

道路建設に伴う中央構造線直上の断層破碎帯における 地すべりの機構と対策

佐藤修治¹・宮本 晃²・八木則男³・奥園誠之⁴

¹日本道路公団四国支社松山工事事務所長

²日本道路公団大阪建設局舞鶴工事事務所副所長

³正会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科

⁴正会員 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科

本論文では、道路建設に伴う中央構造線直上の断層破碎帯における2カ所の地すべり地の機構を調べ、対策工の検討を行った。その結果、中央構造線直上の断層破碎帯の粘性土は、近傍の地すべり地のすべり面の粘性土と比べてせん断強度が小さい上、残留強度への低下が著しいことがわかった。これが中央構造線直上の地すべりの対策を困難にしている理由の一つである。

Key Words : landslide, fault, fractured zone, shear strength

1. まえがき

四国の中央構造線に沿って高速道路の建設が行われている。高速道路の建設に際しては中央構造線上の工事は極力避け、また、大規模な地すべりの発生が懸念される地点は路線の僅かな変更を行うことによって影響を最小限にするよう努力が払われている。しかし、全てを避けることはできず、図-1に示したように中央構造線沿いに50箇所を越える地区で地すべり対策工が施工済み或いは予定されている。この50箇所を越える地すべり地の中でも中央構造線直上の大規模な断層破碎帯における地すべりは数えるほどしかない。

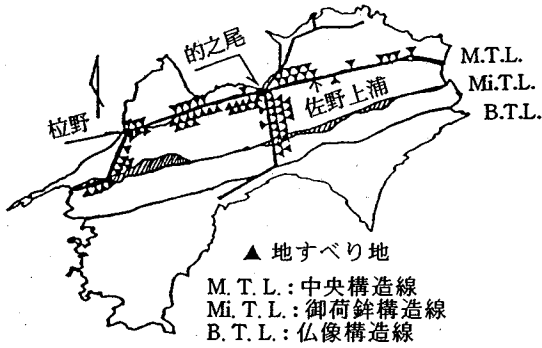
日本道路公団による道路建設工事の中で中央構造線の断層破碎帯に起因した難工事として有名なものの一つに地すべりに悩まされた的之尾トンネル工事がある。的之尾トンネルは道路公団が四国で初めて手がけたトンネルであるが、トンネル掘削に伴い中央構造線の断層破碎帯に起因した地すべりを誘発し、掘り換えを余儀なくされている。的之尾地区の地すべり以降、それを教訓として地すべり対策には十分な調査・検討が払われるようになった。その結果、地すべりに起因する問題は比較的少なく済んでいる。また、地すべりとは直接関係ないが、中央構造線の大断層に遭遇した法皇トンネルも的之尾トンネルの地すべり対策工事の際得られた中央構造線の断層破碎帯に関する工学的性質等の情報も参考にして無事に開通している。

愛媛県の伊予～大洲区間の粒野地区における橋梁およ

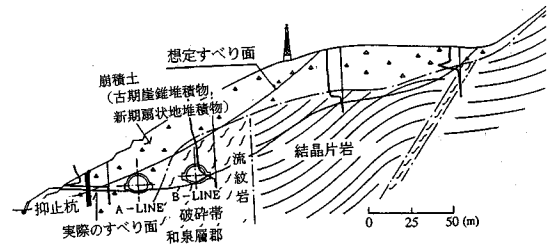
びトンネル工事で再び中央構造線の大規模な断層破碎帯に直面することとなった。粒野地区は的之尾地区と同様に中央構造線直上の大規模な断層破碎帯であると同時に地すべり地であり、また、重要構造物が建設されるということもあって入念な調査を行い、設計を行うこととした。

本報告では、まず、的之尾地区の地すべりの特性と対策工を簡単に紹介するとともに今回対象としている粒野地区の地すべりの特性を各種観測結果をもとに述べる。次いで、的之尾地区が難工事となった理由をすべり面粘性土の力学試験結果から検討し、また、粒野地区も含めて中央構造線の断層破碎帯における地すべり地のすべり面粘性土の強度特性を明らかにする。そして、それらの検討結果等も含めて粒野地区の地すべり対策工について検討する。

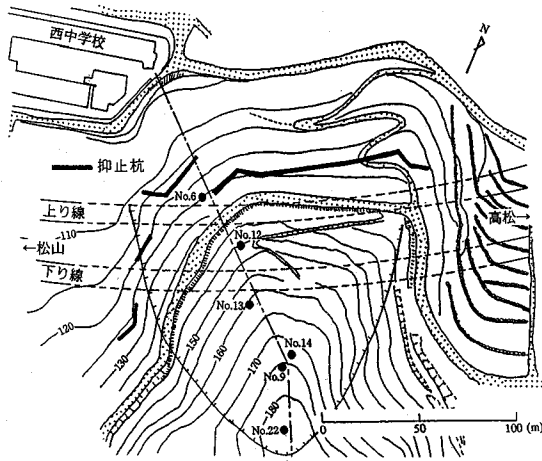
ところで、中央構造線は日本では第一級の活断層であり、過去数キロにも及ぶズレを生じており、その結果大規模な断層破碎帯が形成されている。中央構造線の断層破碎帯は度重なる断層運動により細粒化が進んでいる場合が多く、背後に四国山脈を控えていることもあり水の問題もつきものである。従って、建設工事に際して中央構造線の大規模な断層破碎帯は極力避けてきていたので、断層破碎帯に起因して発生する地すべりの土質力学的特性は殆ど調べられていないのが実状である。



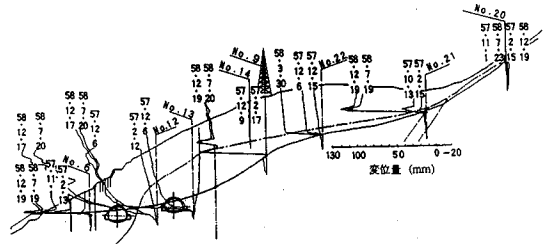
図一 高速道路建設に伴い対策施工済みもしくは対策予定箇所一覧



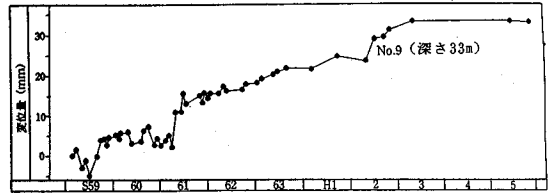
図一三 的之尾地すべり地の縦断面図



図一四 的之尾地すべり地の平面図



図一四 孔内傾斜計によるひずみの観測結果



図一五 対策工施工後の変位の観測結果

2. 中央構造線直上の地すべりの事例

(1) 的之尾地区

的之尾地区は愛媛県伊予三島市に位置している。平面図を図一に、縦断面図を図一三に示す。対象地周辺の基盤岩は三波川結晶片岩類と和泉層群よりなっている。トンネルは中央構造線の砕砕帯を通過しており、その上は古期崖錐堆積物と新期扇状地堆積物が覆っている。断層砕砕帯には白色粘土化した流紋岩岩脈が貫入している。また、縦断面図には当初想定したすべり面と孔内傾斜計により実際測定されたすべり面位置も示してある。

昭和55年4月よりトンネル掘削を始めたが、地すべり発生により11月には全面中止に追い込まれた。その後、押さえ盛土と排水ボーリングおよび図一三に示す抑止杭で地すべりを止めてトンネルの掘り換えを行っているが、僅か220mのトンネルの施工に3年4か月を費やす結果となり、工事費は地すべり対策工と動態観測も含めると30億円を越した。トンネル掘削と地すべり対策工の

詳細は参考文献に示されている^{1),2),3)}。

図一四に孔内傾斜計による地中変位の観測結果を示す。多いところでは10cmを越える変位が観測されている。なお、図示はしていないが、降雨量と移動速度との相関は非常に高い。

図一五に対策工施工後の動態観測結果を示す。10年で3cm足らずの地すべり性の変動が認められるが、平成2年以降は収束の傾向にある。これは変動がクリープ性のものであり、徐々に移動速度が小さくなっている結果であると思われる。なお、追加の対策工は行っていない。

図一六に昭和60年から行っているトンネルのクラック調査の結果を示す。1m²当たりのクラックの長さで示した平均密度(m/m²)でみると昭和60年度が0.20、平成元年度が0.41、平成2年度が0.93、平成3年度が1.37、平成4年度が1.38と平成元年から3年にかけて増加している。これには平成2年9月～10月の2.63mmの変位、10月～11月の2.01mmの変位が影響していると思われる。これらの変位は9月の台風による400mmを越える雨量に原因している。なお、平成元年までは累積変位量が2cm足らずとかなり大きい割にはクラック

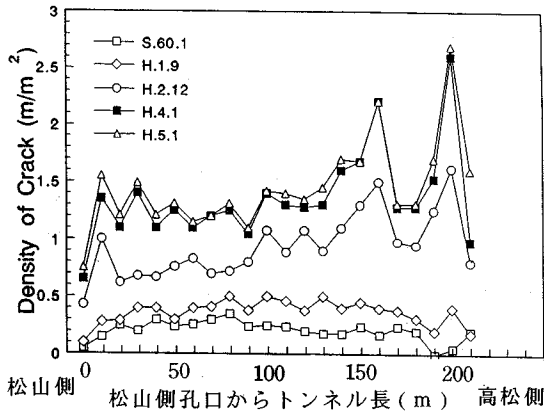


図-6 的之尾トンネルのライニングのクラックの密度

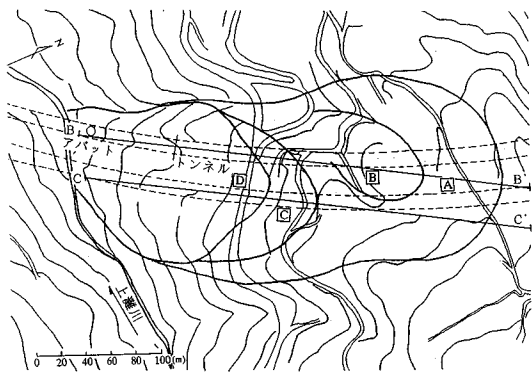


図-7 粒野地すべり地の平面図

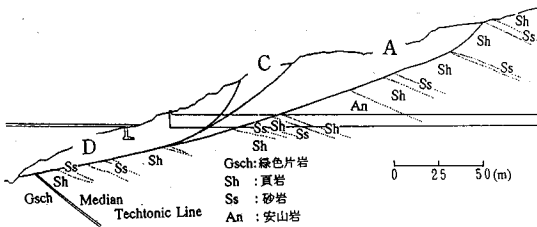


図-8 粒野地すべり地の縦断面図

の発生が少ない。これはトンネルの弾性変形が卓越していたからである。

(2) 粒野地区

粒野地区は愛媛県伊予郡に位置しており、愛媛県構造改善局の地すべり指定地内にある。図-7に平面図を、図-8にC-C縦断面図を示す。平面図に示されるように地すべりブロック内に橋梁のアバットとトンネルの設置が計画されている。地すべりブロックは現地踏査および空中写真判読によりA~Dに区分されている。B, C, Dブロックは明瞭な地すべり地形を呈しており、踏査および各種の観測の結果から現在滑动中の地すべりであ

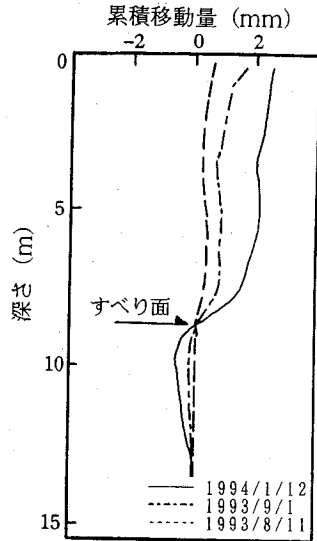


図-9 孔内傾斜計によるひずみの観測結果

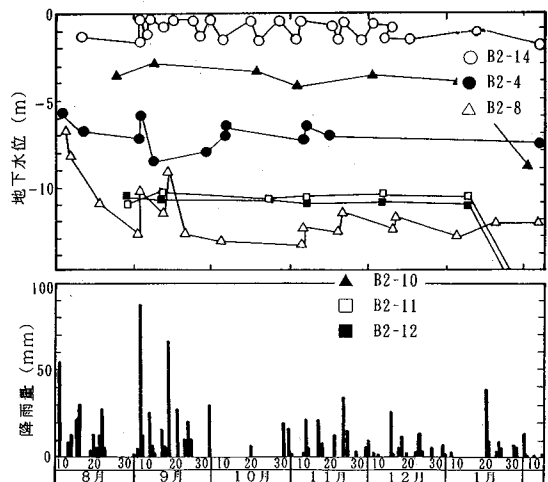


図-10 粒野地すべり地の地下水位の観測結果の一例

る。規模は全体では幅が150 m、長さが350 m、深さが最大で34 m程度である。

縦断面図に地質の概要を併記してある。斜面の大部分を構成する地質は中生代白亜紀の和泉層群の砂岩および頁岩からなっている。部分的には新生代に貫入した安山岩が分布している。そして、斜面末端部から大洲市側には三波川の緑色片岩が分布している。地層の走向は斜面裾部を流れる上灘川とほぼ同じ方向であり、傾斜は斜面に対して30°の受盤である。岩盤状況を見ると緑色片岩は比較的良好で、CM級岩盤が主体である。和泉層群は全体的に悪く、地表からGL-5 m前後までは風化作用により変色・軟質化し、GL-20~25 mまでは断層運動により破碎・脆弱化した岩盤となっている。

孔内傾斜計の観測結果の一例を図-9に示す。変位置

表一 地すべり地粘性土の各種物性

試料名	ボーリング ナンバー	G.L. (m)	WL (%)	WP (%)	I _p	G _s
粒野	B2-1	16.2-16.7	40.89	11.51	29.38	2.57
粒野	B2-2	07.5-08.0	35.99	11.51	24.48	2.58
粒野	B2-3	22.5-23.0	31.88	6.93	24.95	2.63
粒野	B2-4	18.5-19.0	40.94	13.69	27.25	2.68
粒野	B2-5	20.9-21.4	31.88	6.93	24.95	2.63
的之尾	B-2	01.5-02.0	39.47	15.29	24.18	2.68
的之尾	B-2	06.5-07.0	60.93	25.21	35.72	2.69
的之尾	B-2	12.5-13.0	31.19	12.05	19.14	2.73
的之尾	B-2	15.2-16.0	37.67	13.95	23.72	2.64
的之尾	B-3	6.55-07.0	27.37	13.54	13.83	2.64
佐野上浦	露頭	0	54.25	16.47	37.78	2.71
佐野上浦	露頭	0	30.14	10.22	19.92	2.72
佐野上浦	露頭	0	52.07	13.88	38.19	2.72
檜皮	B1-26	07.5-08.0	34.11	19.39	14.72	2.55
檜皮	B2-57	19.8-22.0	28.01	17.71	10.30	2.65
檜皮	B2-80	29.1-30.0	26.12	18.06	8.06	2.59
檜皮	B2-81	23.5-24.0	29.06	14.25	14.81	2.66
檜皮	B-3	34.6-36.0	40.21	19.05	21.16	2.57
檜皮	B-4	15.0-15.5	29.10	9.59	19.51	2.66
檜皮	B-5	18.5-20.0	25.79	14.48	11.31	2.68
檜皮	B-6	26.5-28.0	33.91	16.94	16.97	2.68
湯の谷	B1	06.8-08.0	24.67	19.75	4.92	2.67
湯の谷	B2-2	26.0-26.5	31.97	21.44	10.53	2.57
湯の谷	B3	27.5-28.4	24.66	14.94	9.72	2.63
湯の谷	B5	25.0-26.0	28.14	20.56	7.58	2.62
湯の谷	B6	07.0-08.0	19.84	17.20	2.64	2.53
湯の谷	B6	12.0-12.7	22.02	13.96	8.06	2.64
湯の谷	B8	23.5-24.1	20.70	13.18	7.52	2.60

は1~2 mm/月と僅かではあるが、累積傾向を示しており、地すべりによる移動であると思われる。

地下水位の観測結果のうち比較的降雨に良く反応しているもの(B2-4, 8, 14)を図-10に示す。また、降雨に伴う地下水位の変動はほとんど見られないが、水平ボーリング掘削時(1月)に5~9 mも地下水位の低下を示したもの(B2-10, 11, 12)も図-10に示してある。

地すべり地における地下水の挙動は複雑である。本地区でも水位観測孔は22孔あるが、そのうち11孔は降雨に殆ど反応せず一定である。しかし、降雨に地下水位が反応しないからといって排水ボーリングによる地下水排徐工が地すべり対策工として有効でないわけではない。実際、B2-10, 11, 12は降雨によって地下水位は反応しないが、水平ボーリング掘削時に地下水位が低下しており、近くを排水ボーリング孔が通れば地下水位の低下が可能であることを示している。しかし、地下水の挙動は複雑であるので、地下水排徐工を積極的に地すべりの抑止工に取り込む場合には、十分すぎるほどの水抜き工が必要であると思われる。

3. 中央構造線直上の断層破砕帯の粘性土の力学特性

中央構造線直上の断層破砕帯は構造線の度重なる断層運動と破砕帯特有の豊富な地下水により物理的・化学的風化が促進していると考えられる。このような断層破砕

帯で発生している地すべり地のすべり面の粘性土と断層破砕作用を受けていない地すべり地のすべり面の粘性土では強度特性等が異なることが予想される。そこで、中央構造線の断層破砕帯直上の粘性土の強度特性と、比較のために中央構造線付近の地すべり地の粘性土の強度特性を調べた。

(1) 試料, 物性

中央構造線直上の粘性土試料としては、的之尾地区および粒野地区の地すべり地のすべり面からのものと図-11に示す中央構造線直上の佐野上浦の破砕されたものを用いた。的之尾、粒野、佐野上浦とも大半が和泉層群起源の断層破砕された粘性土である。また、比較のために用いた試料は中央構造線近くの和泉層群で発生した地すべり地(湯ノ谷地区、檜皮地区)のものであり、大規模な断層運動履歴の影響は殆ど受けていないと思われる。

試料の物性の一覧を表一に示す。また、粒度分布を図-11に示す。的之尾、粒野、佐野上浦の試料の塑性指数は湯ノ谷地区、檜皮地区のそれと比べると若干高塑性であるが、何れの試料も基本的には低塑性であるといえる。

各粘性土に対して圧密非排水三軸圧縮試験とリングせん断試験を行い、せん断抵抗角を求めた。リングせん断試験機の詳細は参考文献に示す⁹⁾。供試体は420 μ の篩を通した試料を練り返し再圧密して作成した。なお、不かく乱試料でなく、練り返し再圧密試料を用いたのは、せん断試験に用いられるほどの十分な量の不かく乱試料を入手できなかったことと有効応力規準に基づく強度定数は不かく乱試料と練り返し再圧密試料とでほとんど違いが見られないことによる⁹⁾。三軸圧縮試験は軸変位速度0.044 mm/minで行った。また、リングせん断試験はリングのセンターで0.101 mm/minの速度で排水条件でせん断した。残留強度はリングが1回転した時点でのせん断強度とした。その時点ではせん断強度は一定値に収束している。

(2) せん断試験結果

図-12にピーク状態に対応する有効応力規準によるせん断抵抗角 ϕ' と塑性指数 I_p の関係を、図-13に残留状態に対応するせん断抵抗角 ϕ_r と塑性指数 I_p の関係を示す。比較のために中央構造線近くの和泉層群で発生した地すべり地(湯ノ谷地区、檜皮地区)の試験結果も示してある。なお、ピーク状態に対応する有効応力規準による見かけの粘着力 c' と残留状態での粘着力 c_r はいずれもゼロであった。また、有効応力規準による ϕ' と ϕ_r を求めたのは、地すべりの移動速度が小さく、すべり面はほぼ排水状態でせん断されると考えられるからであ

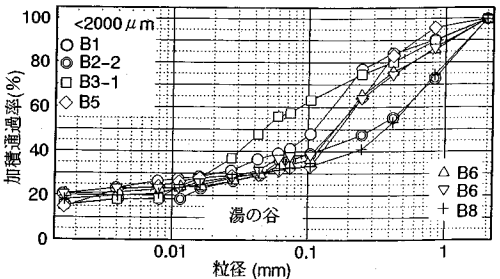
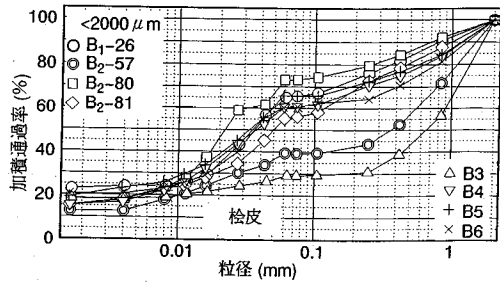
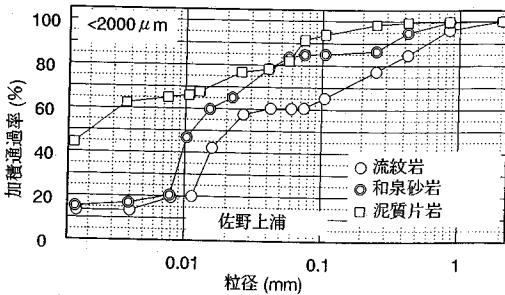
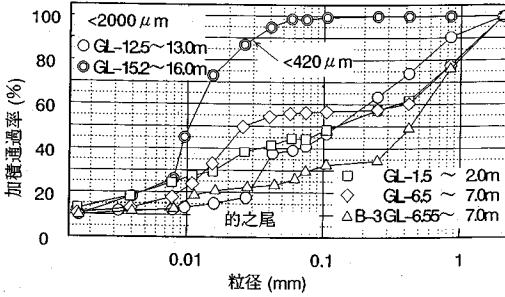
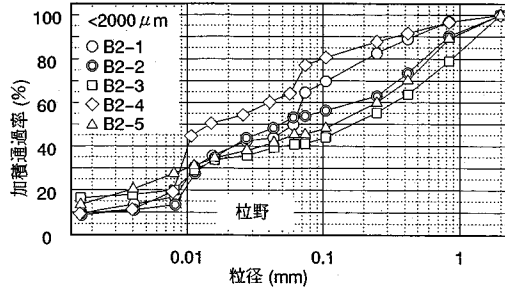


図-11 粒径加積曲線

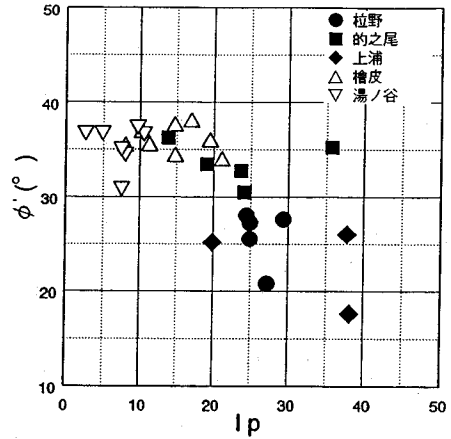


図-12 中央構造線直上の断層破砕帯の ϕ' と和泉層群の地すべり地の ϕ' の比較

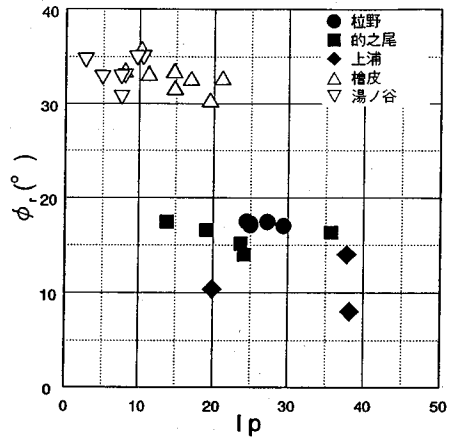


図-13 中央構造線直上の断層破砕帯の ϕ_r と和泉層群の地すべり地の ϕ_r の比較

る⁶⁾。

これから、中央構造線直上の断層破砕帯の粘性土のせん断抵抗角は和泉層群の地すべり地のそれと比べて ϕ' で 10° 近く、また、 ϕ_r では 20° 近くも小さいことが分かる。これには中央構造線の度重なる断層運動履歴による物理的な風化と豊富な地下水環境下で化学的風化が進んでいることが影響していると思われる。

ここで、強度特性からみた対策工のあり方について述べておく。

中央構造線直上の断層破砕帯におけるすべりと断層運動の影響が殆どないと思われる中央構造線近くの和泉層における地すべりではすべり面の粘性土の強度特性が異なることが明らかになった。すべり面の強度特性の違いは次の点で対策工に影響する。

a) 小さなせん断抵抗角 ϕ'

中央構造線直上の断層破砕帯の粘性土の ϕ' は 30° 前

後と小さい。せん断抵抗角が小さいので緩やかな勾配でしか切土できない。急角度ののり面を施工するためには膨大な対策工を必要とする。また、 ϕ' が小さければアンカー工の効果も小さい。これは地盤のせん断強度 τ が、 $\tau = c + \sigma \tan \phi$ (c : 粘着力, σ : 垂直応力) で表され、アンカーの緊張力による σ の増加が $\tan \phi$ に比例してせん断強度を増加させるからである。

b) ϕ' から ϕ_r への大きな低下

中央構造線直上の断層破砕帯粘性土のせん断抵抗角のもう一つの特徴として ϕ_r への低下量が非常に大きいということがあげられる。この場合の留意点は、のり面の変位を極力抑えるということである。すべりを起こすとすべり面の粘性土のせん断強度は低下し、ますます危険になる。的之尾地区でトンネルの掘り換えを余儀なくされたのは、残留状態で著しいせん断抵抗角の低下を示すすべり面粘性土の特性も影響していると思われる。

ϕ' が大きく、 ϕ_r への低下量も小さい湯ノ谷地区と檜皮地区は地すべり対策工の効果があがりやすい。実際、湯ノ谷地区はトンネル掘削に伴って数十 cm の変位が起こっているにも関わらず対策工の施工により地すべり性の変位は完全に止まっている。また、檜皮地区も地すべり性の変位はもともと数 cm と小さかったこともあるが、対策工で完全に変位は止まっている。

的之尾、粒野地区は ϕ' が小さく、 ϕ_r への低下量も非常に大きい。したがって、地すべり対策に多大な費用を必要とし、また、対策工によって完全に変位を止めることも難しいと思われる。実際、的之尾地区は対策工施工後 10 年近くに渡って地すべり性の移動が僅かではあるが継続している。粒野地区も地すべり対策には入念な調査・設計・施工が必要になると思われる。

4. X線回折による鉱物分析

中央構造線直上の断層破砕帯のすべり面粘性土のせん断抵抗角と道路工事に伴う中央構造線近くの和泉層の地すべり地のすべり面粘性土のそれとはかなり異なることが明らかになった。その理由を検討するために X 線回折による粘土鉱物の分析を行った。

試験は粉末法で行った。粉末試料はメノウの乳鉢を用いて作成した。X 線回折は、まず無処理の試料に対して行い、更に分析が必要と思われる試料に対しては 500°C 加熱処理とエチレングリコール処理を行った。

ここで、X 線回折の原理を簡単に説明しておく。鉱物が結晶質であれば、結晶内には原子が 3 次元配列しており、空間格子を作る。この格子面からの特性 X 線 ($\lambda = 1.543 \text{ \AA}$) の反射は原子面の間においてブラッグの条件 $n\lambda = 2d \sin \theta$ により反射 (2 次 X 線) されることにより反射角 θ から原子面間隔 d を求めることができる。

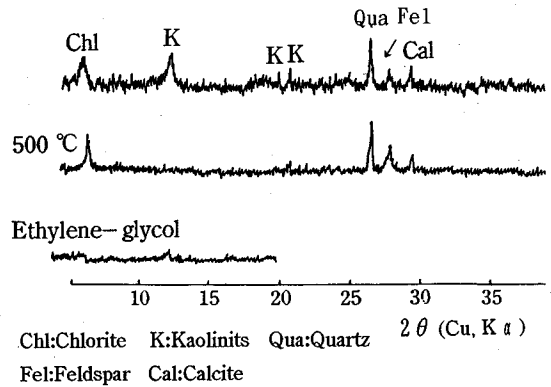


図-14 すべり面の土の X 線回折結果

表-2 中央構造線直上の断層破砕帯の土の粘土鉱物

	粘土鉱物	珪酸塩	酸化物
粒野	Chl, Ver	Fel	Qua, Chl
的之尾	Mus, Chl, Ver	Fel	Qua
佐野上浦	Mus	Fel	Qua
和泉	Chl, Mus, Bio	Fel	Qua, Chl

Chl: Chlorite Ver: Vermiculite(s)
Mus: Muscovite Qua: Quartz Cal: Calcite
Fel: Felspar Bio: Biotite

図-14 に粒野地区の試料に対する回折結果の一例を示す。14.7 Å にみられたピークが加熱処理により 13.6 Å にずれているので膨張性クロライトと考えられる⁷⁾。膨張性クロライトはクロライトと同様な構造を有しているが、スメクタイトと同様に膨張性を有している。膨張性クロライトが入っているとせん断抵抗角は小さい⁸⁾。

得られた分析結果を表-2 に併せて示す。中央構造線直上の断層破砕帯の粘性土に含まれる粘土鉱物はクロライト、パーミキュライト、ムスコバイト、カオリナイトである。なお、粒野地区のクロライトは膨張性を有している。また、中央構造線近くの和泉層の地すべり地の粘性土に含まれる粘土鉱物はムスコバイト、バイオタイト、クロライトである。何れも雲母族が卓越している。

粒野地区の粘性土の強度定数が小さいのは膨張性のクロライトによる影響も考えられる。しかし、的之尾地区と佐野上浦に関しては和泉層の地すべり地の粘土鉱物とあまり大きな違いは認められない。今後、粘土鉱物の含有量に対する分析を行う必要がある。実際、的之尾地区と粒野地区は典型的な地すべり地形を呈しており、断層運動と地すべり変位により多量の粘土鉱物がすべり面に生成されていることが考えられる。

5. 粒野地区の地すべり対策工⁹⁾

的之尾地区でトンネル掘り換えを余儀なくされたことや対策工後も僅かながら変状が継続している理由の一つ

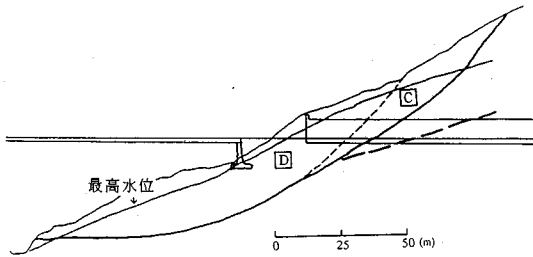


図-15 CブロックのB-B' lineの縦断面図

として、すべり面の粘性土が残留状態で著しいせん断抵抗角の低下を示すことがあげられる。

粒野地区も的之尾地区と似通った条件にある。即ち、①橋脚とトンネルといった重要構造物が建設されること、②中央構造線直上の断層破碎帯であること、③すべり面の粘性土の ϕ' が小さく、また、 ϕ_r への低下量が比較的大きいことである。

更に本地区は愛媛県構造改善局の地すべり指定地内にあるという条件も重なって十分な対策を施すことにした。

(1) 安定性の検討

安定解析は明瞭な地すべり地形を呈しているブロックのうち、路線に直接影響するCブロックを対象として、Cブロックの必要抑止力が最大となるB測線を検討対象として行った。図-15にB測線の縦断面図を示す。

安定解析に際してすべり面、強度定数、地下水位、安定率は次のように決めた。まず、すべり面はボーリング調査結果および孔内傾斜計の観測結果を基に想定した。すべり面の強度定数はCブロックのB測線を対象として現状安全率を $F_s=1.0$ として逆算法により算出し、 $c=2.0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi=30.7^\circ$ を得た。この時の間隙水圧は観測期間中の最高水位を用いている。逆算により得られた強度定数はせん断試験により求められた値よりも若干大きい。しかし、試験に用いた試料は礫分を除いており、実際のすべり面の ϕ は実験値より若干大きいと考えられること、すべり面の全てが粘土化しているとは限らないことなどから考えてはば妥当であると判断される。

計画安全率は人家、トンネル、橋梁、県道と重要構造物が存在し、また、すべり面の土が残留状態になるとかなり小さなせん断抵抗角を示すため $F_s=1.20$ とした。

(2) 対策工の検討

対策工の検討に際して、以下の理由により地下水排除工(集水井と排水ボーリング)による地下水位低下を積極的に安全率に取り入れることにした。即ち、本地すべり地は大規模な断層破碎帯であるので地下水が豊富であり、地すべり移動に影響が大であると考えられること、

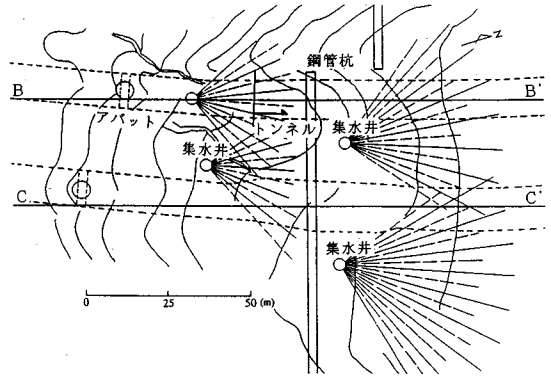


図-16 粒野地すべり地の対策工の概略

また、図-10に示したように対策用の水抜きボーリングにより地下水位の低下が期待できることおよび周辺の地すべり指定地においても地下水排除工が多用されているという理由による。抑制工としての地下水排除工により期待できる地下水位の低下は2mとした。これにより安全率は1.0から1.097に上昇する。

トンネル掘削による安全率の低下は日本道路公団設計要領第1集に示されている方法により求めた¹⁰⁾。その結果、トンネル掘削により安全率の低下は0.002と算定された。現状安全率を1.0として、地下水位の低下とトンネル掘削の影響を考慮すると安全率は1.095となる。計画安全率1.20に足らない部分は抑止工で対応することとした。結果的に求められた必要抑止力 P は198.0 tf/mである。

抑止工法としては鋼管杭工、深礎杭工、それとアンカー工が考えられる。アンカー工では、定着部が土砂状~粘土状である上、アンカー傾角と地層傾斜方向が同一であり定着岩盤としての不安が多い。また、深礎杭工では大口径の空洞を空けるため施工時の地山が不安定となることのほか、不動層の地質が悪く、大口径になるほど根入長(π/β)が長くなり工費が高む。鋼管杭工は経済的であること、橋台上方に杭を設置でき、保全対象を直接保護できること、施工後の景観に優れていること等の利点を有しており、総合的に検討して鋼管杭工を採用することとした。なお、杭工では施工後に若干の水平変位が発生するのは避けられない。

採用された鋼管杭工の諸元は次の通りである。

必要抑止力： $P=198.0 \text{ tf/m}$

鋼管： $\phi 500$ 、 $t=34$ 、SM 490 相当品

長さ： $L=24.6 \text{ m}$

打設間隔：1.0 m 間隔 (千鳥配置)

施工本数：124 本 ($\Sigma L=3050 \text{ m}$)

対策工の概要を図-16に示す。集水位3基と排水ボーリングならびに鋼管杭を図に示すように配置することと

した。なお、抑止杭の設置位置は地すべり土塊の中央部付近と通常の設置される位置より若干上側に配置しているが、これは杭より上流側と下流側の安定性を考慮したのと橋のアバットの保護を考慮したためである。

6. まとめ

道路建設に伴う中央構造線直上の断層破砕帯の地すべりの特性を各種観測結果と土質試験結果を基に検討した。そして、検討結果に基づいて日本で一級の断層破砕帯、地すべり指定地、重要構造物という3つの条件が重なり合った粒野地区の地すべり対策工を検討した。得られた結論は次のとおりである。

- 1) 的之尾地区のトンネル掘削が難工事となった理由の一つは、すべり面の粘性土のせん断抵抗角が残留状態で 15° 以上低下することにあると考えられる。
- 2) 中央構造線直上の断層破砕帯の粘性土のせん断抵抗角は、構造線近くの和泉層の地すべり地の粘性土のそれと比べてかなり小さい。特に、残留状態ではせん断抵抗角がかなり低下するので、対策工の施工に当たっては変位を極力抑えることが重要である。
- 3) 各種調査や観測の結果、粒野地区は的之尾地区と良く似た地すべりを起こすことが予想された。重要構造物が建設されることもあって、対策工の設計に際しては計画安全率を1.20とした。対策工としては本地区が断層破砕帯であり地下深部まで破砕されていることからアンカー工法を使わず、抑止杭工と地下水位低下工で対応することとした。
- 4) 地下水位低下工法による地下水位の低下を安定解析に積極的に取り入れることにより対策費の低減を計っている。これは本地区が断層破砕帯特有の地下水の豊富な所であるので十分合理的な対策工であると考えられるからである。

本研究を行うに際して、各種の実験は愛媛大学大学院博士前期課程修了生丸山圭氏(現応用地質(株))、石本明久氏(現山崎建設(株))に、また、鉙物分析結果の解釈は愛媛大学工学部助手横田公忠氏に協力いただいた。関係各位に感謝いたします。

なお、研究経費の一部は(財)砂防・地すべり技術センターの研究開発助成金の補助を受けた。記して感謝致します。

参考文献

- 1) 横山治郎, 久野富弘, 石原久: 中央構造線に沿う地帯を掘る 四国縦貫自動車道の之尾トンネル, トンネルと地下, 第14巻4号, pp.7-16, 1983.
- 2) 横山治郎, 久野富弘, 石原久: 中央構造線に沿う地帯を掘る 四国縦貫自動車道の之尾トンネル(その2), トンネルと地下, 第15巻7号, pp.15-21, 1984.
- 3) 久野富弘, 杉原利行: 中央構造線に沿うトンネルの地すべり対策について—四国縦貫自動車道の之尾トンネル—, 技術情報第75号, pp.77-88, 1984.
- 4) 矢田部龍一, 八木則男, 榎明潔: 破砕帯地すべり地粘性土のリングせん断特性, 土木学会論文集, 第436号/III-16, pp.93-101, 1991.
- 5) 矢田部龍一, 八木則男, 榎明潔: 乱さない地すべり粘性土のせん断特性, 地すべり, Vol. 26, No. 4, pp.3-9, 1990.
- 6) 有効応力よりみた地すべりのすべり層の粘性土の強度定数, 地すべり, 第28巻, 第2号, pp.20-26, 1991.
- 7) 下田右: 粘土鉙物研究法, 養賢堂, pp.199-203, 1985.
- 8) 八木則男, 矢田部龍一, 向谷光彦: ひずみ軟化の著しい土からなる初生型地すべりの挙動, 第13回日本自然災害学会学術講演会, pp.59-62, 1994.
- 9) (財) 高速道路技術センター: 高松建設局管内道路設計・施工検討(その4), 1994.
- 10) 日本道路公団編: 日本道路公団設計要領第1集, pp. 239-266, 1984.

(1995.8.14 受付)

THE MECHANICAL CHARACTERISTICS AND COUNTERMEASURES OF LANDSLIDES AT THE FRACTURED ZONE ON MEADIAN TECTONIC LINE

Shuji SATO, Akira MIYAMOTO, Norio YAGI and Masayuki OKUZONO

Many landslides have occurred at the fault zone near Meadian Tectonic Line by the construction of the expressway. MTL is the first class fault in Japan and have a big fractured zone. The mechanical characteristics and countermeasures of landslides occurred at the fractured zone on MTL were discussed. It was cleared that the angle of shear resistance ϕ' of clays at the fractured zone was relatively small, about $20^\circ \sim 35^\circ$, and the fall from ϕ' to ϕ_r was notable, about 15° . This small angle of shear resistance is one of the main causes that the countermeasure of landslide on MTL is generally difficult. The countermeasure of Kuino landslide on MTL was designed carefully.