捨石マウンドの変形抵抗性向上³⁾、が挙げられる。

こうした粗い土質の改良に際しては、間隙サイズが大きいことから流動性の高いモルタルで充填することも可能となるが、重力で流し込む方式では充填材料が広域に行きわたる。この場合、施工性は向上することになるが、条件によっては目的外領域への流出が懸念され、材料の浪費や周辺域汚濁につながるおそれがある。そこで、注入中は間隙への浸透性を持ち、注入完了後は固化するまで滞留する性状を持つ充填材料を用いる手法が有効となり、上記取り組みでは共通して可塑性グラウト⁴⁾が用いられている（写真-1）。

可塑性グラウトは、セメント、水、可塑材からなるセメント懸濁液で、作用圧が加わらない自重のみでは形状を保持し、注入圧等が加えられると容易に変形する粘性を持つ。粗礫、粗石、巨石に見られる比較的大きな間隙に従来の溶液型薬液、セメント懸濁液やモルタルを注入すれば固化前に流下、希釈するが、可塑性グラウトを用いれば、注入地点周りに滞留させることができる。計画量を対象地盤に順次注入した後はセメント水和反応で固化し、配合強度としてセメント添加量に応じた1N/mm²程度の一軸圧縮強さを発揮する。

3. 捨石マウンドでの適用

3.1 施工概要

捨石マウンドは護岸基礎として粗石・巨石を盛り立てて構築するもので、空港や港湾、プラント・発電施設等で多用されている。以下に紹介する事例では、捨石マウンド補強を目的に間隙を水中モルタルで充填す



写真-1 可塑性グラウトの例

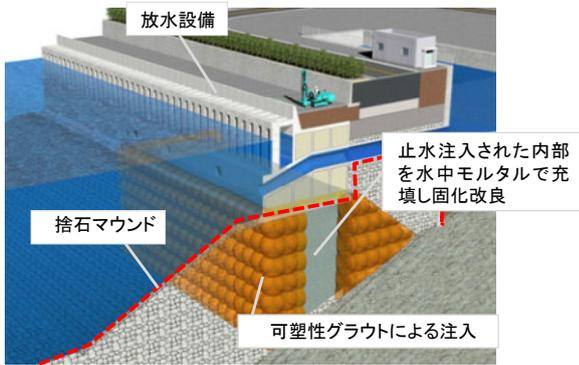


図-1 透過性低減策としての可塑性グラウト注入工法

ることを計画し、前面海域への流出防止策として先行して打設領域外周を壁状に可塑性グラウト注入する方法を採用した(図-1)。可塑性グラウト注入工法自体は、2009年の検討時点で報告事例がなかったことから、個々の固結体が意図した箇所に概略球形に形成されるとともに、隣接する箇所からの注入で一体性を確保できるかについて入念に実験検討を重ねた上、図-2に示すような注入間隔2.5m、改良球体径3.0mを基準とした改良体配置を決定した。

3.2 注入装置・モニタリングカメラ

図-3に注入装置の概念図と装置全景を示す。概略球形の注入改良を順次進める上で、特定方向に偏って可塑性グラウトが拡がる要因として、ボーリング孔壁と注入装置の間のクリアランスが挙げられる。そこで、これを閉塞するためのパッカーを注入装置に付与した。また、実施工においては事前の注入実験で測定されたような安定した注入圧を確保することが、実験で確認できた同等の注入改良を達成するための必要条件となる。圧力の変調が感知されれば、機械・材料の不具合により可塑性状が発揮されていない等の可能性が把握でき、対処にあたることができることから、注入装置の吐出部に圧力センサーを付与し、施工時の管理に活用した。

図-4(a), (b)に施工で用いたモニタリングカメラの撮影方法と装置本体の写真を示す。利用にあたっては、はじめに目盛を印字した透明塩化ビニル管をボーリングにより地中に設置し、これに撮影方向は下向きで45度の鏡を備え付けて水平横向きに観察する CCD カメラを挿入した。付近の注入に際して、観察孔内でカメラを上下させながら可塑性グラウトの到達位置を探索し、注入が進展する状況を観察した。

3.3 注入結果

図-4(c)にモニタリングカメラによる映像を示す。本結果では可塑性グラウトが到達する前に確認された間隙に右側から可塑性グラウトが侵入した。これとは別の水中モルタルを打設した際の観察例では、可塑性グラウトとは対照的に水平に近いモルタルの打設表面が、画面下側より徐々に上昇した。間隙内に注入が進展

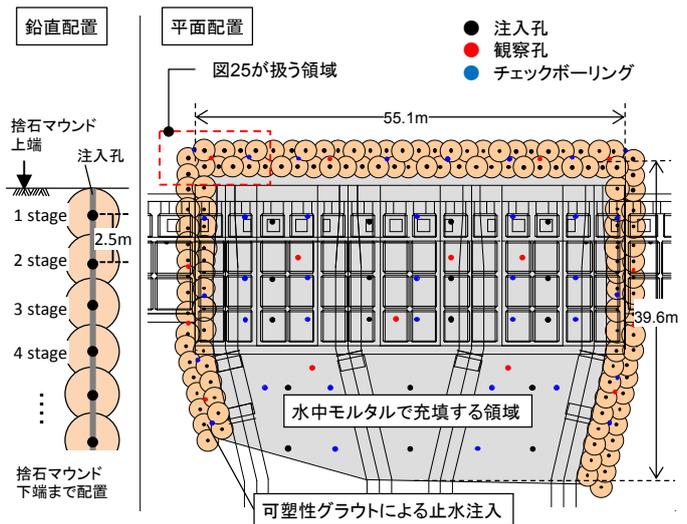


図-2 注入位置、観察孔、チェックボーリングの配置

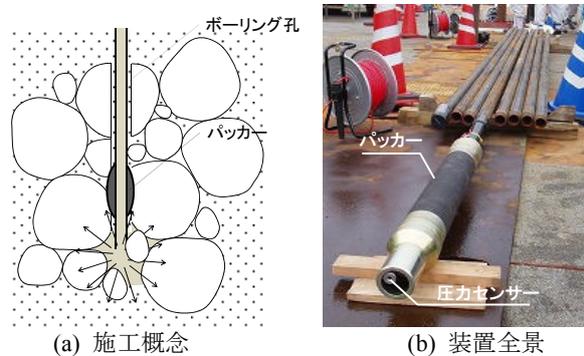


図-3 大型パッカー付き注入装置

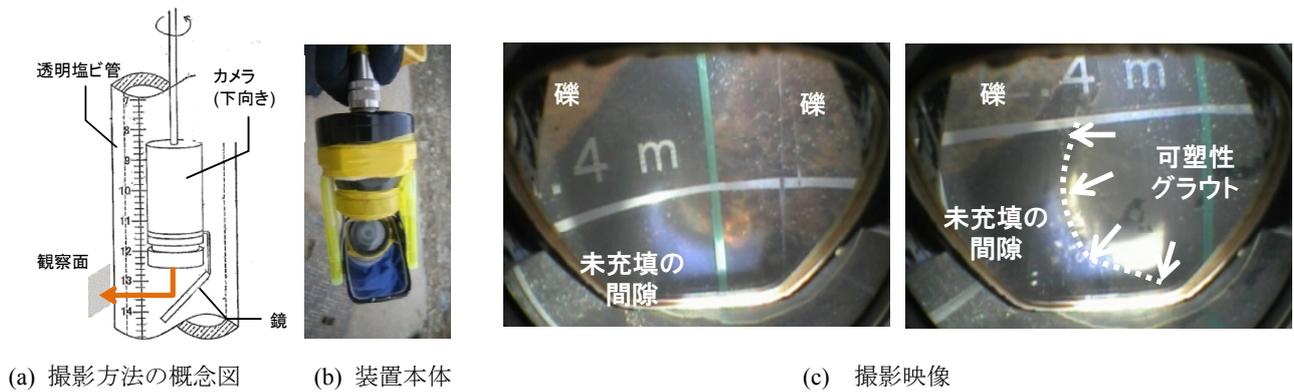


図-4 モニタリングカメラ

する状況を、注入材料に応じた挙動の違いとともに直接実施工で確認できた。

図-5には隣接する3つの注入孔（平面図中矢印、B-19、B-18、A-21）での注入速度、注入圧を、4深度で抜粋して比較する。ここでB-19は隣接する注入が行われていない状況（1次注入）、B-18は隣接する2側面で注入が完了した状況（2次注入）で、A-21はさらに1側面の注入が完了して1側面のみが開放されている状況となっている（3次注入）。注入速度は、1次注入のB-19では計画の60L/minを、その後は施工の安定性が確認されたことから施工効率を上げるため70L/minとした。注入圧の大きさ、時間経過の増加割合については、本計測結果を見る限り、深度や1～3次注入の進展による明瞭な傾向は見られない。

一方、図-6には同じ1, 2, 3次注入箇所での12深度の注入圧をそれぞれ一つの図にまとめた。測定された注入圧は、1次, 2次注入で200～500kN/m²程度に分布しているが、対象地盤の巨石サイズや可塑性グラウトの練上がり性状の変化が反映されたものと考えられる。一方、3次注入については500kN/m²以上の注入圧が見られるようになり、1次, 2次注入より高めの圧力水準となっている。これは、先行する注入により可塑性グラウトの注入域が限定されたことによる傾向と推察される。

あわせて図-6には、参考文献1)による注入圧の計算値3水準を付記した。本計算値は、4つの注入実験で得られた注入圧に基づき浸透抵抗に関する係数 K 、滞留性に関する係数 i_c により定まる。これらの係数が注入中の可塑性グラウトの粘性特性と対象巨礫の代表寸法の比で表す無次元量に関連付けられることを用い、実施工条件を想定する実規模注入実験に対してフィッティングしたものと、その対象地盤の最大粒径（600mm：施工に先立つボーリング調査から見込んだ最大値）を、2/3（400mm）、1/3（200mm）に減じた K による計算値を併記している。実測値と計算値の比較からは、以下のことが言える。

- ・ 計算値による注入圧の経時変化は、1次注入で得られた実測値と定性的に整合した傾向を示す。
- ・ 1次注入での注入圧は、実規模注入実験に比べて高い水準となったが、注入地盤の代表粒径が1/3であったことにより説明できる水準である。

チェックボーリングを通しては、間隙に可塑性グラウトが満たされた状態のコアサンプルを採取することができた。なお、上記の計算値に対して大きめの注入圧が生じたことは、相対的には浸透しにくい条件であったことを意味し、間隙の特に狭隘な部分には未充填部が残されたことが示唆される。より高い透過性低減効果を得る場合には、可塑性グラウトの粘性をある程度落とす余地があったとの判断に繋がる。

4. おわりに

本報で紹介した事例においては、引き続きの水中モルタル打設で海域への漏出が認められなかったこと、水中モルタルの打設量が間隙量からの設定値未満に収まったことから、透過性低減の目的を達成できたと判断できた。一方、本報で示した計算値との比較を含めた注入圧の事後評価は、合理化検討に貢献するものと思われる。今後の可塑性グラウト注入工法の適用において、検証と活用を重ねていきたい。

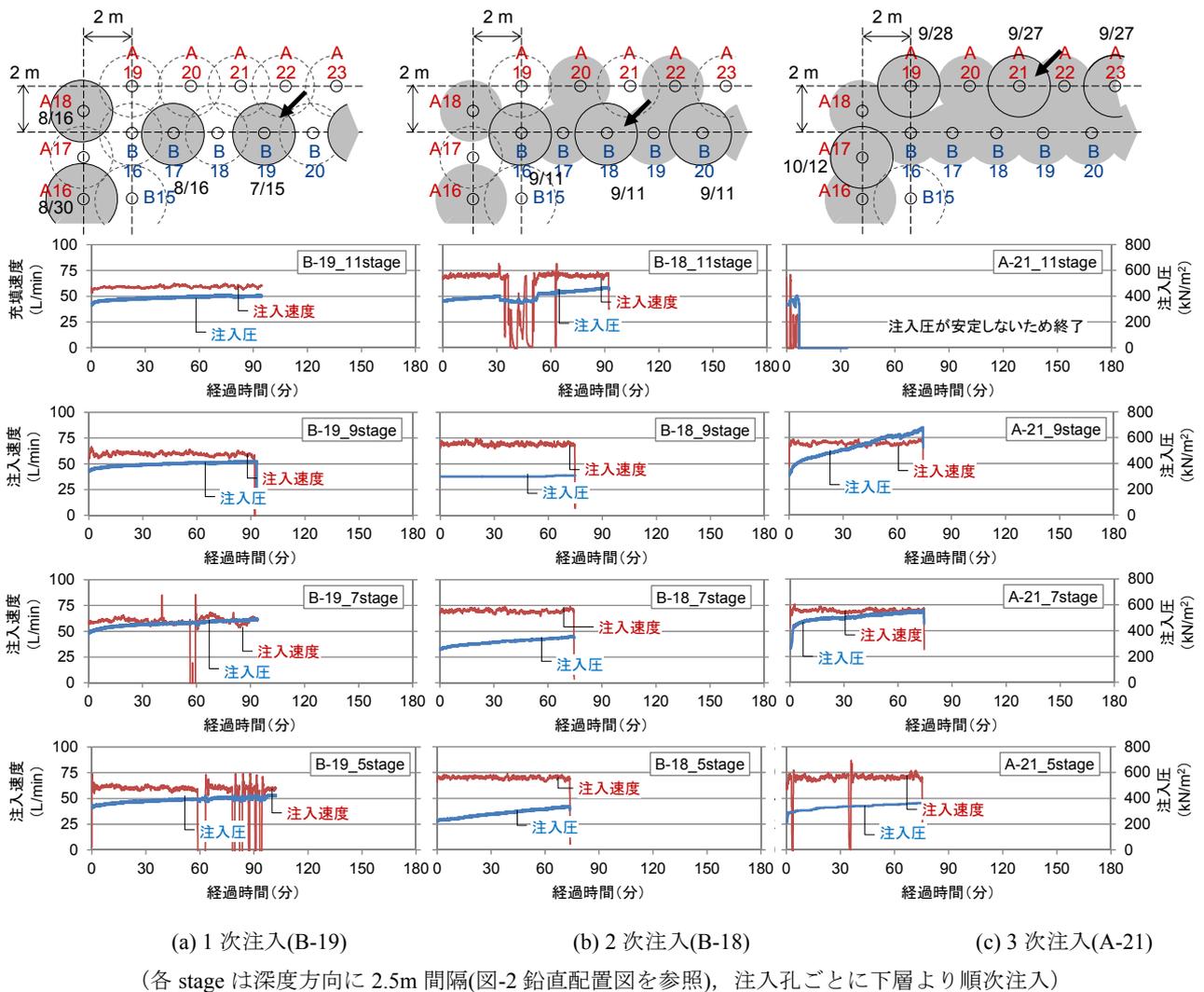


図- 5 注入速度と注入圧の記録

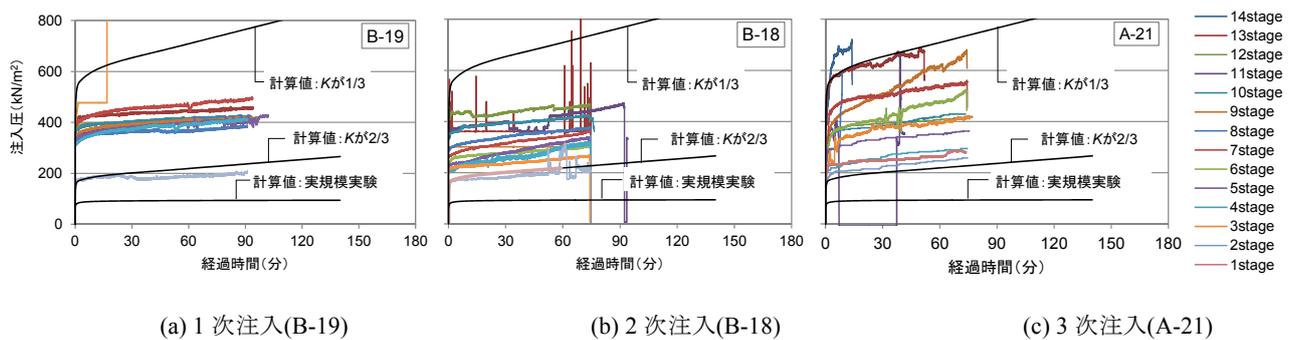


図- 6 注入圧の比較

参考文献

- 1) 石井裕泰・羽生剛・北誥昌樹 (2016): 捨石マウンドを対象とした可塑性グラウト注入工法の施工と適用性の検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.4, pp.327-339.
- 2) 木岡浩一・下口裕一郎・吉田浩・吉迫和生 (2012): 耐震性向上を目的とした岸壁背面の地盤改良(その2)—可塑性グラウトによる遮蔽壁築造工—, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1239-1240.
- 3) 三藤正明・合田和哉・加藤繁幸・寺内潔・水谷崇亮, 菊池喜昭 (2014): 重力式岸壁の捨石マウンドの改良工法に関する研究, 第49回地盤工学研究発表会, pp.1271-1172.
- 4) 三木五三郎・下田一雄 (2001): 可塑性グラウト注入工法, 日刊建設工業新聞社.

海岸堤防の耐震対策として中層混合処理工法の適用

愛知県建設部河川課
株式会社加藤建設

鈴木正和
○棚瀬満昭
久保 博

1. はじめに

海岸堤防の耐震対策として堤体中央部へ地盤改良工（中層混合処理工法（トレンチャー式））を採用した経緯及び施工事例について報告する。

愛知県高浜市に位置する高浜海岸は、伊勢湾台風による被災後に築造された施設であり、伊勢湾等高潮対策協議会で定められた堤防高（T.P + 3.50m）により整備されている。しかし、現在では堤防に不等沈下や老朽化が見られ、海岸堤防としての機能低下が認められるとともに、地震時の液状化による堤防沈下も懸念されていた。



図-1 位置図

2. 高浜海岸の状況

平成7年の阪神淡路大震災を契機に、全国統一マニュアルに基づいた海岸堤防の耐震点検を実施し要対策区間の把握を行う。その後、東海地震及び東南海・南海地震による津波予測を受けて優先対策区間の設定を行い、一部が「第2次あいち地震対策アクションプラン（H19～H26）」の優先対策区間に位置づけられた。



写真-1 高浜市航空写真

【要対策区間】

背後地盤が朔望平均満潮位以下で、大地震が発生したときに、地盤の液状化や施設の老朽化により海岸施設が沈下・崩壊し背後への浸水被害が想定される区間。

【優先対策区間】

要対策区間のうち、背後地盤がゼロメートル地帯など大きな被害が想定される区間。

この対策区間背後には、北側に特別養護老人ホームや養鰻場、中央部に臨海鉄道が横断しており、南側には背後の洪水を排水する重要な排水機場が位置している。



写真-2 施工箇所航空写真

Application of Medium deep Mixing Method as Earthquake countermeasure for Coastal Dykes.

: Masakazu Suzuki (River Division, Construction Department, Aichi Prefecture)

Mitsuaki Tanase (Kato Construction Co., Ltd.), Kubo Hiroshi (Kato Construction Co., Ltd.)

3. 耐震対策工法

○堤防の耐震性能は、地震後（レベル2地震動）においても、「照査外水位」に対して耐震性能照査上の堤防としての機能を保持する性能とする。

→想定する照査外水位：T.P+2.0m（想定津波水位）+0.5m（地震による堤内地盤沈降深さ）=2.5m

○耐震性能上の堤防としての機能とは、「津波」の堤内地への越流を防止する機能とする。

→現況堤防高は、T.P+3.5mであることから、その天端高から照査外水位を差し引いた値（3.5m-2.5m=1.0m）が性能規定としての許容沈下量の1.0mとし、想定地震が発生した場合、堤防高がT.P+2.5m以上確保できるものとする。

照査外水位	=H.W.L+1.03+津波高：0.79+地盤変動量：0.50m≒2.50m
性能規定量(許容沈下量)	=現況天端高さ：T.P+3.50-照査外水位+2.50 = 1.00m

(1) 耐震対策について

現堤防は、レベル1耐震性能を有していない為、レベル1での耐震対策を、液状化時と津波時の各々で計算を行っている（図-2に液状化時の照査結果を示す）。対策深度は、等価N値・等価加速度法でレベル2地震動での液状化しない非液状化層までとしている。

対策を行った断面の耐震性能照査は、液状化による構造物被害予測プログラム（FLIP）による変形照査より沈下量が性能規定値（許容沈下量1.0m）を下回っていることを確認している。

検討項目	単位	計算値	許容値	照査・判定	
外的安定	滑動安全率	F_{sa}	2.300	1.0	O.K.
	転倒安全率	F_{so}	1.987	1.1	O.K.
	地盤反力	q_1	139.769	1,377	O.K.
		q_2	139.769	1,377	O.K.
	地盤の許容支持力度	q_a	1,377.000	—	—
内的安定	端趾圧	q_{max}	139.769	750	O.K.
	改良体全体の水平せん断	τ_1	13.897	375	O.K.
	鉛直せん断	τ_v	0.000	375	O.K.(※)
全系安定	円弧すべり(∠U法)	F_s	1.909	1.0	O.K.

※地盤反力が等分布なので鉛直応力は生じない。

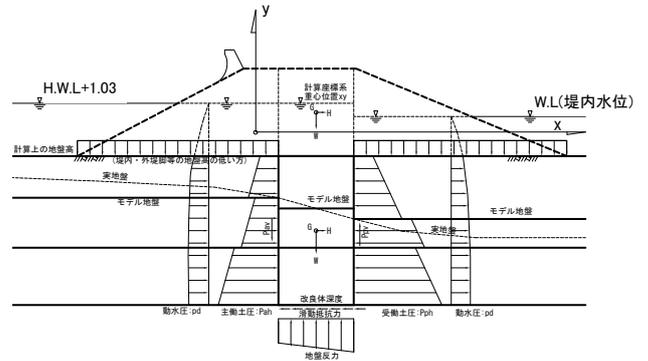
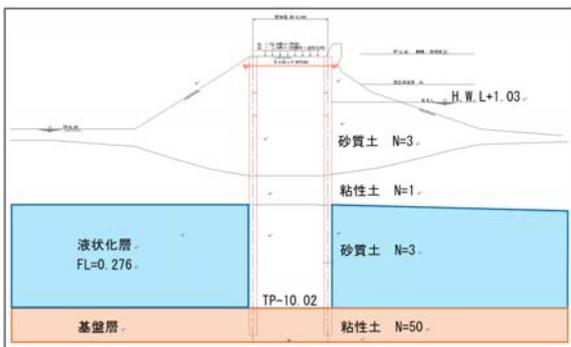


図-2 レベル1照査結果(液状化時)

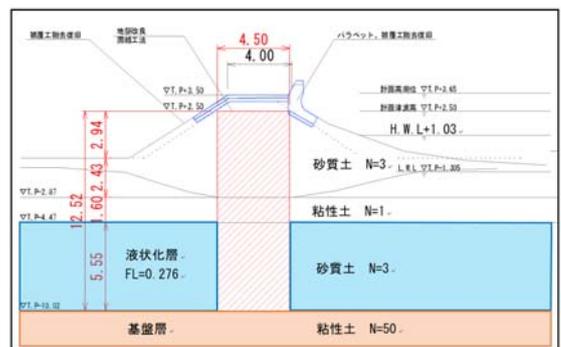
(2) 耐震対策工法について

これまで、愛知県の海岸堤防での耐震対策工事は、基本的に堤防前面のサンドコンパクションなどの地盤改良または、二重締切鋼矢板などで施工されている。高浜海岸においては、平成21年度に概略設計を行い二重締切鋼矢板工法で施工する計画であった（図-3）が、鋼矢板が基盤の固結シルト層（N>50）への根入れを伴い、工費・工期とも過大になることが予想された（硬質地盤対応圧入工法により3,960千円/10mコスト増）。そのため、早期効果発現及び事業コスト削減の観点から、事業計画（原設計）の見直し（設計VE）を平成22年に実施し、「堤体及び基礎地盤を混合処理工法にて固化する地盤改良工法」への変更を検討している（図-4）。



10m当たり 10,620 千円

図-3 当初設計（二重締切鋼矢板工法）



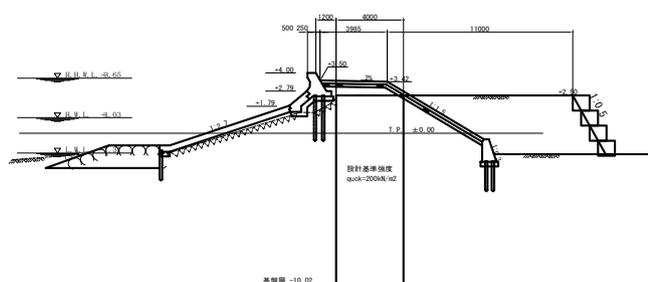
10m当たり 4,400 千円

図-4 設計VE（地盤改良工法）

4. 採用工法について

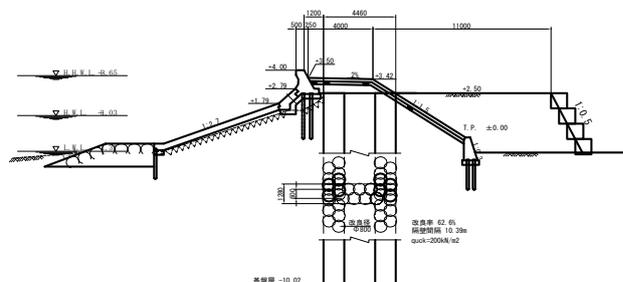
採用工法については、今回の設計最大深度は 12.9m であり、中層混合処理工法として施工可能な工法のうち、ブロック式改良のパワーブレンダー（登録商標）工法と格子式改良の MITS（登録商標）工法を比較検討した。

格子式改良は地震時で発生した液状化した土が改良体間をすり抜けることが懸念されるため、ラップ施工が必然となる。それに比べ、パワーブレンダー工法は MITS 工法に比べ日当たりの施工延長が約 1.8 倍であり、トータルコストが抑えられ、さらに連続一体施工が可能なことよりパワーブレンダー工法を採用した。



10m 当たり 3,010 千円

図-5 ブロック式改良パワーブレンダー工法



10m 当たり 5,260 千円

図-6 格子式改良 MITS 工法

5. パワーブレンダー工法（スラリー噴射方式）について

パワーブレンダー工法²⁾は、最大改良深度を 13m 程度としており、バックホウをベースマシンとしていることから機動性が良く狭隘地での施工、上空制限下での施工等、様々な現場条件に対応できる工法となる。当現場に於いても改良幅 4.0m（既設堤体天端幅）の限られたスペースでの施工となりその機動性が発揮された。さらに、トレンチャー式の攪拌形状の為、所定深度まで貫入すると水平移動の繰返し作業により連続一体施工が可能である。（液状化対策を目的とした地盤改良に於いて改良体間に未固結部がある場合、改良体間を液状化した土砂がすり抜ける現象が生じ地盤拘束効果が減少し、堤体崩壊の危険性が非常に高くなる。）

また、施工範囲近隣に隣接養鰻場作業小屋が位置している箇所があり、当初、投入するセメントミルクにより周辺地盤に変位を与える事が懸念された。しかし、パワーブレンダー工法は上端が解放されている攪拌形態を有する為、固化材投入に伴う体積増加は上方への変位のみであり、側方へ変位を及ぼす事無く施工完了する事が出来た。

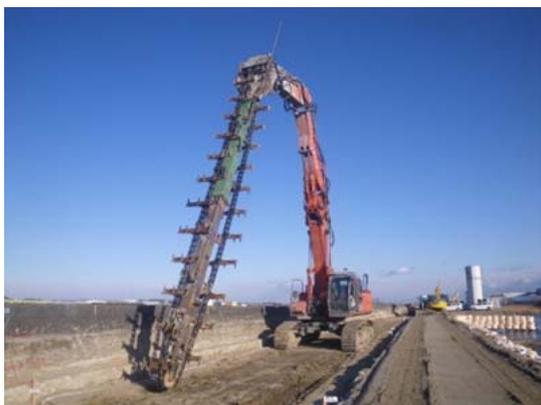


写真-3 パワーブレンダー工法

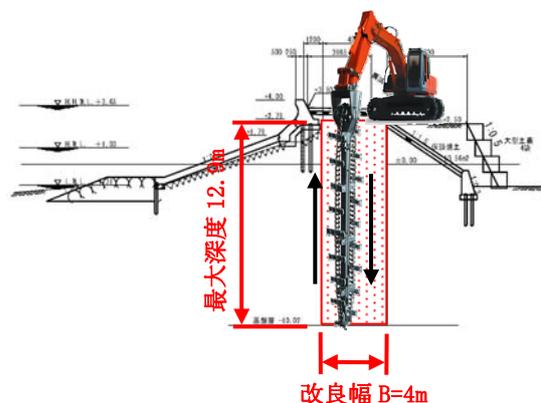


図-7 施工イメージ図

パワーブレンダー工法については、想定通りのコスト、施工効率にて工事が進捗でき、当初二重締切鋼矢板工法では、全体事業費 2,100 百万円、工期 5 年を想定していたが、実際には、全体事業費 740 百万円、工期 3 年にて、現地の対策工事を完了できた。

6. 当現場における環境対策

工事施工場所の近接箇所に養鰻場が位置しており、工事によって発生する騒音・振動により鰻の生育への影響が懸念された。そのため、工事の時間制限や騒音・振動調査を実施するなどの対策を実施し、周辺環境へ配慮した施工を行った。



写真-4 養鰻場位置



写真-5 騒音・振動調査状況



写真-6 騒音・振動調査状況近接撮影

7. 地域との連携

東日本大震災の津波被害を目の当たりにし、不安を抱いている地域住民の方々に少しでも不安解消して頂くため、地域行事等において事業内容及び工事説明を行いながら地域と連帯を図り事業を進めた。

平成25年には、地元の自然と生活の環境浄化に努めている渡し場かもめ会主催の「高浜の干潟生き物調査」において、液状化のメカニズムを示したチラシを配布し、高浜海岸の耐震対策工事についての説明及び液状化現象の実演（写真-7）を実施した。

当日は、親子ペア 80組以上（200名）の参加（図-8）があり、特に液状化現象の実演は好評であり児童だけではなく保護者も非常に高い関心を示し、当該地へ液状化対策工事を実施することにより、災害に対する不安を若干でも解消頂くと共に、工事への理解を得ることができた。



写真-7 液状化説明状況



図-8 報道記事（中日新聞より抜粋）

8. おわりに

海岸堤防で堤体中央部を地盤改良する耐震対策工法は、全国的にも珍しい事例となり、対象となる改良深度が約13mと他の海岸と比べ比較的小さい事より、パワーブレンダー工法の施工能力（13m）を最大限に活用できた。今後、海岸堤防等の耐震設計を実施する際、今回の事例を対策工法の1つとして検討頂ければ幸いです。

また、工事施工に際し環境配慮に対する指導及び管理、地元説明会の主催等、多岐に渡り御指導頂きました愛知県知立建設事務所さま、石橋建設興業株式会社さま、株式会社梶川建設さまにこの場を御借りし御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 海岸保全施設耐震点検マニュアル（平成7年4月）
- 2) パワーブレンダー工法 技術資料（平成28年7月）、標準積算資料（平成28年7月）：パワーブレンダー工法協会

地盤固化を利用した岸壁・護岸の液状化対策の合理化

鹿島建設(株)土木管理本部	正会員	○山田岳峰
鹿島建設(株)技術研究所	正会員	石井健嗣
鹿島建設(株)土木設計本部	正会員	鎗田哲也
鹿島建設(株)中部支店		水野直也
鹿島建設(株)中部支店	正会員	小倉一郎
ケミカルグラウト(株)技術本部		北山 真

1. はじめに

東日本大震災の教訓の一つとして、震災後の石油製品の供給の継続が挙げられる¹⁾。また、被災した施設の回復力の強化が、事業継続上の経営課題と意識されるようになった。そこで、2013年から資源エネルギー庁の「産業・エネルギー基盤強靱性確保事業」により製油所の施設の耐震評価²⁾が始まり、現在、危険物を取り扱う施設の安全性の確保、並びに石油製品の入出荷に必要な施設の地震対策が進められている。対策では、液状化や側方流動が懸念される地盤に立地する供用中の施設を対象とした液状化対策が求められることが多い。従って、地盤の対策は、対策効果が高く、施工性に優れる地盤固化の利用が有望である。

一方で、建設後長く利用された臨海地区の岸壁・護岸では、大規模な更新事業も行われるようになってきた。既存施設の構造を利用しながら、地震対策とともに、埠頭の利用再編に関連した増深や環境に配慮した対策の事例も出てきている。ここでも地盤固化が利用されている。これらの事業は、港湾の競争力強化や魅力向上等、今後の港湾施設の利用価値を高める取り組みであり、今後さらに同様な事業が増加することが予想される。

筆者らは、2011年の東日本大震災以降、地盤固化を利用した岸壁・護岸の合理的な液状化対策を研究してきた。地震対策とともに、既存施設の更新技術としても地盤固化が期待される。そこで、本稿では、筆者らが注目している地盤固化の最近の施工実績を紹介するとともに、地盤固化に関する筆者らの問題意識を整理する。その上で、合理的な液状化対策として、著者らがこれまでに取り組んできた低コスト化技術（「低置換率格子状固化」並びに「側方流動抑制壁」）の有効性を概説する。さらに、地震観測を併用しながら、これらの対策を段階的に進める地震対策の可能性と効果について考察する。

2. 注目される地盤固化の施工実績と課題

(1) 事例 1: 三河港埠頭再編改良事業

三河港埠頭再編改良事業の概要を、文献 3) を参考に紹介する。三河港湾事務所（国土交通省）が進める同事業は、港湾機能の強化を図り、大規模地震に対応できる耐震強化岸壁として、図-1 に示すような既設護岸を水深-12mの耐震岸壁（延長 260m）に整備するものである³⁾。事業箇所は、三河港神野西ふ頭地区で、7号岸壁第三バース（-12m岸壁）に隣接する護岸である。

本事業で採用されている固化改良式係船岸の考え方³⁾を図-2に示す。事業は、第三バース側から設計水深がそれぞれ-12m、-8m、-4mと順次浅くなる既存護岸の背面地盤を、鋼管矢板、鋼矢板の2種類がある既存の護岸構造のうち、鋼管矢板施工箇所については既設構造を利用し、根入れが不足する鋼矢板箇所は鋼矢板を新設した上で、背面地盤をブロック式で固化し、増深並びに耐震強化を図る³⁾。本事業は、固化改良体でクレーン荷重や背後地盤の土水圧等の外力を支持し、矢板には外力に抵抗する構造体ではなく主に浸食防止

Cost-effective seismic countermeasure against liquefaction of See-walls: Yamada T., Ishii K., Yarita T., Mizuno N., Ogura I(the authors above: Kajima Corporation) and Kitayama M.(Chemical grouting Co. LTD).

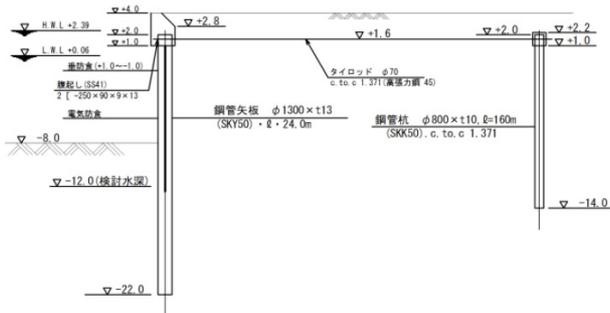


図-1 事例1: 既設構造物の概要 (-8m 護岸部) ³⁾

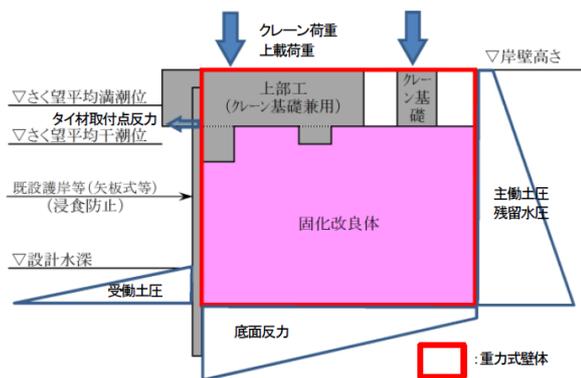


図-2 事例1: 対策工の概要、固化工改良式係船岸の考え方 ³⁾

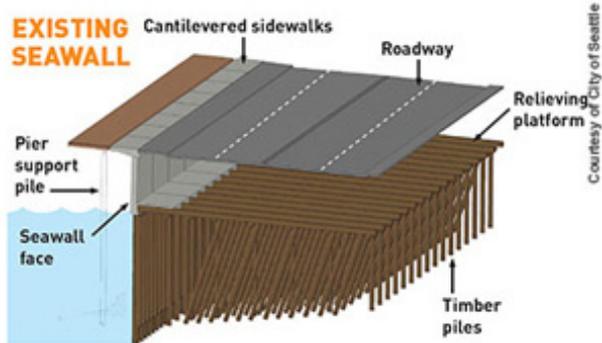


図-3 事例2: 既設岸壁の概要 ⁴⁾



図-4 事例2: 対策工の概要 ⁴⁾

の機能を重視している点において、先進的な事例とみなし得る。レベル2 地震動（海溝型地震動，活断層型地震動，M6.5 直下型地震動）の他に，南海トラフの巨大地震を想定した，最大クラスの津波を生じさせる地震動に対しても安全性等が照査されている ³⁾。

(2) 事例2: シアトル・エリオット湾護岸の大規模更新事業

エリオット湾に面するシアトル市の中心市街地の護岸は，図-3 に示すように木杭とコンクリート壁で構成された護岸で，建設後 70 年以上が経過し，土砂の吸出しによる路面の陥没や大規模地震による護岸の耐震安全性が課題となっていた。そこで，ウォーターフロント地域の再開発事業と一体で，現行の耐震基準に適合する護岸の大規模更新事業が進められており，既に一部の事業は完了している。

更新工事では，図-4 に示すように，地盤改良として高圧噴射攪拌工法による格子状固化による改良の後，その上に上部構造が建設される。前出の三河港の事例と同様に，固化した地盤を支持構造物として，海側にはコンクリート製の化粧パネルが設置される。三河港の事例では，浸食防止のため海側に鋼管杭や鋼矢板といった構造を有しており，護岸の変形時には構造物としての効果も期待できると考えられるが，本事例では，このような構造が一切ないことが特筆される。本事例でも，シアトル周辺の巨大地震を含む様々な想定地震動を対象に設計照査が行われている。なお，更新した護岸の耐用年数は 75 年を想定している。

(3) 課題（地盤固化に関する筆者らの問題意識）

前述の事例は，既設の岸壁や護岸の耐震対策を兼ねた更新事業において，地盤固化を採用し，固化地盤を本設構造物として期待する先進的な実績である。当然ながら，固化地盤には，本設構造物に見合う品質（強度，均質性，出来形，耐久性等）の確保が要求される。厳しい沿岸環境下でも，地盤固化で当該の品質確保が

可能と評価された結果、施工性に優れる地盤固化が採用されたものと考えられる。その他にも、建築基礎の支持地盤として地盤固化が利用される事例がわが国で増加している。地盤固化の本設利用が進む液状化対策では、これまで以上に固化地盤の内外部の安定性に係る検討（図-5 参照）が必要になってきている。

一方、東日本大震災の後に、筆者らが、地盤固化を適用した構造物を対象に約 20 事例を調査した結果、設計の想定を上回る地震が作用した場合でも、構造物の被害が発生していなかった。従って、費用対効果を意識した合理的な対策の実現には、対策工の性能や耐震裕度を把握すること（性能評価技術）が重要である。特に地盤固化のコスト低減策として実績が多い格子状固化を合理的に行う場合には、最適な置換率の検討が鍵になる。しかしながら、埋立地盤は土質の種類や物性値のばらつきが大きく、さらに建設年代が古い岸壁や護岸は経年変化が進行している構造物も多い。そのため、計画・設計段階での十分な調査と耐震裕度の評価は、精度的にもコスト的にも限界があるのも事実である。そこで、この課題（対立）の解決策の一つとして、著者らは、遠心模型実験や事例解析等で妥当性が検証された対策工の採用と性能評価技術を用いた評価の他に、実サイトを対象とした地震観測等のモニタリングに注目している。

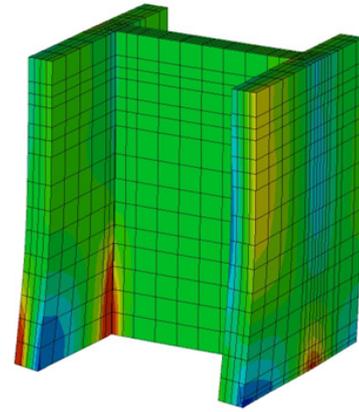


図-5 3次元液状化解析結果のイメージ
(非液状化層に根入れされた格子状固化の固化地盤に発生する水平応力)

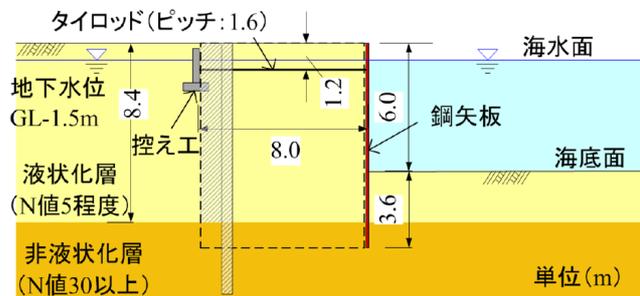
注) 赤色、青色の箇所が発生応力が大きい

3. 低コスト化技術と段階的な地震対策

(1) 低コスト化技術

筆者らはこれまで、岸壁・護岸の液状化対策として、従来よりも置換率を減らした低置換率格子状固化や側方流動抑制壁といった低コスト化技術の性能を、実験や数値解析で検証してきた。これらの技術の概要を表-1 に示す。検討結果の詳細は、関連文献 6)~9) を参照されたい。以下、低コスト化技術の効果の概要を述べる。

東京湾の鋼矢板式岸壁を模した -5m 岸壁（図-6）を対象にした遠心模型実験では、レベル 1 地震（港湾波、図-7 参照、以下同様）時に 1.3m、レベル 2 地震（南海トラフ波、図-7 参照、以下同様）時に 3.7m を超える変位が発生する岸壁の変位を、低置換率格子状固化（置換率は約 30%）の場合にはそれぞれ 0.2m、0.7m、側方流動抑制壁の場合には、それぞれ 0.6m、1.7m に抑制できた。対策のコストは、従来の格子状固化に対して、低置換率格子状固化で概ね 2/3、側方流動抑制壁で概ね 1/3 である。側方流動抑制壁は、



備考) 対策工設置箇所

□ : 低置換格子状固化の設置範囲

▨ : 側方流動抑制壁(地盤固化壁+H鋼)の設置範囲

図-6 実験で想定した岸壁と地盤

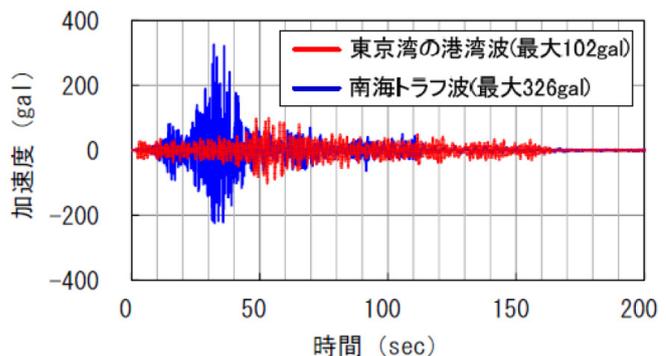


図-7 実験で想定した地震波

表-1 低コスト化技術の概要⁹⁾

工 法	低置換率格子状固化	側方流動抑制壁
工法の概要	<p>岸壁や護岸の液状化・側方流動対策として、背面地盤に格子状固化を造成する。サイトの特性を考慮した対策後の変形性能を評価することによって、従来の格子状固化よりも置換率を抑え(安価)、要求性能に応じた改良仕様で対策できる。</p> <p>工法イメージ(控え工付き鋼矢板式岸壁の場合) 水平変位 3.7m</p> <p>動的遠心模型実験結果 実験後の変形</p>	<p>岸壁や護岸の背面地盤に施設の側方流動対策として、背面地盤に地盤固化壁とH鋼を組み合わせた側方流動抑制壁を設置する。背面地盤の水平変位の発生を抑制することができる。施工の際に、障害物がある場合には、側方抑制壁の一部を間引いて施工しても対策効果は低減しない。</p> <p>工法イメージ(控え工付き鋼矢板式岸壁の場合) 水平変位 3.7m</p> <p>動的遠心模型実験結果 実験後の変形</p>
使用機械	<p>地盤固化工法(高圧噴射攪拌工法/機械攪拌工法等)から施工条件に応じて最適な工法を選択 ※例えば、ジェットクリート工法等を参照</p>	<p>地盤固化工法(高圧噴射攪拌工法/機械攪拌工法等)から施工条件に応じて最適な工法を選択 ※例えば、ジェットクリート工法等を参照</p> <p>その他に、H鋼建込み用の小型クレーン等</p>
概算施工単価(参考)	従来工法(置換率50%の格子状固化を想定)のコストの2/3	従来工法(置換率50%の格子状固化を想定)のコストの1/3

レベル2地震でも改良体は破壊しなかった。また、低置換率格子状固化は、レベル1地震では改良体は破壊せず、レベル2地震でも地盤改良の仕様の工夫等で破壊を抑止できることを確認している。従って、これらの工法は、コストを抑えた岸壁・護岸の防災・減災技術として期待できると考えている。

(2) 段階的な地震対策

既設の岸壁・護岸の液状化対策の実務では、これまで、精度、数量的に必ずしも十分とはいえない地盤や構造物の調査結果と、安全側になるように十分に配慮した設計検討結果に基づき、一度に最終系の対策を実施してきた。一方、筆者らが提案する段階的な地震対策は、地震観測等で構造物や周辺地盤の実際の応答を対策の事前・事後でモニタリングし、これを対策工の設計に映し、対策の合理化を図るとともに、観測期間中に耐震裕度を明確にしようとする提案である。

概念図を図-8に示す。仮に、観測期間中に大きな地震動が来襲すれば、応答を詳細に分析することができる。新技術を適用した場合には、実サ

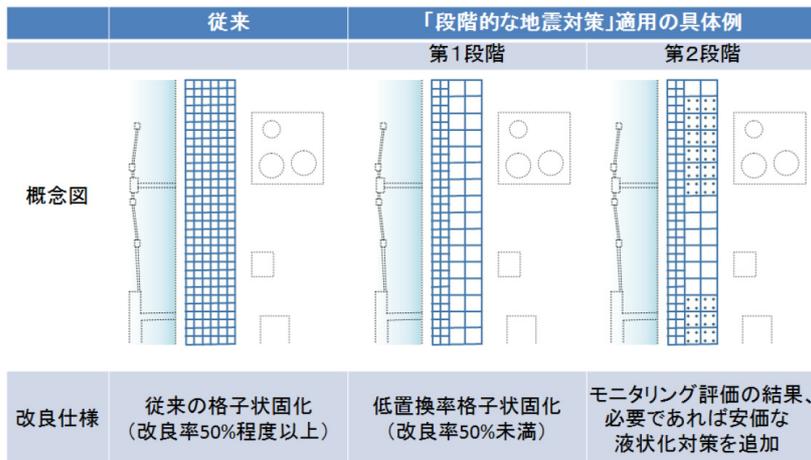


図-8 段階的な地震対策の概念図

注) 図は、ドルフィン等を有する産業施設の護岸の背面地盤に格子状固化を配置した場合をイメージ(平面図)

イトでその効果を検証できる。なお、新技術は、実験や解析等で有効性が裏付けされた技術であり、実サイトに適した技術であることが前提である。しかし、地震観測の結果、追加対策が必要と判断される場合には結果的にコスト増になることも予想される。そこで、以降、前述した鋼矢板式岸壁を対象に段階的地震対策と低置換率格子状固化を採用した場合の費用対効果について考察する。

地震観測は、表-2 に示すように、基盤、無対策地盤、対策地盤のそれぞれの箇所に最小限の計器を設置した場合を想定する。計測期間は3年とし、各地震の観測記録の統計処理と、計測期間中に2次元FEM液状化解析を1回実施することとする。検討の前提条件として、地震時の岸壁の水平変位を0.5m以下に抑え、固化体の内部安定性を確保することを要求性能として仮定する。

地盤固化は、狭隘な箇所の施工性に優れる高圧噴射攪拌工法を用いる。格子状固化の置換率は、従来通り60%程度の改良を行った場合、並びに低置換率固化では40%程度の改良と地震観測を行った場合、さらに後者では、地震観測の結果、追加対策として排水系の工法の採用が必要になった場合を想定する。

検討結果を表-3に示す。

筆者らの研究では、想定地震動がレベル1地震動の場合、低置換率格子状固化によって岸壁の変形量は0.2m程度に抑えられ要求性能を十分に満足する。岸壁の施工延長が500m、100mのとき、新技術のコスト比は、表-3を参照するとそれぞれ0.7、0.83となり、従来技術よりも3割から2割程度のコスト削減を期待できる。観測のコスト比は、工事費に対してそれぞれ0.03、0.16となる。このように、施工延長が長くなる程、新技術のコストメリットが大きいの。レベル2地震動（南海トラフ波）でも、必要に応じて、改良仕様の工夫や、排水工法等の補助工法を一部併用することで、要求性能を満足し、同様なコストメリットを期待できると考えている⁹⁾。

表-2 想定した地震観測機器

計器	数量	備考
3成分サーボ型 加速度計	3	地表面：2箇所 基盤：1箇所
間隙水圧計	2	液状化性地盤2箇所

表-3 対策工のコストの試算（鋼矢板式岸壁の場合）

岸壁施工延長 (m)	項目		コスト比		
	100	従来（置換率60%）		1.0	
新技術		低置換率 （置換率40%）	0.67	0.83	0.86
		観測	0.16		
		追加対策 （排水系）	0.03	0.03	
500	従来（置換率60%）		1.0		
	新技術	低置換率 （置換率40%）	0.67	0.7	0.73
		観測	0.03		
		追加対策 （排水系）	0.03	0.03	

4. まとめ

本稿では、地盤固化の最新の施工実績を紹介するとともに、地盤固化に関する筆者らの問題意識を整理した。その上で、合理的な地震対策として、著者らがこれまでに取り組んできた低コスト化技術（「低置換率格子状固化」並びに「側方流動抑制壁」）の有効性を概説した。さらに、地震観測を併用しながら、これらの対策を段階的に進める段階的な地震対策の可能性と効果について考察した。知見を以下に整理する。

- ・ 三河港埠頭再編改良事業とシアトル・エリオット湾護岸の大規模更新事業における岸壁・護岸の地震対策では、地盤固化が採用されており、鉛直支持力、土水圧等の地震外力を地盤改良体で抵抗すること、また地盤固化が本設利用される点が注目される。ブロック式改良の前者に対し、後者の事例ではさらに格子状固化の地盤改良を採用している。地震対策とともに、既存施設の更新技術としても、地盤固化を利用したこれらの施工実績が参考になる。
- ・ 施工性に優れる地盤固化の用途が広がっている。また、性能設計と施工技術の進歩により、合理的な対策が可能になってきている。客観性を確保するため、これまで以上に、地盤固化の品質と、固化地盤の内外部の安定性に係る検証と妥当性の確認が必要になってきている。これらを実現することで、合理

的な対策が可能になる。

- ・ 低置換率格子状固化や側方流動抑制壁は、低コストな岸壁・護岸の防災・減災技術として期待できる。地震観測等のモニタリングを行いながら、段階的に地震対策を進める段階的地震対策は、耐震裕度の評価や新技術の効果の実証に有効である。また、施工規模が大きくなる程、観測費用が総コストに占める割合は低減し、対策費を大幅に縮減できる可能性がある。
- ・ 鋼矢板式岸壁を対象に本稿で検討した条件では、低置換率格子状固化は、単独の利用、または想定地震動の規模が大きくなる場合には改良仕様の工夫や補助工法を組み合わせることで、従来技術よりコストを抑えて岸壁や護岸の変位を 0.5m 以下に抑制できる。地震観測を実施した場合でも、施工延長が概ね 100 m を超えると従来技術に比べて低コストとなり、施工延長 500 m の場合、3 割程度のコスト縮減が期待できる。

筆者らは、液状化対策として格子状固化が採用された大規模法面⁸⁾に対して、地震観測を開始している。当該事例は、対象構造物が岸壁・護岸ではないけれども、岸壁・護岸と同様に偏土圧を受ける条件は共通している。今後、地震観測記録を分析して、対策の有効性を実証する予定にしている。

参考文献

- 1) 石油連盟(2011): 東日本大震災における石油業界の対応と提言.
- 2) 資源エネルギー庁(2013): 製油所等の耐震性能等の評価の手引き.
- 3) 岩田尚晃・宮原祐二・山脇秀仁(2015): 既設構造物を考慮した～耐震強化岸壁の整備～, 国土交通省中部地方整備局, 平成 27 年度中部地方整備局管内事業研究発表会,
http://www.cbr.mlit.go.jp/kikaku/2015kannai/pdf/15_innovation.pdf.
- 4) Wilcox K. (2013): The Seattle Department of Transportation will employ jet grouting in the replacement of a critical part of its transportation infrastructure,
<http://www.asce.org/magazine/20131217-jet-grouting-facilitates-seattle-seawall-replacement/>.
- 5) 産業施設の強靱化工法に関する研究会(2016): 臨海部産業施設の強靱化工法ガイドライン, 早稲田大学東京安全研究所, 産業施設防災技術調査会,
<http://idmc.or.jp/file/guideline1.pdf>.
- 6) 石井健嗣・小原隆志・北本幸義・藤崎勝利・山田岳峰・鎌田敏幸・北山真(2015): 岸壁・護岸を対象とした地盤固化による低コスト液状化対策技術の遠心模型実験, 土木学会第 70 回年次学術講演会, I-464, pp.927-928.
- 7) 石井健嗣・小原隆志・北本幸義・京川裕之・山田岳峰・鎌田敏幸・北山真(2016): 傾斜護岸を対象とした低コスト液状化対策技術に関する遠心模型実験, 土木学会第 71 回年次学術講演会, I-142, pp.283-284.
- 8) 山田岳峰・京川裕之・石井健嗣・鎗田哲也・北山真(2016): 既設岸壁・護岸の液状化対策を対象とした低コスト工法と段階的地震対策の提案, 土木学会第 36 回地震工学研究発表会, B23-984.
- 9) 山田岳峰・石井健嗣(2017): 既設岸壁・護岸の液状化対策を対象とした格子状固化と段階的な地震対策に関する考察, 土木学会第 7 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム.
- 10) 大石峻也・村上武志・前田宗宏・小原隆志・鬼木剛一・川西政雄・梅寺誠・香川浩司(2015): 鉱さい堆積場におけるレベル 2 地震時の液状化対策工の設計, 土木学会第 70 回年次学術講演会, VI-357, pp.713-714.

河川堤防における耐震対策工（液状化対策）

中日本建設コンサルタント株式会社 ○加藤俊夫，谷川雄哉

1. はじめに

日本各地で大規模な地震が発生し，東海地域では南海トラフ地震が想定されている。河川堤防においても大規模地震によって発生する液状化対策が急務であり，二級河川Y川の液状化対策工の選定と検討を行った。対象範囲の堤防は，制約条件として用地確保が厳しいこと（堤内地には民家，工場，道路が近接しており堤体拡幅や堤内地での施工用地確保が困難），H9耐震基準の対策工が施工済み（円弧すべり対策としての鋼矢板，鋼管矢板）であることを考慮し，対策効果の確実性，経済性，施工性を総合的に判断して二重矢板工法を選定した。L2地震動への対策工は6区間に分け，地質条件については既往調査結果を補間するように追加調査を行い，地質や遡上水位等の諸条件を設定し，有限要素法（FEM）の鉛直二次元地震応答解析 FLIP（Finite Element Analysis Program for Liquefaction Process）を用いて，最適な液状化対策範囲や工法の設計を行った。

2. Y川の耐震設計方針

Y川下流域（埋立地／築堤区間）では，南海トラフ地震による堤防沈下（地震動による沈下，液状化による沈下，広域地盤沈降による沈下）対策と，南海トラフ地震により引き起こされる津波による堤防決壊対策として，堤防の耐震設計および工事を進めている。河川堤防の耐震設計の基本的な考え方は「地震により堤防が変形や沈下しても，堤防の高さは堤防越水をさせない高さを確保することにより，堤防の決壊を防ぎ，堤内地の浸水災害を起こさないこと」とし，具体的には以下を検討した。

- ・ L1地震：堤体の安定～堤防の崩壊（円弧すべり）
- ・ L2地震：堤体の沈下～液状化の発生による沈下（地盤の流動化解析）

上記検討内容を以下のフロー（図-1）にまとめた。このフローにより耐震性を評価し対策を検討した。

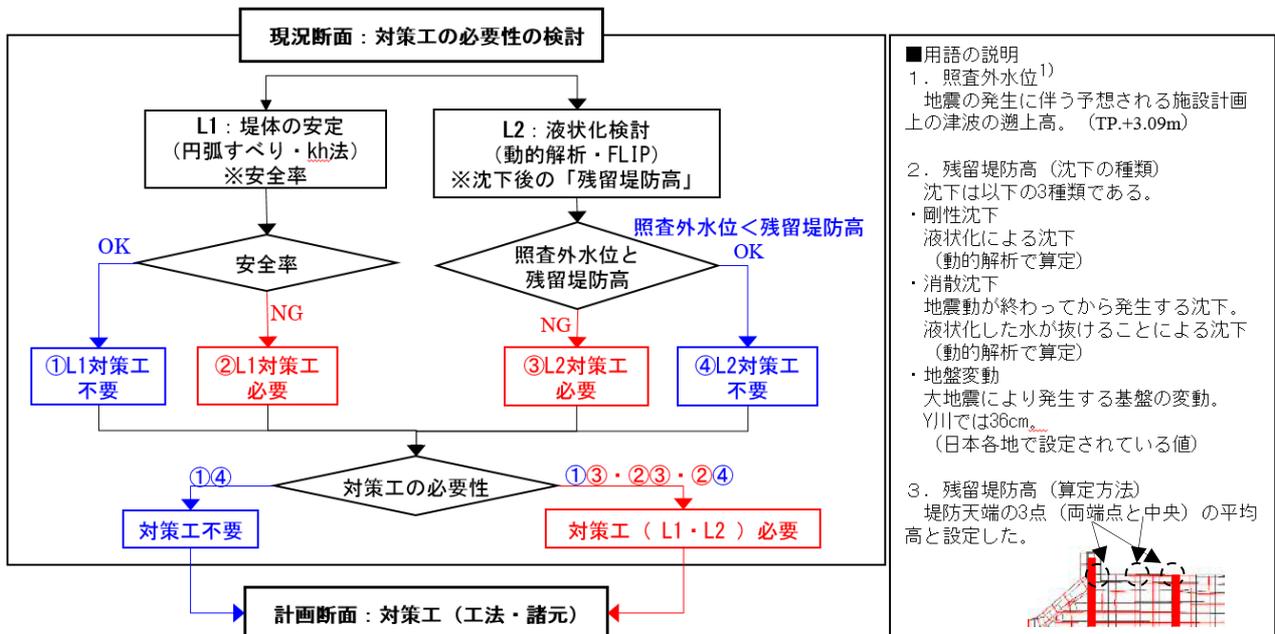


図-1 耐震設計フロー

※上図は「対策工の必要性の検討」であるが，対策工の選定・諸元の決定フローも基本はこのフローと同じで，諸元決定のチェックルーチンが加わるだけなので本稿では省略した。

3. 対策工対象範囲の地盤

3.1 地盤特性

対策工範囲を含む地質分布と解析断面を図-2 に示す。対策工範囲は Y 川下流域の沖積低地に属しており、沖積層は-5m 程度まで堆積している。液状化対象層 (As) は TP.±0m~-5m の範囲に存在し、最大堆積厚は 5m 程度で、解析断面での堆積厚は 3m 程度である。沖積層の下に更新世層が分布し、TP.-20~-25m には工学的基盤面 (熱田層下部 D3Lc 層上面) が分布している。工学的基盤面は PS 検層を行い設定した。地質区分と対象断面地質構成を図-3 に、物性値を表-1 にまとめた。

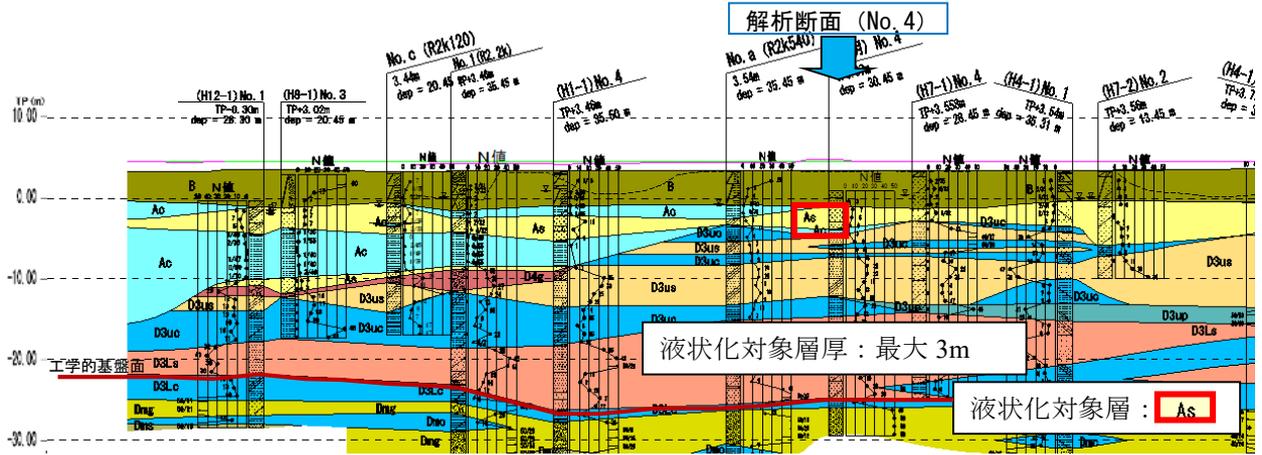


図-2 地質縦断面図 (右岸堤防)

物性値 (表-1) は対象範囲のボーリングデータの土質試験結果と N 値 (一般的な設計値) を総合的に判断して設定した。なお、二次元地震応答解析 FLIP で用いる諸定数には文献 2) を参考に設定した。

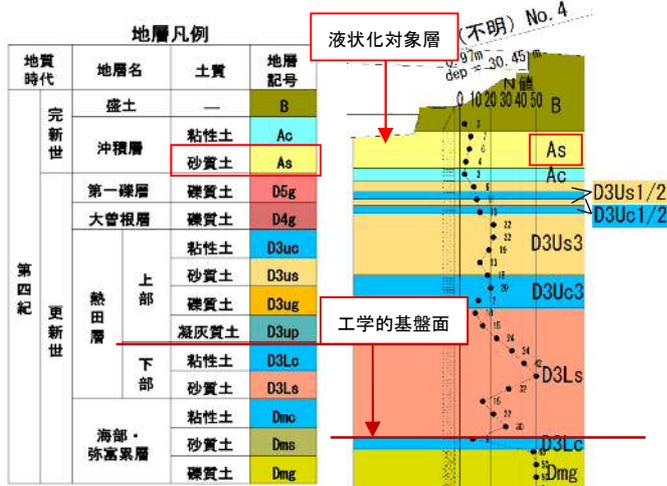


図-3 地質区分と対象断面の地質構成

表-1 地質物性値と液状化対象層

地層記号	代表 N 値	γ (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ (度)	C (kN/m ²)	細粒分含有率	液状化対象層	
B	砂質土	3	17	8	18	21	0	25.8	○
As	砂質土	4	17	8	18	22	0	17.2	○
Ac	粘性土	1未測	14	5	15	0	6未測	69.4	
D3Us1	砂質土	7	17	8	18	25	0	55.5	
D3Uc1	粘性土	0	14	5	15	0	42	73.4	
D3Us2	砂質土	13	18	9	19	29	0	37.1	
D3Uc2	粘性土	7	16	7	17	0	42	73.4	
D3Us3	砂質土	15	18	9	19	30	0	37.1	
D3Uc3	粘性土	17	18	9	19	0	102	73.4	
D3Ls	砂質土	25	18	9	19	34	0		
D3Lc	粘性土	12	17	8	18	0	72		工学的基盤層

※地質調査 (ボーリング) の追加の効果

図-2 に示すように、ボーリング地点をほぼ等間隔にすることにより、的確な地質縦断面図の作成ができた。また、同じ地層の物性値を整理、比較することにより試験異常値の棄却を踏まえた設計に用いる物性値の設定、工事区間分類の設定を行うことができ、耐震対策工の質的向上に寄与できた。

3.2 液状化層の設定

液状化とは地下水水位以下の緩い状態の砂質土が、地震による振動で全応力が全て間隙水圧になることにより、砂質土の粒子間の有効応力 (せん断強度) がゼロになり、地盤の沈下や噴砂等が発生する現象である。液状化現象は埋立地や、河川・海岸沿い、河口部などの N 値が 20 以下、地下水水位が浅い場所で発生しやすく、対象範囲の地質の砂質土層 (As 層) はこれら条件に該当し FL 値の算定結果からも液状化層と設定した。

4. L1 耐震対策（堤体の安定：円弧すべり）

Y 川の L1 耐震対策は、兵庫県南部地震で見直された耐震対策として堤外地側（河川側）の高水護岸端部に鋼矢板や鋼管矢板（本検討断面は鋼矢板）が打設されており、L1（水平設計震度=0.18）の耐震対策として有効であることを確認した。なお、本検討断面において、堤内地側（民地側）で円弧すべりの所要安全率を確保できていないので、L1 の耐震対策が必要であることを確認した（図-4）。

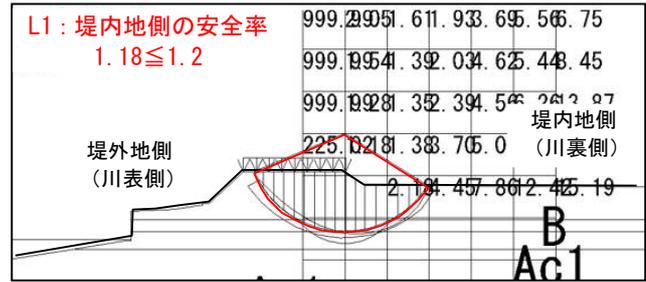


図-4 堤内地側の円弧すべり解析結果（L1）

5. 耐震対策工の必要性の検討

5.1 河川堤防における変状および二次被災

大規模地震動による河川堤防の変状は①堤防の沈下であり、沈下により二次被災として②津波の堤防越水がある。これらを模式化し図-5 に示した。

①堤防の沈下

- ・地震動による堤防の沈下，破壊（円弧すべり）
- ・液状化（側方流動）による堤防の沈下
（重力の影響により上載荷重の少ない～地盤の低い方へと側方流動が発生し，堤防部分の体積が減少するために堤防の沈下が発生）

②津波の堤防越水

- ・津波遡上により堤防沈下箇所，河川水の堤防越水が発生
- ・越流水による破堤の発生（および拡大）と堤内地の浸水被害の発生

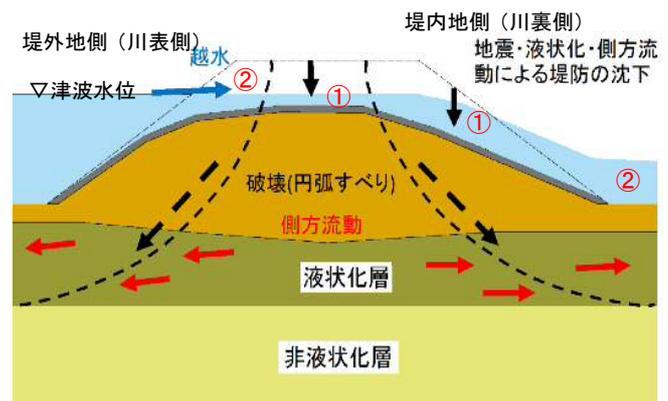


図-5 堤防における変状発生イメージ（無対策時）

5.2 液状化による堤防変形の解析手法（二次元地震応答解析 FLIP）と地震波形

現時点における日本での液状化に関する代表的な解析ソフトは、FLIP・LIQCA・ALID がある。動的解析は FLIP と LIQCA で、静的解析は ALID である。LIQCA と FLIP の違いとして、LIQCA は過剰間隙水圧消散過程を当初から組み入れた解析ソフトであったのに対し、FLIP は消散過程を組み入れてなかったことにある。ただし、検討時点では FLIP でも考慮可能になっていたため、解析ソフトは使用実績の多い FLIP とした。

FLIP により、現況断面および対策工施工断面の液状化発生状況，堤防沈下量の算定，鋼矢板の発生応力を算定した。

※河川堤防で ALID を使わなかった理由：検討時点での ALID は H28 改良版の前バージョンであった（沈下量が多くなる傾向）ことから ALID は使用しないこととした。

対象地点の L2 地震動は、過去地震最大モデルとし、地震動は N 方向と S 方向の地震波形を合成し、合成波最大振幅が最大となるような波形とした（図-6：最大加速度 355gal）。対象地点の照査外水位は TP.+3.09m（地盤変動は含まず）である。

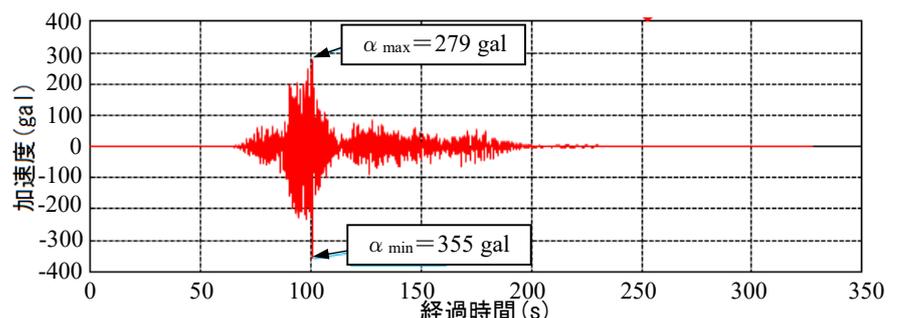


図-6 L2 地震波形（工学的基盤面での入力波形）

5.3 地盤特性と解析モデル

現況断面の解析モデルを図-7に示す。層厚約3mの液状化対象層（As層）は、堤防の盛土層直下に分布し地下水位より下にあるので、大規模地震動により液状化（および堤防変形）が発生する可能性は高い。

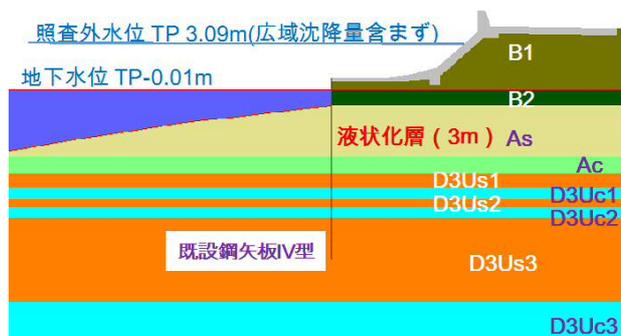


図-7 現況断面解析モデル

5.4 解析結果（液状化の発生の有無，変位置量）

現況断面の解析結果として、過剰間隙水圧比の最大値分布（図-8）と堤防の変形（図-9）を示す。

過剰間隙水圧比の最大値分布（図-8）は、過剰間隙水圧比 1.0 を赤色で示しており、液状化対象層では一部では過剰間隙水圧比が 1.0 未満ではあるが全体で液状化が発生していることがわかる。変形（図-9）は、黒線が変形前で赤線が変形後である。液状化（流動化）により堤防の変形が生じ、最大堤防沈下量は約 20cm、最大水平変位は川側に約 50cm である。変形は堤防天端から液状化層の下まで生じている。

※パラペットによる止水機能：パラペット幅 40cm に対して最大水平変位は約 50cm なので、パラペットがずれた箇所からパラペット天端高よりも低い水位で河川水が流入する可能性があり、パラペットの止水機能は期待しない。

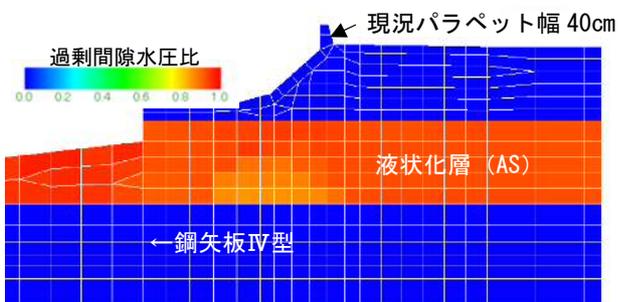


図-8 現況断面での過剰間隙水圧比の最大値分布図

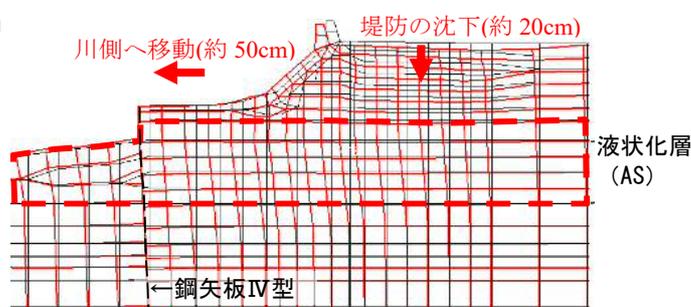


図-9 対策前現況断面変形図

5.5 耐震対策工の必要性の判断結果

現況断面での耐震対策工の必要性の判断を、対象地震発生後の残留堤防高と照査外水位（津波遡上水位）で比較し、「残留堤防高<照査外水位」の場合に「対策工が必要」とした。なお、パラペットは上述した水平方向への変位と幅の関係から止水機能を満たさないことが考えられるために、残留堤防高にはパラペットは考慮しない計画とした（計画断面の水平変位は小さくなるが、計画論として同様とした）。

表-2 現況断面変形諸量

位置	端点 (川表)	中央	端点 (川裏)	平均
①現況堤防天端高 ^{※1}	3.57	3.55	3.53	3.55
②沈下量 (m)	剛性低下	-0.18	-0.21	-0.21
	消散沈下	-0.01	-0.01	-0.01
	地盤変動	-0.36	-0.36	-0.36
③=①+②残留堤防高 ^{※1}	3.02	2.97	3.41	2.97
④照査外水位 ^{※1}	-	-	-	3.09
性能照査結果	③ (2.97) < ④ (3.09)			OUT
既設鋼矢板発生 ^{※2}	降伏M (478) < 583 < 全塑性M (693)			

※1：TP (m) ※2：kN・m

解析結果（表-2）より残留堤防高 2.97m は照査外水位 3.09m より低くなった。これより、津波遡上により河川水が堤防を越えて堤内地で浸水が発生し、さらに破堤の発生も想定され浸水被害拡大も懸念されるので耐震対策工（液状化～堤防沈下抑制工）が必要と判断した。また、既設鋼矢板の発生モーメントは、全塑性モーメント以下ではあるが、降伏モーメントを超えるので、対象地震発生後には補修が必要である。

6. 耐震対策工（液状化対策工）の検証

6.1 耐震対策工法（液状化対策工法）の選定

耐震対策工法（液状化対策工法）を河川構造物設計要領³⁾から抜粋し、表-3に示す6つの工法に分類した。これらは、「液状化の発生を防ぐ」工法と「液状化の発生による地盤沈下等を制御する」工法に分類でき

る。「液状化の発生を防ぐ」工法は、締固め工法・固化工法・排水工法・置換工法であり、液状化地盤を置換や排水を行うものである。

「液状化の発生による地盤沈下等を制御する」工法は、押え盛土工法・構造的工法である。Y川の液状化対策

工法を選定するにあたっての制約条件は、①周辺環境への配慮（騒音、振動、濁水等）、②許容沈下量に余裕がないため殆ど沈下を許容しない構造形式の選定、③用地制限のある施工法の選定、④経済性とした。対策工法は、一次選定として制約条件①～③に対して6工法から3工法（締固め工法・固化工法・構造的工法）とした。2次選定は経済性（制約条件④）を加えて総合的に判断して「構造的工法」とした。

表-3 液状化対策工法

目的	工法	特徴	一次選定	二次選定
液状化発生の防止	締固め工法	・土の密度を大きくし、地盤の支持力やせん断力を上げる工法	○	
	固化工法	・土と固化材を攪拌混合し、液状化層を固化させる	○	
	排水工法（ドレーン）	・堤体内の地下水位を低下させ、液状化を防止する工法		
	置換工法	・液状化層を良質材で置換える工法		
地盤沈下の制御	押え盛土工法	・すべりに抵抗するモーメントを増加させて、すべり破壊を防止する工法		
	構造的工法（矢板）	・矢板により、地盤を拘束することで液状化による側方変位を抑制し、堤防沈下を防ぐ工法	○	○

6.2 液状化対策工法の選定（二重矢板工法の選定）

構造的工法の矢板の打設位置と枚数は、既設鋼矢板があるので、以下の3つのパターンとなる。

表-4 矢板の打設位置と矢板の枚数

①高水護岸法尻（高水護岸）・1列	②高水護岸および法尻・2列	③堤体部・2列
× 残留堤防高<照査外水位	× 残留堤防高<照査外水位	○ 残留堤防高>照査外水位

対象範囲では前述したように兵庫南部地震後の耐震基準改訂に基づき低水護岸端部で耐震工事（鋼矢板IV型）が施工されている。上表の①案は前述した現況断面の解析モデルであり、鋼矢板を考慮しているが残留堤防高が照査外水位よりも低くなるために不採用案となる。②案も FLIP により検討したが、残留堤防高が照査外水位以下となることから不採用案となる。したがって、③案の形状（二重矢板工法）とした。

6.3 二重矢板工法の機能

二重矢板工法の耐震機能は、液状化（流動化）した砂が側方へ移動することを制御することと、円弧すべり面抵抗（せん断力）の増加である（図-10）。

①堤防沈下量の制御

- ・液状化による堤内地側と堤外側への砂層の移動の制御による堤防沈下量の抑制機能

（二重矢板の外側は液状化による沈下は発生）

- ・鋼材剪断力による円弧すべり面抵抗の増大機能

②津波の堤防越水

- ・堤防が沈下しても照査外水位より高くすることによる、河川水の堤防越水防止機能
- ・越流水による破堤の発生防止機能
- ・越水による堤内地の浸水被害発生防止機能

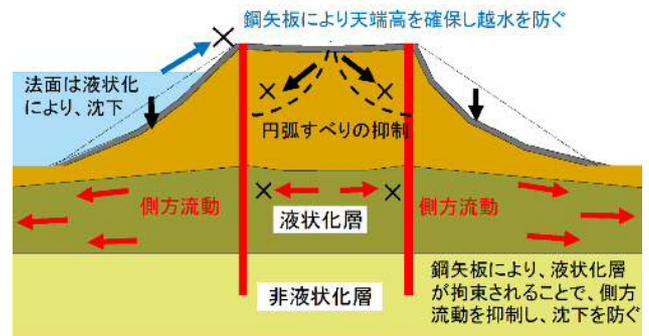


図-10 二重矢板工法での耐震効果（機能）模式図

6.4 計画断面の解析モデル（対策工設置）

計画断面の解析モデルでは、堤体直下に二重矢板を配置した（図-11）。二重矢板の長さは安定計算に基づき液状化層（As層）の下までとし、二重矢板の型数は構造計算により設定した。

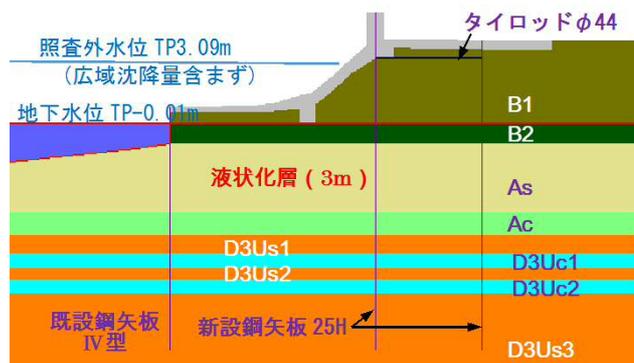


図-11 対策工解析モデル

6.5 解析結果（液状化の発生の有無，変位量）

計画断面の解析結果は、過剰間隙水圧比の最大値分布（図-12）と堤防の変形（図-13）を示す。過剰間隙水圧比の最大値分布は、現況断面と同様に液状化層全体で液状化が発生している。変形は、現況断面と同様に川側に移動しているが、最大水平変位は現況断面の約 50cm から約 20cm と約 30cm 減少している。最大沈下量は約 6cm で、現況断面よりも約 14cm 減少している。二重矢板で挟まれた堤防直下の液状化層でも液状化は発生しているにもかかわらず、水平方向・鉛直方向の変位が小さくなり、残留堤防高が照査外水位よりも高くなったのは二重矢板の剛性により地盤の側方流動を抑制しているからである。

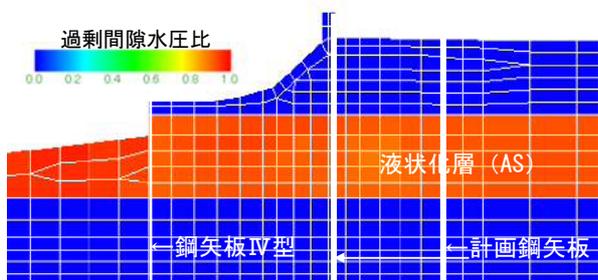


図-12 対策工断面過剰間隙水圧比の最大値分布

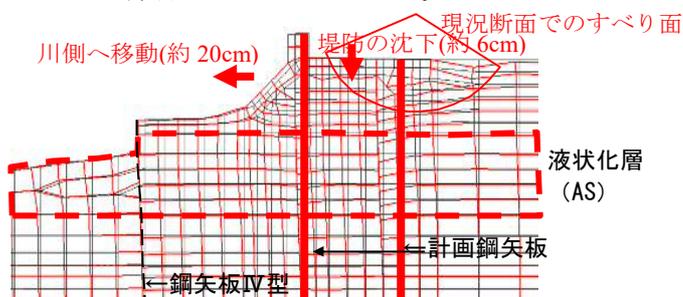


図-13 対策工断面変形図

6.6 耐震対策工効果

耐震対策工により、残留堤防高 3.17m が照査外水位 3.09m より高くなり堤防の安全機能が確保できること、既設鋼矢板の発生モーメントは降伏モーメント以下になることを確認した（表-5）。円弧すべりも鋼材がすべり面に入るので、所要安全率を確保できる（図-13）。

表-5 耐震対策工断面変形諸元

位置	端点 (川表)	中央	端点 (川裏)	平均
①計画堤防天端高 ^{※1}	3.60	3.60	3.60	3.60
②沈下量 (m)	剛性低下	-0.05	-0.06	-0.07
	消散沈下	-0.01	-0.01	-0.01
	地盤変動	-0.36	-0.36	-0.36
③=①+②残留堤防高 ^{※1}	3.18	3.17	3.16	3.17
④照査外水位 ^{※1}	—	—	—	3.09
性能照査結果	③ (3.17) > ④ (3.09) OK			
既設鋼矢板発生M ^{※2}	445 < 降伏M (478) < 全塑性M (693)			
新設鋼矢板発生M ^{※2}	降伏M (389) < 448 ≤ 全塑性M (448)			

※1：TP (m) ※2：kN・m

7. まとめ

二重矢板工法は、液状化現象そのものを抑制することを目的としていないが、液状化現象により発生する地盤の側方流動を矢板で拘束し、地盤の沈下を防ぐ工法である。河川堤防における耐震対策工（液状化対策と堤防の安定対策）として二重矢板工法の選定経緯と機能確保の事例を示した。

最後になりますが、本稿をまとめるにあたり名古屋市緑政土木局河川部河川工務課の皆様には、情報提供と本稿のとりまとめに関してお世話になりました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 国土交通省水管理・国土保全局治水課(H24.2)：河川構造物の耐震性能照査指針・解析-I，共通編-P3
- 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博(1997.6)：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾空港技術研究所 資料 0869
- 社団法人 中部建設協会(2003)：河川構造物設計要領 国土交通省中部地方整備局監修，P2-2-47