

保 存 用

I S S N 0386-5878
土木研究所資料第3476号

土 木 研 究 所 資 料

身延トンネルにおける地山応力計測

平成 9 年 3 月

建設省土木研究所
環境部地質研究室

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

All right reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

身延トンネルにおける地山応力計測

建設省土木研究所 環境部 地質研究室 室長 中村 康夫*
室長 平野 勇
主任研究員 稲崎 富士
研究員 浅井 健一**
研究員 倉橋 稔幸

要旨

身延トンネルで、トンネル坑口周辺地山の変状監視を目的とした、地山内圧力の経時計測と、坑内坑壁周辺の緩みの状態を評価することを目的とした孔内水平載荷試験を実施した。地山内圧力経時計測では、地山の変状に伴う圧力変化を捉えることができた。孔内水平載荷試験では、坑壁その他の計測結果と比較することにより、地山が緩んだゾーンと地山が緩まないゾーンが繰り返す構造になっている可能性が示された。

キーワード：身延トンネル、原位置計測、応力、変状、孔内水平載荷試験、変形係数、弾性係数

*:現 日本道路公団静岡建設局 調査役

**：現 東北地方建設局月山ダム工事事務所 調査課長

まえがき

一般国道52号線は、静岡県清水市を起点とし、山梨県甲府市を終点とする延長約100kmの幹線道路で、東海地方と甲州地方を結ぶ動脈である。本路線では、市街地を通過する区間で幅員狭小や線形不良のために交通混雑が激しくなり、かつ安全面や環境面でも問題となっていることから、これらを解消するためにいくつかのバイパスが計画、施工、あるいは供用されている。その一つとして昭和63年度より工事が行われている身延バイパスは、身延町の市街地を迂回するもので、路線内に延長423mの身延トンネルが計画されていた。身延トンネルは平成7年8月から掘削を開始しているが、周辺地山には地すべり地形が存在し、地すべりが滑動するとトンネルの安全性などに影響を及ぼすと考えられることから、坑内や周辺地山において変状の計測・監視を行いながら施工を進め、平成8年4月に貫通した。

地質研究室では、関東地方建設局甲府工事事務所の依頼により、地山の計測・管理手法としての地山応力計測の適用性を検討するために、平成7年度に身延トンネル坑内及び周辺地山において地山応力計測を行った。本報告書はその結果をとりまとめたものである。

なお、地山応力計測及び本報告書のとりまとめにあたって、甲府工事事務所の小池所長、大日方副所長、工務第二課河田課長、遠藤監督官、(株)奥村組身延トンネル工事所をはじめ関係各位には便宜を図っていただくとともに、地質調査結果、施工記録、施工時の各種計測データを提供して頂くなど多大な御援助を賜った。ここに深く感謝する。

地質研究室長

平野 勇

目 次

まえがき

1. 研究目的	1
2. 身延トンネルの概要	2
2.1 トンネル計画の概要	2
2.2 身延トンネル周辺の地形・地質	4
3. 地山応力計測	11
3.1 地山内圧力経時変化計測	11
3.1.1 計測目的	11
3.1.2 計測装置及び方法	11
3.1.3 計測結果	16
3.2 ボーリング孔内水平載荷試験	19
3.2.1 試験目的	19
3.2.2 試験装置及び方法	19
3.2.3 試験結果	23
3.3 地山応力計測結果と掘削工程、降雨状況及びトンネル周辺地山・坑内計測結果との 比較	34
3.3.1 トンネル掘削工程	34
3.3.2 降雨状況	36
3.3.3 トンネル周辺地山での計測結果	38
3.3.4 トンネル坑内計測結果	49
3.3.5 計測結果の比較	71
4. まとめと今後の課題	76
引用文献	77

1. 研究目的

山岳トンネル標準的工法のNATMでは、地山自体を、ロックボルト・吹付コンクリートなど人工支保と一体にトンネルの安定性を保つ主要構成部分として位置づけている。したがって、地山条件を的確に把握し、地山の挙動を予測することがトンネルの設計・施工にとって最も重要な課題の一つである。しかしながら、地山条件を複雑に変化するので、事前調査によってそれを詳細に把握し、地山の挙動を完全に予測することは不可能である。したがって、施工中においても地山条件や地山の挙動を確認・評価し、その結果を速やかに設計・施工にフィードバックさせていく必要がある。

トンネルが掘削されると、切羽や壁面の位置と地山条件に従って地山の応力状態が変化する。それに伴い、地山に変状が起こる場合がある。したがって、地山の挙動を確認・評価するためには坑内観察とともに応力状態と変位を計測することが重要である。坑内観察は地質工学的な観察が行われているかどうかの問題はあるが日常の施工管理のために必ず実施する項目として定着している。変位に関しても、トンネル坑内の内空断面や孔壁周辺地山の変位計測は、掘削後の変位しか計測できないという問題はあるが実施項目として定着している。また、坑口部についても、斜面の変状計測の手法により行われている。しかしながら、応力については、従来のオーバーコアリングによる応力解放法のように特殊な技術を要するなどの問題からトンネル地山への適用が少ないのが現状である。この状況を改善するために、より簡便な手法としてボーリング孔内での載荷試験等による地山応力計測手法が硬岩地山のトンネルにおいて検討され、成果を上げている¹⁾。しかし、軟岩地山や坑口部などの場合は強度特性などの条件が硬岩地山と違うことから、硬岩地山と異なる問題があり、新たな検討が必要である。

今回実験を行った身延トンネルは、軟岩地山からなるが、坑口付近に地すべりが存在するなど、これまで検討を行った硬岩地山とは異なる条件を備えている。そこで、このような地山の計測・管理手法への地山応力計測の適用性を検討するため、身延トンネル坑内及び周辺地山において地山応力計測を行った。

2. 身延トンネルの概要

2.1 トンネル計画の概要

身延トンネルは、国道52号線の山梨県身延町において、身延町の市街地を迂回するように計画された身延バイパスの一部である（図-1）。

国道52号線は、静岡県清水市を起点とし、富士川沿いに北上して甲府盆地に入り、山梨県甲府市を終点とする延長約100kmの路線で、東海地方と甲州地方を結ぶ動脈である。本路線は、身延町においては市街地を通る生活道路であるとともに観光地である身延山の玄関口となっており、目的の異なる交通が集まる場所である。また、身延町の市街地では幅員が狭くなるとともに線形不良箇所もあることから、交通混雑が激しく、安全・円滑な通行に支障をきたすとともに市街地の環境にも影響を与えている。このような状況から、目的の異なる交通の分離と道路の幅員・線形の改良による安全・円滑な通行の確保、市街地の環境改善を目的として身延バイパスが計画され、昭和63年度より工事が進められている。

身延トンネルは身延バイパスの中央付近に位置している。掘削は清水側坑口から甲府側坑口への片押しで計画された。平成7年8月に掘削が開始され、平成8年4月に貫通した。

身延トンネルの規格等は次の通りである。

延 長：423m

幅 員：10.0m

設計速度：60km/h

道路規格：第3種2級

主要幹線道路、地方部、C地域、2車線（片側歩道）

通行方式：対面2車線通行

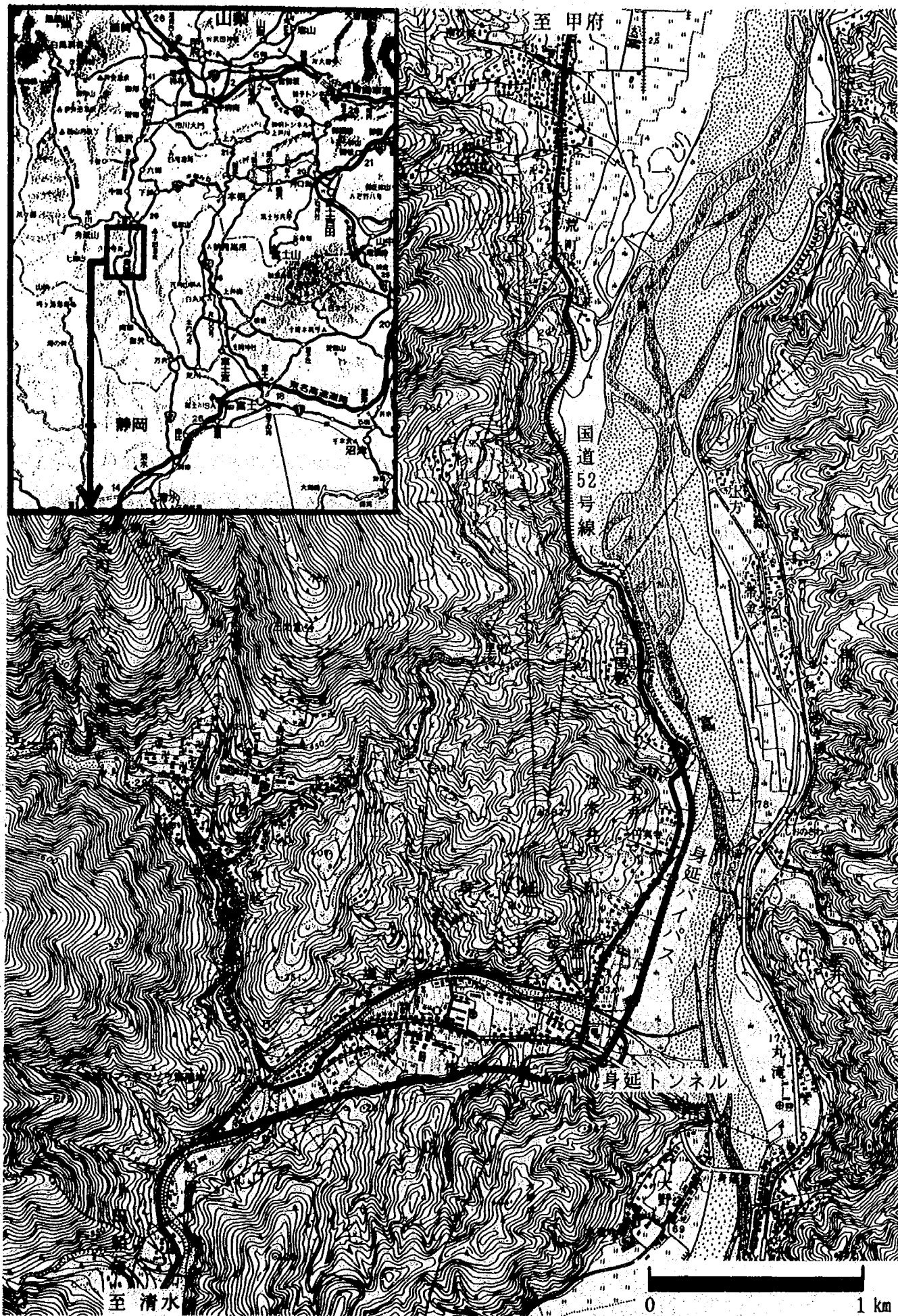


図-1 身延バイパス位置図（基図：国土地理院発行1:25000地形図「身延」）

2.2 身延トンネル周辺の地形・地質

身延トンネルは山梨県から静岡県に向けて南流する富士川の右岸近くに位置し、その標高は190～200mである。トンネルの数km西には糸魚川静岡構造線があり、その西方には2000～3000m級の峰が連なる赤石山脈がそびえるという地形の急峻な地域であるが、トンネルの位置する山塊は低く、トンネルの土被りは最大85m程度である。

トンネル地山の地質は、主に富士川層群（新第三紀中新世～鮮新世）に属する中新世の砂岩、泥岩及びその互層からなる（図－2）。既往の調査結果では、地形やボーリング調査等から、図－2に示すように地すべりが認められる。このうち、清水側坑口周辺には図－3に示すように多くの地すべり地形が見られ、その中でも、地すべり（A）がとりわけ大きく、全体を含む形で分布し、トンネルの清水側坑口から60m区間までは、その地すべり土塊内を通過すると判断された。この地すべりの中には多数の小規模なブロックが認められている。地すべり地形の明瞭さから、地すべり（A）は現状では活動していないが、全体地すべりの両側の沢付近（特に南側の沢）の小規模地すべりブロックには遷急線が明瞭で地すべり地形の明瞭なものが多く、これらは比較的新しく形成されたものと判断された。その中でも、図－3の地すべりブロック（B）は清水側坑口の近傍に位置し、トンネル掘削の影響を受けやすいこと、この地すべりブロックが滑動すると、全体地すべりの安定性やトンネル本体の安全性に影響を及ぼすとともに、トンネル坑口の直上付近にある送電線鉄塔に変状が生じるとして問題になった。この地すべりブロックに対する対策工として、掘削に先立ち谷を埋積する形で抑え盛土が施工された（図－4）。また、掘削中においても、地表からトンネル直上にボーリング孔を掘削して埋設した地中変位計や坑口付近の斜面に設置した伸縮計により坑口周辺地山の変状を監視するとともに、送電線鉄塔に関しては各脚を剛なコンクリートスラブで連結し、さらに傾斜計等を設置して監視している（計測項目については3.3.2参照）。また、掘削工法はNATMであるが、地すべり土塊内を掘削する部分ではトンネル坑壁周辺の地山の緩みを抑えることを目的としてフォアパイリング工法を補助工法として用いるとともに、インバートを打設する。また、地すべり土塊に振動を与えて緩ませることを避けるため、全線にわたって発破を行わず機械掘削を行った。さらに、トンネル坑内では、トンネルの変状や坑壁周辺地山の緩みの状態を監視するため、多断面で、天端沈下や内空変位の計測（A計測）及び坑壁垂直方向の地中変位やロックボルト軸力等の計測（B計測）を行った（計測項目については3.3.3参照）。

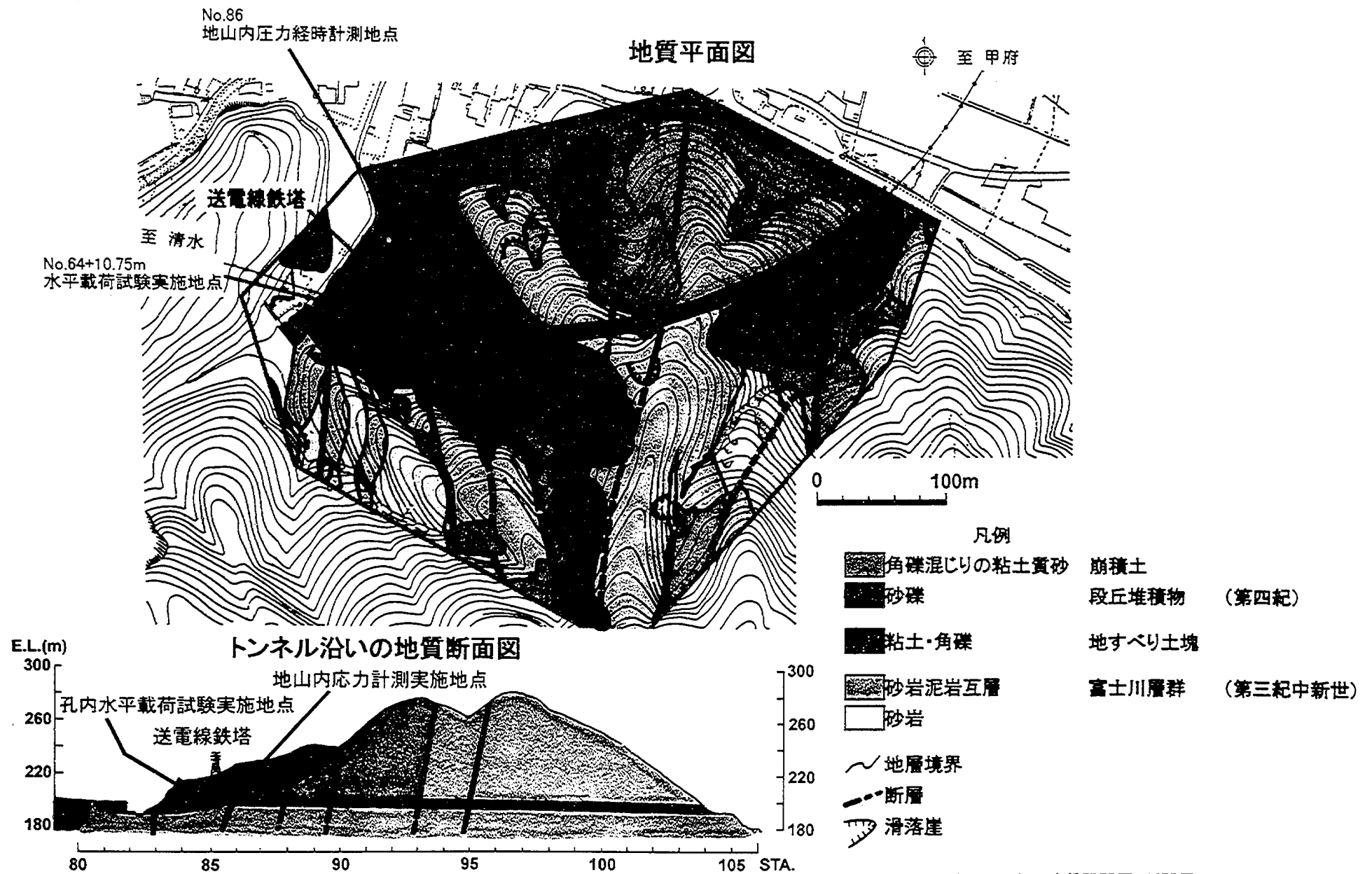


図-2 身延トンネル地質平面図・断面図
(図面提供: 甲府工事事務所)

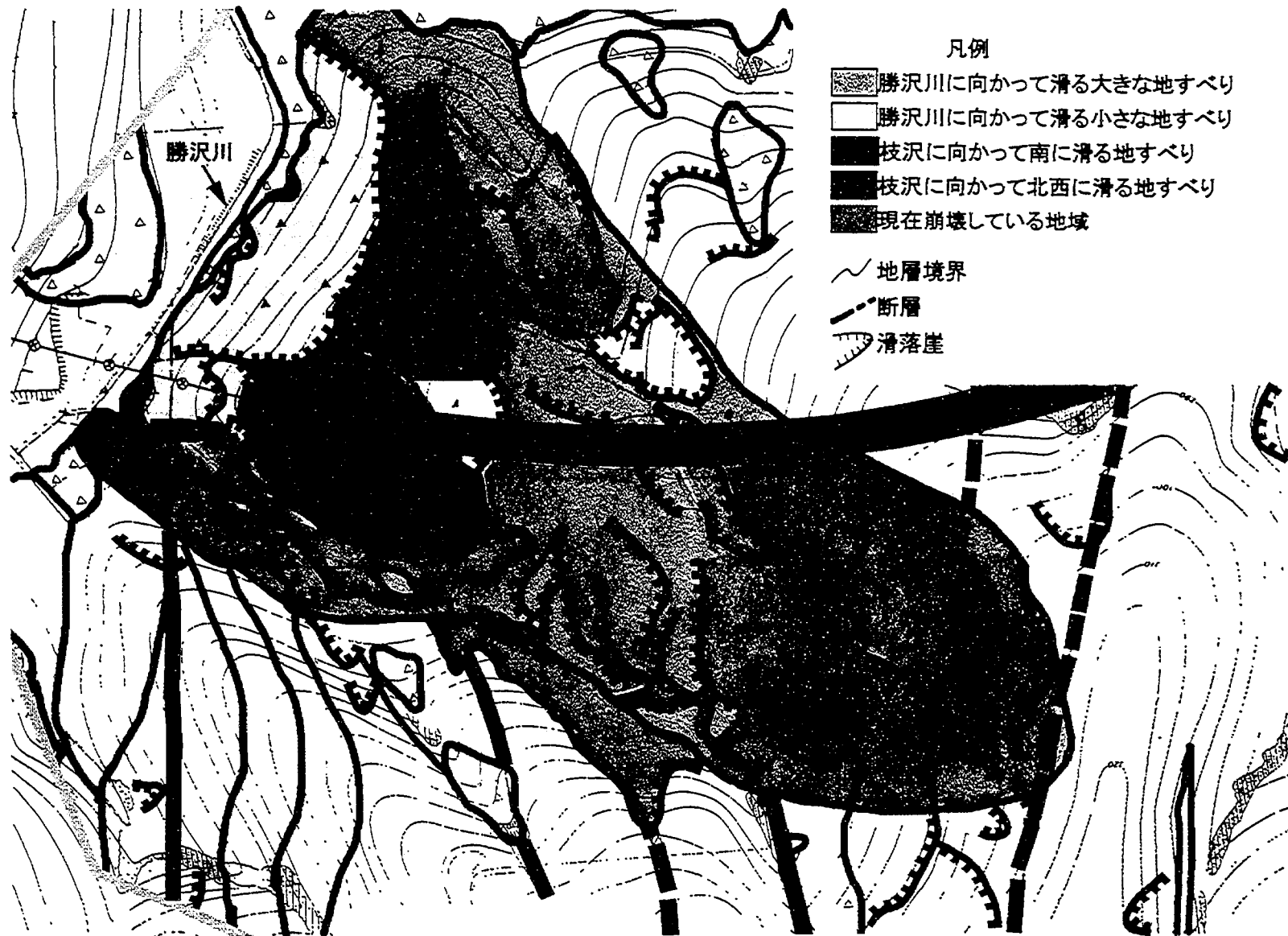


図-3 清水側坑口付近の地すべり地形（図面提供：甲府工事事務所）



図-4 抑え盛土位置図（図面提供：甲府工事事務所）
（凡例は、図-1による）

3. 地山応力計測

3.1 地山内圧力経時変化計測

3.1.1 計測目的

地山に変状が発生すると、その部分の地山内部の応力にも何らかの変化が生じると考えられる。したがって、地山応力の変化を経時的に計測できれば、地山変状の監視手法となりうる。そこで、あらかじめ地山内に計測装置を設置して地山内圧力の経時計測を行い、地山応力計測の変状監視手法への適用性を検討した。

3.1.2 計測装置及び方法

トンネル中央線直上の地山内に地表より鉛直ボーリング孔を掘削し、ボーリング孔内で地山内圧力の経時計測を行った。

計測ボーリング孔の位置は、トンネルの清水側坑口から53m甲府寄りのNo. 86地点の中央線の直上である。計測を行ったボーリング孔の柱状図を図-5に示す。ボーリング深さは13.5m（トンネル掘削天端より1m上まで）である。地質は地表～深さ2mが表土、それ以深は風化泥岩で、3～5.15m及び10.4～11.6mの部分は強風化となっている。

地山内圧力の経時計測は、米国SGI社（Serata Geomechanics Inc.）製の孔内圧力検層装置BPC-200により行った。BPC-200の概要を図-6に示す。本装置はボーリング孔内に設置する円筒状のウレタンバック製プローブと、油圧センサーやデータ収録装置、長期計測用電源を内蔵したジャンクションボックス、及びジャンクションボックスとプローブを接続して油圧を伝える鋼製チューブからなり、長期自動計測が可能である。計測方法は、ボーリング孔内にプローブを設置し、油圧により載荷した状態にして油圧系を密封し、プローブ周辺の地山応力の変化に伴うプローブ内の圧力変化を計測することにより地山応力の変化を捉えようとするもので、雁坂トンネルでの地山応力経時計測¹⁾に使用された装置と原理は同じで、計測記録を自動化したものである。プローブ内の圧力変化は、鋼製チューブを介して接続されたジャンクションボックス内の油圧センサーで計測する。計測データはジャンクションボックス内のデータ集積ボードと呼ばれる収録装置に収録される。計測間隔の設定や収録データの回収はパーソナルコンピューターを接続して行う。

今回計測を行った深度は地表から11.5mで、トンネル掘削天端より3m上である。この位置はトンネル掘削に伴う緩みの影響が及びうる範囲であり、かつ地すべり土塊の内部であって、地山応力変化の生じやすい位置と考えられる。

設置時のプローブ内初期圧力は、設置に先立ってボーリング孔内の深さ10.8mで行った孔内水平載荷試験結果（図-7）による降伏圧力を参考にして、 11kgf/cm^2 に設定した。計測間隔は5分とし、9月1日～11月4日まで計測を行った。

シート No. _____

ボーリング名	N o . 8 6	調査位置	山梨県身延町身延トンネル付近							北緯
発注機関	建設省 土木研究所 地質研究室			調査期間	平成 7年 8月28日～ 7年 8月31日			東経		
調査業者名	株式会社 ダイヤコンサルタント 電話(03-0386-5141)		主任技師	井木 俊二	現場代理人	辻野敏文	コア確定者	石賀弘祐	ボーリング責任者	有馬誠三
孔口標高	221.7m	角上	方	北 0° 270° 90° 西 東 180°	地盤配置	水平 0° 鉛直 90°	使用機種	試錐機 Y S O - 1		
総掘進長	11.50 m	度下	向		エンジン	N S - 9 0		ポンプ	V 6	

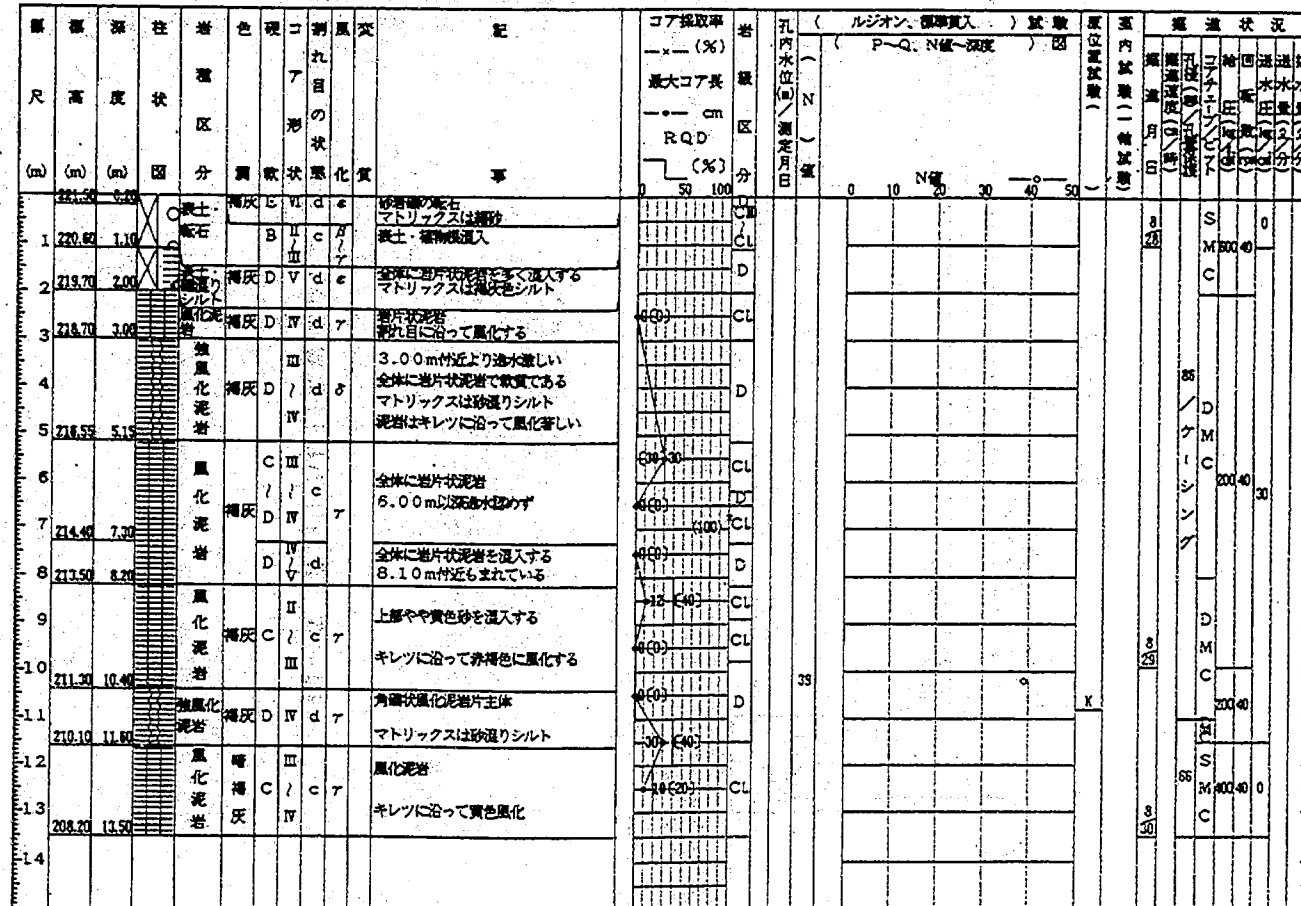
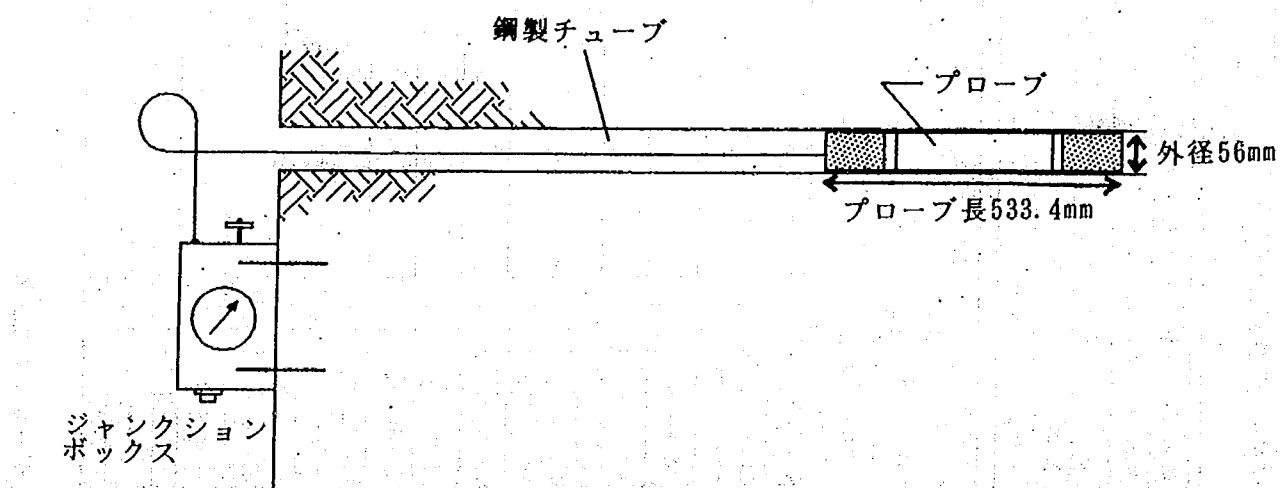


図-5 No. 86地点におけるボーリング柱状図



図－6 孔内圧力検層装置BPC-200の概要

変形係数			割線弾性係数		接線弾性係数	
圧力レベル		D(kgf/cm ²)	圧力レベル (kgf/cm ²)	Es(kgf/cm ²)	圧力レベル (kgf/cm ²)	Et(kgf/cm ²)
静止土圧 (kgf/cm ²)	降伏圧 (kgf/cm ²)					
6.0	10.5	1,520	6.5～9.5	13,200	8.5～9.5	4,390
			6.5～10.5	10,300	8.5～10.5	5,860
			6.5～12.5	3,310	10.5～12.5	1,760
			6.5～14.5	2,730	10.5～14.5	1,770

ポアソン比は0.3と仮定

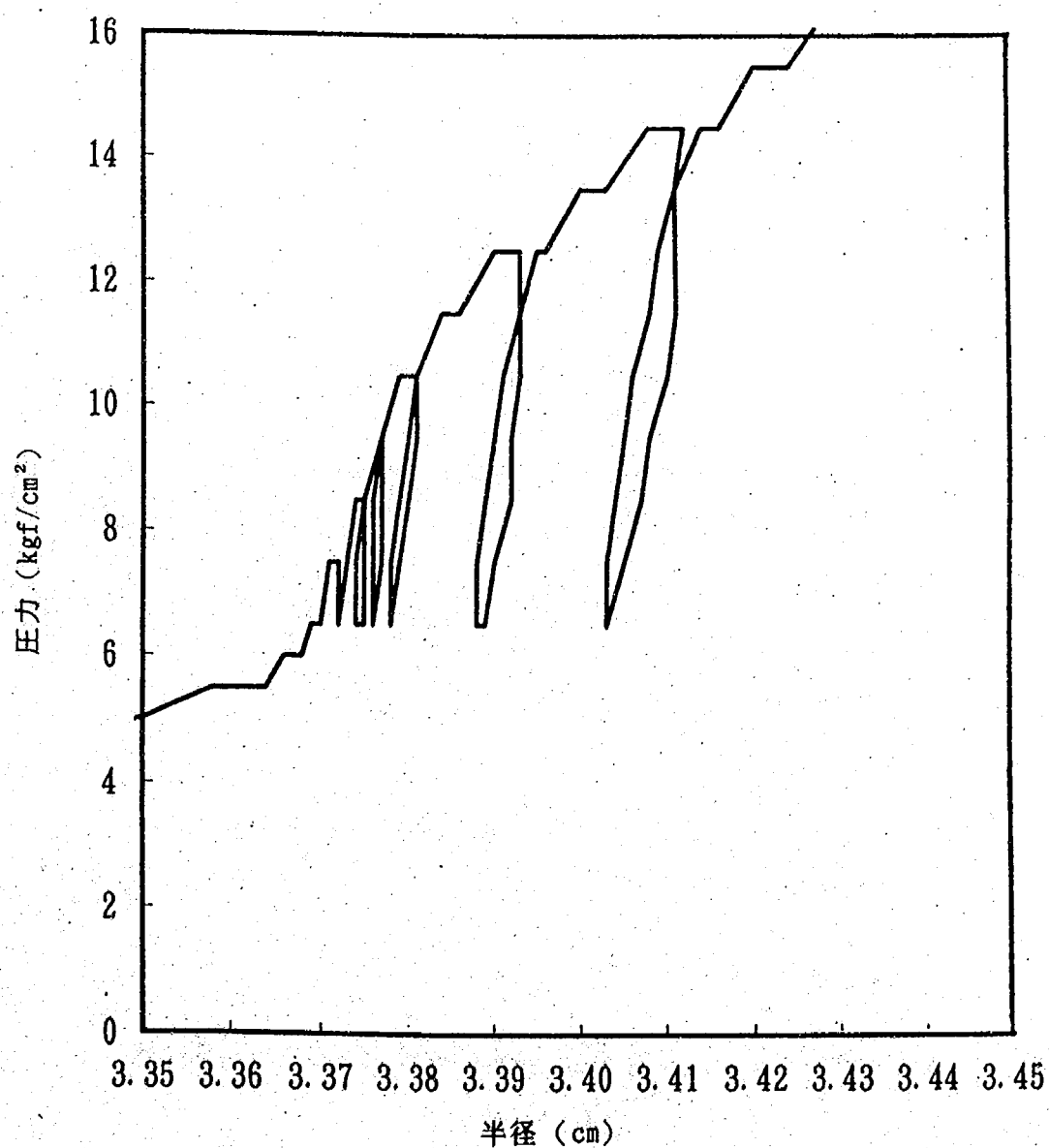
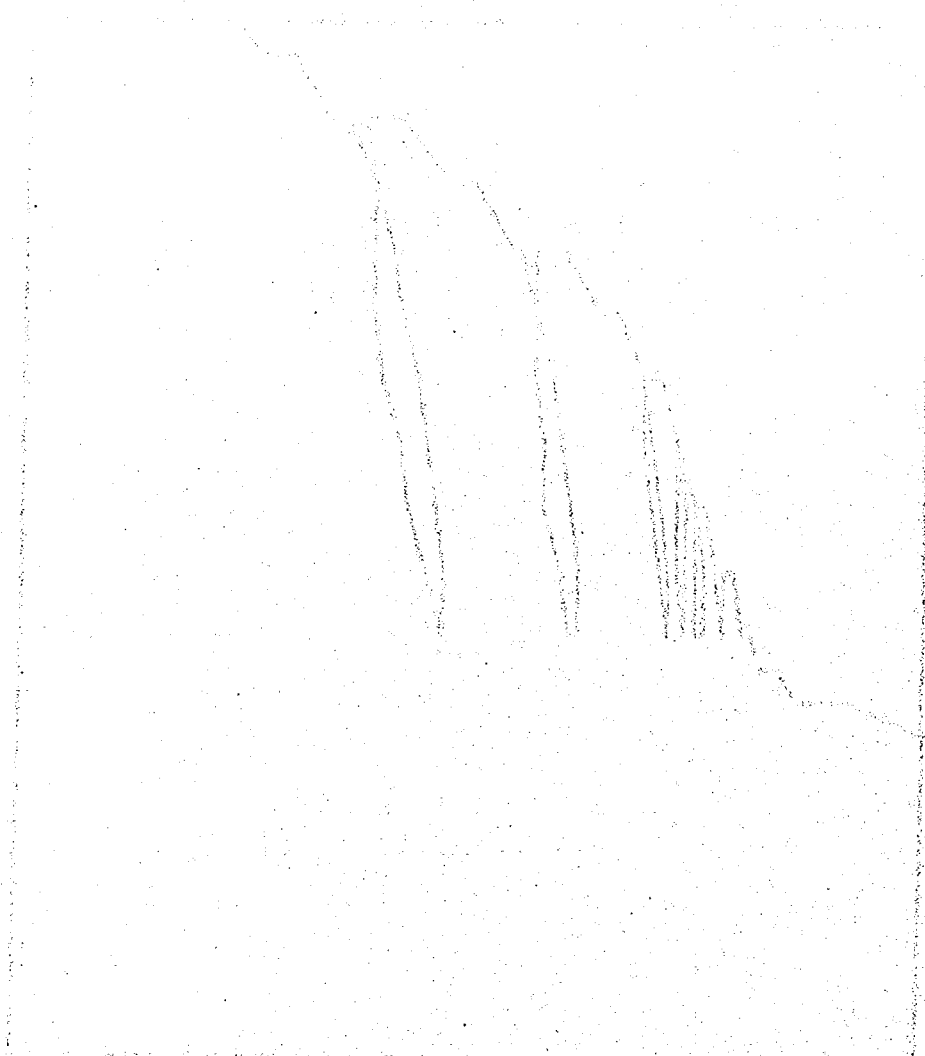


図-7 No. 86地点におけるボーリング孔内水平載荷試験結果

3.1.3 計測結果

図-8に計測結果を示す。圧力変化の全体傾向をよりわかりやすくするために測定値に対し前後12時間の間の加重平均を計算した結果を図-9に示す。圧力変化の全体傾向を見ると、9月18~19日に上昇してその後9月末頃までわずかに上昇、10月12~13日に低下、10月23~25日にわずかに上昇したのが認められる。BPC-200は元来高圧用として開発されたため、分解能が 1.5kgf/cm^2 と十分ではないが、圧力変化を大局的に大まかに捉えている。また、圧力の日変化が認められるが、これは外気温変化が鋼製チューブやジャンクションボックスなど地上に出ている部分の油の温度を変化させ、油圧センサーに伝わったためであると考えられる。



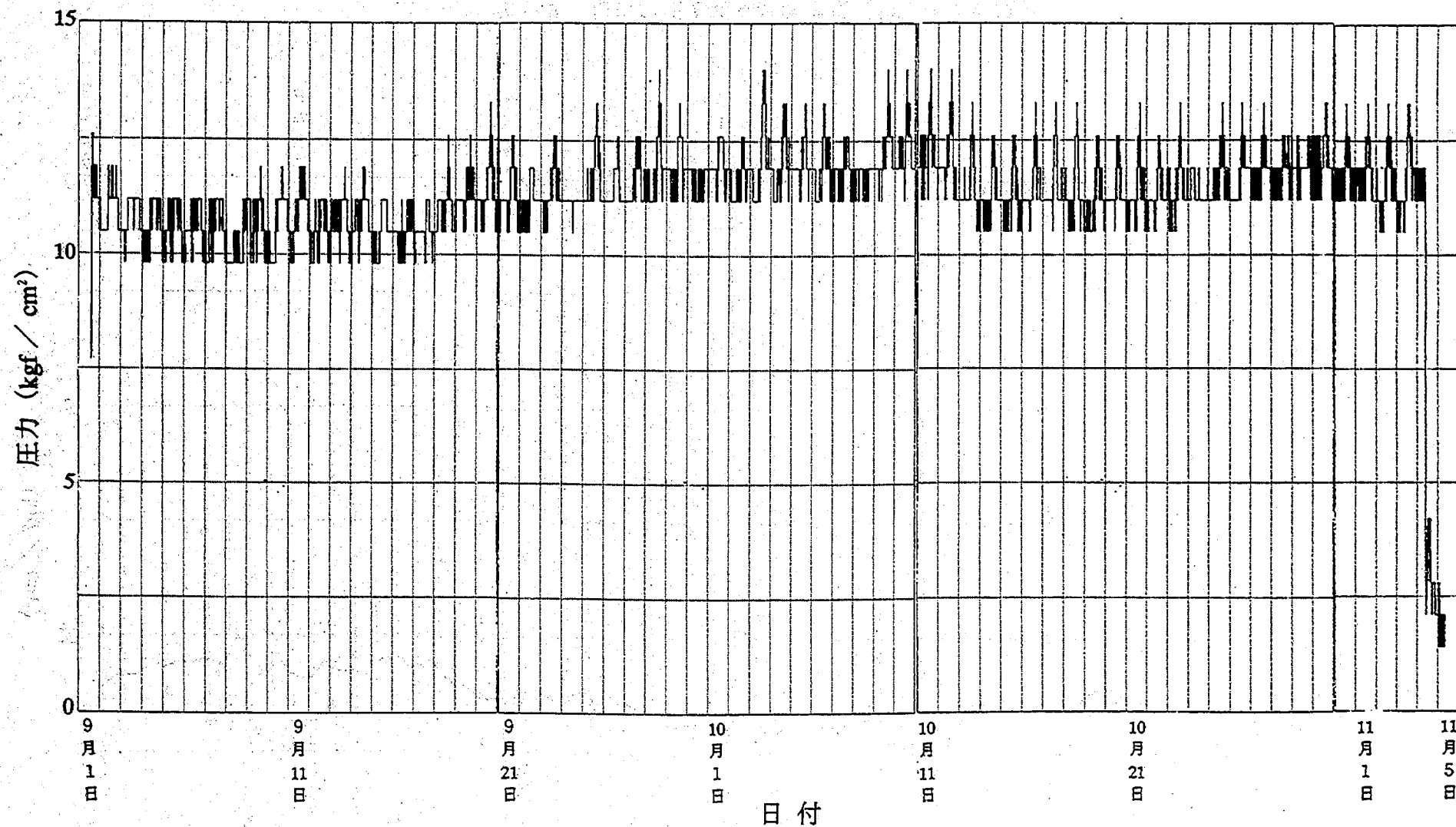


図-8 地山内圧力経時計測結果

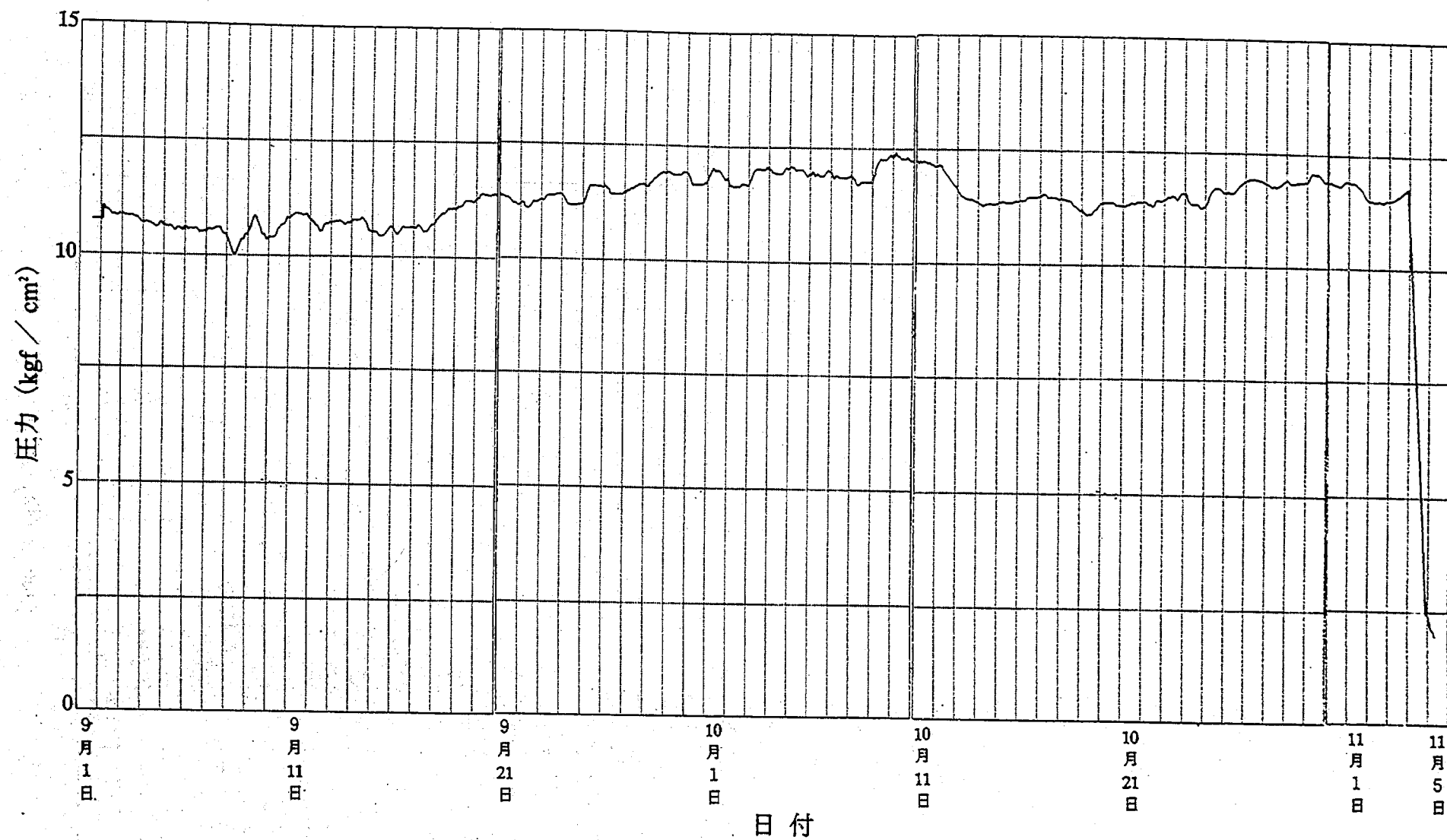


図-9 地山内圧力経時計測結果（加重平均処理後）

3.2 ボーリング孔内水平載荷試験

3.2.1 試験目的

トンネル坑壁周辺の緩みは、掘削により硬質岩盤中のクラックが開口したり、軟岩のように支持力不足で塑性化する場合に生じる。トンネル坑壁周辺の緩みを評価する手法としては、坑壁鉛直方向の地中変位やロックボルト軸力などを計測する方法が従来から行われている。これらの方法は、地山の緩み範囲が計測端点を超えた場合には緩みの評価が難しくなる。緩み領域では、応力状態や強度変形特性が変化すると考えられるので、応力状態や強度変形特性と合わせて考慮することで緩みをより確かに評価できると考えられる。したがって、トンネル坑壁周辺の応力状態や強度変形特性を計測することはトンネルの緩みを評価する上で重要である。そこで、トンネル坑壁周辺の緩みの状態を評価することを目的として、坑壁から掘削したボーリング孔において孔内水平載荷試験を行った。

3.2.2 試験方法及び試験位置

孔内水平載荷試験は、応用地質（株）製のエラストメーター2を用いて行った。本機種の載荷方法は、プローブのゴムチューブ製載荷部に水圧をかけて試験孔全周に一樣な荷重を載荷する等分布載荷法、孔壁変位測定方法はキャリパー方式による1方向測定である。

試験を行った断面は、地すべり土塊中の部分で坑内B計測を行う断面（No. 84+12.7）に近いNo. 84+10.75地点で、この付近は地すべり土塊中のため上半断面掘削の際に地山の緩みを抑えるためにフォアパイリング工法を補助工法として用いている。その地点のトンネル坑壁から側方にボーリング孔を掘削し、各ボーリング孔の3深度で孔内水平載荷試験を行った。試験ボーリング孔の位置を図-10に示す。ボーリングは、清水側坑口からみて左側の上半断面で1本、下半断面で1本行った。各ボーリングの柱状図を図-11、12に示す。ボーリング深さは上半断面のボーリング孔が6.5m、下半断面のボーリング孔が6.1mである。

試験深度は、載荷部の大きさと影響範囲を考慮して、上半断面のボーリング孔では2.1m、3.6m、5.1m、下半断面のボーリング孔では2.0m、3.5m、5.1mとした。

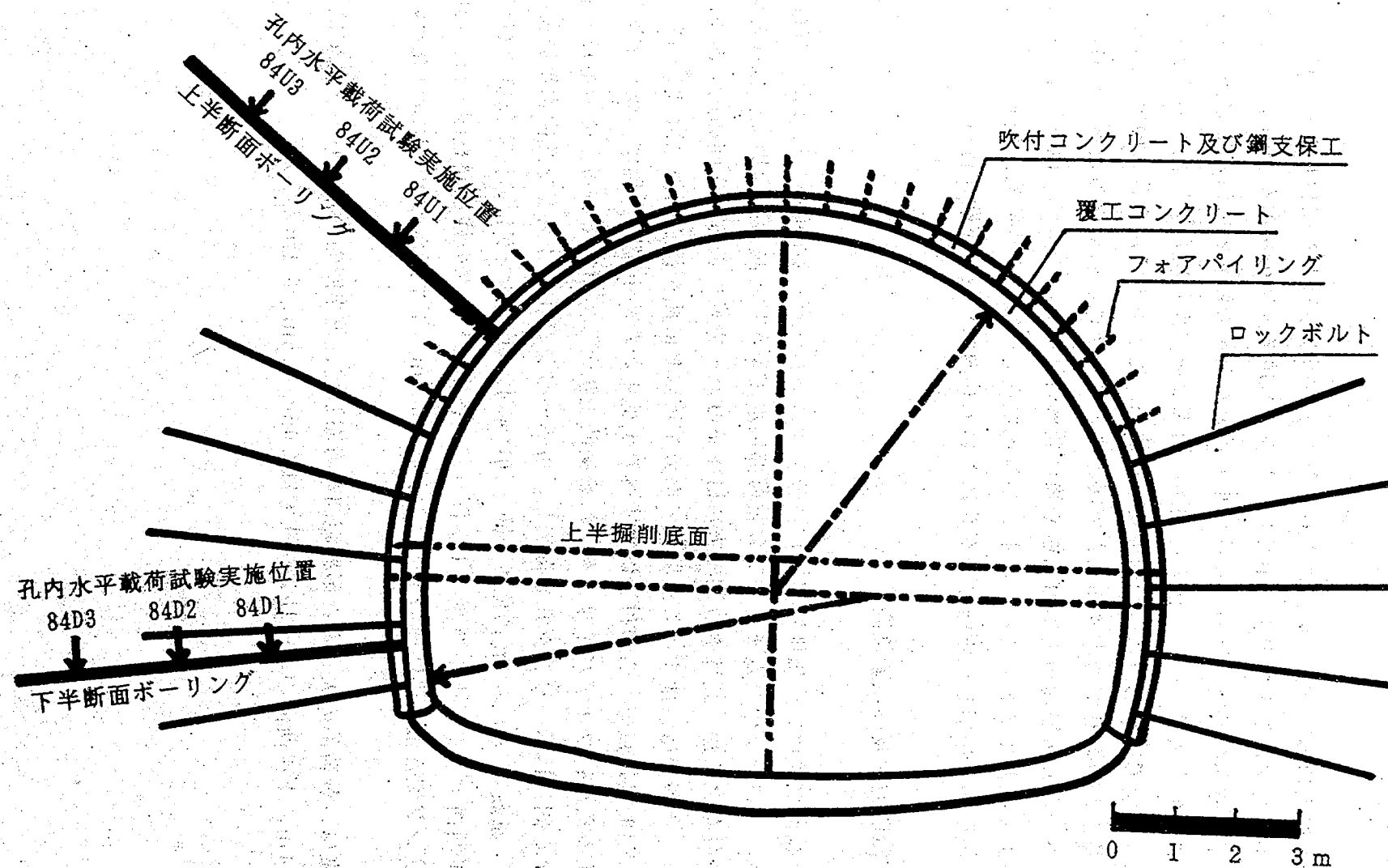


図-10 トンネル坑内No. 84+10.75m地点におけるボーリング孔位置図

—21—

[illegible]

シートNo.

図-11 No.84+10.75m地点上半断面ボーリング柱状図

ボーリング柱状図

調査名 身延トンネル地山応力計測業務

事業・工事名

ボーリングNo.

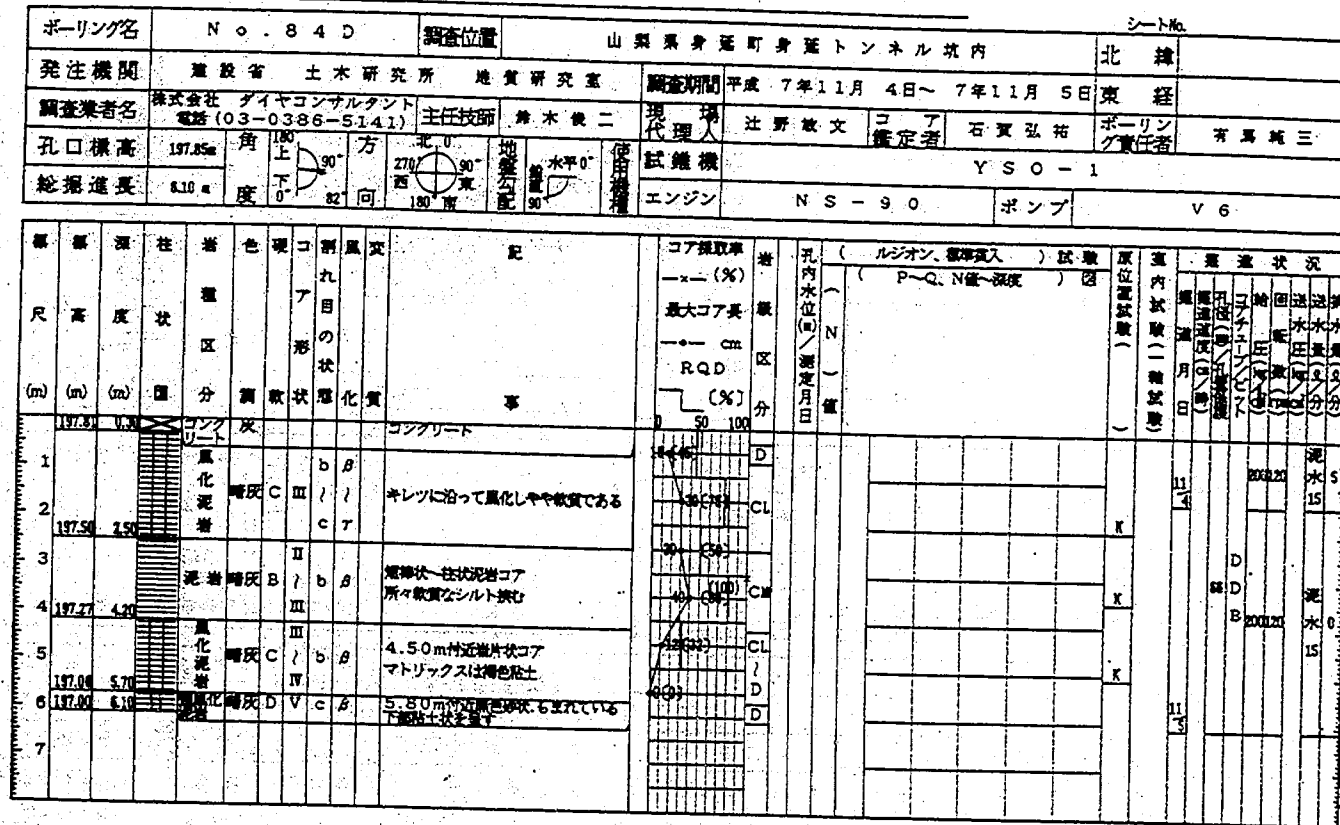


図-12 No. 84+10.75m 地点下半断面ボーリング柱状図

3. 2. 3 試験結果

表-1及び図-13~18に試験結果を示す。また、変形係数の深度分布を図-19に、割線弾性係数の深度分布を図-20に、接線弾性係数の深度分布を図-21に示す。上半断面でのボーリング孔における計測結果を比較すると、変形係数は深さ3.6mにおいて 2050kgf/cm^2 と深さ2.1m及び5.1mにおける変形係数（それぞれ 390kgf/cm^2 及び 437kgf/cm^2 ）に比べて高い。弾性係数は接線弾性係数、割線弾性係数ともばらつきはあるが変形係数と同様の傾向を示している。

下半断面でのボーリング孔における計測結果を比較すると、深さ3.5mの変形係数・弾性係数が深さ2.0m、5.1mに比べて高いという、上半と同様の傾向を示している。

表-1 No. 84+10.75m地点におけるボーリング孔内水平載荷試験結果一覧

試験番号 及び 試験深度	変形係数			割線弾性係数		接線弾性係数	
	圧力レベル		D (kgf/cm ²)	圧力レベル (kgf/cm ²)	Es (kgf/cm ²)	圧力レベル (kgf/cm ²)	Et (kgf/cm ²)
	静止土圧 (kgf/cm ²)	降伏圧 (kgf/cm ²)					
上半断面	84U1 2.1m	6.5	390	6.5~7.5	2,160	7.0~7.5	1,080
				6.5~8.5	2,890	7.0~8.5	2,170
				6.5~9.5	1,860	7.0~9.0	2,170
				6.5~11.5	1,990	8.0~11.5	1,530
	84U2 3.6m	4.0	2,050	4.0~7.0	6,510	5.5~7.0	3,260
				4.0~9.0	4,350	6.0~9.0	3,260
				4.0~11.0	1,860	5.0~11.0	3,260
				4.0~13.0	3,570	8.0~13.0	2,730
	84U3 5.1m	6.0	437	5.0~7.0	1,260	6.0~7.0	882
				5.0~8.0	1,470	5.5~8.0	1,230
				5.0~9.0	1,480	5.5~9.0	1,290
				5.0~11.0	1,340	6.0~11.0	1,170
下半断面	84D1 2.0m	6.0	566	5.5~8.5	2,190	6.0~7.0	1,460
				5.5~10.5	1,830	5.5~8.0	1,400
				5.5~12.5	1,710	5.5~9.0	1,430
	84D2 3.5m	6.0	2,760	5.0~8.0	13,000	5.0~8.0	13,000
				5.0~10.0	7,220	6.5~10.0	5,050
				5.0~12.0	6,070	6.0~12.0	5,200
	84D3 5.1m	7.0	963	6.0~9.0	6,500	7.5~9.0	3,250
				6.0~11.0	3,620	7.5~11.0	2,530
				6.0~13.0	2,770	8.0~13.0	2,180

ポアソン比は0.3と仮定

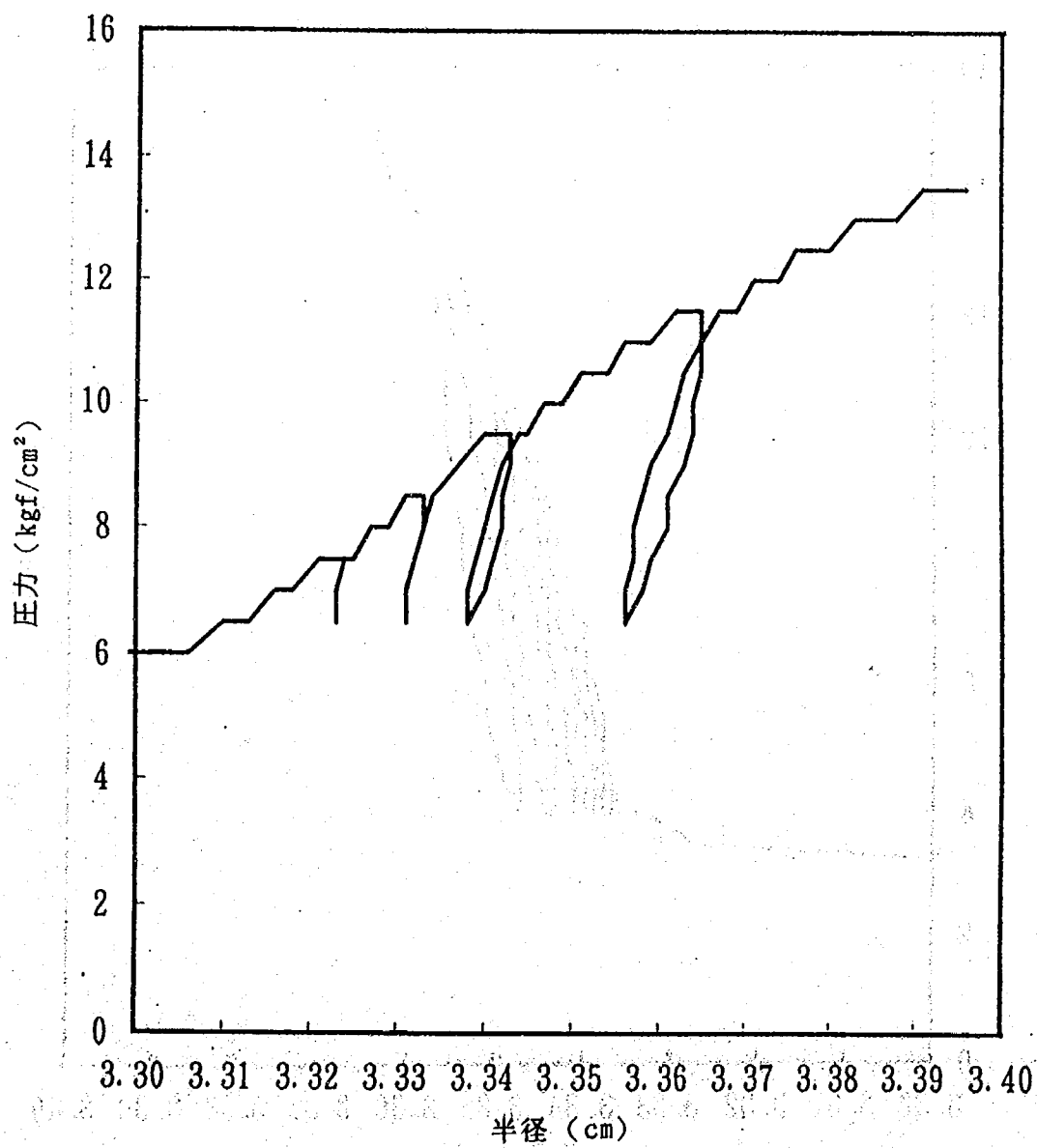


図-13 No. 84+10.75m地点上半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84U1: 深さ2.1m)

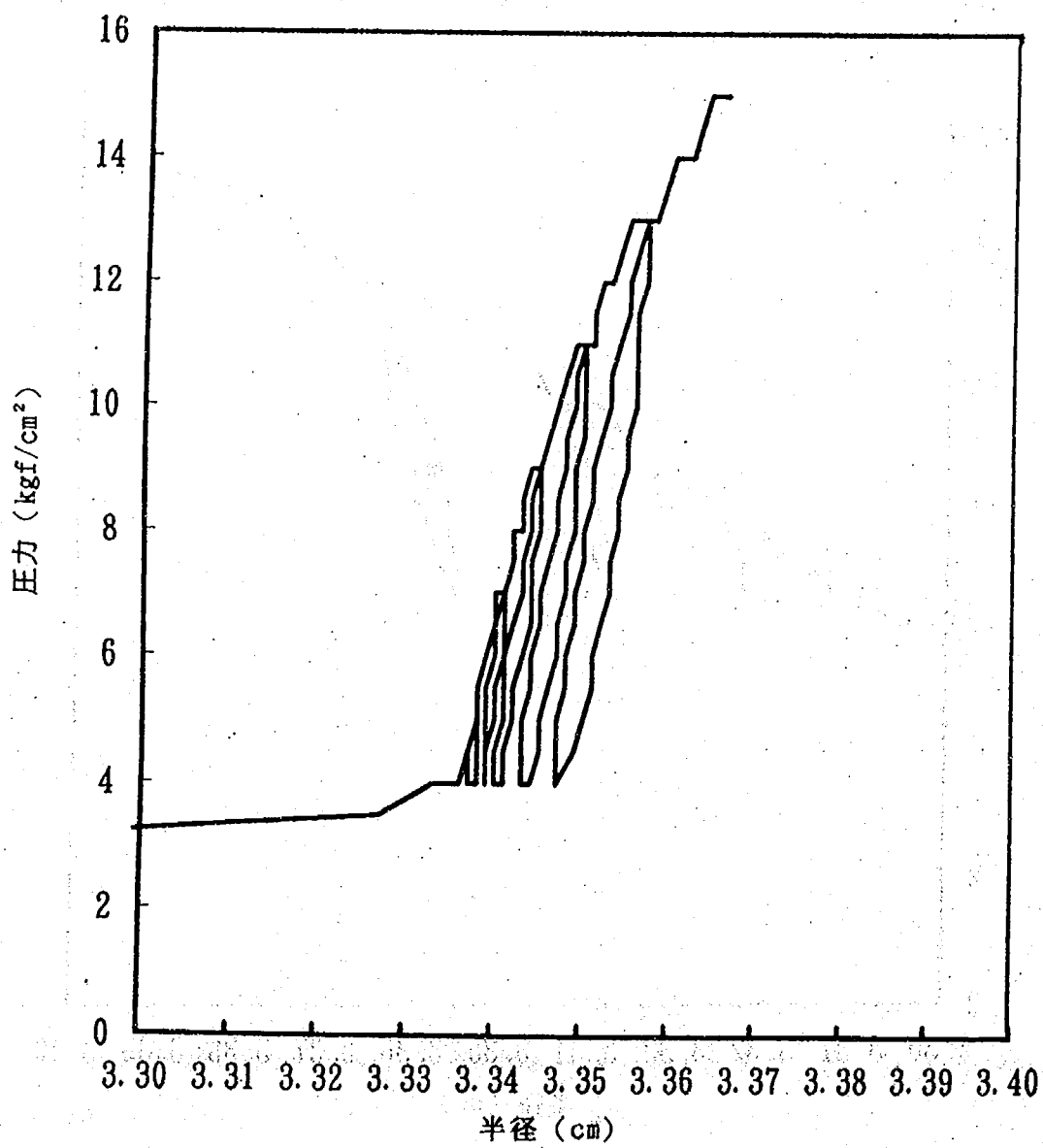


図-14 No. 84+10.75m地点上半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84U2: 深さ3.6m)

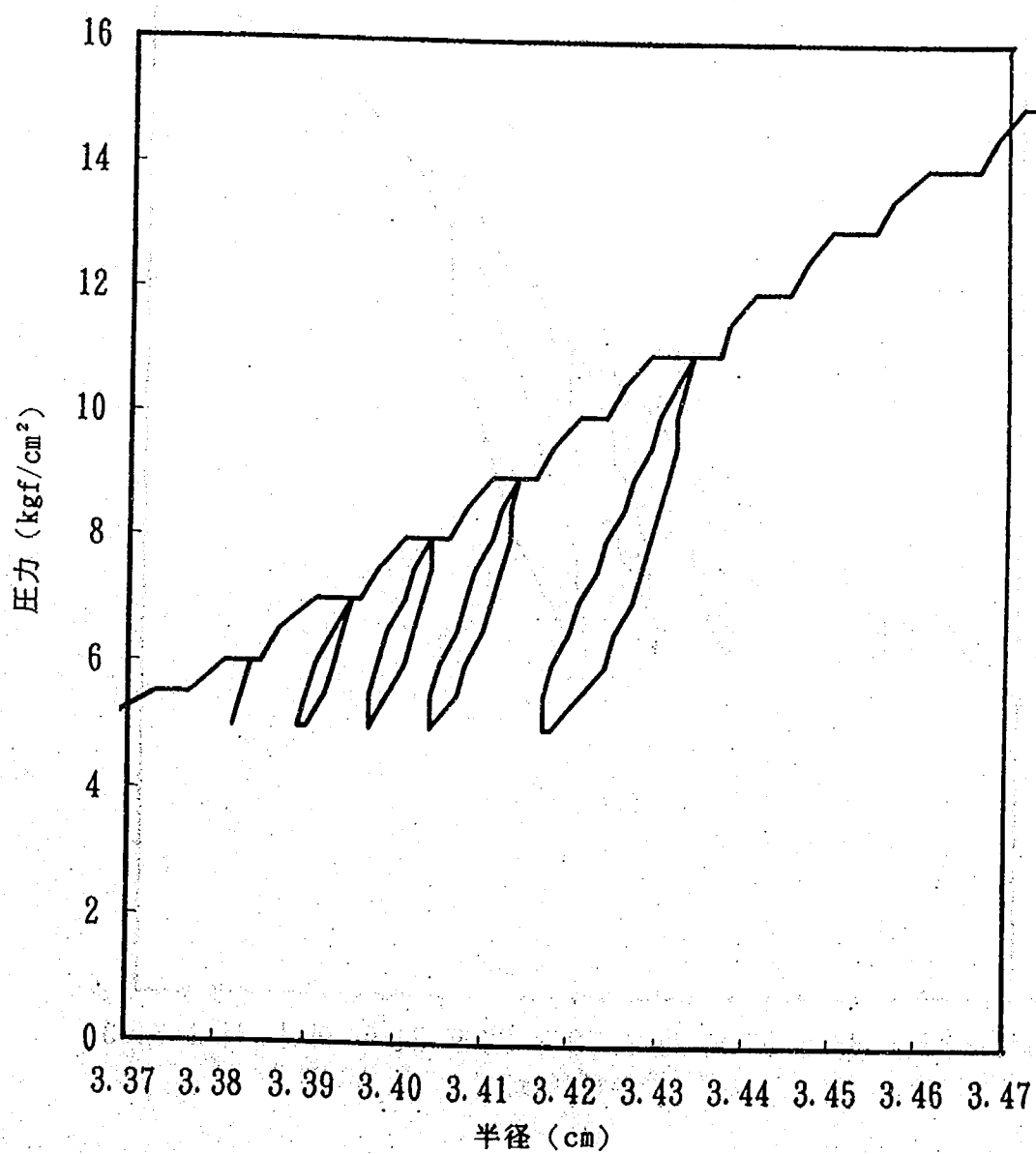


図-15 No. 84+10.75m地点上半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84U3 : 深さ5.1m)

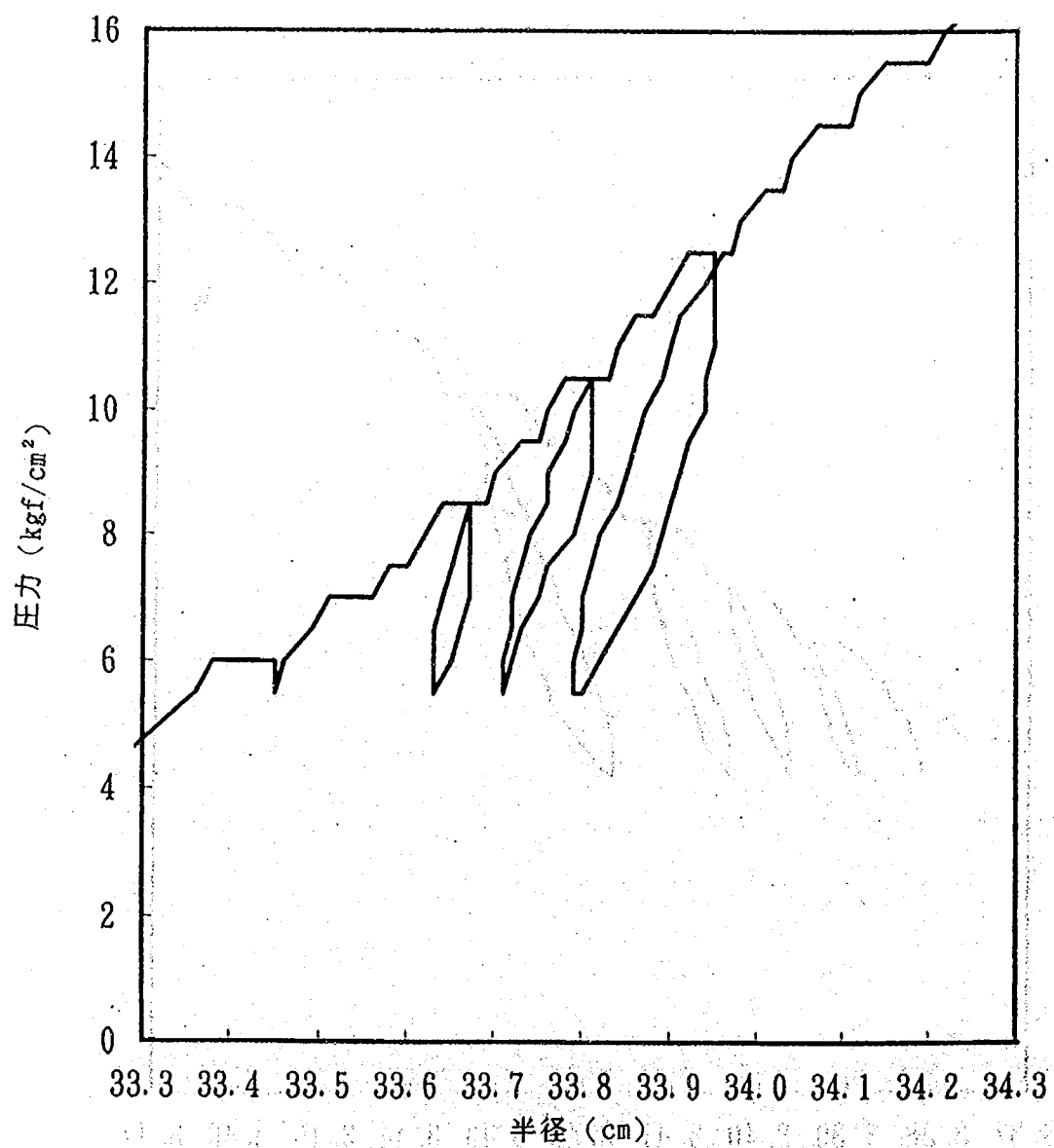


図-16 No. 84+10.75m地点下半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84D1: 深さ2.0m)

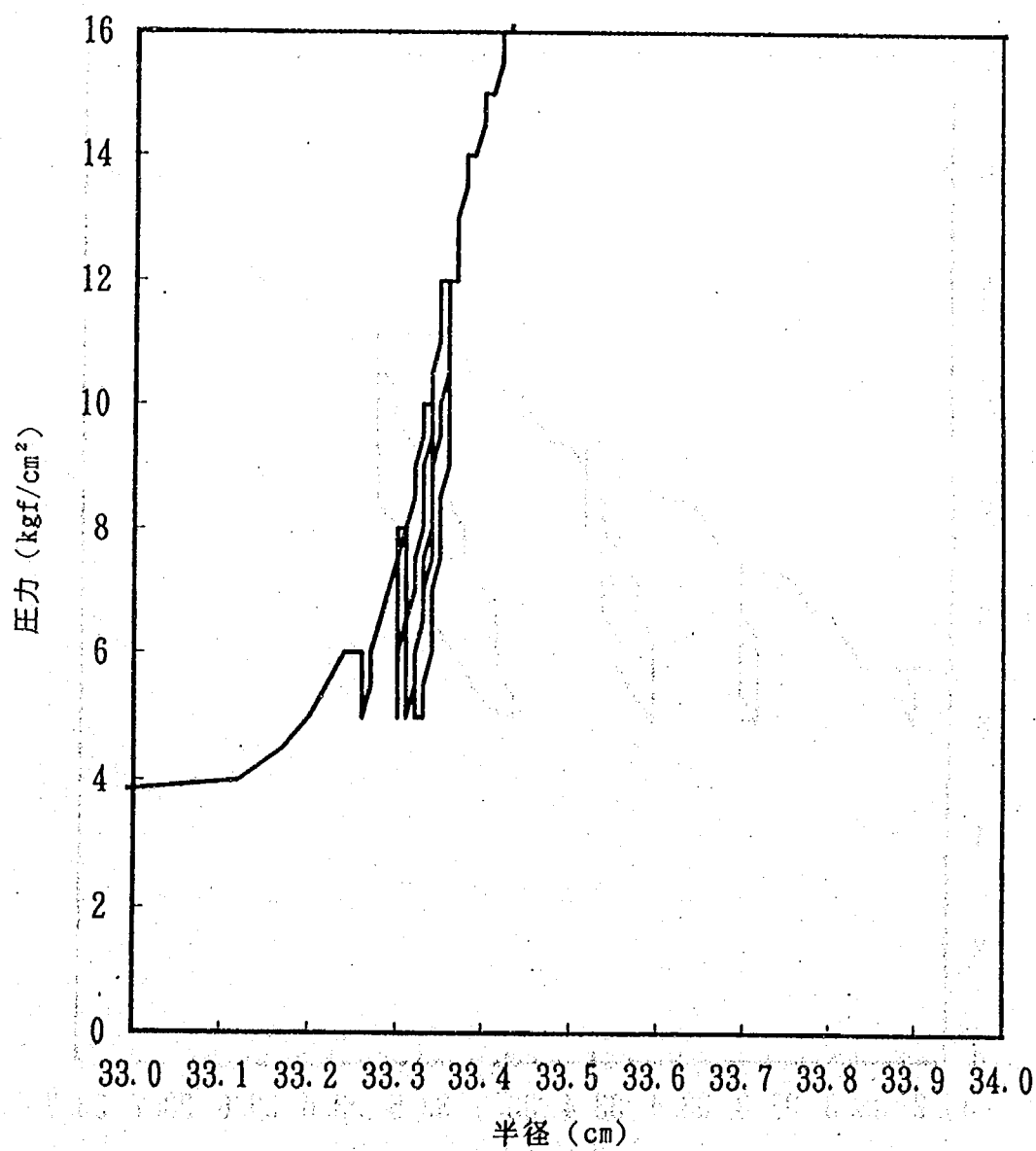


図-17 No. 84+10.75m地点下半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84D2 : 深さ3.5m)

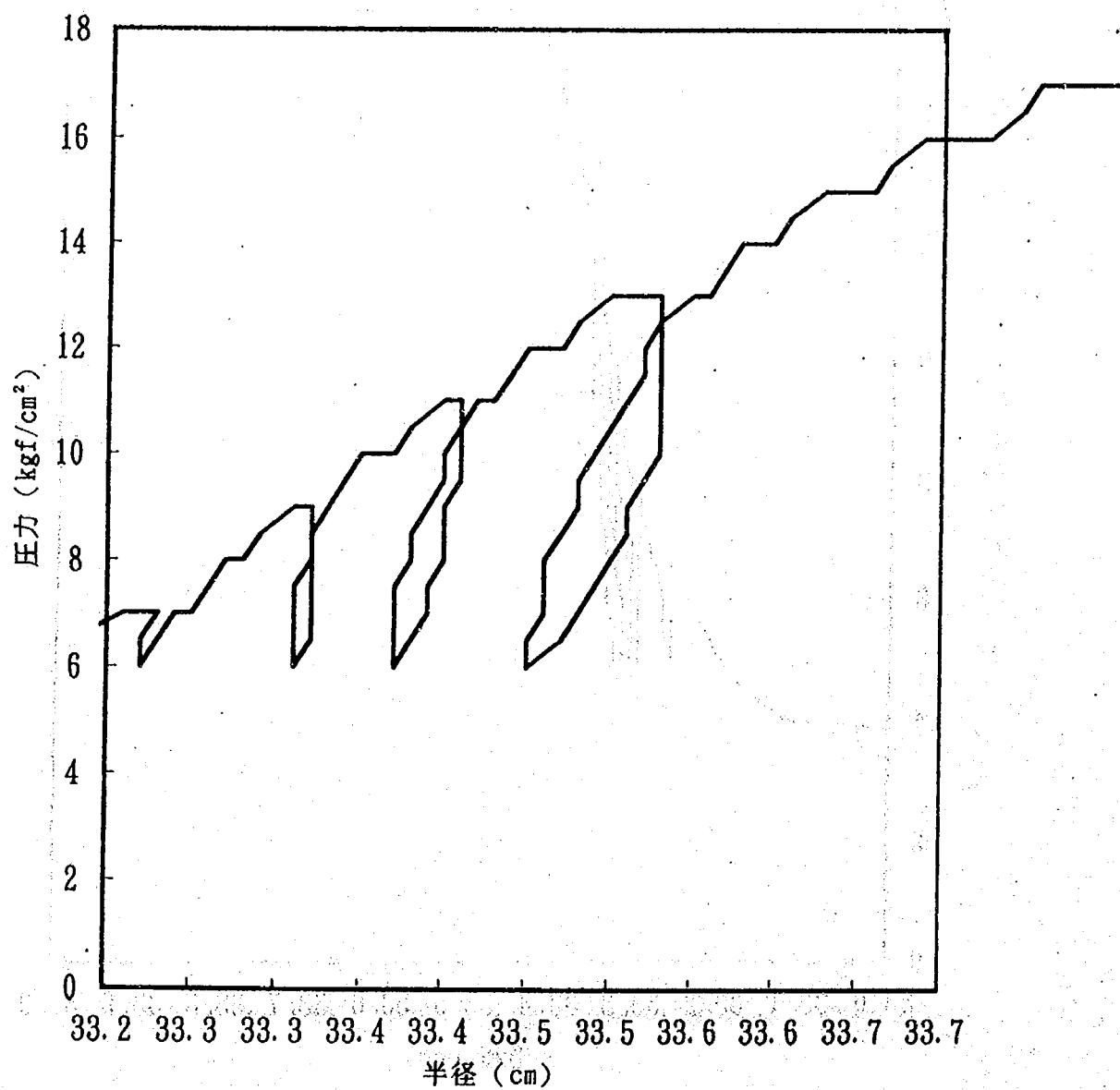


図-18 No. 84+10.75m地点下半断面におけるボーリング孔内水平載荷試験結果
(84D3: 深さ5.1m)

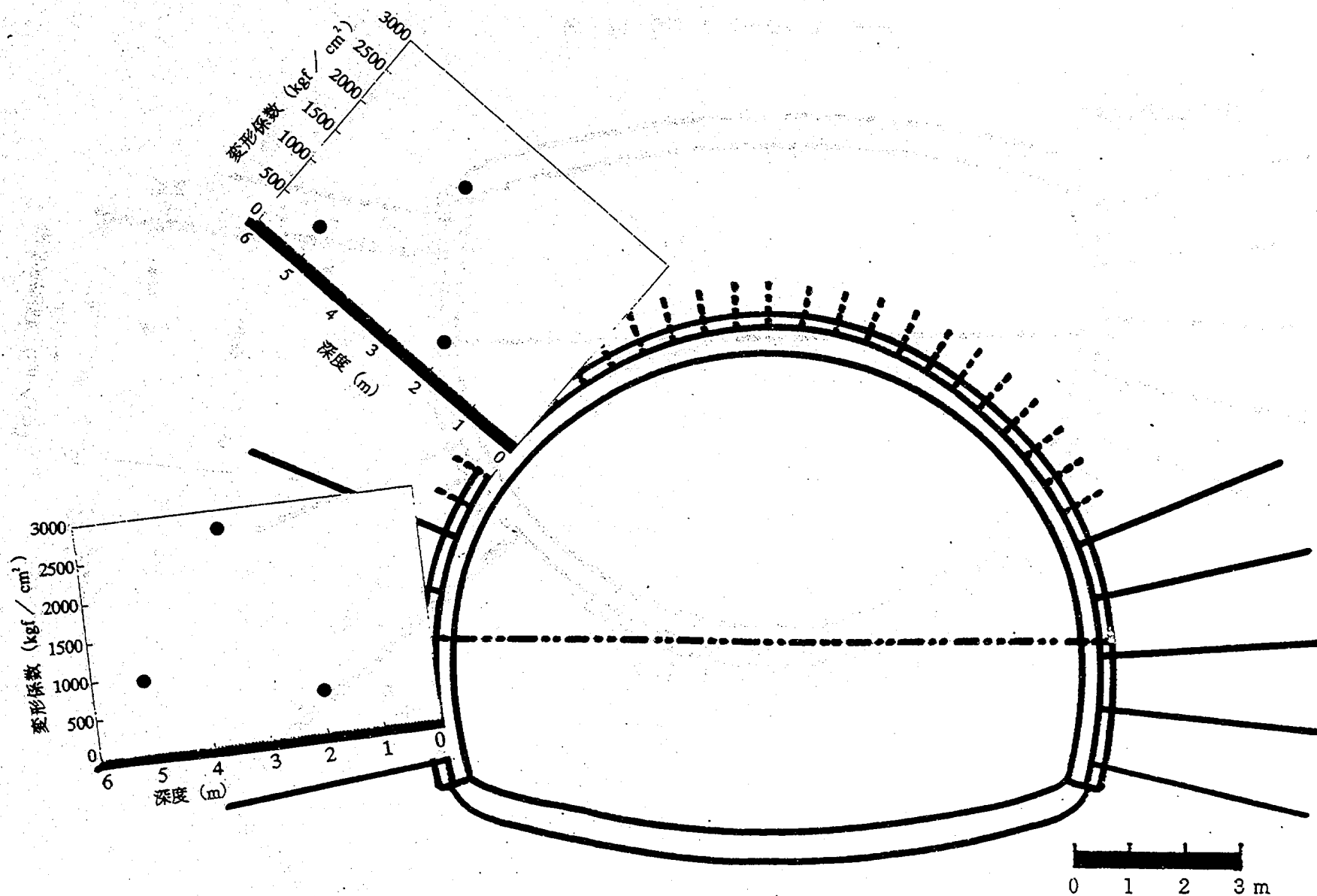


図-19 変形係数の深度分布

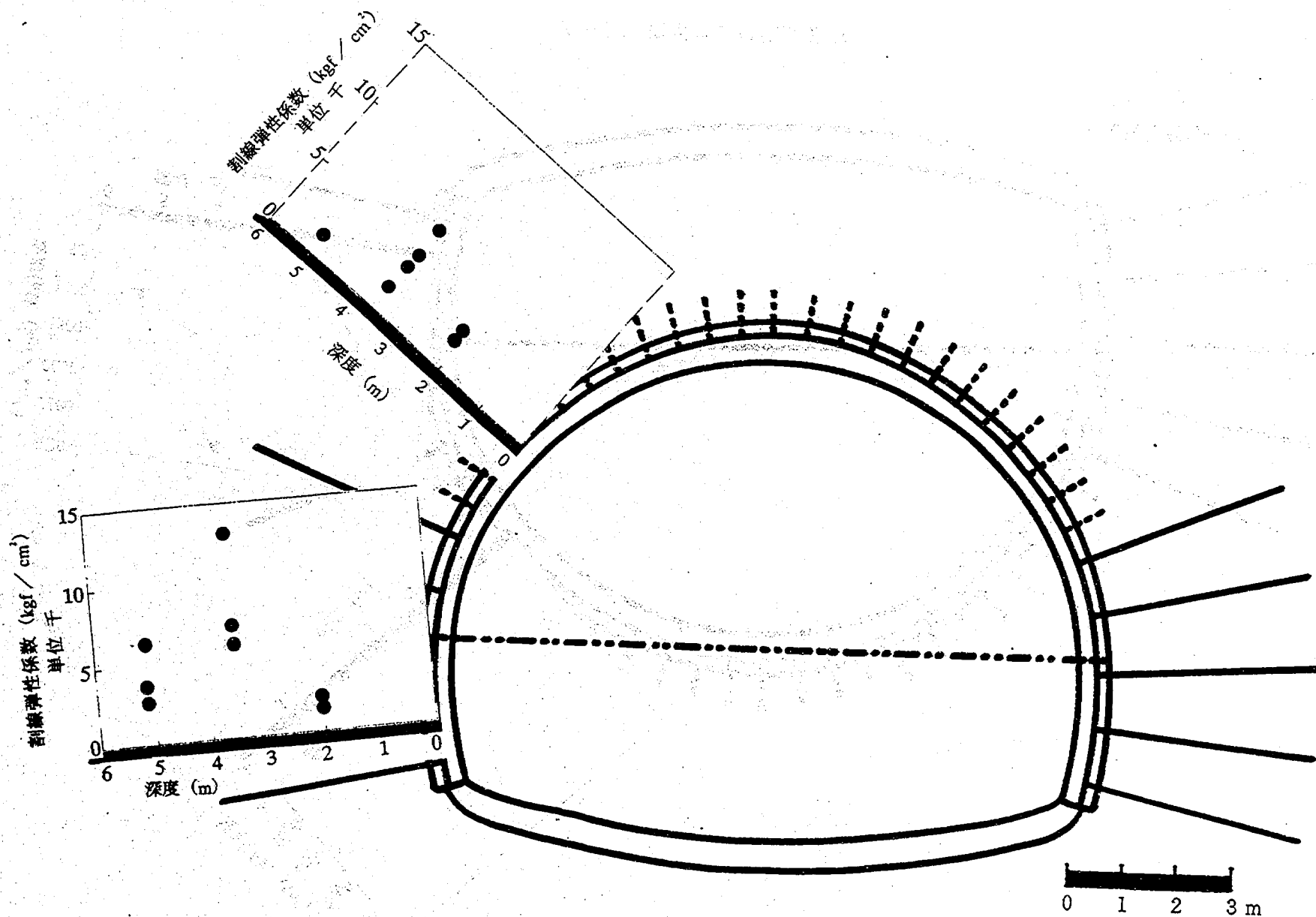


図-20 割線弾性係数の深度分布

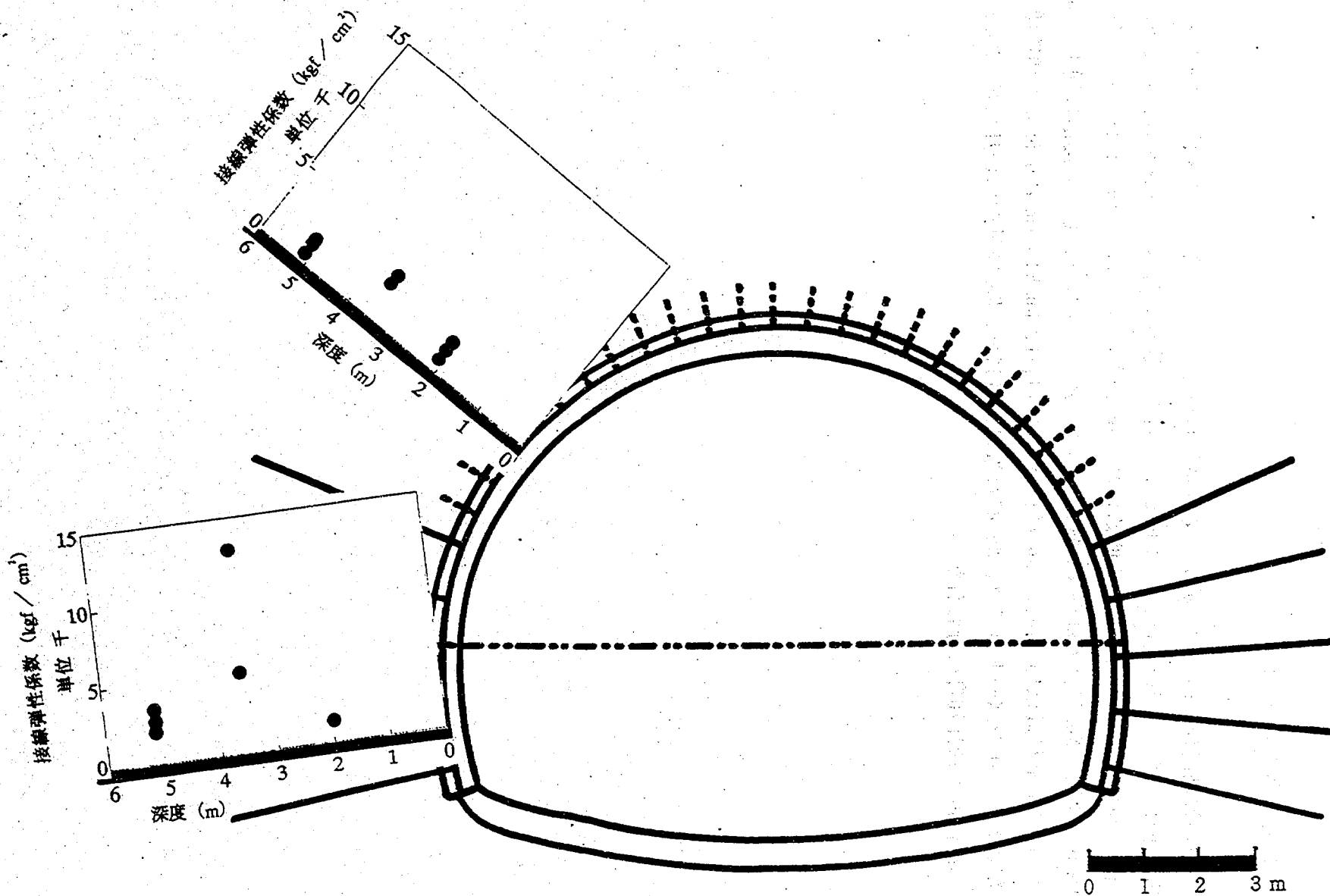


図-21 接線弾性係数の深度分布

3.3 地山応力計測結果と掘削工程、降雨状況及びトンネル周辺地山・坑内計測結果との比較

3.3.1 トンネル掘削工程

トンネルの掘削工程を図-22に示す。7月に坑口付けを行った後、8月3日より上半断面の掘削が開始され、8月31日にNo. 84+10.75m付近に達し、No. 86付近を9月14日に通過した。下半断面の掘削は10月4日より開始され、No. 84+10.7m付近を10月6日、No. 85付近は10月6～7日、No. 86付近は10月9日に掘削された。インバート部分の掘削は逆方向から進められ、No. 86付近は10月14日、No. 85付近は10月17日、No. 84+10.75m付近は10月18日に掘削された。インバート打設は、No. 86付近は10月17日、No. 85付近は10月19日、No. 84+10.75m付近は10月20日に行われた。

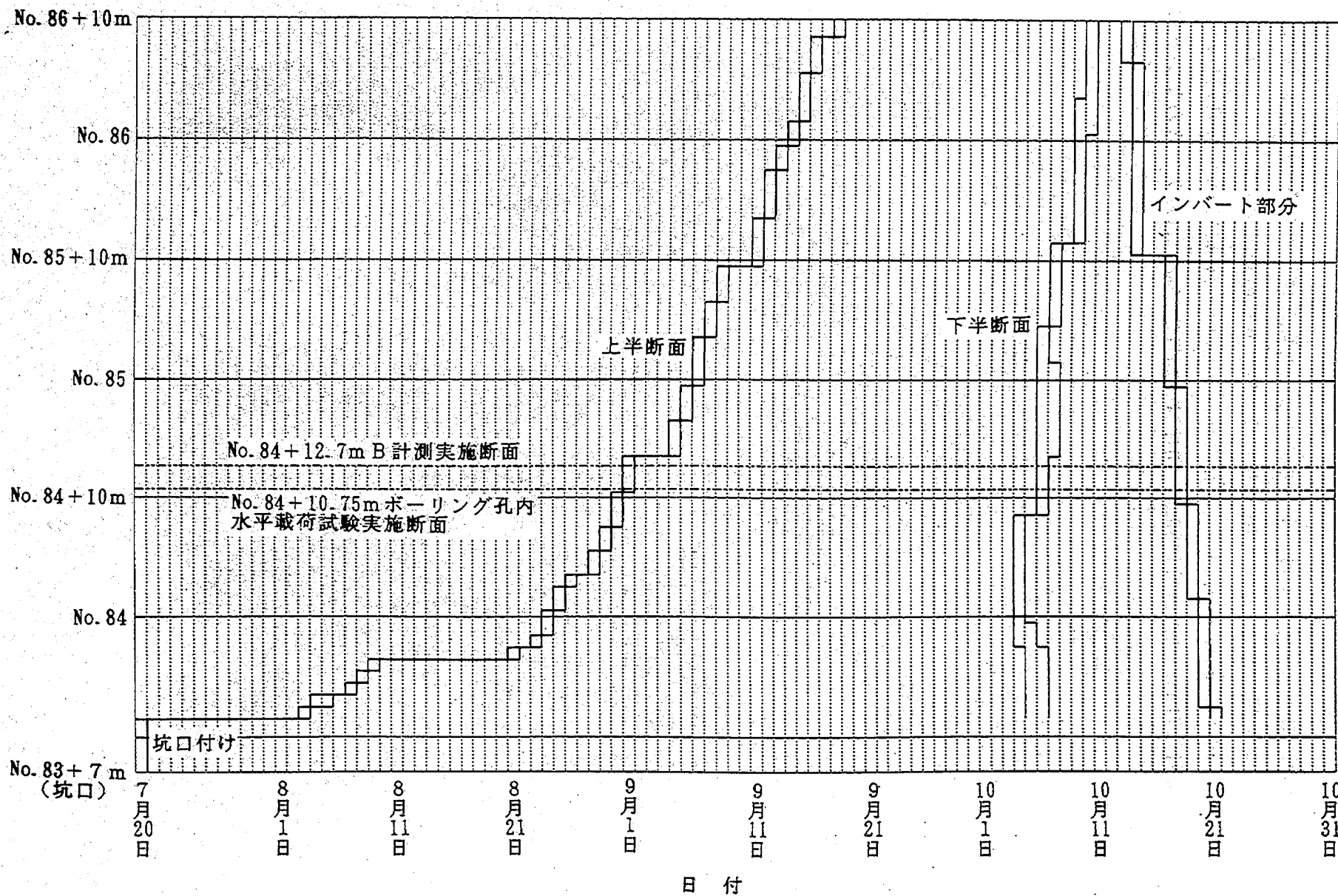


図-22 身延トンネル掘削工程

3.3.2 降雨状況

トンネル付近の降雨の記録としては、トンネルより約2km北に位置する道路管理用の建設省テレメーターの記録がある。図-23に8月21日～11月9日の降雨記録を示す。主な降雨としては、8月30日に10mm、9月14～15日に9mm、9月16～17日に115mm、9月24日に42mm、10月1～2日に71mm、10月8日に36mm、10月24～25日に19mm、11月7～8日に48mmの降雨があった。

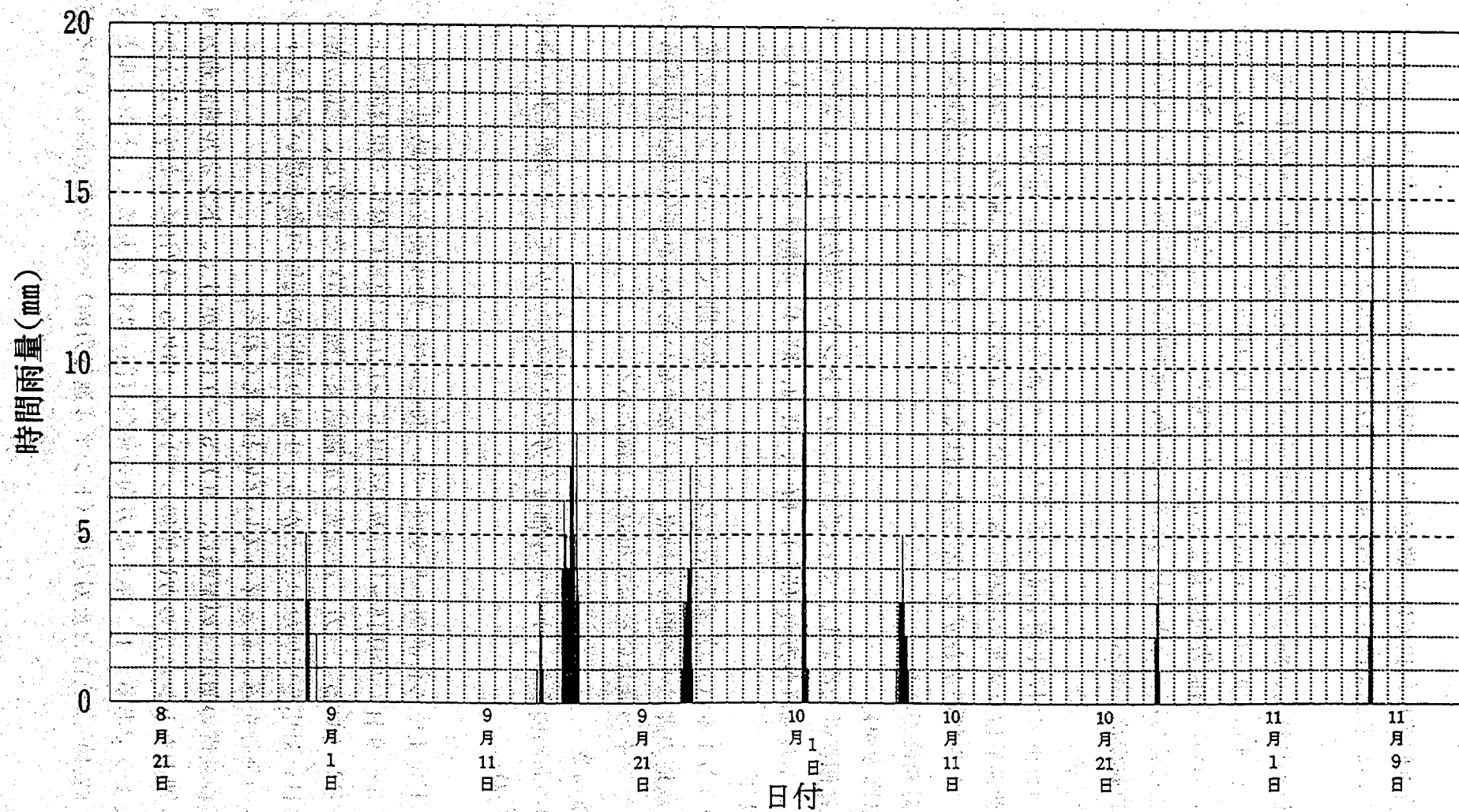


図-23 身延トンネル付近の降雨状況（トンネルより約2km北の建設省甲府工事事務所古
屋敷テレメーターによる）

3.3.3 トンネル坑口周辺地山での計測結果

トンネルの清水側坑口周辺では、前述のように甲府工事事務所が地山や送電線鉄塔の変状を監視するための計測を行っている。計測項目及び位置は次の通りである（図-24）。

(1) 地中変位

トンネル坑口より33mのNo. 85の直上に鉛直ボーリング孔を掘削して変位計を設置し、深さ2m (D1-1)、4m (D1-2)、6m (D1-3)、8m (D1-4)、10m (D1-5)、12m (D1-6)の6深度において鉛直方向の変位を計測している。基準点は計測ボーリング孔位置の地表である。この点は不動点とは見なせないため、計測値は絶対変位ではなく地表に対する土塊内部の相対変位である。

(2) 斜面方向の変位

トンネル坑口付近の斜面に伸縮計を設置して、斜面方向の変位量を計測している（G-1、G-2、G-3）。伸縮計は立木等の関係で3つに分割している。方向は概ねトンネル軸方向に平行である。これも端部が必ずしも不動点とは見なせないため、計測値は絶対変位ではなく斜面内の相対変位である。

(3) 送電線鉄塔脚の傾斜

鉄塔の各脚に傾斜計を設置し、それぞれについてトンネル軸方向（KX-1、KX-2、KX-3、KX-4）及びトンネル軸直角方向（KY-1、KY-2、KY-3、KY-4）の傾斜を測定している。

(4) 鉄塔脚の沈下

鉄塔の脚のうち1本（S-1）を基準として、他の3本の脚（S-2、S-3、S-4）の沈下を計測している。鉄塔の脚はどの脚も不動点とは見なせないため、計測値は絶対沈下量でなく、鉄塔各脚の不等沈下の度合いを示す相対沈下量である。

(5) 鉄塔脚の根開き

鉄塔の脚間の間隔のうち、トンネル軸直角方向のものについて、その変化量を計測している（J-1、J-2）。

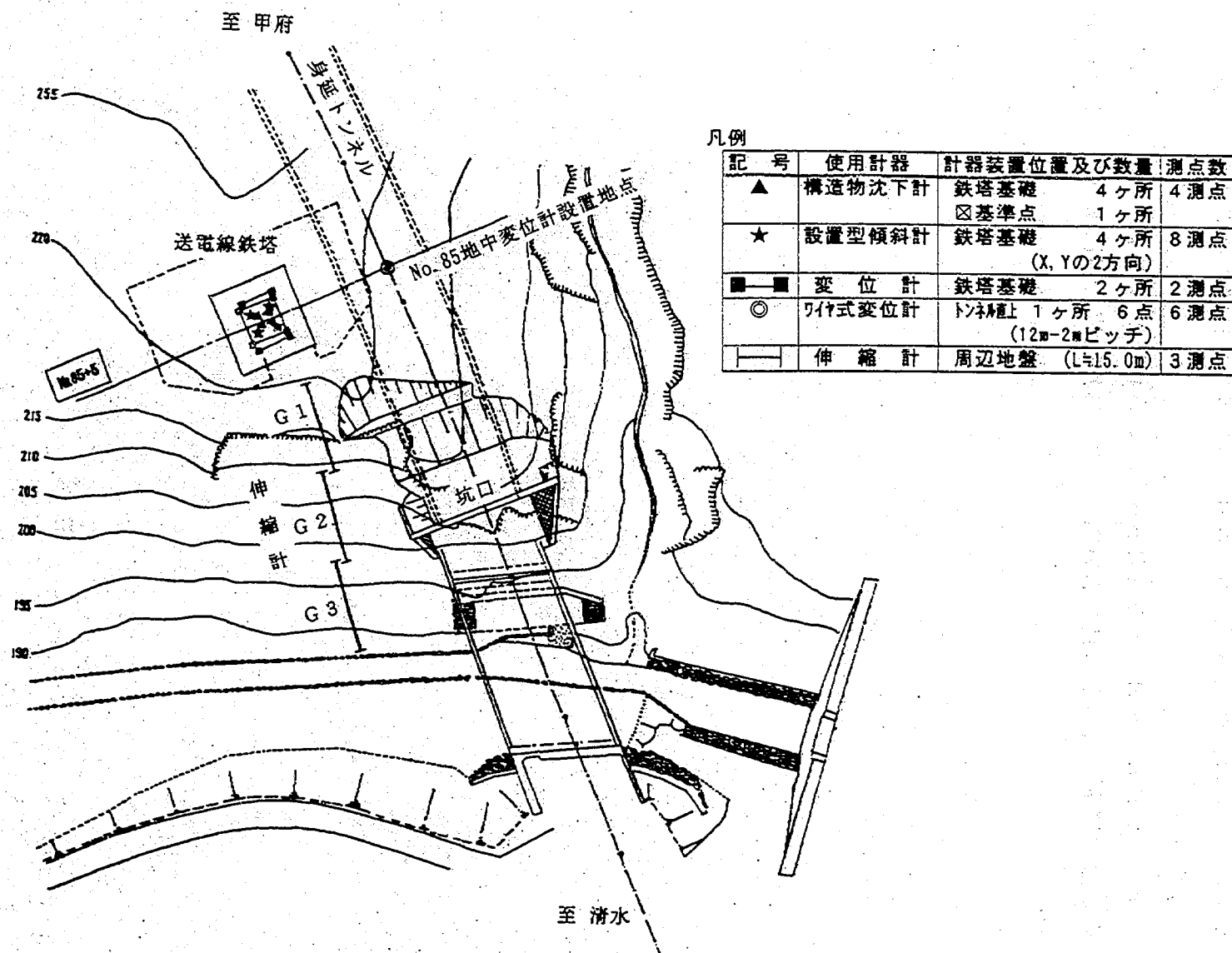
9月～11月上旬までの各計測結果を図-25～30に示す。地中変位計測結果（図-25）を見ると、9月5～9日、9月16～17日及び10月5～12日に地表に対して相対的に下方へ沈下する動きを示している。一方、地表変位計測結果（図-26）を見ると、変化が極めて緩やかで上記の日と対応していないことから、上記の期間の地盤の動きはいずれもトンネル坑口の方へ動きをほとんど伴っていないと考えられる。

また、送電線鉄塔の傾斜計の記録は、9月5～9日にかけて、トンネル軸直角方向（図-27）では各脚ともトンネルの方に傾斜している。10月5～12日にもわずかにトンネル方向に傾斜したようである。トンネル軸方向の傾斜（図-28）を見ると、トンネルと反対側の脚（KY-2、KY-3）が坑口と反対方向（トンネル進行方向）へ徐々に傾斜しているが、上

記期間に対応した変化は認められない。この動きを反映して、脚の沈下計測結果（図-29）では同期間に、トンネルと反対側の脚（S-2、S-3）がトンネル側の脚（S-1、S-4）に対して相対的に上昇している。

根開き（図-30）については全体的に0.1mm程度の変化であり、上記期間に対応した目立った変化は認め難い。これは各脚が剛なコンクリートスラブで連結されていることが影響していると考えられる。

以上のことから、9月5～9日の及び10月5～12日の変状はトンネル鉄塔からトンネル上にかけての地盤が清水側坑口から見て右方向、すなわち抑え盛土側に動いたものであると考えられる。

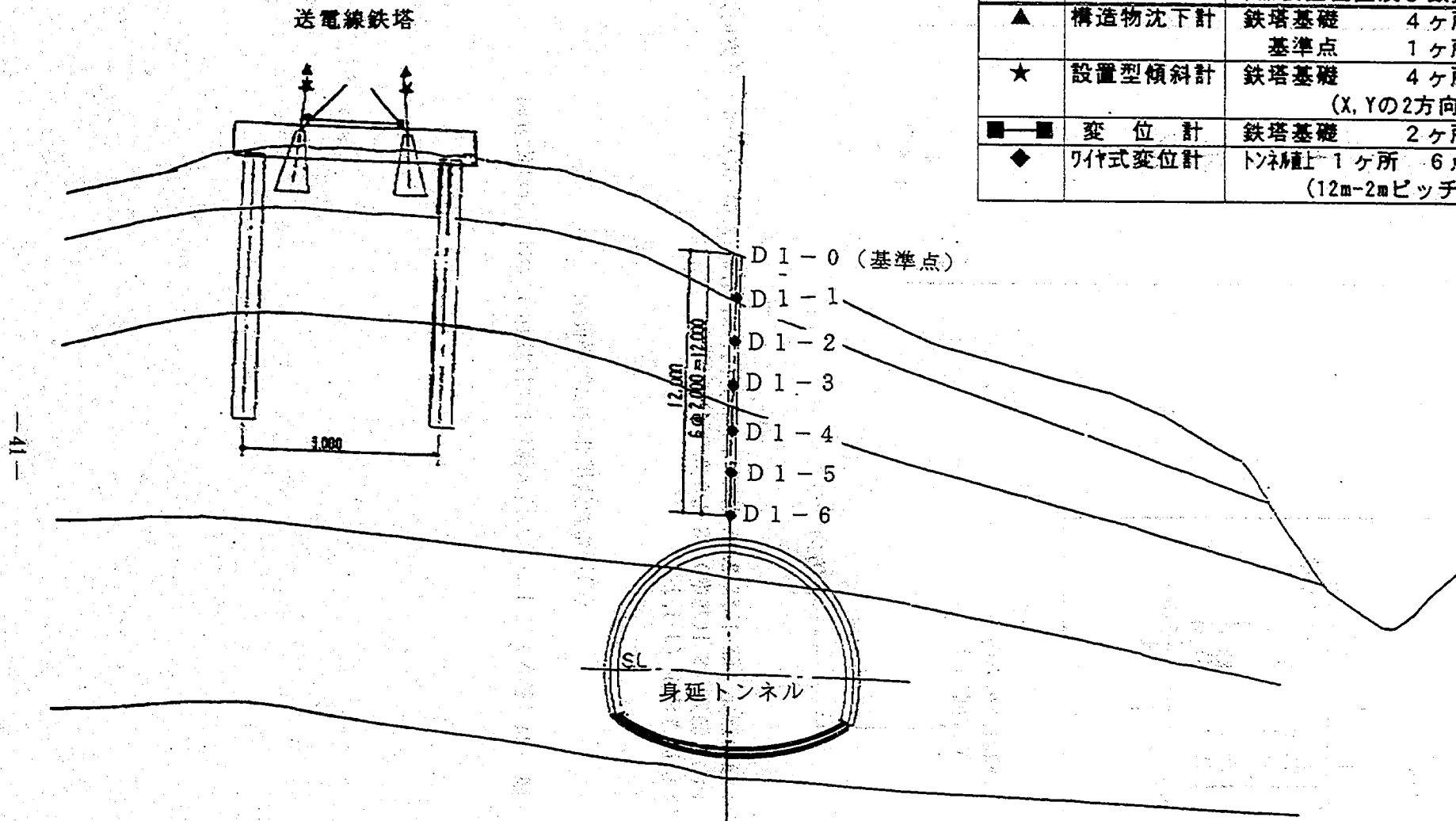


(a)全体平面図

図-24 トンネル清水側坑口周辺地山における計測位置図

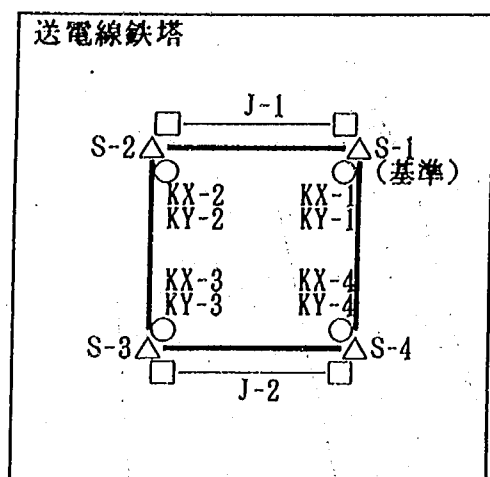
凡例

記号	使用計器	計器装置位置及び数量	測点数	
▲	構造物沈下計	鉄塔基礎 4ヶ所 基準点 1ヶ所	4測点	施工完了
★	設置型傾斜計	鉄塔基礎 4ヶ所 (X, Yの2方向)	8測点	
■—■	変位計	鉄塔基礎 2ヶ所	2測点	
◆	ワイヤ式変位計	トンネル上 1ヶ所 6点 (12m-2mピッチ)	6測点	



(b)地中変位計配置断面図

図-24 (続き) トンネル清水側坑口周辺地山における計測位置図



傾斜計の方向
Y方向(+)

X方向(+)

↑
甲府側

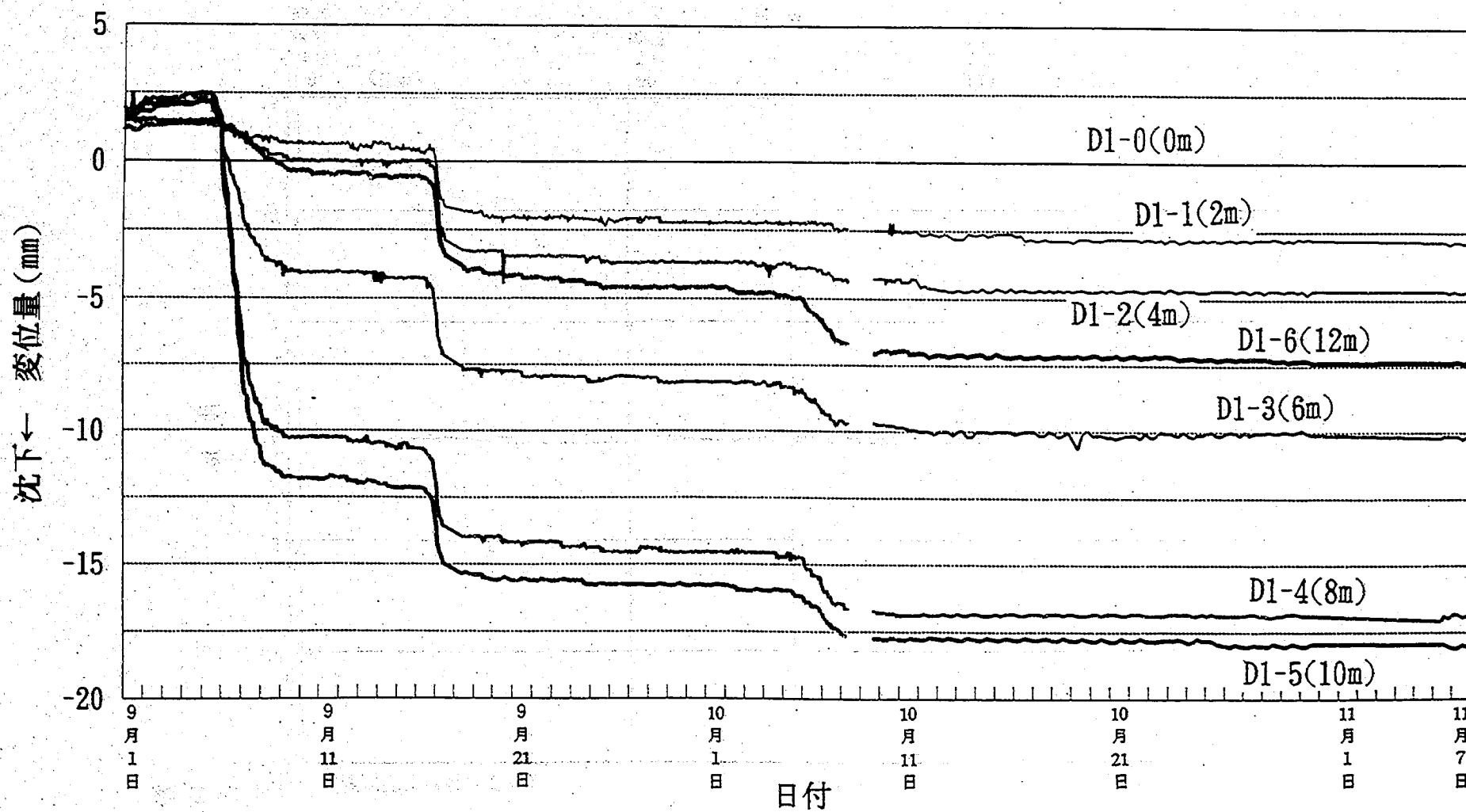
身延トンネル

↓
清水側

- : 傾斜測定 (KX-1, KX-2, KX-3, KX-4 : X方向、KY-1, KY-2, KY-3, KY-4 : Y方向)
- △ : 沈下測定 (S-1(基準)、S-2, S-3, S-4)
- : 根開き測定 (J-1, J-2)

(c)送電線鉄塔計測配置平面図

図-24(続き) トンネル清水側坑口周辺地山における計測位置図



計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-25 地中変位計測結果 (No. 85地点)

身延トンネル工事に伴う変状観計測

地すべり計経過グラフ

地表変位

—— G-1
 - - - G-2
 ——— G-3

変位量(mm)

(標点距離が開いて+)

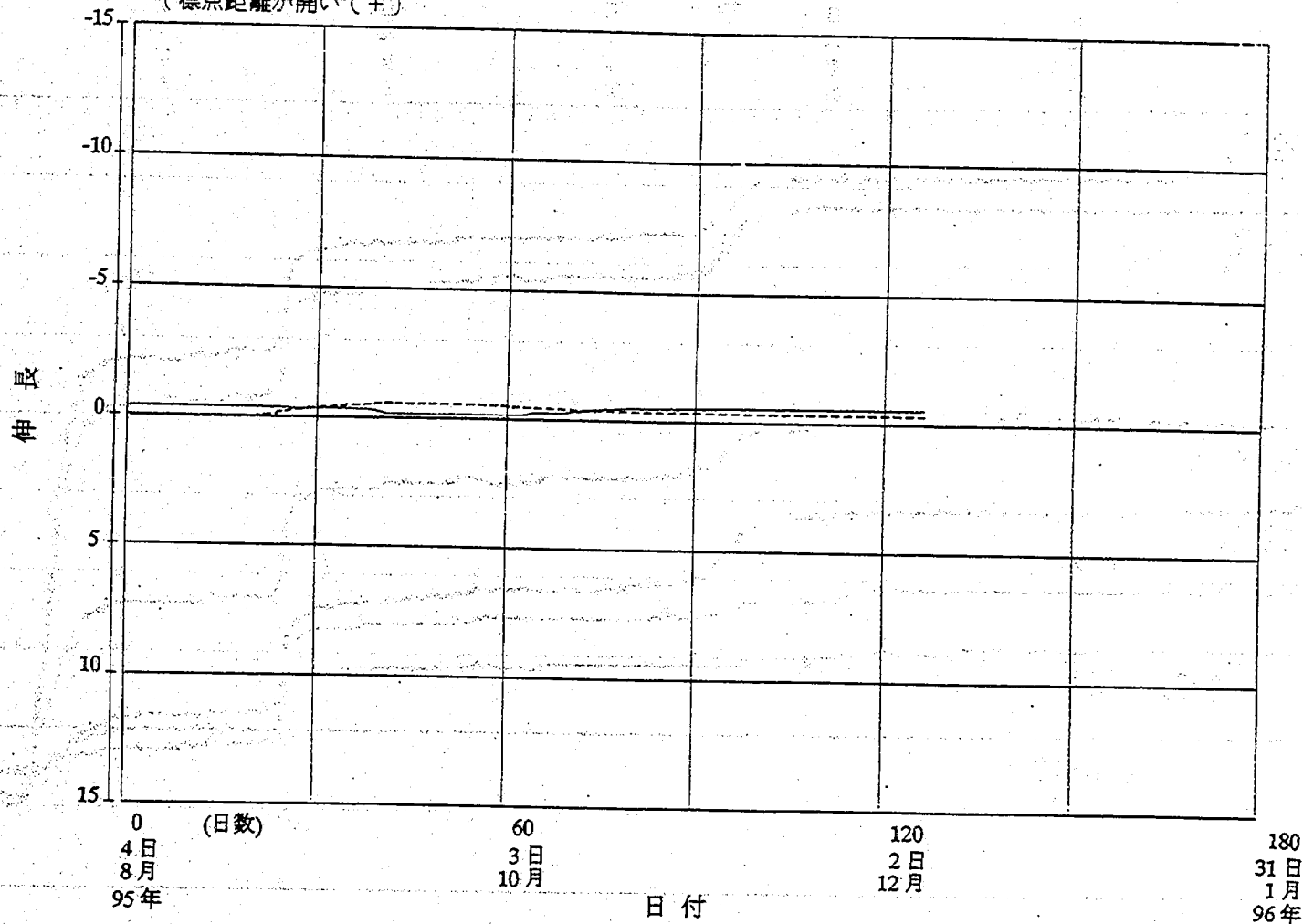


図-26 地表変位計測結果

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル工事に伴う変状態計測

傾斜量経過グラフ

送電線鉄塔脚の傾斜(トンネル軸直角方向)

—— KX-1
 - - - KX-2
 ——— KX-3
 ——— KX-4

傾斜(分)

(分)シールド側へ倒れて+

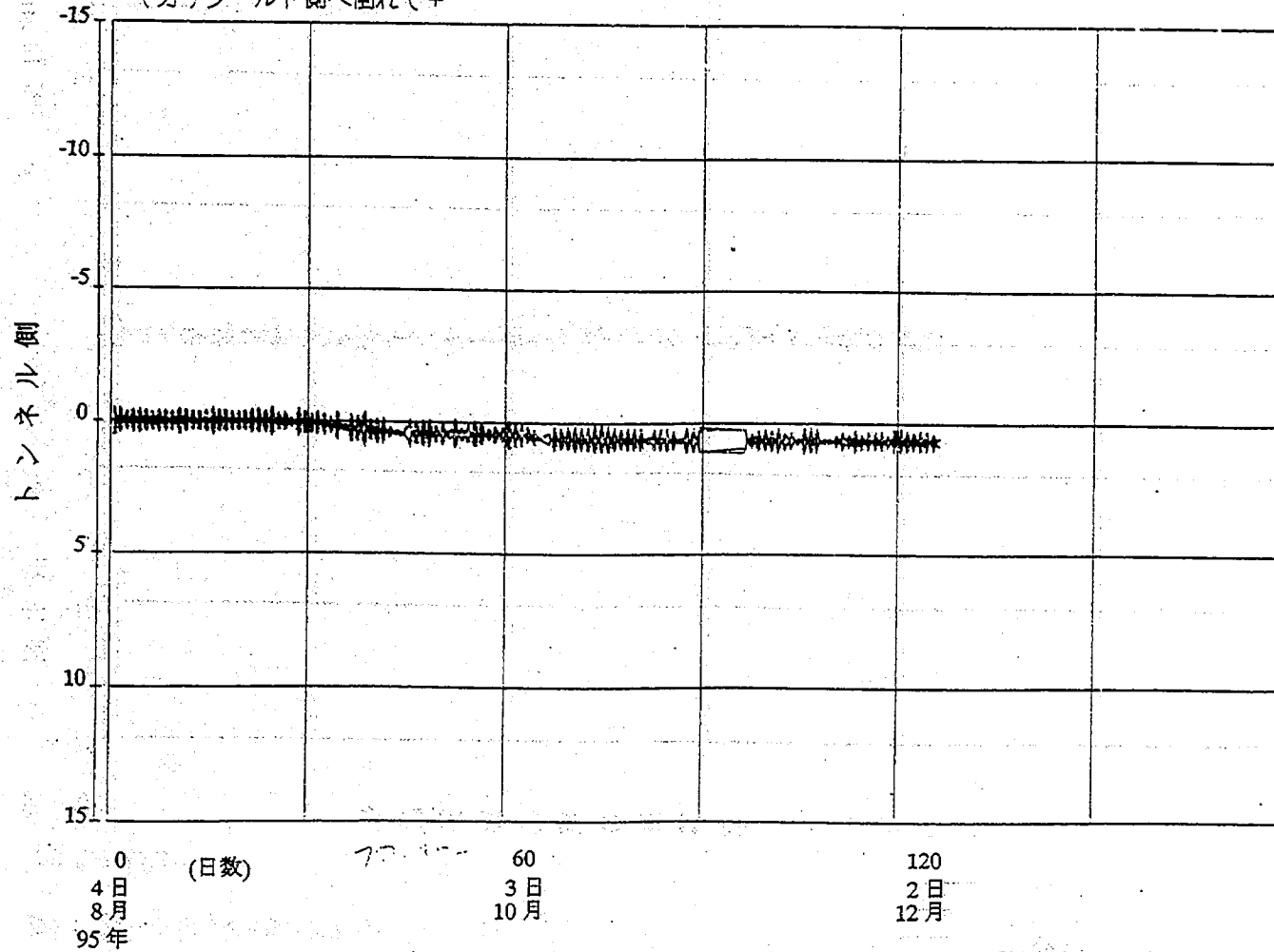


図-27 送電線鉄塔傾斜計測結果(トンネル軸直角方向)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル工事に伴う変状態計測

傾斜量経過グラフ

——— KY-1
 - - - - - KY-2
 ——— KY-3
 ——— KY-4

傾斜 (分)

送電線鉄塔脚の傾斜 (トンネル軸方向)

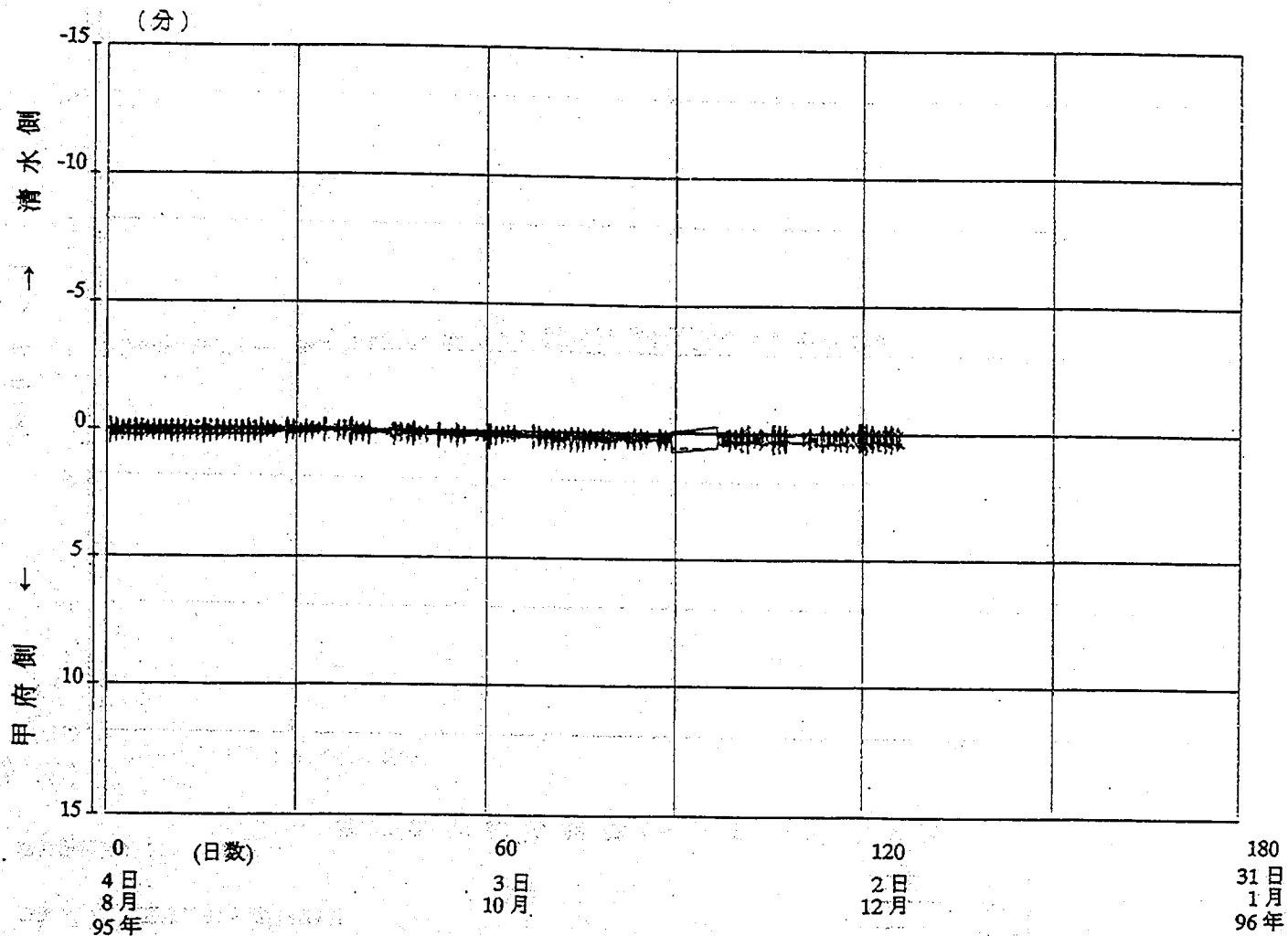


図-28 送電線鉄塔傾斜計測結果 (トンネル軸方向) 計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル工事に伴う変状態計測

— S-1
 --- S-2
 — S-3
 — S-4

相対沈下沈下量経過グラフ

相 対 沈 下 量 (mm)

送 電 線 鉄 塔 脚 の 相 対 沈 下 (S-1 基 準)

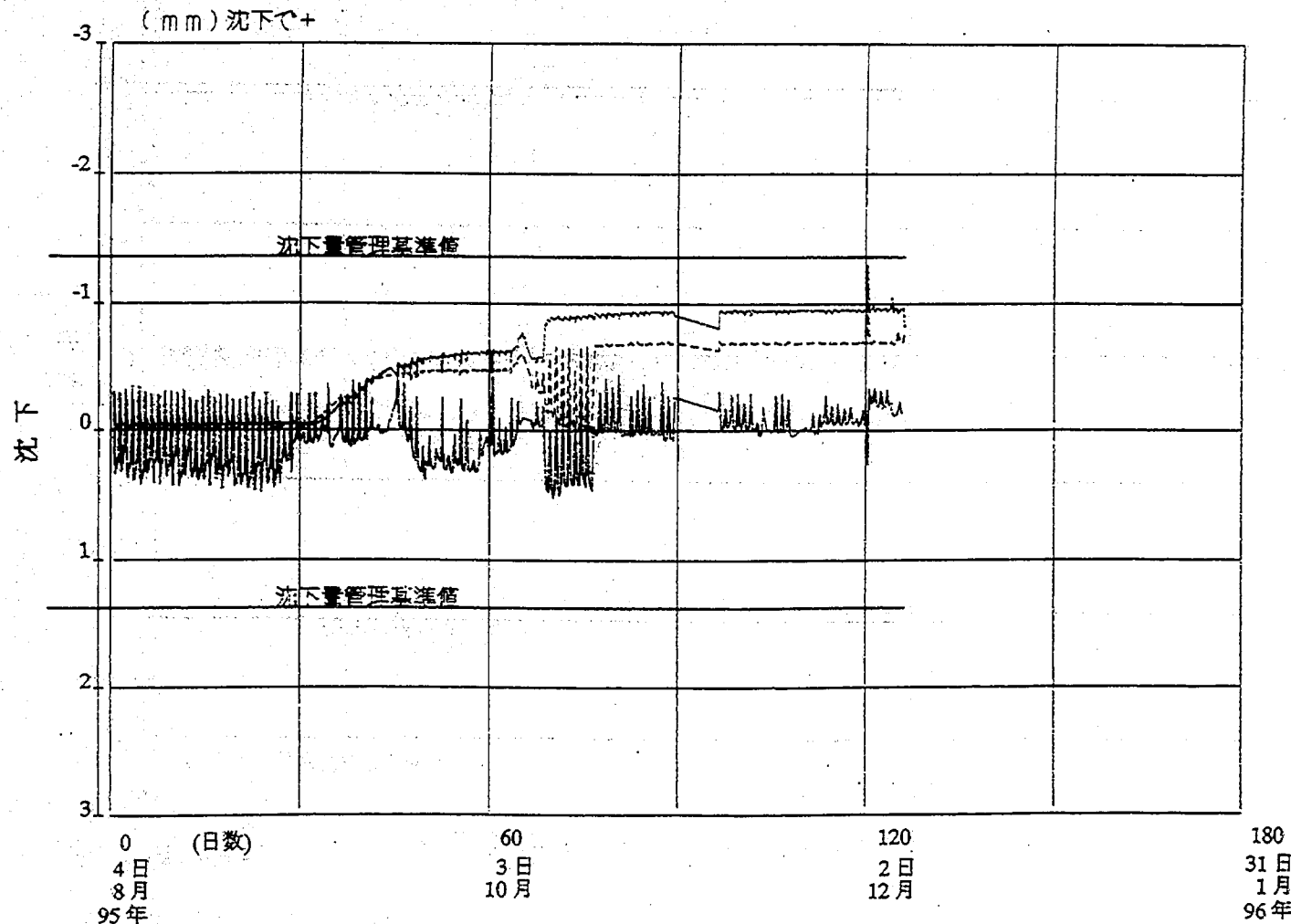


図-29 送電線鉄塔相対沈下計測結果 (S-1脚を基準)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル工事に伴う変状態計測

—— J-1
 - - - J-2

根開き量経過グラフ

送電線鉄塔脚間の根開き(トンネル軸直角方向)

変位量(mm)

(mm) 標点間が開いて+

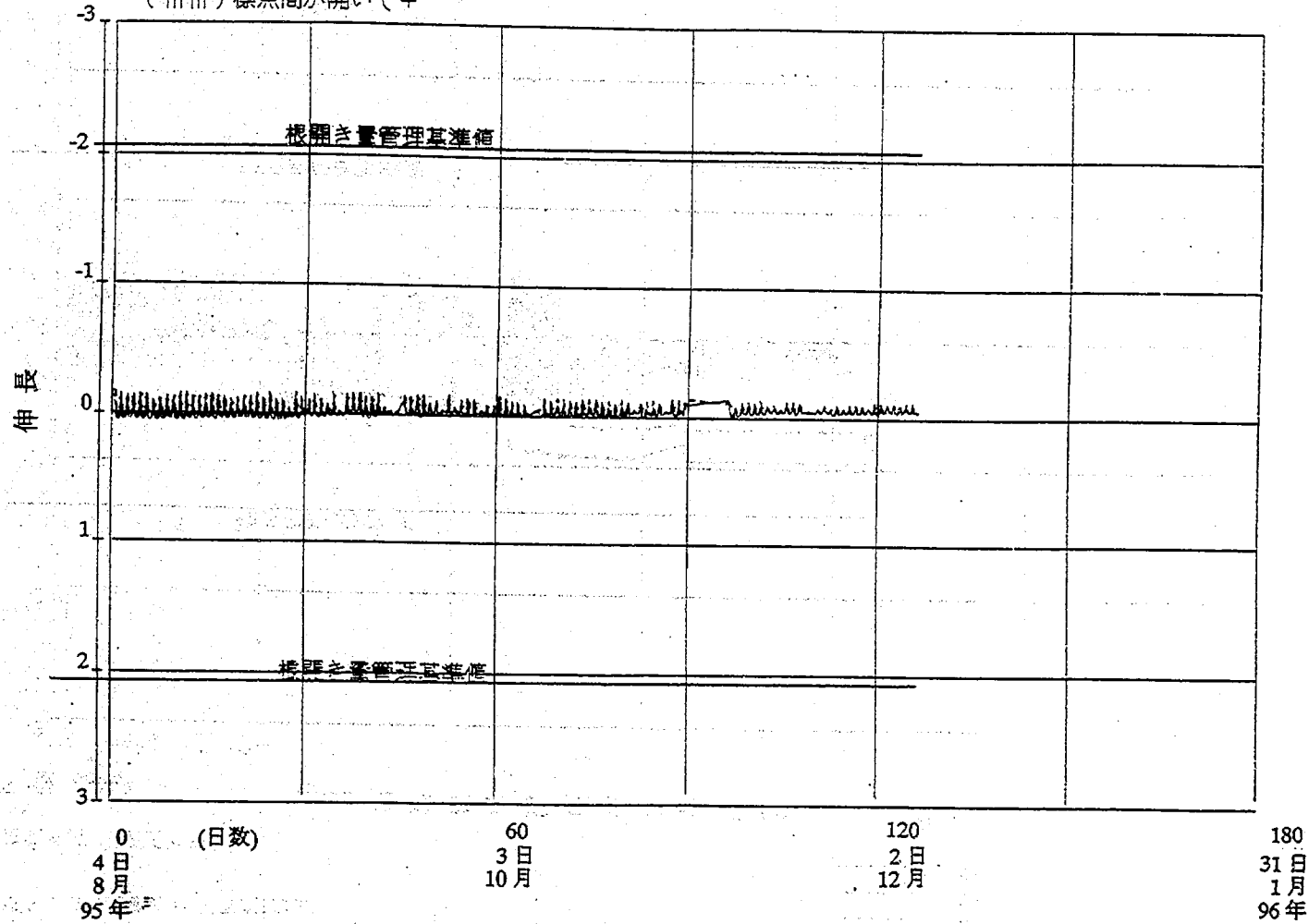


図-30 鉄塔脚間根開き計測結果

計測データは建設省甲府工事事務所による。

3.3.4 トンネル坑内計測結果

トンネル坑内においては、前述のように甲府工事事務所がトンネルの変状や坑壁周辺地山の緩みの状態を監視するためにA計測及びB計測を行った。A計測では、地すべり土塊を抜けるまでは10～10数mの間隔で計測断面を設けている。B計測では、地すべり土塊内ではNo. 84+12.7m地点に計測断面を設けている。項目及び位置は次の通りである（図-31）。

(1)天端沈下（A計測）

計測開始日からの天端の相対沈下を計測した。

(2)内空変位（A計測）

計測開始日からの内空各部分の相対変位を計測した。

(3)ロックボルト軸力（B計測）

坑壁垂直方向に埋設したロックボルトの軸力を深さ0.5m、1.35m、2.2m、3.05m、3.9mの5深度において計測している。計測位置はNo. 84+12.7m地点では4箇所（上半断面2箇所、下半断面2箇所）であった。

(4)地中変位（B計測）

坑壁垂直方向の変位を深さ0m、1m、2m、3m、4m、6mの6深度において、深さ8mの点を基準点として計測した。したがって、緩みの範囲が坑壁より8mまで達した場合には計測値は緩み領域内の相対変位である。計測位置はNo. 84+12.7m地点では4箇所（上半断面2箇所、下半断面2箇所）であった。

(5)地圧（B計測）

坑壁吹付コンクリート背面に働く坑壁垂直方向の土圧を計測した。計測位置はNo. 84+12.7m地点では5箇所（上半断面3箇所、下半断面2箇所）であった。

(6)吹付コンクリート応力（B計測）

坑壁吹付コンクリート内の坑壁方向の応力を計測している。計測位置はNo. 84+12.7m地点1断面につき5箇所（上半断面3箇所、下半断面2箇所）である。

11月上旬までの各計測結果を図-32～49に示す。

天端沈下及び内空変位を見ると、No. 84+13.0m地点（図-32）及びNo. 85地点（図-33）では、上半断面は掘削（8月31日及び9月6日）後に天端の沈下を中心とする変位が生じて2週間ほどで収束し、その後は下半断面掘削時も含めてほとんど変化がない。下半断面では掘削（10月6日及び10月6～7日）後に横方向に縮む変位が生じて数日～10日で収束した。一方、No. 85+10m地点（図-34）では、上半断面掘削時（9月11日）及び下半断面掘削時（10月7日）のほか、9月下旬にも若干の天端沈下を生じた（計測間隔が疎であるため日の特定はできない）。No. 86地点（図-35）では、上半断面掘削時（9月14日）及

び下半断面掘削時（10月9日）のほか、9月26～27日及び10月3～4日にも天端沈下が生じた。

No. 84+12.7m地点のロックボルト軸力計測結果を見ると、上半断面（図-37、38）では掘削後に変化が生じて2週間ほどで収束し、次に10月4～6日に変化が生じ、その後は変化が生じていない。下半断面（図-36、39）では、掘削から10日後の10月16日から変化が大きくなり始め、10日ほどで収束した。軸力の断面分布図（図-40）を見ると、地山応力計測を行った側（RB4、RB5）では、深さ3.05m、3.9mで0に近い圧縮力が働き、2.2mでほとんど0であることから、地山とロックボルトの付着が切れていない限り、この部分ではロックボルトに接する部分の地山が伸張しようとしていないことがわかる。また、0.5m、1.35mで引張り力が働いていることから、この部分ではロックボルトに接する部分の地山が伸張しようとしていることがわかる。反対側（RB1、RB2）においても、深さ3.05m、3.9mで0に近い圧縮力、0.5m、1.35m、2.2mで引っ張り力が働いており、深さに違いはあるものの、同様の傾向が現れている。

一方、地中変位計測結果を見ると、上半断面（図-42、43）では、上半断面掘削後に変位が生じて2週間ほどで収束している。次に10月4～6に変位が生じ、その後は変位を生じていない。下半断面（図-41、44）では、掘削から10日後の10月16日から変位が大きくなり始め、10日ほどで収束している。地中変位の断面分布図（図-45）を見ると、上半断面（DEM2、DEM4）ではロックボルト打設深度より深い6mまで変位が生じている。

地圧計測記録（図-46）は、上半断面側面（EP-2、EP-4）では掘削後増加し2週間ほどで横ばいに近い状態となるがその後も増減を繰り返している。天端（EP-3）は9月5日に最大となった後、増減を繰り返し収束している。また、下半断面のうち地山応力計測を行った側（EP-5）では掘削後2週間以上増加しその後横ばい～やや減少となっているが、反対側（EP-1）では掘削後1週間ほどで横ばいとなりその後減少に転じている。地圧の断面分布図（図-47）を見ると、上半断面、下半断面とも地山応力計測を行った側（EP-4、EP-5）の方が反対側（EP-1、EP-2）に比べて地圧がわずかに大きくなっている。この傾向は地圧が増加していく時期から認められる。

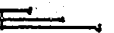
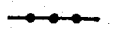
吹付コンクリート応力計測記録（図-48）から、上半断面では、地山応力計測を行った側（CON-4）で圧縮応力が生じているが、反対側（CON-2）及び天端（CON-3）で引張応力が生じた後に圧縮応力へ転じていることがわかる。圧縮応力の増加は天端（CON-3）及び地山応力計測を行った側（CON-4）では2週間、反対側の側面（CON-2）では1週間ほどで横ばいに近くなるが、その後も増減を繰り返し、特に天端では9月下旬～10月始めにかけて圧縮応力の上昇が起きている。その後の増減で目立つのは10月6日に3点とも圧縮応力が減少し、その後戻る変化が生じていることである。下半断面では、両側（CON-1及びCON-5）ともわずかに引張側で、両者の差も上半断面に比べると小さい。吹付コンクリート応力の断面分布図（図-49）を見ると、上半断面では地山応力計測を行った側（CON-4）の方が反

対側（CON-2）に比べて応力が圧縮側に大きくなっているが、下半断面では両側（CON-1及びCON-5）ともほぼ同じである。

トンネル坑内 B 計測

No.84 + 12.7m 地点

凡 例

測定項目	記号	使用計器	計測点数
地中変位測定		ワイヤ式 変位計	6m×5測点 4測線
ロックボルト軸力測定		ボルト軸力計	4m×5測点 4測線
覆工応力測定		地圧計 コンクリート 有効応力計	2測点×3ヶ所 (1ヶ所に付き接線、半径方向で行う)

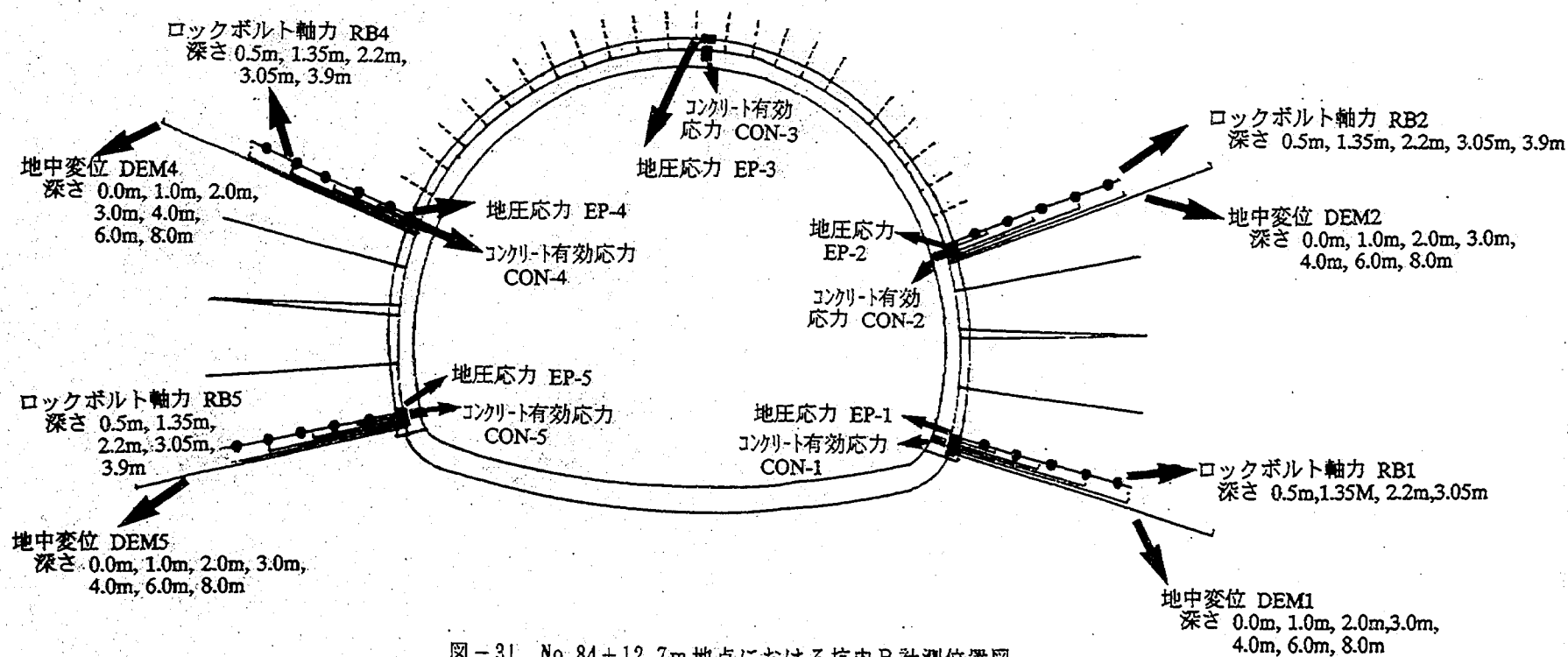
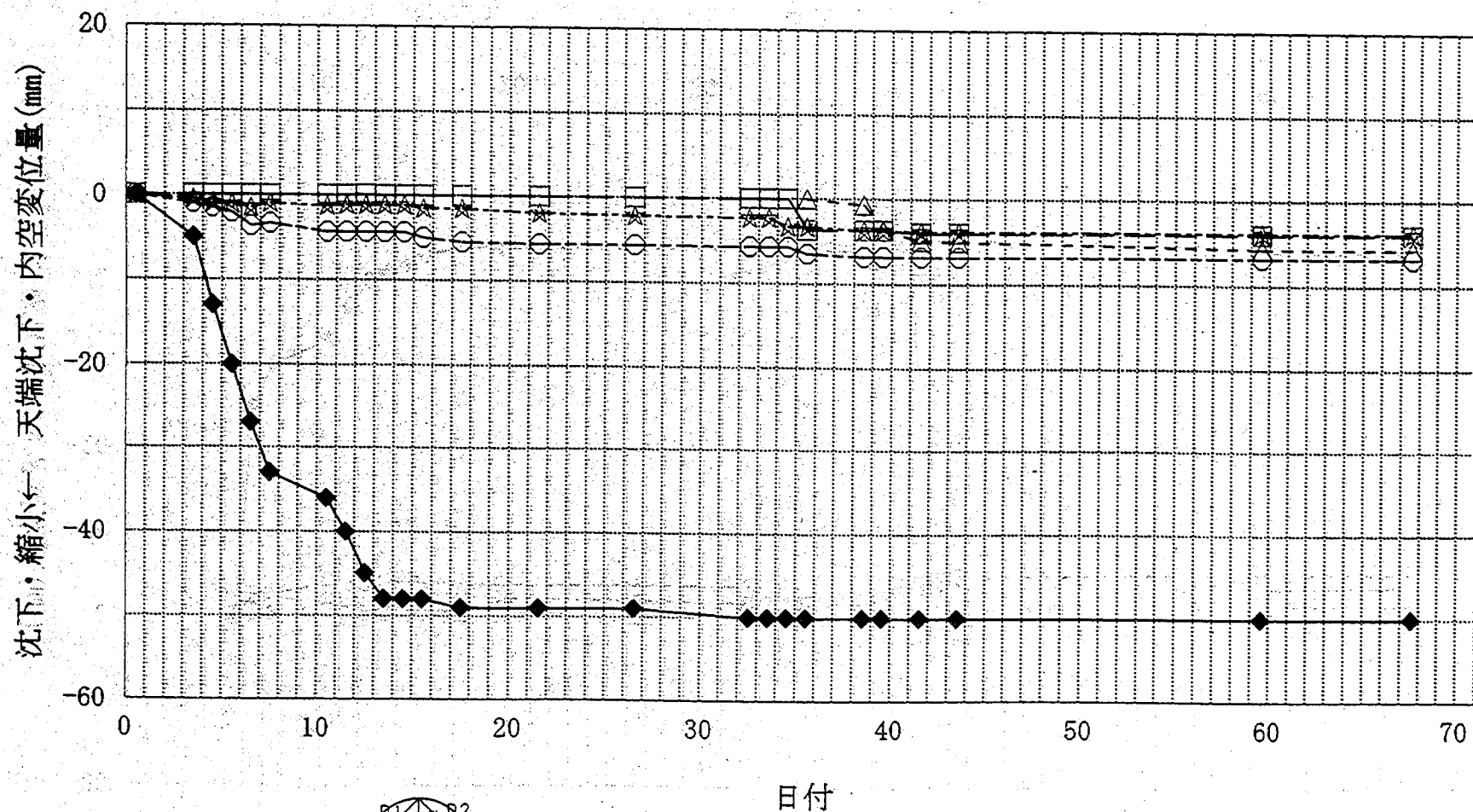


図-31 No.84+12.7m地点における坑内B計測位置図

身延トンネル：A計測 天端沈下・内空変位 (No. 84+13m)

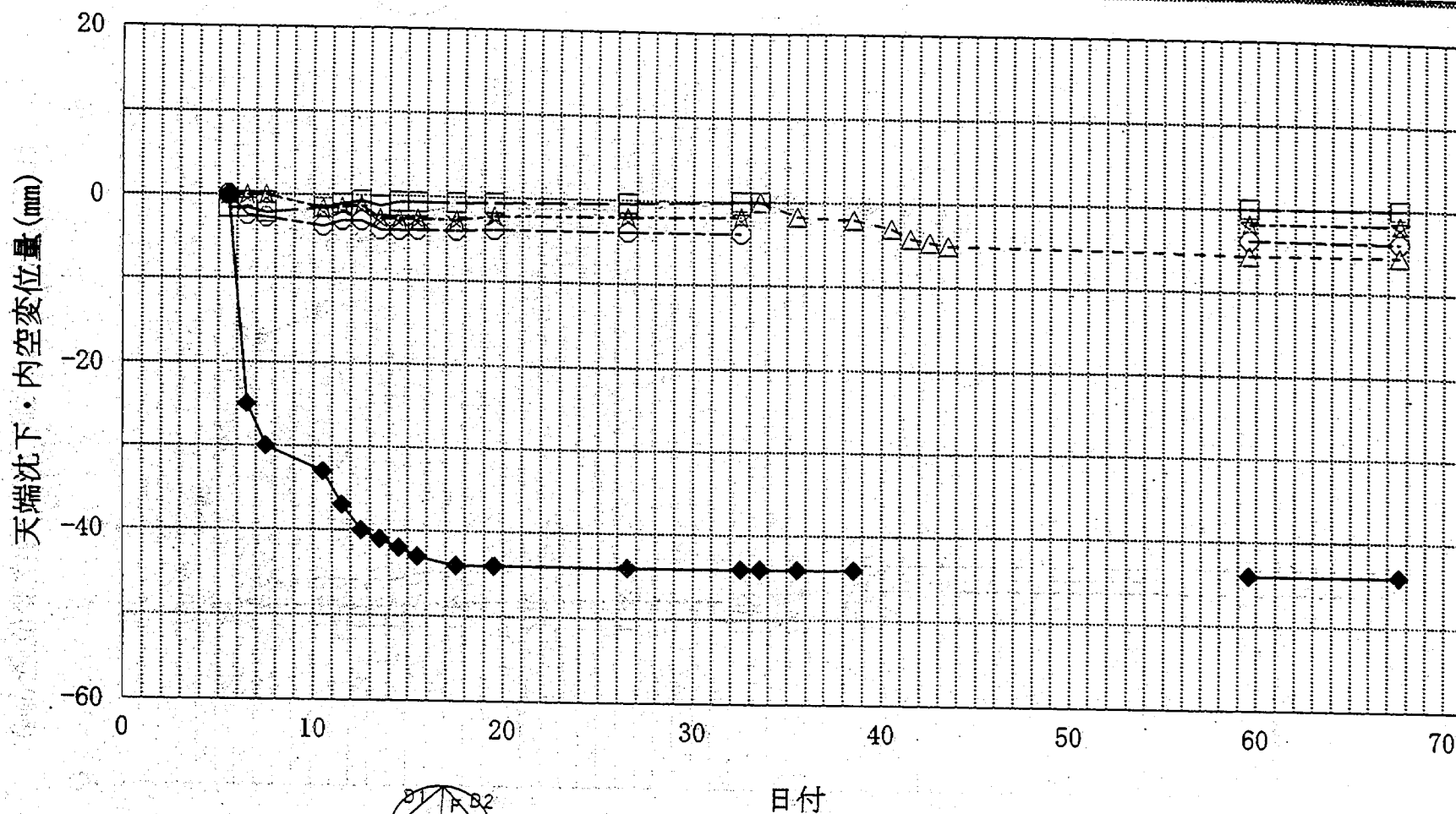


◆ F □ H1 △ H2 ○ D1 ☆ D2

計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-32 No. 84+13m 地点天端沈下・内空変位計測結果

身延トンネル：A計測 天端沈下・内空変位 (No. 85)

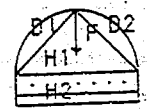
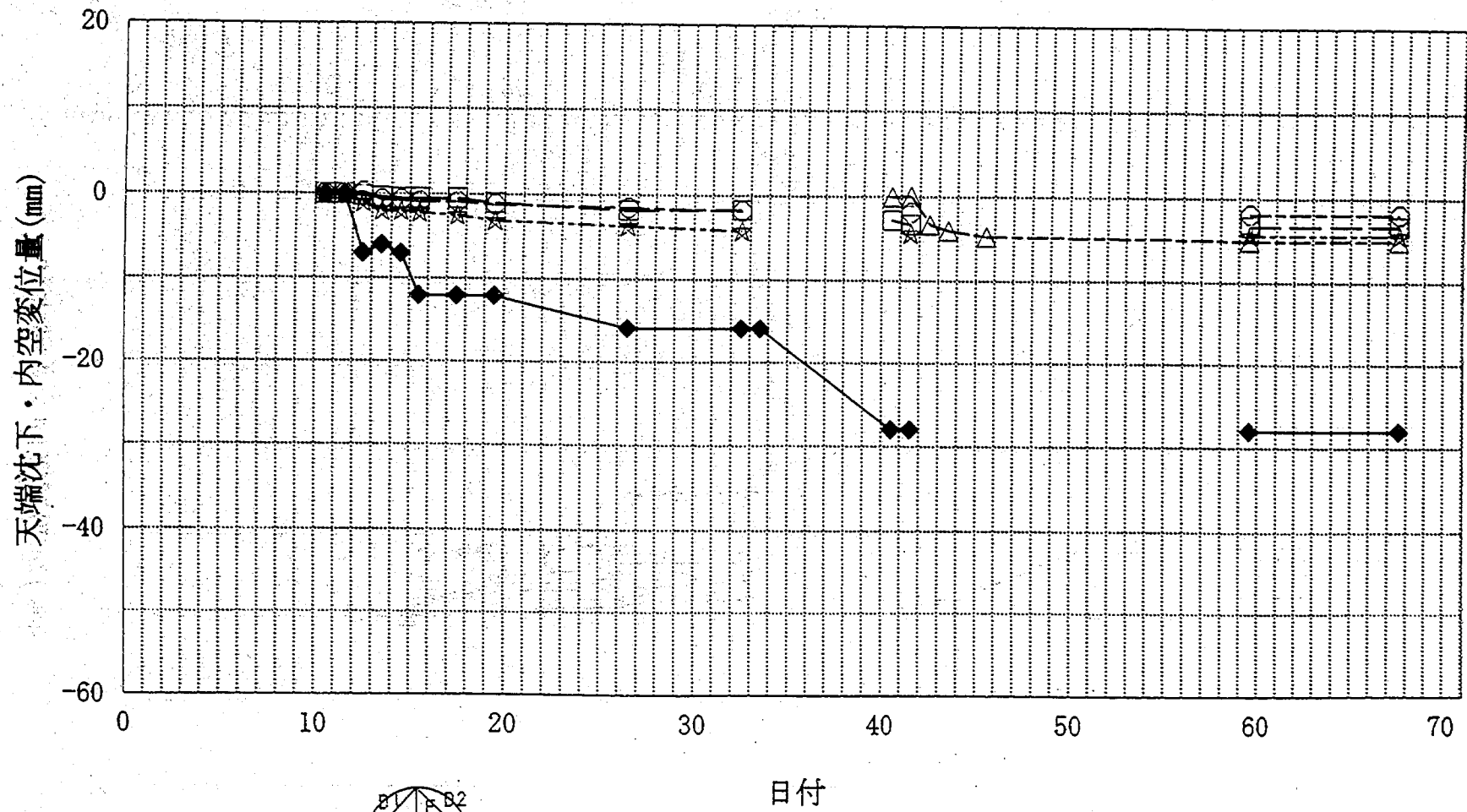


◆ F □ H1 △ H2 ○ D1 ☆ D2

計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-33 No. 85地点天端沈下・内空変位計測結果

身延トンネル：A計測 天端沈下・内空変位 (No. 85+10m)

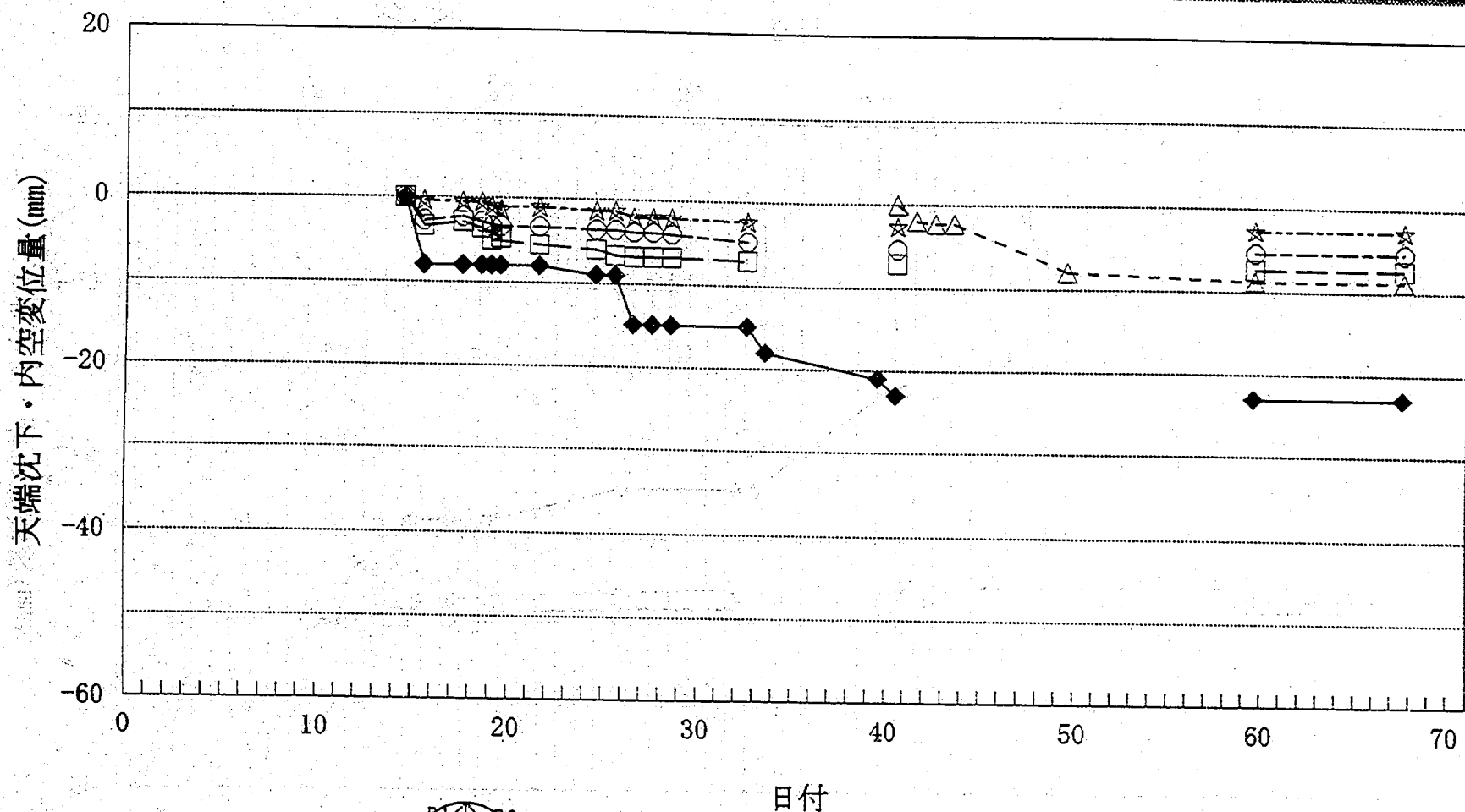


◆ F □ H1 △ H2 ○ D1 ☆ D2

計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-34 No. 85+10m地点天端沈下・内空変位計測結果

身延トンネル：A計測 天端沈下・内空変位 (No. 86)



◆ F □ H1 △ H2 ○ D1 ★ D2

計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-35 No. 86地点天端沈下・内空変位計測結果

身延トンネル

ロックボルト軸力

STA84+12.7

施工ラダー:D-3-a

初測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- RB1-0.5
- RB1-1.35
- △ RB1-2.2
- RB1-3.05
- × RB1-3.9
- シェアヘン
- ガン

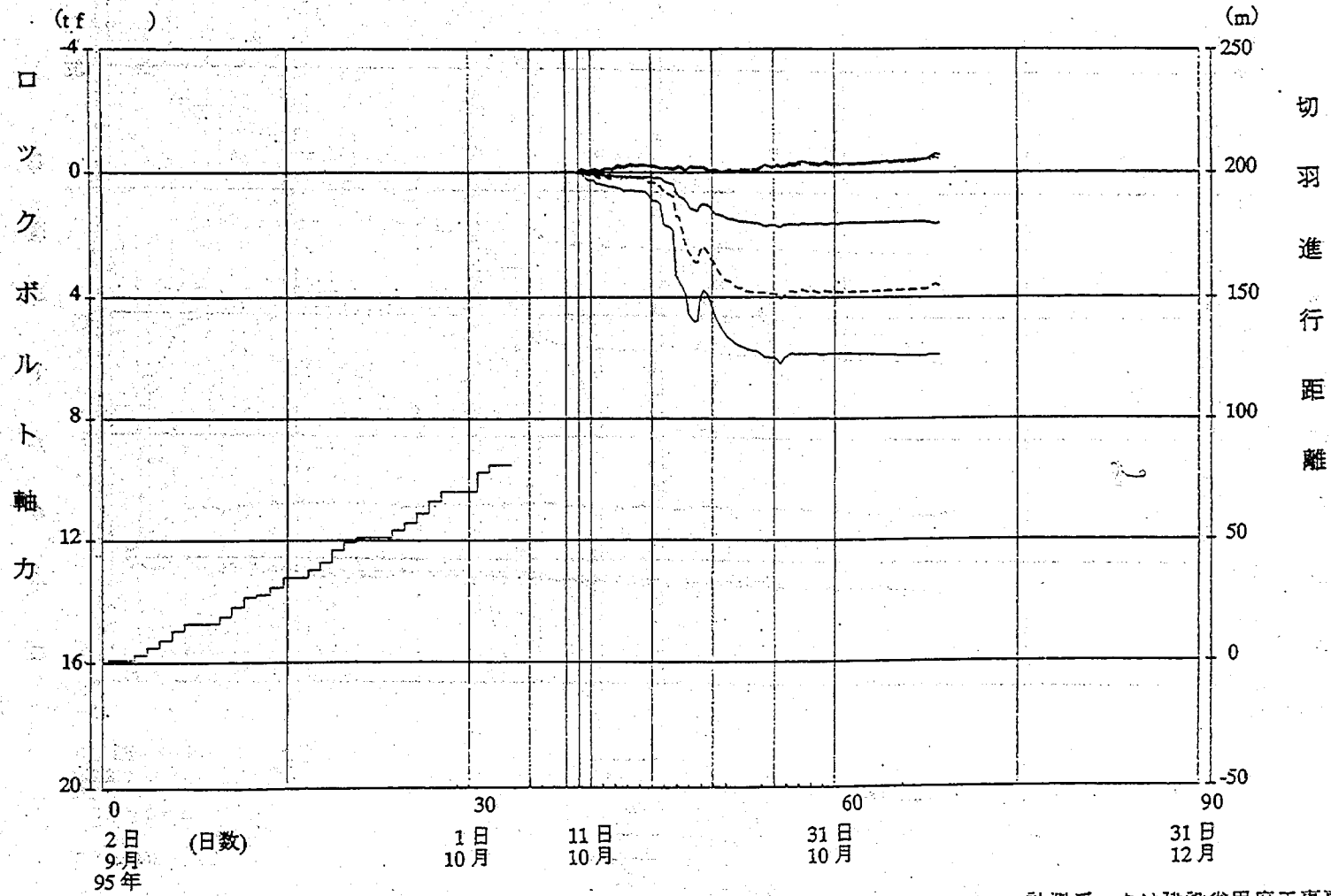
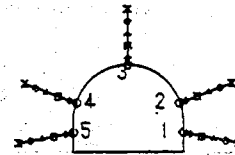


図-36 No.84+12.7m地点ロックボルト軸力計測結果(RB1) 計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル

ロックボルト軸力

STA84+12.7

掘削バージョン: D-3-a

初期測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- RB2-0.5
- - - RB2-1.35
- RB2-2.2
- RB2-3.05
- x— RB2-3.8
- 〃 — ジェットハブ
- - - カハブ

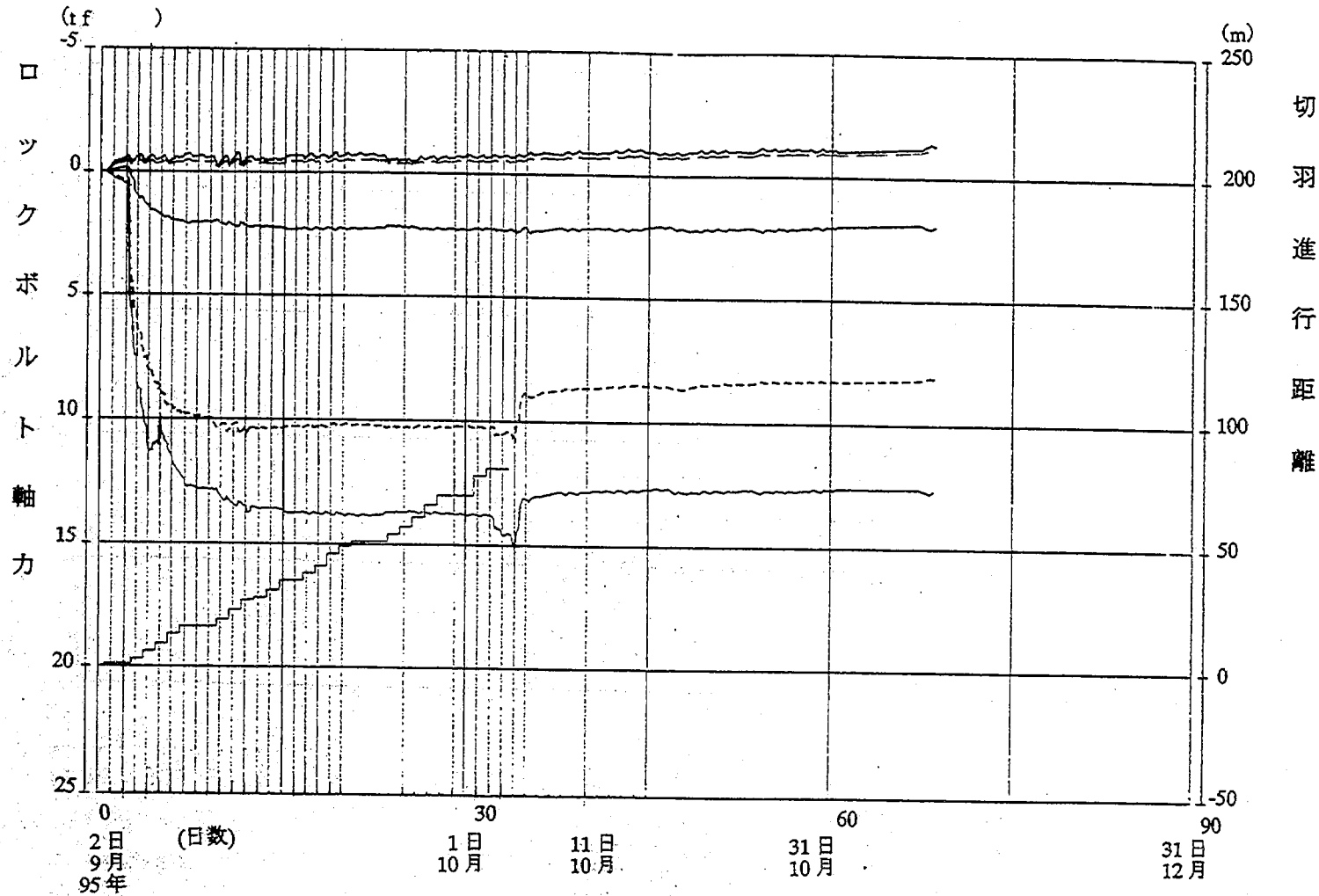
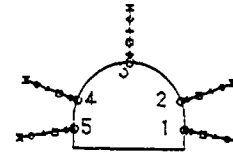


図-37 No.84+12.7m地点ロックボルト軸力計測結果 (RB2)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル

ロックボルト軸力

STA84+12.7

工区:D-3-a

初測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- RB4-0.5
- - - - RB4-1.35
- RB4-2.2
- RB4-3.05
- RB4-3.9
- シェアパン
- - - - パン

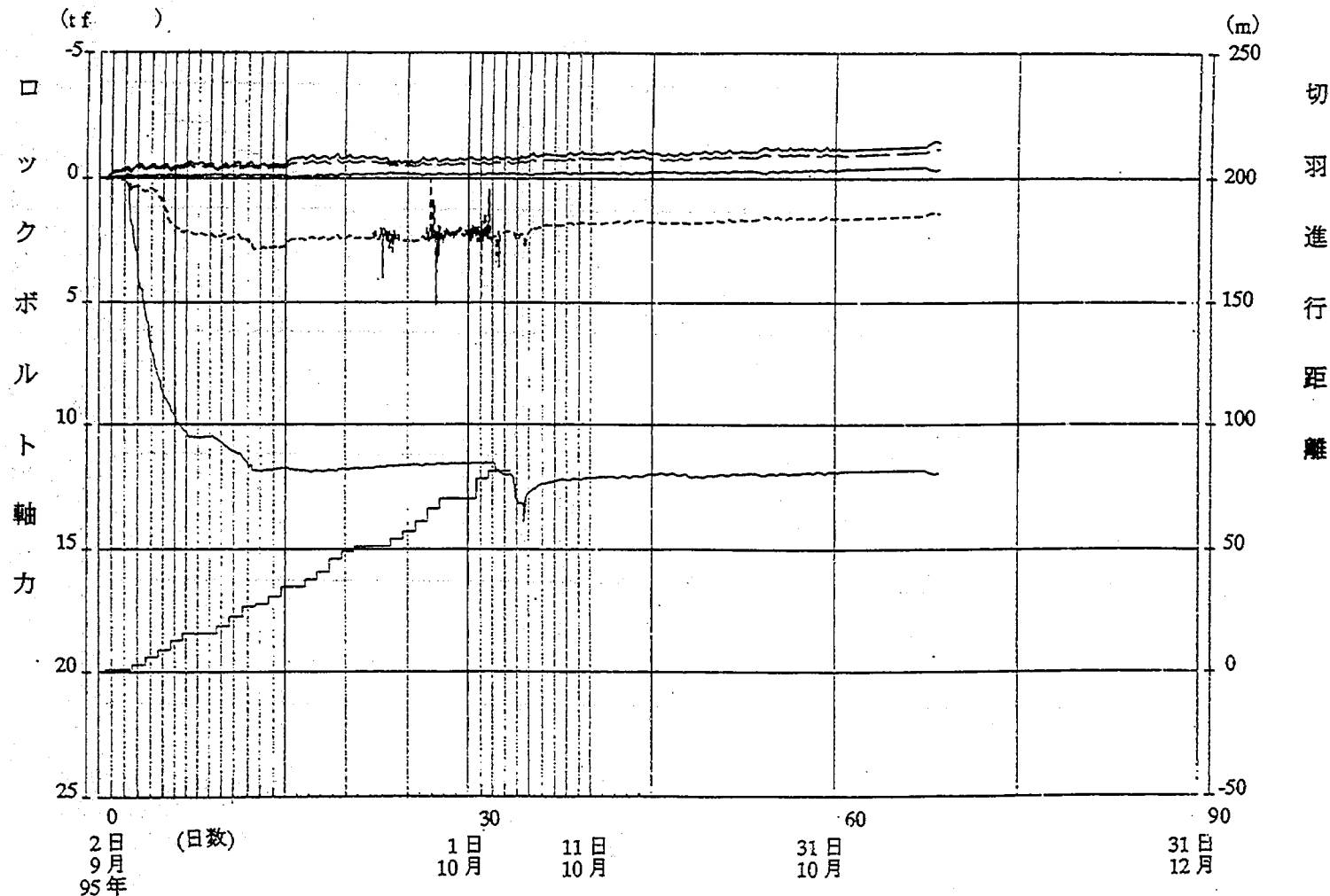
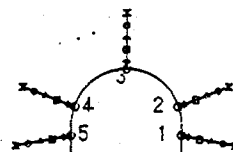


図-38 No. 84+12.7m地点ロックボルト軸力計測結果 (RB4)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル

ロックボルト軸力

STA84+12.7

断面番号:D-3-a

初期測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- RB5-0.5
- - - RB5-1.35
- RB5-2.2
- RB5-3.05
- ×— RB5-3.9
- 〃 — シ・フハン
- - - ナハン

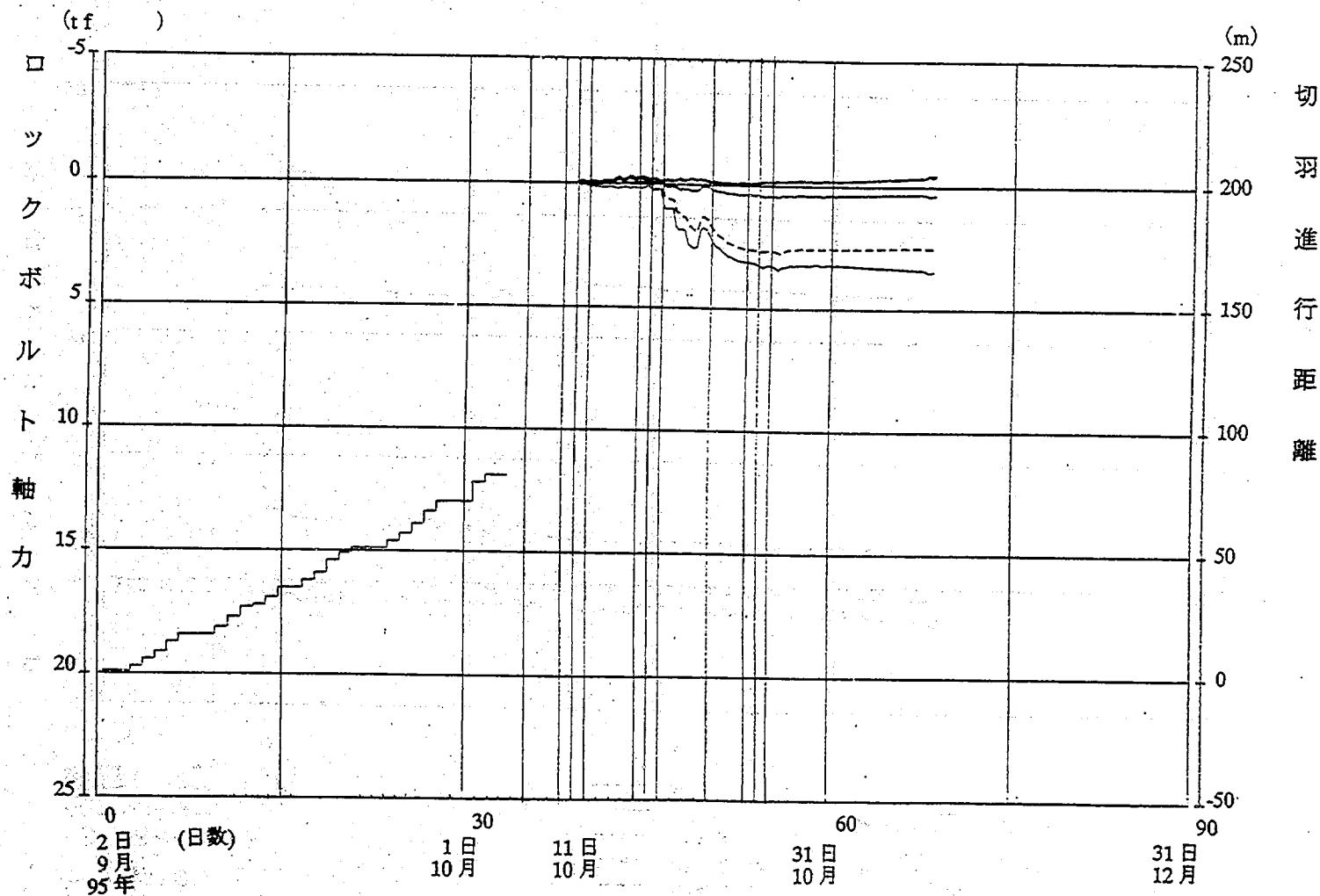
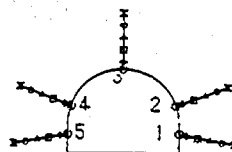


図-39 No.84+12.7m地点ロックボルト軸力計測結果(RB5)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

ロックボルトシクリョク フォンフース

STA84+12.7

セコウハターン:D-3-a

(+はヒッパリ -はアッシュク)

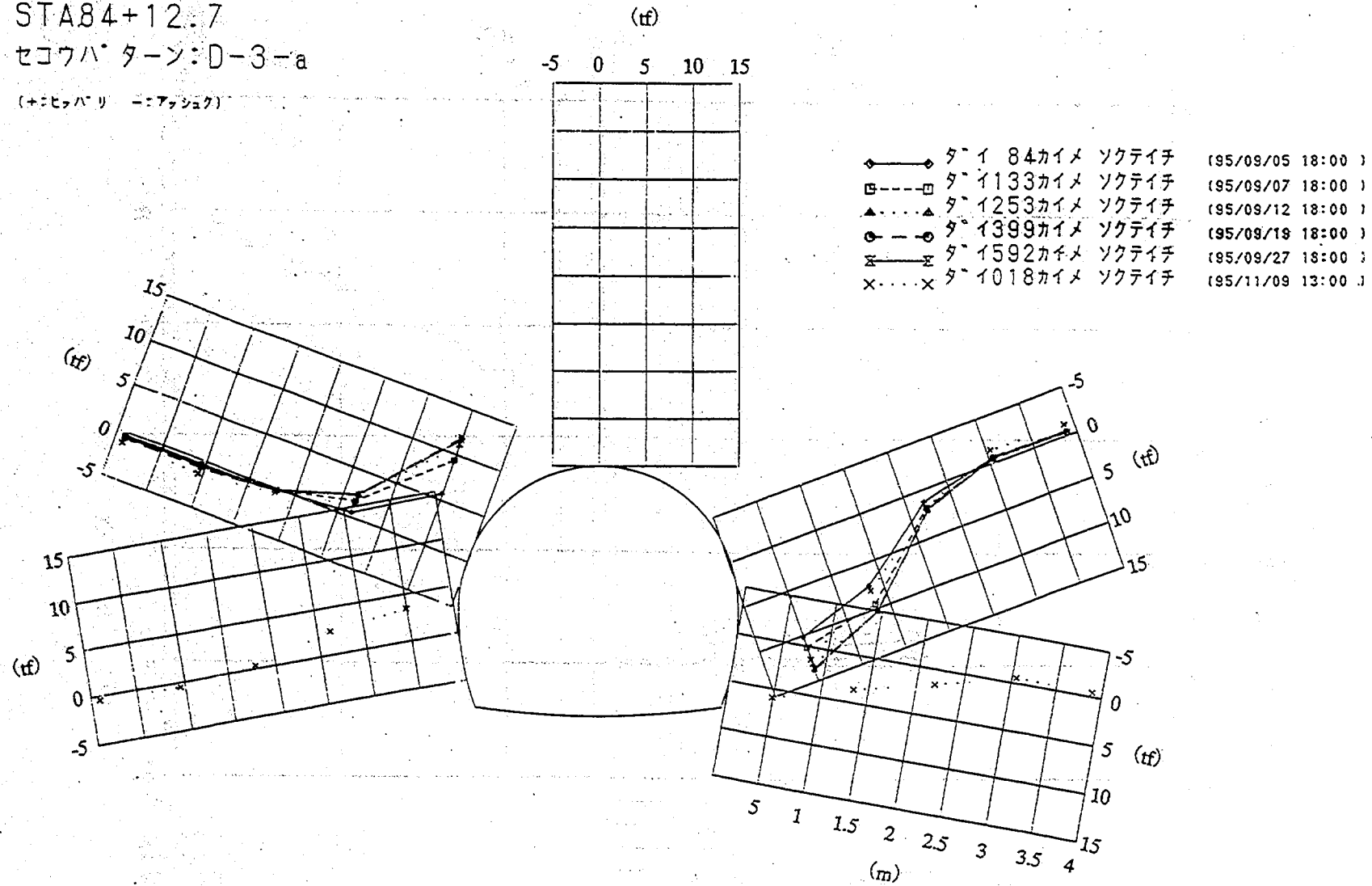


図-40 No. 84+12.7m地点ロックボルト軸力分布図

計測データは建設省甲府工事事務所による。

身延トンネル

地中変位

STA84+12.7

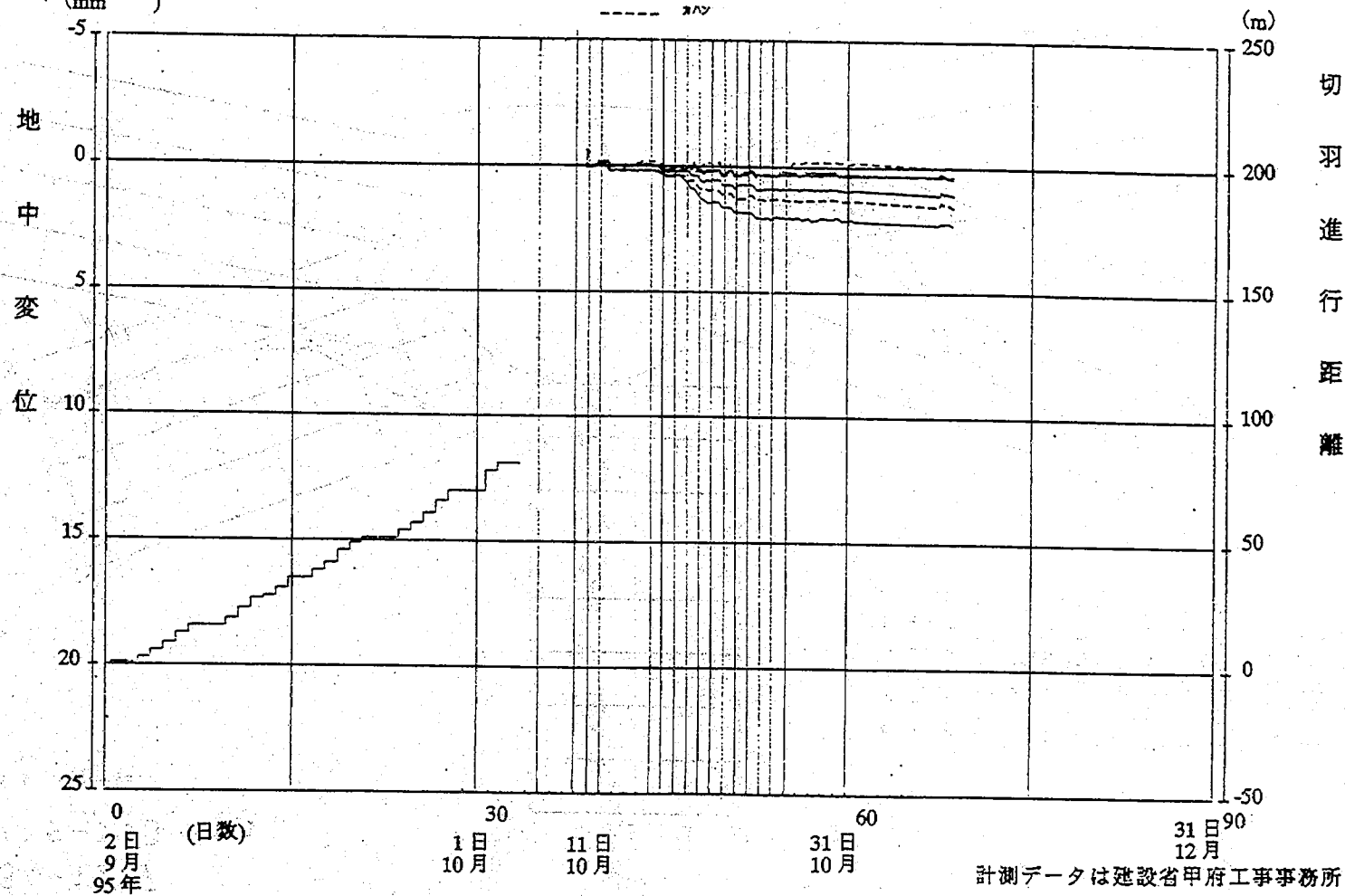
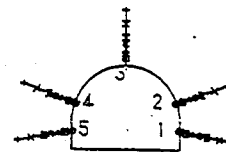
掘削マシン:D-3-a

初測日: 95.09.02

最終日: 95.11.09

(mm)

- DEM1-0.0
- - -●- - DEM1-1.0
- DEM1-2.0
- DEM1-3.0
- - -●- - DEM1-4.0
- - -●- - DEM1-6.0
- DEM1-8.0
- ジョイント
- - -●- - ノット



計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-41 No.84+12.7m地点坑壁周辺地山変位計測結果 (DEM1)

豊延トンネル

地中変位

STA84+12.7

掘削マシン:D-3-a

初期測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- DEM2-0.0
- - -○- - DEM2-1.0
- DEM2-2.0
- DEM2-3.0
- DEM2-4.0
- - -×- - DEM2-6.0
- DEM2-8.0
- ジョウハブ
- - - ジョハブ

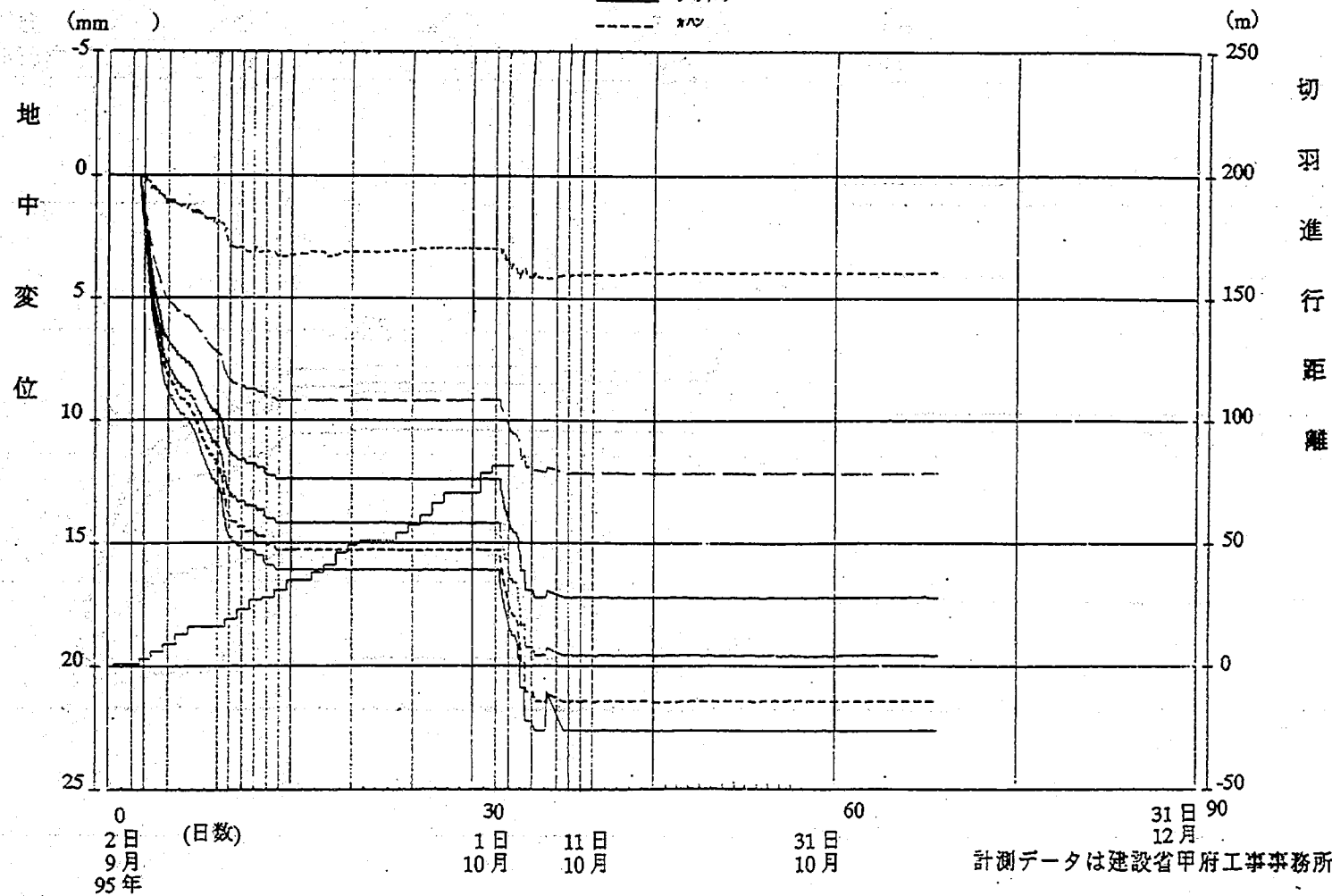
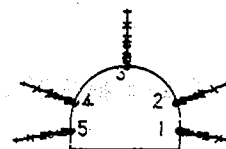


図-42 No. 84+12.7m地点坑壁周辺地山地中変位計測結果 (DEM2)

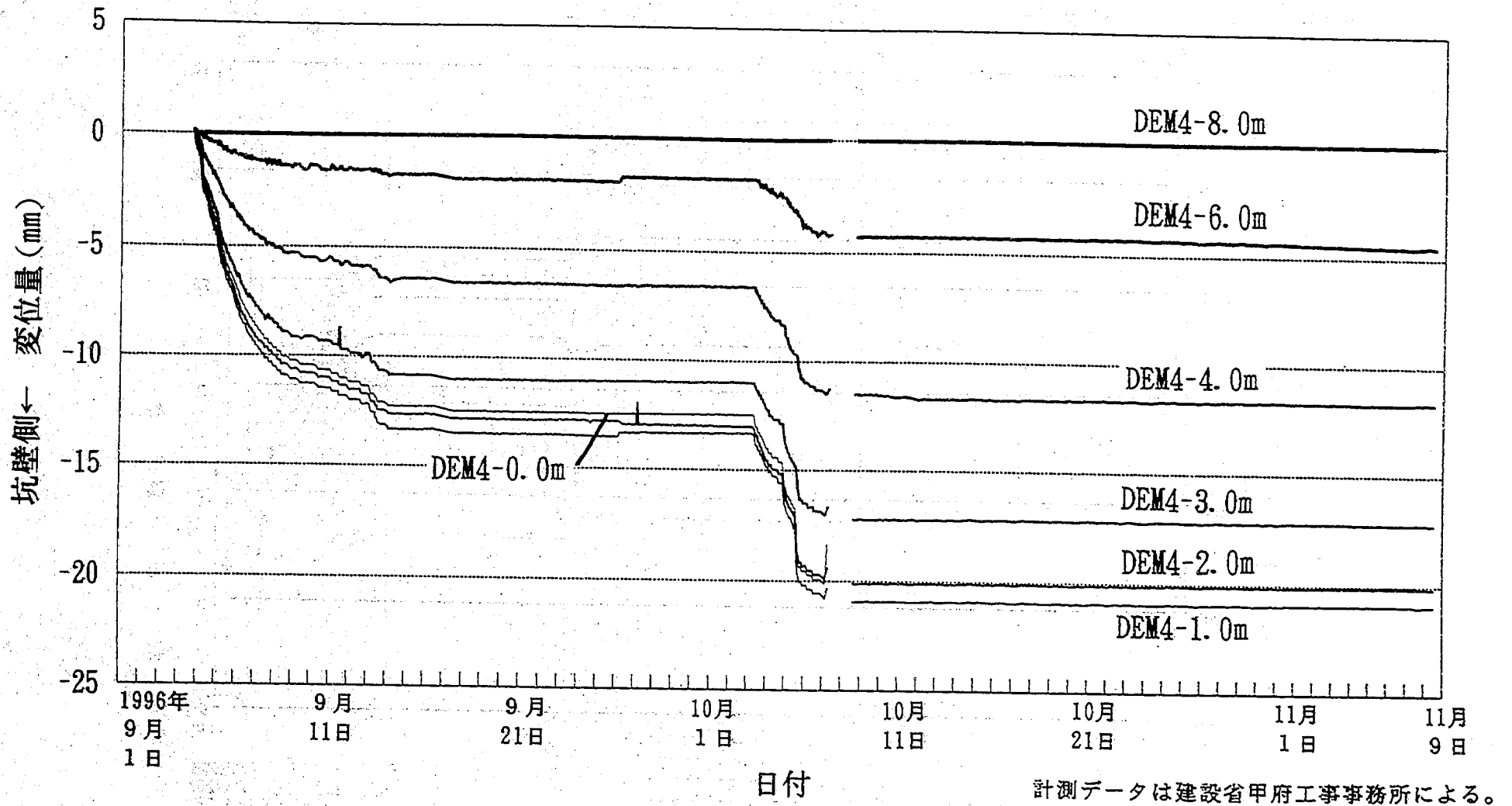


図-43 No. 84+12.7m地点坑壁周辺地山地中変位計測結果 (DEM4)

剪延トンネル

地中変位

STA84+12.7

断面番号: D-3-a

初測日: 95.09.02

最終日: 95.11.09

- DEM5-0.0
- DEM5-1.0
- DEM5-2.0
- DEM5-3.0
- DEM5-4.0
- DEM5-6.0
- DEM5-8.0
- シールド
- セパン

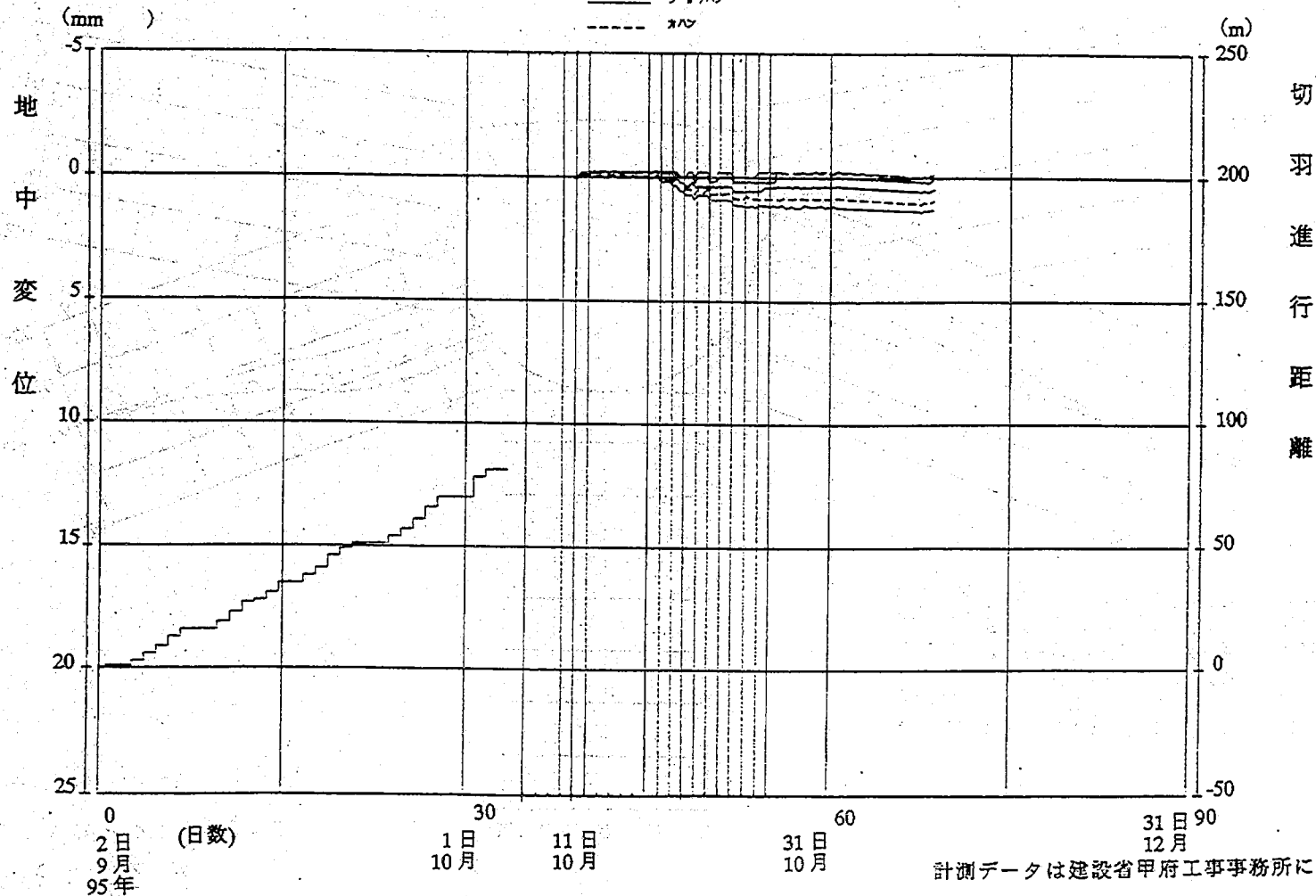
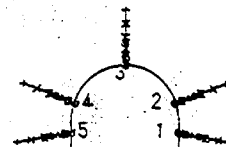


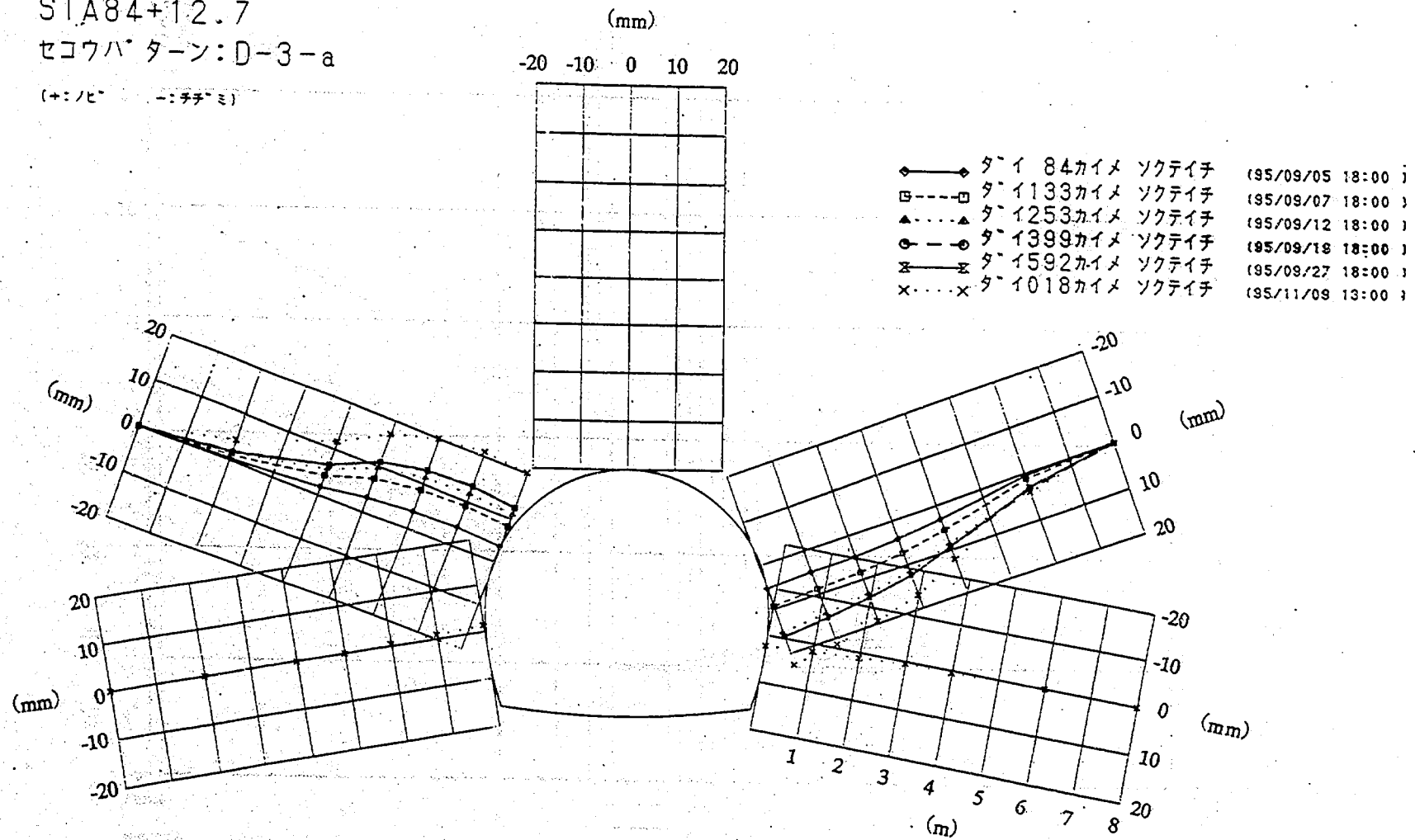
図-44 No.84+12.7m地点坑壁周辺地山変位計測結果 (DEM5)

チチュウ ヘンイリョウ フォンフス

STA84+12.7

セコウハターン:D-3-a

(+:ノヒ -:チチミ)



計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-45 No.84+12.7m地点坑壁周辺地山地中変位分布図

身延トンネル

地圧応力

STA84+12.7

重工マシン:D-3-a

初期測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- EP-1
- - -□- - EP-2
- EP-3
- EP-4
- x— EP-5
- 7ハシ
- - - ハシ

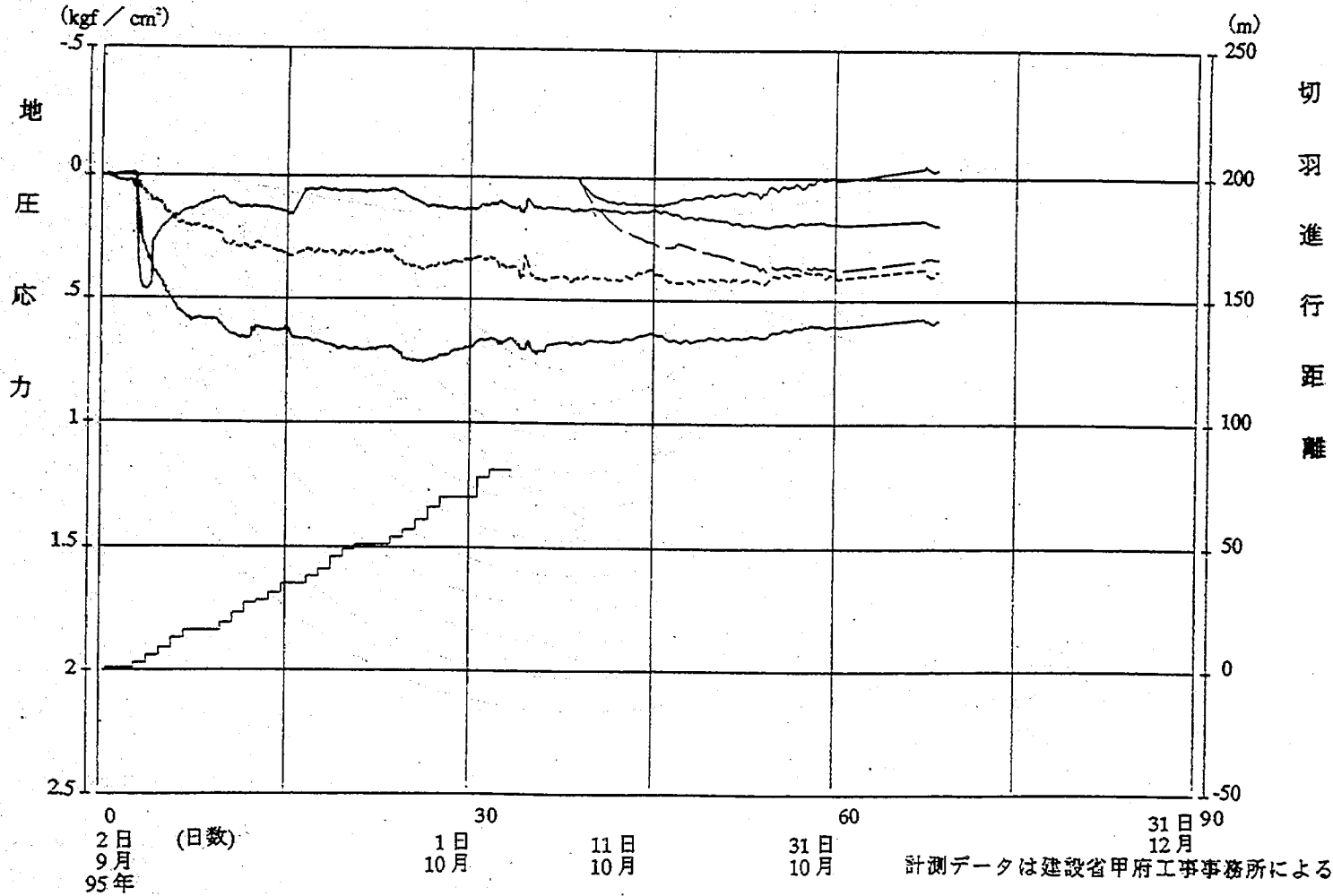
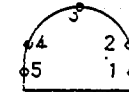


図-46 No. 84+12.7m地点地圧計測結果

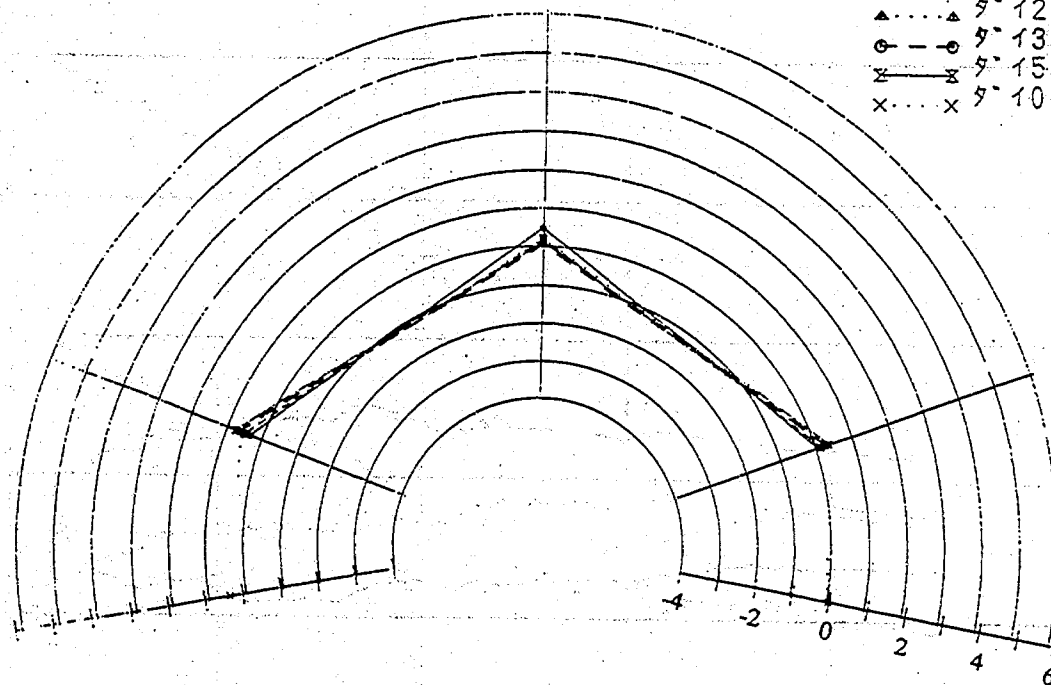
ト アツ フ ン フ ス

STA84+12.7

セコウハ ターン:D-3-a

(+ : アッシュク - : ヒラハツリ)

◇ --- ◇	タ 1 84カイメ	ソクテイチ	(95/09/05 18:00)
□ --- □	タ 1 133カイメ	ソクテイチ	(95/09/07 18:00)
△ ... △	タ 1 253カイメ	ソクテイチ	(95/09/12 18:00)
○ --- ○	タ 1 399カイメ	ソクテイチ	(95/09/19 18:00)
Σ --- Σ	タ 1 592カイメ	ソクテイチ	(95/09/27 18:00)
× ... ×	タ 1 018カイメ	ソクテイチ	(95/11/09 13:00)



(kgf / cm²)

計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-47 No. 84+12.7m地点地圧分布図

身延トンネル

コンクリート有効応力

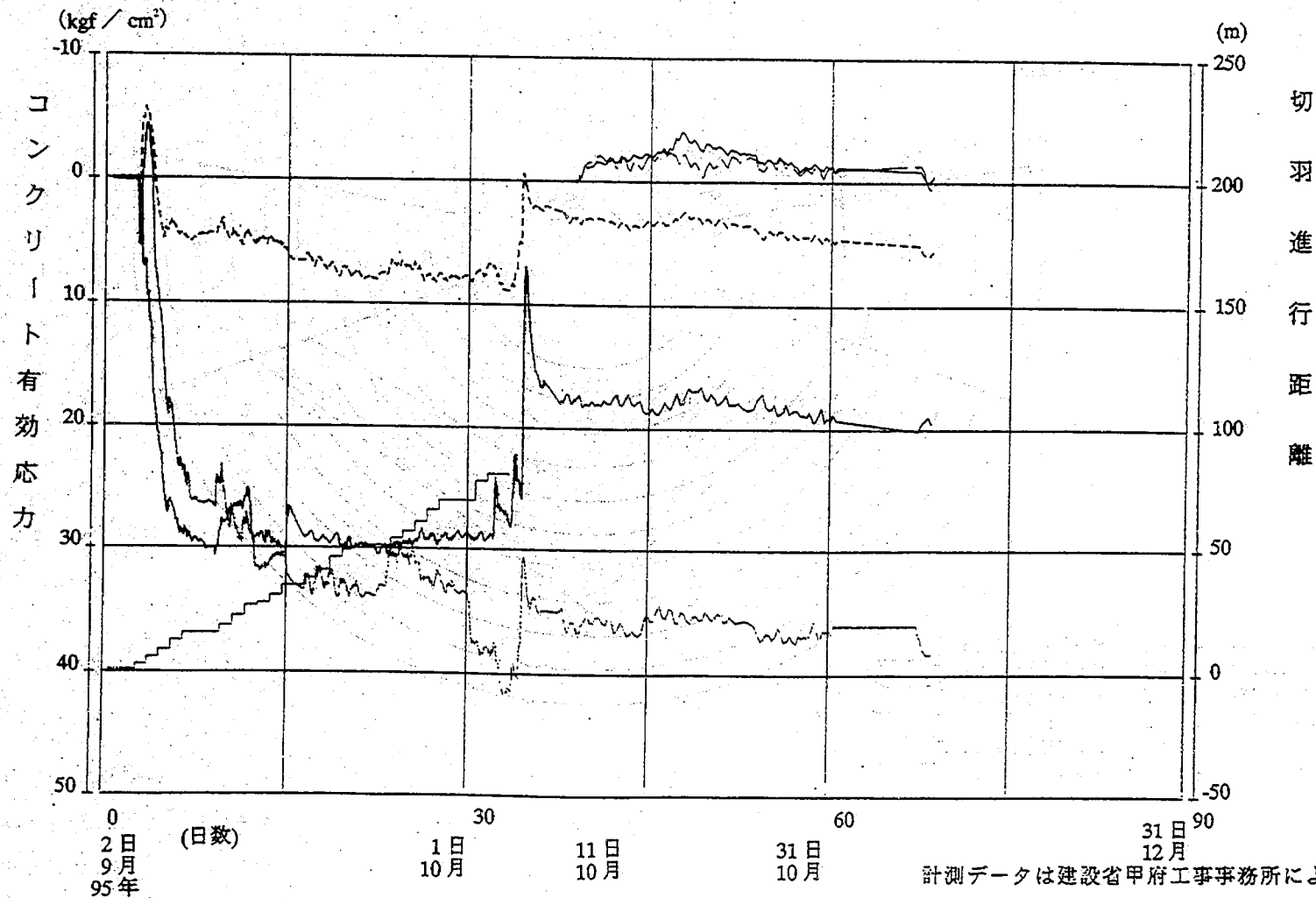
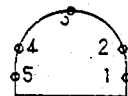
STA84+12.7

断面番号: D-3-a

初期測定: 95.09.02

最終測定: 95.11.09

- CON-1
- CON-2
- CON-3
- CON-4
- CON-5
- シールド
- 岩盤



計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-48 No. 84+12.7m地点吹付コンクリート応力計測結果

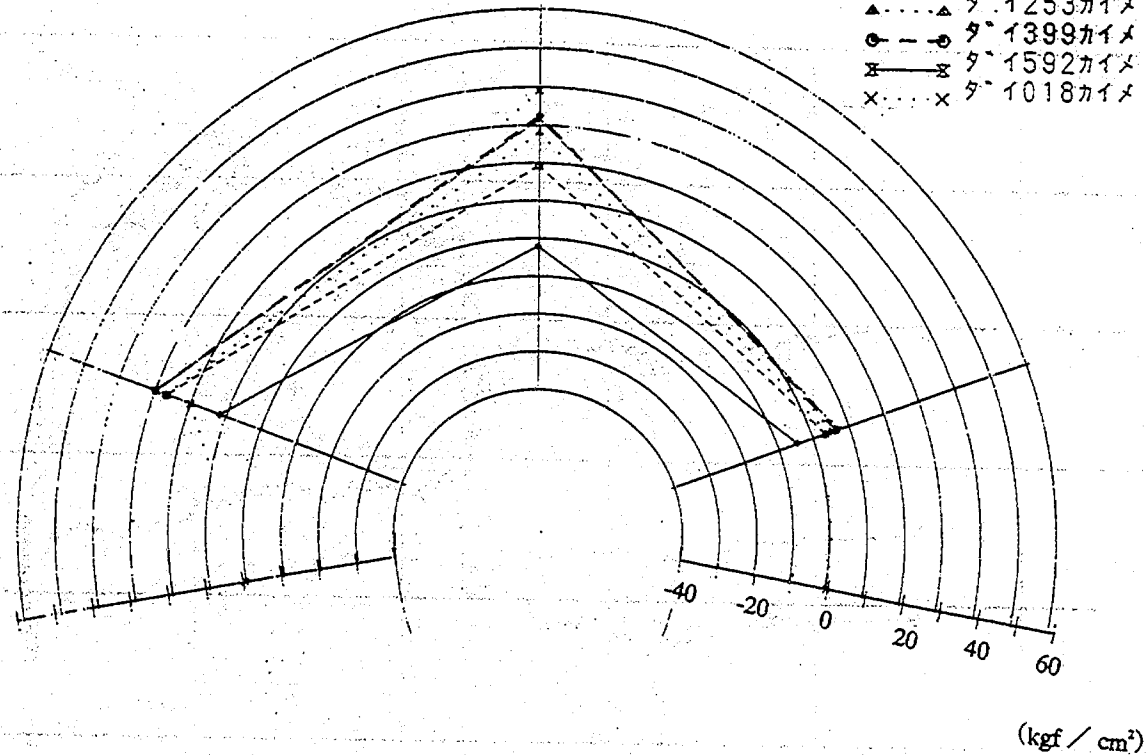
フキツケコンクリートオウリョク フ・ンフ・ス

STA84+12.7

セコウハ・ターン:D-3-a

(+:アッシュゲ -:ヒャバリ)

◇---◇	タ・イ 84カイメ	ソクテイチ	(95/09/05 18:00) ₁
□---□	タ・イ 1133カイメ	ソクテイチ	(95/09/07 18:00) ₂
△---△	タ・イ 1253カイメ	ソクテイチ	(95/09/12 18:00) ₃
●---●	タ・イ 1399カイメ	ソクテイチ	(95/09/19 18:00) ₄
✕---✕	タ・イ 1592カイメ	ソクテイチ	(95/09/27 18:00) ₅
✕---✕	タ・イ 1018カイメ	ソクテイチ	(95/11/09 13:00) ₆



計測データは建設省甲府工事事務所による。

図-49 No. 84+12.7m地点吹付コンクリート応力分布図

3.3.5 計測結果の比較

トンネル周辺地山・坑内計測結果及びBPC-200による地山内圧力経時計測結果における主な変化を掘削工程、主な降雨とともに表-2に示す。上半断面切羽がNo. 84+10.75~13m地点に達したのは8月31日であるが、その後天端沈下が発生し、2週間ほどで収束した。B計測は数日遅れて開始されたが、各計測項目とも収束までに2週間ほど要した。上半断面切羽がNo. 85地点に達したのは9月6日であるが、天端沈下が発生し、収束までに2週間ほど要した。このとき、No. 85地点直上の地中に沈下が発生するとともに、送電線鉄塔のトンネル方向への傾斜も生じたが、これらは数日で収まっている。天端沈下は最初の3日間で収束変位量の3分の2の変位が生じていることから、最初の数日間は地表までを含めて地山が沈下し、その後はトンネル周辺の変位を主としてゆっくり変位したと考えられる。上半断面切羽がNo. 85+10m地点に達したとき(9月11日)は、天端沈下は数日以内に収まっている。上半断面切羽がNo. 86地点に達したとき(9月14日)は、天端沈下は2日で収まっている。この地点の直上の地盤で行った地山内圧力経時計測では、9月18~19日に圧力上昇が見られたが、天端沈下の収束状況から見て掘削に伴う変状に対応するとはいえない。この時期の他の変状としては、9月16~17日にNo. 85地点直上地盤の地中に沈下が見られる。このときには送電線鉄塔の傾斜やトンネル坑口横の地表変位(図-22(a)のG-1、G-2、G-3)に特に変化が見られず、坑内の計測でも対応するような変化は見られない。また、掘削状況は上半断面切羽は既に30m先で下半断面は未掘削であるなど、特に対応してはいない。降雨と比較すると、9月16~17日に累積115mmの降雨があったので、降雨によって図-3の地すべりブロック(A)が動いて沈下が生じた可能性を考えることができる。No. 86地点の地山内圧力経時計測での9月18~19日の圧力上昇はこの動きに対応している可能性がある。しかしながら、今回の経時計測では、圧力上昇をもたらした地山応力変化の方向がわからないので、これ以上確かなことはいえない。

9月下旬にNo. 85+10m地点(9月20~27日)及びNo. 86地点(9月26~27日)で天端沈下や内空変位が生じ、10月3~4日にはNo. 86地点において天端沈下が生じているが、この時期には9月24日に42mm、10月1~2日に71mmの降雨が観測されている。しかしながら、No. 85地点の地中変位や地山内圧力経時計測では特に変化は認められないなど、周辺地山の変状は計測されなかったことから、これらの降雨が坑内の変状に関与したとは考えにくい。

10月6日にNo. 84+10.75~13m地点において下半断面が掘削されているが、No. 84+14~17m地点が前日に先行掘削されている。このとき、下半の内空変位を見ると水平方向に縮む動きを示し、6日間で収束している。しかしながら、B計測の各項目を見ると、上半断面では変化が生じているが、下半断面では明確な変化をしたとは言い難く、10月17日以降の変化ロックボルト軸力及び地中変位の方が目立っている。これは変化の大部分が計測開始前に生じていたと考えられる。下半断面切羽がNo. 85地点に達したとき(10月6~7日)

には、下半の内空が水平方向に縮むとともに、No. 85地点直上の地中沈下及び送電線鉄塔のトンネル方向への傾斜も生じた。これらは数日～10日で収まっている。下半断面切羽がNo. 85+10m地点に達したとき（10月7日）には、天端の沈下が生じているが、下半断面の変化が見られるのは10月12日からである。これについては計測開始前に既に変位が生じていたとも考えられるが、詳しいことはわからない。下半断面切羽がNo. 86地点に達したとき（10月9日）には、上半断面では天端沈下が生じ、10月12日には収束している。下半断面も水平方向に縮み、10月14日にはいったん収束しかけているようであるが、その後再び縮む動きを示している。この時期は、インバート打設のための掘削が逆方向から行われ、No. 86地点は10月14日に掘削されているので、その影響が現れていると考えられる。地山内圧力経時計測では10月12～13日に圧力低下が認められるので、どちらかの影響の可能性がある。インバート打設のための掘削はNo. 85+10m地点及びNo. 85地点には10月17日に、No. 84+10.75～13m地点には10月18日に達するが、これらの地点では計測間隔が疎になっていることもあり天端沈下や内空変位に明確な変化点は見られないが、No. 84+12.7mのB計測では前述のように10月17日以降に下半断面のロックボルト軸力及び地中変位に変化が見られる。なお、10月8日には累積36mmの降雨があったが、下半断面の掘削工程と重なったため、この降雨がどの程度変状に関与したのかはわからない。

10月23～25日の地山内圧力計測での圧力上昇については、その他の計測結果に対応する変化が見られず、掘削工程とも対応していない。降雨と比較すると、10月24～25日に累積19mmの降雨があり、この降雨が要因となっていることが考えられる。

以上のように、トンネル掘削に伴う変状に対し、地山内圧力経時計測によりいくつかの変状に対する地山応力の変化を圧力変化として捉えることができた。しかしながら、計測機器の分解能が粗いことや、応力変化の方向性が捉えられないことが今回の計測における問題点であった。今後は、このような軟岩地山・地すべり等に対応するための低圧での計測分解能の向上や、応力変化の方向性を捉えることにより、計測精度の向上を図る必要がある。

No. 84+10.75m地点におけるロックボルト軸力分布及び地中変位分布を比較すると、長さ4mのロックボルトはその軸力分布から十分定着されているように見えるが、地山の変位はロックボルト打設深度を越える深さ6mの地盤まで坑壁側に変位している。一方、ボーリング孔内水平載荷試験結果では深さ3.5m付近での変形係数・弾性係数が深さ2m付近及び5m付近の変形係数・弾性係数に比べて高くなっている。深さ2m付近はロックボルトに引張り力が働こうとしている範囲、深さ3.5mはロックボルトに引張り力が働かない範囲、深さ5mはロックボルト打設深度よりも深い部分で地山が坑壁方向に変位している範囲である。これらの計測結果に対する解は一義的には決められないが、一つの可能性としては、坑壁から深さ2m付近までは地山が緩んで変形係数や弾性係数が低下したゾーン、深さ2m付近から深さ4m付近までは地山が緩まず変形係数や弾性係数が低下しないゾーン、そ

の外側は再び地山が緩んで変形係数や弾性係数が低下したゾーンという繰り返す構造になっている可能性が考えられる（図-50）。

表-2 トンネル周辺地山・坑内計測結果及び地山内圧力経時計測結果における主な変化
並びにトンネル掘削工程、主な降雨

周辺地山		坑内A計測				坑内B計測				地山応力	掘削工程			主な降雨*
No. 85	送電線 鉄塔	No. 84+13m	No. 85	No. 83+10m	No. 86	No. 84+12.7m				No. 86	上半掘 削	下半掘 削	イナート 部分掘 削	
地中変 位	脚傾斜 ・沈下	天端沈下 ・内空変位	天端沈下 ・内空変位	天端沈下 ・内空変位	天端沈下 ・内空変位	ロックボ ルト軸力	地中変位	地圧	吹付コン クリート 圧力	RPC-200 圧力				
		9/1-9/14 上半 沈下・変位				9/4-9/14 上半変化	9/4-9/16 上半変化	9/4-9/16 上半変化	9/4-9/16 上半変化		8/31 No. 84+ 10.75 ~13m			8/30 10mm
9/5- 9/9 沈下	9/5-9/9 傾斜		9/6-9/18 上半 沈下・変位								9/6 No. 85			
				9/12-9/16 上半 沈下・変位							9/11 No. 85+ 10m			
					9/15-9/16 上半 沈下・変位						9/14 No. 86			9/14- 9/15 9mm
9/16- 9/17 沈下										9/18- 9/19 圧力上昇				9/16- 9/17 115mm
				9/20-9/27 上半 沈下・変位	9/26-9/27 上半 沈下・変位									9/24 42mm
					10/3-10/4 上半沈下									10/1- 10/2 71mm
		10/6-10/12 下半変位				10/4- 10/6 上半変化	10/4- 10/8 上半変位		10/6 上半変化			10/6 No. 84+ 10.75 ~13m		
10/5- 10/10 沈下	10/5- 10/10 傾斜		10/5-10/14 下半変位									10/6- 10/7 No. 85		
				10/4-10/11 上半沈下								10/7 No. 85+ 10m		
					10/9- 10/11 上半沈下 10/11- 10/14 下半変位							10/9 No. 86		10/8 36mm
				10/12- 10/16 下半変位										
					10/14- 10/20 下半変位					10/12- 10/13 圧力低下			10/14 No. 86	
													10/17 No. 85+ 10m	
													10/17 No. 85	
						10/17- 10/26 下半変位	10/17- 10/26 下半変位						10/18 No. 84+ 10.75 ~13m	
										10/23- 10/25 圧力上昇				10/24- 10/25 19mm
														11/7- 11/8 48mm

* 降雨記録については身延トンネルより約2km北の建設省甲府工事事務所の古屋敷デレメーターの観測値による。

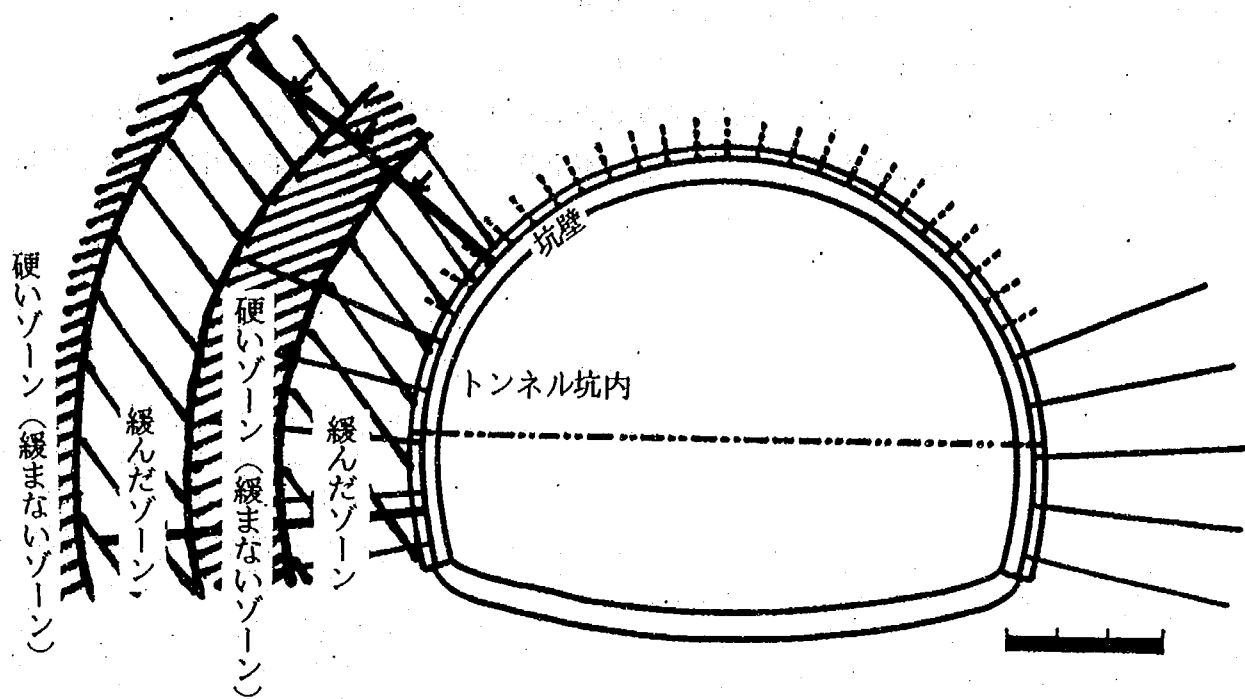


図-50 トンネル坑壁周辺の緩みゾーンの模式図

4. まとめと今後の課題

山梨県身延町の身延トンネルにおいて、坑口周辺地山の応力変化からの変状監視手法の検討を目的とした地山内圧力経時計測と、坑壁周辺の緩みの状態を評価することを目的とした孔内水平載荷試験を行った。地山内圧力経時計測では、地山の変状に伴う圧力変化を捉えることができた。今後は、軟岩地山・地すべり等に対応するための低圧での計測分解能の向上や、応力変化の方向性を捉えることにより、計測精度の向上を図る必要がある。

また、孔内水平載荷試験では、坑壁周辺の地中変位やロックボルト軸力の計測結果と比較することで、地山が緩んだゾーンと地山が緩まないゾーンが繰り返す構造になっている可能性が示された。しかしながら、坑壁周辺での応力分布や強度変形特性の計測事例は決して多くなく、緩みの状態を解明するには未だ不十分であるので、今後も計測事例を蓄積していく必要がある。

引用文献

- 1) 稲崎富士・海野芳聖・長沢政和・中村康夫(1992)：雁坂トンネル坑内における岩盤計測、土木研究所資料第3082号、建設省土木研究所.

身延トンネルで、トンネル坑周辺地山の変状監視を目的とした、地山内圧力の経時計測と、坑内坑壁周辺の緩みの状態を評価することを目的とした孔内水平載荷試験を実施した。地山内圧力経時計測では、地山の変状に伴う圧力変化を捉えることができた。孔内水平載荷試験では、坑壁その他の計測結果と比較することにより、地山が緩んだゾーンと地山が緩まないゾーンが繰り返す構造になっている可能性が示された。

キーワード：身延トンネル、原位置計測、応力、変状、孔内水平載荷試験、変形係数、弾性係数

○

郵便はがき

郵便切手をはって下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

環境部地質研究室行

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料 第3476号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印

○