

技術報告

軟弱地盤調査と設計・施工とのかかわり

佐々木 俊 吉

1. ま え が き

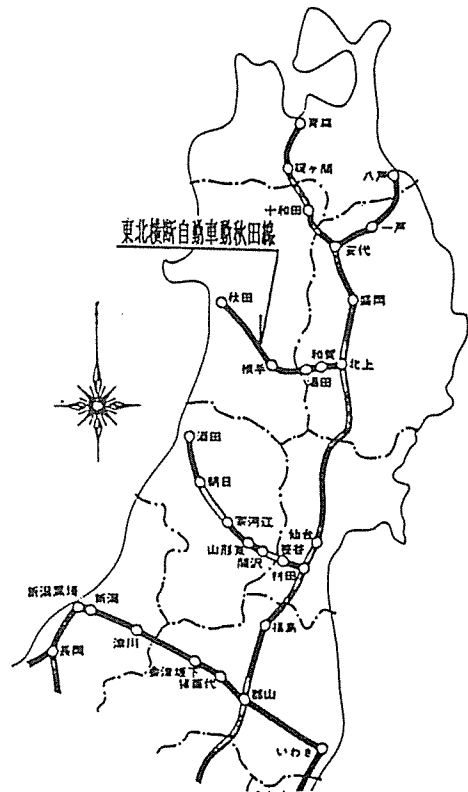
東北横断自動車道東和秋田線工事は、平成3年夏に予定されている横手・秋田間の開通を目指して、鋭意、建設工事が進められている。とりわけ、開通時期のキーポイントとされているのが横手～大曲間の横手盆地中央部の泥炭層から成る軟弱地盤工区である。

既に日本道路公団においては北海道石狩泥炭地をはじめとする全国の軟弱地盤で高速道路の建設を手掛けてきた実績と理論を持っている。しかしながら、地盤条件はその地域特有のものがあり、事前に行われる土質調査等で得られる情報は、設計の過程で多くの単純化や検討区間のまるめが行われることから、その結果として設計時の予測と施工時の現象が一致しない場合が多々起こり得ることだと考えられる。

ここに、横手～大曲間軟弱地盤土質調査の段階から設計・施工と進められていく過程で、土質調査の情報がどのように反映されていくのかについて紹介してみたい。

2. 調査・設計・施工にかかわる調査の位置づけ

横手～大曲間で行われた調査・設計・施工の流れを図-1に示す。事前調査は、一般



的に行われている調査と同じである。

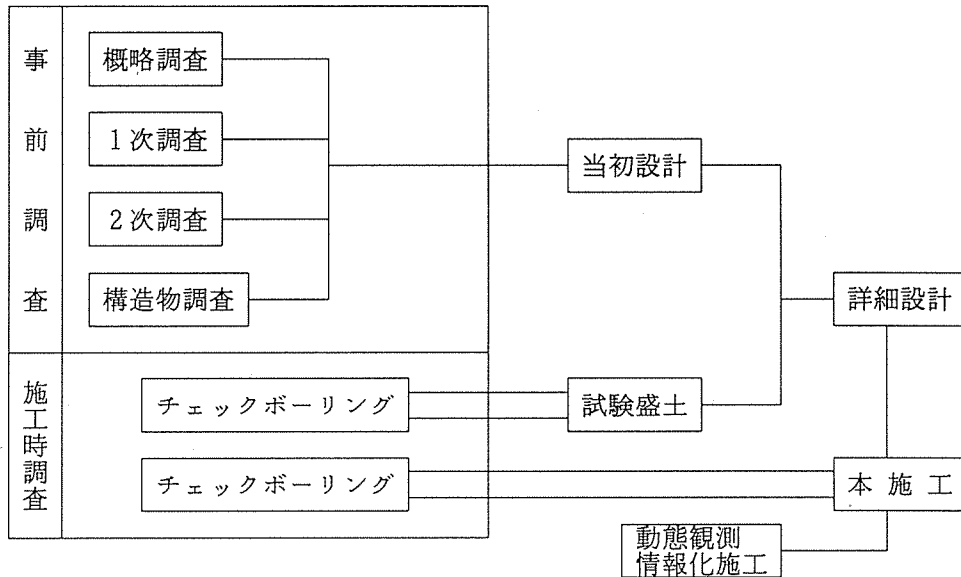


図-1 設計・施工段階と調査のかかわり

試験盛土（2工区延長770m）は、当地域における軟弱層区間で、高盛土の前例がないため、地域特性を把握する必要性から実施されたものであり、その目的の概要は以下のとおりである。

- ・盛土の安定度及び工法のチェック
- ・基礎地盤の沈下挙動の把握
- ・暫定2車線と完成4車線盛土の沈下形状の把握
- ・サンドドレーンによる強度増加・沈下促進効果のチェック

試験盛土を含めた施工段階のチェックボーリングは、施工の効果判定の意味合いをもってサイクルチェックの枠組みのなかに組み込まれ、動態観測とともに即決的判断を求められる重要な調査に位置づけられる。

3. 横手～大曲間軟弱地盤の土性

当地域の軟弱地盤の土性を表-1に示す。

表-1 横手～大曲間軟弱地盤の概略土性

時代	記号	地質	自然含水比	層厚	記事	柱状図
第四紀 沖積世	A _p	腐植土	500～800%	2.0～5.0m	高含水比の繊維質な腐植土、木片草根を多量に混入する。	
	A _{pc}	有機質粘性土	100～200%	1.5～4.0m	腐植物混りの軟弱な粘性土、上層と下層の中間的な性格	
	A _c	粘性土	50～80%	2.0～5.0m	軟弱層の最下位に分布し、粘性の強い凝灰質粘土	
	A _g	砂礫	被圧水	—	凝灰石、泥岩、安山岩の2～30mm程度の円礫、亜円礫が主体	

(1) 腐植土層 (A_p)

全体に繊維質な未分解腐植土で、木片草根を多量に混入する。下部に従い分解が進み粘土分が多くなる。含水量は高く、色調は茶褐色から黒褐色へと変化している。

(2) 有機質粘性土層 (A_{pc})

本層は腐植土層 (A_p) と下位に分布する粘性土 (A_c) の中間的な性格を有しており、色調は黒褐色～茶褐色～灰褐色へと変化している。実際問題としてA_pとA_{pc}層の境界の線引きはむづかしい。

(3) 粘性土層 (A_c)

軟弱層の最下位に分布し、深さが増すにつれてシルト分・砂分含有量が多くなる。全体に粘性の強い凝灰質粘土で、乳灰色～淡青灰色を呈する。

(4) 砂礫層 (A_g)

本層は、粘性土層 (A_c) 直下に分布する砂礫層でφ 2～30m/mの円～亜円礫が主体でマトリックスは中～粗砂である。本層中の地下水は最大GL+1.5mの被圧地下水である。

4. 設計土質定数

事前調査における土性値を図-2～図-5に示す。

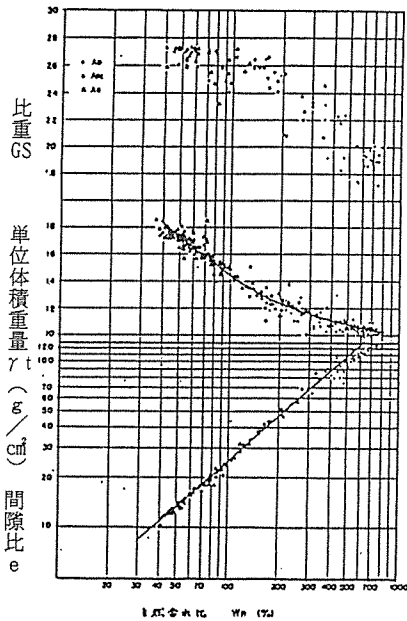


図-2 自然含水比 W_n と比重 G_s 、
単位体積重量 γ_t 間隙比 e の関係

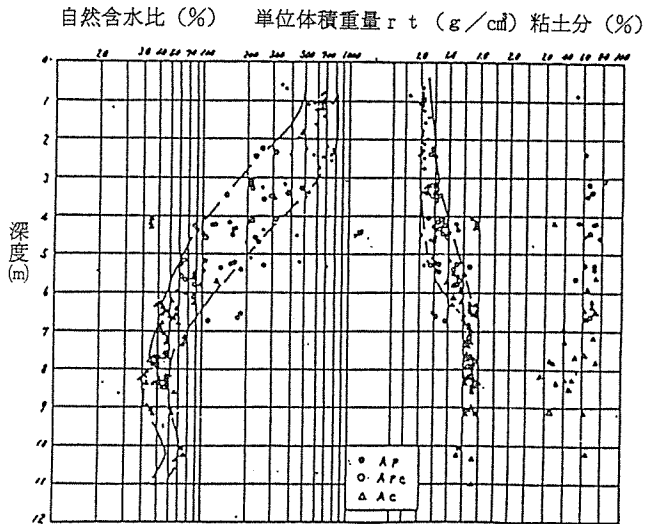


図-3 自然含水比 W_n 、
単位体積重量 γ_t 粘土分含有量と深度の関係

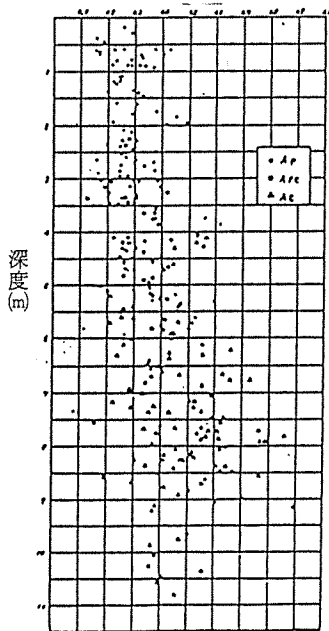


図-4 一軸圧縮強さの深度分布

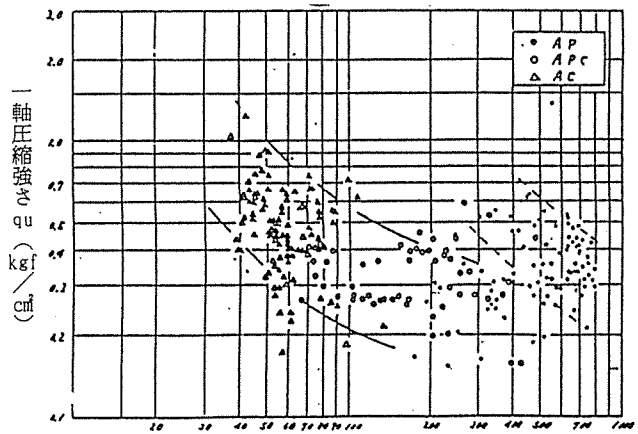


図-5 自然含水比 W_n と q_u の関係

このようにバラツキを示す土性値は、設計段階では、表-2～表-3のようにモデル化が行われる。

表-2 設計時検討断面のモデル化

地質区分	大区分	I	II		III	IV		V	
	小区分	I	II-1	II-2	III	IV-1	IV-2	V	
対象範囲 STA		94+80 ～ 98+00	98+00 ～ 115+00	115+00 ～ 126+00	126+00 ～ 133+00	133+00 ～ 146+00	146+00 ～ 153+00	153+00 ～ 154+80	
代表断面 STA		95+27	105+80	117+35	130+13	142+25	148+45	154+22	
土層	Ap	Wn	500%	600	600	500	700	700	500
		D	250cm	360	400	400	400	330	220
	Apc	Wn	100	200	200	100	100	100	200
		D	130	240	160	360	180	290	130
	Ac	Wn	80	70	60	70	60	50	70
		D	190	300	310	480	350	310	200
盛土高 (H=m)		5～10	3～7	4～7	4～8	4～7	4～7	5～6	

表-3 当初設計土質強度

土層	記号	設計 Co 粘着力 (tf/m ²)	強度増加率 m
腐植土	Ap	1.5	0.45
有機質粘性土	Apc	1.5	0.40
粘性土	Ac	3.0	0.35

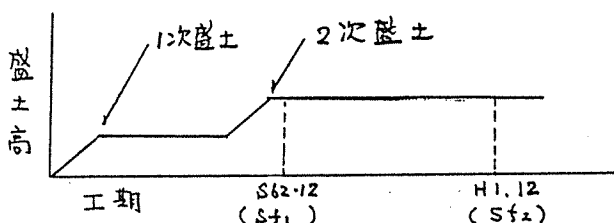
5. 予測値と実測値

5.1 沈下

当初設計において、 $e \sim \log P$ 曲線に基づき予測した沈下量 S_{cf} と試験盛土の動態観測から双曲線法により求めた沈下量 S_{f1} は表-4 のようになる。但し、試験盛土終了後も引き続き沈下計測が行なわれているのでそのデータから双曲線法により求めた S_{f2} も併記してある。

表-4 盛土センター上での沈下量の違い

地 区	大 戸 川			下 根 田				
	1	2	3	4	5	6	7	8
e~logp法 S _{cf}	cm 220.9	198.3	193.8	335.4	338.8	320.3	305.8	271.7
試験盛土 S _{f1}	105.8	86.1	117.2	217.5	188.8	201.3	219.6	207.8
継続観測 S _{f2}	150	135	132	—	—	—	230	218



S_{f1}/S_{cf} の値は0.5~0.76、 S_{f2}/S_{cf} は0.68~0.8であり、予測値と実測値（実測に基づく推定値）とはかなりの開きがある、これについては以下のような理由と考えられた。

- ① 予測値は、正規圧密状態と想定し、有効土地被り荷重 P_0 に対応する初期間隙比を e_0 としている。しかし、各層とも圧密降状荷重 P_c は、不確実さはあるものの、過圧密状態にあるために実測沈下量が小さい。
- ② A_p 層の沈下量比は全体沈下量の60~75%に相当するが、実際には A_p 層と A_{pc} 層の区別はつきにくく、土層境界判定に問題がある。
- ③ 試験盛土立上り後のデータが少なく、実測値 S_{f1} の精度に問題がある。
- ④ A_p 層の圧密機構がいわゆる「土」と異なった沈下特性を持つ。
- ⑤ サンプリングや試験時における乱れの影響。
- ⑥ 土質定数・地盤のモデル化等設定条件の誤差。

以上のうち、③の問題点は、継続観測 S_{f2} （盛土立上り後約2年）によって裏付けられた。

5.2 安 定

基礎地盤の安定度については、当初設計強度を用いた限界盛土高さは $H=4.0$ mである（これは試験盛土時の急速盛土ヤードでも実証され、ほぼ $H=4.2$ mでク

ラックが発生している) ことから、当初設計では押え盛土工法を採用している。

表-5 当初設計時の対策工(押え盛土)

計画盛土高 H (m)	地盤区分 測点 押え盛土高 h (m)	押え盛土幅 W (m)		
		I・V	II	III・IV
		94+80~98+00 153+00~154+80	98+00~126+00	126+00~153+00
4.1~5.0	h=1.0	側道幅	側道幅	側道幅
5.1~6.0	h=2.0	〃	6.0	7.0
6.1~7.0	h=2.0	4.5	8.5	10.0
7.1~8.0	h=2.5	6.0	10.5	11.5
8.1~9.0	h=3.0	7.5	12.5	13.5

$F_s = 1.1$ (盛土立上り時)

試験盛土TF-6工区(STA120+00)において、盛土高6.8m(押え盛土h=2.5m、W=10.0m)において、クラックが発生した。本工区は完成4車線盛土であり、同様な土質条件にあるTF-7工区(STA120+80)は2車線盛土のため押え盛土(押え盛土h=2.5m、W=15.4m)に余裕があり、クラックの発生は認められなかった。

表-5に示した押え盛土形状は確保されていたが、クラックが発生したことは、初期強度か増加強度に問題があったものと考えられる。

試験盛土に先だって実施されたチェックボーリングおよびクラック発生箇所のチェックボーリング等により、当初設計強度との比較を行ない表-6に示す結果を得た。

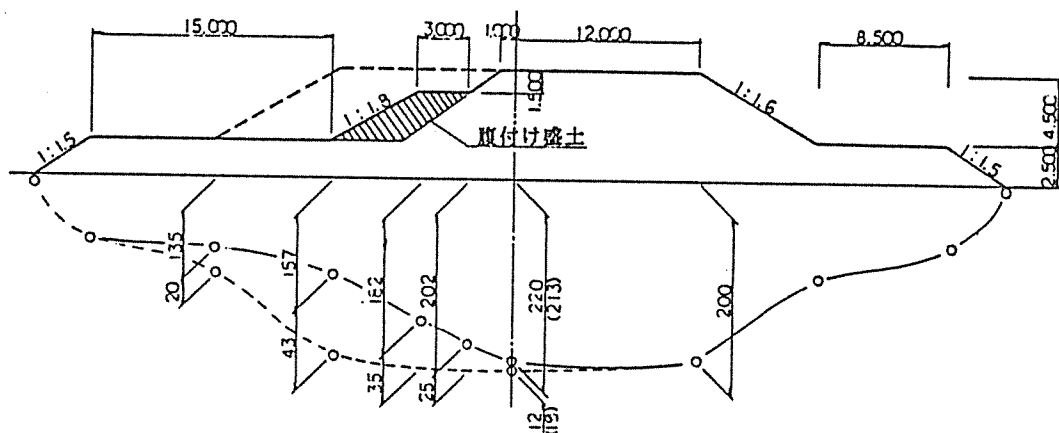
表-6 試験盛土によって得られた強度定数

土層	記号	設計 Co 粘着力 (tf/m ²)	強度増加率 m
腐植土	Ap	1.34	0.3
有機質粘性土	Ap c	1.19	0.2
粘性土	Ac	2.02	0.2

初期設計値との違いは、以下の理由と考えられる。

- ① 当初設計強度は平均的強度を採用しており、これより弱い強度部分の見落とし。
- ② 局部的に軟弱度の大きい弱層が存在した。
- ③ 過圧密状態にあるため、特に押え盛土部分下の強度増加が向上しなかった。
- ④ クラック発生前に集中豪雨が連続したことから、盛土内水位が上昇し、盛土の剪断強度が低下した。
- ⑤ 盛土のり尻先に大型の素掘り水路があり、地形条件が異なる。

一方、将来の完成4車線盛土による暫定2車線の引込み沈下量は12~20cmと予測されることから、盛土部分は完成4車線で行うことにしたため、押え盛土幅は、大部分がTF-6工区の形状とならざるを得なく、本施工では盛土高6m以上の部分についてはTF-8工区で効果のあったサンドドレーン工法を採用することにした。



※()内は腹付け盛土を行わない場合の推定値

図-6 2車線、4車線盛土および腹付け盛土による沈下横断形状図

6. 設計値のみなおし

試験盛土によって、沈下・安定に関しては当初設計のみなおしが必要と判断されたことから、詳細設計では次のようなみなおしが行われた。

表-7 沈下量の補正

項目	1次盛土	2次盛土
全沈下量(実測/理論)	0.66	0.67
盛土立上り時 S 0/Sf	0.55	0.75
盛土立上り後6ヶ月 S 6/Sf	0.90	0.90
舗装引渡し時24ヶ月 S24/Sf	—	0.95
供用開始時 36ヶ月 S36/Sf	—	0.97

安全対策工については、前述のようにH>6mの盛土箇所についてはサンドドレーン工法を併用するものとし、ドレーンの打設範囲は、設計地盤強度のみなおしにより、表-8、図-7に示す適用を行うこととした。

表-8 サンドドレーンの打設範囲

地盤区分	検討断面	一般盛土部 (H=PH)	プレロード部 (H=PH+2.0)
II-1	106+00	B	D
II-2	117+00	B	D
III	131+40	B	D
IV-1	138+00	A	C
IV-2	152+40	A	C
V	153+40	A	C

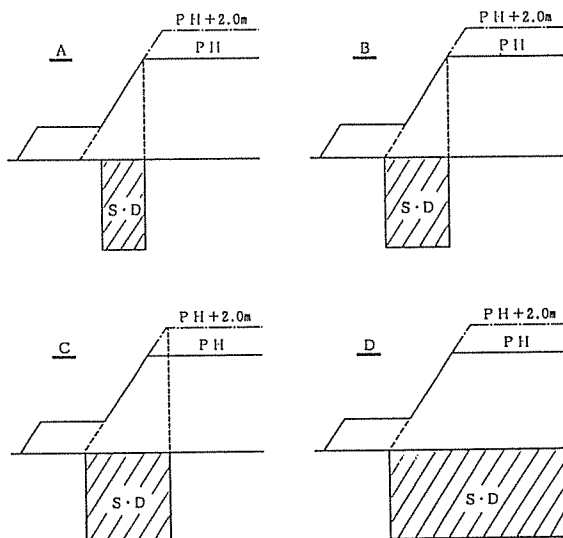


図-7 サンドドレーンの打設範囲

7. あとがき

横手～大曲間軟弱地盤については現在、プレロード部の構造物や一般盛土部の2次盛土が施工されており、今年末には舗装引渡しの予定となっている。設計値のみなおし（詳細設計）と本施工とのかかわりについては、結果をみて評価したいと考えているが、これまでの動態観測では、当初設計からの予測よりもみなおし設計値に沿って推移しているようである。

このように調査と実測の違いは現実として常に起こるわけである。通常、事前調査結果により設計がなされ、事前調査は工事完成までの過程の重要なワンステップである。施工中は動態観測にもとづく情報化施工により盛土施工を行うが、途中での設計変更は多大な時間と経費を要し、破壊させるよりましではあるが不経済となるケースが多い。

したがって、事前調査の重要性は、これが最適設計になるのか、過少あるいは過大となるかにかかっており、工事を大きく左右することになる。このため調査・試験結果のみで判断せず多地域のデータを加味した判断が重要となる。

動態観測と情報化施工とのかかわりについては機会があれば紹介したいと考えている。

終わりに、調査・設計・施工資料を土質調査のレベルアップのためと快く提供して戴いた日本道路公団仙台建設局横手工事事務所の関係諸氏に深甚なる敬意を表わす次第です。

（奥山ボーリング㈱）

