2008（平成９）年５月27日

淀川水系流域整備に関する意見
― とくに天ケ瀬ダム再開発計画について

宇治防災を考える市民の会
代表　志岐常正

去る 21 日、宇治川整備に関する意見を差し上げましたところ、今後の審議で取り上げるとの御返答をいただき喜んでおります。

以下に、先の意見書ではほとんど触れなかった天ケ瀬ダムとその周辺の地盤や断層の問題について、補足をしたいと思います。検討をお願いいたします。

A：もともと立地、設計に問題があった。

建設当時の資料を見ると、たとえば弾性波速度が甚だ低いなど、もともとダム周辺の岩盤としては劣悪である。亀裂が多く、風化も受けている。

ダム本体中央部直下に幅数メートル以上の破砕帯を持つ断層がある。

左岸ではいわゆる六石山崩壊の跡に堤体をつけてある。

右岸の地層面、節理（割れ目）の走向、傾斜が斜面のそれに近く、いわゆる流れ盤をなす。その方向にアーチダムが、いわば割れ目を割るように力を加える形になっている。

支持基盤の砂岩岩盤を発電所建設のために大きく切り取っている。（既述）。

B：その後、地盤の問題が拡大

右岸のダム取り付け部のすぐ奥（上流側）の地盤には何らかの変状が生じている。おそらくは、風化の進行により、斜面の安定性が減少したものと思われる。（斜面を削るなどができるか？）。下流側では地層の剥離、滑落が生じており、さらに進むであろう。

左右岸側にすでにトンネルが何本も掘られている（既述）。

C:：堤体には劣化問題がないか？

右岸側、端から 10m ほどの天端部分に、黙視可能規模のずれが認められる。割れ目は、写真を撮るとダム堤体の下部にまであることがわかる。セメントは各所で浸出している。どう評価すべきか？

D:：A に関係するが、より広域的に見ると、黄檗断層が~~明星町~~三室戸系付近から~~東~~南東へ曲がり志津川に達しており、天ケ瀬ダム周辺にまで延びている可能性がある。この検討には砂礫層の分布の詳しい調査が有効である。節理の多さなど地盤の悪さ、崩壊の多発なども、この黄檗断層延長の観点から調査し直す必要がある。

以上のように、天ケ瀬ダム再開発問題を考える為に必要な資料は、今、甚だしく欠けています。まずこれらの検討なしには、放流量増大など再開発の計画、設計などは許されないと思います。流域委員会での今後の審議事項として頂くよう、お願いします。

なお、近畿整備局には、以上の問題に関連した、いくばくかの資料が有る筈と考えます。それらの公開、委員会への提供が求められるでありましょう。

淀川水系整備に関する意見　－とくに天ケ瀬ダム再開発計画について（2008/5/27）
添付資料

5月27日の委員会の際に意見を配布させていただきました。また、６月３日の委員会の参考資料に含めてくださるとのことで喜んでおります。

ところで、この「意見」の中の 地質の説明、”弾性波速度”、”ダム本体直下の断層”、”六石山崩壊”などに関する記述は、「天ケ瀬ダム地質調査、天瀬ダム管理事務所,1961」を見ていただかないとお分かり難いところがあるかも知れませんので、これを添付させていただきます。御参照ください。

なお、「意見」本文中に”既述”とありますのは、27日の参考資料中の「一般からの意見」1039志岐常正の意見中の記述のことであります。

志岐常正

天ケ瀬ダム

地質調査

天ケ瀬ダム管理支所

2 地　　質

1 調査経過

(1) 経過の概要

天ケ瀬ダムにおける地質関係の調査は、主に調査出張所が開設されて以来、他の諸調査と平行して実施され、35年度をもってその大部分を終了した。調査の内容は、ダムサイト，原石山およびその他の弾性波探査，試掘，ボーリング，弾性係数の測定，試験グラウトなどである。36年度以降は、岩盤剪断試験，原石山および上流架橋地点のボーリングなどが行なわれたにすぎない。

一方、調査出張所の開設以前においても、地建の手によって多少の調査が行なわれている。また六石山崩壊については、別途に弾性波探査などが行なわれた。

以上の調査工事のほか、より安全なダムを建設するために、多くの方々に機会あるごとに調査判定を依頼し、調査方針，工事計画などに対する貴重な意見を得た。そのうち、主に地質に関するものを表－1に示す。

表－1　調査工事以外の地質調査

調査年月日	調　査　者（敬称略）	調　査　対　象	成　　果　　品
30.12.10～12	松下進京大教授	ダムサイトおよび貯水池地域	宇治川天ケ瀬ダム湛水区域地質調査報告 1/5,000貯水池地域地質図 1/1,000ダムサイト地質図
31. 3.28	〃　〃	原石山	宇治川天ケ瀬ダム建設用骨材調査報告
31. 6.20～22	芥川真知　土研主任研究員	原石山，ダムサイト付近および資料	天ケ瀬ダムサイト採石候補地点踏査報告
32. 3.10	高田昭　建設専門委員	ダムサイトおよび資料	天ケ瀬ダム地点地質調査報告書
32. 3.19	松下進京大教授	ダムサイトおよび資料	天ケ瀬ダム地質構造調査報告
33. 3.27	芥川真知　土研主任研究員	ダムサイト	
33. 9. 2	〃　〃	〃	
33. 9. 6	高田昭	〃	天ケ瀬ダム地点地質調査報告書
	小野寺透　土研地質化学部長	〃	
34. 2.26	岡本隆一　土研研究員	〃	
34. 5.14～15	工藤慎一　〃	ダムサイトEd測定	
{34. 7.25～9.10 {34.12.7～30	{関陽太郎　埼玉大助教授 {高村啓助　〃　学生	ダムサイトおよびその付近	{1/5,000ダム付近地質図 {1/500　ダムサイト地質図
35.11.15	渡部景隆　東教大助教授	ダムサイト	
36. 3. 3	倉持文雄　東京都技師	ダムサイトおよび原石山	

(2) 調査経過

1. 出張所開設以前の調査

琵琶湖総合開発の構想は戦前から芽生えていたが、昭和22年、経済安定本部に河川総合開発協議会が設置され、琵琶湖では河水統制事業以後に残された問題を検討することになり、地建において22～24年に各種の調査を実施

した。その結果、23年10月、天ケ瀬に堤高75mの堰堤を作り、琵琶湖の湖面を調節して治水，利水，発電を行う新宇治堰堤案を発表した[1]。その後更に検討を加えて、25年12月と26年5月に修正案を発表した。これは新宇治堰堤により琵琶湖の水面を＋0.3mから－1.3mに調節して琵琶湖および淀川の洪水を軽減すると共に、330t/sの水を使用して193,300 KWの電力を得、あわせて渇水年についても下流の水需用を確保しようとするものであった。

この計画に伴なって26、27両年度に各種調査が行なわれたが、地質についても10本159mのボーリングを標高40m以下の堤軸線および河床に、5箇所40mの横坑を堤軸線に沿う85m以下の山腹に施工した[2]。この結果、10m程度の掘削によりダムの築造は可能と判定された[3]。

2. 出張所開設以後の調査

30年度より35年度までに実施した地質関係の調査名を表－2に、調査箇所を図－1および図－2に示す。

ダムサイトの調査は図のA－A線を堤軸とする直線重力ダムを対象として、30年10月弾性波探査から始められ、12月には京大松下進教授がダムサイトおよび貯水池地域を踏査された。試掘横坑は31年1月より着手し、30年度は50mにとどまったが、31年度からは本格的に施工された。ボーリングは31年度から実施した。

32年度になると、調査の対象は従来の重力式に加えて薄肉アーチダムが考慮されることになり、位置もA－A線から50m程度上流として試掘および弾性波探査などを実施した。しかし調査の結果、上流位置でのアーチ案は右岸に問題があることが明らかとなり、かつ左岸も下流にくらべて良好とはいえないので廃案とし、かわって下流位置でのアーチを検討することになり、以後はこの案によって調査を進めた。

試掘横坑が32年度までに必要と思われる箇所の大部分を施工したのにくらべてボーリングはやや進捗がおそかったが、33年度から事務所の体制が整ったので直営で施工することとした。これによりボーリングの信頼性は著しく改善された。

地質調査の進行と共に、地質の積極的な改良についても検討することとし、33年度から試験グラウトを左岸山頂部および試掘横坑内で実施した。

一方、33年夏には仮設備の計画もかなり明確になったので、ケーブルクレーン走行路に対する試掘[4]（地形上から一部は竪坑とした）などを実施し、走向路に粘土化した砂岩が存在することを確認した。

岩盤弾性係数（E_R）の測定は33年度から実施した。E_Rはジャッキ法によるE_sのほか、弾性波速度によるE_dの測定も行なったが、後者はあまり良好な結果は得られなかった。またグラウト効果を弾性係数により判定するため、E_s測定箇所の一部を選んでグラウトを施工し、E_sの再測定を行なった。測定は34年から35年度末にわたって行なわれた。

以上のほか、一部の横坑から奥に向ってボーリングして山体内部を確認すると共に、ダブルパッカーを使用して透水試験を行なった。

---

1) これ以後、琵琶湖開発に関する案が日本発送電（後に関電が引き継ぐ）、滋賀県から数回にわたって発表された。これらは滋賀県案のあるものを除けば、既存発電所をなるべく生かし、天ケ瀬に高堰堤を作ることを考えていない。一方、経済安定本部資源調査会は、27年3月、地建案を更に発展させ、これに竪坑縮切を加えた案を発表した。

2) これらの横坑は出張所開設当時には崩壊または埋塞のためほとんど不明であったが、左岸道路下のものだけは残存していて、30年度の調査に利用出来た（GL－1坑）。

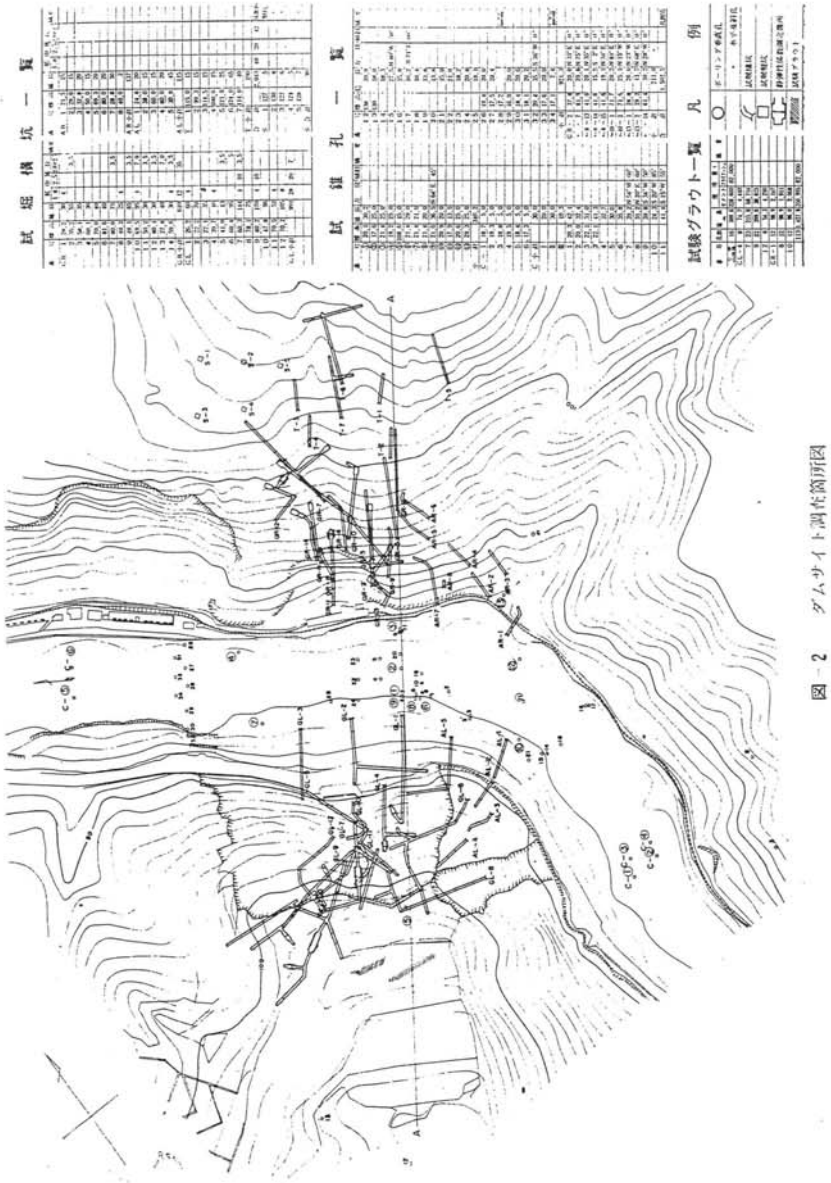
3) 河川局開発課発行「河川総合開発調査実績概要第1巻」による。

4) すでに標高100m付近に走向路のための横坑T－1～T－4があった。

表－2 年度別調査工事一覧表

年度	工事名	直・請	工事箇所	工期	工事内容
30	天ケ瀬堰堤予定地点 地質調査工事	請	ダムサイト	30.10.20 ～30.12.20	弾性波探査 1.190m
〃	天ケ瀬堰堤予定地点 試掘並骨材調査工事	〃	ダムサイトおよび宇治橋下流	30.12.23 ～31. 3.31	横坑 0m 骨材用河床坪掘3箇所
31	天ケ瀬堰堤予定地点 第1回試錐工事	〃	ダムサイト	31.10. 1 ～32. 2.28	ボーリング 220m
〃	天ケ瀬堰堤予定地点 試掘工事	〃	〃	31.11. 8 ～32. 3.31	横坑 305m
〃	喜撰山第1回骨材調査工事	直	原石山	31.12. 5 ～32. 3.31	坪掘
32	第2回弾性波式地質調査工事	請	ダムサイト上流側および付替道路トンネル	33.1 ～33.2	弾性波探査 1.600m
〃	仮締切仮設備基礎調査工事	直	ダムサイト上流右岸山腹	32.12.16 ～33. 2.21	ボーリング 70m その他
〃	天ケ瀬ダム調査 第2回試錐工事	請	ダムサイト		ボーリング 150m
〃	天ケ瀬堰堤予定地点 第2回試掘工事	〃	〃	32. 4. 2 ～33. 3.29	横坑 1.170m
〃	天ケ瀬堰堤予定地点 第3回試掘工事	〃	〃	32. 8.21 ～32.12.13	横坑 232m
〃	第2回喜撰山骨材調査工事	〃	原石山	32. 4.20 ～32. 6.20	横坑 120m
〃	第3回喜撰山骨材調査工事	〃	〃	～32. 9.10	横坑 50m
〃	天ケ瀬ダムサイト付近 第3回試錐工事	直	ダムサイト	～33. 3.31	ボーリング 100m
33	天ケ瀬ダムサイト付近 第4回試錐工事	〃	〃	33. 4 ～	ボーリング 450m
〃	天ケ瀬ダムサイト 第4回試掘工事	請	〃	33. 9. 3 ～34. 2.15	横坑 竪坑 30m 横坑切拡 40m
〃	天ケ瀬ダムサイト 第1回試験グラウト工事	直	ダムサイト左岸山頂	33.12 ～34. 3.31	グラウト孔 440m
〃	天ケ瀬ダムサイト 第2回試験グラウト工事	〃	〃	34. 2. 1 ～34. 3.31	グラウト孔 210m
〃	岩盤弾性係数測定工事	〃	ダムサイト横坑内		Es測定11箇所 その他
〃	第4回喜撰山骨材調査工事	請	原石山	33. 9.30 ～34. 3.25	横坑 竪坑
34	天ケ瀬ダムサイト附近 第5回試錐工事	直	ダムサイト附近および付替道路	34 ～	ボーリング 208m
〃	天ケ瀬ダムサイト 地質調査工事	〃	ダムサイト横坑内	34. 4. 1 ～34. 9.30	ボーリング 590m グラウト孔 480m その他
35	原石山等弾性波式 地質調査工事	請	原石山、付替道路	35. 6 ～35. 7	弾性波探査 1.522m
〃	付替道路等弾性波式 地質調査工事	〃	付替道路、2次プラント	35.12 ～36. 1	弾性波探査 1.270.5m
〃	地質調査工事	直	ダムサイト横坑内、付替道路	35. 4. 1 ～36. 3.31	ボーリング 821m グラウト孔 216m Es測定3箇所 その他
〃	試掘横坑切拡工事	請	ダムサイト横坑内	35. 7.27 ～35.10.31	横坑切拡 15箇所

注）工事内容欄の数量は設計数量であるから、必ずしも実際の数量とは一致しないものもある。



図－2　ダムサイト調査箇所図

36年度にはダム本体の掘削が開始されたので，ダムサイトにおける調査は弾性波速度によるグラウト効果の測定のみにとどまった。

ダムサイト右岸は地質は良好であるが，山腹に採石跡があって窪んでいるので，すでに一部には腹付けコンクリートの施工を予定していたが，スラスト方向に断層があることも考慮して安定計算を行なうこととし，これに必要な c,ϕ の値を岩盤の直接剪断試験によって求めた。

原石山については，30年にダムサイトの試掘と同時に宇治橋下流において川砂利の調査を行なったが，量的に不充分であったので，31年3月，原石山の調査を京大松下教授に依頼し，その結果，池ノ尾川をはさんで容槻山と向い合う地点の砂岩が最適と判明したので，31年度に坪掘りを主とした調査を直営で実施したが，手掘りであったため充分な結果が得られなかった。32年度には標高 180m 付近に横坑を2坑（計50m）請負により施工し，更に33年にはこれを延長するとともに，各標高に横坑を配置し，その延長は12坑約 460m となった。同時に一次プラントの位置にも横坑および竪坑を掘削した。

以上で原石山の状況はほぼ明らかとなったが，なお風化部の厚さなどについて不明な点があったので，36年にボーリングを実施した。その結果，予想以上に風化層が厚いことがわかったので，一応第二原石山候補地点を準備する意味で池ノ尾川の対岸に弾性波探査を実施した。この際土留堰堤を含めて探査を行なった。

その他の地域については，33年に原石山材料運搬道路が志津川を渡る地点のボーリングを行なったほか，付替道路の工事に伴なって，34年には第4工区のボーリングを，35年には第2，第3工区のボーリングと弾性波探査を実施した。

以上の調査とは別に，31年1月ダムサイト左岸尾根が崩壊した，いわゆる六石山崩壊があり，この復旧は京都工事事務所が府の委託を受けて施工したが，工事に先立って弾性波探査をダムサイトのそれと関連させて実施した。また京大佐々教授および高田昭氏の踏査があった。

2　地　　質

（1）　流域の地質

1.　琵琶湖を含む地域

琵琶湖を含めた広義の流域は，いわゆる丹波地帯[1]に属していて，古生層，花崗岩類および石英斑岩，中新統，鮮新一洪積層，洪積および沖積層からなっている（図－3）。

(a)　古生層

古生層はこの地域で最も広い面積を占めるもので，石灰岩の少ない山口相[2]を主体として流域周辺の山地（京都東南，比叡山および比良山地，近江盆地北東部，鈴鹿山脈など）を構成している。

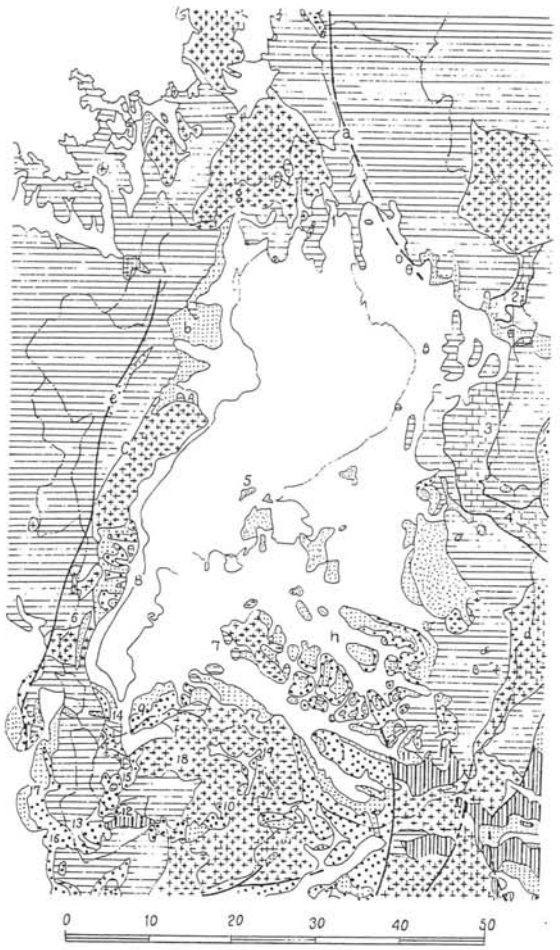
京都の東南，比叡山，比良山地などの古生層からなる山地は，その西に広がる古生層山地の一部であって，黒色の粘板岩を主とし，砂岩，灰色あるいは赤色のチャート，暗緑色または赤紫色の輝緑凝灰岩などを含み，ときに凸レンズ形をした石灰岩の岩体を夾在する。琵琶の東ではチャートおよび輝緑凝灰岩が著しく発達している。これらの地層の上に伊吹山の石灰岩が低角度の断層で押し被せている。また安曇川の谷に沿って花折断層が，北国街道に沿っては柳ケ瀬断層がある。琵琶湖北岸の伊香郡西浅井村塩津浜から北々西に向う谷や，その西にある南北方向の谷も断層に関係しているといわれる。

鈴鹿山脈は主として粘板岩およびチャートからなる地層で構成されているが，霊仙山から御池岳に至る間は，

---

[1] 紀ノ川以北の地域は，以南の地域のような著しい地質の帯状排列はみられないが，それでも南から領家地帯，丹波地帯，舞鶴地帯，丹後但馬地帯に分けられている。

[2] 古生層には，石灰岩に富む秩吉相と，石灰岩の乏しい山口相とがある。



図—3 流 域 地 質 図

石灰岩または石灰岩を主とする地層が押し被せて山稜部を構成している。

御池岳より南では古生層を貫いた花崗岩が山稜部を構成している。鈴鹿山脈の西側（および東側）には顕著な断層が存在する。

以上のほか、琵琶湖東岸の三上山付近には花崗岩上のルーフペンダント[1]として古生層が分布している。

(b) 花崗岩および石英斑岩

花崗岩の多くは黒雲母花崗岩であって、前記鈴鹿山脈のほか、伊吹山北方、滋賀県高島郡、比良山地、比叡山付近および大戸川流域に分布している。

琵琶湖の沖の島付近から東方の鈴鹿山脈の西麓にかけて石英斑岩が分布する。岩質は、淡緑色でほとんど石英粗面岩に近いものからかなり粗粒のものまでまちまちである。

石英斑岩はまた古生層や花崗岩の中にもところどころに岩脈としてみられる。

(c) 中新層

鈴鹿山脈西麓の滋賀県甲賀郡土山町付近には、礫岩、砂岩、泥岩などからなる海成および半淡水成の地層があって、中期中新世のものとされているほか、京都府綴喜郡宇治田原町奥山田にも同時期の海成の地層がある。

(d) 鮮新—洪積層

琵琶湖西岸の滋賀郡堅田町を中心にした標高 300 m 以下の丘陵地および湖東の甲賀郡、蒲生郡には主に粘土層からなる鮮新世ないし洪積世の地層があって古琵琶湖層群と呼ばれる。この地層はしばしば亜炭層を夾むほか、植物化石、淡水貝化石をかなり豊富に産する。

湖東の古琵琶湖層群の一部は、栗太郡瀬田町や甲賀郡信楽町にも分布するほか、県境を越えて三重県伊賀盆地から奈良県山添郡まで広がる。

古琵琶湖層群とは別に大津市石山、宇治田原町郷之口、京都府久世郡城陽町青谷を経て宇治に達する地域には、砂礫を主とする地層があって大阪層群[2]の下部に対比されている。

このほか、琵琶湖北岸の塩津浜の谷やその西側の谷にも古琵琶湖層群に属すると思われる礫層が存在する。

(e) 洪積層および沖積層

前記古琵琶湖層群の分布地域には、多くの場合砂ないし砂礫を主体とする洪積世の地層があって、不整合に前者を被って分布する。また琵琶湖西岸の高島郡今津町付近の饗庭野には洪積層が広く分布する。

琵琶湖周縁には広範囲にわたって沖積層が発達している。しかし最近のボーリング結果から判断すると、その層厚はそれほど厚いものではなく、その下には厚い洪積層ないしはそれ以前の地層が横たわっているらしい。

2 淀川の流域

南郷洗堰から下流の淀川の流域内は、古生層および花崗岩が大部分の地域を占め、その上を既述の各地層が局部的に被覆している。

(a) 古生層

古生層は京都の東南に分布するものの一部で、南は領家帯の変成岩に移り変る。大戸川を除く各支川および宇治川は主として古生層の中を流れている。岩質はダムサイト付近を除けば粘板岩およびチャートを主とし、一部に砂岩を伴う。走向は NW—SE ないし WNW—ESE で、傾斜は大石と郷之口を結ぶ線の東側では北に急斜することが多い。化石は僅かに郷之口南方で二畳紀中期を示すものが得られたのみである。

---

1. roof pendant 迸入した花崗岩体の上に、薄く屋根のように取り残された被迸入岩の状態をいう。
2. 古琵琶湖層群とほぼ同時期の堆積物で、主に大阪府、兵庫県に分布する。

(b) 花崗岩

花崗岩は主として大戸川流域に分布している。岩質は粗粒の黒雲母花崗岩で、風化が進み、著しい禿赫地を形成して、大戸川が多量の砂を流し出す原因となっている。しかし、大神山（田ノ上山）や飯道山などには老杉が多く、ことに前者には相当の巨木もみられるから、現在の荒廃がかならずしも地質のみによるものとは考えられない。

荒廃の程度は信楽盆地以南ではやや低い。

この花崗岩体にはペグマタイトが迸入していて、そのなかから各種鉱物の美晶や稀元素鉱物を産することで有名である。

この花崗岩は南部では弱い片状構造をみることがあり、そのような部分は領家花崗岩に属しているものと思われるが、新期花崗岩との境界は明瞭でない。

石灰岩と花崗岩の接触変成作用により生じた石山寺の珪灰石は有名であるが、その他の所では、周囲の古生層に与える変成作用はあまり著しくない。

(c) 中新層

奥山田付近には、礫岩，砂岩，泥岩，凝灰岩からなる中新層（綴喜層群）が東西6km、南北1.6kmにわたって分布し、古生層を基底礫岩を介して被覆している。一般に南へ30°程度傾斜する。南縁は直線的で、古生層とは断層で接する所が多いが、アバットする所もある。植物化石および多量の海棲貝化石を含んでいる。

(d) 鮮新一洪積層および洪積層

信楽盆地には古琵琶湖層群の最下部と思われる砂および粘土層がある。厚さは数10mであるが、その粘土は信楽焼の原料として採掘されている。この地層を不整合に被って新しい洪積世の砂礫層が分布するが、盆地の西部では古琵琶湖層を欠いて砂礫層のみが厚く発達する。

一方、山地を距てて西側には既に述べたごとく大石から郷之口を経て宇治まで、相当厚い砂礫層を主体にした地層が分布する。この地層の分布区域は、現在の河川の流路とは無関係であるが周囲の古生層山地より幾分標高が低くなっていて、宇治川の旧流路を示すものと考えられる。クサリ礫を含むことは殆んどなく、また固結度も低く、比較的新しい外観を呈する。ただし、大石の約2km西にある外畑の宅地造成地にみられる礫層はよく締っており、位置的にも瀬田付近の古琵琶湖層の基底にあたるものと思われる。

（2） ダムサイト付近の地質

ダムサイト付近の地質を図－4に示す。古生層は粘板岩，砂岩を主とし、輝緑凝灰岩，チャートが爽在するほか、稀に石灰岩を伴う。走向はNW—SEで南へ傾斜する単斜構造をなす。

古生層を貫ぬいて玢岩の岩脈がみられる。またダムサイト付近その他には砂礫層がある。

粘板岩は黒色で層理の発達が著しく、千枚岩質のこともあるが、やや珪質でかなり硬いこともある。粘板岩中に、コブシ大～人頭大で凸レンズ形に引き伸ばされた砂岩礫を多数伴なうことがある。このような部分の岩石薄片を顕微鏡下で観察すると、鉱物粒が破砕されているのをみることがある。この種の粘板岩は田原川合流点とダムサイトの中間付近（付替道路第2工区付近）その他にみられる。一部にはアヂノールスレート[1]がある。

砂岩は青灰色中粒であるが、ときにやや粗粒となり、数cm以下の粘板岩の岩片を多量に含んでいわゆる硬砂岩となることもある。硬砂岩は、粘板岩岩片が次第に多くなって、側方または上下位の方向へ粘板岩に移化することがある。岩質は、かつて淀川の護岸などに石材として使用されていたもので、極めて堅硬であり、圧縮強度

[1] adinole slate 灰緑色ないし黄緑色で細粒の珪質岩で、京都西山で砥石材として採取され、鳴滝砥として知られているものはこれである。

図－4 ダムサイト付近地質図

は2,000kg/cm²以上に達するものがある（表　4　参照）。岩石自身には特に偏平に割れる傾向はない。地表付近では亀裂が発達することが多く、亀裂に沿って酸化鉄が付着している。

砂岩と粘板岩とは10cmあるいはそれ以下の薄い単層が交互に重なりあって互層をなす場合がある。大峰ダム下流の互層相中には、粘板岩が不規則に砂岩中に取り込まれた異常堆積がみられる。

輝緑凝灰岩は緑色のことが多いが暗赤色を呈することもあり緻密堅硬であるが、ときに気泡状の孔隙を多数有する部分のあることや、粘板岩と複雑にインターフィンガー[1]する場合がみられることなどから、その相当部分は熔岩と考えられる。層厚はかなり変化が著るしい。また側方に向ってチャートやときには砂岩に急速に移り変ることもあるらしい。輝緑凝灰岩は大峯ダムより下流にのみ分布し、田原川合流点を中心に層厚50m以上のものが4層ある。このうち最上位のものは西に向って尖滅[2]し、かわってその層準にはチャートと石灰岩のレンズが多くあらわれる。

チャートは厚さ数cm程度の薄層またはレンズ状層から層厚数10m以上に達すると思われるものまであり、層厚が極端に変化する場合が多い。輝緑凝灰岩中にあるものは淡緑色のことが多く、また層厚の大なる部分では赤色を呈することもあるが、一般には灰色ないし灰白色である。

石灰岩は褐色がかった灰色を呈し、数10cm程度の薄層またはレンズをなしているが、転石から判断すると大峯ダムの上流にはかなりの層厚を有するものがあるらしい。

チャートおよび石灰岩は輝緑凝灰岩とかなり密接な関連を示しており、ことに石灰岩は常に輝緑凝灰岩に伴なって産する。原石山と志津川部落の間では三者が薄く互層している。これらの現象はチャートや石灰岩の堆積が火成活動と関連していることを示すものである

玢岩岩脈は最も大きいもので厚さ30m、大多数は10m以下で、走向はまちまちであるが、N30°Eで西へ急傾斜するものが最も多く、比較的厚さの薄いものは古生層の走向に平行のことが多い。ただし後者の場合でも傾斜は地層のそれと一致しない。岩質は、かなり粗粒で緑色を呈し、閃緑岩に近いものが多いが、古生層に接する部分は、幅数10cmにわたって細粒となり、灰色で緻密な石基中に1～2mm程度の緑色斑晶が点在するものとなる。また柱状の角閃石を多量に含み、全体に黒色を呈するものもある。

古生層は種々の方向の断層に切られているが、東西性の断層と走向断層が著るしい。

前者は比較的大規模なもので、ダムサイトから上流に数100mの間隔で少なくとも3本の存在が確認されている。これらの走向傾斜は場所により多少の変化はあるが、N80°W～N80°E 50～80°Sである。いずれも数条の小断層の集合で、破砕帯の幅は10m前後のことが多い。ただし変位の量はあまり多くなく、ダムサイトのものについて玢岩岩脈の喰い違いから判断すれば約100mである。その他のものも同程度かまたはこれ以下と推定される。

走向断層は粘板岩の部分に多く見られる。ことに砂岩との境や粘板岩中に砂岩を多く伴なう部分に多い。変位は東西性断層より更に小さく、数m程度のものが多い。

一般に走向断層は東西性断層に切られることが多いが、その逆と考えられるものもあり、生成時期にあまり大きな相違はないようにみうけられる。断層はまた前記のように玢岩岩脈を切っているが、玢岩の細脈やこれに関係すると思われる石英脈が断層面に沿って入り込んでいることがある。

砂礫層は、ダムサイトから下流では分布が急に広くなり、その基底の標高も下流ほど低くなって、白川部落の

[1] inter finger 側方に隣合って分布する二つの地層の境が、両手の指を互に差込みあったような状態で接していることをいう。

[2] 地層の厚さが、側方に向って次第に薄くなり、遂には消滅する現象をいう。

西および志津川部落の北で、この地域で大阪層群とされている地層に続いているが、ダムサイトから上流では、宇治川沿いの河岸段丘らしい局部的な緩斜面（標高100～200m）および標高320m以下の山頂の小平坦面に断片的に分布するに過ぎない。砂礫層は、どの場所のものも古生層の岩石、とくにチャートの人頭大以下の礫を主としたもので、基底部には粘板岩の稜角を有する巨礫が入っていることがある。

これらの砂礫層のなかには段丘砂礫層が含まれていることは確実で、ことにダムサイトでは数段の段丘面らしい平坦面が観察されるが、岩相から大阪層群と区別することは不可能である。

（3）　ダムサイトの地質

1．地質

ダムサイトの地質を図－5および図－6に示す。

ダムサイトは、すでに述べたように砂岩層が宇治川と交差するところなので、両岸とも主に砂岩からなっているが、左岸のEL100m付近より上部、河床部および右岸の上流寄りの斜面などに粘板岩が分布している。これらの粘板岩は、左岸のものはGL－7（下流支坑の切羽付近），GL－9およびGL－12，右岸のものはGR－2，GR－3，GR－10（それぞれ切羽附近のみ），GR－5，GR－6およびAR－7（屈曲点付近）などの各横坑をにみられる。AR－1およびAR－7を除くAR各横坑では、粘板岩以外のものはみられない。河床のものは、No.①，No.Ⅲ，No.3，No.3′，No 6，No.14などのボーリング孔でみられる。砂岩のうち、粘板岩片を多量に含んで硬砂岩またはそれに近い岩質を示すものは、GR－2，GR－8，GR－9，GR－13，GR－14などでよく観察される。

これらの各岩相は単に層状に重なっているばかりでなく、砂岩は粘板岩に取り囲まれていることもあり、またすでに述べたように岩相が側方へ漸変することと相まって、全体的にはかなり複雑にインターフィンガーした形となっている。この最も著しいのは、右岸上流寄りの粘板岩と下流側の砂岩の間にみられる。ここでは、上流の沢がほとんど粘板岩のみからなっているのに、その走向方向の延長である右岸アバットからケーブルクレーン走行路にかけては、層厚20m前後の粘板岩がみられるだけである。両者の中間は後に述べるように、比較的厚い表土におおわれているので詳細な境界の形は不明であるが、少なくとも著しい断層は見当らない。

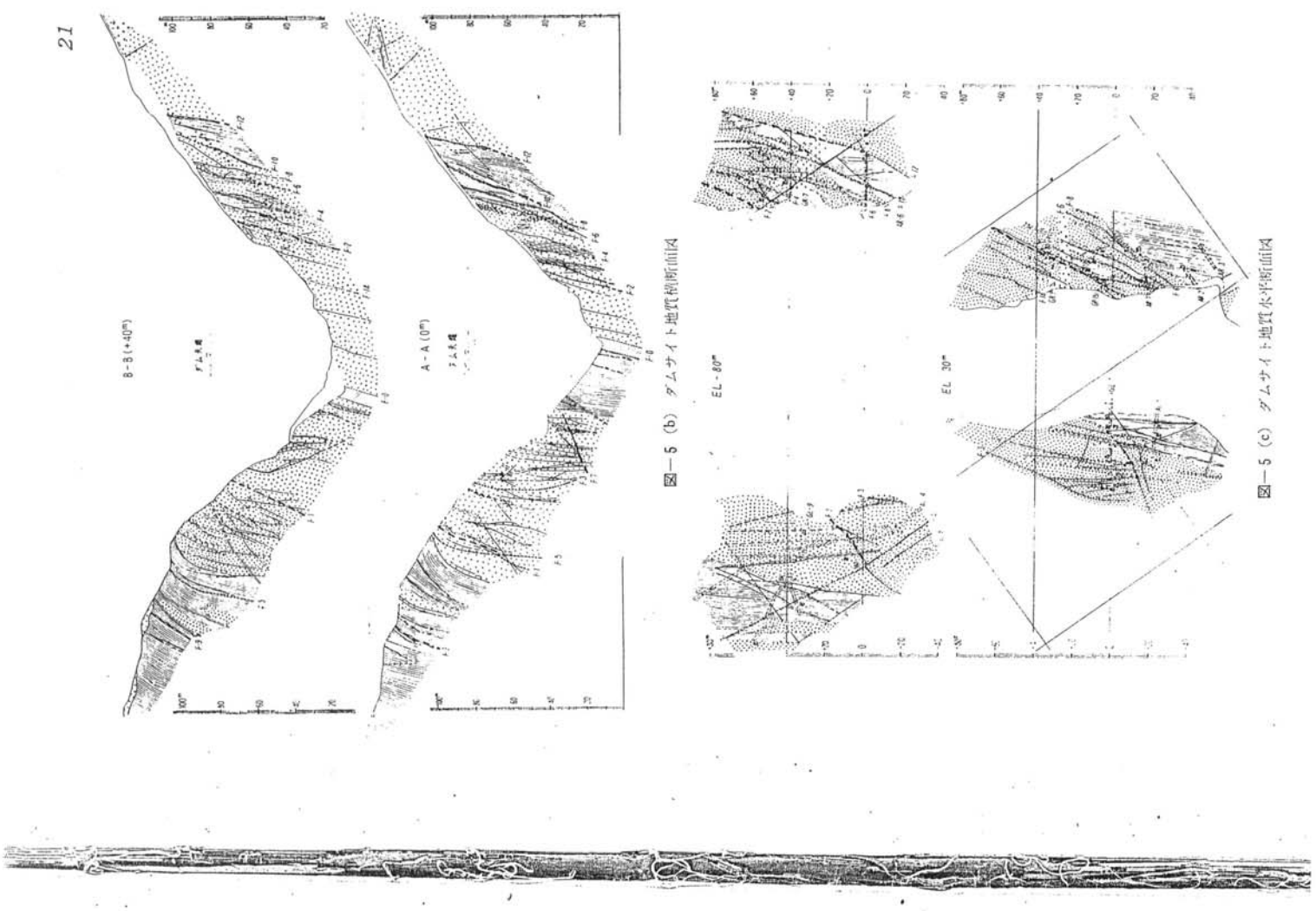
このような地層の相互関係の複雑さは次の点にも認められる。

古生層の走向傾斜は、褶折れにより生じた緩傾斜の部分を除けば、稀に北傾斜のことはあっても、おおむねN30～70°W 65～90°Sで、平均的にはN50°W80°Sと考えられる。一方、地層自身の延びの方向はN30～40°Wであり、走向とはかなり斜交している。この状況は、図－5（c）地質水平断面図にも明らかに示されている。ただし、この走向傾斜は、領家地帯の変成作用に伴なって生じた一種の片理とも考えられる。

古生層には以上のほか、チャートの薄層がGL－9および右岸上流の沢に、輝緑凝灰岩の極めて薄い層がGL－9に認められた。

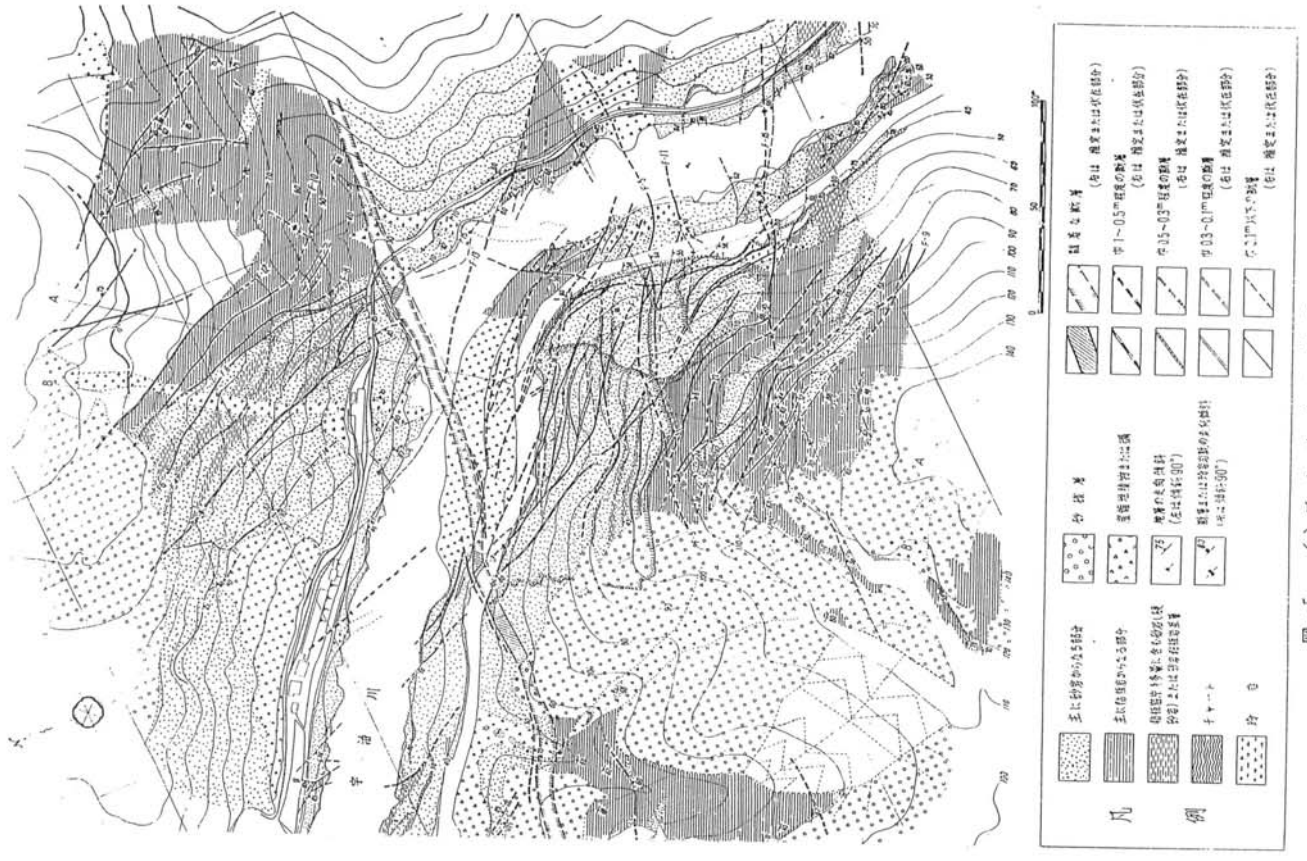
これらの古生層を横切って、幅約10mの玢岩の岩脈が、右岸の山頂付近から堤体を越えて河床に延び、断層（F－0）で切られて約100m上流の右岸に現われ、河床の断層（F－13）で切られながらも、上流仮締切の左岸アバット付近を通って旧府道の上方のEL70m付近まで達している。横坑内では、GR－9の下流支坑、GR－4およびGR－10や、GR－7およびGR－13から掘進したボーリング孔にみられ、特にGR－4は坑口以外はほとんど全部玢岩である。またケーブルクレーン走行路では、T－6およびT－7にみられる。この両坑は玢岩の状態を確認するために掘削されたものである。河床ではNo.8，No.22，No 23，No.24の各ボーリング孔のほか、上流仮締切のNo.15およびNo.18で観察された。

この岩脈からは幾つかの支脈が出ていて、そのうち2m程度の厚さを有するものの一つは、GR－2の坑口のすぐ下流でEL40mとEL50m付近にみられ、地表面とほぼ等しい走向傾斜を有していて、その延続はGR－3，

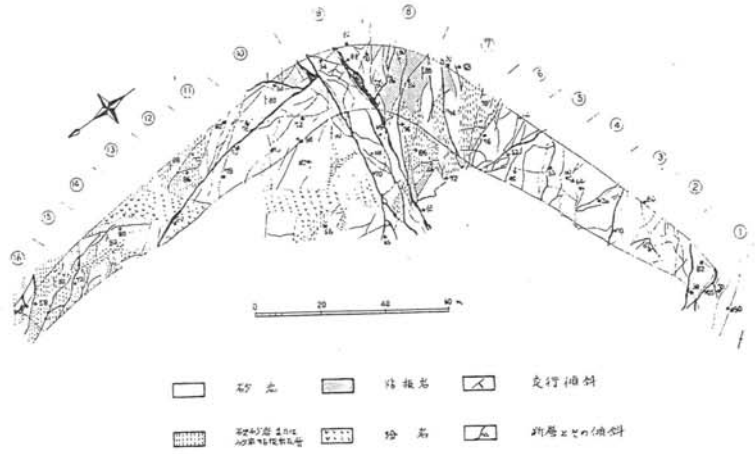


図－5 (b) ダムサイト地質横断面図

図－5 (c) ダムサイト地質水平断面図



図－5 (a) ダムサイト地質図



図—6　本体掘削面地質図

GR—10, GR—11で観察される。そのほか、堤体のすぐ上流の左岸側や下流仮締切の下流の右岸にも、1～2mの岩脈があり、後者は水叩きの中をF—0まで延びていることが掘削後判明した。

砂岩は緑色で粗粒のものが多いが、支脈では灰色細粒で砂岩に酷似し、境界がよく密着していることも手伝って、横坑内はもちろん、ときには掘削面でも区別の困難なことがあった。

岩盤には節理が比較的よく発達している。粘板岩では層理に直交するものが顕著にみられ、ときには数cm間隔に極めて規則的に発達していることもある。砂岩では粘板岩ほど発達してはいないが、2～3の異なる走向傾斜を有する数10cm間隔（ときにはもっと細かく）の節理が、岩盤を幾分偏平な岩塊に区切っていることがある。

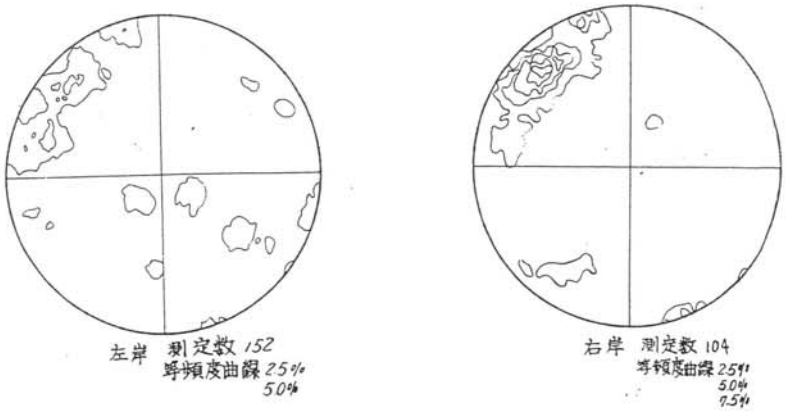
横坑内で測定したこれらの節理をシュミット網図に投影[1]したのち、これを頻度曲線になおしたものを図—7に示す。図で明らかなように、右岸では極の著るしい集中がN45°E72°Sにみられる。左岸では右岸と同様にN44°E72°Sに集中がみられるが、その程度は右岸ほど著るしくはなく、N17°E66°Eにも弱い集中があり、また水平に近い節理もかなりみられることを示している。N45°E72°Sは平均的走向傾斜と82°の角度で交わるもので、粘板岩によくみられる層理にほぼ直交する節理を示している。これは、右岸では粘板岩の分布が比較的広く、かつ砂岩も粘板岩片を多量に含んで、多少粘板岩に近い性質になっているところが多いことを示している。

砂岩には、主脈では50～100cmの間隔の方状節理が発達し、支脈ではあまり規則正しくはないが、10～20cm径の柱状節理がみられることがある。柱状節理の方向は岩脈の表面にほぼ垂直である。

断層は前にふれた東西性の断層（F—0）のほかに、走向断層などがかなり多数みられるが、いずれも幅1m以下で、分岐や交差したり局部的な断層粘土の影響が著しく、かつ連続性も乏しいものと考えられる。

F—0　F—0は堤体のすぐ上流の右岸から水叩きにかけて河を斜めに横切るように走り、仮排水路の吐口から40m程入ったあたりを通って発電所の南隅に達する断層で、全体的には幅2m程度の2条の平行な断層からなり、その間隔は最も狭い所（仮排水路トンネル）で約6mであるが、走向断層と交わる所などでは広がってい

1 仮定の球体の南半球（必らずしも南半球でなくてもよいが）を節理面に外切させ、その切点（極と呼ぶ）をその赤道面に投影する。シュミット網図とは球面を平面に投影する方法の一つで、球面上での等面積が投影面上でも等面積であらわされる



図—7　ダムサイト横坑内で測定した節理の傾向

て、最大15mに達している。2条の断層の中間は、主として風化して白色または褐色になった亀裂に富む砂岩でその中を多くの小断層が走っていて、幅の狭い所ほど破砕が著るしい傾向がある。測定時には、地表および横坑やボーリングにより、このような断層の一部分が観察された。その状況は次のとおりである。左岸の旧府道上には、約12m距ててN78°W70°SとN80°E80°Sの2枚の辷り面があって、その河岸の崖には極めて亀裂の多い風化した岩盤があらわれていた。右岸では上流の沢の合流点には著しく亀裂に富んだ岩盤が河床砂礫の中から僅かにあらわれており、その下流にはN78～85°W80°Sの辷り面があって、その下流に接する砂岩が幅数mにわたって亀裂が多くやや風化して褐色がかっていた。横坑AR—1では、切羽付近にN70°W50°Nで75cmの断層粘土があり、その奥は褐色に風化して著るしく亀裂が多い。GL—3では坑口付近にN86°W60°Sで50cmの黒色の断層粘土がみられ、坑口からそこまでの約4mは著るしく亀裂が多いほか、10～20cmの断層粘土を数枚伴っていた。河床では、No.①, No.1, No.2, No.8, No.9, No.10, No.11, No.19などのボーリング孔で断層粘土や亀裂に富み白色に風化した砂岩などとして認められた。

次にF—0以外の比較的顕著なものをあげると左岸では次のようなものがある。

F—1　旧府道のF—0から始まり、ほぼN—S80°Wの走向傾斜を示す。GL—10では、本坑でN4°E70°Wで20cmの断層粘土を伴なうが、5mしか離れていない支坑では断層粘土は僅か5cm程度となる。GL—7では支坑の分岐点付近にみられ、N8°W75°Wで断層粘土は40cmである。GL—11にもみられるが、ここでは周囲の岩盤が著しくゆるんでいて走向傾斜は明瞭でないが、1m近い破砕帯がある。また、EL35m付近にある関電取水トンネルのカーブのBC付近には、この延長と思われるN10°W80°Wで30cmの断層粘土を2枚以上伴なって部分的には幅1mを越える断層がみられる。

F—3　F—1の約15m上流の旧府道上で20～50cmの断層粘土を持ち、N20°W90°の走向傾斜でF—1とほぼ平行に走る断層で、GL—5（N32°W52°E、断層粘土は50cm以下）、GL—4（数条に分岐していて、それぞれは10cm以下の断層粘土を伴なっている）、GL—10（断層粘土は30cm）およびGL—7（N22°W90°で、2m程の間に20cmの粘土が2～3枚ある）を通ってGL—6に続いているが、ここではN50°W90°で70cmの破砕帯がある。

F—5　仮排水路の吞口付近の旧府道でみられ、これを横切って右岸に続くと思われる断層で、旧府道上ではE—W64°Sで約1mの破砕帯を伴なっている。仮排水路の中ではN70°W85°SまたはN85°E65°Sで断層粘土

の厚さは50cmである。しかしGL－6，GL－8，GL－9の各横坑内で、この断層の延長にあたると思われる箇所には極く小規模の断層がみられるだけであるから、この断層は上方へ向って急速に消滅するものと考えられる。右岸への延長は崖錐堆積物のため確認出来ない。

F－7　旧府道の崖に連続してみられ、F－5と交差する低角度の断層で、上流端は砂岩中でF－15に切られている。AL－5（N42°E38°S，25cm），GL－2（N12°E44°S，20cm）や仮排水路トンネル（N30°W35°S，50cm）にもみられ、仮排水路トンネルではF－5によって5m程のずれを生じている。この断層には派生する幾つかの断層があって、その一つはAL－5（N22～15°E65°S，5cmの粘土3枚あり）およびGL－1（N30°E60°S，20cm）にみられる。

F－9　左岸山頂部にみられるものであるが、付替道路の掘削によって一層明瞭となった。N45°W42°Sで1mの断層粘土がある。

F－11　F－5の約10m上流の府道上や仮排水路にみられるもので、F－5とは派生する小断層で網目状に結びついている。府道上ではN60°W55°Sで70cm、仮排水路内ではN75°W90°またはN85°W85°Sで、それぞれ50cm程度の二つの断層に分岐している。

右岸側は左岸にくらべて断層が少なく、かつ表土に被われた部分が多いが、やや顕著なものをあげると次のとおりである。

F－2　右岸では最も規模の大きい断層で、上流端はF－0で切られ、F－0に近い所では数条に分岐している。この分岐した部分は、AR－7（N20°W72°S，30～50cm），GR－13（N40°W82°S，25cm，N55°W90，15cmおよびN10°W78°S，25～50cm）や河床付近でみられる。GR－1（N30°W86°S，30～50cm）からは1条となり、GR－2（N15°W70°S，20cm），GR－8（N15°W90°，40～60cm），GR－11（N25°W75°S，15cm以上），GR－14（N34°W82°S，10cm以上）などを通ってEL110m付近で砂礫層の下に入る。地表では河床部のほか、GR－4の坑口付近のEL50～60mで砂岩を切っているのがみられる。

F－10　おおむね砂岩と粘板岩の境界をなす断層で、GR－3の本坑（N35°W65°S，15cm），GR－10の本坑（N25°W66°S，10cm）と支坑（N65°W55°S，10cm），GR－7の本坑（N5°W65°S，15～40cm）と支坑（N35°W60°S，20～55cm）などにみられる。地表では、右岸上流の沢で粘板岩中にみられるN60°Wで南へ急傾斜する30cm程度の断層がこの延長と考えられる。

F－8　F－10と同様に砂岩と粘板岩の境界付近にみられるもので、GR－10の本坑（N34°W75°S，10cm）と支坑（N45°W85°S，10～20cm），GR－7の本坑（N60°W50°S，40cm）と支坑（N32°W48°S，10cm）を通るほか、GR－2，GR－3，GR－6，AR－7などを通っているらしい。また、F－10とは派生した断層によって結び付いているらしい。

以上のほか、右岸ではGR－7でみられる粘板岩とさらにその奥の砂岩との境界をなすF－12や、GR－7にみられるF－6などがある。

掘削後、これらの断層のうちF－8またはF－10の一部がのり面にあらわれ、断層面にそって小規模な崩壊を起した。

また、断層が砂岩を切る部分は、その他の部分にくらべて破砕の程度が少なくなる傾向がみられ、中には砂岩中で連続が不明となるものもある。これは砂岩に方状節理が発達するため、この節理が動いて断層の歪みを緩和しているためであろう。

表土は右岸側には比較的よく発達していて、ことに上流寄りの粘板岩の地域では厚く、AR－2およびAR－3では厚さ2.5mに達している。しかしその他では、EL80m以上を除けばおおむね1m前後かまたはそれ以下で、GR－4やGR－11の近くでは岩盤が露出している。ただEL70mから上の砂岩の部分では表土が発達し、2m近い厚さがあるように見受けられる。EL80m以上では全般に急に表土が厚くなっているらしい。ダムサイトと志津川発電所の間には、砂岩が岩壁となって露出し、表土の全くない所があるが、これはかつて採石された跡であるらしい。右岸上流の表土の厚い部分では、表土の下の粘板岩の風化もかなり著るしく、黄褐色またはそれに近い色になってハンマーで叩くと鈍い音を発する程度に風化した部分の厚さが、AR－4で4m、AR－5で2m、AR－6で5m以上、AR－3とGR－6で7m程度あった。そのほか、右岸で風化の著るしいのはGR－7の坑口とGR－6の切羽付近で、それぞれ延長2.5mと5mにわたって風化している。

このような所では、単に風化が進んでいるだけでなく亀裂も著るしく発達し、かつ粘土を伴なっているが、その範囲は多くの場合風化の進んだ範囲より広く、GR－6（地表に近い所だけでなく、粘板岩と山体内部の砂岩との境界付近でも著しい）やAR－3，AR－4，AR－5などでは相当内部まで及んでいる。AR－6では風化，亀裂とも発達していて、土被りの浅いことも手伝って、支保工があったにもかかわらず、掘削後1年足らずの間に全体が著るしく変形して切羽から崩壊を始め、2年程で完全に崩壊した。

このように、右岸上流で地質が著るしく不良である原因は、岩質が粘板岩であることより、砂岩との境界が著るしく不規則であるため、地殻変動に際して応力の集中が起ったためと考えられる。

砂岩は他の岩石に較べて風化作用を受け易いらしく、河床付近では節理も密着していて、節理面が酸化鉄で多少褐色に染まっている程度であるが、EL60mのGR－4およびEL70mのGR－10では節理にそって風化が進み、ときには5cm程度が粘土化しているものがあるほか、全体に0cm程度の角の取れた立方体となっている。また、EL80mのGR－7から掘進したボーリングでは、岩脈の両側のそれぞれ2m程が殆んど完全に粘土化しているし、T－6とT－7では、もとの岩石の組織を残したまま完全に粘土化し、岩脈の中心附近に径数10cmの玉石が僅かに残るだけである。

砂岩は風化が進みやすいばかりでなく、粘板岩や粘板岩片を多量に含む砂岩と接するところでは、砂岩自身も周囲の岩石も著るしく亀裂が発達する傾向がある。例えばGR－4の切羽付近ではこの傾向が著るしく、横坑の切り広げが著るしく困難であった。これは砂岩と粘板岩の境におけるのと同様の現象である。

左岸においては、アバットのすぐ上流のあたりと下流側の斜面を除いてはとんど表土がみられない。これは六石山崩壊により尾根の先端部が崩壊したうえ、その復旧にあたって尾根の上部を切り取ったためである。アバット附近の旧府道下には、この崩壊の堆積物が厚く残留している。

風化は、砂岩が多いためか特に著るしい部分はなく、GL－11で5m、AL－1およびAL－2でそれぞれ4mの厚さの風化帯がみられるほかは、AL－5，GL－1，GL－2，GL－3，GL－6，GL－9，GL－12などの坑口で厚さ2m以下の風化部がみられるにすぎない。このうちGL－2とGL－3では、風化は断層にそって進んでいることが明らかである。

左岸においては、風化はあまり著るしくないけれども、亀裂は右岸の砂岩にくらべてよく発達することが多く、GR－9では10m、GR－12では15m、GL－11では12m、AL－3では5mの厚さで著るしく亀裂が発達しているほか、GL－5およびGL－10を除いてほとんどの横坑は坑口付近で著るしく亀裂が発達し、岩片状となっている所もある。またGL－10の坑口から10mほど入った所やGL－11の切羽付近では、相当規模の開いた亀裂がみられた。またこれらの亀裂には褐色の粘土を伴うことが多く、特にGL－7およびGL－12の支坑の分岐点付近までが著るしい。左岸の尾根の上部においては、地層の傾斜が著るしくゆるやかとなり、層折れの状況を呈しているところがある。この現象はEL80m以上で著るしくなり、やや上流寄りのEL100m付近では水平に近い所もみられる。これは六石山崩壊に密接な関係を有するが、これについては後に説明する。

一般に左右岸とも上部では急速に風化が著るしくなり、EL100m以上では岩盤内部まで風化が進んでいて、ケーブルクレーン走行路の横坑は、どれも未風化の岩盤に達していないし、左岸でも2次コンクリートの基礎を未風

化の岩盤に着けることは出来なかった。

2. ダム位置と掘削線の決定

ダム位置の最終的な決定にあたっては、主として横坑内の観察によって得た岩盤の点数を、標高10m毎の地質水平断面図に記入して岩盤等級分布図を作り、これにもとづいて大体の掘削線を定め、これに適合するような数種類のダムを考え、それぞれのタイプについて、等級分布図と重ねて位置をいろいろ変化させて検討し、地質横断面図も参考にして、全部の標高について最も欠点が少なく、かつ掘削量の少なくなるタイプと位置を求めた。この際、アーチスラストの方向や荷重の大きさと地質との関係についても考慮した。

岩盤の採点基準は次のとおりであるが、ごく大体のものであり、かつ個々の地点で多少基準が実状にふさわしくない場合もあった。

(イ) 亀裂が明瞭に認められれば、それがよく密着していて風化の影響が余くなくても90点以下

(ロ) 亀裂にわずかな粘土またはかなりの酸化鉄がついていれば80点以下

(ハ) ハンマーで軽打して剝離する程度に亀裂が発達していれば75点以下

(ニ) (ハ)の亀裂にかなり粘土がついているか、酸化鉄の鉱染が著るしい場合は70点以下

(ホ) 岩質が風化していて、ハンマーで打った場合に鈍い音を発するものは65点以下

(ヘ) 10cm程度の断層があれば5点程度減点する (10cm以上の断層は別に断層として考慮する)

これを従来ダムでよく用いられている岩盤等級に比較すれば、大体88点以上はA、78点以上はB、68点以上はCに相当するが、等級の境では同一点数でも異なる等級に属すると思われる場合もあり、必ずしも単純に対応していない。

ダムは75点以上の岩盤にのせることを原則としたが、やむを得ない場合は、小部分についてのみ70～75点の岩盤を認めた。

3. 六石山の崩壊とその原因

昭和31年1月30日、ダムサイト左岸においていわゆる六石山の崩壊が起った。崩壊の状況は概略次の通りである。

崩壊地点は前年の9月にも約1.000m³の崩壊を起して不安定であった。前日の1月29日より落石があったが、1月30日8時30分頃EL100m付近から大崩壊を起し、午後にも小規模な崩壊があって、結局110m付近まで崩壊した。崩土は府道を約100m埋没してEL60m付近まで達した。さらに1月31日には下流のEL100m付近の突出部が崩落して一応収まった。しかし2月中旬になると部分的な落石が続き、3月1日には下流側で府道を約20m閉塞する崩落があり、3月3日も小規模な落石が続いたが、4日に至って相当大規模な崩落が起り、更に6日夜に降雨があったためか、7日に従来の崩落線に沿う亀裂から滑り落ち、河道の2/3を埋めた。さらに3月16日午後11時頃大崩落が起り、EL130mの山頂の松林にまで達した。このときも16日夜より降雨があった。

主な崩壊とその土量を、京都府発表によって示すと表—3のとおりである。なお復旧計画では総土量68.000m³としている。

表—3 主な崩壊(31年)

崩壊日	崩壊量
1月30日	25.000m³
3月4日	5.000
3月16日	20.000
計	50.000m³

この間、3月15日には京大佐々教授、19日には高田昭氏が現地を調査し、高田氏は次の様に結論した。

(イ) 崩壊は砂利混り層であるが、基盤も多少動いた形跡がある。

(ロ) 上部の砂利層、風化土および岩盤の脆弱な部分がアンバランスになっていた

(ハ) 落ちかかっている部分はおろうが、今後大崩壊はない

(ニ) ダム基盤とは関係ない。

また弾性波探査を担当した日本物探の本間不二男氏は、砂礫層の下に1m程度の粘土層があって、岩盤との境は川へ向って傾斜しているが、これが含水したため、砂礫層の重量により滑動したものであると説明した。いずれもダム基礎と直接関係ないものとしている。

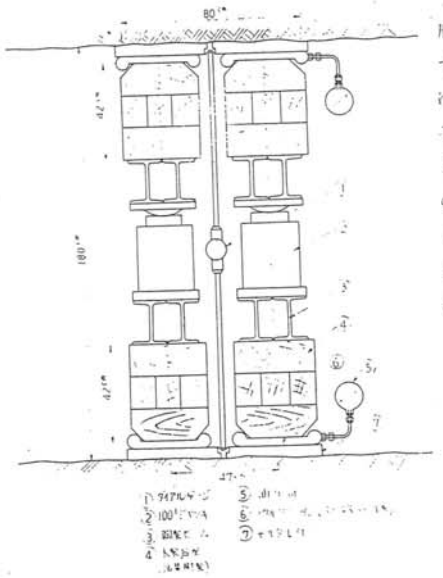
写真—1 35年9月崩壊上部のEL. 130m付近に発生した亀裂、上流より下流をみる。

その後は復旧工事により上部の荷重を減らしたためか、33年に台風の豪雨に伴なって上流側で数100m³の崩壊があったほか安定していたが、35年9月、付替道路C工区の掘削を行なったところ、EL130m付近から崩壊が起った。写真—1は、このとき崩壊の上部(EL130m付近の平坦面)に発生した亀裂であるが、これからわかるように、のり面に平行な多数の亀裂により分離した岩盤(一部には砂礫層もある)は、いずれも相当深い所から川側へ倒れ込んだ状態を示している。このことと、横断面図にみられる盤折れの状態とを考えあわせると、これら一連の崩壊は、左岸の斜面は傾斜が急であるため、地表付近は長年月の間に重力によって次第にずり落ちつつあり、下部の堅固な岩盤によって支えられていたが、遂に限界に達して、あるいは下部を掘削されたため、一挙に川へ向って落ち込んだものである。35年の崩壊でEL130mに発生した亀裂は、風化した粘板岩の中へ相当深く達していたし、砂礫層と風化粘板岩の間には、ずった形跡は全くなかった。

4. 岩盤試験

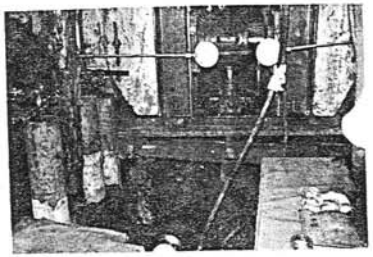
(a) 弾性係数の測定

測定はダムサイトにおける弾性係数の分布を把握することを目的として、横坑内の11箇所について行なった。この際、測定箇所より岩片を採取し、土木研究所に依頼してその弾性係数と圧縮強度を測定して、比較検討の資料とした。測定には、ジャッキを用いて岩盤面に荷重を加え、その際の変位から求める方法を採用した。



図—8 弾性係数測定装置(平面図、一部は断面で示す)

測定に使用した装置は、直径80cm (0.5m²) の円形の油入りダイヤフラム(メタルクッション)を介して岩盤に等分布荷重を加えるもので、載荷面と反力受けの区別はない。ジャッキは100tのもの2台を1台の手動ポンプに連結して用い、油圧計により読み取ったメタルクッション内の油圧をもって荷重とした。岩盤の変位は、両載荷面の中心間に、コイルスプリングが入った伸縮自在のロッドを、スプリングの張力を利用して装着し、これにダイヤルゲージを取り付けて、両載荷面間の開きとして測定した。装置のあらましを図



写真—2 弾性係数測定装置

－8および**写真**－2に示す。

測定箇所の選定にあたっては、次の諸点に注意した。

(イ) なるべくアバット全体の弾性係数の分布がわかるように、各標高について実施する。

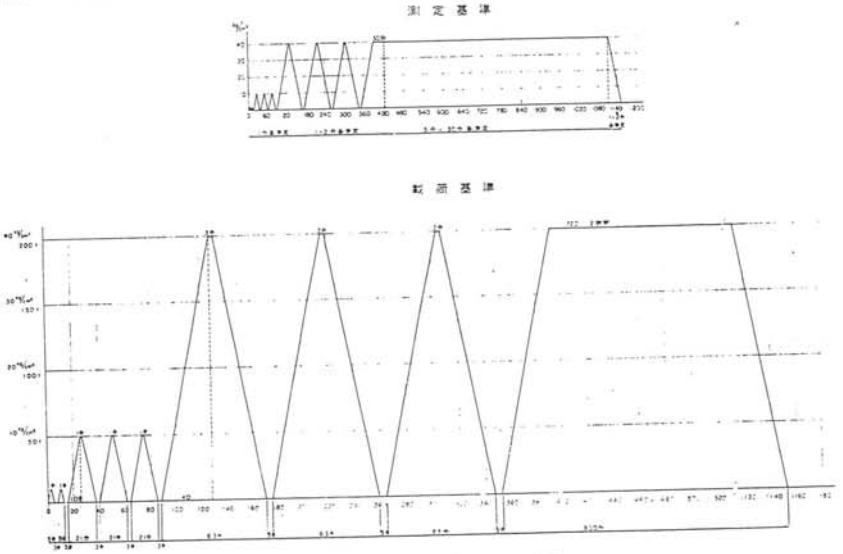
(ロ) 岩盤に異方性があるものと思われるので、載荷の方向をなるべくアーチスラストの方向と一致させる（既存の横坑を利用することを建前としたが、アーチスラストの方向から著るしくそれるものについては、横坑の追加掘削を行なった）。

(ハ) なるべく普遍的な測定値を得られるよう、顕著な断層のある箇所を避ける。

以上の点を考慮した上で、なるべく岩着面に近い位置とした。

測定に先立って、横坑を延長4mにわたって1.8m×1.8mに切り広げた後、測定箇所の両坑壁約1m四方を手掘りで仕上げ、更に鉄製型枠を用いて5～10cm程度にモルタルを打設して載荷面とした。

測定は次の順序で行なった。まず予備荷重として2kg/cm²を2回加えた後、10kg/cm²（50t）および40kg/cm²（200t）の繰り返し荷重をそれぞれ3回づつ加える。その後40kg/cm²の持続荷重を12時間加える。加圧および減圧の速度は毎分1kg/cm²とし、その間1分毎に荷重および変位量を読み取ったが、読み取り時にも加圧または減圧を一様な速さで継続した。載荷および読み取りの基準を図－9に示す。



図－9　載荷速度と測定間隔の基準

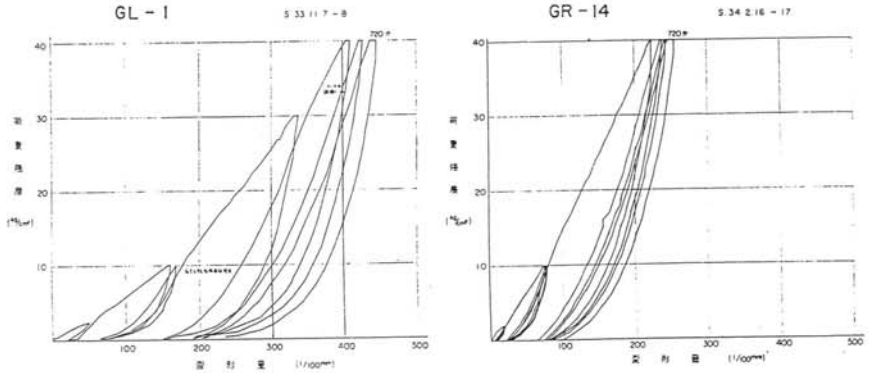
載荷速度が岩盤の変位量に与える影響を知るため、一部のサイクルについてのみ載荷速度を2倍としたものもあるが、差は認められなかった。また横坑断面が半無限体と考えるにはあまりにも小さく思われたので、一部については載荷面外の変位を1/1.000mm読みのダイヤルゲージを用いて**写真**－3のように測定したが、変形範囲は弾性体と考えた場合よりかなり狭く、載荷面外周から20cmで中心の1/5程度となり、40cm離れたところでは確実に変位とみられるものは測定出来なかった。従がって横坑断面による影響はないものと考えられる[1]。

1 このことは、一方では岩盤を単純に弾性体として扱かうのは不都合であることを示している。また外周から40cmの所では、あまり明瞭ではないが負の変位つまり隆起らしきものが認められた。

写真－3　加圧面外の測定

測定の結果得られた荷重変位量曲線の一例を図－10に示したが、いずれの場合にも履歴現象がみられ、ことにそれぞれの荷重強度における最初の載荷とそれ以後の載荷との差が著しい。また加圧時と減圧時とでは等しい荷重強度に対して変位量が異なる、いわゆるヒステリシスがみられる。

40kg/cm²載荷の加圧時の曲線から求めた弾性係数を表－4に示す。計算は曲線のうち最高荷重に近い比較的直線状の部分を用いて行なった。表において、Evとは第1回載荷時の、Esとは繰り返し載荷時（原則として最終回）の値を示す。



図－10　荷　重　変　位　量　曲　線

表－4　弾性係数測定結果

	Ev (kg/cm²)	Es (kg/cm²)	Es/Ev	テストピース E (kg/cm²)	テストピース 圧縮強度 (kg/cm²)
GL－9	39.600	61.900	1.56	866.000	1.126
GL－12(A)	9.900	28.800	2.90	853.000	—
GL－12(B)	11.600	20.800	1.76	920.000	963
GL－7	19.000	39.500	2.08	807.000	2.417
GL－10	36.000	82.400	2.29	818.000	2.070
GL－4	29.100	56.000	1.58	735.000	1.486
GL－1	19.400	45.700	2.36	772.000	2.097
GR－10	16.500	34.200	2.01	452.000	731
GR－14	31.200	53.800	1.72	833.000	1.800
GR－8	29.800	61.000	2.05	—	—
GR－1	40.400	91.700	2.27	667.000	1.848

測定結果をみると、天ヶ瀬ダムのEsは30.000～90.000kg/cm²で、場所によりまちまちな値を示してはいるが、標高が高くなるにつれて値が小さくなる傾向がある。一方、同一箇所から得られた岩片の弾性係数は、ほぼ800.000kg/cm²前後の値を示している。このことから、岩盤の弾性係数は岩片のそれにくらべて極めて小さく（1.10～1/40）、しかもその値は岩片の弾性係数にあまり関係なく、亀裂などの岩盤の状態により支配されていることがわかる。

次にEsとEvとを比較すると、かなり異なっている。これは岩盤内の無数の亀裂などが、最初の荷重をうけることによって締まり、あるいは岩塊相互の間に辷りを生じて非可逆的な変形を生ずるが、2回目以後においてはこの様な非可逆的な変形を生せず、可逆的な変形のみが生ずるためと考えられる。この非可逆的変形と可逆的変形について考えると、これは

$$Es/Ev=\frac{\varepsilon_1+\varepsilon_2}{\varepsilon_2}=1+\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}$$

ただし ε_1：非可逆的変形　ε_2：可逆的変形

のような関係を有する。この値を各測点について求めたものは表－4に示した。

堤体の設計にあたっては測定値をそのまま利用することは出来ないので、各測定箇所の値の全体的な傾向を巨視的にとらえ、かつ岩盤点数も考慮して、下方から60.000kg/cm²、50.000kg/cm²、30.000kg/cm²とし、その境は、左岸ではEL25mおよびEL45m、右岸ではEL35mおよびEL65mとした。

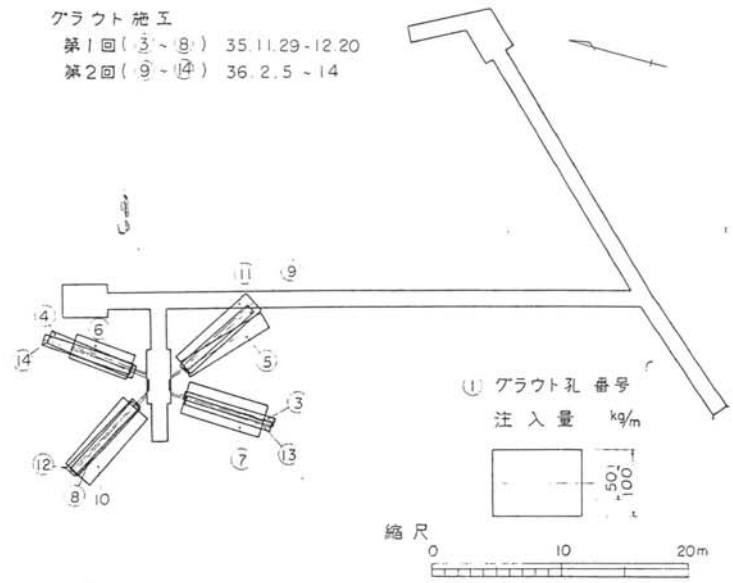
(b)グラウト後の弾性係数

堤体の設計に必要な岩盤の弾性係数は、本来、基礎処理施工後のものである。そこで岩盤の変形がグラウトによってどのように変化するかを調べるため、弾性係数の測定を行なった箇所のうち6箇所を選んで試験グラウトを施工し、弾性係数の再測定を行なった。各測定箇所におけるグラウトの概況は表－5に、注入孔の配置などの一例を図－11に示す。

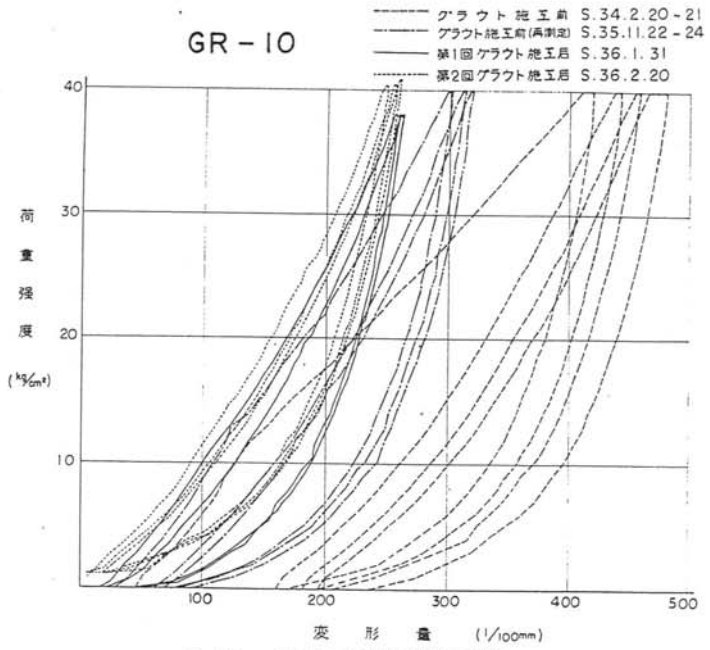
測定の方法はグラウト前のそれと全く同様であり、その荷重変位量曲線の例を図－12に示したが、表現の都合上予備荷重などの曲線は省略してある。測定結果を表－6に示す。表において、3.(a)に説明した測定を1、グラウト前の再測定を2、グラウト後の測定を3、更に追加グラウトした後のものを4、としてあるが、2、を省略したものもある。

表－5　グラウトの概況

坑名		孔数	孔長(m)	平均孔長(m)	実注入孔長(m)	平均実注入孔長(m)	注入量(セメントkg)	孔当り注入量(kg/孔)	m当り注入量(kg/m)	注入圧力(kg/cm²)
GL－12		8	54.26	6.78	44.26	5.53	4.290	53.7	96.9	(1層)0～3 (2層)5
GL－7		8	52.60	6.58	38.35	4.79	2.938	367.2	76.6	5～6
GL－4		8	74.83	9.35	62.13	7.77	4.380	547.5	70.5	5～7
GR-10	第1回	6	46.49	7.75	39.49	6.58	1.040	173.3	26.3	5～8
	第2回	6	49.64	8.27	42.14	7.02	1.027	171.2	24.4	5
	計	12	96.13	8.01	81.63	6.90	2.067	172.2	25.3	5～8
GR-8	第1回	6	51.67	8.61	44.87	7.48	1.378	229.7	30.7	8
	第2回	6	49.21	8.20	42.01	7.00	533	88.9	12.7	5
	計	12	100.88	8.41	86.88	7.24	1.911	159.2	22.0	5～8
GR-1	第1回	6	47.90	7.98	40.95	6.82	1.235	205.8	30.2	(1層)3～5 (2層)5
	第2回	6	51.04	8.51	44.74	7.46	962	160.3	21.5	5～8
	計	12	98.94	8.24	85.69	7.14	2.197	183.1	25.6	3～8



図－11　試験グラウトの注入状況



図－12　グラウト前後の荷重変位量曲線

表—6　グラウト後の弾性係数

	回*	Ev(kg cm²)	Es (kg/cm²)	Es/Ev	E 増加率
GL—12(A)	1	9.900	28.800	2.90	
	3	21.600	36.000	1.67	1.25
GL—7	1	19.000	39.500	2.08	
	3	32.300	52.100	1.61	1.32
GL—4	1	29.100	56.000	1.58	
	3	50.000	80.200	1.60	1.43
GR—10	1	16.500	34.200	2.01	
	2	27.300	37.500	1.55	1.10
	3	32.500	39.800	1.31	1.16
	4	38.600	50.700	1.50	1.48
GR—8	1	29.800	61.000	2.05	
	3	—	60.800	—	1.00
	4	54.600	65.500	1.34	1.07
GR—1	1	40.400	91.700	2.27	
	2	—	96.000	—	1.05
	4	—	100 100	—	1.09

*　1：最初の測定　2：再測定(グラウト前)　3：第1回グラウト後の測定　4：第2回グラウト後の測定

測定結果について考察すると弾性係数の値はグラウトによりかなり増加しているといえるが、その割合は5割近いものから1割程度のものまである。増加率と注入量との関係は判然としないが、元来の弾性係数の値が30.000～60.000kg/cm²の範囲内にあるものでは増加率が大きく、30.000kg/cm²以下または60.000kg/cm²以上のものでは増加の割合が少ないように見受けられる。またグラウト前のEsとグラウト後のEvの値はほぼ一致した値を示しており、グラウト後のEs/Evの値はグラウト前のそれにくらべてかなり小さく、1に近くなっている。

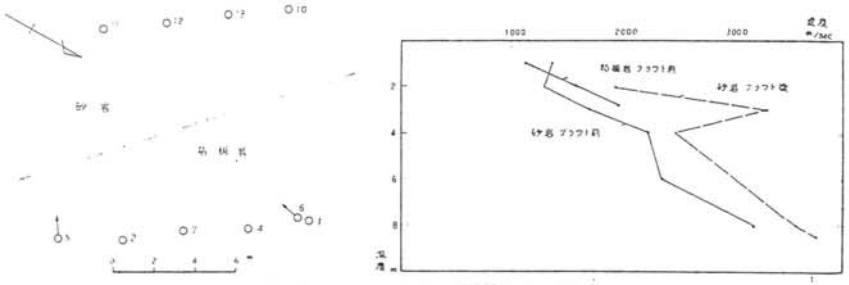
(c)　グラウト前後の弾性波速度の測定

横坑内の試験が終った後、グラウト工事の歩掛りなどを求める目的で、掘削面の一部において試験グラウトを行なったので、この機会を利用して弾性波速度による改良度の測定を行なった。まず、粘板岩と砂岩について試験するため、両者が接して露出している部分をえらび、図—13に示すような孔配置でグラウトを行なった。孔長は10～14m（岩盤表面から10mの深さまで）とし、2層のステージ工法で施工した。グラウトの実績は表—7の通りである。弾性波速度の測定はグラウトの前後に行なった。測定，発破ともボーリング孔を用い、装薬とPUは原則として同一深度とした。測定結果を図—13および表—8に示す。

測定数が限られているので断定は出来ないが、砂岩，粘板岩共、表面近くでは速度が小さくなっている。これは掘削時の発破の影響および掘削後長時間外気に露出していたためと考えられる。また、グラウトにより、全体的に弾性波速度が大きくなっているが、グラウト前に速度が大きかった所と地表に近い所では改良の効果があがっていない。これらの現象は、静弾性係数による改良効果の傾向と同様である。

(d)　岩盤の剪断試験

右岸は、すでにのべたごとく比較的良好な岩盤に恵まれているが、下流の斜面が窪んでいるので、円弧辷りに



図—13　グラウトによる弾性波速度の変化

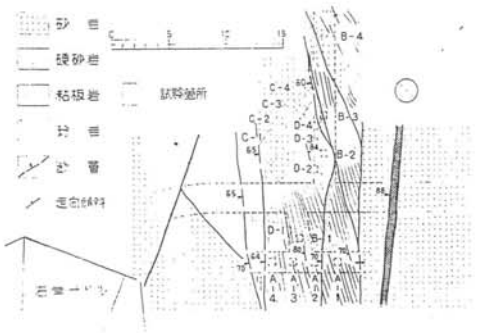
表—7　掘削面における試験グラウトの実績

孔番号		第1層 孔長(m)	実注入長(m)	注入量(セメントkg)	m当注入量(kg/m)	注入圧力(kg/cm²)	備考	第2層 孔長(m)	実注入長(m)	注入量(セメントkg)	m当注入量(kg/m)	注入圧力(kg/cm²)
粘板岩	4	4.74	4.14	695	167.9	1	漏洩の為中止	10.04	5.74	324	56.4	5
	5	7.04	5.69	241	42.4	1	〃	14.29	10.29	600	58.3	5
	6	7.24	3.26	420	128.8	2.5		14.30	9.80	444	45.3	5
	7	5.52	2.52	84	33.3	2.5		10.10	6.10	180	29.5	5
砂岩	12	5.23	3.82	1.110	420.4	1		10.11	6.11	600	9.82	5
	13	5.15	4.65	324	69.7	2.5	漏洩の為減圧	10.21	6.21	428	68.9	5
	14	7.28	6.78	300	44.2	—	漏洩の為中止	14.20	11.70	3.391	289.8	5
計		42.22	30.82	.674				83.25	55.90	5.763		
平均		6.03	4.41	525	119.0			11.89	7.99	823	103.0	

表—8　グラウト前後の弾性波速度

	測定深度(m) 発破(No.1孔)	測定(No.2孔)	測定距離(m)	計数 グラウト前	計数 グラウト後	速度 kg/sec グラウト前	速度 kg/sec グラウト後
粘板岩	1	1	9.10	81	80	1.123.4	1.137.5
	2	2	9.10	57	—	1.596.5	—
	3	2.5	9.12	46	—	1.982.6	—
砂岩	1	1	8.92	65	—	1.372.3	—
	2	2	8.92	69	46	1.292.8	1.939.1
	3	3	8.92	52	27	1.715.4	3.303.7
	4	4	8.92	40	36	2.227.5	2.477.8
	6	6	8.92	38	19	2.347.4	4.694.7
	8	8	8.92	28	25	3.185.7	3.568.0
	9	8	9.05	—	24	—	3.770.8

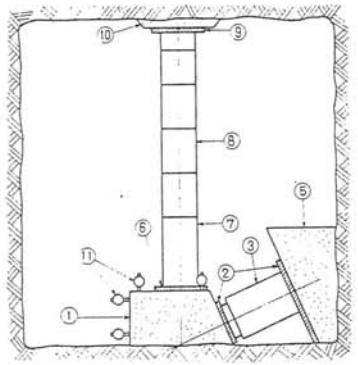
表-9



図—14 剪断試験個所と地質との関係

表—9 剪断力と地層面の関係

グループ	岩質	剪断力を加える方向	地層面と剪断面の関係
A	粘板岩	走向に平行	地層面に直交
B	〃	走向に直交	地層面に直交
D	〃	地層面に平行	地層面に平行
C	砂岩		



① コンクリートブロック
② 載荷板
③ 200tonジャッキ(2台)
④ 傾斜荷重ジャッキ台座
⑤ 傾斜荷重反力支持ブロック
⑥ 載荷板
⑦ 100tonジャッキ(1台)
⑧ 鉄製支柱
⑨ 載荷板
⑩ 垂直荷重支持天盤モルタル
⑪ ダイヤルゲージ

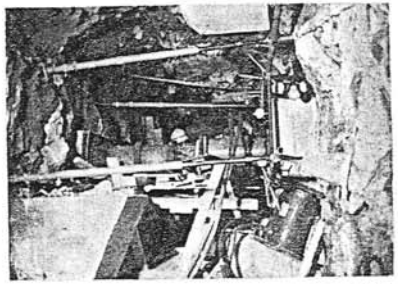
図—15 剪断試験装置図

対する安定計算を行なうこととし、計算に必要な岩盤の剪断強度を知るためにグラウトギャラリーに支坑を設けて原位置試験を行なった。

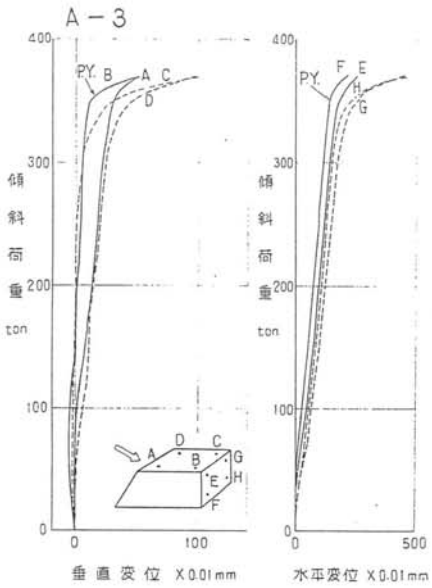
岩盤の力学的性質に異方性が予想されたので、試験は、異方性が顕著にあらわれ、その上弾性係数測定結果や岩片の圧縮強度から、比較的強度が低いとおもわれる粘板岩に重点をおくこととし、測定箇所を4箇所づつのグループに分け、それぞれ異なる方向から剪断力を加えた。

位置，測定箇所数，地質との関係を図—14に、各グループの地層面と剪断力を加える方向との関係を表—9に示した。

測定は岩盤上にコンクリートブロックを打設して行うブロックシアの方法を採用した。掘削にあたっては岩盤のゆるみを避けるため岩着面の30cm手前で火薬の使用をやめ、残りは手掘りで仕上げ、打設箇所はダム岩着面と同程度の清掃を行った。コンクリートブロックは底辺 60cm の正方形で高さは 30cm である。剪断荷重は転倒モーメントの発生を防ぐためブロック底面の中心に向けて24°39′の斜め上方から加えた（傾斜荷重）。またブロック上面から底面に垂直に荷重を加えた（初期垂直荷重）。初期垂直荷重は測定中常に一定の値に保たれる。荷重は油圧ジャッキにより導入し、その値はポンプに取り付けられた油圧計により読み取った。傾斜荷重の載荷速度は2.5 t /min で、2分毎に変位量の測定を行った。変位量は



写真—4 剪断強度測定装置（地層面に沿う剪断）



図—16 荷重と変位との関係

ブロック上面および前面にそれぞれ4個のダイヤルゲージを取りつけて、上下および水平変位の読み取りを行った。測定装置の概略を図—15および写真—4に示す。その外岩盤やブロックに発生する亀裂の観察を行った。剪断はポンプ操作にもかかわらず傾斜荷重が増加しなくなり、かつ水平変位が急激に増大する瞬間とした。剪断後、ブロックを裏返して剪断面を観察した。

測定された傾斜荷重と変位の関係の一例を図—16に示す。図から明らかな様に載荷の初期においては垂直変位は沈下が起るが、荷重が増すにつれて次第に沈下の割合が少なくなり、遂には浮上りに転ずる。この浮上りは剪断の起る少し前にその割合が急速に大きくなる。この点は水平変位の割合が増す点とかなりよく一致する（図におけるPY）これは岩盤が弾性変形の範囲を越えて変形し始めたことを示すものであって、降伏点に相当するものである。剪断時の荷重および降伏点に達した時の荷重を表—10に示す。

剪断は多くの場合、岩着面より多少岩盤側で起るが、そのため剪断面の面積はブロックの底面積より多少ふえる傾向がある。そこで実際の剪断面の面積を使用して求めた値を補正荷重として表に加えた。

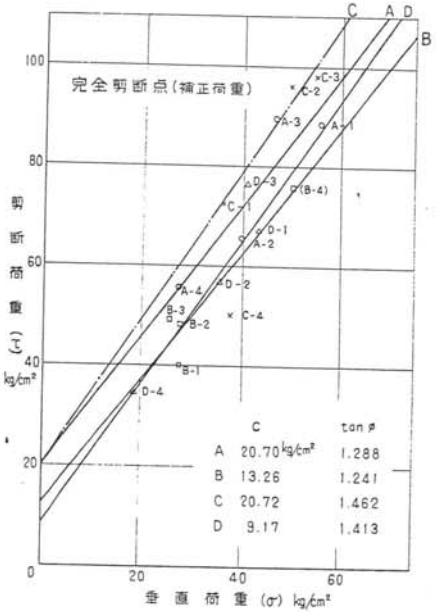
表—10 剪断強度測定結果

	初期垂直荷重	剪断点 傾斜荷重	剪断点 垂直荷重	剪断点 剪断荷重	剪断点（補正荷重） 垂直荷重	剪断点（補正荷重） 剪断荷重	降伏点 傾斜荷重	降伏点 垂直荷重	降伏点 剪断荷重
	ton	ton	kg/cm²	kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	ton	Kg/cm²	Kg/cm²
A－1	55	360	57.0	90.9	55.4	88.5	345	55.2	87.1
A－2	35	270	41.0	68.2	39.5	65.6	250	38.6	63.1
A－3	20	370	48.5	93.4	46.3	89.4	350	46.1	88.4
A－4	10	235	30.0	59.3	27.0	55.9	160	21.2	40.4
B－1	35	180	30.5	45.5	27.2	40.4	150	27.1	37.9
B－2	20	210	29.9	53.1	27.4	48.6	195	27.0	46.7
B－3	10	210	27.1	53.1	25.3	49.5	195	24.1	46.7
B－4	55	300＊	50.1	7 .8	—	—	270	48.1	68.2
C－1	10	300	37.6	75.8	36.0	72.6	265	33.4	66.9
C－2	20	390	50.8	98.6	49.5	96.0	315	47.9	92.2
C－3	35	405	56.6	102.5	54.2	97.8	380	53.7	95.9
C－4	55	202	38.7	51.1	37.6	50.6	—	—	—
D－1	5	262	45.7	66.2	43.0	62.3	235	44.8	64.4
D－2	35	240	37.5	60.6	35.3	57.0	235	36.9	59.3
D－3	20	300	40.4	75.8	40.6	76.5	280	38.0	70.7
D－4	10	152	20.4	39.4	18.6	35.1	140	18.9	35.3

＊剪断直前に反力ブロックが破壊したので破壊には300ton である

表—11　測定結果（cおよびφ）

グループ	剪断点 c (kg/cm²)	剪断点 tanφ	剪断点（補正荷重） c (kg/cm²)	剪断点（補正荷重） tanφ	降伏点 c (kg/cm²)	降伏点 tanφ
A	17.57	1.365	20.70	1.288	9.11	1.506
B	16.64	1.152	13.26	1.241	16.19	1.067
D	15.19	1.259	9.17	1.413	13.29	1.274
C	21.96	1.454	20.72	1.462	17.98	1.489



図—17　剪断試験結果（剪断荷重については実際の剪断面積で補正してある）

剪断強度と垂直荷重の間に、クーロンの法則

$$\tau = \sigma \tan\phi + c$$

がなりたつものとすれば、各グループ毎に計算したc、およびtanφの値は表—11および図—17に示す。但しC—4は打設時の清掃不足が認められたので計算から除いた。

表—11および荷重変位量曲線、観察の結果等を総合して、次の様に結論される。

（イ）　砂岩（Cグループ）は粘板岩より剪断強度が大きい。

（ロ）　粘板岩においては、剪断強度とその性質、および剪断に達する過程に、明らかに異方性が認められる。

（ハ）　地層を折る様に剪断したBグループはCが大きくφが小さいが、地層面に沿って剪断したDグループではcが小さくφが大きい。Aグループはc、φ共にやや大きい様に見受けられる。

（ニ）　Bグループでは変位量、ことに浮上りが著しく大きい。これは地層面が剪断荷重によって圧縮をうけてしまることと、亀裂によって分離する傾向にある岩塊間の組合せが変化することに起因すると思われる。

（ホ）　Dグループは変位量が小さい。これは剪断抵抗が主として地層面の接着力によるため、変位がある程度以上になると急速に剪断破壊が起るものと思われる。地層面は平滑であるから当然浮上りも少ない。

1056—18／18

1056　宇治防災を考える市民の会 志岐常正氏