

5. 調査総合解析

5-1. 調査地の地盤構成

今回調査結果をとりまとめ、調査地の地盤性状を表 5-1-1 に総括する。

図 5-1-1 に地表地質踏査結果図、図 5-1-2 に地層地質縦断図、図 5-1-3 に地層地質横断図を示す。これらの図面は巻末付図としても添付した。

調査地の地盤構成について

調査地は基盤岩が浅所から出現し、表層土砂は薄いところが多い。特に山体の尾根部では露頭が多く確認される。上位から(1)砂岩礫岩相(Fsc)、(2)片麻岩(Rg)が分布している。主な地層の特徴、地下水状況は以下のとおりである。

(1) 砂岩礫岩相(Fsc)

上位層の Fsc 層は、調査地の主体となる地層である。礫岩のほうが優勢であり、礫の混入率が下がると岩相が砂岩状を呈するようになる。また連続性は悪いがシルト岩や凝灰質砂岩が地層中に分布する場合がある。混入する礫は硬質で、礫径はφ5cm 程までを主体とする。

砂岩礫岩相は、表層ほど強風化し $N < 50$ になるほど岩盤劣化しているが、深部に向かって風化は弱まり岩の強度が上がる。岩級的には DM~CM 級である。

(2) 片麻岩(Rg)

片麻岩が調査地で確認できるのは、岩井川周辺の山体および盛土法面下方の基盤岩である。片麻岩は、基本的に風化は軽度で岩質は硬い。ただし、表層付近では風化を受けて砂質状になる場合がある。岩級的には DH~CM 級以上である。

(3) 盛土(B)

岩井川以北には、県道奈良・名張線に伴う盛土法面が施工されている。盛土材に使われているのは、片麻岩の岩塊である。今回の調査ではφ10~20cm 程までの岩塊が確認されている。

(4) 地下水について

湧水が谷部に散見される。表流水は沢筋にほとんど見られないが、降雨後にはわずかに表流水が現れる。こうしたことから、斜面部での地山の地下水位は比較的深いと考えられる。

(5) 地すべり・崩壊・落石

表層崩壊や侵食地形は多数認められる。ただし、崩壊してから年数がたっており、現在では新たな崩壊の発生や顕著な崩壊の進行等は確認されなかった。落石は少なく、また地すべり地形は認められない。

表 5-1-1. 地層層序表

地質時代	地層名	土質岩質	地質記号	N値		地層の特徴及び分布			
				範囲	代表N値				
新生代	現世	盛土	砂質土/ 玉石混り 礫質土	B	6~50	17.4	県道奈良・名張線の道路造成盛土。岩井川以北の盛土法面に分布する。今回のボーリングではB-1のみに確認された。土質は玉石混り砂礫主体で、GL-3.35mまでは玉石の少ない細粒分混りの砂質土で構成される。玉石は硬質な片麻岩からなり礫径はφ10~19cmを含む。Φ6~13cmのコンクリートガラ、金属片、木片、プラスチック片を混入する。マトリックスは細~粗砂が混在し不均一。玉石間にルーズに堆積している。		
								堆積物層 河川性	砂質土
		粘性土	rd1	0~3	0.2	岩井川に運搬され堆積した沖積粘性土。岩井川沿いに分布する。今回のボーリングでは出現しない。モンケン自沈するほど軟弱である。			
		完新世	堆積物層 崖錐性	砂質土	dt2	1	1.0	調査地山体の谷部を埋積する砂質土。B-6の谷部に分布する。湿地状でN値は低く非常に緩い。	
	dt1				3~15	5.9	礫岩、片麻岩起源の崖錐性堆積物。調査地全域にわたって表層土として分布している。斜面下方運搬された岩屑(崖錐性堆積物)だけでなく、原位置に留まったまま表層基岩が土砂に変わったもの(残留堆積物)も便宜的に本層に含める。 調査地は全域で基岩深度が浅いためdtの層厚は薄いのが特徴である。崩壊地内でのdt層厚はやや存在し層厚1.5~1.93mがB-4, B-5のボーリングで確認されている。B-7付近の谷部では崩土が厚く5.35mである。土質は粒径の細かい砂質土主体で、シルトを含む。Φ2~30mmまでの角礫を混入する。		
	更新世	堆積物層 段丘性	礫質土	tr	16~50	43.9	岩井川に運搬され堆積した段丘性堆積物。B-1や既存B-6などに確認された。土質は砂礫でφ16~19cmの玉石も含む。礫種は片麻岩、珩質岩、チャート主体。角礫主体であるが、円礫も若干含む。マトリックスは川砂状を呈し、淘汰の良い細~中砂主体である。N値は高いが礫当たりと考えられ、マトリックスの堆積状態はルーズである。洪積層に分類するが、続成作用があまり進行していない。		
	新第三紀	中新世	虚空蔵累層	砂岩 礫岩 岩相	強風化	Fsc-W2	10~46	23.6	礫岩の表層に分布する強風化帯。礫岩が強く風化を受けており、固結度をかなり失っている。砂質コアが主体で部分的に風化の弱い礫状コアを残している。N値は50以下(10~46)である。 露頭およびB-7において強風化シルト岩を層状に挟むことが確認された。強風化シルト岩は、風化劣化のため固結粘土状を呈す。層の連続性は悪い。
					風化	Fsc-W1	83~300	133.5	中程度に風化が進行している。マトリックスの固結度が弱く、ボーリングコアはハンマー打撃により容易に崩すことができる。礫岩の礫種は砂岩、頁岩、珩質岩であり硬質なものが多い。礫径はΦ2~50mmが主体となる。礫混入率はバラツキがあり40~80%の範囲にある。 露頭およびB-8において風化シルト岩を層状に挟むことが確認された。風化シルト岩は、風化劣化によって固結粘土状を呈す。層の連続性は悪い。
					弱風化~未風化	Fsc-f	68~300	223.0	風化の程度が軽度なものの。コアの形状は短柱状~長柱状を呈す。マトリックスの固結度はやや高く、ボーリングコアはハンマー打撃により濁音~軽い金属音~金属音を発す。礫岩の礫種は砂岩、頁岩、珩質岩であり硬質なものが多い。礫径はΦ2~40mmが主体となる。礫混入率はバラツキがあり30~90%の範囲にある。 露頭およびB-7, B-8において砂岩、シルト岩を層状に挟むことが確認された。砂岩とシルト岩は漸移的な関係にある。層の連続性は悪い。
	中生代	白亜紀	変成岩類 領家類	片麻岩	Rg	9~300	169.1	領家変成岩類の片麻岩は調査地周辺において広域に分布している。調査地には岩井川沿いで露頭が確認されるが、岩井川以南には虚空蔵累層の砂岩礫岩相の下位に分布し、ボーリングでは確認されていない。黒雲母の縞状配列が発達するものがある。 露頭観察では塊状で硬質な状態で分布している。ボーリングコアではハンマー打撃で濁音~軽い金属音~金属音を発す。コアの形状は短柱状~長柱状を呈す。	

5-2. 設計用土質・岩盤定数の設定・提案

本章では、調査結果をもとに本調査地で出現した地質について、設計用土質・岩盤定数の設定・提案を行った。

(1) 代表 N 値

代表 N 値の設定にあたっては、標準貫入試験で得られた N 値を地層毎に集計し、N 値のバラツキを考慮して以下の式で算出した。

N 値が 50 を超えるものについては換算 N 値とし、その上限は土砂については 50、岩盤については 300 とした。

$$\text{代表 N 値} = \text{平均値} - (1/2 \times \text{標準偏差値})$$

表 5-2-1. 代表 N 値の算出表

地層名	土質 岩質	地質 記号	データ 数	N 値 (N=50以上は換算N値)				
				範囲	平均値	標準偏差	代表N値	
盛 土	砂質土/ 玉石混り礫質土	B	17	6～50	25.6	16.4	17.4	
河川性 堆積物層	砂質土	rd2	14	0～10	3.4	2.8	2.0	
	粘性土	rd1	12	0～3	0.7	1	0.2	
崖錐性 堆積物層	砂質土	dt2	1	1	1.0	-	1.0	
		dt1	10	3～15	7.7	3.7	5.9	
段丘性 堆積物層	礫質土	tr	6	16～50	56.5	25.3	43.9	
虚空蔵累層	砂岩 礫岩 相	強風化	Fsc-W2	8	10～46	30.4	13.6	23.6
		風化	Fsc-W1	28	83～300	170.0	73.1	133.5
		弱風化	Fsc-f	32	68～300	257.5	69	223.0
領 家 変成岩類	片麻岩	Rg	17	9～300	222.6	107.1	169.1	

(2) 単位体積重量

単位体積重量は、土砂については「道路橋示方書・同解説 I 共通編」、「設計要領第一集 土工編, NEXCO 各社」に示されている参考値をもとに設定を行った。rd1層は既往の三軸圧縮試験(UU)から湿潤密度値($\rho_t=1.534\text{g/cm}^3, 1.627\text{g/cm}^3$)の平均値を用いて単位体積重量を算出し(算出値は 15kN/m^3)、その値を採用した。(既往調査: 県単ダム建設関連工事(地質調査)報告書 平成7年8月 奈良県大和川水系ダム建設事務所)

岩盤については「NEXCO 設計要領第二集 橋梁設計編」の(表 5-2-6)式を用いて設定を行った。

単位体積重量の提案値を表 5-2-2 に一覧する。

Rg 層の N 値分布をみると、実際には $N>300$ が多く、上限 300 までの代表 N 値を用いて算出する(表 5-2-6)式は過小値と評価されるため、表 5-2-3 も参考にして設定を行った。

表 5-2-2. 単位体積重量の提案値一覧

地質記号	代表 N 値	単位体積重量 (kN/m^3)			
		道路橋 (参考値)	NEXCO 設計要領 (参考値)	NEXCO 設計要領 (表 5-2-6 の式)	提案値
B	17.4	20	20	-	20
rd2	2.0	17	17	-	17
rd1	0.2	14	16	-	15
dt2	1.0	17	17	-	17
dt1	5.9	17	17	-	17
tr	43.9	20	20	-	20
Fsc-W2	23.6	-	-	17	17
Fsc-W1	133.5	-	-	20	20
Fsc-f	223.0	-	-	21	21
Rg	169.1	-	-	20	22

表 5-2-3. 代表的な岩石の物理的性質

岩石名	比重 (湿潤密度)	間隙率 (%)	吸水率 (%)	熱伝導率 $\times 10^{-3}(\text{cal}/\text{cm}\cdot\text{s}\cdot^{\circ}\text{C})$	比抵抗 ($\Omega\cdot\text{m}$)	縦波弾性波 速度 (km/s)
火成岩						
安山岩	2.2~2.7	2~11	0.1~4.9	4.0~8.5	20~5000	5.0~6.3
玄武岩	2.2~2.8	0.1~9.9	0.1~9.9	4.0~8.6	20~5000	5.0~6.6
閃緑岩	2.8~2.9	0.1~4	0.1~4.0	6.0~8.5	500~20000	5.2~6.6
はんれい岩	2.7~3.0	0~2	0~0.3	6.2~9.0	500~2000	5.4~6.7
花崗岩	2.5~2.7	0.05~2.8	0.2~1.6	6.2~9.0	500~20000	4.6~6.0
流紋岩	2.5~2.7	1~7	0.1~5.6	7.4~8.8	50~5000	4.5~6.3
堆積岩						
角礫岩(火成岩)	2.5~3.0	0.1~7	—	7.1~8.0	—	—
角礫岩(石灰岩)	2.3~2.5	1~35	—	4.5~6.5	—	—
チャート	2.6~2.7	1~4	0.1~3	7.0~11.0	—	—
ドロマイト	2.5~2.7	0.3~25	0.3~1.2	8.9~13.9	50~10000	3.0~7.0
石灰岩(硬岩)	2.5~2.7	0.8~27	0.1~1.8	4.7~8.0	200~10 ⁵	2.8~7.1
チョーク	2.3~2.5	4~42	0.3~4.1	4.7~6.4	50~10000	1.7~4.2
砂岩	1.9~2.6	0.5~24	0.7~13.8	3.5~7.7	20~500	1.0~4.4
シルト岩	2.2~2.5	2.2~24	0.4~6.3	3.0~7.5	20~500	1.4~4.4
泥岩, 頁岩	2.3~2.7	2.9~55	0.2~6.1	2.2~6.9	150~500	1.5~3.5
石炭	2.5~2.7	1~19	0.2~1.0	4.7~6.4	50~5000	2.0~4.5
変成岩						
片麻岩	2.6~3.2	0.3~2.4	0.1~0.8	4.9~10.4	100~5000	3.5~7.5
大理石	2.4~2.7	0.1~6	0.1~0.8	4.7~8.0	1000~10 ⁵	3.8~6.9
珪岩	2.6~2.7	0.8~7	0.1~0.8	7.4~18.9	500~5000	5.8~6.3
粘板岩, 片岩	2.6~2.8	0.4~10	0~0.6	4.1~8.9	100~3000	2.3~5.7

Rg

出典：岩の調査と試験，p. 373，地盤工学会

表 5-2-4. 土の単位体積重量 (kN/m^3)

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂礫	20	
	砂質土	19	
	粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表から $9 \text{ kN}/\text{m}^3$ を差し引いた値としてよい。

また、プレロードの場合は転圧が不足することがあるため締固め程度に応じて適宜割り引く。

出典：道路橋示方書・同解説 I 共通編 日本道路協会 P. 47

表 5-2-5. 土の単位体積重量

種 類		状 態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^{注2)}	
盛 土	礫および礫混り砂	締固めたもの	20	40	0	{G}	
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの	19	25	30以下	{SF}	
	粘性土	締固めたもの	18	15	50以下	{M}, {C}	
関東ローム	締固めたもの	14	20	10以下	{V}		
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0		
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}	
		密実でないもの	19	35	0		
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0		
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下	{SF}	
		密実でないもの	17	25	0		
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	18	25	50以下	{M}, {C}	
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^{注1)}	17	20	30以下		
		軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}	16	15	15以下		
	粘土およびシルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	17	20	50以下	{M}, {C}	
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^{注1)}	16	15	30以下		
軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}		14	10	15以下			
関東ローム		14	5 (ϕu)	30以下	{V}		

現地の状況などにより土質試験をおこなうことができない場合や概略的な検討を行う場合には、上表に示す値を用いてもよい。ただし、表の使用にあたっては、次の点に注意するものとする。

①地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から飽和土の場合は10kN/m³を、不飽和土の場合は9kN/m³を差し引いた値とする。

②土の単位体積重量を決定する場合は、次の点に注意するものとする。

(i) 碎石は、礫と同じ値とする。

(ii) トンネルずりや岩塊などでは、粒径や間隙により値が異なるので既往の実積や現場試験により決定する。

(iii) 礫まじり砂質土や礫まじり粘性土は、礫の混合割合および状態により適宜定める。

③せん断抵抗角及び粘着力の値は、圧密非排水せん断に対する概略的な値である。この場合、盛土に対する地下水、湧水などの影響は考慮していない。

④碎石、トンネルずり、岩塊などのせん断抵抗角及び粘着力は、礫の値を用いてよい。

⑤粒径幅の広い土とは、さまざまな粒径の土粒子を適当な割合で含んだ土で締め固めが行いやすいものをいう。分級された土とは、ある狭い範囲に粒径のそろった土で、密な締め固めが行いにくいものをいう。

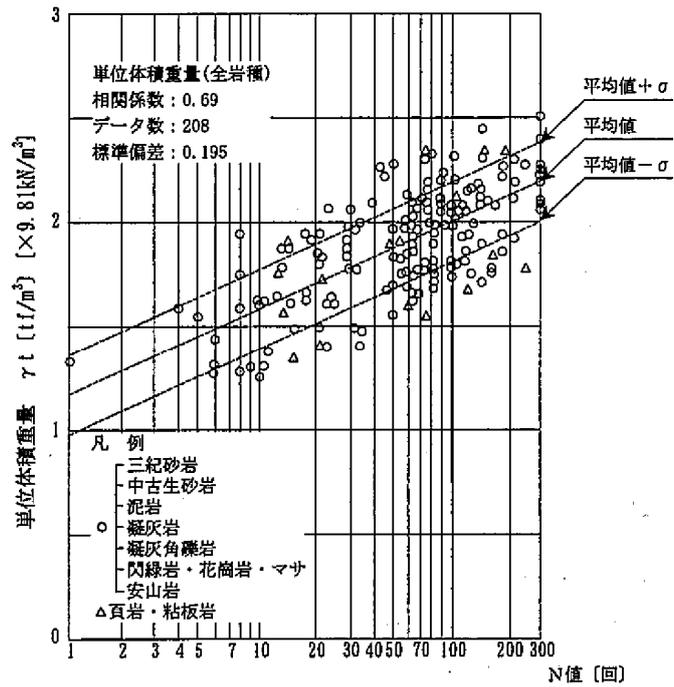
⑥地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

注1；N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15)， やや軟らかいもの (N=4~8)， 軟らかいもの (N=2~4)

注2；地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

表 5-2-6. 岩盤の単位体積重量



平均値 : (単位体積重量 γ_t) = $1.173 + 0.4 \cdot \text{Log}N$ [tf/m³]
 [$\times 9.807\text{kN/m}^3$]

出典 : NEXCO 設計要領第二集 橋梁設計編 P4-7

(3) せん断抵抗角・粘着力

せん断抵抗角・粘着力の提案値を表 5-2-7 に一覧する。

砂質土・礫質土のせん断抵抗角は、参考 表 5-2-1 に示す参考式より算出した。せん断抵抗角計算書は巻末資料に添付し、計算結果を地層毎に集計した表を表 5-2-8 に示した。この参考式は $N > 5$ 以上を適用対象としており、 $N \leq 5$ である rd2 層、dt2 層については適用外である。このため大崎の式(式 5-2-1)を使用した。

土の粘着力については、砂質土・礫質土は $C=0$ とした。

rd1 層は既往三軸圧縮試験(UU)によるせん断強度を採用するが、既往調査で提案されているように良質な部分を不攪乱試料として試験に供していることから、値を低減して $C=5\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=2^\circ$ と見込んだ。(既往調査：県単ダム建設関連工事(地質調査)報告書 平成 7 年 8 月 奈良県大和川水系ダム建設事務所)

岩盤については表 5-2-9 に示す「NEXCO 設計要領第二集 橋梁設計編」の式を用いて、せん断抵抗角・粘着力を算出した。

表 5-2-7. せん断抵抗角・粘着力の提案値一覧

地質記号	代表N値	せん断強度							
		せん断抵抗角 ϕ (°)				粘着力 C (kN/m ²)		提案値	
		(参考 表5-2-1) 道路橋	(式5-2-1) 大崎の式	既往 三軸UU	(表5-2-9) NEXCO 設計要領	既往 三軸UU	(表5-2-9) NEXCO 設計要領	せん断 抵抗角 ϕ (°)	粘着力 C(kN/m ²)
B	17.4	35	-	-	-	-	-	35	0
rd2	2.0	-	21	-	-	-	-	21	0
rd1	0.2	-	-	2	-	5	-	2	5
dt2	1.0	-	20	-	-	-	-	20	0
dt1	5.9	34	-	-	-	-	-	34	0
tr	43.9	36	-	-	-	-	-	36	0
Fsc-W2	23.6	-	-	-	36	-	43	36	43
Fsc-W1	133.5	-	-	-	40	-	75	40	75
Fsc-f	223.0	-	-	-	41	-	89	41	89
Rg	169.1	-	-	-	41	-	81	41	81

2: 標準貫入試験の N 値から砂のせん断抵抗角 ϕ を推定する場合の参考式 (案)

標準貫入試験の N 値から有効上載圧の影響を考慮して砂のせん断抵抗角 ϕ を推定する場合の参考式を式 (参 2.1) に示す。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21, \quad (N > 5) \quad \text{(参 2.1)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \text{(参 2.2)}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{11} h_w + \gamma'_{12} (x - h_w) \quad \text{(参 2.3)}$$

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗角 ($^\circ$)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m^2) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が

$\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ として算出する。

N : 標準貫入試験から得られる N 値

γ_{11} : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ'_{12} : 地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m^3)

x : 地表面からの深さ (m)

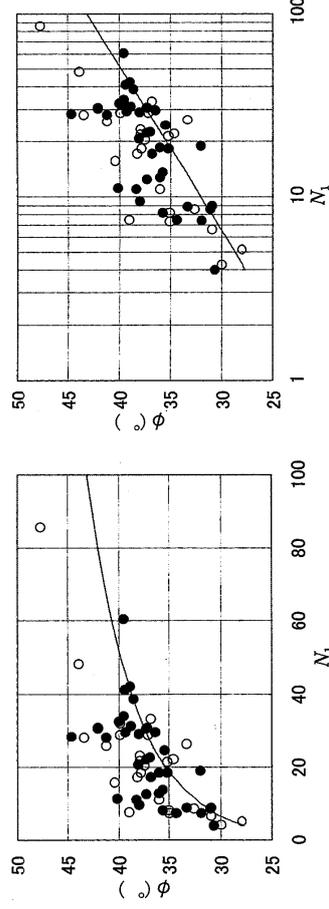
h_w : 地下水位の深さ (m)

式 (参 2.1) において、 \log は自然対数である。また、式中に示すように $N > 5$ の範囲で適用する。これは、緩い砂地盤の実例データが少くないこと、また、緩い砂地盤では N 値のばらつきが大きいことによる。 N_1 が 20 以下の場合には、 N の変化に対する ϕ の変化が大きいため、 N 値が 20 以下の地盤では標準貫入試験の計測及び評価を慎重に行う必要があり、計測は、打撃時のエネルギー損失が少ない自由落下法により行うことが望ましい。なお、 N 値が 5 以下の緩い砂地盤の場合には、砂のせん断抵抗角 ϕ の代わりに、砂の安息角を用いることは安全側になると考えられることから、こうした手法により ϕ を設定する考え方もある。

式 (参 2.1) は、図-参 2.1 に示すように、原地盤よりサンプリングした試料から求めた三軸圧縮試験結果と原位置で計測した N 値から算出した N_1 との相関関係に、実測値のばらつきを考慮して設定したものである。 σ'_v が 50kN/m^2 より小さい場合の実測データが少ないことから、安全側になるように適用上の σ'_v の下限値を設定している。なお、 σ'_v が 200kN/m^2 を超える位置ではデータも少ないため、この領域における式 (参 2.1)、(参 2.2) の適用性は確認されていないが、 N 値を有効上載圧に応じて補正して ϕ を求めることがよくいと考えられている。

N_1 については下限値が設けられていないが浅い位置では一般に計測される N 値が小さく、 N 値についての適用の下限を与えていることから、 N_1 が小さい条件では実質的に適用外となると考えられる。

なお、ここで示した手法は、前述のように、既往のデータを統計的に分析し、その統計的なばらつきを考慮して安全側に設定したものである。したがって、信頼できるサンプリング試料の三軸圧縮試験結果等、信頼性の高い調査結果がある場合には、それらの結果を踏まえて地盤定数を設定するのがよい。



○ : 凍結サンプリングによる試料, ● : その他サンプリング方法による試料

図-参 2.1 砂質土の三軸圧縮試験結果と N_1 の関係

参考 表 5-2-1. 砂のせん断抵抗角の推定式

出典 : 道路橋示方書IV 下部構造編, p. 604-605

$$\phi = \sqrt{20N+15} \quad (\text{式 5-2-1})$$

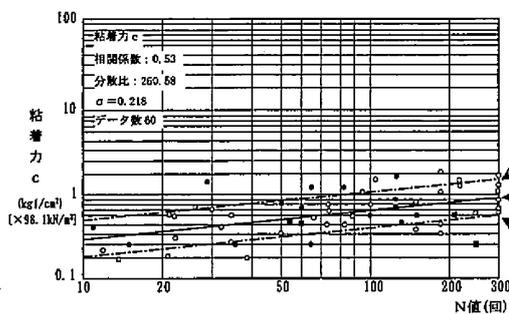
出典；地盤調査の方法と解説 P305 地盤工学会

表 5-2-8. 土のせん断抵抗角 (°) の集計表

地層名	B	dt1	tr
B-1	35		36
B-2		34	
B-3		36	
B-4			
B-5			
B-6			
B-7		32	
B-8			
地層別 φ 平均	35	34	36

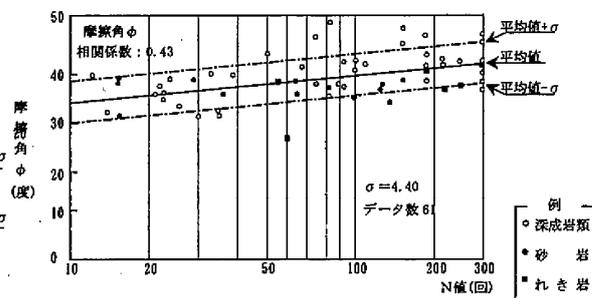
表 5-2-9. 岩石のせん断定数の測定例

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 (kN/m ²)	換算 N 値と 平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.324}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log 軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	$5.10\text{Log}N$ +29.3	$6.82\text{Log}N$ +21.5	$0.888\text{Log}N$ +19.3	Log の底は 10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	



平均値：(粘着力 c) = $0.155(N\text{値})^{0.327}$ (kg/cm² × 98.1kN/m²)

(注)ただし、粘着力と摩擦角はある N 値に対して一組の組合せとして用いなければならない。



平均値：(摩擦角 φ) = $5.10\text{Log}(N\text{値}) + 29.3$ (度)

ただし、深成岩類は花こう岩、マサ土を示す。

出典：NEXCO 設計要領第二集 橋梁設計編 P4-13

(4) 変形係数

変形係数の提案値を表 5-2-10 に一覧する。

B 層、tr 層は孔内水平載荷試験値を採用した。CL 級岩盤については表 5-2-11 の測定平均値、D 級～土砂については N 値との相関 ($E_m=700N$) にもとづいて設定した。

表 5-2-10. 変形係数提案値の一覧

地層名	土質 岩質	地質 記号	代表 N値	変形係数 E_m (kN/m ²)				
				孔内水平載荷 試験実測値	NEXCO 設計要領	N値相関式 による推定 ($E_m=700N$)	提案値	
盛 土	砂質土/ 玉石混り礫質土	B	17.4	21,400	-	-	21,000	
河川性 堆積物層	砂質土	rd2	2.0	-	-	1,400	1,400	
	粘性土	rd1	0.2	-	-	140	140	
崖錐性 堆積物層	砂質土	dt2	1.0	-	-	700	700	
		dt1	5.9	-	-	4,095	4,000	
段丘性 堆積物層	礫質土	tr	43.9	6,600	-	-	6,600	
虚空蔵累層	砂岩 礫岩 相	強風化	Fsc-W2	23.6	-	-	16,520	16,000
		風化	Fsc-W1	133.5	-	-	93,415	93,000
		弱風化	Fsc-f	223.0	-	300,000	-	300,000
領 家 変成岩類	片麻岩	Rg	169.1	-	300,000	-	300,000	

表 5-2-11. 岩の変形係数の測定例

岩 級	粘板岩 (ダムサイトの例)		花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)	
	範 囲	平 均	範 囲	代 表 値
B	3,000,000 以上	*3,000,000	1,200,000~3,000,000	2,000,000
C _H	1,000,000~3,000,000	2,000,000	600,000~1,200,000	800,000
C _K	500,000~1,000,000	750,000	300,000~600,000	450,000
C _L	100,000~500,000	300,000	150,000~300,000	200,000
D	100,000 以下		5,000~150,000	10,000~100,000

*最小値を示す。

出典：NEXCO 設計要領第二集 橋梁設計編 P4-13

(5) 土質定数提案の総括

表 5-2-12 に土質定数提案値の総括表を一覧する。

表 5-2-12. 土質定数提案値の総括表

地層名	地質記号	地質記号	地質記号	提案値					変形係数 Em (kN/m ²)	
				代表 N値	単位体積重量 γt (kN/m ³)	せん断抵抗角 φ (°)	せん断強度 粘着力 C (kN/m ²)			
盛土		砂質土/ 玉石混り礫質土	B	17.4	20	35	0		21,000	
河川性 堆積物層		砂質土	rd2	2.0	17	21	0		1,400	
		粘性土	rd1	0.2	15	2	5		140	
崖錐性 堆積物層		砂質土	dt2	1.0	17	20	0		700	
			dt1	5.9	17	34	0		4,000	
段丘性 堆積物層		礫質土	tr	43.9	20	36	0		6,600	
	虚空礫果層		強風化	Fsc-W2	23.6	17	36	43		16,000
			風化	Fsc-W1	133.5	20	40	75		93,000
領家 変成岩類		片麻岩	弱風化	Fsc-f	21	41	89		300,000	
			Rg	169.1	22	41	81		300,000	

5-3. 支持層の検討

各構造物基礎の支持について検討を行った。

(1) 橋 梁

橋梁基礎の支持については、連続性の高い良質な地盤に支持させることが原則になっている。以下に各指針の支持層の目安を示す。

表 5-3-1. 杭基礎支持層における支持層の目安

支持層の分類	良質な層	堅固な層
砂質土	$30 \leq N < 50$	$N \geq 50$
粘性土	$20 \leq N < 30$	$N \geq 30$

出典：土質地質調査要領 日本道路公団 P.125

- i) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが、 N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が $0.4N/mm^2$ 程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。
- ii) 砂層、砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層と考えてよい。ただし、砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
- iii) 岩盤は材料としての強度が大きく、均質な岩盤を支持層とした場合には大きな支持力が期待できる。しかし、岩盤に不連続面が存在したり、スレーキング等の影響を受けやすい場合には、均質な岩盤に比べて十分な支持力が得られないことがある。したがって、岩盤を支持層とする場合には、これらの影響について事前に検討を行っておく必要がある。
- iv) N 値から判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄くその下に相対的に弱い層又は圧密層がある場合には、支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。この良質な支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。支持層と想定する層の下に圧密層がある場合、一般に基礎底面から基礎幅（表-解 9.6.2 に示す換算載荷幅としてよい）の 3 倍程度の間にかような層が存在する場合には、影響が生じる可能性があるため注意が必要である。

出典：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 P.278-279 日本道路協会

本調査地は岩盤支持となり高い支持力が期待できるため、 $N \geq 50$ 以上の堅固な層を支持対象とした。支持層ライン以深の岩盤不連続面、断層破碎帯等の有無を確認するために、5m 以上の支持地盤の確認を行った。

図 5-3-1 に橋梁部の支持層ライン、表 5-3-2 に支持地盤の出現深度を示す。

表 5-3-2. 支持地盤について

ボーリング番号	孔口標高 (TP. m)	支持層出現深度 (GL-m)	支持層出現標高 (TP. m)	支持層となる地層
B-1	178.320	19.85	158.470	Rg
B-2	166.545	3.00	163.545	Rg
B-3	189.718	3.50	186.218	Fsc-W1

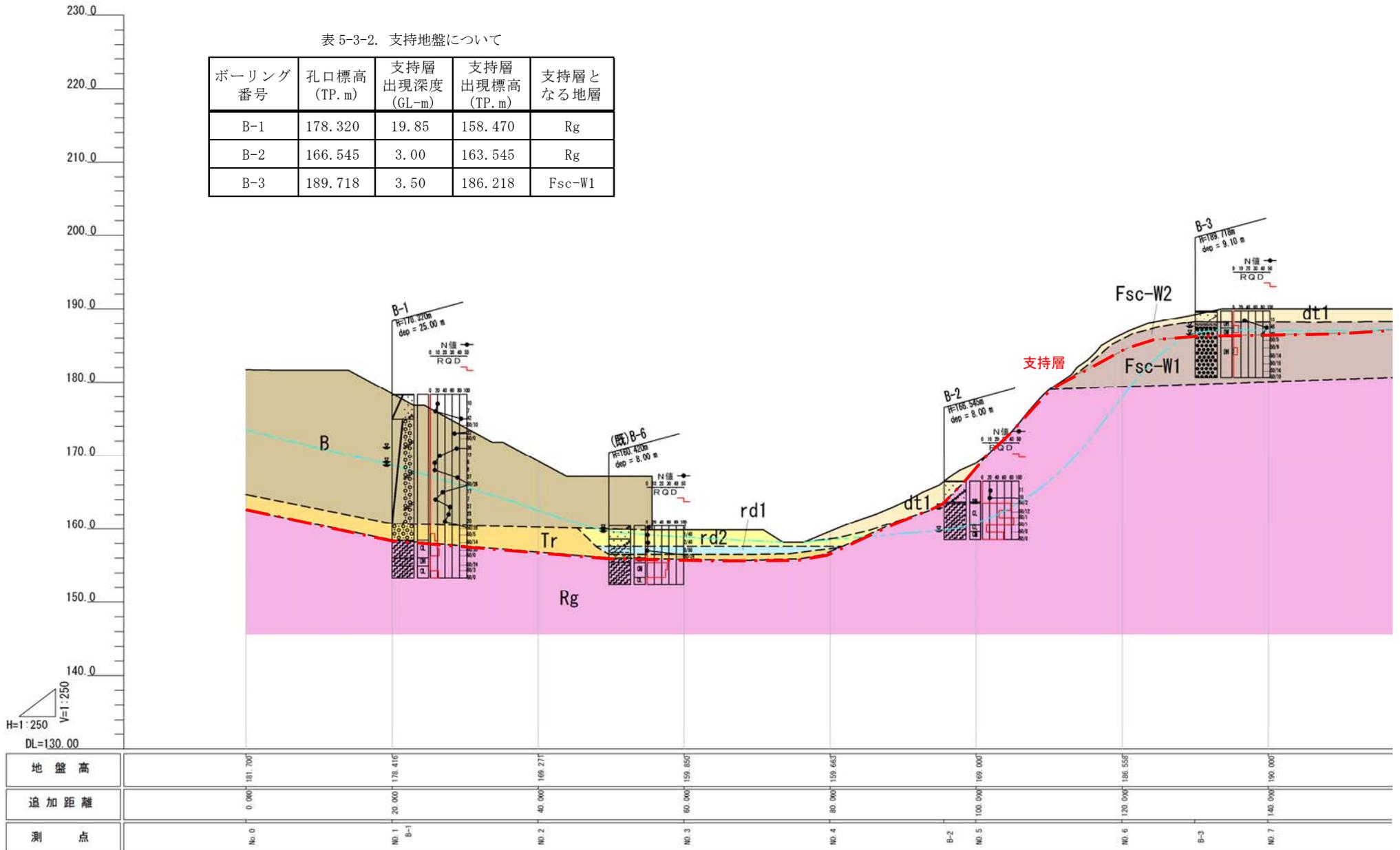


図 5-3-1. 橋梁部の支持層 (S1:500)

(2) 建 築

建築基礎の支持については、設計に十分必要な許容鉛直支持力を得るために、橋梁構造物と同じく $N \geq 50$ 以上の岩盤を支持対象として、層厚 3m 以上の地層の連続性を確認した。

建築部の支持層としては Fsc-W1 層が挙げられる。

表 5-3-3. 支持地盤について

ボーリング番号	孔口標高 (TP. m)	支持層出現深度 (GL-m)	支持層出現標高 (TP. m)	支持層となる地層
B-7	203.043	8.10	194.943	Fsc-W1
B-8	213.540	3.90	209.640	Fsc-W1

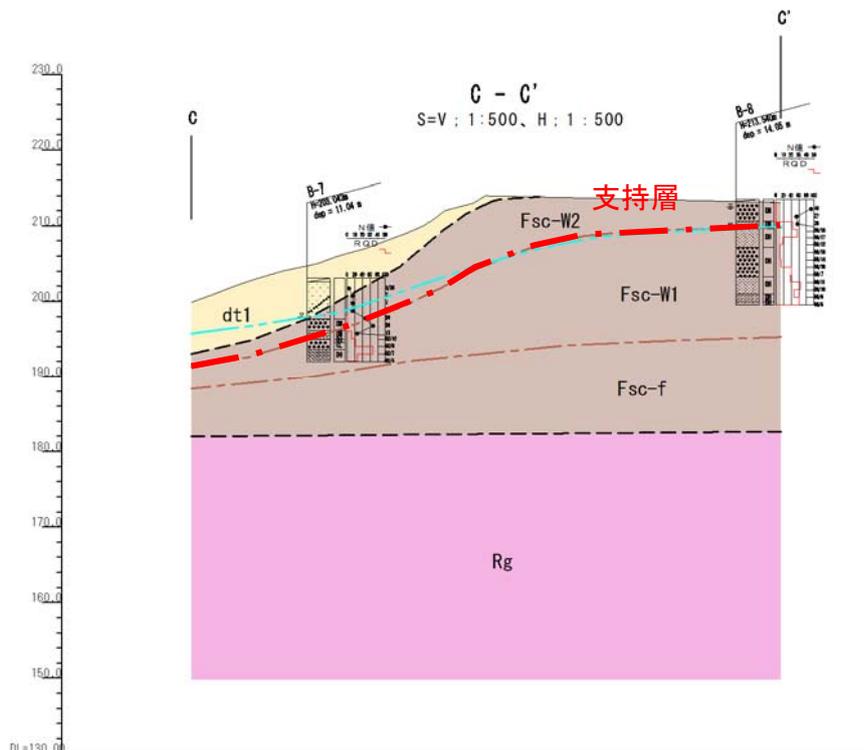


図 5-3-2. 建築部の支持層 (S=1:1,000)

5-4. 地盤の液状化に対する検討

本調査地には、橋梁・盛土区間において液状化の可能性がある土層が存在しているため、『道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（社団法人日本道路協会, 平成 24 年 3 月）』に従い、図 5-4-1 に示す流れで液状化の検討を行った。一方、新斎苑施設（建築）区間は岩盤が表層付近から分布し、液状化の可能性がある土層が分布しないため、液状化に対する検討は行わない。

以降、検討を行う。本文中①～⑥項については、図 5-4-1 フロー内の番号に対応している。

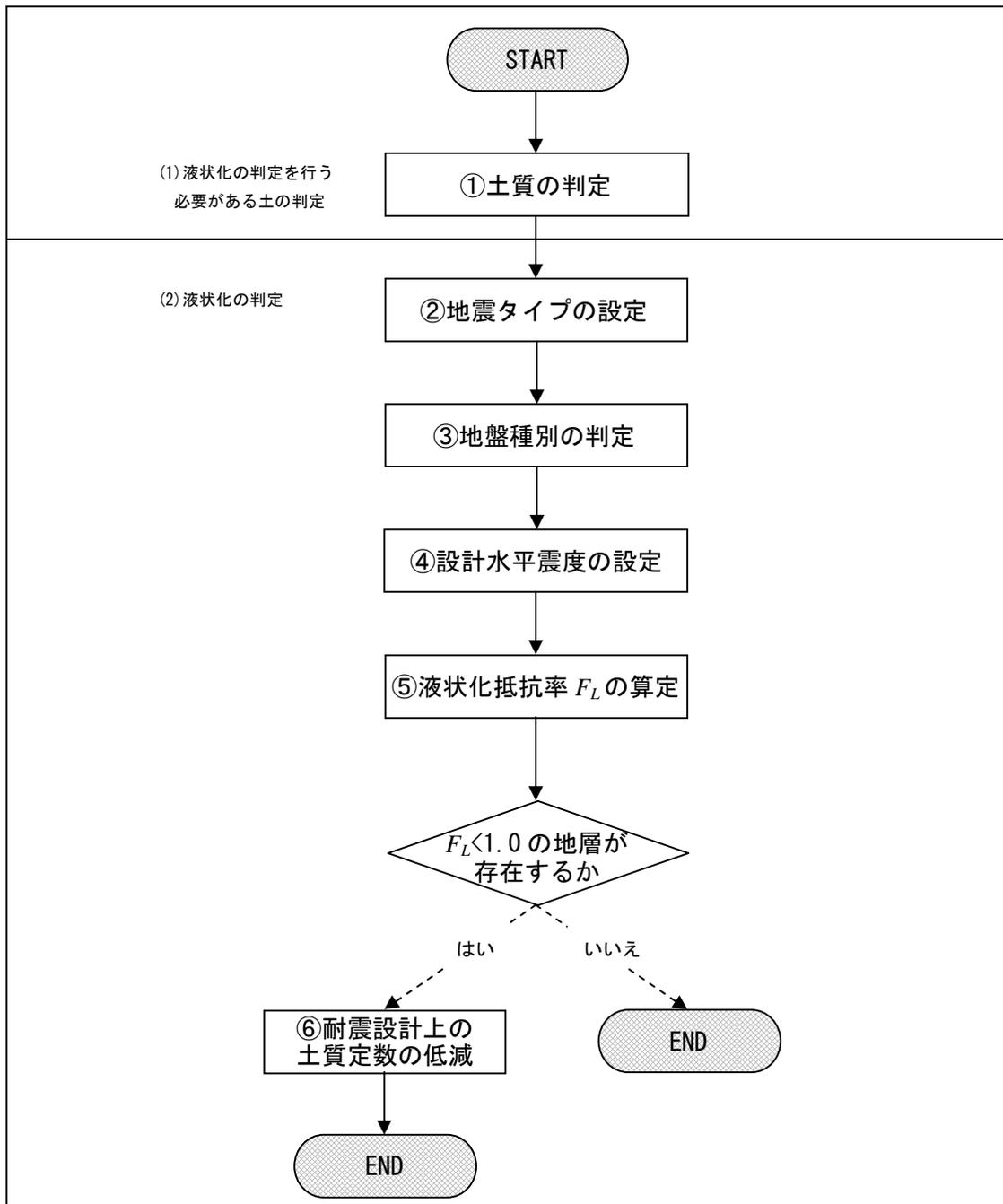


図 5-4-1. 液状化判定フロー

①土質の判定

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P134)

(1) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の土層で次の3つの条件すべてに該当する場合には、地震時に橋の影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)注1によって液状化の判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ、現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 FC が35%以下の土層、または、 FC が35%をこえても塑性指数 I_p が15以下の土層
- 3) 50%粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層

注1)⑤項にて後述

図5-4-1に液状化検討の土質判定フロー図を示す。検討対象の地層は、耐震基盤面(③項 地盤種別の判定参照)より上位で、自然地下水位以下のGL-20m以浅に分布する砂質土および礫質土とした。

洪積層は一般にN値が高く、また、続成作用により液状化に対する抵抗が高いため、一般には液状化の可能性が低い。このため洪積層は今回の判定対象外とした。なお、耐震基盤面は、基盤岩の上面とした。

自然地下水位については、ボーリング掘削時点のもの、土質判定および液状化検討に使用する F_c 及び D_{50} については室内土質試験結果を用いた。

液状化の検討は、図5-4-2で示される土層を対象に、沖積砂質土の分布する橋梁・盛土区間(ボーリング番号；B-1、B-6)において実施した。

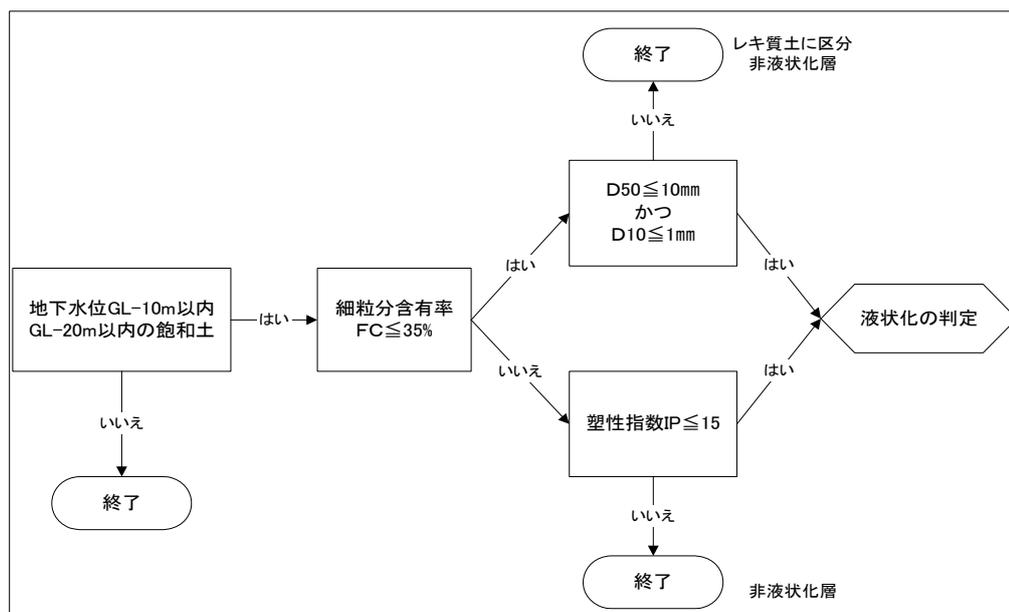


図5-4-2. 液状化検討の土質判定フロー図

②地震タイプの設定

(道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編；P9)

橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(以下「レベル 1 地震動」という。)と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(以下「レベル 2 地震動」という。)の 2 段階のレベルの設計地震動を考慮しなければならない。ここで、レベル 2 地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ I の地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプ II の地震動の 2 種類を考慮しなければならない。

(道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編；P139)

従来は、液状化の判定はレベル 2 地震動に対してのみ行い、レベル 1 地震動の土質定数の低減係数 DE は、レベル 2 地震動に対して求めた液状化に対する抵抗率 FL に応じて設定するとしていた。しかしながら、今回、レベル 2 地震動(タイプ I)の改定により地盤面の震度が見直されたことに伴い、レベル I 地震動の DE がその影響を受けることから、今回の改定では、レベル 2 地震動に対して求めた FL によらずにレベル 1 地震動の DE を設定することができるようにするために、レベル 1 地震動に対して液状化の判定を行うことを規定している。

したがって、レベル 1 地震動タイプ I 及び、レベル 2 地震動のタイプ I、タイプ II について検討を行うものとした。

③地盤種別の判定

(道路橋示方書・同解説V 耐震設計編 ; P32-33)

耐震設計上の地盤種別は、設計地震動を設定する場合に、地盤条件の影響を考慮するために規定したものである。概略の目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。

耐震設計上の地盤種別は、原則として式(4.5.1)により算出する地盤の基本固有周期 T_G をもとに表-4.5.1により区別する。地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合にはⅠ種地盤とする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots \text{式(4.5.1)}$$

ここに、

- T_G : 地盤の基本固有周期(s)
- H_i : i 番目の地層の厚さ(m)
- V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)
- i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分されるとき
の地表面から i 番目の地層の番号

表-4.5.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leq T_G$

V_{si} は、弾性波探査やPS検層によって測定するのが望ましいが、実測値がない場合は式(解4.5.1)によってN値から推定してもよい。この場合、N値は各層の平均的なN値で代表する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合} \\ V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合} \\ V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 4.5.1)}$$

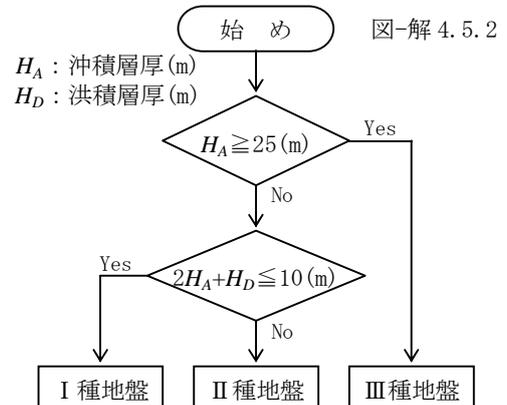
ここに、

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値

なお、N値が0の場合は $V_{si}=50\text{m/s}$ としてよい。

耐震設計上の基盤面とは、粘性土層の場合は、N値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地層の上面をいう。

数多くの地盤を対象とした計算結果によれば、 T_G と沖積層厚 H_A 及び洪積層厚 H_D には相関があり、図-解4.5.2により近似的に地盤種別を区分できる。したがって、相当深く標準貫入試験を行っても耐震設計上の基盤面が現われない場合等 T_G を式(解4.5.1)で求めがたい場合には、図-解4.5.2により地盤種別の分類を行ってもよい。



B-1、B-6 の地盤種別を算定し、その結果を表 5-4-1 に一覧した。算定の結果、当地地盤は B-1 が II 種地盤、B-6 が I 種地盤となる。

表 5-4-1(a). 耐震設計上の地盤種別(B-1)

地層区分	土質 1:砂質土 2:粘性土	代表 N 値	換算 V_s (m/s)	B-1	
				層厚 H	H/ V_s
B	1	17.4	207	17.60	0.085
tr	1	43.9	282	2.25	0.008
Rg	1	169.1	$N > 50$		
耐震設計上の基盤面				Rg	
地盤の特性値 T_G				0.372	
耐震設計上の地盤種別				II 種	

表 5-4-1(b). 耐震設計上の地盤種別(B-6)

地層区分	土質 1:砂質土 2:粘性土	代表 N 値	換算 V_s (m/s)	B-6	
				層厚 H	H/ V_s
dt2	1	1.0	80	2.25	0.028
Rg	1	169.1	$N > 50$		
耐震設計上の基盤面				Rg	
地盤の特性値 T_G				0.112	
耐震設計上の地盤種別				I 種	

④設計水平震度の設定

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P83～P84, P90～P92)

弾性域の振動特性を考慮した震度法に用いるレベル1の設計水平震度

レベル1地震動に対する耐震性能の照査における土層の液状化の判定においては、式(6.3.2)により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = C_z k_{hg0} \cdots \cdots \text{式(6.3.2)}$$

ここに、

k_{hg} : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度
(小数点以下2けたに丸める)

k_{hg0} : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対してそれぞれ0.12, 0.15, 0.18とする。

C_z : 次々頁に規定する地域別補正係数

地震時保有水平耐力法に用いるレベル2地震動(タイプⅠ)の設計水平震度

レベル2地震動(タイプⅠ)に対する耐震性能の照査における砂質土層の液状化の判定においては、式(6.4.2)により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = C_{Iz} k_{hg0} \cdots \cdots \text{式(6.4.2)}$$

ここに、

k_{hg} : レベル2地震動(タイプⅠ)の地盤面における設計水平震度
(小数点以下2けたに丸める)

k_{hg0} : レベル2地震動(タイプⅠ)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対してそれぞれ0.50, 0.45, 0.40とする。

C_{Iz} : 次々頁に規定する地域別補正係数

地震時保有水平耐力法に用いるレベル2地震動(タイプⅡ)の設計水平震度

レベル2地震動(タイプⅡ)に対する耐震性能の照査における砂質土層の液状化の判定においては、式(6.4.4)により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = C_{IIz} k_{hg0} \cdots \cdots \text{式(6.4.4)}$$

ここに、

k_{hg} : レベル2地震動(タイプⅡ)の地盤面における設計水平震度
(小数点以下2けたに丸める)

k_{hg0} : レベル2地震動(タイプⅡ)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対してそれぞれ0.80, 0.70, 0.60とする。

C_{IIz} : 次々頁に規定する地域別補正係数

注: F_L 算定は、解析ソフトの計算の都合上、設計水平震度を地表面での水平加速度(gal)に換算して行った(下表、参照)。

計算は重力加速度 $980(\text{cm}/\text{sec}^2)$ に設計水平震度を乗じたものとした。

③に示すように、当地地盤はⅠ種地盤、Ⅱ種地盤に区分される。地域別補正係数が 1.0 であるため、表 5-4-2 に従って設計水平震度を設定した。表 5-4-3、図 5-4-3 に地域別補正係数と地域区分を示す。

表 5-4-2. 換算結果表

地盤種別	地震動のタイプ		
	レベル1	レベル2 タイプⅠ	レベル2 タイプⅡ
Ⅰ種	0.12(118gal)	0.50(490gal)	0.80(784gal)
Ⅱ種	0.15(147gal)	0.45(441gal)	0.70(686gal)
Ⅲ種	0.18(176gal)	0.40(392gal)	0.60(588gal)

表 5-4-3. 地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数			対象地域
	c_z	c_{1z}	c_{2z}	
A1	1.0	1.2	1.0	千葉県のうち館山市, 木更津市, 勝浦市, 鴨川市, 君津市, 富津市, 南房総市, 夷隅郡, 安房郡 神奈川県 山梨県のうち富士吉田市, 都留市, 大月市, 上野原市, 西八代郡, 南巨摩郡, 南都留郡 静岡県 愛知県のうち名古屋市のうち豊橋市, 半田市, 豊川市, 津島市, 刈谷市, 西尾市, 蒲郡市, 常滑市, 稲沢市, 新城市, 東海市, 大府市, 知多市, 豊明市, 田原市, 愛西市, 清須市, 弥富市, あま市, 海部郡, 知多郡, 額田郡, 北設楽郡のうち東栄町 三重県(津市, 松阪市, 名張市, 亀山市, いなべ市, 伊賀市, 三重郡菰野町を除く。) 和歌山県のうち新宮市, 西牟婁郡, 東牟婁郡 徳島県のうち那賀郡, 海部郡
A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	愛媛県のうち宇和島市, 北宇和郡, 南宇和郡 高知県(B2地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県のうち延岡市, 日向市, 児湯郡(西米良村及び木城町を除く。), 東臼杵郡のうち門川町
B2	0.85	1.0	0.85	北海道のうち札幌市, 函館市, 小樽市, 室蘭市, 北見市, 夕張市, 岩見沢市, 網走市, 苫小牧市, 美唄市, 芦別市, 江別市, 赤平市, 三笠市, 千歳市, 滝川市, 砂川市, 歌志内市, 深川市, 富良野市, 登別市, 恵庭市, 伊達市, 北広島市, 石狩市, 北斗市, 石狩郡, 松前郡, 上磯郡, 亀田郡, 茅部郡, 二世郡, 山越郡, 檜山郡, 爾志郡, 奥尻郡, 瀬棚郡, 久遠郡, 島牧郡, 寿都郡, 磯谷郡, 虻田郡, 岩内郡, 古宇郡, 積丹郡, 古平郡, 余市郡, 空知郡, 夕張郡, 樺戸郡, 雨竜郡, 上川郡(上川総合振興局)のうち東神楽町, 上川町, 東川町及び美瑛町, 勇払郡, 網走郡, 斜里郡, 常呂郡, 有珠郡, 白老郡 青森県のうち青森市, 弘前市, 黒石市, 五所川原市, むつ市, つがる市, 平川市, 東津軽郡, 西津軽郡, 中津軽郡, 南津軽郡, 北津軽郡, 下北郡秋田県, 山形県 福島県のうち会津若松市, 郡山市, 白河市, 須賀川市, 喜多方市, 岩瀬郡, 南会津郡, 耶麻郡, 河沼郡, 大沼郡, 西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市, 滑川市, 黒部市, 下新川郡 石川県のうち輪島市, 珠洲市, 鳳珠郡
地域区分	地域別補正係数			対象地域
	c_z	c_{1z}	c_{2z}	
B2	0.85	1.0	0.85	鳥取県のうち米子市, 倉吉市, 境港市, 東伯郡, 西伯郡, 日野郡 島根県, 岡山県, 広島県 徳島県のうち美馬市, 三好市, 美馬郡, 三好郡 香川県のうち高松市, 丸亀市, 坂出市, 善通寺市, 観音寺市, 三豊市, 小豆郡, 香川郡, 綾歌郡, 仲多度郡 愛媛県(B1地域に掲げる地域を除く。) 高知県のうち長岡郡, 土佐郡, 吾川郡(いの町のうち旧伊野町の地区を除く。) 熊本県(C地域に掲げる地域を除く。) 大分県(C地域に掲げる地域を除く。) 宮崎県(B1地域に掲げる地域を除く。)
C	0.7	0.8	0.7	北海道のうち旭川市, 留萌市, 稚内市, 紋別市, 士別市, 名寄市, 上川郡(上川総合振興局)のうち鷹栖町, 当麻町, 比布町, 愛別町, 和寒町, 剣淵町及び下川町, 中川郡(上川総合振興局), 増毛郡, 留萌郡, 苫前郡, 天塩郡, 宗谷郡, 枝幸郡, 礼文郡, 利尻郡, 紋別郡 山口県, 福岡県, 佐賀県, 長崎県 熊本県のうち荒尾市, 水俣市, 玉名市, 山鹿市, 宇土市, 上天草市, 天草市, 玉名郡, 葦北郡, 天草郡 大分県のうち中津市, 豊後高田市, 杵築市, 宇佐市, 国東市, 東国東郡, 速見郡 鹿児島県(奄美市及び大島郡を除く。) 沖縄県

(道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 ; P23-24)

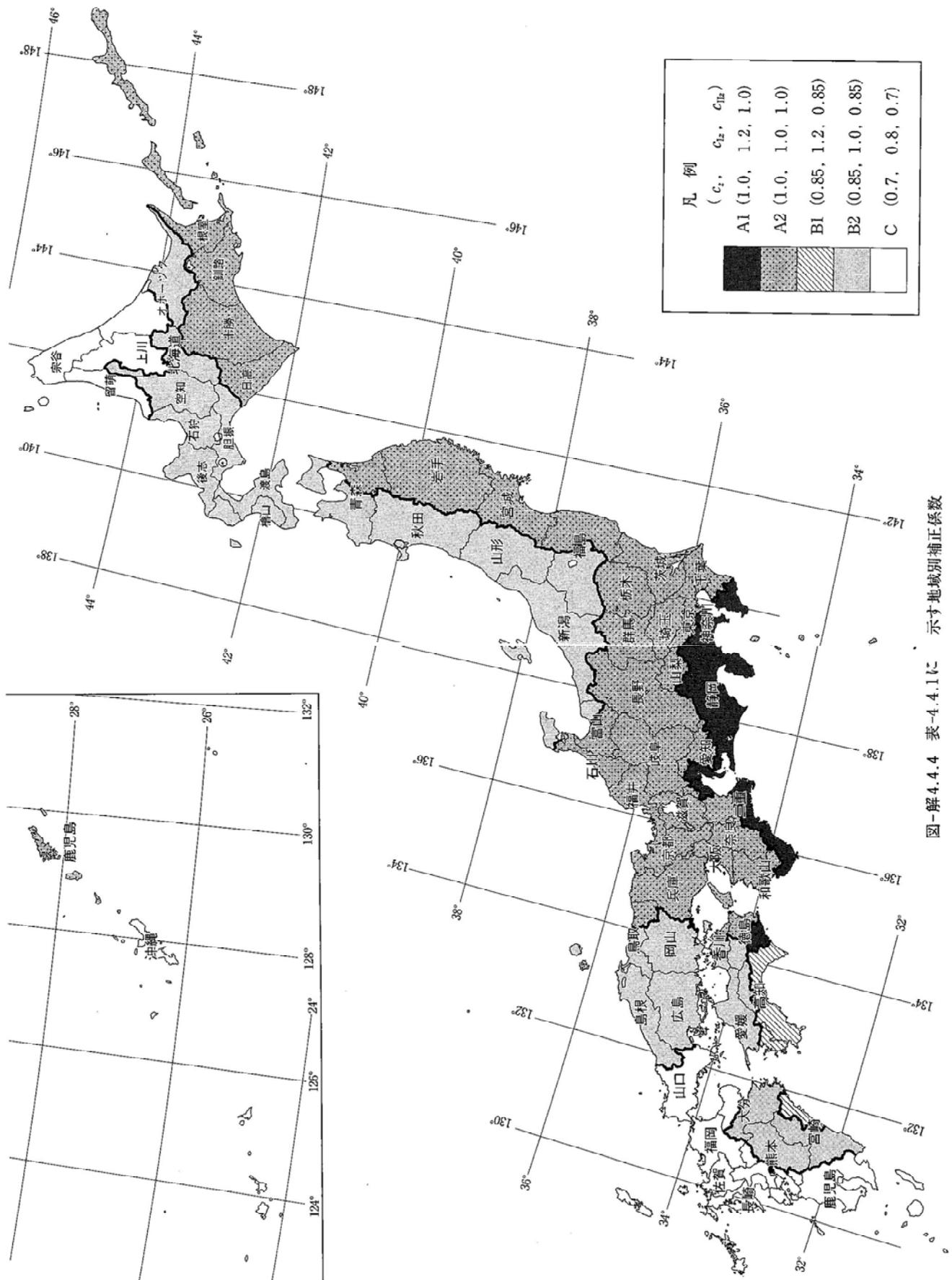


図-解 4.4.4 表-4.4.1に 示す地域別補正係数

図 5-4-3. 地域別補正係数と地域区分
 (道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 ; P30-31)

⑤液状化抵抗率 F_L の算定

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P134～P136)

(2) 液状化の判定

(1) 注2の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式(8.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。

注2)①項にて前述

$$F_L = R/L \cdots \cdots \text{式(8.2.1)}$$

$$R = C_w R_L \cdots \cdots \text{式(8.2.2)}$$

$$L = r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \cdots \cdots \text{式(8.2.3)}$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \cdots \cdots \text{式(8.2.4)}$$

$$k_{hgL} = C_z k_{hgL0} \cdots \cdots \text{式(8.2.5)}$$

(レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプI)の地震動の場合)

$$C_w = 1.0 \cdots \cdots \text{式(8.2.6)}$$

(レベル2地震動(タイプII)の地震動の場合)

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \cdots \cdots \text{式(8.2.6)}$$

ここに、

- F_L : 液状化に対する抵抗率
- R : 動的せん断強度比
- L : 地震時せん断応力比
- C_w : 地震動特性による補正係数
- R_L : 繰返し三軸強度比で、(3)の規定により求める。
- r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
- k_{hgL} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度
- C_z : 地域別補正係数で、レベル1地震動に対しては4.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数 C_{z1} とする。レベル2地震動(タイプI)に対しては4.4に規定する C_{z1} 、また、レベル2地震動(タイプII)に対しては4.4に規定する C_{z2} とする。
- k_{hgL0} : 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で、表-8.2.1の値とする。
- σ_v : 地表面からの深さ x (m)における全上載圧 (kN/m^2)
- σ'_v : 地表面からの深さ x (m)における有効上載圧 (kN/m^2)
- x : 地表面からの深さ (m)

表-8.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

	レベル1地震動	レベル2地震動 (タイプI)	レベル2地震動 (タイプII)
I種地盤	0.12	0.50	0.80
II種地盤	0.15	0.45	0.70
III種地盤	0.18	0.40	0.60

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式(8.2.7)により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad \dots \text{式(8.2.7)}$$

ここで、

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad \dots \text{式(8.2.8)}$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_{vb} + 70) \quad \dots \text{式(8.2.9)}$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC+40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20-1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots \text{式(8.2.10)}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC-10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad \dots \text{式(8.2.11)}$$

<れき質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad \dots \text{式(8.2.12)}$$

ここに、

R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られるN値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m² 相当に換算したN値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値

σ'_{vb} : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 kN/m²

c_1, c_2 : 細粒分含有率によるN値の補正係数

FC : 細粒分含有率(%) (粒径75μm以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 50%粒径(mm)

液状化抵抗率 F_L を上記の手順に従って求めた。算定時に必要な「単位体積重量」は、5章設計用土質・岩盤定数の値を用いた。また、前項までで求めた算定条件を下表に一覧する。

表 5-4-4. 液状化抵抗率 F_L 算定条件一覧

対象地層	沖積層		
地盤種別	I種およびII種		
地域補正	奈良県 1.0		
地震動のタイプ	レベル1	レベル2タイプI	レベル2タイプII
設計水平震度I種	0.12(118gal)	0.50(490gal)	0.80(784gal)
設計水平震度II種	0.15(147gal)	0.45(441gal)	0.70(686gal)

液状化の判定結果を表 5-4-5~5-4-6 に一覧すると共に巻末にデータシートを示した。
 ※ F_L : 液状化に対する抵抗率。 $F_L \leq 1$ で液状化を起こす恐れがあると見なされる。

表 5-4-5. 液状化抵抗率 F_L の判定結果 (B-1)

地点番号		B-1									
計算深度	地層区分	レベル1			レベル2						
					タイプ I			タイプ II			
		R	FL	PL	R	FL	PL	R	FL	PL	
1.300	B	-----	-----	0.000	-----	-----	8.281	-----	-----	9.061	
2.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
3.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
4.200	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
5.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
6.000	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
7.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
8.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
9.300	B	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
10.300	B	0.142	1.081		0.142	0.360		0.161	0.264		
11.300	B	0.629	4.679		0.629	1.560		1.259	2.005		
12.300	B	4.055	29.586		4.055	9.862		8.111	12.680		
13.300	B	0.240	1.725		0.240	0.575		0.351	0.540		
14.300	B	0.157	1.119		0.157	0.373		0.187	0.285		
15.300	B	0.291	2.060		0.291	0.687		0.475	0.720		
16.300	B	0.275	1.940		0.275	0.647		0.435	0.656		
17.300	B	0.244	1.717		0.244	0.572		0.360	0.542		
18.300	tr	-----	-----		-----	-----		-----	-----		
19.170	tr	-----	-----		-----	-----		-----	-----		

R : 動的せん断強度比 FL : 液状化に対する抵抗率 PL : 液状化指数

15 < PL	A	液状化危険度が極めて高い
5 < PL ≤ 15	B	液状化危険度が高い
0 < PL ≤ 5	C	液状化危険度が低い
0 = PL	D	液状化危険度はかなり低い

表 5-4-6. 液状化抵抗率 F_L の判定結果 (B-6)

地点番号		B-6									
計算深度	地層区分	レベル1			レベル2						
					タイプ I			タイプ II			
		R	FL	PL	R	FL	PL	R	FL	PL	
1.300	dt2	0.133	0.566	4.058	0.133	0.136	8.078	0.147	0.094	8.471	
2.300	Rg	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
3.010	Rg	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
4.010	Rg	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
5.010	Rg	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----
6.010	Rg	-----	-----		-----	-----		-----	-----		-----

R : 動的せん断強度比 FL : 液状化に対する抵抗率 PL : 液状化指数

15 < PL	A	液状化危険度が極めて高い
5 < PL ≤ 15	B	液状化危険度が高い
0 < PL ≤ 5	C	液状化危険度が低い
0 = PL	D	液状化危険度はかなり低い

⑥耐震設計上の土質定数の低減

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P133)

8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、又は、8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層については、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させなければならない。

[8.2.3の規定：砂質土層の液状化の判定]

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P134：8.2.2の規定)

地表面から3m以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が20kN/m²以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層として判定する。

(道路橋示方書・同解説V耐震設計編；P141～P142：8.2.4の規定)

- (1) 8.2.2の規定によりごく軟弱な土層と判定された土層は、耐震設計上その土質定数を零とする。
- (2) 8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる。

橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないと仮定して求めた土質定数に表-8.2.2の係数 D_E を乗じて算出する。なお、 $D_E=0$ の場合の土層は耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表-8.2.2 土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	現地盤面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

各孔における低減係数 D_E の評価について表 5-4-7～5-4-8 に一覧する。

表 5-4-7. 各孔における低減係数 D_E の評価 (B-1)

地点番号		B-1								
計算深度	地層区分	レベル1			レベル2					
					タイプ I			タイプ II		
		R	FL	DE	R	FL	DE	R	FL	DE
1.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
2.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
3.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
4.200	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
5.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
6.000	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
7.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
8.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
9.300	B	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
10.300	B	0.142	1.081	—	0.142	0.360	2/3	0.161	0.264	1/3
11.300	B	0.629	4.679	—	0.629	1.560	—	1.259	2.005	—
12.300	B	4.055	29.586	—	4.055	9.862	—	8.111	12.680	—
13.300	B	0.240	1.725	—	0.240	0.575	2/3	0.351	0.540	2/3
14.300	B	0.157	1.119	—	0.157	0.373	2/3	0.187	0.285	1/3
15.300	B	0.291	2.060	—	0.291	0.687	1	0.475	0.720	1
16.300	B	0.275	1.940	—	0.275	0.647	2/3	0.435	0.656	2/3
17.300	B	0.244	1.717	—	0.244	0.572	2/3	0.360	0.542	2/3
18.300	tr	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—
19.170	tr	-----	-----	—	-----	-----	—	-----	-----	—

R : 動的せん断強度比 FL : 液状化に対する抵抗率 DE : 土質定数の低減係数

沖積砂質土の分布する橋梁区間、盛土区間において、液状化抵抗率 F_L 及び低減係数 D_E の算出を行った。その結果を以下に整理する。

(1) 液状化検討対象層

液状化検討は沖積層が堆積する橋梁部・盛土部で行った。橋梁部は現県道造成の盛土層 (B)、盛土部は谷埋堆積の緩い崖錐性堆積物層 (dt2) を検討対象とした。

(2) 耐震上の基盤面および地盤種別

液状化検討層の基盤岩は片麻岩 (Rg) であった。Rg 層は $N \geq 50$ が期待できる堅固な岩盤であり、Rg 層を耐震上の基盤面に設定した。その結果、地盤種別は B-1 については II 種地盤、B-6 については I 種地盤となった。

(3) 液状化の判定および耐震設計上の土質定数の低減

盛土層 (B) はレベル 1 においてすべて $FL > 1.0$ であり、液状化の危険度はかなり低いと評価された。レベル 2 は $FL \leq 1.0$ の判定が多くあり、液状化の危険度は高いと評価された。

崖錐性堆積物層 (dt2) はレベル 1、レベル 2 とともに $FL \leq 1.0$ の判定となり、液状化の危険度は高いと評価された。

盛土層、崖錐性堆積物層ともに $FL \leq 1.0$ の判定が多く、設計時には液状化対策検討を行う必要がある。

5-5. 切土勾配に関する検討

「5-1. 調査地の地盤構成」でとりまとめた地盤性状に基づき、切土安定勾配について提案する。

切土安定勾配の検討手順は以下のとおりである。

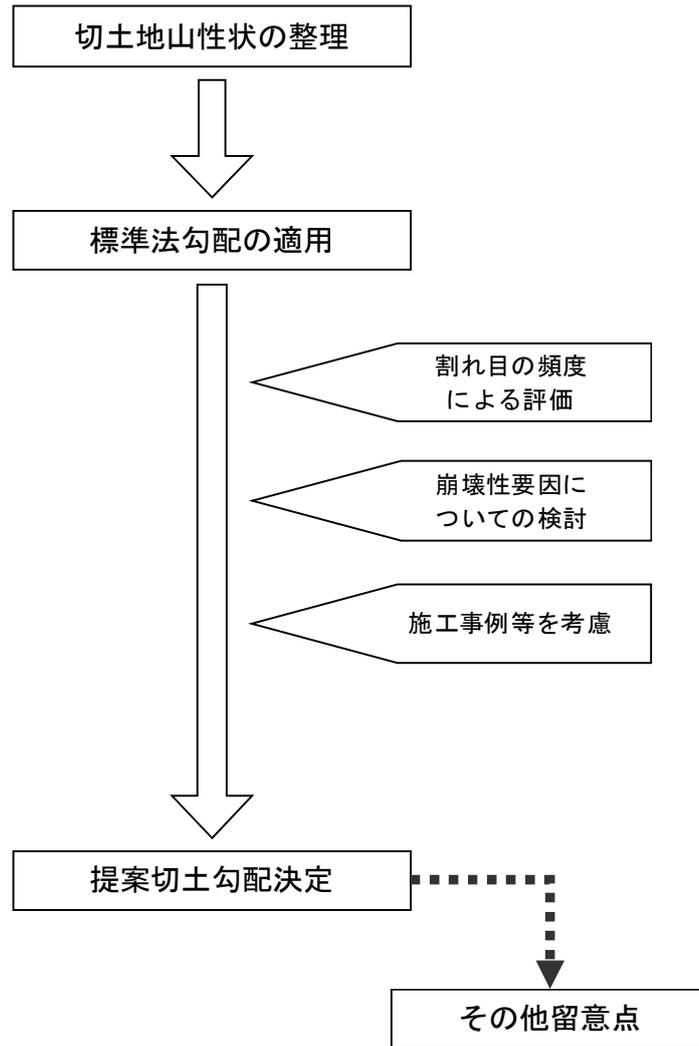


図 5-5-1. 切土安定勾配フロー

(a) 切土標準勾配の検討

「5-1. 調査地の地盤構成」に示した地山性状をもとに、表 5-5-1 の切土の標準法勾配を適用すると以下ようになる。

今回の調査により、調査地では崖錐性堆積物層 (dt1)、礫岩砂岩相 (Fsc) が切土区間に分布する。片麻岩 (Rg) は切土のボーリング結果では確認されなかったが、Fsc 層の直下位に分布しており、切土に出現する可能性もあるため検討を行った。

(1) 崖錐性堆積物層 (dt1)

表 5-5-1 より、地山の土質は「砂質土-密実でないもの」、切土高は 5～10m に区分される。従って標準勾配は、1 : 1.2～1 : 1.5 になる。

本層は N 値が低くルーズな堆積状態にあるので、標準勾配のうち緩勾配側の採用が妥当であると判断される。

(2) 礫岩砂岩相-強風化部 (Fsc-W2)

表 5-5-1 より、地山の土質は「軟岩」に区分される。従って標準勾配は、1 : 0.5～1 : 1.2 になる。

本層は強風化によって土砂化が進んでおり、岩としての強度は低下している。このため標準勾配のうち緩勾配側の採用が妥当であると判断される。

(3) 礫岩砂岩相-風化部 (Fsc-W1)

表 5-5-1 より、地山の土質は「軟岩」に区分される。従って標準勾配は、1 : 0.5～1 : 1.2 になる。

本層は全体に風化が進行しており、粘土化等の著しい岩盤劣化は認められないが、マトリックスの固結が低くなっている。このため一般的な軟岩に比べて、岩質的にはランクの低い軟岩に位置付けられる。標準勾配のうち緩勾配側の採用が妥当であると判断される。

(4) 礫岩砂岩相-弱風化～未風化部 (Fsc-f)

表 5-5-1 より、地山の土質は「軟岩」に区分される。従って標準勾配は、1 : 0.5～1 : 1.2 になる。

本層は風化の程度が軽微であり、また粘土化等の著しい岩盤劣化は認められない。マトリックスの固結は、風化部に比べて高くなっている。しかしながら、風化の程度にはムラがあり Fsc-W1 レベルの風化部も挟

んでいることから、標準勾配のうち緩勾配側の採用が妥当であると判断される。

(5)片麻岩(Rg)

本層の場合、風化の程度が軽微であり岩質は硬質であるが、一方で亀裂は比較的発達している。

上記を理由に、表 5-5-1 の地山の土質はランクが低くなり「軟岩」に区分される。従って標準勾配は、1：0.5～1：1.2になる。

本層は亀裂が発達していることを考慮すると、標準勾配のうち中間の勾配の採用が妥当であると判断される。

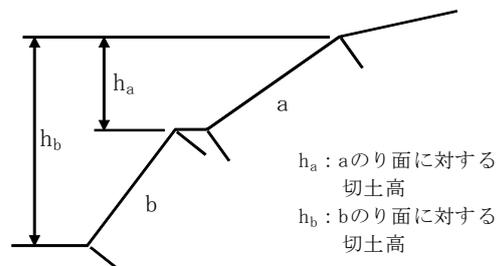
表 5-5-1. 切土に対する標準法面勾配

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針，p.136

地山の土質		切土高	勾配
硬岩			1 : 0.3 ~ 1 : 0.8
軟岩			1 : 0.5 ~ 1 : 1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの		1 : 1.5 ~
砂質土	密実なもの	5m以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0
		5~10m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
	密実でないもの	5m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0
		10~15m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		10~15m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5
粘性土		10m以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		5~10m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5

注) ① 上表の標準勾配は地盤条件，切土条件等により適用できない場合があるので本文を参照すること。

② 土質構成等により単一勾配としないときの切土高及び勾配の考え方は下図のようにする。



- ・勾配は小段を含めない。
- ・勾配に対する切土高は当該切土のり面から上部の全切土高とする。

- ① シルトは粘性土に入れる。
- ④ 上記以外の土質は別途考慮する。
- ⑤ のり面緑化工を計画する場合は別途考慮する。

(b) 割れ目の頻度による評価

割れ目の多い岩の切土地山の場合、割れ目の発達度合いを評価する指標として、一般に地山弾性波速度、亀裂係数が利用されるが、今回調査地においては地山弾性波速度や亀裂係数を求めるための試験は実施されていないため、参考として目視による割れ目間隔から切土勾配について概略の評価を行う。

表 5-5-2 に高速道路における実績に基づく弾性波速度や亀裂係数と適性法面勾配の関係を示す。

表 5-5-2. 割れ目の状態と法面勾配

視察による分類	例	弾性波速度 (m/sec)	亀裂係数	法面勾配
① 割れ目が少ない	割れ目間隔が 30cm以上	2000以上	0.75以下	1:0.3~0.5
② 割れ目がやや多い	割れ目間隔 10~30cm	2000~1500	0.75~0.85	1:0.5~0.8
③ 割れ目が極度に多い	断層破碎帯 貫入岩の周辺	1500以下	0.85以上	1:0.8~1.2

出典：切土法面の調査・設計から施工まで，p.158，地盤工学会

(1) 礫岩砂岩相-強風化部 (Fsc-W2)

強風化により全体に土砂化し、地山の安定性は割れ目の性状より全体の軟質化により規制されるため、割れ目の頻度による評価の対象外とする。

(2) 礫岩砂岩相-風化部 (Fsc-W1)

主となる割れ目の間隔は 10cm 未満であり、表 5-5-2 の分類では「③割れ目が極度に多い」となる。従って法面勾配は 1:0.8~1.2 が適性であると評価される。

(3) 礫岩砂岩相-弱風化～未風化部 (Fsc-f)

主となる割れ目の間隔は 10~30cm であるが、10cm 未満の間隔も多く存在する。従って、表 5-5-2 の分類では「②割れ目がやや多い～③割れ目が極度に多い」となり、法面勾配の適性は、1:0.5~0.8 と 1:0.8~1.2 の中間程度と評価される。

(4) 片麻岩 (Rg)

主となる割れ目の間隔は 10～30cm であるが、10cm 未満の間隔も多く存在する。従って、表 5-5-2 の分類では「②割れ目がやや多い～③割れ目が極度に多い」となり、法面勾配の適性は、1 : 0.5～0.8 と 1 : 0.8～1.2 の中間程度と評価される。

(c) 崩壊性要因についての検討

表 5-5-3 に、切土勾配検討の際に注意が必要な地山条件を示す。

表 5-5-3. 切土標準のり勾配適用の際の検討事項

<p>(1) 地域・地盤条件</p> <ul style="list-style-type: none">① 地すべり地の場合② 崖錐，崩積土，強風化斜面の場合③ 砂質土等，特に浸食に弱い土質の場合④ 泥岩，凝灰岩，蛇紋岩等の風化が速い岩の場合⑤ 割れ目の多い岩の場合⑥ 割れ目が流れ盤となる場合⑦ 地下水が多い場合⑧ 積雪・寒冷地域の場合⑨ 地震の被害を受けやすい地盤の場合 <p>(2) 切土条件</p> <ul style="list-style-type: none">⑩ 長大のり面となる場合（標準のり面勾配の条件を超える場合）⑪ 用地等からの制約がある場合 <p>(3) 切土の崩壊による影響</p> <ul style="list-style-type: none">⑫ 万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合⑬ 万一崩壊すると復旧に長期間を要し，道路機能を著しく阻害する場合（例えば代替え道路のない山岳道路における切土） <p>出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針，p.134-135</p>
--

表 5-5-3 のうち、(1) 地域・地盤条件については、検討区間の切土地山は以下の項目が該当する可能性がある。

- ② 崖錐，崩積土，強風化斜面の場合
- ⑤ 割れ目の多い岩の場合
- ⑥ 割れ目が流れ盤となる場合

この他、同表の「(2) 切土条件」の「⑩ 長大のり面となる場合」も該当するが、これについては切土安定勾配の総合的な評価の際に考慮する。

上記のうち、「② 崖錐，崩積土，強風化斜面の場合」については、調査地の斜面では分布は小規模であり、特別な検討が必要となるほどの規模

ではない。

「⑤割れ目の多い岩の場合」については「(b)割れ目の頻度による評価」において検討、評価した。

「⑥割れ目が流れ盤となる場合」については、Fsc 層のうちシルト相は、片理面等の定方向の割れ目が発達しており、仮にこれらの割れ目が法面に対し流れ盤となる場合、割れ目に沿った崩壊が発生しやすい条件となる。図 5-5-2 に割れ目の傾斜と法面傾斜の関係を示す。

「土質基礎工学ライブラリー12, 切土ノリ面, p.118-119, 土質工学会」より、流れ盤の判定手順は以下のとおり。

- 1) 割れ目の走向と法面の走向の交角 θ が 60° 以上の場合は検討不要。
- 2) $\theta \leq 60^\circ$ の場合、法面横断方向の見かけの傾斜 $\alpha' \leq 20^\circ$ の場合、新第三紀層以外は検討不要。
- 3) $\theta \leq 60^\circ$ かつ $\alpha' \geq 20^\circ$ の場合、流れ盤の検討が必要。

検討区間の道路の法面の走向は概ね N50~60E8~10S、N70W20S であり、計画法面とは受け盤となるか (N50~60E8~10S)、計画法面との走向とは概ね $\theta = 70^\circ$ 、 $\alpha' = 19^\circ$ であり (N70W20S)、流れ盤の検討は必要がないと判断される。

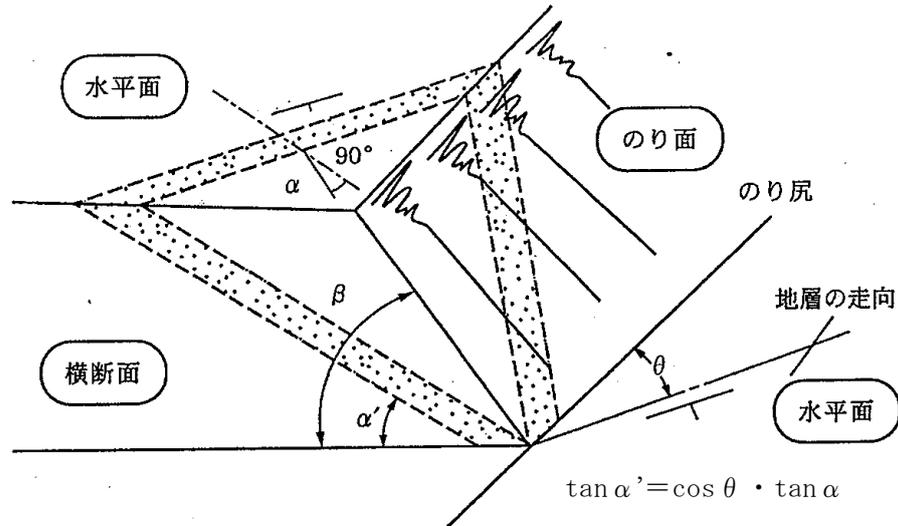


図 5-5-2. 割れ目の傾斜と法面傾斜との関係

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 143

(a) 一般的な流れ盤の場合 ($30^\circ < \alpha' < 60^\circ$)

(b) 緩傾斜の流れ盤の場合 ($\alpha' < 30^\circ$)

(c) 急傾斜の流れ盤の場合 ($60^\circ < \alpha'$)

○流れ盤の法面勾配

- ・原則として上図(a)のように割れ目の見かけの傾斜角(α')と同じかそれより緩い勾配とすることが望ましい。
- ・上図(b)のように α' が 30° 以下となるような緩い傾斜の流れ盤の場合は必ずしも1:1.8より緩勾配でなければ不安定というわけではなく、他の要因(例えば割れ目の発達程度等)によって法面勾配を決定してよい。ただし、地すべり地帯で岩盤すべりが発生する可能性のある地域では別途調査検討が必要。
- ・一方、逆に α' が 60° を超えるような急傾斜の流れ盤の場合はたとえ1:0.6の勾配でも必ずしも安定とはいえないことが多い(上図(c))。
- ・一般に流れ盤の場合、全直高10m以上の法面では1:0.8より急な勾配は採用しない方がよい。

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 134-135

図 5-5-3. 流れ盤における割れ目と法面の関係

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 143

(d) 切土法面の一般的な施工実績

ここでは、切土法面の一般的な施工実績から、参考的に検討区間の切土地山岩盤部について評価を行う。

図 5-5-4 に、高速道路における地質・岩質ごとの法面勾配の採用率を示す。

同図より、検討区間の基盤岩が該当する「変成岩」、「新第三紀」を見ると、軟岩では「新第三紀」は 1:1.0、「変成岩」は 1:0.8~1:1.2 の採用例が最も多い。

これらを参考に調査地の地層区分に適用すると、Fsc 層については 1:1.0、Rg 層については 1:0.8~1.2 が、施工実績の多い法面勾配といえる。

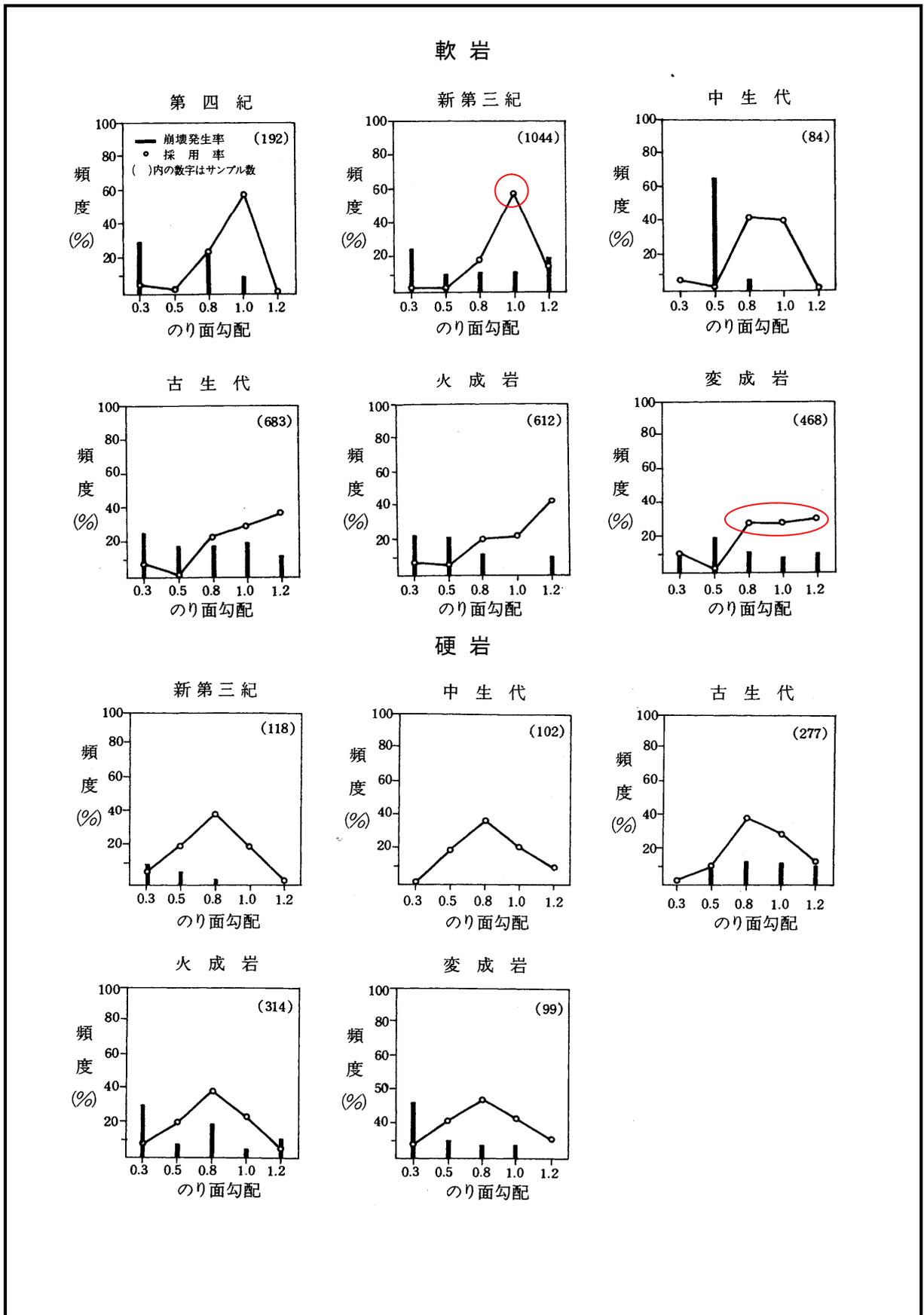


図 5-5-4. 地質毎の切土法面勾配の採用率

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 466-467

(e) 切土安定勾配の提案

ここまでの検討結果および提案切土安定勾配を表 5-5-4 にとりまとめる。対象となる切土は、法高が高くなることを考慮し緩勾配側の提案となった。

同表の勾配は、適切な法面保護工を施した場合に、法面全体の長期的な安定が確保できる勾配である。よって、対象地山に適した浸食防止・表層保護のための検討が必要となる。

また、提案勾配より急勾配を採用する場合には、抑止工の検討が必要である。

表 5-5-4. 切土勾配検討結果および提案切土勾配

地層記号	地層区分	標準法勾配	割れ目の頻度	流れ盤についての検討	一般的な施工実績	提案切土安定勾配
dt1	崖錐性堆積物	1:1.2~1.5	-	不要	-	1:1.5
Fsc-W2	礫岩砂岩相 (強風化部)	1:0.5~1.2 (緩勾配側)	-	〃	1:1.0	1:1.2
Fsc-W1	礫岩砂岩相 (風化部)	1:0.5~1.2 (緩勾配側)	1:0.8~1.2	〃	1:1.0	1:1.2
Fsc-f	礫岩砂岩相 (弱~未風化部)	1:0.5~1.2 (緩勾配側)	1:0.5~1.2	〃	1:1.0	1:1.2
Rg	片麻岩	1:0.5~1.2 (中間勾配側)	1:0.5~1.2	〃	1:0.8~1.2	1:1.0

5-6. 設計・施工上の留意点

(1) 切土法面保護工の評価

切土区間については、安定勾配で切土した場合でも長期的な風化の進行により表層部が緩み、法面が浸食されることが想定される。切土法面には適切な保護工を併工する必要がある。

切土対象層（Fsc層）で実施した調査地周辺の土壌硬度測定結果を表5-6-1、図5-6-2に示す。

土壌硬度の測定結果では、DH級は平均的に土壌硬度27mm以上、CL級は土壌硬度30mm以上となっている。

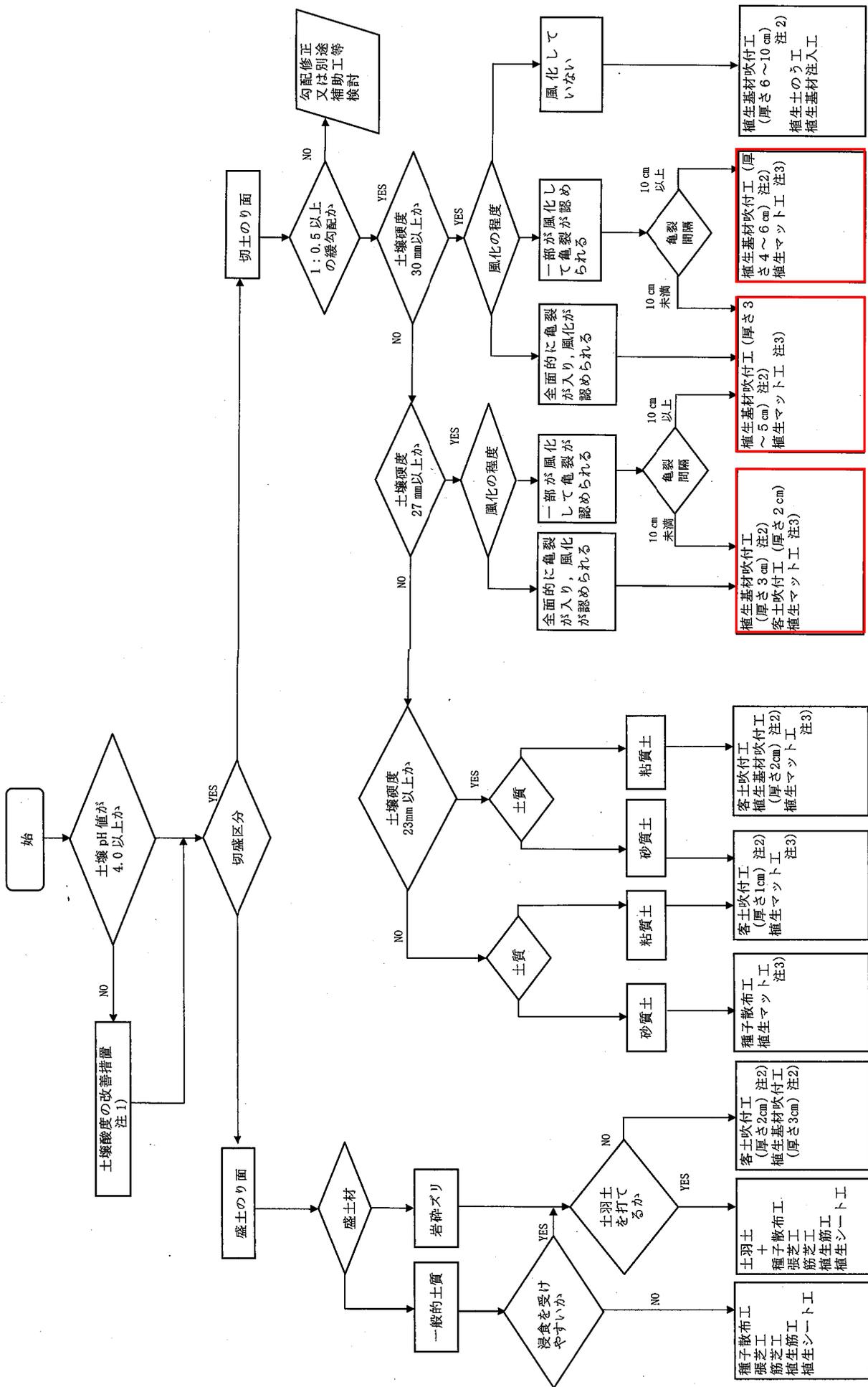
したがって図5-6-1の選定フロー図によれば、植生基材吹付工や客土吹付工、植生マット工を選定することとなる。

表5-6-1. 切土対象層における土壌硬度計測定結果

地点名	地層区分	地質名	岩級	計測結果 (mm)				平均指数 (n=)	支持強度 (kN/m ²)
				22	25	27	28		
DK1	Fsc	礫岩	DH	22	25	27	28	25.5	15.3
DK2	Fsc	礫岩	CL	35	37	38	35	36.3	324.2
DK3	Fsc	礫岩	CL	30	32	31	34	31.8	58.7
DK4	Fsc	礫岩	CL-CM	36	36	38	38	37.0	517.0
DK5	Fsc	礫岩	DH	24	29	30	34	29.3	31.8
DK6	Fsc	礫岩	DH	22	32	30	29	28.3	25.7
DK7	Fsc	礫岩	DH	24	26	21	20	22.8	9.6

※土壌硬度計の実施位置については、土木地形地質図に記載した。

※DH級はFsc-W1、CL級以上はFsc-fに対応する。



注1)：土壌酸度の改善措置が不可能な場合はブロック張工などの構造物工のみの適用を検討する。
 注2)：吹付厚さは緑化目標も考慮して決定する。
 注3)：植生マットを適用する場合には、植生基材が封入されたもので、その機能が同条件での植生基材吹付工の吹付厚さに対応した製品を使用する。

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針, p. 228-229

図 5-6-1. 植生工の選定フロー

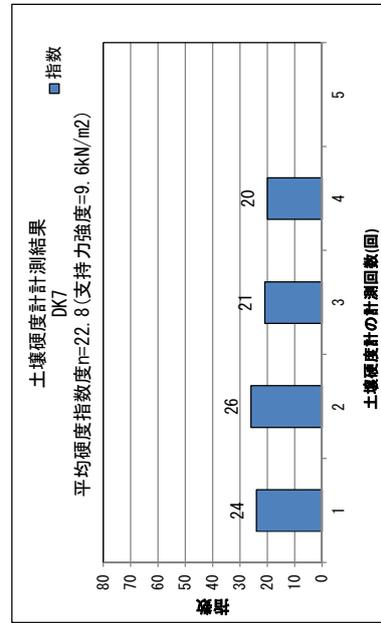
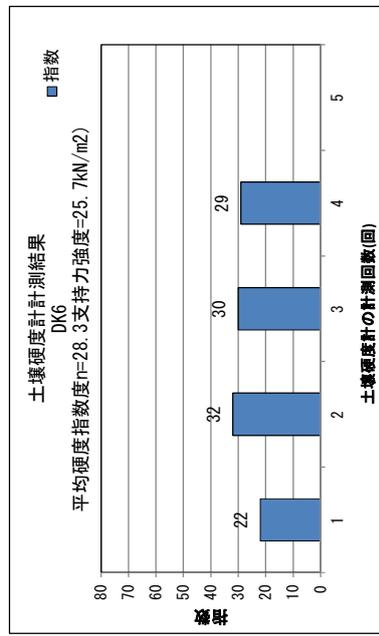
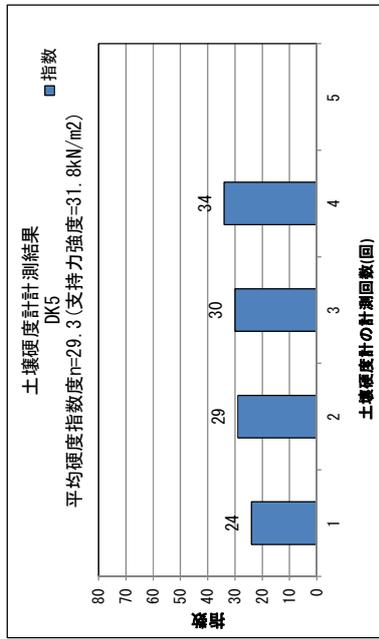
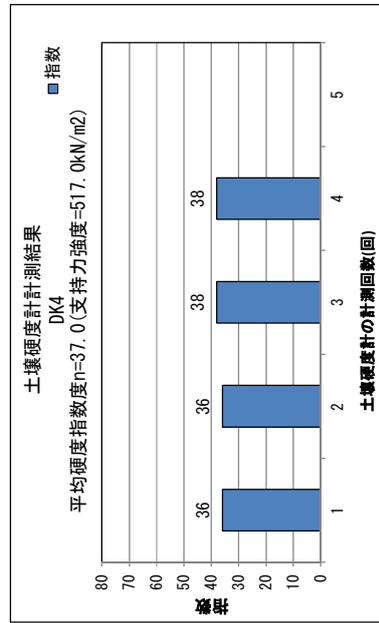
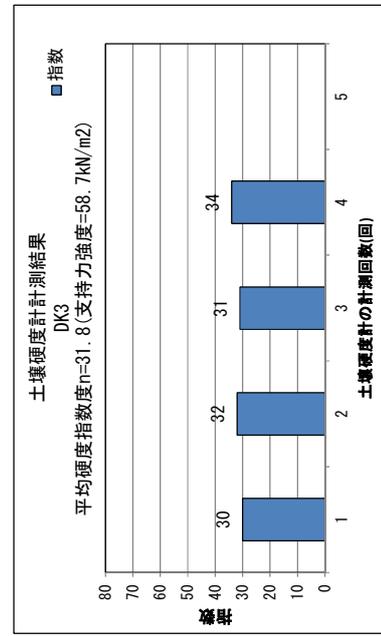
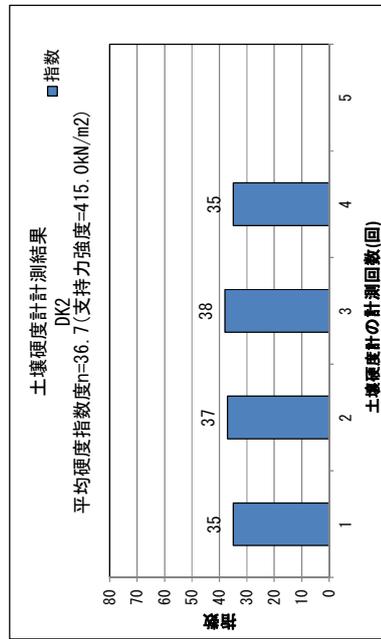
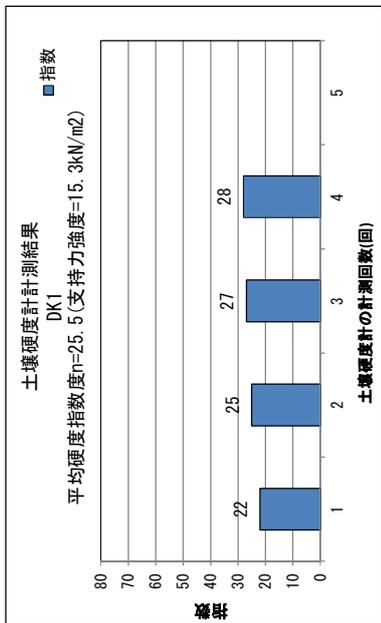


図 5-6-2. 切土対象層における土壤硬度計測定結果

(2) リッパビリティの評価

今回の調査では地山弾性波速度を測定していないため、目視によるリッパビリティの概略判定を行う。

表 5-6-2 に目視によるリッパビリティの判断の目安、及び調査地の岩盤についての判定結果を示す。

表 5-6-2. リッパビリティの判断の目安

岩種の特徴	テスト	判定
○亀裂、節理はよく密着し、それらの面に沿って風化の跡の見られないもの	テストハンマで強打しても割れない。	リッパ不可能。 発破によらなければならない。
○岩種はかなり堅硬であっても風化作用のため多少軟化した傾向が見られる。 ○1～2mmの空隙を有するかなり大目の節理あるいは亀裂が発達している。	ハンマによって軽打すれば節理あるいは亀裂に沿って剥脱する。	リッパ可能な場合もある。 ふかし発破作用ならば可能。
○風化作用を受けて変質し、黄褐色ないし褐色を呈し、岩種は著しく軟質のもの。 ○岩盤に大きな開口亀裂あるいは節理が発達し、そのため岩盤は各個の岩塊に分離している。 ○樹木の毛根が岩盤の節理あるいは亀裂面に侵入しているのがみられるようなもの。	だれがみても風化岩とみえるもの 亀裂面に樹木の毛根がみられるようなもの。	リッパ可能

← Fsc-f (弱～未風化)
Rg

← Fsc-W2 (強風化)
Fsc-W1 (風化)

出典：道路土工 切土工・斜面安定工指針，p. 496

Fsc 層は、リッパ掘削が可能である。

切土区間では Fsc 層の分布がほぼ占めると考えられるが、切土最下部で Rg 層が分布する可能性もある。Rg 層は割れ目が発達している場合にはリッパ掘削が可能であるが、割れ目の少ない塊状岩盤になると、岩質が硬いためリッパ等の機械掘削は困難となる。

(3) 地山の地下水について

今回ボーリング調査では地山の地下水位を直接確認する試験は実施しておらず、断面図の想定地下水位はボーリング掘削時の孔内水位観測より推定したものである。

今回想定した地下水位はボーリングでの最終確認水位を元にしており、実際の地山の地下水位はこれより低い可能性がある。

(4) 盛土区間における留意事項

盛土区間の谷部には、N 値=1 の軟弱な谷埋めの崖錐性堆積物層 (dt2) が分布し、湧水の浸み出しによって周辺は湿地状となっている。したがって盛土構造物を設計・施工の際には、基礎地盤処理とともに湧水処理が必要となる。

(5) 切土発生土の盛土材への使用について

調査地では切土区間に礫岩が分布しており、盛土区間における盛土材料としては切土で発生した礫岩の転用が考えられる。切土で発生した礫岩を岩塊状のまま使用した場合には、盛土完了後、時間の経過とともに細粒化する可能性があり、盛土の圧縮沈下の原因になることが考えられる。

従って、切土発生材の切土を盛土材に使用する際には、あらかじめ小割等を行って細かくしておき、施工後の圧縮沈下を低減する必要がある。

(6) 盛土(B)の礫径について

橋梁が計画されている現況盛土(B)において、盛土材に片麻岩の岩塊が用いられていることがボーリングで判明している。橋梁基礎の選定に際しては、礫径が重要な要素になることから、岩塊（玉石）径についての考察を行う。

B-1のボーリングによれば、B層中に ϕ 数cm～20cm程の硬質な片麻岩礫が確認されている。礫径が大きくなると、経験的にボーリングの礫径よりも現地盤の礫径のほうが大きくなるとされており、約3倍になるともいわれている。したがって、 ϕ 数cm～ ϕ 60cm程度までの岩塊（玉石）が分布している可能性があるので、設計・施工の際には事前の検討が必要である。

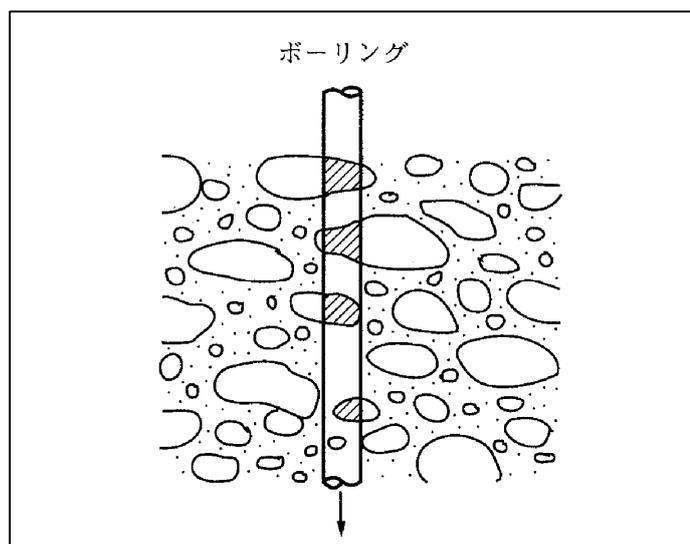


図 5-6-3. ボーリングの礫掘削のイメージ

(7) 基礎形式の適用性

表 5-6-3 に橋梁区間における基礎形式の適用性判定結果を示す。同表によれば、深礎基礎、場所打ち杭（オールケーシング工法）が候補として挙げられる。

ただし、ここでは地盤条件についての概略の適用性を評価したものであり、実際の基礎形式の選定にあたっては、地盤条件の他に、荷重規模や経済性、施工性、環境影響等を総合的に検討する必要がある。

