

土 木 研 究 所 資 料

フィルダム底設監査廊の設計と基礎岩盤の変形

昭和59年 2 月

建 設 省 土 木 研 究 所
ダム部 フィルダム研究室

Copyright © 1984 by P.W.R.I.

All rights 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

フィルダム底設監査廊の設計と基礎岩盤の変形

昭和59年2月

建設省土木研究所ダム部フィルダム研究室

松 本 徳 久

池 田 隆

目 次

1. はじめに	1
2. 監査廊の設計と基礎岩盤の変形解析	2
2.1 監査廊の設計	2
2.2 基礎岩盤の変形解析	3
3. 三次元モデルによる基礎岩盤の変形解析	10
3.1 漁川ダムの概要	10
3.2 ダムサイトの地質	10
3.3 軽石凝灰岩の変形性	11
3.4 漁川ダムの監査廊	16
3.5 継目計の精度	18
3.6 継目計の実測値	18
3.7 漁川ダム基礎岩盤三次元変形解析	27
3.7.1 解析の概要	27
3.7.2 物性値	27
3.7.3 モデルの大きさ	27
3.7.4 要素分割, 物性値の境界, 境界条件, 荷重条件	28
3.7.5 解析結果	32
4. ジョイントを考慮した二次元モデルによる監査廊の変形解析	35
4.1 奈良井ダムの概要	35
4.2 ダムサイトの地質	35
4.3 奈良井ダムの監査廊	38
4.4 継目計の精度	38
4.5 継目計の実測値	38

4.6	岩盤変位計の実測値	39
4.7	奈良井ダム基礎岩盤二次元変形解析	50
4.7.1	解析の概要	50
4.7.2	物性値	50
4.7.3	モデル及び境界条件, 荷重条件	51
4.7.4	使用プログラムおよびギャップ要素について	51
4.7.5	解析結果	52
5.	斜面上の監査廊の変形について	58
5.1	七北田ダムの概要	58
5.2	ダムサイトの地質	58
5.3	砂質凝灰岩の変形性	58
5.4	七北田ダムの監査廊	58
5.5	継目計の実測値	65
5.6	七北田ダム基礎岩盤二次元変形解析	65
5.6.1	解析の概要	65
5.6.2	堤体の築堤解析	74
5.6.3	節点反力の計算	76
5.6.4	岩盤のモデル	77
5.6.5	各築堤段階の基礎岩盤の変形解析	78
5.6.6	計算結果	78
6.	まとめと監査廊ジョイントの設計について	87

1. は じ め に

近年、我国には良好な基礎岩盤をもつダムサイトは少なくなり、新第三紀堆積岩、第四紀低溶結凝灰岩、風化岩などのいわゆる軟岩を基礎とするダムが築造されるようになった。これらの軟岩は通常、固結度が低く変形性が大きく、亀裂が未発達である等の特徴を有する。ロックフィルダムの基礎として軟岩を考える場合、変形性が大きいことは堤体に対してはさほど大きな問題とはならないが、底設監査廊を設ける場合、軟岩基礎の変形により監査廊に過大な応力を生じないかどうか、ジョイントが開いて水みちを形成したりしないかどうかを検討し、これを許容値内におさえる設計・施工が要請されるようになった。このため、これまでに軟岩基礎に建設されたロックフィルダムでは、監査部のジョイントに継目計を設置して盛立及び湛水に伴うジョイントの挙動を計測したり、岩盤変位計を設置して、基礎の沈下を測定したりしている。

本資料は、軟岩を基礎とする3つのダムについて監査廊のジョイントの実測データを取りまとめるとともに、二次元および三次元の堤体モデルを考え、有限要素法による解析を行って変形量や監査廊の継目の開きを解析した結果を報告するものである。

2 監査廊の設計と基礎岩盤の変形解析

2.1 監査廊の設計

ロックフィルダムの基礎岩盤内に監査廊を設置する主目的は一般に次のとおりである。

- 1) 堤体及び基礎の安全管理
- 2) ダム基礎の維持、補修
- 3) グ라우チングの工程短縮及び効果的注入

1)については、通常、監査廊内に浸透流観測孔を設け、湛水時の浸透水圧や浸透流量を計測しダムの安全管理のためのデータを得ている。また、必要に応じて、漏水等のための調査ボーリングを行うことができる。

2)については、湛水時に異常な漏水が発見された場合等に、監査廊から追加グラウチングを容易に行うことができる。

3)については、カーテングラウチングを監査廊内から施工することにより、盛立と関係なく基礎処理を行うことができるので工程が短縮される。また、堤体の盛立がある程度進んだ後にカーテングラウチングを監査廊から行くと、堤体の自重により高い注入圧力で効果的に施工することができる。

以上の3点の他、監査廊が必然的にカットオフトレンチの役目をするので、止水上も有効に働くことが期待される。

監査廊は普通、岩盤内にダム軸に平行に全縦断にわたって設置され、必要に応じて河床部又は左右岸から下流にぬける連絡用の監査廊が設けられる。

監査廊の形式としては、オープンカット式とトンネル式があるが、通常は工費が安く施工の容易なオープンカット式が選ばれる。

堤体の自重及び浸透水圧を受ける監査廊は鉄筋コンクリート構造物とされる。その設計方法に関しては、監査廊横断面についての配筋の設計は、以前は、監査廊のアーチ部やインバート部を、アーチや梁として考えて応力度を求め配筋設計を行ってきたが、近年は、図-2.1に示すような岩盤を含んだ監査廊の二次元モデルを考え、有限要素法により応力を求め、それを基に配筋することが広く行われている。

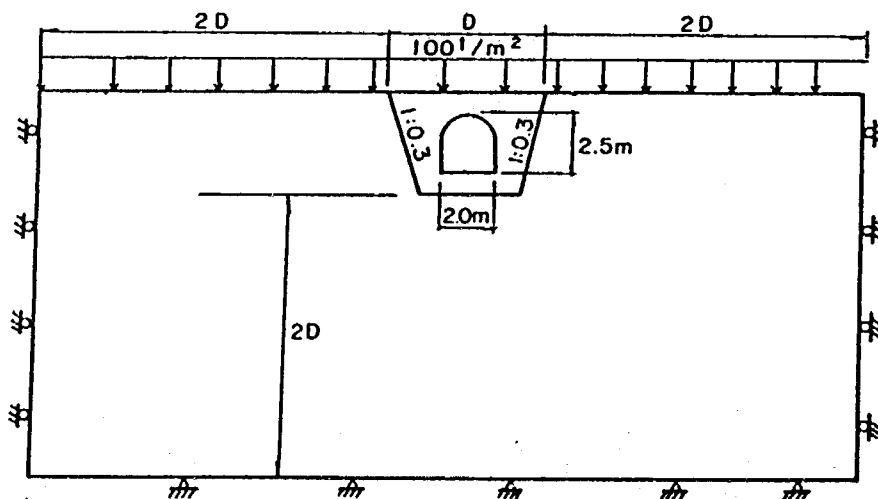


図-2.1 監査廊応力解析のモデルの例

二次元有限要素法による応力解析は必ずしも岩盤内の監査廊を完全にモデル化したものとは言えず、また、堤体の自重による荷重をどの程度見込めばよいか、なお検討の余地がある。しかし、この応力解析に基いて配筋された監査廊が施工中あるいは湛水時に堤体の安全性をそこなうほどの異常を生じたという事例はなく、現在では上下流方向断面の配筋の設計手法としては定着しつつある。

一方、監査廊の縦断面方向の配筋設計については、監査廊を弾性床土上の梁として解析したり、一部のダムでダム軸縦断面方向の二次元モデルを用いて有限要素法による応力解析を行っている。これらのダムは、基礎岩盤が変形性の大きいいわゆる軟岩か、又は、基礎岩盤に大規模な破碎帯があり、堤体の盛立による著しい基礎の沈下が懸念されるダムである。しかし、監査廊は通常はブロック長が10m以下であるのに対し高さは4m前後であり、梁というよりは剛体に近いと考えられ、ジョイントを適切に配置すれば、監査廊に亀裂が入るような縦断面方向の著しく大きな引張応力は生じないと考えられる。

しかし、変形性の大きいいわゆる軟岩基礎では、堤体の盛立により基礎岩盤が沈下し、その沈下量は、ダム軸縦断面ではアバットメントから河床部にいくに従って増大し、特に河床部では堤体により谷がおし広げられ伸びの挙動を示すため、監査廊のジョイントが開くこととなる。ジョイントが著しく開いた場合は、その部分が水みちとなり、浸透水により堤体材料が洗い流されたりする恐れがある。このため、変形性の大きな基礎岩盤上に監査廊を設ける場合は、ジョイントの開きが許容値内に収まるような設計・施工が必要となる。しかし、今のところ基礎岩盤の変形を予想する手法や、ジョイントの開きの許容値は定まっていないのが現状である。軟岩や、破碎・褶曲の著しい岩盤を基礎とするフィルダムでは、堤体の盛立によりジョイントが開くことを予想して、ジョイントに継目計を設置し、盛立や試験湛水時にジョイントの開きを計測し、著しい開きが生じたジョイントにはジョイントグラウチングを行って止水性を確保している。

今後の監査廊の設計では、特に変形性の大きい岩盤を基礎とするダムの場合、基礎岩盤の変形量を予測して、ジョイントの配置やジョイントグラウチングの配管の必要性の有無を判断する必要があるといえる。

2.2 基礎岩盤の変形解析

ロックフィルダムの基礎岩盤の変形を予測する方法としては、ダムの基礎岩盤の形状が各々のダムによって異なるため、有限要素法を用いるのが一般的であると考えられる。

有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行うにあたっての検討項目としては次のものがある。

- (1) 荷 重
- (2) 解析のモデル(二次元モデルか三次元モデルか)
- (3) 基礎岩盤の物性値
- (4) モデルの境界条件

荷重としては、堤体の自重と貯水池からの浸透水圧が考えられる。地震時荷重は常時に作用する荷重ではなく、地盤の変形については大きな外力として作用しないと考えられるので考慮しない。

浸透水圧については、河床部付近では地下水面は岩盤表面に近いのが普通であるため、貯水池の水圧は基礎岩盤に対してはそれほど大きな外力としては作用しないのが普通である。図-2.2は、御所ダム

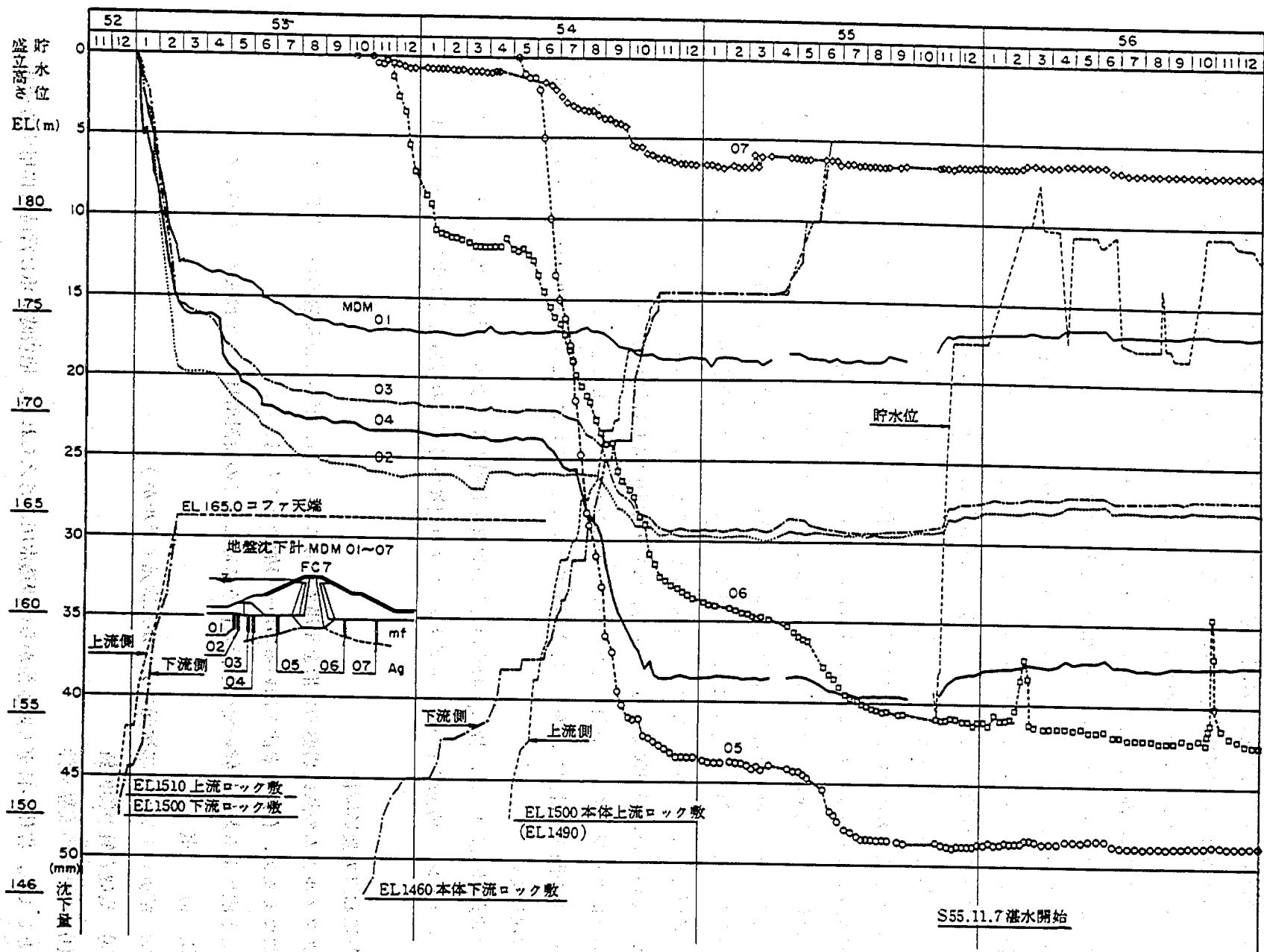


図-2.2 御所ダム岩盤変位計の記録

のロックゾーン基礎の泥流堆積物中に設置された岩盤変位計の記録である。これによると、基礎の変形量は堤体の自重によるものが全んどであり、貯水位による変形はわずかである。他のダムの岩盤変位計の実測データでも同じ傾向がある。このため、基礎岩盤の変形解析では堤体の自重だけを考慮し、貯水池からの浸透水圧を無視しても誤差は小さいものと思われる。

堤体の自重については、堤体の単位体積重量は材料の試験値や盛立の管理試験結果よりかなり正確に決めることができる。しかし、堤体は三次元構造物であり、堤体材料の変形性（変形係数、ポアソン比）により、堤体の基礎岩盤に及ぼす荷重が異なる。堤体材料の変形性は一般的に非線形性を示すため、これを考慮した逐次盛立解析などが開発されている。

そこで、図－2.3に示すようなダム軸縦断面の二次元有限要素法のモデルで、堤体材料の物性値や盛立解析手法の違いによる着岩面における直応力（着岩面に直角な方向の応力）の差を調べた結果を示す。

図－2.4は、堤体材料が線形で堤体全体を一層として解析した場合と20層に分けて逐次盛立を行った場合、そして、堤体材料が非線形で20層に分けて逐次盛立を行った場合の直応力を比較したものである。各ケースの詳細は、表－2.1に示す。これによると、逐次盛立での変形性が線形のケースBと非線形のケースCでは河床部での直応力はそれほど大きな差はなく、全体を一層として解析する場合と20層に分けて逐次盛立解析を行う場合では、同じ線形解析でも河床部で10%程度の差が生じ逐次盛立解析の方が大きい、アバットメントではその値の大きさは逆となっている。

表－2.1 図－2.4の凡例

ケース	線形・非線形	盛立層数	変形係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
A	線形	全体一層	500	0.4
B	線形	逐次盛立	500	0.4
C	非線形	逐次盛立	$F_0 = 200 \times \sigma_1 + 500$	0.4

図－2.5は、堤体材料が線形と非線形の場合について、ポアソン比を変えて解析した結果を示したものである。これよりポアソン比を変えると、特に全体を一層として線形で解析する場合、ポアソン比が0.4と0.3では河床部で10%程度の差がある。また、アバットメントでの直応力の差も大きい。

表－2.2 図－2.5の凡例

ケース	線形・非線形	盛立層数	変形係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比
A	線形	全体一層	500	0.4
B	線形	全体一層	500	0.3
C	非線形	逐次盛立	$F_0 = 200 \times \sigma_1 + 500$	0.4
D	非線形	逐次盛立	$E_0 = 200 \times \sigma_1 + 500$	0.3
E	線型	全体一層	1,500	0.3

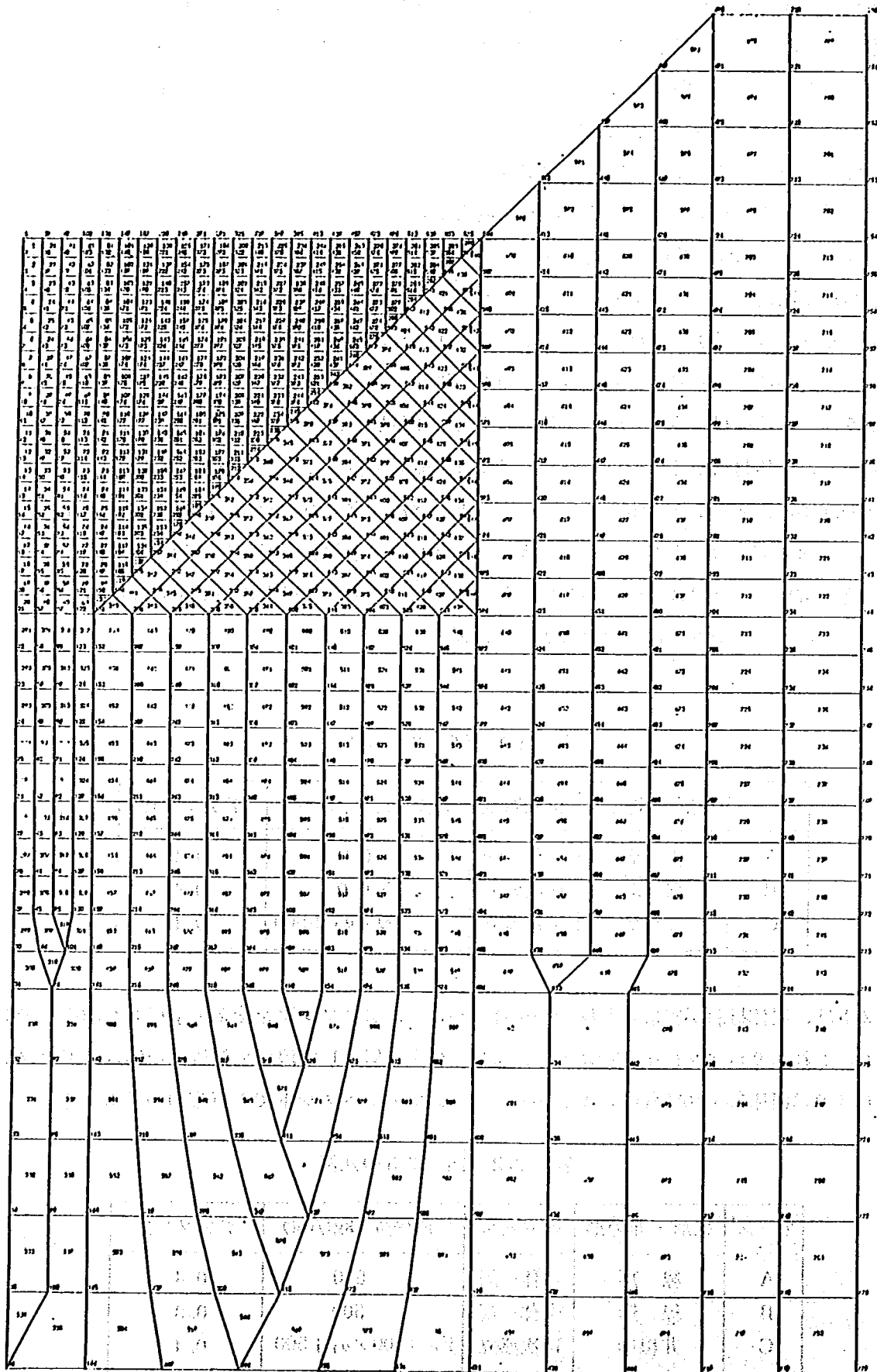


図-2.3 ダム軸縦断面二次元モデル要素図

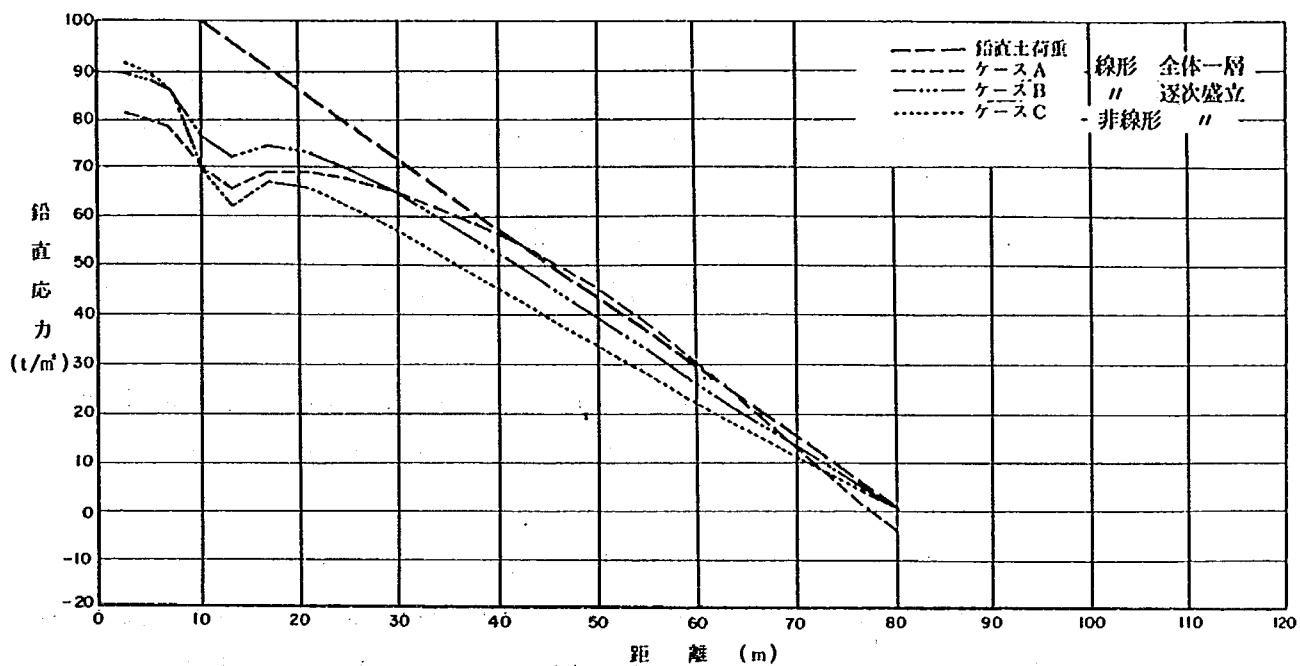


図-2.4 解析手法による堤体自重の差 (その1)

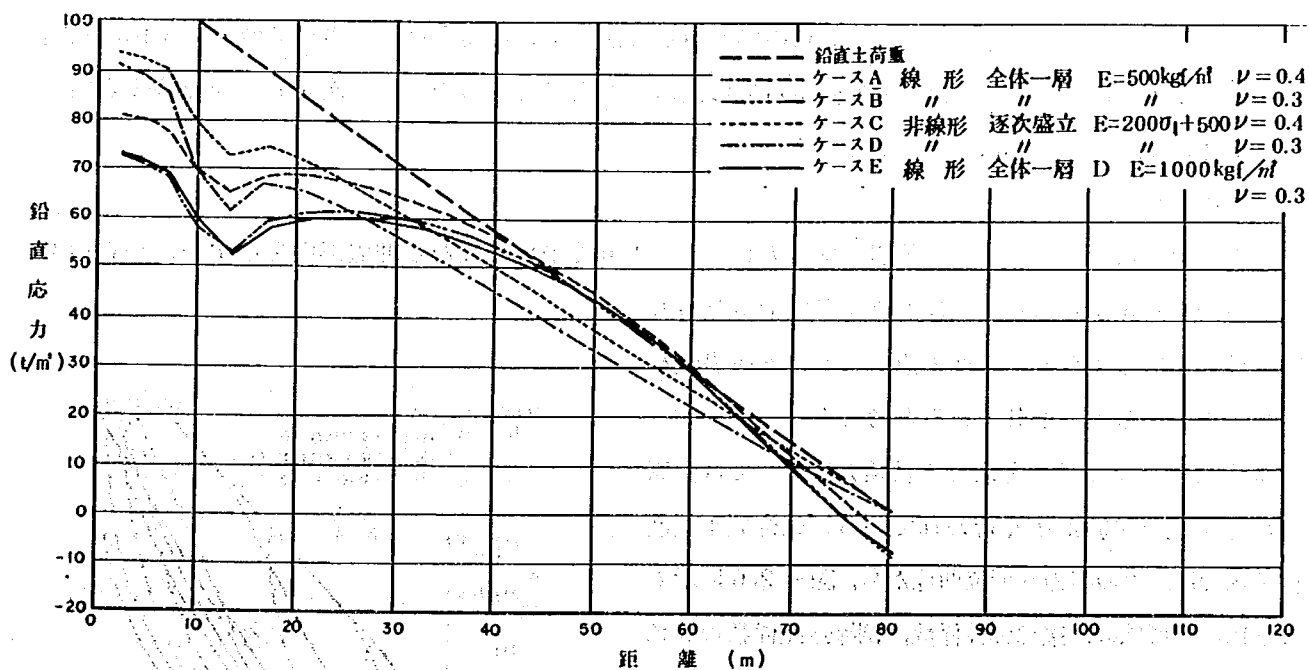


図-2.5 解析手法による堤体自重の差 (その2)

これらの結果より、堤体自重は、河床部付近ではポアソン比の値に注意すれば線形でも非線形でもそれほど大きな差は生じず、線形で全体を一層とした解析で十分であると考えられる。しかし、斜面部では、逐次盛立解析が必要である。ポアソン比の決定については、室内での三軸圧縮試験等で正確に求める必要がある。

解析のモデルについては、実際と同じ堤体と基礎岩盤を一体とした三次元モデルを用いるのが最も妥当であると考えられる。二次元モデルをダム軸縦断面に適用した場合は、三次元モデルと比較して次のような問題点があると言える。

- (1) 堤体の基礎岩盤に及ぼす荷重は、二次元モデルでは、三次元モデルと比較して大きくなる。
- (2) 二次元モデルではロック、フィルター、コアの各ゾーンの物性値が異なっている場合、それを考慮できない。
- (3) 二次元モデルでは堤体の自重による岩盤内の応力は平面的にしか拡散しないため、基礎岩盤のモデルの広さ、特に鉛直方向の深さによって変形量が大きく異なり、真の変形量を求められない。

一方、三次元モデルの問題点としては、

- (1) 基礎岩盤の地質構造が複雑な場合は、モデルの作成に多大な労力を要する。
- (2) 三次元モデルでは堤体の自重による岩盤内の応力は三次元的に拡散するため、モデルの大きさの解析結果に及ぼす影響は二次元モデルより小さいが、やはりモデル化の範囲をどの程度にとればよいか検討する必要がある。

といったことがあげられる。

基礎岩盤の変形解析に二次元モデルを採用する場合としては、

- (1) 基礎岩盤の変形の定性的な状態を調べる。
- (2) 基礎岩盤の河床部等における変形量の絶対値がわかっている場合は、基礎岩盤のモデル化の範囲を、堤体の自重と基礎岩盤の変形性から逆に決めることができるので、二次元モデルで基礎岩盤の全体の変形量を概略知ることができる。

などの場合が考えられる。

基礎岩盤の物性値としては、軟岩では応力レベルにより変形性の異なる非線形性を示すが、現在の変形解析のレベルから言って非線形性を考慮するための物性値等が明確でなく、精度の点からも、基礎岩盤を弾性体と考えるので十分であると考えられる。

基礎岩盤の弾性係数を求める試験方法としては、原位置平板载荷試験が広く行われている。原位置平板载荷試験では、その応力～変位曲線から、図-2.6に示すように、変形係数、接線弾性係数、割線弾性係数の3種類の変形性に関する定数を求められるが、基礎岩盤の変形性の解析には、応力～変位曲線の処女曲線の包絡線である変形係数を用いるのが妥当である。しかし、変形係数の適用には、施工時の掘削によるゆるみと試験地

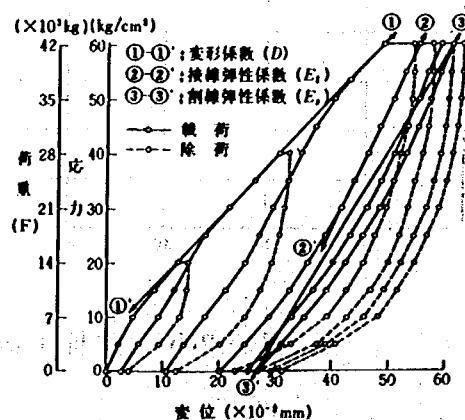


図-2.6 応力～変位曲線

モデルの境界条件については、モデル化の範囲が十分大きい場合は、側面、底面とも全て剛接でよいと思われるが、そうでない時は、底面のみ剛接、側面はその面に平行な方向は可動、直角な方向は固定とするのが一般的であると考える。

モデルの境界条件については、モデル化の範囲が十分大きい場合は、側面、底面とも全て剛接でよいと思われるが、そうでない時は、底面のみ剛接、側面はその面に平行な方向は可動、直角な方向は固定とするのが一般的であると考える。

3. 三次元モデルによる基礎岩盤の変形解析

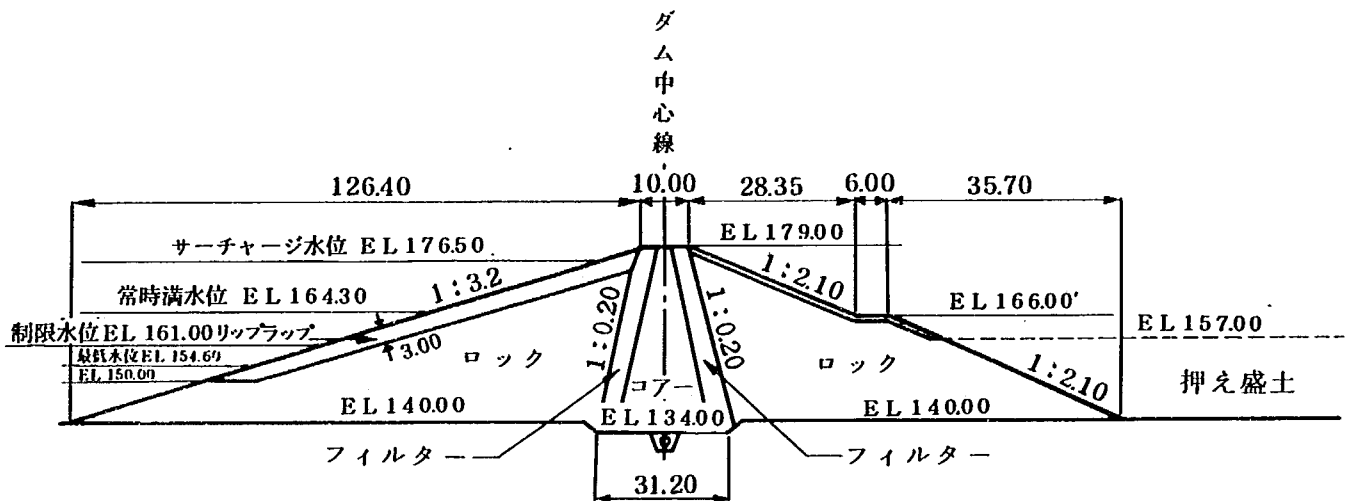
2章で考察したことを基に、監査廊ジョイントの開きの堤体の盛立や湛水による変化を実測した北海道開発局の漁川ダムについて継目計のデータを解析するとともに、三次元有限要素法による基礎岩盤の変形解析を行い、継目計の実測データと比較してみた。

3.1 漁川ダムの概要

漁川ダムについては、表－3.1に示すとおりである。また、堤体標準断面図を図－3.1に示す。

表－3.1 漁川ダム諸元

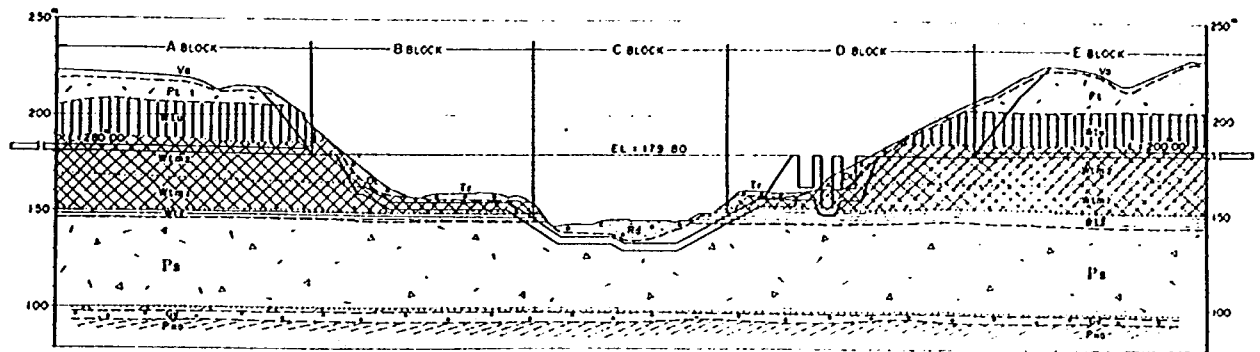
事業者	北海道開発局
所在地	北海道恵庭市漁平
水系	石狩川水系千歳川支川漁川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	45.5 m
堤頂長	270 m
堤体積	647,300 m ³
完成年	昭和54年(1979)7月盛立完了 昭和54年(1979)11月湛水開始



図－3.1 堤体標準断面図

3.2 ダムサイトの地質

ダムサイトの地質は、新第三紀末期の先野幌層の砂岩・礫岩層を基盤として、それを覆って第四紀洪積世の古期段丘堆積層、支笏火山噴出物が堆積している。ダムの基盤は支笏火山噴出物層に属する軽石凝灰岩層(層厚40m～50m)、熔結凝灰岩層(層厚50m)で構成されている。軽石凝灰岩層は固結度が低く節理は見られず、熔結凝灰岩層は柱状、板状の節理が発達している。これらの層はダム軸方向にほぼ平行な走向をもち上下流方向には約5%下流下がり傾斜で堆積している。断層、褶曲等は見られない。また、基盤岩である先野幌層は軟質で未固結な部分をもつ地層である。河床部の軽石凝灰岩層、左右岸の熔結凝灰岩層には被在地下水が存在する。ダム軸地質断面図を図－3.2に示す。フィル堤体は、軟岩である軽石凝灰岩層を主要な基礎とする。



凡 例

世 代	地 層 名	構成物・岩相	柱 状
第 四 紀	現 世	新期火山灰層	ローム、降下軽石 火山灰、火山砂
	洪 積 世	豊平浮石層	軽石凝灰岩・非溶結
		支笏火山噴出物	溶岩・極低溶結
			溶岩・極高溶結
			溶岩・高溶結
			溶岩・低溶結
		島松浮石層	軽石凝灰岩 極低溶結 (下部・降下軽石薄層)
新 第 三 紀	古期段丘堆積層		砂 礫
	先 野 幌 層		砂岩・礫岩

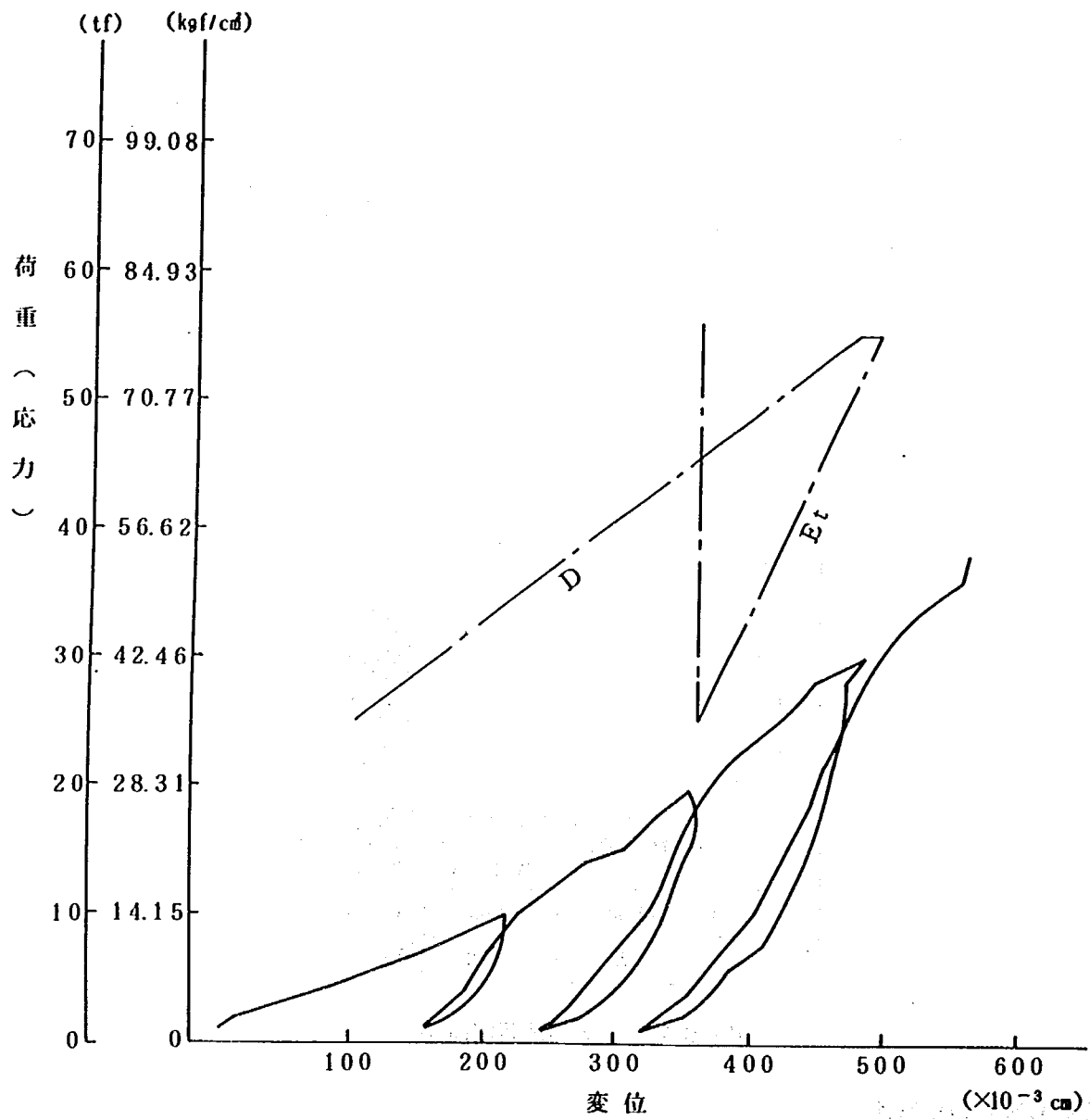
図－3.2 ダム軸地質断面図

3.3 軽石凝灰岩の変形性

軽石凝灰岩について、平板載荷試験（載荷板の径30cm，剛体載荷法）3ヶ所と，孔内載荷試験3孔（応用地質製高圧LLT使用）を行なっている。その結果を，それぞれ表－3.2，3.3に示す。また，平板載荷試験による応力～変位曲線を図－3.3に，孔内載荷試験による応力～変位曲線の代表的なものを図－3.4に示す。

表－3.2 漁川ダム平板載荷試験結果

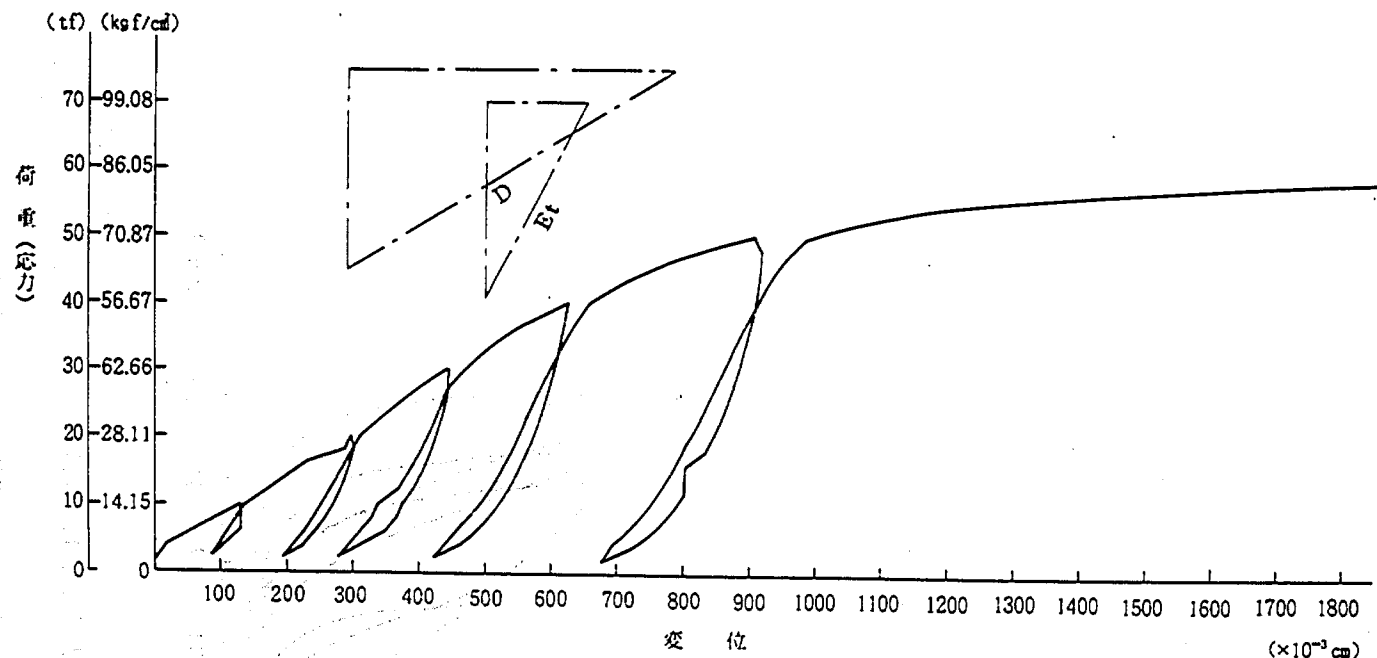
試験地点	変形係数 (kgf/cd)	接線弾性係数 (kgf/cd)
Na 1	2,300	6,600
Na 2	1,770	5,800
Na 3	1,800	5,800
平 均	1,960	6,070



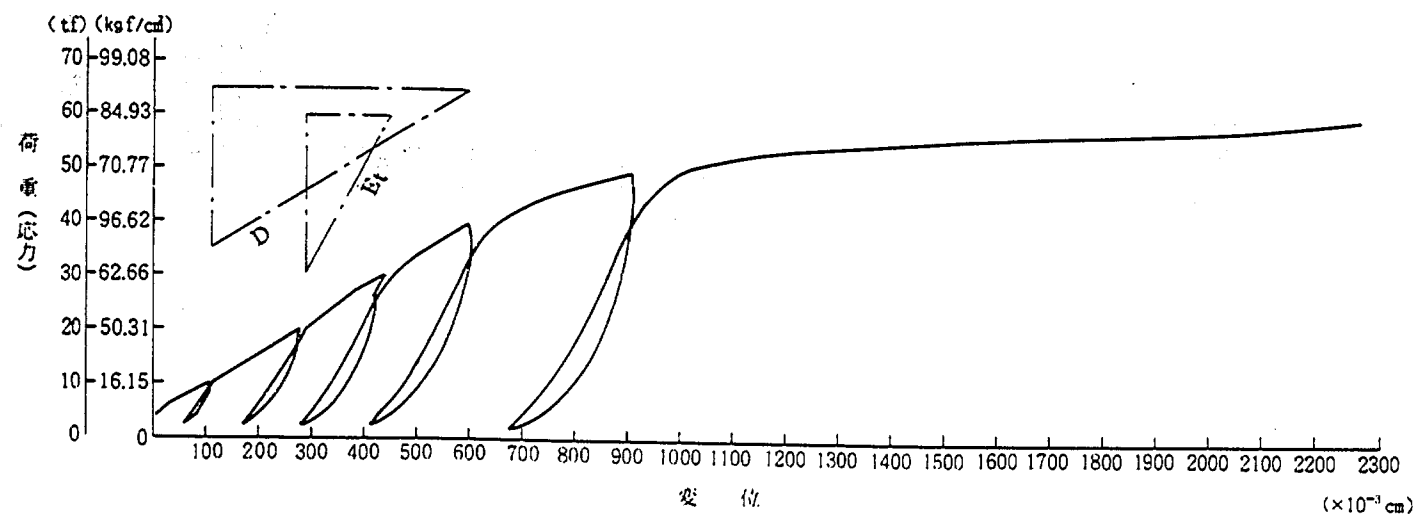
(1) 試験地点 No. 1

図-3.3 漁川ダム載荷試験荷重～変位曲線 (その1)

0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000

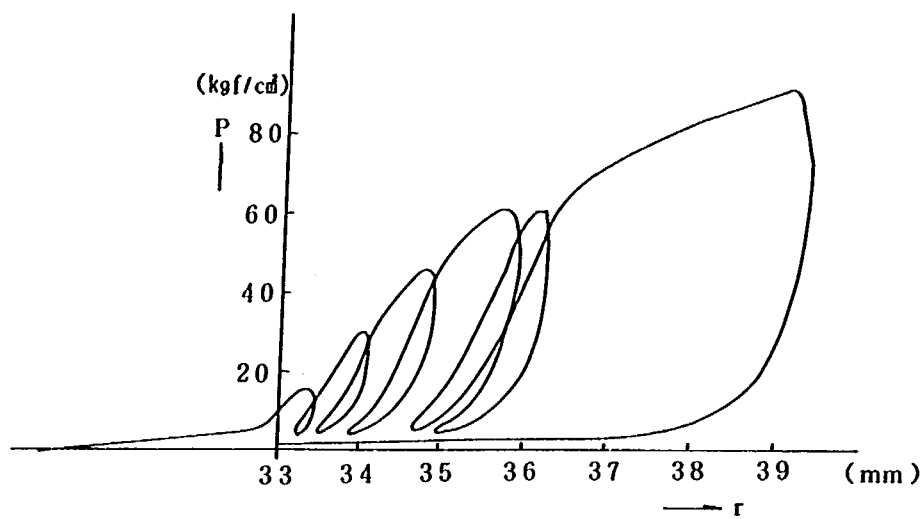


(2) 試験地点 No. 2

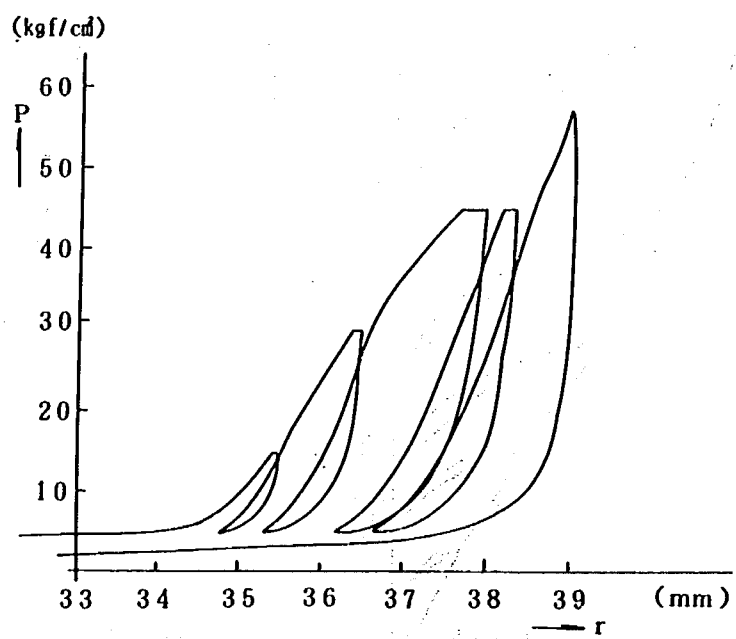


(3) 試験地点 No. 3

図-3.3 漁川ダム載荷試験荷重～変位曲線(その2)

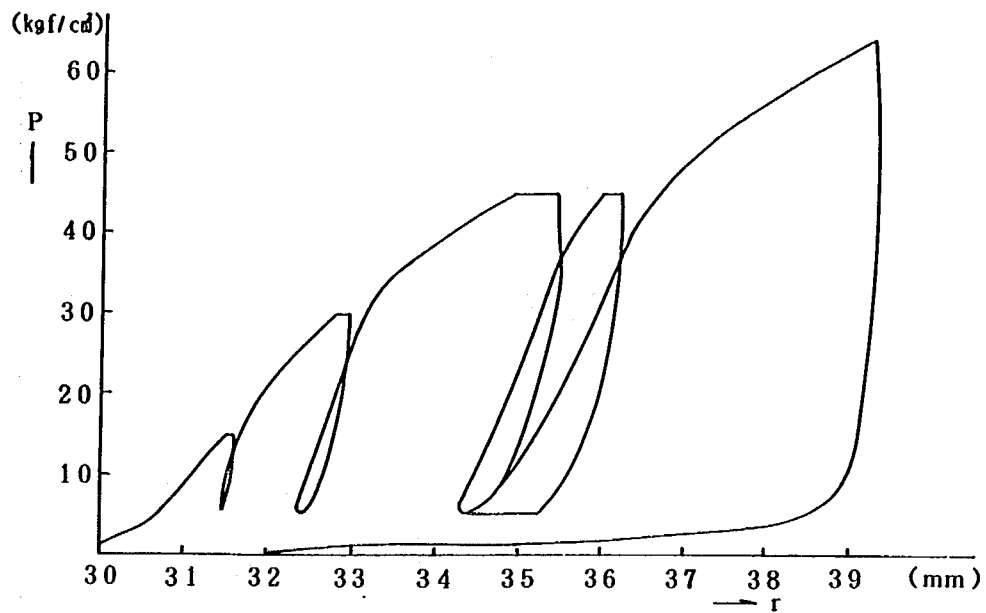


(1) O-1-1 ($Z = 7.00$ m)



(2) O-1-2 ($Z = 11.0$ m)

図-3.4 孔内載荷試験による応力 (P) と変位 (r) の関係 (その1)



(3) O-1-3 ($Z = 15.0 \text{ m}$)

図-3.4 孔内载荷試験による応力(P)と変位(r)の関係(その2)

表-3.3 漁川ダム孔内載荷試験結果

深度	応力 範囲(kgf/cm) 測定No	変形係数 (kgf/cm)				接線弾性係数 (kgf/cm)			
		～15	15～30	30～45	45～60	～15	15～30	30～45	45～60
7m	O-1-1	1,030	1,450	1,310	1,060	1,510	2,210	2,280	2,300
	O-3-1	1,180	1,440	1,130	850	3,900	2,900	2,400	2,340
	O-5-1	690	1,270	1,270	1,020	1,290	1,730	2,140	2,200
	平均	970	1,390	1,240	980	2,230	2,280	2,270	2,280
9m	O-3-2	930	970	800	770	2,270	2,240	2,000	2,180
11m	O-1-2	1,070	810	680	—	930	1,470	1,500	—
	O-3-3	610	630	690	—	1,190	1,420	2,060	—
	O-5-2	660	1,020	870	—	1,000	1,790	1,800	—
	平均	780	820	750	—	1,040	1,560	1,790	—
13m	O-3-4	420	640	530	—	740	1,100	1,600	—
15m	O-1-3	580	590	390	—	2,100	1,410	1,240	—
	O-3-5	600	720	460	—	1,070	1,320	1,070	—
	O-5-3	600	680	520	—	1,250	1,300	1,410	—
	平均	590	660	460	—	1,160	1,340	1,240	—
全平均		760	930	790	930	1,570	1,720	1,770	2,260
総平均		840				1,750			

3.4 漁川ダムの監査廊

漁川ダム監査廊の断面図を図-3.5に、監査廊の配置平面図を図-3.6に、縦断面図、横断面図を図-3.7に示す。監査廊の内空断面の大きさは、幅2.0m、高さ2.4mである。配置上の特徴は、河床部より下流側へぬける上下流方向の監査廊を設けていることで、この部分はグラウチング施工時の機材の搬入路、監査廊内漏水の排水路として使われている。監査廊1ブロックの長さは、6mを基本としている。

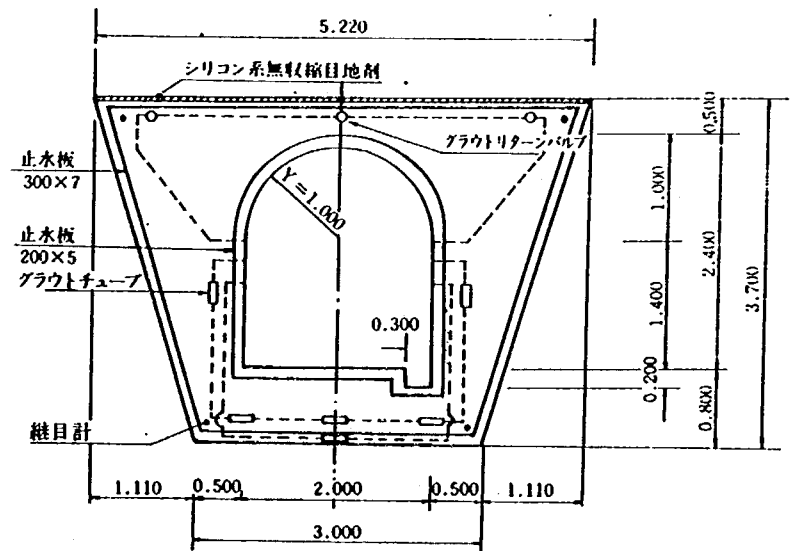


図-3.5 監査廊断面図

継目計（ジョイントメーター）は、図-3.5に示すように監査廊コンクリート部の四隅に設けられ、監査廊軸方向のジョイントの開きを測定できるようになっている。設置ヶ所は、ダム軸縦断方向は全ジョイントに、横断方向は河床部ブロック27と43の間のジョイントからブロック53と54の間ジョイントまで、計47ジョイント、188個設置されている。計器は、歪ゲージ型のもので、測定範囲はレンジ10mm、精度は1/400F.Sである。

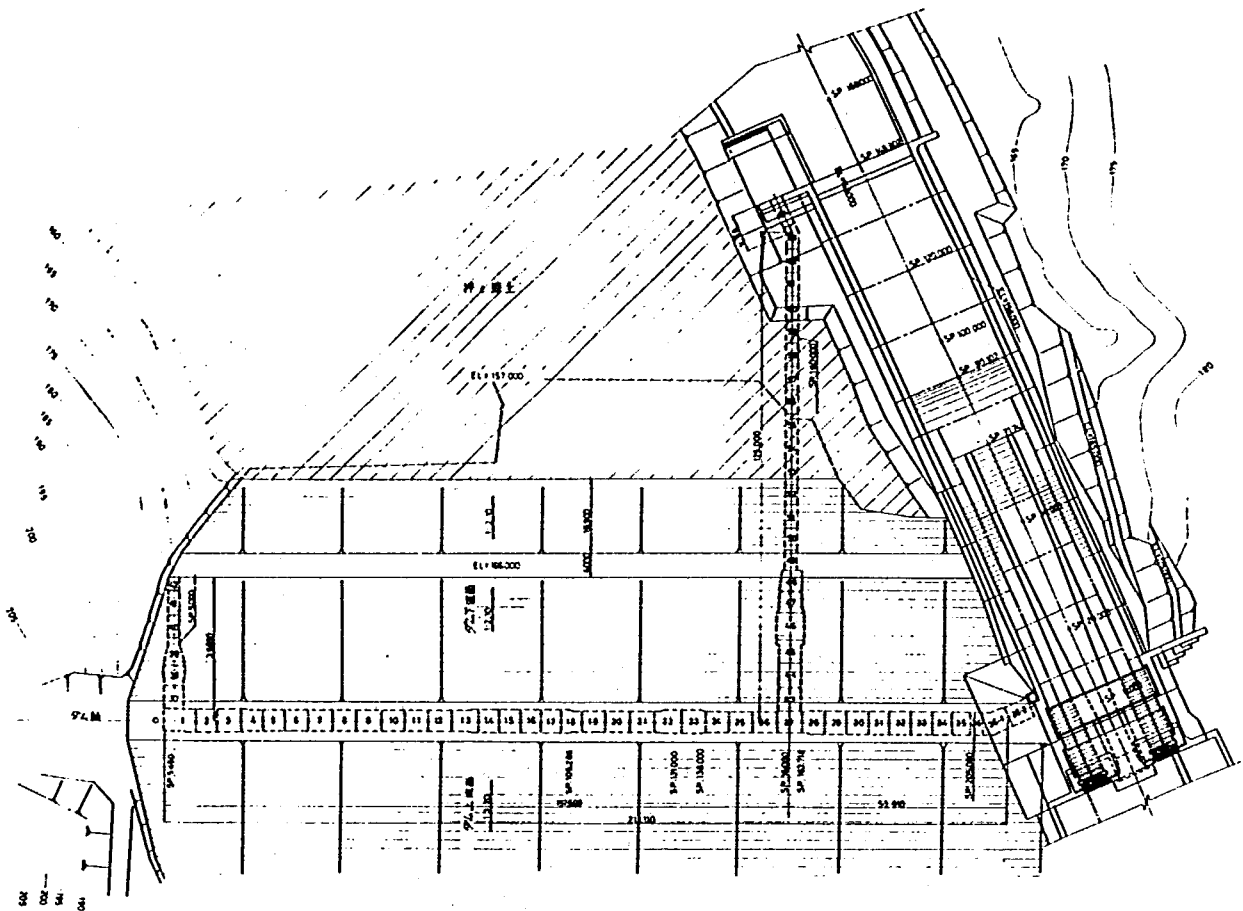


图-3.6 監査廊平面図

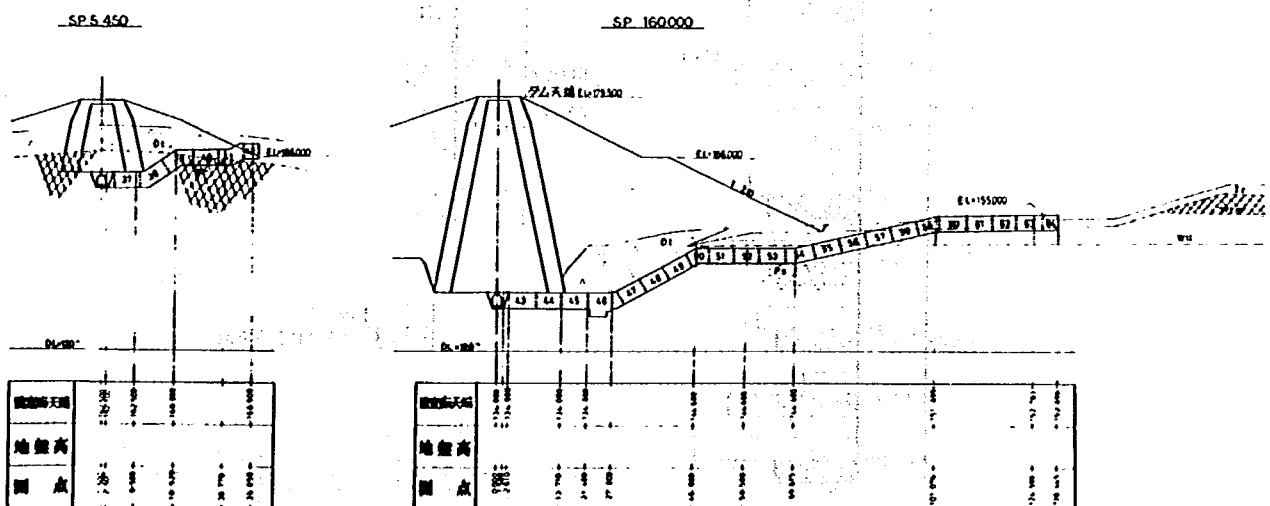
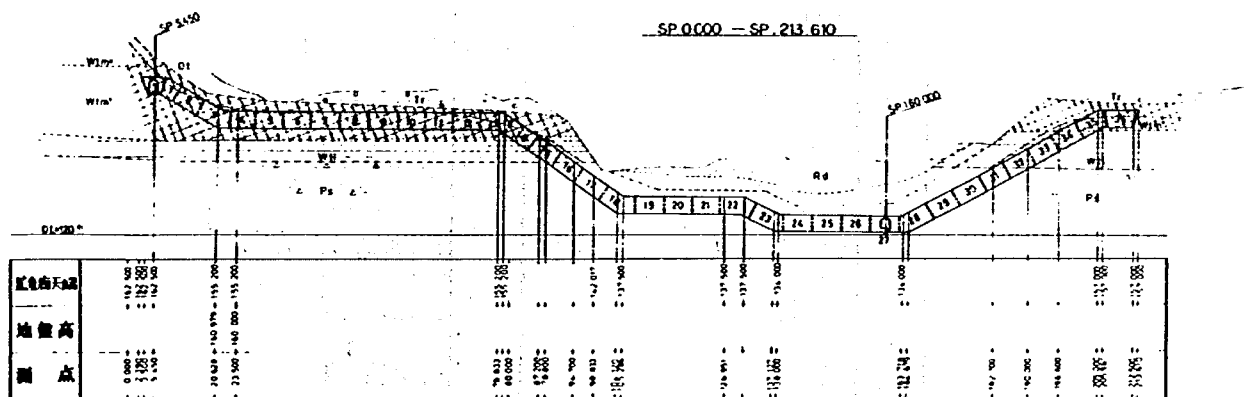


图-3.7 監査廊縦断面図, 横断面図

3.5 継目計の精度

継目計が、実際のジョイントの開きを正しく示しているかどうか、計測値と、ノギスによる実測値の比較を行った。ノギスによる実測は、監査廊内空部より、継目計に近い位置のジョイントの開きを測ったものである。図-3.8は、河床部の監査廊のブロック22から29までの7つのジョイントについて、2つの値を棒グラフで比較したものである。継目計は、監査廊コンクリート部の外縁に近い位置に埋設されており、ノギスによる測定位置と離れているので継目計の値とノギスの値は同じ値を示すとは限らないが、両者の値は比較的近い値を示していると言える。

3.6 継目計の実測値

漁川ダムは1977年6月16日盛立開始、1979年7月7日に盛立完了、同年11月14日より試験湛水を開始した。継目計の計測頻度はやや不定期であるが、だいたい、盛立施工時は、1月に1回、試験湛水開始後は、年に1～2回である。図-3.9は、1979年（昭和54年）8月23日（盛立完了後、ほぼ1月経過後、試験湛水開始前）のジョイントの開きを監査廊鳥瞰図として示したものである。これによると、ジョイントが最も開いているのは河床部の最も標高の低い部分で、最大7mm近い開きを生じている。その他で

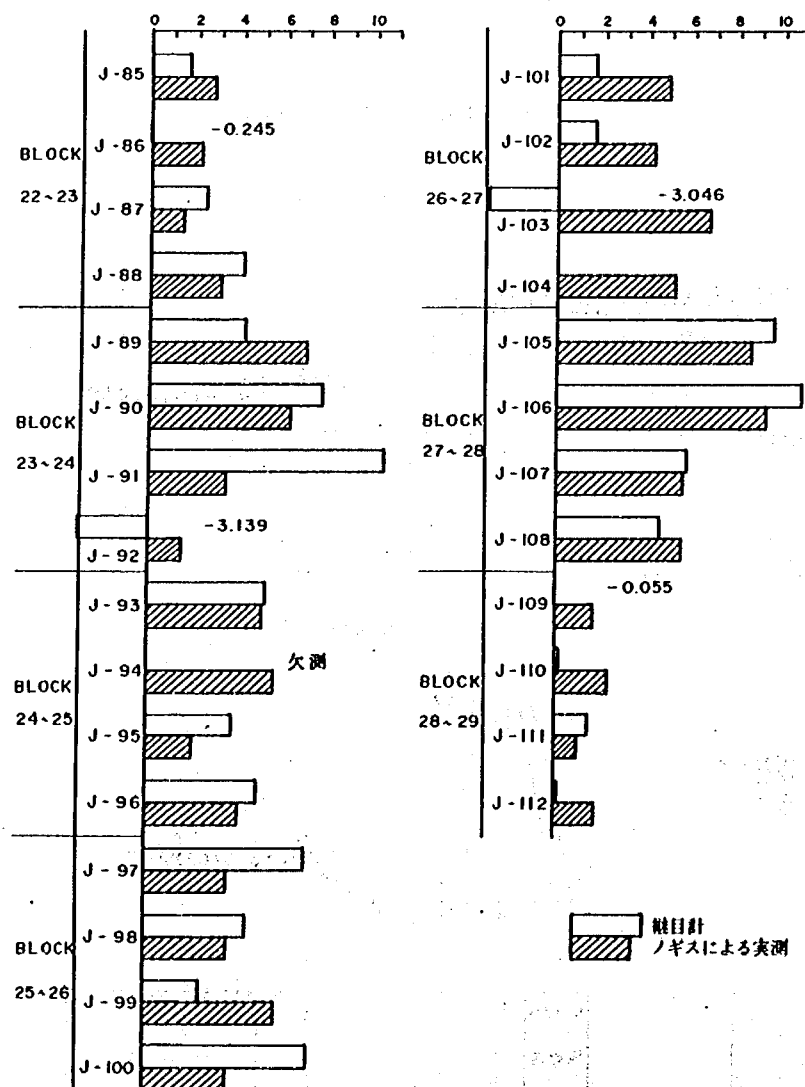


図-3.8 継目計の計測値とノギスによる実測値の比較

ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)	ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)	ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)	ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)	ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)	ジョイント位置	計測番号	変位量 (mm)
SL 1-2	1	-0.12	BL 11-12	1	-0.10	BL 21-22	1	-0.08	BL 31-32	1	-0.06	BL 41-42	1	-0.04	BL 51-52	1	-0.02
	2	-0.08		2	0.31		2	-0.28		2	-0.26		2	-0.24		2	-0.22
	3	-0.06		3	-0.33		3	-0.31		3	-0.29		3	-0.27		3	-0.25
	4	-0.27		4	-0.02		4	-0.04		4	-0.06		4	-0.08		4	-0.10
BL 2-3	1	-0.05	BL 12-13	1	-0.03	BL 22-23	1	-0.01	BL 32-33	1	-0.01	BL 42-43	1	-0.01	BL 52-53	1	-0.01
	2	-0.08		2	-0.02		2	-0.16		2	-0.16		2	-0.16		2	-0.16
	3	-0.43		3	-0.07		3	-0.07		3	-0.07		3	-0.07		3	-0.07
	4	-0.46		4	-0.08		4	-0.08		4	-0.08		4	-0.08		4	-0.08
BL 3-4	1	-0.10	BL 13-14	1	-0.04	BL 23-24	1	-0.04	BL 33-34	1	-0.04	BL 43-44	1	-0.04	BL 53-54	1	-0.04
	2	-0.11		2	-0.47		2	-0.47		2	-0.47		2	-0.47		2	-0.47
	3	-0.43		3	-0.44		3	-0.44		3	-0.44		3	-0.44		3	-0.44
	4	-0.43		4	-1.46		4	-1.46		4	-1.46		4	-1.46		4	-1.46
BL 4-5	1	-0.22	BL 14-15	1	-0.31	BL 24-25	1	-0.31	BL 34-35	1	-0.31	BL 44-45	1	-0.31	BL 54-55	1	-0.31
	2	-0.14		2	0.31		2	0.31		2	0.31		2	0.31		2	0.31
	3	-0.15		3	0.31		3	0.31		3	0.31		3	0.31		3	0.31
	4	-1.22		4	-0.14		4	-0.14		4	-0.14		4	-0.14		4	-0.14
BL 5-6	1	-0.43	BL 15-16	1	-0.54	BL 25-26	1	-0.54	BL 35-36	1	-0.54	BL 45-46	1	-0.54	BL 55-56	1	-0.54
	2	-0.37		2	-0.54		2	-0.54		2	-0.54		2	-0.54		2	-0.54
	3	-0.13		3	-0.75		3	-0.75		3	-0.75		3	-0.75		3	-0.75
	4	-0.08		4	-0.52		4	-0.52		4	-0.52		4	-0.52		4	-0.52
BL 6-7	1	-0.03	BL 16-17	1	-0.03	BL 26-27	1	-0.03	BL 36-37	1	-0.03	BL 46-47	1	-0.03	BL 56-57	1	-0.03
	2	0.06		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75
	3	0.14		3	-0.36		3	-0.36		3	-0.36		3	-0.36		3	-0.36
	4	-0.04		4	-0.62		4	-0.62		4	-0.62		4	-0.62		4	-0.62
BL 7-8	1	-0.15	BL 17-18	1	-0.29	BL 27-28	1	-0.29	BL 37-38	1	-0.29	BL 47-48	1	-0.29	BL 57-58	1	-0.29
	2	-0.02		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75		2	-0.75
	3	-0.04		3	-0.84		3	-0.84		3	-0.84		3	-0.84		3	-0.84
	4	-0.26		4	-0.41		4	-0.41		4	-0.41		4	-0.41		4	-0.41
BL 8-9	1	-0.22	BL 18-19	1	-0.73	BL 28-29	1	-0.73	BL 38-39	1	-0.73	BL 48-49	1	-0.73	BL 58-59	1	-0.73
	2	-0.40		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13
	3	0.02		3	-0.16		3	-0.16		3	-0.16		3	-0.16		3	-0.16
	4	-0.02		4	-0.31		4	-0.31		4	-0.31		4	-0.31		4	-0.31
BL 9-10	1	-0.06	BL 19-20	1	-0.83	BL 29-30	1	-0.83	BL 39-40	1	-0.83	BL 49-50	1	-0.83	BL 59-60	1	-0.83
	2	-0.91		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13		2	-0.13
	3	0.22		3	-0.54		3	-0.54		3	-0.54		3	-0.54		3	-0.54
	4	0.06		4	-0.04		4	-0.04		4	-0.04		4	-0.04		4	-0.04
BL 10-11	1	-0.06	BL 20-21	1	-0.14	BL 30-31	1	-0.14	BL 40-41	1	-0.14	BL 50-51	1	-0.14	BL 60-61	1	-0.14
	2	-0.31		2	-0.08		2	-0.08		2	-0.08		2	-0.08		2	-0.08
	3	0.06		3	-0.06		3	-0.06		3	-0.06		3	-0.06		3	-0.06
	4	0.16		4	0.04		4	0.04		4	0.04		4	0.04		4	0.04

注：ジョイントメーターの位置

J-n 上流天端

J-n+1 下流天端

J-n+2 上流下面

J-n+3 下流下面

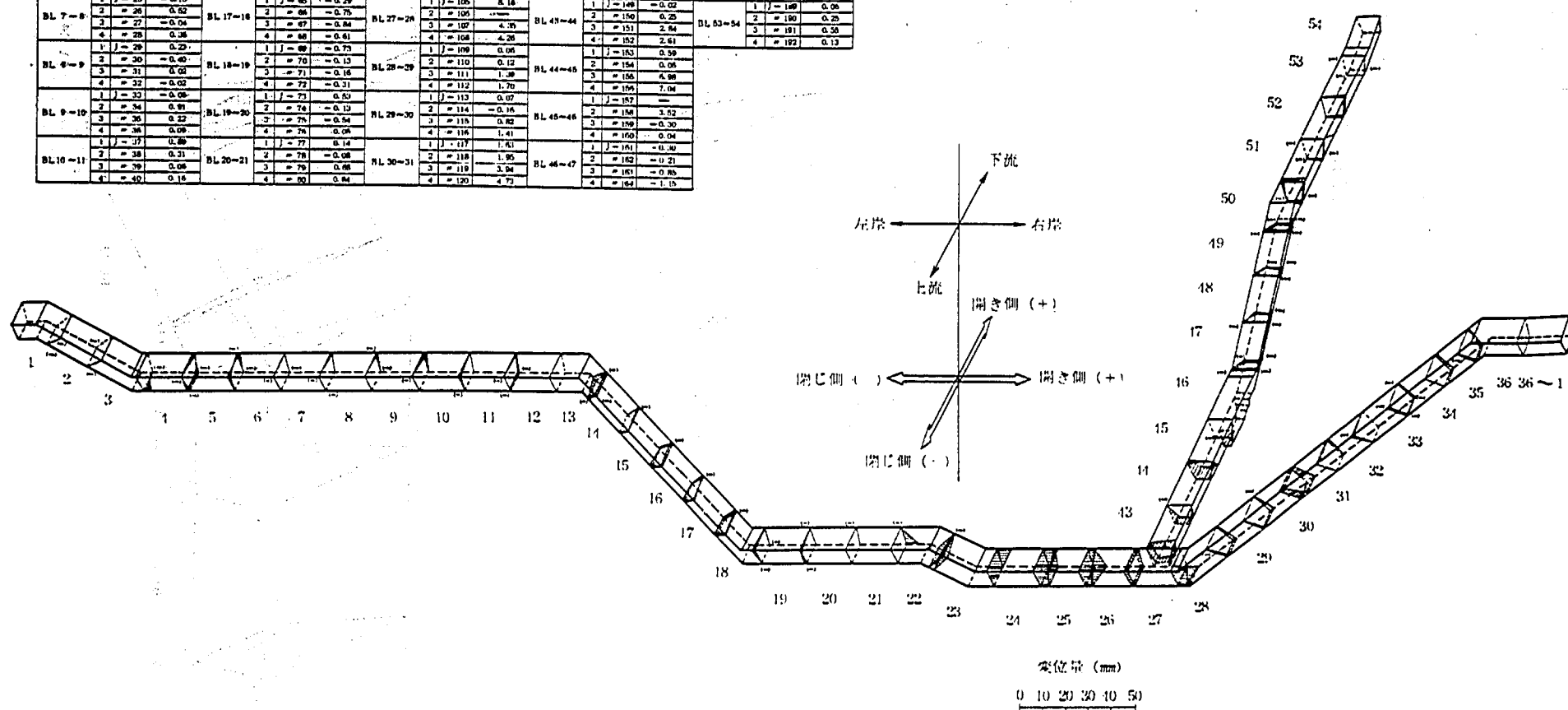


図-3.9 継目計変位鳥瞰図

は右岸斜面部の30ブロックと31ブロックの間のジョイントの他は大きな開きを生じているところは見られない。

図-3.10は、図-3.9と同じ時の河床部付近の監査廊ジョイントの開きを拡大して示した図であるが、監査廊上面と下面の開きを比較したところ、明確な傾向はないようである。

図-3.11は、河床部最下位標高のブロック21からブロック31までの10ヶ所のジョイントについて、堤体盛立時から試験湛水後までの継目計の指示値を経時的に示したものである。これによると、ジョイントの開きは主として堤体の盛立荷重により、湛水後の水圧によっては大きな変化はないようである。

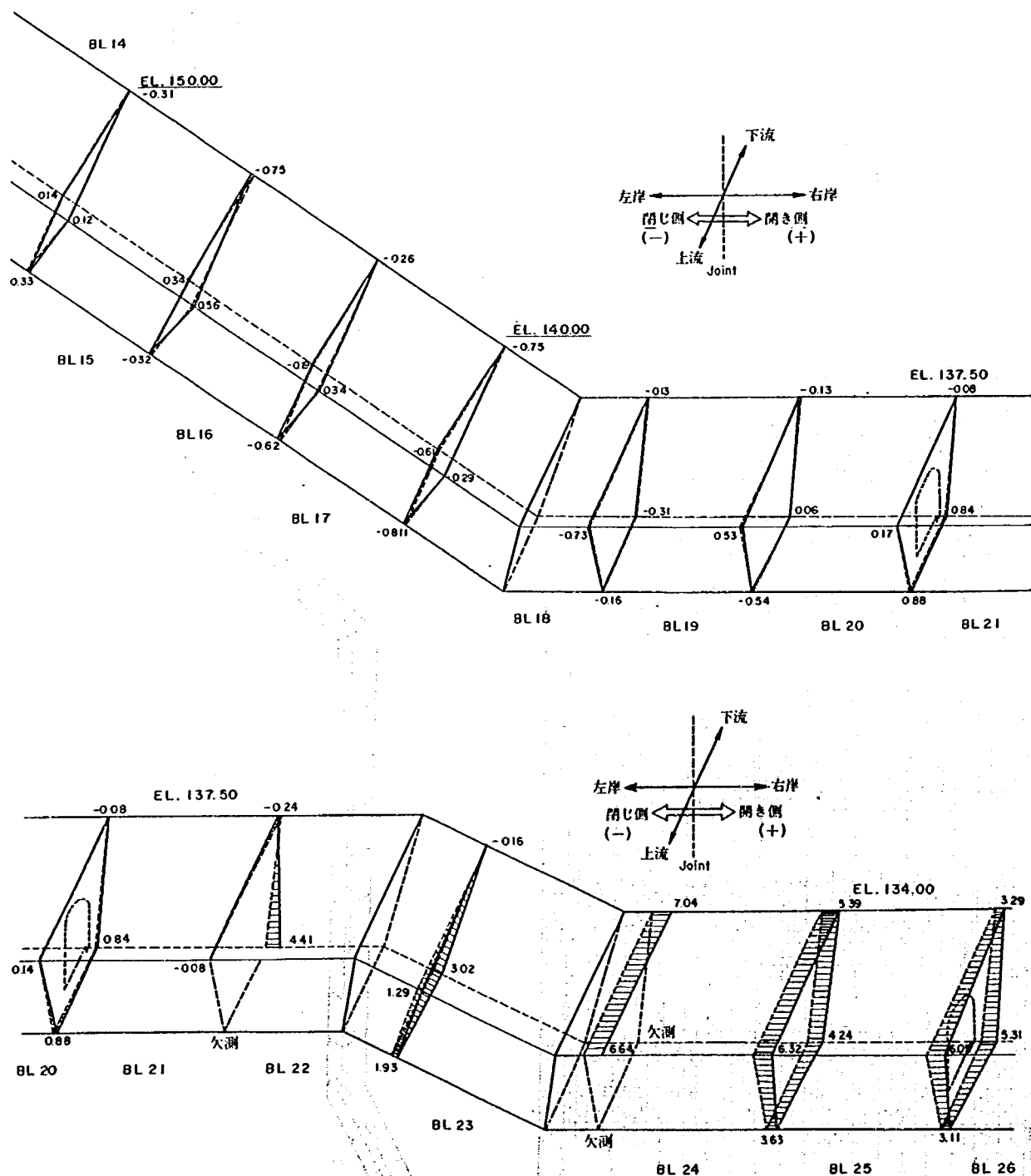


図-3.10 監査廊のジョイントの開き(I)

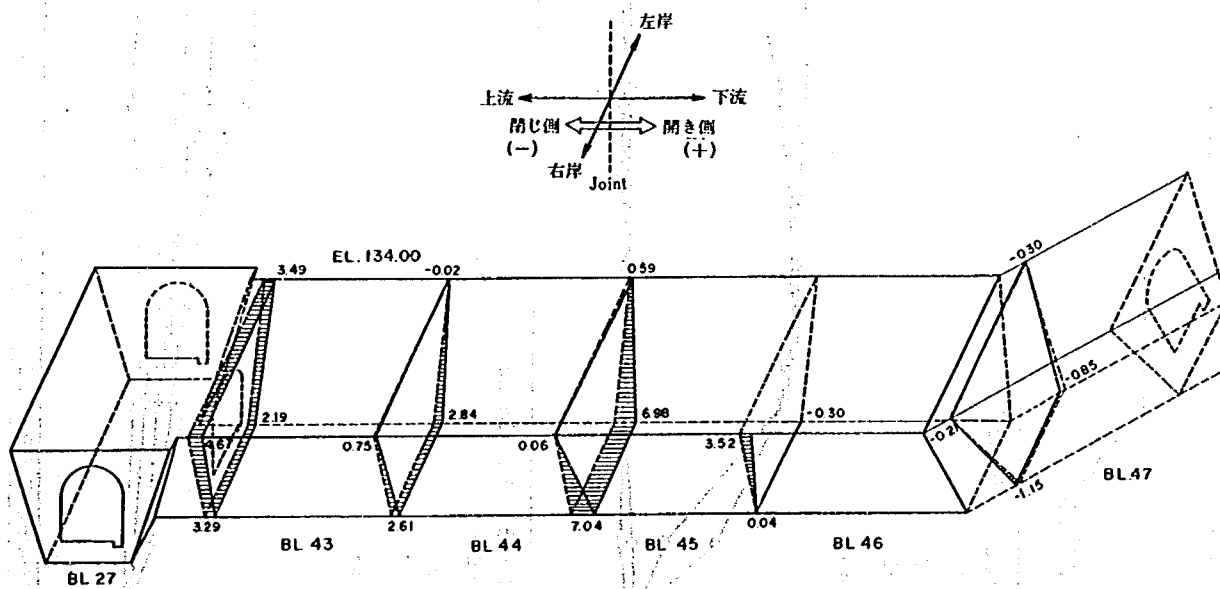
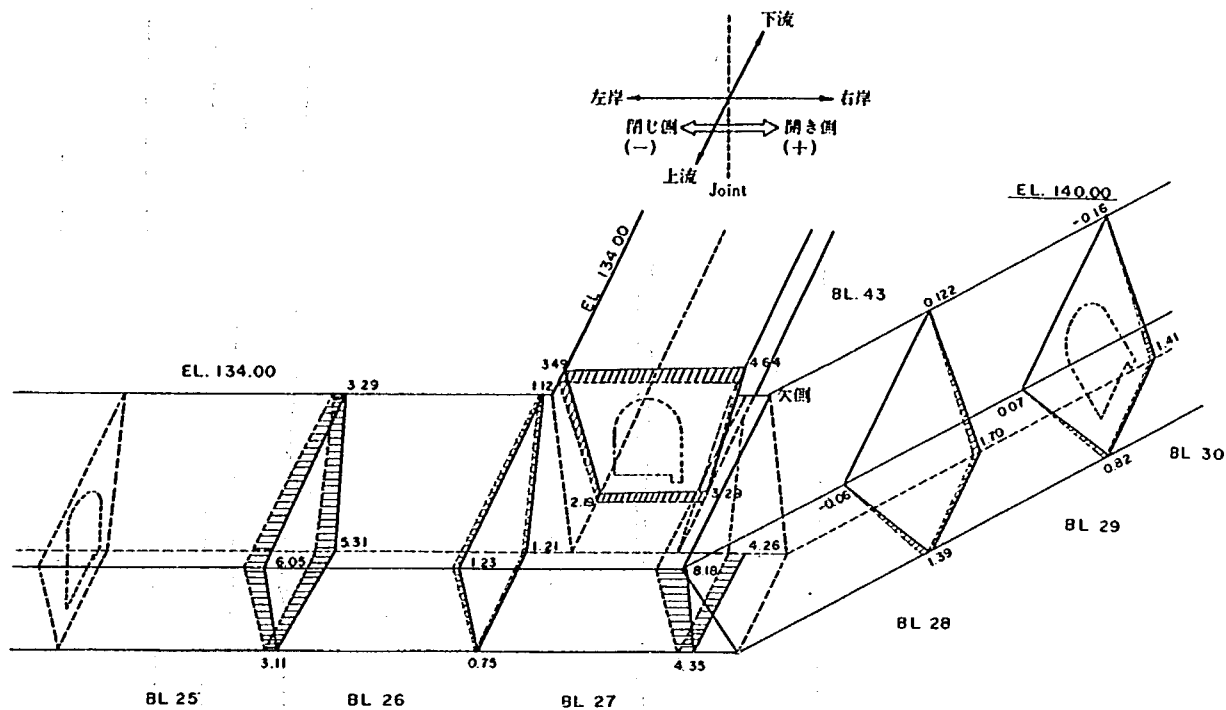


図-3.10 監査廊のジョイントの開き(2)

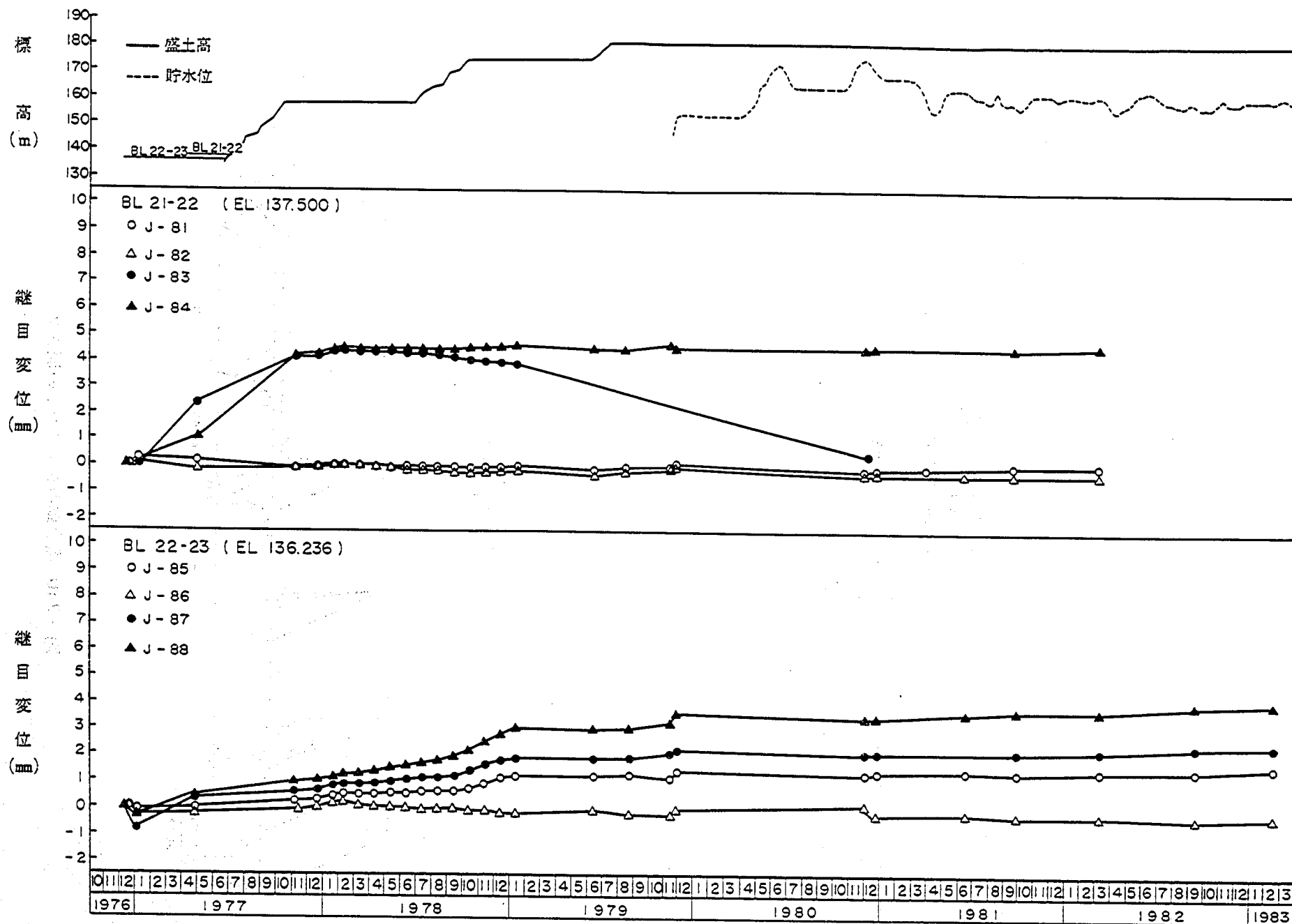


図-3.11 監査廊ジョイントの開きの変化(1)

図-3.11 監査廊ジョイントの開きの変化(2)

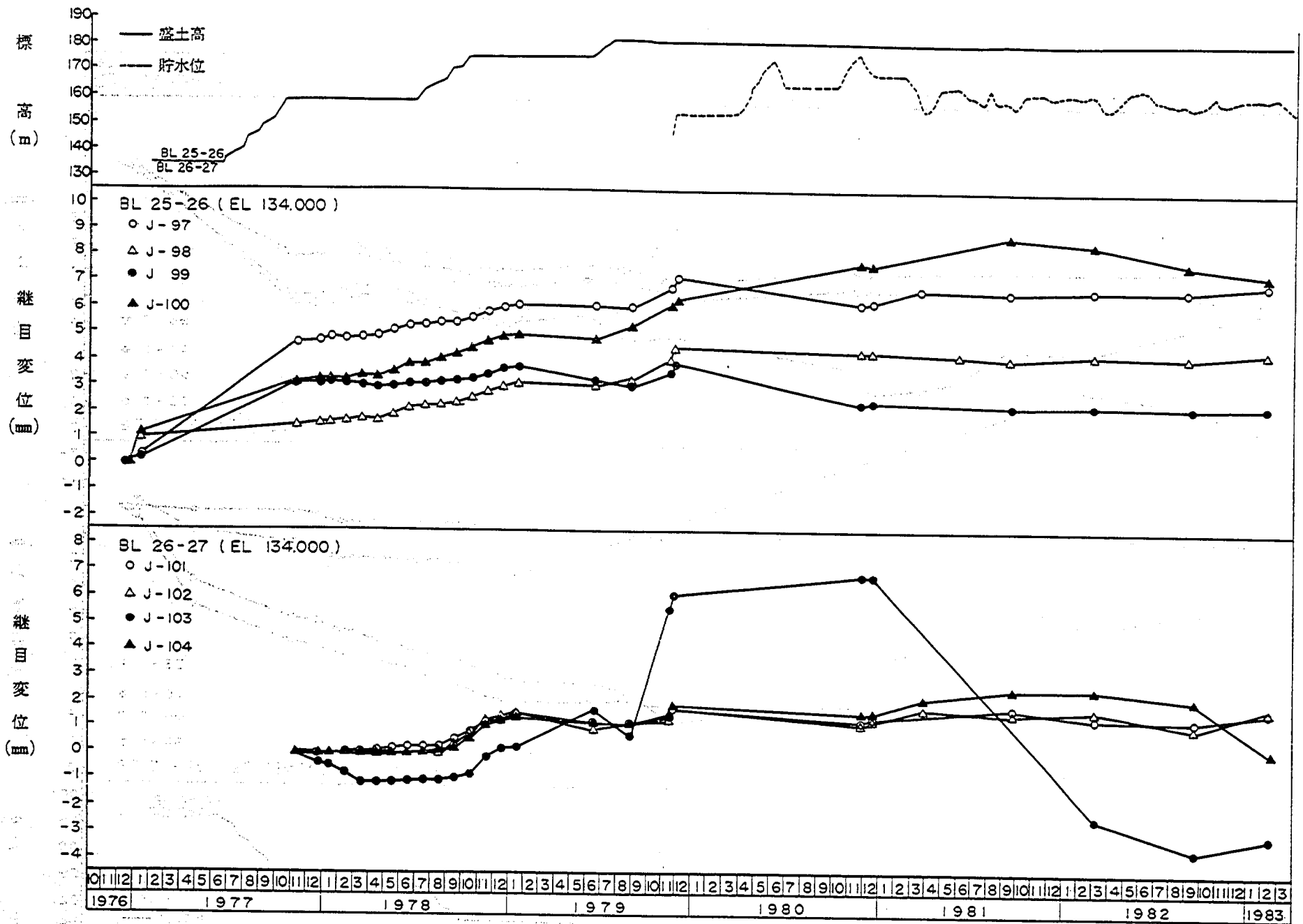


図-3.11 監査廊ジョイントの開きの変化(3)

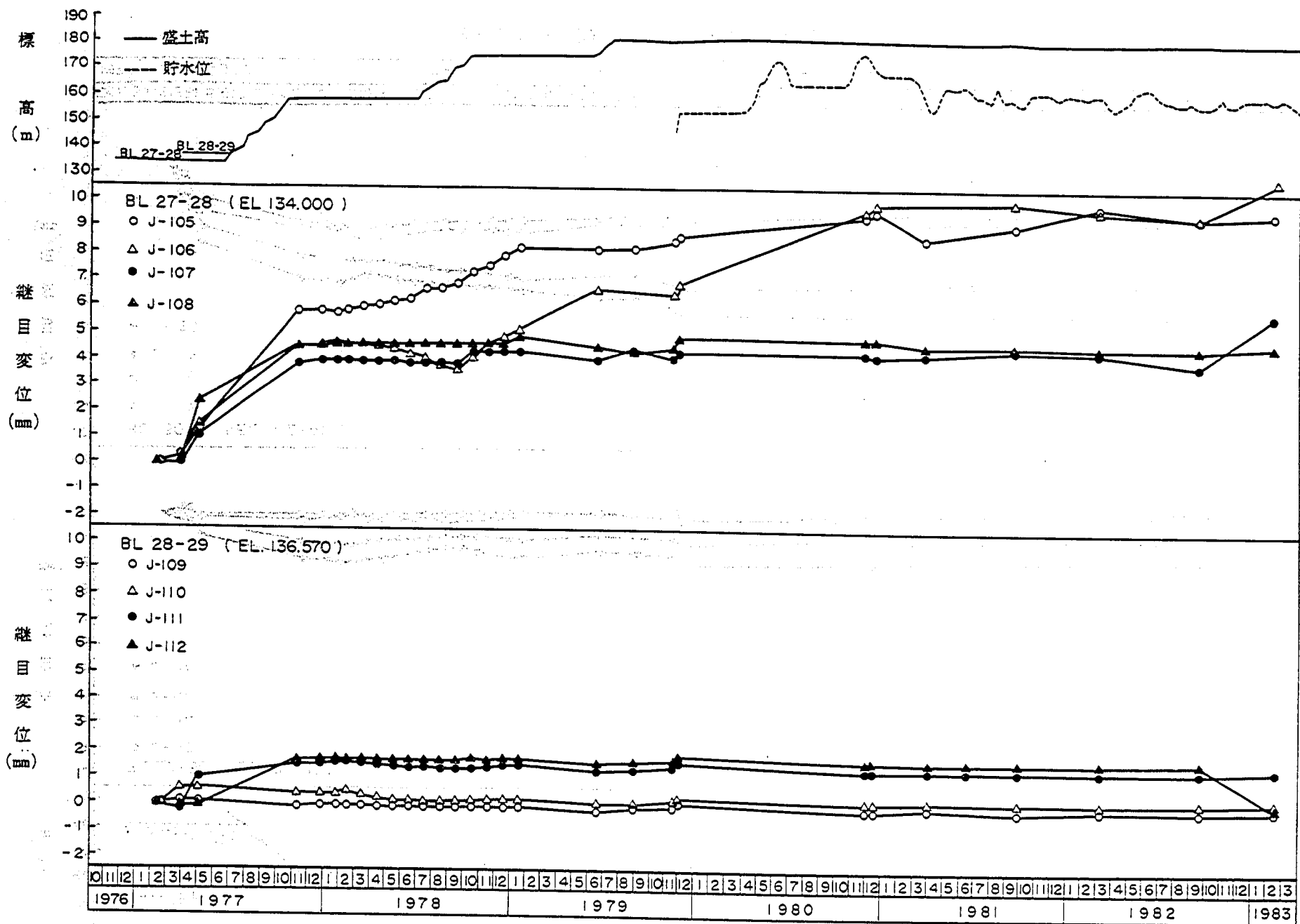


図-3.11 監査廊ジョイントの開きの変化(4)

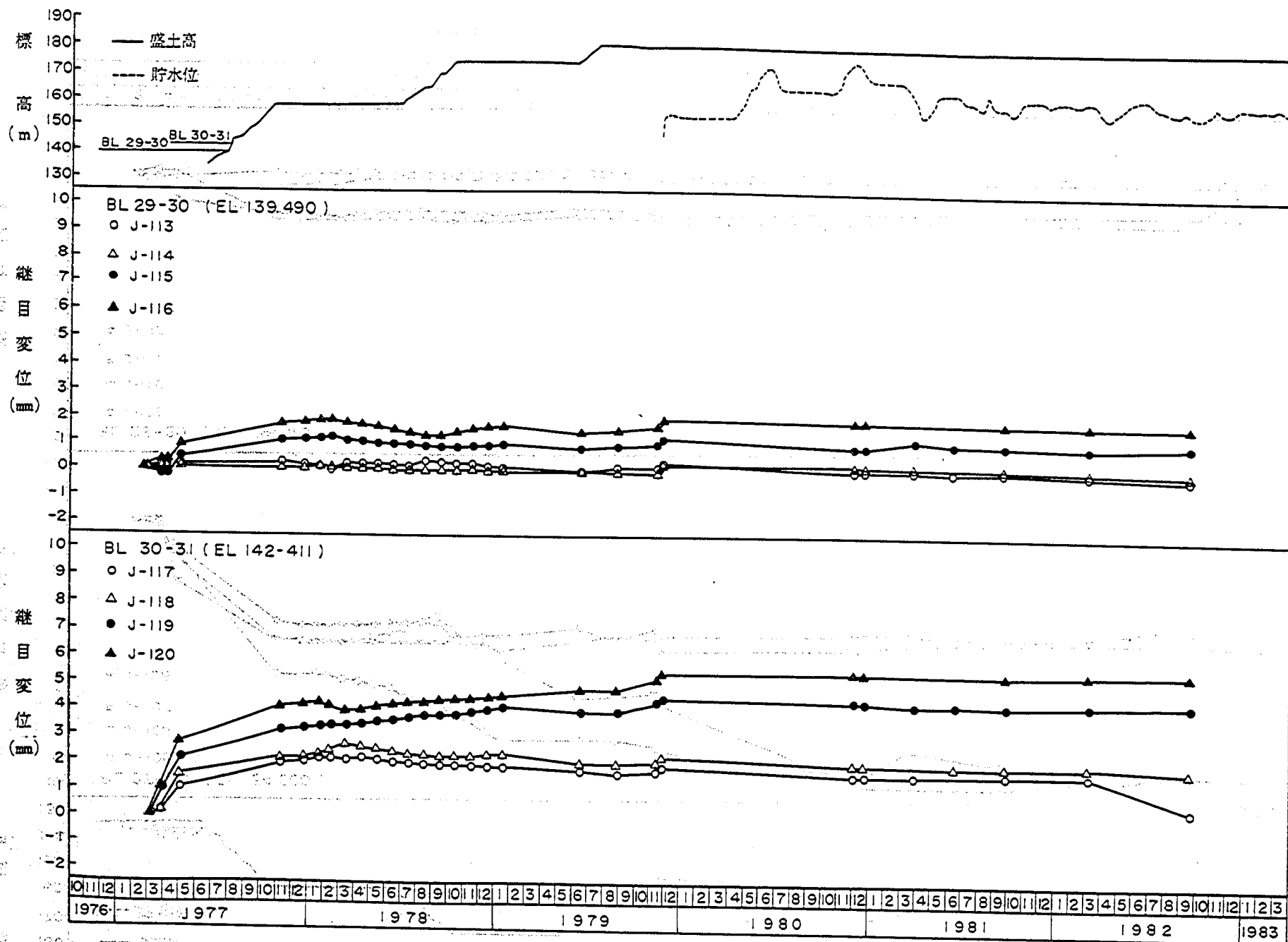


図-3.11 監査廊ジョイントの開きの変化(5)

3.7 漁川ダム基礎岩盤三次元変形解析

3.7.1 解析の概要

漁川ダムの堤体と基礎岩盤を含めた三次元有限要素法による変形解析を行ない、堤体築堤完了後の基礎岩盤の変位量から監査廊ジョイントの開きの大きさを概略予測できないか検討した。解析にあたっては、岩盤・堤体とも、等方な弾性体と仮定した。

3.7.2 物性値

解析に用いる物性値は、表-3.4のとおりとした。

弾性係数については、軽石凝灰岩は原位置平板載荷試験の変形係数より決めた。孔内載荷試験の変形係数を用いなかったのは孔内載荷試験による変形係数、弾性係数は実際の岩盤の変形係数、弾性係数の1/3～2/3の値と考えられるからである。

溶結凝灰岩については、高溶結部と低溶

結部の2つに分けることとした。高溶結部の一軸圧縮強度が500～1500kgf/cm²、低溶結部の一軸圧縮強度が200～500kgf/cm²であり、漁川ダムの溶結凝灰岩は安山岩に近い性状をしているので図-3.12

の接線弾性係数と一軸圧縮強度の関係を用いて、高溶結部は一軸圧縮強

度を1,000kgf/cm²として $E_t = 60,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、低溶結部は、一軸圧縮強度

を350kgf/cm²として、 $E_t = 20,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、変形

係数は、接線弾性係数 E_t の40%程度として、

それぞれ $D = 24,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $5,000 \text{ kgf/cm}^2$ と

した。

先野幌層の弾性波探査によるS波速度は、2.2

～2.3km/s、軽石凝灰岩のそれは、1.7～1.9km/s

であるので、変形係数は弾性波速度の二乗に比例す

るとして、先野幌層浅部の変形係数は

$$2,000 \text{ kgf/cm}^2 \times \left(\frac{2.3}{1.8} \right)^2 \approx 3,300 \text{ kgf/cm}^2$$

とした。但し、先野幌層深部については上載荷重により変形係数は大きくなっているとして、20%増の4,000kgf/cm²とした。

コア、ロックゾーンの弾性係数は他ダムの例を参考にして500kgf/cm²とし、単位体積重量は品質管理試験の湿潤単位体積重量の平均値を用いた。なお、フィルターゾーンはロックゾーンと同じ物性値とした。ポアソン比は、各材質の弾性係数に応じて定めた。

3.7.3 モデルの大きさ

漁川ダムの堤体標準断面は図-3.1に示したとおりである。モデル化にあたっては、ダム軸を含

表-3.4 物性値

材 質	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	湿潤密度 (t/m ³)
コア	500	0.4	2.212
ロック	500	0.4	2.210
軽石凝灰岩	2,000	0.35	—
低溶結凝灰岩	5,000	0.3	—
高溶結凝灰岩	24,000	0.2	—
先野幌層(浅部)	3,300	0.35	—
先野幌層(深部)	4,000	0.3	—

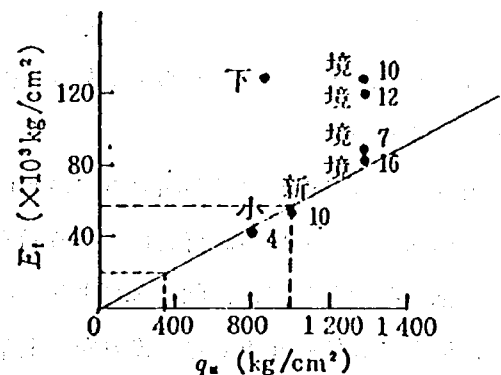


図-3.12 安山岩、石英粗面岩の接線弾性係数と一軸圧縮強度の関係

鉛直断面について面対称モデルとし、堤体法面勾配は、堤敷の全長の 1/2 と堤高より計算して 1 : 2.75 とした。

モデル化の範囲については、二次元モデルの場合、堤体自重による応力が平面内でしか拡散せず、モデルを大きくすればするほど自重による基礎岩盤の変形が大きくなるが、三次元モデルでは、堤体自重による応力は三次元的に拡散するため、ある程度モデル化の範囲を大きくすれば実際の基礎岩盤の挙動に近い解析ができると考えられる。

鉛直方向のモデル化の範囲については、図-3.13に示すような円錐形の分布荷重が半無限弾性体に作用した場合の解析解を用いて検討した。分布荷重の半径は、堤敷全長の 1/2 の 120 m、中央部の荷重

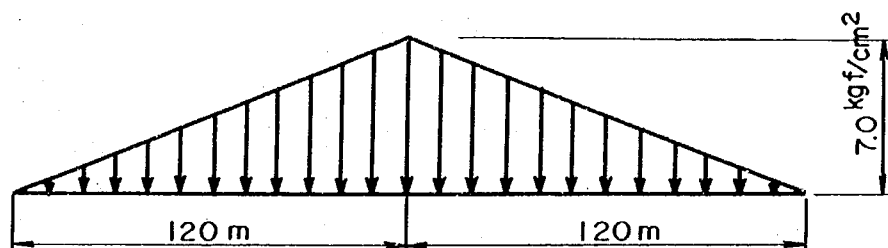


図-3.13 円錐形分布荷重

は堤高が 45.5 m、コアゾーンの湿潤単位体積重量の平均値が 2.212 tf/m^3 であるから、その土柱重量の 70% が基礎岩盤に作用したとして、

$$2.212 \text{ tf/m}^3 \times 45.5 \text{ m} \times 0.7 \approx 7.0 \text{ kgf/cm}^2$$

とした。また、岩盤の弾性係数は、軽石凝灰岩、先野幌層浅部、先野幌層深部の平均値をとり、 $3,300 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比は 0.35 とした。図-3.14 は図-3.13 のモデルによる、半径方向の表面の鉛直変位の分布、及び円錐荷重中心における深さ方向の鉛直変位を示したものである。（円錐荷重の解析解については参考資料-1 参照）円錐形分布荷重による変位の分布は、荷重に比例し、弾性係数に反比例し、半径、ポアソン比の関数である。円錐荷重中心の鉛直変位は 22.3 cm 、円錐荷重の外縁の鉛直変位は 8.8 cm である。

円錐荷重の中心における鉛直方向の変位が、円錐荷重外縁の鉛直変位と等しくなる深さは 160 m（堤高の約 3.5 倍）中心の載荷面における鉛直変位の 30% に対応する深さは 220 m である。鉛直方向のモデル化の範囲としては、図-3.14 より、円錐荷重中心の深さ方向の沈下量の減少率が小さくなる 220 m、堤高の 5 倍程度とし左右岸方向、上下流方向の解析範囲は、円錐荷重による表面の鉛直変位の分布から同様に円錐荷重の外縁より 70 m（堤高の約 1.5 倍）とした。この結果、解析のモデルの大きさは、図-3.15 に示すようになった。

3.7.4 要素分割、物性値の境界、境界条件、荷重条件

$x=200.0 \text{ m}$ （ダム軸断面図）と $y=128.1$ 又は 145.9 m （堤体最大横断面図）の要素分割図をそれぞれ図-3.16、3.17 に示す。また、同じ図に各材質の境界も示す。使用する要素は、直方体要素 HEXA-8、三角柱要素 PENTA-6、三角柱要素 TETRA-4 を用い、中間接点をもつ要素は使用しなかった。

モデルの境界条件は、下面は剛接、側面はその面に直角な方向は固定、平行な方向は可動とした。また、荷重は堤体全体を一層として載荷させた。計算には、有限要素法の汎用プログラム NASTRAN を使用した。

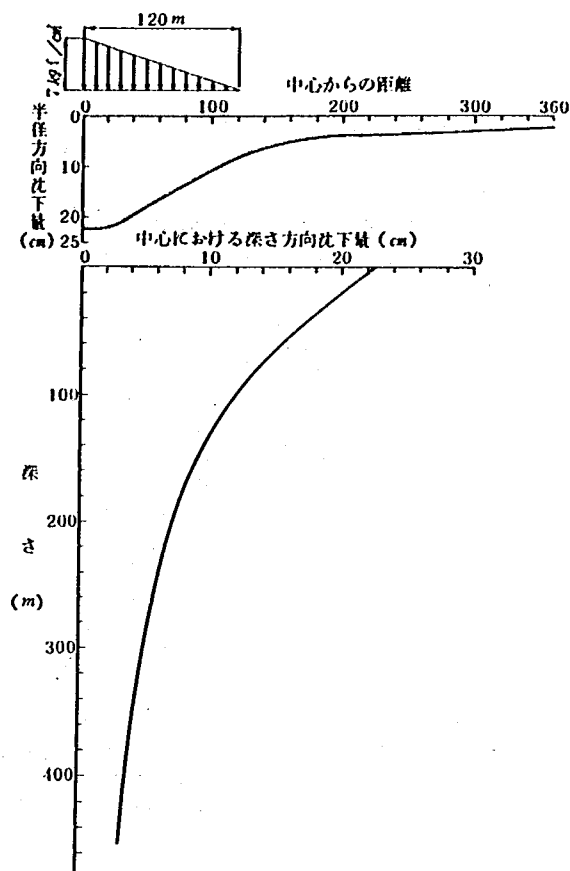


図-3.14 三角形分布荷重による変位

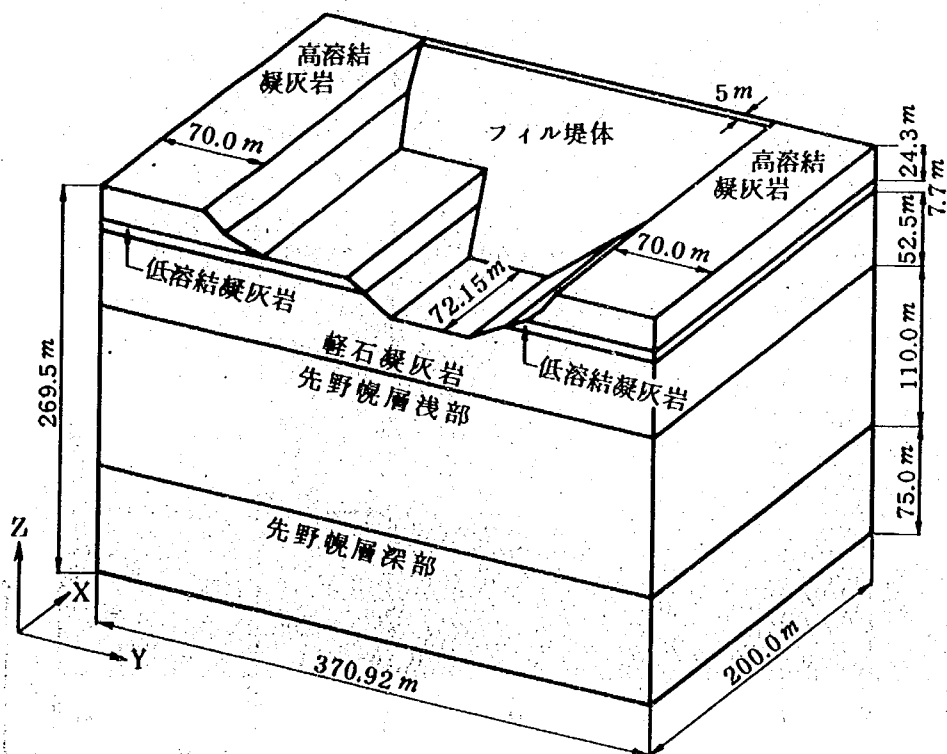


図-3.15 モデル島断面図

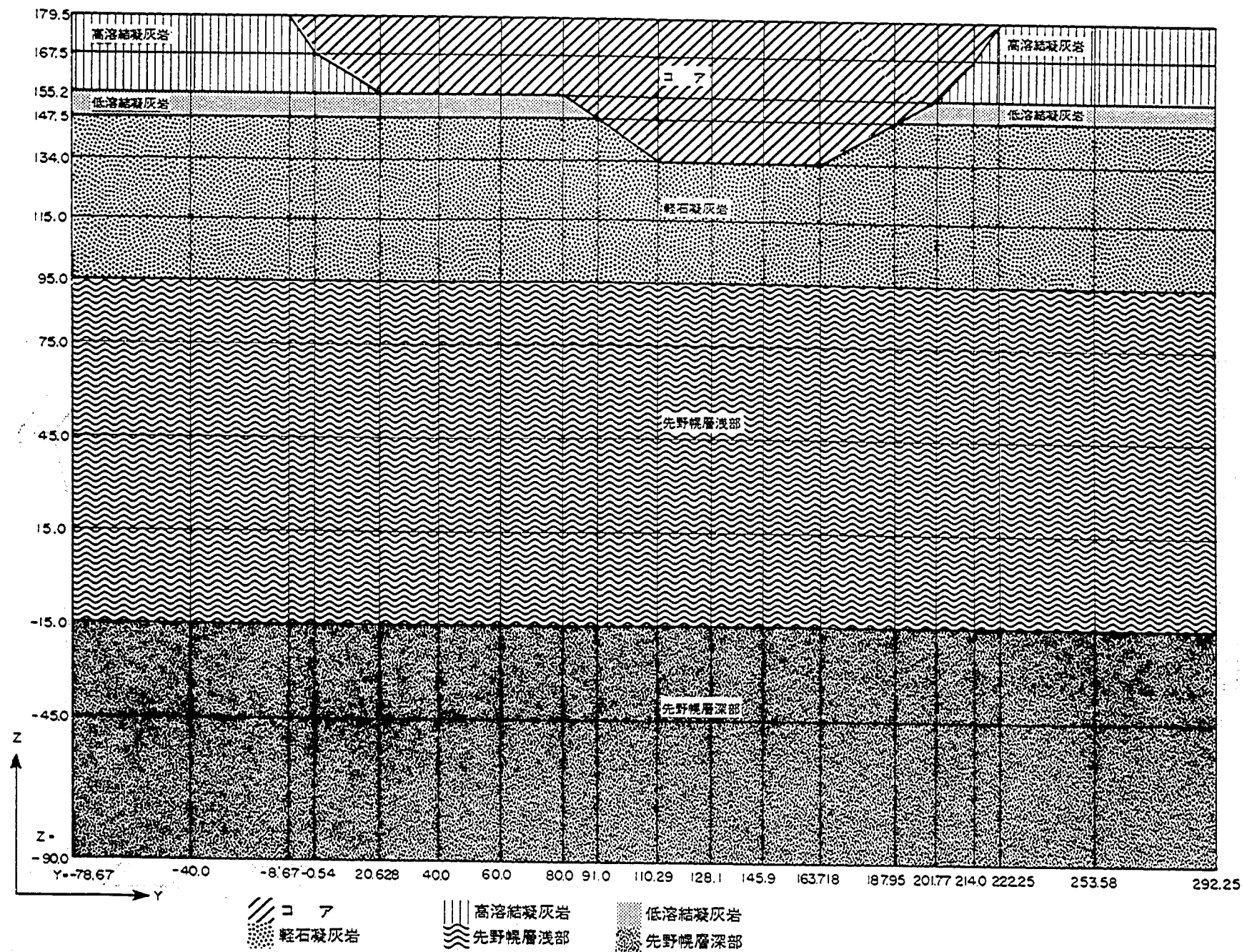


図-3.16 ダム軸縦断面要素分割図

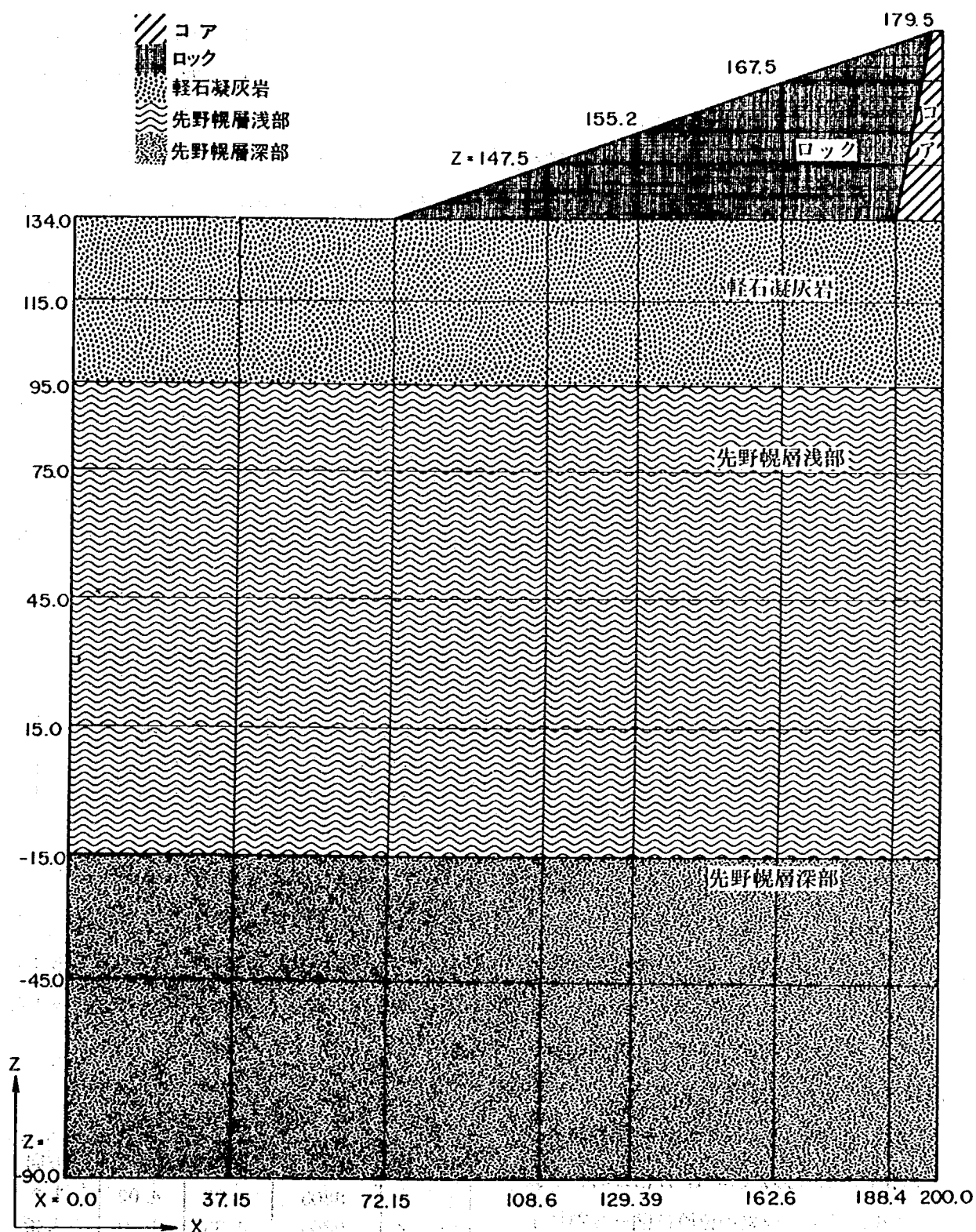


図-3.17 堤体最大横断面要素分割図

3.7.5 解析結果

(1) 基礎岩盤の変位の分布

ダム軸縦断面図における変位図を図-3.18に、堤体横断面 $Y = 128.1$ における変位図を図-3.19に示す。基礎岩盤の最大の沈下量は、 $Y = 128.1$ で 25.4cm である。沈下量の分布をみると、図-3.18では、 $Z = -45.0$ の線上では、 $Y = -78.67$ (左端) で 0.7cm 、 $Y = 292.25$ (右端) で 1.1cm 、 $Y = 128.1$ で 1.6cm であり、 $z = 134.0$ の線上では、同じ Y 座標でそれぞれ 1.8cm (左端)、 3.4cm (右端) 25.4cm である。図-3.19では、 $Z = -45.0$ の線上では、 $X = 0.0$ (左端) で 0.7cm 、 $X = 200.0$ (右端) では、 1.6cm 、 $Z = 134.0$ の線上では同じ X 座標でそれぞれ 0.9cm (左端)、 25.4cm (右端) である。モデル化の範囲が十分大きければ、モデルの端部での変位量は、堤体自重による応力が拡散することにより、ゼロに近くなるはずだが、今回の解析に用いたモデルは、モデル化の範囲がやや小さいと言える。

(2) 基礎岩盤の着岩面における変位と監査廊の継目の開き

基礎岩盤の着岩面における、変形による伸びの値を図-3.20に示す。この値は、着岩面の各節点間の距離の変形後の値と、もとのモデルの値の差を示したものである。この伸びと、監査廊の継目の開きの合計を比較したものを、表-3.5に示す。表-3.5では、監査廊のジョイントの4つの値の平均値をそのジョイントの開きとして、解析モデルのある区間に対応するジョイントの開きの合計を計算した。

表-3.5 継目の開き実測値と解析値の比較

	河 床 部		左岸水平部		左岸水平部～河床部		右岸傾斜部	
継目計 実測計	BL 18 ～ BL 28	25.84mm	BL 3 ～ BL 13	1.57 mm	BL 13 ～ BL 18	-1.95mm	BL 28 ～ BL 36	6.43 mm
解析値	$Y = 110.29$ ～ 163.718	40.4 mm	$Y = 20.628$ ～ 80.0	16.4 mm	$Y = 80.0$ ～ 110.29	-5.6 mm	$Y = 163.718$ ～ 201.770	37.3 mm

この表より、岩盤の弾性係数を原位置試験により求めた軽石凝灰岩を基礎とする河床部では、対応するブロック間の継目計実測値の合計と、三次元解析による変形量は比較的良好な対応を示している。その他の左岸水平部、右岸傾斜部等では、岩盤の弾性係数が推定値であるため、実測値と解析値の対応はよくないが、定性的な傾向は似ているようである。特に、左岸水平部～河床部の傾斜部では、継目計実測値、解析値とも負の値すなわちジョイントは閉じることを示している。

(3) 堤体および基礎岩盤の応力

堤体河床部コアゾーンおよびその直下の岩盤内の要素応力 (X 、 Y 、 Z 軸方向) を表-3.6に示す。要素の位置は図-3.21に示す。コアゾーンおよび基礎岩盤の鉛直方向 (Z 軸方向) の応力は約 7.0kgf/cm^2 で、当初モデルの大きさを決める時に用いた円錐荷重の中心での荷重 7.0kgf/cm^2 とほぼ一致

表-3.6 要素応力 (単位 kgf/cm^2)

材 質	要素番号	X方向	Y方向	Z方向
コ ア	8805	4.20	4.02	7.0
	9805	4.33	4.20	7.37
	10805	4.08	4.00	7.00
基 礎 岩 盤	8707	1.7	1.89	6.29
	9707	1.55	1.93	6.50
	10707	1.52	1.80	6.04

(応力は全て圧縮)

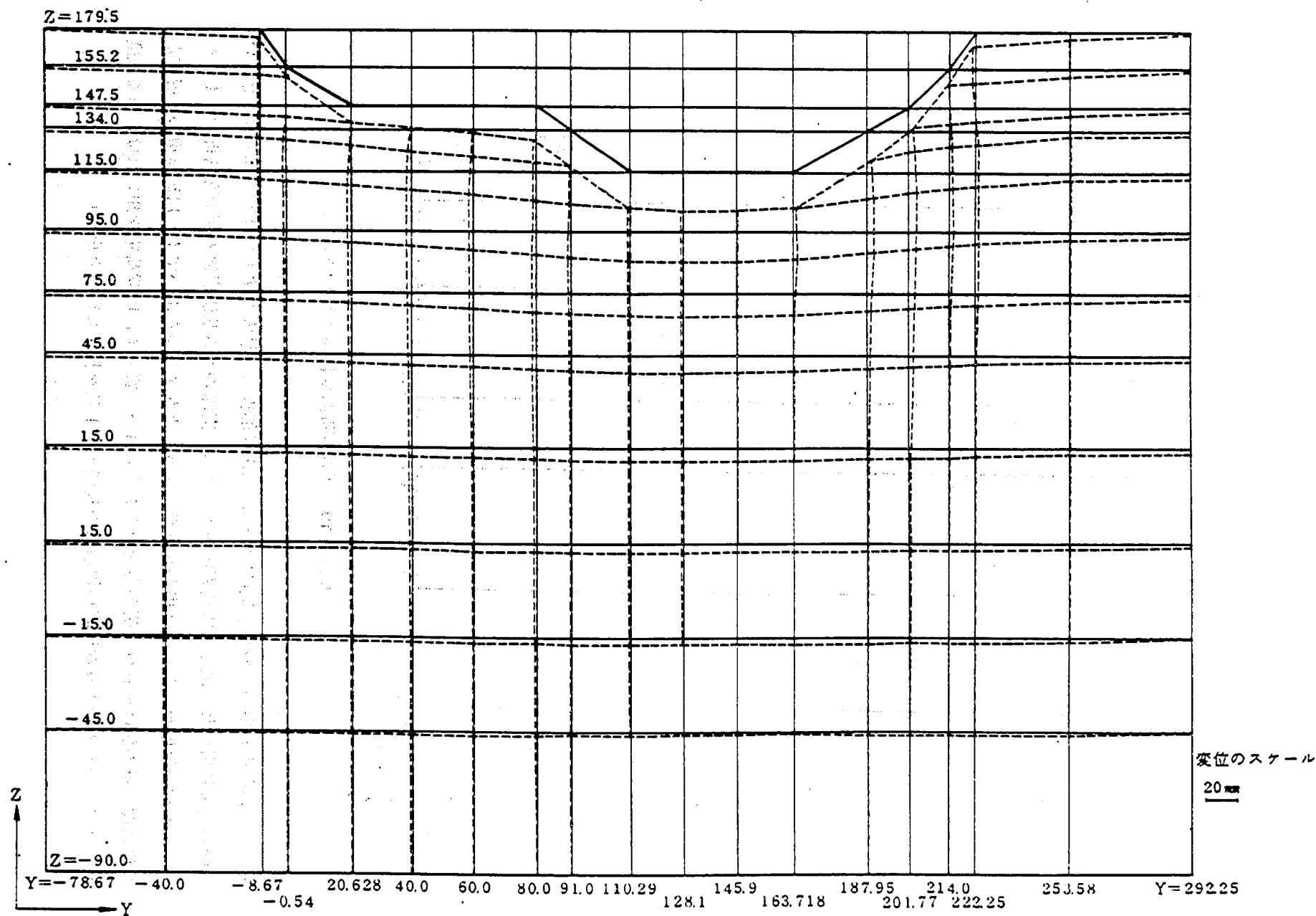


図-3.18 ダム軸縦断面変位図

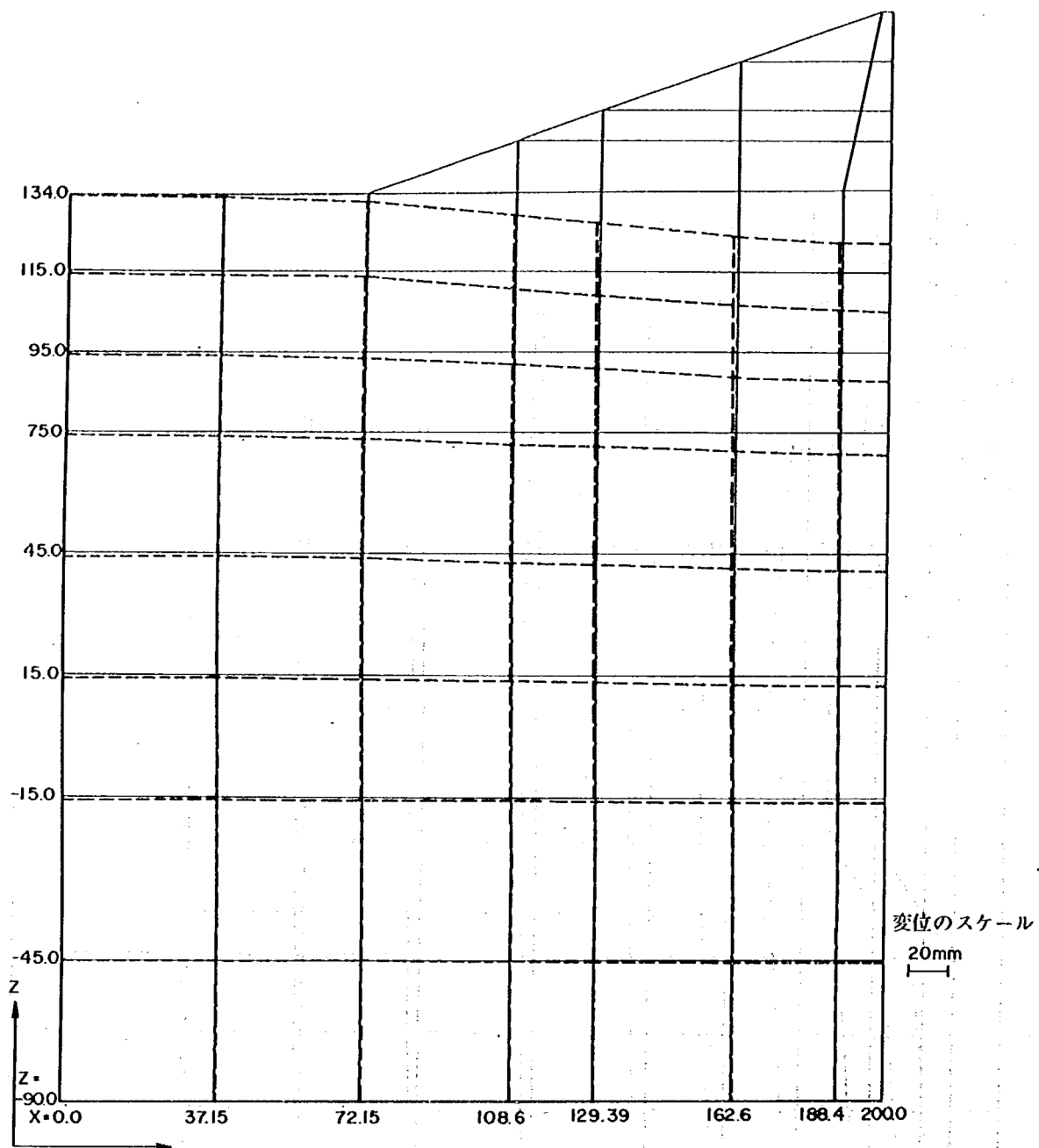


図- 3.19 ダム横断面変位図 (Y=128.1)

する。円錐荷重の中心での沈下量は22.3cm，三次元解析での最大の沈下量は25.4cmでほぼ等しい。今回の解析に用いた三次元有限要素法のモデルは，実際のダム基礎岩盤の変形を解析する上でややモデル化の範囲が狭かったと思われるが，より大きなモデルを用いても，円錐荷重の解析解から最大沈下量の値はそれほど変わらないと考えられる。従って，円錐荷重を用いれば，ある程度，ロックフィルダムのような形状の構造物の基礎の沈下量を推定し得ると思われる。

Z=179.5

○内数字……変形後の着岩面の伸び(単位 mm)

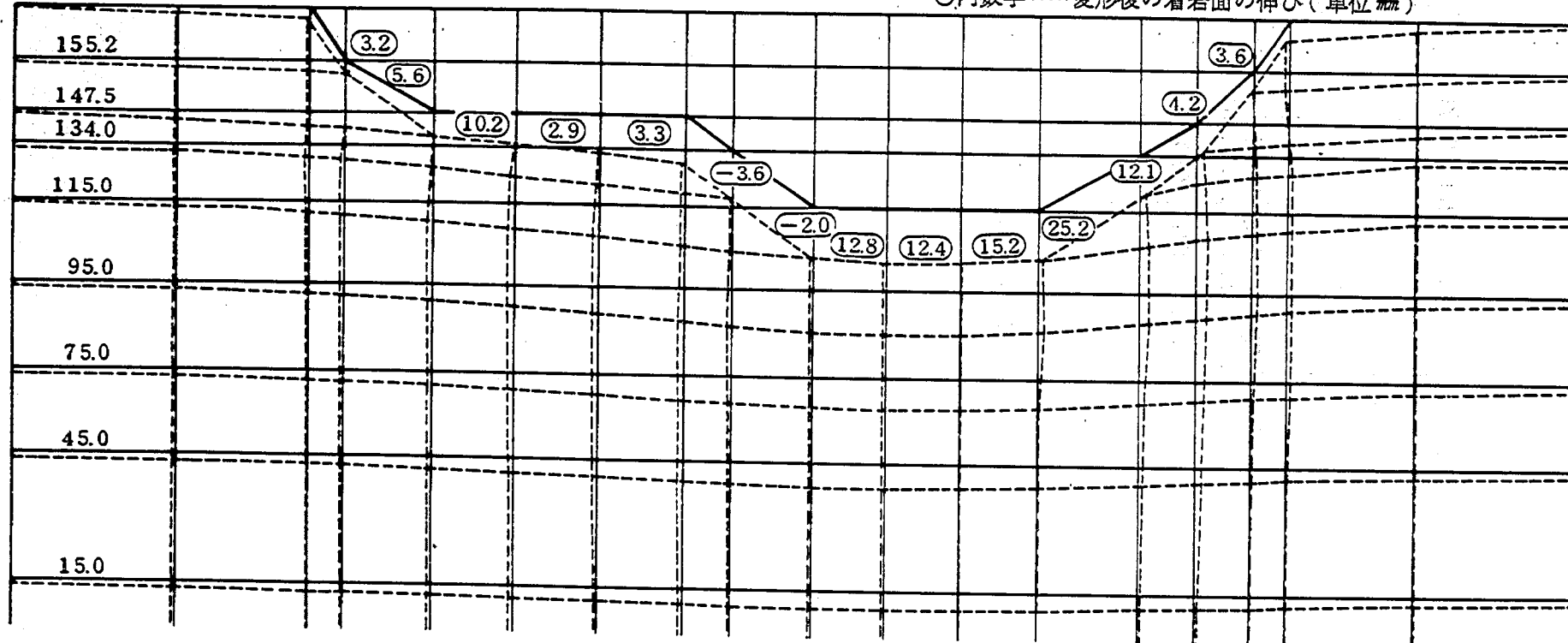


図-3.20 基礎岩盤着岩面の伸び

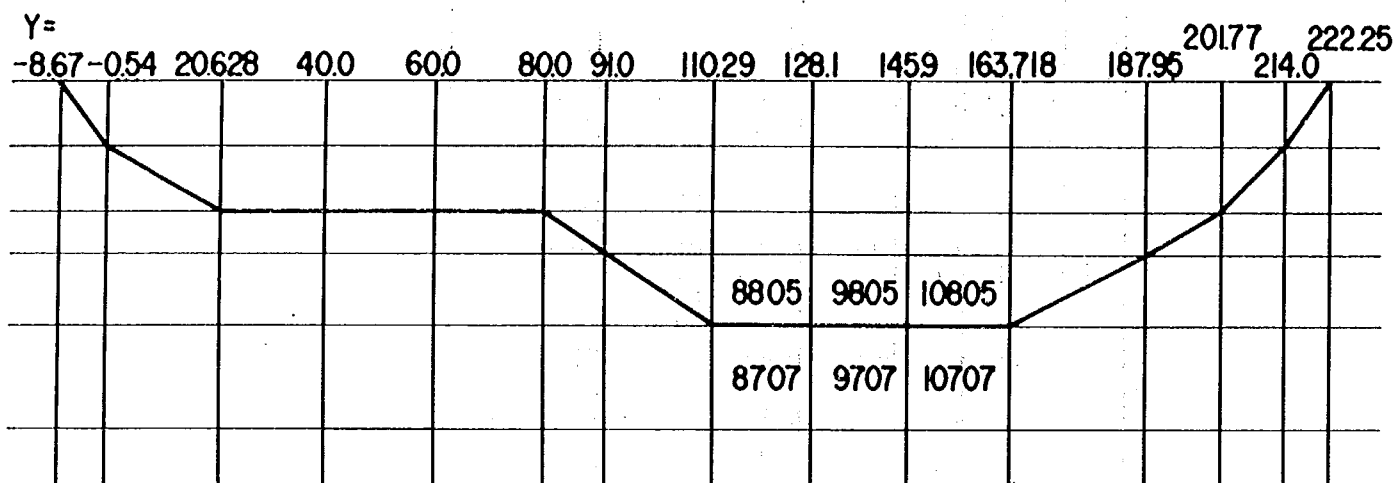


图-3.21 要素位置图

4. ジョイントを考慮した二次元モデルによる監査廊の変形解析

2章で述べたように、フィルダムの基礎岩盤の変形解析では三次元モデルを用いるのが最も妥当であるが、基礎岩盤の地質構造が複雑な場合は三次元モデルを作成するのに多大の労力がある。また、基礎岩盤の変形量が岩盤変位計などである程度わかっている場合には、それを基に二次元モデルのモデル化の範囲を決めて有限要素法の解析を行い基礎岩盤全体の変形量を知ることができると考えられる。

ここでは、基礎岩盤が著しい破碎、褶曲を受けている長野県の奈良井ダムについて、監査廊継目計の実測データを解析するとともに、監査廊のジョイントを考慮したギャップ要素を用いた二次元モデルによる監査廊の変形解析を行い実測値と比較してみた。

4.1 奈良井ダムの概要

奈良井ダムの諸元については、表-4.1に示すとおりである。また、堤体の標準断面図を図-4.1に示す。

表-4.1 奈良井ダム諸元

事業者	長野県
所在地	長野県木曾郡檜川村表塩水
水系	信濃川水系奈良井川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	60 m
堤頂長	180.8 m
堤体積	952,667 m ³
完成年	昭和56年(1981年)8月盛立完成 昭和57年(1982年)1月湛水開始

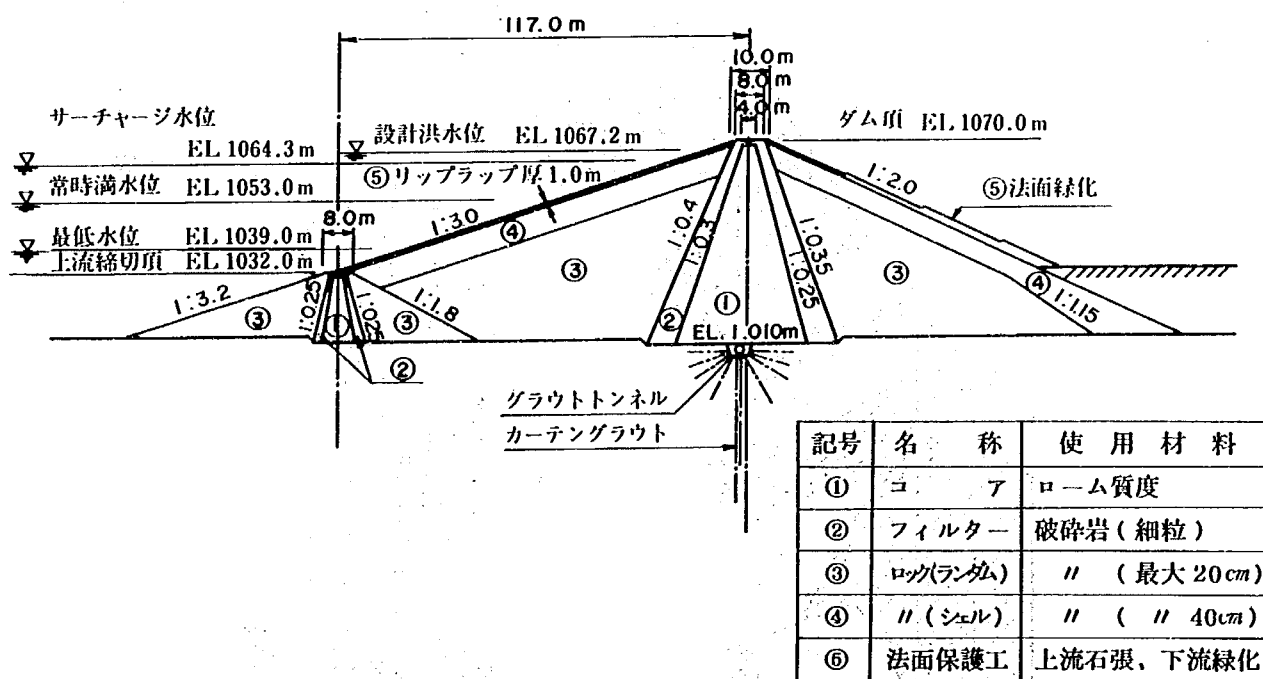


図-4.1 堤体標準断面図

4.2 ダムサイトの地質

ダムサイトの基盤は古生代二疊紀の粘板岩、砂岩、チャートより構成されており、付近に大規模な構造断層が存在するため、激しい褶曲、断層の影響により複雑な互層状態で分布している。地層構造は河

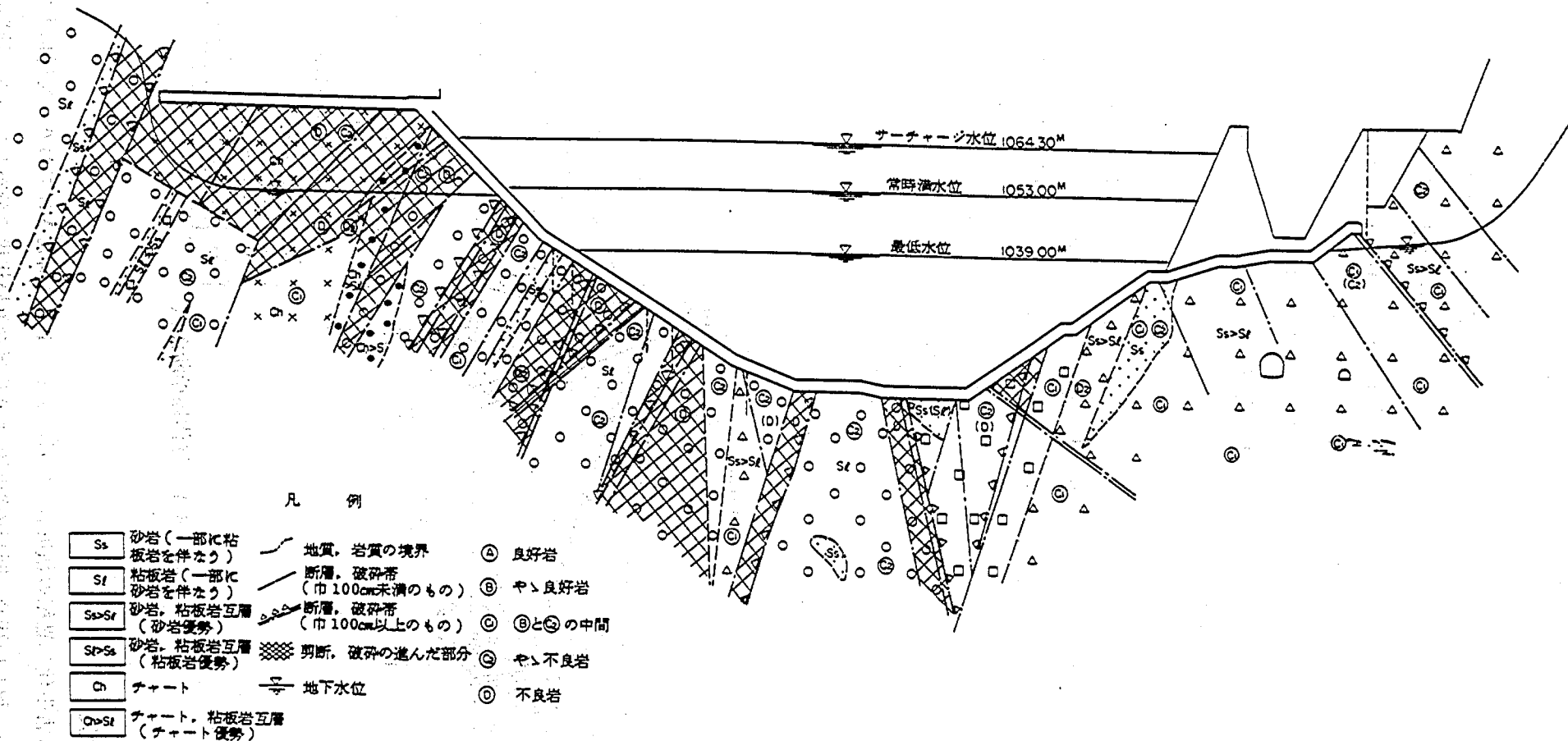


図-4.2 ダム軸地質断面図

床にほぼ平行する南北の走行で、全体としては西側に傾斜する。全般的に右岸では砂岩の分布が多く透水性に富んでいるが、比較的堅硬である。これに対し、河床から左岸にかけては粘板岩が優勢で、断層が多く破砕の程度も進んでいる。ダム軸地質断面図を図-4.2に示す。

4.3 奈良井ダムの監査廊

奈良井ダムの監査廊の断面図を図-4.3に、監査廊の配置縦断面図を図-4.4に示す。

監査廊はダム軸縦断面方向にしか設置されていない。監査廊の内空断面の大きさは、幅2.5m、高さ2.5mである。監査廊1ブロックの長さは、7mを基本としている。

継目計（ジョイントメーター）は、図-4.5に示すように、監査廊内空断面内に設置されている。継目計は、監査廊ジョイントにより、2成分と5成分の配置をとっており、2成分は監査廊軸方向のジョイントの変位のみ測定し、5成分は軸方向の変位その他、監査廊ジョイントのズレも測定できるようになっている。設置ヶ所は、ダム軸縦断面方向の全ジョイントに設けられており、ジョイント数33、継目計の数は96個である。図-4.4に、継目計の配置も示しておく。

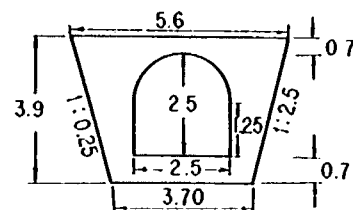


図-4.3 監査廊断面図

計器は歪ゲージ型のもので、測定範囲はレンジ100mmと50mmの二種類を用い、精度は盛立施工時の手動計測では1/400 F.S.、試験湛水以降の自動計測では1/2000 F.S.である。

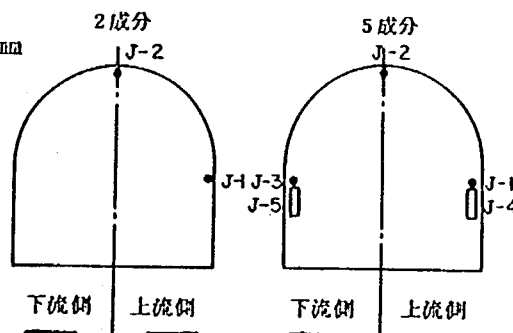


図-4.5 継目計配置図

4.4 継目計の精度

継目計が実際のジョイントの開きを正しく示しているかどうか、計測値とノギスによる実測値の比較を行った。その結果を表-4.2に示す。

比較を行ったのは河床部付近のジョイントで、ジョイントにグラウチングを行っているため測定できないところが多いが、測定精度はかなりよいと言える。

表-4.2 監査廊継目変位測定値

継目計No	1	2	3	4	5	摘要
2 J	継目計 実 測	-0.17 0	0.85 0.6	-1.21 0	3.90 3.5	0.62 0.5
3 J	継目計 実 測	1.20 1.0	2.66 2.5			
8 J	継目計 実 測	3.23 3.2	0.93 0.8			
13 J	継目計 実 測	3.26 3.0	8.61			(グラウト済)

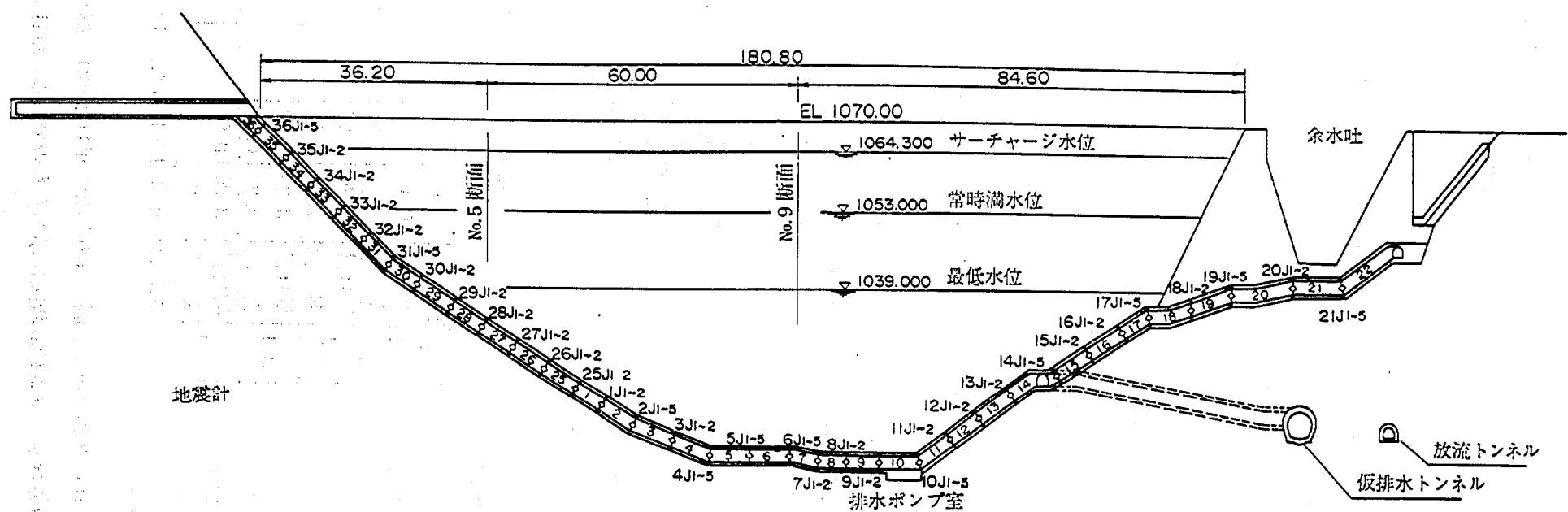
測定は58年3月2日貯水位 EL 1051.7m

4.5 継目計の実測値

奈良井ダムは、1980年5月27日盛立開始、1981年8月11日に盛立完了、1982年1月29日より試験湛水を開始した。

継目計の計測頻度は、盛立施工時は7

日に1回、試験湛水開始後は、1日に2回である。図-4.6は1981年11月28日（盛立完了3ヶ月経過後、試験湛水開始前）のジョイントの開きを、ダム軸縦断面図に示したものである。継目計の値は、J-1と



図－4.4 監査廊継目計配置図

J-2つまり、監査廊軸方向のジョイントの変位のみを示してある。これによると、ジョイントが最も開いているのは、河床部および右岸低位標高である。図-4.2の地質断面図と照らしあわせてみると、監査廊ブロック5と6の間、6と7の間、12と13、13と14の間のジョイントの開きが大きいのは、断層、破碎帯により破碎の進んだ部分を基礎とする監査廊ブロックに接するジョイントであるためであると考えられる。

図-4.7は図-4.6と同じ時の河床部付近の監査廊ジョイントの開きを拡大して示した図である。ブロック5と6の間では、相対的にねじれているような変形を示している。また、ジョイントの頂部と下部ではどちらが開きが大きいのかについては、明確な傾向はないようである。

図-4.8は、河床部および右岸低位標高の8つのジョイントについて、堤体盛立時から試験湛水後までの継目計の値を経時的に示したものである。これによると、ジョイントの開きは主として堤体の盛立荷重により湛水によりやや開きが大きくなる傾向にある。

4.6 岩盤変位計の実測値

奈良井ダムには、堤体直下の基礎岩盤内に岩盤変位計を設置して、堤体盛立、湛水による岩盤変位を計測している。図-4.9は岩盤変位計を設置してるNa 9断面の計器配置図を示したものである。Na 9断面の位置は、図-4.4に示してある。岩盤変位計の内、信頼できると思われる9D3（コア敷下流側）の計器の値、および、同じ

Na 9断面のコアゾーン中央部に設置された層別沈下計の基礎の沈下量の実測値を図-4.10に示す。岩盤変位計の示す沈下量は15cm位で、盛立完了時に比べ、湛水により少し沈下量は増大している。層別沈下計基礎の沈下量は27.5cm位に達する。岩盤変位計9D3の近くに設置した土圧計の有効土圧の値は約9.0kgf/cm²で、岩盤変位計の測定長は30mであるから、これらと岩盤変位計の実測値より基礎岩盤の変形係数を算出すると

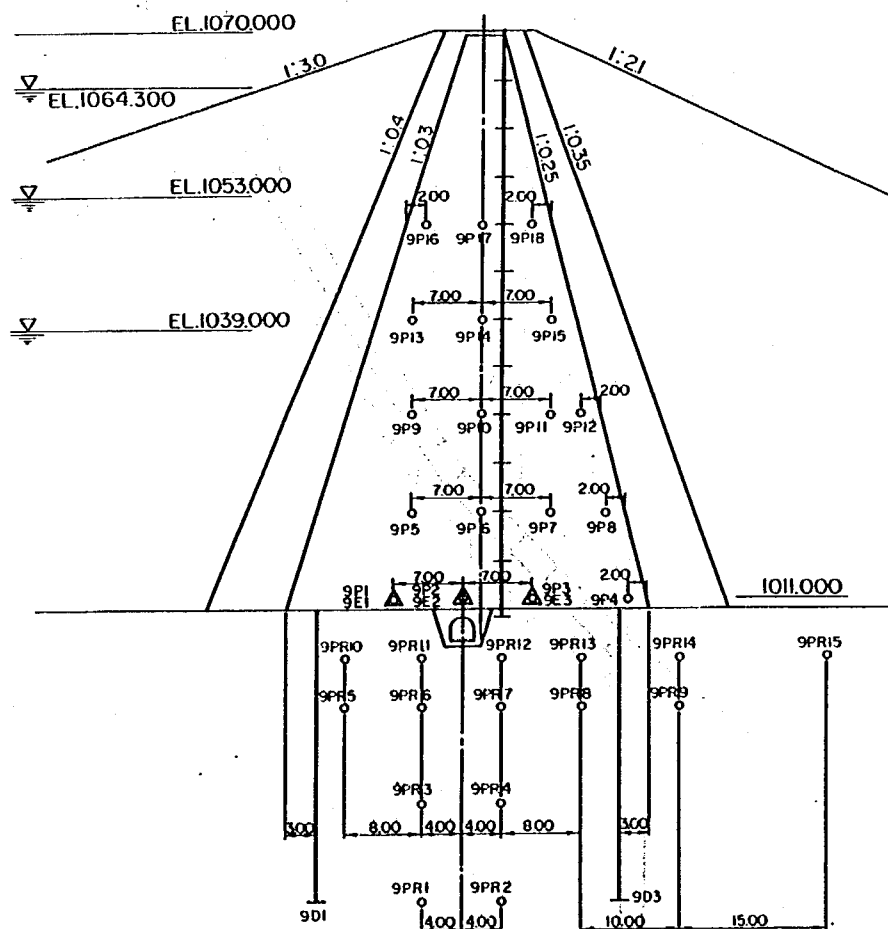
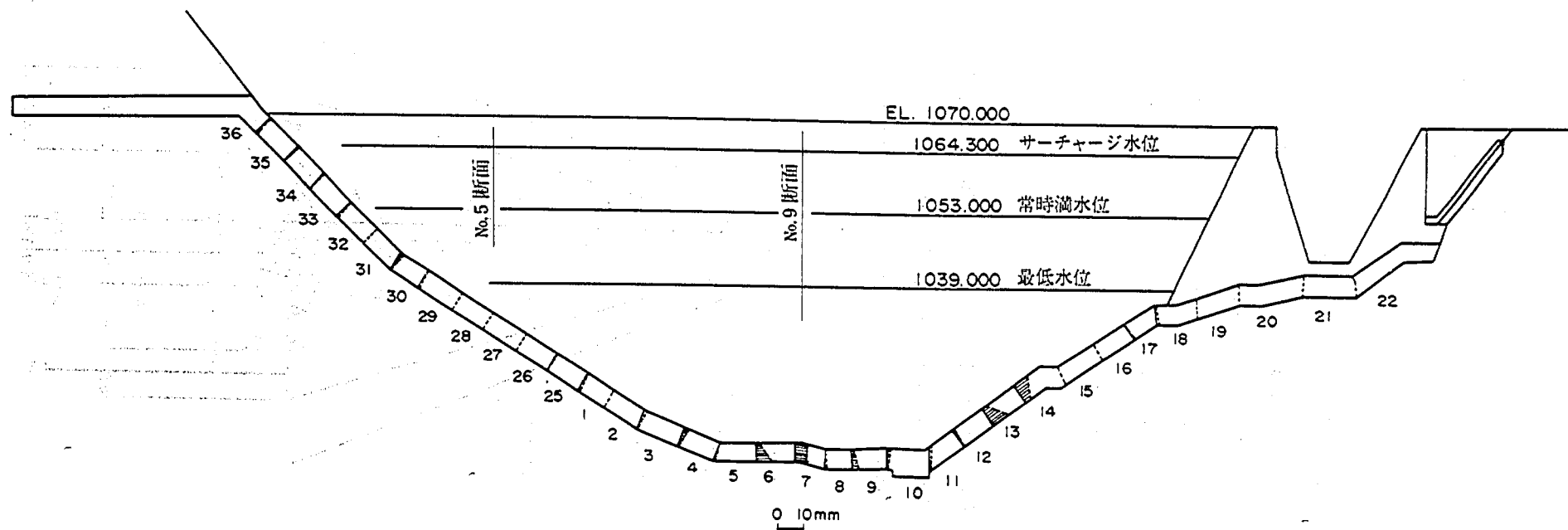


図-4.9 埋設計器配置図



実測値によるジョイントの開き

図-4.6 監査廊継目変位図

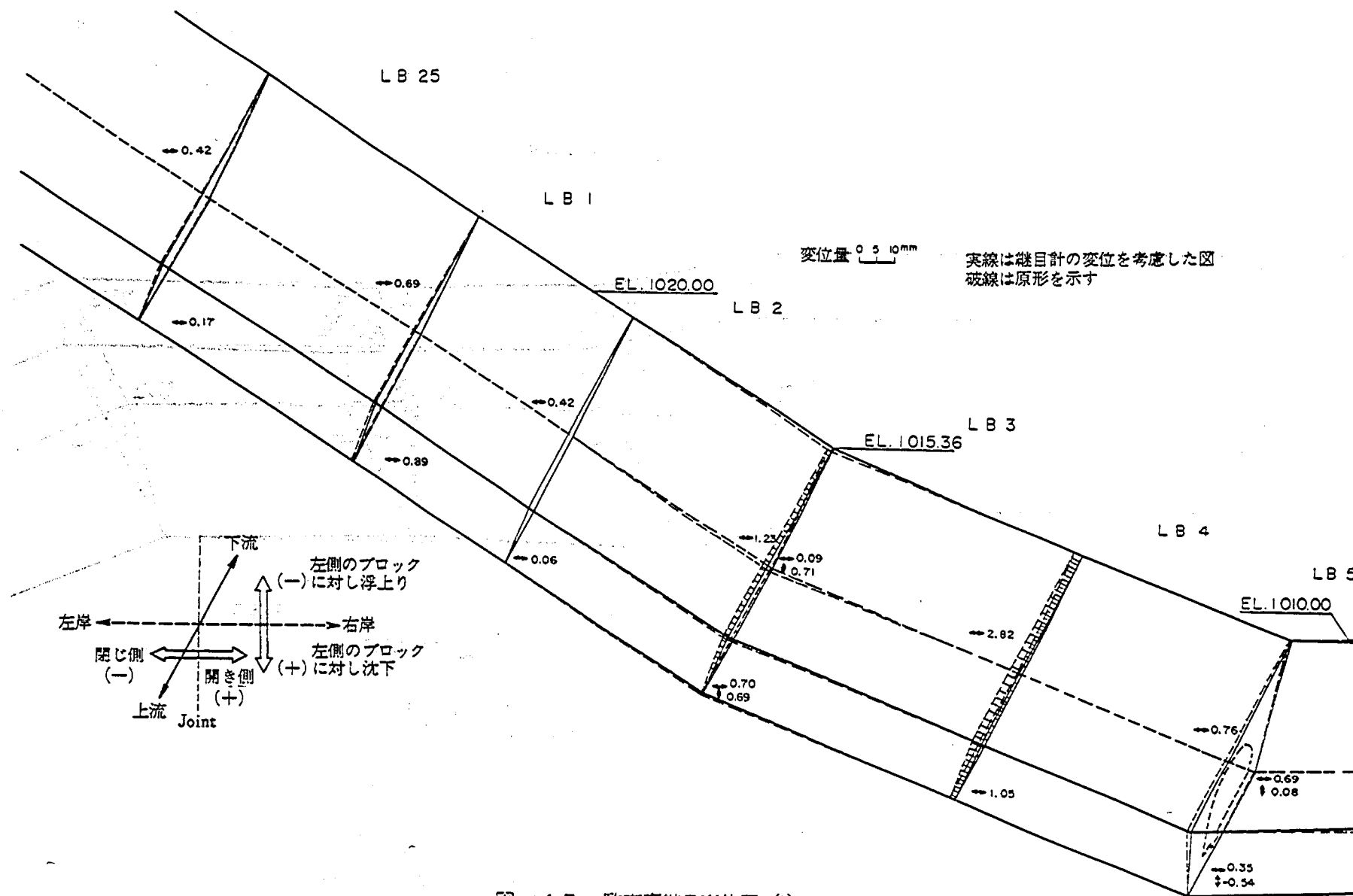
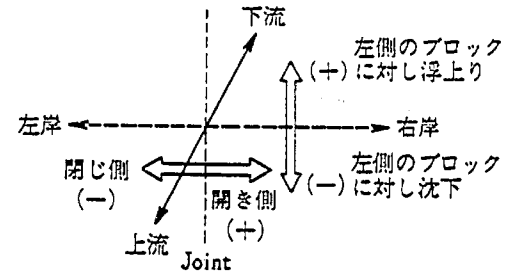


図-4.7 監査廊継目変位図 (1)



実線は、継目計の変位を考慮した図
破線は、原形を示す

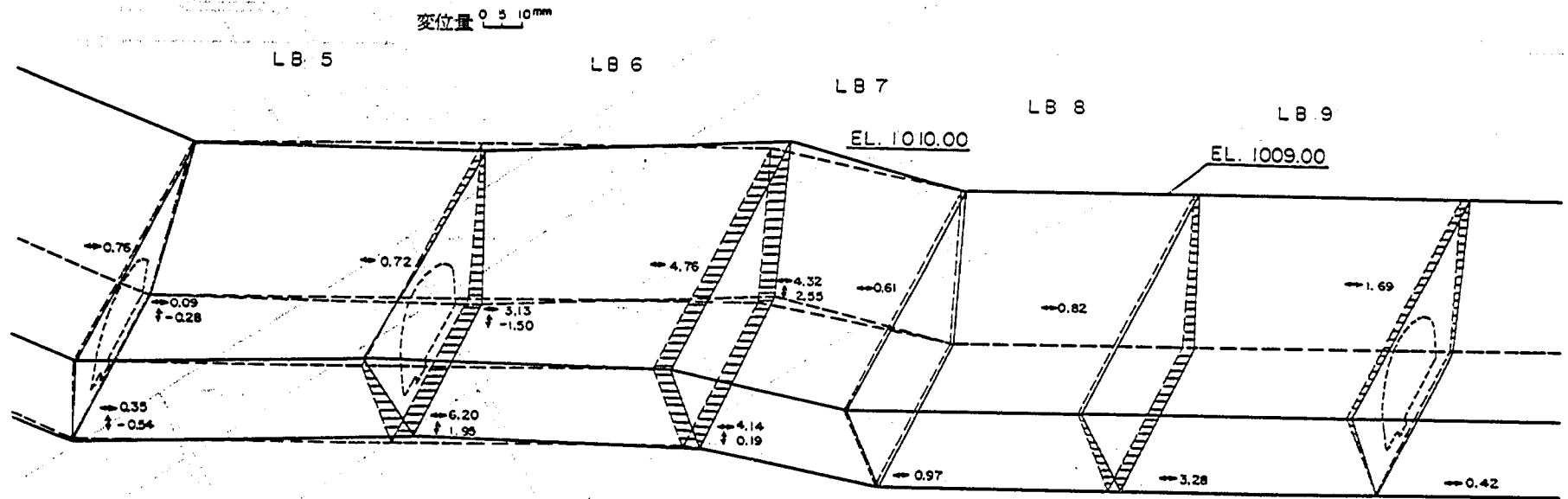


図-4.7 監査廊継目変位図 (2)

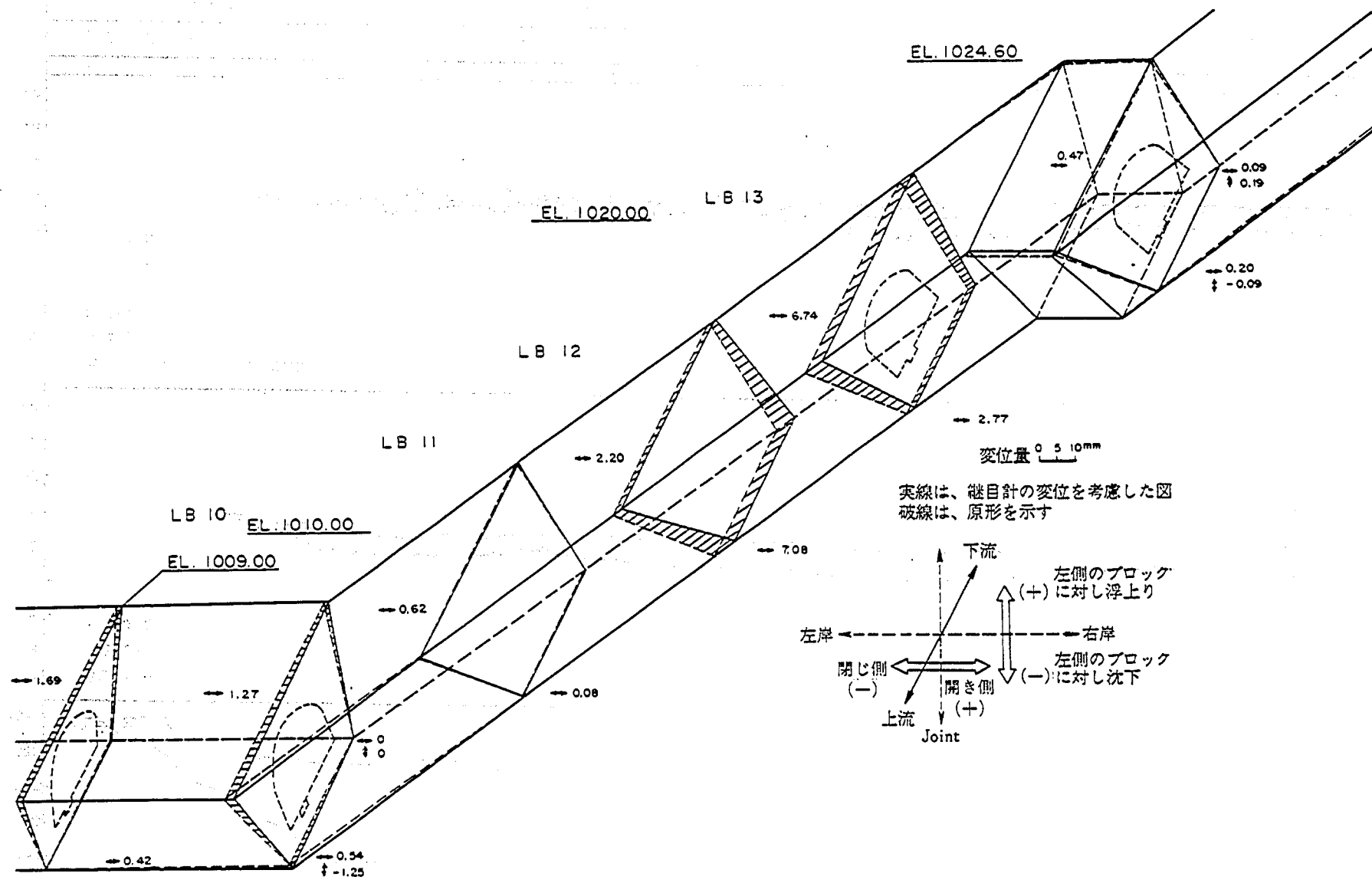


図-4.7 監査廊継目変位図 (3)

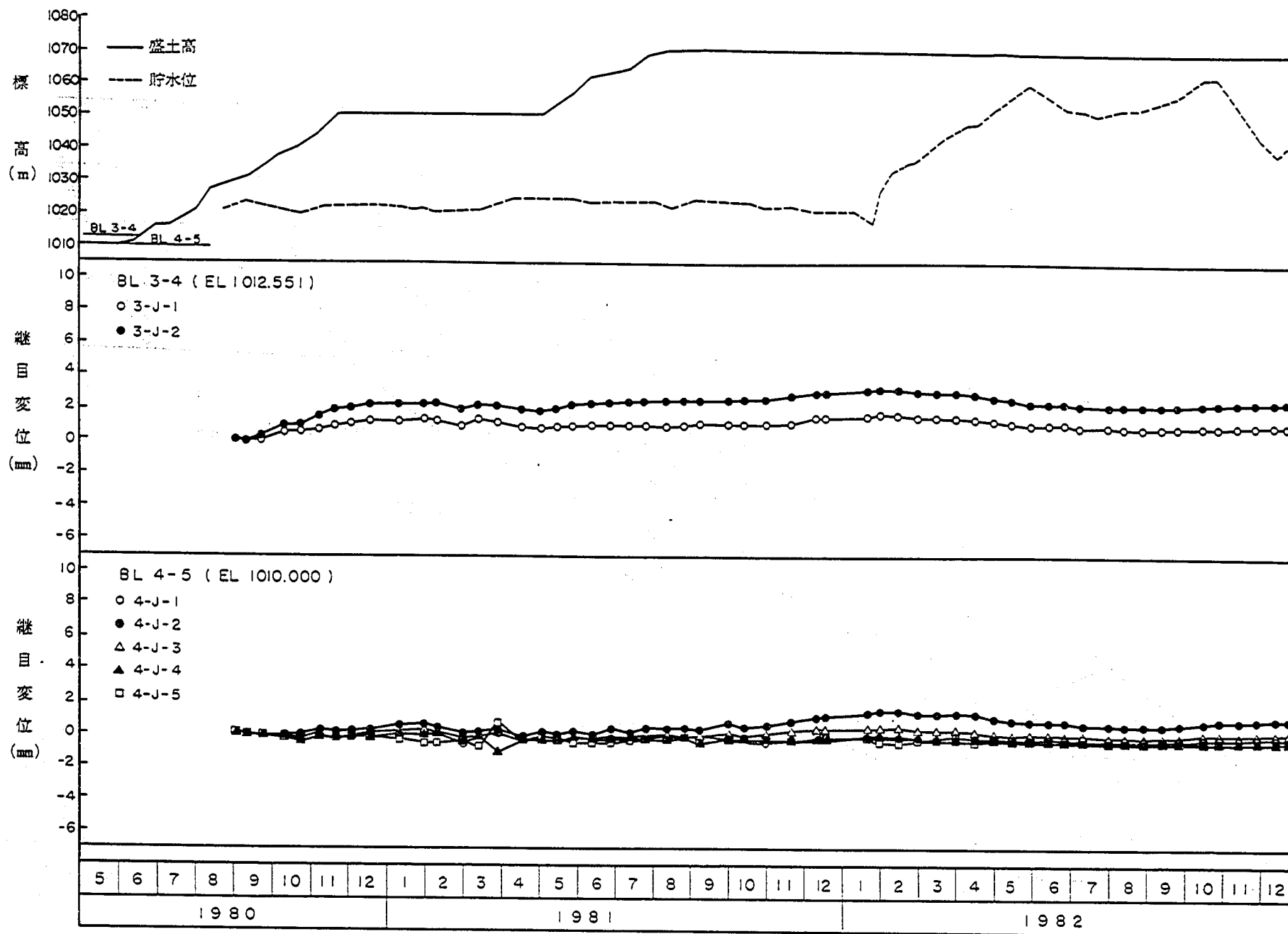


図-48 監査廊ジョイントの開きの変化(1)

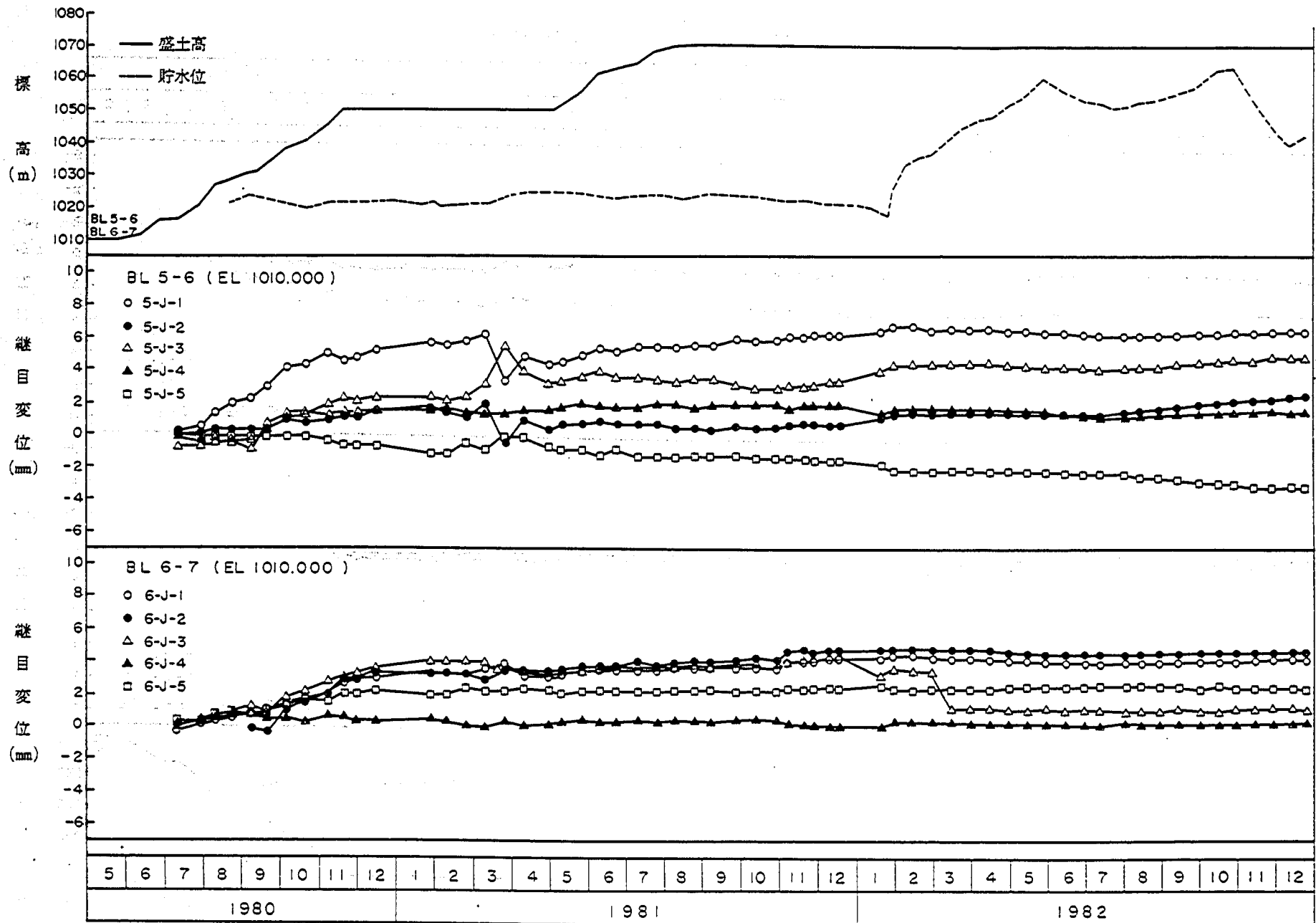


図-4.8 監査廊ジョイントの開きの変化(2)

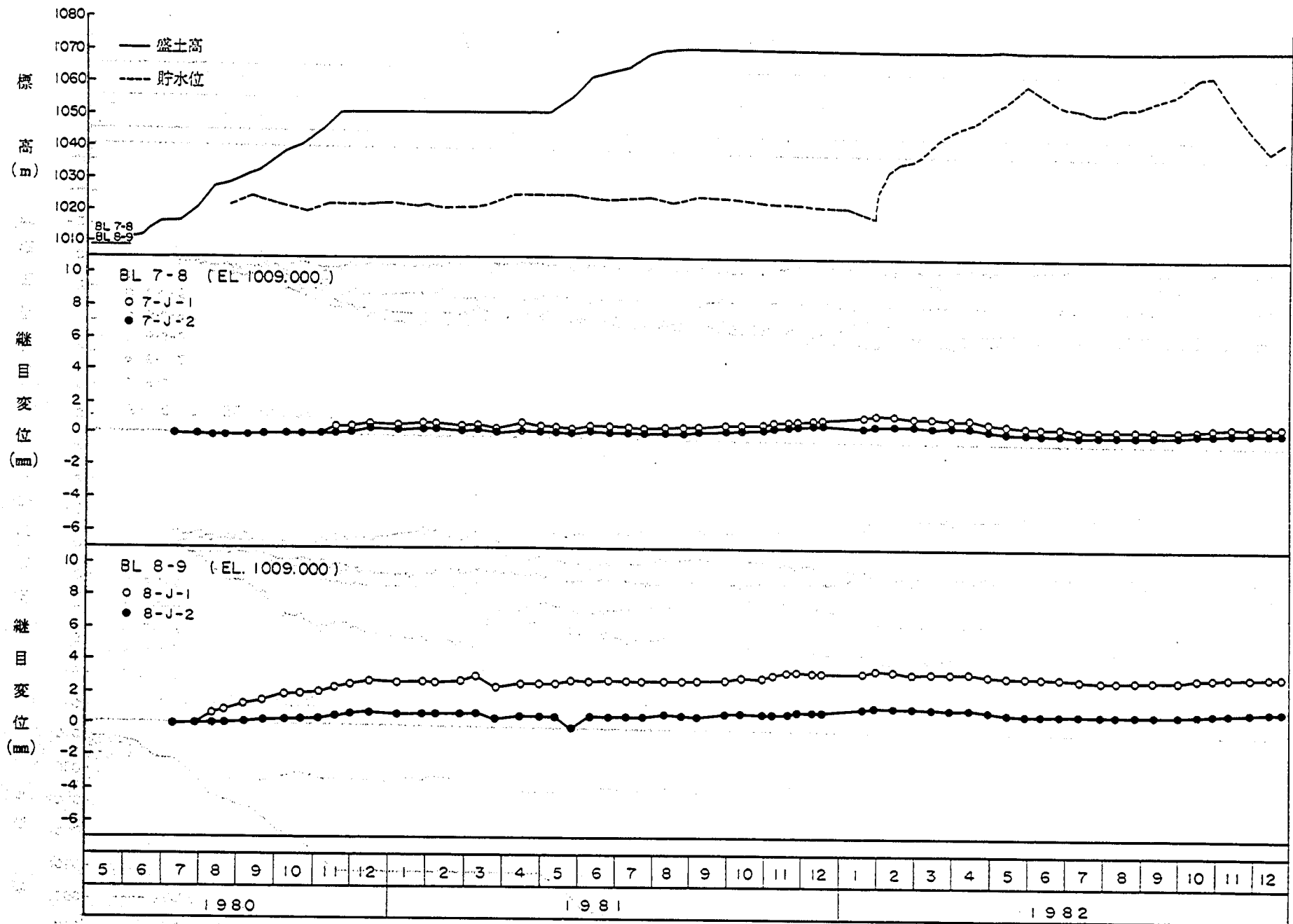


図-4.8 監査廊ジョイントの開きの変化(3)

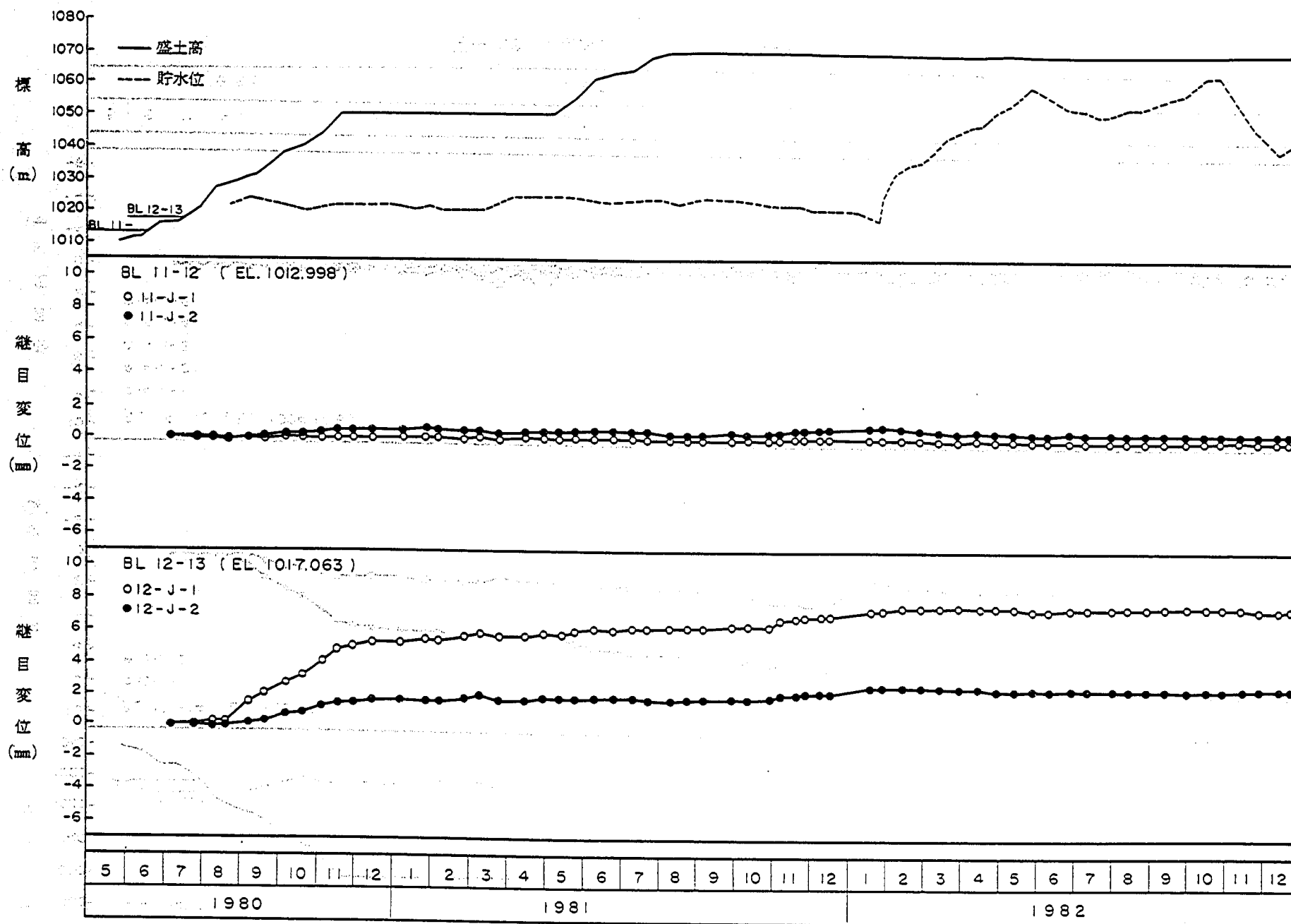


図-4.8 監査廊ジョイントの開きの変化(4)

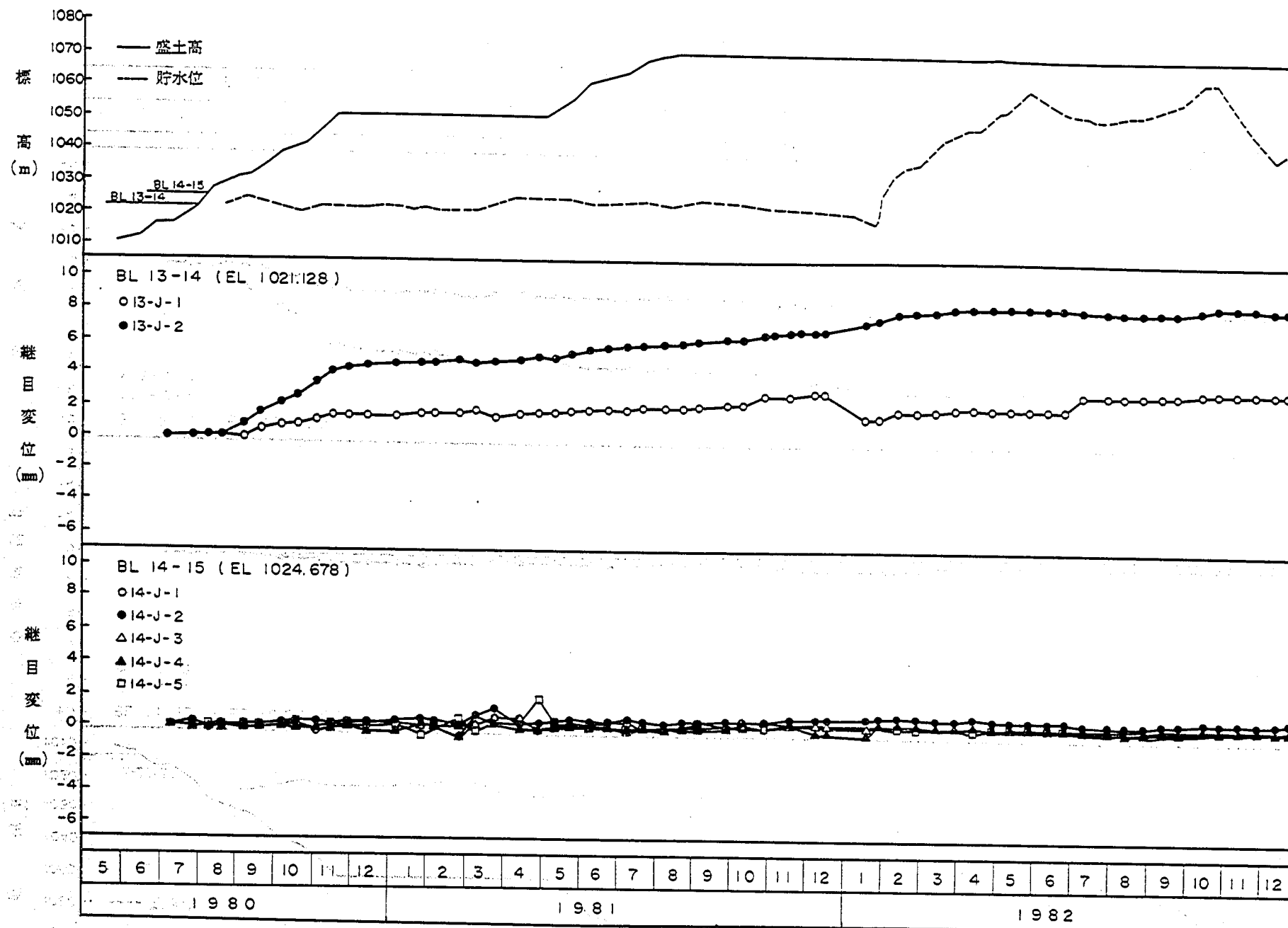


図-4.8 監査廊ジョイントの開きの変化(5)

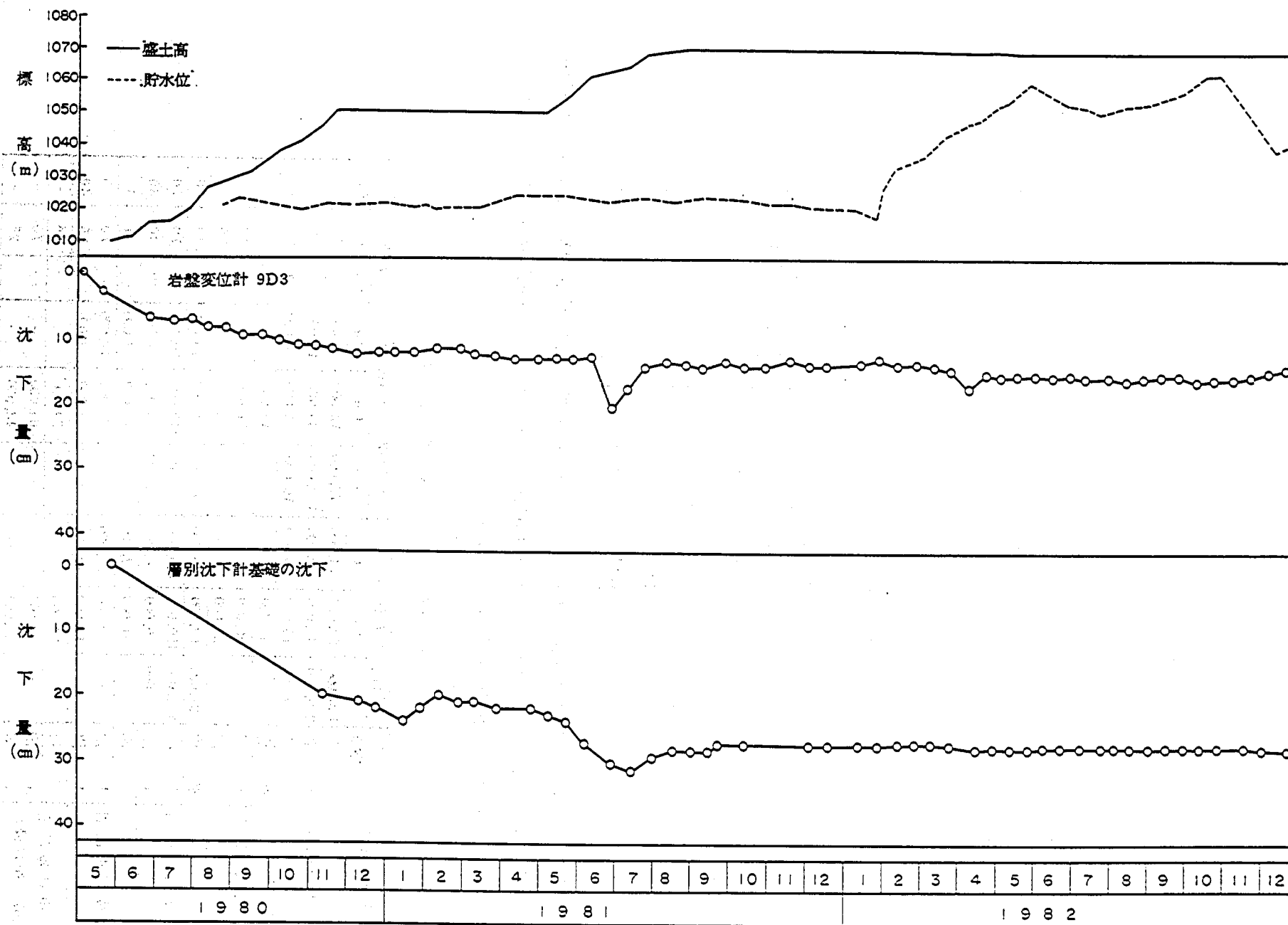


図-4.10 岩盤変位計および層別沈下計基礎の沈下量

$$E = \frac{9.0 \times 3,000}{15.0} = 1,800 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。

4.7 奈良井ダム基礎岩盤二次元変形解析

4.7.1 解析の概要

、奈良井ダムの堤体と基礎岩盤を含めた二次元有限要素による変形解析を行ない、監査廊のジョイントの変形を概略予測できないか検討した。監査廊のジョイントを考慮するためギャップ要素を用いることとし、モデルの大きさは河床部の基礎岩盤の変形量がわかっているのを、それを用いて定めることとした。

4.7.2 物性値

解析に用いる物性値は、表－4.3に示すとおりとした。

表－4.3 物 性 値

材 質	弾性係数(kgf/cm ²)	ポアソン比	単位体積重量(tf/m ³)
コ ア	5 0 0	0.4	2.3 1
コ ン ク リ ー ト	2 1 0,0 0 0	0.1 7	—
岩盤 (B～C ₁ 部)	1 2,5 0 0	0.2	—
〃 (C ₂ 部)	4,0 0 0	0.2	—
〃 (断層 破碎帯)	1,8 0 0	0.3 5	—

岩盤(断層・破碎帯)の弾性係数は4.6に述べたように河床部の岩盤変位計9D3の実測データから決めた。No 9断面の岩盤変位計9D3断層破碎帯内に削孔されたボーリング孔内に設置されたものでボーリング削孔中は何度も孔壁の崩壊をおこしている。

表－4.4 岩 盤 変 形 係 数

成因別岩種区分	係 数 岩盤分類	弾性係数 E (kgf/cm ²)			変形係数 D (kgf/cm ²)			D/E (%)		
		C _H	C _M	C _L	C _H	C _M	C _L	C _H	C _M	C _L
古・中生代堆積岩	平 均	130,000	30,000	14,000	77,000	12,500	5,000	52	39	32
	上 限	250,000	45,000	30,000	130,000	40,000	10,000	80	70	55
	下 限	40,000	15,000	5,500	10,000	4,000	1,000	25	25	15
広 域 変 成 岩	平 均	—	42,000	—	—	15,000	—	—	35	—
	上 限	—	55,000	—	—	21,000	—	—	40	—
	下 限	—	35,000	—	—	8,500	—	—	25	—
火 成 岩 深 成 岩	平 均	97,000	62,000	35,000	56,000	33,000	19,000	57	49	48
	上 限	180,000	190,000	120,000	110,000	110,000	70,000	70	70	70
	下 限	55,000	9,000	6,000	22,000	3,000	1,700	30	30	30
火 成 岩 火 山 岩	平 均	—	31,000	17,000	—	13,000	8,000	—	41	45
	上 限	—	50,000	22,000	—	23,000	12,000	—	70	55
	下 限	—	14,000	12,000	—	4,000	6,000	—	25	40
火 山 性 堆 積 岩 (第三紀以降)	平 均	—	64,000	—	—	29,000	—	—	44	—
	上 限	—	90,000	—	—	66,000	—	—	75	—
	下 限	—	45,000	—	—	13,000	—	—	25	—

岩盤 (B~C₁ 部) は極めて堅硬であるので、弾性係数は、土木研究所資料第1899号「ダム基礎岩盤の原位置試験に関する諸検討と考察」より、古・中生代堆積岩の C_M クラスの岩盤の変形係数の平均値と同じとした。また、岩盤 (C₂ 部) は、同じく古・中生代堆積岩の C_L クラスの岩盤の変形係数の平均値を基に、断層、破碎帯に接していることから、その80%とした。(表-4.4参照)

コンクリートの弾性係数は通常コンクリートの弾性計算に用いる値を採用し、コアの弾性係数は他ダムの例を参考に推定した。

単位体積重量はコアゾーンのみ考え、施工管理試験の湿潤単位体積重量の平均値を用いた。

4.7.3 モデル及び境界条件・荷重条件

解析に用いたモデルおよび各材質の分布を図-4.11に示す。モデルの大きさは次のように定めた。

図-4.10より層別沈下計の基礎の沈下量は27.5cmであり、これは、ほぼ岩盤の沈下量の絶対値と考えられる。二次元モデルでは、これと同じ沈下量となるようにモデルの大きさを決めることとした。河床部の岩盤の弾性係数は、断層破碎帯と岩盤 C₂ 部の平均の弾性係数をとることとし、基礎岩盤に加わる堤体の自重は、堤体の高さ分の90%が作用するとした。この結果、鉛直方向の岩盤のモデルの大きさ ℓ は

$$\ell = 27.5 \text{ cm} \times \frac{\frac{1,800 + 4,000}{2} \text{ kgf/cm}^2}{2.31 \text{ tf/m}^2 \times 61 \text{ m} \times 0.9 \times 0.1} \\ \approx 62.9 \text{ m}$$

となった。

よって、河床部における岩盤のモデル化の範囲は63mとした。左右岸方向は、経験的に堤高程度とした。従って、モデルの大きさは左右岸方向が350m、鉛直方向が128.2mとなった。

要素の分割に際しては、監査廊の1ブロックは原則として1要素とし、ジョイントにあたるところにはギャップ要素を入れることとした。

境界条件は下面は剛接、側面は水平方向、鉛直方向可動とした。

また、荷重は堤体全体を一層として載荷させた。

4.7.4 使用プログラムおよびギャップ要素について

計算に使用したプログラムは有限要素法の汎用プログラム ANSYS である。

ギャップ要素は、2つの節点から構成され圧縮力のみ伝達し、引張り力、せん断力は伝達しない性質を与えた。

ギャップ要素の変位の定義は、図-4.12に示すように、ギャップ要素を構成する2つの節点 I, J についてジョイントの開く方向に直角な方向を入力しておき、開く方向に直角な平面 S を決める。ギャップ要素の開き USEP は

$$\text{USEP} = (Un)_J - (Un)_I - \delta$$

$(Un)_J$: 節点 J から面 S までの距離

$(Un)_I$: 節点 I から面 S までの距離

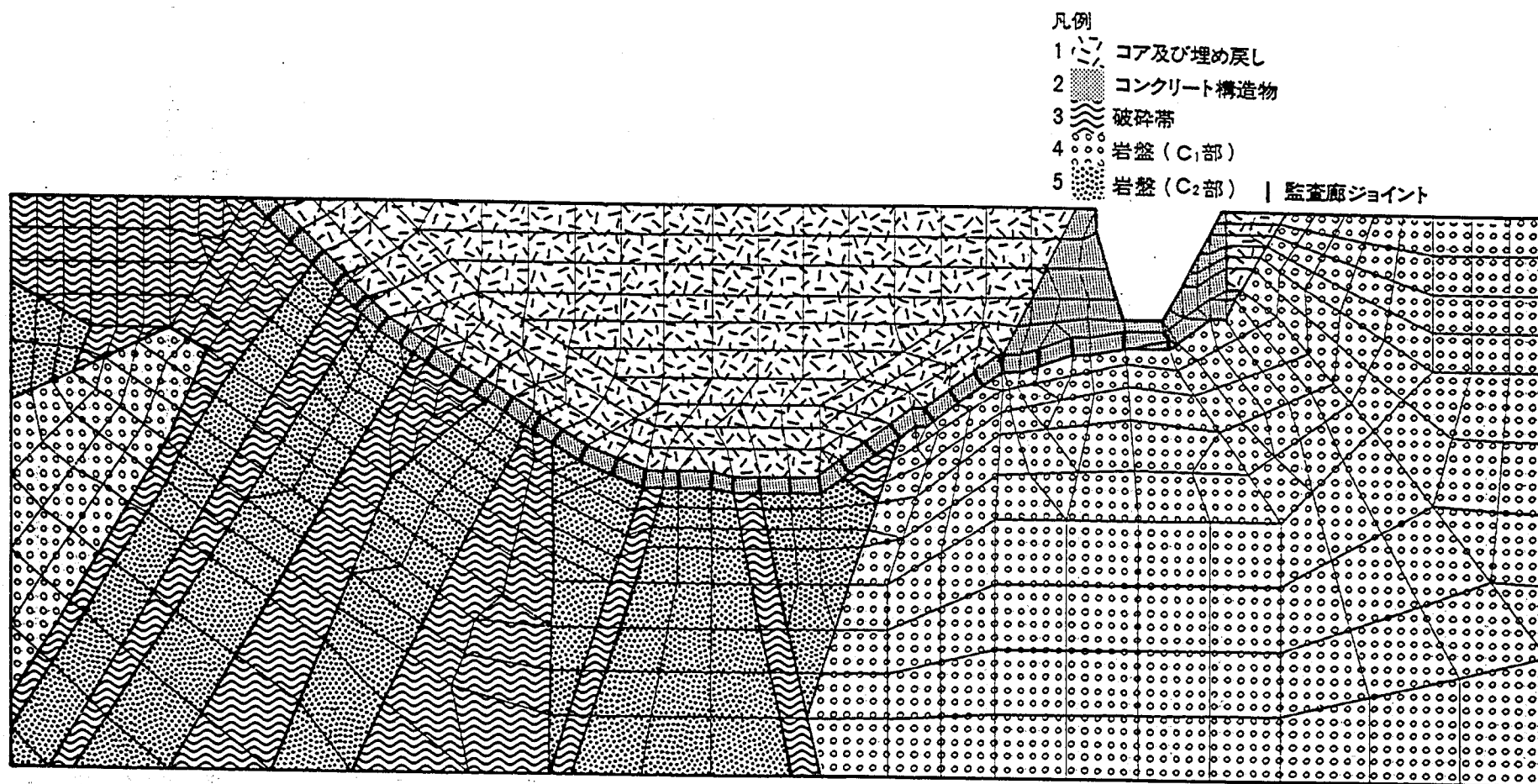
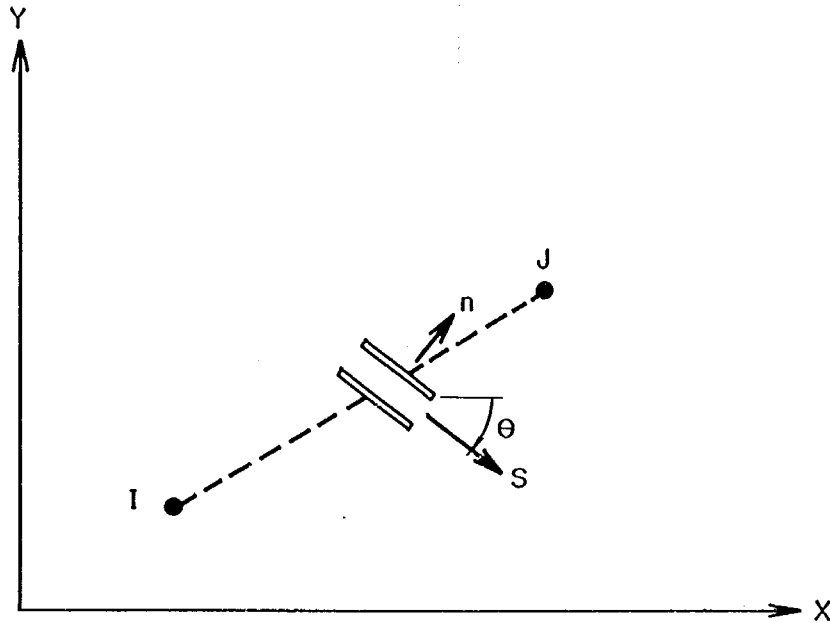


図-4.11 二次元モデル

δ : 開きの初期値

で定義される。

また、ずれは節点 I, J から平面 S に垂線の足をのばしてその足の距離で定義される。



I, J : ギャップ要素を構成する節点

$\vec{n}$: ギャップ要素の開く方向 (ギャップ要素の局所座標系における Y 軸の方向)

$\vec{S}$: ギャップ要素のずれの方向 (ギャップ要素の局所座標系における X 軸の方向)

θ : ギャップ要素の局所座標系における X 軸と全体座標系における X 軸のなす角

図-4.12 ギャップ要素のモデル

幾何学的な形状は、節点 I, J 間に、バネ定数が 21,000,000 kgf/cm のバネがあるとして圧縮力が伝わる場合は、2 つの節点ができるだけ接触に近い状態にあるようにした。また、開きの初期値 δ は 1×10^{-6} cm とした。

4.7.5 解析結果

(1) 変位

図-4.13は、二次元有限要素法による監査廊ジョイント (ギャップ要素) の開きと、実測による監査廊ジョイントの開きを比較したものである。ジョイントの開きの傾向は河床から右岸低位標高は大体あっているが、左岸アバットメント傾斜部はあっていない。また、開きの絶対値は河床部は大体あっているが、左右岸のアバットメントでは、有限要素法による解析値の方が実測値より数倍大きくなっている。ずれについては、表-4.5 に示すように河床部の 6~7 ブロックの間のジョイントを除いて全体として解析値の方がはるかに大きくなっている。

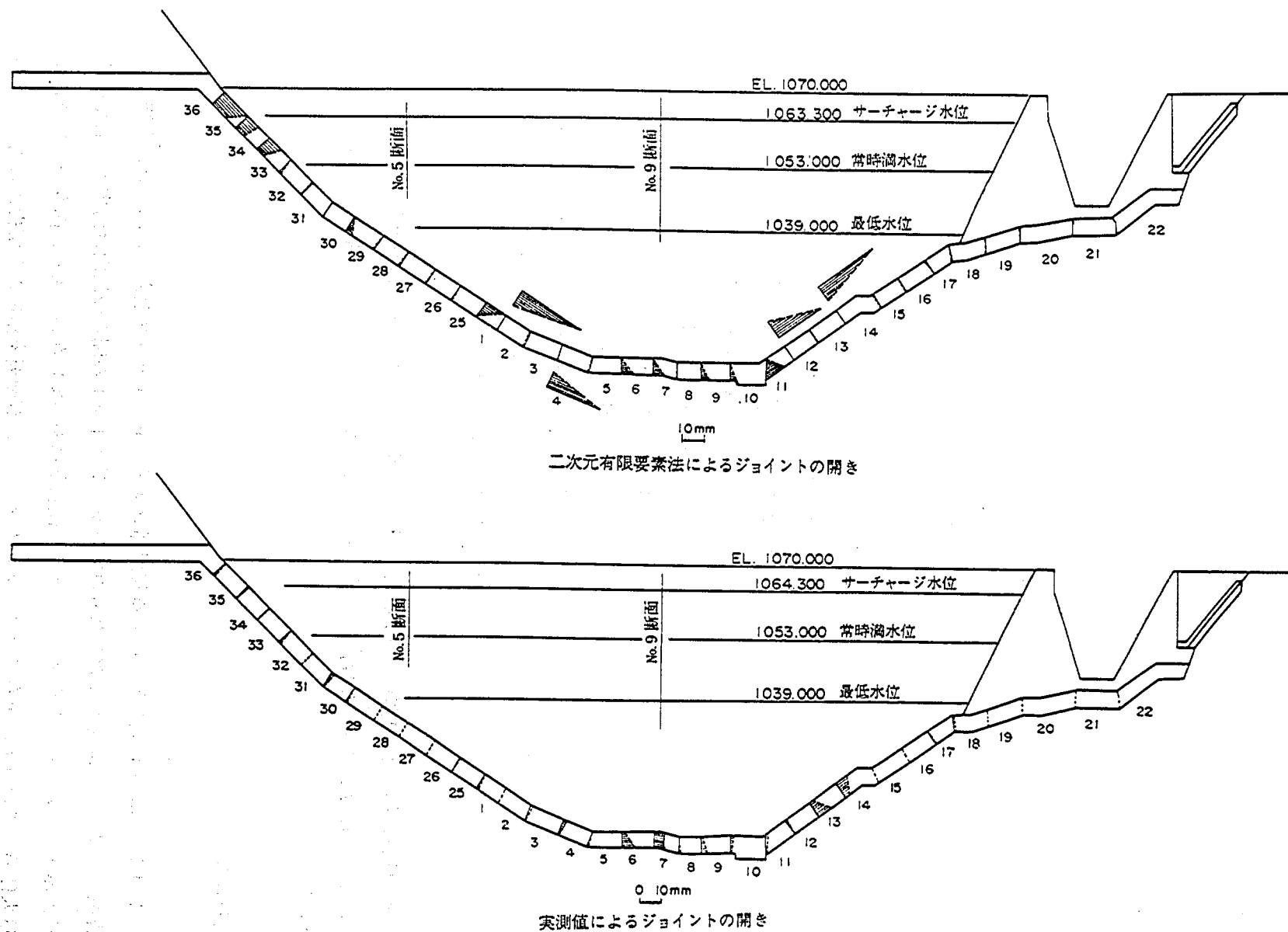
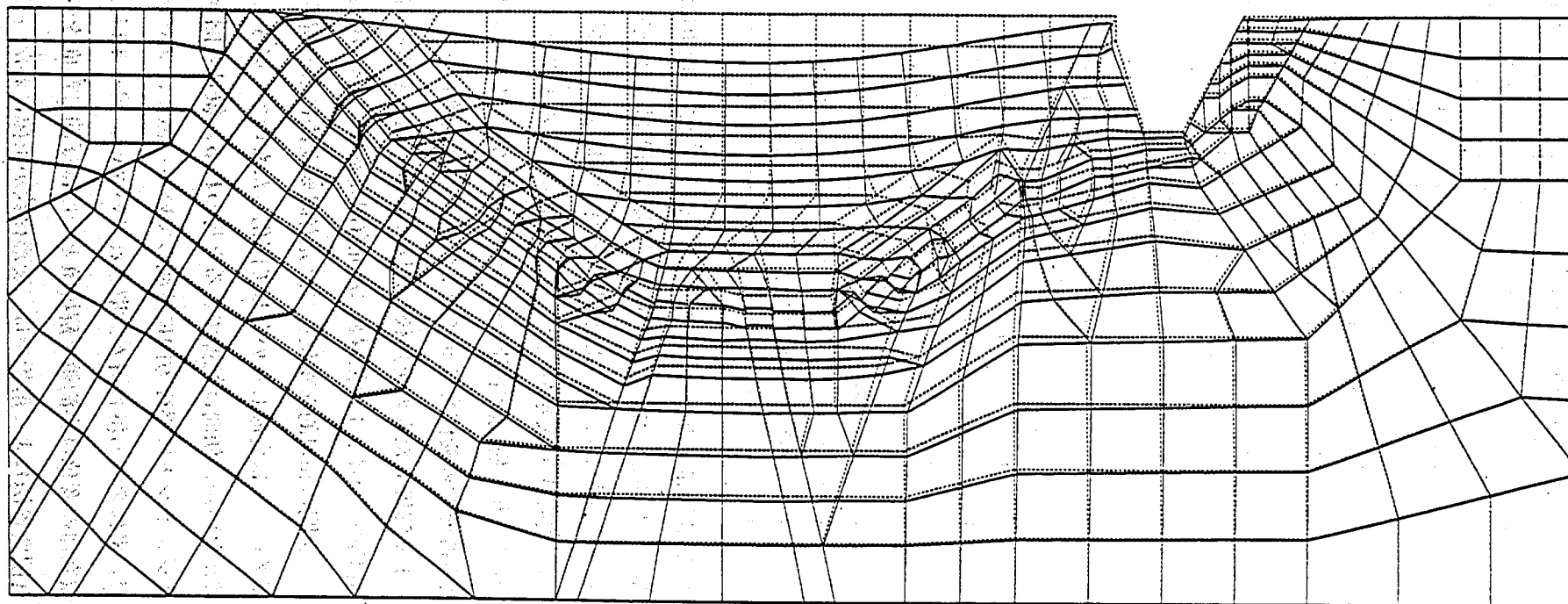


図-4.13 ジョイントの開きの解析値と実測値の比較



変位のスケール 20mm

図-4.13 全体変位図

表-4.5は、ずれを測定しているジョイントについて対応を調べたものであるが、二次元有限要素法の解析では、他のジョイント、特に左右岸下位標高では80mmから100mmもの大きなずれが生じており、実際の監査廊とは大きく異なっている。

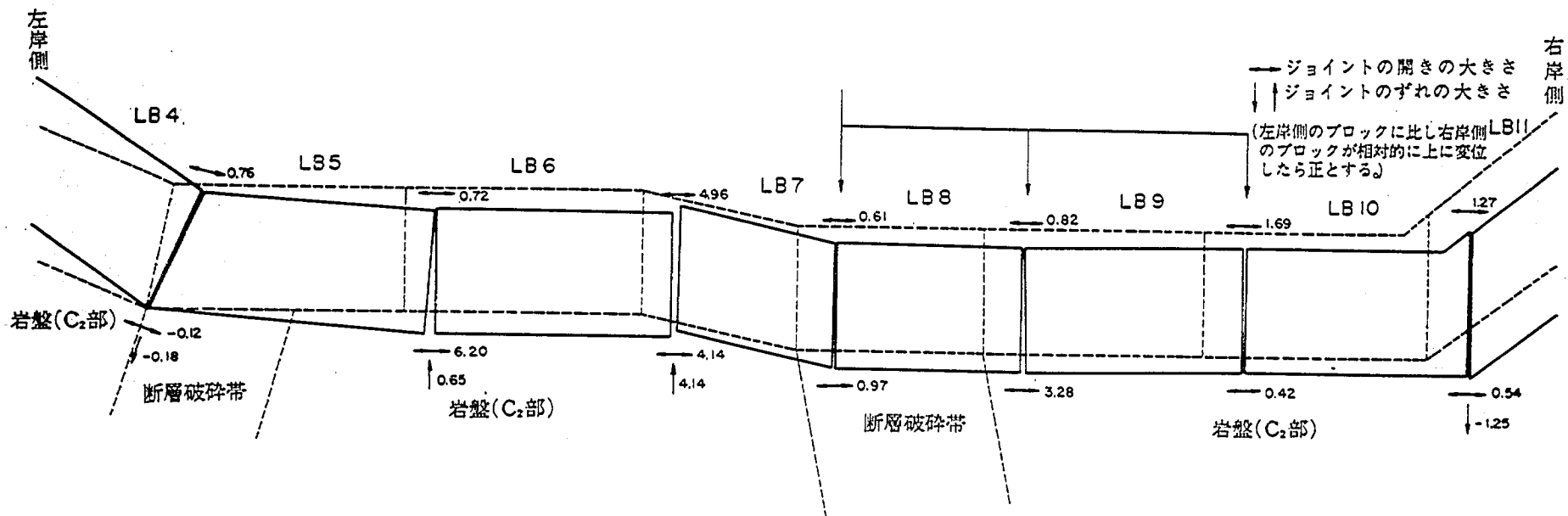
図-4.13は、モデル全体の変位を示したものである。堤体については、自重を考慮し弾性係数が小さいため大きな変形を示している。監査廊のブロックの変位は、左右岸のアバットメント傾斜部で著しく大きく、ブロック間で大きなズレを生じており、実際の監査廊の変形と著しく異なっている。左右岸監査廊ブロッ

クの変形の大きいところは断層破碎帯部とその周辺であり、変形の大きい理由は断層破碎帯の弾性係数を河床部の断層破碎帯と同じ値としており、実際の左右岸の断層破碎帯の弾性係数は河床部の断層破碎帯のそれより大きかったと推測される。また、堤体全体を一層として解析したため、アバットメントに作用する堤体自重が実際より大きかったことも影響していると思われる。河床部の監査廊上面の沈下量は16~17cmであり、層別沈下計の基礎の沈下量27.5cmより小さい。

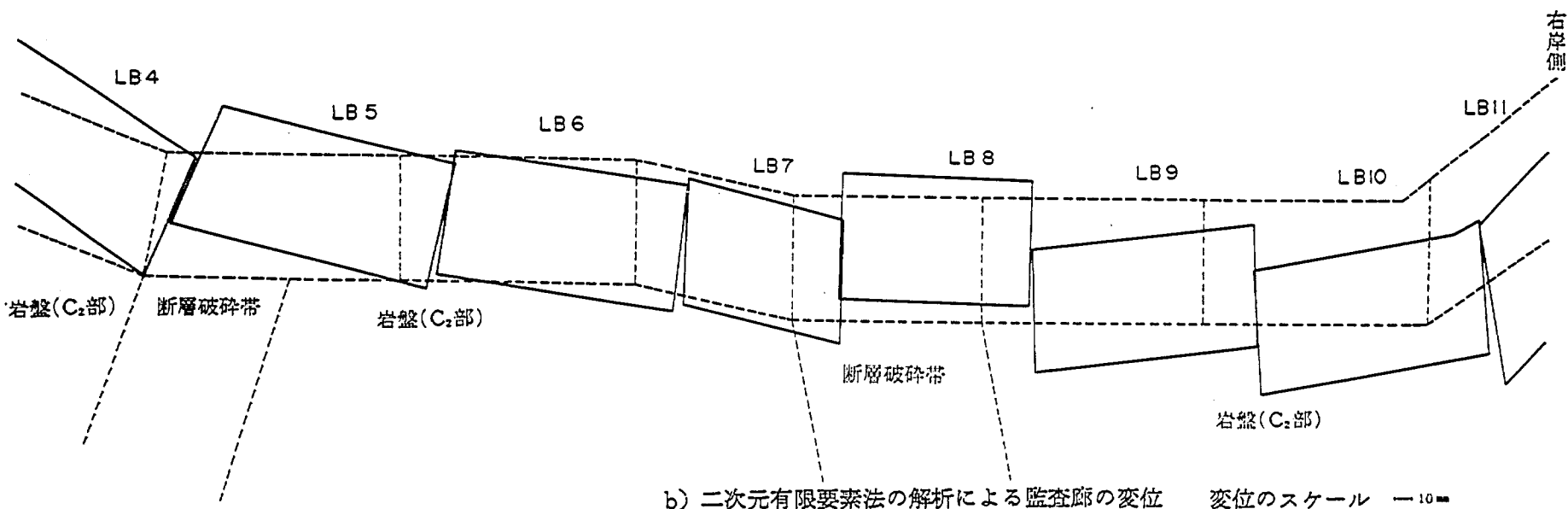
図-4.14は、河床部付近の監査廊の変位をジョイントの開きの実測値をもとにして推定したものと、二次元有限要素法により解析したものを比較した図である。継目計の実測値による監査廊の変位は、ブロック4の右岸側のジョイントの位置を二次元有限要素法による解析結果と同じとして、継目計の実測値によるブロック間の相対的な変位を二次元有限要素法による解析での変位と同じスケールで図示し、監査廊ブロックは変形しないとして図化したもので、必ずしも監査廊の正しい変位を示しているとは言えないが、傾向は把握できると思われる。継目の開きはジョイントに直角方向に計測し、ずれはジョイントに平行方向に計測している。但し、ブロック7~8、8~9、9~10間のジョイントは、ずれを測る継目計が設置されていない。図-4.14より、大規模な断層のある河床部左岸側の監査廊の変位は実測値と解析値とではほぼ同じ傾向を示しており、ギャップ要素を用いた二次有限要素法による解析では、変形係数が正確にわかっている河床部では概略監査廊ブロックの変位を推定できるものと思われる。

表-4.5 ジョイントのずれ

ジョイントの位置	継目計の位置	実測値(mm)	解析値(mm)
LB 2~3	上流側	0.69	74.67
	下流側	0.71	
LB 4~5	上流側	-0.54	37.31
	下流側	-0.08	
LB 5~6	上流側	1.95	8.17
	下流側	-1.50	
LB 6~7	上流側	4.14	3.99
	下流側	2.55	
LB 10~11	上流側	-1.25	-5.45
	下流側	0.00	
LB 14~15	上流側	-0.09	-7.88
	下流側	0.19	
LB 17~18	上流側	0.73	-15.23
	下流側	0.92	
LB 19~20	上流側	0.08	5.1
	下流側	0.20	
LB 21~22	上流側	0.20	0.76
	下流側	0.19	
LB 30~31	上流側	0.28	19.04
	下流側	0.19	
LB 35~36	上流側	0.75	5.79
	下流側	0.15	



a) 継目計の実測値による監査廊の変位 継目の開きのスケール — 10 mm



b) 二次元有限要素法の解析による監査廊の変位 変位のスケール — 10 mm

図-4.14 河床部監査廊の変位の比較

(2) 応 力

図-4.15に、堤体及び基礎岩盤の主応力の分布を示す。河床部における堤体の自重による応力は、 $12.0 \sim 14.3 \text{ kgf/cm}^2$ (平均 13.1 kgf/cm^2) で、モデル化の範囲を決める時に考えた荷重 12.7 kgf/cm^2 ($2.31 \text{ tf/m}^2 \times 61\text{m} \times 0.9 = 12.7 \text{ kgf/cm}^2$) はほぼ妥当な値であったと言える。

このことから、河床部での岩盤の沈下量が二次元モデルでは $16 \sim 17\text{cm}$ であり、層別沈下計の基礎の沈下量 27.5cm より小さい理由は、河床部岩盤の平均の弾性係数が岩盤の断層破碎帯部とC₂部の弾性係数の単純平均値より大きかったためと思われる。



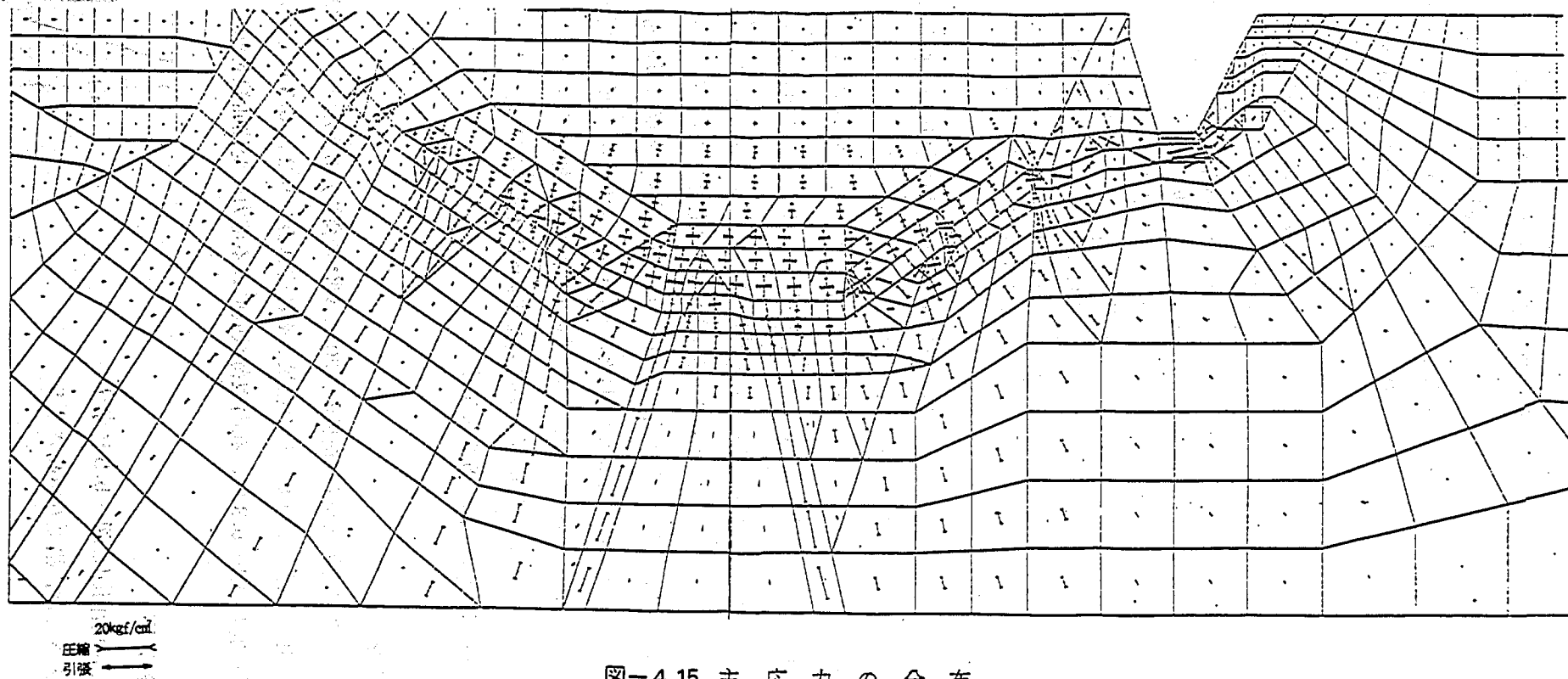


図-4.15 主 応 力 の 分 布

5. 斜面上の監査廊の変形について

宮城県の七北田ダムは右岸アパートメント上位標高に極めて軟質な地層をもち、ダムの設計・施工にあたってはこの地層の変形性、止水処理が問題となった。ダムの建設にあたっては、この地層に岩盤変位計、透水試験孔を設けて堤体の盛立に伴う基礎の変形、透水性の変化を調べるとともに、監査廊のジョイントに継目計を設置して監査廊の継目の変位を計測した。ここでは継目計の計測の結果をとりまとめ、解析してみた。

表－5.1 七北田ダムの諸元

事業者	宮城県
所在地	宮城県泉市福岡字蒜但木
水系	七北田川
型式	中央コア型ロックフィルダム
堤高	73.0 m
堤頂長	420 m
堤体積	2,606,000 m ³
完成年	昭和58年(1983年)6月盛立完了

5.1 七北田ダムの概要

七北田ダムの諸元については、表－5.1に示すとおりである。また、堤体の標準断面図を図－5.1に示す。

5.2 ダムサイトの地質

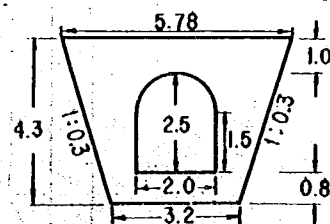
ダムサイト付近に分布する基盤岩は、新第三紀中新世の砂岩、凝灰質砂岩、凝灰岩、凝灰角礫岩、泥岩等で、厚さ10～30mの互層で存在し、それを新期火山性の泥流堆積物、湿源堆積物、段丘堆積物などが覆っている。基盤岩の各層は、ダム軸断面では、右岸側へ6°～14°傾斜し、上下流方向には上流側へ4°～5°傾斜している。基盤岩は下位より、湯本層に属する砂岩(Yss)凝灰質砂岩(Ys)、凝灰岩(Yf)、凝灰角礫岩(Yt)、凝灰質砂岩・泥岩の互層(Ym)、凝灰質砂岩(Ds)、そして白沢層に属する凝灰質砂岩・泥岩の互層(Sm)、シルト質凝灰岩・凝灰質泥岩互層(Sa₂)、砂質凝灰岩(St)となっている。Yss、Ysは亀裂が少なく難透水性である。Yfは概ね亀裂の少ない岩盤であるが、オープンクラックが存在し、また、Ytは開口した大亀裂が存在する。Ym、Sm、Sa₂の各層は層理面に沿う細亀裂が発達する。最上部のStは、固結が不十分で層理面がほとんど見られないが、多くの薄い粘土脈が挟在しているのが見られる。ダムの設計、建設にあたっては、このStの工学的性質の把握が最も問題となった。このため、七北田ダムでは、Stを中心としてSa₂、Sm、Ymの各層を基礎とする監査廊のジョイントに継目計を設置することとした。ダム軸地質断面図を図－5.2に示す。

5.3 砂質凝灰岩の変形性

砂質凝灰岩について、平板載荷試験(載荷板の径30cm、剛体載荷法)3ヶ所と、孔内載荷試験3孔(応用地質製高圧LLT使用)を行っている。その結果をそれぞれ表－5.2、5.3に示す。また、平板載荷試験による応力～変位曲線を図－5.3に、孔内載荷試験による応力～変位曲線を図－5.4に示す。

5.4 七北田ダムの監査廊

七北田ダムの監査廊の断面図を図－5.5に示す。監査廊の内空断面の大きさは、幅2.0m高さ2.5mである。



図－5.5 監査廊断面図

標準断面図

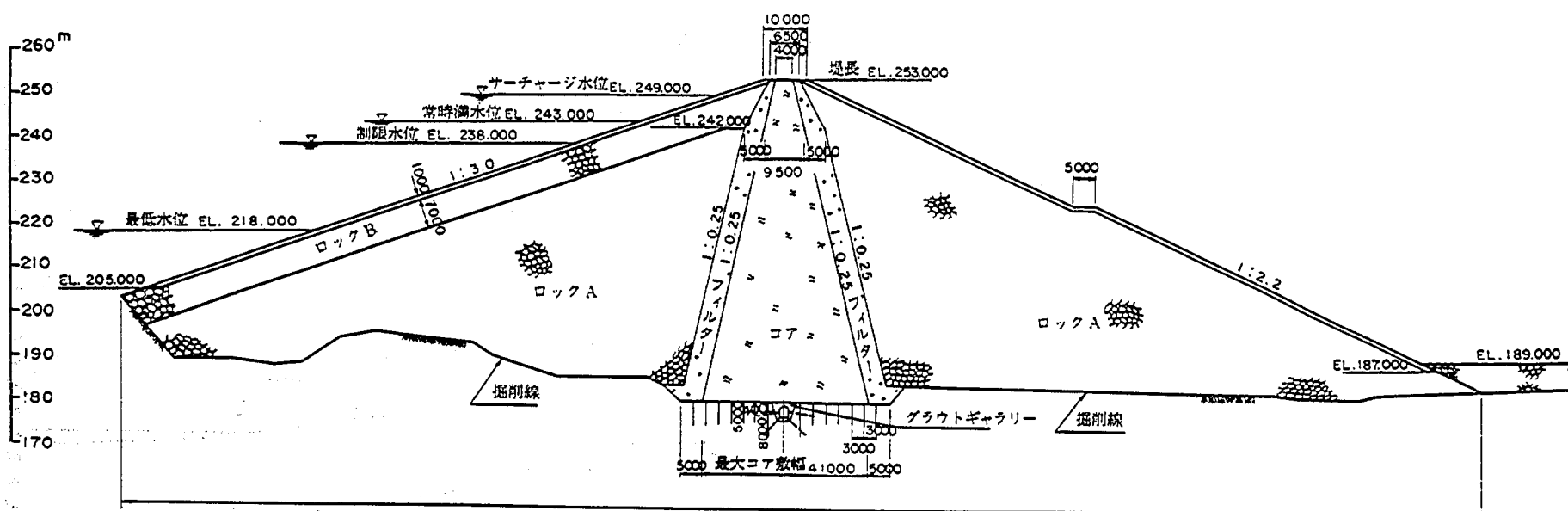


図-5.1 標準断面図

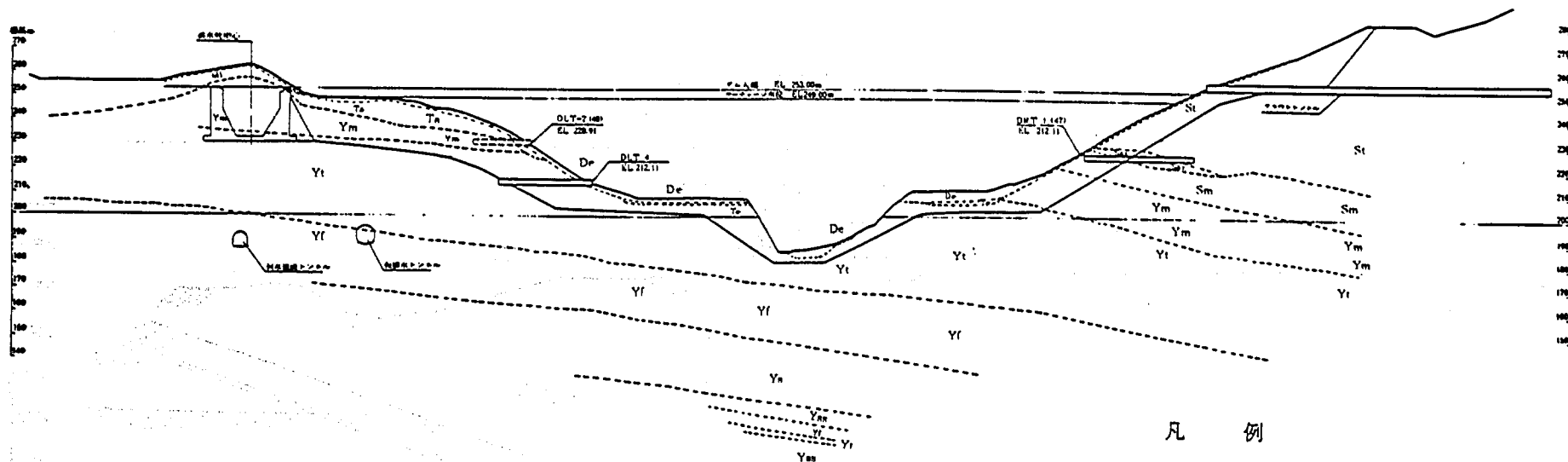


図-5.2 ダム軸地質断面図

凡 例

G	河床堆積物	Yf	凝 灰 岩
De	表土・流出堆積物	Ys	凝 灰 質 砂 岩
Te	段 丘 堆 積 物	Yss	砂 岩
Mf	泥 流 堆 積 物		地 質 境 界
To	崖 錐 堆 積 物		
St	砂 質 凝 灰 岩		
So ₂	シルト質凝灰岩		
Sm	凝灰質泥岩互層・凝灰岩		
Ym	凝灰質砂岩泥岩互層凝灰岩緑色泥岩		
Ds	暗灰色凝灰質砂岩		
Yl	凝 灰 角 礫 岩		

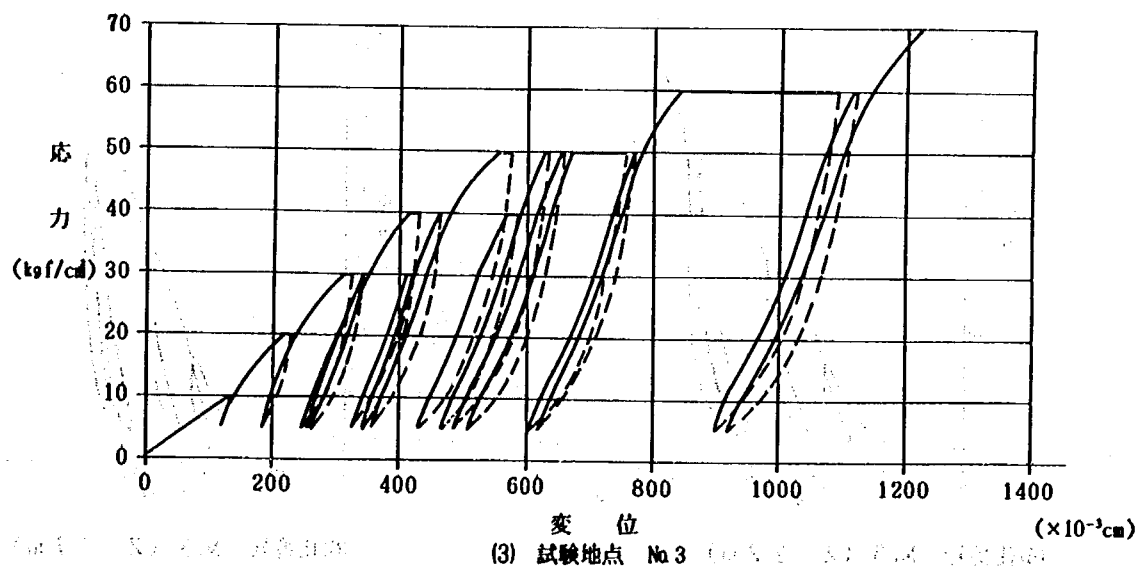
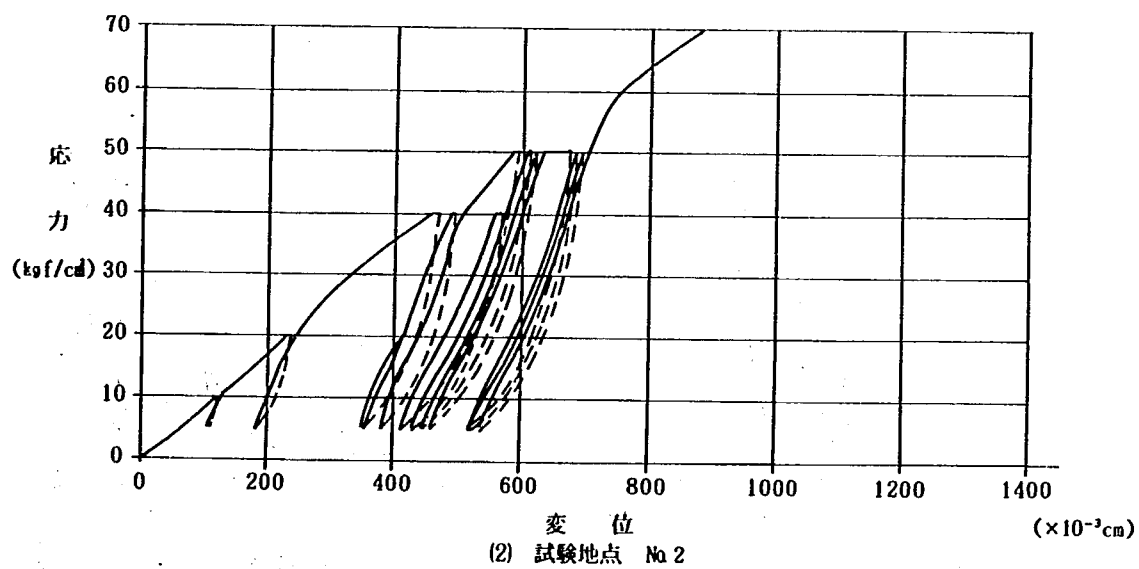
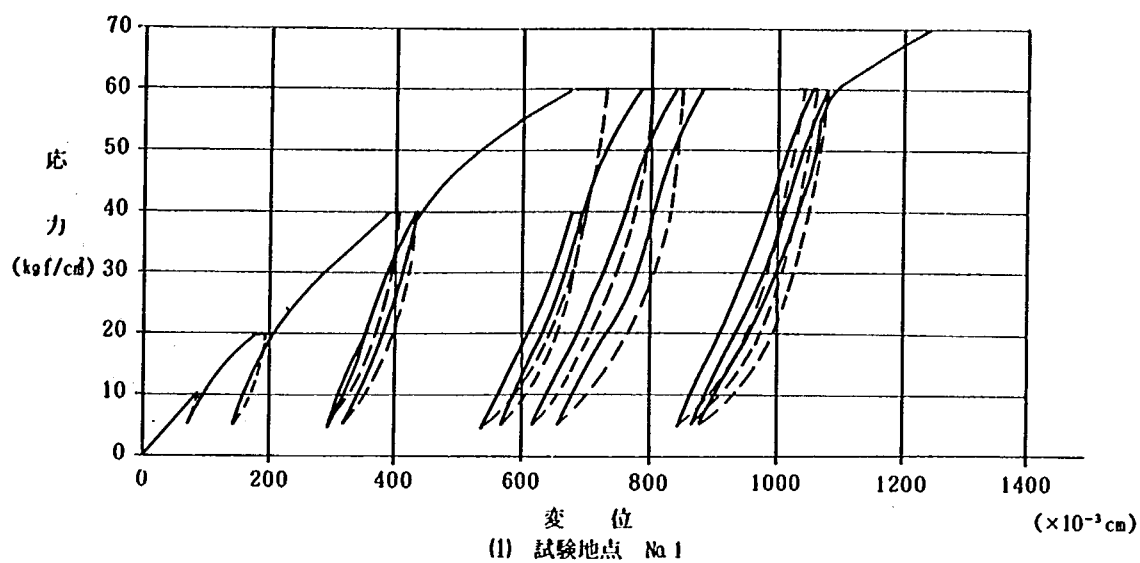
表-5.2 原位置平板載荷試験の結果

試験地点	持続荷重載荷前				持続荷重載荷後			
	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	接線弾性係 数(kgf/cm ²)	荷重レベル (kgf/cm ²)	割線弾性係 数(kgf/cm ²)
No. 1	10~20	5,400	5~40	3,000	10~40	6,000	5~40	5,400
	10~40	6,400	5~60	3,200	10~50	6,000	5~60	5,400
	10~50	5,500	5~60	5,300	10~50	5,500	5~60	5,500
	平均	5,800	平均	3,800	平均	5,800	平均	5,400
No. 2	10~20	5,800	5~40	2,800	10~40	5,400	5~40	5,600
	10~40	5,900	5~50	4,800	10~50	5,400	5~50	5,400
	10~50	5,500	5~50	5,400	10~50	5,600	5~50	5,700
	平均	5,700	平均	4,300	平均	5,500	平均	5,600
No. 3	10~20	5,800	5~30	4,000	10~30	5,800	5~30	6,000
	10~30	6,200	5~40	5,000	10~40	6,100	5~40	6,200
	10~40	6,000	5~50	4,800	10~50	5,900	5~50	5,900
	10~50	5,800	5~50	5,600	10~50	5,900	5~50	5,800
	10~50	5,900	5~50	5,800	10~50	5,300	5~60	5,300
	平均	5,900	平均	5,000	平均	5,800	平均	5,800

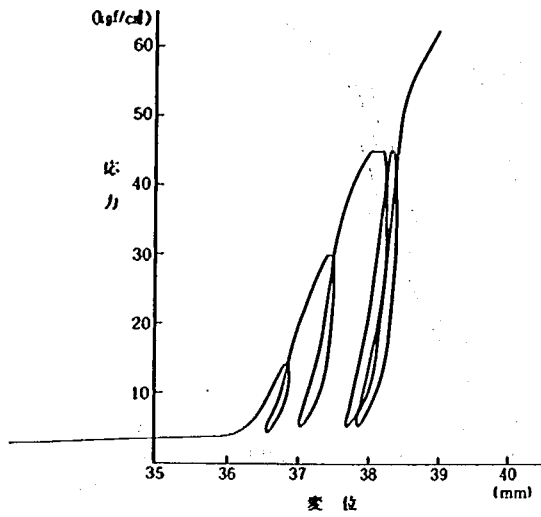
試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	試験地点	荷重レベル (kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)
No. 1	0~10	2,600	No. 2	0~10	1,900	No. 3	0~10	1,700
	10~20	2,300		10~20	2,100		10~20	2,600
	20~40	2,200		20~40	2,000		20~30	2,400
	40~60	1,600		40~50	1,700		30~40	2,300
				50~60	1,300		40~50	1,600
	平均	2,200		平均	1,800		平均	2,100
全 平 均							2,000	

表-5.3 孔内載荷試験試験結果

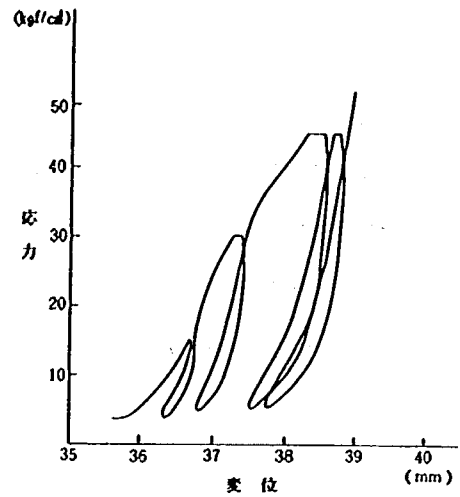
孔 番号	試 験 深度(m)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	接線弾性 係数(kgf/cm ²)	試 験 深度m	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	変形係数 (kgf/cm ²)	荷重レベ ル(kgf/cm ²)	接線弾性 係数(kgf/cm ²)
No 1	1.9 / 2.4	0~15	1,200	5~15	2,500	4.9 / 5.4	0~15	1,000	5~15	2,300
		15~30	1,600	5~30	4,300		15~30	1,100	5~30	2,700
		30~45	1,600	5~45	4,700		30~45	900	5~45	2,800
		45~63	1,100	5~45	5,700				5~45	3,500
		平 均	1,400	平 均	4,300		平 均	1,000	平 均	2,800
No 2	1.9 / 2.4	0~15	1,100	5~15	2,500	4.4 / 4.9	0~15	1,200	5~15	2,200
		15~30	1,500	5~30	3,700		15~30	1,300	5~30	3,200
		30~45	1,400	5~45	5,100		30~45	990	5~45	3,800
		45~65	1,300	5~45	6,600		45~62	900	5~45	4,100
		平 均	1,300	平 均	4,500		平 均	1,100	平 均	3,300
No 3	1.9 / 2.4	0~15	1,100	5~15	2,100	4.4 / 4.9	0~15	1,300	5~15	2,500
		15~30	1,300	5~30	2,900		15~30	1,500	5~30	4,300
		30~45	1,200	5~45	4,300		30~45	1,500	5~45	4,700
		45~59	1,200	5~45	7,400		45~57	1,500	5~45	5,200
		平 均	1,200	平 均	4,200		平 均	1,500	平 均	4,200



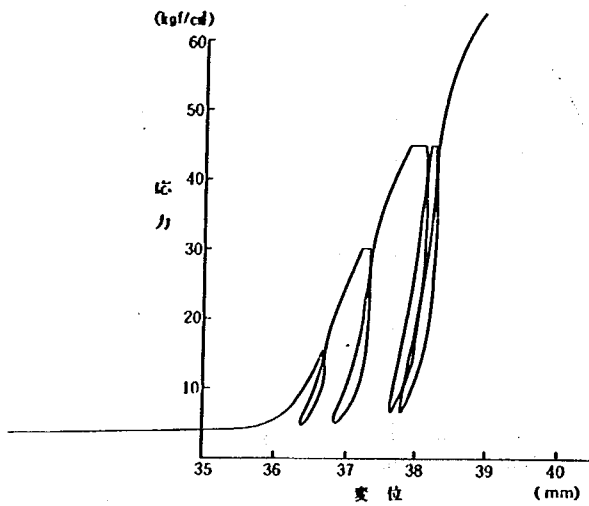
図一5.3 原位置平板載荷試験 応力～変位曲線



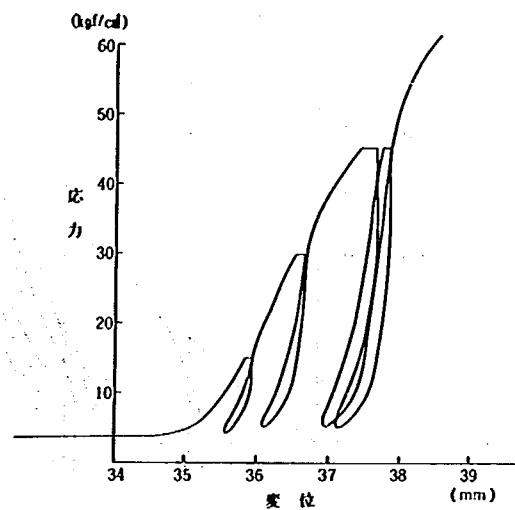
(1)孔番号 No 1 ($Z = 2.2$ m)



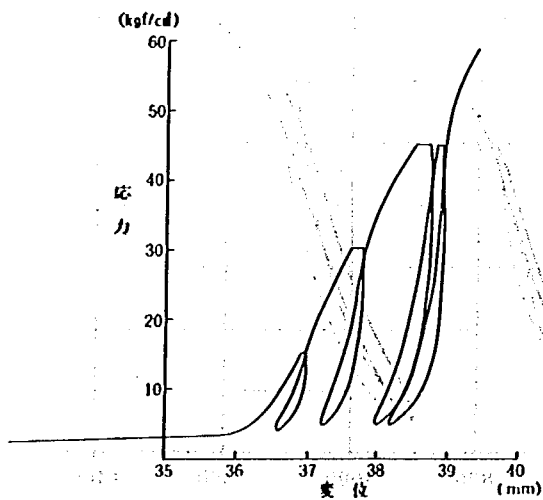
(2)孔番号 No 2 ($Z = 5.2$ m)



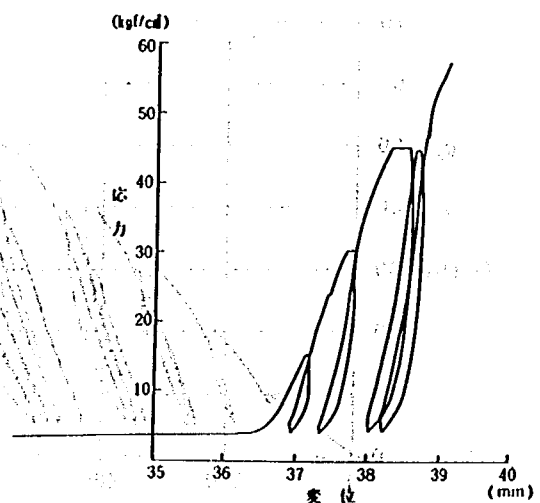
(3)孔番号 No 2 ($Z = 2.2$ m)



(4)孔番号 No 2 ($Z = 4.7$ m)

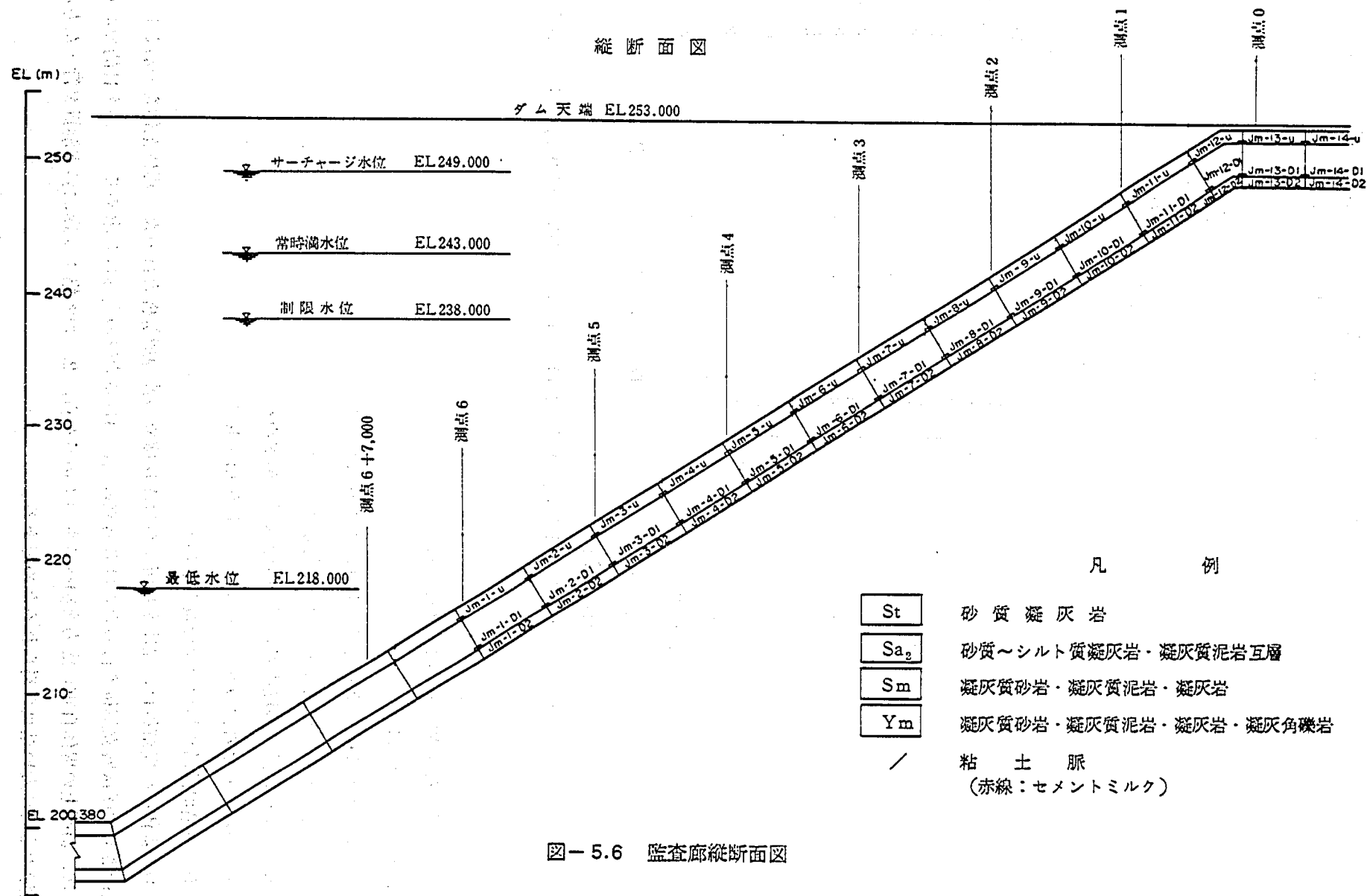


(5)孔番号 No 3 ($Z = 2.2$ m)



(6)孔番号 No 3 ($Z = 4.7$ m)

図-6.4 孔内載荷試験 応力～変位曲線



図－5.6 監査廊縦断面図

右岸上位標高の監査廊縦断面図を図-5.6に示す。この部分の監査廊1ブロックの長さは6mである。

継目計（ジョイントメーター）は、図-5.7に示すように、監査廊内空断面内の3ヶ所の凹部に設置されており、監査廊軸方向のジョイントの変位のみ測定できるようになっている。

継目計は右岸上位標高の14ヶ所のジョイントに計52個設置されている。継目計は差動トランス型のもので、測定範囲は20mm精度は0.5%FSである。

5.5 継目計の実測値

図-5.8は、継目計の開きの盛立による変化を示したものである。継目の変位は+（プラス）が開く方向-（マイナス）が閉じる方向である。14ヶ所のジョイントの内、ブロック13~12, 11~10, 10~9, 9~8, 8~7, 7~6, 5~4, 4~3の8ヶ所のジョイントで、ジョイントは閉じる傾向を示している。これは、全体に変形性の大きいアバットメントでは、堤体の盛立による荷重は岩盤を押し広げる方向に作用するのではなく、沈下させるように作用するため、アバットメントの着岩面に平行に圧縮歪が生じたためと推測される。この推論が正しいかどうか検証するため、二次元有限要素法による解析を行った。

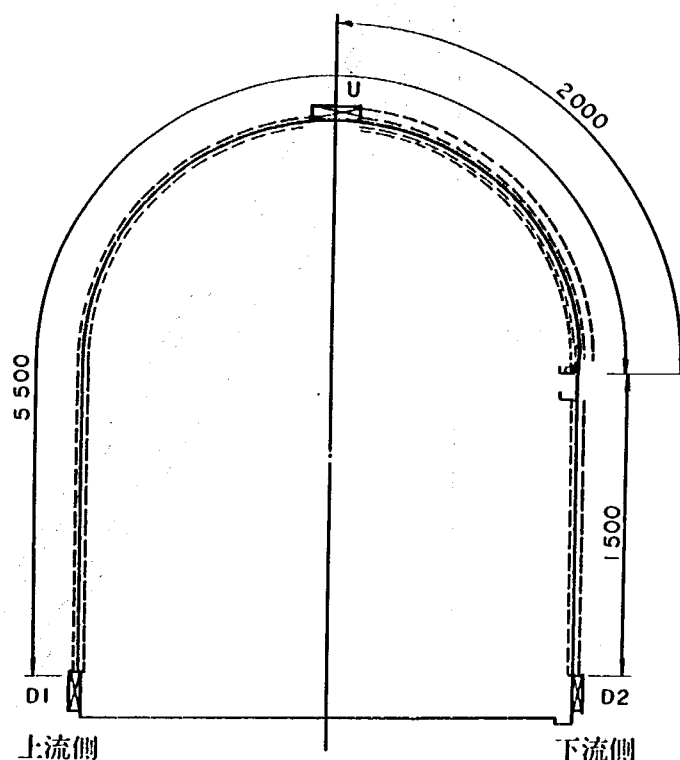


図-5.7 継目計の設置位置

5.6 七北田ダム基礎岩盤二次元変形解析

5.6.1 解析の概要

七北田ダムの基礎岩盤の変形解析は次のように行った。

- (1) 堤体のみの二次元モデルで、築堤解析を行う。
- (2) 各築堤段階での堤体着岩面での節点反力を求める。
- (3) 節点反力を岩盤のみの二次元モデルに作用させる。
- (4) 各築堤段階の岩盤の変形量を求める。

(1)の堤体の築堤解析は、堤体を12層に分け逐次盛立の非線形解析を行った。堤体全体を一層として載荷させず逐次盛立解析を行ったのは各盛立段階における岩盤の変形量を求めることが主目的であり、また、斜面上の堤体自重の応力を調べるものであるから、2.2の考察より逐次盛立解析を行った方が実際の応力に近い結果が得られるためである。

(2)の節点反力は、使用した非線形の築堤解析のプログラムが節点反力を出力するようになっていなかった

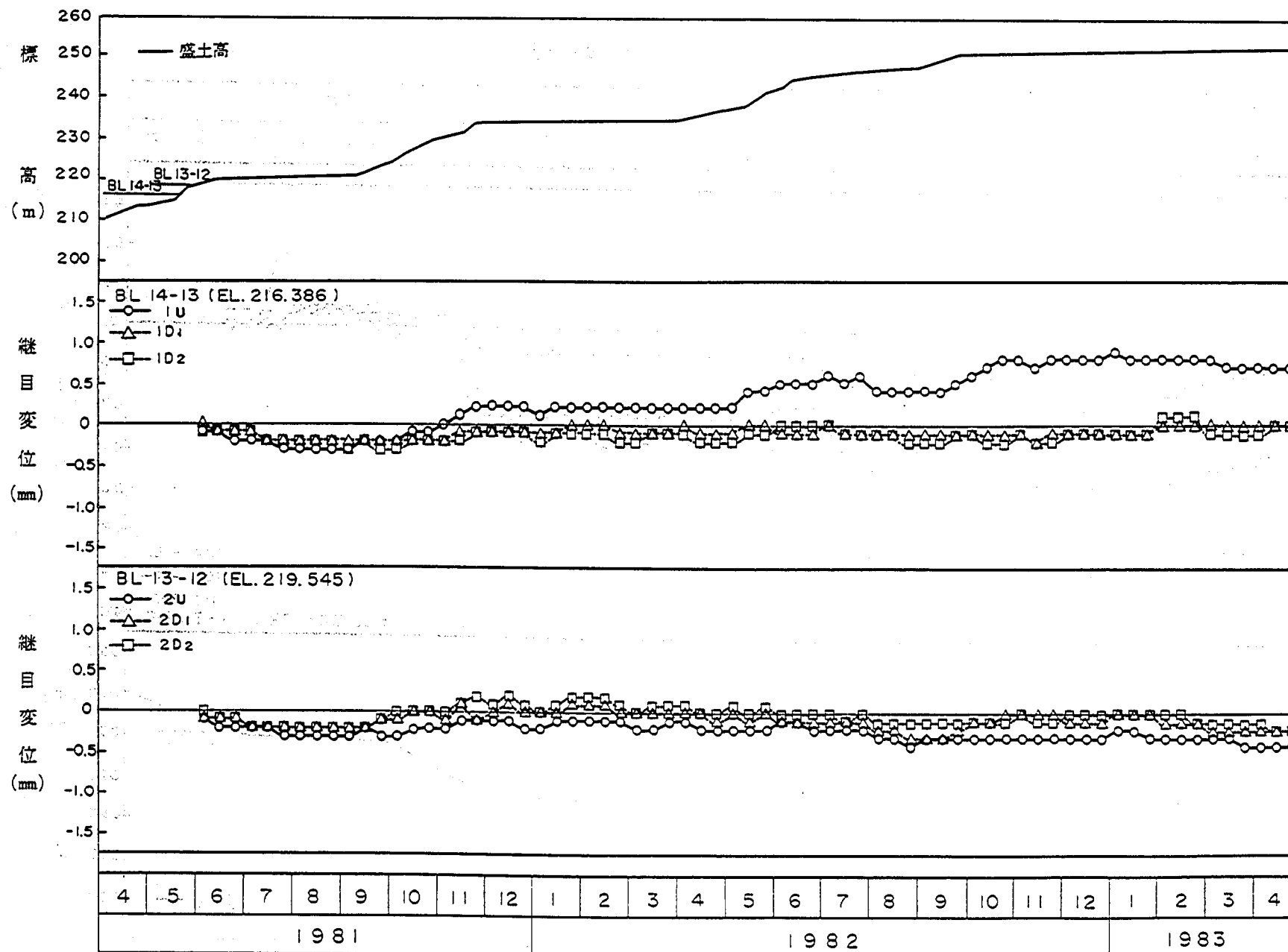


図-5.8 継目の開きの変化(1)

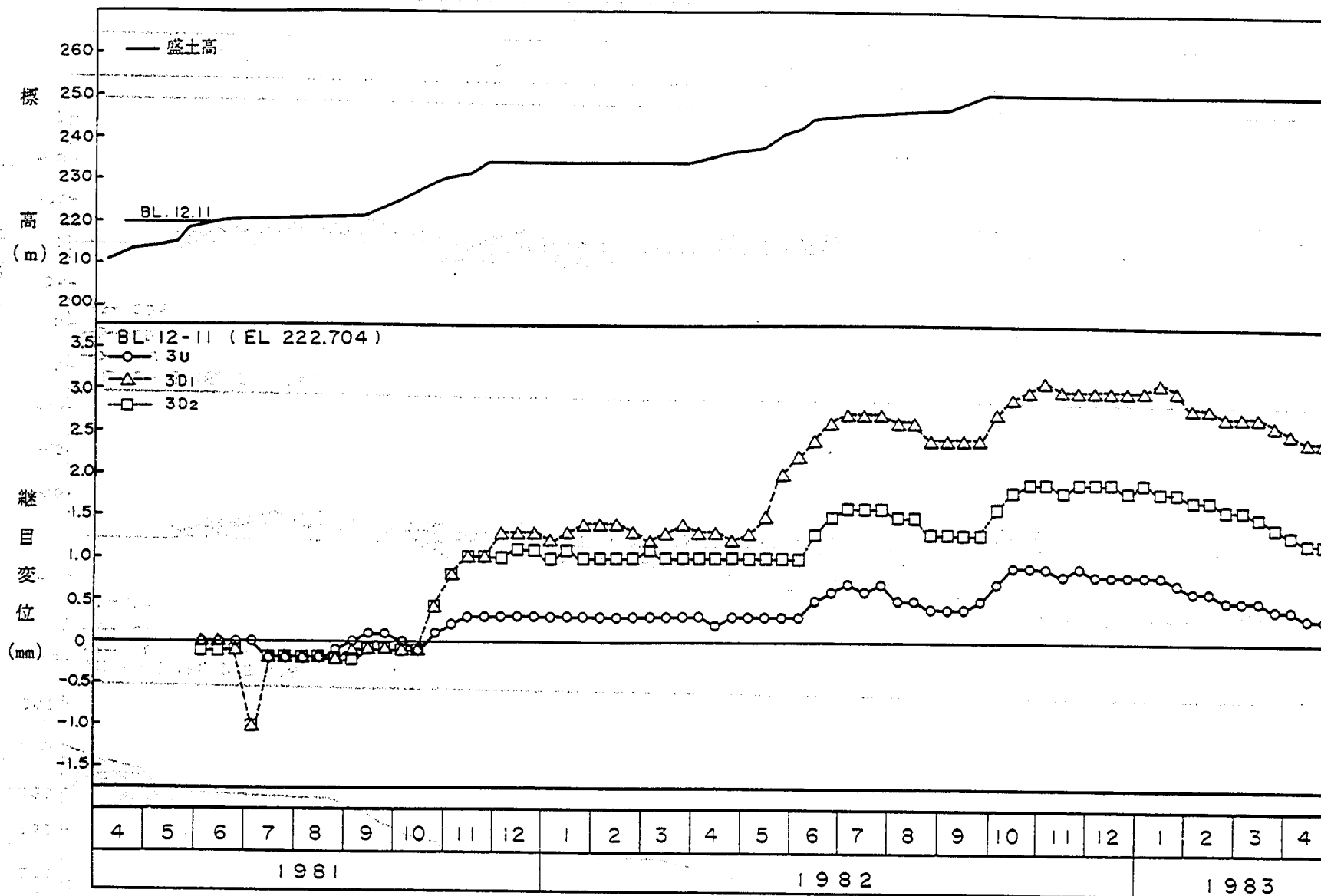


図-5.8 継目の開きの変化(2)

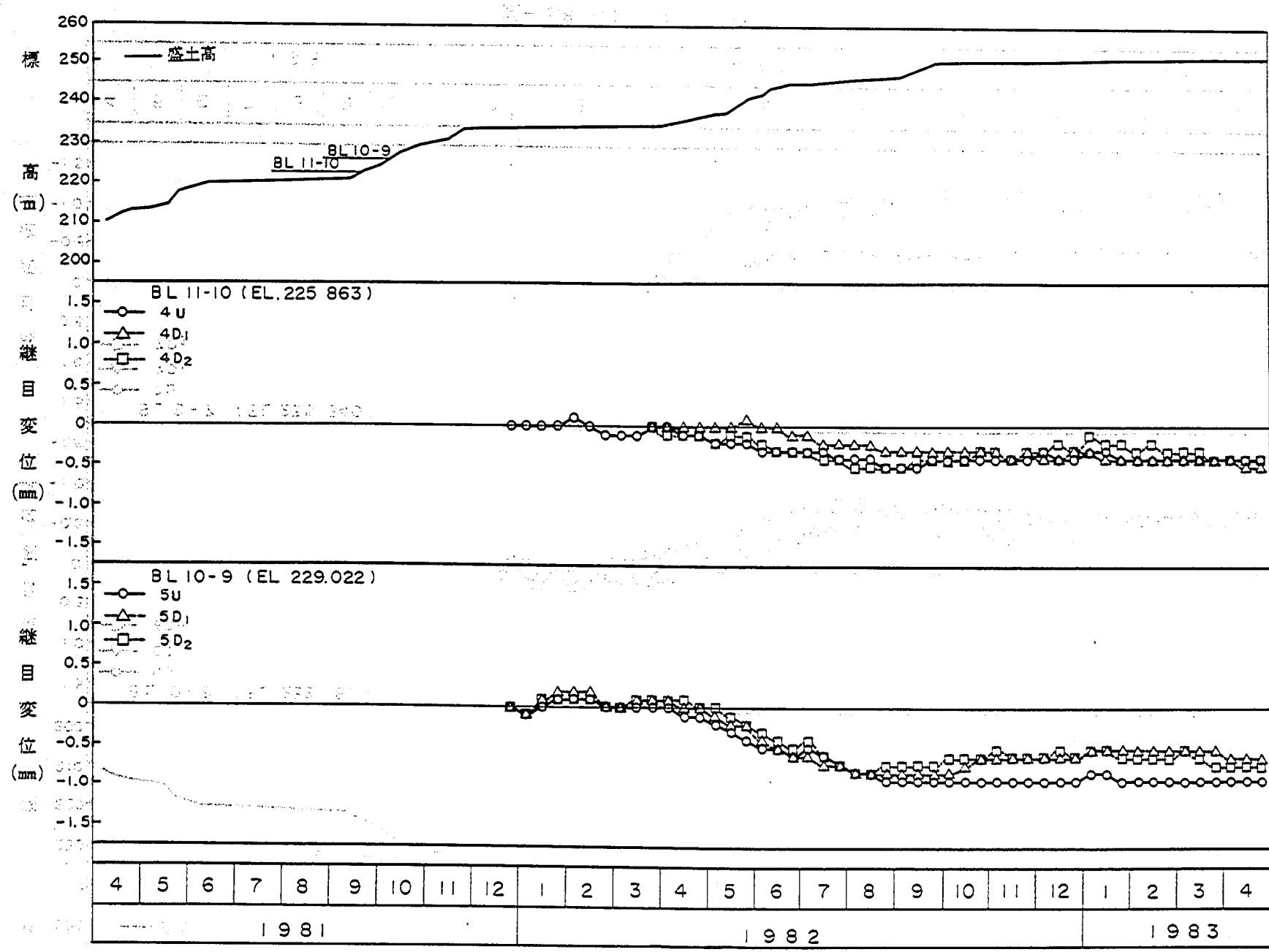


図-5.8 継目の開きの変化(3)

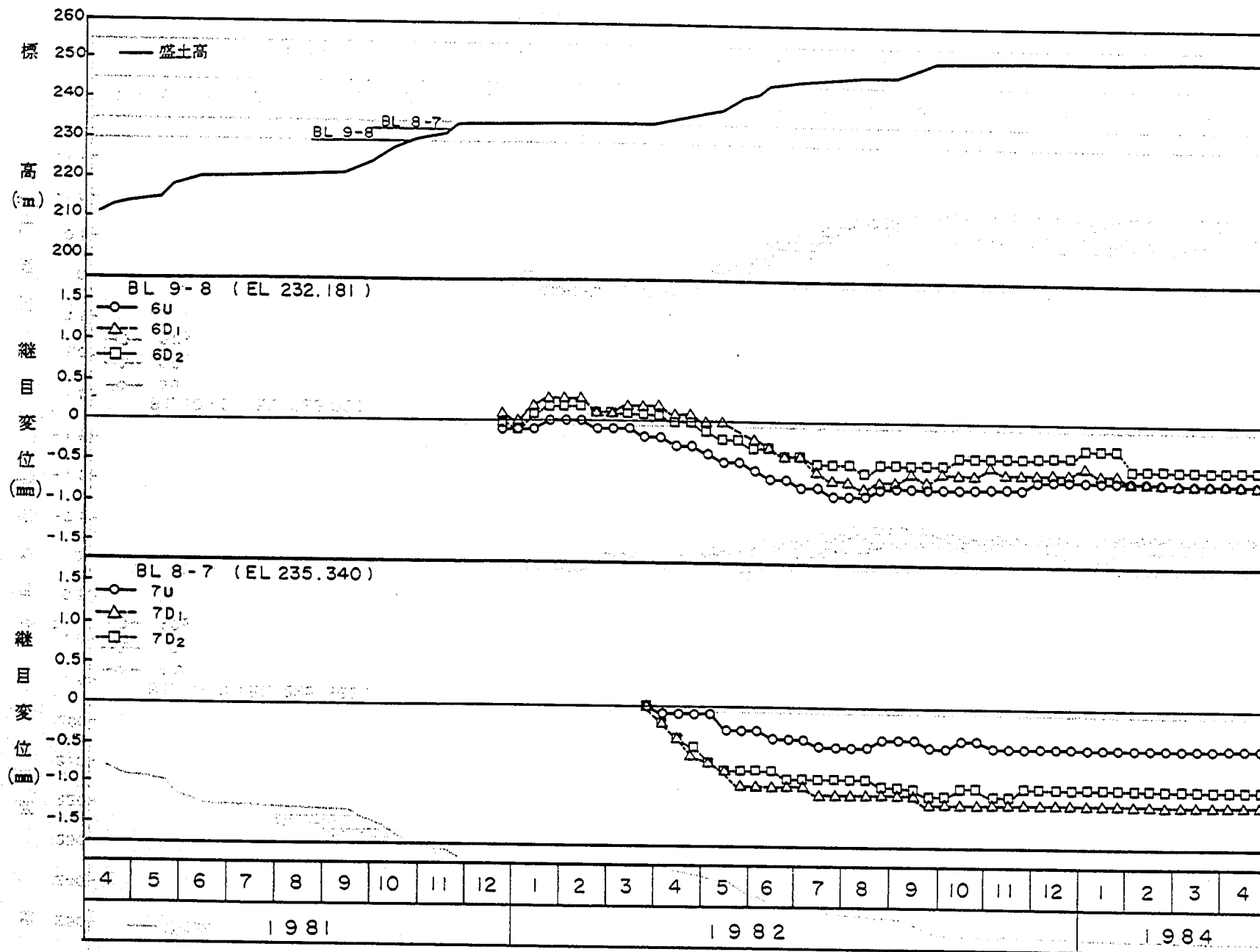


図-5.8 継目の開きの変化(4)

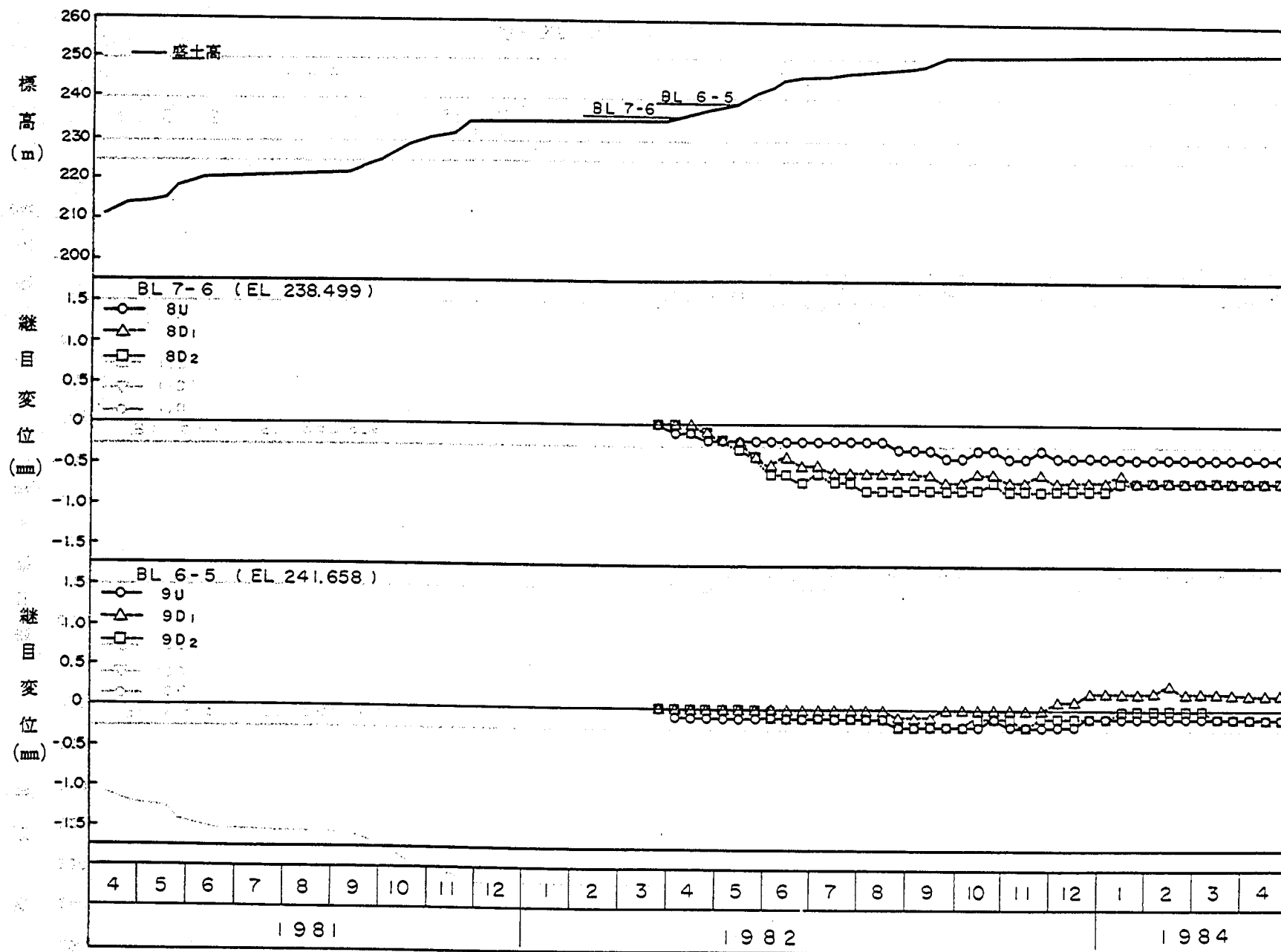


図-5.8 継目の開きの変化(5)

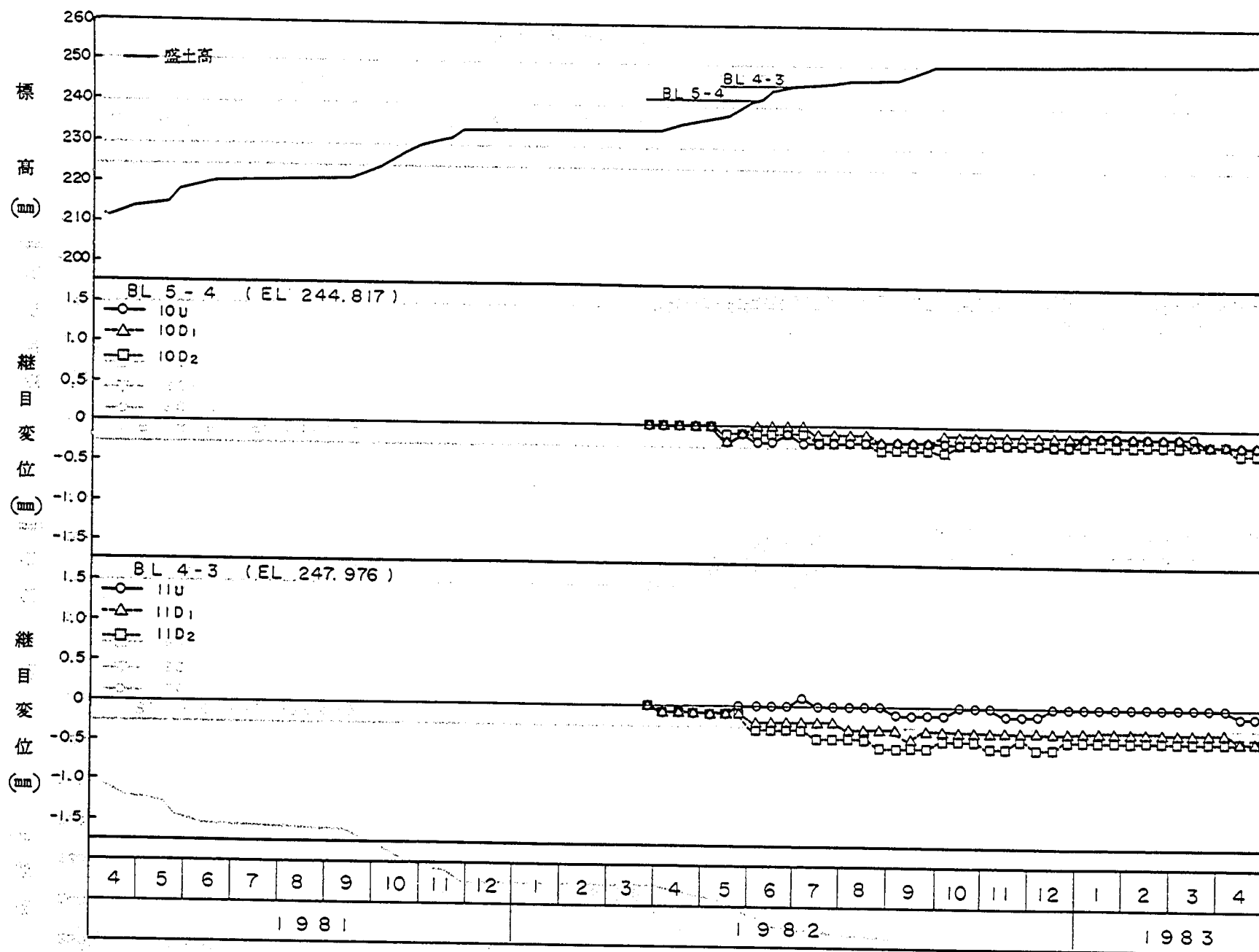


図-5.8 継目の開きの変化(6)

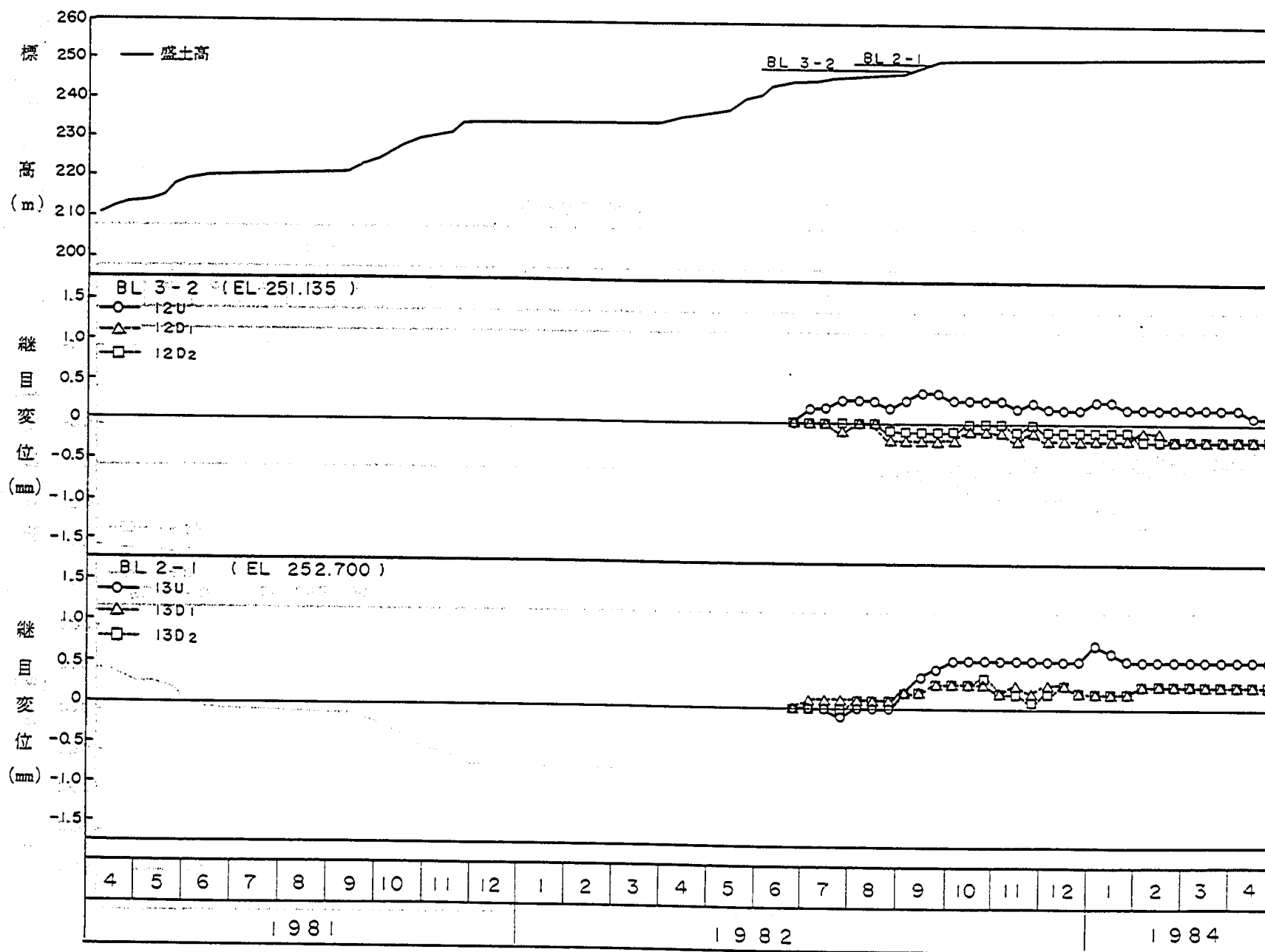


図-5.8 継目の開きの変化(7)

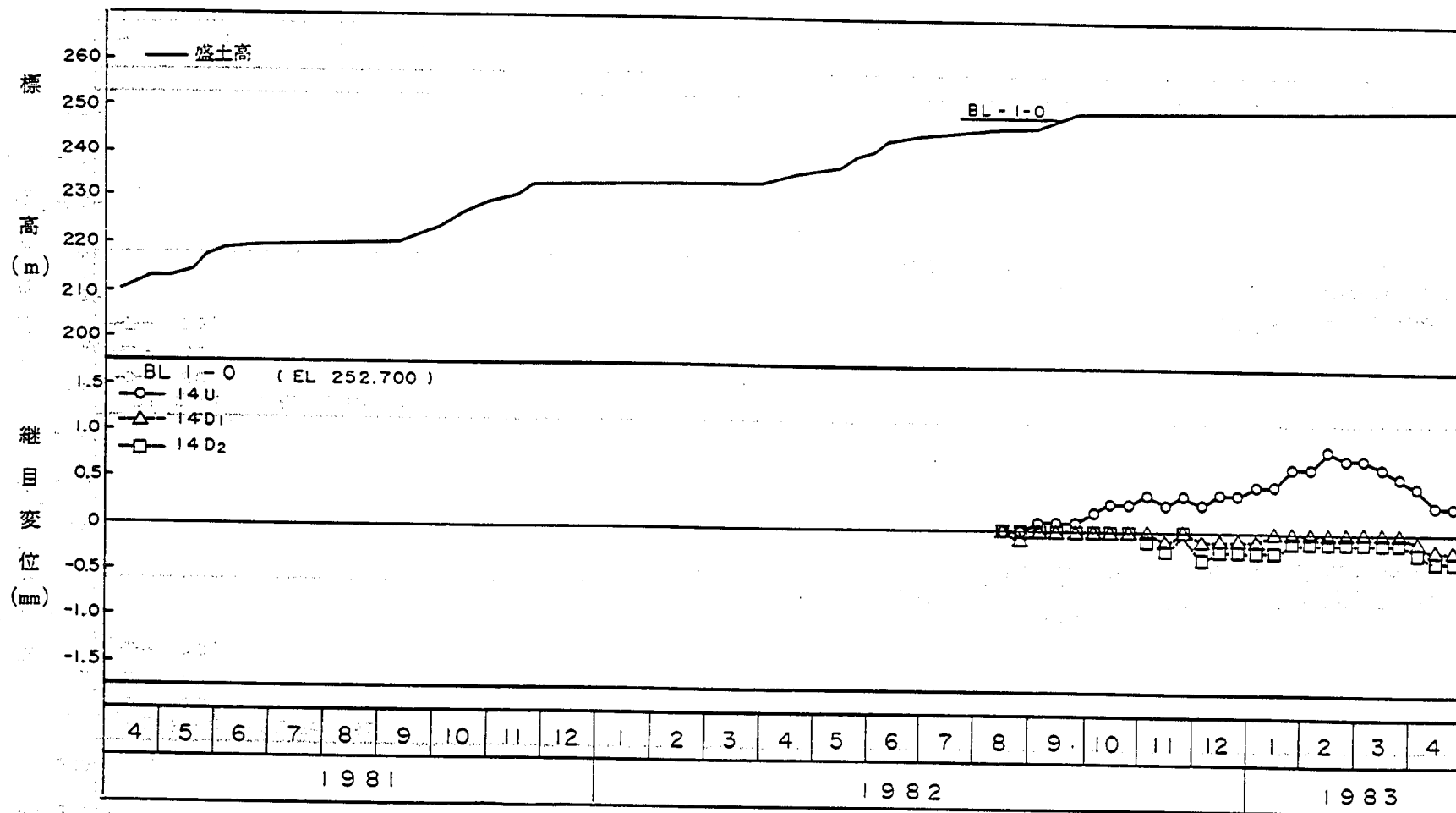


図-5.8 継目の開きの変化(8)

たため、節点反力は、節点付近の要素の応力より計算した。

(3)では、岩盤は等方な弾性体と仮定し、岩盤の節点に(2)で求めた節点反力を作用させた。

堤体のモデルと岩盤のモデルを別々に計算したのは、堤体と岩盤のモデルを一体として作成した場合、盛立ての逐次解析を行う部分の節点番号は、その部分だけ連続した番号にしなければならないため、岩盤との接触部の1つの要素の中の節点番号の差が大きくなり、バンド幅が大きくなりすぎるためである。以下に各項目の詳細を述べる。

5.6.2 堤体の築堤解析

堤体の築堤解析は、堤体材料の応力-歪曲線、ポアソン比を双曲線近似とする Duncan-Chan の理論に基く有限要素法のプログラム ISBILD を用いた。Duncan-Chan の理論による変形係数、ポアソン比は次式で示される。

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 \text{KPa} \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

$$\nu_t = \frac{G - F \log (\sigma_3 / P_a)}{D (\sigma_1 - \sigma_3)} \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2$$

$\sigma_1 - \sigma_3$: 主応力差

R_f : 三軸試験における破壊時の主応力差と応力
~歪曲線を双曲線近似した場合の漸近線に
あたる主応力差の比 (図-5.8 参照)

K : 初期接線弾性係数の大気圧に対する比

n, F : 三軸圧縮試験から求められる定数

P_a : 大気圧

C : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

G : 初期ポアソン比

D : 半径方向歪~たて歪曲線を双曲線近似した
場合の漸近線にあたるたて歪の逆数
(図-5.9 参照)

解析に用いるこれら物性値の値は、
堤体のコア材料の三軸圧縮試験より
表-5.4のように決めた。但し、湿润
単位体積重量は、施工管理試験結果
の平均値を用いた。

堤体のモデルを図-5.10に示す。

盛立層数は12層で各層の厚さは、第
1層11m、第2層10m、第3層11m、

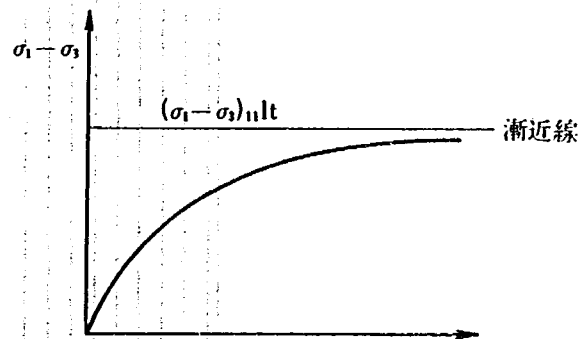


図-5.8 三軸試験結果の双曲線近似

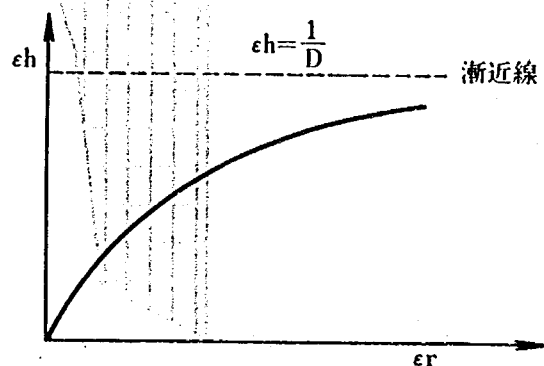


図-5.9 ϵ_h と ϵ_r の双曲線近似

図-5.10 堤体モデル図

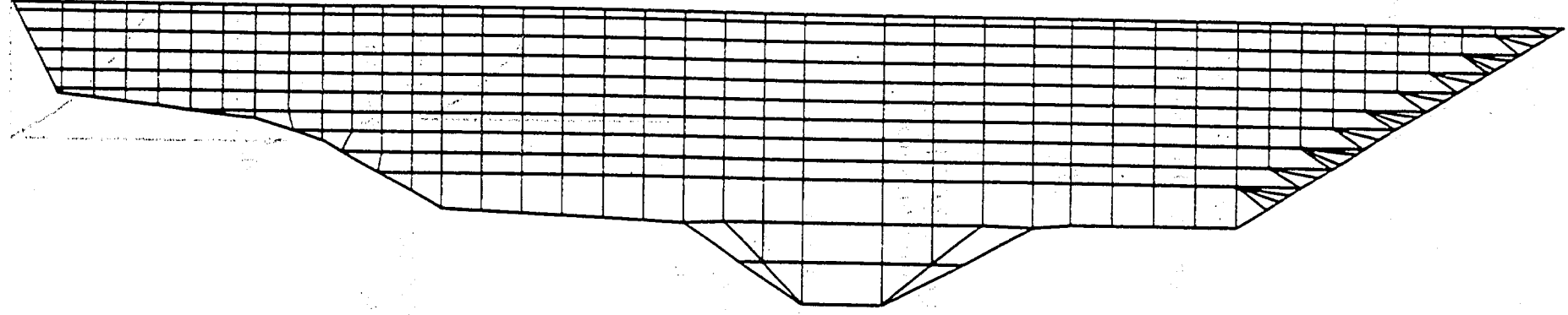


図-5.10 堤体モデル図

第4層から第11層で各5 m, 第12層2 mとした。

表-5.4 コア材料の物性値

Rf	0.85	D	3.5
K	240	G	0.4
n	0.65	F	0.1
C (t/m ²)	2.0	r _t (tf/m ²)	2.13
φ (度)	34	Kur	360

5.6.3 節点反力の計算

堤体の築堤解析では、境界部の節点は全て剛接として計算した。計算に使用したプログラム IS-BILD は節点反力を出力することができないため、固定端のまわりの要素応力から求めることとした。

堤体モデルにおける固定端 I に作用する荷重は、節点 I を共有する要素 P, Q, R の x 方向, y 方向の要素応力 ($\sigma_{px}, \sigma_{py}, \tau_{pxy}$), ($\sigma_{Qx}, \sigma_{Qy}, \tau_{Qxy}$), ($\sigma_{Rx}, \sigma_{Ry}, \tau_{Rxy}$) より、まず、I 点における応力の値を次式で求める。(図-5.11参照)

$$\sigma_{Ix} = \frac{1}{3}(\sigma_{px} + \sigma_{Qx} + \sigma_{Rx})$$

$$\sigma_{Iy} = \frac{1}{3}(\sigma_{py} + \sigma_{Qy} + \sigma_{Ry})$$

$$\tau_{Ixy} = \tau_{Iyx} = \frac{1}{3}(\tau_{pxy} + \tau_{Qxy} + \tau_{Rxy})$$

この応力より、I 点における節点反力は次式により求まる。

$$N_{Ix} = \int \sigma_{Ix} dy + \int \tau_{Ixy} dx \quad (\text{図-5.12参照})$$

$$N_{Iy} = \int \sigma_{Iy} dx + \int \tau_{Ixy} dy = \int \sigma_{Iy} dx + \int \tau_{Ixy} dy$$

この解は、固定端 I の両側の節点を考えて、単純梁に台形型分布荷重が作用した時の支点反力の式を用いて計算した。台形型分布荷重による支点反力は次式で求められる。(図-5.13参照)

$$R_A = \frac{2a+b}{6} l$$

$$R_B = \frac{a+2b}{6} l$$

従って、I 点における節点反力は次式により求められる。(図-5.14参照)

$$N_{Ix} = \frac{\sigma_{Hx} + 2\sigma_{Ix}}{6} l_{Hx} + \frac{\tau_{Hxy} + 2\tau_{Ixy}}{6} l_{Hx}$$

$$+ \frac{2\sigma_{Ix} + \sigma_{Jx}}{6} l_{Iy} + \frac{2\tau_{Ixy} + \tau_{Jxy}}{6} l_{Iy}$$

$$N_{Iy} = \frac{\sigma_{Hy} + 2\sigma_{Iy}}{6} l_{Hy} + \frac{\tau_{Hxy} + 2\tau_{Ixy}}{6} l_{Hy}$$

$$+ \frac{2\sigma_{Iy} + \sigma_{Jy}}{6} l_{Ix} + \frac{2\tau_{Ixy} + \tau_{Jxy}}{6} l_{Ix}$$

この N_{Ix} , N_{Iy} を基礎岩盤のモデルに作用させた。

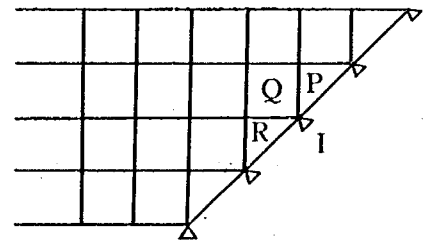


図-5.11

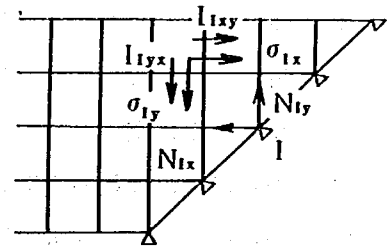


図-5.12

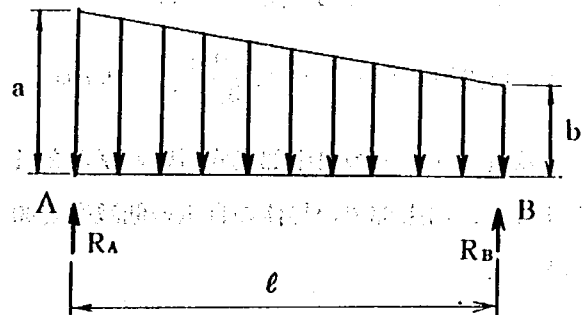


図-5.13

5.6.4 岩盤のモデル

岩盤の物性値は、表-5.5に示したとおりである。

砂質凝灰岩 (St) は、原位置平板载荷試験の変形係数をとって $2,000 \text{ kgf/cm}^2$ とした。シルト質凝灰岩・凝灰質泥岩互層 (Sa₂) は、砂質凝灰岩と同じ物性値とした。

凝灰質砂岩泥岩互層凝灰岩 (Ym) は、一面せん断試験のせん断応力とせん断変位から求めた。

凝灰角礫岩 (Yt), 凝灰岩 (Yf) は一軸圧縮強度 ($Yt \text{ qu}=71 \text{ kgf/cm}^2$, $Yf \text{ qu}=56 \text{ kgf/cm}^2$) より推定した。

凝灰質砂岩泥岩互層凝灰岩 (Sm), 凝灰質砂岩 (Ys), 砂岩 (Yss) は、横坑内でのハンマーでたたいた状態やボーリングコアなどから推定した。

岩盤のモデルおよび材質の境界を図-5.15に示す。岩盤のモデルの大きさは、堤体の自重による荷重を円錐形の分布荷重とした場合の沈下量と同じになるように定めた。

円錐荷重の半径は、堤敷の $1/2$ として 189.5 m 、中心部の荷重は、ロック敷の標高から天端までの高さを 70 m 、また、上載荷重の低減率を $76\%^{1)}$ 、基礎岩盤の弾性係数を、 Yt , Yf , Ys , Yss の平均値をとって $3,400 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比を 0.3 とした。中心部の沈下量 w は、

$$w = 18,950 \times (1 - 0.3)^2 \times \frac{9.8}{3,400} = 49.7 \text{ cm}$$

二次元モデルでの河床部基礎岩盤の厚さを H とすると、河床部での堤体の自重の低減率を 90% として

$$H = 49.7 \text{ cm} \times \frac{3,400}{2.13 \times 73 \times 0.1 \times 0.9} = 12075 \text{ cm}$$

$$\approx 121 \text{ m}$$

注 1) 水資源開発公団試験所第一試験課報告第8112号、フィルダムギャラリーの設計手法に関する検討

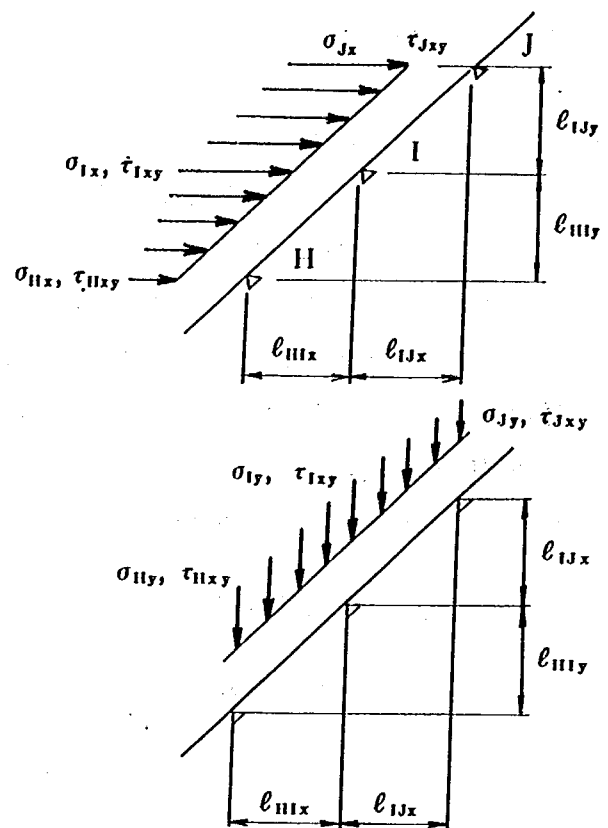


図-5.14

表-5.5 基礎岩盤の物性値

地 層 名	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン
白 沢 層 砂 質 凝 灰 岩 (St)	2,000	0.3
白 沢 層 凝 灰 岩 泥 岩 互 層 (Sa ₂)	2,000	0.3
白 沢 層 砂 岩 泥 岩 互 層・凝 灰 岩 (Sm)	3,400	0.3
湯 元 層 砂 岩 泥 岩 互 層・凝 灰 岩 (Ym)	2,700	0.3
湯 元 層 凝 灰 角 礫 岩 (Yt)	4,500	0.3
湯 元 層 凝 灰 岩 (Yf)	3,500	0.3
湯 元 層 凝 灰 質 砂 岩 (Ys)	3,000	0.3
湯 元 層 砂 岩 (Yss)	2,500	0.3

よって、121 mとした。また、堤体左右岸方向のモデル化の範囲は、アバットメント天端端より堤高と同じだけとし、73mとした。要素分割は、堤体の着岩面の節点の位置と一致するようにしてある。境界条件は、底面は剛接、側面はその面に直角方向は固定、平行方向は可動とした。計算に使用したプログラムは有限要素法の汎用プログラム NASIRANである。

5.6.5 各築堤段階の基礎岩盤の変形解析

基礎岩盤の変形解析は、築堤解析を行った各築堤段階の節点反力を、基礎岩盤のモデルに作用させた。節点反力は各築堤段階について全ての節点反力を計算して基礎岩盤のモデルに作用させている。従って、築堤解析は12層にわけて行ったので基礎岩盤の変形解析も12ケースの荷重条件で行った。

5.6.6 計算結果

図-5.16は、堤体の築堤解析で、全ての層を盛り上げた時の主応力を示したものである。最大主応力は河床部で生じており、 13.7 kgf/cm^2 で、荷重の低減率は88%である。

図-5.17, 18は、堤体が EL, 236m まで盛り上がった時の変位図および主応力図である。主応力図を見ると、盛立標高のやや上位では、アバットメントに平行な方向に引張応力が生じており、盛立標高より下では圧縮応力となっている。堤体の盛立荷重により、盛立上位標高では岩盤が引張られていることを示している。

二次元解析の結果を用いて、右岸上位標高の監査廊の継目の開きについていくつかのジョイントの開きの実測値の合計したものと、そのジョイントにはさまれる監査廊ブロックの位置に相当する節点間距離の変化した値の合計を比較してみた。ジョイントの開きの実測値は、監査廊内空断面上部と下部とし、下部の実測値は上流側と下流側の継目計の値の平均値を用いた。また、二次元モデルの解析による節点間の距離の変化は、監査廊内空断面の継目計の位置に対応する点を用いて計算した。図-5.19に監査廊のジョイントの位置と、解析に用いた節点の位置を示す。図-5.20は、監査廊継目の実測値と二次元モデルによる解析値の値を比較したものである。比較したジョイントと節点番号は表-5.6に示す。

ジョイント1～3は、全体として継目は開いているが、これはジョイント3の継目の開きが大きいことが影響していると思われる。ジョイント4～6、7～11はジョイントは閉じる傾向を示しており、ジョイント12、13はほとんど変化していない。これに対し、二次元解析での変位は、ジョイント1～3、4～6に相当する節点間では縮んでおり、また、ジョイント7～11に相当する節点間では当初伸びを示しているが、盛立標高が高くなるに従って縮むのに転じる傾向を示している。このように解析では、堤体の盛立がすすむとアバットメント斜面部の岩盤は斜面にそって縮むことが明らかとなっている。但し、盛立標高より高い標高では盛

立荷重により引張りが生じる。監査廊ジョイントの実測値では、ジョイント4～6、7～11に見られるようにこの傾向をある程度示していると考えられる。同様なことは、漁川ダムの解析で、表-3.5

表-5.6

ジョイント	節 点 番 号
1 ～ 3	頂部 247 ～ 294
	下部 252 ～ 297
4 ～ 6	頂部 294 ～ 335
	下部 297 ～ 339
7 ～ 11	頂部 335 ～ 420
	下部 339 ～ 422
12 , 13	頂部 420 ～ 443
	下部 422 ～ 447

の左岸水平部～河床部の傾斜部で、継目計の実測値、三次元モデルによる解析値とも、ジョイントが閉じていることにも見られる。図-5.20で、アバットメント斜面部表面近くの変位は、解析の方が実測値より大きい傾向を示しているが、これは、二次元モデルのモデル化の範囲が大きすぎたこと、又、同じく二次元モデルであるため堤体の自重による荷重が実際より大きかったためであろう。また、ジョイント7～11については、継目計の測定を開始したのが1982年3月で、盛立は1981年12月より標高234mで休止している状態であったためクリープ等の変形の影響でジョイント7～11より下位標高の盛立荷重による岩盤の伸びが小さくなっていたため解析値と傾向的に大きく異なったものと思われる。

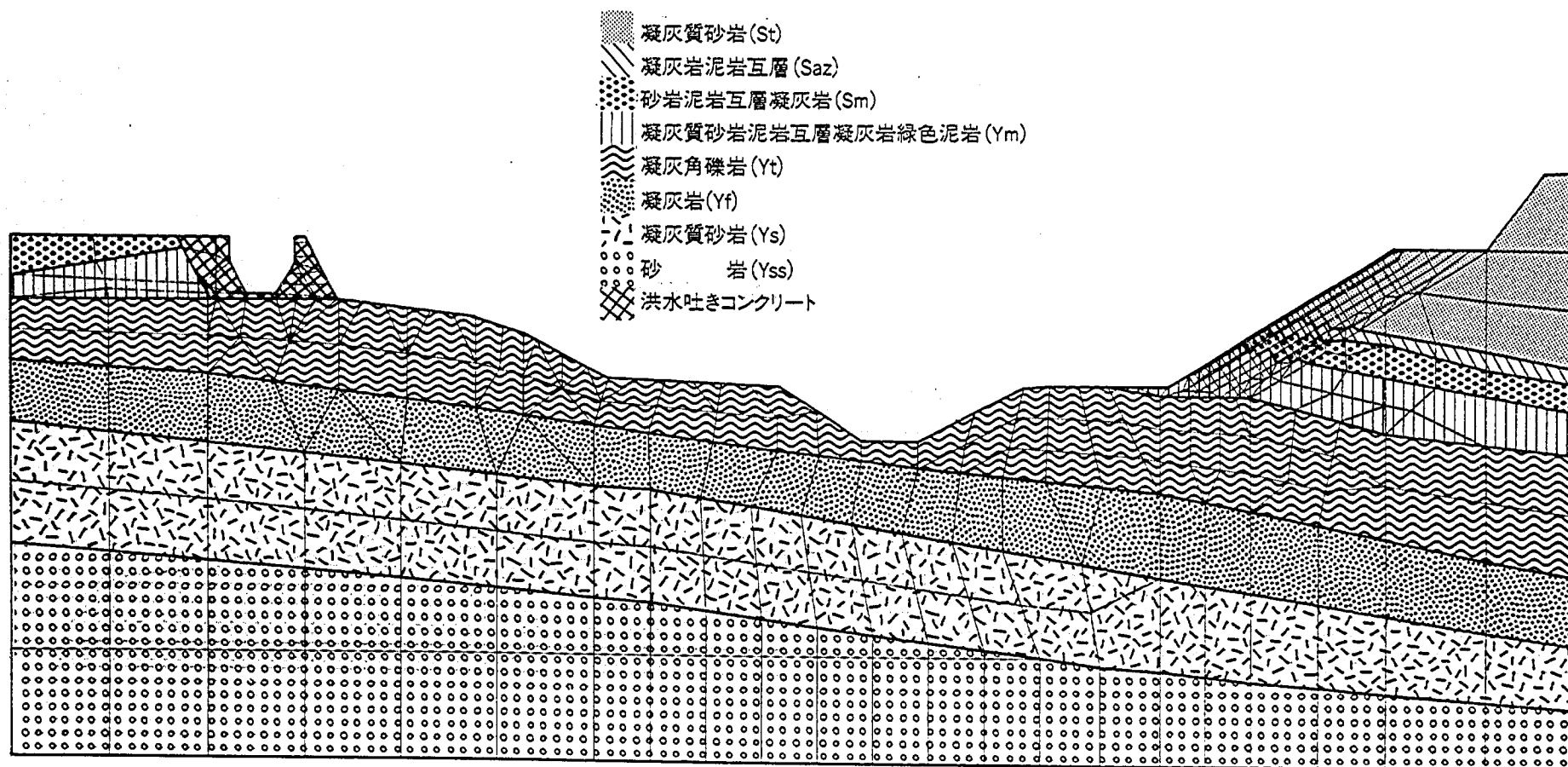
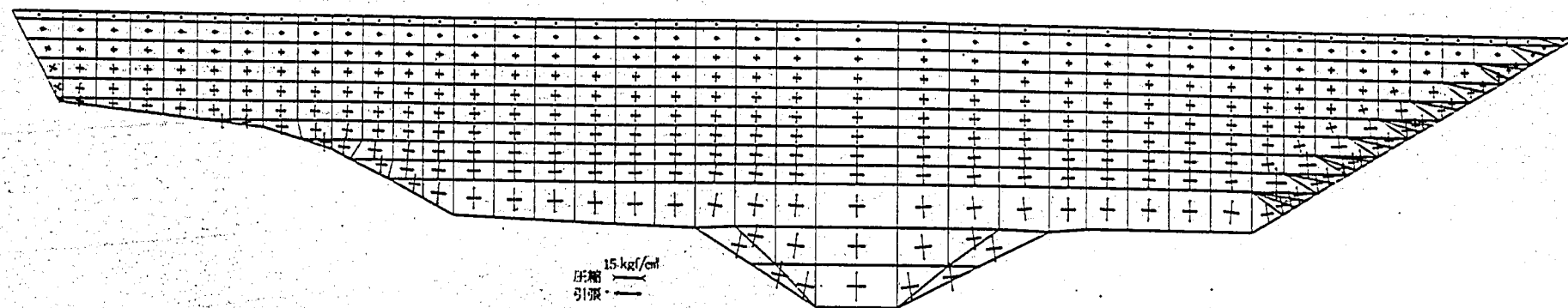


図- 5.15 基礎岩盤モデル図



图— 5.16 堤体筑堤解析主应力图

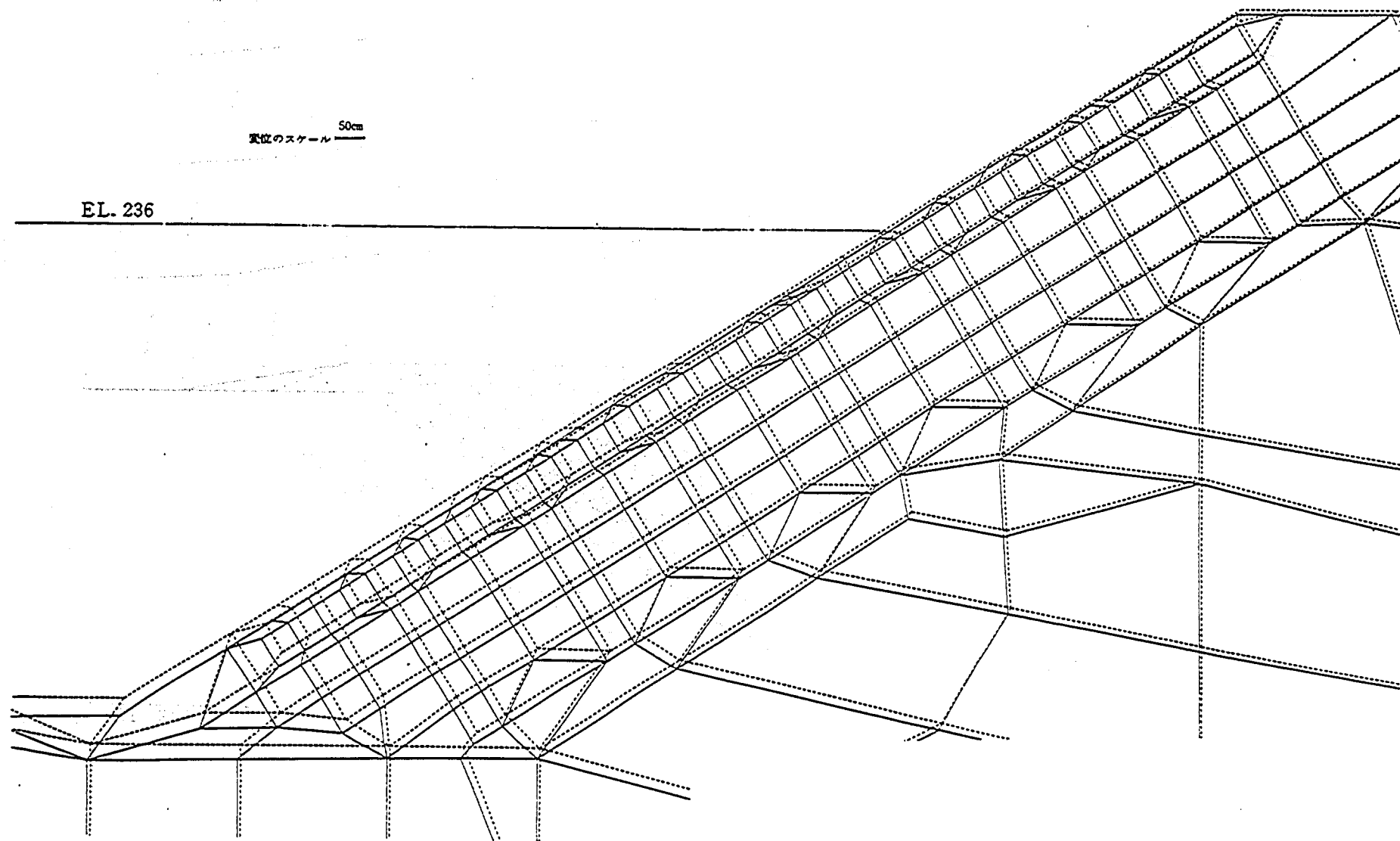
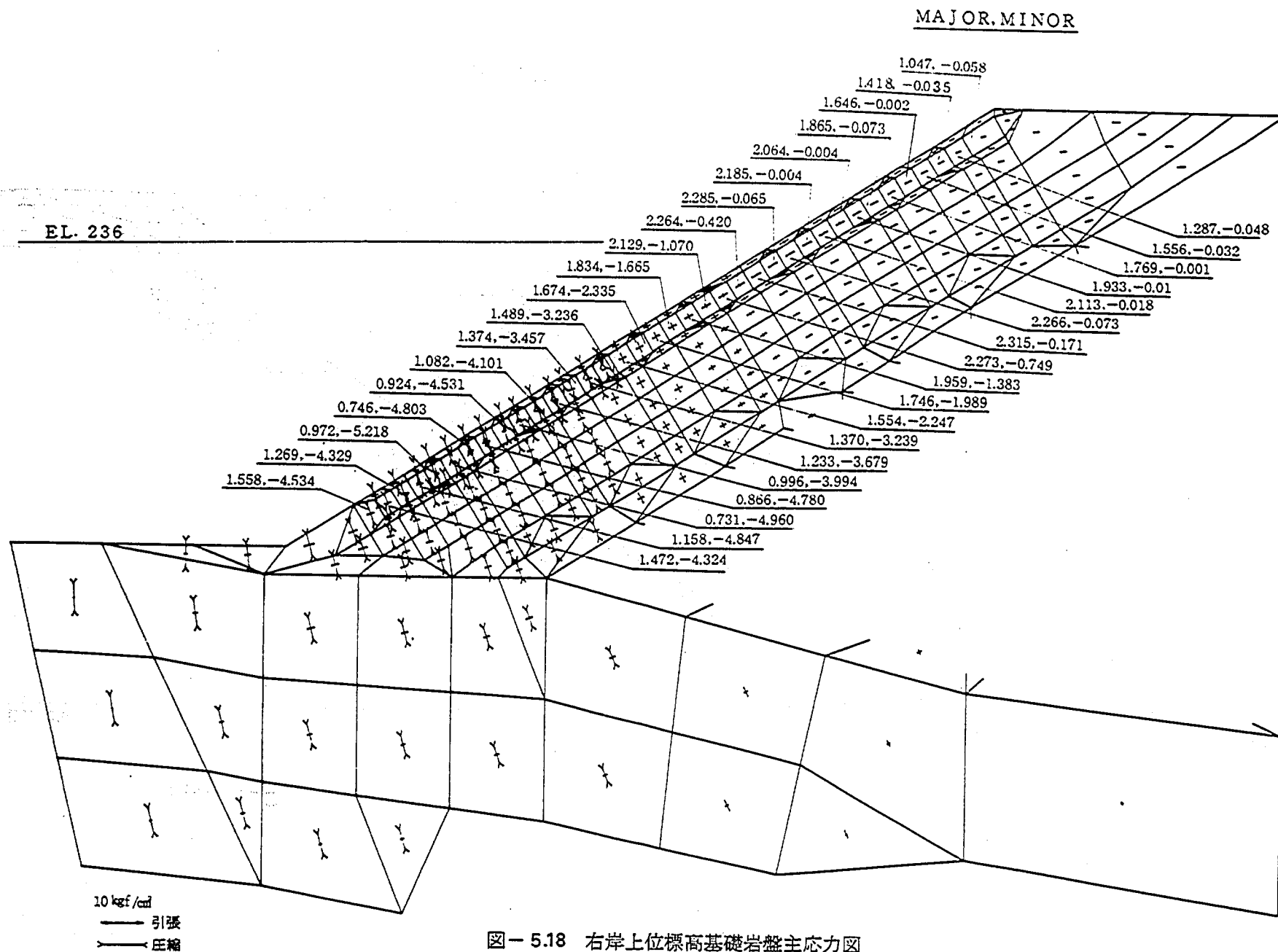


図-5.17 右岸上位標高基礎岩盤変位図



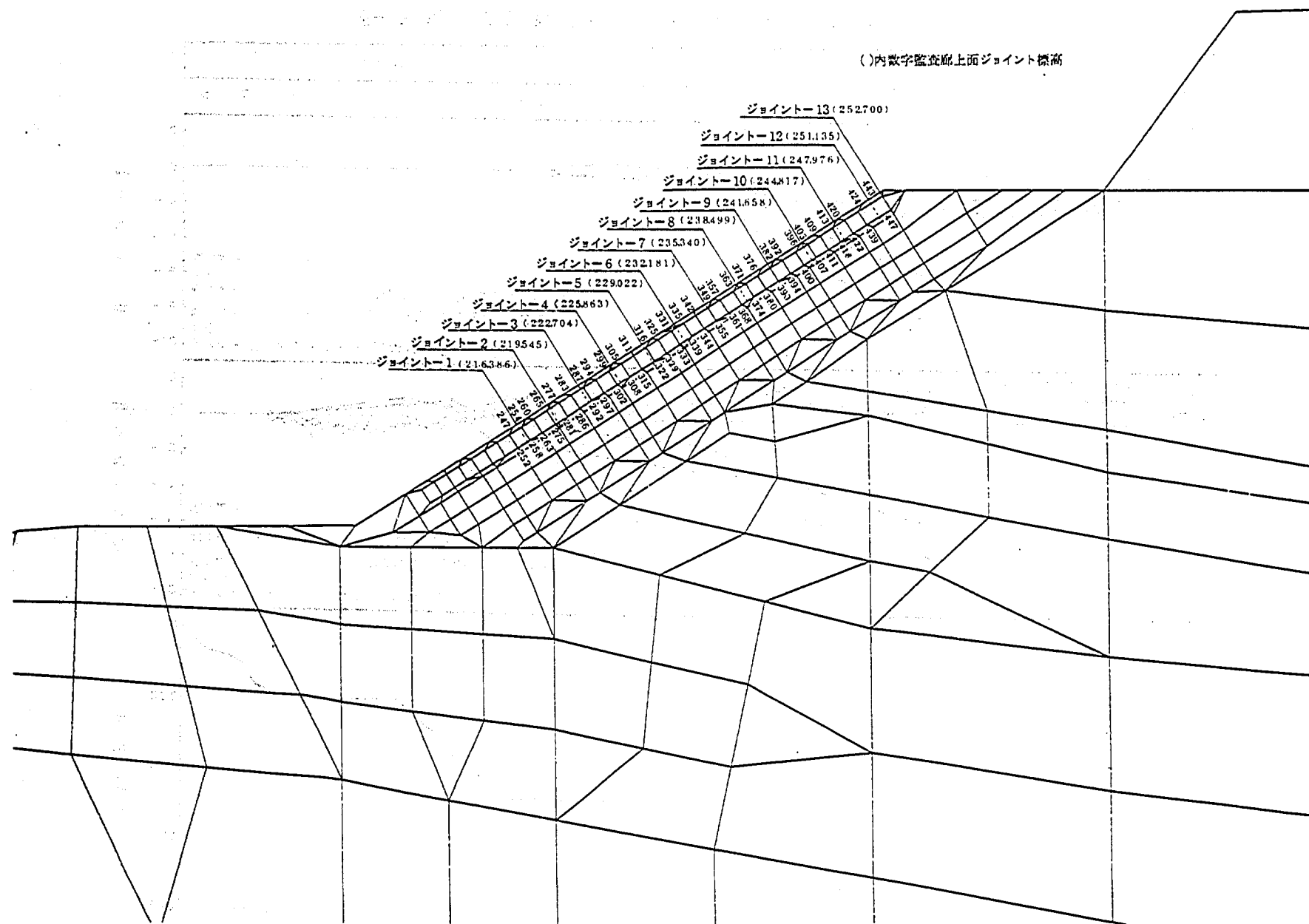


図-5.19 監査廊ジョイントの位置と節点番号

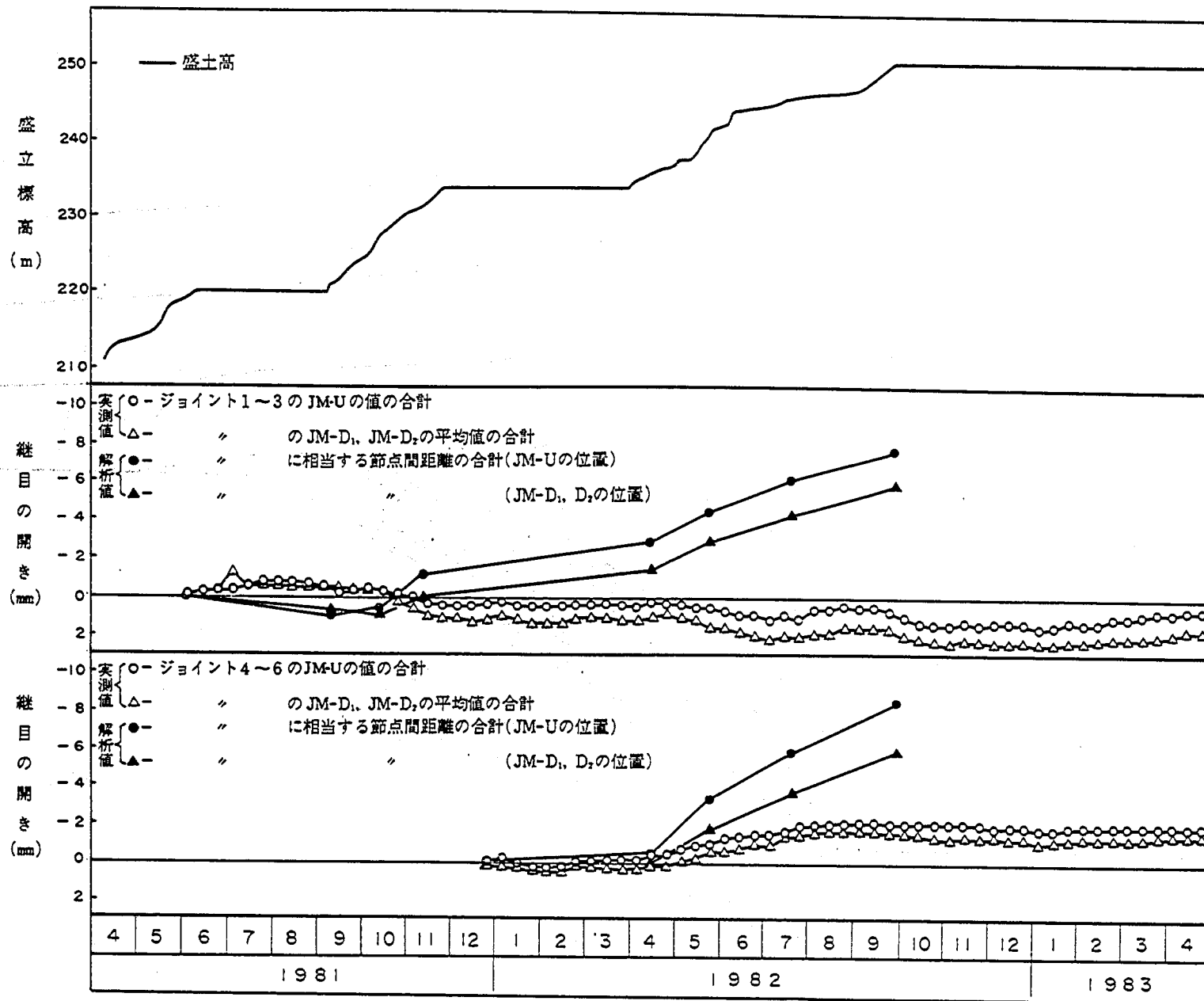


図-5.20 基礎岩盤の変形の解析値と継目計の実測値(その1)

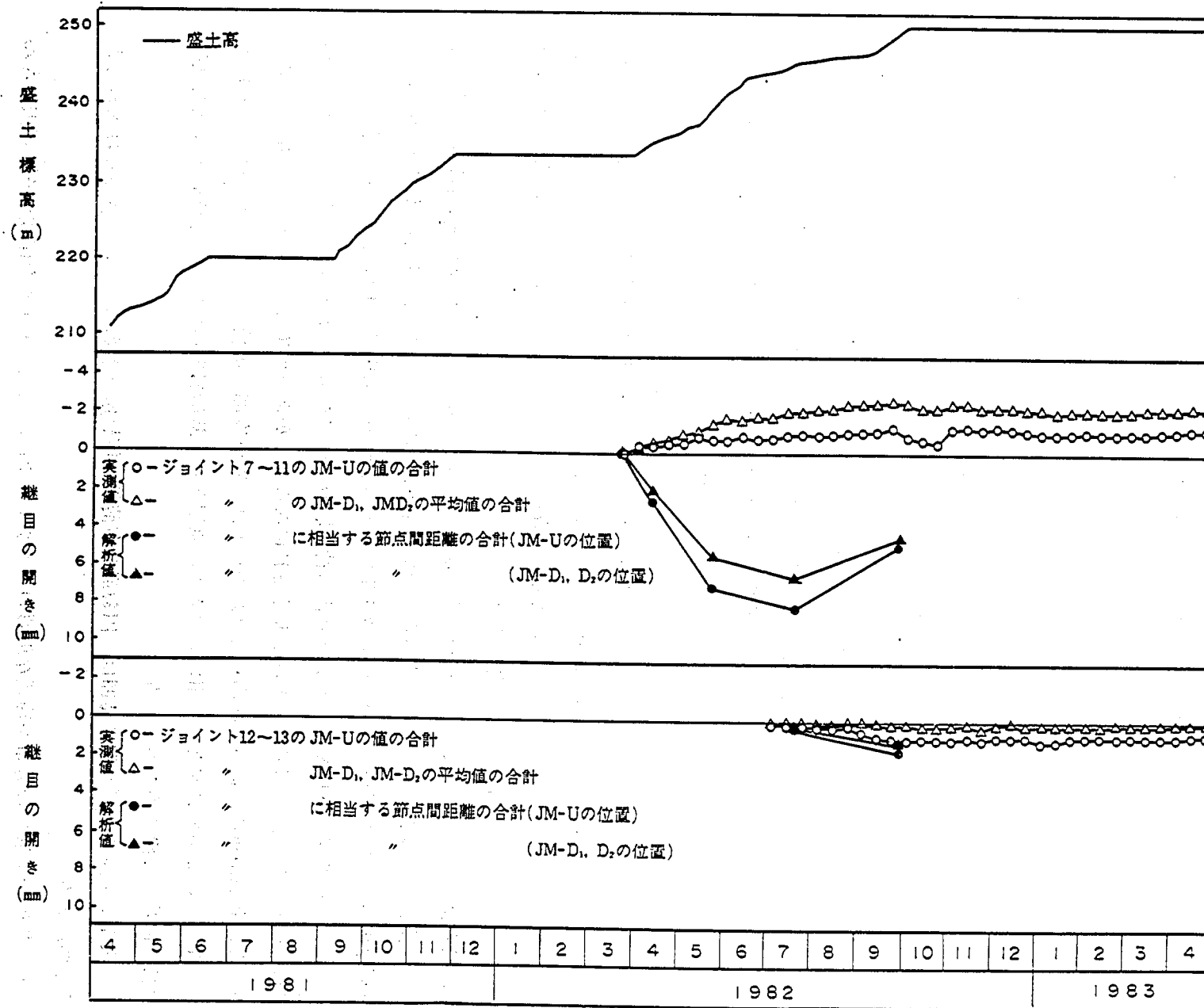


図-5.20 基礎岩盤の変形の解析値と継目計の実測値 (その2)

6. まとめ と 監査廊ジョイントの設計について

軟岩上に築造された3つのロックフィルダムの底設監査廊のジョイントの開きのデータを解析し、また、三次元および二次元の有限要素法を用いた基礎岩盤の変形解析により、次のことが明らかになったと言える。

1. 軟岩上にロックフィルダムを築造する場合、基礎の沈下により底設監査廊のジョイントの開きが生じることがある。
2. 底設監査廊のジョイントの開きはほとんどが堤体盛立荷重によって生じ湛水に伴う水圧によってほとんど変化しない。
3. 基礎岩盤および堤体を含めた三次元有限要素法を用いた線形の変形解析により、基礎岩盤の変形、監査廊のジョイントの開きを予測することが可能である。
4. 三次元有限要素法を用いた変形解析では、モデル化の範囲をどれくらいにとるかが重要である。堤敷の長さが240 m程度のダムでは、岩盤のモデル化の範囲は深さ方向は堤高の5倍以上、左右岸方向、上下流方向は、堤体の端より堤高の1.5倍以上必要である。
5. モデル化の範囲を定める場合、円錐型の分布荷重を用いたモデルを用いると有効である。
6. 二次元有限要素法のモデルでも、モデル化の範囲が妥当であれば、監査廊のジョイントをギャップ要素等を用いて考慮することにより、ある程度監査廊、ジョイントの開きやずれを推定することができる。
7. 均一な変形性をもつ軟岩からなるアバットメント斜面部では堤体の盛立荷重により斜面に平行な方向に圧縮歪が生じ、監査廊の継目が閉じることがある。

以上の結果をふまえて今回の解析の結果により、監査廊ブロックの変位を求めるための基礎岩盤の変形解析の方針としては、次のように考えられる。

- 1) 基礎岩盤が全体として変形性に富むような地質のダムサイトでは、堤体及び基礎岩盤を一体とした三次元有限要素法による解析で基礎岩盤の変形量を求める。この場合、基礎岩盤の変形性は原位置平板載荷試験を行い、その変形係数を用いるものとする。河床部より深部の岩盤の変形性については、弾性波探査速度やボーリング孔内載荷試験のデータをもとに推定する。孔内載荷試験の結果は、軟岩では実際の岩盤の変形性より小さ目になることがあるのでその値をそのまま解析に用いることは問題がある。従って孔内載荷試験の結果は、岩盤浅部に比較して深部の変形性がどれ位大きくなっているかの目安として用いるべきで、原則として基礎岩盤の変形性は原位置平板載荷試験の結果に基づいて決めるものとする。

三次元モデルのモデル化の範囲は、円錐形分布荷重の解析解を参考にして、できるだけ大きくとる必要がある。

- 2) 基礎岩盤の変形性の分布が複雑な地質のダムサイトでは、三次元モデルを作成するのが困難な場合がある。この場合は、概略的な地質構造を三次元にモデル化し、河床部等の主要なヶ所での沈下量を求め、この沈下量と同じ沈下量を示すように二次元モデルのモデル化の範囲を決め、二次元解析を行う。二次元モデルでは複雑な地質構造でもモデル化が容易であり、また、ジョイントを含め

て監査廊をモデルの中にも入れることもできる。しかし、今のところ、二次元解析では河床部付近の基礎岩盤の変形しか正確にとらえられないようである。

基礎岩盤の変形解析により、監査廊のジョイントの開きの大きさが概略予測できたならば、次にこの開きが許容されるべきものかどうか判定する必要がある。

監査廊のジョイントの開きにより、止水上の弱点が生じると思われる点は、

- 1) 止水板が切断する。
- 2) 止水板の定着部で止水板とコンクリートの間にすき間が生じる。
- 3) 監査廊ジョイントの上面には図-6.1に示すように切り欠きを設けてアイガス等の可塑性をもつ充填材を埋め込んでいるが、ジョイントが開くことによりアイガスとコンクリートの接触面や、アイガスとコア材料の間にすき間が生じる。

などが考えられる。

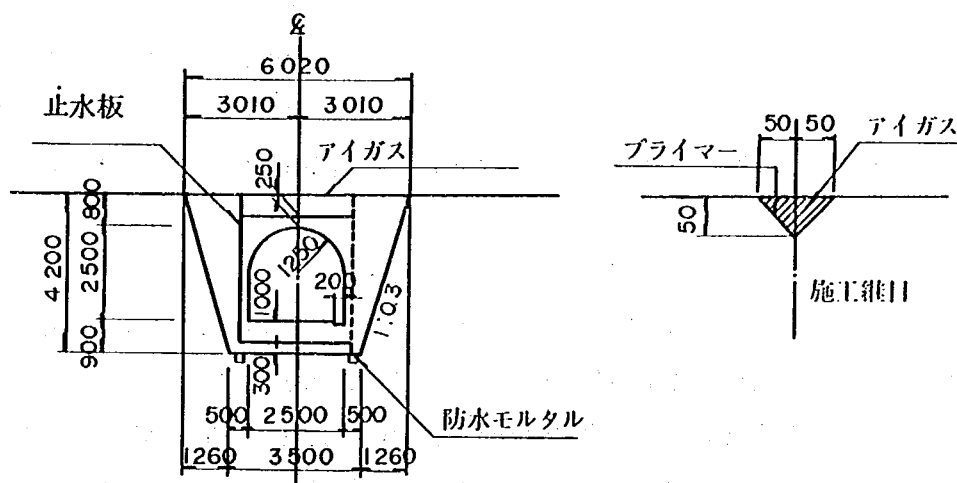


図-6.1

監査廊のジョイントに用いられる止水板は、塩化ビニール製のものが用いられることが多い。塩化ビニール製の止水板は弾力性、伸縮性が良く変形しやすいため、開きやずれがおきやすい監査廊の止水板としては銅板や銅板製の止水板より良いと思われる。但し塩化ビニール製の止水板は変形性が大きいいため埋込み長さを大きくとる必要がある。塩化ビニール製の止水板ならば数mm程度の伸縮性をもつと考えられ、また、定着部の表面にはコンクリートとの付着を良くするため、コルゲート状の凹凸が設けられているものが多い。このことから数mm程度のジョイントの開きに対しては止水性を確保できると思われるが1cm以上の開きに対しては止水板自体かその定着部で損傷する恐れがある。今後、この止水板自体の強度、コンクリート定着部の強度といったものを調べる必要がある。

監査廊上面のアイガスについては、その塑性が保たれている限り上にコアの土荷重が作用しているので、コンクリートとの接触面にすき間が開くことはないであろうが、ジョイントが開くことによりアイガスがジョイント上面の溝の中にめりこみ、監査廊上面に比してくぼんだりすることがあるので、監査廊施工時にはアイガスはやや凸にして埋め込んでおく必要があると言える。アイガスの耐久性、時間による塑性の変化については十分に調べておく必要があろう。

監査廊のジョイントの開きが大きく、止水性の弱点になると判断される場合の設計・施工上の対策としては次のことがあげられる。

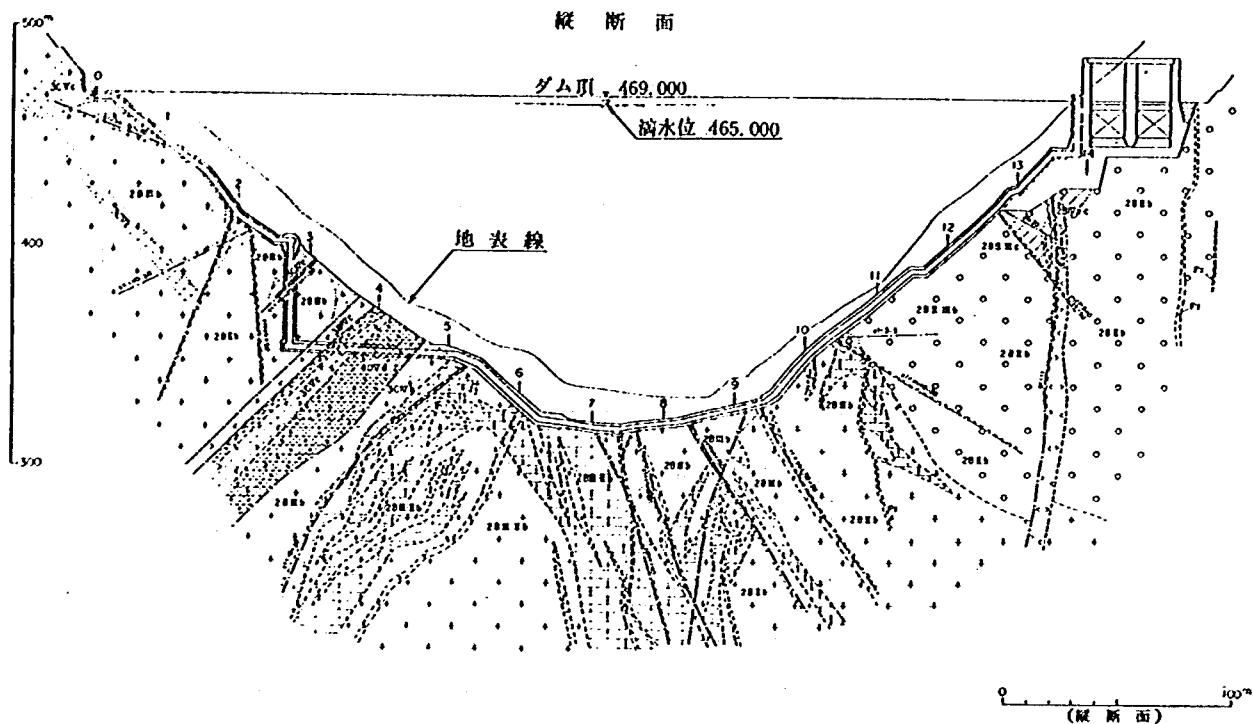
- (1) 監査廊のブロック長を短くし、ジョイントの数を増す。
- (2) ジョイントグラウチングの配管をして、継目が開いた場合はジョイントグラウチングを行う。
- (3) 監査廊を設けるのをやめるか、トンネル式の監査廊とする。

監査廊のブロック長を短くすることは、例えば、幅30mの河床で、40mmの着岩面の伸びがあると予想された場合、ブロック長10mならば、4つのジョイントが生じ、その継目の開きは平均10mm程度と推定されるが、ブロック長6mならば、6つのジョイントが生じ、その開きは6～7mmとなる。これは、あくまで平均値であり実際は、岩盤と監査廊のコンクリートの付着の違いや岩盤の変形性の差よりバラつくと思われるが、ブロック長を短くすることは、設計上有利である。

ジョイントグラウチングの配管は、基礎岩盤の変形性が大きいダムサイトのダムでは当初より設置している例がある。この場合、監査廊内空部を止水板で囲んでおき、ジョイントグラウトのミルクが内空部にもれないようにしておく必要がある。ジョイントグラウチングの配管をしないまでも、監査廊内空部を止水板で囲んでおけば、あとからジョイントに斜めボーリングを行い、ジョイントグラウチングを施工することができるが、監査廊コンクリート内には鉄筋が多く配筋されていて、このような施工は困難であろう。

基礎岩盤の変形性が著しく大きく、監査廊のジョイントの開きを小さく押えることができない場合は、監査廊を設置しないか、トンネル式の監査廊とすることが考えられる。手取川ダムでは左岸下位標高にある幅25m以上に及ぶ大規模な断層破碎帯の部分はトンネル式の監査廊としている。(図-6.2参照) 監査廊を設置すべきか否かの目安として、基礎岩盤の変形性の他、亀裂が少なく基盤の透水係数がおおむね $10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/s}$ 以下のダルシーに法則に従う岩盤でダムの高さが50m以下の比較的小規模なダムの場合に、監査廊を設けずに基礎部に間隙水圧計等を設置してダムの安全管理ができるかどうか検討しておくことが必要である。

監査廊の設計は、基礎岩盤の変形解析手法とあわせて、今後さらに実測データを積み重ねて、本文で述べた解析手法が妥当であるかどうかを検計するとともに、ジョイントの開き、ずれの許容値といったものを決める必要があろう。



凡 例		岩 盤 分 類	
	砂岩・頁岩互層		新鮮で・堅硬
	礫 岩		や、割れ目発達し岩質はや、脆い。割れ目風化汚染
	黒雲母片麻岩		風化し岩質は脆い。割れ目著しく発達
	花崗岩片麻岩		圧砕部軟質で風化著しい。
	石 灰 岩		岩盤分類境界
	粉 岩		地 質 境 内
	片理の走向・傾斜		質入面の走向・傾斜
	卓越する節理およびシームとその走向・傾斜		断層およびその走向 傾斜
	Cl: 粘土 幅		
	Sh: 非粘土質破砕幅 (m)		
	湧 水		

岩盤分類要素

風 化	1	全く風化が認められず構成鉱物までも新鮮なもの	硬 さ	A	特に硬い。ハンマー打でナイフエッジをなして割る。
	2	一部の鉱物がわずかに風化しヘアークラックが見えるが分離していない状態。岩石がわずかに変色		B	硬い。ハンマー打で粉を伴って割れる。
	3	一部の鉱物は風化し岩石変色。割れ目に沿って分離し風化物質を介在。		C	脆い。ハンマーの軽打で小岩片となる。
	4	未風化の部分か角礫・円礫状に風化物中に含まれている状態。岩石著しく変色。		D	や、軟質。や、固結しているが両手で粉砕できるもの。
	5	構成鉱物のほとんどが風化し二次鉱物に変わっている状態。		E	軟質。粒状・粉状でハンマーで壊れる。

亀裂間隔	I	100 cm 以上	亀裂状態	a	定着。割れ目に沿って風化全く認められない。
	II	40 - 100 cm		b	概ね定着。割れ目は風化汚染。
	III	20 - 40 cm		c	開口、あるいは粘土フィルム介在。
	IV	5 - 20 cm		d	著しく開口、あるいは粘土物が著しい。
	V	5 cm 以下			

図-6.2 手取川ダム ダム軸縦断面図

参 考 文 献

- 1) 松本徳久, 池田隆, 豊田光雄: フィルダムの底設監査廊についての予備的検討, 土木研究所資料第1731号, 昭和56年10月
- 2) 高樋堅太郎, 大槻光雄, 本條忠応: フィルダムギャラリーの設計手法に関する検討, 水資源開発公団第一試験課報告第7905号, 昭和55年3月
- 3) 大槻光雄, 本條忠応, 小松裕幸: フィルダムギャラリーの設計手法に関する検討—3次元解析を用いた応力場把握による構造設計—, 水資源開発公団第一試験課報告第8112号, 昭和57年3月
- 4) 北海道開発局石狩川開発建設部監修: 漁川ダム工事記録, 北海道開発協会, 昭和56年3月
- 5) 建設省河川局開発課監修: コンクリートダムの細部技術, ダム技術センター, 昭和58年2月
- 6) 北上川ダム統管理事務所御所ダム管理支所: 御所ダム堤体観測データのまとめ(昭和50年6月～昭和57年6月), 北上川ダム統管理事務所御所ダム管理支所: 昭和57年11月
- 7) (財)国土開発技術研究センター: フィルダム施工研究会第一回研究会資料, (財)国土開発技術研究センター, 昭和58年12月21日
- 8) 倉西正嗣: 弾性学, 文献社, 昭和24年4月
- 9) 松本徳久, 池田隆: フィルダム底設監査廊の設計と基礎岩盤の変形, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, 1984年2月16日(木)～17日(金) p305～309
- 10) 松本徳久, 池田隆: フィル堤体の盛土に伴うアバットメントの変形と透水性の変化, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会岩盤力学委員会, 1984年2月16日(木)～17日(金) p300～304

参考資料 - 1

円錐形分布荷重による変位の解析解

応力・歪の条件式

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \\ \phi_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \quad \phi_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}, \quad \phi_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_x - \frac{1}{m} (\sigma_y + \sigma_z) \right\}, \quad \frac{1}{E} \left\{ \sigma_y - \frac{1}{m} (\sigma_x + \sigma_z) \right\} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \left\{ \sigma_z - \frac{1}{m} (\sigma_x + \sigma_y) \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{2G} \left\{ \sigma_x - \frac{S}{m+1} \right\}, \quad \epsilon_y = \frac{1}{2G} \left\{ \sigma_y - \frac{S}{m+1} \right\} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{2G} \left\{ \sigma_z - \frac{S}{m+1} \right\} \quad S = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)'$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2G \left(\epsilon_x + \frac{e}{m-2} \right), \quad \sigma_y = 2G \left(\epsilon_y + \frac{e}{m-2} \right) \\ \sigma_z &= 2G \left(\epsilon_z + \frac{e}{m-2} \right) \quad e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)''$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0, \quad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

$$\tau_{yz} = G\phi_{yz}, \quad \tau_{zx} = G\phi_{zx}, \quad \tau_{xy} = G\phi_{xy} \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{nx} &= \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) + \tau_{xz} \cos(n, z) \\ P_{ny} &= \tau_{xy} \cos(n, x) + \sigma_y \cos(n, y) + \tau_{yz} \cos(n, z) \\ P_{nz} &= \tau_{xz} \cos(n, x) + \tau_{yz} \cos(n, y) + \sigma_z \cos(n, z) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

変位に対する基礎方程式

$$\left. \begin{aligned} G \left(\Delta u + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial x} \right) + X &= 0, \quad G \left(\Delta v + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial y} \right) + Y = 0 \\ G \left(\Delta w + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial z} \right) + Z &= 0, \quad \Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

容積力は 0 であるとする、変位 u, v, w は次の式を満足せねばならない。

$$\left. \begin{aligned} \Delta u + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial x} &= 0, \quad \Delta v + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial y} = 0 \\ \Delta w + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial z} &= 0, \quad e = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\textcircled{1}$$

①式をそれぞれ x, y, z について微分して加えると

$$\Delta e = 0$$

であるから、 e は調和関数である。(Laplace の方程式 $\Delta f = 0$ の解 f を調和関数という。)

①の各式に Δ の操作を施すと、

$$\Delta \Delta u = 0, \quad \Delta \Delta v = 0, \quad \Delta \Delta w = 0 \quad \dots\dots\dots ②$$

このことからして①式の特解として普通の調和関数を利用できることがわかる。 φ および x を調和関数とすると、次の形のものはそれぞれ $\Delta \Delta u = 0$ の形の式を満足する。

$$\varphi + x\chi, \quad \varphi + y\chi, \quad \varphi + z\chi, \quad \varphi + R^2\chi \quad (R = x^2 + y^2 + z^2)$$

従って $u = \varphi_1 + x\chi_1, \quad v = \varphi_2 + x\chi_2, \quad w = \varphi_3 + x\chi_3$ として、①式の解を求めることができる。これを実際に用いられる解の形に書くと次のようなものがある。

$$u = \varphi_1 + x \frac{\partial \psi}{\partial x}, \quad v = \varphi_2 + x \frac{\partial \psi}{\partial y}, \quad w = \varphi_3 + x \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots\dots\dots ③$$

この $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \psi$ は調和関数であるとして、かつ、その間に次の関係があると①式を満足する。

$$2 \frac{\partial \psi}{\partial x} + \frac{m}{m-2} \left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = 0$$

すなわち、

$$\frac{\partial \psi}{\partial x} = - \frac{m}{3m-4} \left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} \right) \quad \dots\dots\dots ④$$

従って任意の調和関数 $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ を選ぶと上式から特解が求められる。従って、次の形の特解を考える。

$$\left. \begin{aligned} u &= \varphi_1 + (R^2 - a^2) \frac{\partial \psi}{\partial x}, & v &= \varphi_2 + (R^2 - a^2) \frac{\partial \psi}{\partial y} \\ w &= \varphi_3 + (R^2 - a^2) \frac{\partial \psi}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad ④'$$

ここで、 $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \psi$ は調和関数で、 a は任意の常数である。すると、

$$e = e_0 + 2\chi \quad \dots\dots\dots ⑤$$

$$e_0 = \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z}$$

$$\chi = x \frac{\partial \psi}{\partial x} + y \frac{\partial \psi}{\partial y} + z \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots\dots\dots ⑥$$

である。これを①式に代入すると

$$4u + \frac{m}{m-2} \frac{\partial e}{\partial x} = 2 \frac{\partial \phi}{\partial x} + 4 \frac{\partial \chi}{\partial x} + \frac{m}{m-2} \frac{\partial}{\partial x} (e_0 + 2\chi) = 0 \quad \dots\dots\dots ⑦$$

同様に、 v, w についても書けるからして

$$2\phi + 4\chi + \frac{m}{m-2} (e_0 + 2\chi) = \text{定数} \quad \dots\dots\dots ⑧$$

ここで、 χ は、⑥式のように $\text{grad}\phi$ と動径 R との内積であるから、 R と $\text{grad}\phi$ の R 方向の成分との積で表わせる。

$$\chi = R \frac{\partial \phi}{\partial R} \quad \dots\dots\dots ⑨$$

また、⑨の常数は 0 としても一般性を失わないから、⑨式を⑧式に代入して

$$2\phi + 4R \frac{\partial \phi}{\partial R} + \frac{m}{m-2} e_0 + \frac{2m}{m-2} R \frac{\partial \phi}{\partial R} = 0$$

$$\frac{6m-8}{m-2} R \frac{\partial \phi}{\partial R} + 2\phi = -\frac{m}{m-2} e_0$$

$$R \frac{\partial \phi}{\partial R} + \frac{m-2}{3m-4} \phi = -\frac{m}{3m-4} \frac{e_0}{2} \quad \dots\dots\dots ⑩$$

⑩式を動径にそって積分すると、

まず、右辺を 0 とおいて

$$\frac{1}{\phi} \frac{\partial \phi}{\partial R} = -\frac{m-2}{3m-4} \cdot \frac{1}{R} \quad \dots\dots\dots ⑪$$

$$\log |\phi| = -\frac{m-2}{3m-4} \cdot \log |R| + C_1$$

$$\frac{m-2}{3m-4} = h \text{ とおいて,}$$

$$\begin{aligned} \phi &= e^{C_1} R^{-h} \\ &= C R^{-h} \end{aligned}$$

ここで

$$\phi = C(x) R^{-h} \quad \dots\dots\dots ⑫$$

として、⑫式の両辺を R で微分

$$\frac{\partial \phi}{\partial R} = R^{-h} \frac{\partial C}{\partial R} + (-h) C(x) R^{-h-1} \quad \dots\dots\dots ⑬$$

⑫、⑬式を⑩式に代入

$$R^{1-h} \frac{\partial C}{\partial R} - h C(x) R^{-h} + h C(x) R^{-h} = -\frac{m}{3m-4} \cdot \frac{e_0}{2}$$

$$\frac{\partial C}{\partial R} = -\frac{m}{3m-4} \cdot \frac{e_0}{2} \cdot R^{h-1}$$

$$\therefore C = -\frac{m}{3m-4} \cdot \frac{1}{2} \int e_0 R^{h-1} dR + C_2 \quad \dots\dots\dots (14)$$

⑭式を⑫に代入

$$\phi = -\frac{m}{6m-8} R^{-h} \int R^{h-1} e_0 dR + C_2 R^{-h} \quad \dots\dots\dots (15)$$

無限体内の一点に集中力の作用している場合

特解として ④' のものから, $a=0$ として,

$$u = \varphi_1 + R^2 \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = \varphi_2 + R^2 \frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad w = \varphi_3 + R^2 \frac{\partial \phi}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (16)$$

を考える。

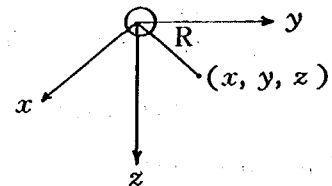
$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \phi$ は調和関数であり, ϕ は, ⑮式を満足する。

原点のまわりに考えた球面では応力の合力は有限値とならなければならないから, 原点での応力は $1/R^2$ よりも大きな無限大となることはできない。 ($\sigma < \frac{1}{R^2}$) また, 変位はその微係数が応力に相当するから $1/R$ の order のものである。 $u \propto \frac{1}{R} \left(\int \frac{1}{R^2} dR \right)$ 故に, $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ は, $1/R$ に比例しなければならない。そして, 今, x 方向に力の作用する場合として,

$$\varphi_1 = \frac{A}{R}, \quad \varphi_2 = \varphi_3 = 0 \quad \} (17) \quad (A \text{ は定数})$$

よって

$$\begin{aligned} e_0 &= \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} = -\frac{A}{R^2} \frac{\partial R}{\partial x} \\ &= -\frac{A}{R^2} \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \\ &= -\frac{A}{R^3} x \quad \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$



⑰, ⑱を, ⑮式に代入, 但し, $C_2=0$ とする。

$$\begin{aligned} \phi &= -\frac{m}{6m-8} R^{-h} \int_{\infty}^R R^{h-1} \left(-\frac{A}{R^3} x \right) dR \\ &= \frac{Am}{6m-8} R^{-h} \int_{\infty}^R R^{h-3} \frac{x}{R} \cdot dR \\ &= \frac{Am}{6m-8} R^{-h} \left[\frac{1}{h-2} R^{h-2} \cdot x \right]_{\infty}^R \\ &= \frac{Am}{6m-8} R^{-h} \frac{1}{h-2} R^{h-2} \frac{x}{R} \\ &= \frac{Am}{6m-8} R^{-h} \frac{3m-4}{6-5m} R^{h-2} \frac{x}{R} \end{aligned}$$

$\frac{x}{R}$: independent of R

$$h-2 = \frac{m-2}{3m-4} - 2$$

$$= \frac{6-5m}{3m-4} < 0$$

$$= -\frac{Am}{2(5m-6)} \cdot R^{-2} \cdot \frac{x}{R} = -\frac{Am}{2(5m-6)} \frac{x}{R^3} \quad \dots\dots\dots (19)$$

故に変位は、⑩式に⑨式を代入して

$$\left. \begin{aligned} u &= A \left\{ \frac{1}{R} - \frac{mR^2}{2(5m-6)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{x}{R^3} \right) \right\} \\ v &= A \left\{ \frac{1}{R} - \frac{mR^2}{2(5m-6)} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{x}{R^3} \right) \right\} \\ w &= A \left\{ \frac{1}{R} - \frac{mR^2}{2(5m-6)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{x}{R^3} \right) \right\} \\ e &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{3A(m-2)}{5m-6} \frac{x}{R^3} \end{aligned} \right\} (20)$$

これに相当する応力成分は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2G \left(\epsilon_x + \frac{e}{m-2} \right) = 2G \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{e}{m-2} \right) \\ &= 2G \left\{ A \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{R} \right) - \frac{mA}{2(5m-6)} \frac{\partial}{\partial x} \left(R^2 \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{x}{R^3} \right) \right) - \frac{3A}{5m-6} \frac{x}{R^3} \right\} \\ &= 2GA \left\{ -\frac{1}{R^2} \cdot \frac{x}{R} - \frac{m}{2(5m-6)} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{R} - \frac{3x^2}{R^3} \right) - \frac{3}{5m-6} \frac{x}{R^3} \right\} \\ &= 2GA \left\{ -\frac{x}{R^3} - \frac{m}{2(5m-6)} \left(-\frac{x}{R^3} - \frac{6x}{R^3} + \frac{9x^3}{R^5} \right) - \frac{3}{5m-6} \frac{x}{R^3} \right\} \\ &= 2GA \left\{ -\frac{x}{R^3} + \frac{7m}{2(5m-6)} \frac{x}{R^3} - \frac{9m}{2(5m-6)} \frac{x^3}{R^5} - \frac{3}{5m-6} \frac{x}{R^3} \right\} \\ &= 2GA \left\{ \frac{-10m+12+7m-6}{2(5m-6)} \frac{x}{R^3} - \frac{9m}{2(5m-6)} \frac{x^3}{R^5} \right\} \\ &= 2GA \left\{ \frac{-3(m-2)}{2(5m-6)} \frac{x}{R^3} - \frac{9m}{2(5m-6)} \frac{x^3}{R^5} \right\} \\ &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ \frac{x}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{x^3}{R^5} \right\} \\ &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ \frac{x}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{x^3}{R^5} \right\} \\ \sigma_y &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ -\frac{x}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{xy^2}{R^5} \right\} \\ \sigma_z &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ -\frac{x}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{xz^2}{R^5} \right\} \\ \tau_{xy} &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ \frac{y}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{x^2y}{R^5} \right\} \end{aligned} \right\} (21)$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_{yz} &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ \frac{x}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{xyz}{R^5} \right\} \\ \tau_{zx} &= -3GA \frac{m-2}{5m-6} \left\{ \frac{z}{R^3} + \frac{3m}{m-2} \frac{x^2 z}{R^5} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

ここで、原点のまわりに微小な球面を考え、その面での表面力の合成力を集中力に釣合うように定めることとなるが、表面力の x 方向の分力 P_x は、

$$P_x = \sigma_x \cos(\nu, x) + \tau_{xy} \cos(\nu, y) + \tau_{xz} \cos(\nu, z)$$

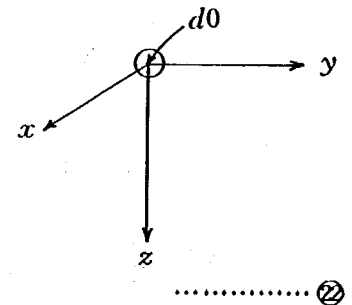
であり、

$$\cos(\nu, x) = -\frac{x}{R}, \quad \cos(\nu, y) = -\frac{y}{R}, \quad \cos(\nu, z) = -\frac{z}{R}$$

であるから、

P_x の合成力を計算すると球面上の面素を $d\Omega$ として、 $\int d\Omega = 4\pi R^2$

$$\begin{aligned} P_x &= \frac{3GA(m-2)}{5m-6} \left\{ \int \frac{d\Omega}{R^2} + \frac{3m}{m-2} \int \frac{x^2 d\Omega}{R^4} \right\} \\ &= \frac{3GA(m-2)}{5m-6} \left\{ \frac{4\pi R^2}{R^2} + \frac{3m}{m-2} \frac{1}{R^3} \frac{4}{3} \pi R^3 \right\} \\ &= \frac{3GA(m-2)}{5m-6} \left\{ 4\pi + \frac{4m\pi}{m-2} \right\} \\ &= \frac{3GA(m-2)}{5m-6} \frac{4m-8+4m}{m-2} \pi \\ &= \frac{24GA(m-1)\pi}{5m-6} \end{aligned}$$

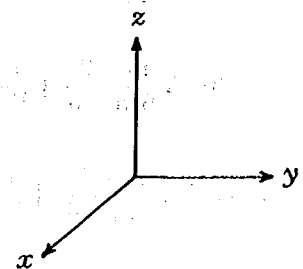


$$A = \frac{5m-6}{24G(m-1)\pi} P_x$$

表面力の与えられている場合

$z \leq 0$ の部分を物体が占めていて、 $z'=0$ で表面力 P_x, P_y, P_z (単位面積当りの値) が与えられていた時の物体内の弾性変位を求める。 $z=0$ での座標を ξ, η とする。境界条件は変位から計算した $\sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ が表面力と釣合うのであるから、

$$\tau_{zx} = P_x, \quad \tau_{yz} = P_y, \quad \sigma_z = P_z \quad \dots \dots \dots (23)$$



である。但し、無限遠では変位および応力は 0 であるべきであるとする。そして次の形の解を考える。

$$u = \varphi_1 + z \frac{\partial \varphi}{\partial x}, \quad v = \varphi_2 + z \frac{\partial \varphi}{\partial y}, \quad w = \varphi_3 + z \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad \dots \dots \dots (24)$$

$\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \psi$ は調和関数であり、 ψ は、 $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ で表わされることは④式と同じである。また、膨張 e は、

$$e = \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial z} = -\frac{3m-4}{m} \frac{\partial \psi}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial z} = -\frac{2(m-2)}{m} \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad \dots\dots\dots ⑤$$

表面 $z = 0$ では

$$\left. \begin{aligned} \tau_{xz} &= G \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = P_x \\ \tau_{yz} &= G \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) = P_y \\ \sigma_z &= 2G \left(\frac{\partial w}{\partial z} + \frac{e}{m-2} \right) = P_z \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots ⑥$$

いま、 w_1, w_2, w_3 を調和関数として、表面では、

$$G w_1 = P_x, \quad G w_2 = P_y, \quad G w_3 = P_z \quad \dots\dots\dots ⑦$$

を満足するものとする。⑥式を⑦式に入れて、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial z} &= w_1 \\ \frac{\partial \varphi_1}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial z} &= w_2 \\ 2 \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} + 2 \frac{\partial \psi}{\partial z} - \frac{4}{m} \frac{\partial \psi}{\partial z} &= w_3 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots ⑧$$

この式は表面で満足する式であるが、両辺とも調和関数であるから、それが境界面で一致すると調和関数の性質として全容積にわたって一致しなければならない。故に上式は半無限体の到るところでも成立する。この各式をそれぞれ x, y, z で微分して加えると、 $\Delta \varphi_1 = \Delta \varphi_2 = \Delta \varphi_3 = \Delta \psi = 0$ であるから、

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \varphi_1}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_2}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} \right) + \frac{m-4}{m} \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = \frac{\partial w_1}{\partial x} + \frac{\partial w_2}{\partial y} + \frac{\partial w_3}{\partial z} \quad \dots\dots\dots ⑨$$

$$\parallel$$

$$-\frac{3m-4}{m} \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2}$$

または、⑤式より

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = -\frac{1}{2} \left(\frac{\partial w_1}{\partial x} + \frac{\partial w_2}{\partial y} + \frac{\partial w_3}{\partial z} \right) \quad \dots\dots\dots ⑩$$

これから、 ψ は2回の積分で求められる。その積分定数は $-\infty$ から積分する時に無限遠で $\psi = \frac{\partial \psi}{\partial z} = 0$ としているから0である。 ψ が定まると⑧式から $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ が積分によって求められる。この種の問題は調和関数の境界値問題の解であるからして、定積分によって前項と同様に書き表わせる。

今、単一集中力が、 $-z$ の方向に作用している場合を考える。すると、②式より、

$w_1 = w_2 = 0$, w_3 は $Z=0$ で原点以外では 0 であって原点では特異点となる。また、 $\frac{1}{R^2}$ の order の無限大であれば集中力に対応せしめることができる。この条件を満足するものとして、次式を仮定する。

$$w_3 = \frac{A_z}{R^3} \quad \dots\dots\dots (31)$$

この定数 A は集中力の大きさによって定めるべきものである。③1 式を ③0 式に入れて ϕ を求めると、

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} &= -\frac{A}{2} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{z}{R^3} \right) \\ \frac{\partial \phi}{\partial z} &= -\frac{A}{2} \frac{z}{R^3} = -\frac{A}{2} \cdot \frac{1}{R^2} \cdot \left(-\frac{z}{R} \right) \\ \phi &= -\frac{A}{2R} \quad \dots\dots\dots (32) \end{aligned}$$

また、③2 式より、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varphi_3}{\partial z} &= \frac{w_3}{2} - \frac{m-2}{m} \frac{\partial \phi}{\partial z} = A \cdot \frac{m-1}{m} \frac{z}{R^3} \\ \varphi_3 &= -\frac{A(m-1)}{m} \cdot \frac{1}{R} \quad \dots\dots\dots (33) \end{aligned}$$

また、

$$\frac{\partial \varphi_2}{\partial z} = -\frac{\partial(\varphi_3 + \phi)}{\partial y} = -\frac{A}{2} \cdot \frac{m-1}{m} \cdot \frac{y}{R^3}$$

故に

$$\varphi_2 = -\frac{A}{2} \frac{m-2}{m} \frac{y}{R(R-z)} \quad \dots\dots\dots (34)$$

同様に

$$\varphi_1 = \frac{A}{2} \frac{m-2}{m} \frac{x}{R(R-z)} \quad \dots\dots\dots (35)$$

以上の結果を変位の式に入れて、

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{A}{2} \left\{ -\frac{m-2}{m} \cdot \frac{x}{R(R-z)} - \frac{xz}{R^3} \right\} \\ v &= \frac{A}{2} \left\{ -\frac{m-2}{m} \cdot \frac{y}{R(R-z)} - \frac{yz}{R^3} \right\} \\ w &= \frac{A}{2} \left\{ -\frac{2(m-1)}{m} \cdot \frac{1}{R} - \frac{z^2}{R^3} \right\} \\ e &= A \frac{m-2}{m} \frac{z}{R^3} \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

また、応力成分を計算すると

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 3GA \left\{ \frac{zx^2}{R^5} - \frac{m-2}{3m} \left[\frac{R^2 + Rz - z^2}{R^3(R-z)} - \frac{x^2(2R-z)}{R^3(R-z)^2} \right] \right\} \\ \sigma_y &= 3GA \left\{ \frac{zy^2}{R^5} - \frac{m-2}{3m} \left[\frac{R^2 + Rz - z^2}{R^3(R-z)} - \frac{y^2(2R-z)}{R^3(R-z)^2} \right] \right\} \\ \sigma_z &= 3GA \frac{z^3}{R^5} \\ \tau_{xy} &= 3GA \left\{ \frac{xyz}{R^5} + \frac{m-2}{3m} \cdot \frac{xy(2R-z)}{R^3(R-z)^2} \right\} \\ \tau_{yz} &= 3GA \frac{z^2 y}{R^5}, \quad \tau_{zx} = 3GA \frac{z^2 x}{R^5} \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

③式より、 $z=0$ では、 σ_z 、 τ_{yz} 、 τ_{zx} は0である。原点のまわりに微小半球を抜き取って考えた表面での応力の z 方向の分力を合成すると、

$$P_z = \iint \{ \tau_{zx} \cos(\nu, x) + \tau_{yz} \cos(\nu, y) + \sigma_z(\nu, z) \} d\Omega$$

であり、 $\cos(\nu, x) = -\frac{x}{R}$ 等となるからして、

$$\begin{aligned} P_z &= -3GA \iint \frac{z^4 + z^2 x^2 + z^2 y^2}{R^5} d\Omega \\ &= -2\pi GA \end{aligned}$$

故に、

$$A = -\frac{P_z}{2\pi G}$$

..... (38)

単位集中力に対しては③式とすればよいことになる。

次に、半径 a の円上に、左図のような三角形荷重が作用した場合を考える。

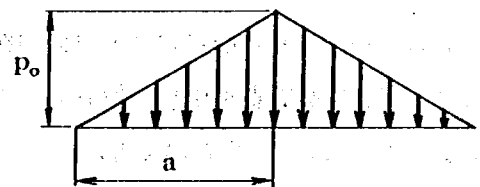


図-1

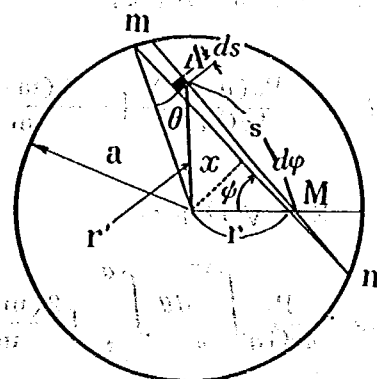
任意の点M点での変位 w を求めるのに、図のA点での荷重 $P_s ds d\phi$

$$P_s = \frac{P_0}{a}(-a + r')$$

$$a \sin \theta = r \sin \phi$$

$$r'^2 = s^2 + r^2 - 2sr \cos \phi$$

$$P_s = \frac{P_0}{a}(-a + \sqrt{s^2 + r^2 - 2sr \cos \phi}) \quad (40)$$



$$dw = -\frac{1}{4\pi G} \left\{ -\frac{2(m-1)}{m} \frac{1}{R} - \frac{z^2}{R^3} \right\} \frac{P_0}{a} (-a + \sqrt{s^2 + r^2 - 2sr \cos \psi}) s ds d\psi \quad \dots\dots ④①$$

$z = 0$ ならば,

$$dw = \frac{m-1}{2\pi Gm} \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{P_0}{a} (-a + \sqrt{s^2 + r^2 - 2sr \cos \psi}) s ds d\psi \quad \dots\dots\dots ④②$$

M点が原点ならば, $r=0$ $0 \leq s \leq a$ $-\pi \leq \psi \leq \pi$

$$dw = \frac{m-1}{2\pi Gm} \frac{P_0}{a} (-a + s) \frac{s}{R} ds d\psi \quad \dots\dots\dots ④③$$

$$\therefore w = \frac{m-1}{2\pi Gm} \frac{P_0}{a} \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^a (-a + s) \frac{s}{R} ds d\psi$$

$$= \frac{m-1}{2\pi Gm} \frac{P_0}{a} \int_{-\pi}^{\pi} \int_0^a (-a + s) ds d\psi$$

$$= \frac{m-1}{2\pi Gm} \frac{P_0}{a} \int_{-\pi}^{\pi} d\psi \left[-as + \frac{1}{2} s^2 \right]_0^a$$

$$= \frac{m-1}{2\pi Gm} \frac{P_0}{a} \cdot 2\pi \left\{ -a^2 + \frac{1}{2} a^2 \right\}$$

$$= \frac{m-1}{Gm} \frac{P_0}{a} \left(-\frac{1}{2} a^2 \right)$$

$$= -\frac{(m-1)}{2Gm} a P_0$$

$$= -a(1-\nu^2) \frac{P_0}{E} \quad \dots\dots\dots ④④$$

④④式は、円錐荷重中心における表面の沈下量である。

次に、円錐形分布荷重中心の鉛直方向の沈下量の分布を求める。

④①式において、 $r=0$ とおくと、

$$dw = -\frac{1}{4\pi G} \frac{P_0}{a} (-a + s) \left\{ -\frac{2(m-1)}{m} \frac{1}{R} - \frac{z^2}{R^3} \right\} s ds d\psi$$

s を r , ψ を θ とおきかえて、

$$dw = -\frac{P_0(a-r)}{4\pi G a} \left\{ -\frac{2(m-1)}{m} \frac{1}{R} - \frac{z^2}{R^3} \right\} r dr d\theta \quad \dots\dots\dots ④⑤$$

$$R = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$$w = \frac{P_0}{4\pi G a} \int_0^{2\pi} d\theta \int_0^a \left\{ \frac{2(m-1)}{m} \frac{a-r}{\sqrt{r^2 + z^2}} + \frac{z^2(a-r)}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right\} r dr$$

$$\begin{aligned}
& \frac{P_0}{2G} \int_0^a \left(\frac{2(m-1)}{m} \cdot \frac{1}{\sqrt{r^2 + z^2}} + \frac{z^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right) dr \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \int_0^a \left(\frac{2(m-1)}{m} \cdot \frac{r^2}{\sqrt{r^2 + z^2}} + \frac{z^2 r^2}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right) \\
& = \frac{P_0}{2G} \left[\frac{2(m-1)}{m} \left\{ \sqrt{a^2 + z^2} - \sqrt{z^2} \right\} - z^2 \left\{ \frac{1}{\sqrt{a^2 + z^2}} - \frac{1}{\sqrt{z^2}} \right\} \right] \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \left[\left[\frac{2(m-1)}{m} \left[\frac{1}{2} \left\{ r\sqrt{r^2 + z^2} - z^2 \log | r + \sqrt{r^2 + z^2} | \right\} \right] \right] \right]_0^a \\
& + z^2 \left[-\frac{r}{\sqrt{r^2 + z^2}} + \log | r + \sqrt{r^2 + z^2} | \right]_0^a \Bigg] \\
& = \frac{P_0}{2G} \left(\sqrt{a^2 + z^2} - \sqrt{z^2} \right) \left\{ \frac{2(m-1)}{m} + \frac{z^2}{\sqrt{z^2 (a^2 + z^2)}} \right\} \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \left\{ \frac{2(m-1)}{m} \left\{ \frac{1}{2} \left(a\sqrt{a^2 + z^2} - z^2 \log | a + \sqrt{a^2 + z^2} | + z^2 \log | z | \right) \right\} \right. \\
& \left. - \frac{az^2}{\sqrt{a^2 + z^2}} + z^2 \log | a + \sqrt{a^2 + z^2} | - z^2 \log | z | \right\} \\
& = \frac{P_0}{2G} \left(\sqrt{a^2 + z^2} - \sqrt{z^2} \right) \left\{ \frac{2(m-1)}{m} + \frac{z^2}{\sqrt{z^2 (a^2 + z^2)}} \right\} \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \left\{ \frac{m-1}{m} a\sqrt{a^2 + z^2} - \frac{az^2}{\sqrt{a^2 + z^2}} - z^2 \log | a + \sqrt{a^2 + z^2} | \left(\frac{m-1}{m} - 1 \right) \right. \\
& \left. + z^2 \log | z | \left(\frac{m-1}{m} - 1 \right) \right\} \\
& = \frac{P_0}{2G} \left(\sqrt{a^2 + z^2} - \sqrt{z^2} \right) \left\{ \frac{2(m-1)}{m} + \frac{z^2}{\sqrt{z^2 (a^2 + z^2)}} \right\} \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \left\{ \frac{m-1}{m} a\sqrt{a^2 + z^2} - \frac{az^2}{\sqrt{a^2 + z^2}} + \frac{z^2}{m} \log | a + \sqrt{a^2 + z^2} | - \frac{z^2}{m} \log | z | \right\} \\
& = \frac{P_0}{2G} \left(\sqrt{a^2 + z^2} - \sqrt{z^2} \right) \left\{ \frac{2(m-1)}{m} + \frac{z^2}{\sqrt{z^2 (a^2 + z^2)}} \right\} \\
& - \frac{P_0}{2Ga} \left\{ a\sqrt{a^2 + z^2} \left\{ \frac{m-1}{m} - \frac{z^2}{a^2 + z^2} \right\} + \frac{z^2}{m} \log \left| \frac{-a}{z} + \sqrt{\frac{a^2}{z^2} + 1} \right| \right\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(1+\nu)P_0}{E} (\sqrt{a^2+z^2}+z) \left[2(1-\nu) - \frac{z}{\sqrt{a^2+z^2}} \right] \\
&\quad - \frac{P_0}{2 + \frac{1}{\nu} Ea} \left\{ a \sqrt{a^2+z^2} \left\{ -\frac{\frac{1}{\nu}-1}{\frac{1}{\nu}} - \frac{z^2}{a^2+z^2} \right\} + \nu z^2 \log \left| \frac{-a}{z} + \sqrt{\frac{a^2}{z^2}+1} \right| \right\} \\
&= \frac{(1+\nu)P_0}{E} (\sqrt{a^2+z^2}+z) \left[2(1-\nu) - \frac{z}{\sqrt{a^2+z^2}} \right] \\
&\quad - (1+\nu) \frac{P_0}{Ea} \left[a \sqrt{a^2+z^2} \left\{ (1-\nu) - \frac{z^2}{a^2+z^2} \right\} + \nu z^2 \log \left| \frac{-a}{z} + \sqrt{\frac{a^2}{z^2}+1} \right| \right] \\
&= \frac{(1+\nu)P_0}{E} \left[(\sqrt{a^2+z^2}+z) \left\{ 2(1-\nu) - \frac{z}{\sqrt{a^2+z^2}} \right\} - \sqrt{a^2+z^2} \left(1-\nu - \frac{z^2}{a^2+z^2} \right) \right. \\
&\quad \left. - \frac{\nu}{a} z^2 \log \left| -\frac{a}{z} + \sqrt{\frac{a^2}{z^2}+1} \right| \right] \\
&= \frac{(H\nu)P_0}{E} \left[(\sqrt{a^2+z^2}+z) \left\{ 2(1-\nu) - \frac{z}{\sqrt{a^2+z^2}} \right\} \right] - \frac{(1+\nu)P_0}{E} \\
&\quad \left\{ \sqrt{a^2+z^2} \left(1-\nu - \frac{z^2}{a^2+z^2} \right) + \frac{\nu}{a} z^2 \log \left| -\frac{a}{z} + \sqrt{\left(\frac{a}{z} \right)^2 + 1} \right| \right\} \dots\dots\dots (46)
\end{aligned}$$

④⑥式は円錐荷重中心における深さ方向の鉛直変位を示す式である。

次に、表面の半径方向の鉛直変位量を求める。

④①式に $z = 0$ を代入すると、

$$dw = \frac{m-1}{2\pi Gm} \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{P_0}{a} (-a + \sqrt{s^2 + r^2 - 2sr \cos \phi}) s ds d\phi \dots\dots\dots (42)$$

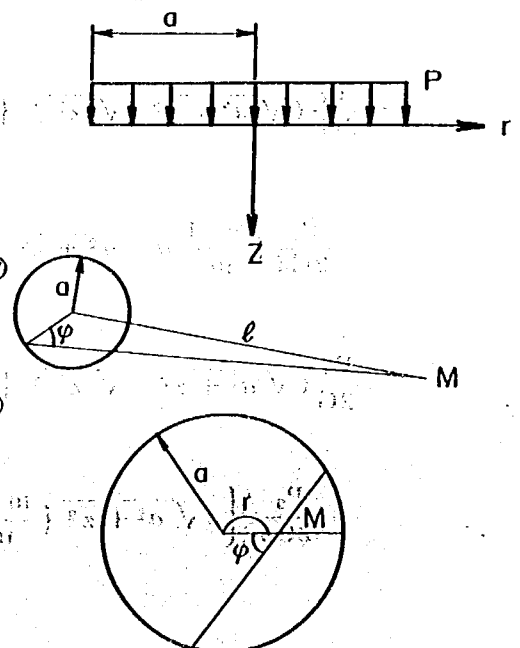
④②式の一般解を求めるのは困難である。

従って、円錐形分布荷重を階段形分布荷重で近似して、重ね合わせの原理を用いて鉛直変位量を求める。

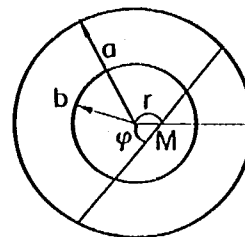
まず、円形の分布荷重、ドーナツ形の分布荷重における、任意の点における鉛直変位は次式で求められる。

$$\begin{aligned}
u_z &= \frac{4(1-\nu)P\ell}{\pi E} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{a}{\ell} \right)^2 \sin^2 \phi} d\phi \right. \\
&\quad \left. - \left(1 - \frac{a^2}{\ell^2} \right) \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\phi}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{\ell} \right)^2 \sin^2 \phi}} \right] \dots\dots\dots (47)
\end{aligned}$$

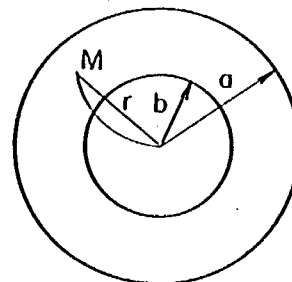
$$u_z = \frac{4(1-\nu)Pa}{\pi E} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{a} \right)^2 \sin^2 \phi} d\phi \dots\dots\dots (48)$$



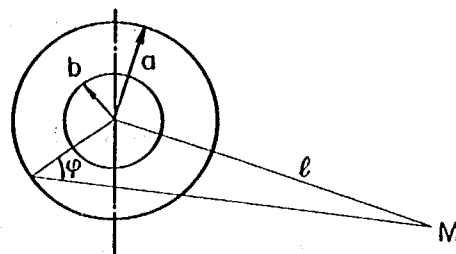
$$u_z = \frac{4(1-\nu^2)P}{\pi E} \left[a \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - b \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{b}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right] \dots\dots\dots (49)$$



$$u_z = \frac{4(1-\nu^2)P}{\pi E} \left[a \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{r}{a}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - r \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{b}{r}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi + r \left(1 - \frac{b^2}{r^2}\right) \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \left(\frac{b}{r}\right)^2 \sin^2 \varphi}} \right] \dots\dots\dots (50)$$

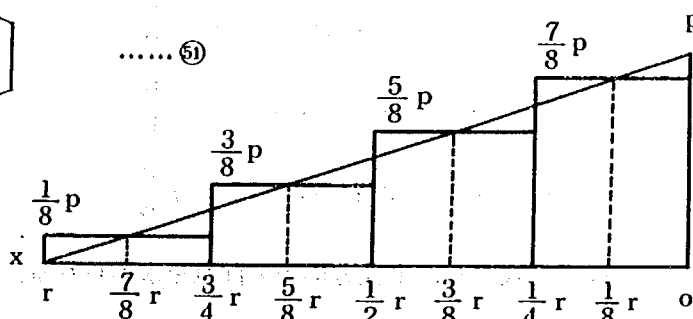


$$u_z = \frac{4(1-\nu^2)P\ell}{\pi E} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{a}{\ell}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - \left(1 - \frac{a^2}{\ell^2}\right) \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \left(\frac{a}{\ell}\right)^2 \sin^2 \varphi}} - \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{b}{\ell}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi + \left(1 - \frac{b^2}{\ell^2}\right) \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - \left(\frac{b}{\ell}\right)^2 \sin^2 \varphi}} \right] \dots\dots\dots (51)$$



円錐形分布は右図に示すような階段形の荷重で近似すると、

$x=1/8r$ における変位は④式と⑤式を用いて、



$$\begin{aligned} \frac{u_z}{\frac{4(1-\nu^2)Pr}{\pi E}} &= \frac{7}{8} \times \frac{1}{4} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \\ &+ \frac{5}{8} \times \left\{ \frac{1}{2} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{4}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - \frac{1}{4} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{2}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right\} \\ &+ \frac{3}{8} \times \left\{ \frac{3}{4} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{6}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - \frac{1}{2} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{4}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right\} \\ &+ \frac{1}{8} \times \left\{ 1 \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{8}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi - \frac{3}{4} \times \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - \left(\frac{1}{6}\right)^2 \sin^2 \varphi} d\varphi \right\} \\ &= 0.787721 \end{aligned}$$

$$u_r = 1.0030 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 52$$

$x = \frac{3}{8} r$ における変位は、同様に ④式, ⑨式, ⑩式を用いて

$$\frac{\frac{u_r}{4(1-\nu^2)} p r}{E} = 0.51612688$$

$$u_r = 0.6572 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 53$$

$x = \frac{5}{8} r$, $\frac{7}{8} r$, r は, ⑤式と同様に

$$x = \frac{5}{8} r : u_r = 0.6572 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 54$$

$$x = \frac{7}{8} r : u_r = 0.4695 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 55$$

$$x = r, u_r = 0.3931 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 56$$

$x = 1.5 r, 2.0 r, 3.0 r$ は, ⑦式, ⑩式より,

$$x = 1.5 r \quad u_r = 0.2387 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 57$$

$$x = 2.0 r \quad u_r = 0.1756 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 58$$

$$x = 3.0 r \quad u_r = 0.1157 r (1 - \nu^2) \frac{P}{E} \dots\dots\dots 59$$

⑤式～⑩式より、半径方向の変位量を求められる。

参 考 資 料 - 2

変形性が著しく異なっている岩盤における監査廊の
ブロック長、ジョイントの位置に関する考案

本文4章でギャップ要素を用いてジョイントを考慮した二次元モデルによる基礎岩盤の変形解析を行い、ある程度実際に近い監査廊の変位を示すことを知った。ここでは、モデルダムを用い、同じくギャップ要素を用いた二次元モデルによる基礎岩盤の変形解析を行い、ジョイントの位置、監査廊のブロック長を変えた解析を行い、定性的にどのようなジョイントの配置が最適なのかを検討してみた。モデルダムは、河床部左岸側に変形性の小さい岩盤が存在し、河床部右岸側に変形性の大きい岩盤が接して存在している。以下に解析の概要を述べる。

1. 解析モデル

解析モデルは、堤体・基礎岩盤を含めたダム軸断面とした。図-1にダム軸地質断面図、図-2、3に解析モデルを示す。図-3は、図-2の太線部分内の拡大図である。モデル化の範囲は、水平方向は左右岸のアバットメントから100m地山に入った範囲、鉛直方向はダム天端から、河床部より160m下位の岩盤までとした。モデルの大きさは水平方向700m、鉛直方向255mとなった。モデルダムは河床部に石英安山岩と凝灰岩・凝灰岩と安山岩類といった変形性の異なる岩盤が接しているため、この部分に注目して要素分割を細かく行った。

2. 物性値

堤体コアゾーン、岩盤部の物性値は、表-1のとおりとした。

表-1 物 性 値

材 質	弾 性 係 数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m ³)
コアゾーン	500	0.3	1.82
石英安山岩	30,000	0.2	—
変質安山岩	15,000	0.2	—
凝 灰 岩	5,000	0.3	—
安 山 岩 類	10,000	0.2	—

監査廊コンクリート部の物性値については、三次元のコンクリート構造物を二次元にモデル化するため、コンクリートの弾性係数210,000 kgf/cm²、鉄筋コンクリートの単位体積重量2.4 tf/m³を面積比で補正した。補正の方法は次式によった。

$$(\text{補正弾性係数または補正単位体積重量}) = \left(\frac{210,000 \text{ kgf/cm}^2}{2.4 \text{ tf/m}^3} \right) \times \frac{\text{実断面積}}{6.28 \text{ m} \times 4.8 \text{ m}}$$

但し、河床部の図-3の範囲は、図-4に示すように監査廊を上、中、下の3部分に分け、その他の監査廊部は一様とした。ポアソン比については補正せず、0.17の値を採用した。

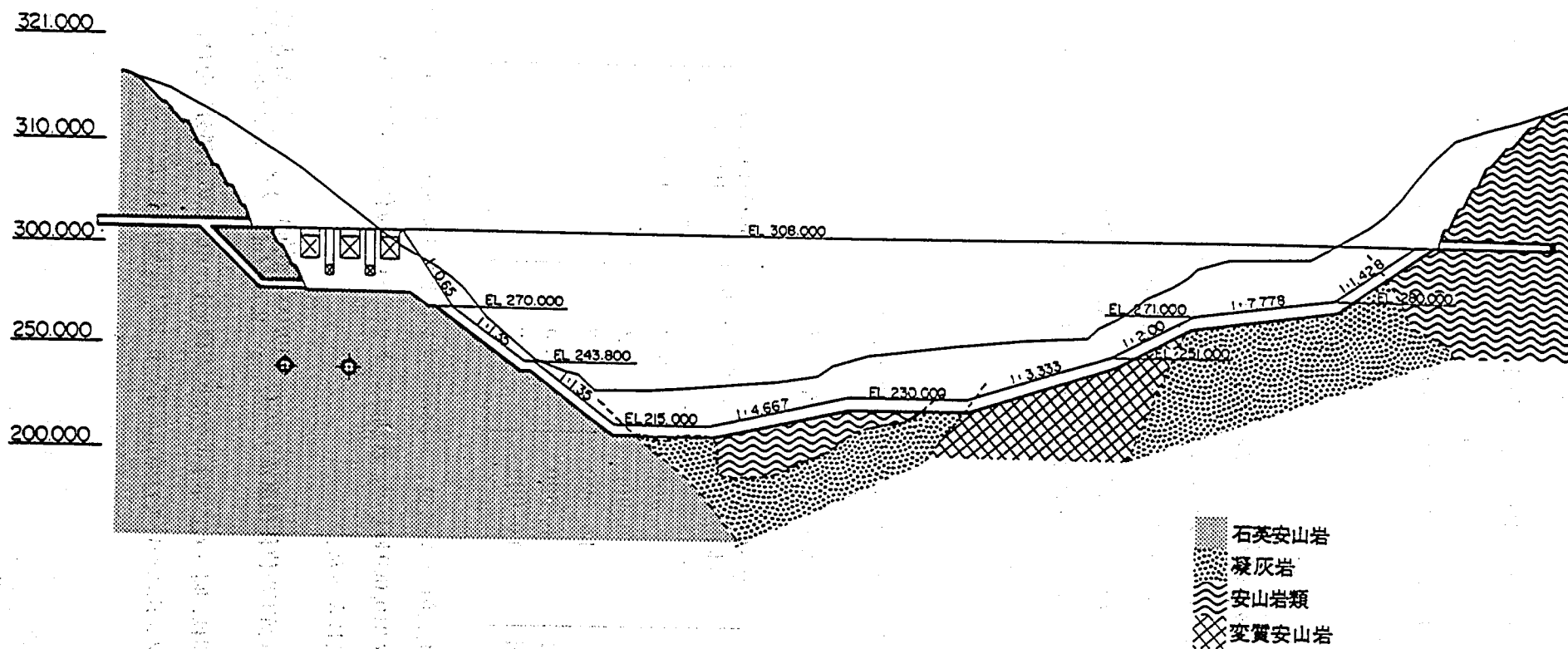
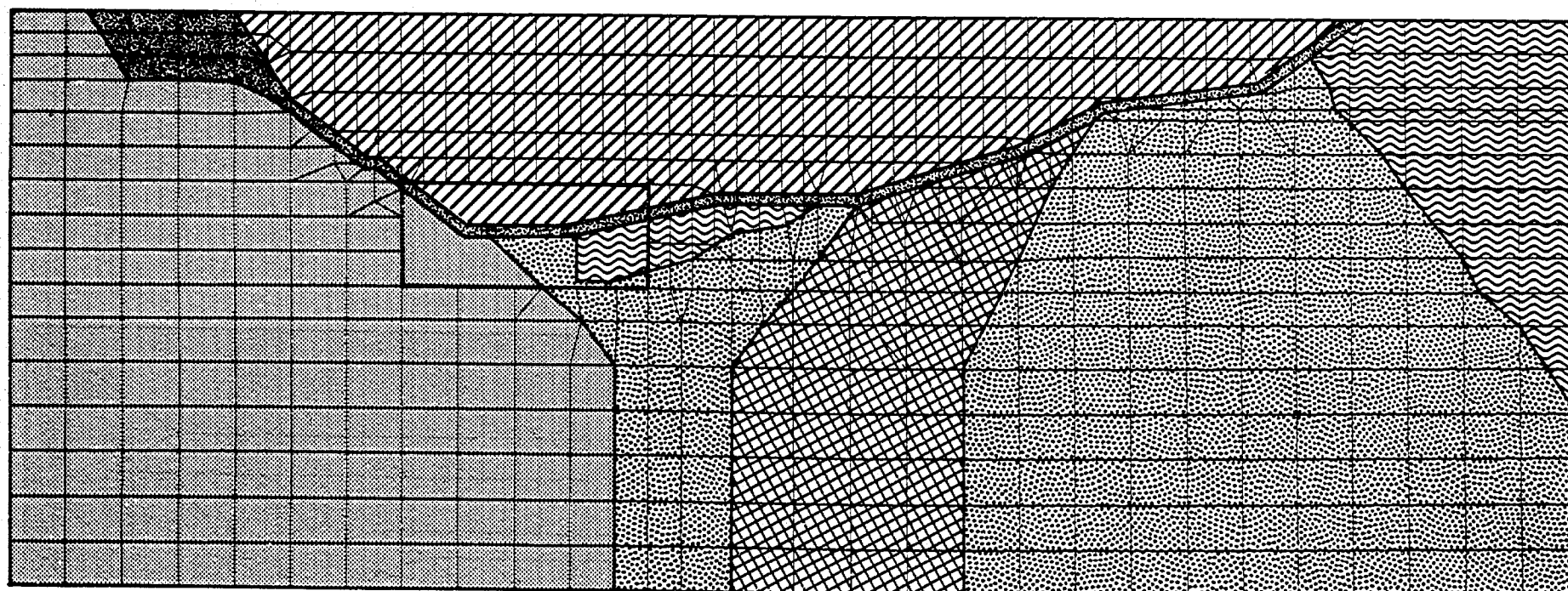
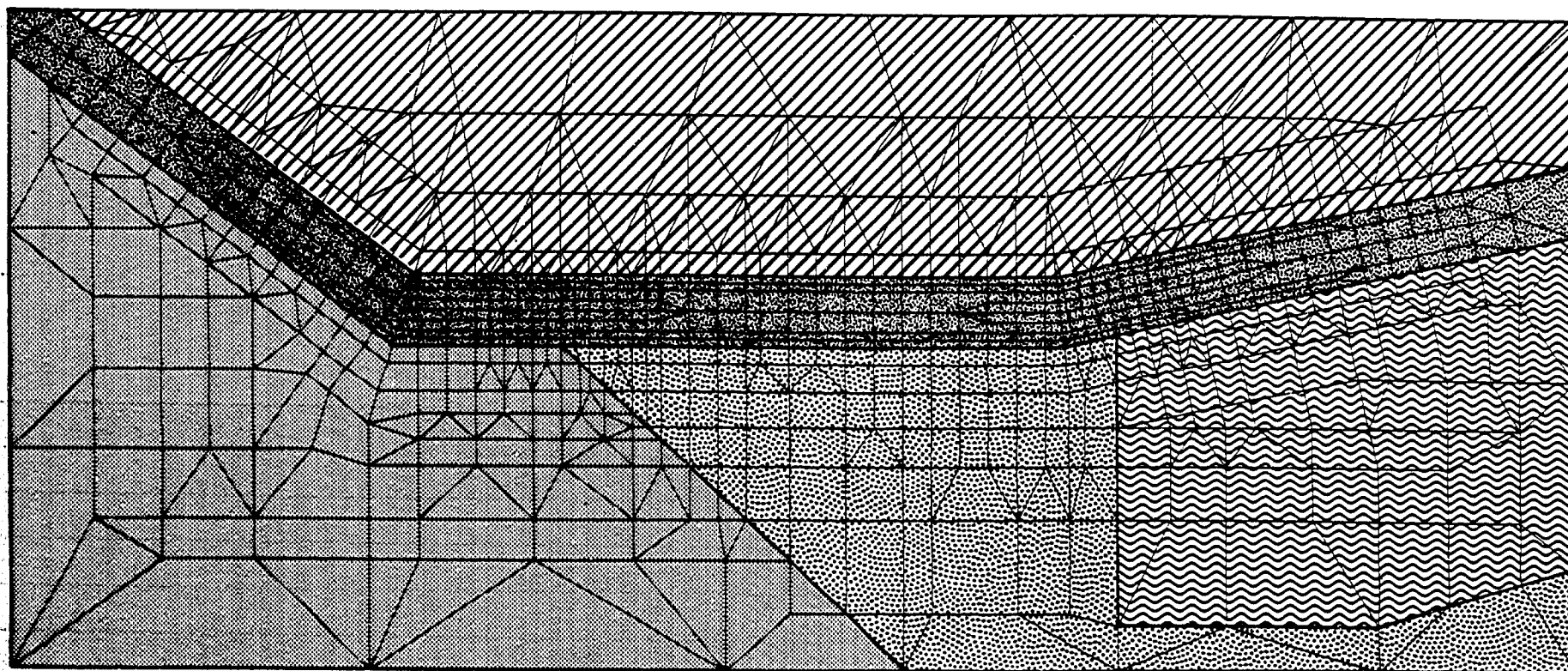


図-1 ダム軸地質断面図



- コア
- コンクリート
- 石英安山岩
- 凝灰岩
- 安山岩類
- 変質安山岩

図-2 解析モデル図(1)



- コア
- コンクリート
- 石英安山岩
- 凝灰岩
- 安山岩類

図-3 解析モデル図(2)

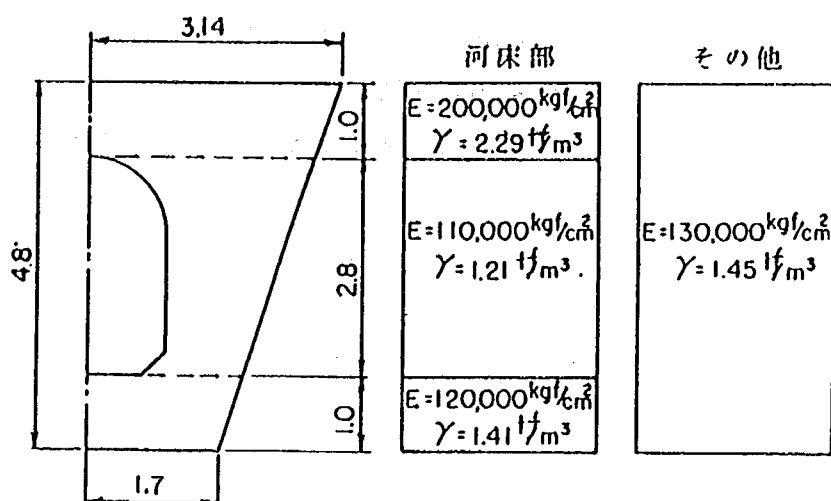


図-4 監査廊のモデル化(単位m)

3. 荷重・境界条件等

荷重については、堤体コアゾーン、コンクリートの自重だけを考慮した。境界条件については、モデルの両側端は鉛直方向可動、水平方向固定、下端は剛接とした。解析は平面歪条件で行った。計算プログラムは、ギャップ要素を使える。"ANSYS"を用いた。ギャップ要素は、河床部図-3の範囲の監査廊部にのみ設け、圧縮力は伝達するが、せん断力、引張力は伝達しない性質を与えた。ギャップ要素の性質は本文4.7.4に述べたのと同じである。

4. 解析ケース

解析ケースは、5ケースとした。各ケースの内容を表-2に示す。

表-2 解析ケース

ケースNo	ブロック長 (m)	ジョイントの位置
1	∞	ジョイントを考慮せず
2	8 ~ 10	ブロックの中央に弾性係数の変化点がある位置
3	8 ~ 11	弾性係数の変化点
4	6 ~ 7	ブロックの中央に弾性係数の変化点がある位置
5	6 ~ 7	弾性係数の変化点

ブロック長は、石英安山岩、安山岩類上は原則として10mとし、凝灰岩上のブロック長を変化させることとした。

5. 解析結果

各ケースの計算結果について、河床部付近のブロックのジョイントの開きを図-5に各ブロックの主応力について図-6~10に示した各図の表示で、変位図の→はジョイントの監査廊軸方向の開き、

↓・↑はジョイントのせん断方向の変位で、↓は左のブロックより右のブロックが相対的に沈下した場合、↑はその逆を示す。主応力図は←→を引張、→←を圧縮とし、各ブロックについて引張の主応力（正の値）が生じているものについては最大の値、引張の主応力が生じていないブロックについては、圧縮の主応力（負の値）の最小の値（絶対値は最大）を示すようにした。単位は kgf/cm^2 である。

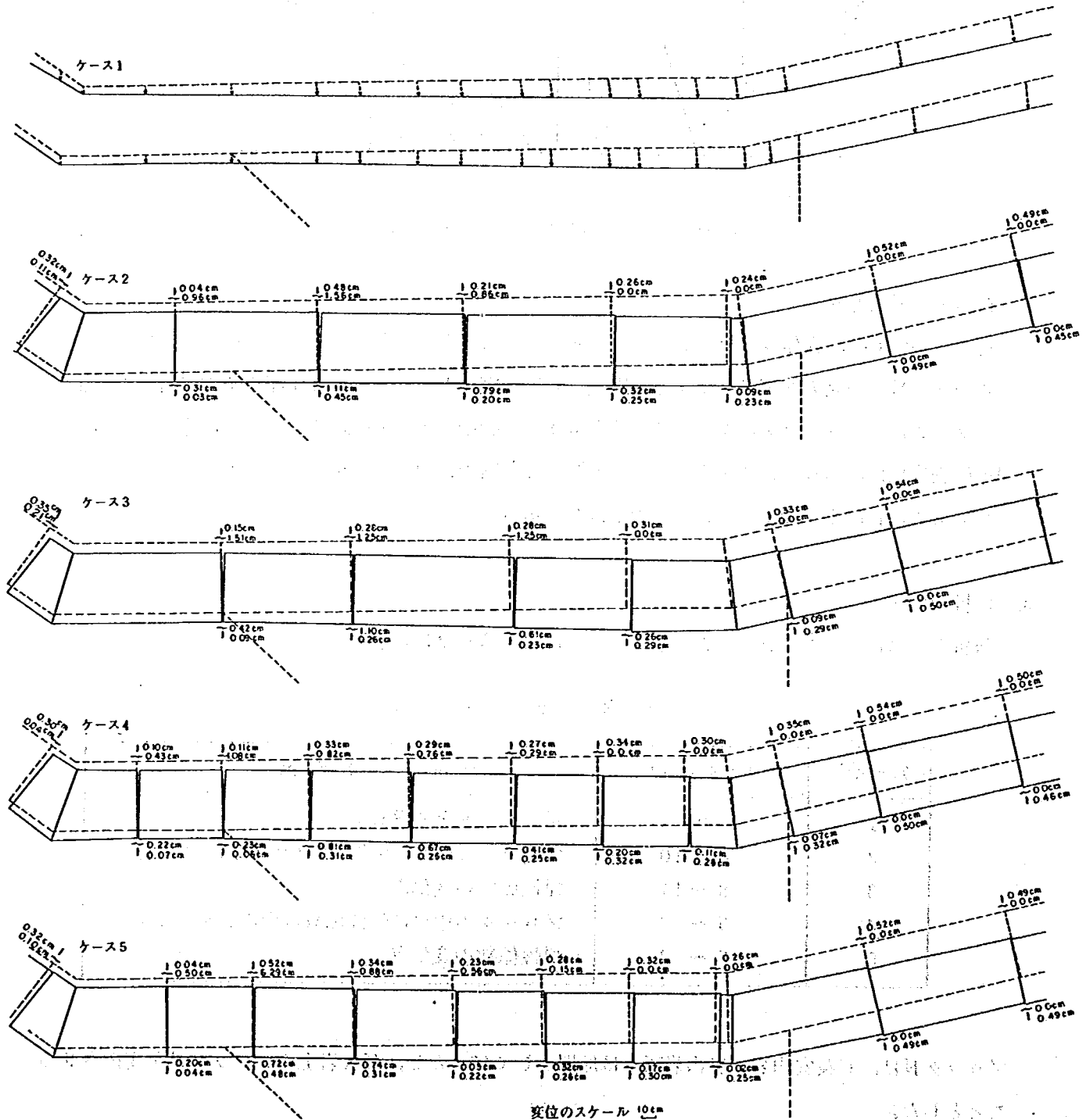


図-5 監査廊ジョイントの変位図

(1) ケース 1

主応力図を、図-6に示す。監査廊上面には全面的に引張応力が生じている。最大の引張応力は石英安山岩 ($E = 30,000 \text{ kgf/cm}^2$) と凝灰岩 ($E = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$) の境界の監査廊上部に、ほぼ水平方向に 113.7 kgf/cm^2 の値が生じている。凝灰岩と安山岩類 ($E = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$) の境界部では監査廊底部に水平方向に 26.5 kgf/cm^2 の引張応力が生じており、石英安山岩と凝灰岩の境界部に比べかなり小さい。通常、このようなジョイントを設けない設計は行わないが、比較のため、計算してみたものである。

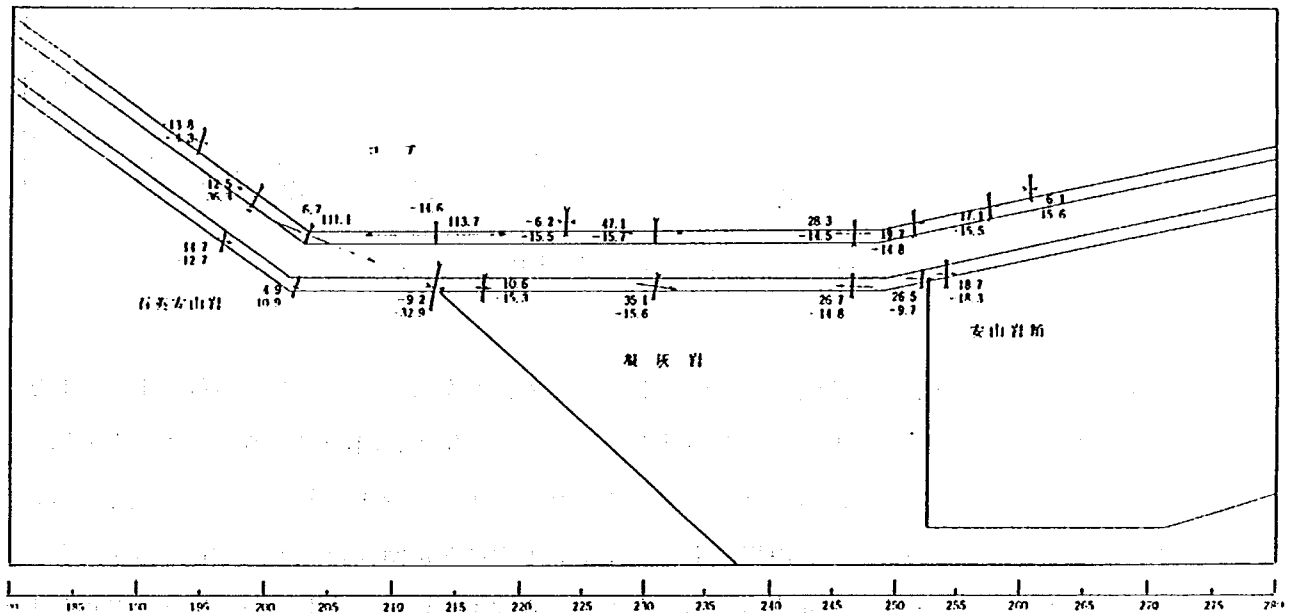
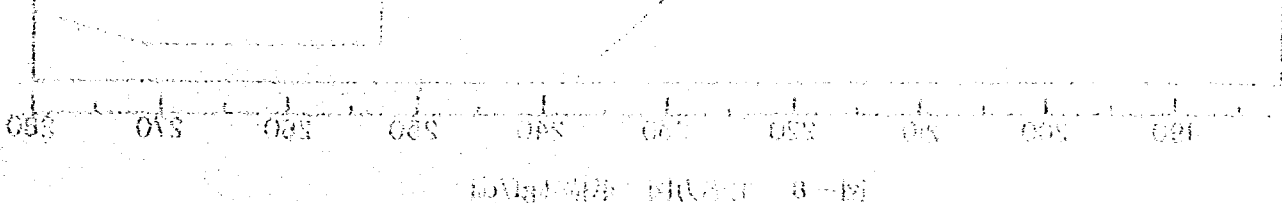


図-6 主応力図 単位 kgf/cm^2

(2) ケース 2

主応力図を図-7に示す。石英安山岩と凝灰岩の境界をまたぐブロックの右端ではジョイントが 1.56 cm も開く結果になっている。ここでのせん断変位は、 0.48 cm である。凝灰岩と安山岩類の境界付近はジョイントは開かず、せん断変位が大きくでており、その値は 0.5 cm 程度になる。主応力は、石英安山岩と凝灰岩の境界をまたぐブロックの底部ジョイント付近に 15.8 kgf/cm^2 上部に 12.1 kgf/cm^2 の引張応力が生じている。凝灰岩上のブロックの底面には引張力が生じており、また上面にもジョイント近くに引張応力が生じている。この他、石英安山岩上の水平部と傾斜部との境界付近にも引張応力が生じている。安山岩類上のブロックには引張応力は生じていない。



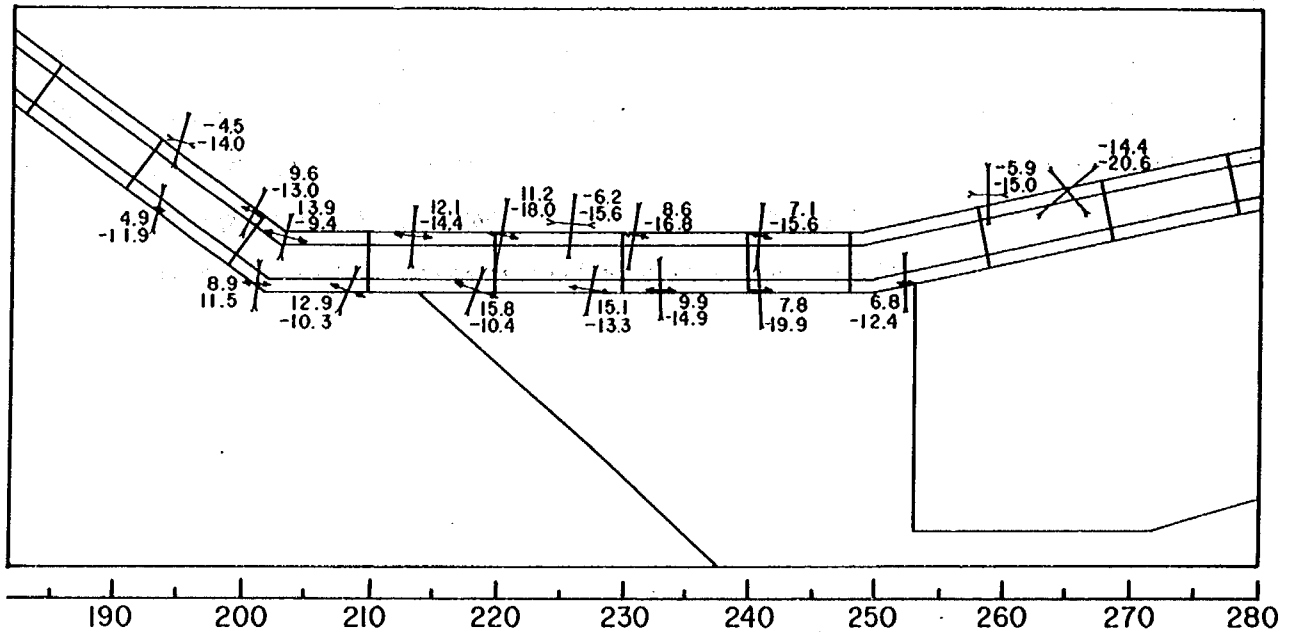


図-7 主応力図 単位 kgf/cm^2

(3) ケース 3

主応力図を図-8に示す。弾性係数の変化点上にジョイントをもってくると、石英安山岩と凝灰岩の境界ではその境界の監査廊上部の開きが最大となり、その値は1.51cmである。凝灰岩上の監査廊上部の開きも1.25cmあり、せん断変位の最大値は0.31cmである。凝灰岩と安山岩類の境界では、ジョイントはほとんど開かない。安山岩類上のジョイントではせん断変位が0.54cmになっている。主応力については、石英安山岩と安山岩の境界近くの監査廊下部に 35.6 kgf/cm^2 の引張応力が生じており、この部分のジョイントをはさんで監査廊上部にも、 12 kgf/cm^2 の引張応力が生じている。凝灰岩上のブロックの引張応力の状況はケース2と同じ傾向であるが、値はやや小さくなっている。安山岩類上のブロックにはケース2と同じく引張応力が生じていない。

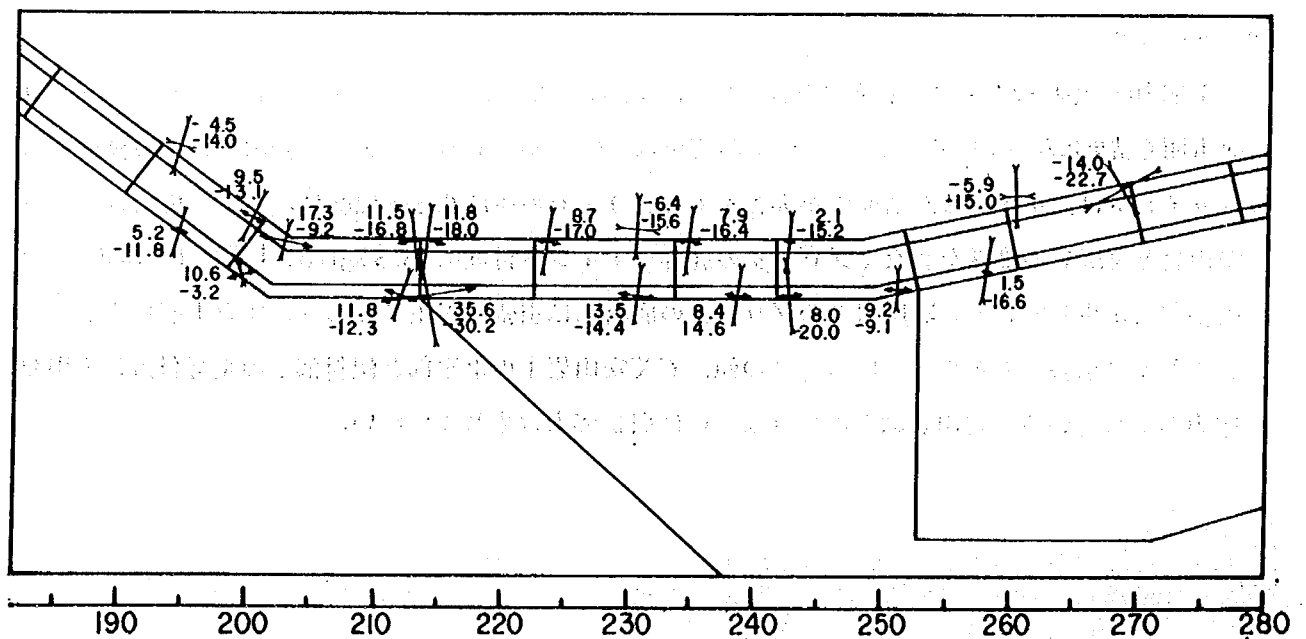


図-8 主応力図 単位 kgf/cm^2

(4) ケース 4

主応力図を図-9に示す。ブロック長を6~7 mに短くすると、凝灰岩上のジョイントの開きは小さくなり、最大で1.29cmになる。せん断変位は0.3 cm程度である。主応力については、凝灰岩上のブロックでは監査廊下部の引張応力は減少しているが、監査廊上部の引張応力についてはブロック長が長い場合と比べて差がない。

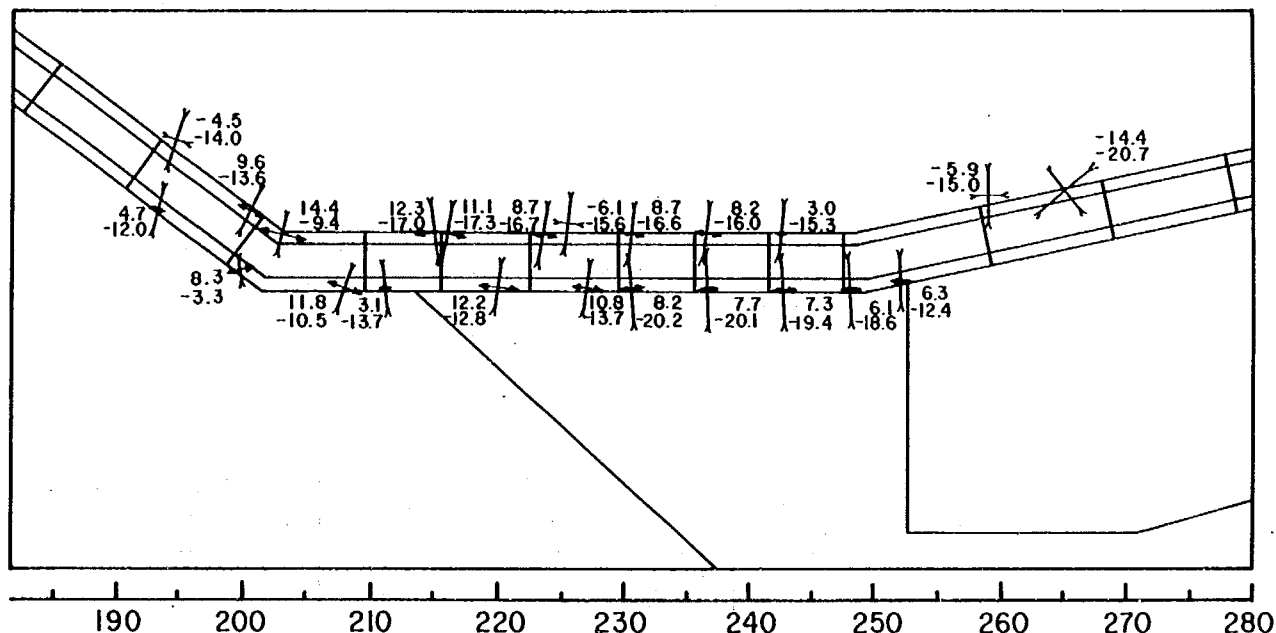


図-9 主応力図 単位 kgf/cm²

(5) ケース 5

主応力図を図-10に示す。ブロック長を短くして、ジョイントを弾性係数の変化点上にもってくると、石英安山岩と凝灰岩の境界上のジョイントの開きは1.08cmでケース 2 に比べて小さい。凝灰

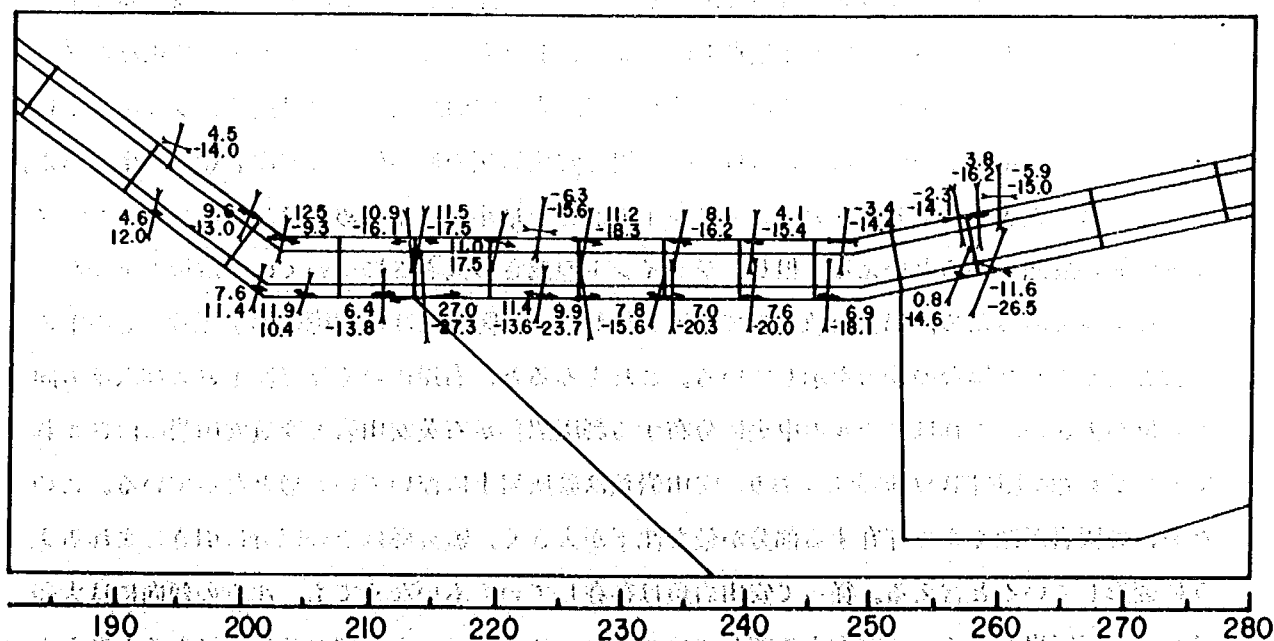


図-10 主応力図 単位 kgf/cm²

岩上のジョイントの開きも、ケース4に比べると小さくなっている。凝灰岩と安山岩類の境界上はジョイントはほとんど開かない。応力については、石英安山岩と凝灰岩の境界付近の監査廊下部に、 27.0 kgf/cm^2 の引張応力が生じている。凝灰岩上のブロックの応力については、ケース4とほとんど変わらない。

4.5.6 考 察

各計算ケースについて、ジョイントの開きとずれの最大値およびその発生位置、引張応力の最大値とその発生位置を表-2に示す。

表-2

ケース	ジョイントの開き		ジョイントのずれ		最大引張応力	
	最大値	位 置	最大値	位 置	値	位 置
1	—	—	—	—	113.7 kgf/cm^2	石英安山岩、凝灰岩境界付近監査廊上部
2	1.56cm	石英安山岩、凝灰岩境界付近、凝灰岩上	0.52cm	凝灰岩、安山岩類境界付近、安山岩類上	15.0 kgf/cm^2	石英安山岩、凝灰岩境界付近、監査廊下部
3	1.51cm	石英安山岩、凝灰岩境界上	0.54cm	同 上	35.6 kgf/cm^2	同 上
4	1.29cm	石英安山岩、凝灰岩境界付近、凝灰岩上	0.52cm	同 上	12.3 kgf/cm^2	石英安山岩、凝灰岩境界付近、監査廊上部
5	1.08cm	石英安山岩、凝灰岩境界上	0.54cm	同 上	27.0 kgf/cm^2	石英安山岩、凝灰岩境界付近付、監査廊下部

ジョイントの開きの最大値は、石英安山岩と凝灰岩の境界付近に生じ、ブロック長を短くすると小さくなる。また、弾性係数の変化点上にジョイントをもってくる場合の方が、変化点がブロックの中央にくる場合よりも小さくなる。但し、凝灰岩と安山岩類の境界付近は、ジョイントは開かない。ジョイントのずれについては、凝灰岩と安山岩類の境界付近の安山岩類上に生じるが、どのケースも大きさは変わらない。ジョイントの開きを最小にするためには、ケース5のジョイント配置が最適であるといえる。但し、ジョイントの開きの大きさについては、解析モデルが二次元モデルであるため、過大な値がでていられると思われる。図-11は監査廊の弾性係数をその下の岩盤と同じにした場合の変形を示している。これをみると、右岸にいくほど沈下および水平方向の変位が大きい。これはモデルの中央に分布する凝灰岩部が石英安山岩と変質安山岩にはさまれてアサガオ型に上に開いた形をしており、安山岩類は凝灰岩上に浮いている形となっている。このため、凝灰岩が深くまで存在する部分が最も沈下が大きく、監査廊はその部分に引きこまれるように変形していると言える。従って安山岩類は存在していてもいなくても、沈下の傾向には大差はなく、凝灰岩が深くまで存在する部分では沈下のためジョイントは閉じる傾向にあると考えられる。このため、基礎岩盤の変形が問題となるのは、石英安山岩と凝灰岩の境界であると言える。

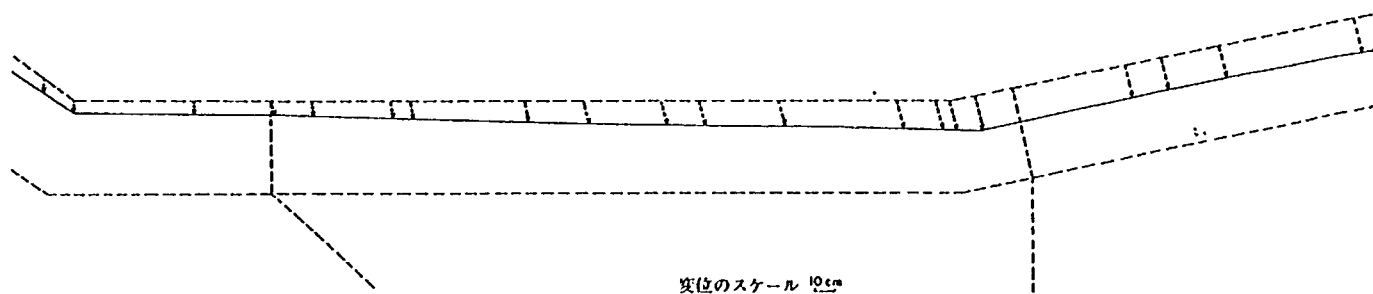


図-11 基礎岩盤の変形

引張応力の最大値については、やはり石英安山岩と凝灰岩の境界付近であり、ジョイントを弾性係数の変化点上におくよりは、ブロックの中央にジョイントをもってくる方が引張応力は小さくなる。また、ブロック長が長い場合より短い方が小さい。特にどのケースでも、監査廊の下面だけでなく上面にも引張応力が生じること、また、ジョイントに近いあたりに大きな引張応力が生じる傾向があり、注意を要する。

監査廊左右岸方向の応力解析については、2次元解析では監査廊の弾性係数の決め方に問題点があり、今後3次元解析を含めてさらに検討する必要があるだろう。

フィルダム底設監査廊の
設計と基礎岩盤の変形

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第 2069 号
昭和 59 年 2 月 (1984)

キーワード; ロックフィルダム, 監査廊, 有限要素法, 継目計, 軟岩

要 旨

軟岩を基礎をロックフィルダムの, 盛立に伴う監査廊
のジョイントの開きの実測値を解析するとともに, 有限
要素法による基礎岩盤および監査廊の変形解析を行っ
たものである。

○

郵便はがき

305-□□

40円切手
をはって
下さい。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所ダム部

フィルダム研究室御中

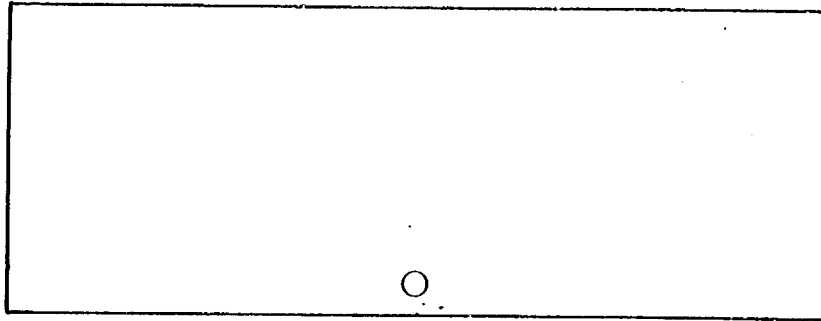
No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第2069号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

⑩