

土研資料第1462号

土 木 研 究 所 資 料

ダム基礎岩盤における力学的原位置試験とその検討

—大川ダムの例について—

昭和54年2月

建設省土木研究所

ま え が き

本資料は大川ダムにおいて行われた力学的な原位置岩盤試験の資料集成と解析を行ったものについて報告する。

大川ダムは、阿賀野川水系・大川に北陸地方建設局が建設中の高さ78mの多目的重力ダムである。当ダムの基礎岩盤は数多くの断層が発達し、また岩盤の主流をなす流紋岩が熱水変質作用を受けてかなり亀裂が多いため強度も小さく変形性も大きい。このように問題のある基礎岩盤にコンクリートダムを築造するためには安全性に関しての詳細な解析が必要であり、岩盤の物理的性質を把握するために数多くの岩盤試験が必要とされ、実施されたものである。試験は、岩盤の性質上、通常の方法では不可能なため特別な方法によったものもあり、十分興味ある結果が得られているため、ここに、これらを集成し、試験方法に対する検討も含めて報告する。

建設省土木研究所	柴 田 功
	西 岡 正
	斉 藤 孝 三
北陸地方建設局	志 水 茂 明
	土 屋 進
	竹 村 公太郎

目 次

ま え が き

1. ダム基礎の地質概要と岩盤試験	1
2. 変 形 試 験	2
2.1. 剛板載荷法による変形試験	2
2.2. 周辺拘束をした剛板載荷法による変形試験	35
3. せん断強度試験	73
3.1. ブロックせん断試験とロックせん断試験	73
3.2. 姿勢制御方式ロックせん断試験	107
3.3. 原位置三軸圧縮試験	125
4. 設計値の検討	151
お わ り に	152

1. ダム基礎の地質概要と岩盤試験

ダムサイトは、砂岩、泥岩の古生層とこれを貫く幅広い流紋岩類から成り、これらの岩盤を切って多数の断層が発達し、非常に複雑な地質構造を呈している。このサイトの地質の主流を成す流紋岩は、岩級区分もD～C_Hと幅はあるが、ダム敷を占めているのは概ねC_L～C_M級である。また、散在的に各所にみられる古生層の泥岩は、著しく変質作用を受けているものもあり、一部はホルンフェルス化していて全体的にモザイク状の割れ目が発達していて脆い。断層も河道にはほぼ平行なNS系、河道を横断するEW系、右岸側に多くみられる低角度断層の3系統に分類され、このうち断層規模も大きく破砕帯を伴うNS系、ダムのすべり安全性を左右する低角度断層が問題となった。

試験は、岩盤の主流をなす流紋岩を主として対象とし、一部の泥岩（ホルンフェルス）、及び断層周辺でも行っている。この流紋岩と泥岩の性状の特徴は次の通りである。

流紋岩：ダムサイト河床、左岸に広く分布している。岩質は青白色を示し珪質であるが、温泉変質、鉍化作用をうけ黄鉄鉍脈、粒をとまう。われ目は柱状節理がみられ、方形のわれ目が著しく発達している。われ目には白色粘土をとまうことが多く、全体的に脆い。

泥 岩：ダムサイト全体に部分的に分布しており、黒灰色を示し岩片は硬いところもある。われ目はモザイク状の細かいわれ目が発達している。変質の程度が著しいところはホルンフェルス化している。モザイク状の細かいわれ目が発達しているため全体に脆い。

以上の様にダム基礎岩盤としては、非常に問題のある岩盤で、コンクリートダムとしての設計、施工を著しく困難にした。特に、岩盤の亀裂がゆるんでいて、風化が進み易いために試験供試体又は試験面の成形が困難であったこと、又、一部の弱い基礎岩盤においては掘削表面に表れず、地中における拘束状態での設計値が要求されたことなどの為に通常の試験方法の他に、新しい原位置岩盤試験法も2,3試みられたことが、大川ダム原位置岩盤試験の特徴である。

ダムの基礎設計上問題となったのは、上記岩盤のせん断強度と変形性であり、このため、強度試験としては、通常ブロック及びロックせん断テスト、新しく考案した姿勢制御方式せん断テスト及び原位置三軸圧縮試験を行っている。また変形試験としては、通常剛体円板方式の他に、新しい試みとして試験周囲を拘束した変形テストを行っている。尚、この様にゆるんだ岩盤内部の挙動を知るために、埋込型ひずみ計による内部ひずみの測定も行われている。これらについては、試験方法の検討も含めて、以下に、各試験別に詳細に述べる。

2. 変形試験

2.1. 剛板載荷法による変形試験

ダムサイト基礎岩盤の代表的な流紋岩、泥岩（ホルンフェルス）に対し、直径30cmの剛体円板による通常のジャッキ試験である。しかし、岩盤の表面変位測定時に岩盤内のひずみ分布測定を実施したことが、この試験の特徴である。

2.1.1. 試験位置

試験の対象となった岩盤は、流紋岩、及びホルンフェルスの岩級C_M、C_L及びDクラスであり、横坑地質調査結果に基き現地で具体的な位置を選定した。その位置は図2-1～2に示した通りである。

表2-1 試験一覧

流紋岩			ホルンフェルス		
№	岩級	横坑	№	岩級	横坑
301	C _L	R-3	304	D	R-3
302	C _L	R-3	401	C _L	R-4
303	C _L	R-3	402	C _L	R-4
305	D	R-3	604	D	R-6
306	D	R-3	801	C _M	R-8
403	C _M	R-4	802	C _M	R-8
404	C _M	R-4			
405	C _L	R-4			
601	C _L	R-6			
602	C _L	R-6			
603	C _L	R-6			

（岩級区分は試験前による）

2.1.2. 試験方法

イ) 準備

試験箇所は、横坑底部に選り、大きな凹凸は整形し、浮石等は除去した。選択した場所はボーリング機械を使用してφ66mm、長さ約1.1mのボーリング孔を穿孔し、清水によって洗滌後に、ボアホール歪計（10cm間隔に10ヶの歪計を合成樹脂で棒状に連ねたもの）を挿入し、既に予備試験によって定めた配合の石膏材料で埋設固定した。この様に埋設した歪計の上側にはφ30cmの円形剛体板をセメントペーストを介して、岩盤面に密着させ、試験面に偏圧がかからないようにした。

剛体板から上側は通常のジャッキテストの装置と同様とする。

ロ) 載荷パターン

剛体板を介して加える荷重の載荷パターンは図2-7～8の通りである。載荷板直下の応力レベルは原則として岩級区分C_M、C_Lクラスについては、最大60kg/cm²とし、Dクラスについては40kg/cm²とし、途中C_M、C_Lクラスでは30kg/cm²、Dクラスでは20kg/cm²でそれぞれ3回の繰返し載荷後、最大圧の繰返し荷重を加えた。昇圧、降圧の速度は応力度で毎分2.5kg/cm²を標準とし、5kg/cm²の変化毎に数値を測定した。

2.1.3. 試験結果

1) 表面変位

載荷パターンに対応する各点の変位計器の動きは図2-9~25に示す通りである。図2-26~32は剛体板周辺の沈下量曲線である。また、図2-33の様に弾性係数はくり返し荷重終期の曲線勾配より、又変形係数は沈下曲線の包絡線勾配を求めて、次式により計算した。

剛体板の沈下量を δ cm とすれば、

$$\delta = \frac{(1-\nu^2)}{\pi \cdot a \cdot E} \cdot \Delta P \cdot \sin^{-1} \frac{a}{r} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで a : 剛体板半径 (= 15 cm)

ν : ポアソン比 (= 0.3)

ΔP : 載荷量 (kg)

r : 剛体板中心からの距離 cm ($r \geq a$)

E : 岩盤の弾性係数 (kg/cm²)

(1式において、剛体板の沈下は $r = a$ の場合に相当し、この場合は $\sin^{-1} \frac{a}{r} = \frac{\pi}{2}$, 従って、(1式より

$$E = \frac{(1-\nu^2)}{2a} \cdot \frac{\Delta P}{\delta}$$

として求めた。

表2-2 試験結果諸数値

No	変形係数 D ₀ ~ 30	変形係数 D ₃₀ ~ 60	割線 弾性係数 E _s	接線 弾性係数 E _t	D/E _t	岩 質	岩 級
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²			
301	5,900	7,800	10,500	18,700	0.417	流 紋 岩	CL
302	4,800	6,900	9,600	17,000	0.405	"	CL
303	10,400	11,700	14,300	22,000	0.532	"	(盤下げ) CL
304	400	400	1,900	2,200	0.182	ホルンフェルス	D
305	500	900	2,300	7,100	0.127	流 紋 岩	D
306	3,400	6,100	10,000	11,700	0.521	"	CL
401	4,000	9,700	10,600	17,200	0.563	ホルンフェルス	CL
402	1,800	2,300	5,100	8,600	0.267	"	D
403	4,100	6,300	10,100	16,100	0.391	流 紋 岩	CL
404	2,300	3,200	6,100	10,700	0.299	"	CL ~ D
405	8,200	7,400	13,500	16,500	0.448	"	(盤下げ) CL
601	10,900	11,900	19,800	30,000	0.397	"	CM
602	17,000	23,000	24,800	41,600	0.553	"	CM
603	18,300	23,000	26,800	32,000	0.719	"	CM
604	900	1,600	4,100	6,000	0.267	ホルンフェルス	D
801	2,200	2,900	8,900	12,900	0.225	"	CL
802	3,900	4,900	12,500	14,600	0.336	"	CL

2) 内部歪分布

図2-34~46は各孔に関するボアーホール歪計の測定結果より求めた深度方向の歪分布を示したものである。

図中には処女荷重時のもので、それぞれ0~30 kg/cm²、30~60 kg/cm²の荷重に対する勾配、又、繰返し載荷時における30~60 kg/cm²に対する勾配を示している。

なお、図中には表面変位から求めた弾性係数と同じ弾性係数を有する弾性体と仮定したときの理論ひずみ分布も示されている。

2.1.4. 考 察

1) 弾性係数と岩紋分類について

岩級が向上するにつれて弾性係数が大きくなるのは当然であるが、ジャッキ試験による弾性係数の測定は、載荷板の大きさからみて、ごく限られた範囲の岩盤を代表するに過ぎず、総合的な見方でみる岩級判定と必ずしも対応しないものもあった。

図2-47は横坑の地質調査結果(横坑展開図)からみた試験位置の岩級分類と、ジャッキ試験により求めた弾性係数の分布関係図である。これに対して図2-48は、今回の測定結果を参考に分類してみたものである。実測結果からみて、R-6横坑Na 601, 602, 603は、流紋岩のC_Mクラス(原案C_L)、R-8横坑のNa 801, 802はホルンフェルスのC_Lクラス(原案C_M)、R-4のNa 402はホルンフェルスのDクラス(原案C_L)とみられる。

2) 内部歪分布について

ここで行った試験の特徴としては、横坑掘削によるゆるみの影響を除去するため、Na 303 およびNa 405 地点では他の地点より更に50 cm程試験面の盤下げを行ってみたことであろう。

ひずみ分布図からは、次の様な非弾性的な挙動の特徴がみられた。

① 大川ダム地点としては、比較的弾性係数の大きなNa 601, 602, 603 地点は、表面付近では横坑掘削によるゆるみの影響が他地点より顕著にみられ、荷重増加によってひずみ増分は著しく減少する。

ボーリングコアによると、他の試験地点と比較してキレツは少なく、キレツ面の茶色の変色もなく、一見、新鮮に見える流紋岩である。また、岩石としては硬く、弾性係数150,000 kg/cm²程度はであると推定される。しかし、岩盤としての弾性係数は30,000~40,000 kg/cm²よりなく、両者の差の大きい理由としては、やはりキレツ面のゆるみの影響が大きいと考えざるを得ない。すなわち、この地点の岩盤のキレツ面は、一見新鮮に見えるが、その面には岩石と同色の薄い狭雑物を有するか、またはキレツ間隔が小さいため、ゆるみ頻度が多く、その面が点接触をしているために、これらのゆるみと岩石の複合体として弾性係数となっているためと考えられる。

② Na 301, 302, 403, 405 は、弾性係数16,000~22,000 kg/cm² 程度であるが、いずれもキレツ面の風化が顕著で粘土を介在する流紋岩である。ひずみ分布は、種々複雑な挙動を示している。まずNa 301, 303, 403 は深部までゆるみ度の大きい現象を示し、荷重の増加によってひずみ増分は一様に減少し、締固まってい傾向を示している。これに対しNa 302 の深部40~60 cm付近およびNa 405、深部50~80 cm付近では荷重増加にともなって、明らかにひずみ増分が増加していることが注目される。ただし、これは繰返し荷重時においては減少し、締固まっていくようである。

③ 泥岩で変質作用を著しく受けているホルンフェルスのNa 401, 801 では非常に細かい礫状で、黒色

の粘土を多量に挟むものであり、弾性係数も $13,000 \sim 17,000 \text{ kg/cm}^2$ と大川では最も低いグループであるが、ひずみ分布も深部までゆるみ度の大きい現象を示し、荷重の増加によってひずみ増分は一樣に減少し、締固まっていく様である。

3) 弾性係数と変形係数

荷重-変位曲線図より求めた弾性係数と変形係数の一覧表は表 2-2 に示した通りであるが、D~C_M クラス全体を通して弾性係数 E_t と変形係数 D の関係を示す D/E_t の値は岩級が悪い程小さく、D クラスで約 0.1 ~ 0.20 C_L で約 0.2 ~ 0.5, C_M で約 0.4 ~ 0.6 程度である。

4) 周辺岩盤表面の変形

載荷板の沈下及び、その周辺の岩盤表面の変形の様子及び剛体板の沈下曲線の形状からみて、D クラスの岩盤は、塑性変形又は流動化していることが考えられ、変形の特徴として、周囲の岩盤の浮き上がみられる。

大川ダムの場合、基礎岩盤が実際にダムから荷重を受ける状態は、この D クラスについては、地山内部とダム本体により密閉された拘束状態にあり、この浮き上りを生じたものについては、通常のジャッキ試験は適用出来ないのではないかと考えられる。

5) 岩盤表層部のゆるみ領域除去について

横坑掘削によるゆるみの影響を除去することを考慮し、他地点より更に 50cm 盤下げを行った後に試験を行った Na 303, および Na 405 地点についてその結果をみている。

Na 303 は Na 301, 302 と近傍であり、Na 405 は Na 403 と近傍して地質性状はほぼ同質に近いと考えてよい。

Na 303 は、他の近傍地点より変形係数で約 2 倍、弾性係数で約 20 ~ 30 % 程度大きな値となっているようであり、表面近くでのひずみ分布も約 70 % 程小さい。

Na 403 についても、近傍地点より変形係数で約 2 倍大きく、表面に近くでのひずみ分布も著しく小さくなっている。

これらのことは、このようなキレツの多いゆるんだ岩盤で火薬使用量が少ない所でも、横坑掘削時には更にゆるみが増長されていることを意味し、変形係数も真値より小さく測定されているものと云えよう。

6) 総 合

以上の特徴から試験結果を要約するならば、いわゆるダム基礎岩盤として対象となる C_M, C_L 級については弾性係数が ($30,000 \sim 42,000 \text{ kg/cm}^2$) と ($13,000 \sim 22,000 \text{ kg/cm}^2$) である。前者については、キレツ面は、新鮮の様に見えても岩石と同色の薄い粘土を介在し、キレツ間隔も小さい (3~15cm) ためにゆるみも見掛け以上にあり、非弾性的挙動を示す。しかし、荷重増加によって表面付近のゆるみは容易に締固まる傾向を示すものである。後者については、前者以上に亀裂が多く礫状となっていて風化が著しく、かなりの粘土を介在しているため、ひずみ分布も複雑な非弾性的挙動を示す。ひずみ増分は、荷重増加によって減少し、次第に締固めてゆくものと、逆に荷重増加によってひずみ増分が増加の傾向を示すものと 2 種類あったと云えよう。

次に横坑掘削によるゆるみの影響度を観るために他の地点より更に盤下げ行ったものについての考察を加えると、もともと深部までゆるみがあり、変形性が大きい弾性係数の低い岩盤のためであつたらうと考えられる。また、火薬使用量が少なくとも横坑掘削によってゆるみが増長されていることは変形係数が 2 倍も異なることから理解出来る。

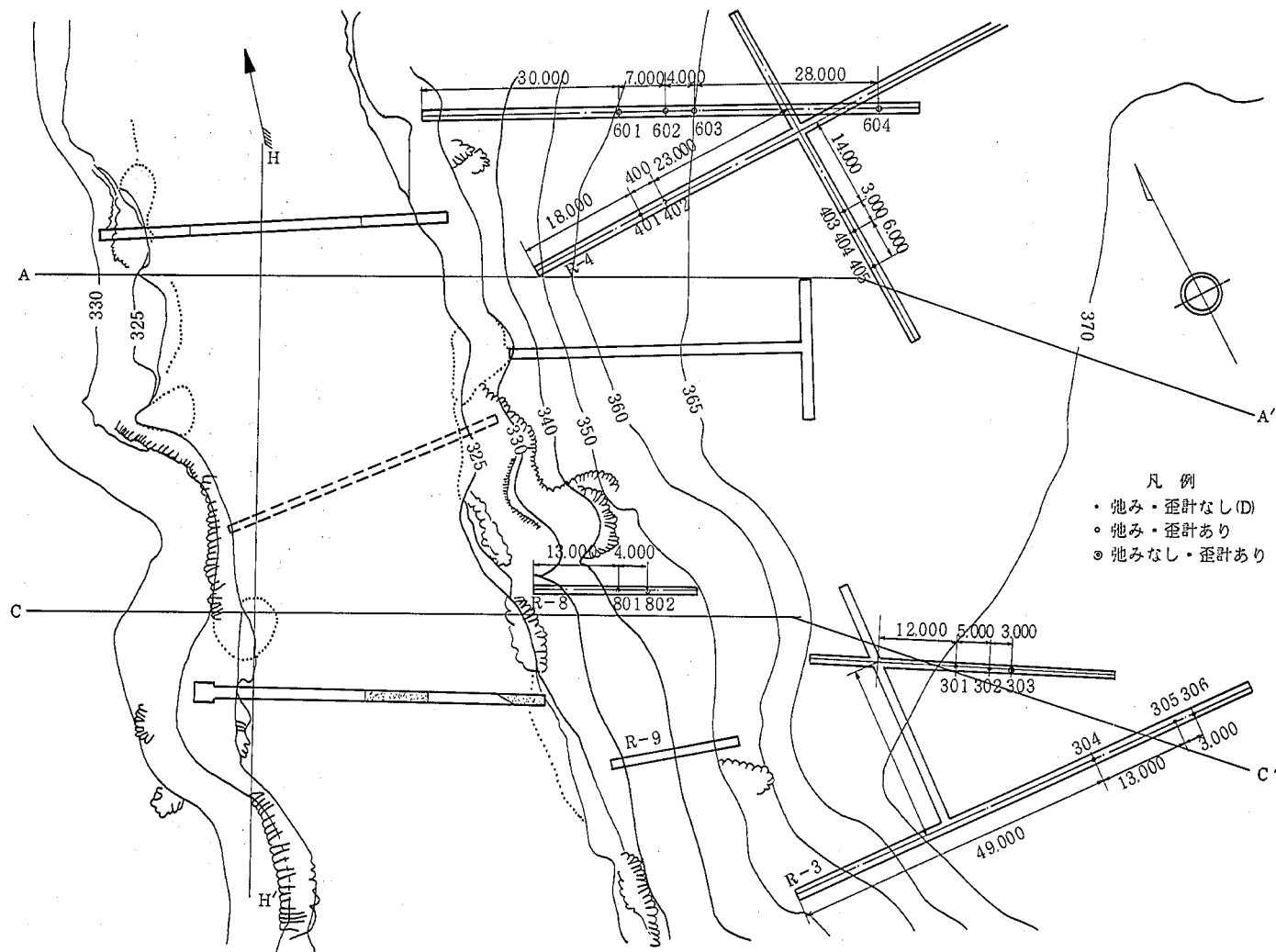


図 2 - 1 試験位置平面図 1 / 500

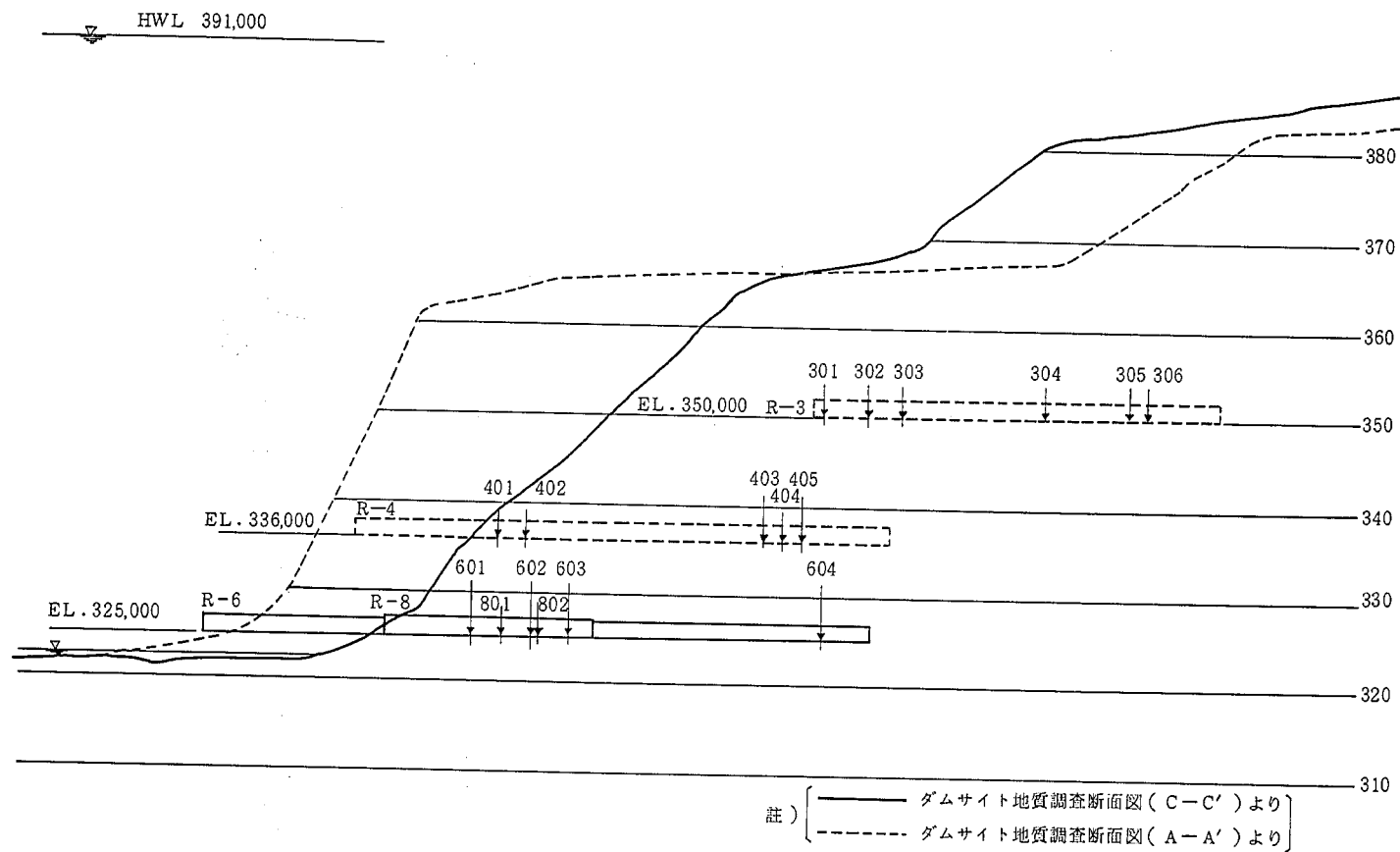
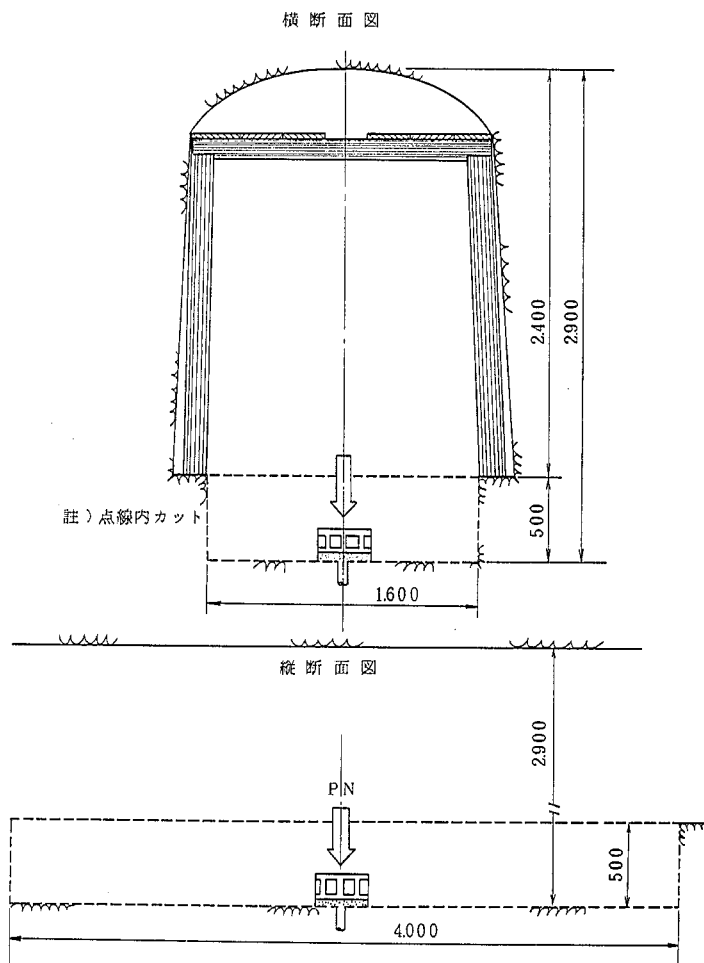


図 2 - 2 試験位置縦断面図



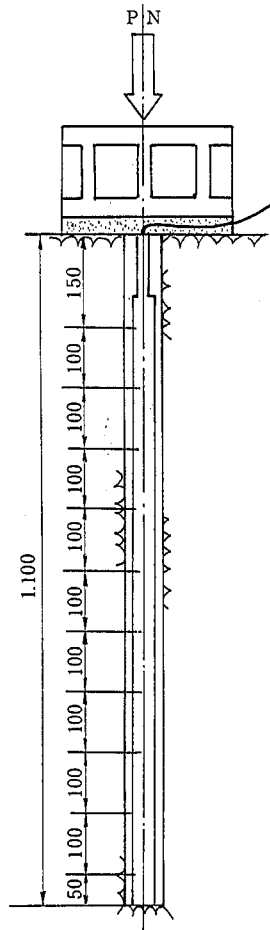


図 2 - 5 歪計埋設位置説明図

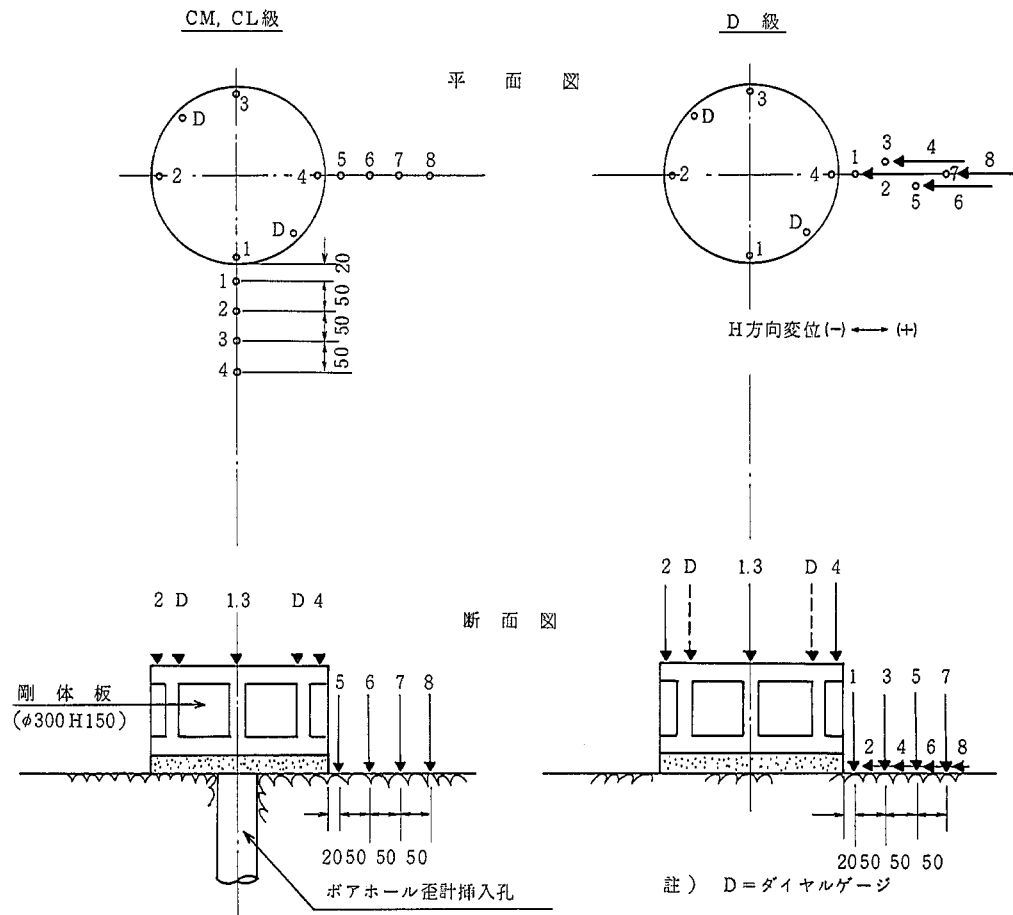


図 2 - 6 測定点標準配置図

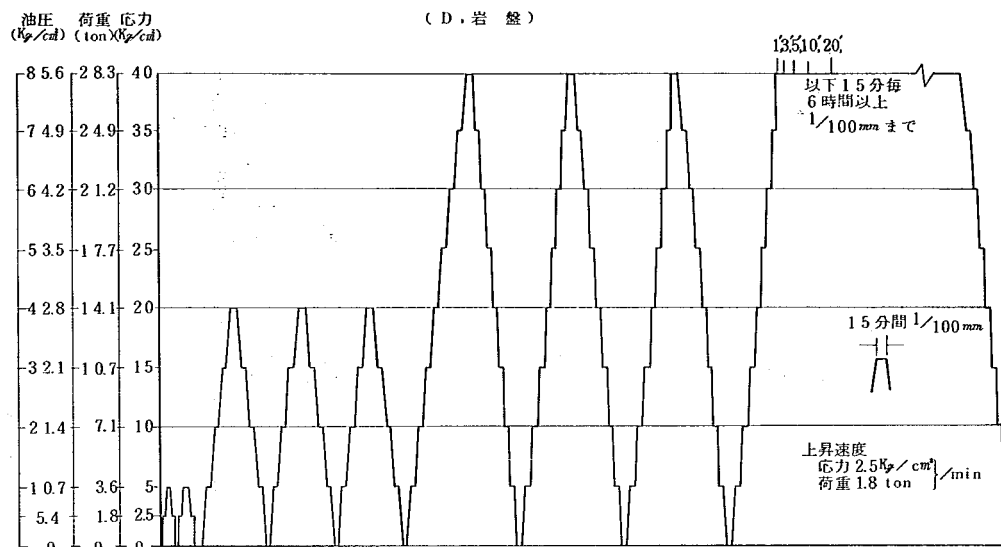


図 2-7 荷 重 パ タ ー ン

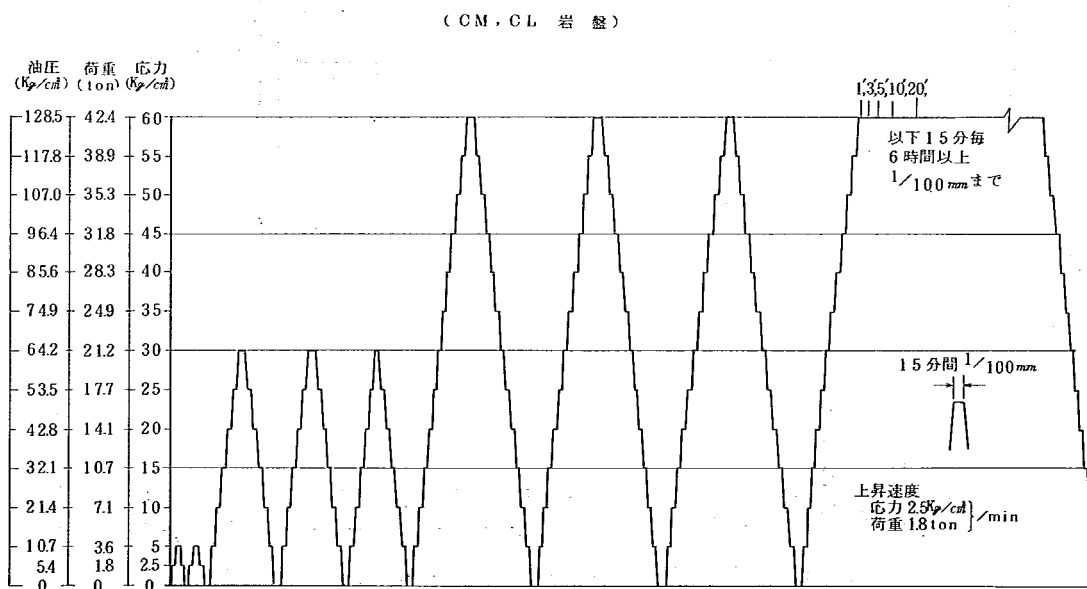


図 2-8 荷 重 パ タ ー ン

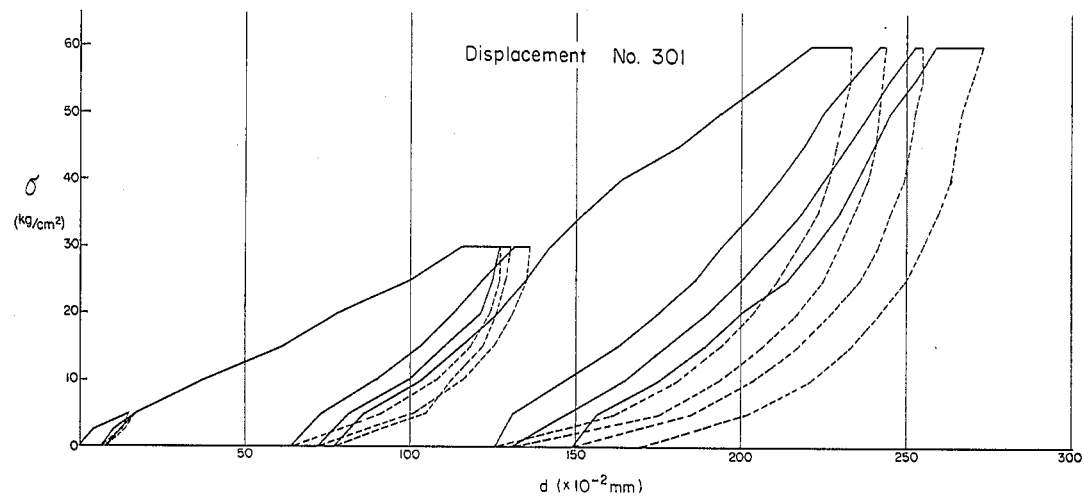


図 2 - 9 流 絞 岩 C_L

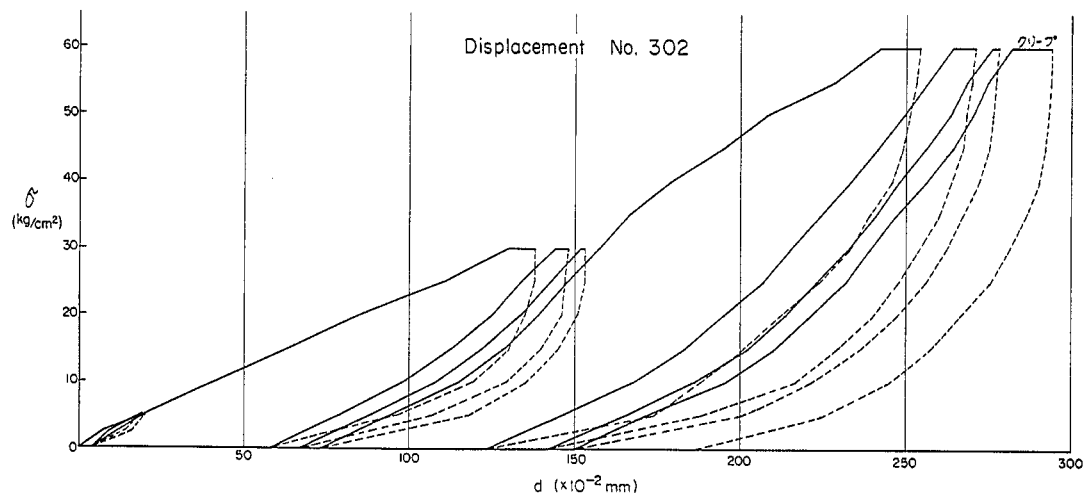


図 2 - 10 流 絞 岩 C_L

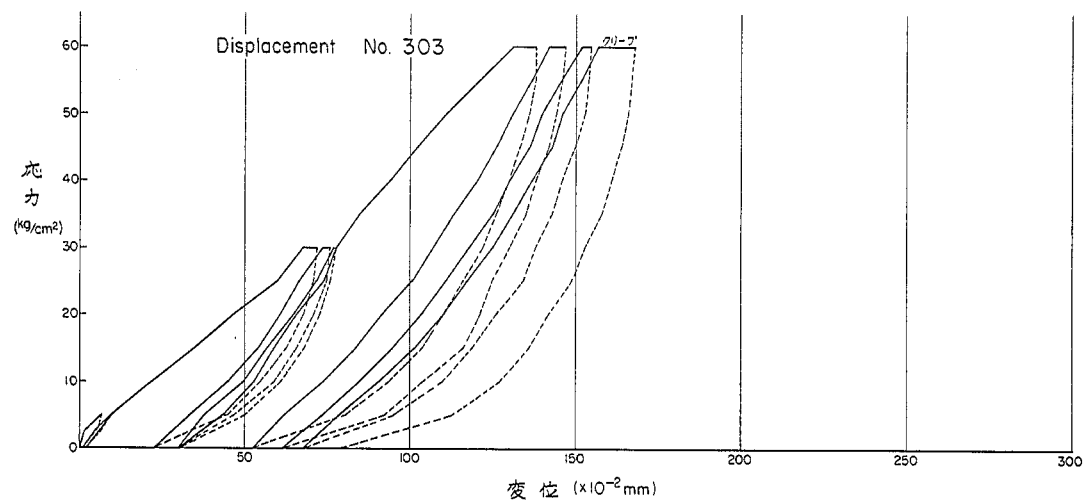


图 2-11 流纹岩 C_L

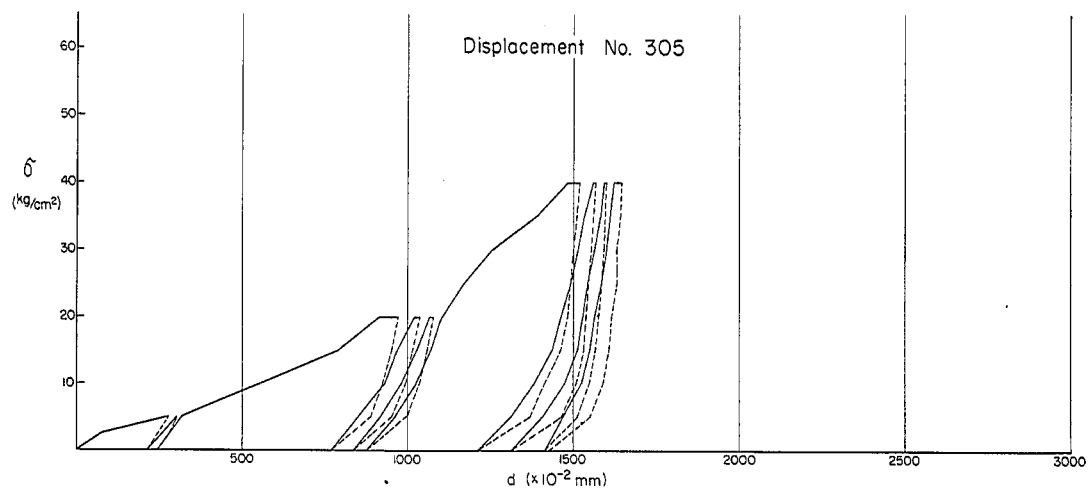


图 2-12 流纹岩 D

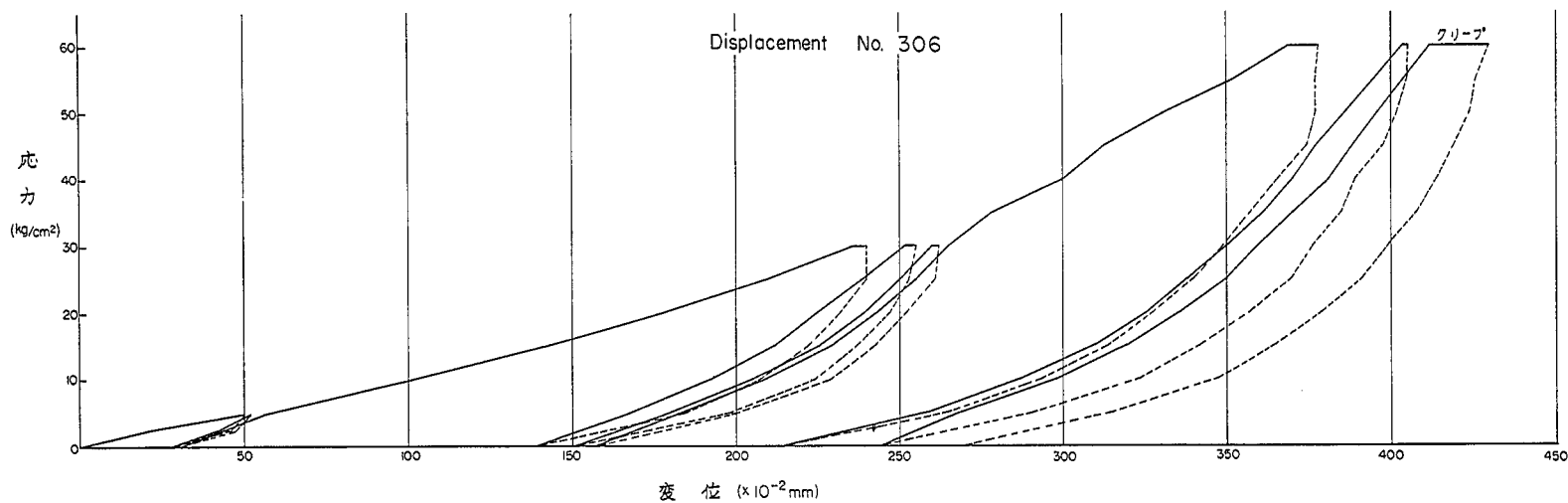


図 2 - 13 流 絞 岩 CL

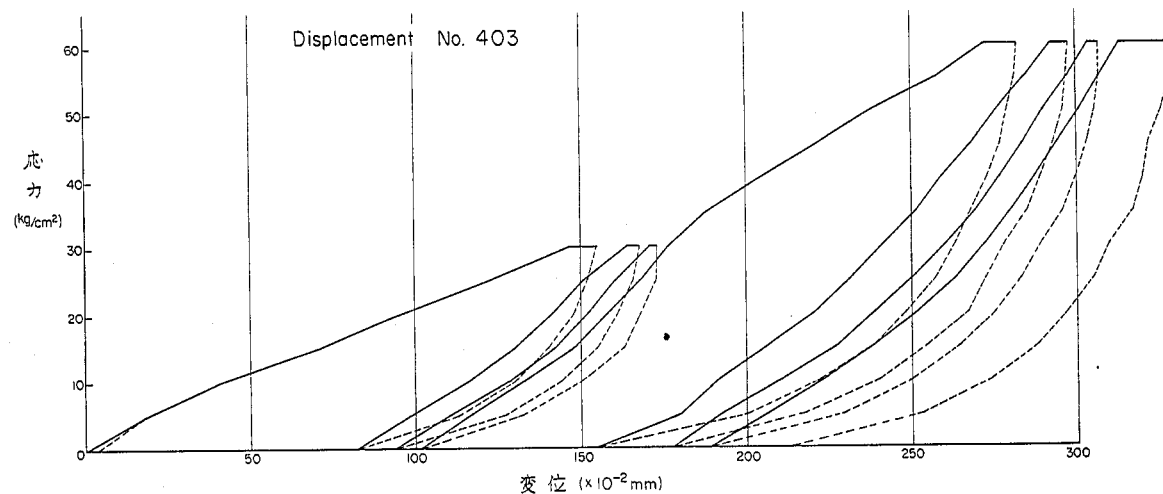


図 2 - 14 流 絞 岩 C_L

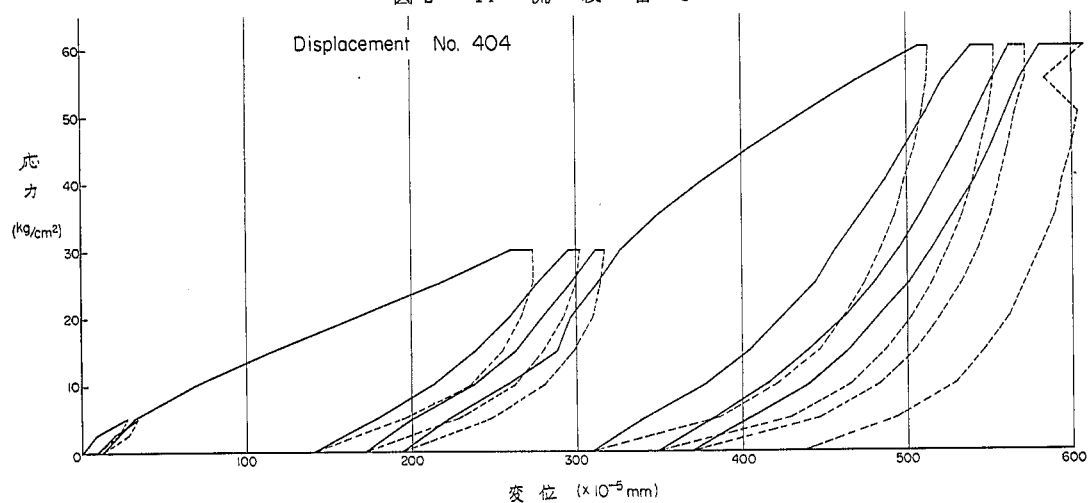


図 2 - 15 流 絞 岩 C_L ~ D

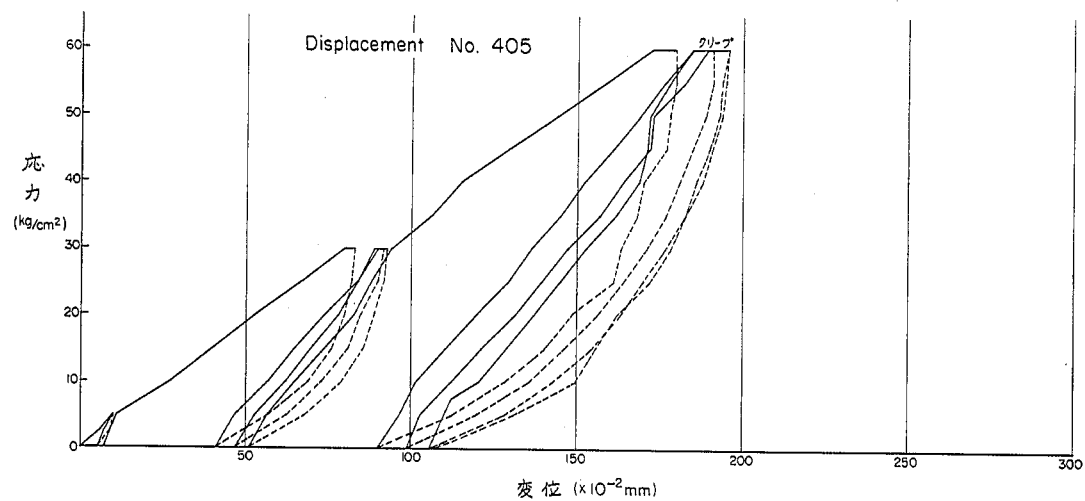


図 2 - 16 流 絞 岩 C_L

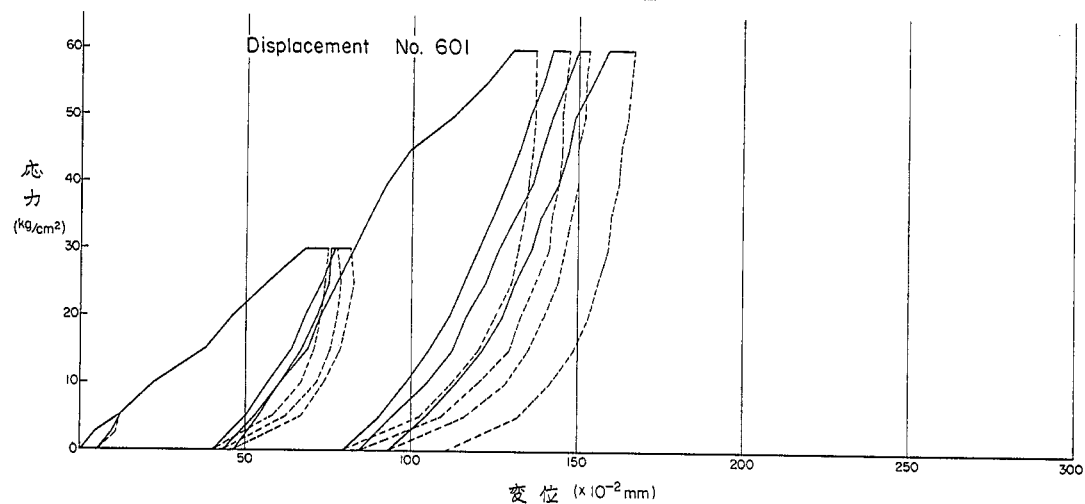


図 2 - 17 流 絞 岩 C_M

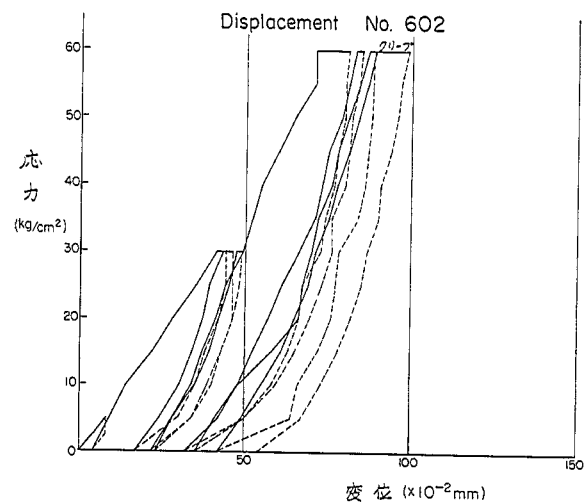


图 2-18 流纹岩 C_M

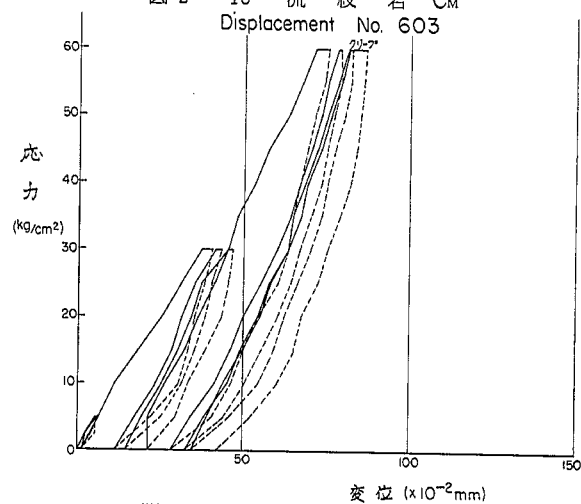


图 2-19 流纹岩 C_M

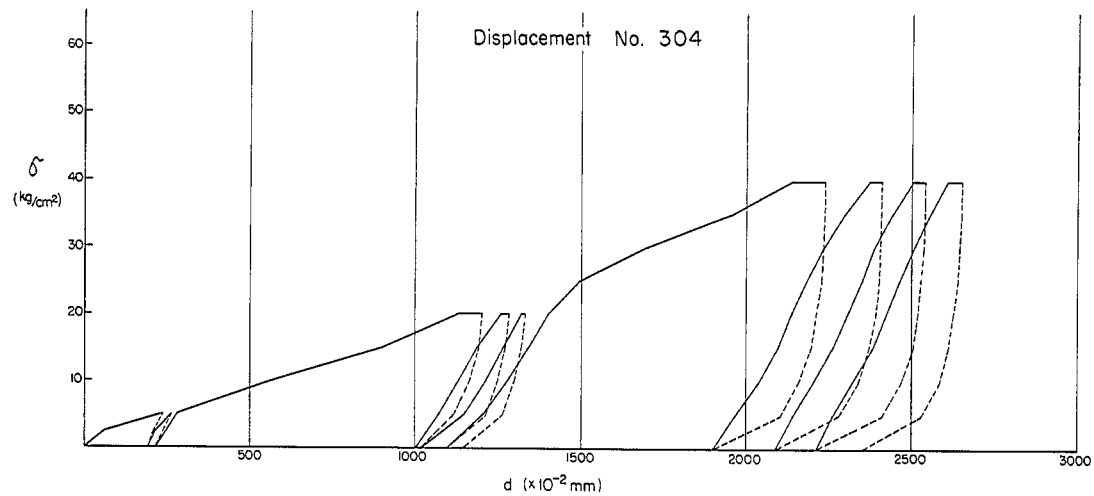


図 2-20 ホルンフェルス D

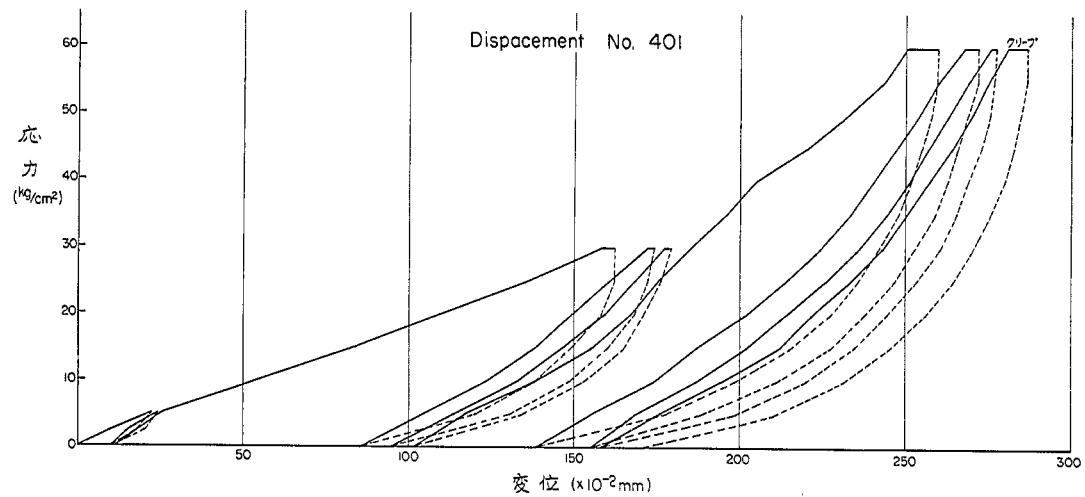


図 2-21 ホルンフェルス C_L

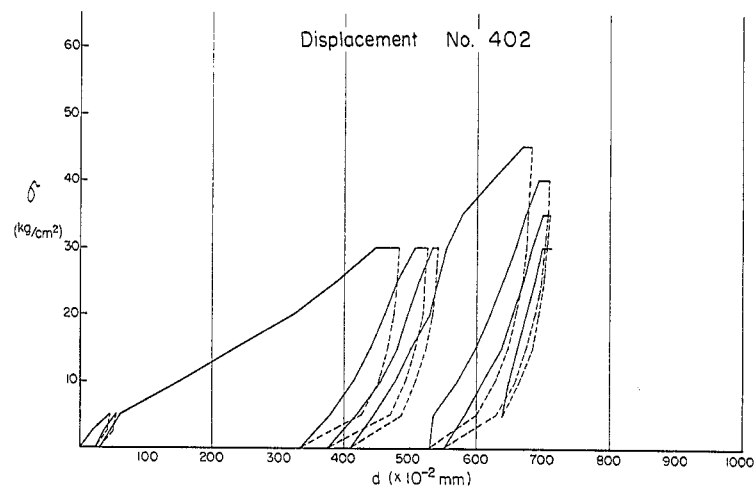


図 2 - 22 ホルンフェルス D

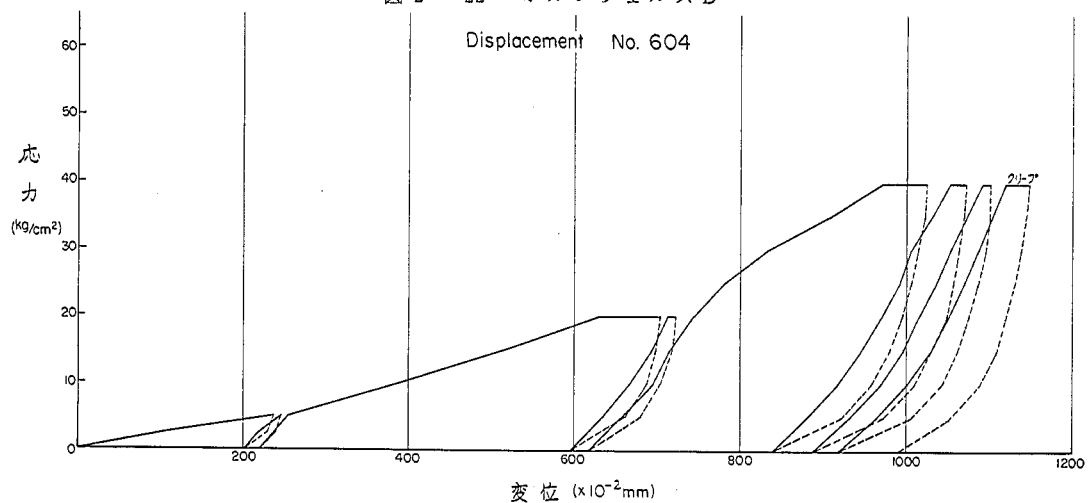


図 2 - 23 ホルンフェルス D

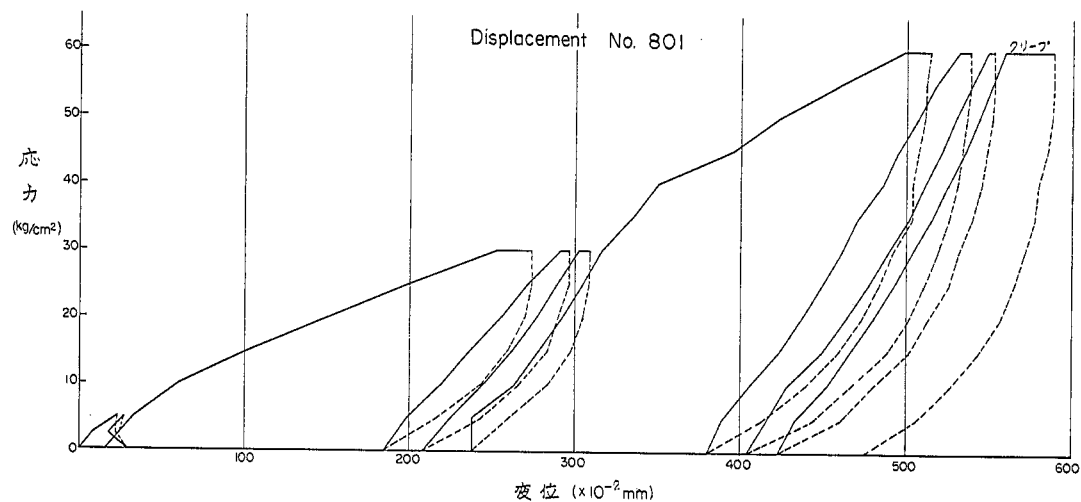


図 2 - 24 ホルンフェルス C_L

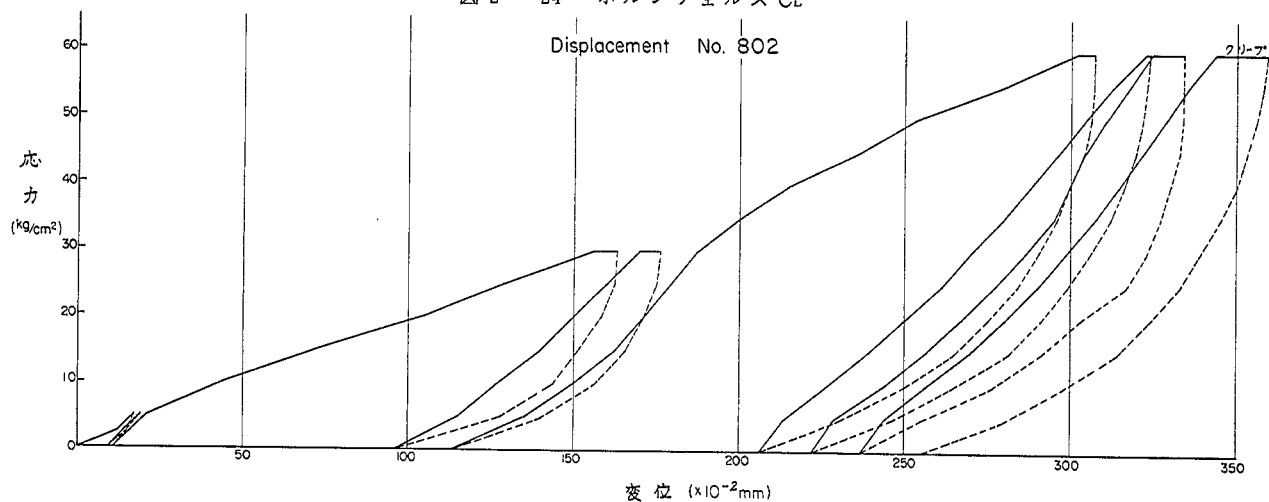


図 2 - 25 ホルンフェルス C_L

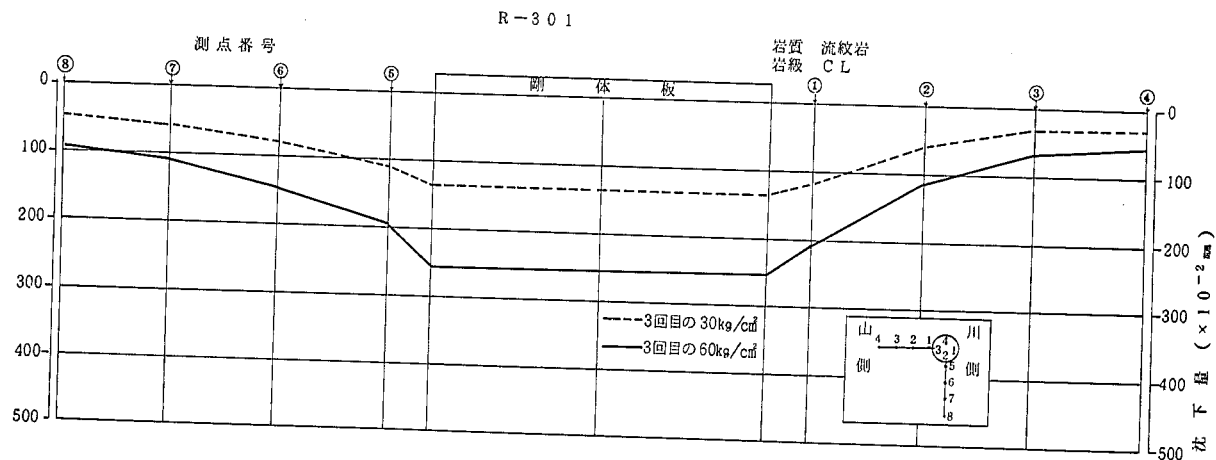


図 2 - 26 剛体板周辺部沈下量曲線

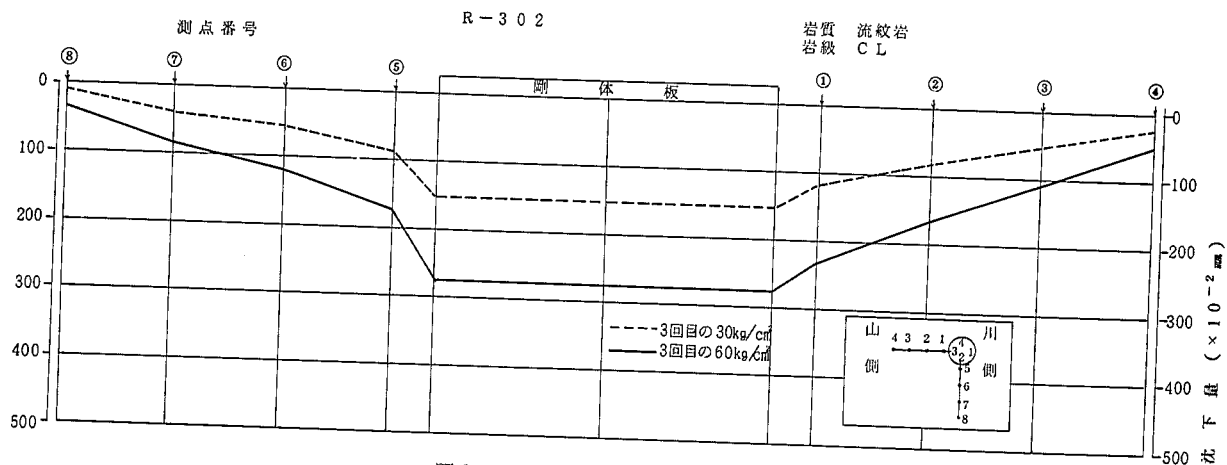


図 2 - 27 剛体板周辺部沈下量曲線

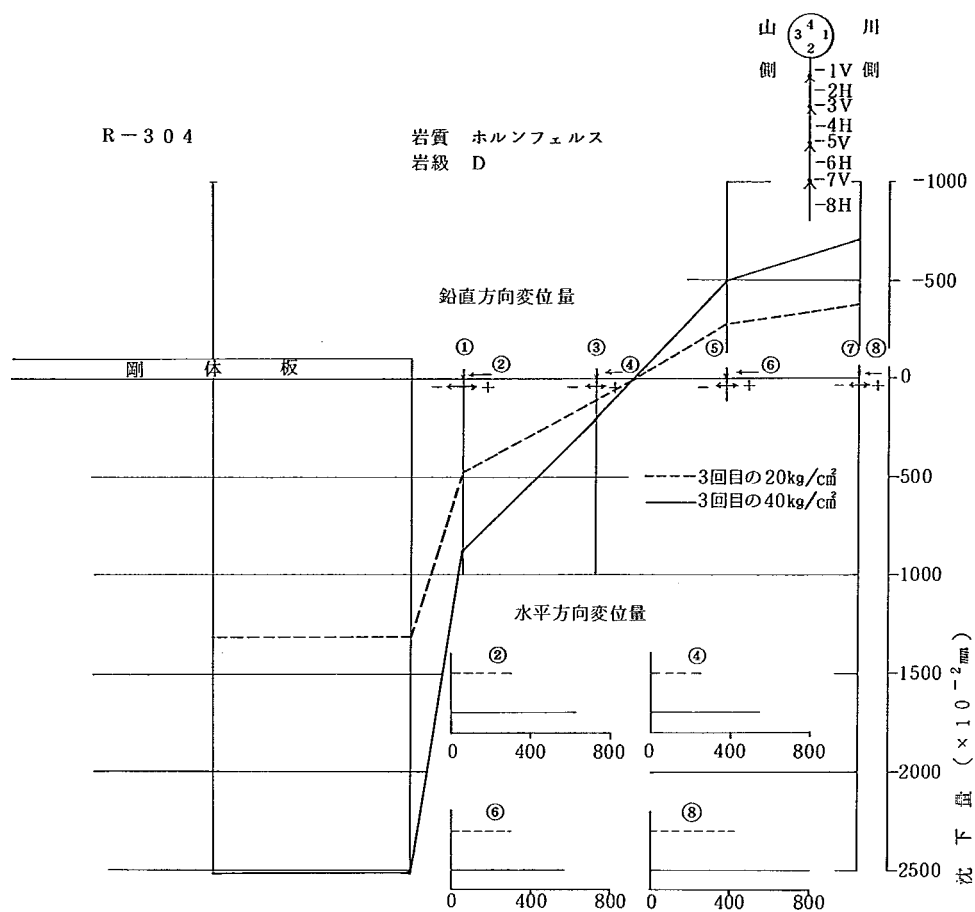


図2-28 剛体板周辺部沈下量曲線

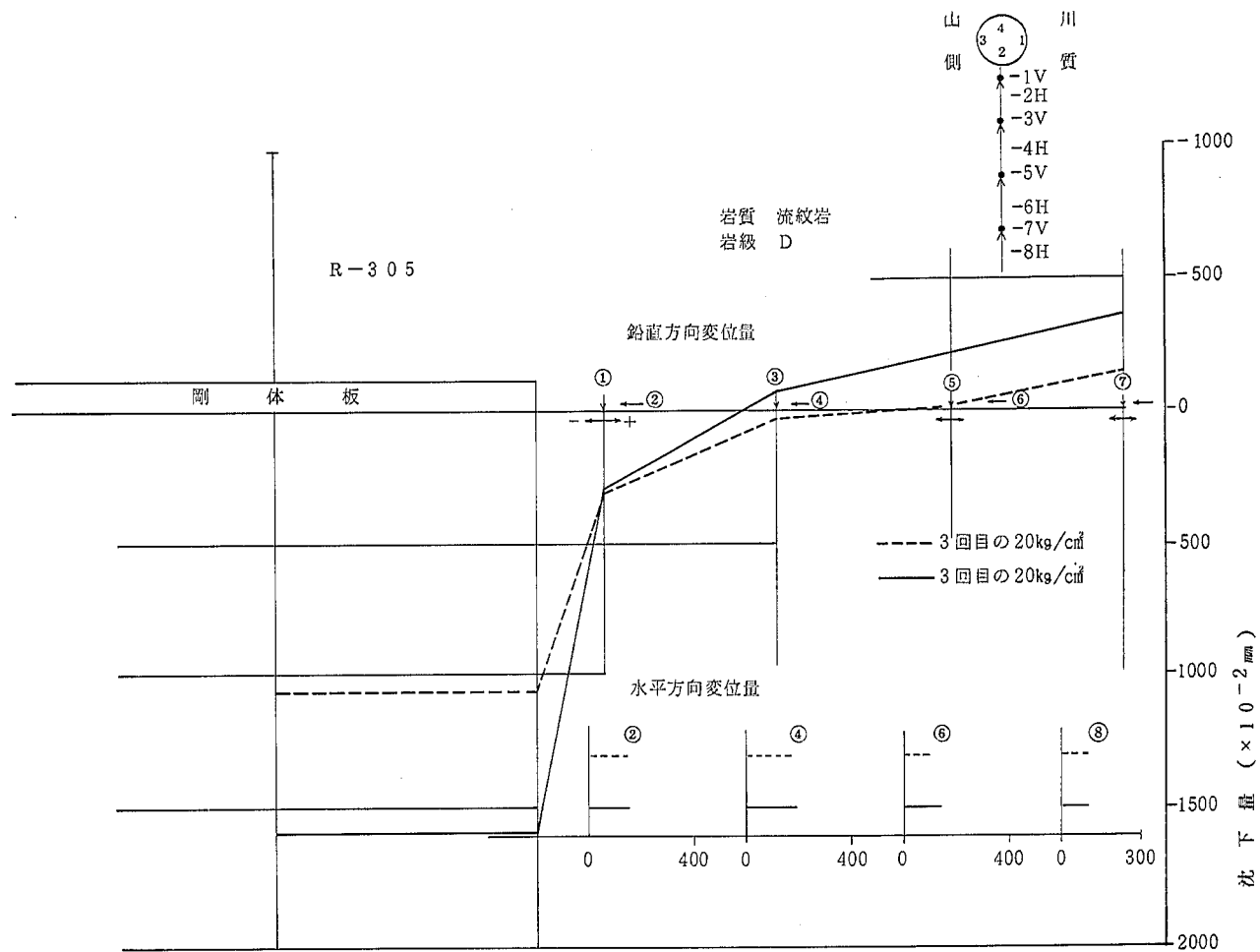


図 2 - 29 剛体板周辺沈下量曲線

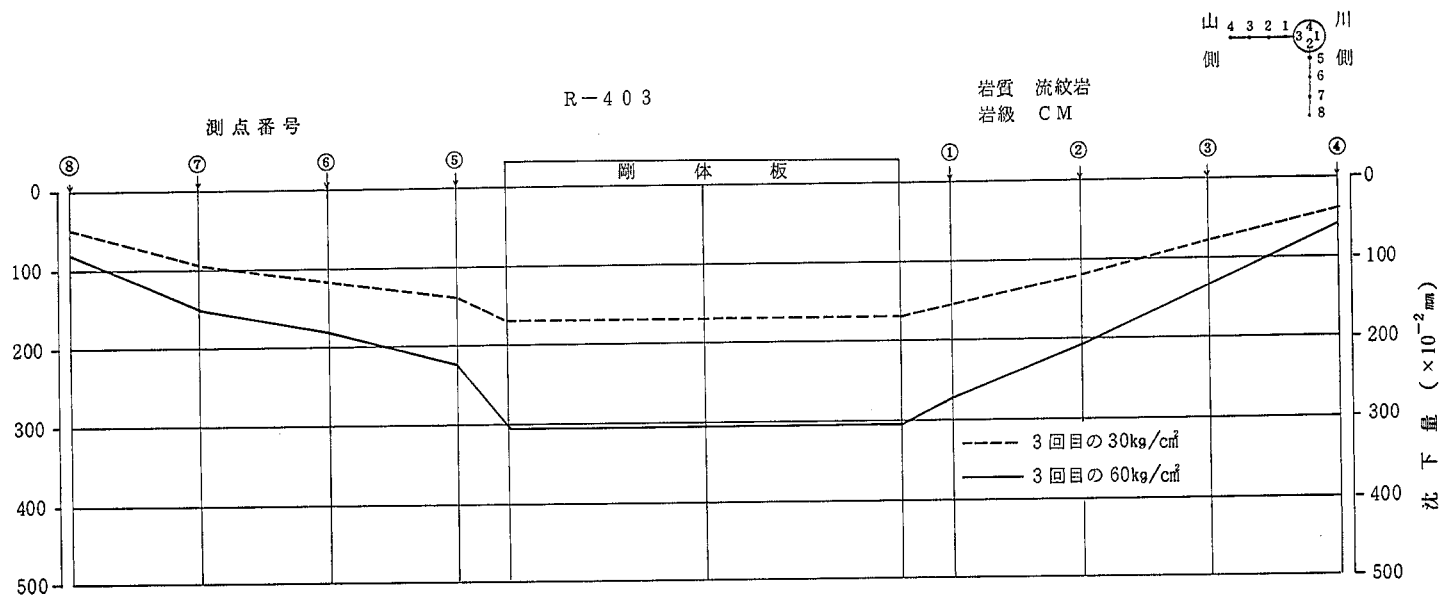


図 2 - 30 剛体板周辺部沈下量曲線

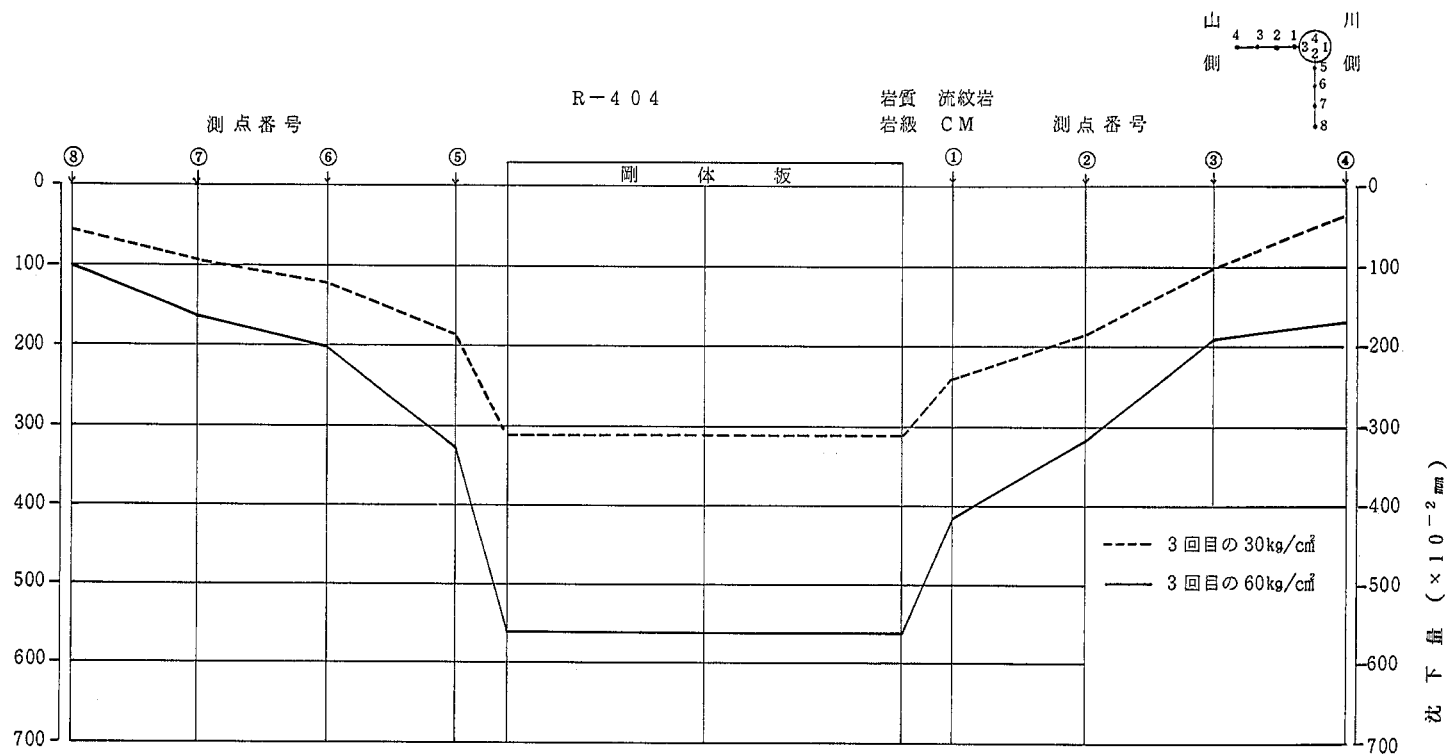


図 2 - 31 剛体板周辺部沈下量曲線

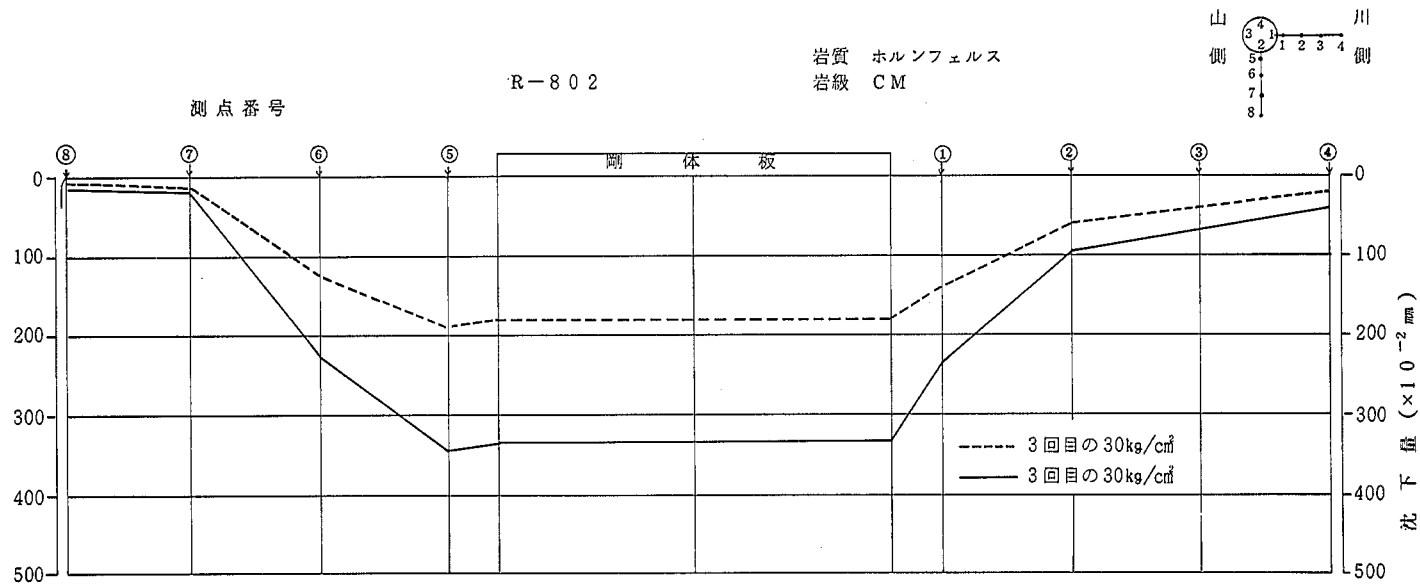


図 2 - 32 剛体板周辺部沈下量曲線

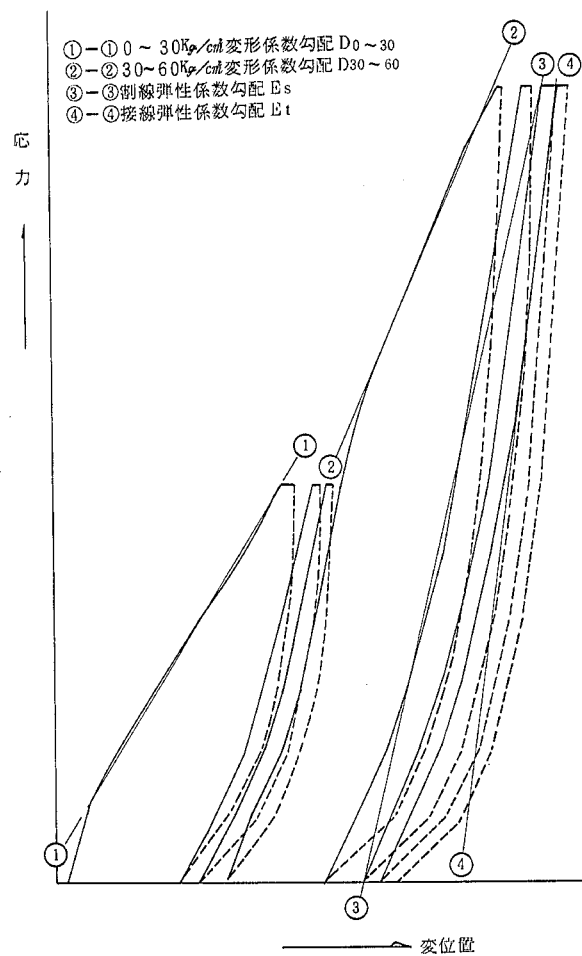


図 2-33 変形係数，弾性係数の勾配，記号

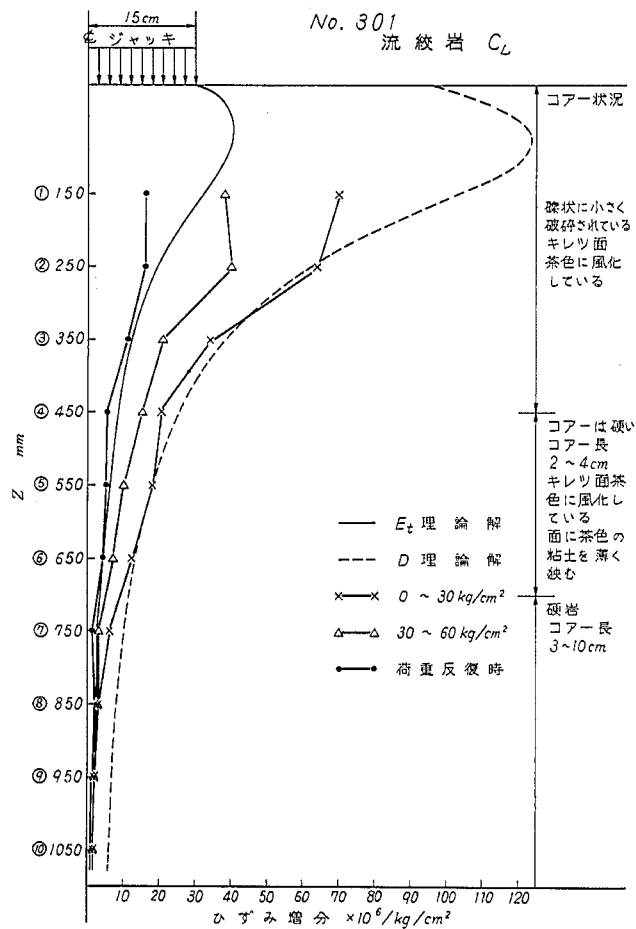


図 2 - 34 内部ひずみ分布曲線

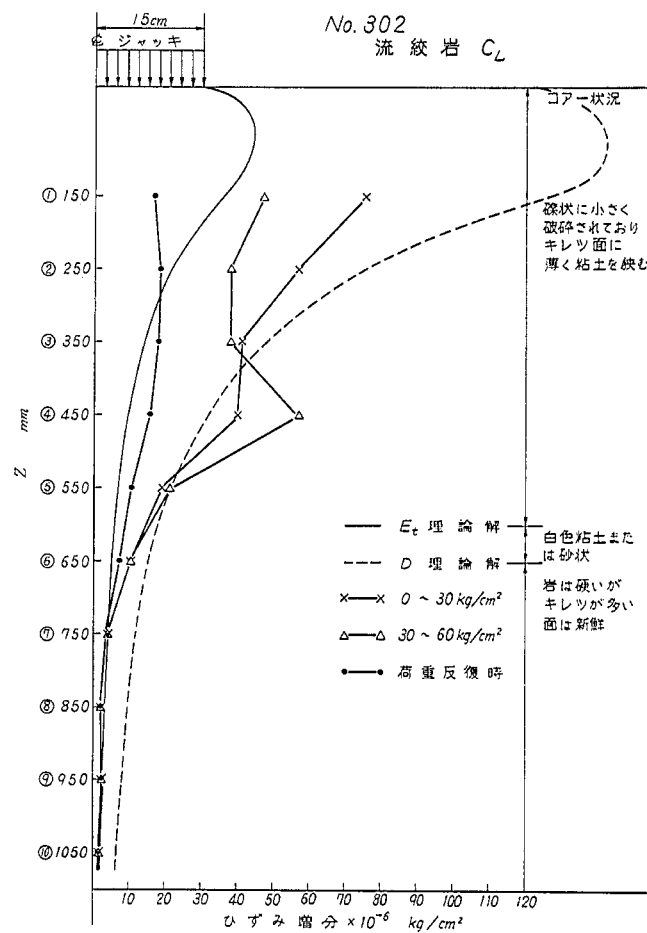


図 2 - 35 内部ひずみ分布曲線

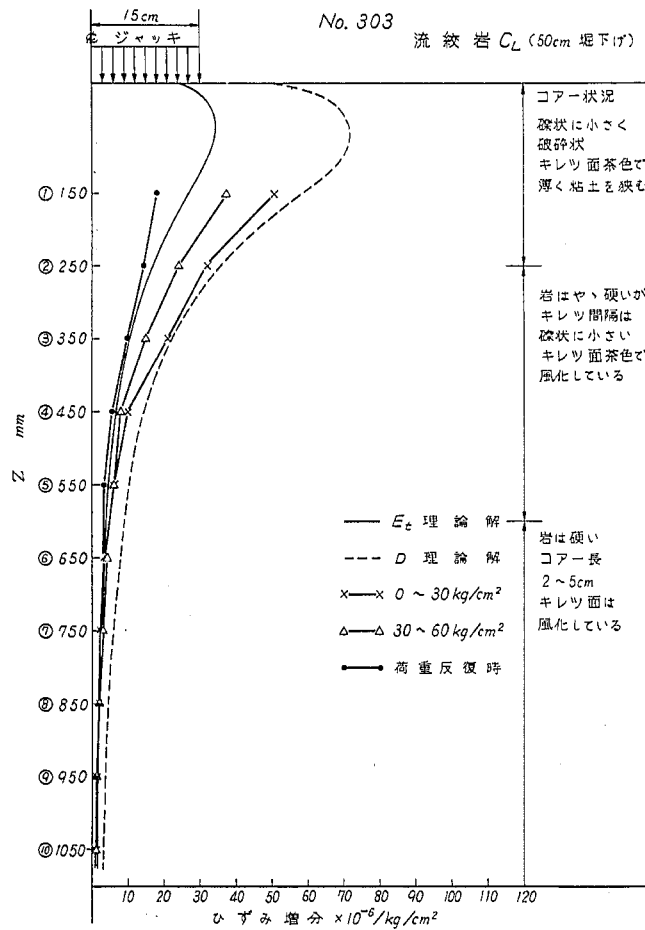


図 2-36 内部ひずみ分布曲線

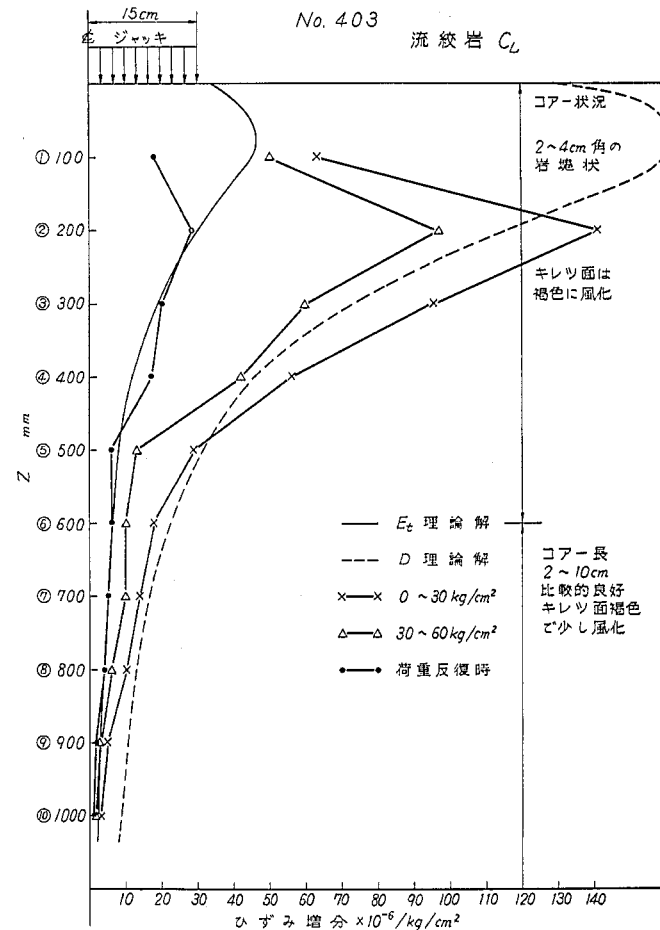


図 2-37 内部ひずみ分布曲線

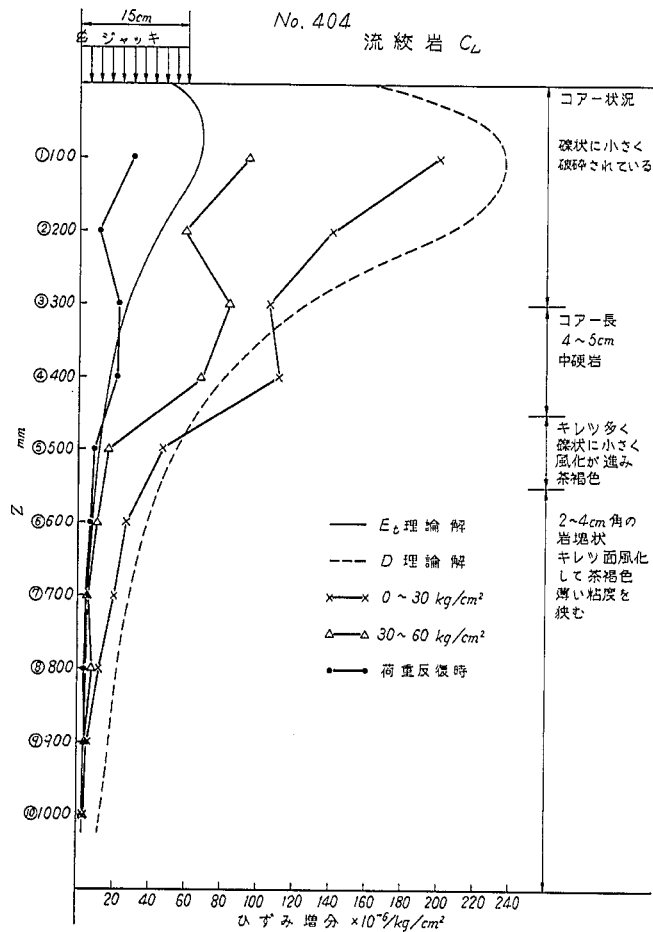


図 2-38 内部ひずみ分布曲線

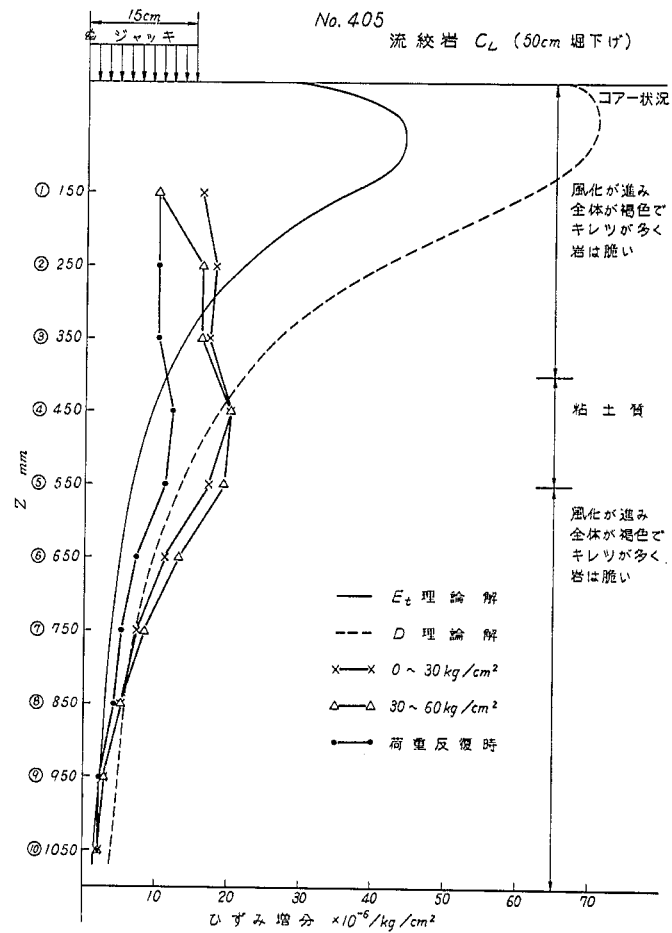


図 2-39 内部ひずみ分布曲線

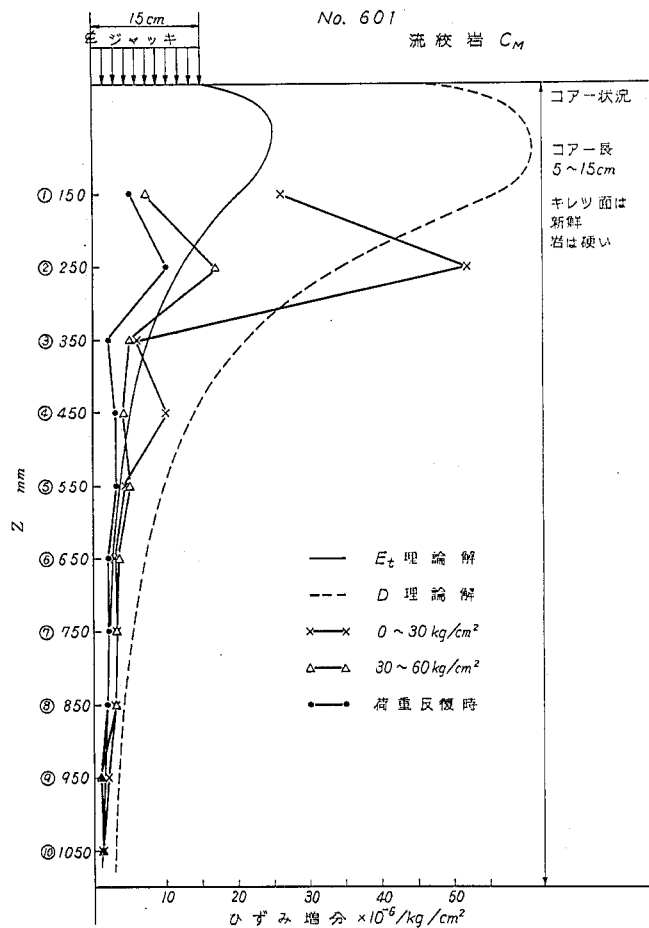


図 2-40 内部ひずみ分布曲線

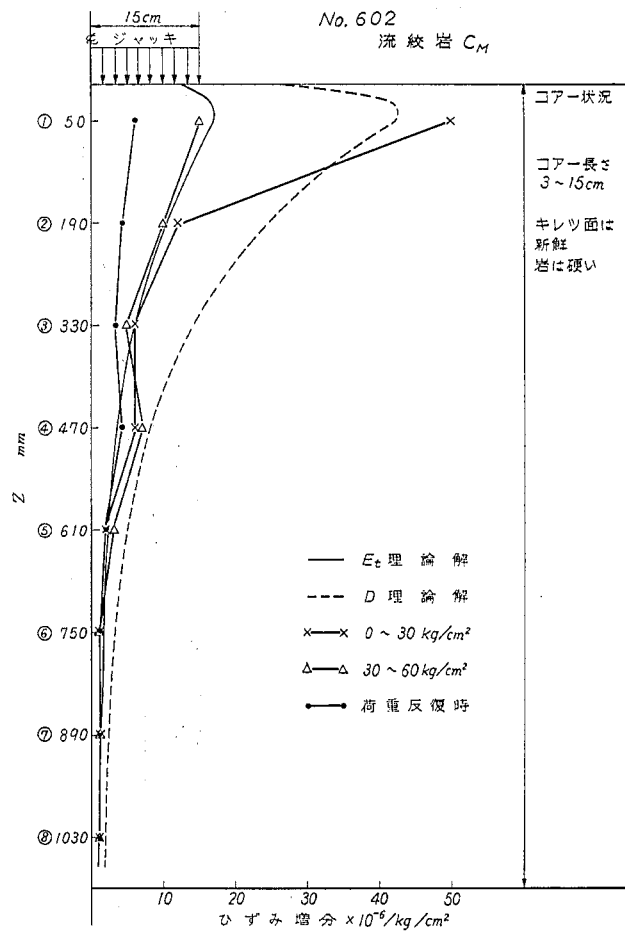


図 2-41 内部ひずみ分布曲線

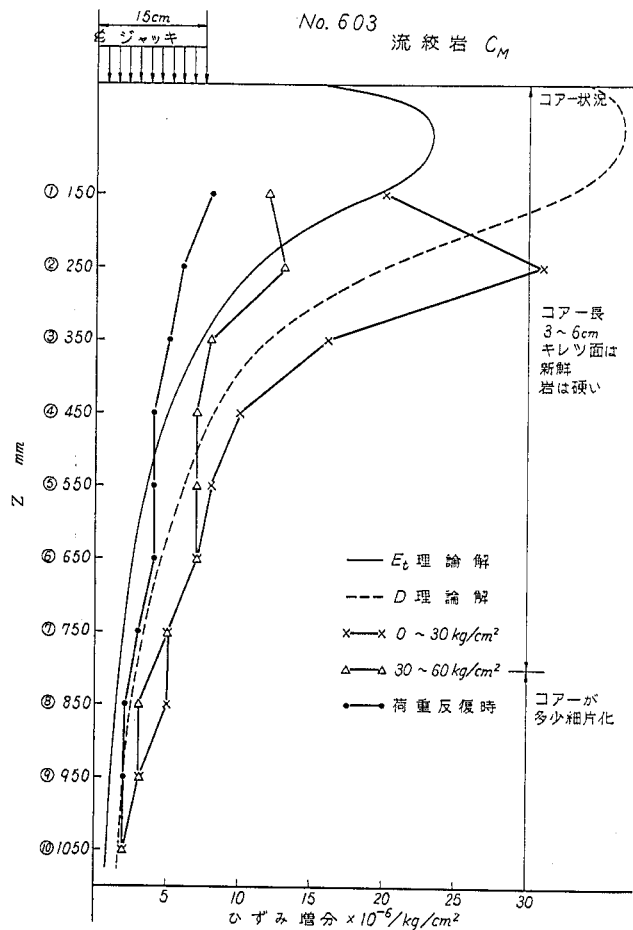


図 2-42 内部ひずみ分布曲線

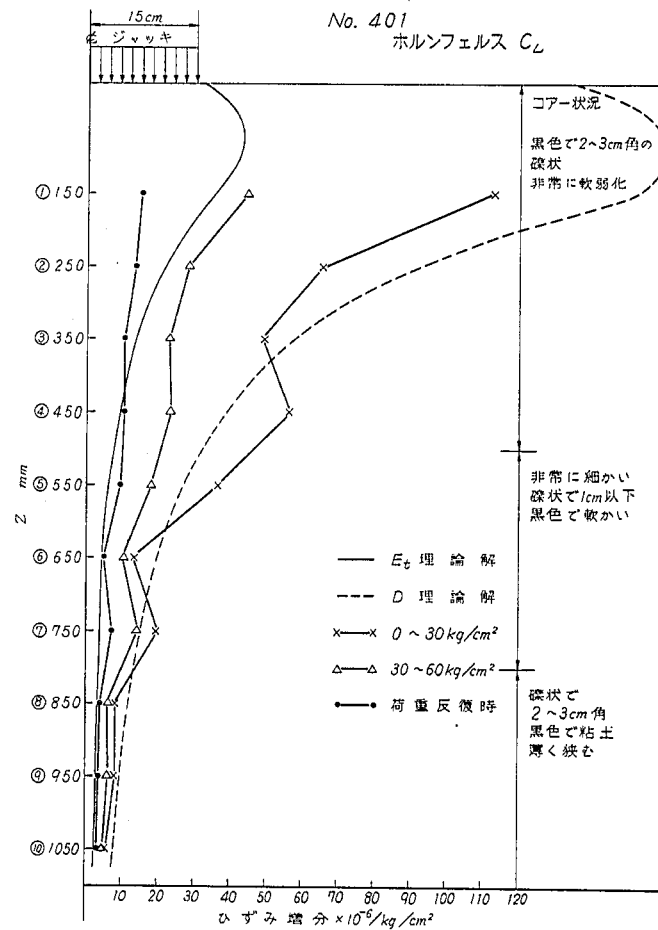


図 2-43 内部ひずみ分布曲線

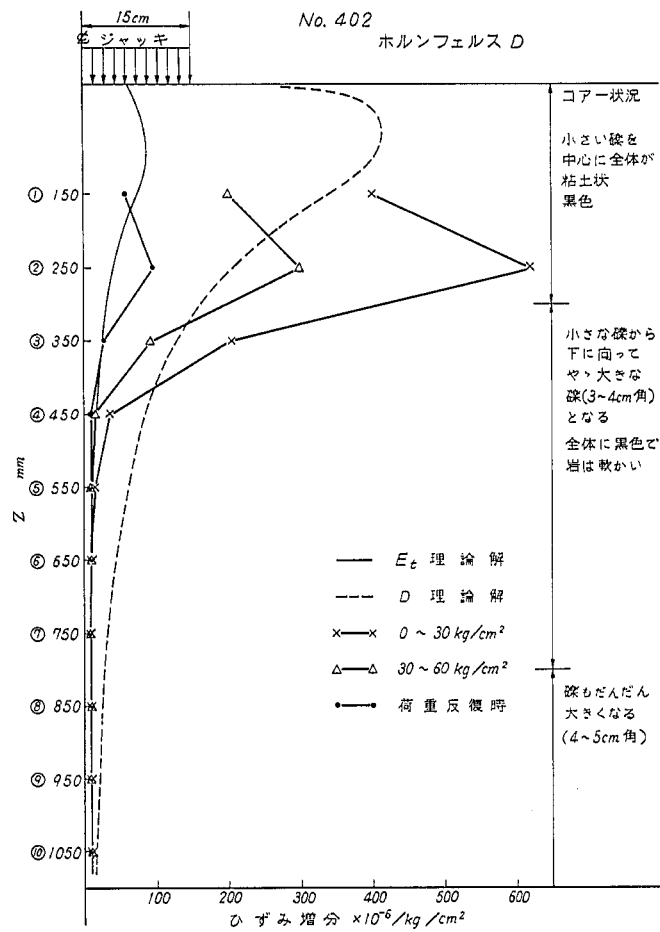


図 2 - 44 内部ひずみ分布曲線

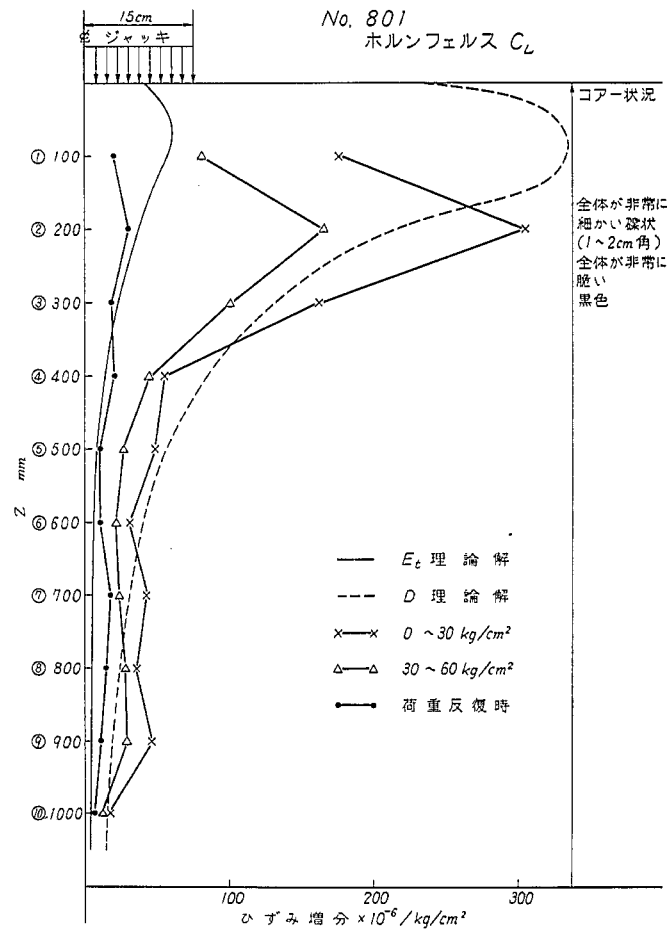


図 2 - 45 内部ひずみ分布曲線

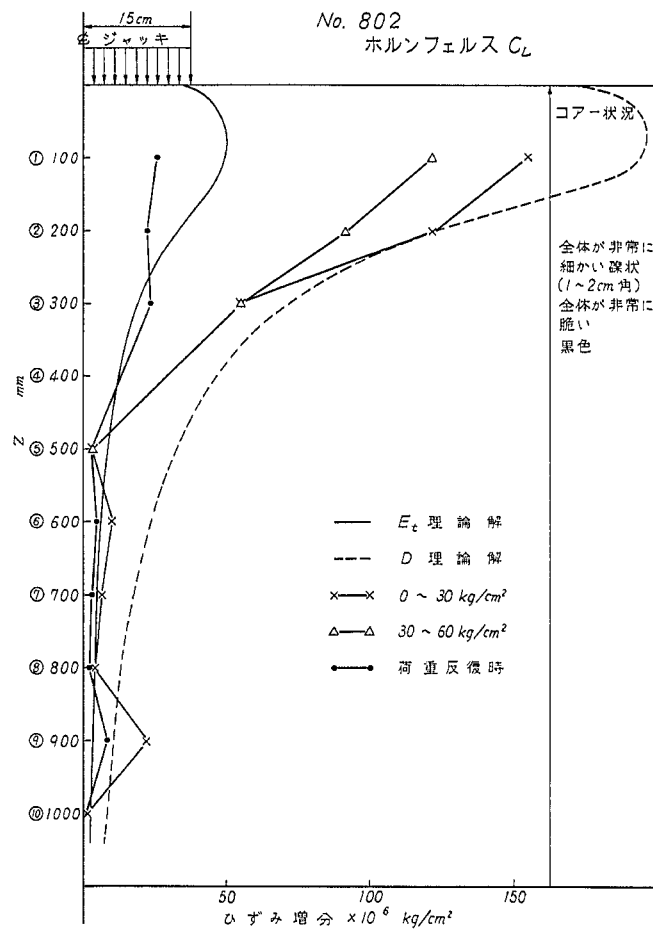


図 2-46 内部ひずみ分布曲線

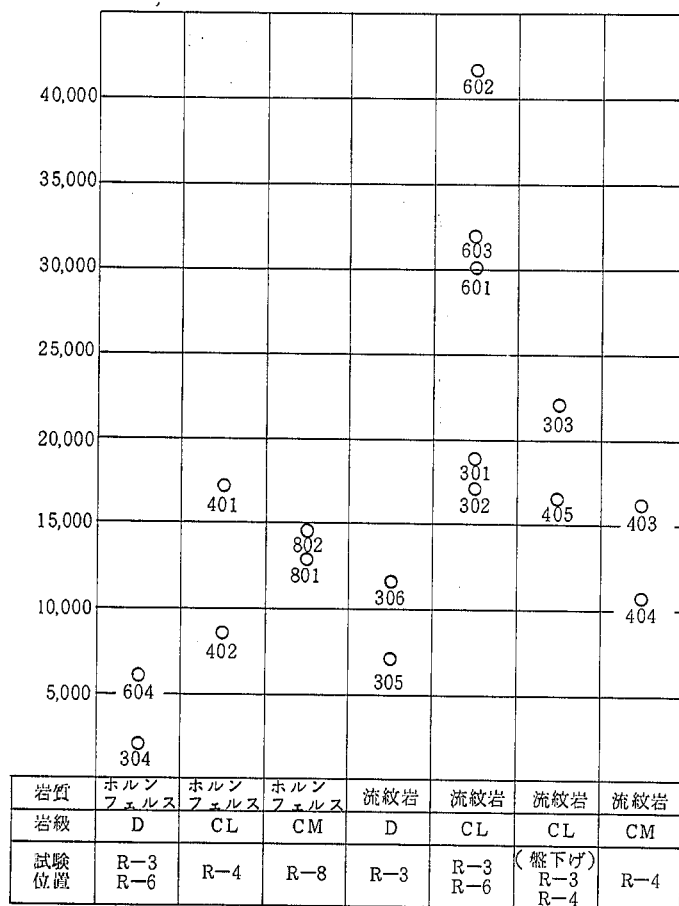


図 2 - 47 試験前岩級区分と，測定接線弾性係数の関係

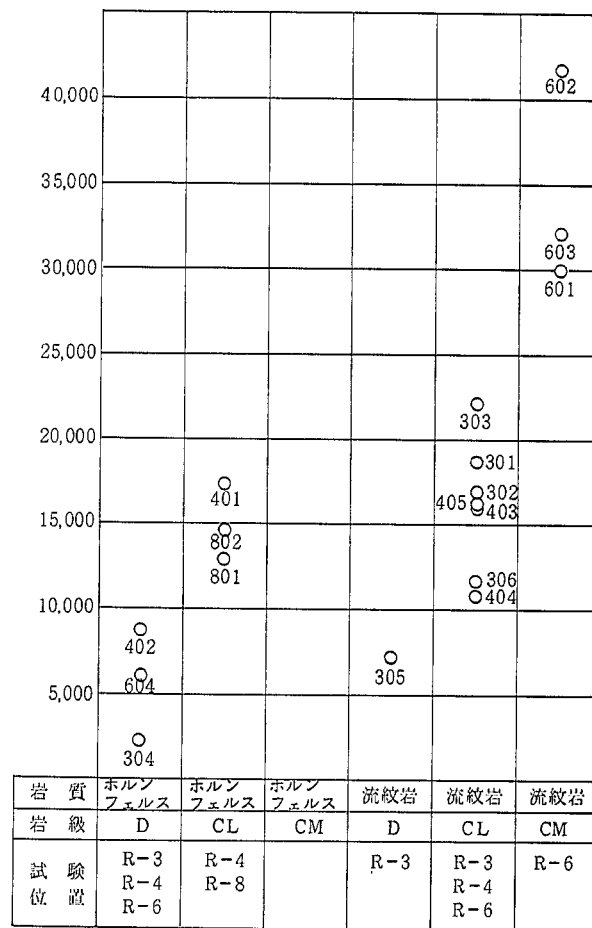


図 2 - 48 試験後の見直し岩級区分と，測定接線弾性係数の関係

2.2. 周辺拘束をした剛板載荷法による変形試験

本試験は2.1による変形試験において、岩級区分がDクラスに属する岩盤で剛体板周辺の岩盤の浮き上がりがみられたため、剛体板周辺を拘束することにより変形係数、弾性係数がどのように変化するかを観察するために実施された。

試験は流紋岩の中で岩級がDクラスに分類される岩盤について行なった。試験は3ヶ所で行ない、そして実際のダム基盤における載荷条件に近いと思われる状態における変形、弾性係数の把握を行なった。

この試験結果は、剛体板の周辺を拘束することにより、見かけの弾性係数は大きくなり、この度合は周辺拘束力の強さに影響される傾向を示しているようである。

2.2.1. 試験位置

試験箇所はR-3坑内の流紋岩で岩級がDクラスを代表するものを選び、現地で具体的な位置を選定した。その位置は図2-49～50に示した通りである。そのまとめを表2-3に示す。

表 2 - 3

番 号	岩 級	横 坑	備 考
R 301 (J)	D	R - 3	無拘束
R 302 (J)	D	R - 3	拘束 5 kg/cm ²
R 303 (J)	D	R - 3	拘束 15 kg/cm ²
R 504 (J)	D	R - 3	拘束 10 kg/cm ²

2.2.2. 試験方法

この試験は、周辺部の塑性変形による上昇を拘束して試験を行ない、周辺拘束と無拘束の場合の弾性係数、変形係数の変化について検討するため実施した。

周辺拘束応力としては5 kg/cm²、10 kg/cm²、15 kg/cm²の3種類とした。

拘束力は図2-51でみられるように、剛体板を中心として一辺1.22 mの正方形の範囲を4分割し、各区画はそれぞれ縁を切り、拘束力を加える60 ton ジャッキを各区画ごとに1本ずつセットした。なおこれら周辺拘束力加圧用のジャッキの油圧系は同一系統とし、1台のポンプにより同時に4台のジャッキに加圧され、剛体板周辺に均等な所定の拘束荷重が分布するよう配慮された。

(イ) 準 備

試験箇所は、D級岩盤の分布と周辺の状況を見定めた上で、手掘りでゆるみ域を取り除き、試験面を露出させた。

試験面における凹凸を整形し、浮石を除去した上で仕上げ面上に拘束区画と剛体板の縁切りを行なって、セメントペーストをしき、その上に円型剛体板ならびに拘束板を設置し岩盤と密着させた。

剛体板から上方の100 ton ジャッキ、同支柱等は通常のジャッキテストと全く変わらないが、周辺拘束板の上にはH型钢を井型に組合わせ、周辺拘束荷重の均等な分布を計り、その上に60 ton ジャッキを組み100 ton ジャッキ同様、支柱により天井に反力をとった。

(ロ) 載 荷

載荷は剛体板、拘束板とも油圧ピストンジャッキにより行なわれているが、油圧系統は両者は別系統になっており、4枚の拘束板の油圧は同一系統となっている。

載荷重の大きさは圧力計により測られる。剛体板、拘束板の変位量はそれぞれ差動トランス式変位計及びダイヤルゲージを使用して測定した。

(イ) 計器の配置

変位測定点は剛体板については4点、拘束板については16点を図2-52に示すように配置した。

(ニ) 載荷パターン

載荷は剛体板と拘束板は別系統でなされ、そのパターンは図2-53に示すようにした。

剛体板載荷重は各応力レベルで3回繰返し、最大荷重載荷後持続荷重を加える。昇圧、降圧の速度は応力度で毎分0.15 kg/cm²を標準とし、5 kg/cm²の変化毎に数値を測定した。

拘束板の載荷速度は剛体板同様、毎分0.15 kg/cm²を標準とし、所定の拘束圧に昇圧した後は試験実施期間中、圧力を保持した。なお所定の拘束圧に達するまでは拘束板、剛体板とも同時に昇圧することにした。

2.2.3. 試験結果

載荷に対応する沈下量曲線は図2-54(1)~(4)に示す通りである。弾性係数はくり返し荷重終期の曲線から図2-55に示す方法で算定した。また変形係数も沈下量曲線の包絡線の勾配を図2-55に示す方法で算定した。

なお、弾性係数、変形係数は次式により計算した。

剛体板周辺の沈下量 δ cm

$$\delta = \frac{(1-\nu^2)}{\pi a E} \Delta P \cdot \sin^{-1} \frac{a}{r} \dots\dots\dots (1)$$

a : 剛体板半径 (15 cm)

ν : ポアソン比 (= 0.3)

ΔP : 載荷量 (kg)

r : 剛体板中心からの距離 ($r \geq a$)

E : 岩盤の弾性係数 (kg/cm²)

剛体板周辺部の沈下は(1)式において $r = a$ の場合に相当し、この場合は

$$\sin^{-1} \frac{a}{r} = \frac{\pi}{2}$$

したがって

$$E = \frac{(1-\nu^2)}{2a} \cdot \frac{\Delta P}{\delta}$$

その結果を表2-4、表2-5に示す。

表 2-4 接線弾性係数および変形係数

測定No	岩 級	岩 質	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
			拘束 kg/cm ²	σ kg/cm ²	$P=21.441 \sigma$ kg	$\delta(Et)$ cm	$\delta(D)$ cm	$3/4(Et)$ kg/cm ²	$3/5(D)$ kg/cm ²	D/Et
R 301 (J)	D	流紋岩	0	15(5~20)	321.62	0.020	—	16,081	—	—
			0	20(0~20)	428.82	—	0.114	—	3,762	0.234
			0	30(10~40)	643.23	0.042	—	15,315	—	—
			0	20(20~40)	643.23	—	0.069	—	6,215	0.406
R 302 (J)	D	流紋岩	5	15(10~25)	321.62	0.044	—	7,310	—	—
			5	20(5~25)	428.82	—	0.262	—	1,637	0.224
			0	15(10~25)	321.62	0.111	—	2,233	—	—
			0	20(5~25)	428.82	—	0.189	—	2,264	1.001
			5	25(20~45)	321.62	0.073	—	7,343	—	—
			5	20(25~45)	428.82	—	0.203	—	2,112	0.288
			0	25(20~45)	536.03	0.144	—	3,722	—	—
			0	20(25~45)	428.82	—	0.147	—	2,917	0.784
R 303 (J)	D	流紋岩	15	20(15~35)	428.82	0.018	—	23,824	—	—
			15	20(15~35)	428.82	—	0.089	—	4,818	0.202
			0	20(15~35)	428.82	0.082	—	5,230	—	—
			0	20(15~35)	428.82	—	0.116	—	3,697	0.706
			15	35(20~55)	750.44	0.029	—	25,878	—	—
			15	20(35~55)	428.82	—	0.057	—	7,523	0.290
			0	35(20~55)	750.44	0.136	—	5,518	—	—
			0	20(35~55)	428.82	—	0.099	—	4,332	0.786
R 504 (J)	D	流紋岩	10	20(10~30)	428.82	0.041	—	10,459	—	—
			10	20(10~30)	428.82	—	0.168	—	2,553	0.244
			0	20(10~30)	428.82	0.111	—	3,863	—	—
			0	20(10~30)	428.82	—	0.135	—	3,177	0.822
			10	35(15~50)	750.44	0.063	—	11,912	—	—
			10	35(15~50)	750.44	—	0.090	—	8,338	0.700
			0	35(15~50)	750.44	0.143	—	5,248	—	—
			0	35(15~50)	750.44	—	0.154	—	4,873	0.929

$$D \text{ or } Et = \frac{1-\nu^2}{2a} \frac{P}{\delta} = \frac{1-\nu^2}{2a} \frac{\pi a^2 \sigma}{\delta} = \frac{\pi \sigma (1-\nu^2)}{2} \frac{\sigma}{\delta}$$

a : 剛体板半径 (15 cm)

ν : ポアソン比 (0.3) 従って $E = 21.441 \frac{\sigma}{\delta}$

σ : 載荷応力

P : 載 荷 重

表 2-5 割線弾性係数

試験 No	岩 級	岩 質	①	②	③	④	⑤	備 考
			拘 束 kg/cm ²	σ kg/cm ²	$P=21.441 \sigma$ kg/cm ²	δ cm	③/④ (Et) kg/cm ²	
R301(J)	D	流紋岩	0	15(5~20)	321.62	0.020	16,081	無 拘 束
			0	35(5~40)	750.44	0.046	16,314	"
R302(J)	D	"	5	20(5~25)	428.82	0.053	8,091	
			5	40(5~45)	857.64	0.117	7,330	
			0	25(0~25)	536.03	0.217	2,470	拘 束 解 除
			0	45(0~45)	964.85	0.288	3,350	"
R303(J)	D	"	15	20(15~35)	428.82	0.018	23,823	
			15	40(15~55)	857.64	0.037	23,179	
			0	35(0~35)	750.44	0.146	5,140	拘 束 解 除
			0	55(0~55)	1,192.26	0.250	4,769	"
R504(J)	D	"	10	20(10~30)	428.82	0.042	10,210	
			10	40(10~50)	857.64	0.074	11,590	
			0	30(0~30)	643.23	0.203	3,169	拘 束 解 除
			0	50(0~50)	1,072.05	0.280	3,829	"

$$Et = \frac{1-\nu^2}{2a} \frac{P}{\delta} = \frac{\pi a (1-\nu^2)}{2} \frac{\sigma}{\delta} \quad (P = \pi a^2 \sigma)$$

a : 剛体板半径 (= 15 cm)

ν : ポアソン比 (= 0.3)

σ : 載荷応力 (kg/cm²)

P : 載 荷 重 (kg)

$$E = 21,441 \frac{\sigma}{\delta}$$

2.2.4. 周辺拘束と通常方式との比較検討

(イ) 弾性係数と岩級分類

この載荷試験はD級岩盤についてのみ実施したが、先に行なった通常の変形試験結果の岩級分類と弾性係数との関係に対比してみると先記のNo 305が今回試験の岩塊に相当し、同一横坑内で試験している。この弾性係数は2,300 ~ 7,100 kg/cm²で、今回の拘束を解除した載荷試験結果とはほぼ一致している(2,100 ~ 5,500 kg/cm²)。

通常の変形試験結果を合わせて岩質岩級別に弾性変形係数をプロットすると、図2-56の通りである。この図からみると周辺の拘束力にもよるが、見掛けの弾性係数値は周辺拘束することによって無拘束時の岩級でC_L級の岩盤に匹敵すると言える。

(ロ) 弾性係数と変形係数(図2-57参照)

弾性係数と変形係数との関係は、通常の変形試験結果によると、当地点の岩盤においては、Et/Dは1から5の間に分布し、その中でも岩級の悪いもの程その値が大きくなる傾向が判明している。今回の試験においても拘束時においてはほぼ通常方式のD級岩盤の値(4.0 ~ 6.0)と同じ値(3.5 ~ 5.0)になるが、無拘束時においてはこの値が1 ~ 1.5となり異なった値となっている。これは無拘束時の弾性係数は2,100 ~ 5,500 kg/cm²で通常方式のD級岩盤と同様な値であるが、変形係数が2,200 ~ 4,800 kg/cm²と異常に大きくほぼ弾性係数と同じ値を示しているためである。変形係数が異常に大きな値になった原因は、無拘束試験に先立って拘束載荷試験が行なわれたため、無拘束載荷は処女荷重でなく、したがって拘束載荷によって

試験箇所が締固まったために変形係数は大きい値を示したものと考える。

拘束載荷試験に先立って、周辺拘束板と剛体板によって拘束応力まで載荷を行なったが、この載荷とそれによる変形量から、低荷重時における変形係数を計算してみると、表 2-6 の通りであり、その値はその後行なわれた拘束載荷試験によって得られた変形係数に比べて、極端に小さい値となっている。

表 2-6 拘束応力まで載荷重による変形係数

試験 No	岩 級	岩 質	①	②	③	④	⑤	備 考
			拘 束 kg/cm ²	σ kg/cm ²	$P=21,441 \sigma$ kg/cm ²	δ cm	③/④ (D) kg/cm ²	
R 302 (J)	D	流紋岩	5	5 (0~ 5)	107.21	0.494	217	
R 303 (J)	D	"	15	15 (0~15)	321.62	0.812	396	
R 504 (J)	D	"	10	10 (0~10)	214.41	0.792	271	

$$D = \frac{1-\nu^2}{2a} \frac{P}{\delta} = \frac{\pi a (1-\nu^2)}{2} \frac{\sigma}{\delta} \quad (P = \pi a^2 \sigma)$$

a : 剛体板半径 (= 15 cm)

ν : ポアソン比 (= 0.3)

σ : 載 荷 応 力 (kg/cm²)

P : 載 荷 重 (kg)

$$\therefore Ed = 21,441 \frac{\sigma}{\delta}$$

(イ) 弾性係数と拘束力との関連

先にも述べたように、 E_t/D が周辺拘束力によって変わってくる傾向がみられる。まだ試験箇所数は少ないのははっきりした傾向として把握できないが、第一次載荷 (0 ~ 20 kg/cm²) ではバラつきが大きく、第二次載荷 (20 ~ 40 kg/cm²) では E_t/D 値が拘束力を大きくすると 4 から 5 に上ってゆくことがわかる。(図 2-58 参照)

拘束力と弾性係数との関係は図 2-58 で明らかなように、拘束力を 0 から 15 kg/cm² に増加させるにしたがって E_{t1}/E_{t2} が 1 から 4.5 まで移行することがわかる。このことは 4 個の試験によっているもので、はっきりしたことは言えないが、理論的にも裏付けができるものと考えられる。

(ニ) 岩盤の残留変形量クリープ特性

表 2-7 は拘束載荷試験の変形量特性値の一覧表である。この結果から最大変形量に対する残留変形量の割合は 61 % ~ 77 % である。表 2-8 に示される通常方式の試験結果では D 級岩盤では 86 % ~ 89 % , C_L 級のホルンフェルスで 60 % ~ 80 % , 流紋岩では 54 % ~ 71 % であったので、今回の試験結果は比較的大きな残留変形量を示しているが、通常方式の結果に比べれば C_L 級の岩盤にランクされる。このように残留変形量と最大変形量との比としては、通常方式の D 級岩盤に比べて小さいが、最大残留変形量そのものも通常方式においては 9.88 mm ~ 23.48 mm であったのに対し、周辺拘束したものは 6.54 mm ~ 7.88 mm と小さな値を示している。残留変形量そのものとしては概してかなり大きな値であるが、反面クリープ量は通常方式同様小さな値を示している。試験の最終段階で持続荷重 (6 時間以上) によるクリープ量を測定しているが、時間とクリープ量を片対数方眼を用いて表わすと図 2-59 の通りである。持続荷重載荷後 1 時間でクリープ量の約半分が進行し、残りのクリープは 2 ~ 4 時間の内に殆ど進行してしまっている。またその量は 0.22 mm ~ 0.41 mm であったが、周辺拘束したものは 0.03 mm ~ 0.08 mm と小さい値を示している。

以上 E_t/D の値が大きく、残留変形も大きいのに反してクリープ量が極端に小さいことは、試験結果からも明かなように岩自身は硬いがキレツが発達しており、ルーズな状態になっていることに起因するも

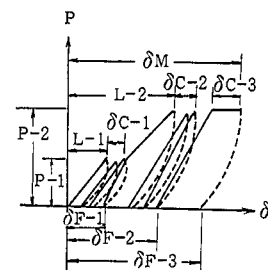
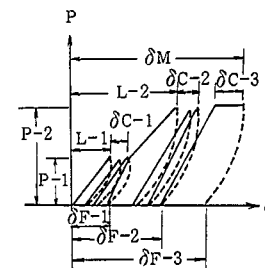


表 2-7 岩盤試験変形量特性値一覧表

測定No	周辺拘束	岩級	岩質	最大変形 δM 10^{-2} mm	最大残留 δF 10^{-2} mm	$\delta F / \delta M$	$\delta C-1$ 10^{-2} mm	$\delta C-2$ 10^{-2} mm	$\delta C-1 / L-1$	$\delta C-2 / L-2$	$\delta F-1$ 10^{-2} mm ※	$\delta F-2$ 10^{-2} mm ※	$\delta F-2 / \delta F-1$	クリープ量 $\delta C-3$ 10^{-2} mm
R301 (J)	0	D	流紋岩	221	148	0.67	(114)(128) 14	(198)(222) 24	0.12	0.12	(112)	(172)	(1.54)	4
R302 (J)	0	"	"	1,103	668	0.61	(878)(880) 2	(1030)(1102) 72	0.002	0.07	700	750	1.07	7
R302 (J)	5	"	"	1,085	788	0.73	(728)(780) 52	(987)(1085) 98	0.07	0.10	(734)	(958)	(1.31)	8
R303 (J)	0	"	"	1,010	774	0.77	(860)(872) 12	(963)(1002) 39	0.01	0.04	728	758	1.04	3
R303 (J)	15	"	"	1,034	703	0.68	(896)(922) 26	(981)(1,127) 146	0.03	0.15	(910)	(989)	(1.31)	3
R504 (J)	0	"	"	980	705	0.72	(858)(864) 6	(946)(979) 33	0.007	0.03	664	705	1.06	2
R504 (J)	10	"	"	973	654	0.67	(875)(886) 11	(947)(971) 24	0.01	0.03	(848)	(892)	(1.05)	3

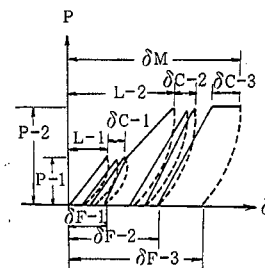
※()は、最下限位置の値を用いた。

表 2-8(1) 岩盤試験変形量特性値一覧表



測定No	岩級	岩質	最大変形	最大残留	$\delta F / \delta M$	$\delta C \sim 1$ 10^{-2} mm	$\delta C \sim 2$ 10^{-2} mm	$\delta C-1 / L-1$	$\delta C-2 / L-2$	$\delta F-1$ 10^{-2} mm	$\delta F-2$ 10^{-2} mm	$\delta F-2 / \delta F-1$	クリープ量 $\delta C-3$ 10^{-2} mm
			δM 10^{-2} mm	δF 10^{-2} mm									
301	CL	流紋岩	269	169	0.63	(116)(140) 24	(222)(255) 33	0.21	0.15	76	149	1.96	9
302	CL	流紋岩	294	186	0.63	(130)(152) 22	(229)(277) 48	0.17	0.21	118	149	1.26	12
303	CL	流紋岩	168	79	0.47	(68)(78) 10	(131)(155) 24	0.15	0.18	30	68	1.27	11
304	D	ホルンフェルス	2,651	2,348	0.89	(1,129)(1,332) 203	(2,143)(2,539) 396	0.18	0.18	1,141	2,204	1.93	41
305	D	流紋岩	1,646	1,428	0.87	(916)(1,076) 160	(1,477)(1,596) 119	0.17	0.08	875	1,418	1.62	22
306	D	流紋岩	430	270	0.63	(236)(262) 27	(368)(406) 38	0.11	0.10	156	245	1.57	18
401	CL	ホルンフェルス	287	171	0.60	(158)(179) 21	(251)(278) 27	0.13	0.11	101	157	1.55	6
402	CL	ホルンフェルス	703			(450)(543) 93		0.21		410			
403	CM	流紋岩	329	213	0.65	(147)(173) 26	(273)(307) 34	0.18	0.12	100	188	1.88	15

表 2-8(2) 岩盤試験変形量特性値一覧表



測定No	岩級	岩質	最大変形	最大変形	$\delta F / \delta M$	$\delta C-1$ 10 ⁻² mm	$\delta C-2$ 10 ⁻² mm	$\delta C-1 / L-1$	$\delta C-2 / L-2$	$\delta F-1$ 10 ⁻² mm	$\delta F-2$ 10 ⁻² mm	$\delta F-2 / \delta F-1$	クリープ量 $\delta C-3$ 10 ⁻² mm
			δM 10 ⁻² mm	δF 10 ⁻² mm									
404	CM	流紋岩	608	433	0.71	(260)(318) 58	(509)(573) 64	0.22	0.13	195	368	1.89	27
405	CL	流紋岩	196	106	0.54	(80)(93) 13	(173)(196) 23	0.16	0.13	51	105	2.06	11
601	CL	流紋岩	167	110	0.66	(67)(81) 14	(130)(153) 23	0.21	0.18	46	93	2.02	8
602	CL	流紋岩	99	54	0.55	(41)(49) 8	(71)(89) 18	0.20	0.25	22	42	1.91	10
603	CL	流紋岩	87	42	0.48	(37)(46) 9	(71)(82) 11	0.24	0.15	21	34	1.62	6
604	D	ホルンフェルス	1,147	988	0.86	(629)(722) 93	(972)(1,102) 130	0.15	0.13	616	918	1.49	28
801	CM	ホルンフェルス	589	473	0.80	(253)(308) 55	(499)(553) 54	0.22	0.11	238	423	1.78	28
802	CM	ホルンフェルス	359	249	0.69	(156)(184) 28	(303)(334) 31	0.18	0.10	119	236	1.98	15

のと考えられる。

(ハ) 耐 荷 力

通常の試験においては、D級岩盤4ヶ所のうち2ヶ所(R304, R305)については周辺の浮上り現象が認められた。

周辺拘束したものにおいては、この浮上り現象を周辺拘束載荷で抑えて剛体板で更に載荷(0~20~40 kg/cm²)して変形特性を調査した。剛体板と周辺の沈下状況については図2-60(1)~(12), 図2-61(1)~(6)に示す通りである。この図で見ると各ケースとも浮上り現象は一応認められないが、無拘束時において多少なりとも浮上り現象的変位を示しているケースが拘束力が大きい10 kg/cm², 15 kg/cm²のケースにみられた。しかし、これは変位量が極く小さいことから周辺拘束力の残留も考えられるので、必ずしも浮上り現象とは断定しがたい。

変形特性を先の無拘束のD級岩盤の試験結果と比較すると最大変形量は浮上り現象を観測されたNo.304, 305が16.46, 26.51 mmであるのに対して、R302, R303, R504ではそれぞれ10.85, 10.34, 9.73 mmと半分程度である。また周辺拘束載荷後の変形量は非常に小さく、周辺拘束力が5 kg/cm²のR302が最大で5.66 mm, その他は1.5~2.0 mm程度である。しかし、無拘束時においてはR302は約4 mmの沈下を示し、拘束時に比べて小さくなっているがその他のブロックでは3.0~3.5 mmと拘束時に比べて大きくなっている。またその量はいずれも浮上り現象を起こした304, 305の変形量に比べて小さく、載荷による締固めにより改善され、変形量が小さくなっているものと思われる。

周辺拘束を行なった載荷条件下では、流動化した現象は認められなかった。

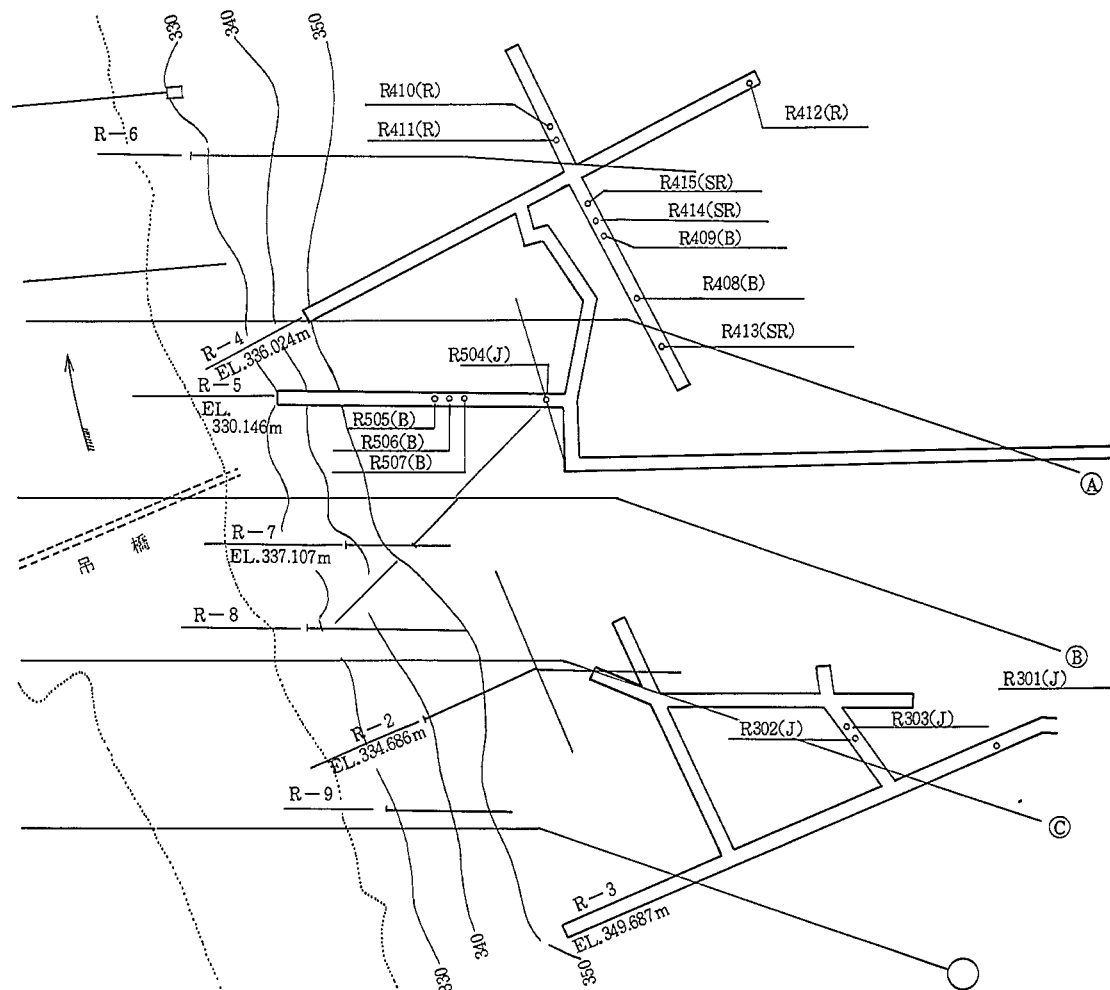


图 2-49 試驗位置平面圖

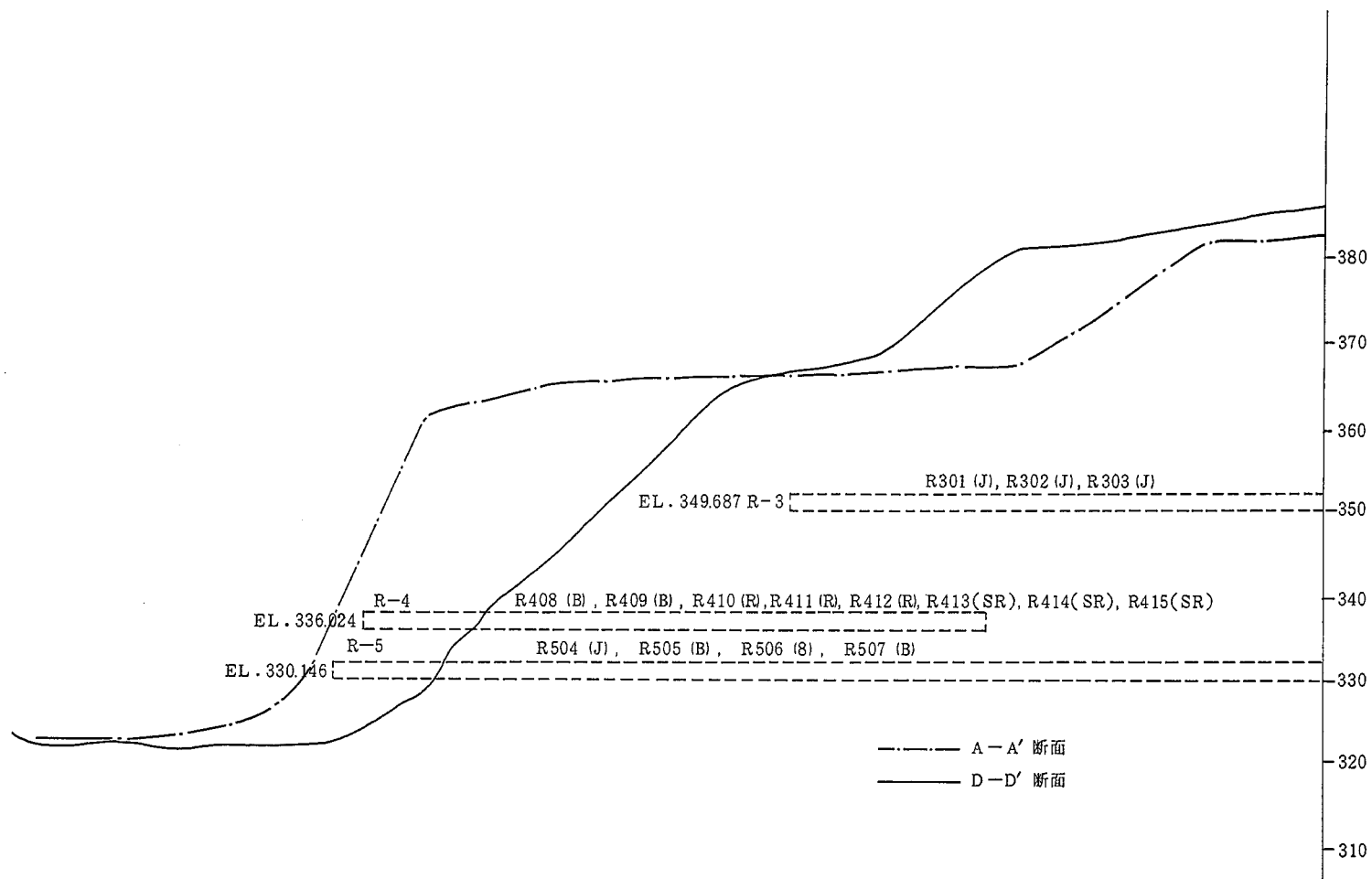
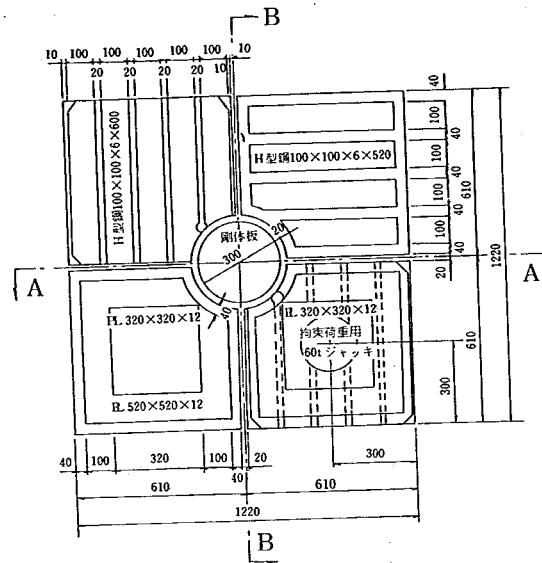


图2-50 試驗位置縱断面图

平面図 S = 1 / 10



A-A断面図 S = 1 / 10

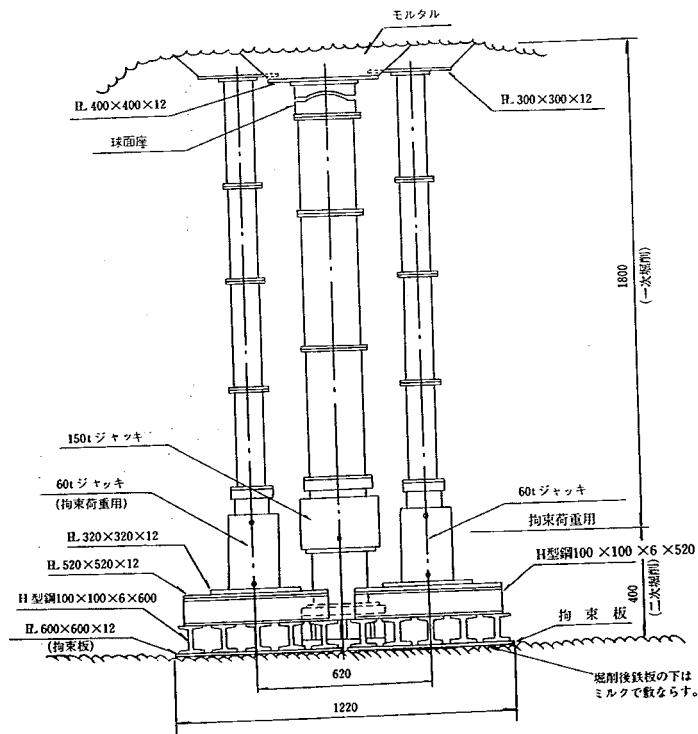


図 2-51 試験装置図

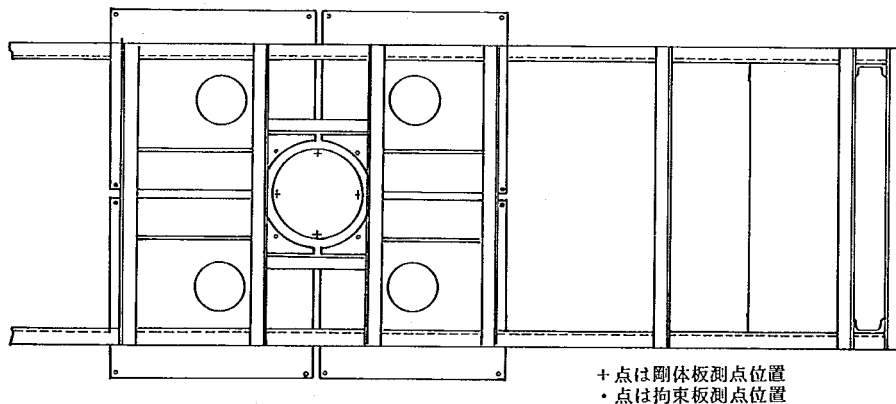
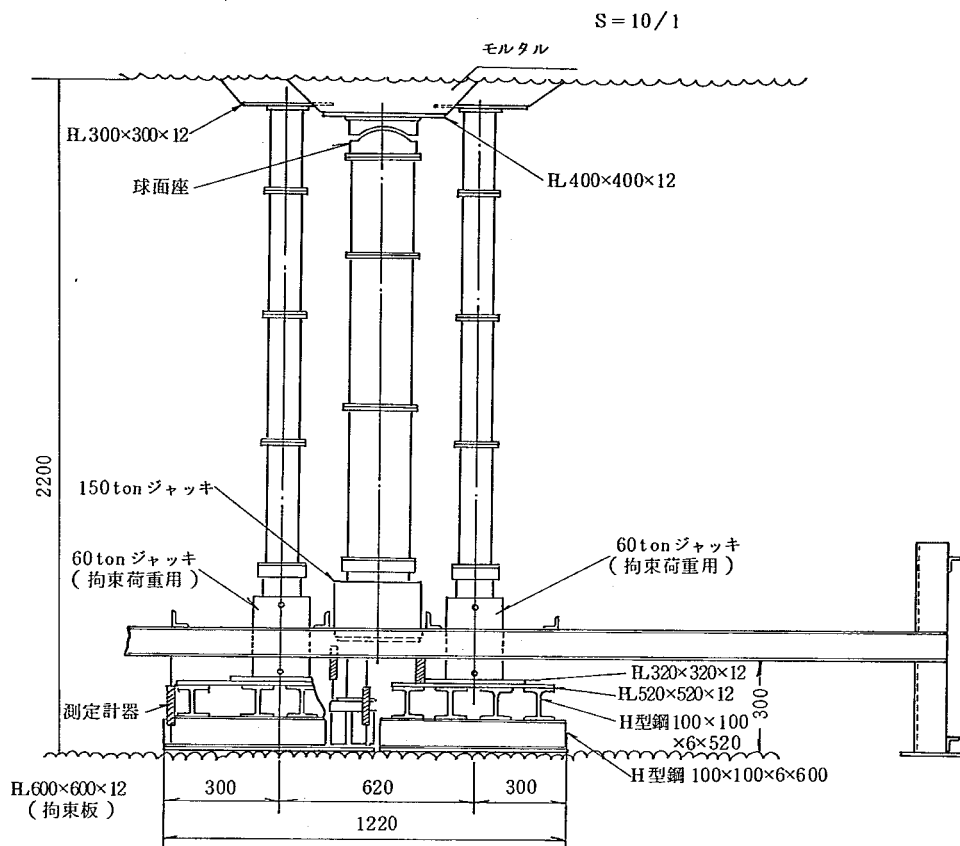


図2-52 測定装置組立図

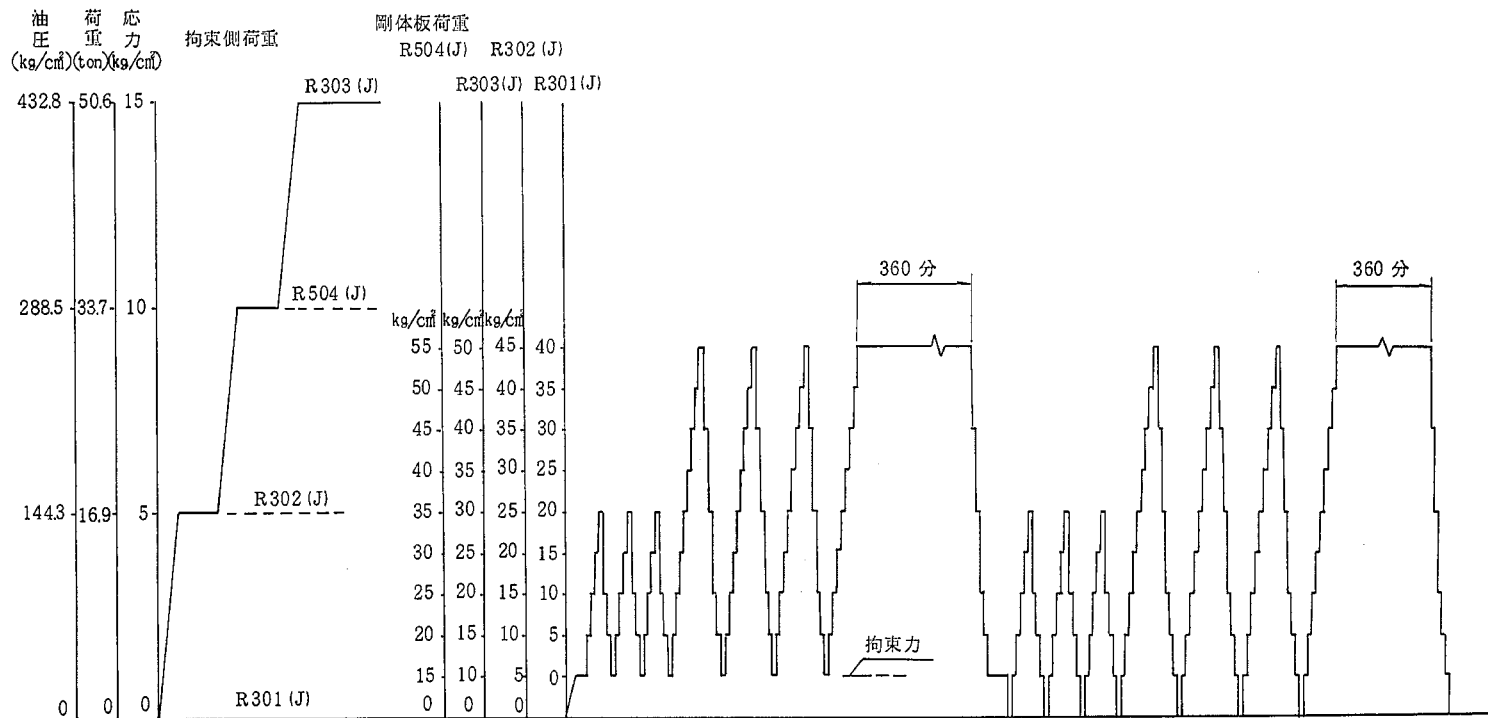


図 2-53 載 荷 パ タ ー ン

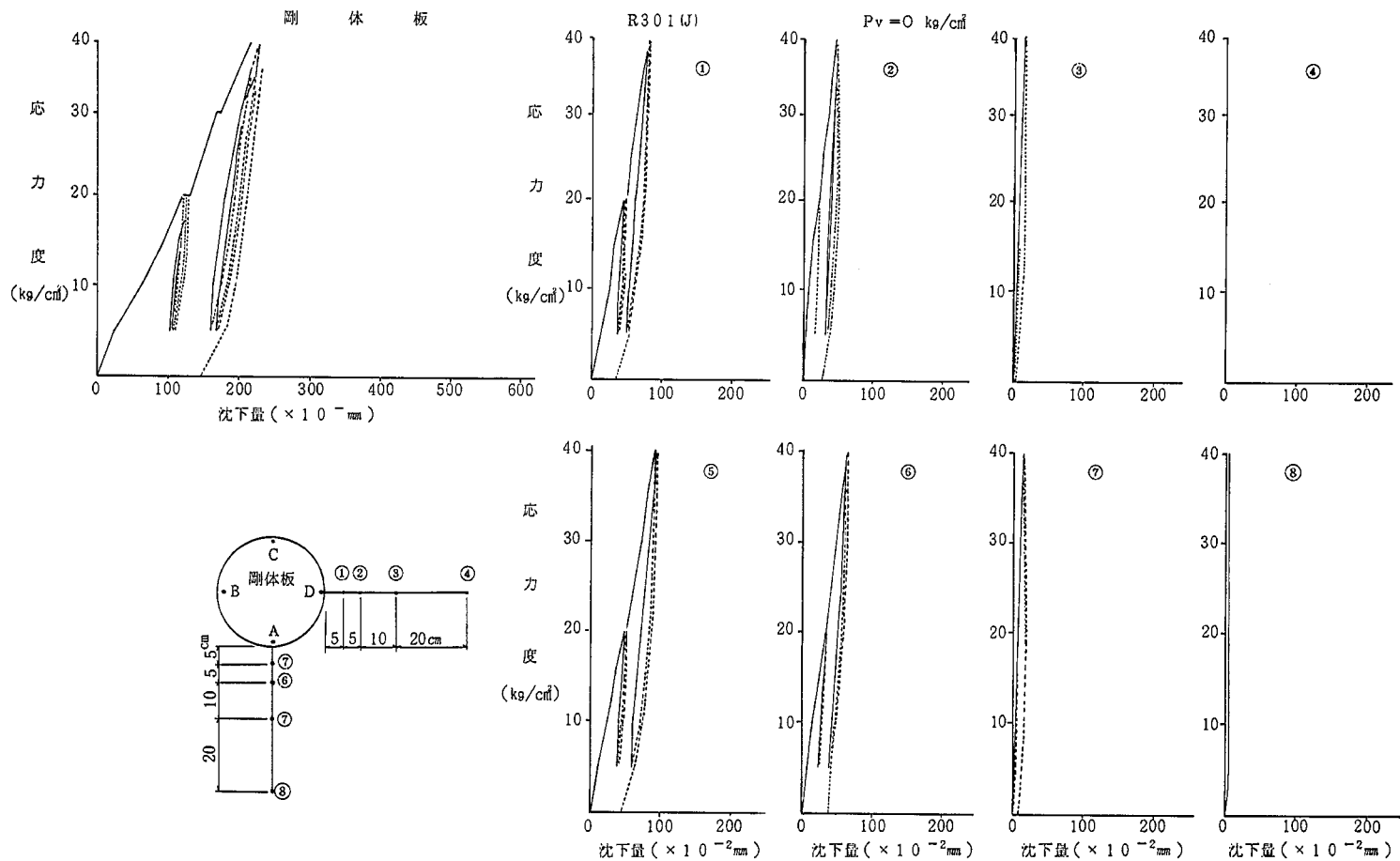


図 2-54(1) 剛体板および周辺部沈下量曲線

R302(J) $P_v = 5 \text{ kg/cm}^2$

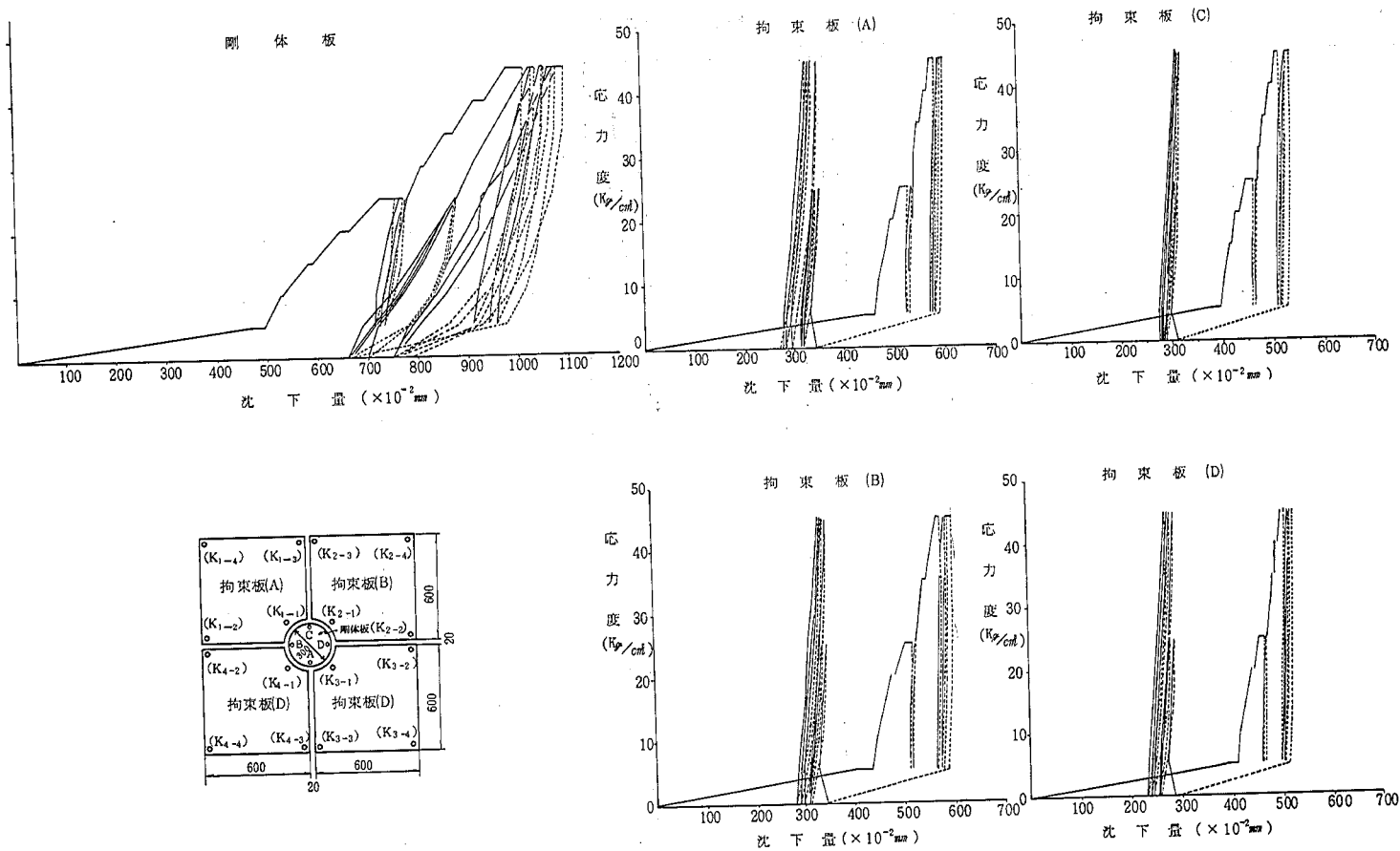


图 2-54(2) 刚体板, 拘束板沈下量曲线

R303(J) $P_v = 15 \text{ kg/cm}^2$

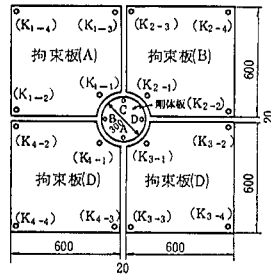
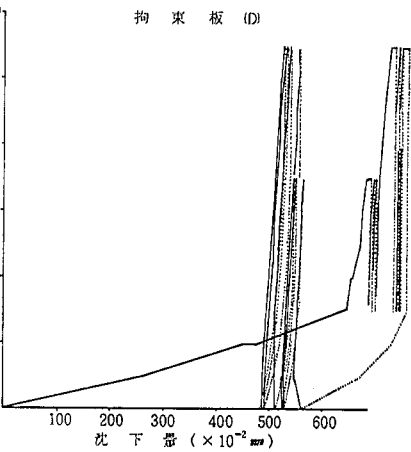
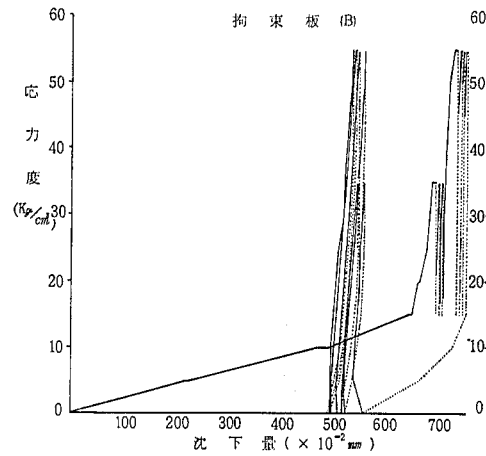
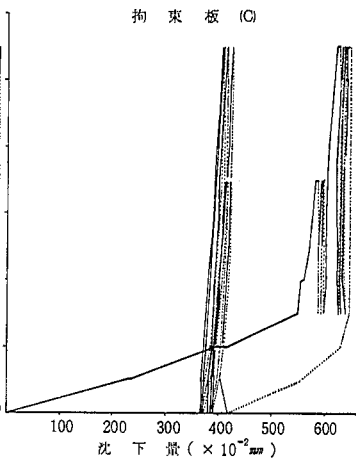
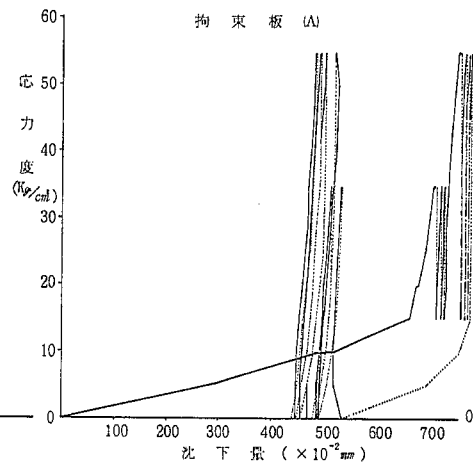
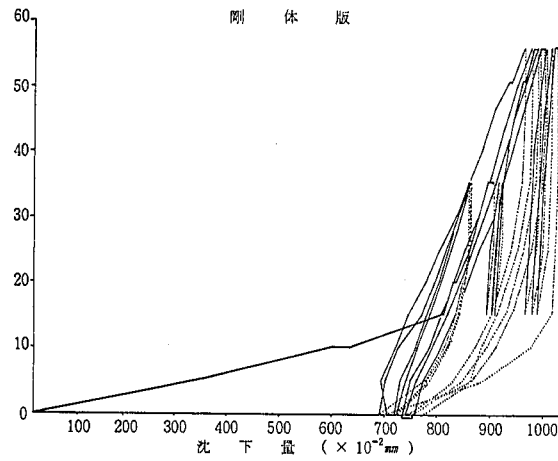


図 2 - 54 (3) 剛体板, 拘束板沈下量曲線

R 504 (J) $P_v = 110 \text{ Kp/cm}^2$

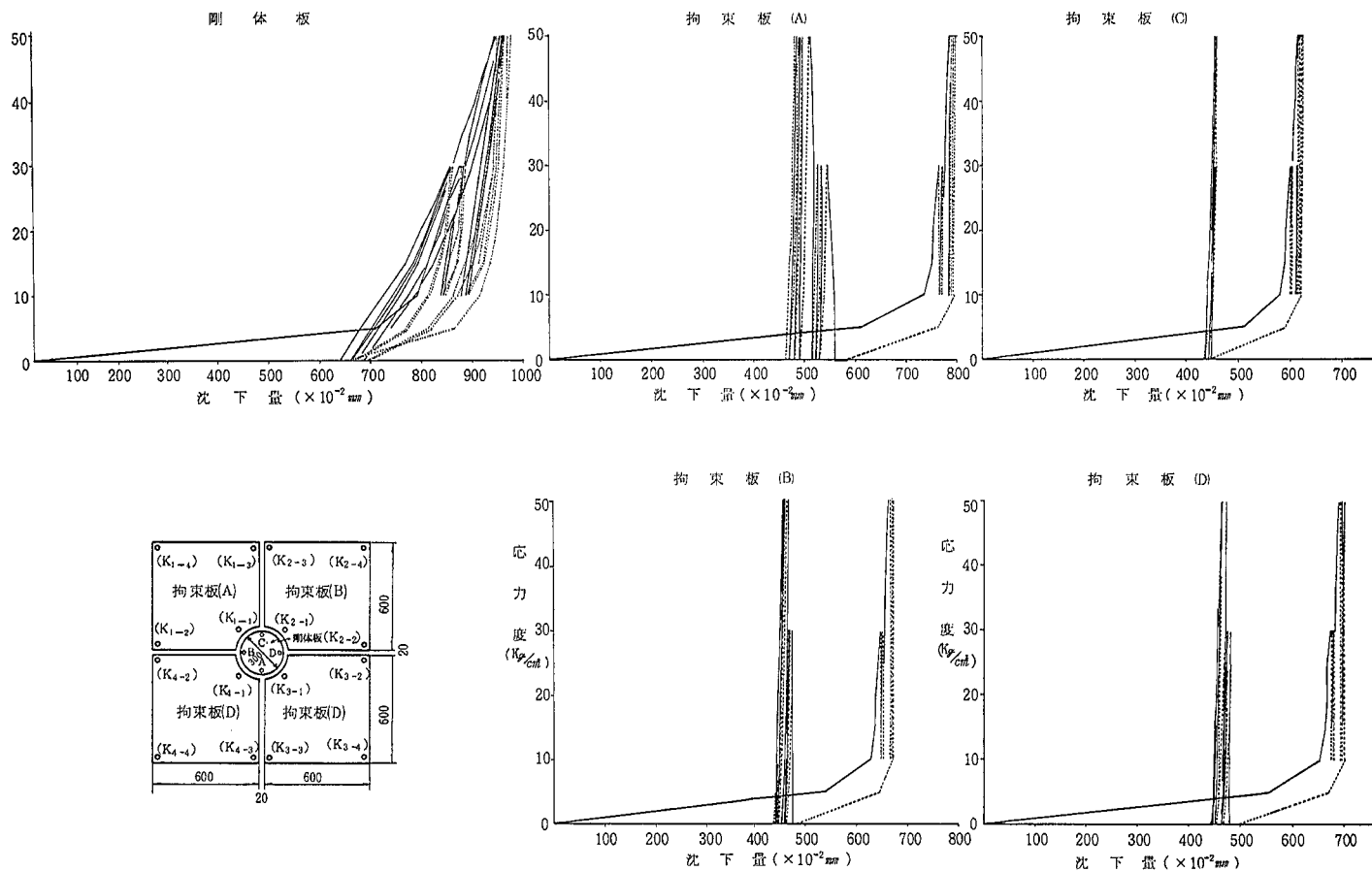
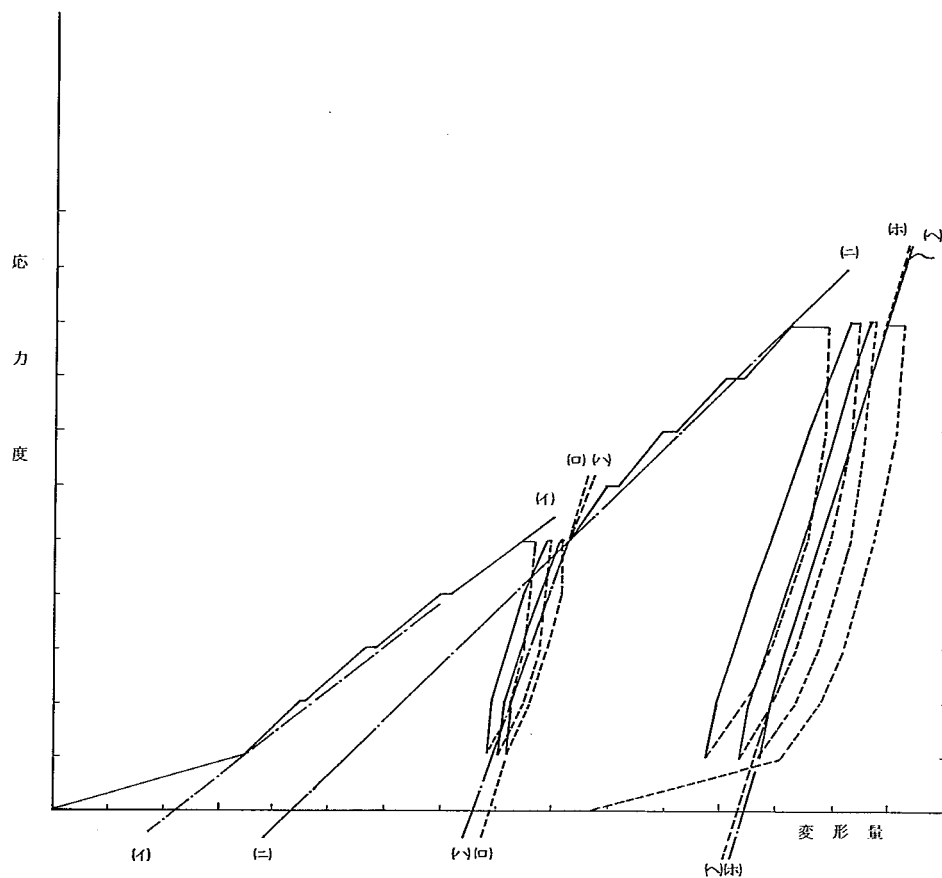


圖 2-54(4) 剛體板，拘束板沈下量曲線



kg/cm ²	拘束力 = 0	拘束力 = 5	拘束力 = 10	拘束力 = 15	
(I) - (I)	5~20 kg/cm ²	5~25 kg/cm ²	10~30 kg/cm ²	15~35 kg/cm ²	変形係数勾配
(II) - (II)	5~20	5~25	10~30	15~35	割線弾性係数勾配
(III) - (III)	10~20	10~25	15~30	20~35	接線弾性係数勾配
(IV) - (IV)	20~40	25~45	30~50	35~55	変形係数勾配
(V) - (V)	5~40	5~45	10~50	15~55	割線弾性係数勾配
(VI) - (VI)	10~40	10~45	15~50	20~55	接線弾性係数勾配

図2-55 弾性係数算定説明図

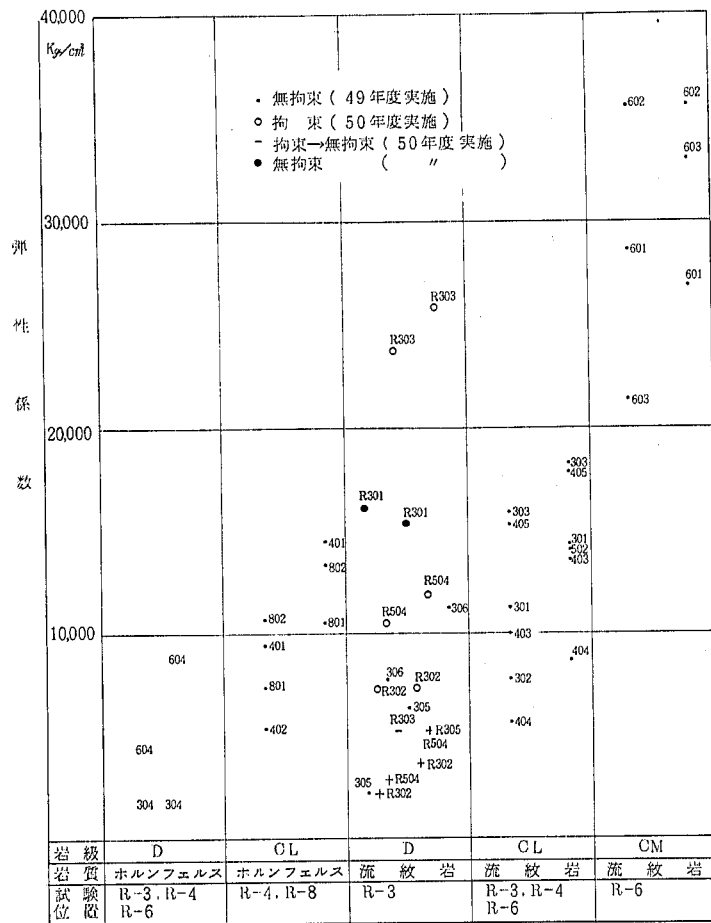


図 2-56(1) 岩質、岩級別による弾性係数

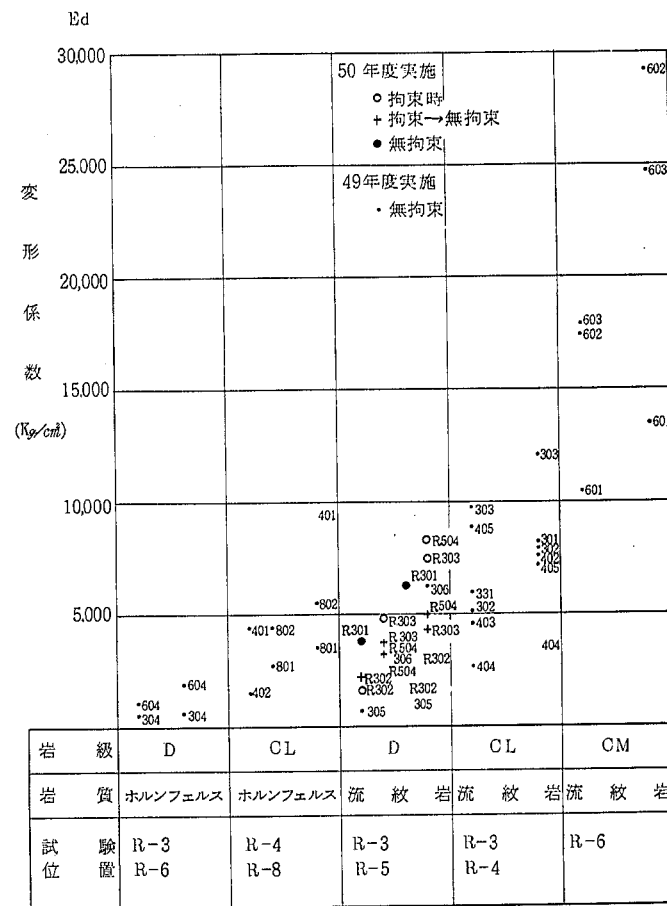


図2-56(2) 岩質、岩級別による変形係数

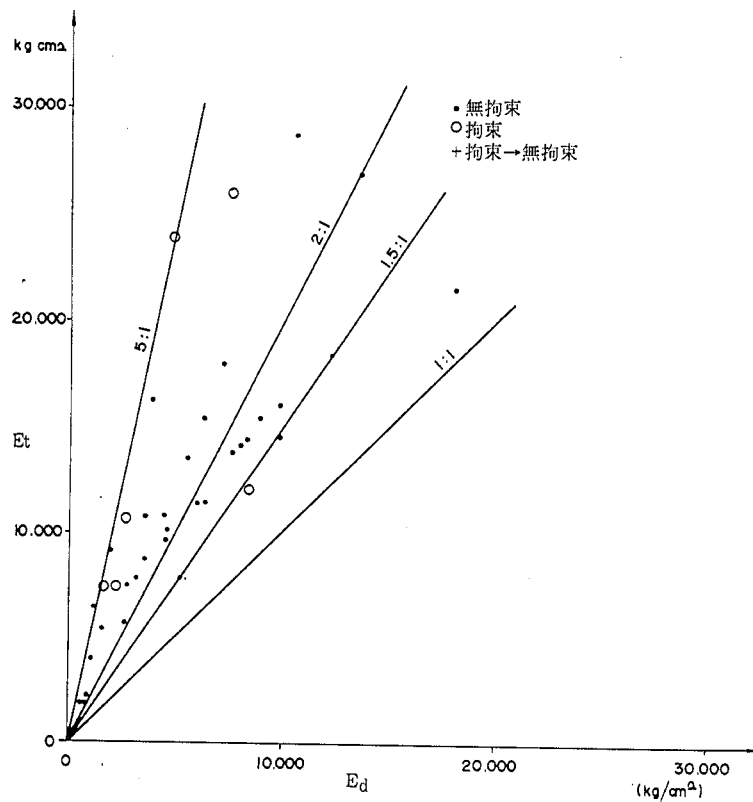


図 2 - 57 弾性係数 - 変形係数相関

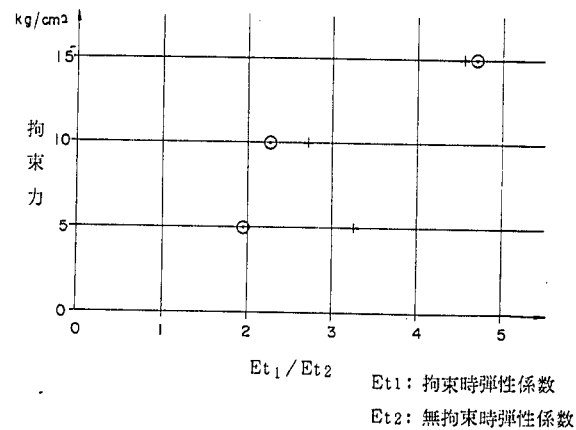
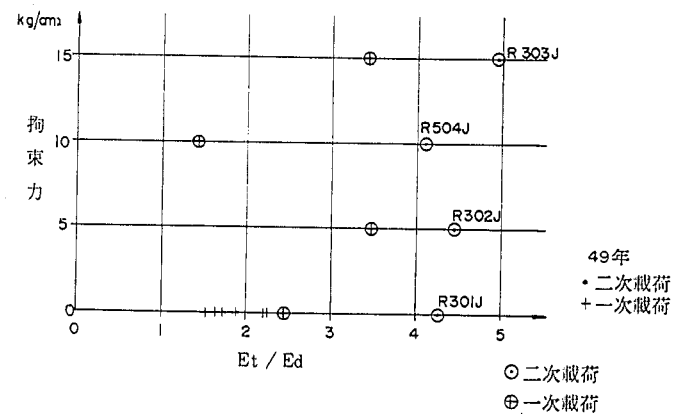


図 2 - 58 拘束力と弾性，変形係数との関連

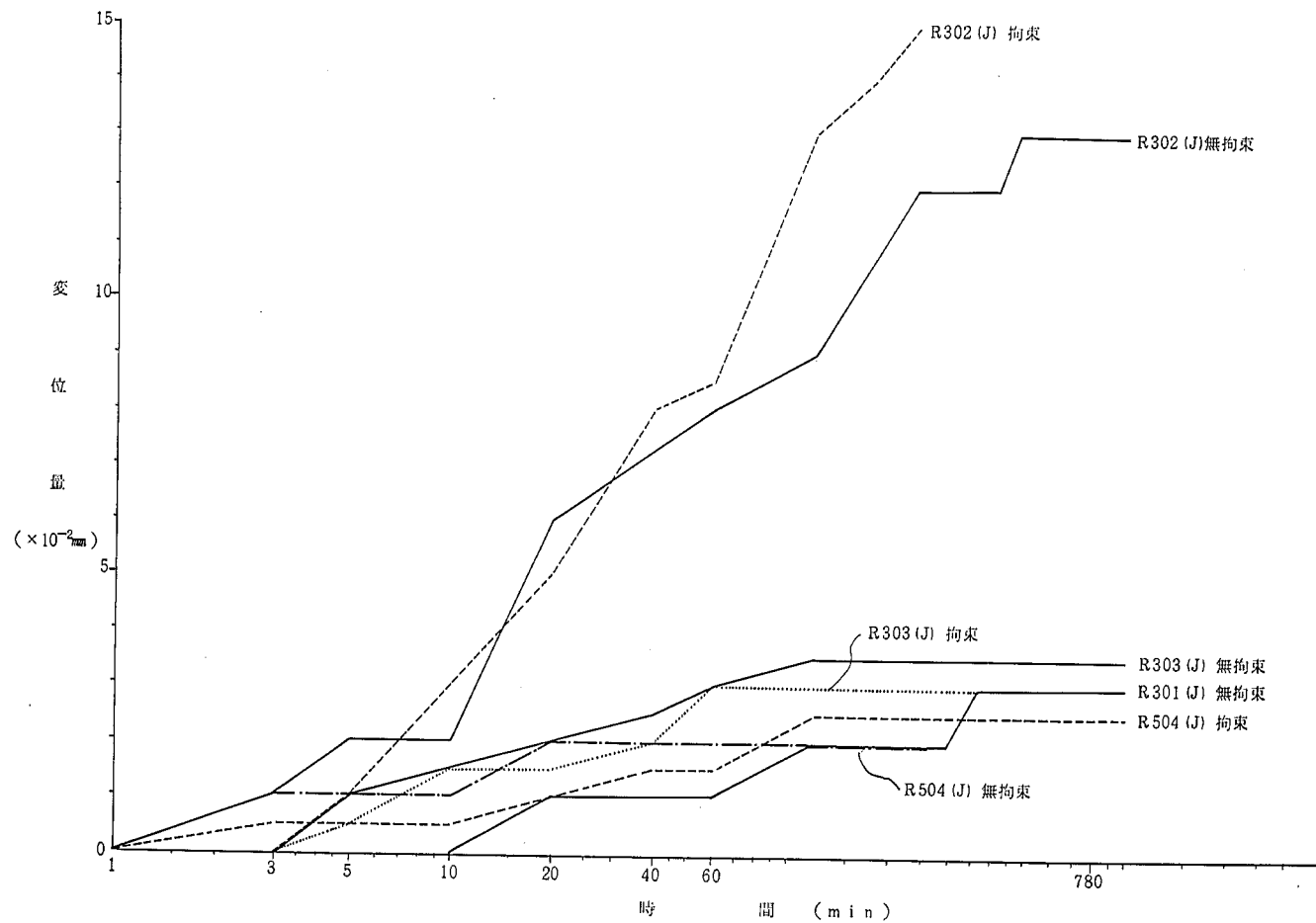


図2-59 時間～クリープ曲線

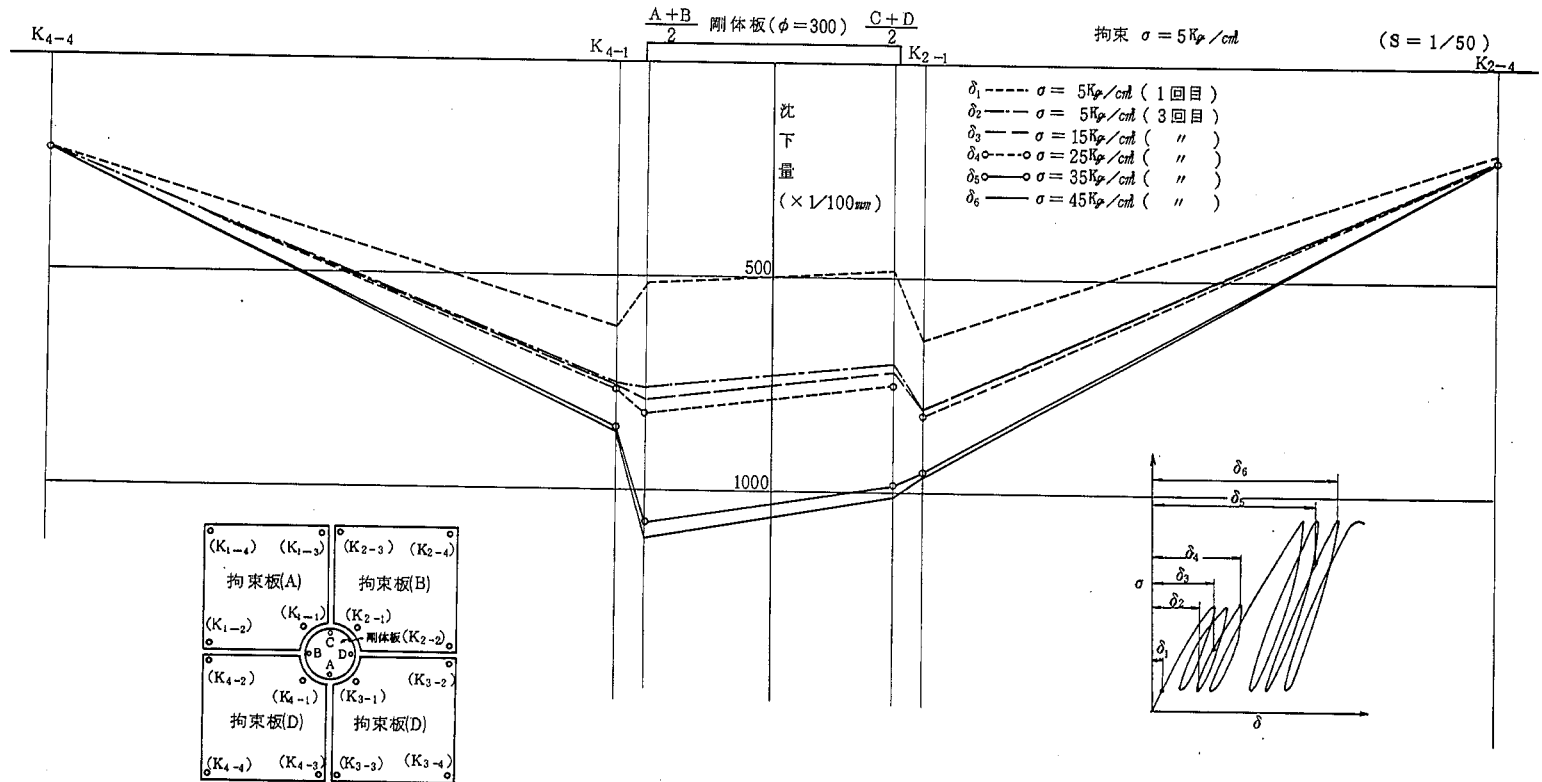


図 2 - 60 (1) 剛体版，拘束板沈下量縦断曲線

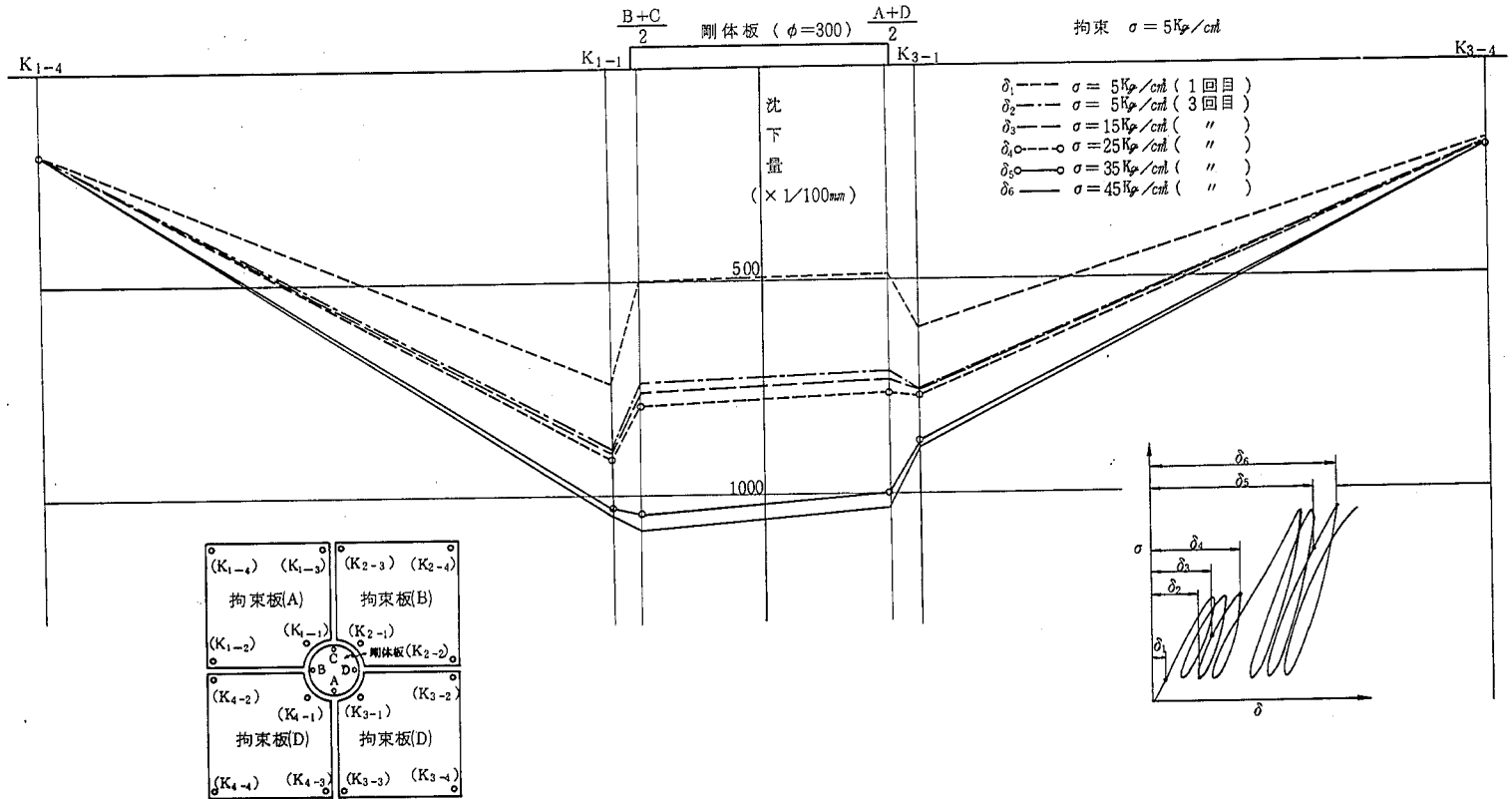


図2-60(2) 剛体板、拘束板沈下量縦断曲線

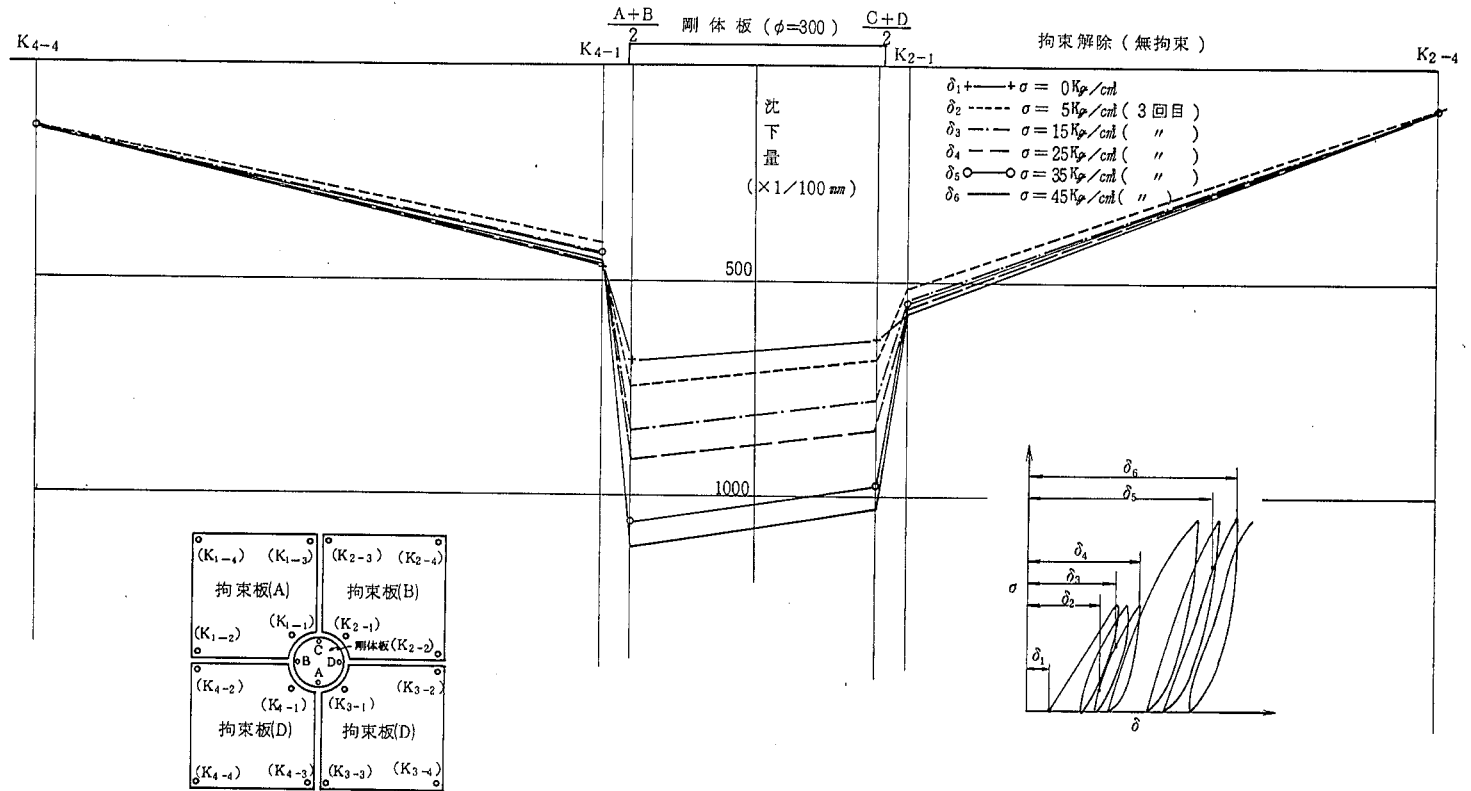


図 2-60 (3) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲線

試 験 No. R 302 (J)

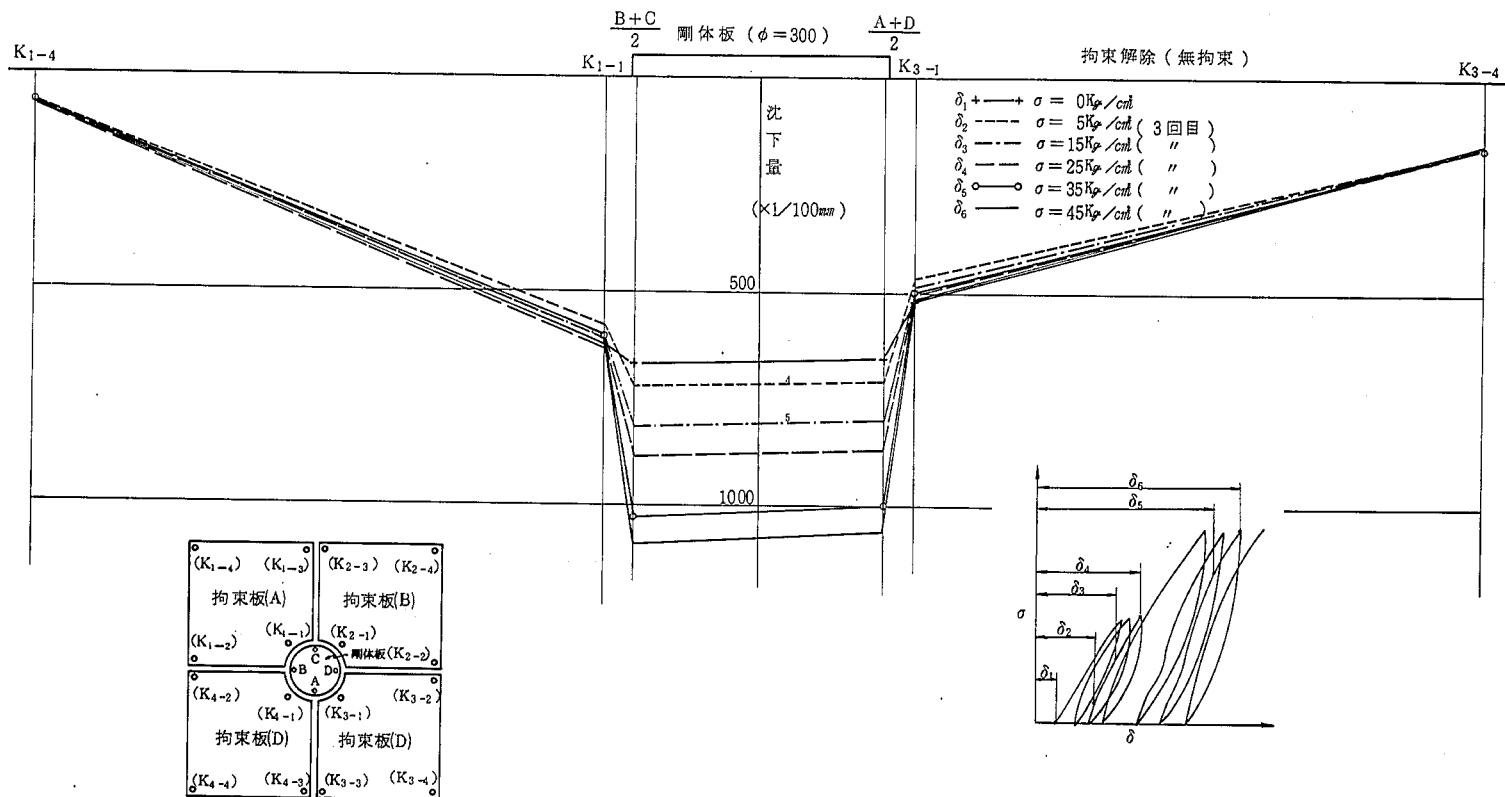


図 2-60(4) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲线

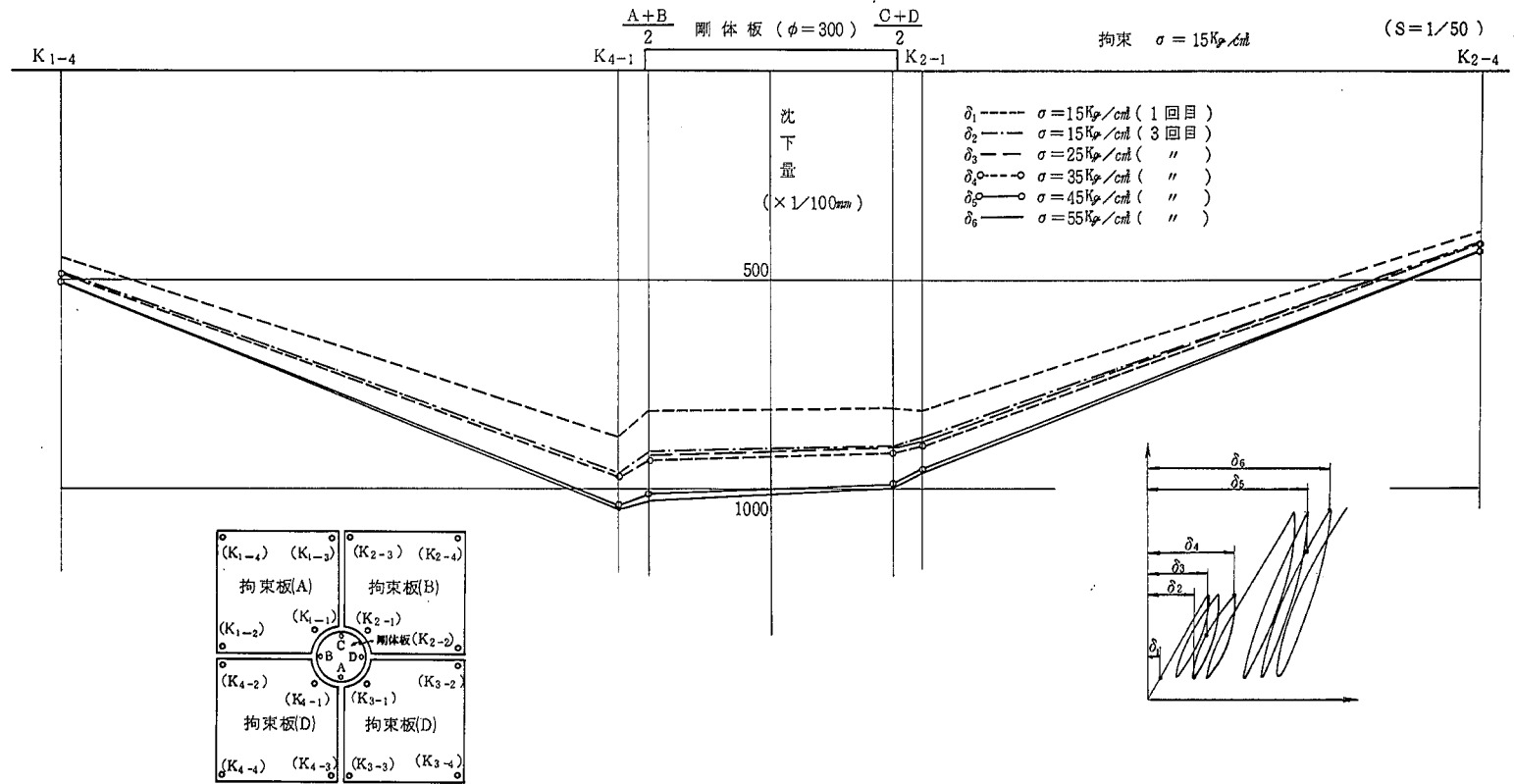


図 2-60(5) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲線

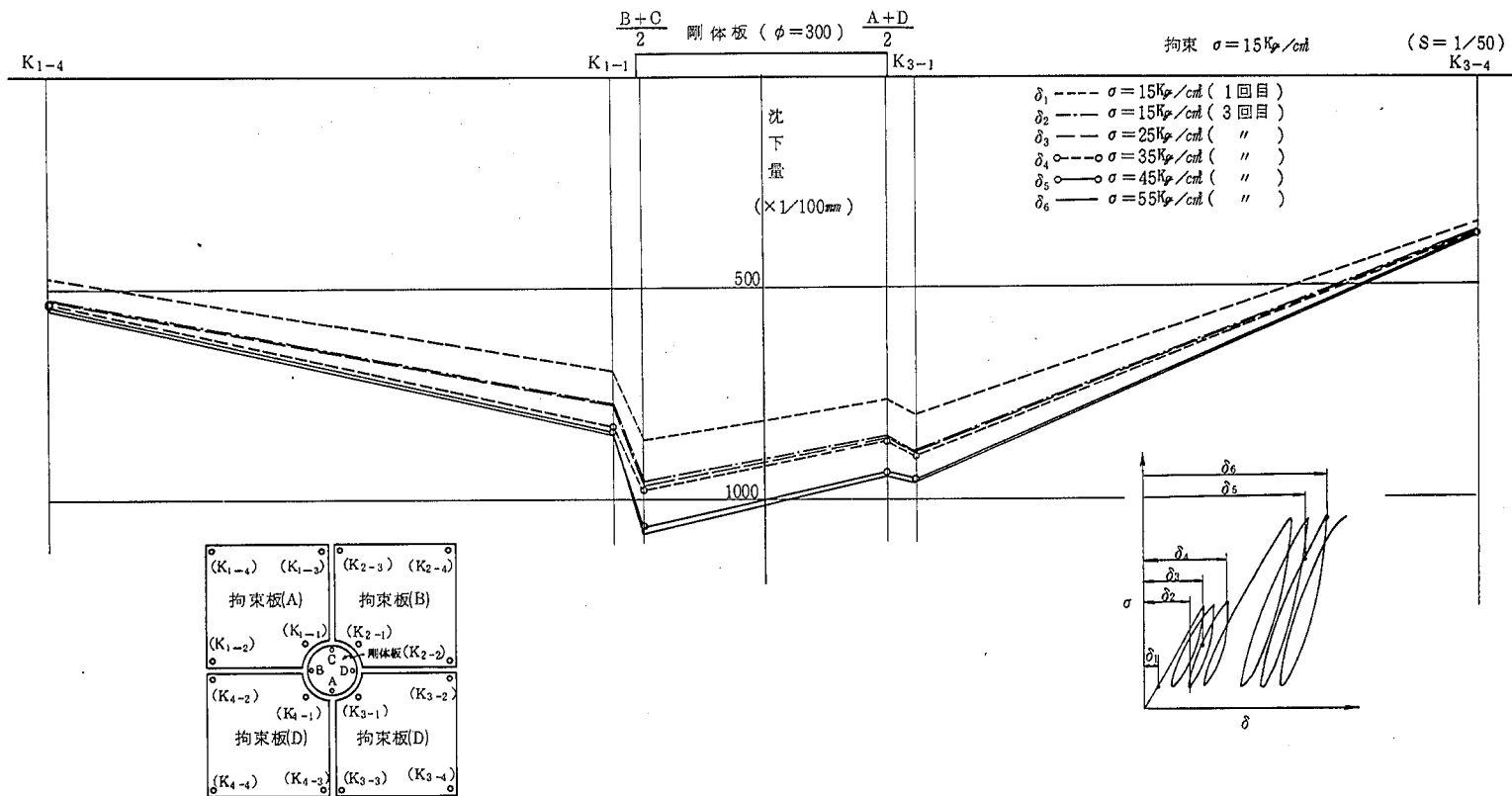


図 2-60(6) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲線

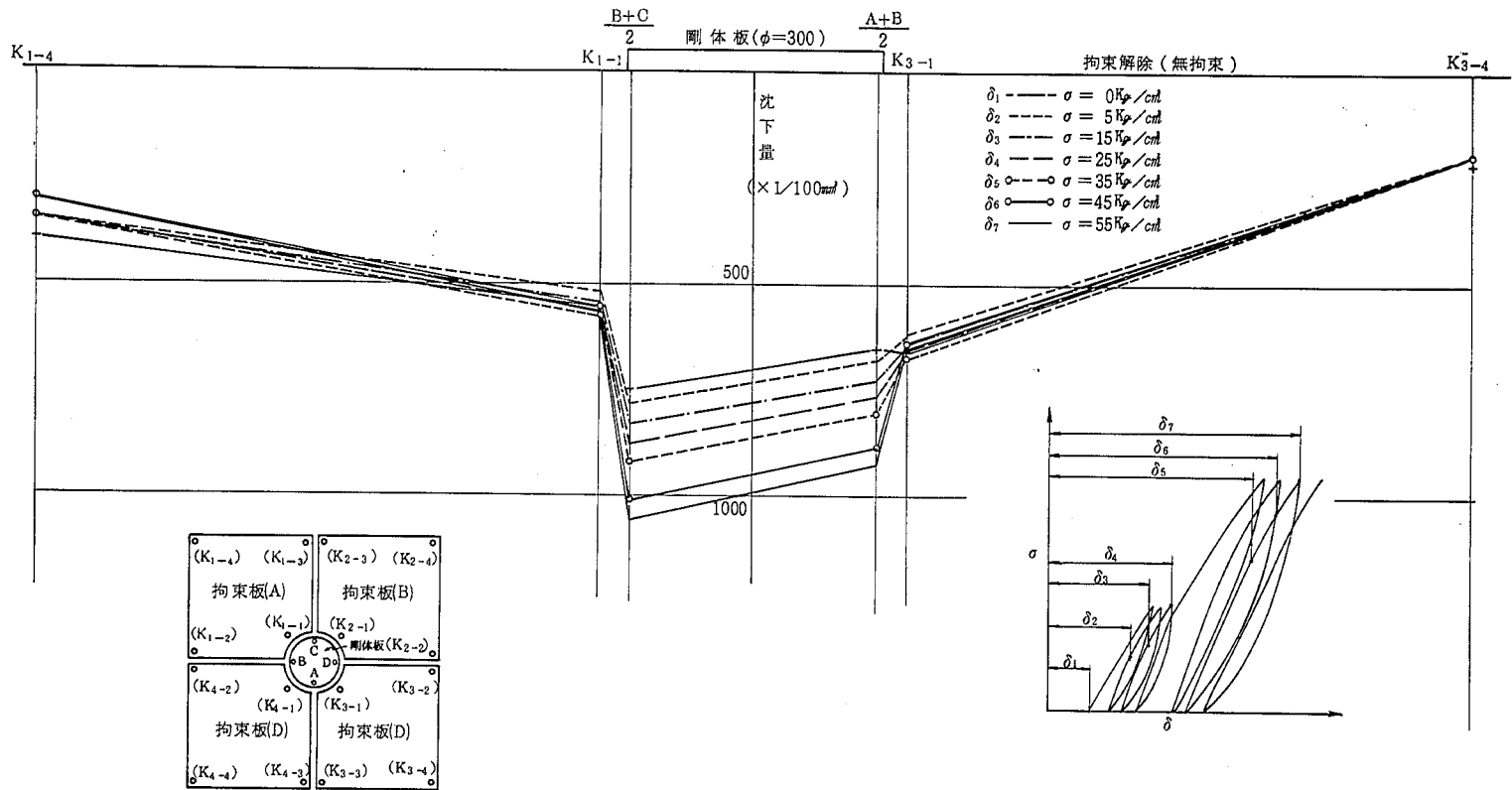


圖 2 - 60 (7) 剛體板, 拘束板沈下量縱斷曲線

試 驗 No. R 303 (J)

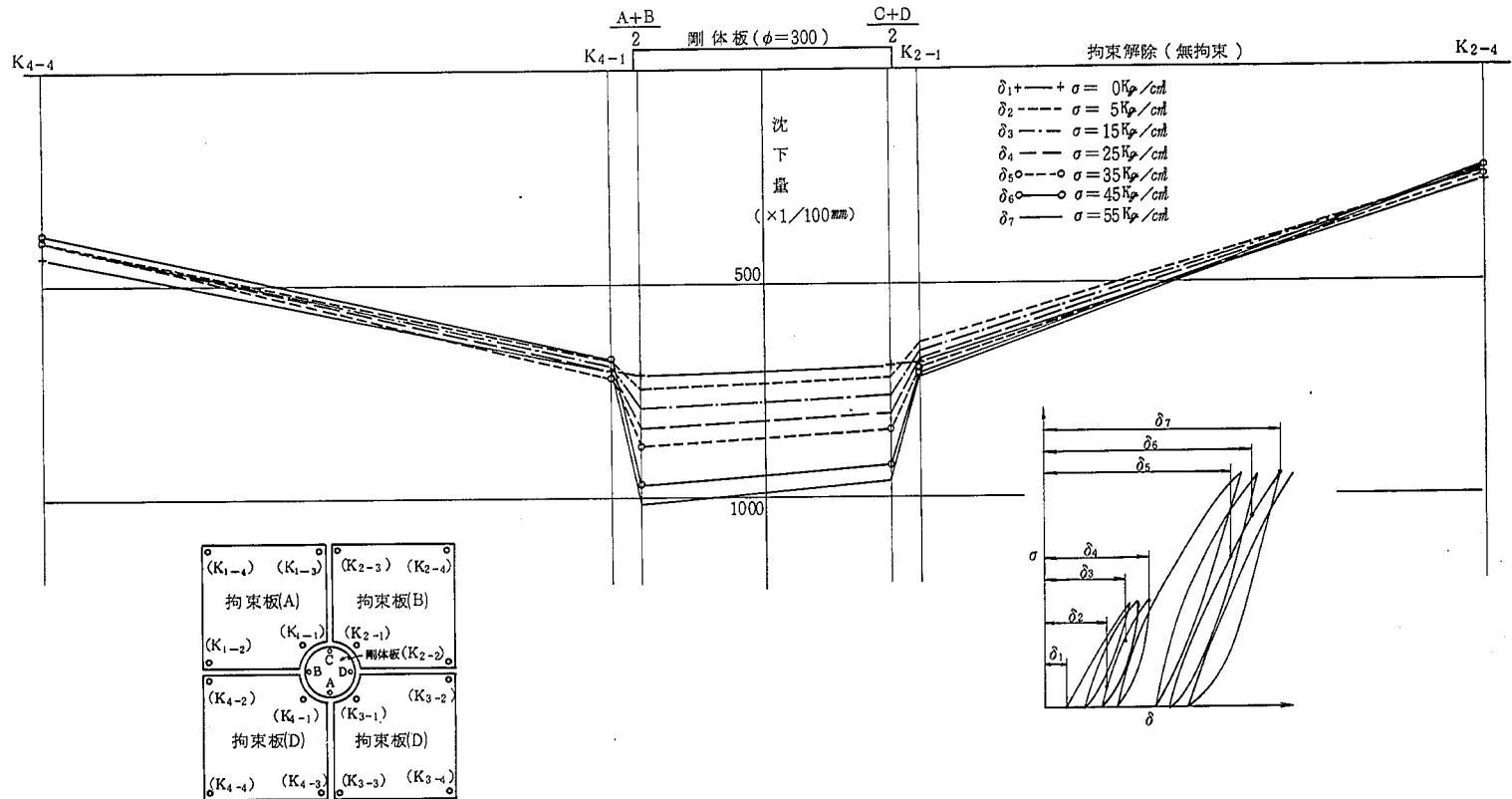


圖 2-60 (8) 剛體板，拘束板沈下量縱斷曲線

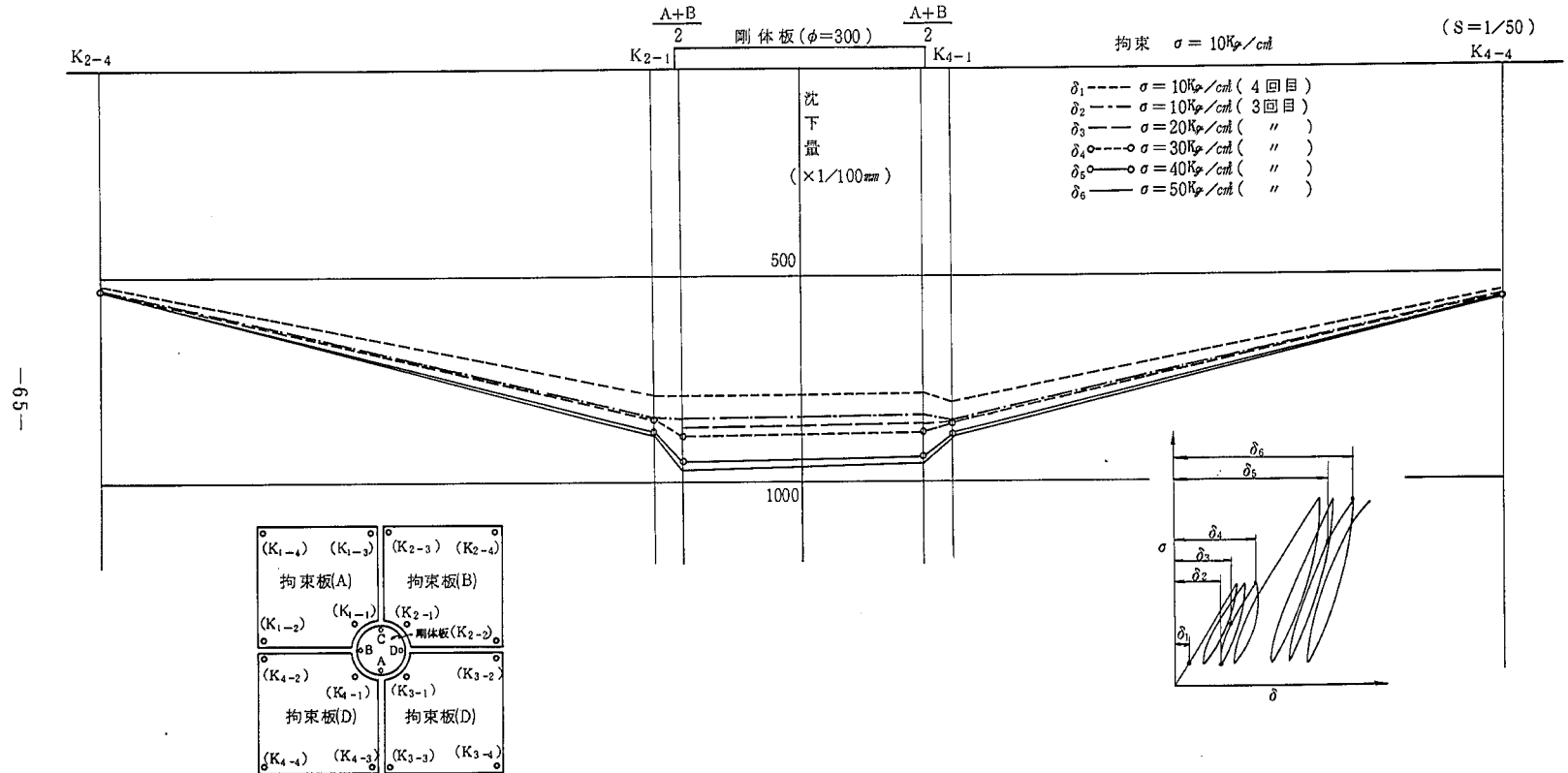


図 2 - 60 (9) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲線

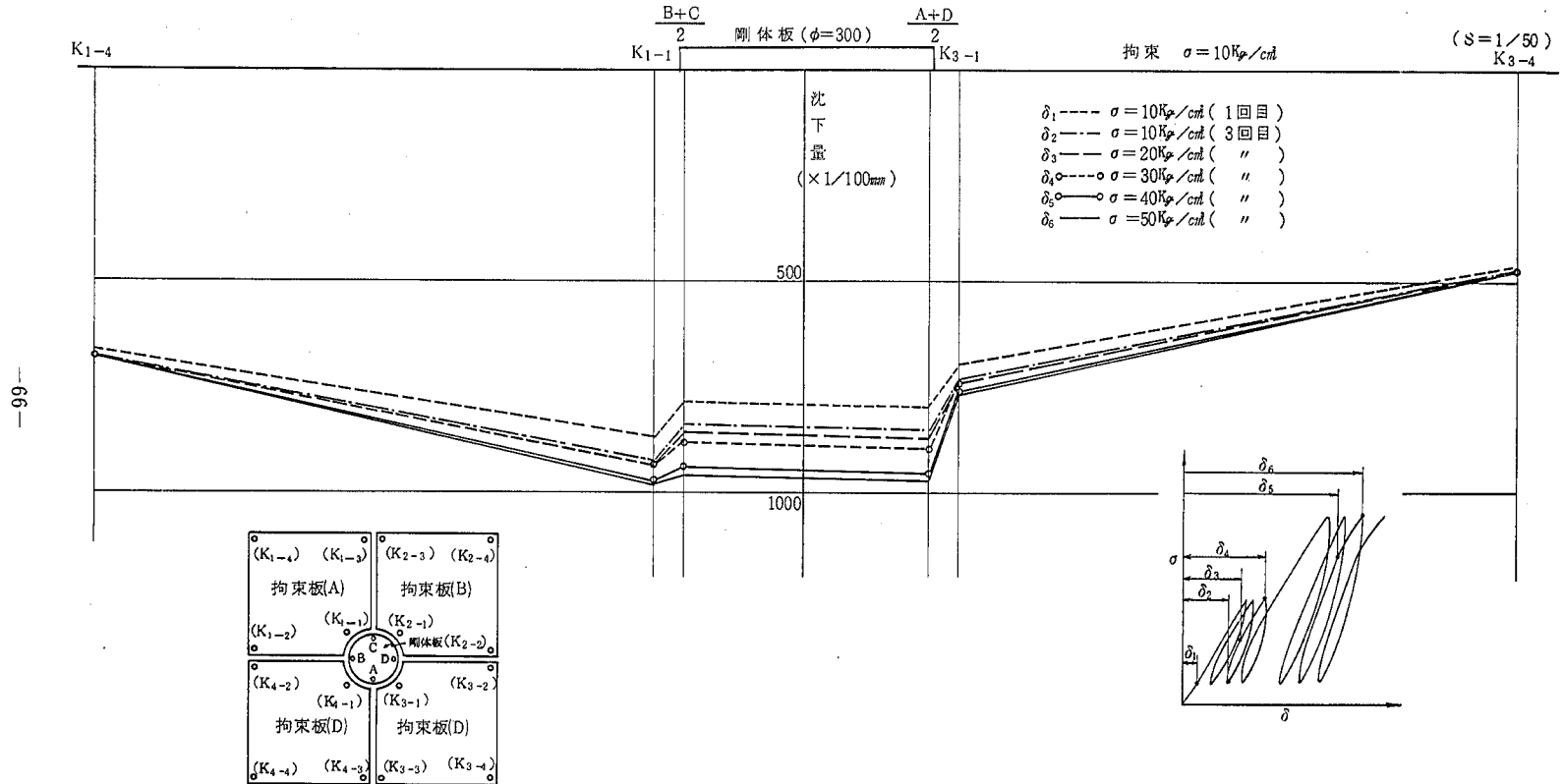


図 2-60 (10) 剛 体 板, 拘 束 板 沈 下 量 縦 断 曲 線

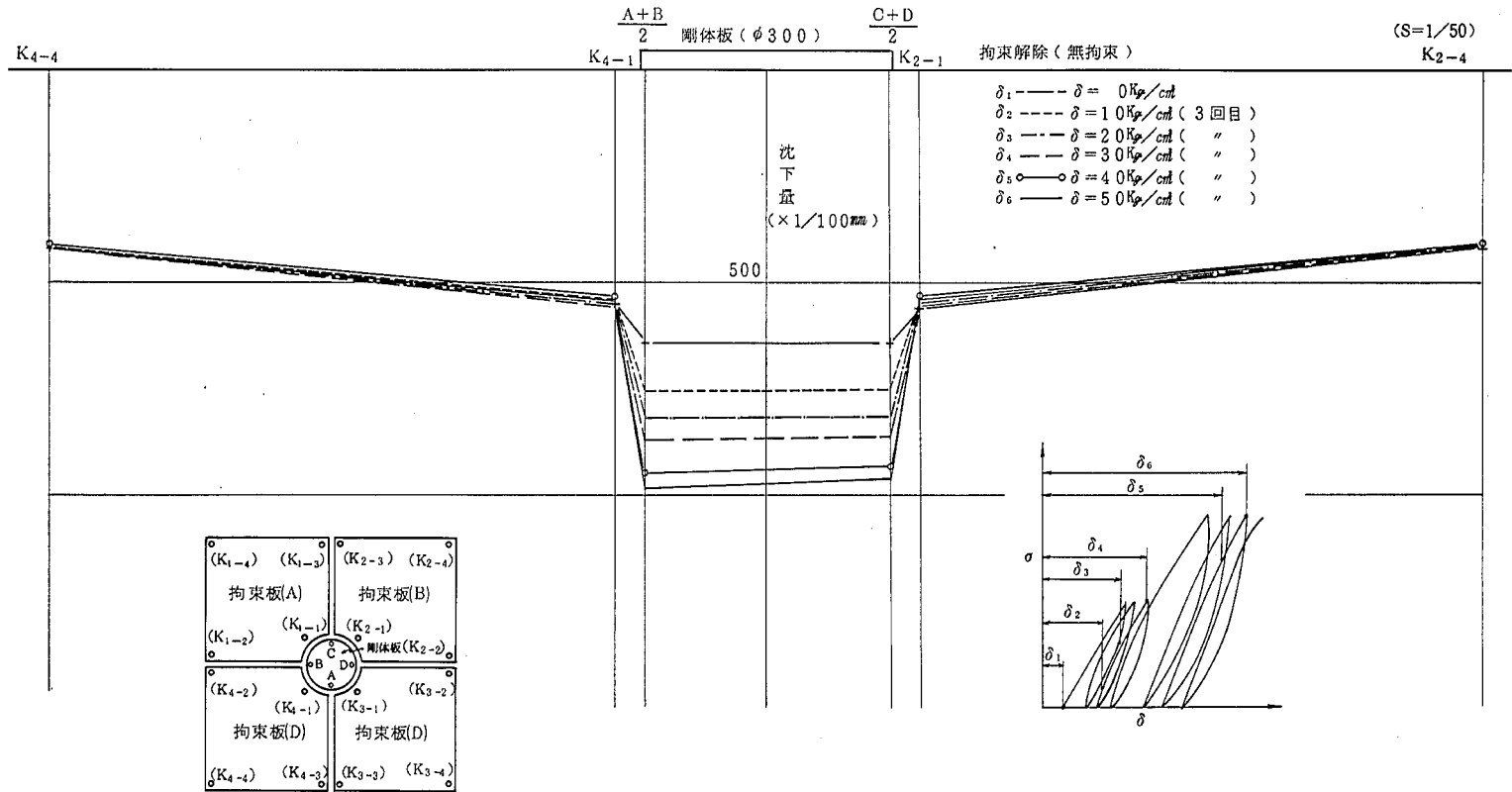


図 2 - 60 (1) 剛体板, 拘束板沈下量縦断曲線

試 驗 No. R 504 (J)

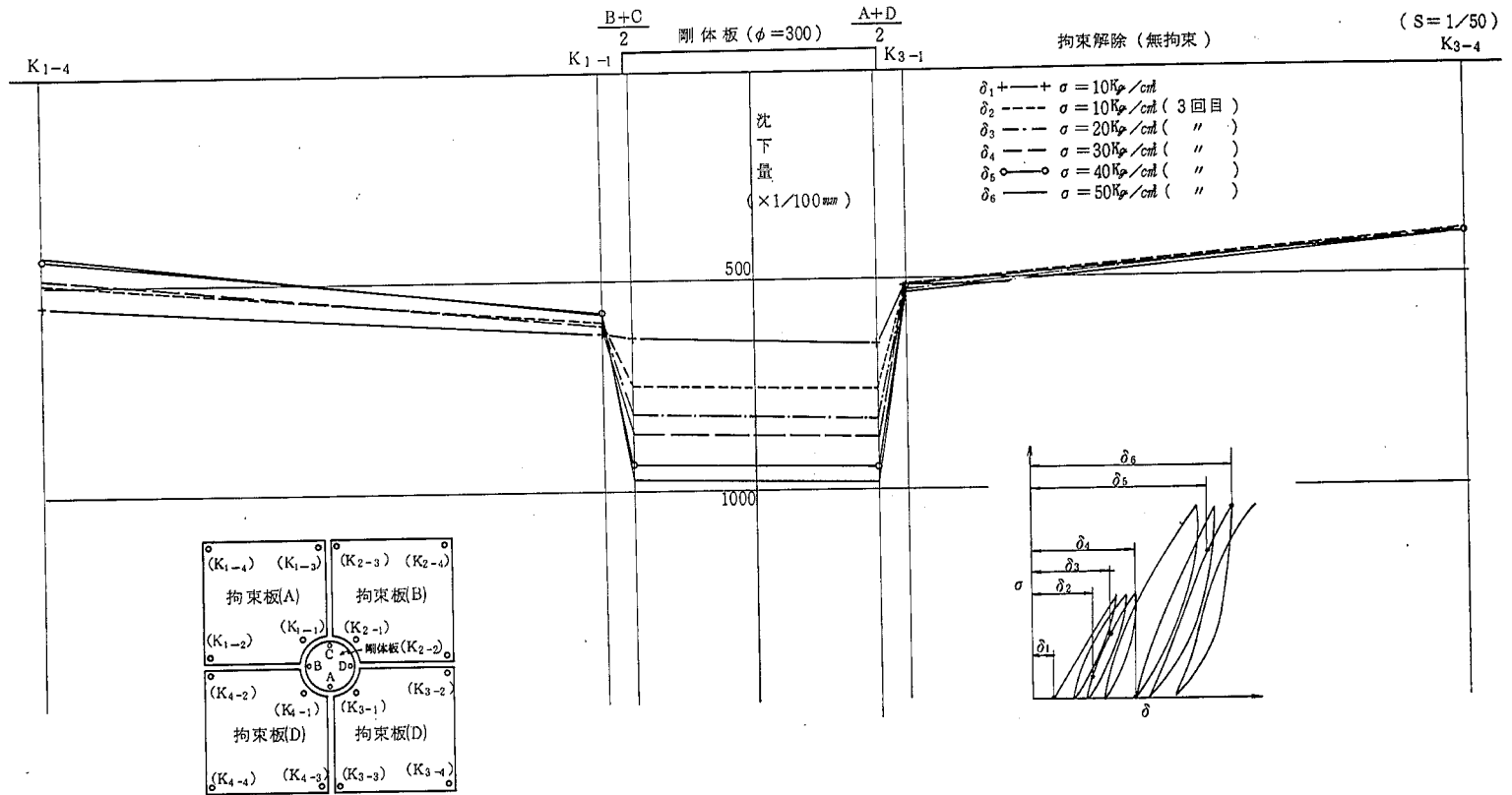


図 2 - 60 12 剛体板，拘束板沈下量縦断曲線

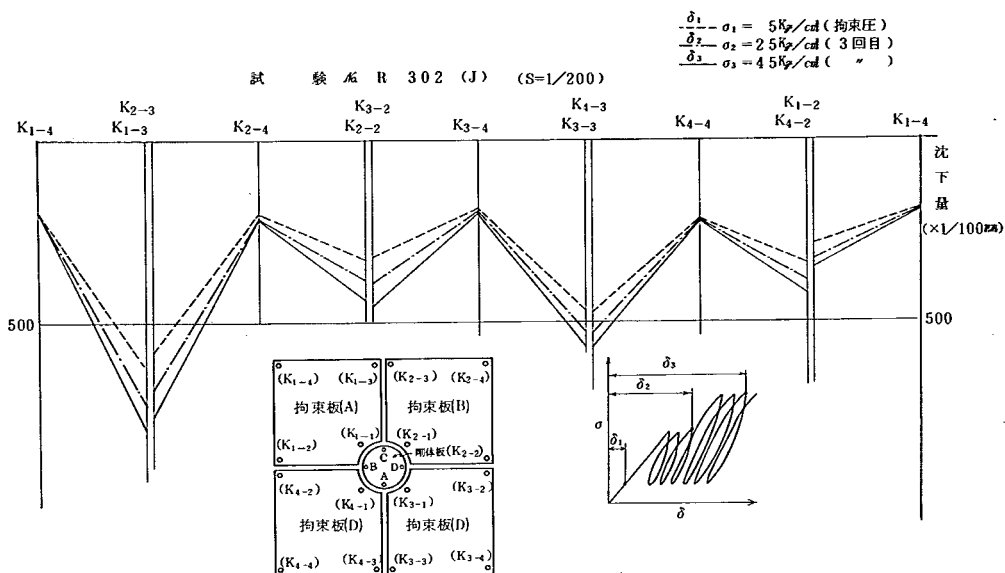


図 2-61(1) 拘束板周辺沈下量曲線

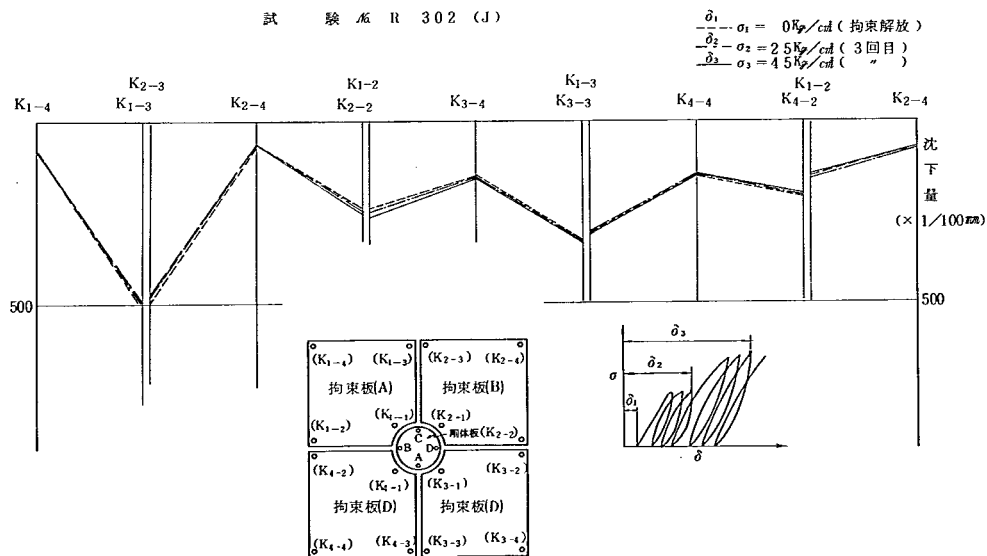


図 2-61(2) 拘束板周辺沈下量曲線

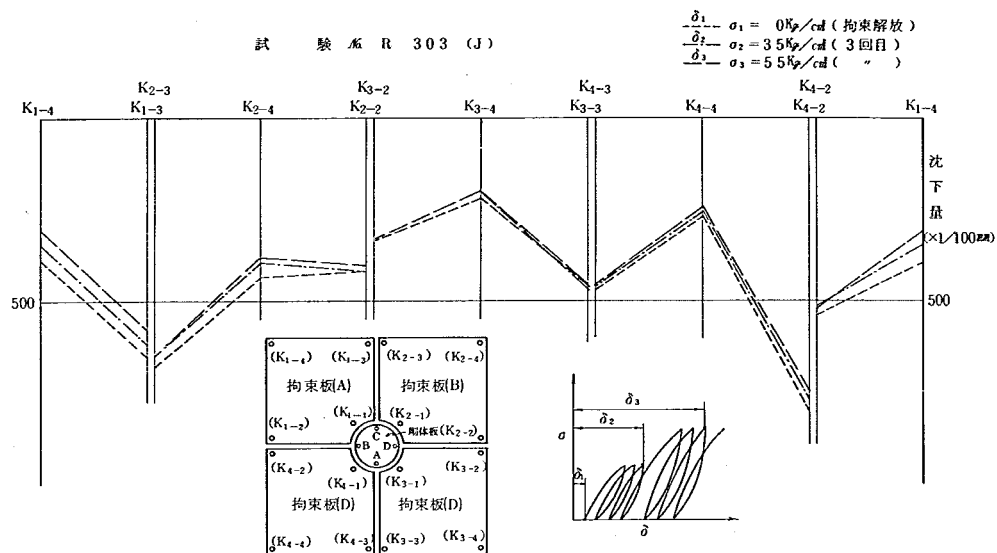


図 2-61 (3) 拘束板周辺沈下量曲線

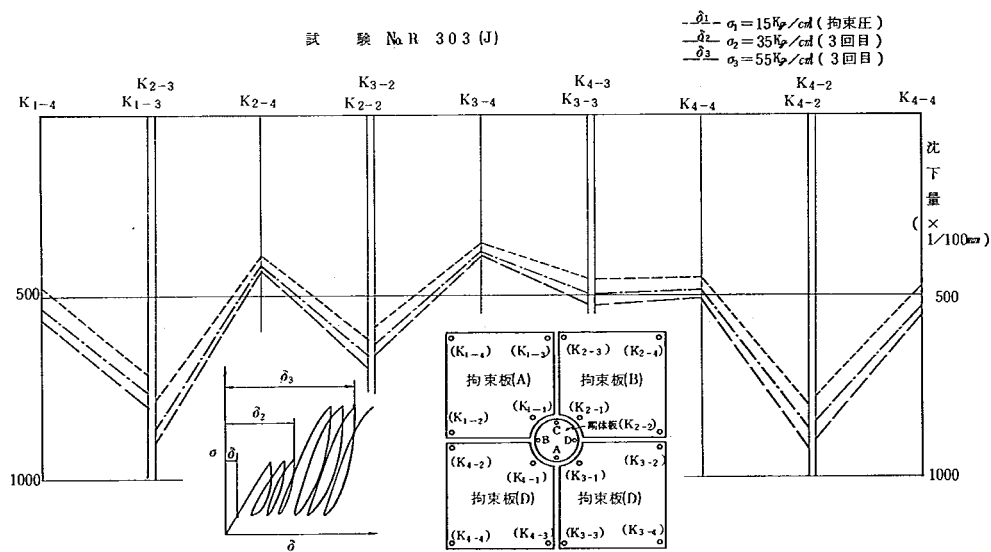
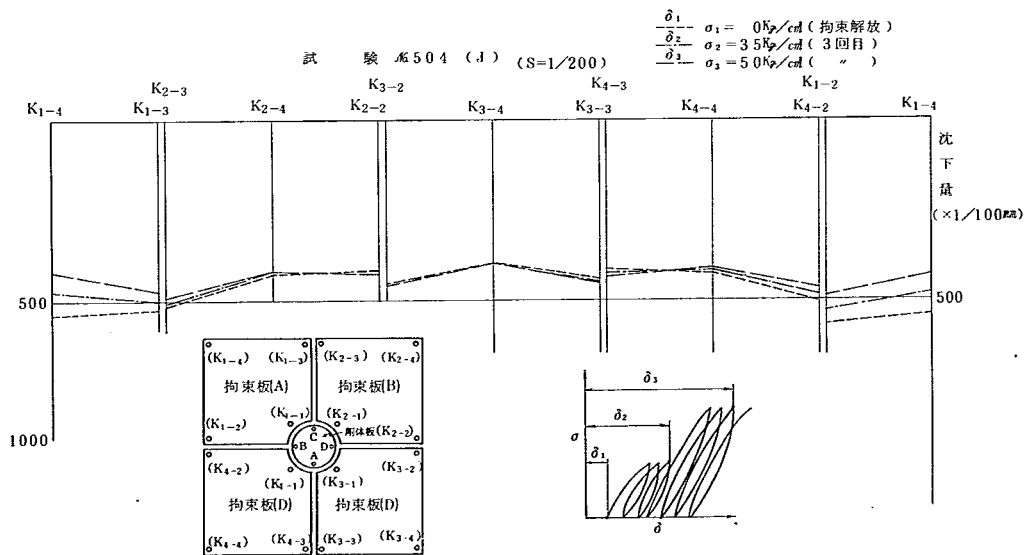
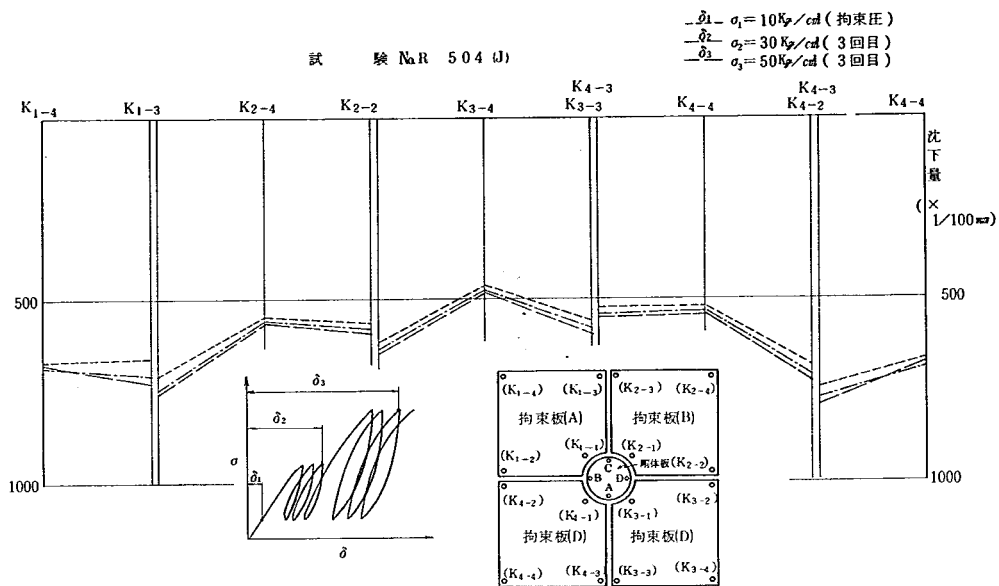


図 2-61 (4) 拘束板周辺沈下量曲線



3. せん断強度試験

3.1. ブロックせん断試験とロックせん断試験

試験は流紋岩の岩級が、 C_M 、 C_L の岩盤について実施し、 C_M 級の岩盤では60 cm×60 cmのブロックせん断試験、 C_L 級の岩盤では60 cm×60 cmのロックせん断試験を実施した。

試験個数は C_M 級で5個、 C_L 級で3個、計8個である。(試験ヶ所は図3-1～2参照)

ロックせん断試験の供試体の切出しにはラインボーリングによる工法が用いられ、切出し時における供試体の固結の保持がなされた。

また試験時にはブロックの天端にコロを並べ鉛直荷重はこのコロを通じて載荷されせん断時においてより適正な鉛直荷重の伝達と岩盤以外の推力方向の抵抗を生じない様配慮した。

3.1.1. ブロックせん断試験

1) 試験位置

ブロックせん断試験は流紋岩の岩級が C_M 級に分類される岩盤について5個行なった。試験位置は図3-1～2に示した通りである。そのまとめを表3-1に示す。

表 3 - 1

No	岩 級	試験横坑	備 考
R 505 (B)	C_M	R - 5	
R 506 (B)	"	R - 5	
R 507 (B)	"	R - 5	
R 408 (B)	"	R - 4	R - 4 坑 43 m 枝坑 (右側) あり
R 409 (B)	"	R - 4	R - 4 坑 43 m 枝坑 (右側) あり

2) 試験ブロック

ブロック打設前に整形面の浮石等を除去するとともに充分水洗いを行なった。

本試験に使用されたブロックの大きさは、60×60×35 cm で鉄筋で補強している。

推力方向(せん断用推力)は水平に対して15°00' 下向きの方角とした。

3) 試験方法

試験は図3-3に示す様に推力は水平から15°下向きに150 t ジャッキ2台で加え、鉛直力は試験ブロック上におかれたコロ棒を介して100 t ジャッキにより載荷した。

このコロ棒は試験時にブロックが推力方向に移動する際ブロックと鉛直荷重により摩擦力を生じさせないために設けられている。

イ) 載荷パターンと載荷速度

鉛直方向の載荷は鉛直応力を2, 6, 10 kg/cm²の3種類とした。載荷手順はまず鉛直荷重を1ステップ約0.6 kg/cm²/5 min づつ増加させ、所定の荷重に達した後一定に保ちつつ推力方向荷重を1ステップ約0.7 kg/cm²/5 min づつ増加させ、せん断破壊に至らしめた。

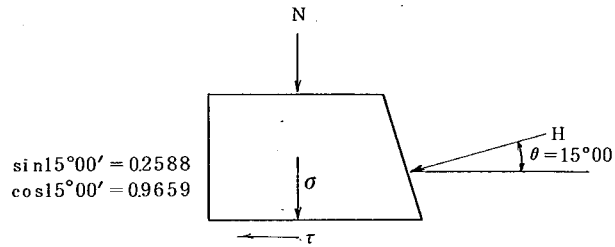
なお各ブロック別の鉛直載荷量は、次の通りである。

R 505(B) 2 kg/cm²
 R 506(B) 6 kg/cm²
 R 507(B) 10 kg/cm²
 R 408(B) 10 kg/cm²
 R 409(B) 2 kg/cm²

4) 試験結果

試験結果は鉛直応力－せん断応力の関係に整理して表 3－2，図 3－4 に示す。荷重－変位曲線は図 3－5～9 に示す。

表 3－2 ブロックせん断試験せん断試験計算表



岩級	供試体No	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	σ	τ	補 正 値	
		A (cm ²)	N (ton)	H (kg/cm ²)	N/A (kg/cm ²)	H/A (kg/cm ²)	⑤×0.9659 (kg/cm ²)	⑥×0.2588 (kg/cm ²)	④+⑦ (kg/cm ²)	⑥ (kg/cm ²)	④+⑦+0.3	⑥
C _M	R 505 (B)	3,600	7.2	84.5	2.0	23.5	22.7	6.1	8.1	22.7	8.4	22.7
"	R 506 (B)	"	21.6	124.1	6.0	34.5	33.3	8.9	14.9	33.3	15.3	33.3
"	R 507 (B)	"	36.0	169.0	10.0	46.9	45.3	12.1	22.1	45.3	22.5	45.3
"	R 408 (B)	"	36.0	81.8	10.0	22.7	21.9	5.9	15.9	21.9	16.2	21.9
"	R 409 (B)	"	7.2	110.9	2.0	30.8	29.8	8.0	10.0	29.8	10.3	29.8

補正値：鉛直応力にブロック自重を加算

A = 供試体せん断面積

N = 鉛直荷重

H = せん断荷重

5) 試験結果と地質状況

ブロックせん断試験位置はC_M級の岩盤をR 5横坑とR 4横坑に求めた(図 3－1～2 参照)。いずれもC_M級流紋岩であるが、岩脈と標高が異なるので、R 505(B), R 506(B), R 507(B)とR 408(B), R 409(B)とでは多少その様相を異にしていた。(せん断後の供試体面の写真 3－1～5 参照)

R－5横坑に選定した供試体は暗灰色でブラインドクラックが発達しているが、3ヶ所とも類似の岩盤である。しかしR－4横坑の岩盤は、外観上暗褐色の部分が多くオープンクラックが発達している。このクラックは水が通ってサビが生じている。

ゆるみ域の取除きのため盤下げ中に於てもR－5坑では、岩自身は非常に堅硬であるがブラインドクラックにより5 cm角程度のズリとなりその面には白色の粘土状のものが見受けられた。一方R－4横坑に於ては岩自身は、R－5横坑のそれ程堅硬ではないがクラックによって生ずる岩塊は比較的大きく5～10 cm

程度であった。

したがって、供試体のせん断面はオープンクラックの弱線に沿って破壊したものと観察された。特に R 408(B)は計画せん断面のすぐ下にカルサイトをかんだ層があり、この弱層から滑ったものと判定され、R-5横坑に於ける R 409(R)ブロックせん断試験は C_M 級岩盤強度の下限を示すものと考えられ、R 408(R)は C_L 級とみなされる。

3.1.2. ロックせん断試験

1) 試験位置

ロックせん断試験は流紋岩の岩級が C_L 級に分類される岩盤について3個行なった。

試験位置は、図3-1～2に示した通りである。そのまとめを表3-3に示す。

表 3 - 3

No	岩 級	試験横坑	備 考
R 410 (R)	C _L	R - 4	R - 4 坑43 m地点に枝坑あり
R 411 (R)	C _L	R - 4	R - 4 坑43 m地点に枝坑あり
R 412 (R)	C _L	R - 4	

2) 試験ブロック(供試体)

横坑内は火薬を使用して掘削されているため、その周辺が多少ゆるみを生じており、試験に際してはこのゆるみ部分を除去する必要がある。

本試験においての供試体切出しは、まず横坑内底部を約30cm程度掘り下げ、岩盤岩級を確認の上直ちにカバーコンクリート(厚10cm)を打設し、硬化后ボーリングにより縁切を行う。縁切りボーリング削孔後直ちにセメントミルクを填充し、供試体を保護しながらボーリング孔を連続させる工法により縁切完了後周辺を掘下げる手順で行なった。

供試体寸法は、岩盤で巾 60 cm、高さ 25 cmとした。

供試体切出し後ただちにコンクリートキャッピングを行なった。キャッピングは載荷時に供試体に等分布に荷重が載荷される様剛体に近いものが望ましく、本試験においては供試体の周囲を平均20cmの厚さにとり、鉄筋を二重に格子状に配筋し鉄筋コンクリートとし現場打ちした。

3) 試験方法

試験は図3-10に示す様に推力を水平から15°下向きに150 t ジャッキ2台で与えられる。鉛直力は試験ブロック上におかれたコロ棒を介して100 t ジャッキで加えられる。このコロ棒は試験時にブロックが推力方向に移動する際ブロックと鉛直荷重による摩擦力を生じさせないために設けている。

載荷手順はブロックせん断試験と同様である。

各ブロック別の鉛直荷重は次の通り。

R 410 (R) V = 2 kg/cm²

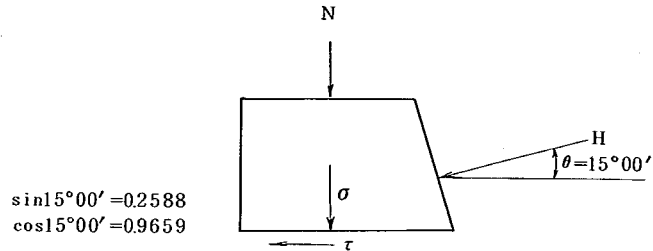
R 411 (R) V = 10 kg/cm²

R 412 (R) V = 6 kg/cm²

4) 試験結果

試験結果は鉛直応力-せん断応力の関係に整理して表3-4および図3-11に示した。荷重-変位曲線

表 3-4 ロックせん断試験
せん断試験計算表



岩級	供試体No	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	σ	τ	補 正 値	
		A (cm^2)	N (ton)	H (ton)	N/A (kg/cm^2)	H/A (kg/cm^2)	⑤ $\times$ 0.9659 (kg/cm^2)	⑤ $\times$ 0.2588 (kg/cm^2)	④+⑦ (kg/cm^2)	⑥ (kg/cm^2)	④+⑦+0.6	⑥
CL	R410(R)		7.2	23.8	2.0	6.6	6.4	1.7	3.7	6.4	4.3	6.4
"	R411(R)		36.0	105.6	10.0	29.3	28.3	7.6	17.6	28.3	18.2	28.3
"	R412(R)		21.6	34.3	6.0	9.5	9.2	2.5	8.5	9.2	9.1	9.2

A = 供試体せん断面積

N = 鉛直荷重

H = せん断荷重

は図 3-12 ~ 14 に示す。

5) 試験結果と地質状況 (図 3-1 ~ 2 参照)

ロックせん断試験位置は、CL 級の岩盤を R 4 横坑に求めた。岩自身は暗灰色で堅硬であるが、水平の白色粘土を伴うクラックにより細分 (1 ~ 2 cm) されていてさらに縦にもブラインドクラックが発達している。周辺の盤下げ時にはこれらの岩盤は、一部を除いてすべて厚さ 1 cm 前後で 2 ~ 4 cm 角の偏平なズリとなった。

R410(R), R411(R) は隣接したブロックであるので酷似した岩盤で R412(R) に比べるとクラックの発達した岩盤で処々に黄褐色の粘土を持っていて風化が進んでいる様相であった。特に R410(R) は、ラインボーリング中の漏水がはげしく、計画せん断面附近の岩盤が悪いことが予想された。一方、R411(R) はボーリングでは比較的良好な岩盤であることをコア等から予想された。

R410(R) は、オープンクラックと粘土層からせん断され、また R412(R) は白色粘土を伴う水平クラックよりせん断され CL 級でも特種な弱層に沿ってせん断されたことが写真にも明らかである。(写真 3-6 ~ 8 参照)

3.1.3. 考 察

1) 応力と変位量との関係

a. ブロックせん断試験

せん断応力と変位量の関係は図 3-5 ~ 9 に示す通りである。これら資料から (イ) ~ (ニ) の様な変化点についてその変位量をまとめて表 3-5 に示した。

(イ) 破壊点

(ロ) 変位急増点：せん断方向変位が急増する点

(ハ) 0 変位点：鉛直方向変位量がせん断力載荷前の位置まで回復する点

(二) 浮上り点：鉛直方向変位が沈下から浮き上がりに反転する点

表 3-5 推力方向変位量

	R 505 (B)		R 506 (B)		R 507 (B)		R 408 (B)		R 409 (B)	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
破壊点	2.99	100	6.18	100	8.44	100	7.53	100	8.03	100
変位急増点	1.64	54.8	3.95	63.9	4.56	53.8	4.00	53.3	6.13	76.3
0 変位点	0.95	49.8	3.24	52.4	4.03	47.5	5.80	77.0	7.25	90.3
浮上り点	0.20	6.7	1.03	16.7	0.68	8.0	2.94	39.0	1.62	20.2

註 %の項は破壊点での推力方向変位（総変位）と他の点の変位との割合を示す。

上表から浮上り点の変位は破壊点の変位の 6.7%～39%，0 点は 47.5%～90.3%，変位急増点は 53.3%～76.3% となっている。またこれを各変化点でのせん断応力についてみると表 3-6 の様になる。

表 3-6 せん断応力

	R 505 (B)		R 506 (B)		R 507 (B)		R 408 (B)		R 409 (B)	
	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%
破壊点	21.96	100	32.58	100	44.63	100	21.25	100	29.04	100
変位急増点	18.42	83.9	27.63	84.8	37.54	84.1	17.71	83.3	23.38	80.4
0 変位点	13.46	61.3	24.08	73.9	19.83	44.4	20.54	96.7	26.92	92.7
浮上り点	6.38	29.1	9.92	30.4	9.92	22.3	15.58	73.3	7.72	26.8

表 3-6 から浮上り点のせん断応力は破壊点のせん断応力の 22.3%～30.4%（R 408 (B) は 73.3%），0 変位点は 73.9%～96.7%，変位急増点は 80.4%～84.1% となっている。

さらに変位特性を各载荷ステップにおける変形増分と破壊時変形量の比とステップごとのせん断荷重と破壊時のせん断荷重との比でみてみると図 3-15 の様になる。

これをみると各ブロックともせん断荷重比が 85% 付近迄は変形増分／破壊時変形量の比はほぼ同程度の増加率を示すが，荷重比が 85% を越えると変形量比は急激に増加する。

b. ロックせん断試験

せん断荷重－変位量の関係は図 3-12～14 に示す通りである。これらの資料からブロック試験と同様各変化点についてその変位量をまとめて表 3-7 に示す。

表 3-7 推力方向変位量

	R 410 (R)		R 411 (R)		R 412 (R)	
	mm	%	mm	%	mm	%
破壊点	8.44	100	12.17	100	4.99	100
変位急増点	4.36	51.7	7.82	64.2	3.56	78.0
0 変位点	3.26	38.6	7.02	57.7	3.56	78.0
浮上り点	1.02	12.1	2.87	23.6	3.56	78.0

上表から浮上り点の変位はR 412(R)を除けば破壊点の変位の20%前後、0変位は同様に38.6%~78%、変位急増点変位は51.7%~78%となっている。またこれを各変位点でのせん断応力についてみると表3-8のようになる。

表3-8 せん断応力

	R 410 (R)		R 411 (R)		R 412 (R)	
	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%
破壊点	6.38	100	28.33	100	9.21	100
変位急増点	4.96	77.8	26.21	92.5	8.50	92.3
0変位点	4.25	66.6	25.50	90.0	8.50	92.3
浮上り点	2.13	33.4	16.29	57.5	8.50	92.3

表3-8から浮上り点のせん断応力は破壊点のせん断応力の33.4%~92.3%、0変位点66.6%~92.3%、変位急増点は77.8%~92.3%となっている。

さらに変位特性をブロック試験と同様に整理し図示すると図3-16のようになる。

これをみるとR 410(R)とR 412(R)はほぼ同じ様な傾向を示し変形量比の増加率はかなり大きい。これに反しR 411(R)は増加率は小さくブロックせん断試験結果と似た傾向を示しており変形量比の急増はせん断荷重比85%程度となっている。

R 410(R)、R 412(R)の変形量比はせん断荷重比がそれぞれ65%、85%付近で急増している。

2) せん断強度と降伏点

a. ブロックせん断試験

せん断応力と変位量の項でのべた4つの変位点でのせん断応力と鉛直応力の関係を表3-9にとりまとめ図3-17にこの関係を図示した。

表3-9

試験番号	岩 級	応 力 種 別	破 壊 点 kg/cm ²	変位急増点 kg/cm ²	0 変 位 点 kg/cm ²	浮 上 り 点 kg/cm ²
R 505 (B)	C _M	せん断応力	22.67	18.42	13.46	6.38
		鉛直応力	8.41	7.28	5.70	4.05
R 506 (B)	"	せん断応力	33.29	27.68	24.08	9.92
		鉛直応力	15.26	13.74	12.79	9.00
R 507 (B)	"	せん断応力	45.33	37.54	19.83	9.92
		鉛直応力	22.49	20.40	15.65	13.00
R 408 (B)	"	せん断応力	21.96	17.71	21.96	15.58
		鉛直応力	16.22	15.09	16.22	14.51
R 409 (R)	"	せん断応力	29.75	23.38	26.92	7.79
		鉛直応力	10.31	8.60	9.55	4.43

註) 地質の項でのべた様にR 409 (B)はC_L級の下限、R 408 (B)はC_L級とみなされる。

b. ロックせん断試験

ブロックせん断試験の項と同様に4つの変位点でのせん断応力と鉛直応力の関係を表3-10にとりまとめ図3-18にこの関係を図示した。

表 3 - 10

試験番号	岩 級	応 力 種 別	破 壊 点 kg/cm ²	変位急増点 kg/cm ²	0 変 位 点 kg/cm ²	浮 上 り 点 kg/cm ²
R410 (R)	CL	せん断応力	6.38	4.96	4.25	2.13
		鉛直応力	4.27	3.93	3.74	3.17
R411 (R)	"	せん断応力	28.33	26.21	25.50	16.29
		鉛直応力	18.19	17.62	17.43	14.96
R412 (R)	"	せん断応力	9.21	8.50	8.50	8.50
		鉛直応力	9.07	8.88	8.88	8.88

3) 各ブロックの変位の特徴

a. ブロックせん断試験

各ブロックのせん断荷重と推力方向変位の関係を取りだしてまとめると図 3-19 の様になる。これを見ると荷重に対する変位量の増加の傾向がほぼ試験横坑別に二分される。すなわち R-5 坑で行なった R 505 (B), R 506 (B), R 507 (B) の変位増加率は R-4 坑での R 408 (B), R 409 (B) のそれに比べ小さくなっている。

これは R-5 坑に比べ R 4 坑の方がジョイントはより固密であり、周辺もよく締っていたためと考えられる。

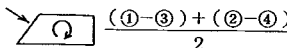
次に各ブロックの変位を各変位量測定点間の相対変位 (回転) として整理すると図 3-20 の様になる。

この図に示される測点 9 と 10 の差はブロックの水平面での回転を示し、また測点 1 と 3, 2 と 4 の差は推力方向鉛直面での回転を表わしている。

これをみると鉛直面での回転は R 505 (B), R 506 (B), R 507 (B) ではせん断力载荷に伴ない初めは尻下がりの回転を示すが、浮上り点付近から逆方向の尻上がりの回転に移行している。これに反し R 408 (B), R 409 (B) は終始尻下がりの回転をしている。

その回転量は表 3-11 に見られる様に破壊点で 0.45 % ~ 2.29 % となっている。(回転角に直すと 0° 2' 35" ~ 0° 13' 7")

また水平面内での回転は終始一定方向であるが R 409 (B) 以外は推力方向からみて反時計方向に回転している。その回転量は表 3-12 でみられる様に破壊点で 0.17 % ~ 1.85 % となっている。(0° 0' 58" ~ 0° 10' 36")

表 3 - 11 鉛直面内回転量 

	破 壊 点 × 1/100 mm	変位急増点 × 1/100 mm	0 変 位 点 × 1/100 mm	浮 上 り 点 × 1/100 mm
R 505 (B)	45	16	12	- 2
R 506 (B)	85	30	7	- 18
R 507 (B)	149	29	21	- 20
R 408 (B)	- 229	- 221	- 162	- 130
R 409 (B)	- 133	- 127	- 117	- 50

せん断応力载荷前の状態を初期状態とした。時計回り方向は⊕

表 3-12 水平面内回転量

$$\frac{\textcircled{9}-\textcircled{10}}{2} - \text{初期値}$$

	破 壊 点 × 1/100 mm	変位急増点 × 1/100 mm	0 変 位 点 × 1/100 mm	浮 上 り 点 × 1/100 mm
R 505 (B)	104	77	72	22
R 506 (B)	17	13	9	2
R 507 (B)	185	59	48	3
R 408 (B)	44	72	49	40
R 409 (B)	- 117	- 111	- 90	- 25

註) 時計回り方向が⊕

b. ロックせん断試験

各ブロックのせん断荷重と推力方向変位の関係を取りだしてまとめると図 3-21 の様になる。

また各ブロックの変位を前項のブロック試験と同様に相対変位により整理すると図 3-22 の様になる。これを見ると鉛直面内の回転はせん断力の載荷に伴ない初めは尻り下がりの回転を示すが、その後逆方向の尻上がりの回転に移行する。その移行点は概略浮上り点付近である。その回転量は表 3-13 にみられる様に破壊点で 0.06 % ~ 2.47 % (0°0' 21" ~ 0°14' 9") となっている。

また水平面内での回転は終始一定方向で R 410 (R) は推力方向からみて反時計回りに R 411 (R), R 412 (R) は時計回りに回転している。その回転量はほぼ推力方向変位の急増点と一致する。その回転量は表 3-14 でみられる様に破壊点で 0.07 % ~ 0.81 % (0°0' 24" ~ 0°4' 38") となっている。

表 3-13 鉛直面内回転量

$$\frac{\textcircled{(1)}-\textcircled{(3)}+\textcircled{(2)}-\textcircled{(4)}}{2} - \text{初期値}$$

	破 壊 点 × 1/100 mm	変位急増点 × 1/100 mm	0 変 位 点 × 1/100 mm	浮 上 り 点 × 1/100 mm
R 413 (R)	40	22.5	17	- 2.5
R 414 (R)	- 7.5	- 7	- 16.5	- 14.5
R 415 (R)	- 20	- 15	- 15	- 4.5

表 3-14 水平面内回転量

$$\frac{\textcircled{9}-\textcircled{10}}{2} - \text{初期値}$$

	破 壊 点 × 1/100 mm	変位急増点 × 1/100 mm	0 変 位 点 × 1/100 mm	浮 上 り 点 × 1/100 mm
R 413 (R)	- 55	- 17	- 10	16
R 414 (R)	- 7	- 4	- 2	2
R 415 (R)	81	52	52	20

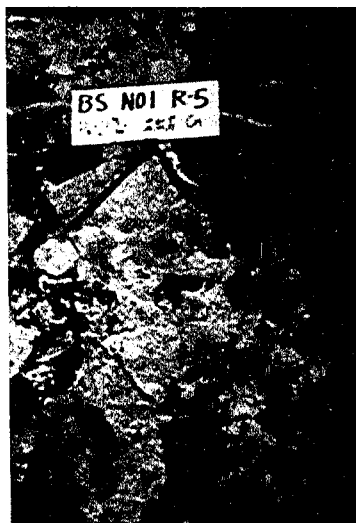


写真 3 - 1
せん断後の供試体面状況
R505(B)



写真 3 - 2 せん断後の供試体面状況 R506(B)



写真 3 - 3 せん断後の供試体面状況 R408(B)

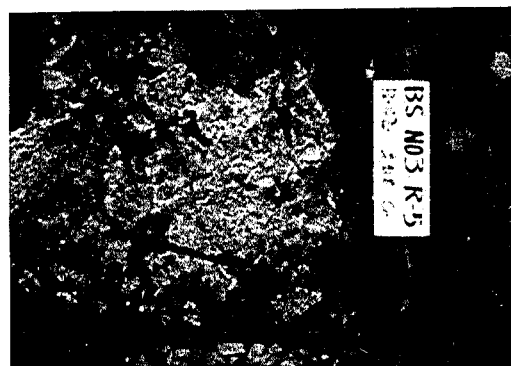


写真 3 - 4 せん断後の供試体面状況 R507(B)



写真 3 - 5 せん断後の供試体面状況 R409(B)

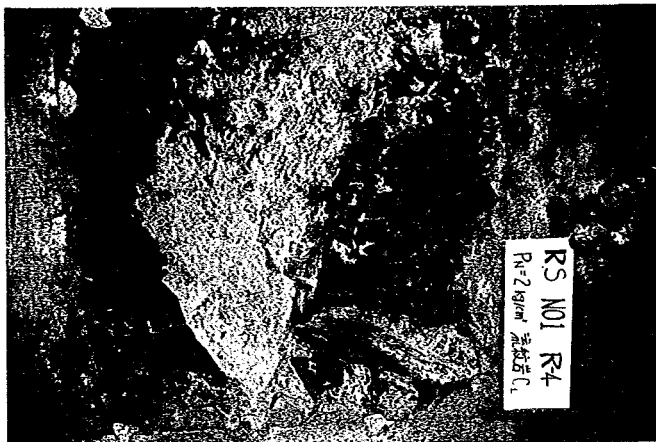


写真 3 - 6
せん断後の供試体面状況
R410(R)



写真 3 - 7
せん断後の供試体面状況
R411(R)



写真 3 - 8
せん断後の供試体面状況
R412(R)

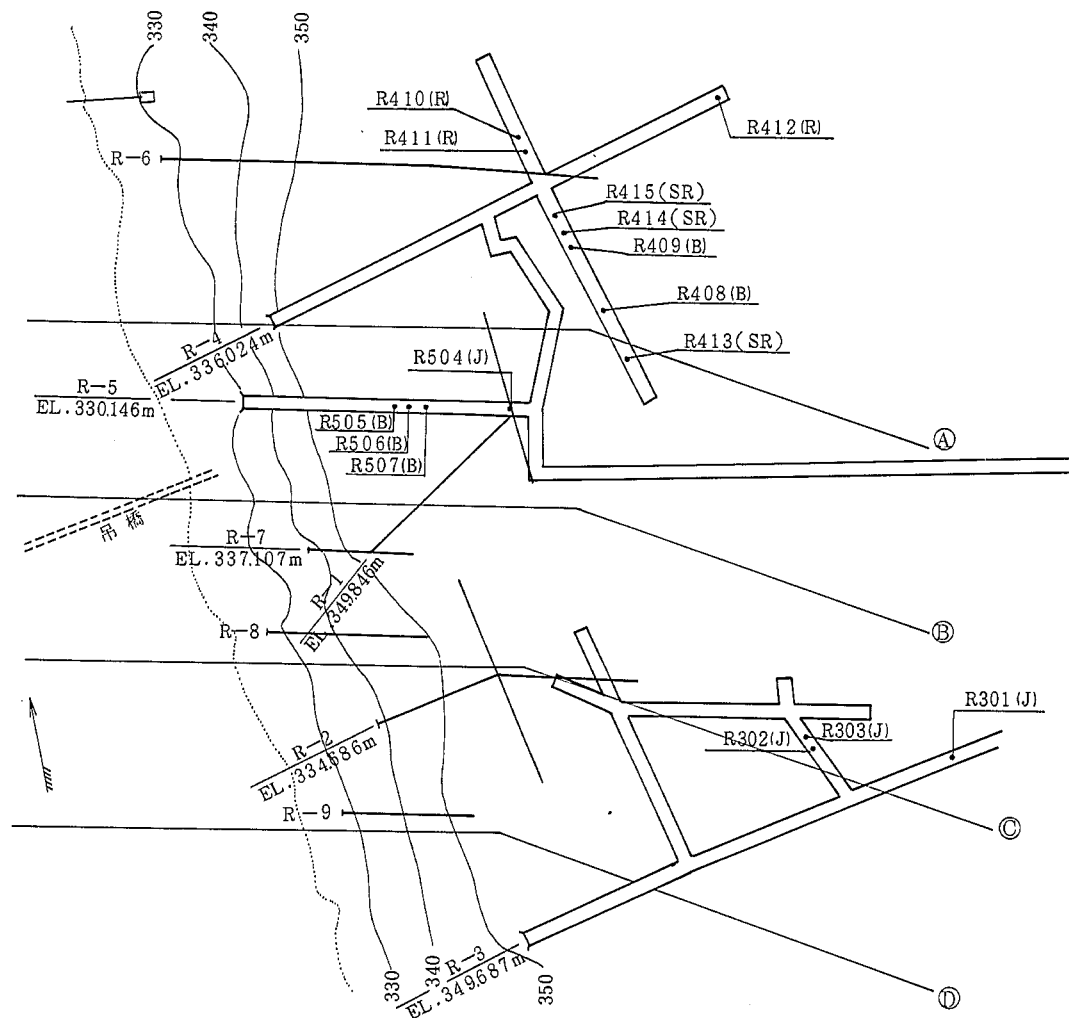


圖 3-1 試驗位置平面圖

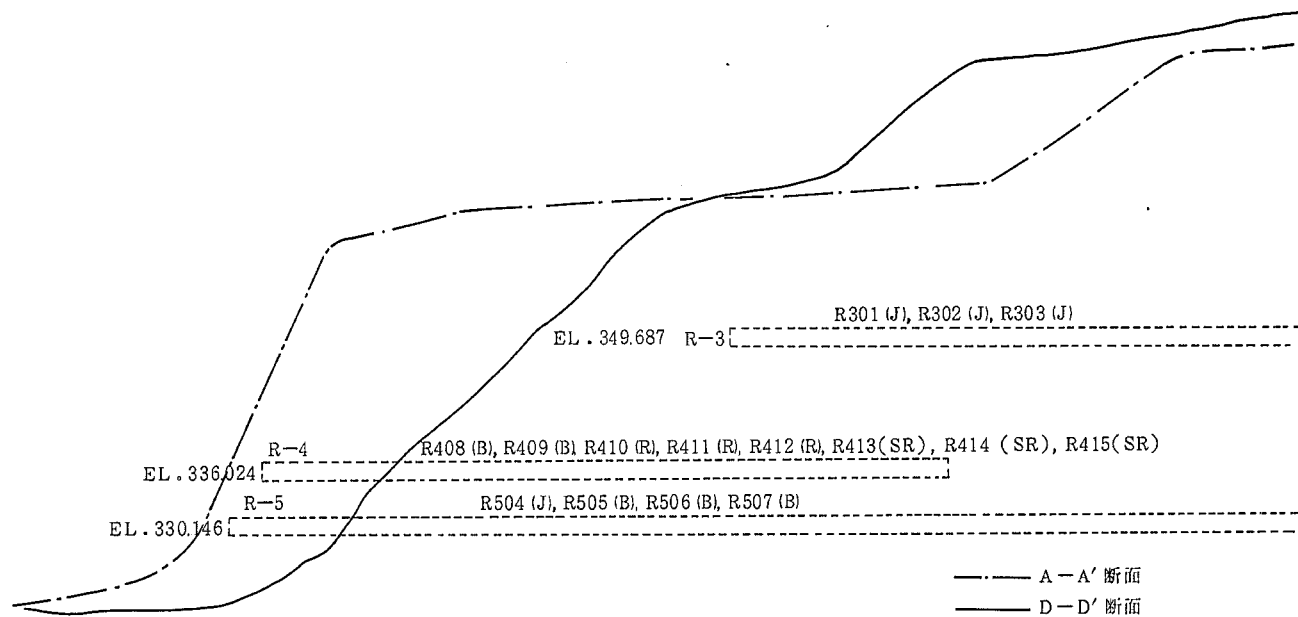
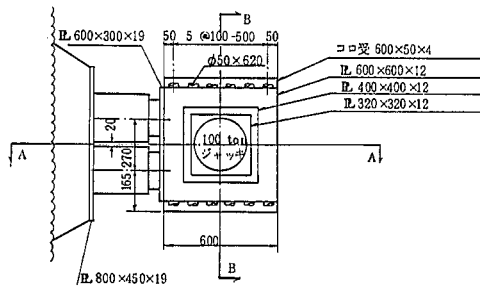
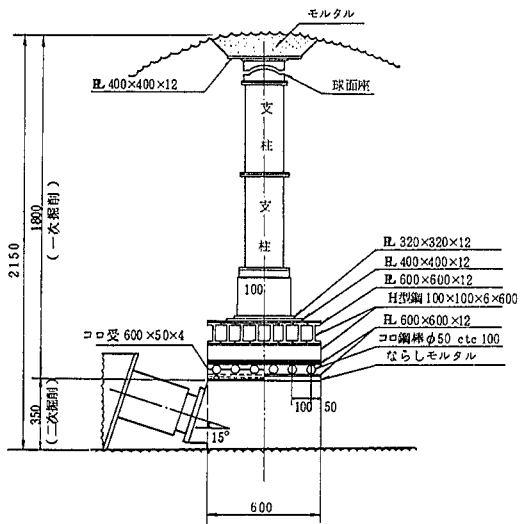


图 3 - 2 試驗位置縱断面图

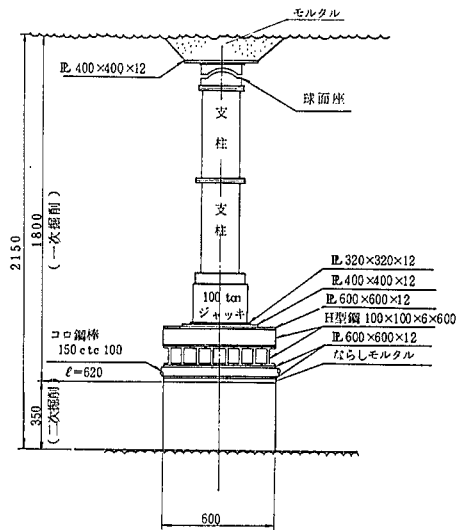
平面图



Λ - Λ 断面图



B - B 断面图 S=1/10



測点展開図

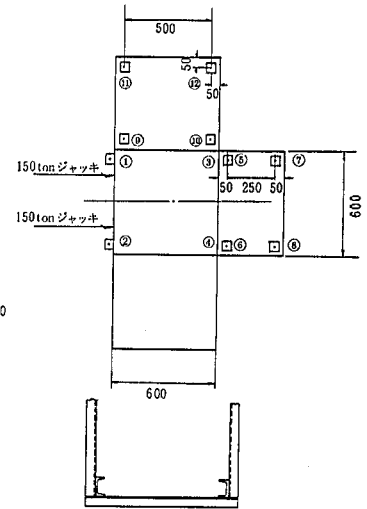


図 3 - 3 試 験 法

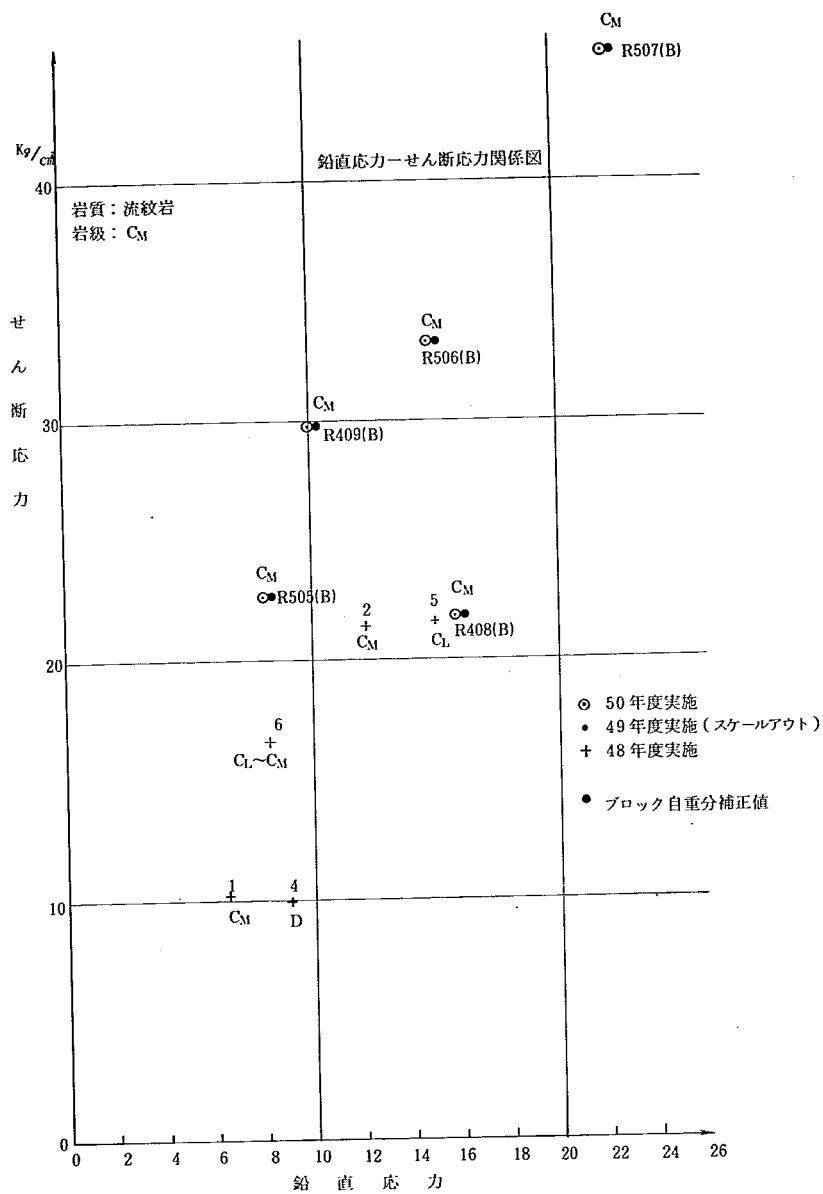


図 3 - 4 ブロックせん断試験

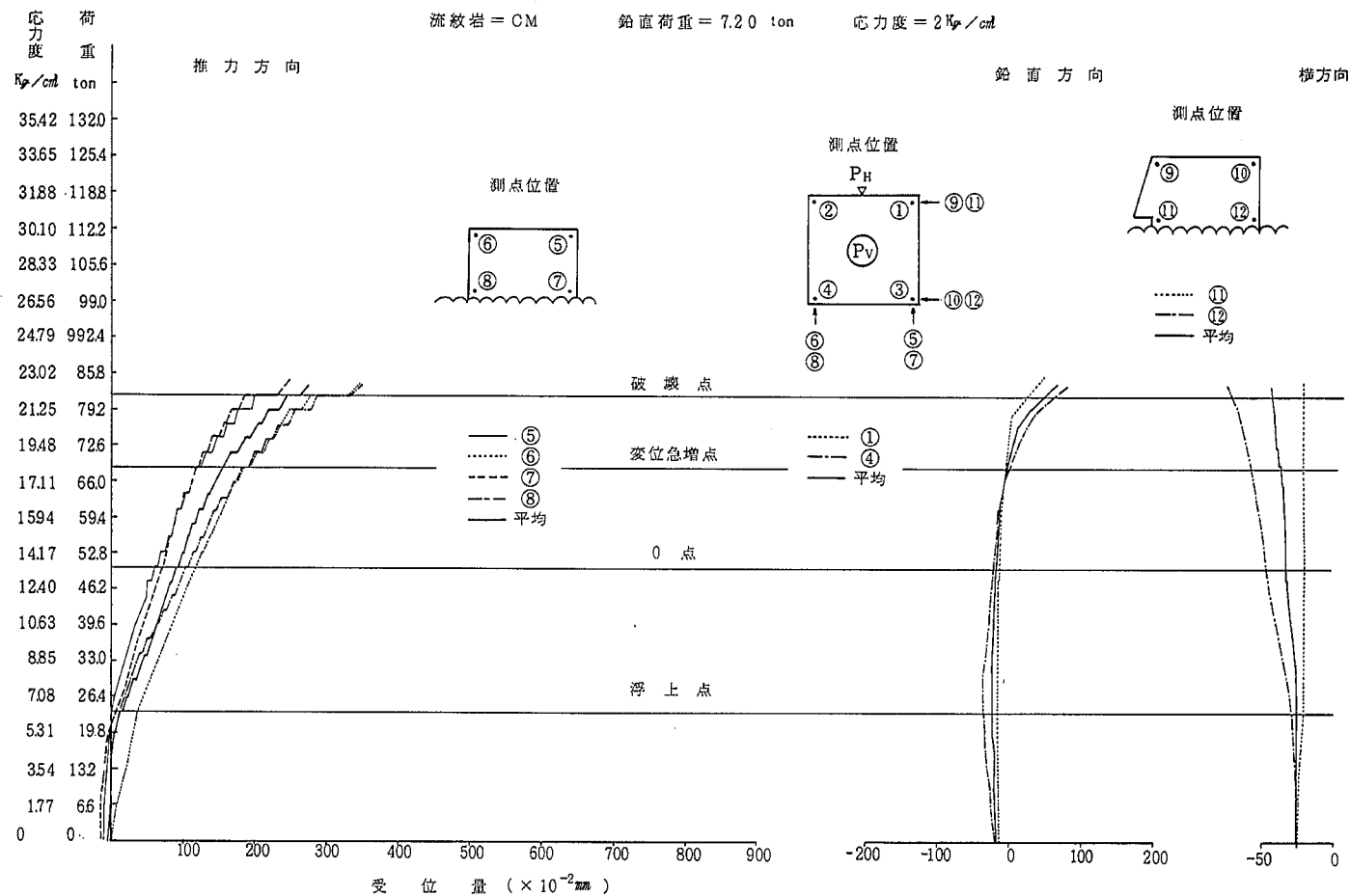


図 3-5 ブロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 505(B)

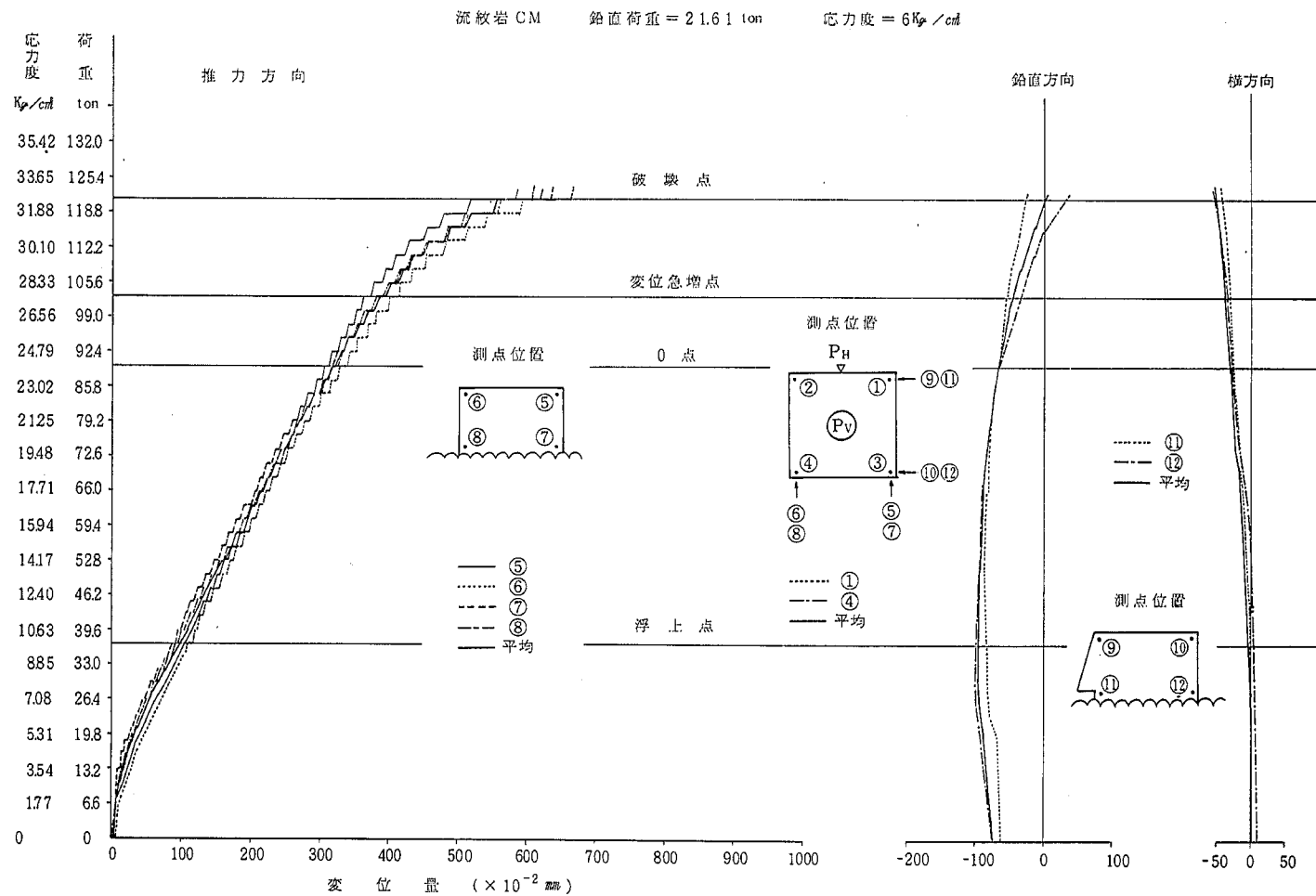


図 3-6 ブロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 506(B)

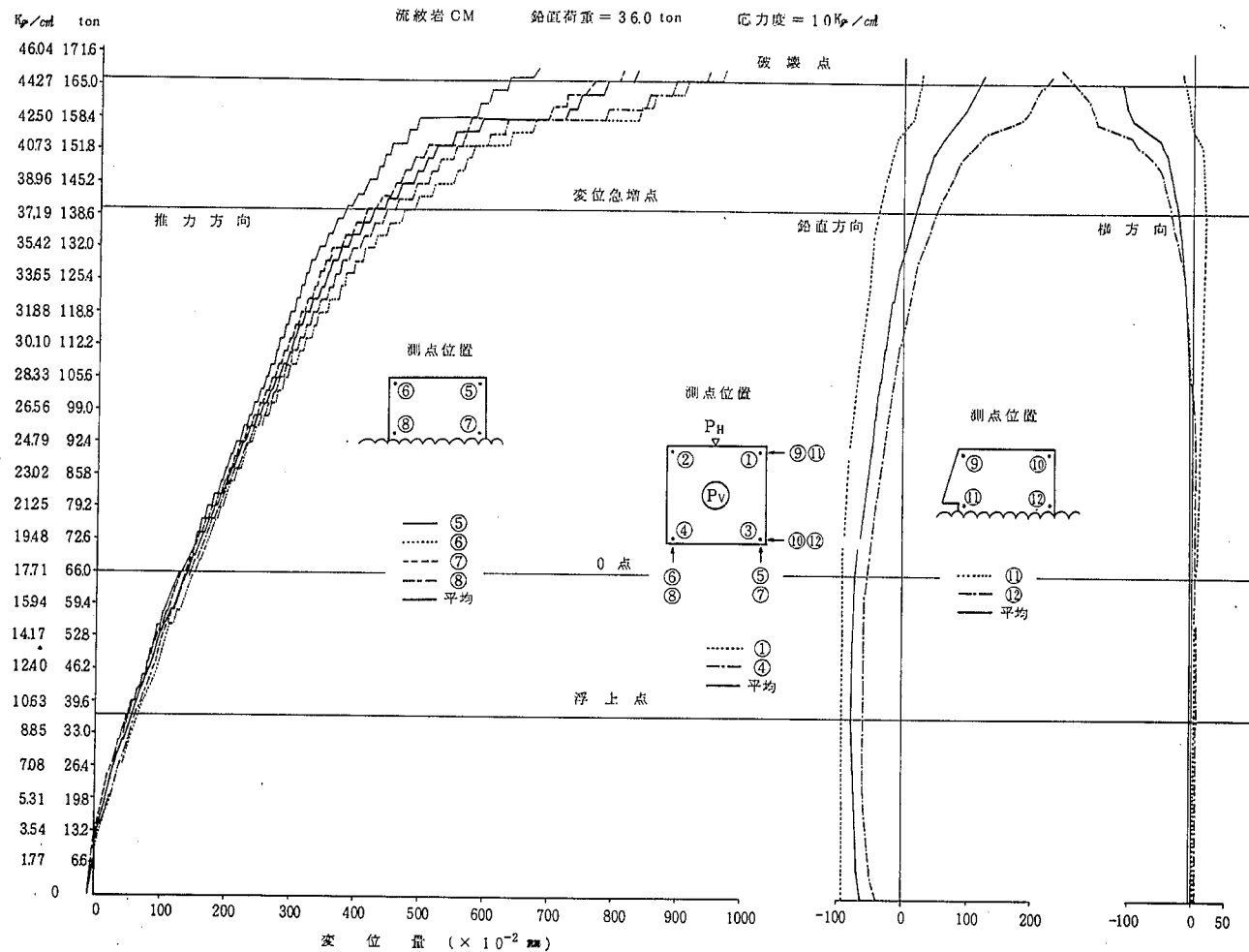


図3-7 ブロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 507(B)

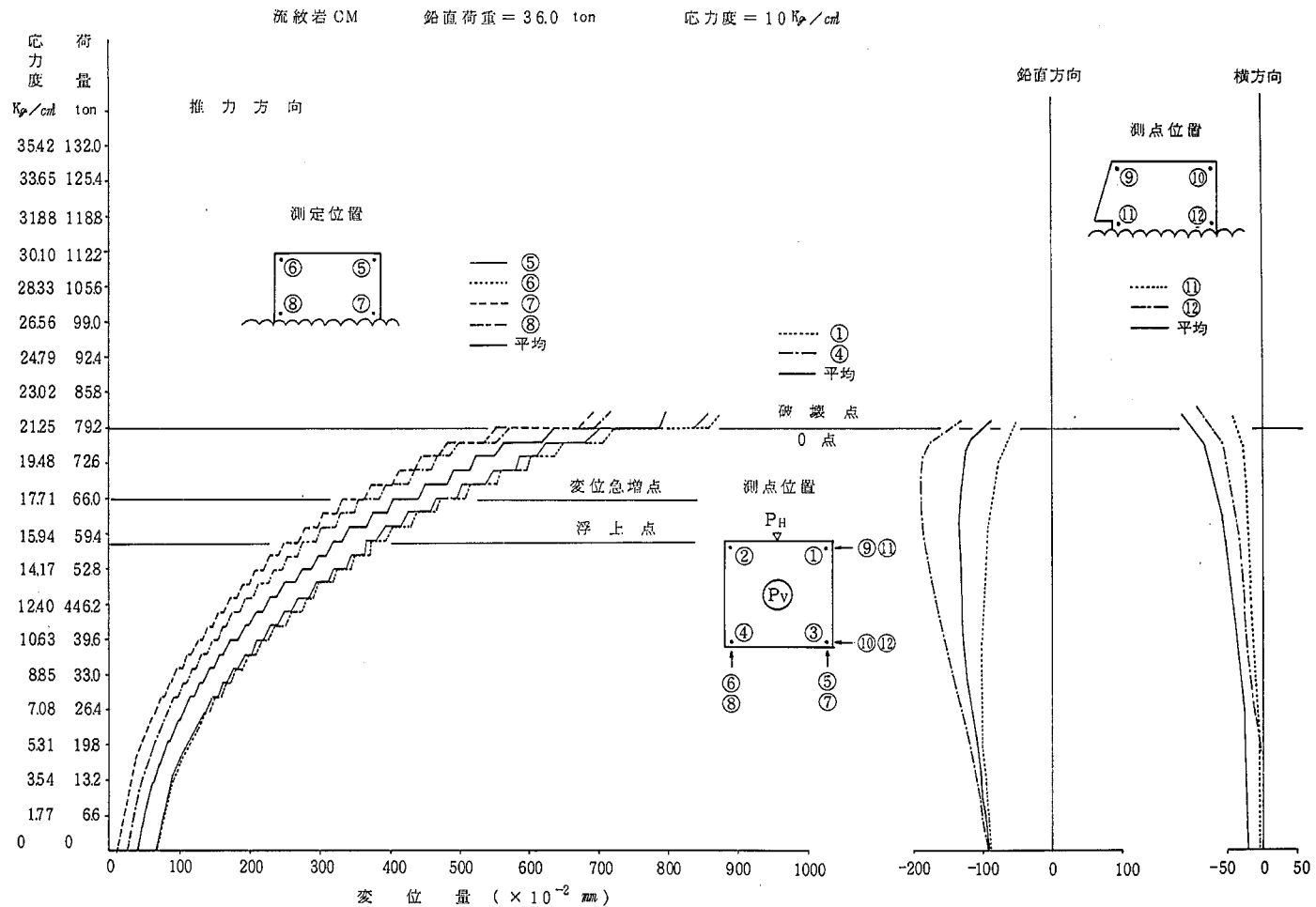


図 3-8 ブロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 408(B)

流紋岩 CM

鉛直荷重 = 7.2 ton

応力度 = 20 Kg/cm^2

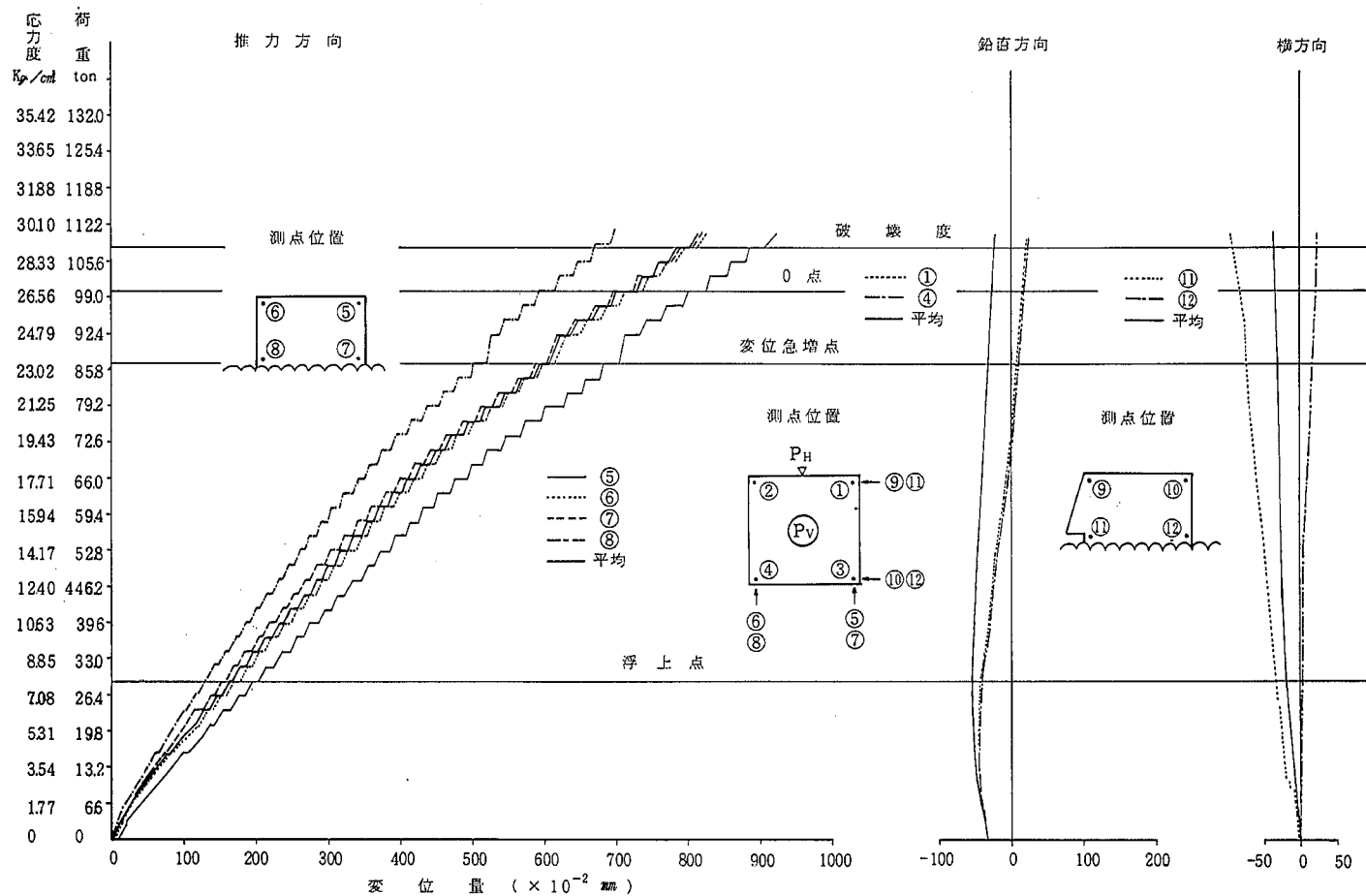
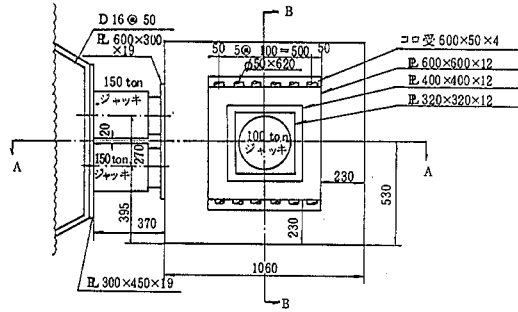
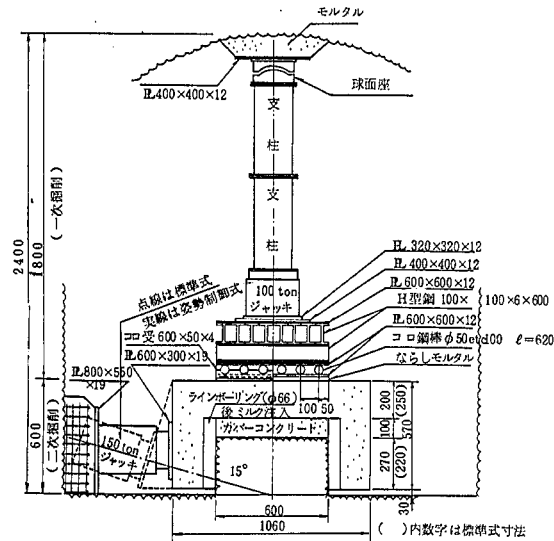


図 3-9 ブロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 409(B)

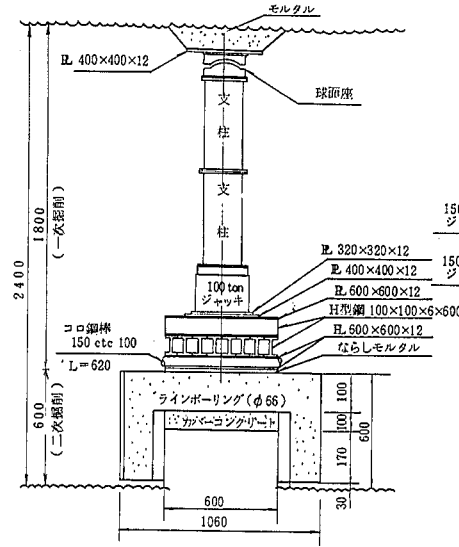
平 面 図



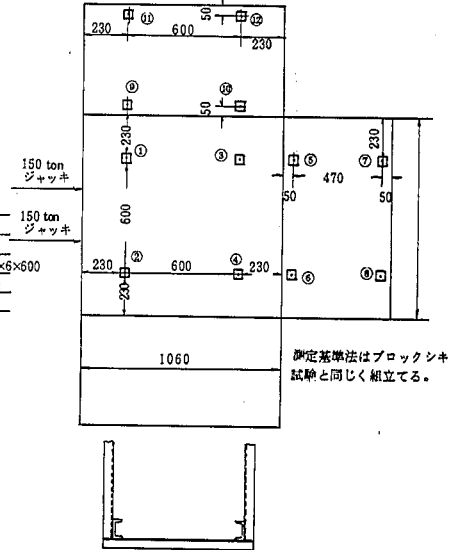
A - A 断 面 図



B - B 断 面 図



測 点 標 記 図



測定基準法はブロックシキ試験と同じく組立てる。

図 3 - 10 試 験 法

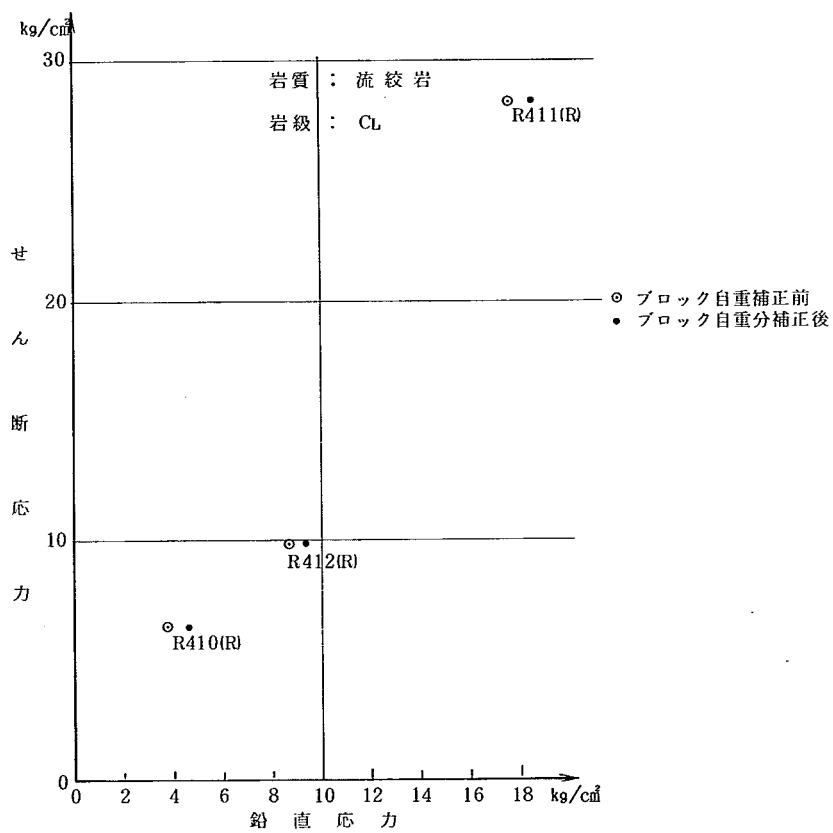


図 3-11 ロックせん断試験
鉛直応力-せん断応力関係図

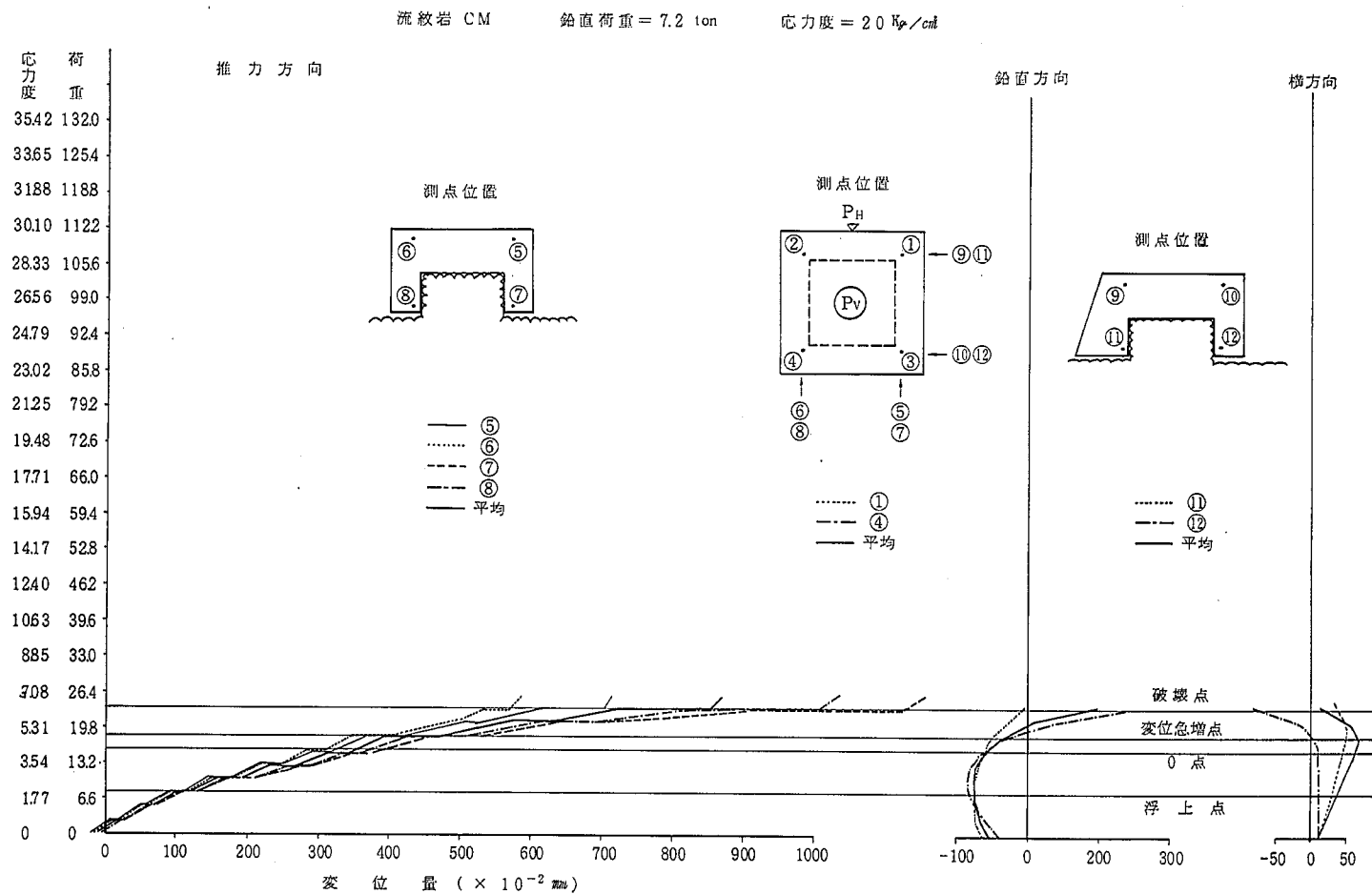


図 3-12 ロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 410(R)

流紋岩 CL

鉛直荷重 = 36.0 ton

応力度 = 10.0 kg/cm^2

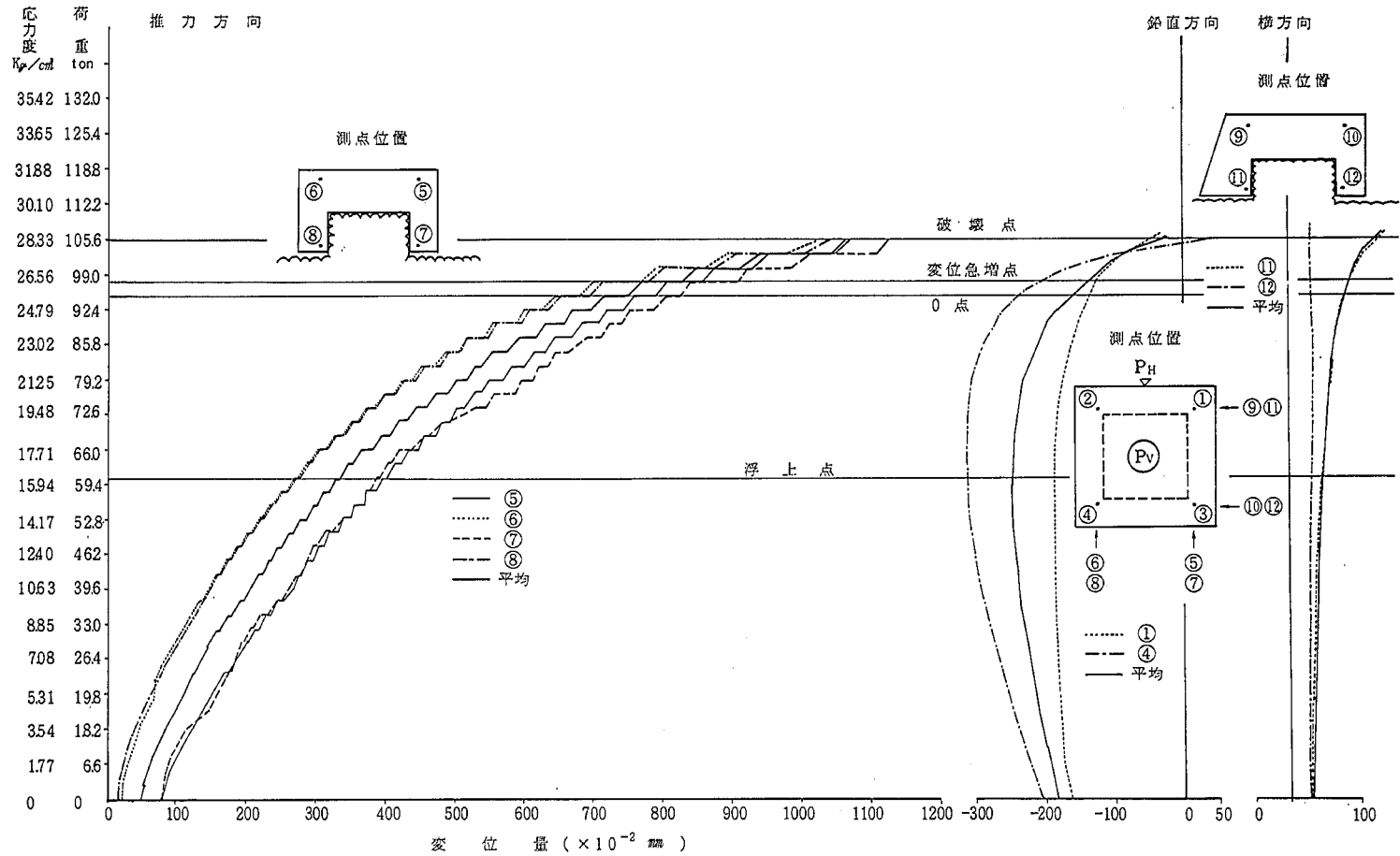


図 3-13 ロックせん断試験荷重～変位量曲線 R 411(R)

応力度 = 60 Kg/cm

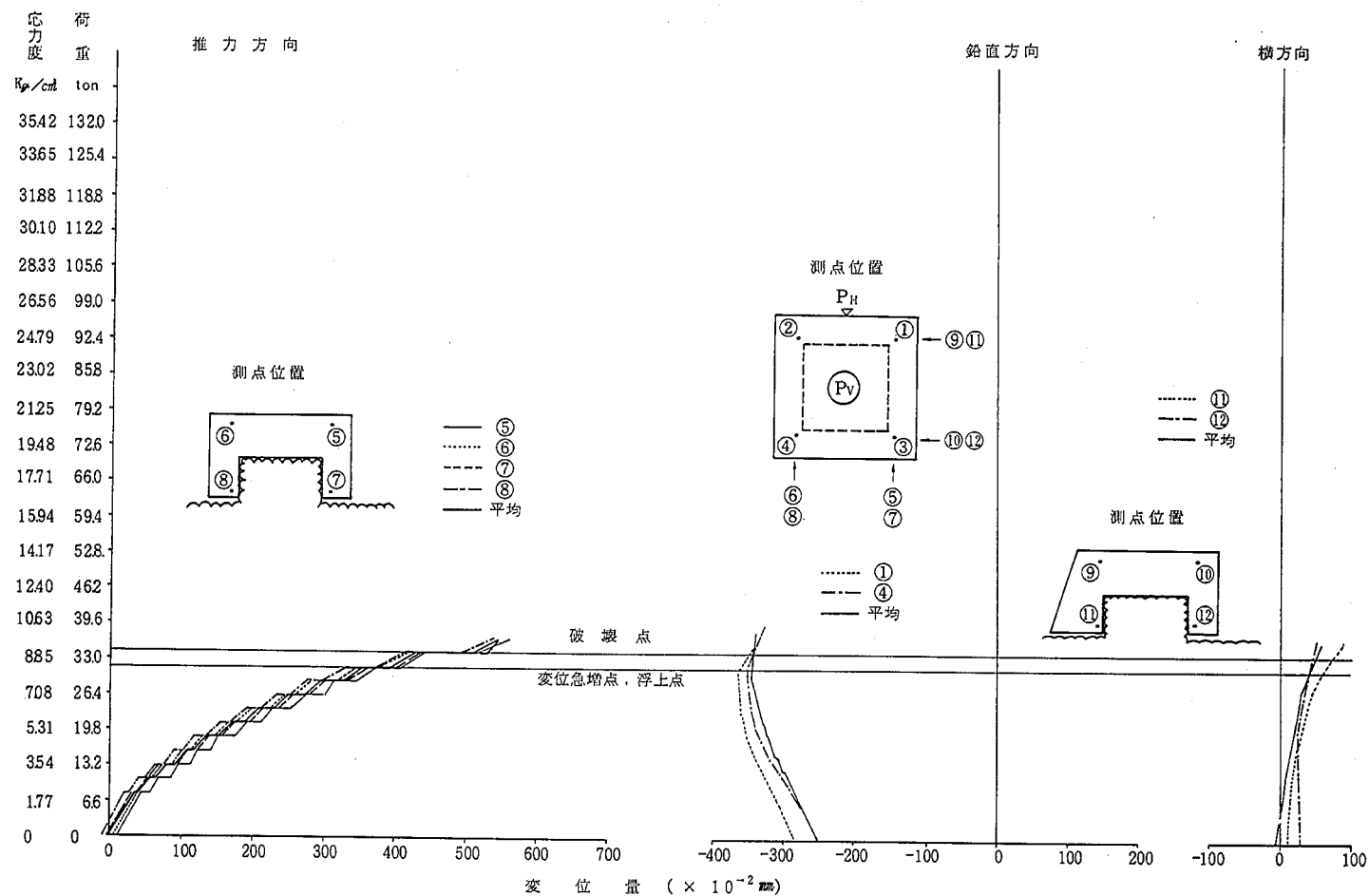


図 3-14 ロックせん断試験荷重～変位置曲線 R 412(R)

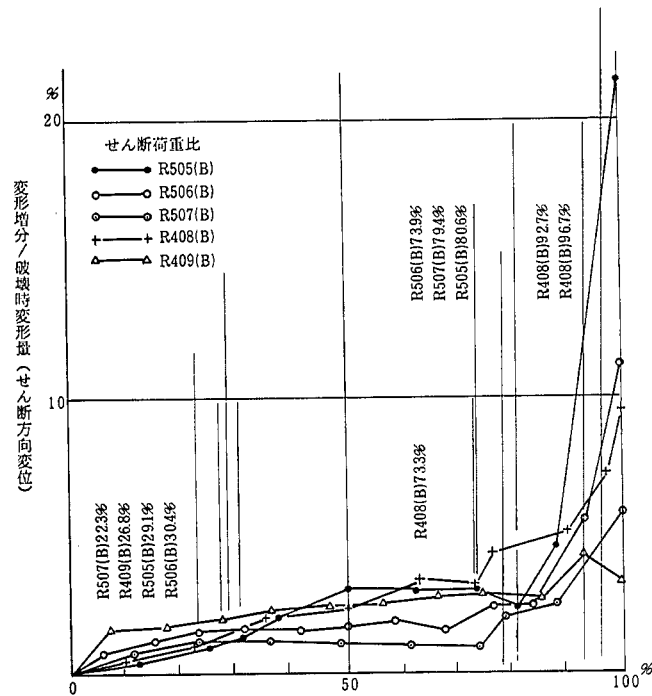


図 3-15 変位比-せん断荷重比 (ブロックせん断試験)

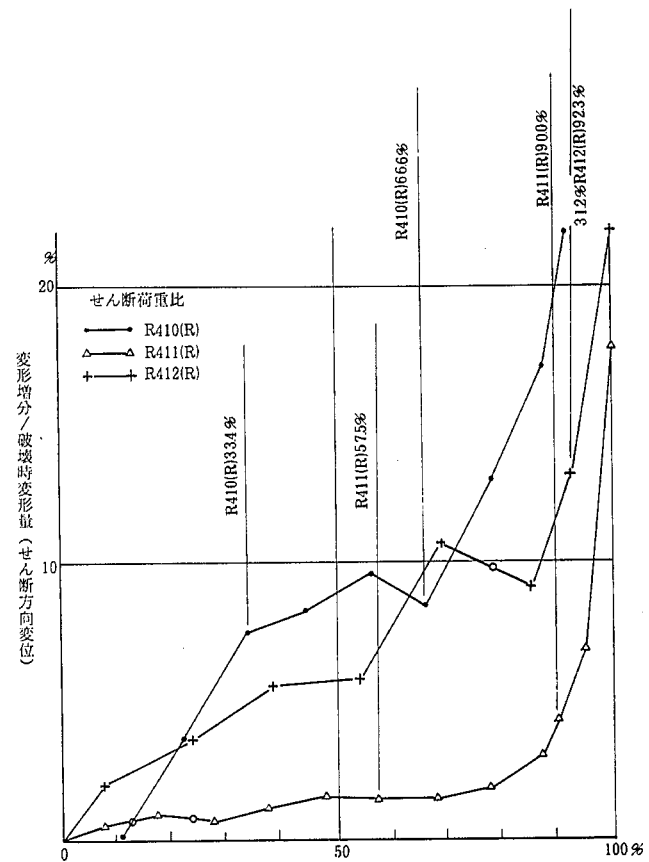


図 3-16 変位比-せん断荷重比 (ロックせん断試験)

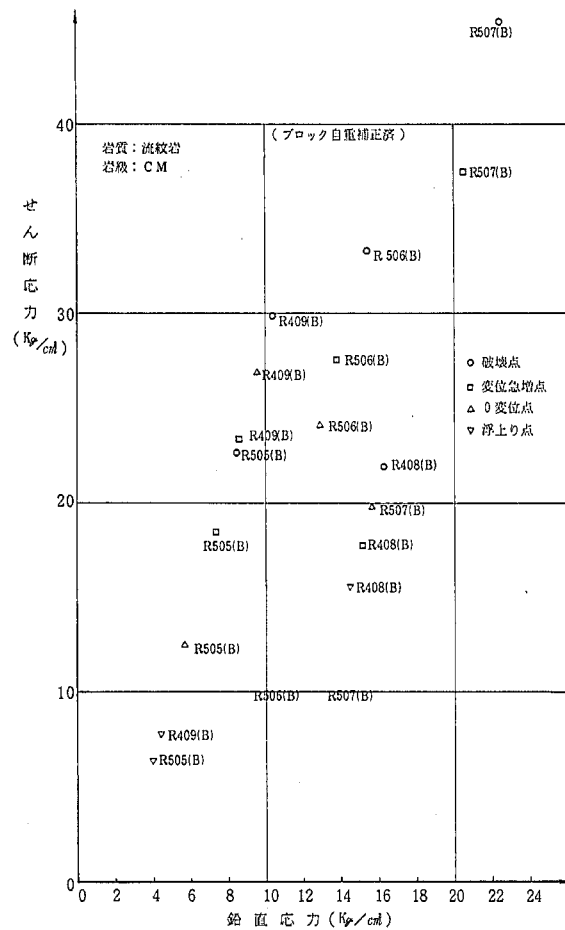


図 3-17 ブロックせん断試験鉛直応力-せん断応力関係図

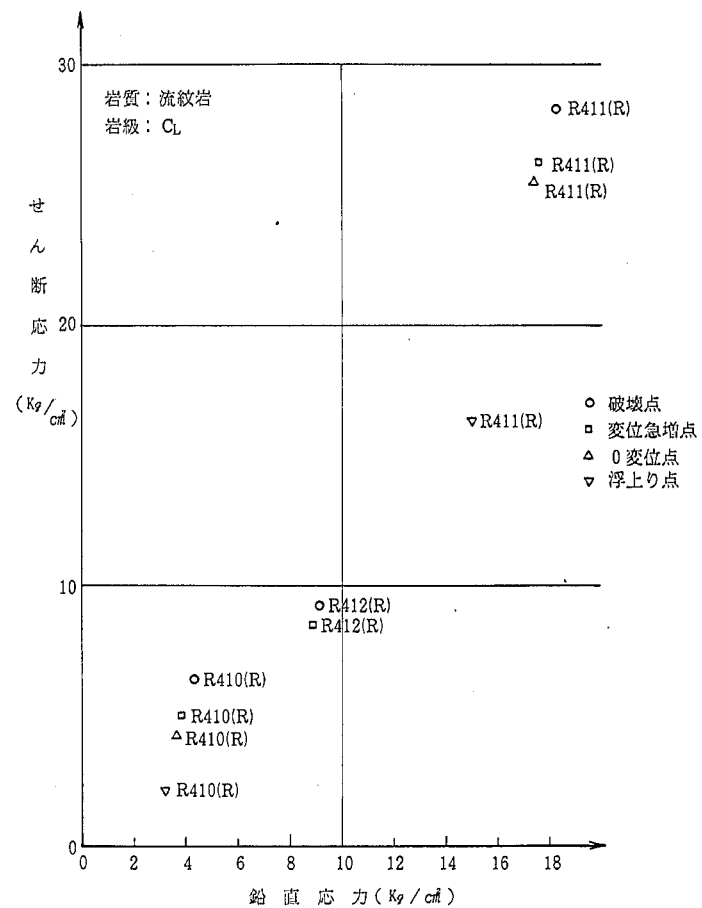


図 3-18 ロックせん断試験鉛直応力-せん断応力関係
(ブロック自重補正済)

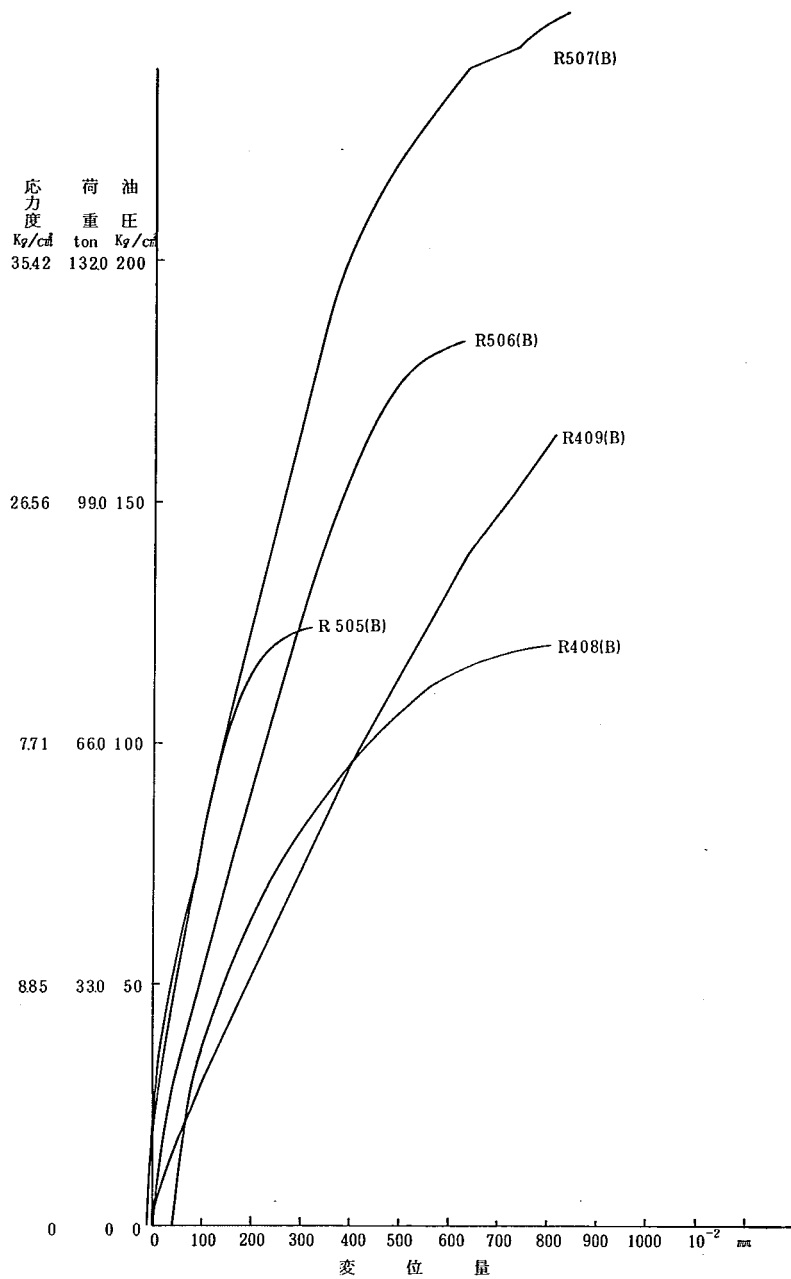


図3-19 ブロックせん断試験応力度～推力方向変位量曲線（総合図）

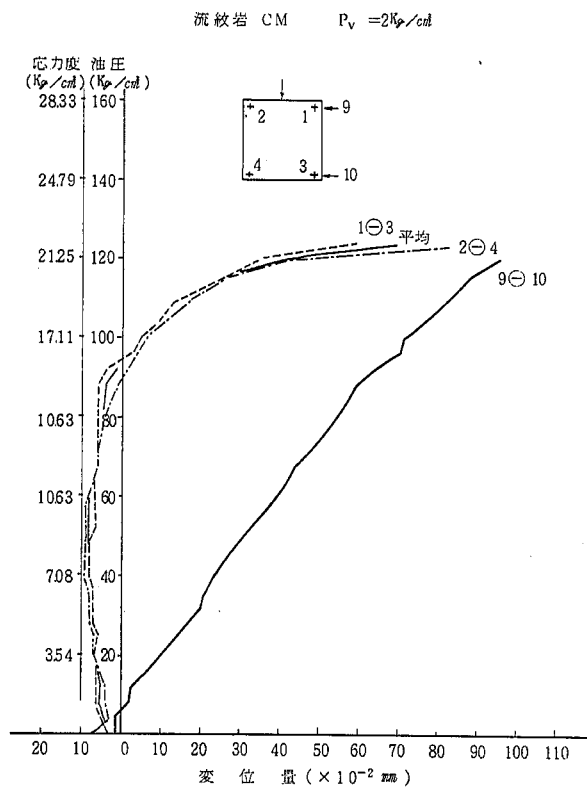


図 3-20(1) ブロックせん断試験回転量図 R 505(B)

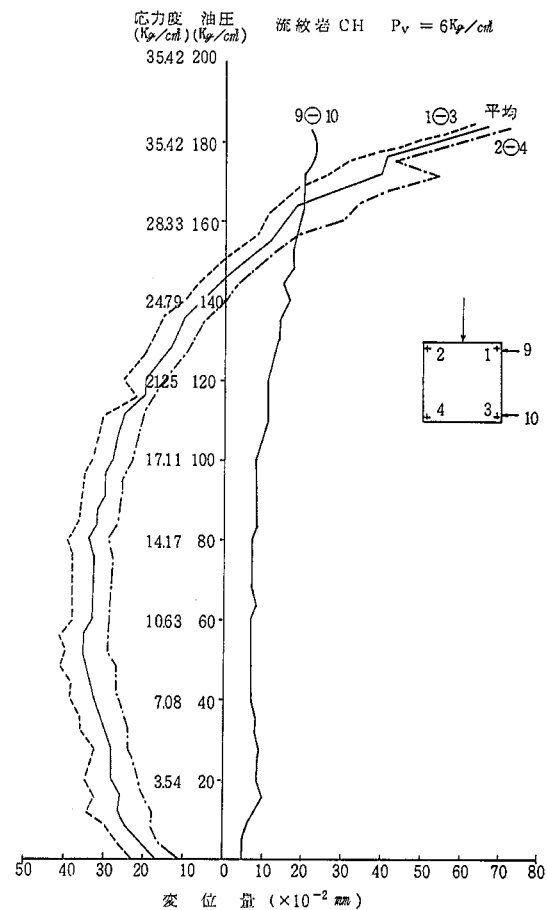


図 3-20(2) ブロックせん断試験回転量図 R 506(B)

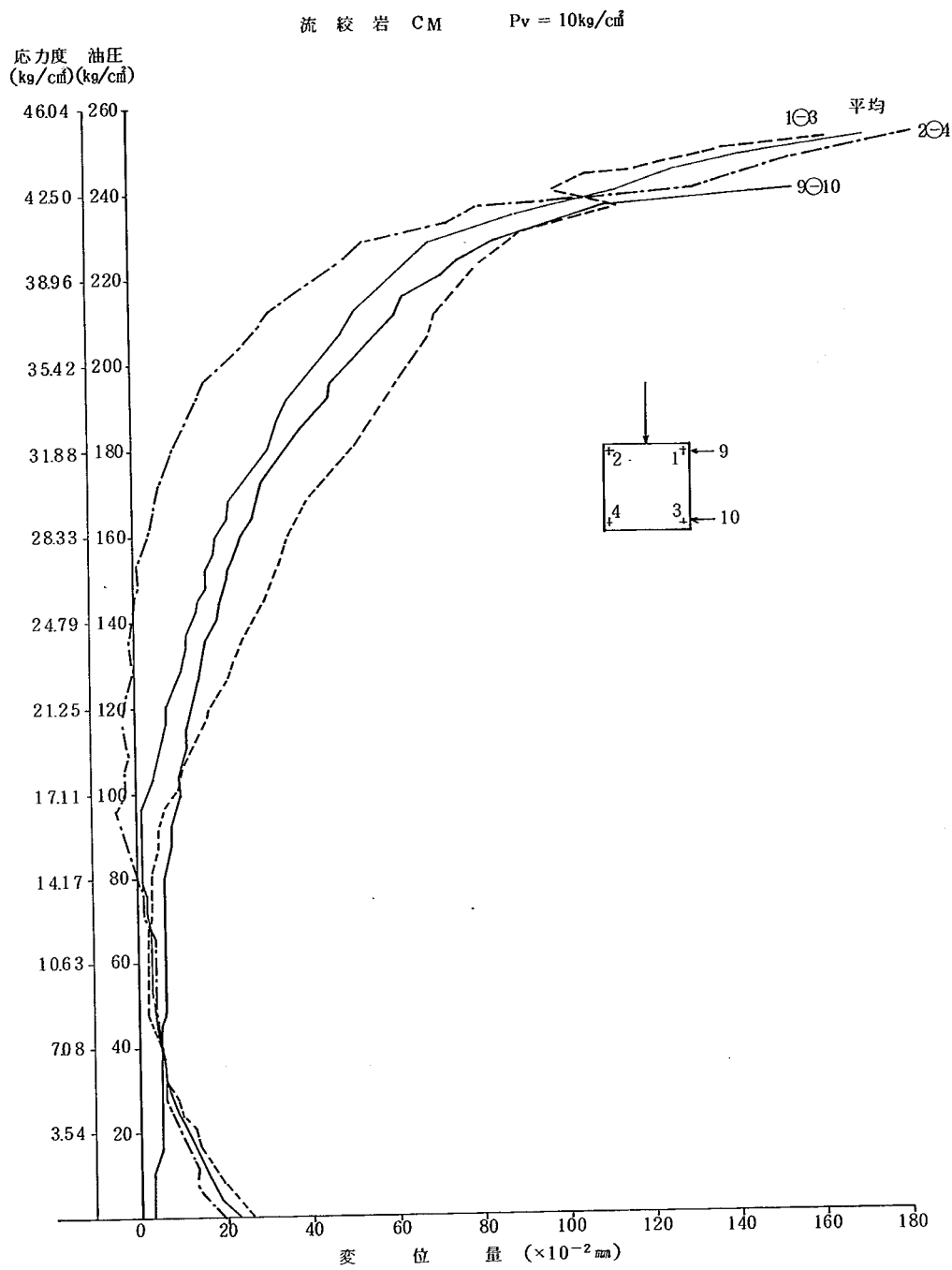


図 3 - 20(3) ブロックせん断試験回転量図 R 507(B)

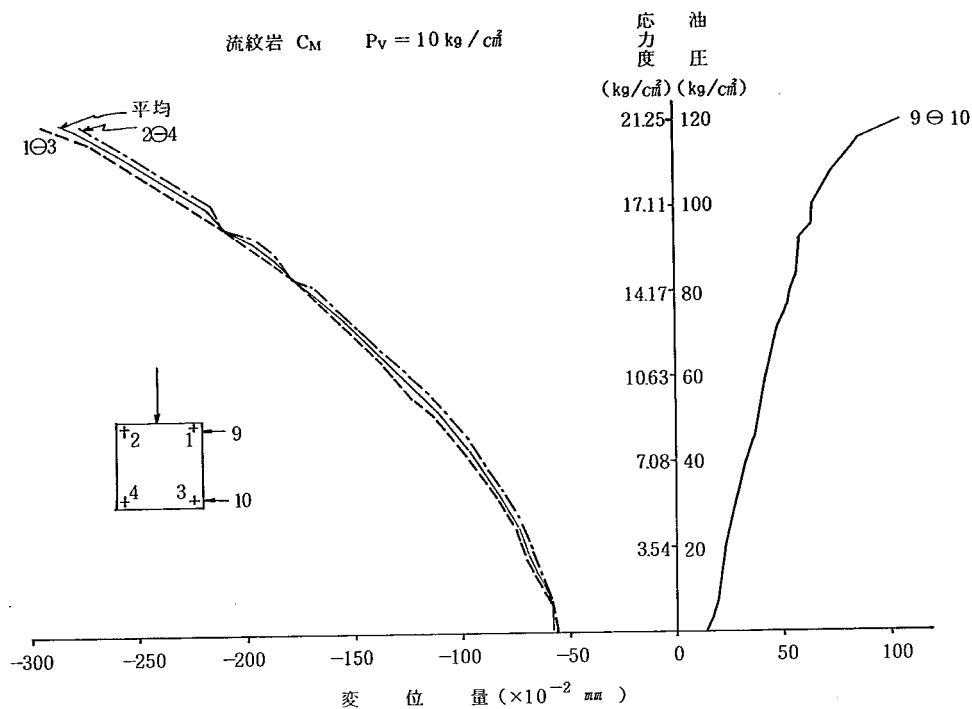


図 3 - 20(4) ブロックせん断試験回転量図 R 408(B)

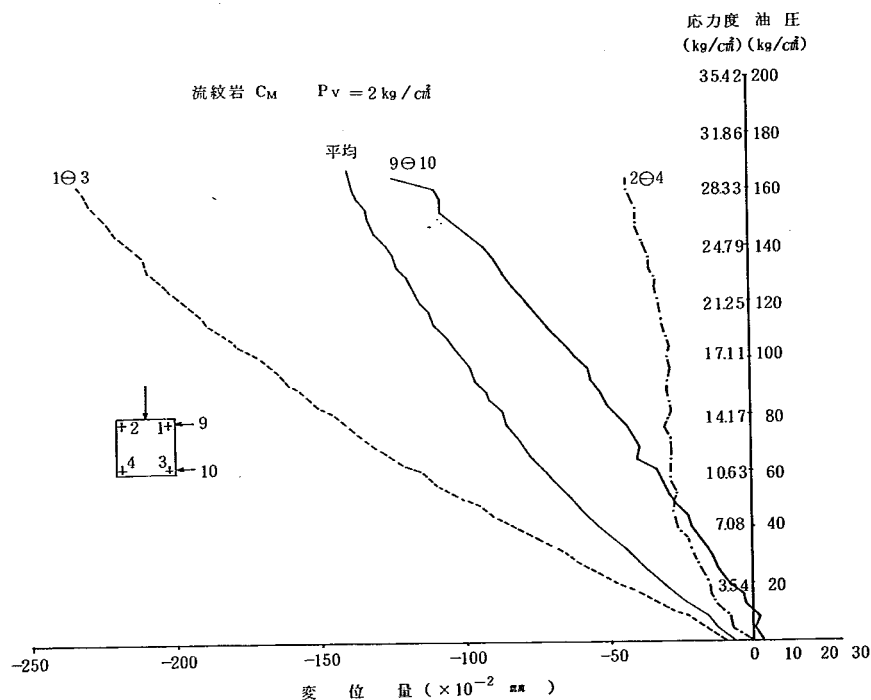


図 3 - 20(5) ブロックせん断試験回転量図 R 409(B)

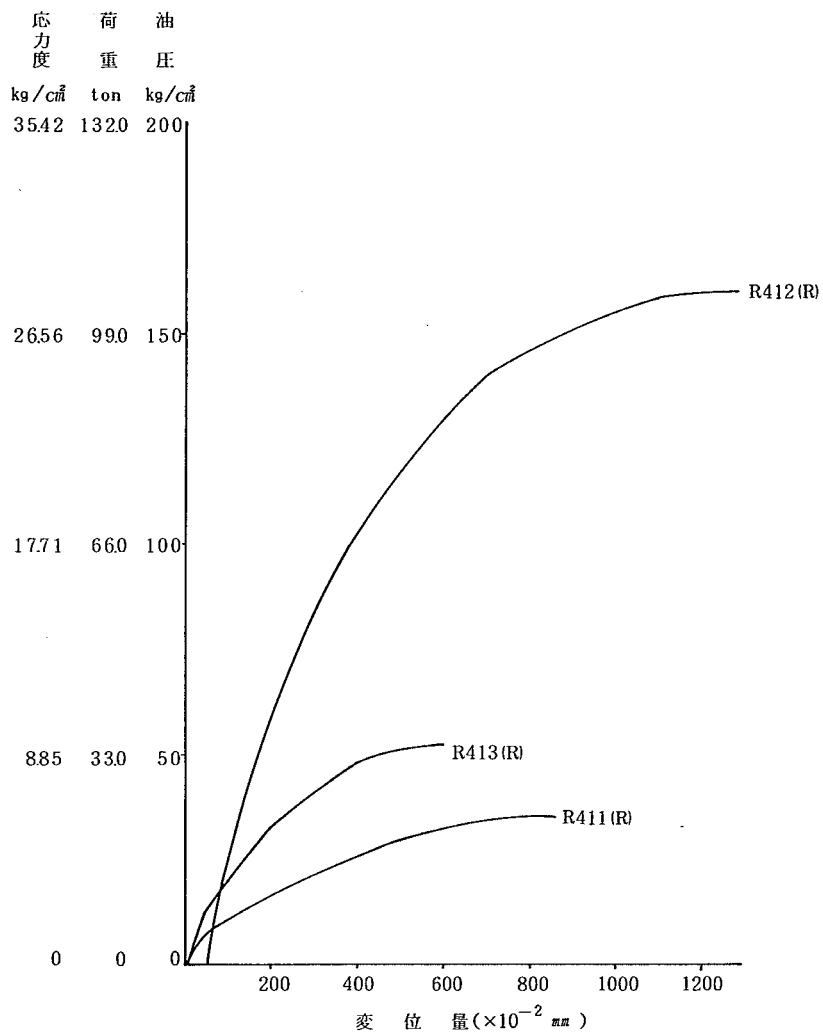


図 3 - 21 ロックせん断試験応力度～推力方向変位曲線（総合図）

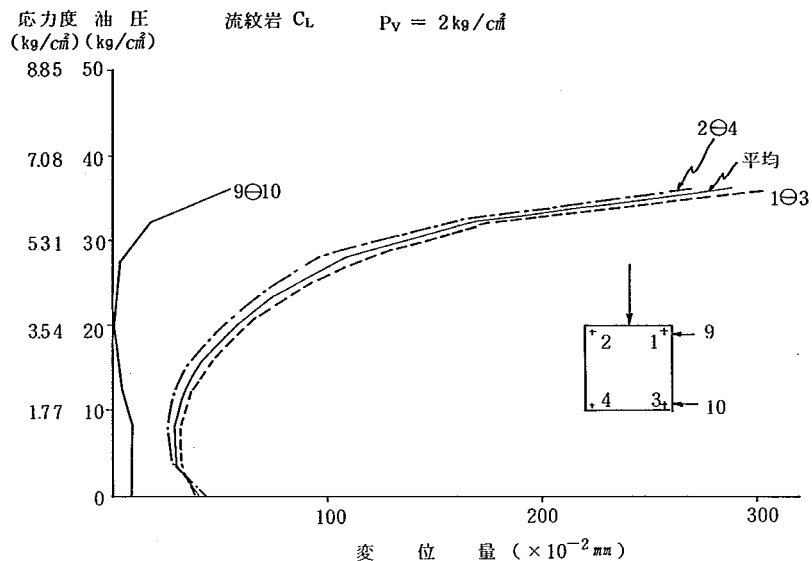


図 3-22(1) ロックせん断試験回転量図 R 410(R)

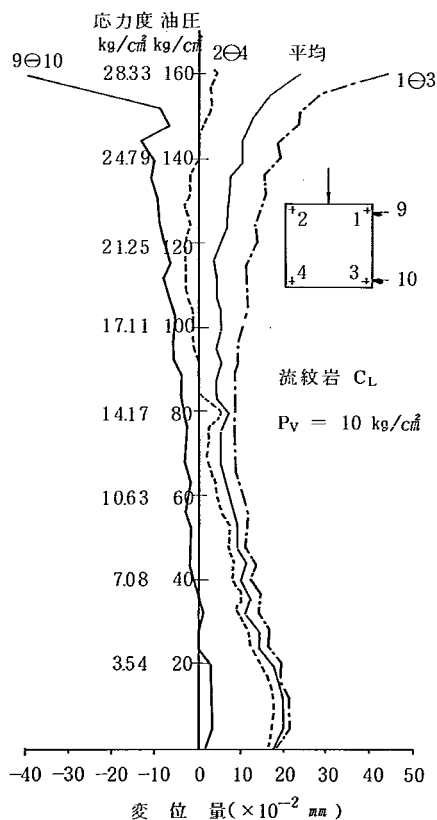


図 3-22(2) ロックせん断試験回転量図 R 411(R)

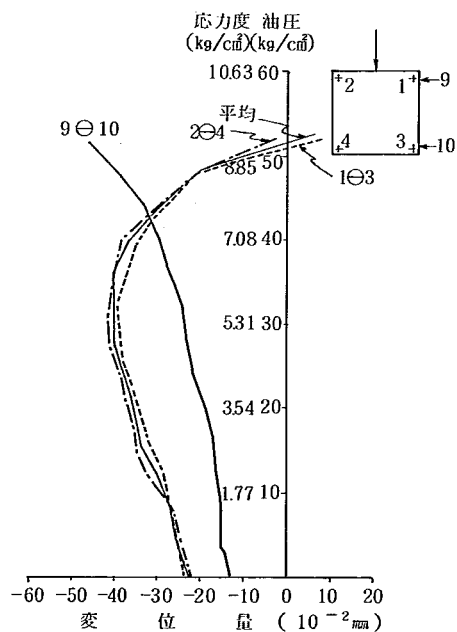


図 3-22(3) ロックせん断試験回転量図 R 412(R)

3.2. 姿勢制御方式ロックせん断試験

先のせん断試験において、せん断時における供試体の挙動は複雑でせん断面に沿った動きの他に、かなりの回転が観測された。

この岩盤せん断試験においてはこれらの動きに注目して、単純なせん断面に沿った動き以外の供試体の挙動を取り除くため、その姿勢を制御して載荷し、せん断することを試みた。

すなわち、供試体の前後、左右の傾き（回転）に対し、これを一定の範囲内に規制しながらせん断試験を実施した。なお、今回の試験では、せん断面内での平面的な回転に対する規制までは行っていない。

3.2.1. 試験位置

試験は流紋岩の岩級がCL 級に分類される岩盤について3個行なった。位置は横坑調査結果に基き現地で選定した。その位置は次に示す通りである。（図3-1～2参照）

№	岩 級	試験横坑	備 考
R 413 (SR)	CL	R - 4	R - 4 坑43 m地点に枝坑あり
R 414 (SR)	CL	R - 4	"
R 415 (SR)	CL	R - 4	"

3.2.2. 試験ブロック（供試体）

供試体の切りだしは、さきに行なわれたR 410(R)～R 412(R)と同様にラインドリルにより行ない、その大きさは巾60 cm、高さ30 cmとした。

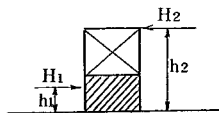
供試体切りだし後コンクリートキャッピングを行なうが、この際キャッピングコンクリート中に姿勢制御用の鉄構を固定するためアンカーボルトを周辺に14本埋め込んでいる。

3.2.3. 試験方法

従来の試験については小型化に従って基盤にむらのない場合はよいが、さもないとせん断面に沿った動き以外に回転（3方向）が入ってくる。これがせん断強度におよぼす影響について定性的にみるとせん断強度を弱める方向に働いていると考えられる。そこでできるだけ実際に近い単純なせん断力によって岩盤をせん断する方法が望ましい。そこでその一つの試みとしてせん断力に影響を与えないように供試体の動きをせん断面に沿った動きのみに規制した（姿勢制御）せん断試験を実施した。

その方法は、まず従来斜めに載荷していた推力方向のジャッキを水平に取りつけることによって、せん断面に平行に載荷することとした（下図参照）。その結果供試体せん断面には、推力によって、

$$M_1 = H_1(\text{推力}) \times h_1(\text{推力ジャッキの偏心量})$$



なる時計まわりのモーメントが生ずる。せん断面にモーメントが働いては不都合なので、このモーメントを打消すため、これと大きさが等しく方向が反対のモーメントを推力ジャッキに対向する補助ジャッキにより与えることとした。補助ジャッキを設置する位置は、出来るだけせん断面より離れている方が載荷上望ましいが、ここでは横坑内のこともあって、せん断面から1.7 m上った位置に補助ジャッキを設置する

こととした。このため補助ジャッキは、推力ジャッキ（150 ton×2 台）の容量に比べて小さい容量（20 ton×20 台）のものを採用することが出来るようになり、軽量化を計ることが出来、試験工程で出てくる据付調整や操作を容易にしている。

なお推力ジャッキと補助ジャッキは、一台のポンプにより加圧される同一油圧系統で操作されるため、自動的にモーメントはバランスするよう工夫がほどこされ、せん断面には常に自動的に単純せん断力のみが作用するように配慮された。（図 3-23 参照）

基本的にはこれで載荷の目的は達成されるのであるが、供試体の状況によっては、せん断面の位置が変わったり、不等沈下が生じたりするので、載荷中これらの動きに対応して随時供試体の姿勢を制御できるように上記補助ジャッキとは別に姿勢制御用ジャッキを配置している。

姿勢制御用ジャッキは、それぞれ補助ジャッキと同一位置（せん断面より約 1.7 m の高さ）に設置し、推力方向には 60 ton ジャッキ 2 台、その逆方向には 20 ton ジャッキ 1 台を使用した。これらのジャッキはそれぞれ別々のポンプ（2 台）により適宜加圧、減圧が行えるよう、別々の油圧系統で操作した。この操作の指示は姿勢監視ビームに取りつけられた鉛直方向変位計、および水銀傾斜指示計の情報に基づいて、供試体全体の動きを見ながら行なわれた。

この他に供試体の横方向傾斜を規制するため、供試体の両側で補助ジャッキの位置に強固なガイドビームをトンネルに固定し、供試体上の鉄構側面に設けた支持点をこのガイドビームで支えることにより横方向傾斜を規制した。この支持点にはスライドニードルベアリングを使用し（許容変位量左右± 0.1 mm）せん断方向変位に対する撓動抵抗が働かない様配慮している。

このように 2 方向（推力方向、横方向）の回転については姿勢制御ジャッキガイドビームによってその動きを規制したが、せん断面の平面的な回転については規制は行っていない。

また、推力方向の回転に対する姿勢制御のために用いた力は姿勢制御用ジャッキの油圧から換算して測定しているが、横方向の回転に対する規制力については変形量規制のみでその力の測定は行っていない。

イ) 載荷装置据付状況

推力方向載荷ジャッキ、鉛直方向載荷ジャッキをブロック試験と同様にセットした後姿勢制御用の鉄構の組立てを行ない、姿勢制御用ジャッキ、補助ジャッキ（モーメント消去用）をセットする。

ロ) 載荷パターンと載荷速度（図 3-24～25 参照）

鉛直方向の載荷は鉛直応力を $3.6.9 \text{ kg/cm}^2$ の 3 種類とした。載荷手順はまず鉛直荷重を 1 ステップ約 0.6 kg/cm^2 ずつ増加させ所定の荷重に達した後その荷重を一定に保ちつつ推力方向荷重を 1 ステップ約 0.7 kg/cm^2 ずつ増加させ、せん断破壊に至らしめた。

荷重の上昇は各ステップにおいて変位進行がほぼ落ち着いてから次のステップに移行した。

この試験時に供試体を水平に保つよう姿勢制御用の 60 ton, 20 ton ジャッキを操作した。

なお、ブロック別の鉛直応力は以下の通りである。

R413 (SR) 6 kg/cm^2

R414 (SR) 3 kg/cm^2

R415 (SR) 9 kg/cm^2

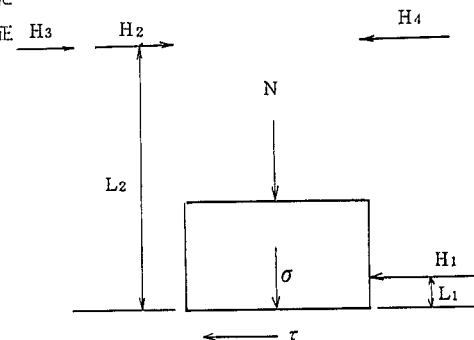
3.2.4. 試験結果

試験結果は鉛直応力-せん断応力の関係に整理して表 3-15, 図 3-26 に示した。さらにブロック

表 3-15 ロックせん断試験（姿勢制御）

$H_1 \times L_1 = H_2 \times L_2$ なる位置に
剪断力を働かせる H_3, H_4 は補正
角として用いた。

岩質：流紋岩， 岩級：CL



岩級	供試体No.	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	σ	τ	補正値*	
		A	N	H_1	H_2	H_3	H_4	H	N/A	H/A	⑧	⑨	σ	τ
		A	N	H_1	H_2	H_3	H_4	H	N/A	H/A	⑧	⑨	⑧ + 0.7	⑨
CL	R413(SR)	3,600	21.6	52.8	7.1	0	6.5	52.2	6.0	14.5	6.0	14.5	6.7	14.5
CL	R414(SR)	"	10.8	37.0	4.9	0	0	32.1	3.0	8.9	3.0	8.9	3.7	8.9
CL	R415(SR)	"	32.4	52.8	7.1	0	4.7	50.4	9.0	14.0	9.0	14.0	9.7	14.0

A = 供試体剪断面積

N = 鉛直荷重

H = 剪断荷重

$H = H_1 - H_2 - H_3 + H_4$

* 補正値：ブロック自重による鉛直応力補正値

(供試体)と金物関係の自重分を鉛直力に加算し、鉛直応力を補正した。荷重-変位曲線は図3-27～29に示す。

3.2.5. 試験結果と地質状況

姿勢制御ロックせん断試験位置は、R-4横坑のロックせん断試験に近いC_L級岩塊に3ヶ所選定された(R410(R), R411(R)と類似した岩盤である)。特にR413(SR)は、R411(R)と極似しており、R414(SR)およびR415(SR)はオープンクラックによって分離された、いずれも茶褐色に風化した岩盤である。(写真3-9～11参照)

(イ) R413(SR)

R-4横坑内に試験予定位置として選定された段階における仕上面の地質状況は、C_L級の内でも弱いものと評価され全体に茶褐色で節理には粘土を含んでいる。ラインボーリング中にも弱層の存在を示すコアが採取され、試験前には、かなり弱い供試体となることが予想されていたが、せん断試験後のせん断面には上記の様な層はなく、予想に反してせん断面に直交した粘土やジョイントをせん断したこととなった。そしてジャッキ側はブロッキーであるが、比較的堅岩があり中央部はクラッキーな軟岩で粘土を挟んだシームがあり、後の1/3は軟弱な岩であった。

(ロ) R414(SR)

せん断試験前における仕上面にはEW/35°S, EW/45°Nの粘土を有する亀裂があり、よくしまっているが下流側半分は多少粘土を含んで軟弱化していた。

主な亀裂は推力方向に分布しており、粘土を挟んだものが20cm間隔に分布している。

せん断試験後のせん断面には上記亀裂に粘土を挟んだ部分から滑った型で大きなブロックが載荷コンクリートについて引き上げられた。

このブロックは、推力ジャッキ側から反対側に向かってゆるく上っている。

(ハ) R415(SR)

せん断試験前における仕上面にはN50°W/80°Nの節理が供試体を斜めに横断している。岩自身は硬いが上記節理に直交する亀裂が発達していて、方塊状に分離面があり、いずれも黒褐色のサビがついている。

せん断試験後のせん断面は、上記の節理とは別の水平に近い節理に沿っており、一部ではスライムが附着していたことからオープンジョイントであったことが明らかである。このジョイント以外の部分では、岩がせん断されている部分もある。

3.2.6. 考察

1) 応力と変位量の関係

せん断応力と変形の関係を図(イ)～(ニ)に示す四つの変化点について変位量および応力をまとめ表3-16～17に示した。

(イ) 破壊点

(ロ) 変位急増点 : せん断方向変位量が急増する点

(ハ) 0変位点 : 鉛直方向変位量がせん断力載荷前の位置で回復する点

(ニ) 浮上り点 : 鉛直方向変位が沈下から浮き上がりに反転する点

表 3-16 変 位 量

	R413 (SR)		R414 (SR)		R415 (SR)	
	mm	%	mm	%	mm	%
破 壊 点	10.72	100	4.18	100	7.23	100
変 位 急 増 点	5.62	52.4	1.81	43.3	4.31	59.6
0 変 位 点	4.62	43.1	0.93	22.2	4.31	59.6
浮 上 り 点	1.46	13.6	0.32	7.6	1.21	16.7

表 3-17 セン断応力

	R413 (SR)		R414 (SR)		R415 (SR)	
	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%	kg/cm ²	%
破 壊 点	14.52	100	8.08	100	13.37	100
変 位 急 増 点	11.77	81.1	5.92	73.3	10.81	80.9
0 変 位 点	10.81	74.4	4.42	54.7	10.81	80.9
浮 上 り 点	6.30	43.4	2.81	34.8	6.67	49.9

表 3-17 に示す通り、浮上り点は破壊せん断応力の 35%~50%、0 点は 55%~81% に表われる。またせん断変位量の急増する点は破壊せん断応力の約 80% 付近にあたる。これを破壊時変形量（表 3-15）でみるとその 8%~17% 付近に浮上り点 22%~59% 付近で鉛直変位は 0 にもどり 43%~60% 付近でせん断変位量が急増することが判る。

図 3-30 は破壊時せん断応力を 100% としてそれぞれの応力増加ステップにおける増分変位量の破壊時変位量に対する率をプロットしたものである。

これをみると載荷量の 75% 付近までは各ブロックともほぼ同じ増加率を示すが、それ以後破壊まではそれぞればらばらとなる。またこの図に浮上り点および 0 点を記入すると前述の 75% 付近までの間にプロットされる。

2) セン断強度と降伏点

前記せん断応力と変位量との関係からもわかるように、せん断強度は表 3-18 の通りである。これを図 3-31 に図示した。

表 3-18

試験番号	岩 級	応 力 区 分	破 壊 点 kg/cm ²	変位急増点 kg/cm ²	0 変 位 点 kg/cm ²	浮 上 り 点 kg/cm ²
R413 (SR)	CL	せん断応力 鉛直応力	14.52 6.70	11.77 6.70	10.81 6.70	6.30 6.70
R414 (SR)	"	せん断応力 鉛直応力	8.89 3.70	5.92 3.70	4.42 3.70	2.81 3.70
R415 (SR)	"	せん断応力 鉛直応力	14.00 9.70	10.81 9.70	10.81 9.70	6.67 9.70

せん断応力は完全破壊時のものであって、補助ジャッキの荷重補正済の応力である。鉛直応力は自重を加算済のものである。

3) 各ブロックの変位の特徴

ブロックの挙動については図3-32(1)~(3)で明らかな通り、せん断方向の回転についてはゲージ①-③の差および②-④の差で表わしているが、それぞれ鉛直変位が0に達する点、すなわち降伏点附近までは姿勢を上記ゲージ差で、 ± 0.2 mm以内に納められているが、それ以上破壊に至る間は1ステップの変形量が次第に大きくなるためコントロールが微妙になり、多少バランスが崩れている。しかし両ゲージの差でR413(SR)は、 0.4 mmに達しているが、他のブロックは、 $0.1 \sim 0.2$ mm以内におさまられている。

姿勢制御することによってせん断方向の回転を抑制することは出来ること、変形特性が似てくると、強度で2割かた強い結果を得られたことが特徴であろう。図3-32(1)~(3)にはさらに水平面内の回転についても図示してある。この図でみると、R413(SR)は荷重の50%まで左回りで、その後は右回りに変わっている。またR414(SR)は殆んど直真ぐに動いていることを示しているが、R415(SR)になると当初から右へ右へと回転し、最後まで右回転で終わっている。これらの特徴はせん断後、せん断面を調べてみるとそれぞれうなづける事由が発見される。すなわち、R413(SR)では左側手前に比較的堅硬な部分があり、他の部分は軟質であり、R414(SR)はせん断方向に発達した節理があり、左側はオープンジョイントであったなど、それぞれ適合する理由がある。

少くとも、R413(SR)、R415(SR)はR414(SR)に比べて水平振れ現象があったことは明らかであり、これが強度にかなり影響を及ぼしていると云えよう。

4) ま と め

① せん断強度については、試験箇所が少ない点や地質条件が多少異なる点などがあるが、一般的には1~2割程度強く出ている。

② 大川ダム基盤のCL級岩盤はその強度にかなりの巾があり、クレイジョイントやオープンクラックがあり、これ等の影響で強度の巾がある。

③ 姿勢制御を行なうと、降伏点附近までスムーズな載荷が出来、各ブロックでの変形の差が出てこない。

④ 横方向、水平面内の回転については一部(横方向)規制したが、制御はしなかった。しかし地質状況によって大きな回転を起こしているため、制御する必要がある。

⑤ 必ずしも計画せん断面でせん断が行なわれないので、軟かい岩盤では周辺を拘束するとともにせん断方向でのせん断面規制をするべきかどうかについては今後の検討を要する。

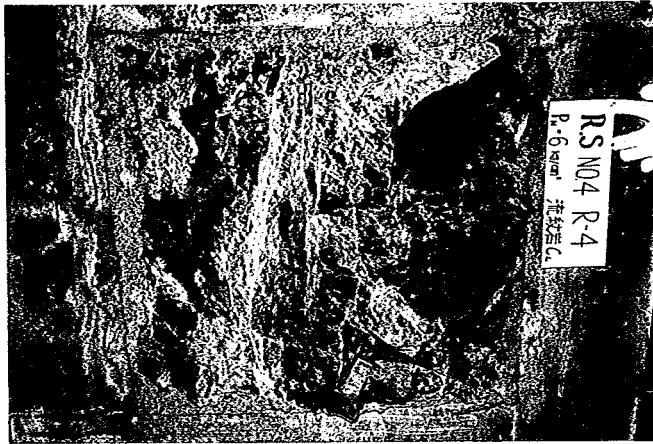


写真 3 - 9
せん断後の供試体面状況
R413(SR)

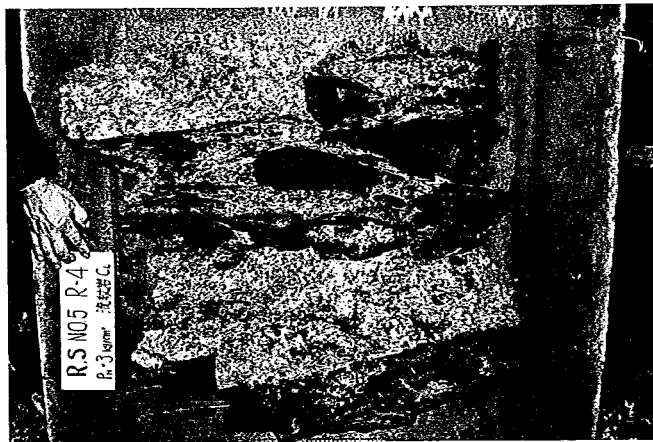
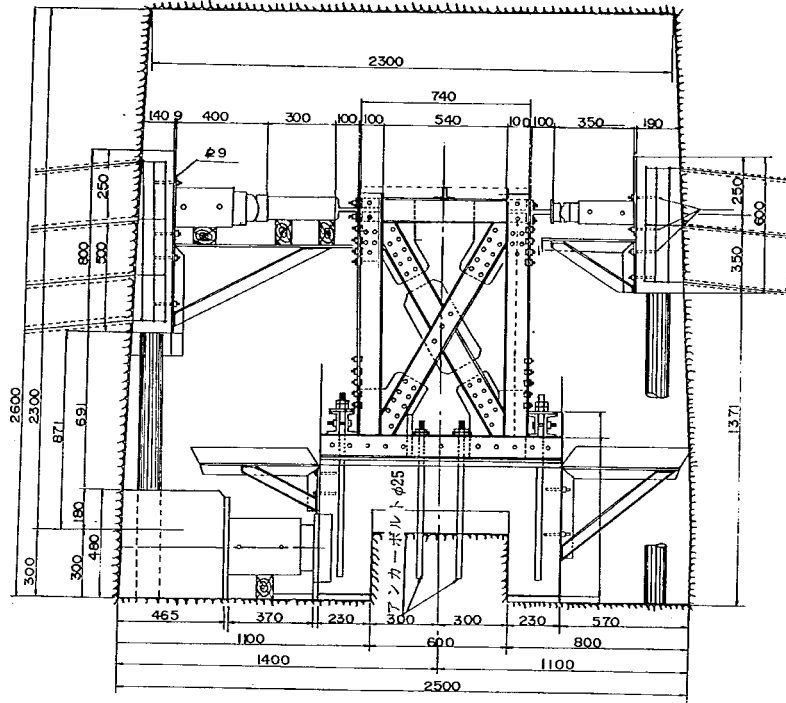


写真 3 - 10
せん断後の供試体面状況
R414(SR)



写真 3 - 11
せん断後の供試体面状況
R415(SR)

側面図



平面図

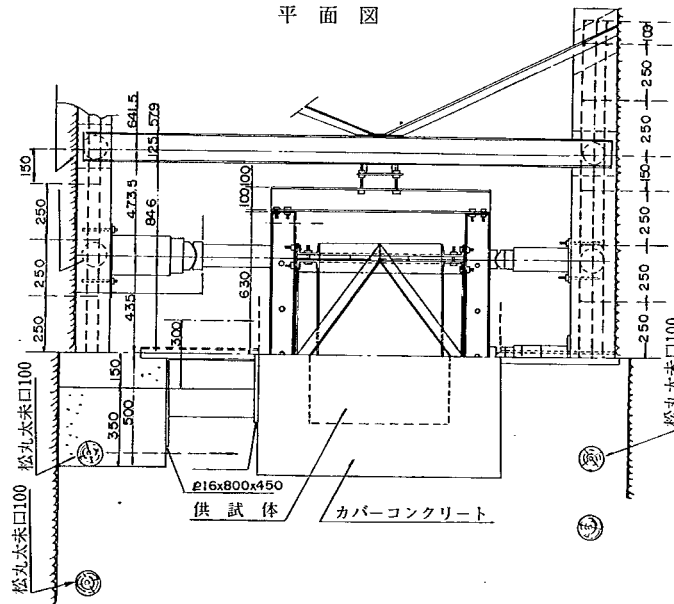


図 3 - 23 姿勢制御方式岩盤せん断試験装置

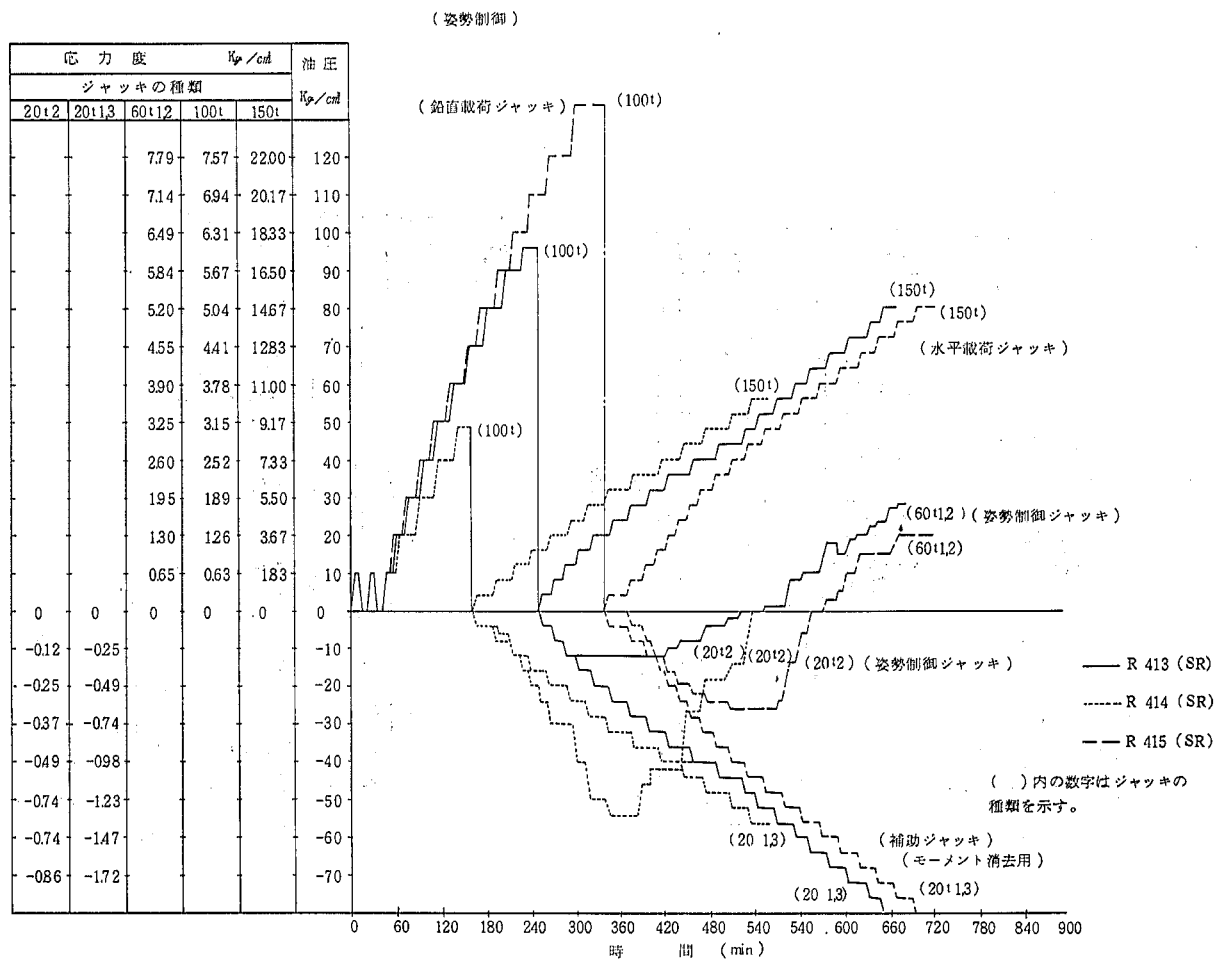
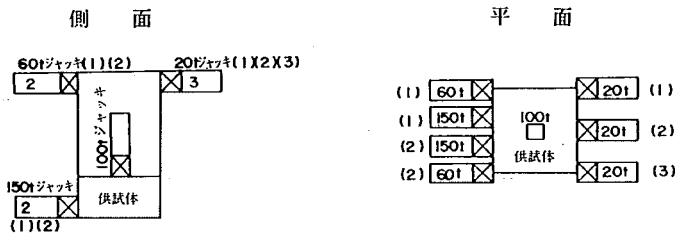


図 3-24 ロックせん断試験時間～荷重曲線（載荷図）



ジャッキとポンプの組合せ模式図

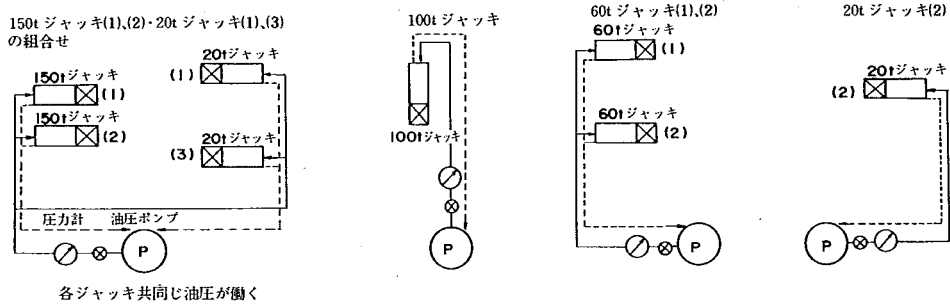


図 3 - 25 ジャッキ配置模式図

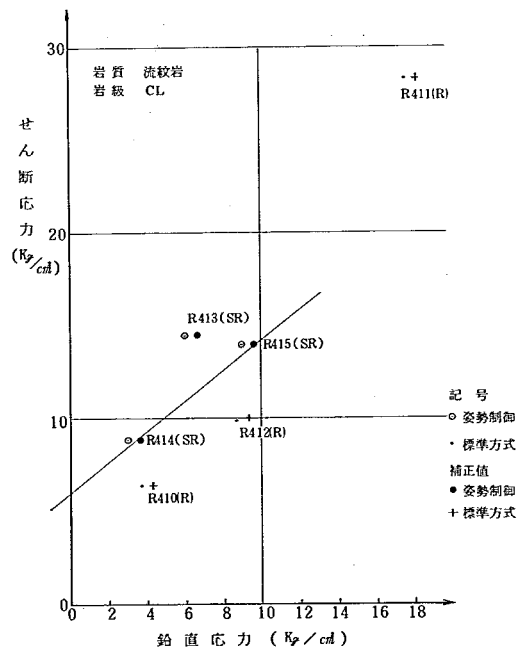


図 3 - 26 ロックせん断試験(姿勢制御)
破壊時鉛直応力-せん断応力関係図

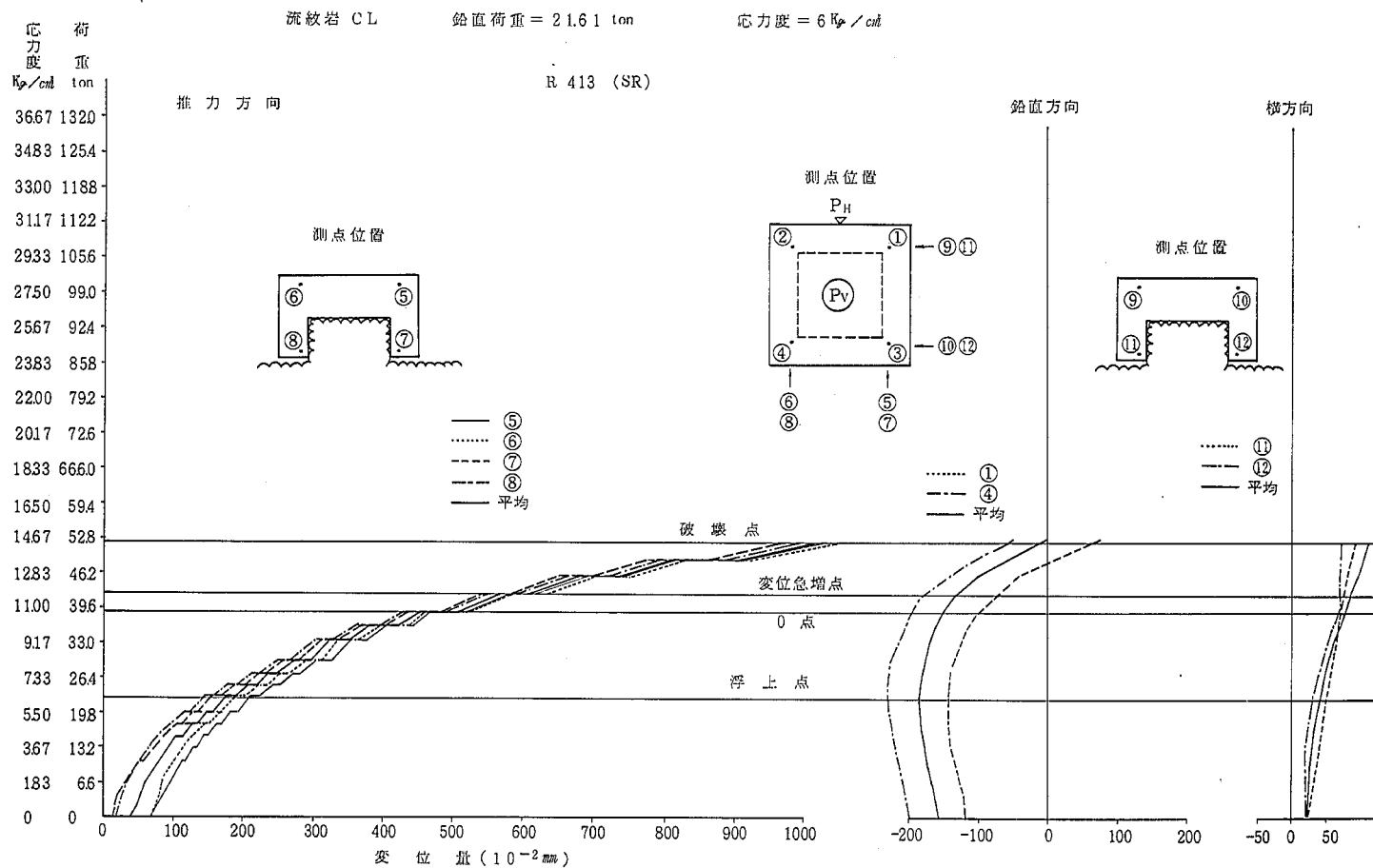


図 3 - 27 せん断試験荷重～変位量曲線

流紋岩 CL 鉛直荷重 = 10.78 ton 応力度 = 3 K_g/cm^2

R 414 (SR)

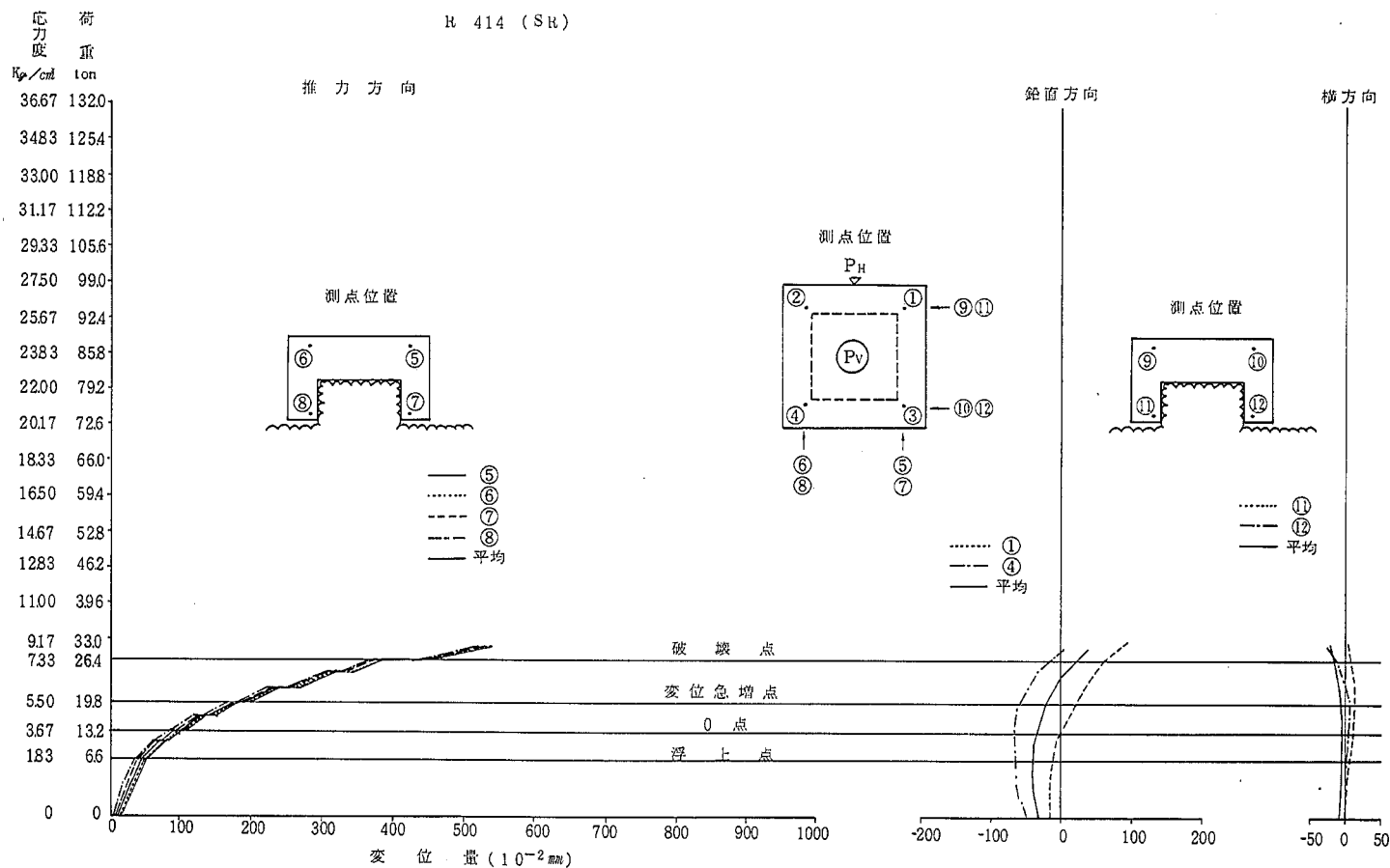
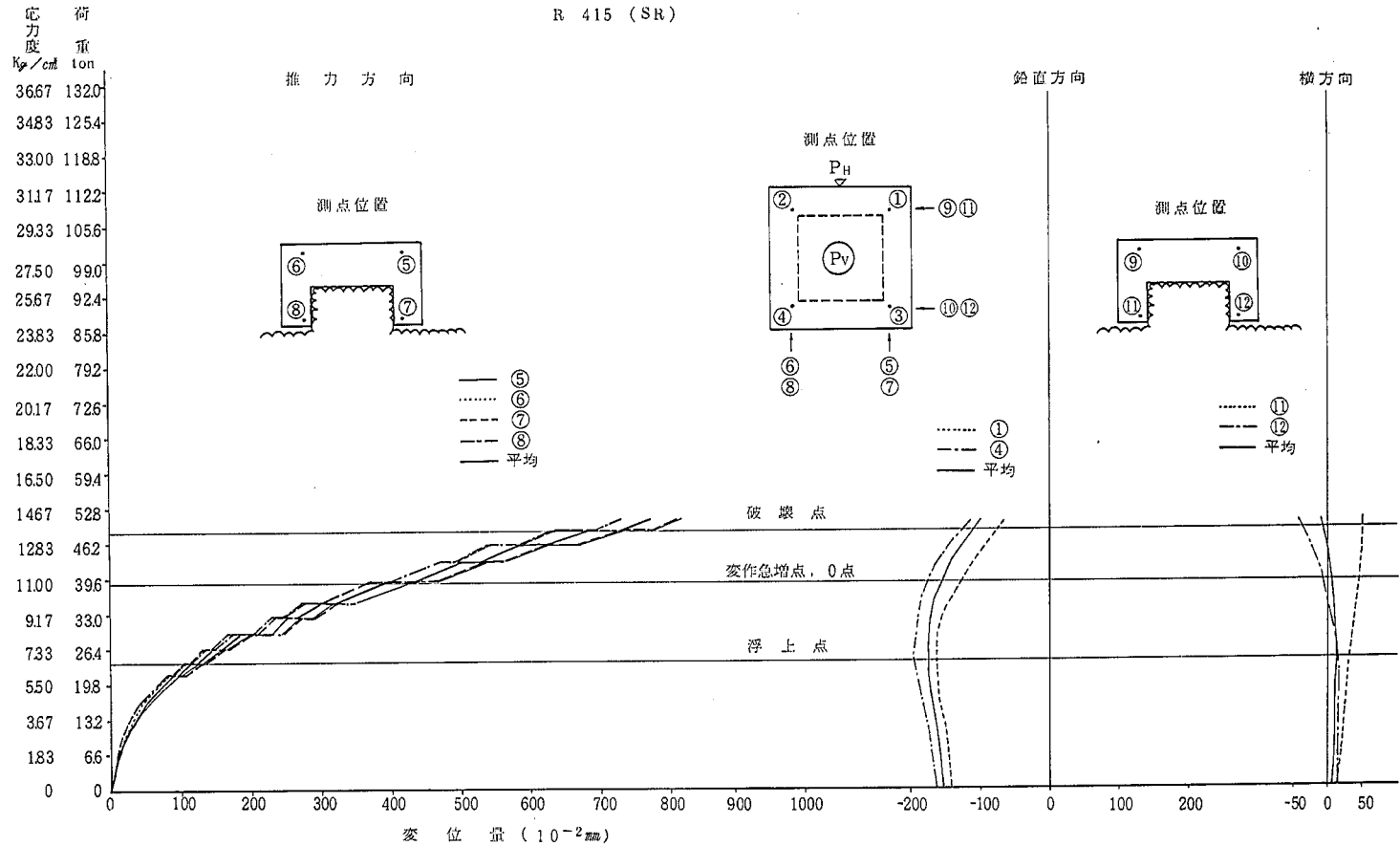


図 3 - 28 せん断試験荷重～変位量曲線

流紋岩 CL 鉛直荷重 = 32.42 ton 応力度 = 9 K_g/cm^2

R 415 (SR)



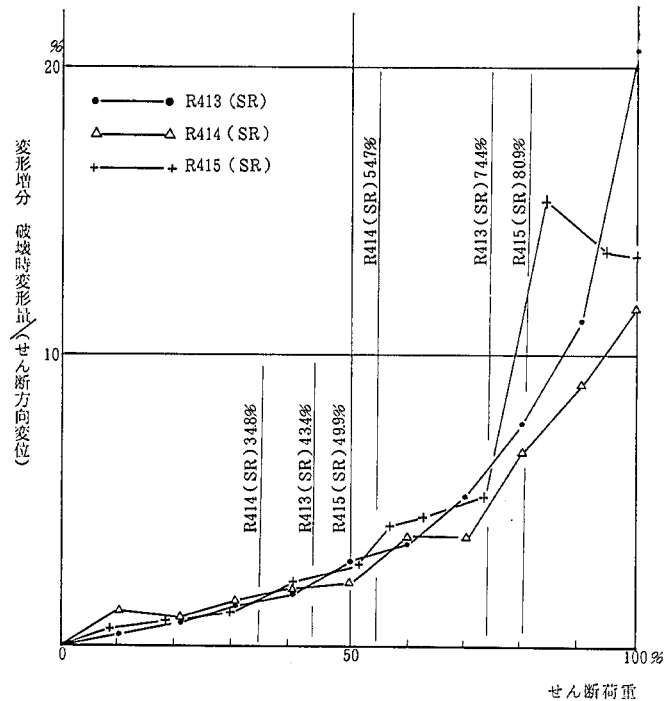


図 3-30 変形比-せん断荷重比 (姿勢制御)

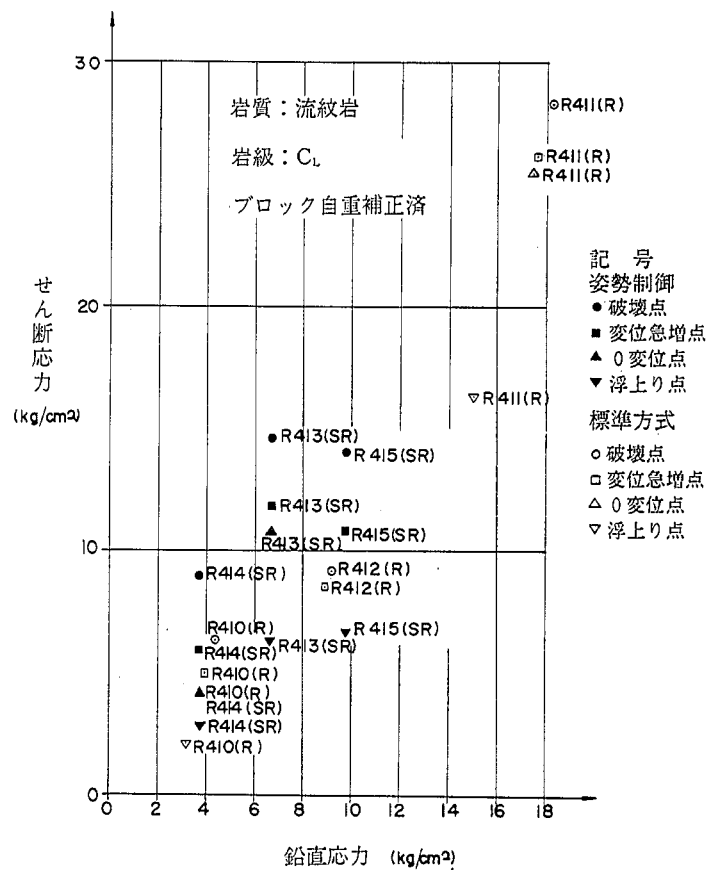


図 3-31 ロックせん断試験 (姿勢制御)
鉛直応力-せん断応力関係図

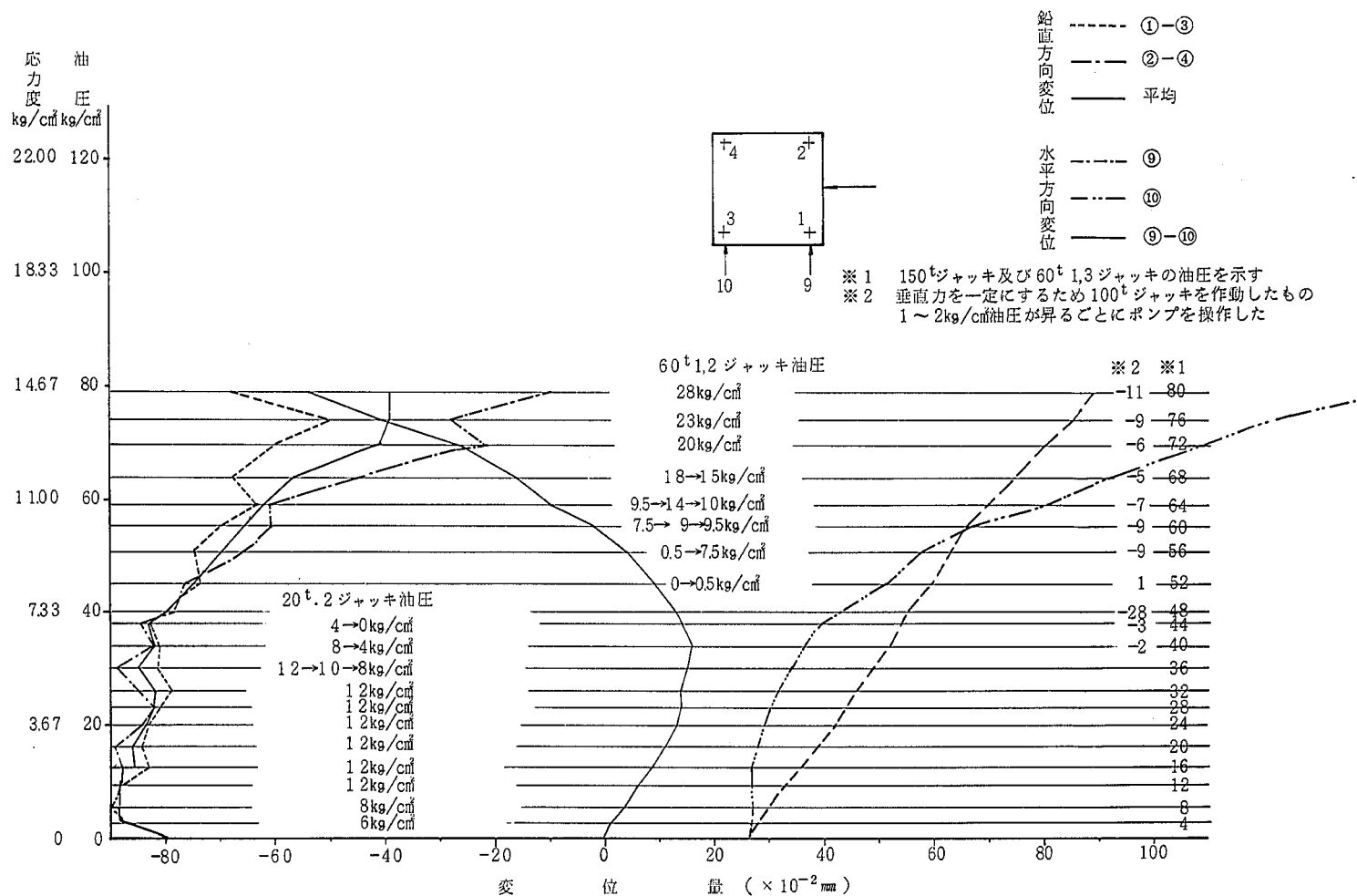


図 3 - 32(1) ロックせん断試験回転量図 R 413(SR)

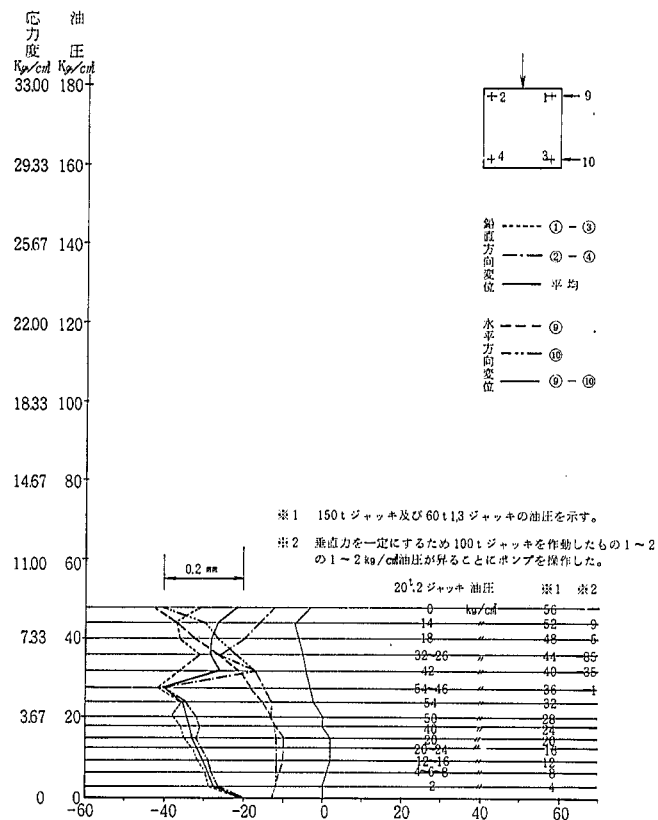


図 3 - 32(2) ロックせん断試験回転量図 R 414(SR)

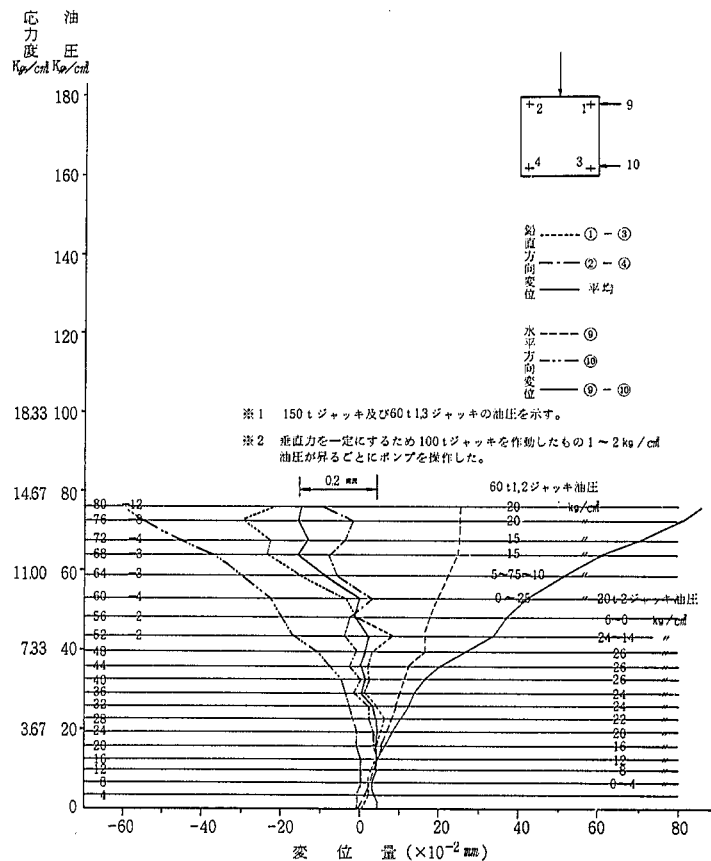


図 3 - 32(3) ロックせん断試験回転量図 R 415(SR)

3.3. 原位置三軸圧縮試験

3.3.1. 試験計画

大川ダムの基盤を構成する各種、各級の岩盤について、その物性を掌握するための手段として、原位置において変形試験、ブロックせん断試験、ロックせん断試験などを行なって来たが、この一連の原位置試験のうち流紋岩のD級岩盤については、その想定される物性から従来の様なせん断試験方法をとらず、三軸圧縮試験により強度を求める方がより合理的であるとの判断から、原位置(R-3坑)において、3ヶの三軸圧縮試験を行うこととし、この実施計画について検討を行った。(図3-33参照)

三軸圧縮試験を行なおうとするD級の流紋岩は、粘土をはさんだクラックにとみ、軟質化した部分を含んだいわゆる破砕帯構成材料である。そして、同じ試験坑内で行われた変形試験の結果によれば弾性係数は2,000～7,000 kg/cm²程度であり、変形係数はその20%～25%しかないことが判っている。また他の試験位置では、一部の変形試験で載荷の際、剛体載荷板の周辺で岩盤の隆起現象が認められた程であった。

1) 供試体の寸法と形状

一般に供試体に含まれる岩盤の分離面の数が、その強度に大きな影響を与えるため供試体中に含まれるその数は充分多い程よい訳けであるが、それでは供試体寸法が大きくなりすぎて供試体の切出しが困難になる。また余り小さいと、岩盤の局所的な状態の影響が強く試験結果に反映される恐れがあることや、供試体作成時に供試体に与えるであろう損傷の度合は、寸法の大きなものと比べて、その影響が大きくなるなどの問題点が上げられた。

D級岩盤は脆弱な岩盤とはいえ、やはり数cmの間隔に分離面があり、部分的には硬い部分もあるので供試体の寸法は、一般に云われている分離面間隔の10倍程度を目指し、施工性と既に行われた岩盤せん断試験との対比も勘案の上、供試体の水平断面形は一般に行われているブロックせん断試験や、ロックせん断試験などの供試体の大きさと同じ寸法の60cm角とした。

また供試体の高さについては、室内試験で一般に用いられている径と高さの比である1:2とするのが理想的であるが、D級岩盤の層厚の分布が不安定であったので、供試体の高さを1m以上に確保することが困難であったことと、供試体作成技術上1mをこえた供試体の切出が困難であったことなどから、供試体の高さを90cmと決定した。従って前記の比は1:1.5とすることにした。

一方、供試体の形状については側圧の載荷をジャッキにより行なうことを考えたので、水平断面は円または多角形は取止めて正方形とした。従って供試体は水平断面が60cm×60cmの正方形で高さが90cmの四角柱を採用した。

2) 試験装置の設計

試験装置の特徴は、鉛直荷重載荷時に供試体周辺の基盤の隆起を抑えるための拘束装置を設けたことである。これは、既に実施された岩盤変形試験の内、D級流紋岩の試験結果の中に載荷荷重の増加に伴って剛体載荷板が大きく沈下し、それと同時に載荷板の周辺で基盤の隆起がみとめられたため、今回の試験で鉛直荷重を載荷した際、供試体基盤の大巾な沈下を防ぐために考えられた装置である。

a. 載荷部の設計

① 側圧(σ_3)載荷装置

(i) ジャッキの選定

側圧は、供試体の変形を拘束しないような等分布荷重を供試体与えられることが理想であるが、ピス

トンジャッキを使用することとした。

次に一面に何台のジャッキをセットするか、すなわち一面1台とするか、複数台とするかについて次の様な点から検討し、ジャッキ4台とした。したがって側圧載荷用ジャッキは計16となった。

(イ) 供試体の破壊形状は通常の土の室内三軸試験の結果などの様の中ぶくれ(ビヤダル形)の変形をすると思定されるので、一面1台のジャッキで加圧することは供試体の側方への変形を拘束することになり、供試体の変形に対する自由度をうばうので好ましくない。

(ロ) ピストンジャッキ1台で荷重を一面(60cm×90cm)に分散させるためには供試体とジャッキの間に少なくとも40cm厚の荷重分散のためのブロックを置く必要が生ずる。このため試験装置が全体に大きくなる。

試験に使用する側圧載荷用ジャッキ揚量は側圧の最大を15kg/cm²程度と考えて20t/台とした。

$$\text{ジャッキ揚量} = 60\text{ cm} \times 90\text{ cm} \times 15\text{ kg/cm}^2 / 4 = 20.3\text{ t}$$

なお、ジャッキは供試体の変形に対応できる様にヘッドが自由に動く球座付のものとした。

(ii) 荷重伝達機構

ジャッキヘッドから供試体までの間には荷重分布材、フリクションカット装置、石膏(ラインボーリング填充)の順に配置している。

(イ) 荷重分布材

ジャッキの載荷位置は載荷面(60cm×90cm)を4等分し、その各ブロックの中心にジャッキ中心を合せた。ジャッキヘッドと供試体の間に荷重分布材を入れ供試体面に一様応力が作用する様にする。荷重はジャッキヘッドから45°の角度で伝達されると仮定すると分布材の厚さは約20cmあればよいことになる。分布材としてはミゾ形鋼(75×40×5)と鋼板(t=12mm)を組合せて用いた。(詳細は図3-34参照)

(ロ) フリクションカット機構

鉛直載荷の際に生ずる供試体の沈下に伴ない供試体と側圧載荷機構との間に摩擦力が働き、供試体の沈下の拘束や側圧載荷装置にせん断力が働くことになるので側圧載荷機構と供試体間にフリクションカット装置としてスライドニードルベアリング(一面16コ)を挿入した。このベアリングはジャッキ側12%鋼板に取付け、ベアリングの接する供試体側には12%磨き鋼板を配してある。

b. 側圧反力受圧部の設計

反力を直接岩盤にとれば反力受圧部は簡素化できるが、隣接する供試体に荷重をかけないようにすることと、試験坑周辺の岩盤がD級であり、その変形量が非常に大きいことが予想されたことから反力は直接岩盤には作用させず鋼材を井桁に組み、これにP C鋼棒を通し、反力は全てこのP C鋼棒に受け持たせることにした。(図3-34参照)

c. 鉛直載荷部の設計

鉛直載荷部は供試体の頂部から順に書き上げるとカバーコンクリート、鋼板、球座、荷重分布材、ジャッキ(150t×2台)、支柱、反力分布材等で構成されている。

なお装置組立時には、これら鉛直載荷用の装置重量が試験前に供試体に作用しない様、ジャッキより上の部分を浮かせてセットした。

(i) ジャッキの選定

鉛直方向載荷も側圧と同様に油圧ピストンジャッキで行なうこととした。このジャッキの揚量が多い

程試験時側圧が大きくとれるので試験を行なう範囲が広がるが、ジャッキ重量が増加し、装置組立作業の困難さを増すためその重量を単体で 100 kg 程度に抑え、単体揚量 150 t のジャッキ 2 台を使用した。

3) 供試体切出し

a. ラインボーリング

供試体切出し方法としては、流紋岩の C_L 級岩盤でのロックシャー試験供試体切出しで成功した実績のあるラインボーリング工法によった。しかし、D 級岩盤であったため、予備試験を行った結果、無水掘りでも孔壁のくづれもなく、スライムの残存も殆んどないことが確認された。

3.3.2. 試験準備

1) ラインボーリングおよび石膏の填充

供試体はラインボーリングにより外部形状を作成することにし、その削孔長さ ℓ は供試体部 90 cm、拘束板部 15 cm の計 105 cm とした。この 15 cm の拘束板部のボーリング孔は供試体切出し後、填充されている石膏を取り除き拘束板施工時に拘束板と一体としてコンクリートを打設する。ラインボーリングは、4 面を均等に仕上げる様に配慮し図 3-35 に示す様な順番に削孔し、1 孔削孔したら直ちに石膏で填充し、硬化した後に次の孔の削孔を実施する手順で、供試体をゆるめないよう慎重に行なわれた。各ボーリング孔には石膏を填充した。

2) 供試体切出しおよび仕上げ

(i) 供試体切出し手順

まず横坑インバートの緩み部 (50 cm ~ 70 cm) を取り除く作業を供試体の頂面となる位置迄、手掘りで慎重に掘り下げが行われた。その直後に供試体を中心にして 2.50 m × 2.50 m、厚さ 10 cm のカバーコンクリートを打設して供試体頂面が保護されるような配慮がなされた。このコンクリート打設時に、供試体切出しのラインボーリングのガイドとして、ガイド用型枠が削孔位置に箱抜きとして埋込まれた。

カバーコンクリート打設後養生期間 (1 日) を置いた後の手順を次に示す。

(1) ボーリングガイド用型枠ばらし。

(2) ラインボーリング $\phi 66 \text{ mm}$ $\ell = 105 \text{ cm}$ の施工

(3) ボーリング終了のたびに石膏を孔内に填充。この際将来スリットに当る位置にセパレータを挿入しておく。

(4) ボーリングおよび石膏填充が全て終了したらトレンチ部より供試体の周辺 30 cm 厚の岩盤をのこして切出しを行う。

(5) 供試体の周囲 30 cm 厚の岩盤部分から「手ノミ」で上から順次切出し、切出された部分は直ちに四周に矢板をあて番線でしばり、その弛緩を抑制した。

(6) コの字型鋼鈑をラインボーリング填充石膏の外側にセットして、その隙間に石膏を填充すれば、供試体の仕上げは終了する。

(7) 供試体に測点設置

供試体の所定の位置に測点を埋込むため、供試体に $\phi 13 \text{ mm}$ 、深さ 10 cm の孔をあけ、測点の胸部をモルタルで埋込むことで測点の設置を完成した。

供試体切出し後直ちに応力解放や、これにともなう緩みが生じない様矢板や拘束材料を用いて、試験開始直前まで拘束して供試体を保護した。

3) 試験装置組立

- 側圧載荷装置部 { (1) 側圧載荷反力受井桁フレームの組立(P C 鋼棒の据付けも含む)
(2) 側圧載荷装置の組立(20t ジャッキ, フリクションカット機構等)
- 鉛直載荷装置部 { (3) 鉛直反力分布材の取付け
(4) 鉛直載荷重伝達部の組立
(5) 鉛直載荷用ジャッキ(150t ジャッキ2台)受用鋼材の組立
供試体に鉛直載荷装置の重量(ジャッキ重量, 鋼板, 支柱重量等約350kg)が試験前に作用するのを避けるため, ジャッキから上部を浮かせてセットしてある。
(6) 鉛直載荷ジャッキ(150t × 2台)の設置
(7) 鉛直反力伝達支柱の組立
(8) 拘束板抑え支柱の据付け
(9) P C 鋼棒の締めつけ
(10) 測定器設置用ビームの組立

3.3.3. 試 験

1) 測定計画

a. 供試体の変位量の測定

鉛直方向については供試体の収縮量を測定するため, その頂部と底部の2点に測点を設置した。また水平方向については供試体の中ぶくれを想定して, その頂部, 中央, 底部の3点で測定することにした。

b. 測定点の位置

測定点は鉛直方向, 水平方向とも供試体面の中央(供試体水平断面の角から30cmの点)とした。(図3-36参照)

c. 変位測定法

供試体の表面はすべて載荷装置に覆われているので, 勢い載荷板と載荷板の間に生ずるわずかな間隙を測定に利用するか, 窓をあけて測定せざるを得なかった。また載荷板の厚みに妨げられて, 直接供試体を測定するのは困難であったので, やむを得ず, 測定点として釘状の金具を作り, これを供試体に埋め込み, これを介して変位を測定した。

2) 載荷速度と載荷パターン

荷重は3分間で1.5 kg/cm²増加させ, その状態を2分間保った後, 次に3分間で荷重を1.5 kg/cm²増加させる階段状載荷とし, 荷重増加時の載荷速度は0.5 kg/cm²/分を採用した。この載荷法は側圧も鉛直圧も同一とした。側圧は供試体ごとに異なるが, 載荷開始から所定の側圧に至る間は, 鉛直圧と側圧は同一の載荷速度と載荷圧に保ちながら荷重を増加させてゆき, 側圧が所定圧になった後は側圧はそのまま保持し, 鉛直圧のみをさきにのべたパターンに従って1.5 kg/cm²ステップで増加させ破壊するまで載荷した。(図3-37参照)

3) 側圧(σ_3)の選定

側圧の選定にあたり今回の試験岩盤(流紋岩D級)の強度を, せん断試験の結果から次の様な範囲にあると想定し, これらに接するモール円を書き, これから $\sigma_1 - \sigma_3$ の関係を求めると次表のようになる。

σ_3 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	
	$\tau = 3 + \sigma \tan 40^\circ$	$\tau = 4 + \sigma \tan 45^\circ$
1	17.5	25.1
3	26.7	36.8
6	40.5	54.3
9	54.3	71.8
12	68.1	

他方側圧ジャッキでの最大圧は $\sigma_3 \max = 14.8 \text{ kg/cm}^2$

鉛直圧ジャッキでの最大圧は $\sigma_1 \max = 83.3 \text{ kg/cm}^2$

使用範囲をその揚量の 80 % 程度に抑える様になると、 σ_1 、 σ_3 の最大を $\sigma_3 = 12 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_1 = 67 \text{ kg/cm}^2$ として前掲の表をみると岩盤のせん断強度が $\tau = 4 + \sigma \tan 45^\circ$ の場合 $\sigma_3 = 9 \text{ kg/cm}^2$ で $\sigma_1 = 71.8 \text{ kg/cm}^2$ となり、上記の制限を越えるので $\sigma_3 = 6 \text{ kg/cm}^2$ を側圧の最大値とした。

以上の様な検討から側圧を 1.5 kg/cm^2 、 3.0 kg/cm^2 、 6.0 kg/cm^2 の 3 ケースとして試験を行なうことにした。供試体別の側圧は次の通りである。

TR - 1 : $\sigma_3 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

TR - 2 : $\sigma_3 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

TR - 3 : $\sigma_3 = 6.0 \text{ kg/cm}^2$

4) 岩盤の補助試験

試験を行なった岩盤は、岩とはいいながら破碎され風化したものであるため土に似た性質を有するので、この密度や粒度を試験の前後で測定して、その変り方や強度との関連について調べることにした。

試験前の密度は供試体周辺の流紋岩 D 級岩盤で行ない、試験後の密度は試験後供試体を上部から水平に壊して破壊状態を観察する際に、供試体の高さのほぼ中央の位置で行なった。

粒度試験は試験前に比べ試験後に供試体を構成している材料が載荷による影響で破壊され細粒化するのではないかと想定のもとに行なった。

特にせん断面が明確に現われた場合にはそのせん断面上の材料について試験を行なうことにした。

試験前の試料は供試体の周辺部で高さが供試体の中央付近に当る部分から採取し、試験後の試料は供試体の密度試験と同様中央部から採取した。

前記試験の実施時に含水量試験も合せて行なった。

3.3.4. 試験結果

1) 供試体の変形

供試体の変位量は各載荷ステップにおける最終変位量によってあらわすこととし、軸差応力により各点の変位量を供試体毎に整理して図 3-38 ~ 40 に示した。なお鉛直方向変位量は沈下量として示してある。供試体の水平変形量を測点の相対点どうしの変位量の差から求めて図 3-41 ~ 44 に示した。鉛直方向の変形量は例えば A 面においては、同面の頂部測点 D₁ と底部測点 D₅ (両測点間の鉛直長さは 85cm) の 2 点の変位量の差をもって表わし A, B, C, D の 4 面の平均をもって供試体全体の鉛直方向変形量とした。また、水平方向の変形量は対応する測点の変位量の和をもって表わした。これ等の変形量と軸差応力との関係は図 3-41 ~ 45 に供試体ごとに取りまとめている。

2) 破壊強度

各供試体の破壊応力は次の通りであった。

供試体番号	側 圧 σ_1 kg/cm ²	破壊時応力 σ_1 kg/cm ²	たて方向変位		破壊時軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$
			変形量(mm)	歪 (%)	
T R - 1	1.5	19.4	23.56	2.8	17.9
T R - 2	3.0	27.0	27.06	3.2	24.0
T R - 3	6.0	44.0	29.31	3.4	38.0

上記試験結果の側圧と破壊時応力とからモールの応力円を描けば図3-46の様になり、このモールの応力円の抱絡線はほぼ $\tau = 3.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan 40^\circ$ となる。

3) 補助試験結果

a. 岩盤密度試験結果

密度試験は砂置換法と試験後の供試体を崩してその全重量を測る方法の2種類で行なっている。

供試体番号	全重量測定法		砂置換法		原 岩 盤
	密 度	含 水 比	密 度	含 水 比	
T R - 1	2.25	3.8 %	2.11	5.6 %	2.29
T R - 2	2.38	3.2 %	2.18	3.2 %	(4.9 %)
T R - 3	2.37	2.8 %	2.49	2.3 %	2.48
					(2.8 %)

b. 粒度試験結果

粒度試験は試験前の材料と試験後供試体を崩す時にその高さの中央部から採取した材料で実施した。試験前の材料は供試体周辺30cmの部分を手ノミで切崩すさいに供試体の中央の高さ付近のものを採取した。

T R - 1, T R - 2 では試験前後における粒度分布に大差はないが T R - 3 については試験前に比べ試験後の方が粒度が細かくなっている。(図3-47参照)

供試体番号	D10 (平均)		D60 (平均)		D60/D10	
	試験前	試験後	試験前	試験後	試験前	試験後
T R - 1	0.34 mm	0.35 mm	3.9 mm	3.8 mm	11.5	10.9
T R - 2	0.40	0.38	3.3	6.4	8.3	16.8
T R - 3	2.10	0.72	13.5	6.1	6.4	8.5

4) 試験後の供試体の状況

試験終了後、供試体の周囲の周囲の石膏を外し、外面の亀裂の状況をスケッチした結果を図3-48～50に、同じく状況を写真3-12～17に示す。

3.3.5. 試験結果の考察

1) 変形について

a. 基盤の沈下について

基盤が供試体と同じD級岩盤であるため軸圧力による基盤の大きな変形が問題点とみられていたが、供試体下部の点の変位と軸圧力との関係をたどってみると、各点とも殆んど応力に対して直線的に変化して

いるので、支持条件は心配された程問題とはならなかったと思われる。ただTR-2、TR-3は載荷の最終段階付近で多少直線性が崩れているが、その量も僅かなことであるので試験結果には影響をおよぼさなかったと判断された。今直線性をもった部分の平均沈下量を取り上げポアソン比を0.3として基盤の変形係数に相当するものを計算すると次表のようになる。

供試体番号	σ_3 kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²	下部測点平均 沈下量 δ mm	E kg/cm ²	
TR-1	1.5	0 ~ 19.4	3.84	2,760	$E = \frac{1-\nu^2}{2a} \times \frac{D}{8}$ $a = 30 \text{ cm}$ $\nu = 0.3$ $P = 3,600 \text{ } \sigma$
TR-2	3.0	0 ~ 21.0	7.27	1,580	
TR-3	6.0	0 ~ 39.0	13.44	1,580	

この結果ではTR-1のみが大きい値を示しているが、これは基盤付近にはほぼ水平な比較的硬い部分があったためと考えられる。

また供試体の変形量から計算した供試体の岩盤変形係数に比べて、基盤の変形係数が約2倍の値を示しているのは周辺拘束板による効果ではないかと思われる。

この様に基盤の周辺を拘束する等の特別配慮などの効果もあって、基盤の沈下量は特に大きなものもなかったものと思われる。

b. 鉛直方向の変形について

鉛直方向の変形については、軸差応力と供試体の平均変形量の関係で示すと図3-38~40のようになる。ここでTR-2、TR-3は破壊強度の約80%まで殆んど直線的な関係を示し、TR-1は約70%に変曲点が現われている。

今上部測点と下部測点との差をもって変形量とよんでいるので、この2点間の距離850mmで変形量を除すれば、鉛直方向の歪となる。破壊強度に対する鉛直方向の歪から、各供試体の変形係数に相当するものを計算すると下表のようになる。

なお、変曲点を境とした前後の変形係数(E_1 、 E_2)も併記してある。

供試体番号	破壊時 鉛直応力	鉛直方向 変位	$\delta v/850$	破壊時	変曲点後	変曲点前		
	σ_1 kg/cm ²	δv ($\delta v'$)	ϵv ($\epsilon v'$)	E (E')	E_2 (E_2')	E_1 (E_1')	変曲点 応力	変曲点応力 破壊応力
		mm	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%
TR-1	19.4	23.56 (22.08)	2.77 (2.60)	650 (690)	410 (450)	900 (930)	13.5	70
TR-2	27.0	24.19 (21.49)	2.85 (2.52)	840 (950)	460 (460)	1,160 (1,460)	21.0	78
TR-3	44.0	29.30 (26.70)	3.45 (3.14)	1,090 (891)	560 (550)	1,630 (2,000)	34.5	78

()内の数字は軸差応力に対応するものである。

TR-3については前述した試験後の供試体調査でも明らかとなったように、TR-1、TR-2に比べて岩石分が多い供試体であるため変形係数も大きくなっているものと思われる。

TR-1、TR-2は周辺拘束載荷試験の変形係数($2 \sim 3 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$)に比べて小さい値を示してい

るが、通常の載荷試験法による結果 ($0.5 \sim 1 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$) とよく合致している。

c. 水平方向変形について

水平方向の変形についても鉛直方向と同様に軸差応力と水平方向の変形 (A-C 方向, B-D 方向) との関係を図 3-38 ~ 40 に示す。TR-1, TR-3 は典型的な中膨れの変形を示しているが TR-2 は供試体下部の変位が大きかった。また各供試体とも B-D 方向 (上下流方向) に比べて A-C 方向 (山-川方向) の変形量の方が大きく、その比は 2 ~ 3 倍となっている。これらのことについては試験後の供試体調査から前者は供試体下部に軟かい層があったこと、また後者は供試体に B-D 方向の走向をもった C 面落ち、ないしは A 面落ちの薄い粘土層や節理が多かったことに起因しているものと考えられる。

水平方向変形も鉛直方向変形で見られた様な変曲点があり、ここから破壊までの荷重に対して、変形は乱れていることを示している。これは一つには鉛直変形とのバランスが微妙な状態にあったことを示しているといえよう。

水平方向の変形は相対する測点の変位との和で表わされているから、この 2 点間距離 (60 cm) で除すれば水平方向歪となる。破壊強度に対する各供試体の A-C, B-D 方向の歪も求めてみると下表のようになる。

ここで水平方向歪と鉛直方向歪との比をとってみると、0.26 ~ 0.4 となった。

供試体番号	σ_1 kg/cm ²	δh (mm)		平均 δh (mm)	ϵ_h (%)	ϵ_v (%)	ϵ_h / ϵ_v
		A-C	B-D				
TR-1	19.4	-5.45	-2.70	-4.08	0.68	2.60	0.26
TR-2	24.0 27.0	-6.20	-5.80	-6.00	1.00	2.50	0.40
TR-3	44.0	-9.40	-2.00	-5.70	0.95	3.14	0.30

δh : A-C A面C面の上下側圧載荷板の平均変位量の平均値を以て夫々の面の変位量とし、A面、C面の和をA-Cの δh とした。

A 面

$$\text{上部測点} \rightarrow \delta A_{\text{上}} \quad \delta h(A-C) = \delta h_A + \delta h_C$$

$$\text{中央部測点} \rightarrow \delta A_{\text{中}} \quad \delta h_A = \frac{1}{4} (\delta A_{\text{上}} + 2\delta A_{\text{中}} + \delta A_{\text{下}})$$

$$\text{下部測点} \rightarrow \delta A_{\text{下}} \quad \delta h_C = \frac{1}{4} (\delta C_{\text{上}} + 2\delta C_{\text{中}} + \delta C_{\text{下}})$$

2) 強度について

図 3-46 のモールの応力円によると、TR-1, TR-2 は 1 つのグループをなすが TR-3 はやや異なる値を示している。

しかし、三つの応力円は比較的まとまっていて包絡線を求めると TR-2 に接した $\tau = 3.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan 40^\circ$ となる。

一方通常のロックせん断試験の中で R410(R), R412(R) の試験は C_L 級の試験であったが粘土層からせん断されている点から D 級岩盤の強度を示しているものとみなせば、ほぼ今回の試験結果付近に集まってくるようである。(図 3-51 参照)

そして、その範囲は $\tau = 3.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan (35^\circ \sim 40^\circ)$ で表わされる。



写真 3 - 12 供試体破壊の状況
Tr - 1 供試体 A 側面 (山側)



写真 3 - 14 供試体破壊の状況
Tr - 2 供試体 A 側面 (山側)

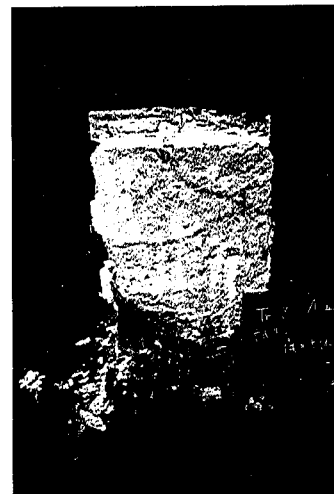


写真 3 - 16 供試体破壊の状況
Tr - 3 供試体試験完了直後の
状態 A 側面 (山側)

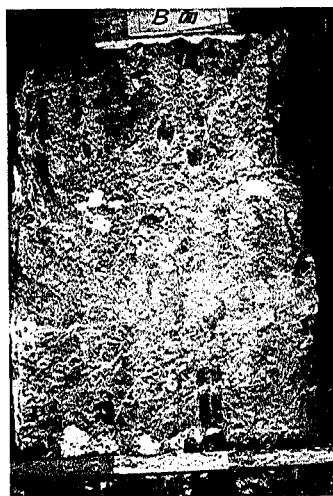


写真 3 - 13 供試体破壊の状況
Tr - 1 供試体 B 側面 (下流側)

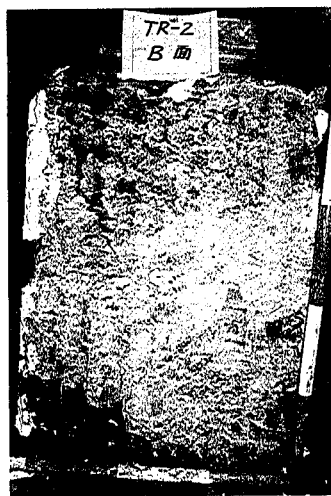


写真 3 - 15 供試体破壊の状況
Tr - 2 供試体 B 側面 (下流側)



写真 3 - 17 供試体破壊の状況
Tr - 3 供試体試験完了直後の
状態 B 側面 (下流側)

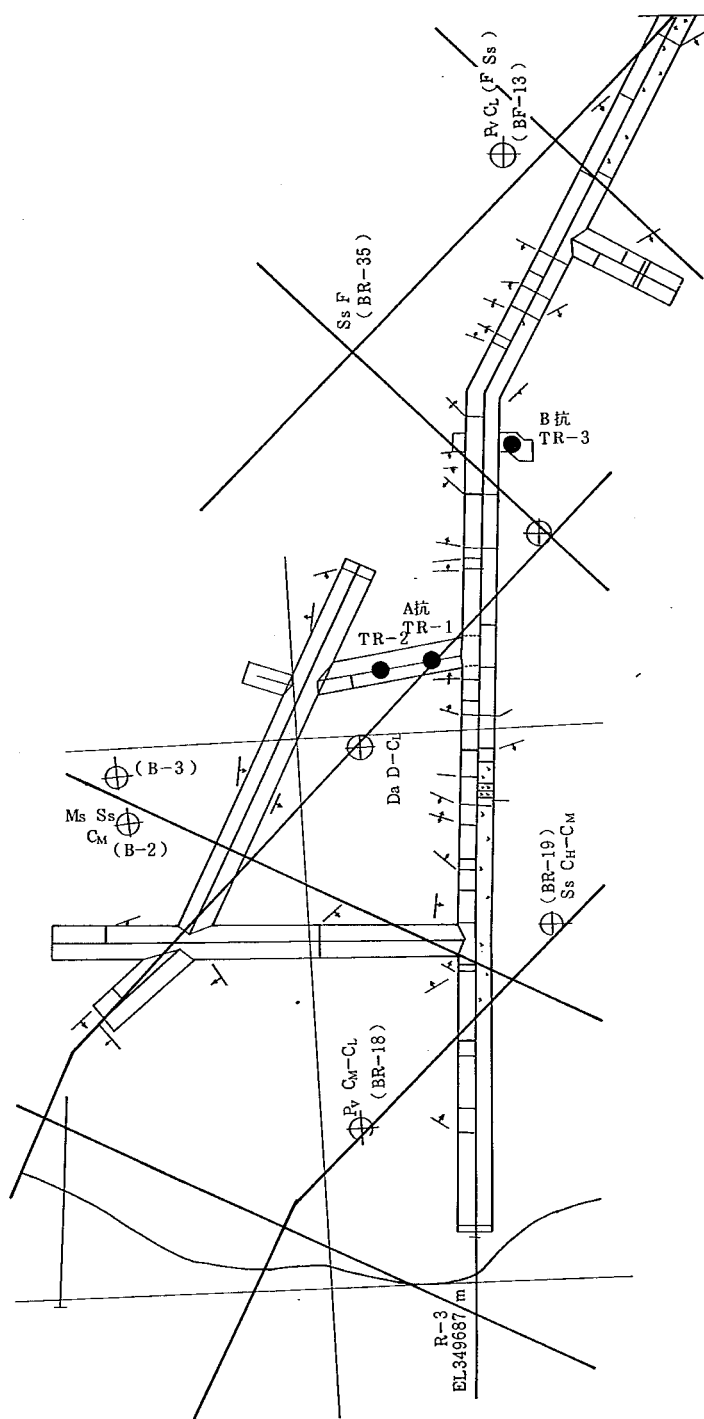


图 3 - 33 三轴压缩试验位置图

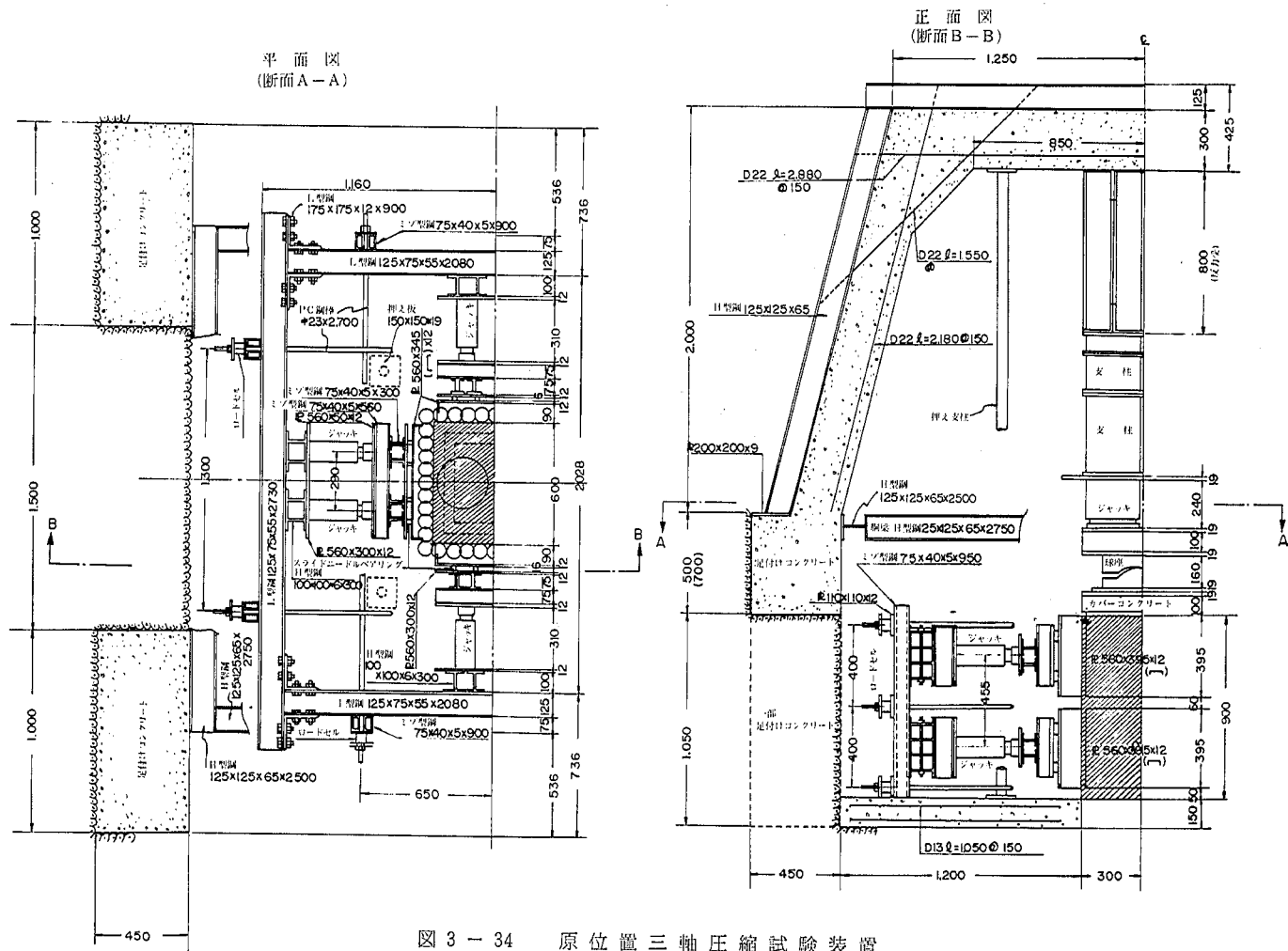
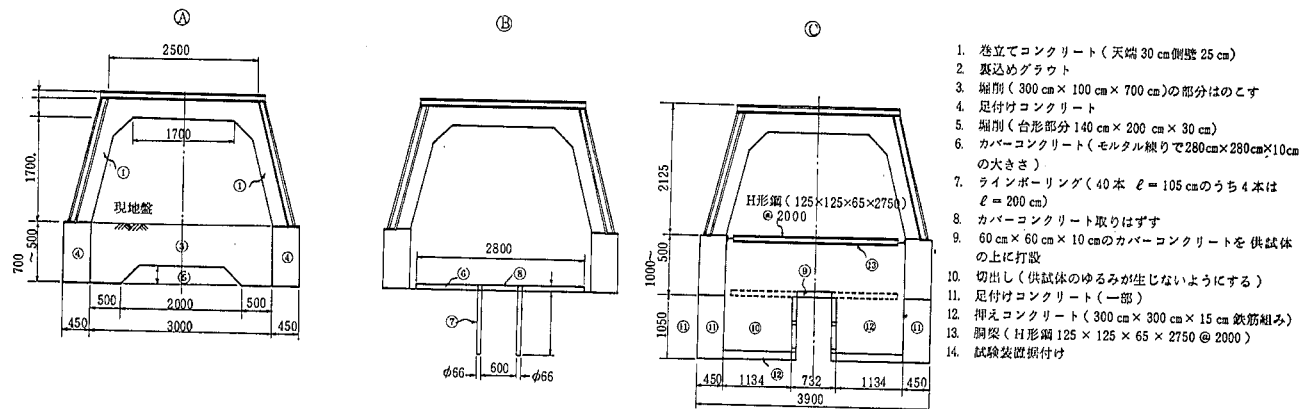
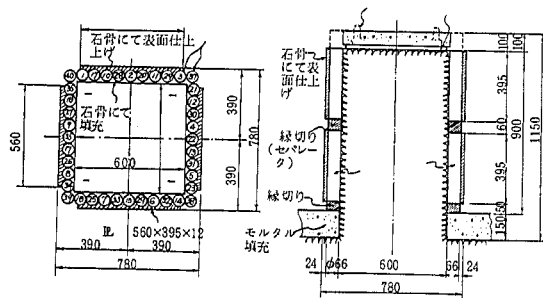


図 3 - 34 原位置三軸圧縮試験装置



ラインボーリング詳細図



配筋図 押えコンクリート

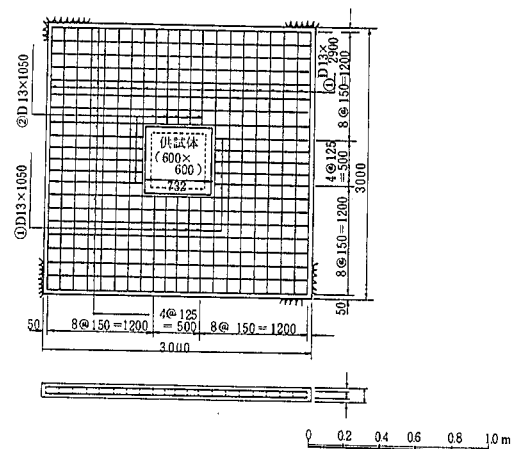


図 3 - 35 供 試 体 作 成 図

測 点 位 置

測点と変位測定方向

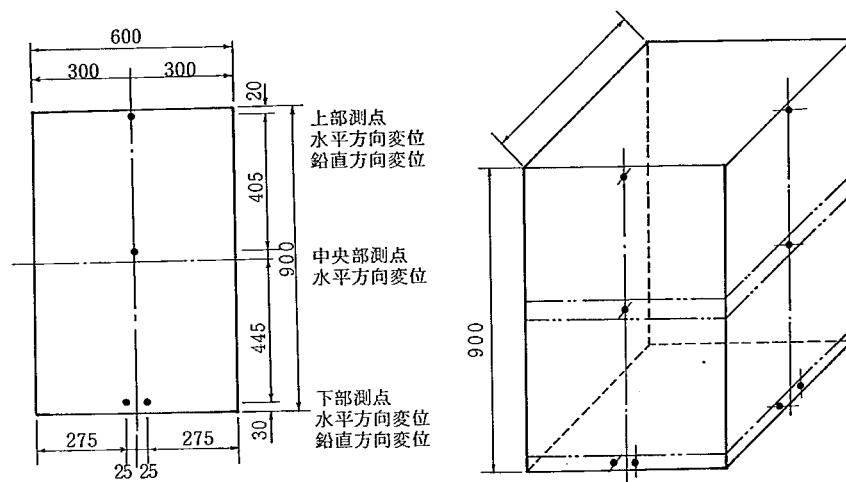


図 3 - 36 測 点 位 置 図

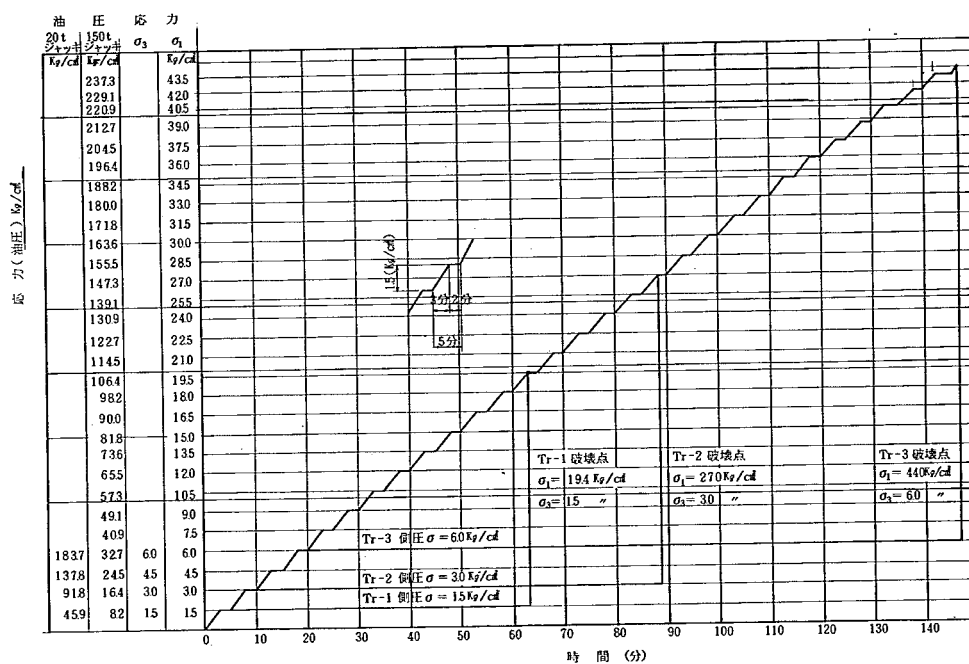


図 3 - 37 原位置三軸圧縮試験
時間～荷重曲線 (載荷図)

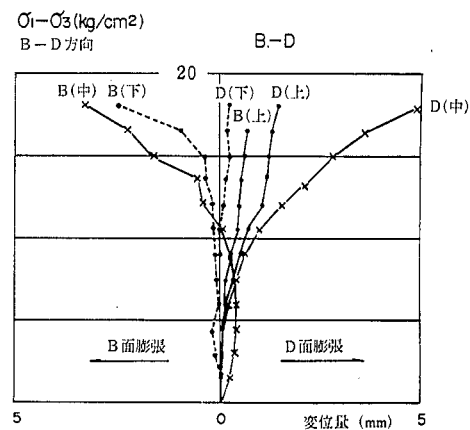
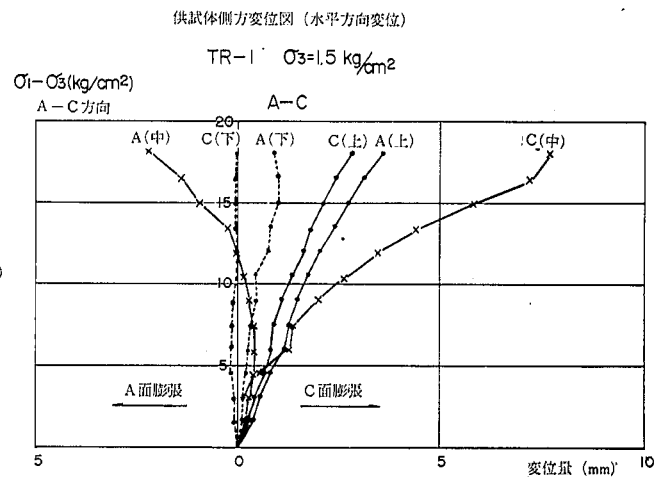
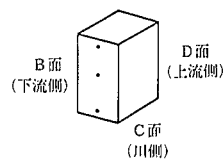
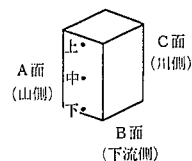
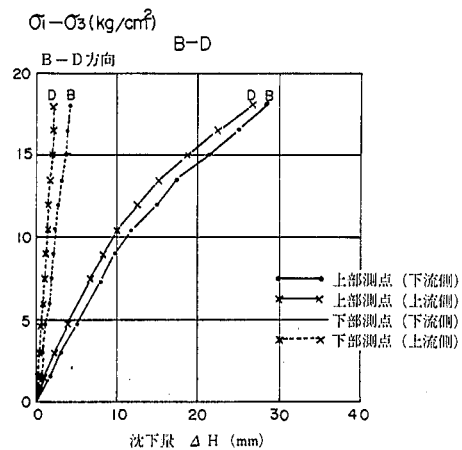
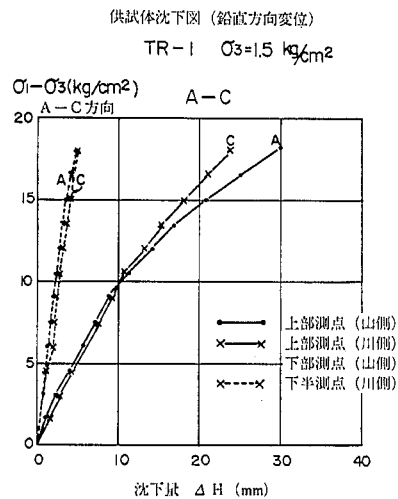


図 3 - 38 供試体測点変位図 (TR-1)

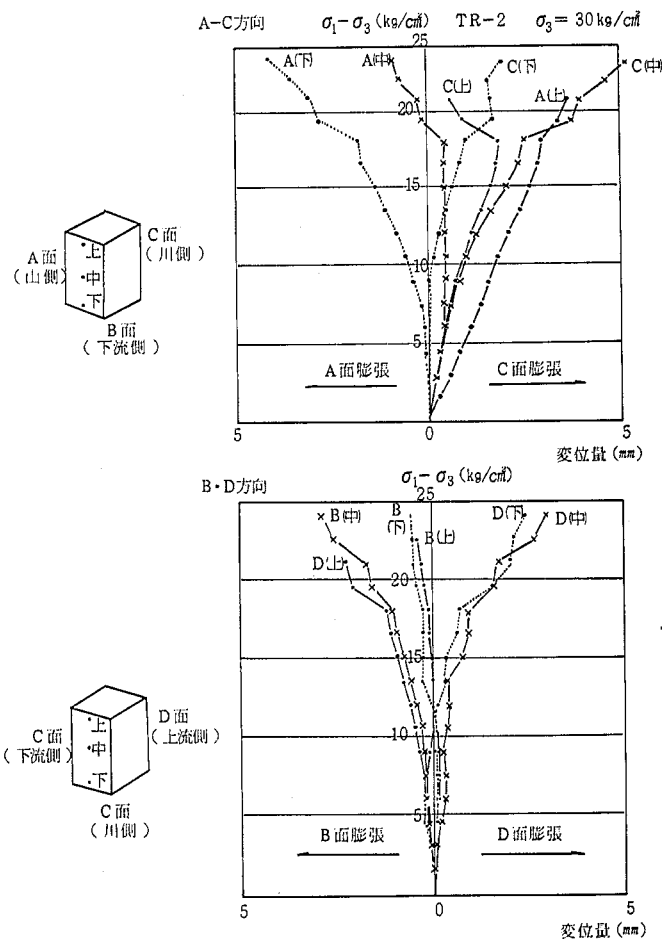
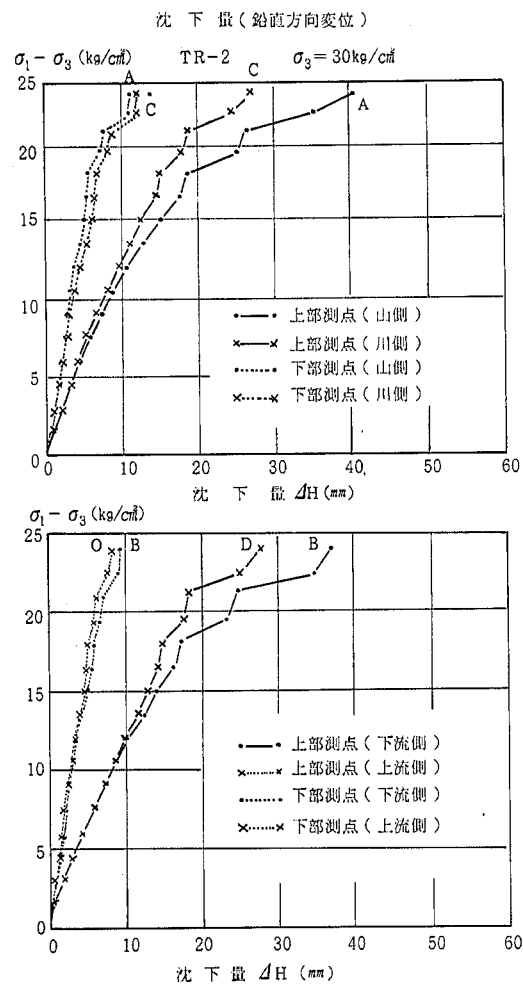
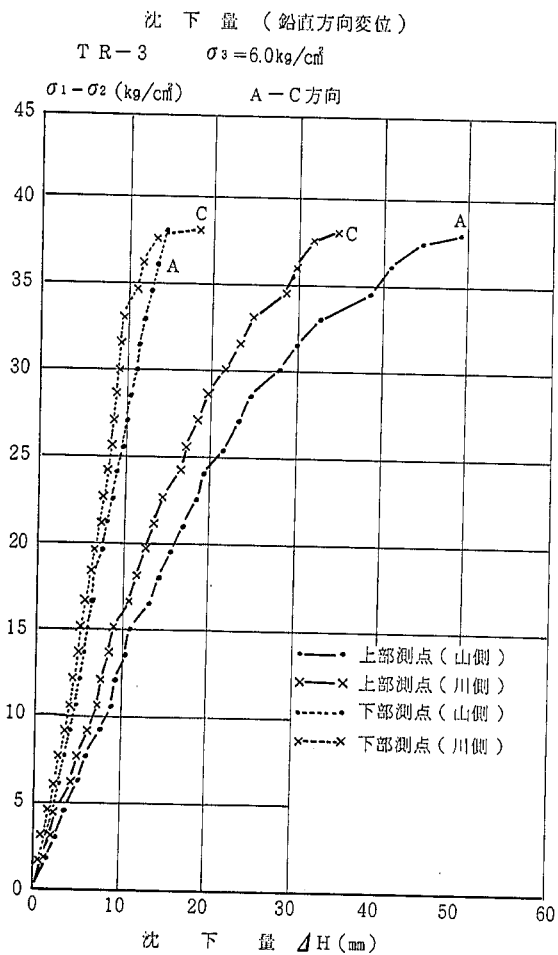


図 3 - 39 供試体測点変位図 (TR-2)



TR-3

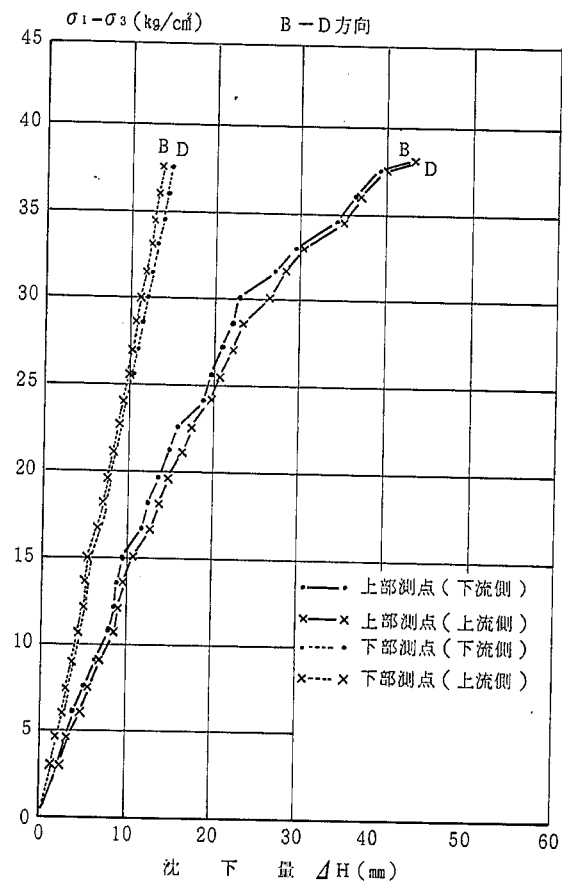


図3-40(1) 供試体測点変位図(TR-3)(1)

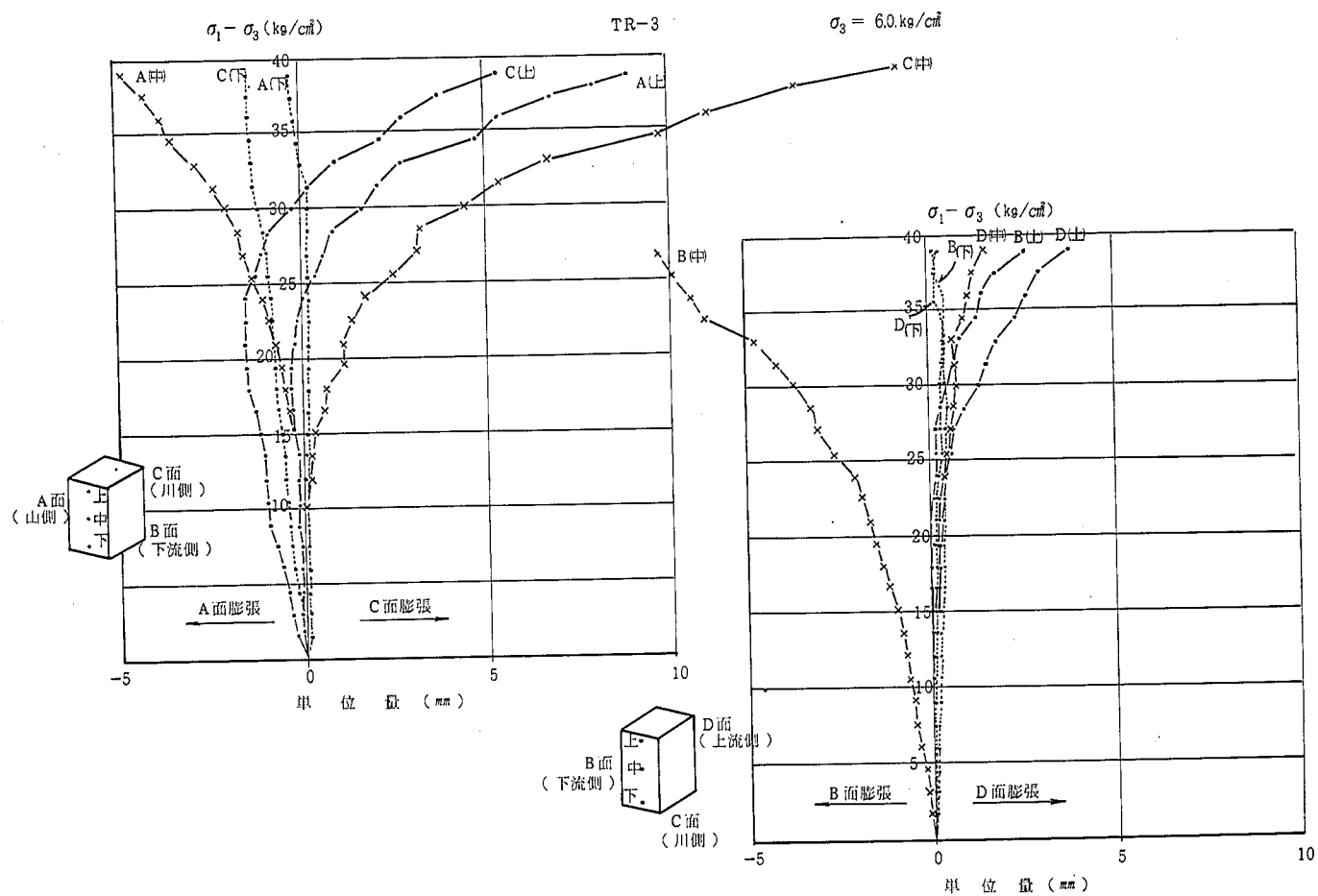


図 3 - 40(2) 供試体測点変位図 (TR-3) (2)

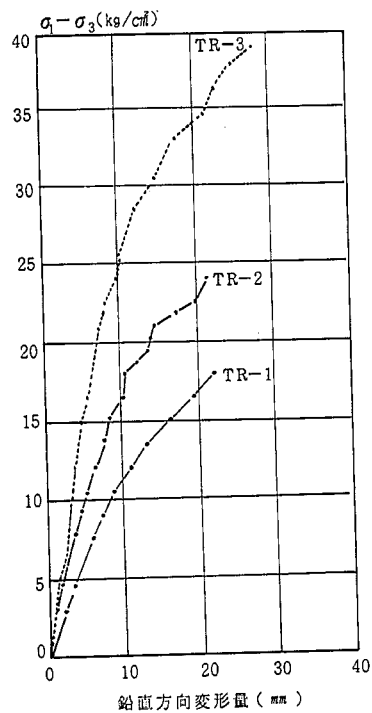


图 3-41 鉛直方向変形曲線図

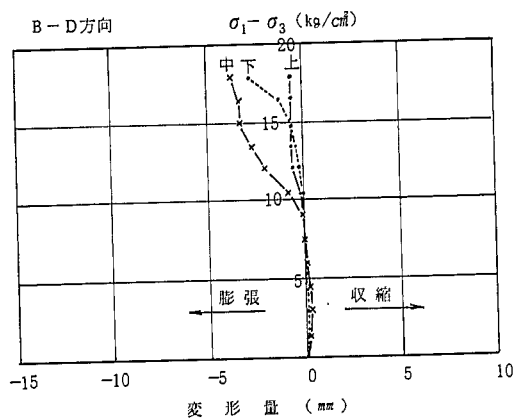
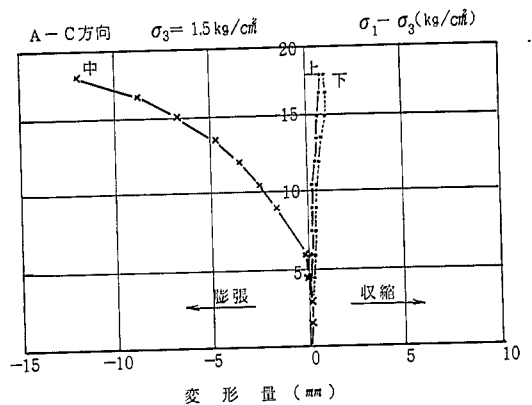


图 3-42 水平方向変形曲線図 (TR-1)

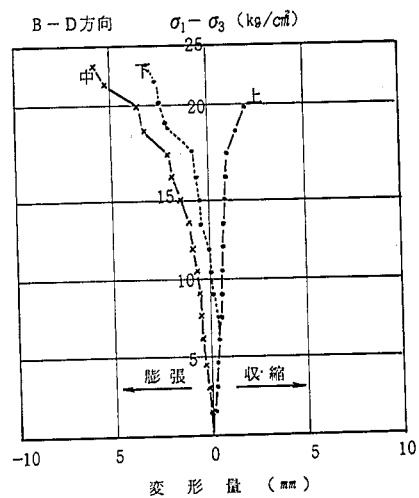
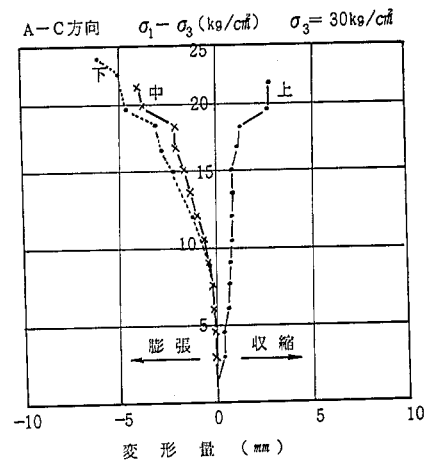


图 3-43 水平方向変形曲線図 (TR-2)

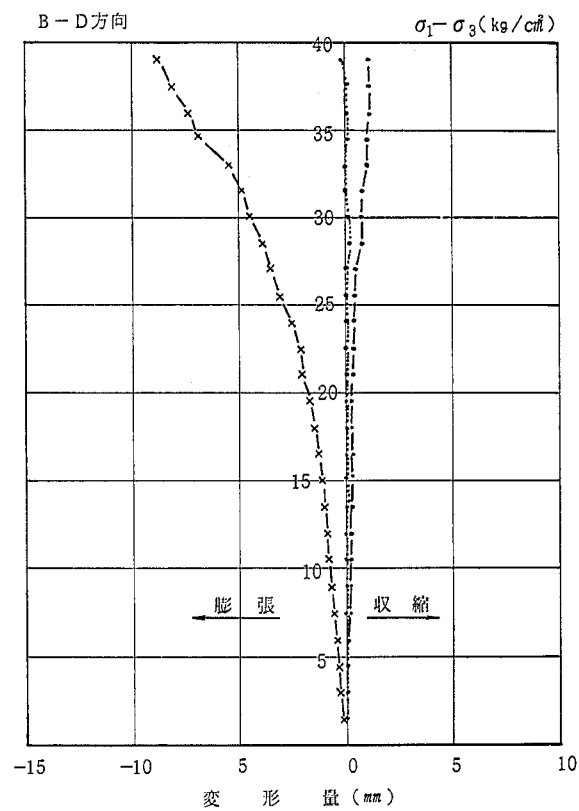
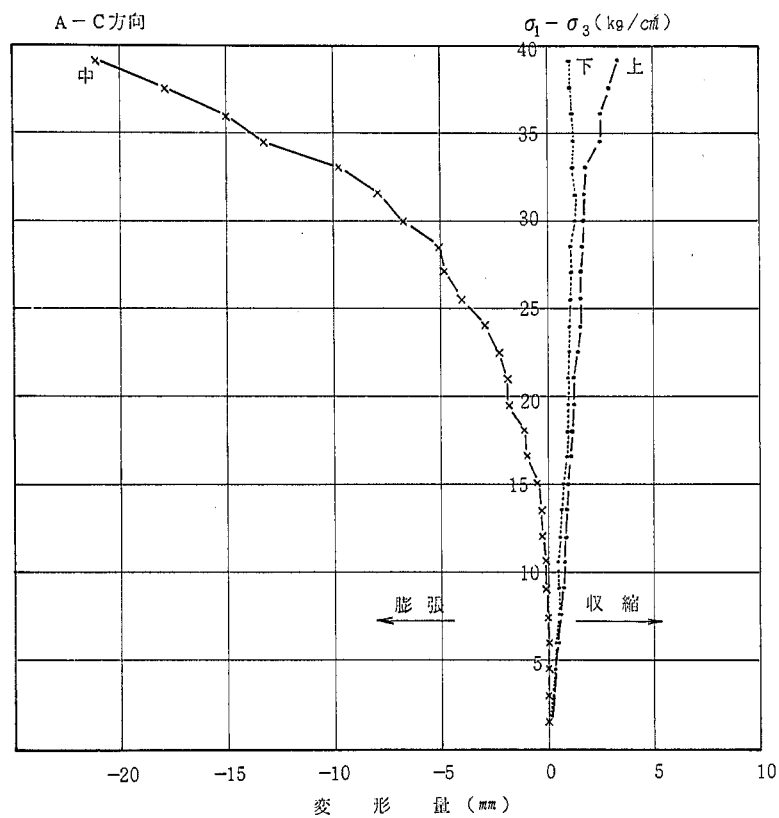


圖 3 - 44 TR - 3 水平方向變形曲線圖 (TR-3)

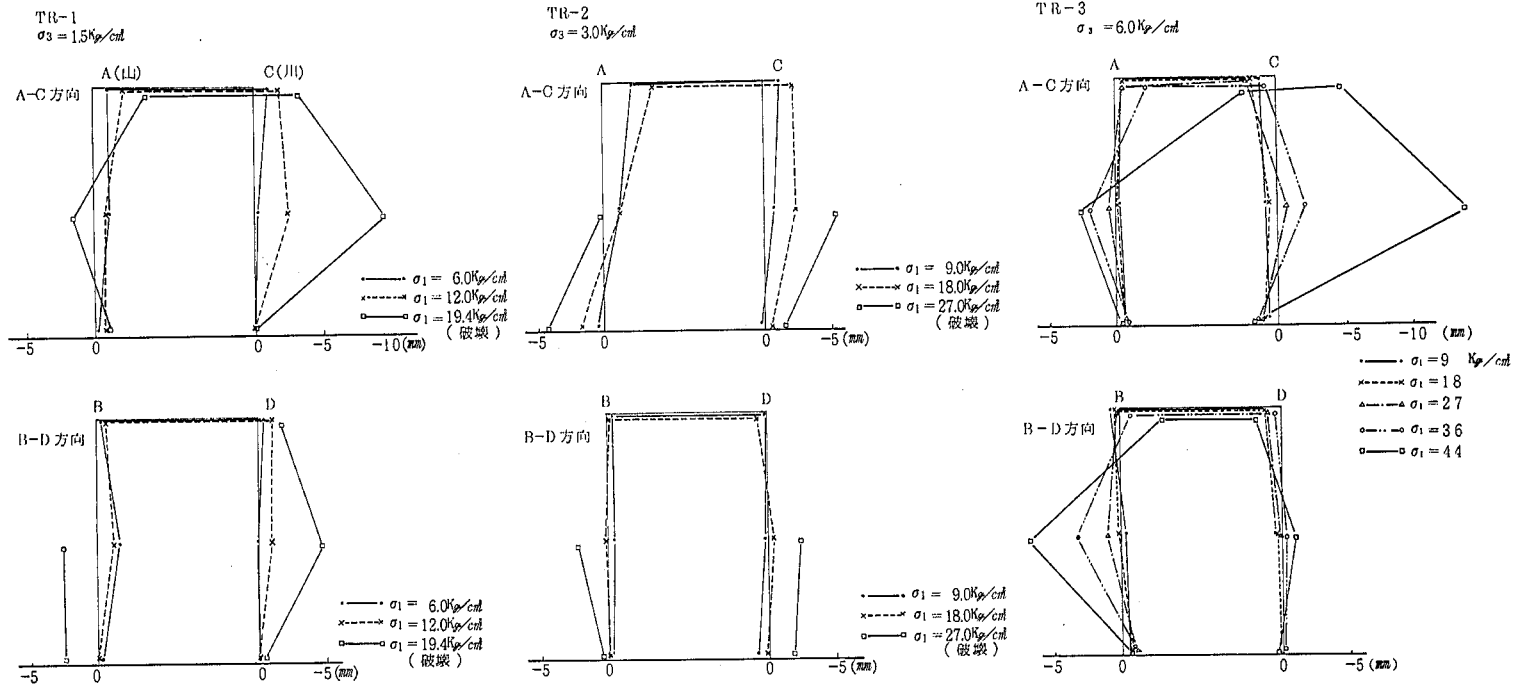


图 3-45 供試体側方變形模式圖

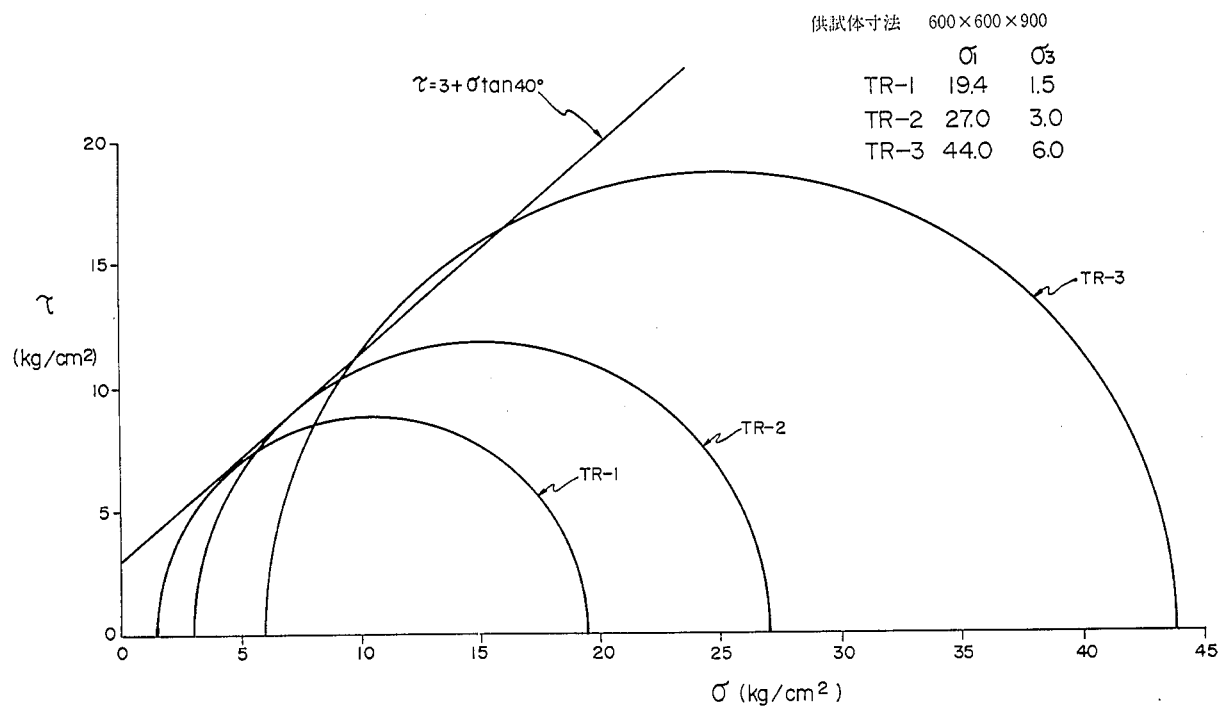


図 3 - 46 原位置三軸圧縮試験結果

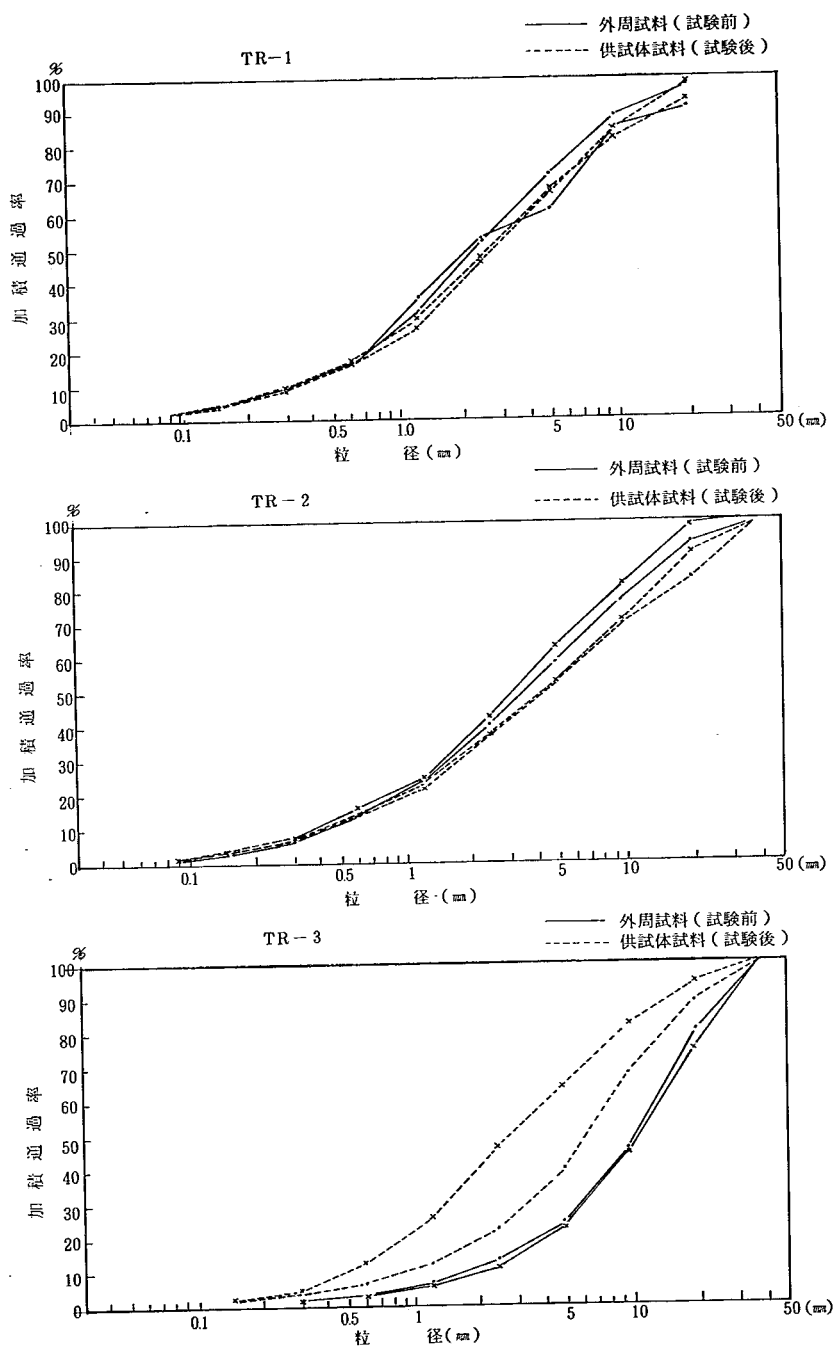
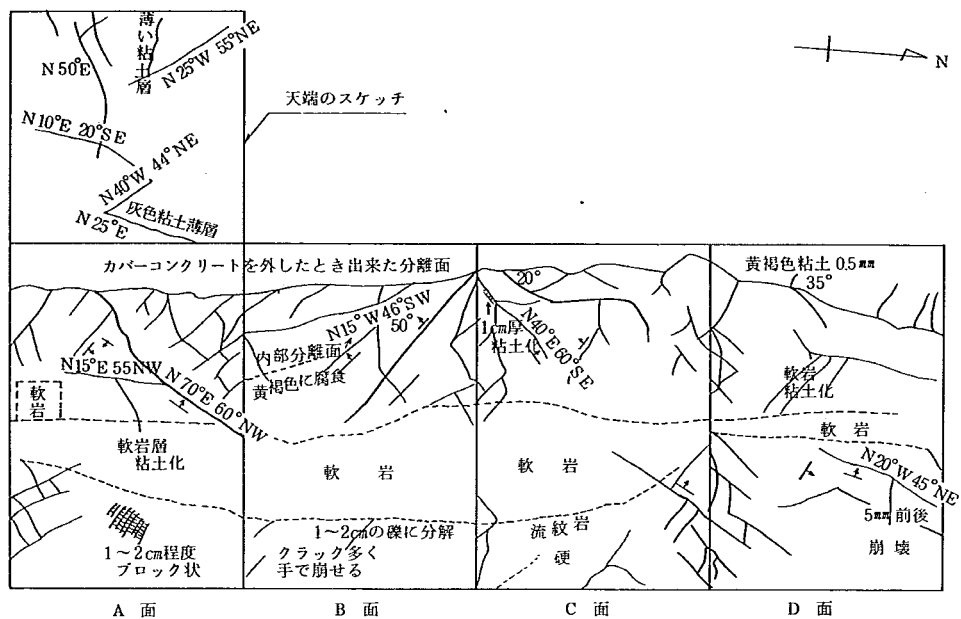


図3-47 試験岩盤粒度試験結果

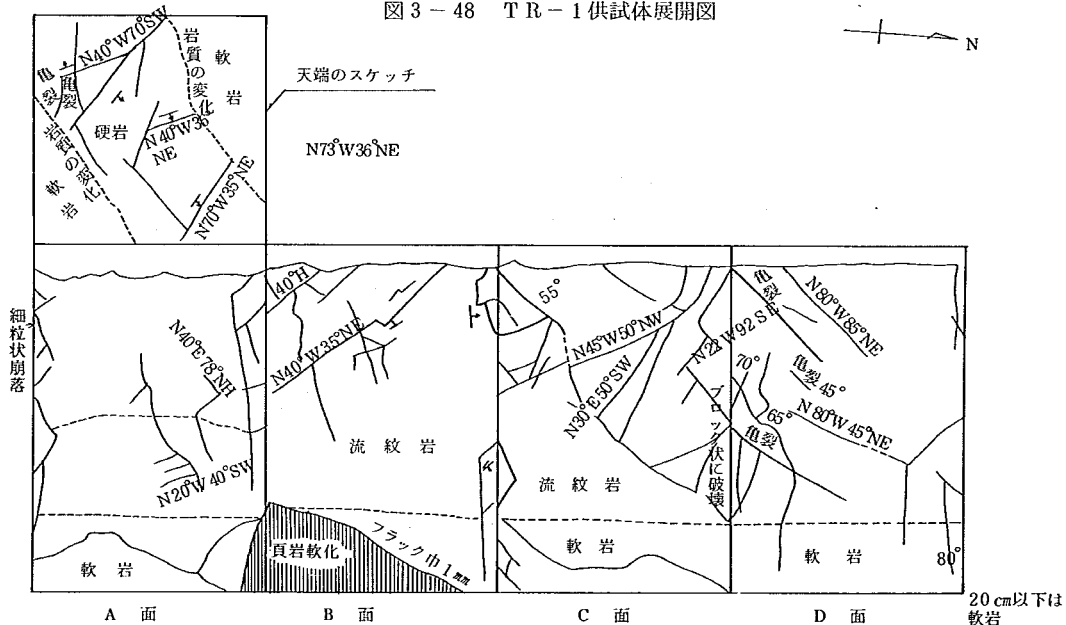


特に顕著な割面なし

特に顕著な割目なし。
岩の歩行傾斜も不明確、供
試体表面では軟質の流紋岩
がみられる。

軟岩粘土化した部分の連続性
が悪い。
途中に硬岩を夾む
硬岩も亀裂に富み 0.5~3cm角
に割れる。

図 3 - 48 T R - 1 供試体展開図



全体に軟岩
顕著な目及びクラックなし

全体にラインボーリングの
跡が顕著である。
岩硬く手では分割出来な
い 2~4 cmの礫が多い

軟岩ハンマーが付きささり
あとがつく
硬岩 1~2 cmブロック状に
破壊

20 cm以下は
軟岩
ほぼレベル

図 3 - 49 T R - 2 供試体展開図

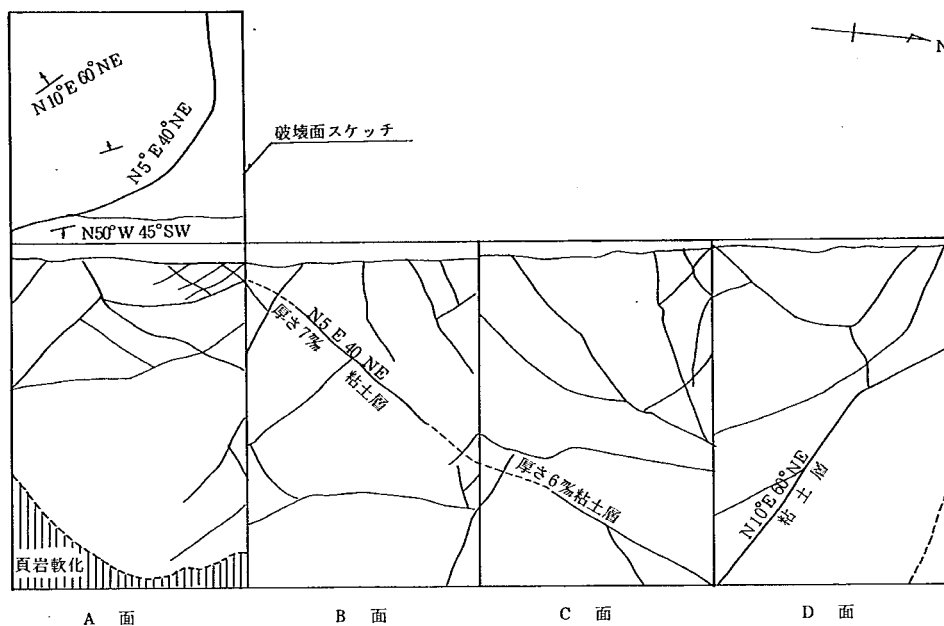


図 3 - 50 T R - 3 供試体展開図

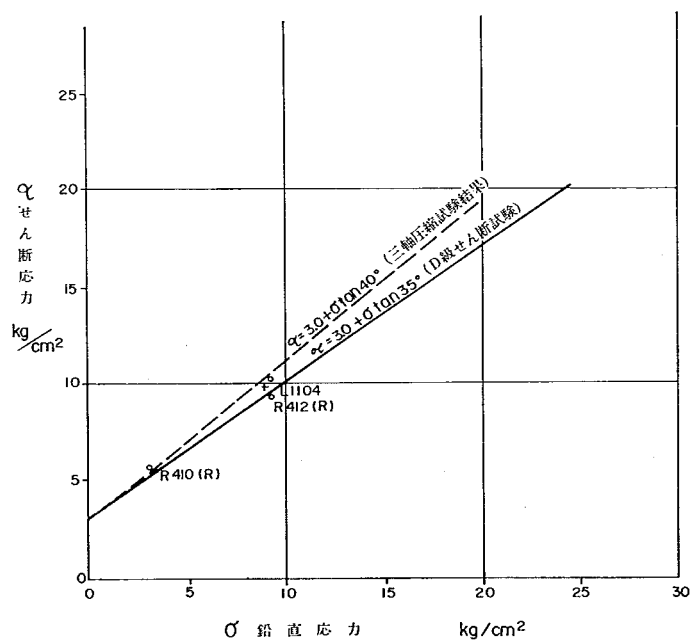


図 3 - 51 大川ダム流紋岩D級岩盤強度試験

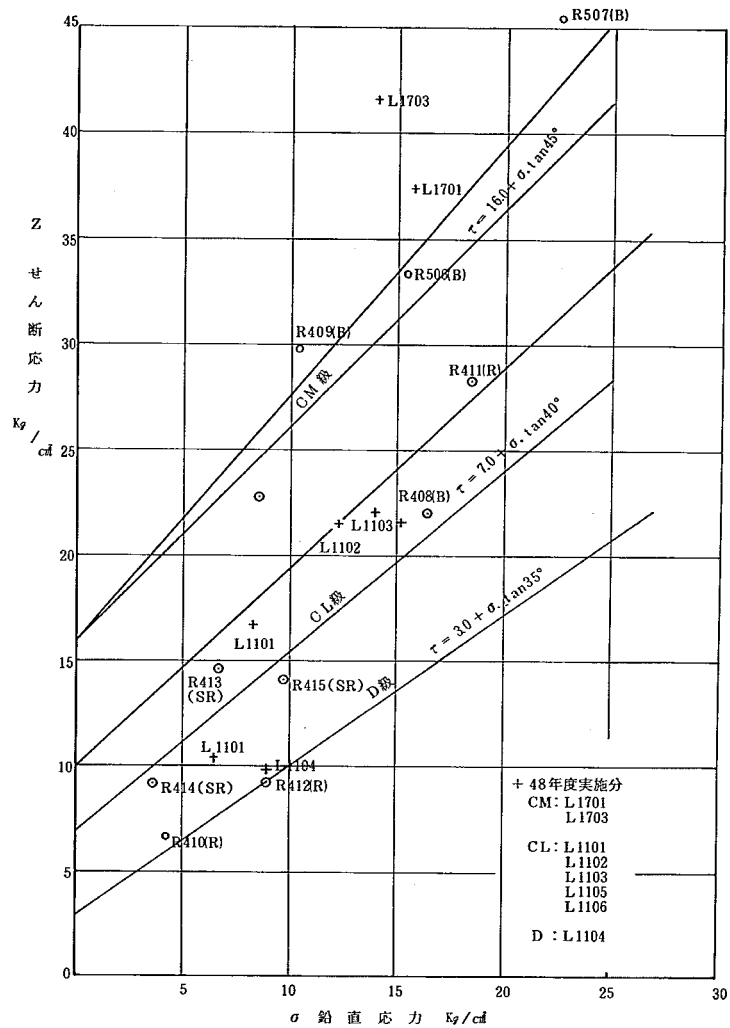


図 3 - 52 大川ダム岩盤試験結果

4. 設計値の検討

4.1. 変形試験について

一般に変形係数と弾性係数の差は、その岩盤のキレツ面のゆるみと締固まりの程度を表わすものとすれば、この大川ダム基礎岩盤は一般の他のダム基礎岩盤と比較すると、その差は大きい。

因に、変形係数と弾性係数の比(表2-2のD/Et)をみてもD級で0.1~0.2, C_L級で0.2~0.5, C_M級0.4~0.6と、他ダムの基礎岩盤の平均0.6程度に比して小さい。このことは、キレツ面の頻度とそのゆるみの程度が他ダムに比して大きいことを意味するものである。

次に、D級の岩盤は、変形の特徴として剛体板周辺の岩盤の浮き上りがみられたことあるが、このD級については、実際上は、地山内部に位置しており、密閉された拘束状態にあると考えられるため、周辺拘束を行った剛板載荷法による試験値を設計値として採用する事が考えられるが、試験結果によると、弾性係数は周辺拘束力の強さに影響される傾向を示しており、実際の拘束力をどの様に考えるかが非常に難しい問題となる。種々検討の結果、FEM解析等に用いた設計値は次の通りである。

C _M 級岩盤	弾性係数		30,000 kg/cm ²
C _L "	"	河床部	13,000 "
"	"	右岸段丘部	10,000 "
D "	"		6,500 "
F "	"		3,000 "

4.2. せん断強度試験について

大川ダムの基礎岩盤におけるせん断強度試験の結果を集約すれば図3-52に示す通りとなる。

この図から判るように、C_M級については、 $\tau = 16.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan 50^\circ$ に集約されそうであるが、 $\tan \theta$ は、安全をみて 45° として設計値が採用された。

一方C_L級の岩盤のせん断強度はC_M級に比較してその結果はかなり広い範囲に分散しているといえよう。これはC_L級の岩盤が、せん断面に沿って分離面を有するものとそうでないものによってかなり異った値を示したことによる。したがって、せん断強度は $\tau = 7.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan 40^\circ$ から $\tau = 10 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan 45^\circ$ の範囲内に分布している。しかし、この流紋岩の分離面の風化の度合を見極めることは、困難であり、安全をみて、この下限を設計値とすることにした。D級については、三軸圧縮試験値から得られている値 $\tau = 3.0 \text{ kg/cm}^2 + \sigma \tan (35^\circ \sim 40^\circ)$ とほぼ一致しているので、この値を用いることにした。

お わ り に

大川ダムサイトは、大小数多くの断層が存在するため、その地質構造は複雑となり、軟弱岩盤と称するC_L及びD級岩盤が広く分布していて、ダム設計を著しく困難にした。即ち、C_L及びD級岩盤の分布状況把握と、これらの設計値を決定するまでには、相当の時間的経緯を得ている。このことは、このような破碎風化を伴った軟弱岩盤にコンクリートの大ダムを造る場合は、相当の調査量を行なわなければならないことを裏書きしているとも云えよう。即ち、原位置岩盤試験にしても通常の方法では、適正なる値が得られない場合があったために特殊な方法にたよらざるを得ないこともあった訳である。ただし、これらの特殊な試験法が必ずしも合理的であったとは云えない訳で、直ちに他ダムでの軟弱岩盤にも適用出来るものでもないと思われる。したがって、もっと合理的に改良出来る方法についても検討して行くべきと考えている。今般の大川ダムに於ける一連の岩盤試験をまとめるにあたっては、通常方法を破碎風化の著しい軟弱岩盤に適用した場合の問題点のある程度把握出来たこと、改良点を見出したことは、大きな収穫と考えている。

なお、この資料作成にあたっては、北陸地建阿賀川工事事務所開発調査課、大島技官（現三国川ダム工事事務所調査課長）、小滝技官を始め課員の皆さんの多大の御協力に依るものである。また、実際の試験を担当して頂いたKK新日本技術コンサルタントの山田直明氏、清水哲氏、高橋憲二氏に厚く御礼申し上げる次第です。