

【建設工学研究所論文報告集第 60 号〔報告〕2018 年 11 月】

新名神高速道路宝塚北 S A 高盛土の建設

Construction of High Embankment at the Part of Takarazuka North S.A, Shin-Meishin Expwy

山口卓位	滝川龍誠	小野稔和
Takanori Yamaguchi	Ryusei Takigawa	Toshikazu Ono
安藤伸	遠藤司	沖村孝
Shin Ando	Tsukasa Endou	Takashi Okimura

1. はじめに

新名神高速道路は新東名高速道路と共に名神・東名と相互に機能を補完し、災害時を含め交通機能の分担と高い信頼性を確保することを目的に建設されている。平成 30 年 3 月 18 日に川西 IC-神戸 JCT 間が開通した。この区間にある宝塚北 SA は、施工面積約 11ha、盛土量約 400 万 m³、最大盛土高さ約 70m の大規模盛土である。谷埋め盛土であり、盛土下方には集落が位置している。将来にわたり確実に安全な盛土を建設することを目的に、平成 21 年に施工方法検討委員会が設置された。検討会は合計 9 回開催され、第 4 回までは施工着手前の事前検討、第 4 回～第 9 回は、盛土材料や具体的な施工方法の検討が行われた。本報文では検討会で審議された内容を中心に調査・設計、施工、モニタリングについて紹介する。



図-1. 1 調査位置図（地理院地図より引用）

2. 盛土計画地点の地形・地質状況および湧水状況

宝塚北 SA は、宝塚駅の北北西約 7km、川下川ダムの東方約 1km に位置する。周辺の山地は標高 250m~300m 程度の山頂小起伏面を有している。武庫川が山地を削剥し、谷壁斜面は 150m におよぶ急崖を形成している。宝塚北 SA は、武庫川の左支僧川の支流の 1 次谷に施工されている。河床標高 150m の溪流の谷頭部全体を盛土し、山頂小起伏面とほぼ同じ標高 220m 付近まで盛り立てている。

基盤の地質は、溪流部に白亜系の有馬層群の武田尾層の火山歴凝灰岩、凝灰質砂岩・礫岩・凝灰質礫岩互層、その上位に玉瀬層の流紋岩質溶結凝灰岩が分布する。また、溪流上流部から山腹斜面には古第三系の神戸層群三田累層の礫岩、砂岩、泥岩が分布している。このうち、有馬層群の各層と三田累層の礫岩、砂岩は比較的硬質であるが、三田累層の泥岩は軟質で、地すべり層面すべりの原因となっている。踏査結果にもとづく地質層序表を表-2. 1 に、周辺の地質図を図-2. 1 に示す。

表-2. 1 宝塚北 SA の基盤の地質層序表

地質年代	地層名	記号	岩相	
第四紀 更新世	崖水堆積物	dt2	調査地上流のレベルバンク部において、沢沿いに厚さ数m程度で分布。谷沿いに平坦に堆積した軟弱な砂・シルト層であり、崖地状を呈する。	
		dt1	調査地の山腹斜面の山裾・谷沿いに、厚さ5m以下程度で分布。主に凝灰土・凝結じり砂からなり、全体に締りが悪い。	
	段丘堆積物	tr	調査地の谷間に付近、および谷川沿いに分布。現河床より比高3~5m高い位置に平坦面を形成する。河川成の砂礫からなる。厚さ3m以下程度。	
中生代 白亜紀	神戸層群 三田累層	泥岩	Kms	調査地上流の高標高部に分布。深灰~紫褐色を呈する軟質な泥岩からなる。層理面は区に発達し、強く劣化しており、地すべりの層面すべりの原因となっている。風化に弱く、浸食を顕著に受けている。
		砂岩	Kss	調査地上流の中標高部に分布。灰色を呈する。やや硬質な砂岩からなる。層理面は数10cm毎に発達し、緩く互傾斜している。
		礫岩	Kog	主に調査地中流部に分布。深灰色を呈し、主にφ50cm以下の礫からなる固結した礫岩である。割れ目が少なく、層理面はほとんどみられない。
中生代 白亜紀	有馬層群 玉瀬層 武田尾層	流紋岩質溶結凝灰岩	Amt	調査地に広く分布する基盤岩であり、主に調査地下流斜面に広く分布する。硬質で割れ目が発達した礫岩であり、風化に比較的強く、斜面に露出することが多い。河床付近では断層による影響で変形されて軟弱化している。
		凝灰質砂岩・礫岩・凝灰質礫岩互層	Aks-tg	調査地下流、および備川沿いに分布する。割れ目の発達した硬質な地層であり、露出することが多い。
		火山礫凝灰岩	Akl	備川沿いに分布する。割れ目の発達した硬質な地層であり、露出することが多い。φ0.5~2cmの火山礫を多量に含む。
ラシコ帯	粘板岩・砂岩	Uw	岩谷接合部の備川沿いに分布する。割断性強い暗色の粘板岩や砂岩からなる。	

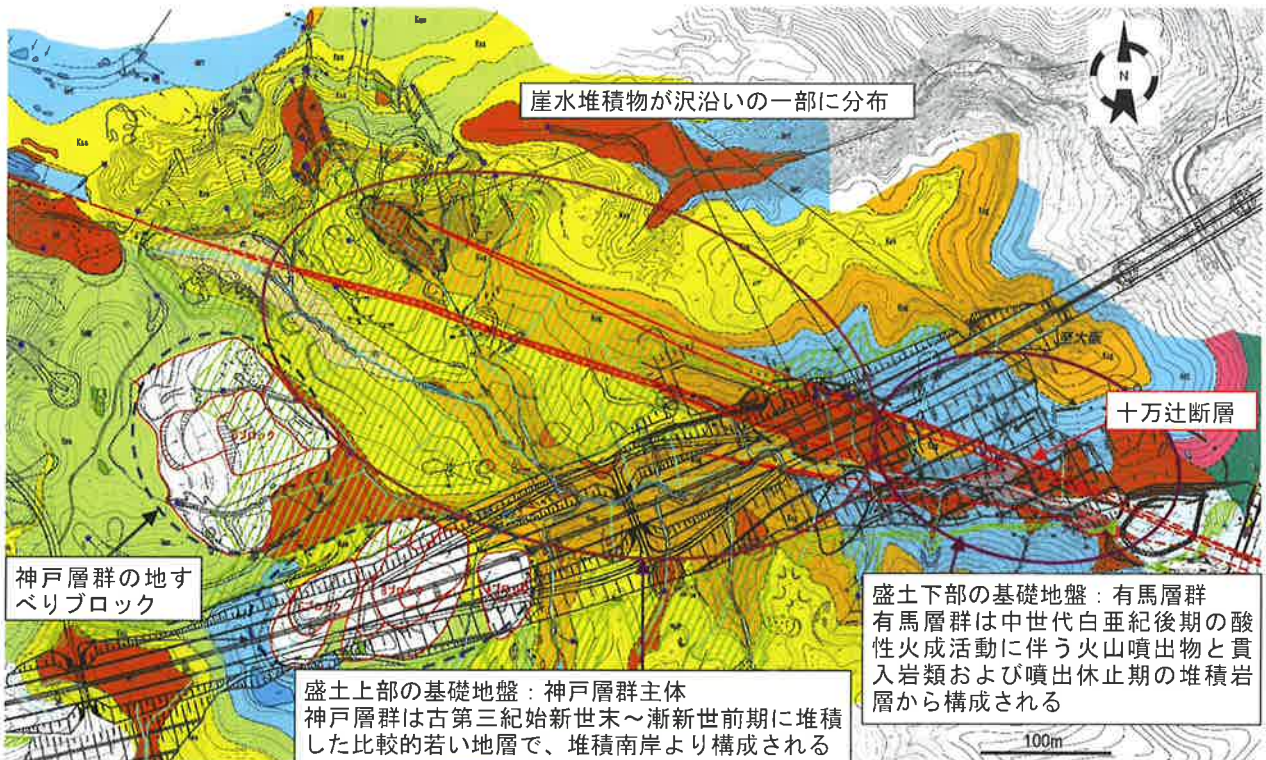


図-2. 1 宝塚北 SA 周辺の地質平面図 (道路形状は計画時のもの)

計画盛土の道路センターからのり尻にかけては堅硬な有馬層群が分布する。レベルバンク部や低盛土施工箇所には神戸層群が分布する。斜面下部表層の崖水堆積物は施工時に剥ぎ取ること盛土の安定性には影響しないことが分かった。また、神戸層群泥岩部に見られる地すべりは、盛土が抑え盛土となることで、安定性に問題がないことが分か

った。一方、既往文献で谷沿いに通過するとされている十万辻断層（表-2.2）の破碎帯の露頭が確認され、断層に沿って湧水が点在することが確認された（図-2.2）。このうち断層破碎帯の強度については、弾性波探査により、地表から深度3m程度まで緩み層があるものの、弾性波速度1km/s以下程度で軟岩相当の強度があることが確認された（図-2.3）。湧水については、基盤排水工で盛土内に地下水が浸透しない対策を行う必要があることが分かった。

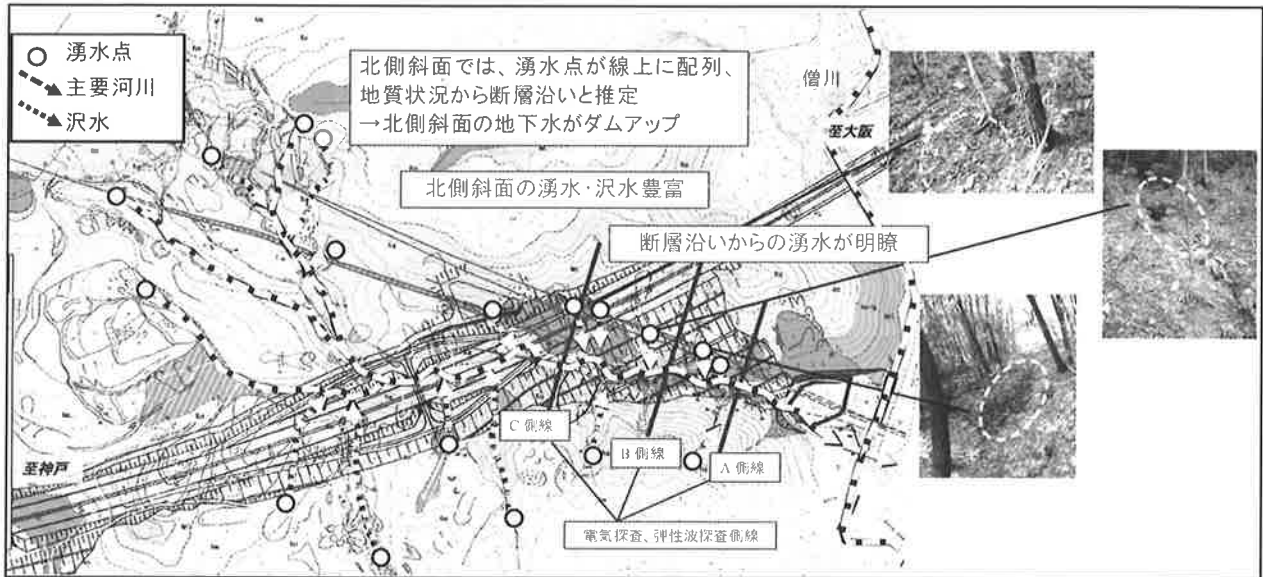


図-2.2 盛土計画地の主要な河川、沢水、湧水点の分布（断層沿いに湧水が点在している）

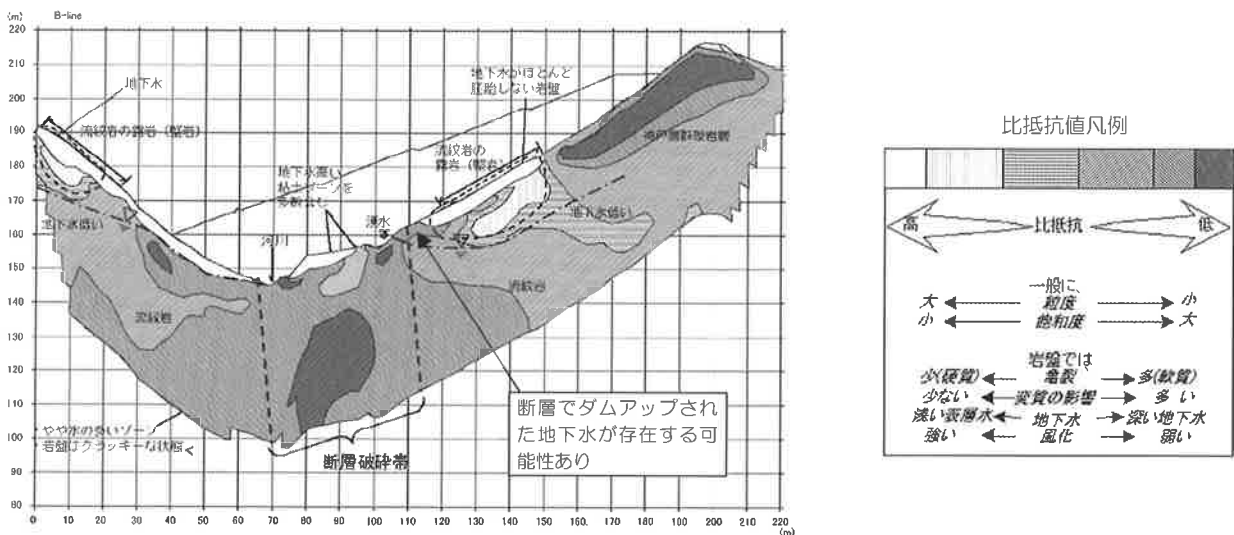


図-2.3 溪流横断方向の比抵抗映像法探査結果（断層破碎帯を示す低比抵抗帯沿いに湧水が見られる）

表-2.2 十万辻断層の既往文献による活動性評価

〔新編〕「日本の活断層」活断層研究会編、東京大学出版会発行（1991.3.25 初版）より引用

項目	評価	備考
確実度	I ~ II	I : 確実なもの II : 推定されるもの
活動度	C	$0.1 > S \geq 0.01$ ($S : m/1000 \text{年}$)
長さ	16km	—
断層変位地形	左横ずれ	水道トンネル内にて破碎帯確認

※ 地形的にははっきりした断層地形を呈し、確実度はI ~ IIであるが、活動度は小さく100年で1cm~10cmとされている。

3. 盛土計画に対する安定性検討

3-1. 解析手法と解析の流れ

高さ 70m におよぶ高盛土を構築するにあたり、施工時および施工後の安定性を検討する必要がある。そのためには、基盤の強度、地下水や雨水の浸透、盛土の材料強度、材料内の排水性能、施工中と施工後の排水系統の違いなど、多岐にわたる検討が必要となった。検討の要となるのは、①盛土内に浸透する表流水、地下水、湧水、降雨によって盛土内に形成される地下水位、②地下水が形成された場合や地震動が作用した場合の盛土の安定性の問題であった。盛土の形状が複雑であることから、盛土内の地下水の検討には 3 次元の水収支解析を実施することとした。十万辻断層を含む複雑な地盤やゾーニング構造を有する横断形状の一定でない盛土が解析対象となることから、地表水を含む地圏流体挙動（水、空気など）を追跡するために三次元解析の可能なシミュレータであり、地表水と地下水を分離することなく、両者を連成させて計算を行うことができる有限差分法を用いたプログラムである GETFLOWS を解析手法として採用した。安定性の検討については、①通常生じうる最大限の降雨による水位を想定した円弧による安定解析、②レベルⅡ地震動を考慮した加えてすべり面付近に液状化による過剰間隙水圧が作用した場合の安定解析、③大規模地震発生時の復旧性能を検討するためのニューマーク法による変形量照査を実施した。地下水解析と安定解析の関係を図-3.1に示す。また、GETFLOWS による三次元水収支解析の概念を図-3.2に示す。

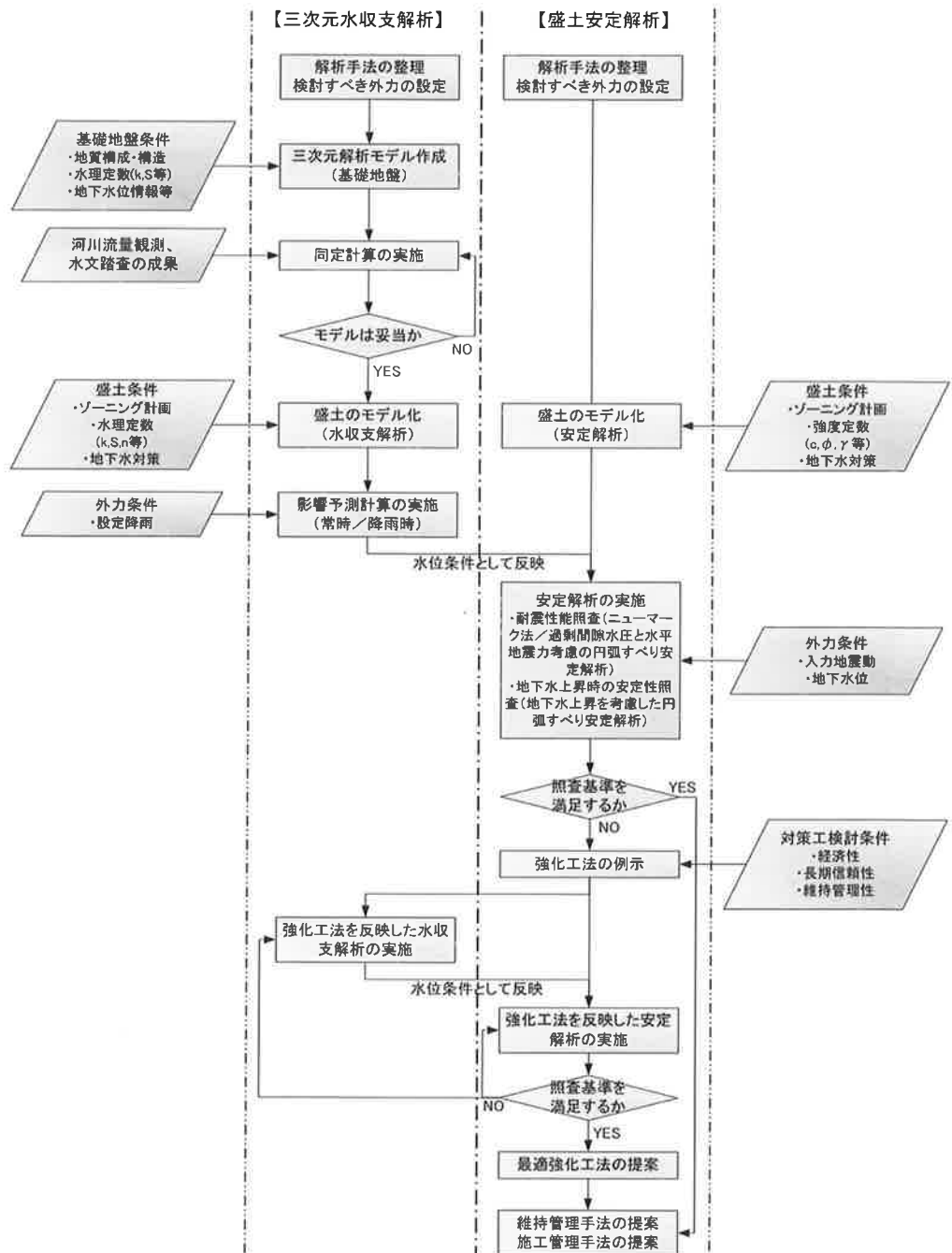


図-3.1 地下水解析と安定解析の流れ及び関係

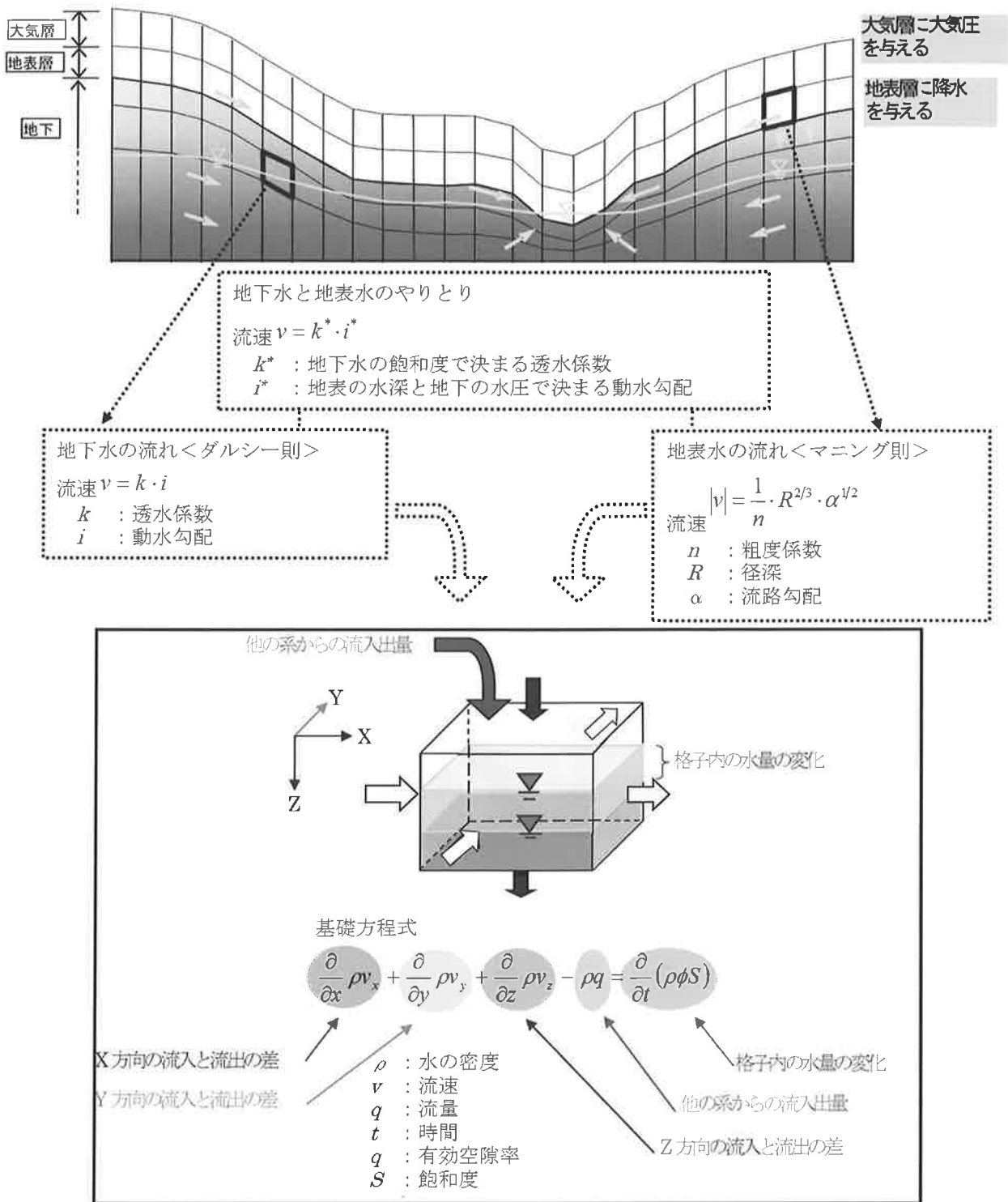


図-3. 2 GETFLOWSによる三次元水収支解析の概念図

3-2. 水理モデルの作成と再現計算によるパラメタの修正

(1) 基盤部のモデル化

当初の計算領域は、十万辻断層沿いに広域の地下水が影響する可能性を考慮して、西側に位置する川下川ダムを含む範囲をモデル化した(図-3. 3)。地質調査結果からその水理特性に応じた水理地質区分が別途必要となることか

表-3. 1 水理地質区分と水理定数

地質区分	地層名	記号	水理地質区分名	飽和透水係数		有効空隙率		比貯留係数		不飽和浸透特性*
				範囲	代表値	範囲	代表値	範囲	代表値	
第四紀 完新世	崖錐堆積物	dt1	dt	10-2cm/s ~10-5cm/s	10-4cm/s	0.05~0.20	0.15	$10^{-3}m^{-1/3} \cdot s$ ~ $10^{-5}m^{-1} \cdot s$	$10^{-4}m^{-1/3} \cdot s$	No.13
		dt2								
	段丘堆積物	tr	tr	10-2cm/s ~10-5cm/s	10-4cm/s	0.05~0.20	0.15	$10^{-3}m^{-1}$ ~ $10^{-5}m^{-1}$	$10^{-4}m^{-1/3} \cdot s$	No.13
新生代 古第三紀	泥岩	Kms	Kms	10-4cm/s ~10-7cm/s	10-7cm/s	0.004~0.07	0.04	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	No.14
		Kss	Kss_cg	10-4cm/s ~10-7cm/s	10-5cm/s	0.004~0.07	0.04	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	No.14
		kcg								
中生代 白亜紀	流紋岩質 溶結凝灰岩	Amt	基盤岩 風化部	試験値 10-4cm/s ~10-5cm/s	10-5cm/s	0.004~0.07	0.04	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	No.14
		Aka-tg								
	凝灰質砂岩・礫岩 凝灰質礫岩互層	Akti	基盤岩 健岩部	試験値 10-6cm/s ~10-7cm/s	10-7cm/s	0.004~0.07	0.04	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	No.14
		Akti								
火山礫凝灰岩	Akti									
粘板岩・砂岩	Akti									
断層		F1	F1	試験値 10-7cm/s	10-7cm/s	0.05~0.20	0.15	$10^{-2}m^{-1}$ ~ $10^{-4}m^{-1}$	$10^{-3}m^{-1/3} \cdot s$	No.14
		F2	F2	試験値 10-6cm/s	10-6cm/s	0.05~0.20	0.04	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	$3.3 \times 10^{-6}m^{-1}$	No.14
盛土		b	b	10-2cm/s 10-3cm/s 10-4cm/s	10-2cm/s 10-3cm/s 10-4cm/s	0.05~0.20	0.15	$10^{-3}m^{-1}$ ~ $10^{-5}m^{-1}$	$10^{-4}m^{-1/3} \cdot s$	No.2

※ 番号は、文献2) 西垣他(1993)中の不飽和浸透特性の番号

表-3. 2 三次元水収支解析に用いる物性値および参考とした文献^{2)~5)}

水理定数	記号	備考	参考文献
飽和透水係数	Ks	地盤の水の流れやすさを示す	改定地下水ハンドブック編集委員会、改定地下水ハンドブック、p70-p71、建設産業調査会、1998 「第二東名高速道路 高盛土および大規模盛土設計施工指針(案)」P5-17
比貯留係数	Ss	地盤の単位体積あたりで水頭変化を生じた場合の水の流入出量を示す	Mary. P. Anderson, 「地下水モデル」, 共立出版株式会社, p24
有効空隙率	ϕ	水位低下時に地盤から排出される水の割合を示す	改定地下水ハンドブック編集委員会、改定地下水ハンドブック、p70-p71、建設産業調査会、1998
不飽和浸透特性	比透水係数 $\theta \sim kr$	サクションが変化したときの含水率と透水係数の関係を示す	西垣、竹下、室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究、岡山大学、1993
	水分特性曲線 $\theta \sim \psi$		
地表粗度係数	n	地表水が流れるとき流路が発揮する抵抗の大きさを示す	建設省河川局監修、改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説・調査編、山海堂、1997

表-3. 3 地表被覆区分と採用した粗度係数(当初)

地表区分	粗度(m ⁻¹)	
	参照値	代表値
山地	0.4 ~ 0.8	0.600
沢	0.03 ~ 0.05	0.040
道路	0.014 ~ 0.02	0.017
排水路	0.014 ~ 0.02	0.017
盛土	0.025 ~ 0.04	0.033

(2) 再現計算

三次元で整理した地質モデルを作成し、各地層に表-3.1の水利定数を与えて、降雨時の地下水位や河川流量についての再現計算を行った。この中で、有馬層群でも比較的広く分布する風化部について、透水係数を 1×10^{-4} cm/secと 1×10^{-5} cm/secで比較したところ、風化部でも透水係数を 1×10^{-5} cm/secとすることで地下水位の状況を良く再現できることが分かった(図-3.5)。

また、河川流量は地山の粗度係数を0.6とした場合、降雨時のピークはほぼ再現されているものの、降雨後の流量の減少が観測結果よりも早いことが確認された。これはモデルでは降雨が一気に河川流れ込むが、実際には徐々に流れ込むことによる相違であると考えられることから、粗度係数を10として、日降水量に対する河川流量の変化を解析し、良い再現性が得られた(図-3.6)。

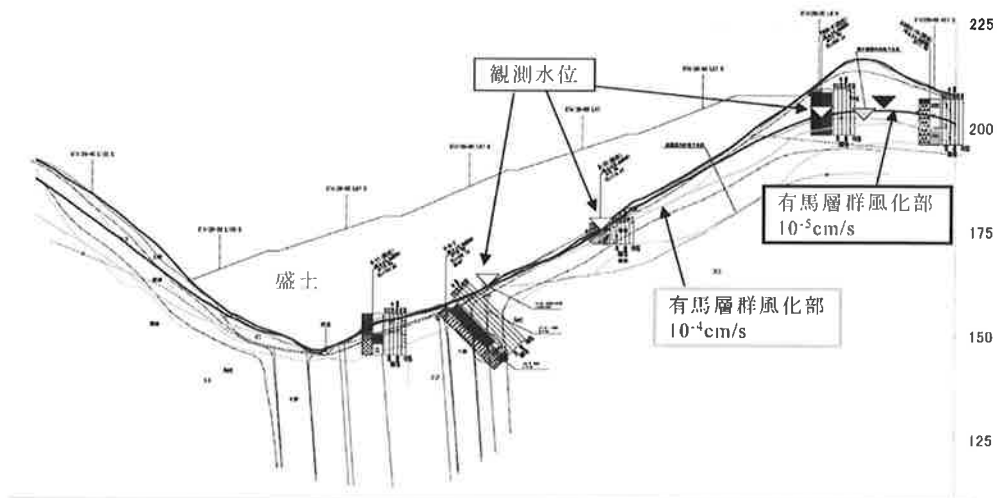


図-3.5 B側線(図-3)沿いの有馬層群風化部の透水係数と地下水位の再現性

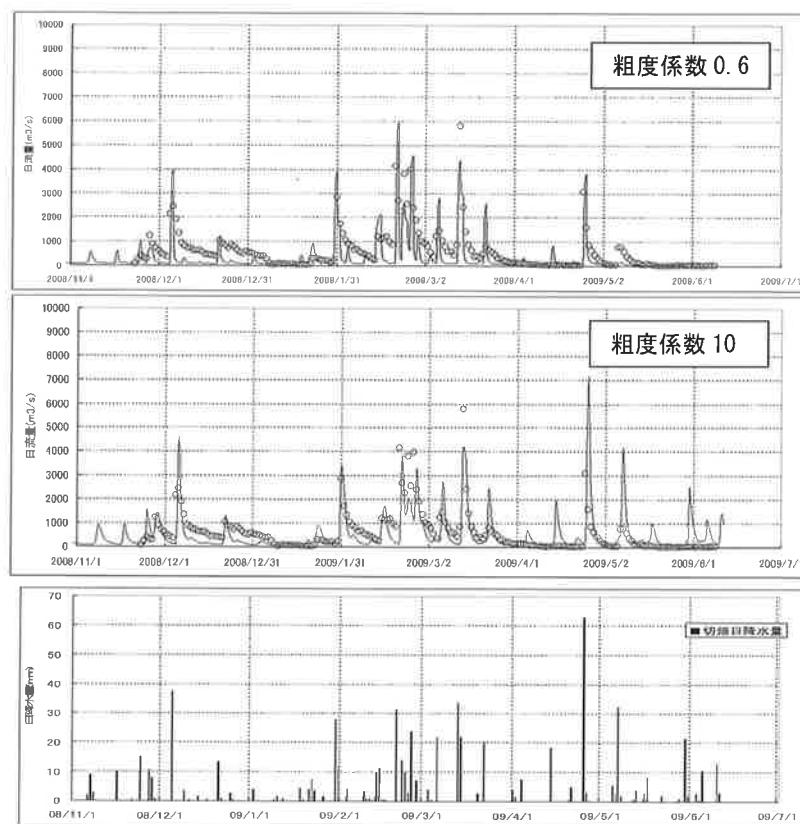


図-3.6 地山粗度係数の違いによる河川流量の再現性の比較

3-3. 降水パターンのモデル化

予測解析に際して解析モデルに与える降雨をパターン化した。当該箇所に最も近く、気象データが豊富なアメダス三田観測所の気象データを使用した。

(1) 年間降水量

盛土計画地点である切畑地区に設置した雨量計では、2008年の年間降水量が1298.5mmであった。当該地に最も近い気象庁三田観測所の2008年降水量が1217.5mm、10年平均降水量が1186.3mmであることからすると、2008年観測値は当該地の平均的な降水量と推測される。

(2) 蒸発散量の推定

蒸発散量はマッキンクの式および日本の一般的な蒸発散比(0.65)を用いて月ごとに推定した。可能蒸発散量はマッキンクの式を用いて算出した。マッキンクの式は図-3.7のように表される。蒸発散量は日射量、気温および地域性とおおきく関連しているとされているが、マッキンクの式では日射量、気温を考慮に入れるだけでなく、過去の観測値から得られている地域係数(表-3.4)を考慮することが可能である。

計算では降水量から蒸発散比0.65とした場合の蒸発散量(可能蒸発散量のうち65%が実際に蒸発する)をさし引いた有効降水量を降水条件とした。図-3.8に降水量分析結果(年間降水量)を示した。

2008年の切畑地区の蒸発散量は754.8mmと推定され、降水量の58%が蒸発散していることになる。同様にして推定した三田観測所の2008年蒸発散量が747.6mm(降水量の61%)、10年平均蒸発散量が643mm(降水量の54%)であることから2008年の推定蒸発散量も当該地の平均的な値と考えられる。

月ごとの降水量と推定蒸発散量をみると(図-3.9)、2008年の8月及び2009年5月は降水量と蒸発散量がほぼ同じであり有効な降水量がなかったものと推定される。また、2009年は4月5月と降水量が少なく、少雨傾向を示す。

表-3.4 マッキンクの式の地域係数⁶⁾

(係数aは無次元, bの単位はmm/d) (つづき)

No.	地点名	都道府県	係数		No.	地点名	都道府県	係数	
			a	b				a	b
636	名古屋	愛知	0.976	0.16	890	多度津	香川	0.717	0.16
653	伊良湖	〃	0.712	1.78	891	高松	〃	0.758	0.73
649	上野	三重	0.877	0.11	887	松山	愛媛	0.909	-0.07
650	亀山	〃	0.859	0.49	892	宇和島	〃	0.864	0.47
651	津	〃	0.856	0.44	893	高知	高知	0.756	0.36
663	屋敷	〃	0.774	0.43	897	宿毛	〃	0.595	0.57
751	伊吹山	滋賀	0.845	0.07	898	足摺	〃	0.609	1.74
761	彦根	〃	0.830	0.00	899	室戸岬	〃	0.608	1.41
750	舞鶴	京都	0.948	0.06	807	福岡	福岡	0.915	0.09
759	京都	〃	0.863	-0.35	803	飯塚	〃	0.872	0.41
772	大阪	大阪	0.992	-0.17	813	佐賀	佐賀	0.840	-0.14
747	豊岡	兵庫	1.069	-0.29	800	嵯峨	長崎	0.739	0.74
769	姫路	〃	1.007	-0.26	805	平戸	〃	0.579	1.34
770	神戸	〃	0.873	0.48	812	佐世保	〃	0.831	0.18
776	熊本	〃	0.897	-0.04	816	富江	〃	0.856	1.37
780	奈良	奈良	0.983	-0.25	817	長崎	〃	0.868	0.17
777	和歌山	和歌山	0.932	0.19	818	雲仙岳	〃	0.657	0.54
778	瀬戸	〃	0.586	1.87	843	福江	〃	0.714	1.61
744	米子	鳥取	0.907	-0.05	819	熊本	熊本	0.873	0.27
746	鳥取	〃	0.984	0.02	821	阿蘇山	〃	0.982	0.28
740	西郷	鳥根	0.861	0.61	824	人吉	〃	1.054	0.02
741	松江	〃	0.835	0.04	838	牛深	〃	0.789	0.44
742	境	〃	0.790	-0.03	814	日田	大分	0.940	0.01
755	浜田	〃	0.685	1.08	815	大分	〃	0.754	0.66
756	津山	岡山	0.835	-0.14	822	延岡	宮崎	0.676	0.67
768	岡山	〃	0.918	0.18	829	都城	〃	0.835	0.28
765	広島	広島	0.891	-0.01	830	宮崎	〃	0.787	0.29
766	呉	〃	0.938	0.43	835	浦津	〃	0.801	0.16
767	松永	〃	0.897	-0.19	823	阿久根	鹿児島	0.790	0.75
754	萩	山口	0.803	0.09	827	鹿児島	〃	0.971	0.27
762	下関	〃	0.646	0.86	831	枕崎	〃	0.826	0.68
763	防府	〃	0.859	0.58	836	屋久島	〃	0.854	1.16
895	徳島	徳島	0.745	0.86	837	種子島	〃	0.660	1.20
					909	名瀬	〃	0.715	0.92
					941	沖永良部	〃	0.680	1.590

蒸発に影響をおよぼす気象因子としては多くのものがあげられるが、基本的に日射(太陽放射)に最も大きく影響されているといわれている⁴⁾。次式のマッキンク式では日射量(または日照率)と気温から蒸発量を推定する。

$$E_{MAX} = a \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \frac{R_s}{L} + b \quad (6.2)$$

E_{MAX} : マッキンク式による蒸発量(mm/d)

R_s : 全日射量($MJ \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$)であり、これはわれわれが地表で観測できるが、この実測値がない場合には、雲などによって地表面への日射が妨げられない大気圏外日射量(理論値) R_A から次式で推定することもできる。

$$R_s = R_A (0.18 + 0.55 n/N) \quad (6.3)$$

なお、全日射量観測値の単位が $cal \cdot cm^{-2} \cdot d^{-1}$ の場合には、換算係数0.041868を乗じて、 $MJ \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$ 単位の日射量に換算した値を式(6.2)の計算に用いる。

R_A : 大気圏外日射量($MJ \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$)で、表6.2にその値を示す。この計算に際し、太陽定数は $1.37 \times 10^8 MJ \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$ とした⁵⁾。

n/N : 日照率で、日照時間 N (表6.3)に対する日照時間 n の比で、 $0 \leq n/N \leq 1$ の範囲にある。気象台公表の値(%)を100で割ったのが n/N である。

L : 蒸発潜熱(MJ/kg)で、次式で推定できる。

$$L = 2.5 - 0.0024 T$$

T : 気温($^{\circ}C$)。

γ : 乾湿計定数($hPa/^{\circ}C$)、 Δ : 飽和水蒸気圧曲線の勾配($hPa/^{\circ}C$)。

なお、無次元の係数 $a/(\Delta + \gamma)$ は次式で近似できる⁶⁾。

$$\frac{a}{\Delta + \gamma} = \frac{1}{1.05 + 1.4 \exp(-0.0604 T)} \quad (6.4)$$

a, b : 地域係数。

図-3.7 マッキンク式の解説⁶⁾

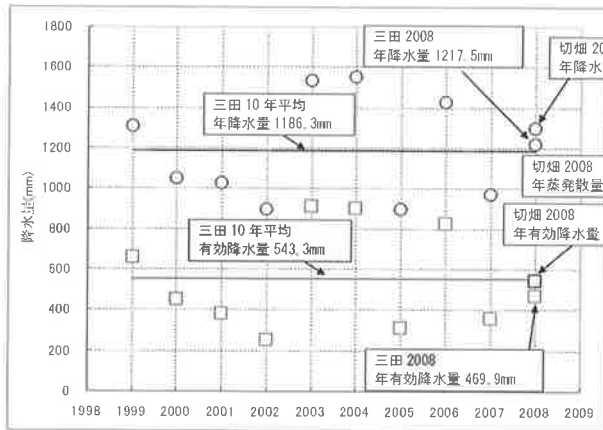


図-3.8 年間降水量と年間有効降水量

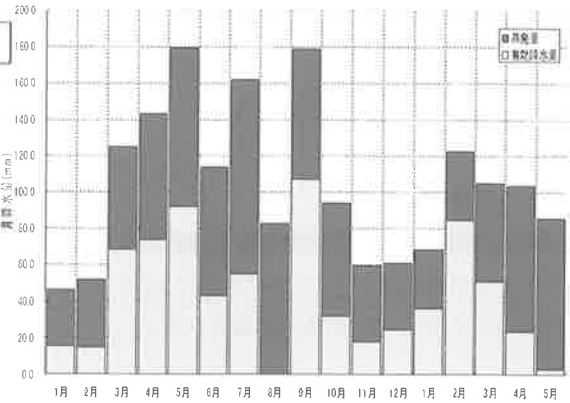


図-3.9 切畑の月降水量と月有効降水量分析結果

(3) 降雨のハイトグラフの作成

斜面崩壊の発生にはそれまでに累積雨量と、その時点の降雨強度の両者が強く関係していることによる。今回3次元水収支解析で設定する降雨量は、既往の通行規制基準の考え方と整合がとれ、かつ構造物供用年数を超えるような確率で生じる降雨量にすることとした。具体的には、既往最大程度の連続雨量継続時間内に生じる、100年確率の降雨量とした。

表-3.5に、気象庁三田観測所における過去日降雨量の上位5位のリストを示す。これより、降雨量が継続する時間を過去最大である42時間とした。

表-3.5 連続雨量の継続時間 (三田観測所における日降雨量上位5位)

降雨開始年月日～降雨停止年月日	降雨継続時間 (時間)	連続雨量 (mm)	時間最大雨量(mm)
2004年10月19日～2004年10月20日	42	188	42
1999年06月29日～1999年06月30日	21	182	28
1983年09月26日～1983年09月28日	41	197	31
1995年05月11日～1995年05月12日	31	164	19
1988年06月02日～1988年06月03日	41	155	19

「兵庫県 土木管理規定集 (河川編)」には100年確率の降雨強度式があるが、適用時間が180分であるため、この式を補正して24時間雨量が247mm (武庫川流域の1/100確率規模の計画降雨量) になるようにし、これから得られるモデルハイトグラフを設定降雨量とした。図-3.10には採用降雨強度線を示した。また、雨量強度式からハイトグラフを作成する方法は図-3.11によった。

モデルハイトグラフは、一般に盛土崩壊や地すべり滑動の優位となりやすいとされている、中央集中型と後方集中型の2種類を採用することとした。得られたハイトグラフを図-3.12および図-3.13に示した。また、ハイトグラフの経過時間と雨量強度の一覧を表-3.6に示した。

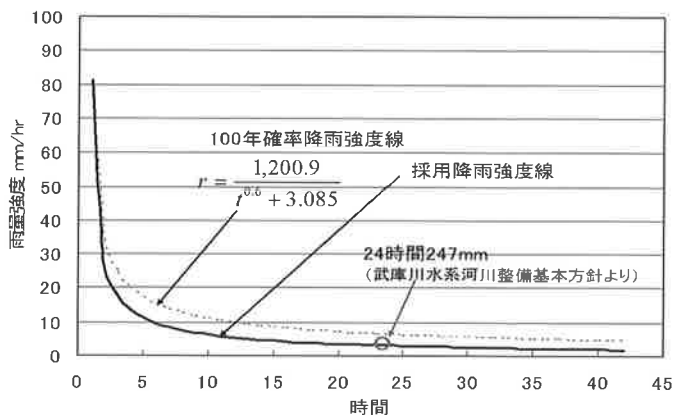


図-3.10 採用雨量強度線

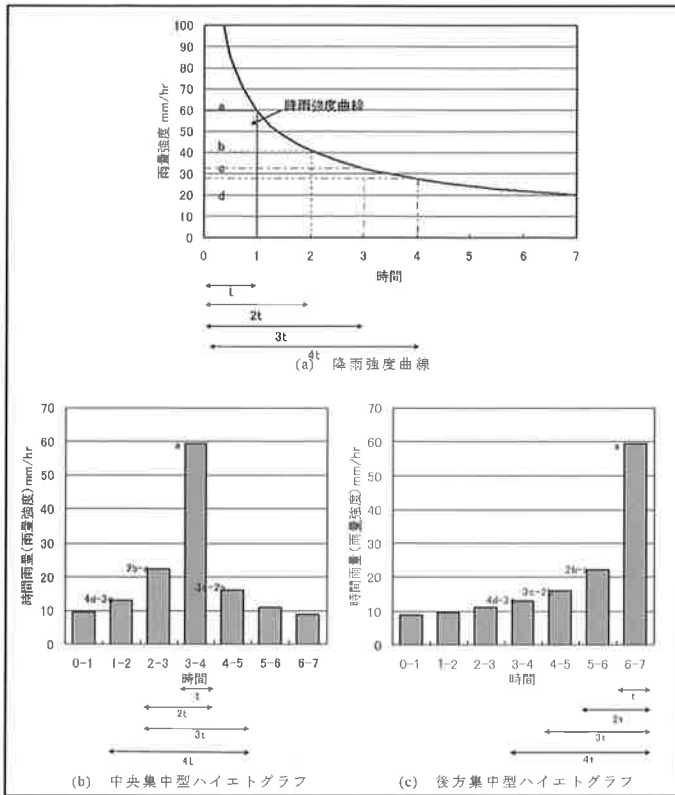


図-3. 11 降雨強度線とモデルハイトグラフ作成方法

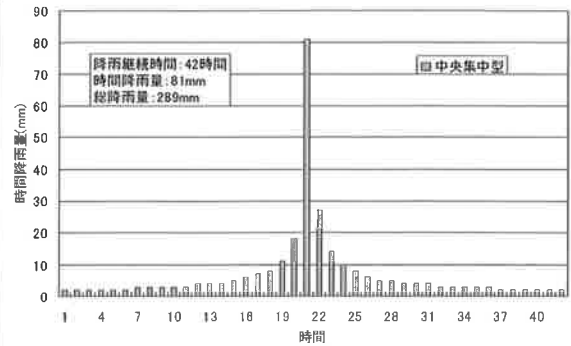


図-3. 12 100年確率中央集中型降雨

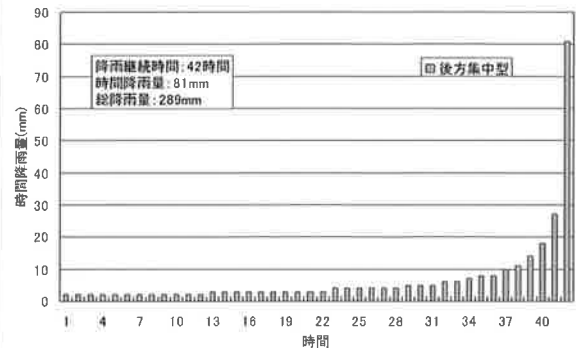


図-3. 13 100年確率後方集中型降雨

表-3. 6 解析に用いる100年確率降雨の経過時間と雨量強度一覧表

時間	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
中央集中型降雨量(mm)	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	5	6	7	8	11	18	81	
後方集中型降雨量(mm)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
時間	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	
中央集中型降雨量(mm)	27	14	10	8	6	5	5	4	4	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	
後方集中型降雨量(mm)	3	4	4	4	4	4	4	4	5	5	5	6	6	7	8	8	10	11	14	18	27	81

(4) 近年の災害降雨の追加

検討期間中の平成21年7月～8月初旬にかけて、高速道路が被災する豪雨災害が3件発生したことを受け、この災害時の降雨を収集し、100年確率降雨（中央集中型、後方集中型）との比較を行った。この結果、大宰府の災害時降雨（図-3. 14）は、連続雨量296.5mm（19時間）後、6時間のインターバルの後に連続雨量306mm（21時間）を記録しており、2段階の降水パターンとなっている。最大時間降水量は83mmと玉瀬地区100年確率降雨と同レベルであるが、総降水量は609mmであり、上記で検討した100年確率降雨の2倍以上である。また、降水パターンは前半の連続雨量が中央集中型、後半の連続雨量が後方集中型に類似しており、100年確率降雨の中央集中型と後方集中型が連続して発生している状況に近い。このことから大宰府の降雨パターンも予測解析に加えることとした。

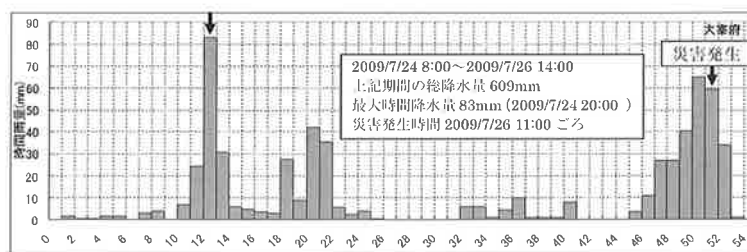


図-3. 14 平成21年大宰府の降雨パターン

3-4. 盛土のモデル化

(1) 予測解析領域

再現計算結果から、分水嶺を越えた地下水の流れは微小であるとの計算結果が得られたことから、計算領域の再検討を行った。検討結果を図-3.15に示す。計算領域は高盛土地区の集水域を包括する東西方向1km南北方向800mの分水嶺及び沢に囲まれる範囲とした。また、深度方向は、水理基盤である有馬層群が底面に露出する十分な広がりを持って分布する範囲として、最大盛土高さが55mであることから地表から55m深部までとした(図-3.16)。

領域の境界を図-3.17に示すように、分水嶺及び沢としたことから境界条件は地表大気圧固定、地下を閉境界とした。

(2) 計算格子

計算格子は、東西方向約1kmを246分割、南北方向約800mを125分割、深度方向175mを16分割(大気層地表層を加えて18分割)とした。総格子数は55350である。深度方向の分割は3層目~9層目の7層を盛土層10層目~18層目の9層を地盤とした。なお、盛土部分最下層は暗渠をモデル化することを考慮し一律1mとした(図-3.18)。

(3) 地下排水管・暗渠のモデル化

地下水を排出するために設置される雨水排水管(無孔管)および暗渠排水管(有孔管)のモデル化を行った。排水管の構造は、暗渠排水管は枝川沢筋にもれなく設置し、これで集水した地下水を本川沢筋の雨水排水管につなげ下流の調整池まで地下水を排出する構造となっている。

モデル化に当たっては、排水管と周辺地山の関係を図3-18のように設定した。設定に際しての考え方は以下の通りである。

- ・有孔管+無孔管：有孔管で集められた地下水は速やかに無孔管に流出される。

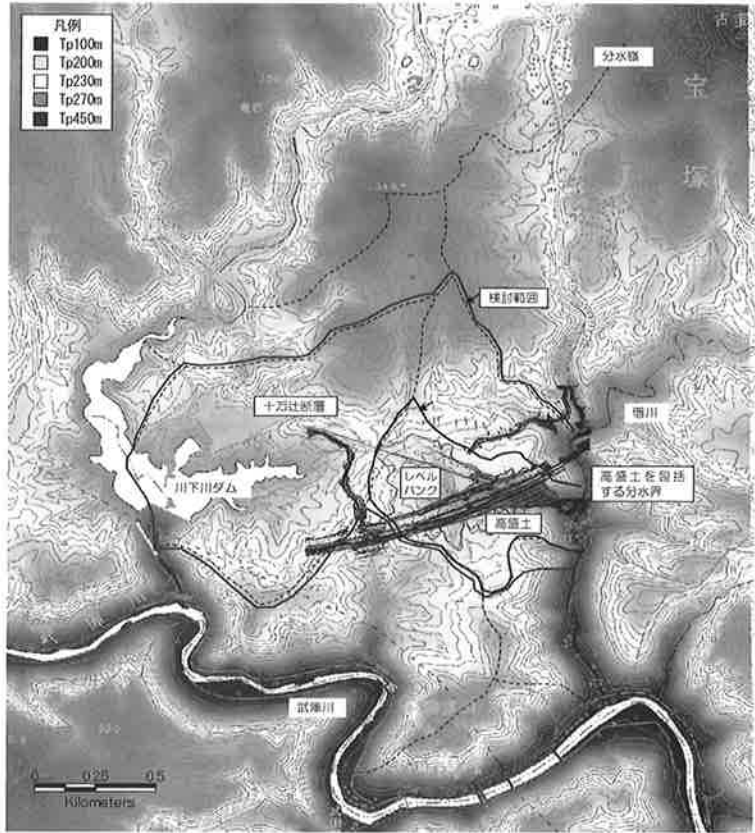


図-3.15 水利モデルの作成範囲(当初盛土形状)

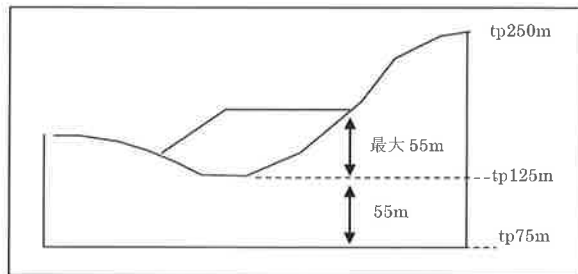


図-3.16 振動方向の境界範囲

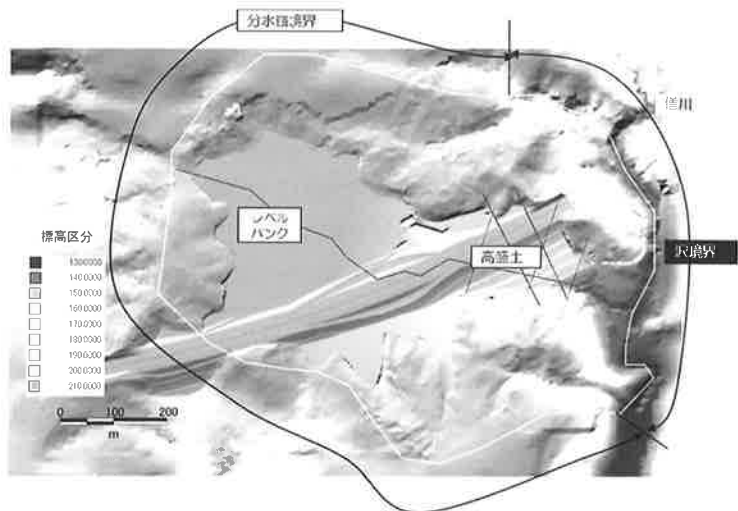


図-3.17 予測計算領域の境界条件(当初盛土形状)

⇒無孔管内に流入した地下水は周辺地下水へ影響を及ぼさない。

⇒排水条件に設定

・有孔管：周辺地盤からの流入速度に比べ管内の流速が大きい場合は、有孔管に集められた地下水は周辺地山に影響を与えることなく速やかに排出される。その他の場合は、周辺地山の地下水に対し有孔管内の地下水の流れが無視できない可能性がある。

⇒透水条件、排水条件の2ケースで予測計算を行い比較する。

有孔管を透水条件で設定する場合、その通水能力は、三次元水収支解析のモデルで評価するため、等価な透水係数に置き換えて評価する必要がある。そこで、表-3.7に示す暗渠管路の透水係数算出方法に従い、等価透水係数の設定を行った。また、有孔管の内径と透水係数を表-3.8に示す。

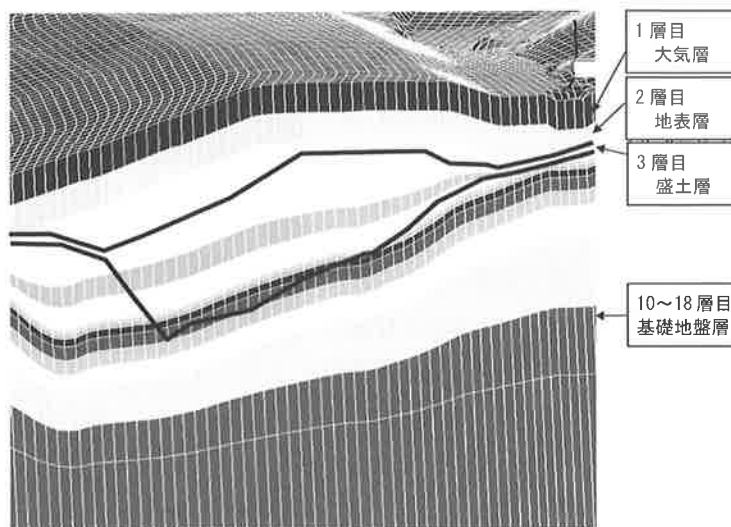


図-3.18 予測計算のための計算格子断面図

表-3.7 暗渠管路の透水係数算出方法

(地下水流動保全のための環境影響評価と対策, 地盤工学会, 2000 より)

(2) 通水管を用いる方法 通水管の換算透水係数 k_p の算定式として以下の管路の損失水頭計算式を用いる。

① マニングの式

$$k_p = \frac{1}{n \sqrt{I_p}} R^{2/3} = \frac{1}{n \sqrt{I_p}} \left(\frac{D_p}{4} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (式 4.29)$$

ここで、 I_p ：通水施設の動水勾配， n ：マンニングの粗度係数， R ：径深（=断面積/潤辺長，満管で流れる場合 $R = D_p/4$ ）

マンニング式を用いる場合には、換算透水係数が動水勾配の関数となっているため、非線形関数となる。

② 粘性流体の式

$$k_p = \frac{\gamma_w D_p^2}{32 \eta} \dots\dots\dots (式 4.30)$$

ここで、 γ_w ：水の単位体積重量， D_p ：通水管径， η ：水の粘性係数

表-3.8 有孔管の内径と透水係数

通水管の内径(m)	0.2	0.3	0.4
透水係数(cm/s)	4.5E+03	5.9E+03	7.2E+03

ここで、

- ・ 孔径 R ：満管で流れると考え $D/4$ を採用 D は 200mm、300mm、400mm とした
- ・ 管の粗度係数 n ：0.010

参考 雨水集水管：0.010（高耐圧ポリエチレン管：大日本プラスチック（株）HP）
暗渠排水管：0.010（高耐圧ポリエチレン管：ダイカポリマー（株）HP）

- ・ 通水施設の動水勾配 I ：河道の平均勾配と同じと考え 9%を採用

計算格子は、暗渠を配置する箇所で暗渠の形状を完全には反映させていないことから、暗渠に当たる格子については図3.19に示す方法で等価な透水係数を設定した。表-3.9に検討過程および等価透水係数を示した。検討の結果、地盤の透水係数の影響は見られないが、メッシュの大きさと管径により透水係数を1オーダー程度変更する必要があることが分かった。

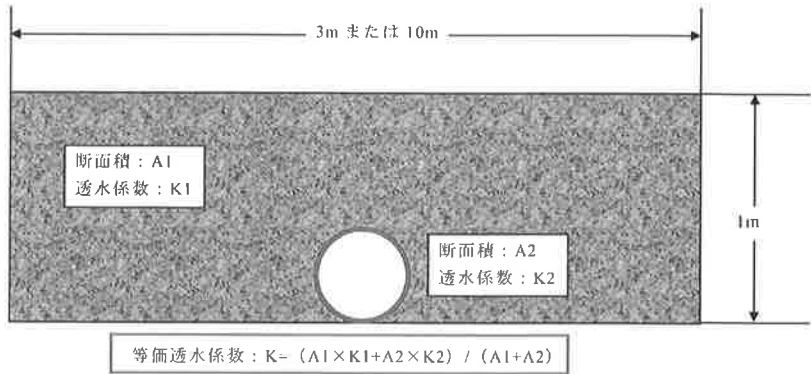


図-3.19 等価透水係数の考え方

(4) 地表水処理条件

構造物に対しては地表面処理の設定が必要となる。地表水の処理条件については図-3.20のように設定した。

また、解析用域の表層の粗度係数を図-3.21のように設定した。

表-3.9 有孔管の等価透水係数

	メッシュ幅10mの場合			メッシュ幅3mの場合		
	10	10	10	3	3	3
盛土の透水係数を10-2cm/sとした場合	メッシュ幅	10	10	10	3	3
	メッシュ高さ	1	1	1	1	1
	暗渠内径	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3
	地盤の断面積	9.9686	9.92935	9.8744	2.9686	2.92935
	暗渠の断面積	0.0314	0.07065	0.1256	0.0314	0.07065
	総断面積	10	10	10	3	3
	地盤透水係数	1.0E-02	1.0E-02	1.0E-02	1.0E-02	1.0E-02
暗渠透水係数	4.5E+03	5.9E+03	7.2E+03	4.5E+03	5.9E+03	
等価透水係数	1.4E+01	4.2E+01	9.0E+01	4.7E+01	1.4E+02	
盛土の透水係数を10-3cm/sとした場合	メッシュ幅	10	10	10	3	3
	メッシュ高さ	1	1	1	1	1
	暗渠内径	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3
	地盤の断面積	9.9686	9.92935	9.8744	2.9686	2.92935
	暗渠の断面積	0.0314	0.07065	0.1256	0.0314	0.07065
	総断面積	10	10	10	3	3
	地盤透水係数	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03
暗渠透水係数	4.5E+03	5.9E+03	7.2E+03	4.5E+03	5.9E+03	
等価透水係数	1.4E+01	4.2E+01	9.0E+01	4.7E+01	1.4E+02	
盛土の透水係数を10-4cm/sとした場合	メッシュ幅	10	10	10	3	3
	メッシュ高さ	1	1	1	1	1
	暗渠内径	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3
	地盤の断面積	9.9686	9.92935	9.8744	2.9686	2.92935
	暗渠の断面積	0.0314	0.07065	0.1256	0.0314	0.07065
	総断面積	10	10	10	3	3
	地盤透水係数	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04
暗渠透水係数	4.5E+03	5.9E+03	7.2E+03	4.5E+03	5.9E+03	
等価透水係数	1.4E+01	4.2E+01	9.0E+01	4.7E+01	1.4E+02	

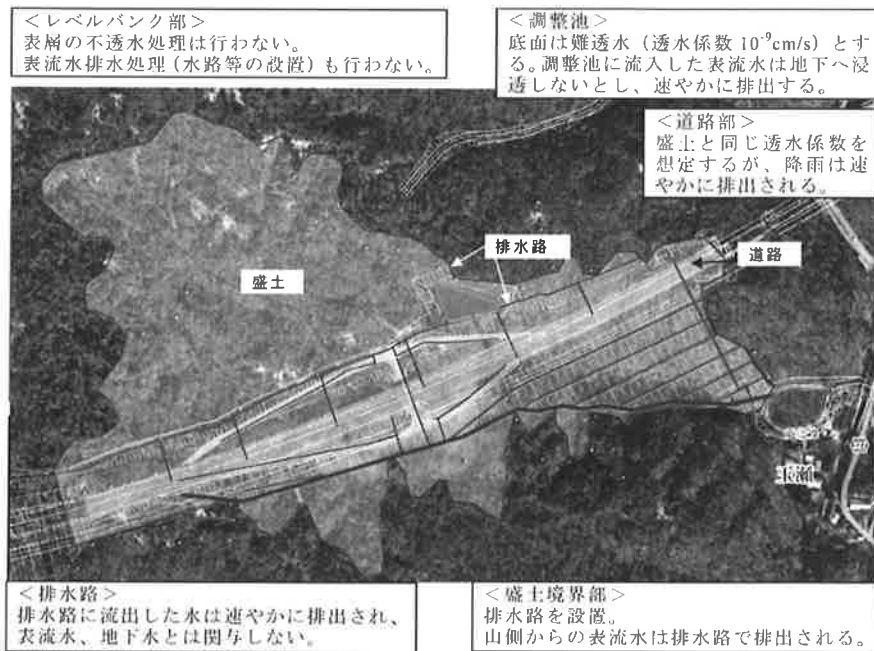


図-3.20 地表水処理条件

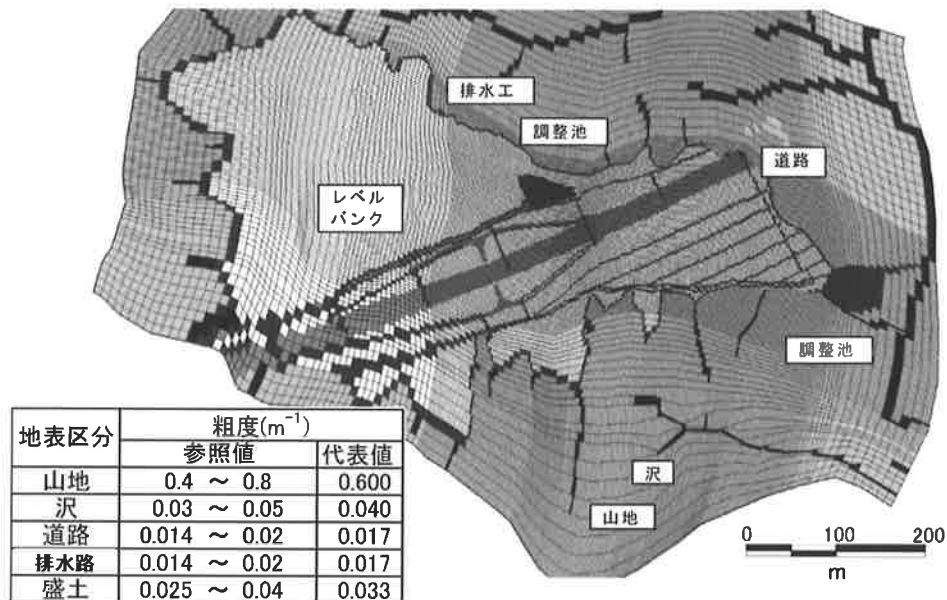


図-3. 2 1 地表粗度係数の設定状況

3-5. 盛土内水位の予測計算

(1) 降雨パターンと盛土内水位の状況

降雨は、上記でモデル化した降雨パターンに基づき下記 5 パターンを外力として与えて、盛土の透水係数の違いによる盛土内水位や降雨と盛土内水位上昇のタイムラグ等について検討した。

- ① 降雨定常条件：三田の 10 年間平均有効降水量 (543.3mm/年) にもとづく日有効降水量 (1.49mm/日) を恒常的に与える。
- ② 100 年確率降雨 (中央集中型)
 - STEP1：河川流量が平衡に達するまで、過去 10 年間平均有効降水量 (543.3mm/日) にもとづく時間あたりの有効降水量 (0.062mm/h) を与える。
 - STEP2：100 年確率降雨 (中央集中型) を時間単位で与える。
 - STEP3：河川流量が平衡に達するまで、過去 10 年間平均有効降水量 (543.3mm/日) にもとづく時間あたりの有効降水量 (0.062mm/h) を与える。
- ③ 100 年確率降雨 (後方集中型)：同上 STEP1～STEP3
- ④ 2 段階降水パターン：大宰府豪雨災害時の降雨、同上 STEP1～STEP3
- ⑤ グリラ豪雨：100 年確率降雨中央集中型の中央 (21 時間目) の時間雨量 81mm を 151mm にしたもの。

a) 降雨定常条件

盛土の透水係数 10^{-4} cm/s、 10^{-3} cm/s、 10^{-2} cm/s の 3 ケースについて計算を実施した。計算結果の特徴は以下の通りである。

- ① いずれの盛土透水係数条件においても、対策工を入れない場合は盛土内の比較的高い位置に地下水位が形成されるが、対策工を実施した場合には、地下水位は地山地表面付近まで低下する計算結果となった。
- ② 盛土の透水係数が小さいほど、排水暗渠を施さない場合の盛土内地下水位は高くなる傾向が見られた。
- ③ 一方、排水暗渠を考慮した場合の盛土内地下水位はいずれの透水係数においても差がなく、切盛境界付近に留まることが示された。

b) 100 年確率降雨：盛土の透水係数と地下水位上昇量およびタイムラグ

100 年確率降雨時の盛土内の地下水位変化状況を把握するため、盛土の透水係数 10^{-4} cm/s、と 10^{-2} cm/s の場合の暗渠

有孔管透水条件、降雨中央集中型のときの地下水位標高および時間降水量と経過時間の比較を示した。これより、盛土の透水係数と地下水位の関係について以下の事柄が指摘される。

- ① 盛土の透水係数が 10^{-4} cm/s の場合は、100 年確率降水時に一度水位が上昇するが、降水後 20 日後に再度地下水位が上昇する。いずれも地下水位の上昇量は数 mm～数 cm 程度であり大きな水位上昇はない。
- ② 盛土の透水係数が 10^{-2} cm/s の場合は、100 年確率降水のピークから半日後に地下水位上昇が最大となる。地下水位の上昇量は最大で 1m 程度である。

以上のように、盛土の透水係数が大きい場合の方が地下水位の上昇が早く上昇量も大きい。これは地山からの湧水よりも盛土表面からの浸透量の方が盛土内水位に大きく影響することを示していると考えられる。

c) 100 年確率降雨：中央集中型と後方集中型の違いによる地下水位上昇量およびタイムラグ

降水パターンと地下水位の関係把握するため、透水係数 10^{-2} cm/s、暗渠有孔管透水条件した場合に、中央集中型と後方集中型の降雨パターンの違いによる盛土の地下水位標高および時間降水量と経過時間のタイムラグの関係求めた。これより、降水パターンと地下水位の関係について以下の事柄が指摘される。

- ① 中央集中型降水条件は降水のピークから 12 時間後に地下水位がピークとなるが、後方集中型は降水のピークから 6 時間後に地下水位がピークとなる。
- ② 地下水位上昇量は中央集中型がわずかに高くなるが、いずれも最大 1m 程度となっており、降水パターンの違いによる水位上昇量の違いは小さい。
- ③ いずれの降水パターンでも 100 年確率降水が終了後 12 時間以内で地下水位が平常状態となっていることから、降水時には降水終了から 12 時間後までが警戒すべき時間となる。

d) 2 段階降水パターン

暗渠有孔管透水条件で、盛土透水係数が 10^{-2} cm/s のときのアメダス大宰府（2009 年 7 月）降雨による地下水変動予測を実施した結果、以下の事柄が示された。

- ① 1 段目の降水終了からほぼ 24 時間で地下水位が元の地下水位まで回復しており、その結果、1 段目の降水量による水位の上昇と 2 段目の降水による水位の上昇がほとんど重なっていない。
- ② 1 段目の降水による地下水位の上昇に比べ 2 段目の地下水位上昇量のほうが 20%～50%程度大きく、地下水位の上昇量は 2m 程度と予測される。

e) グリラ豪雨

近年多発するグリラ豪雨が発生した場合を想定し、100 年確率降水中央集中型の最大降水量を 81mm から 151mm とした降水パターンでの予測計算を行った。なお、盛土の透水係数は 10^{-2} cm/s、暗渠は透水条件とした。その結果、盛土内の地下水位変動量は大きいところで 20%増、地下排水で排出される地下水量も最大流量が 15%増にとどまっていることに対し、地表排水流量は最大排出量が 120%増となっている。

これらの結果からすると、短時間での豪雨は地下に浸透しにくく、その多くが地表水として排水され、結果として盛土内水位は上昇しにくいことがうかがえる。したがって、グリラ降雨が盛土内水位に与える影響は限定的であると考えられる。

(2) 排水暗渠の機能低下を想定した場合の盛土内水位の状況

これまでの解析結果から、暗渠排水が機能している場合には水位の上昇が見られない。一方、盛土内の排水系統としては、基盤排水のための暗渠排水管と施工中の盛土に浸透した雨水や排水管から導水される表流水を流下させる雨水排水管が存在する。

当初計画では図-3. 2 2 a に示すように、メインの排水管となる雨水排水管に枝状に暗渠有孔管を接続する構造を想定していた。この地下排水系統の機能劣化モデルとして、暗渠管を碎石に置き換え、碎石の透水係数を 10^{-1} cm/s とすることで機能低下を表現し、図-3. 2 2 b と c に示すモデルを作成した。透水係数の根拠は水理公式集から「きれ

いな砂もしくはきれいな砂と砂利の混合」の透水係数の最も大きい側の値となる 10^{-1}cm/s を採用した。なお、正常な有孔管の等価透水係数は前出表-3.9 のとおり解析メッシュの大きさと管径により $10^{-1}\sim 10^{-2}\text{cm/s}$ 程度である。

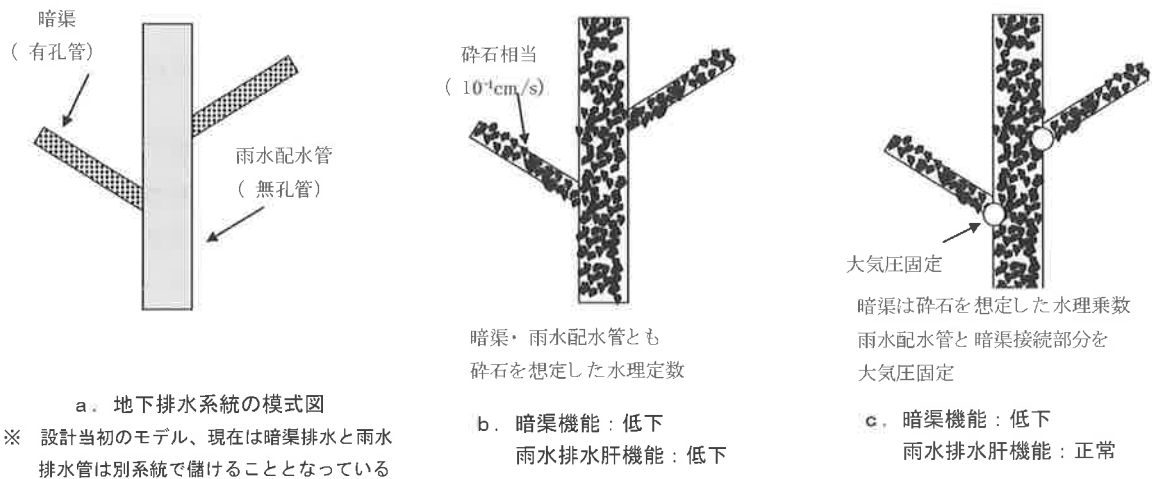


図-3.22 地下排水系統のモデル化および機能低下モデル

(3) 予測計算ケースの設定

上記での検討結果、モデル設定にもとづき、地下排水工の機能低下に関する計算ケースを下記のとおり設定した。

- ① 排水機能が低下した場合の検討
 - i) 暗渠機能 低下 かつ 雨水排水管機能 低下
 - ii) 暗渠機能 低下 かつ 雨水排水管機能 正常
- ② 盛土の透水係数
 - i) 10^{-2}cm/s 降雨が浸透しやすい条件
 - ii) 10^{-4}cm/s 浸透した盛土内地下水が排出されにくい条件
- ③ 降水条件
 - i) 降水定常パターン（過去10年間の平均有効降水量）
 - ii) 100年確率降水パターン（後方集中型）
 - iii) 2段階降水パターン（H21年大宰府災害時降雨）：100年確率降雨より大きな降雨
 - iv) ゲリラ豪雨（100年確率中央集中型の中央の時間81mmの雨量を151mmとしたもの）

設計・施工上留意される SA の地表状況に関する 2 パターンのそれぞれにおける計算ケースを下記のとおり設定した。

- ① 暗渠排水管に負荷がかかる盛土に降雨が浸透しやすい条件
 - ・ 盛土の透水係数： 10^{-2}cm/s
 - ・ 降水条件：年平均有効降水量
100年確率後方集中型
 - ・ 暗渠配水管のモデル化：暗渠有孔管を透水条件
雨水排水管を排水条件

※ 施工直後の健全な状態を想定
- ② 地表排水に負荷がかかる盛土に降雨が浸透しにくい条件
 - ・ レベルバンク地表の透水係数： 10^{-7}cm/s
 - ・ 降水条件：年平均有効降水量
100年確率後方集中型

・暗渠排水のモデル化

：暗渠排水機能低下

※ 盛土内の地下水位が排出されにくい条件

(4) 予測計算結果

予測計算の結果、暗渠排水管の機能と雨水排水管の機能が両方とも低下すると、年平均有効降水量であっても盛土内の水が2m以上上昇する（盛土内に恒常的に水位が形成される）ことが分かった。

100年確率降雨やこれを上回る2段階降水パターンでは、暗渠機能が低下してもメイン排水管となる雨水排水管の機能が正常であれば、豪雨時に水位が2m～数m上昇する程度であることがわかった（当初の設計では、暗渠排水管を雨水排水管に接続する計画であった）。なお、ゲリラ豪雨型の降水パターン（時間雨量が極端に大きな降雨）では、盛土内に浸透する降水は少なく、表面流出が多くなることから、盛土の安定性には大きく影響しないことが分かった。

レベルバンク部の被覆状況（盛土内への降雨の浸透しやすさ）の違いによる、施工への影響について、盛土からの排水については現計画で対応可能であることがわかった。また、地表水排出量については、最大で3.7m³/sの流下能力を確保することで対応可能であることがわかった。

表-3.10 盛土内地下水の予測計算結果

検討項目	排水設備のモデル化	降水条件	地表面条件	盛土の透水係数	計算結果
排水設備の機能が低下した場合の予測検証	暗渠機能低下 雨水排水管機能低下	平均降水条件	道路舗装あり	10 ⁻⁴ cm/s	全検討断面で法尻よりも2m以上水位上昇が予測される。
				10 ⁻² cm/s	谷沿い断面で法尻よりも2m以上水位上昇が予測される。
	暗渠機能低下 雨水排水管機能正常	平均降水条件		10 ⁻⁴ cm/s	地下水位の上昇は予測されない。
				10 ⁻² cm/s	地下水位の上昇は予測されない。
	100年確率 後方集中型	2段階降水		10 ⁻⁴ cm/s	地下水位の上昇は予測されない。
				10 ⁻² cm/s	谷沿いで2m程度の水位上昇が予測される。
	正常	2段階降水		10 ⁻⁴ cm/s	大きな水位上昇は予測されない。
				10 ⁻² cm/s	数m程度の地下水位の上昇が予測される。
10 ⁻² cm/s	大きな水位上昇は予測されない。				
設計・施工上留意される状況での予測検証	暗渠機能正常 雨水排水管機能正常	平均降水条件	道路舗装なし (盛土完成直後)	10 ⁻² cm/s	雨水排水管で排出される最大流量は0.44m ³ /sと予測されるが、現計画の雨水排水管で十分対応可能。
		100年確率 後方集中型			
	暗渠機能低下 雨水排水管機能正常	平均降水条件	レベルバンクSA化	10 ⁻⁴ cm/s	地表水排出量は道路北側で最大3.7m ³ /s、道路南側で最大2.1m ³ /sと予測。
		100年確率 後方集中型			

3-6. 盛土の安定性の検討

(1) 計算方法および条件

盛土の安定解析は、盛土内の水位条件を反映して、第三者被害の防止の観点と通行性の確保の観点から実施した。盛土の安定計算に用いた計算方法は表-3.11に示す3ケースである。各ケースの計算式及び概要を表-3.12、表-3.13に示す。ケース1とケース2が第三者被害防止を目的とした解析で、ケース3が通行性の確保を評価するための解析である。各検討ケースの特徴は以下のとおり。

ケース1：いわゆる一般的な盛土の安定計算方法で、盛土の形状、材料の強度、地下水位をもとに水位が変化した場合の安全率を求める手法

ケース2：ケース1の計算式に、地震時に発生する水平に地すべりを押す力と、すべり面付近の土が動的なせん断を受けて発生する過剰間隙水圧を考慮して、地震時の盛土の安全率を求める手法

ケース3：地震で発生する盛土の変形量を求めるための解析手法で、当該地域で発生する可能性のある地震の波形をもとに、地震応答解析で円弧すべりを通る盛土内の等価加速度波形を求め、次に得られた波形をもとにニューマーク法により変形量を算出。

表-3. 11 盛土内地下水の予測計算結果

	地震による外力	地下水位による外力	検討方法	必要安全率	変位置照査	備考
ケース1	考慮せず	道路の供用期間を超えるような確率雨量(100年確率程度)	円弧すべりによる安定解析	Fs=1.25	—	盛土内に地下水位が上昇し、盛土が崩壊に至るかどうかの照査を行う 降雨・地下水が外力による盛土崩壊土砂の移動量を予測することは困難であり、変位置照査にはよらない(第3者被害の防止)
ケース2	レベル2地震動	常時水位	水平地震動および液状化を考慮した円弧すべりによる安定解析	Fs=1.0	—	盛土内に地下水位が常時ある場合、地下水位以下の盛土層が地震動により液状化を生じ、崩壊に至るかどうかの照査を行う 液状化による盛土崩壊土砂の移動量を予測することは困難であり、変位置照査にはよらない(第3者被害の防止)
ケース3	レベル2地震動	常時水位	ニューマーク法による変形量照査	—	路面50cm以下	地下水位以上の盛土が崩壊しても、比較的早期に車両通行が可能となるかどうかの照査を想定(耐震性能照査法(案)に準じている) (通行性能の確保)

表-3. 12 盛土安定計算方法の比較一覧表(1)

	ケース1 円弧すべりによる安定解析	ケース2 水平地震動および地震動による過剰間隙水圧を考慮した円弧すべりによる安定解析
概要	降雨による盛土内の水位上昇を三次元水収支解析により求め、その結果を反映した円弧すべりによる安定解析を行う。	盛土に作用する水平地震動を震度法により考慮し、液状化によって生じる過剰間隙水圧をあわせて考慮した円弧すべりによる安定解析を行う。
照査目的	第3者被害の防止	第3者被害の防止
照査対象	盛土内に地下水位が上昇し、盛土が崩壊に至るかどうかの照査を想定	盛土内に地下水位が常時ある場合、地下水位以下の盛土層が地震動により液状化を生じ、崩壊に至るかどうかの照査を想定
検討外力	降雨 道路の供用期間を超えるような確率雨量(100年確率程度) 考慮せず	常時水位 レベル2地震動
概要図		
照査方法		
計算式	$F_s = \frac{\sum [c'_i + \{(W_i - u_i b_i) \cos \alpha\} \cdot \tan \phi']}{\sum W_i \sin \alpha}$	$F_s = \frac{\sum [c'_i + \{(W_i - u_i b_i - \Delta u_i b_i) \cos \alpha - k_h \cdot W_i \cdot \sin \alpha\} \cdot \tan \phi']}{\sum [W_i \sin \alpha + (h/r) \cdot k_h \cdot W_i]}$ 過剰間隙水圧比 $r_u = u_i / \Delta u_i$ は次式で求める。 $r_u = F_L^{-1}$ ($F_L \geq 1$) $F_L = R/L$: 液状化抵抗率 R: 動的せん断強度比、L: 地震時せん断応力比
備考	・降雨量は道路の供用年数を上回るような100年確率の雨量とする。	・最大過剰間隙水圧の発生量算出に用いる水平震度: 既往検討を参考に、予想する地表面加速度の0.5倍とする ・すべり安定計算に用いる水平震度: 既往検討を参考に、予想する地表面最大加速度の0.2倍とする。
照査基準	安定解析の必要安全率 Fs=1.25 (「第二東名高速道路 高盛土および大規模盛土設計施工指針(案)」より)	Fs=1.0 (「第二東名高速道路 高盛土および大規模盛土設計施工指針(案)」より)
変位置照査	—	—

※ R: 円弧半径、 xg, yg : スライス重心座標、 xc, yc : 円弧の中心座標、 W_i : 分割片の全重量、 c_i : すべり面上の土の粘着力、 ϕ : すべり面上の土の内部摩擦角、 b_i : スライス幅、 l_i : すべり面の長さ、 α : すべり面との角度、 u_i : すべり面上の間隙水圧、 Δu_i : 地震動によって発生する過剰間隙水圧、 kh : 水平地震動(無次元)

表-3. 13 盛土安定計算方法の比較一覧表 (2)

ケース3	
ニューマーク法による変形量照査	
概要	入力地震動時刻歴波形(加速度波形)A(t)を回転加速度時刻歴波形に直し、回転加速度、回転角の時刻歴を求め、残留回転角を求め、これを変位に変換して変形量を照査する。
照査目的	通行性能の確保
照査対象	地下水位以上の盛土が陥しても、比較的早期に車両通行が可能となるかどうかの照査を想定(耐震性能照査法(案)に準じている)
検討外力	降雨 地震動 常時水位 レベル2地震動
概要図	
照査方法	<p>上流の回転加速度 $\theta(t)$ = $\frac{(M_D - M_R) \cdot (M_{D0} + M_{R0})}{M_{D0} + M_{R0}}$ (回転慣性 J)</p> <p>降伏震度 k_y は $\Delta M = MD - MR = 0$ を満足する kh として得られる。 $k_y = \frac{M_{D0} + M_{R0} - M_{D0}}{M_{D0} + M_{R0}}$</p> <p>ここに、 $M_{D0} = R \sum (W \cdot h \cdot u) \cos \alpha \sin \theta$: 自重による抵抗モーメント $M_{R0} = R \sum c \cdot l$: 粘着力による抵抗モーメント $M_{D0} = k_y M_{D0} = k_y R \sum W \sin \alpha \sin \theta$: 地震抵抗による基準抵抗モーメント $M_{D0} = \sum v_i W_i$: 自重による滑动モーメント $M_{D0} = k_y M_{D0} = k_y \sum v_i W_i$: 地震慣性力による基準滑动モーメント</p> <p>※ (表-3. 12の下に示す)</p>
備考	<ul style="list-style-type: none"> 入力地震動は「道路橋仕方書」のレベル2、タイプIIの1種地盤の地震動とする。 地震応答解析で内弧すべりを通る盛土内の等価加速度波形を求め、ニューマーク法による照査を行う。
照査基準	<p>安定解析の必要安全率 -</p> <p>変位量照査 路面50cm以下 (早期復旧が期待できる段差として)</p>

検討断面は、図-3. 22に示す3断面とした。
 STA128+60は最も盛土高さが高くなる断面、STA129+20は、盛土の層厚が最も厚くなる断面、谷沿いは、基盤との境界が一様に盛土法尻に傾斜している断面である。

円弧すべりの高さとして、第三者被害につながるような比較的大規模なすべりを想定しているため、小段2段以上の高さのすべりを対象とすることとした。

排水対策の有無については、「第二東名高速道路高盛土および大規模盛土設計施工指針(案)」、平成11年7月、NEXCO 中日本静岡建設局、で設置を原則としていることから、排水対策を考慮した場合のみで豪雨時の検討を行うこととした。ただし、排水対策効果の定量的評価を行うために、常時については排水対策がない場合の検討も行うこととした。

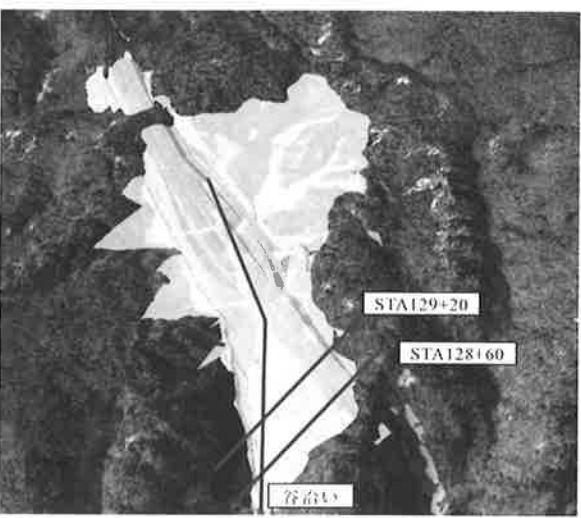


図-3. 22 解析断面位置 (谷沿い断面は屈曲部まで)

図-3. 23に解析断面 STA128+60 をもとに断面各部分の物性を示す。

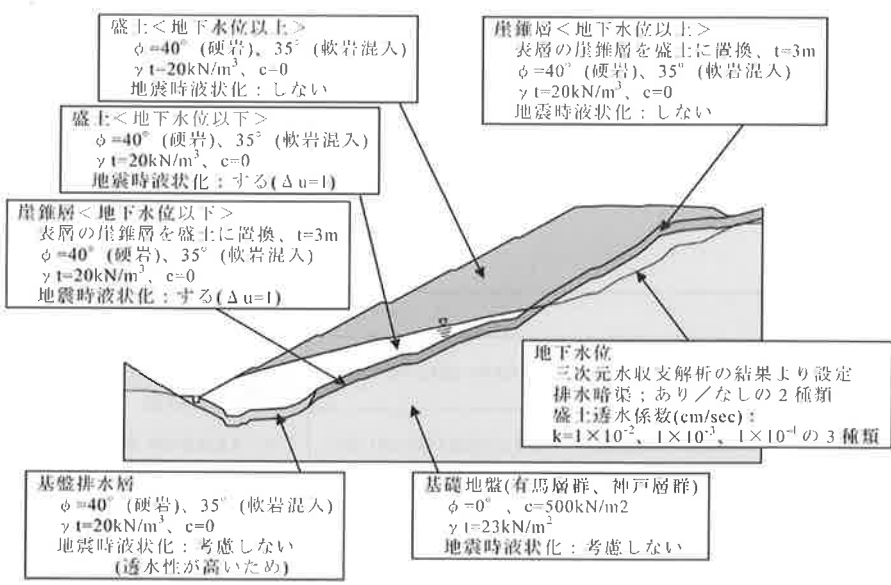


図-3. 23 STA128+60 断面の計算条件の整理

(2) 豪雨時の安定性検討結果

豪雨時の安定性検討結果を表-3.14に示す。常時においては、排水暗渠がない場合は STA128+20 断面と STA129+60 断面で必要安全率を満足しないことが示された。排水暗渠がある場合はいずれも安全率を満足することが示された。また、豪雨時の安全率について、表-3.10で見たように、排水暗渠が機能している場合は、豪雨時においても地下水位がほとんど上がらないことを確認している。このため、常時と豪雨時で安全率が変わらない結果となった。

次に、図-3.24に STA128+60 断面の排水暗渠があるとき/ないときの検討水位と、 $k=1 \times 10^{-4}$ (cm/sec) のときの円弧すべりの位置を示した。円弧すべりの形状は透水係数の違いによって大きく変わらないことを確認している。図-3.24に示した円弧形状を見ると、いずれの断面も小段2段分の比較的小規模な円弧が最小安全率を示している。また、排水暗渠がある場合の方がない場合よりもやや大きな円弧を示しているが、後述する地震時の円弧よりは小さい。過去の豪雨時の盛土の被災事例では、ここで示している円弧分以上の土量が崩壊していることから、一端崩壊を生じると断面が欠損した箇所の押さえがなくなり、その部分が弱点となって流動的に土塊が移動するものと推察される。

表-3.14 豪雨時の安定計算結果一覧表

断面位置	盛土材料	盛土の透水係数	安全率				必要安全率
			排水暗渠無し 常時	排水暗渠有り 常時	豪雨時		
					中央集 中型	後方集 中型	
STA128+60	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.28	1.68	1.68	1.68	1.25
		1.0E-03	1.18	1.68	1.68	1.68	
		1.0E-04	1.12	1.68	1.68	1.68	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.07	1.40	1.40	1.40	
		1.0E-03	0.98	1.40	1.40	1.40	
		1.0E-04	0.93	1.40	1.40	1.40	
STA129+20	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.59	1.62	1.62	1.62	
		1.0E-03	1.36	1.62	1.62	1.62	
		1.0E-04	1.30	1.62	1.62	1.62	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.32	1.35	1.35	1.35	
		1.0E-03	1.13	1.35	1.35	1.35	
		1.0E-04	1.09	1.35	1.35	1.35	
谷沿い	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.72	2.67	2.67	2.67	
		1.0E-03	1.59	2.66	2.66	2.66	
		1.0E-04	1.54	2.62	2.62	2.62	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.44	2.23	2.23	2.23	
		1.0E-03	1.33	2.22	2.22	2.22	
		1.0E-04	1.29	2.18	2.18	2.18	

生じると断面が欠損した箇所の押さえがなくなり、その部分が弱点となって流動的に土塊が移動するものと推察される。

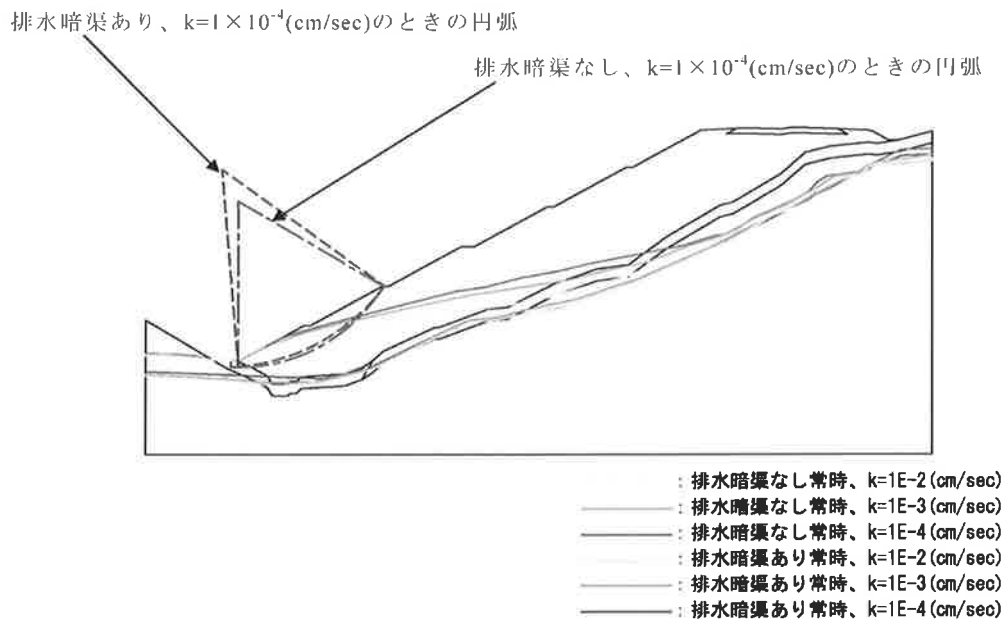


図-3.24 STA128+60 断面の解析結果

(3) 地震時の安定性検討結果

盛土内における最大過剰間隙水圧の発生量予測のためとすべり安定計算の慣性力算出に用いる水平震度を、法肩での地表面最大加速度の0.5倍と0.2倍とした。各断面の最大水平震度を表-3.15に示す。

円弧すべりの高さとして、ケース1での検討と同様、第三者被害につながるような比較的大規模なすべりを想定しているため、小段2段以上の高さのすべりを対象とすることとした。

表-3.15 計算に用いる水平震度

断面	波形タイプ	最大加速度	最大震度	最大震度×0.5 (最大過剰間隙水 圧の発生量予測)	最大震度×0.2(すべり 安定計算の慣性力算出 に用いる水平震度)
STA128+60	神戸気象台 N-S	873		—	
	神戸気象台 E-W	1066	1.09	0.54	0.22
	阪神高速猪名川橋	1000		—	
STA129+20	神戸気象台 N-S	1118	1.14	0.57	0.23
	神戸気象台 E-W	1057		—	
	阪神高速猪名川橋	1027		—	
谷沿い	神戸気象台 N-S	1038		—	
	神戸気象台 E-W	1193		—	
	阪神高速猪名川橋	1393	1.42	0.71	0.28

表-3.16に液状化による過剰間隙水圧と水平地震力を考慮した地震時の安定性照査結果一覧を示した。

図-3.25にはSTA128+60断面の検討水位と $k=1 \times 10^{-4}$ (cm/sec)のときの円弧すべりの位置を示した。なお、円弧すべりの形状は透水係数の違いによって大きく変わらないことを確認している。

表-3.16より、排水暗渠を設置しない場合では、いずれの断面も地震時の安定性を確保できないことがわかった。安全率は1を大きく下回っており、盛土が液状化して強度が大きく低下し、大規模な崩壊をもたらすものと考えられる。また、透水係数の低い方が安全率は小さくなる傾向のあることがわかる。これは、透水性が低いほど常時水位が高く、浮力の作用が大きいためであり、地下水位が計算結果に大きな影響を与えていることが示された。

排水暗渠を設置した場合は、硬岩材料のみの場合は必要安全率を上回るものの、軟岩混入材料の場合では必要安全率を不足することがわかった。

図-3.25に示した円弧形状を見ると、いずれの断面も排水暗渠がある場合は盛土表層を抜けるような比較的小さな円弧を示しているのに対し、排水暗渠がない場合は盛土全体を抜けるような円弧が発生しており、このことから、排水暗渠がない場合は盛土の液状化によって大規模な崩壊を生じることを示唆している。

表-3.16 液状化による過剰間隙水圧と水平地震力を考慮した地震時の安定性照査結果一覧
(ハッチをかけている箇所が必要安全率を不足するパターン)

断面位置	盛土材料	盛土の 透水係数	安全率				必要 安全率
			排水暗渠無し		排水暗渠有り		
			常時	地震時	常時	地震時	
STA128+60	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.28	0.20	1.68	1.08	常時 1.25 地震時 1.0
		1.0E-03	1.18	0.02	1.68	1.08	
		1.0E-04	1.12	-0.05	1.68	1.08	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.07	0.17	1.40	0.90	
		1.0E-03	0.98	0.00	1.40	0.90	
		1.0E-04	0.93	-0.04	1.40	0.90	
STA129+20	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.59	0.00	1.62	1.04	
		1.0E-03	1.36	-0.16	1.62	1.04	
		1.0E-04	1.30	-0.24	1.62	1.04	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.32	0.00	1.35	0.90	
		1.0E-03	1.13	-0.13	1.35	0.90	
		1.0E-04	1.09	-0.20	1.35	0.90	
谷沿い	硬岩材料のみ	1.0E-02	1.72	0.25	2.67	1.26	
		1.0E-03	1.59	0.10	2.66	1.29	
		1.0E-04	1.54	0.07	2.62	1.24	
	軟岩混入材料	1.0E-02	1.44	0.25	2.23	1.05	
		1.0E-03	1.33	0.13	2.22	1.08	
		1.0E-04	1.29	0.11	2.18	1.03	

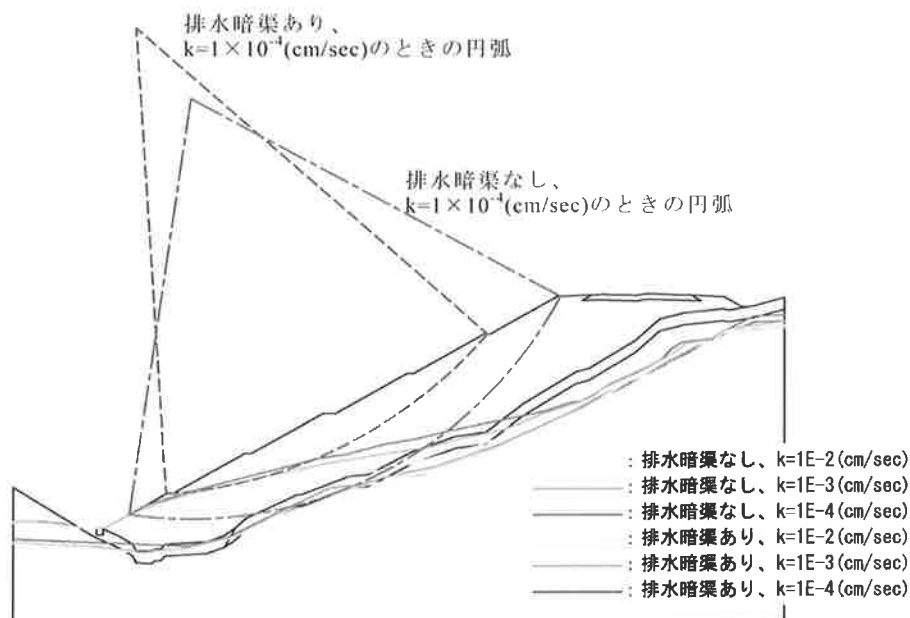


図-3. 25 STA128+60 断面の解析結果

(4) ニューマーク法による変形量照査

ニューマーク法を行うに当たり、入力地震動を地震時応答解析により求めた。図-3. 26に STA128+60 断面でのメッシュ図を示した。それぞれのメッシュ図には、円弧高さ毎の重心位置における接点番号と、法肩の位置での接点番号を示している。ニューマーク法に用いる波形は、それぞれの接点番号における計算波形を用いた。

各断面において、ニューマーク法で用いる波形を出力した位置での最大加速度および元波形の最大加速度との比の一覧を表-3. 17に示した。これより各断面とも、同じ地震動でも場所が異なれば、最大加速度も異なることがわかる。また、STA128+60 断面、STA129+20 断面は地震動が増幅される傾向にあるが、谷沿い断面は減衰する傾向にあることがわかった。これは、前者2断面は腹付け盛土であり、地震動が増幅しやすい傾向にあることが一因として挙げられる。

最大変位量を算出しているが、いずれの断面もひずみが局所的に集中するような箇所は見られなかった。ま

表-3. 17 各断面の円弧高さ毎における最大加速度と元波形の最大加速度の比

(濃い色のハッチが同一断面中最大値となる箇所、薄い色のハッチが同じ円弧高さで最大値となる箇所)

			1	2	3
STA128+60	H=10m	最大加速度(絶対値)	888	1038	1026
		元波形の最大加速度との比	1.09	1.36	1.32
	H=20m	最大加速度(絶対値)	981.6	1127	951.4
		元波形の最大加速度との比	1.21	1.47	1.22
	H=30m	最大加速度(絶対値)	964.4	1100	868.3
		元波形の最大加速度との比	1.19	1.44	1.11
STA129+20	H=10m	最大加速度(絶対値)	1221	1075	1044
		元波形の最大加速度との比	1.5	1.4	1.34
	H=20m	最大加速度(絶対値)	1229	1198	1123
		元波形の最大加速度との比	1.51	1.56	1.44
	H=30m	最大加速度(絶対値)	1134	1110	964.6
		元波形の最大加速度との比	1.4	1.45	1.24
谷沿い	H=10m	最大加速度(絶対値)	878.5	1037	907.9
		元波形の最大加速度との比	1.08	1.35	1.16
	H=20m	最大加速度(絶対値)	739.7	699.8	569.9
		元波形の最大加速度との比	0.91	0.91	0.73
	H=30m	最大加速度(絶対値)	809.3	680.3	569
		元波形の最大加速度との比	1	0.89	0.73

た、STA128+60 断面、STA129+20 断面は後述するニューマーク法による変形量よりも概ね小さいことがわかった。一方、谷沿い断面はやや大きい変形量を算出する傾向にあることがわかった。よく締め固められた盛土が地震動によって崩壊する際は、明確なすべり面を伴うことを考慮すると、ニューマーク法による変形量の方がより実状を表すものと考えられる。図-3. 27にはSTA128+60断面での最大加速度分布図を、図-3. 28には最大変位分布図を示す。

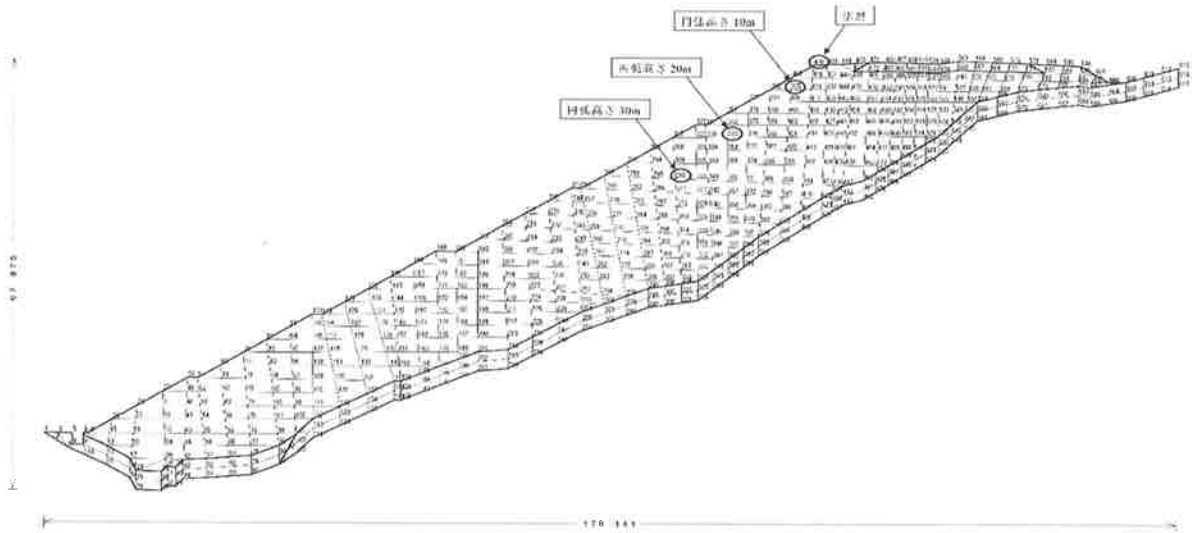


図-3. 26 STA128+60断面 波形抽出要素番号

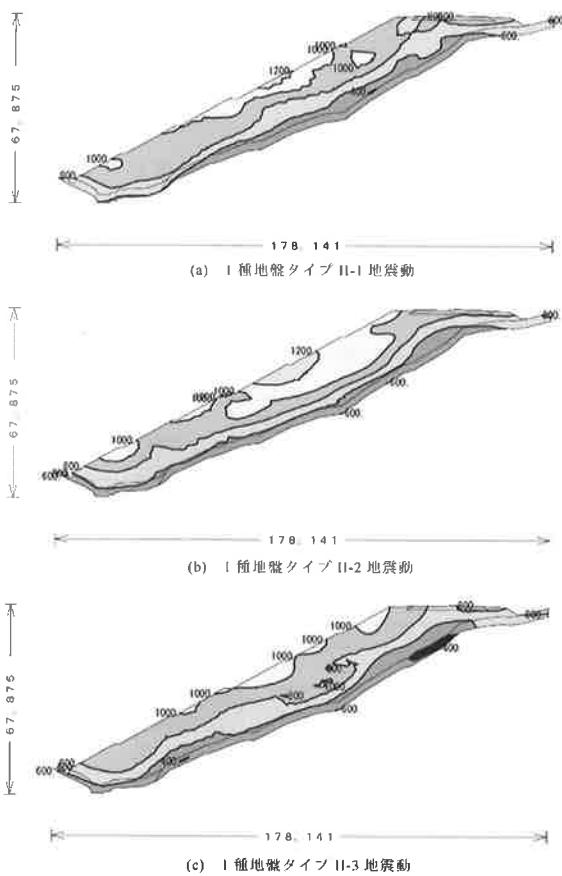


図-3. 27 STA128+60断面 最大加速度分布図

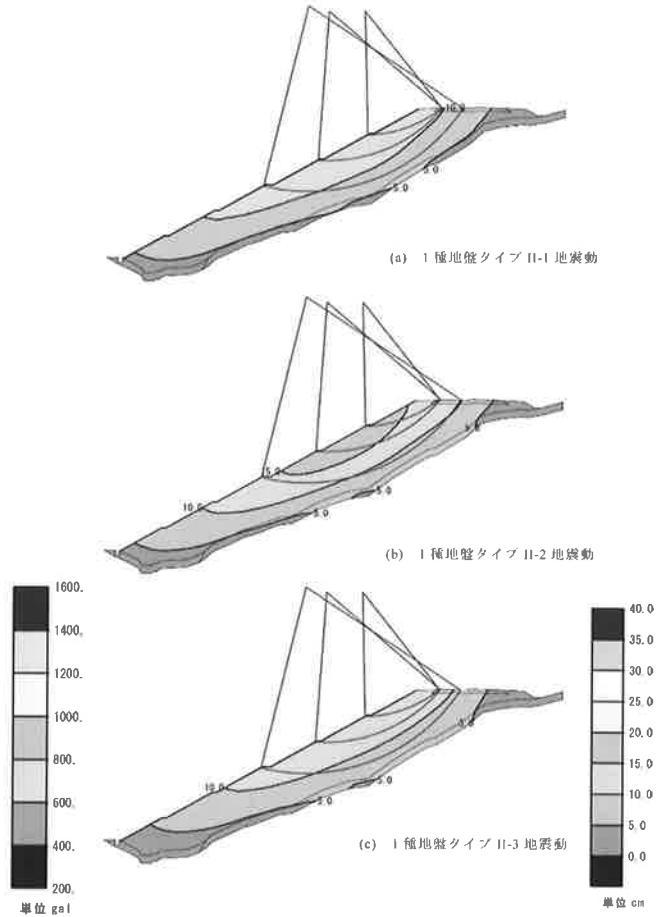


図-3. 28 STA128+60断面 最大変位分布図

赤線の円弧は小さい順から 10m、20m、30m の降伏震度算出円弧を示す

次に、降伏震度 k_y を求めるため、水平加速度を 0.01 ずつ変化させ、安全率が 1 を切る時の水平加速度を求めた。「耐震性能照査法 (案)、H16.3」では、円弧すべりが通るのり面の高さを 10~30m の間で変化させて計算を行うことを示しており、ここでは、 $H=10m, 20m, 30m$ の 3 種類で計算を行った。図-3. 29 に STA128+60 断面の計算条件整理結果を示した。表-3. 18 に各断面の計算結果一覧を示した。

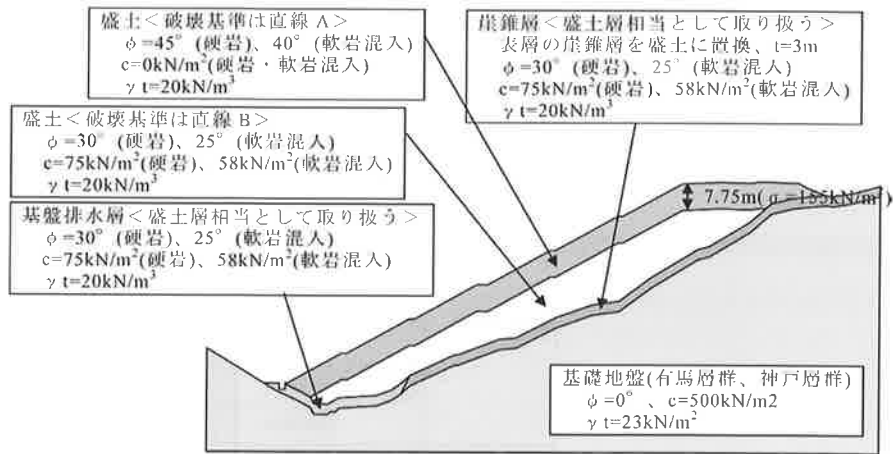


図-3. 29 STA128+60 断面の計算条件整理結果

た。これより、同一の断面であれば、せん断強度の大きな硬岩材料のみの場合では軟岩混入材料よりも降伏震度が 0.1 ~ 0.15 程度大きくなることがわかった。

表-3. 18 降伏震度の計算結果一覧

断面位置	盛土材料	円弧高さ	すべりを生じない場合		すべりを生じる場合 (限界震度)	
			水平震度 k_h	安全率	水平震度 k_h	安全率
STA128+60	硬岩材料のみ	H=10m	0.45	1.013	0.46	0.996
		H=20m	0.52	1.005	0.53	0.991
		H=30m	0.44	1.010	0.45	0.996
	軟岩混入材料	H=10m	0.35	1.007	0.36	0.990
		H=20m	0.36	1.014	0.37	0.999
		H=30m	0.29	1.008	0.30	0.992
STA129+20	硬岩材料のみ	H=10m	0.45	1.009	0.46	0.992
		H=20m	0.50	1.012	0.51	0.998
		H=30m	0.44	1.007	0.45	0.993
	軟岩混入材料	H=10m	0.35	1.003	0.36	0.992
		H=20m	0.36	1.007	0.37	0.992
		H=30m	0.29	1.007	0.30	0.991
谷浴い	硬岩材料のみ	H=10m	0.63	1.013	0.64	0.999
		H=20m	0.60	1.001	0.61	0.987
		H=30m	0.52	1.007	0.53	0.992
	軟岩混入材料	H=10m	0.51	1.015	0.52	1.000
		H=20m	0.44	1.010	0.45	0.994
		H=30m	0.38	1.006	0.39	0.989

表-3. 19 に変位量計算結果一覧を示した。ハッチをにかけているところは照査基準である 50cm を上回ったところである。これより、STA128+60 断面、STA129+20 断面の軟岩混入材料では、照査基準を確保できないことがわかった。したがって、軟岩混入材料をのり面部に配置する場合、盛土補強工法を併用するか、軟岩混入材料の強度を大きくするための改良等が必要であることがわかった。

また、谷浴い断面ではいずれも照査基準を確保することがわかった。これは、STA128+60 断面、STA129+20 断面と比べ法勾配がゆるく、安定性が高いためであるといえる。

図-3. 30に計算結果出力の代表例として STA128+60 断面の硬岩材料のみ、H=30mの時の地震動1での変位置算出結果出力図を示した。

表-3. 19 変位置計算結果一覧 (単位 cm)
(ハッチをかけたセルは照査基準である50cmを上回ったところ)

			1	2	3
STA128+60	硬岩材料のみ	H=10m	33.8	35.1	32.2
		H=20m	17.8	27.1	18.8
		H=30m	27.5	34.2	27
	軟岩混入材料	H=10m	63.8	53.1	52.8
		H=20m	58.9	50.4	42.1
		H=30m	89.1	65.4	57
STA129+20	硬岩材料のみ	H=10m	42.6	41.6	31.4
		H=20m	30.7	30.4	25.1
		H=30m	30.9	26.6	24.4
	軟岩混入材料	H=10m	67.5	64.9	49.3
		H=20m	96.7	100.2	48.4
		H=30m	62.3	63.2	48.7
谷沿い	硬岩材料のみ	H=10m	2.3	3.7	2.4
		H=20m	0.8	0.2	0
		H=30m	2.1	0.6	0.1
	軟岩混入材料	H=10m	6.9	8.8	6.3
		H=20m	5.8	2.3	0.7
		H=30m	8.6	2.8	2.9

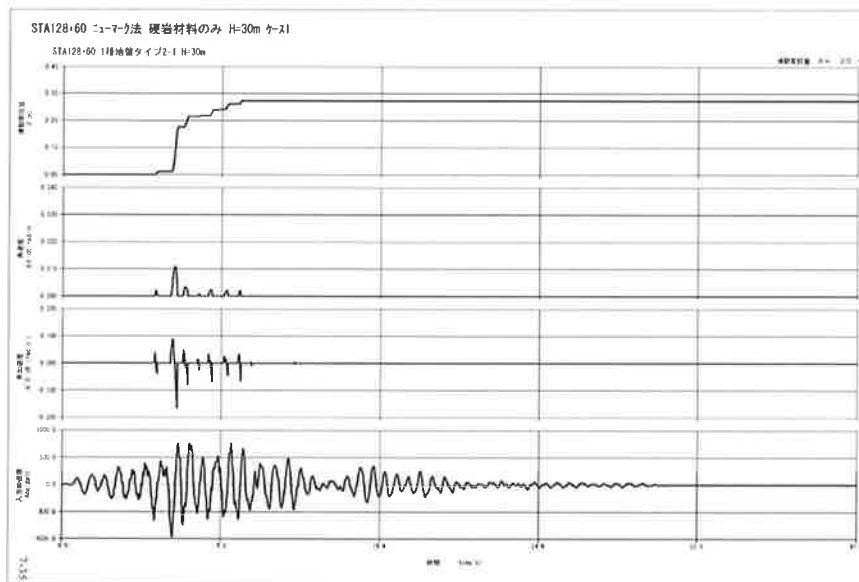


図-3. 30 STA128+60 断面 ニューマーク法 変位置算出過程 硬岩材料のみ H=30m ケース 1

3-7. 盛土安定性検討結果と安定化対策方針

(1) ゾーニングによる高盛土の安定対策

三次元水収支解析および安定解析の結果から、硬岩材料のみを用いた場合の照査結果では安定性が確保できるという結果が得られたことから、硬岩材料を円弧が通る位置に配置すれば、照査基準を満足すると考えられる。この考え方

に基づき、硬岩材料のゾーニング位置を提案した。すなわち、効率的な土量配分により、強化工法を施さずに対策可能となる。

図-3.31に STA128+60 断面、図-3.32に STA129+20 断面において、地震時の安定性照査時の円弧位置と、ニューマーク法の降伏震度算出時の円弧位置を示した。これより、照査断面に拘わらず、①のり面より 30m 控えた位置、②上段より 3 段の小段まで 40m 控えた位置、のり面側に円弧が通っていることがわかる。したがって、この位置に硬岩材料を配置すれば強化工法を施さなくても管理基準を満たす高盛土構造が築造できるものと考えられる。

その後、第 3 回検討会では、三次元水収支解析および安定解析の結果を踏まえて、①地震時の安定計算の円弧と②ニューマーク法による動的な変形量照査による降伏地震度算出の際の円弧の通過位置を踏まえて、円弧が通過する部分を硬岩材料でゾーニングする設計となった。

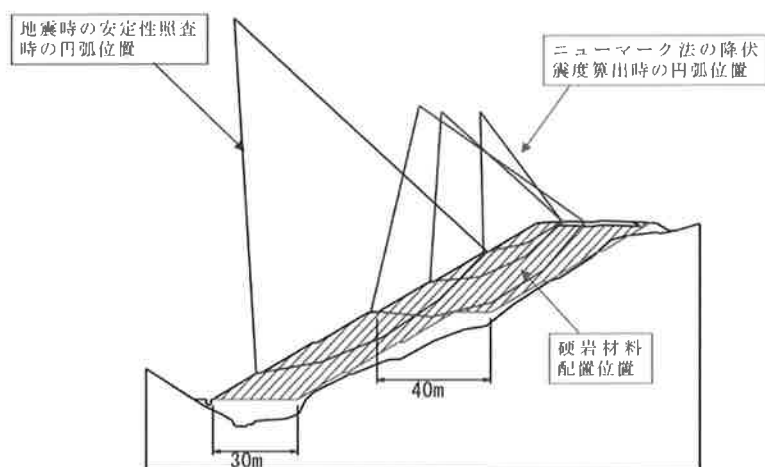


図-3.31 STA128+60 断面の円弧位置と最適ゾーニング案

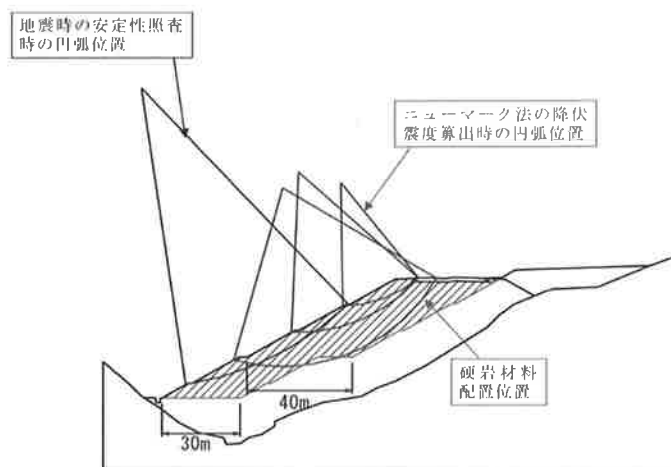


図-3.32 STA129+20 断面の円弧位置と最適ゾーニング案

(2) 盛土内排水構造

表-3.16では、排水管が損壊することを想定した三次元水収支解析結果を反映した安定解析により、排水管が損壊して目詰まりを生じた場合、地震時に安定性が確保できなくなる可能性が示された。そこでここでは、目詰まりや損壊等による機能低下を踏まえた排水層および有孔管の構造の具体的な対応方針は以下の通りとした。

- ① 雨水排水管と暗渠排水管、堅溝の交点へのコンクリート製のボックスの配置による排水対策の強化
- ② 雨水排水管の耐圧強度の強化
- ③ 基盤排水層の設置範囲・規模の強化

宝塚 SA の盛土検討中に先行して施工された第二東名では、「第二東名高速道路 高盛土および大規模盛土設計施工指針(案)」による排水計画がたてられている。検討の第一歩として、宝塚 SA 高盛土の施工における排水構造の問題点

を以下に示す。

- ① 暗渠排水管から排出される水を集めて調節池に流出するために設置される雨水排水管は、経済性の観点から2本並列で敷設する計画となっているが、両者を連結する構造は検討されていない。したがって、ある一方が目詰まり等を起こすと滞留水が迂回できないため、機能低下時への対応が不十分であるといえる。
- ② 雨水排水管は大きな土被り圧でも適用可能な高耐圧ポリエチレン管を採用することとしているが、管のたわみ率を仮設構造物相当の8%としており、長期的な耐久性に問題がある。
- ③ 暗渠排水管と堅溝、雨水排水管を連結する構造について十分な配慮がなされていないため、有孔管および堅溝で集水した水が速やかに排出されない可能性がある。
- ④ 沢沿いに沿って基礎地盤表層を流れる湧水を集めるための暗渠排水管を設置する計画となっているが、暗渠排水管の機能を補完する基盤排水層は流末近くの比較的大きな沢部でしか計画されていない。したがって、暗渠排水管の機能が低下するとその周辺の地下水水位が上昇しやすくなる可能性が挙げられる。

以上の問題点に対して、以下の方策を行うことにより、目詰まり、損壊等の機能低下に対しての対策とする。

- 1) 雨水排水管の2本並列区間は、ある一方が目詰まり、損壊等の機能低下した場合においても、もう一方の排水管で排出が可能になるような、排水ネットワークを構築する。具体的には、勾配変化点や、平面形状変化点において雨水排水管を連結するコンクリート製のボックスを設置する。このことにより、雨水排水管の一方に目詰まりを生じてもう一方への配水が可能となり、配水能力の向上につながる事が指摘される。
- 2) 雨水排水管は現段階では剛性の大きな高耐圧ポリエチレン管を用いるなど、耐久性を可能な限り確保する。なお、今後も雨水排水管の耐久性について検討し、破損を招かないような方策（高強度鋼管、アーチカルバート等）の採用の可能性について検討を行っていく。
- 3) 1)と関連する事柄であるが、コンクリート製のボックスを勾配変化点や、平面形状変化点に配置し、そこに堅溝配置箇所を移動することにより、有孔管および堅溝で集水した水を雨水排水管に排出することが可能となる。また、雨水排水管で集水した水が逆流しないように縦断方向に段差をつけて配置することにより、縦断方向の急激な勾配変化も修正可能となる。また、盛土圧縮に伴い堅溝にネガティブフリクションの作用が予想されるが、その影響が雨水排水管および暗渠排水管のカルバートボックスに及ばないように、堅溝下部に別個のカルバートボックスを設ける。
- 4) 暗渠排水管敷設箇所に対しては、目詰まりによる機能低下対策と、有孔管の機能の補完を目的として、基盤排水層をもれなく敷設することとする。このことで、有孔管が機能低下しても、周辺の排水層の透水能力により水位上昇を抑えることが可能となる。また、排水材として用いられる碎石はせん断強度が大きいので、土圧に対する抵抗力が大きくなって有孔管が損壊しにくくなるという利点も有している。また、目詰まり対策として排水層の厚さを確保することが重要であることから、排水層は有孔管から最低50cm程度の厚さを確保することとする。

なお、その他の設計条件として以下の事柄が挙げられるが、これらについては変更をしないこととする。その理由を示した。

- a) 雨水排水管の流下能力を、流域の5年確率流量としている。これは「指針（案）」に基づき地下排水工の排水計算における確率降雨年を5年と定めているほか、施工期間として5年程度が見込まれるためである。一方、盛土完成後は雨水の大部分を表層排水し、排水管への流量は施工時よりも減少するため、流量は減少することが三次元水収支解析より予想されている。このため、流下能力を支配する管径については現状の設計通りとする。
- b) 暗渠排水管の配置位置は現行の「指針（案）」に基づいて設定しており、三次元水収支解析ではその配置に従って計算を実施している。排水施設が機能した場合、盛土の安定性が確保できることを確認していることから、配置位置は現状の設計通りとする。
- c) 堅溝の配置位置は「指針（案）」に従い、およそ2haに1箇所設置する条件としている。堅溝は主に施工時の排水性確保のために設けるものであり、長期安定性のための構造物でないことから（三次元水収支解析ではその影響を考慮していない）、現状の設計通りとする。

4. 施工計画の概要と施工管理

高盛土の沈下・安定対策として、以下の項目を重点に施工計画を立案し、日々の施工管理を行った。

(1) 盛土のゾーニング

前述の通り、高盛土の安定性照査の結果、通常路体とは別に内部摩擦角 ϕ が 40° 以上の現地発生材(硬岩材相当)を特別路体として法面側に盛土した(図-4.1)。

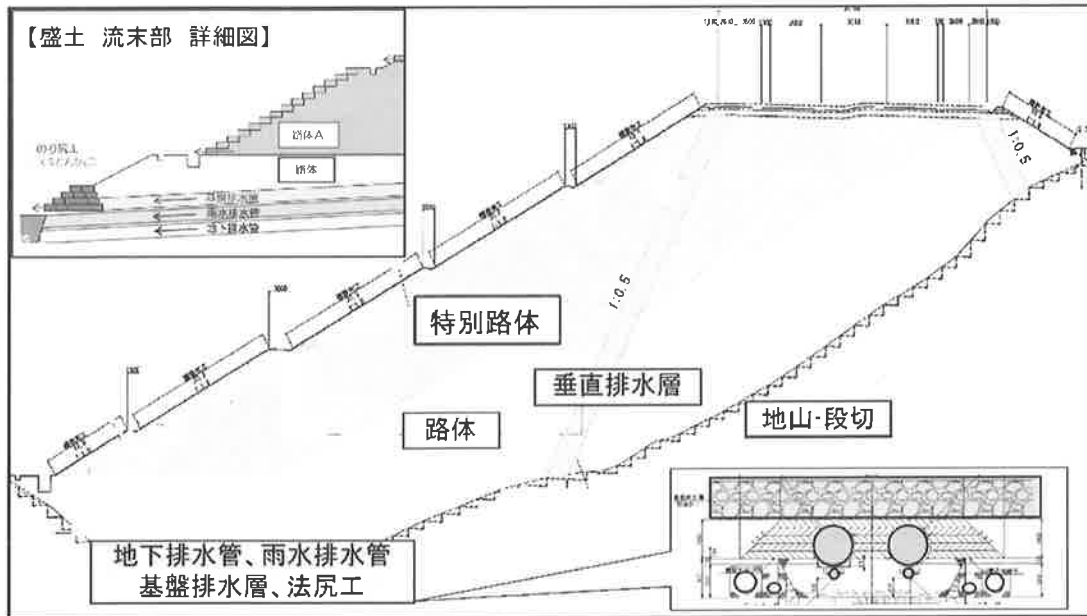


図-4.1 高盛土のゾーニング計画

材料の選定方法は、三軸圧縮試験を実施してピーク強度と残留強度を評価し、その双方が設計強度を満足することを条件とした(図-4.2)。(設計強度はNEXCOの設計要領第一集土工編より定めた。)

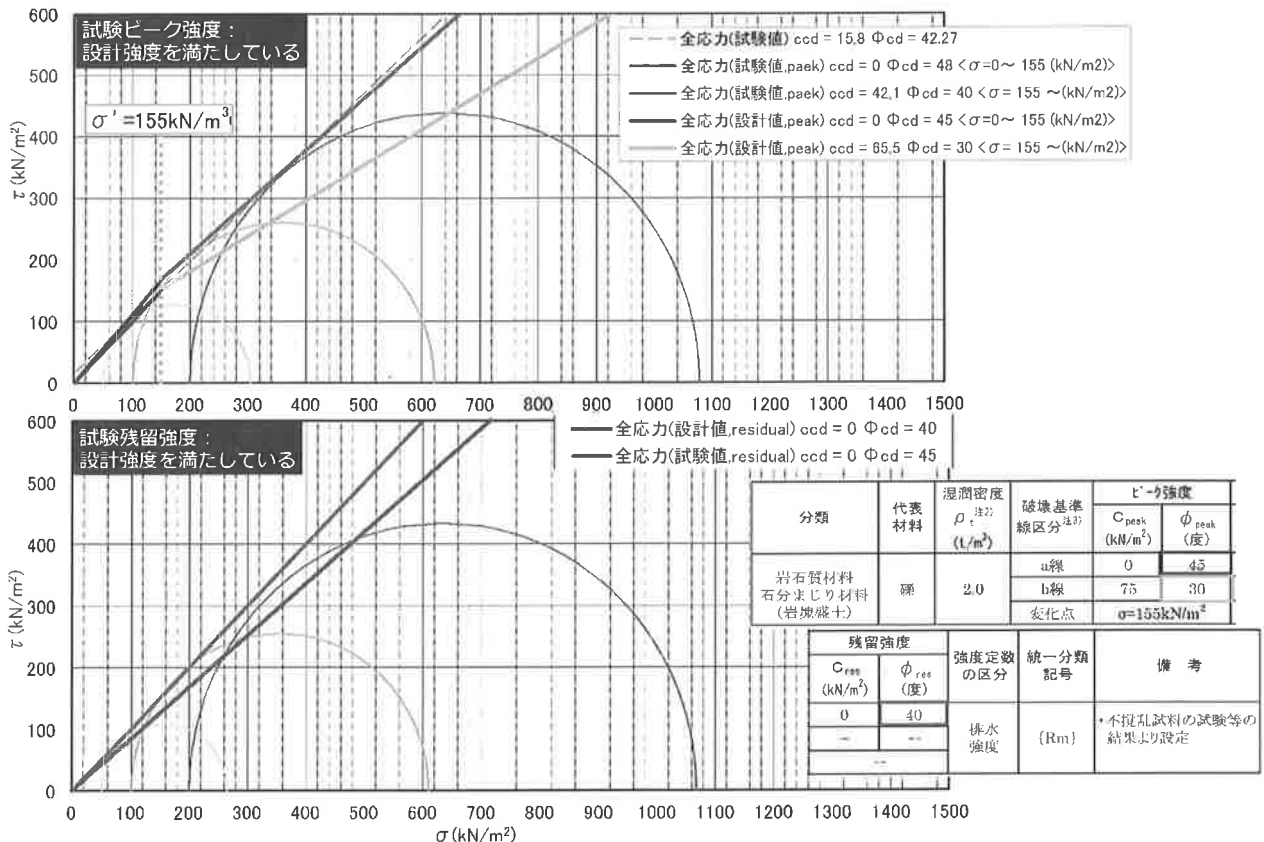


図-4.2 トンネルズリの評価結果

(2) 盛土内の排水対策 (管渠)

盛土内の地下水を速やかに排水するため、暗渠排水管と雨水排水管の複数系統化を行った。

暗渠排水管は内径φ200~400mmを網目状に沢筋に沿って設置した。その延長は、当初設計の約7,500mに対して設計照査時点で約2,000m、湧水等の現地条件を踏まえて施工段階で約1,400m追加し、最終的には約11,000mとなった。

雨水排水管は内径φ600~900mmを沢筋に沿って設置した(図-4.3)。その構造として、当初設計では暗渠排水管を雨水排水管に接続していたが、雨水排水と地下排水を別系統とするため、独立した構造に変更した(図-4.4)。

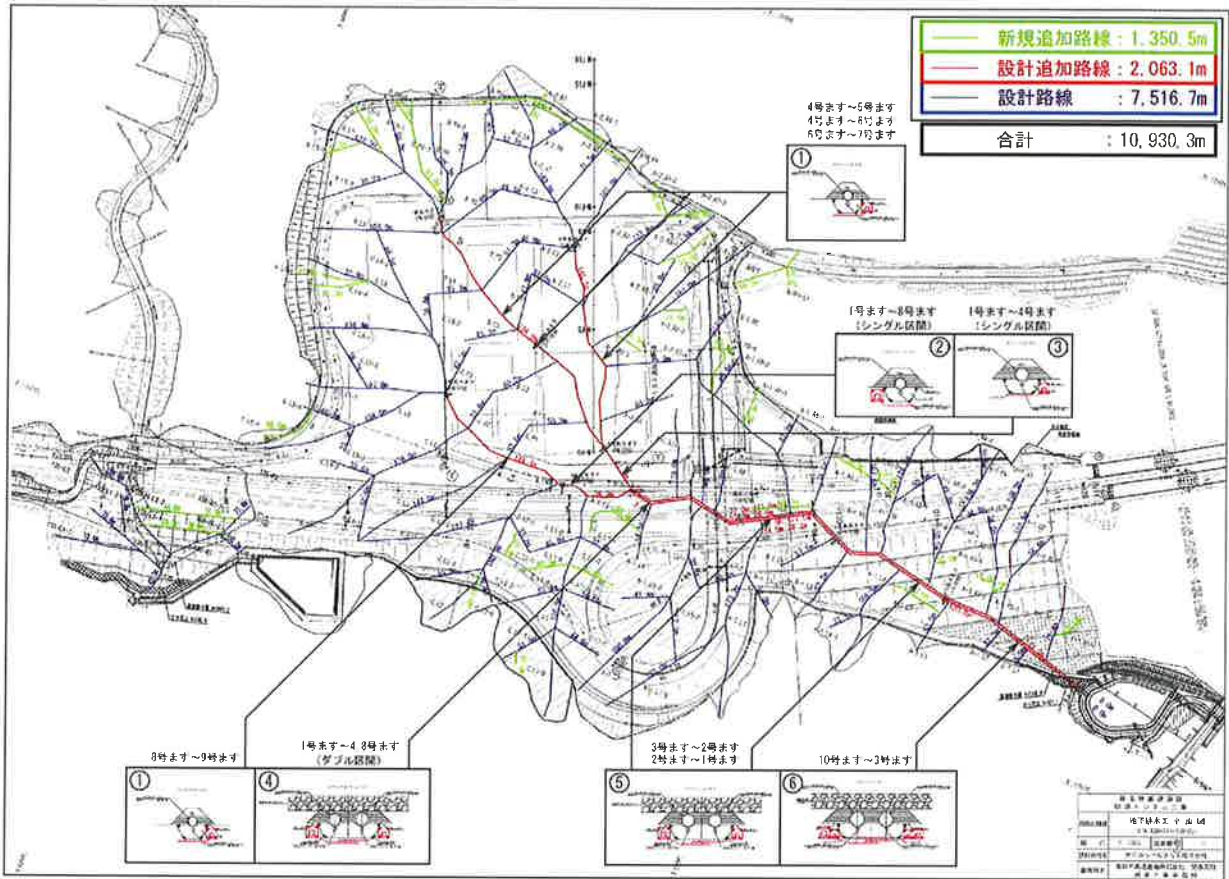


図-4.3 地下排水工平面図

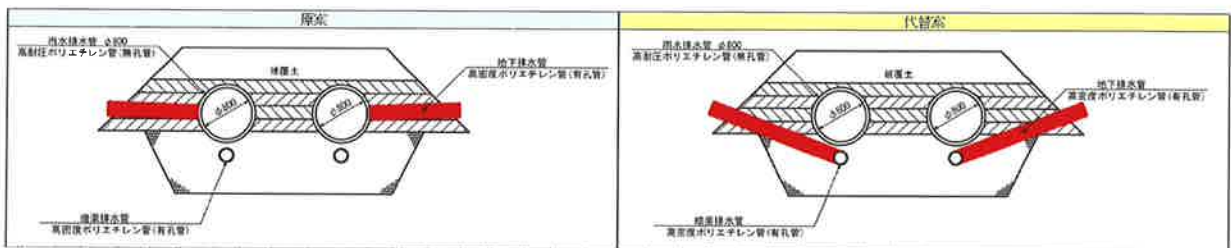


図-4.4 雨水排水と地下排水の別系統化

また、土被りが最大50mにも及ぶため、高耐圧ポリエチレン管のたわみ量が許容値を上回るおそれがあった。そのため、雨水排水管の裏込めについて、先行工事にて盛土厚とたわみ量の計測を行い、材料と工法の選定を行った(図-4.5)。さらに、製品工場にて「高耐圧ポリエチレン管の継手水密試験」を行い、許容たわみ率を大きく上回る場合でも管が破損することなく、かつ継手の水密性が確保されることを確認した(図-4.6、写真-4.1)。

また、主に施工中の雨水排水を集水する目的である堅坑と雨水排水管の接合部分である雨水集水桝は、壁厚が最大1.6mもある堅固な鉄筋コンクリート構造物を築造した。さらに、堅坑からの水を雨水集水桝に合流させる接合部の構造変更とコンクリートによる防護を行った(図-4.7、図-4.8)。

これらの施工状況の写真を示す(写真-4.2)。

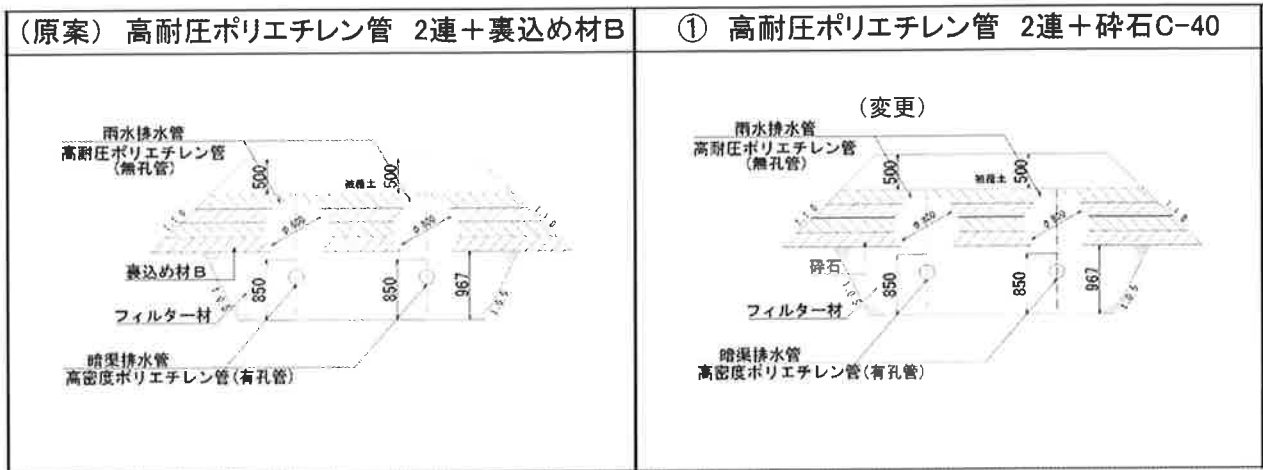
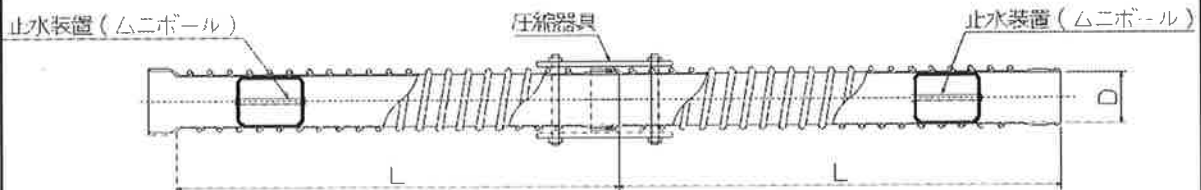


図-4. 5 雨水排水管の裏込め材料の変更

高耐圧ポリエチレン管継手水密試験

高耐圧ポリエチレン管のたわみ率15%で継手の水密性が確保されているか確認試験を行う。
 ここで、本用途においては自然流下の排水管であることから満水時の水密性が確保されて
 実用上問題ないことからたわみ15%の変形時に満水で漏水しないことを確認する。

- ① 試験日時・場所
 試験日時 平成24年4月24日、試験場所 大日本プラスチック赤穂工場内(日本ハウエル)
- ② 試験体：管種 R30、内径D φ800、管長さL 5m×2
- ③ 試験方法
 a) 圧縮荷重で継手部を15%まで圧縮してから管内に水を充填し満水にする。



- b) 圧縮器具に取り付けた上下の平板間隔をたわみ0%時に計測し、その値を初期値とし、15%たわみ量まで圧縮する。
- c) 圧縮後、管内が満水になったことを確認し、継手部の漏水がないか確認する。
- ④ 試験結果
 満水にした状態で継手部を15%変形させても漏水はなかった。

図-4. 6 高耐圧ポリエチレン管継手水密試験

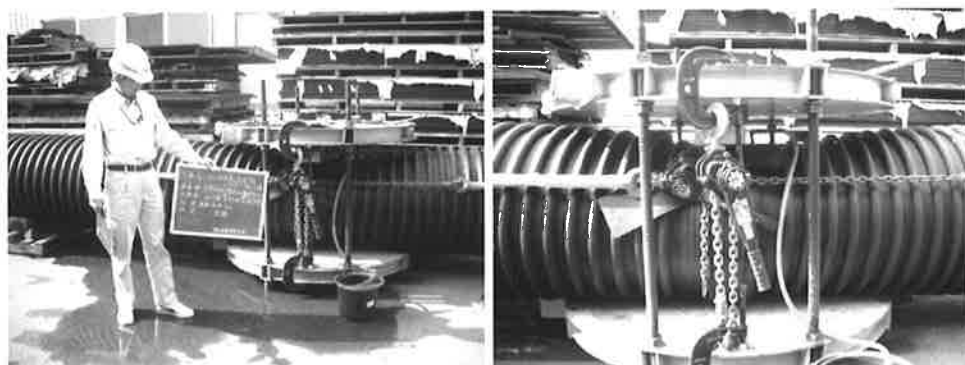


写真-4. 1 高耐圧ポリエチレン管継手水密試験状況

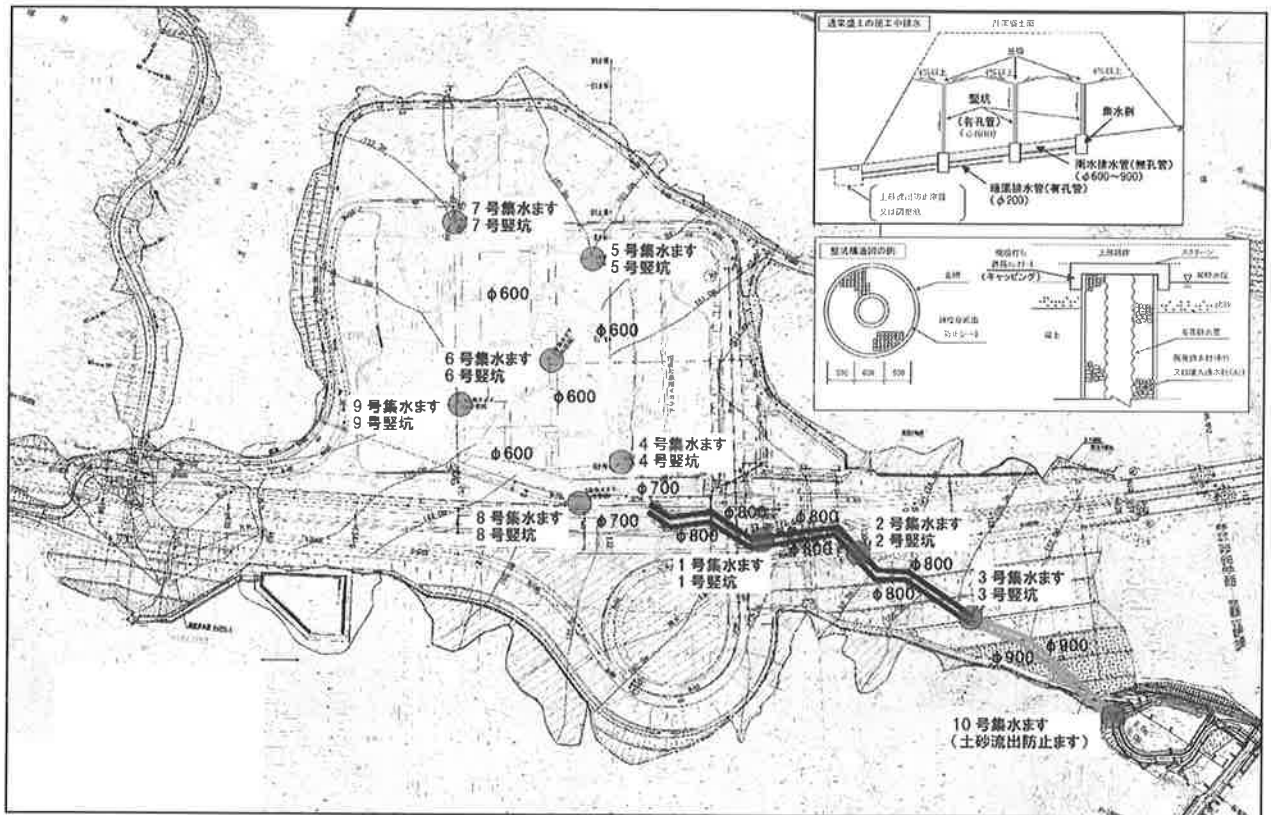


図-4. 7 竪坑と雨水集水樹の配置図

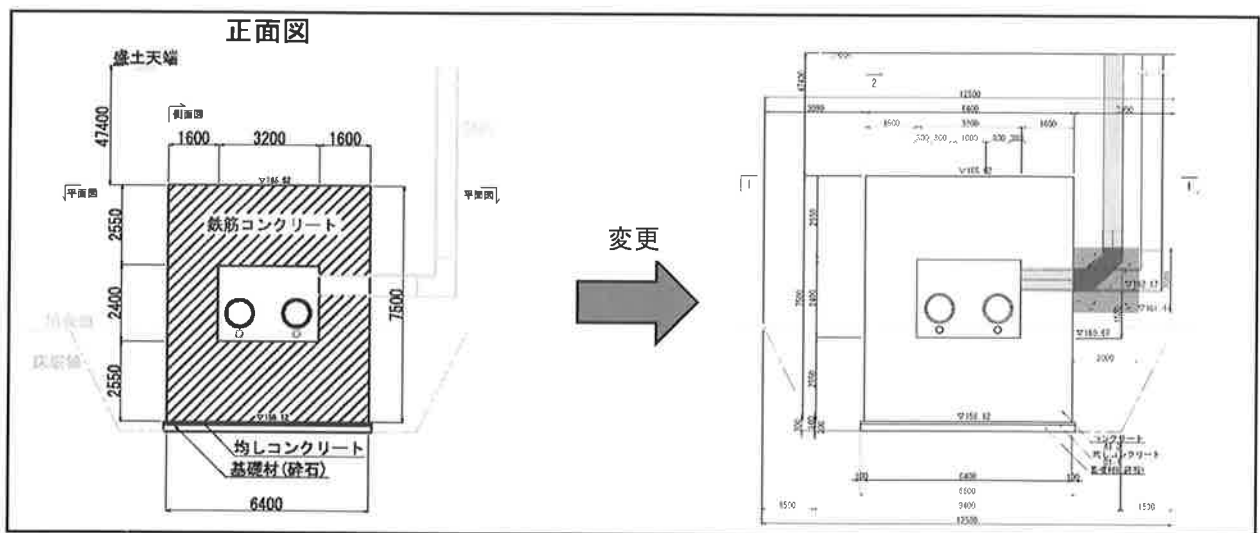


図-4. 8 竪坑と雨水集水樹の接続部



写真-4. 2 雨水排水ます、地下排水工、雨水排水工施工状況

(3) 盛土内の排水対策 (排水層)

盛土内の排水施設は管渠のみではなく、垂直排水層や基盤排水層を現地発生材の岩塊で施工し、法尻工にはふとんかごを設置して排水対策を充実した。

垂直排水層は、盛土内に浸透した雨水等を速やかに地下排水施設に導く目的で、φ50cm以下の岩塊を使用した。

基盤排水層は、湧水や地下水を面的に集水し、速やかに盛土外に排除する目的で、φ20cm以下の岩塊を使用した。

盛土内の水の流れは、垂直排水層から基盤排水層へ、その後、法尻工であるふとんかごへ流れて調整池へ流入する。

基盤排水層が集水しきれなかった水は、地下排水工が集水して、同様に調整池へ流入する (図-4.9)。

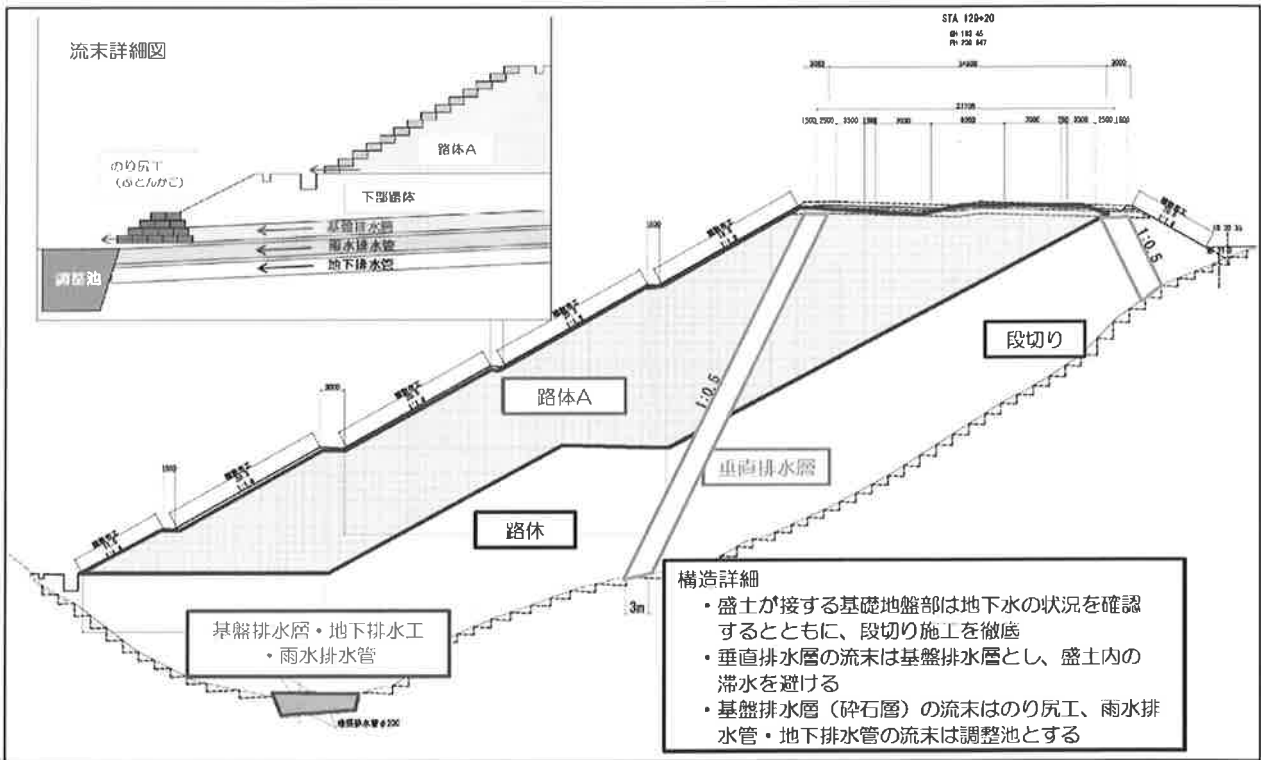


図-4.9 高盛土の排水対策工

垂直排水層はその機能保持のため、目詰まり防止に努めることが重要である。岩塊で構成された垂直排水層のすぐ横に細粒分の多い材料やスレーキング率の大きい材料が盛土された場合、雨水等により細粒分が流出して、すぐに目詰まりすることが予想される。このため、垂直排水層とこれらの材料の間に「粒度調整中間層」を設けることとした。

「粒度調整中間層」の定義として、以下の NEXCO 設計要領第一集土工編の『岩塊の上に路床材等の細粒材を施工する場合の考え方』を準用した (表-4.1)。この考え方に従って、粒度調整中間層の必要の有無と、粒度調整中間層の条件を満たすかどうかの検討を行った結果の一例を示す (図-4.10)。

表-4.1 岩塊の上に路床材等の細粒材を施工する場合の考え方 (NEXCO 設計要領第一集土工編より抜粋)

<p>岩塊</p>	<p>(3) 最大粒径が大きく、一層あたりの施工厚が大きくなる。</p>	<p>(3) 岩塊の上に路床材等の細粒材 $\left(\frac{R_{15}}{F_{85}} > 5\right)$ を施行する場合には、 $\frac{M_{15}}{F_{15}} > 5$ かつ $\frac{M_{15}}{F_{85}} < 5$ を満たすような粒度調整中間層を設けることが望ましい。(図2-40, 41) ここに R_{15} : 岩塊材料の15%通過粒径 M_{15} : 粒度調整中間層材料の15%通過粒径 F_{15} : 細粒材の15%通過粒径 F_{85} : 細粒材の85%通過粒径</p>
-----------	--------------------------------------	---

まず、各材料の粒度試験から粒径加積曲線を描き、15%通過粒径と85%通過粒径を求める。

次に、垂直排水層と細粒材の比較を行い、粒度調整中間層の有無を検討する。

⇒ (以下の例では、細粒材1、細粒材2ともに必要となる。)

最後に、中間層と細粒材、中間層と垂直排水層の比較を行い、粒度調整中間層の有無を検討する。

⇒ (以下の例では、いずれも必要とならないため、中間層の候補とした「切畑 TN」という材料は、垂直排水層と細粒材1および垂直排水層と細粒材2の「粒度調整中間層」となり得る。)

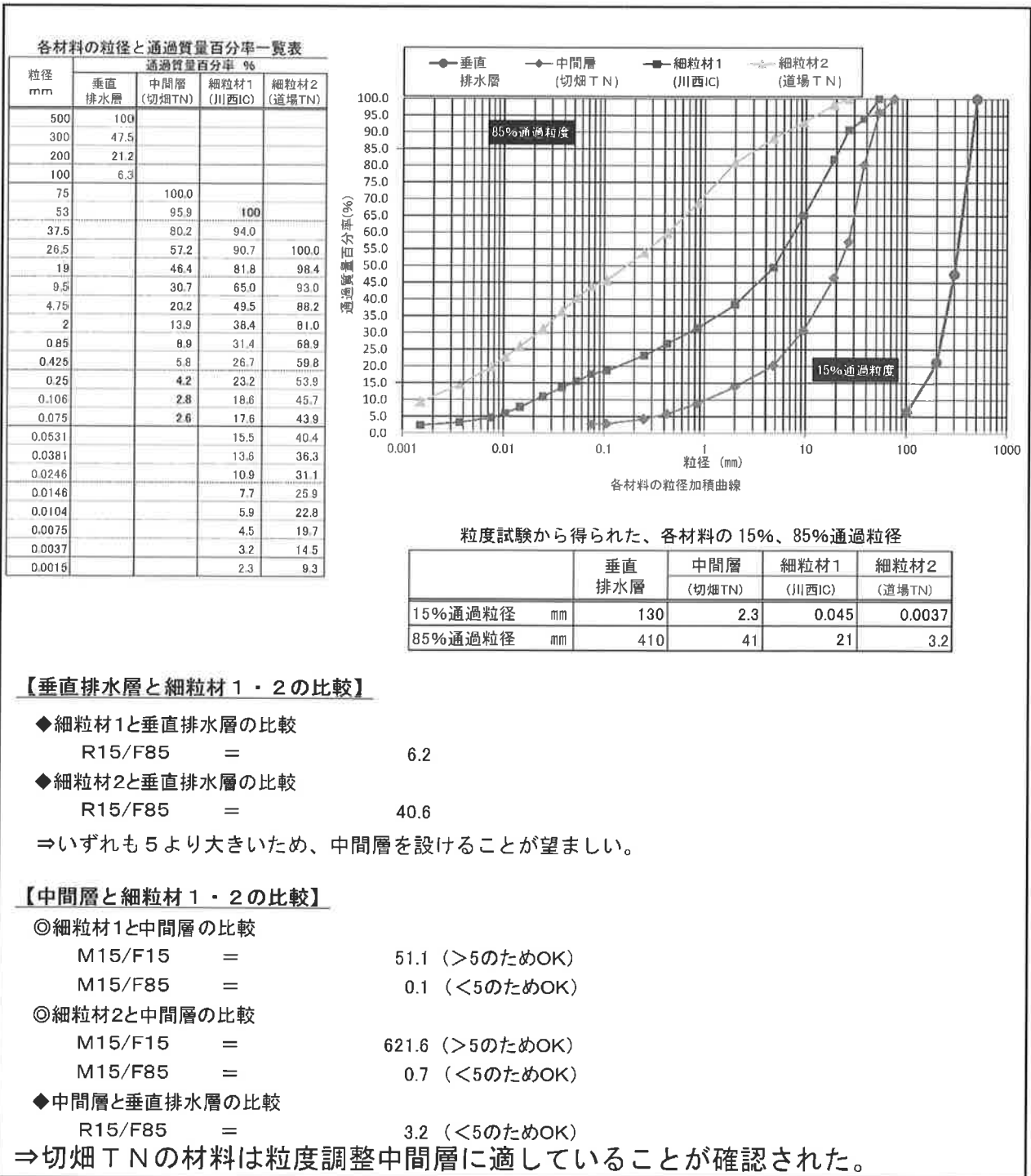
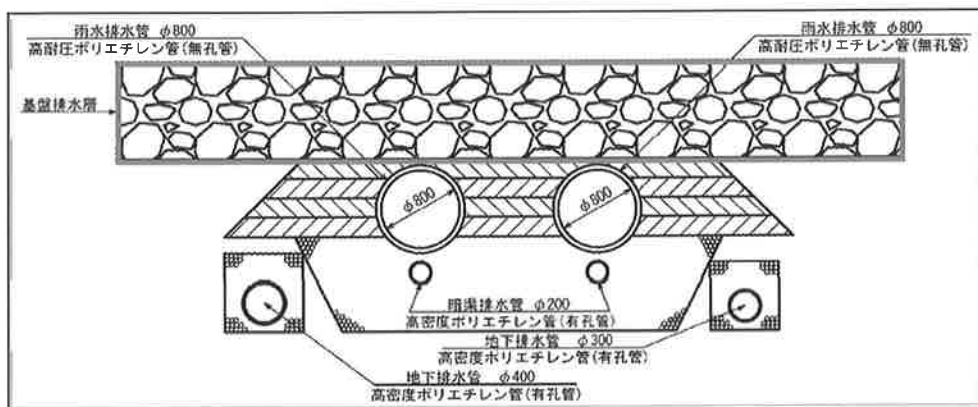


図-4. 10 粒度調整中間層の検討(例)

基盤排水層（図－４．１１）は、沢部の地下排水工の上部に厚さ1mで施工するため、排水材に要求される粒度組成を確保することが重要である。排水材に要求される透水係数を、 $k=1 \times 10^{-1}(\text{cm}/\text{sec})$ 以上とし、粒度から透水係数の推定を行った結果、現地発生材の粒度を40mm～200mmに調整することで、この要求品質を満たすものと考えた。



図－４．１１ 基盤排水層の構造図

垂直排水層、基盤排水層、法尻工の施工状況の写真を写真－４．３～写真－４．５に示す。



写真－４．３ 垂直排水層施工状況



写真－４．４ 基盤排水層施工状況



写真－４．５ 法尻工施工状況

(4) 特別路体の締固め管理

盛土の品質管理では、材料毎の特性に応じてRIによる空気間隙率(Va)管理、密度比(Dc)管理、特別規定値(Ds)管理を主として採用した。しかし、特別路体にはφ50cm以下の硬岩材相当を使用したため、その多くは通常のRI管理ができず、試験施工で定めた転圧回数を日常管理する工法規定方式を採用した。

高盛土では盛土の圧縮沈下が問題となることが多いが、特別路体の材料は前述の通り、φ50cm以下の硬岩材相当が多いため、特に空隙が多くなり、湧水や降雨によって構造崩壊し、圧縮沈下を引き起こす可能性があった。

そこで、締固めの転圧機械には重量のある起振力320kNの大型振動ローラを用いて締固め圧縮沈下対策を行った。これにより、空気間隙率を低減させ、圧縮沈下を防止することができた。

また、振動ローラにGNSSと加速度計を設置した締固め管理システムを採用し、転圧回数と地盤剛性をリアルタイムに可視化する情報化施工を行うことで、盛土の転圧不足を防止した(図-4.12)。オペレーターは、振動ローラに搭載したパソコン画面を見ながら、規定の転圧回数に満たない箇所を色で判別できる。また、同じ画面を事務所のパソコンやタブレットおよびスマートフォン等でも確認することができるため、二重のチェックが可能である。

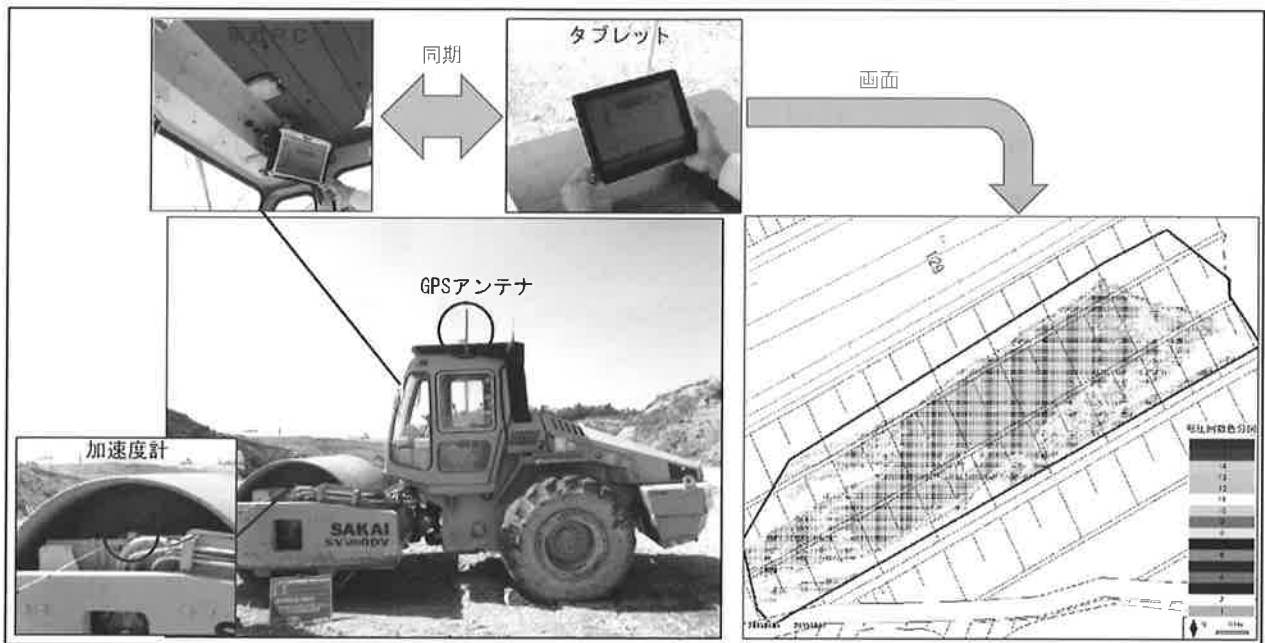


図-4.12 締固め管理システムの概要

(5) 施工中及び施工後の動態観測

盛土内の挙動を把握する目的で沈下計、地中変位計、水位計を設置し計測を行った。

(一部現在も計測を継続中) 水位データは1時間毎に自動計測され、無線LANによりパソコンで常時監視ができ異常事態に備えた。

動態観測工の平面図を図-4.13に示す。

高盛土の豪雨時および地震時の安定解析を行った2断面に地中変位計を合計4か所設置した。また、沢筋に沿って地下水位計を合計4か所設置した。そして、道路縦横断方向には概ね100m毎に沈下計を設置し、その内の盛土厚が大きい5か所は、クロスアーム式沈下計を用いて計測を行った。

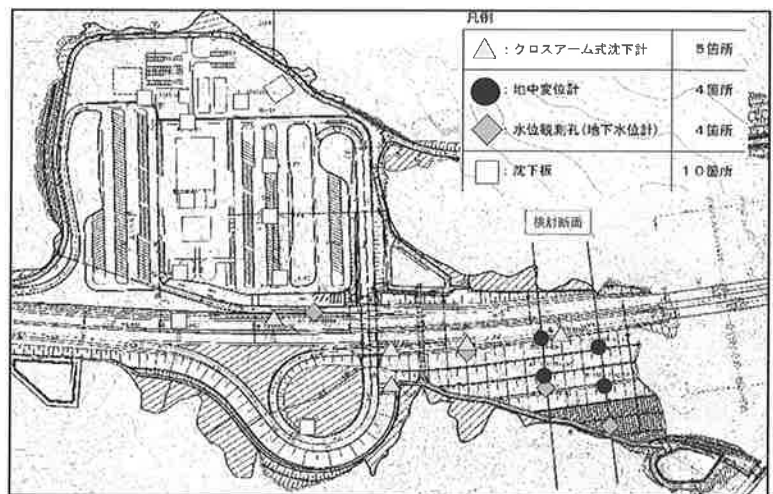


図-4.13 動態観測工平面図

以下に、動態観測の結果の一例を示す。

地下水位計 (図-4.14, 図-4.15) は台風等の豪雨時においても、基準水位 (地震時に円弧すべりが懸念される盛土内水位) である法尻から 2m の高さまで上がることなく、降雨後は速やかな水位低下が見られた (図-4.16, 図-4.17)。

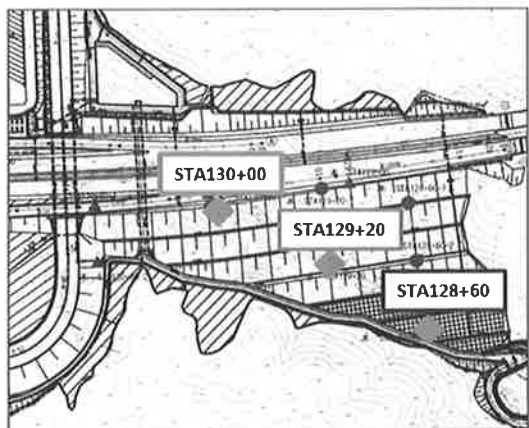


図-4.14 地下水位計の設置位置図 (拡大図)

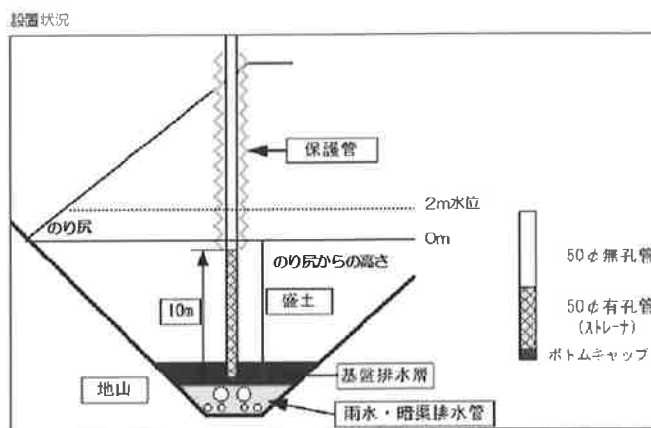


図-4.15 地下水位計の設置方法詳細図

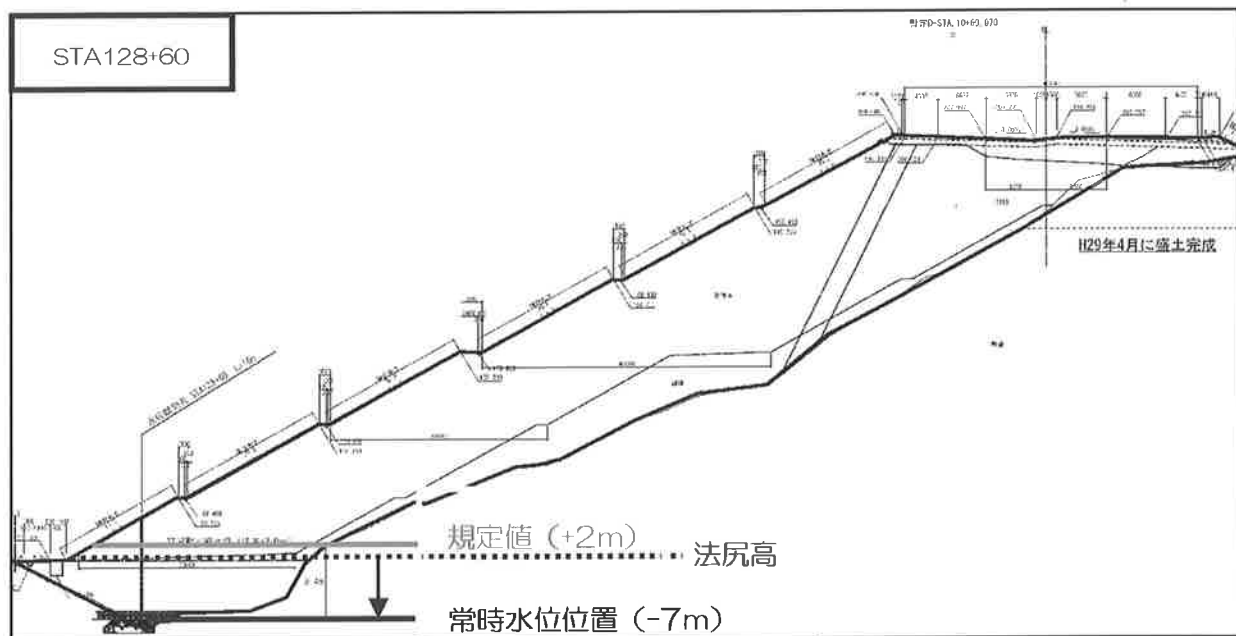


図-4.16 地下水位計の設置位置断面図

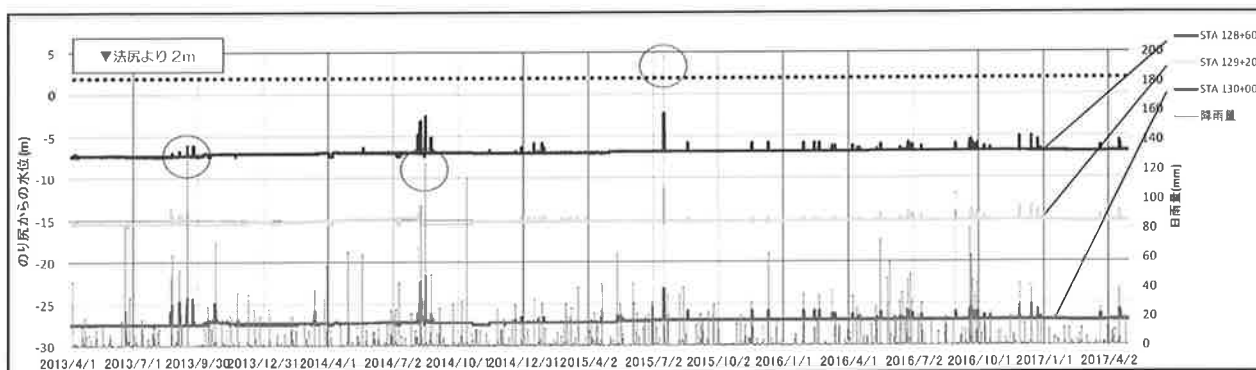


図-4.17 地下水位の経時変化

地中変位計の区間最大変位は、X(南北)方向、Y(東西)方向共に20mm程度で降雨後の変動も見られなかった(図-4.18~図-4.21)。

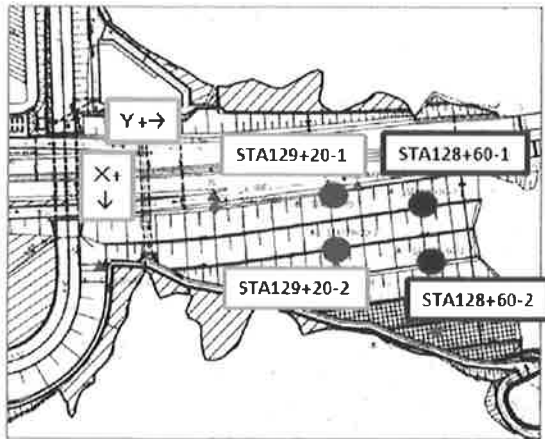


図-4.18 地中変位計の設置位置図(拡大図)

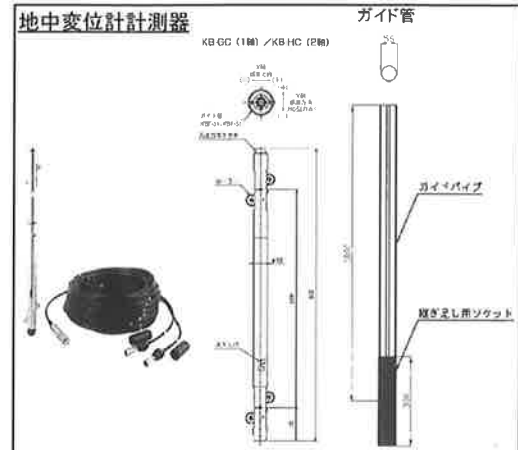


図-4.19 地中変位計の計測器詳細図

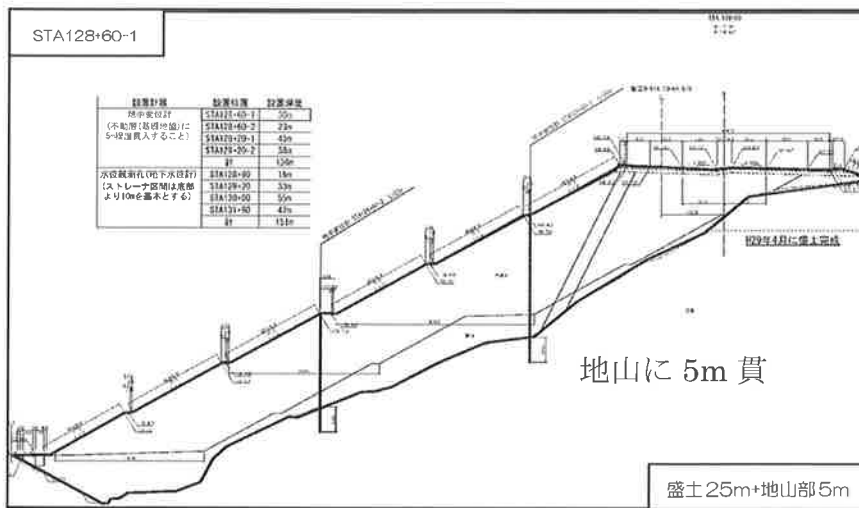


図-4.20 地中変位計(STA. 128+60)の設置位置断面図

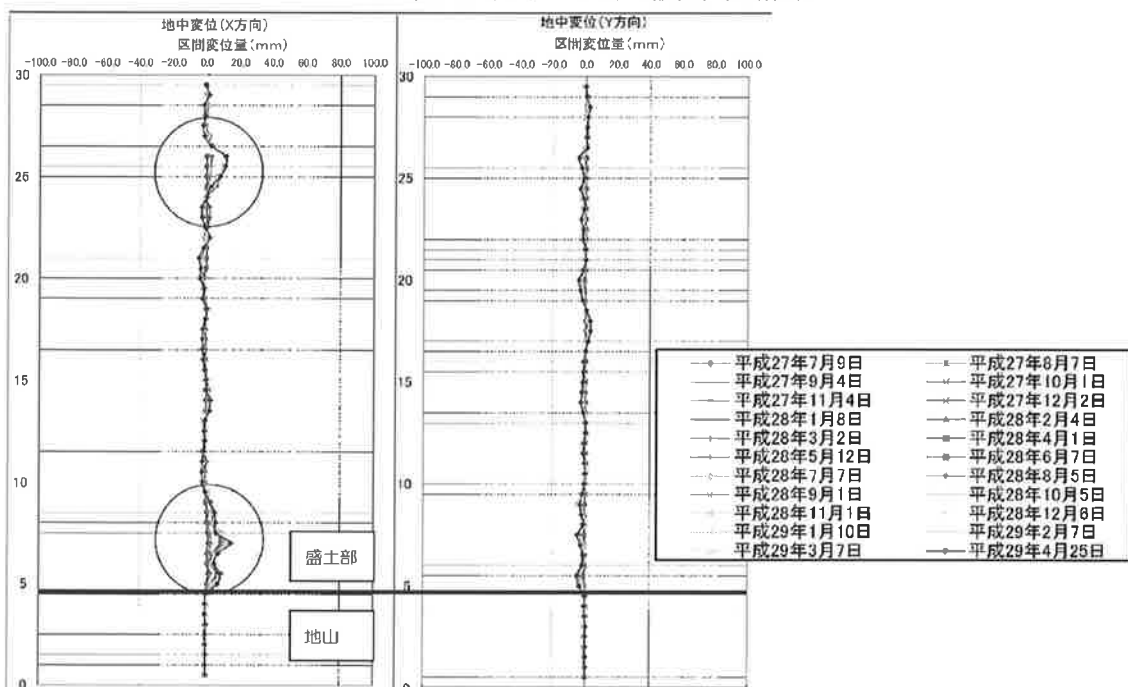


図-4.21 地中変位計(STA. 128+60-1)の経時変化

沈下においては、最大でも盛土高さ 53m に対して 30cm 程度と圧縮率が 1%未満なので盛土の不安定化は見られない。しかし、盛土の圧縮沈下は今後も続くため、継続して計測を行い、双曲線法等により最終の圧縮沈下量の予測を行っていく必要がある。そのため、機器の更新や維持管理部門での計測体制・異常時の緊急体制等を検討している。図-4. 22～図-4. 24に沈下計の設置状況を示す。

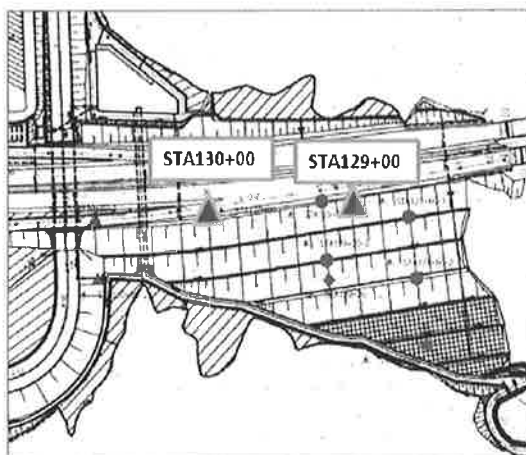


図-4. 22 クロスアーム式沈下計の設置位置図(拡大図)

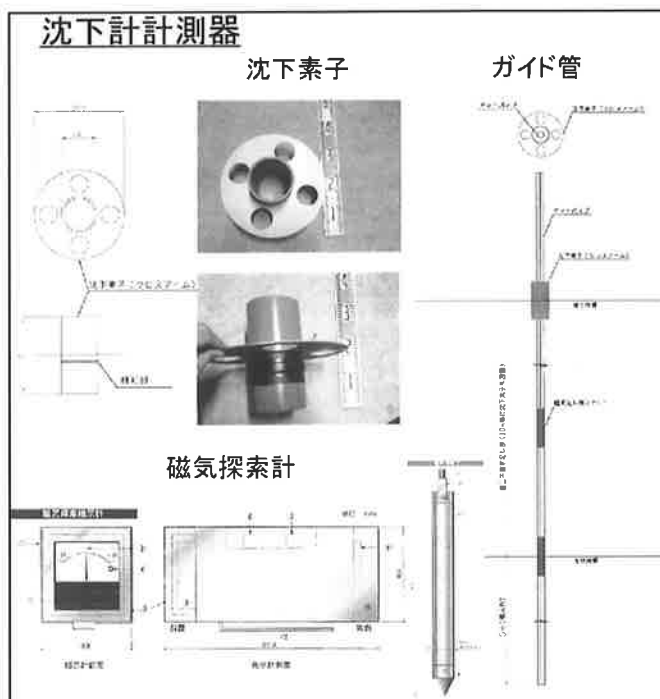


図-4. 23 クロスアーム式沈下計の計測器詳細図

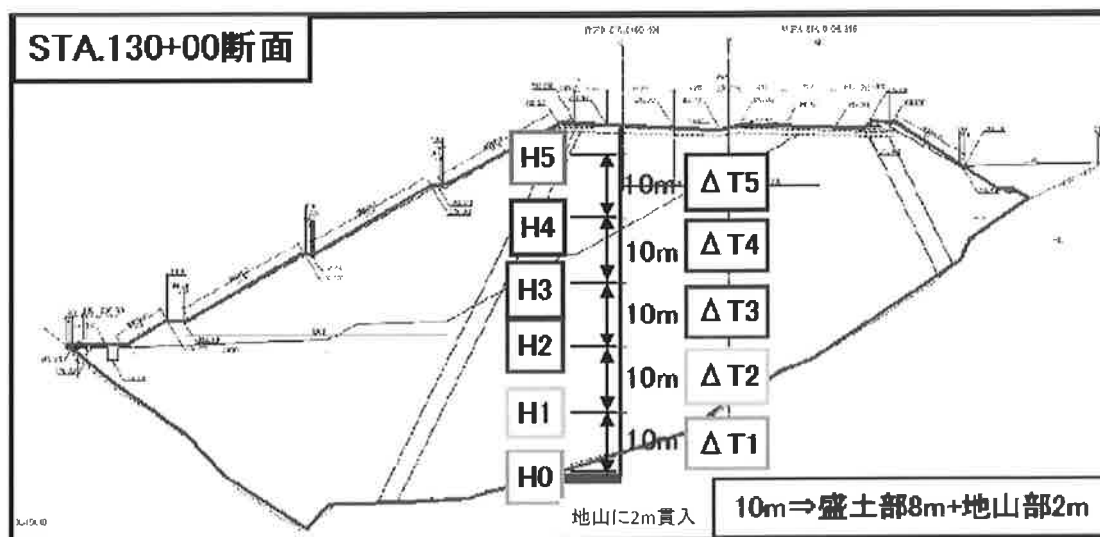


図-4. 24 クロスアーム式沈下計の設置位置断面図

また、盛土からの排水量を常時計測することで、盛土内の排水設備が機能を果たしていることを確認しつつ、盛土施工を行った。その計測方法について以下に示す(写真-4. 6, 写真-4. 7, 図-4. 25)。

盛土内の排水設備及び表面水は、工事中全て下流の調整池に流れ込み、そこからφ1,000mmのパイプを通して河川へ放流される。このφ1,000mmのパイプのすぐ下流に三角堰を設けて堰の越流高を日々測定した。流量はトムソンの公式を用いて越流高から算定した。

その結果は、工事着手前までの流量観測結果(既往の3か年の水門調査)の最低値から定めた基底流量 $0.06\text{m}^3/\text{min}$ を概ね上回っており、盛土内の排水施設は適正に機能していると言える。



写真-4.6 高盛土と調整池



写真-4.7 流量測定用の三角堰

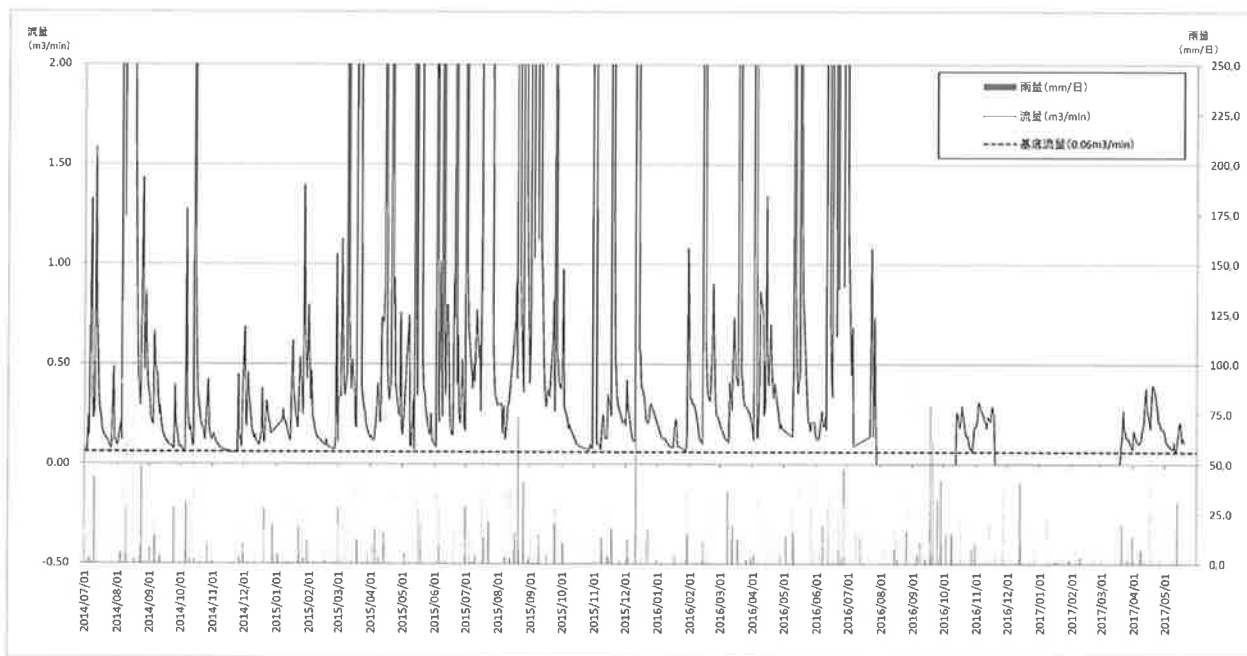


図-4.25 高盛土流末の流量の経時変化

(6) IC タグによるダンプ入場管理

盛土材料は、新名神兵庫県域の 15 以上の工事から多種多様な材料が搬入された。最大時は 1 日当たり延べ 1200 台以上の 10 t ダンプが入場するため、材料毎の盛土場へ効率よくダンプを誘導する目的で、IC タグを用いて仕分けした。

その方法は、毎朝、搬出場所で材料に応じた種類の IC タグをダンプの運転手に配ってもらい、助手席の窓ガラスに設置して、IC タグ読取り機を設置したゲートを通る。すると、IC タグに付与した盛土材料情報から、当日の盛土場所が行先表示板に LED ランプで表示される。通過した時間や回数等のデータは監視小屋に設置したパソコンに記録され、ダンプの台数管理も行える。また、無線 Wi-fi で中継しているため、パソコンのデータは事務所からでもアクセスが可能である (図-4.26)。

今回は、ゲートでのダンプの混雑を回避するために、IC タグ読取り機は Bluetooth による非接触タイプ (ETC の様なイメージ) を使用したが、ダンプの速度が速い場合や IC タグが運転席側に設置されていると、うまく読み取れないことがあった。このようなケースを回避するために、読取りの感度を上げることが課題である。

しかし、大規模な土工事を施工する際に、種別毎のダンプ等の行先案内や台数管理を行う上で、有用な手段であることは証明できたと考える。

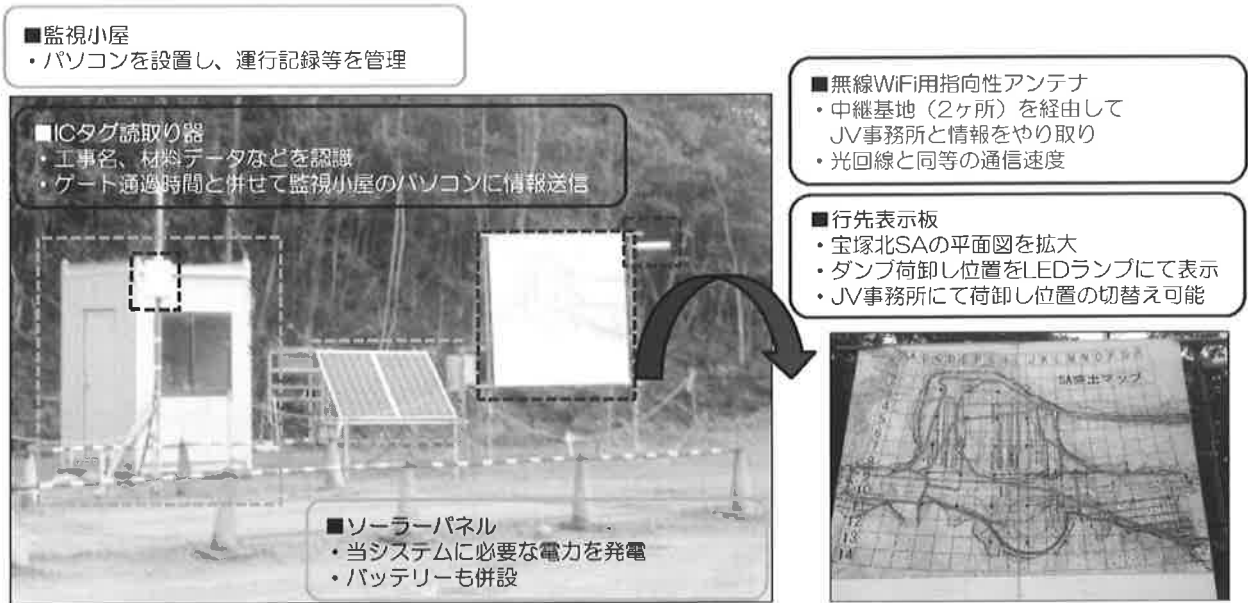


図-4. 26 ダンプ入場管理システムの概要

(7) ベルトコンベアによる土運搬

平成24年から平成26年は他事業との重複に伴って、深刻なダンプ不足が問題となった。加えて、他工事からの土運搬も最盛期を迎えたため、土運搬路がダンプで渋滞し運搬効率が落ち、当現場のみならず関係工事も含めて大きな工程遅延になる懸念があった。

そこで、盛土材料の安定運送を目的に、総延長4kmのベルトコンベアを導入して、主に自工区のトンネル掘削ズリをダンプを使わずにトンネル坑内から直接運搬した(写真-4. 8)。(運搬能力：毎分5m³)

ベルトコンベアの落とし口では、大型のペイロダーと重ダンプを用いて盛土材の二次運搬を行った。

これによりダンプ渋滞は緩和され、他工区のダンプ台数を制限することなく、掘削土の運搬を行うことができた。



写真-4. 8 ベルトコンベアによる土運搬

(8) 材料選定のための土配計画とヤードの有効利用

特別路体や垂直排水層は路体部と同時に盛土を立上げて行く必要があるが、大部分の盛土材料を他工区からの受入れに依存するため、ジャストオンタイムで適材適所に施工することは限界があった。

この対策として、宝塚北SAの広さを利用し材料毎の仮置場を設けることで、持込材料を改良したり、購入せずに、ゾーニング施工を実現することができた。また、他工事からの掘削土の受入れを制限することなく、円滑に工事を進めることができた。

盛土材の仮置き計画は、高盛土のゾーニングだけでなく、路床材として使用できる強度の大きい材料のストックや、反対に本線や高盛土部には盛土できないスレーキングの大きな材料の配分計画に対して非常に有用であった。以下にそれらの材料の一例を示す。また、これらの材料の仮置き・土配計画図を図-4. 27に、施工状況の写真-4. 9に示す。

① 路体材・・・【土砂】	制約のない材料	約 158千m ³
② 路床材・・・【トンネル掘削ズリ】	粒径が小さく強度が大きい材料	約 60千m ³
③④⑥ 垂直排水層・路体A・・・【岩塊】	粒径が大きく強度が大きい材料	約 20千m ³
⑤ 路体材・・・【神戸層群土壌】	スレーキングしやすい材料	約 23千m ³

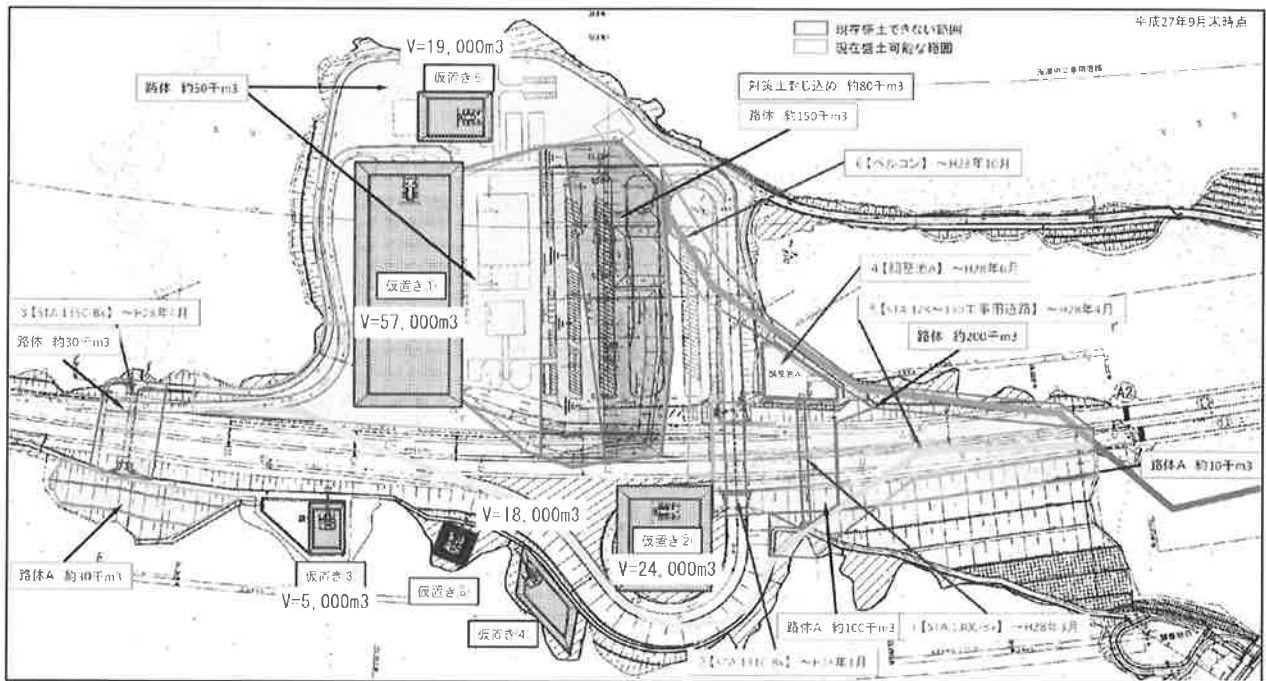


図-4. 27 盛土材料の仮置き・土配計画



写真-4. 9 盛土材料の仮置き状況

5. おわりに

新名神高速道路の川西～神戸間は、平成30年3月18日に開通した。宝塚北SAは、高速道路利用者に加えサービスエリアのみの利用も可能であり、連日多くの利用者でにぎわっている。開通後、平成30年7月豪雨を経験した。山口(2018)の報告では、7月5日未明から7日24時までに累計雨量440mm、時間最大雨量28mmの豪雨に対して、盛土内の水位上昇は降雨後35時間後に始まり、43時間後に盛土内の水位が1.4m上昇したところでピークを迎え、その後

下降し 50 時間後には常時状態に戻り、豪雨後の点検においても盛土の変状・崩落等もなかったとのことである。図-5. 1 に宝塚北 SA 完成後の全景を示す。



図-5. 1 宝塚北 SA 完成後全景

謝辞：本検討にあたっては、「高盛土（玉瀬地区）安定検討会」の委員をはじめ関係各位に 9 年間という長い期間にわたりご議論いただいた。また施工では厳しい施工管理により計画通りの盛土が構築された。この場を借りて関係された皆様に敬意をお示しするとともに、執筆にあたりご助言いただいたことにお礼申し上げる。

参 考 文 献

- 1) 活断層研究会編：新編日本の活断層一分布図と資料，東京大学出版会，1991.
- 2) 西垣誠，竹下祐二：室内及び原位置における不飽和浸透特性の試験及び調査法に関する研究，岡山大学，1993.
- 3) 改訂地下水ハンドブック編集委員会：改訂地下水ハンドブック，p70-71，建設産業調査会，1998.
- 4) 中日本高速道路株式会社：第二東名高速道路高盛土および大規模盛土設計施工指針（案），中日本谷足道路株式会社，p5-17.
- 5) 建設省河川局監修：改訂新版建設省河川打棒技術基準（案）同解説・調査編，山海堂，1997.
- 6) 永井、田中丸、角屋，『ダム管理の水文学』，森北出版株式会社，p. 111～114，2003.
- 7) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第一集 土工編，高速道路総合技術研究所.
- 8) 山口卓位：新名神 宝塚北 SA における高盛土の設計・施工について，第 32 回道路会議，2017.
- 9) 山口卓位：高盛土工事の設計・施工について，H29 年度土木学会全国大会，2017.
- 10) 山口卓位：新名神宝塚北 SA における高盛土の設計施工について，地盤工学会関西支部 60 周年記念誌，2018.

著 者

- | | |
|-------|------------------------|
| 山口 卓位 | 西日本高速道路株式会社、土木工学 |
| 滝川 龍誠 | 前田建設工業株式会社、土木工学 |
| 小野 稔和 | 前田建設工業株式会社、修士（工学）、土木工学 |
| 安藤 伸 | 応用地質株式会社、理学修士、地質学 |
| 遠藤 司 | 応用地質株式会社、地質学 |
| 沖村 孝 | 所員、理学博士、地盤工学 |