

土木研究所資料

コンクリートダムの嵩上げに関する研究

昭和 56 年 2 月

建設省土木研究所
ダム構造研究室

Copyright © 55年度 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。

は じ め に

第1章 嵩上げダムの歴史	1
第2章 我国における嵩上げダムの現況と問題点	4
2-1 嵩上げダムの現況	4
2-2 嵩上げダムの問題点	4
2-3 嵩上げダムの施工の現況	6
第3章 嵩上げダムの設計	11
3-1 剛体設計論	11
3-2 嵩上げダムの弾性論による応力解析	15
付 図 堤体の応力図	26
第4章 嵩上げダムの埋設計器の配置とデータの整理に関する提案	55
第5章 まとめと今後の研究動向	60
参考資料	
I. 嵩上げダムの概要	61
1. ダム固有の問題点(地質)	61
2. その他	61
3. 嵩上げ計画ダム(含建設中)の諸元	63
4. 各ダムが所有する図面	65
5. 各ダムが行った試験・調査	65
6. 各ダムの建設工程	66
II. 嵩上げに関する文献(IGOLD)	70
◦ Provision for future raising of the Avon Dam by the method of Stressed Cables	70
◦ Heightening of Dams	79
◦ Heightening of existing dams including methods of constructing new dams in successive stages.....	82
◦ Arch-Dams ; Possibilities of heightening with consideration of experimental results...	107
参考文献	113

はじめに

水資源の安定確保、治水上の要請は、ダム建設を従来に増して必要としているが、社会的・技術的に見てダム築造の適地は著しく少なくなって来ている。このような背景から、最近ダムの再開発がしきりに叫ばれるようになった。既設のダムを嵩上げして貯水量をふやしたり、既設ダムに新たな放流設備を設け、より効率的に貯水池を利用しようとしたりするものである。しかし、これらのダムの再開発を円滑に進めるためには

④ 既設ダムの嵩上げを安全にして、経済的に成し遂げる手法

⑤ 既設ダムに穴をあける技術の開発

等が早急に必要となる。このような要請に応えるべく、本年度より、当研究室では「コンクリートダムの嵩上げに関する研究」に着手した。本年度は初年度であるので、内外の事例を研究することにより、嵩上げに関する問題点を抽出することを主眼とし、新旧コンクリートの影響に関する若干の解析・検討も行なった。

本報告書は、これらの結果についてまとめたものである。

1981年2月

ダム構造研究室室長 水野光章

安田成夫

第1章 嵩上げダムの歴史

コンクリートの嵩上げは諸外国にかなりの事例が見られる。スペインのように土木建築が盛んな古代ローマ時代から数多くのダムを造っている国々では、近年の水需要の増加に対応するためにダムの嵩上げも盛んである。当時のダムは単に石やレンガを積上げただけであり、貯水位を高める場合はレンガ等をさらに上積みすれば良く堤高も殆んどが20m程度であるため（例えば、Almansaダム、スペイン 1384年竣工、1586年に7m嵩上げし現堤高21m）嵩上げにそれほど問題は生じなかったと思われる。ところが今世紀に入りダム技術の長足の進歩と、コンクリートの普及は中規模ダムの嵩上げを促進し、嵩上げ方法にも工夫がなされるようになった。ここでは重力ダム（バットレス）・アーチダムの嵩上げについて紹介し、嵩上げダムの歴史について概観してみる。

重力ダムの嵩上げは、次のように3種類に区別される。

1. 新ダム建設時に将来の嵩上げが見込まれている場合。
2. 嵩上げが予想されていなかった場合。
3. 特殊な場合

1.は嵩上げダム堤体の応力の平衡状態によって断面形状が制限され、Puentes Viegasダム（スペイン 1935年竣工）Burguillosダム（スペイン）が例として挙げられる。

Burguillosダムは、主応力線に沿って継目に段を設けることによって安定を得ている。

2.は旧堤体の下流面に平行に嵩上げが行われ、三角形断面が維持される。その際安定条件が2通り考えられており、1つは構造物のあらゆる方向に滑動力が働かない条件、もう1つは新旧構造物の打継目に滑動力が働かない条件である。その例としては、Assuanダム（エジプト 2次、3次の嵩上げ）、Irrabiaダム（スペイン 1次、2次、3次、4次）、Bolarqueダム（スペイン）、Bachimanaダム（スペイン）がある。また施工法として新旧構造物の密着を得るために打継面を階段状にするものや、差し筋を挿入したり、打継面に垂直に鉄筋を配置したもの等がある。さらに新コンクリートの温度応力が旧堤体に伝達しないように、増圧用コンクリートを背面スラブの形で打ち込み新旧コンクリートの間に、何ら結合力が生じない様にスロットで隔て、新コンクリートが安定したらプレキャストコンクリートを充填して密着を計ったり（Mullardochダム、スコットランド 1947年着工、旧堤高35.7m、新堤高41.8m）あるいは、予じめ打継部に骨材を置いておき、のちにグラウトを注入する施工法も試みられている。

3.は第1にプレストレスケーブルによるアンカーが挙げられよう。例としては、Cheurfasダム（アルジェリア 1880～1882年竣工後右岸部が洪水により決壊し、1892年に修理再建後、嵩上げがなされ1935年に堤高38m（嵩上げ高8m）の現ダムが完成）、Habraダム、Avonダム（米国）がある。

Avonダムは、旧ダム建設時に、基礎幅を拡張しておく案も出されたが、施工経費を比較した

結果プレストレスケールを用いた方式が将来の嵩上げ費用を半分以上も節減することからこれが採用された。しかしながらこの方法は、将来の嵩上げが予想されていないと、旧ダム完成後に堤体内にダクトを設けたり、基礎岩盤内にアンカレッジを設置するのが困難となる。(図1-1)

次の方法としては扶壁式が挙げられよう。Grosbois ダム, Beacon ダム(嵩上げ高 2.1 m, 新堤高 9.1 m, 増強柱は厚さ 1.5 m で間隔が 8.2 m), Panzer ダム(嵩上げ高 3.25 m, 新堤高 14.75 m, 増強柱は上下流方向の頂巾が 3 m, 底巾が 8 m で軸間隔が 12.5 m)があるが、扶壁を支持している岩盤に応力が集中するため、堤高の低いダムに用いられているようである。(図1-2) その反対に Burgomillodo ダム(セゴビア; スペイン)のように扶壁のあいだを満たして嵩上げを行う方法がある。

さらに、旧ダムの天端に新たにコンクリートを継ぎ足したただけの場合もある。Campofrio ダムが、その例であるが、今後こういった嵩上げは前述のプレストレスケールが併用されるであろう。(図1-3)

一般に嵩上げは、天端若しくは下流面に新コンクリートを打設しているが、Verse ダムでは上流側に新堤体を建設している。構造としては水密上新堤体が旧堤体より深く根入れられ、接合部は楔形溝を設けて排水に注意を払い、堤頂部には遮水板を設置している。旧堤頂より上部の施工は、上流側壁体が充分沈下したのち行っている。(図1-4)

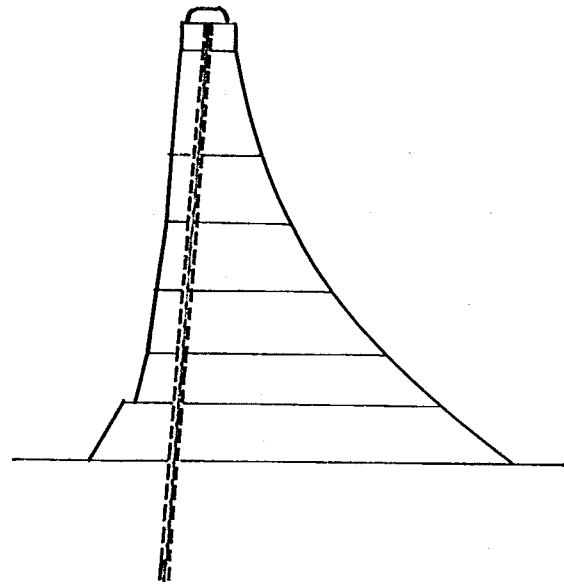


図1-1 Cheurfas ダム

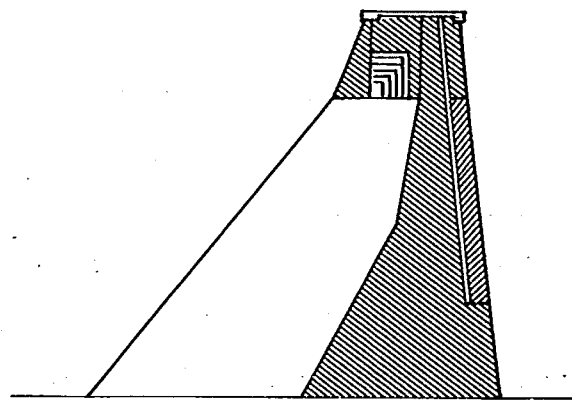


図1-2 Panzer ダム

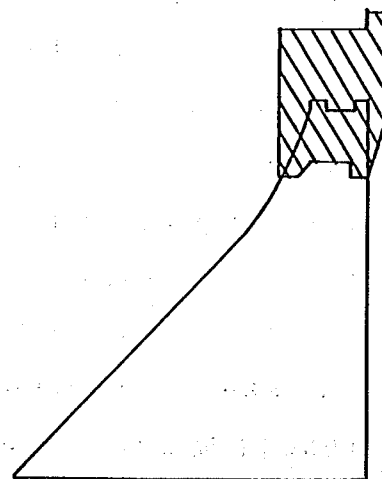


図1-3 Campofrio ダム

以上は重力式コンクリートダムに関する嵩上げであるが、アーチ式ダムの嵩上げについても報告されている。米国ワシントン州北カスケード山脈に位置する Ross ダムがそれである。嵩上げは、2度行なわれており(1979年現在)、3度目の嵩上げが検討されている。施工は、新コンクリートを旧堤体の天端上に次々に打設しているのであるが、第1次の建設は1937~1940年に行なわれ、第2次は1943年に始まり続いて第3次も行なわれた。そこでは、嵩上げを行なうというよりはむしろ工事を断続して行うといった観があり、アーチダムの嵩上げの場合はダムサイトが高標高に渡って堅固であることが最低条件となっていることは言うまでもない。

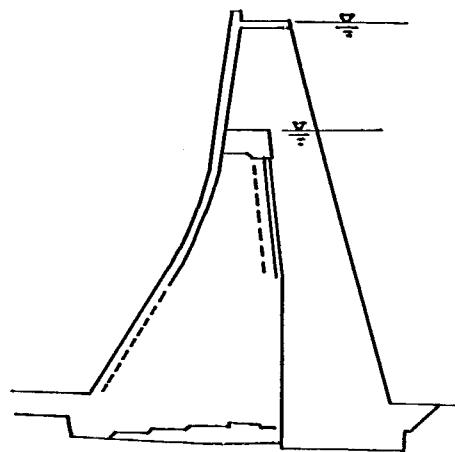


図1-4 Verse ダム

さて、嵩上げに伴って生起する問題としては、新コンクリートの温度応力、岩盤強度、打継目に関するものの他に、水理学的なものもある。つまり、嵩上げ時に越流部標高が上昇するために、越流水の流速が増し定常波の形成が確保されないといったことである。これについては傾斜路の長さを伸ばしたり、減勢工の床を下げるなり工夫をしているが、堤体内の放流管については線形性の維持等こういった対応をしているのか不明であり、興味を持たれる。

<詳細については巻末の参考文献を参照のこと>

第2章 我国における嵩上げダムの現況と問題点

2-1 嵩上げダムの現況

我国においても近年の水資源に対する需要の増大とダムサイトとしての候補地が少なくなってきたことから、既存のダムを嵩上げしてより高度な貯水池の利用をはかる計画が増えてきている。

しかしながら我国は嵩上げダムの経験は少なく、設計の方法あるいは施工方法が定まった状況にはなく、現在のところ嵩上げ方式も一つしか採用されておらず、それは新コンクリートを旧堤体下流面に平行に打設し、堤高を確保する方法である。この設計には後述の垣谷理論が応用されている。この理論ではコンクリートの弾性係数の相違、基礎の支持条件、温度応力による2次応力を無視し、新旧コンクリートが一体となっていることを前提としているため合理的な設計法とは言い難い。したがって個々の嵩上げダム築造の経験それ自体が大きな意味を持ち、これらを通して嵩上げダムの技術体系を作り上げていく必要がある。

現在建設省関係で完成したもの及び建設中を含め嵩上げが計画されているコンクリートダムは6ダムある。

川上ダム	山口県	試験湛水	重力式コンクリートダム
新中野ダム	北海道	建設中	"
木屋川ダム	山口県	実施計画調査	"
丸山ダム	中部地建 (岐阜県)	実施計画調査	"
天君ダム	熊本県	予備調査	"
萱瀬ダム	長崎県	予備調査	"

〔各ダムの諸元については巻末参照〕

川上ダム、新中野ダムからは打継目の処理法、止水工、コンクリートの打設等に関する事例に加えて埋設計器によるダムの挙動に関する測定記録が採られており、今後の嵩上げダムへの応用が大いに期待されるところである。

2-2 嵩上げダムの問題点

嵩上げダムに関する諸問題はダムの計画・調査・設計・施工の各段階において存在するが、ここでは設計・施工時に生じたあるいは生ずるであろうものについて挙げる。

1. 新コンクリートの硬化熱による温度応力

旧堤体に打設された新コンクリートは硬化熱のために温度が上昇し、最終安定温度まで冷却するのに伴い収縮を起こす。ところが新コンクリートは既設ダム及び岩盤によって拘束され、新コンクリートの既設堤体との打継面に沿った部分に引張応力が発生する。次にこの引張応

力によって既設堤体の下流面に沿って圧縮応力が生じその反作用として上流面に引張応力が生じるのである。

さらに、新コンクリートが冷却する場合、外気に触れている部分とそうでない部分との熱拡散の相違も上記の一因に挙げられよう。

また、硬化熱による温度応力を2次元的な三角形断面で論じているのであるが、3次元的に考える必要もある。新コンクリートはダム軸方向に一齐に打設されるのではなく、ジョイントを設け幾つかのブロックに分けるので、その1リフトの隅角部では浮き上がりが生じる懸念がある。

以上の現象は、堤体にひび割れやすき間を生じさせるなど、止水上好ましくない状況を呈する。

2. 新旧コンクリートの弾性係数の相違

新旧コンクリートの弾性係数が著しく異なるときは、外力に対して新旧堤体が一体となって抵抗せず、その結果新旧堤体の荷重分担の割合が旧堤体の方に片寄るのではないかと思われる。つまり、新コンクリート打設直後は、既設堤体のコンクリートが安定状態であるのに対して新コンクリートは弾性係数も充分発現されていないためである。

3. 基礎岩盤の影響

通常ダム軸は、少しでも良好な岩盤上に選定される。したがって将来そのダムを嵩上げする場合、新堤体が旧堤体同様の岩盤上に建設されるとは限らないわけである。その反対に、技術上の制約から旧堤体の座どりが限定され、新堤体の岩盤の方が旧堤体よりも良い場合もありうる。これについても新旧コンクリートの弾性係数が異なるときと同様に荷重分担の割合がどちらかに片寄り、岩盤の強度上嵩上げがむづかしくなる。

4. 新旧堤体の打継目

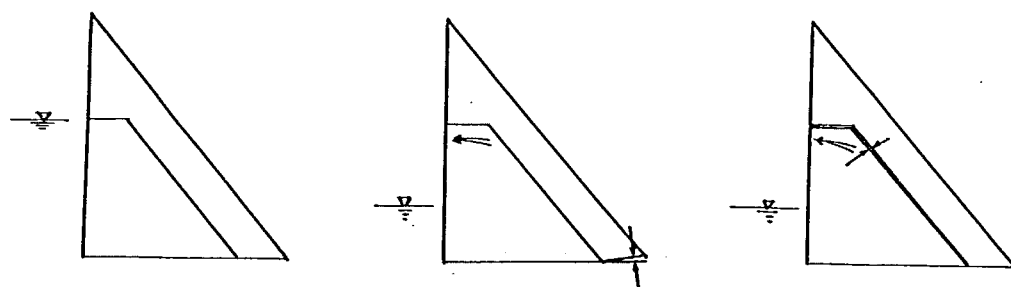
硬化熱による新コンクリートの収縮・膨張、あるいは完成後の貯水位変動によって新旧堤体の打継目にずれ変形が生じ、堤体が外力に対して一体となって抵抗しないばかりか、ずれ変形によってすき間が生じそこへ貯水が浸透する恐れがある。これが打継面に関する問題であるが、堤体内の応力状況は第一主応力の方向が堤体下流面に平行で、下流面方向のせん断応力も僅かであることから打継目上流部の止水さえしっかりしておれば打継面における新旧堤体の密着をそれほど問題にしなくても良いといった考え方もありさらに検討が必要である。

5. 貯水位による影響

嵩上げダムを建設するにあたり、発電・上水等の機能を確保する場合施工時の水位を維持しなければならない。そしてその状態で、新コンクリートが打設されるが、完成後に貯水位が図2-1のように低下すると(打継面の密着が良い場合)新堤体着岩部にキレツが入ったり、逆に新堤体着岩部の密着が良い場合、打継面が離れることが考えられる。

つまり、施工時水位が一定であるとすれば、旧堤体に生ずる応力は水重、新旧堤体自重に

よるものである。一方，新堤体の応力は新堤体の自重のみによって生じている。ここで水位が低下すると旧堤体は水重が減少するので下流側に押されていた分だけ上流側に復元しようとするが，新堤体の外力状況は変化しない。そこで，新堤体が旧堤体の挙動に追従すれば着岩部に引張応力が生じ，新堤体が状態を維持しようとするれば打継目が離れてしまうわけである。



旧堤体の外力＝水重，新堤体重量，自重	旧堤体の外力変化分＝水重の減少
新堤体の外力＝新堤体自重	新堤体の外力変化分はない

図－２－１ 施工時水位の影響

2－3 嵩上げダムの施工の現況

嵩上げダムの問題等としては前項であげたようなものが考えられるが，ここではそれらの問題に対して現実に施工でどのような対応が取られているかを述べる。

1. 基礎掘削

嵩上げダムの基礎掘削は，新ダム建設とは異なり既設堤体直下で行わなければならない。したがってダムの基礎岩盤は堅固であるのはもちろんのこと，火薬類や大型削岩機の衝撃，振動によって旧堤体に損傷を与えないように予定掘削線まで掘削したのちコールピックハンマーや手掘工具で仕上げている。

発破による振動によって岩盤の緊密性がそこなわれないよう振動測定器を備えて爆破振動の管理を行っているところもあり，火薬装填のための穿孔作業において旧堤体に近いところでクローラードリルを，旧堤体より2 m以内では火薬の使用をやめジャイアント・ブレーカーで掘削作業を行っている。

以上のように嵩上げダムの基礎掘削は、岩盤ばかりでなく旧堤体への影響も考慮しながら行わなければならない。

2. 止水構造

止水上特に問題になる部位は、新堤体と旧堤体の打継目である。通常、嵩上げダムの設計では新旧堤体が一体となっているとして着岩部あるいは堤体内の応力が求められ、ダムの安定が計られている。ところが、打継目の止水が万全でなく貯水池水が打継目の僅かなキレツに浸入すると揚圧力が発生し、キレツが一層成長するにつれ新旧堤体の一体性もなくなり、転倒モーメントに対する安全性が低下してくる。

そこで現場では、止水板あるいは継目ドレーン等を設けて漏水の防止を計っている。(図-2-2)

① 止水板；旧堤頂の新旧コンクリート接合部に止水板を水平に埋設する。(旧堤体天端を溝状に掘り、旧ダムに20～30cm埋め込み新コンクリートを打設する。このとき溝上がりの漏水を防ぐために溝の表面にエポキシ樹脂を塗り、無収縮モルタルで埋める。)

② 継目ドレーン；嵩上げ部に継目ドレーンを設け、旧堤体横継目の漏水を、横継目沿いに設置する継目ドレーンで集水し新堤体内監査廊に導く。

③ 新旧コンクリートの接着性を向上させることによって透水を防ぐために、旧堤体下流面を3～5cmはつりセメントモルタルを塗りつける。

断面図

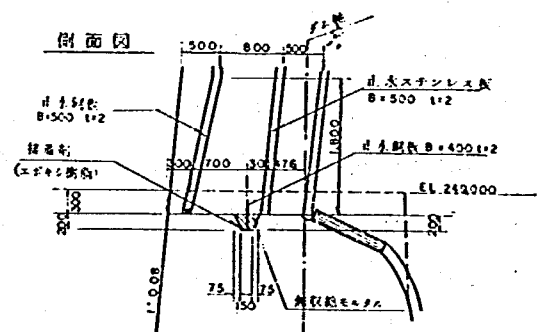
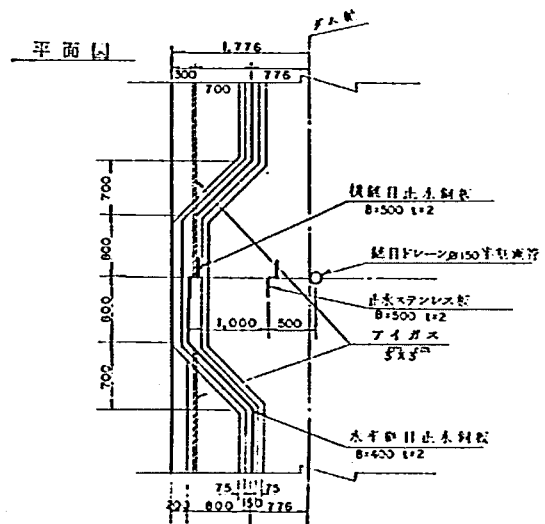
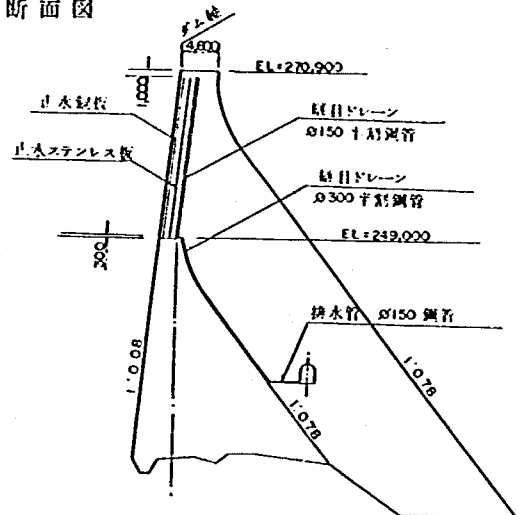


図-2-2 止水構造

3. 打継目処理

コンクリートの打設に10～20年の開きがある場合、新旧堤体間に確実に付着が得られるかについては疑問が残るところである。実際の施工では新旧コンクリートの一体化を計るために既設堤体下流面をはつる作業を行いせん断抵抗を増している。この方法としては、チップングハンマーあるいはニューマチックピシヤンを用いて表面の風化を受けた部分及び骨材が浮いた部分を取り除く処理を行い、粗骨材がゆるまない程度に既設堤体の新鮮部を露出させ、その後十分に水洗いをしてモルタルをすり込み新コンクリートとの付着を計っている。

4. 温度規制

打設に伴う硬化熱によって新コンクリートが体積変化を起こしたり、露出している部分とそうでない部分の熱放散の相違が温度差を生み出し新堤体にそりをもたらすことが考えられる。そうなれば打継目において、新旧コンクリートの十分な付着が得られなくなるわけで、現場ではプレクーリングあるいはパイプクーリングの実施さらには新コンクリートの打設間隔の制限、低発熱セメントの使用等が行われている。

川上ダムでは夏季に施工したコンクリートブロックにおいて局所的に付着不充分の箇所があり、原因としては打設

時の気温、打設コンクリートの温度、打設後の温度上昇、乾燥収縮等の影響が交錯していると考えられ、骨材貯蔵槽の覆散水・混合水の冷却が行われた。(表-2-1)(表-2-2)

さらに旧堤体の断面形状が急に変化している天端、底部付近では応力集中が生じ継目に好ましくない結果を与えられ施工上そういった箇所はまるみを帯びさせ応力の集中を極力避けている。

表-2-1 コンクリート配合 単位: kg/m³

	新中野ダム	川上ダム
外部コンクリート	210	220
内部コンクリート	160	160
鉄筋コンクリート	270	250
鉄筋コンクリート (小断面)		340
減勢工基礎 コンクリート	120	
	中庸熱セメント フライアッシュ 混入率 30%	フライアッシュ セメント0種 フライアッシュ 混入率 30%

表-2-2 新コンクリートの打設間隔(強制冷却を採用)

	新中野ダム	川上ダム
ハーフリフト	3日(4日)	3日
1リフト	5日(7日)	5日

新中野の括弧内は監査廊若しくは昇降装置のあるリフトの場合である。またゲート部分は1ヶ月間隔とした。

5. カーテングラウチング

一般にカーテングラムチングの孔深は経験的に堤高の関数と考えられている。この考えに基づくならば、嵩上げダムは堤高が増えるから当然追加グラウチングが必要になる。

(表-2-3) その際の施工位置は貯水池を空虚にできない場合フィレットからの施工が不可能なので旧堤体監査廊及び旧堤体頂部から行っている。また工事中に制限水位を設けている場合は、制限水位に余裕5mをとりそれ以下では監査廊から、それ以外は上流フィレットから左右岸はグラウトトンネルから行っている。(工事中制限水位の設定は、旧堤体の排砂管を利用して水位を低下させ、右岸に仮排水路を新設し流入水を流下させる方法をとった。; 川上ダム)

表-2-3 カーテングラウトの施工範囲

川上ダム	河床部の透水性が低い所では水深の $1/2$ 、高い所では5ルジオン以下のゾーンに5~10m突込んだ所までを原則としている。 孔間隔は1mの単列。
新中野ダム	$D = H/3 + C$ ($C = 8 \sim 25m$) 及び $D = \alpha \cdot H$ ($\alpha = 0.5 \sim 1.0$) に沿って施工。 孔間隔は3mの千鳥。

6. 旧堤体内の放流設備

旧堤体内に放流管を有する場合、それを利用するとすれば貯水位が増すことによって放流管の外力状況が変化し、放流管を延長すれば継手部に線形性の不整合が生じキャビテーションが起こる懸念がある。川上ダムは旧堤体に排砂管・工業用水管を有し、水平な直線形である。それらは嵩上げ時に単に継足されただけである。これに関して、予備調査段階(昭和55年11月現在)の天君ダムでは堤体内に放流管を有しており、形状はS字で下流面付近で水平な直線になるので継手部の線形性に支障がないとしている。新中野ダムでは、旧ダム取水管の応力集中を考え、配筋等の保護工がなされていないので、嵩上げ後の応力増加によって不安定となるため取水管を閉塞することになっている。このダムでは川上ダム同様、放流管を新堤体部に設けるので問題はないようである。

7. コンクリート打設設備

嵩上げダムには、それ特有の打設法あるいは設備があると思われたが、新ダム建設の場合と比べ大差はないようである。川上ダムではダム骨材を旧ダムの原石山より採取・生産し、運搬設備としては右岸にバンカー線を設備し電気機関車で引き出してH形ケーブルクレーンでコンクリート打設を行った。新中野ダムではダムサイト一帯が水源涵養保安林で大量の伐

採が不可能だったので、ケーブルクレーンを使用せず、走行式ジブクレーンを採用している。また運搬設備にはジブクレーンをトレスル方式としたのでリフトダンプ式トランスファーカーを用いている。

8. 工事中の貯水池制御

新中野ダムでは、貯水池の利水機能を維持するのは管理上困難と考え、水位低下による貯留効果の減少分を補うために他の河川から取水を行っている。また洪水処理については旧堤体の排泥管を利用し同標高に堤外の仮排水路を設けている。また、工事中に中間湛水が予定されており、その際の洪水処理には、旧堤体頂部に堤内仮排水路を設けることにしている。一方川上ダムでは堆砂位 E.L. 67.0 m に対し制限水位を E.L. 68.0 m としたが、洪水調節の必要上、転流工を設け自然調節を行った。当初このダムでは、旧天端から 1 m 下がった制限水位を計画していたのであるが放流設備として使えるのは排泥管と工業用水管だけであり、洪水が天端を越流する危険性があるのでこのような変更となった。

第3章 嵩上げダムの設計

3-1 剛体設計論

日本における嵩上げダムは、王泊ダム、川上ダム、他に建設中のダムが幾つかあるが、これらのダムは、新コンクリートを旧堤体の下流面側に打設することによって堤高を増している。

そして、その設計理論には、恒谷博士（電力中央研究所）による「嵩上げ公式」（“高えん堤の安定計算について”昭和21年3月日発KK.土第1202号）が用いられている。そこで先ずこの恒谷公式について説明する。本公式では以下の仮定を前提とする。

1. 新コンクリートの硬化収縮による容積変化を無視する。
2. 新コンクリートの物理的性質の相異等を無視する。
3. 新旧コンクリートが一体となれば剛体力学的に扱うことができる。
4. 新コンクリートは自重の他には外力を受けずに硬化するものとする。

以上の仮定を踏まえて剛体論的に計算を進める。

堤体着岩部の応力分布であるが、それは旧ダムの応力分布と、嵩上げによって新たに生じた荷重による新ダムの応力分布との和となる。

嵩上げダムの断面はこの重ね合わせた応力が、堤体の上流端で0もしくは圧縮側となるように決定される。

王泊ダムの場合、旧堤体に作用する荷重は静水圧・水重、嵩上げによって新たに加わる荷重は静水圧（嵩上げによる増分）・堆砂圧・地震時慣性力・地震時動水圧・水重・揚圧力・自重としている。（図-3-1参照）

旧堤体上流端の着岩部応力 $\sigma_{u(I)}$ は、表-3-1より式1)となる。

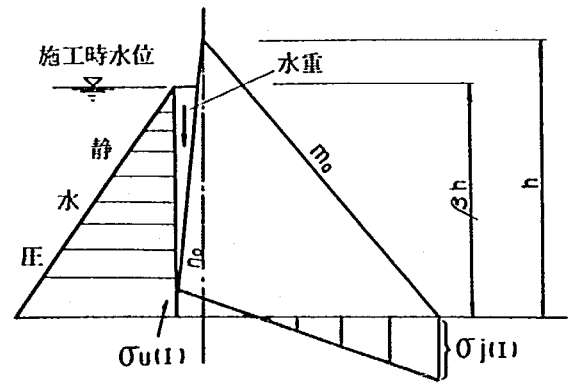
$$\sigma_{u(I)} = \frac{2n_0\beta^2}{m_0+n_0} r \cdot H - \frac{(1+n_0^2)\beta^3}{(m_0+n_0^2)} r \cdot h \quad \dots\dots\dots 1)$$

また新堤体上流端の着岩部応力 $\sigma_{u(II)}$ は、表-3-2より式2)となる。

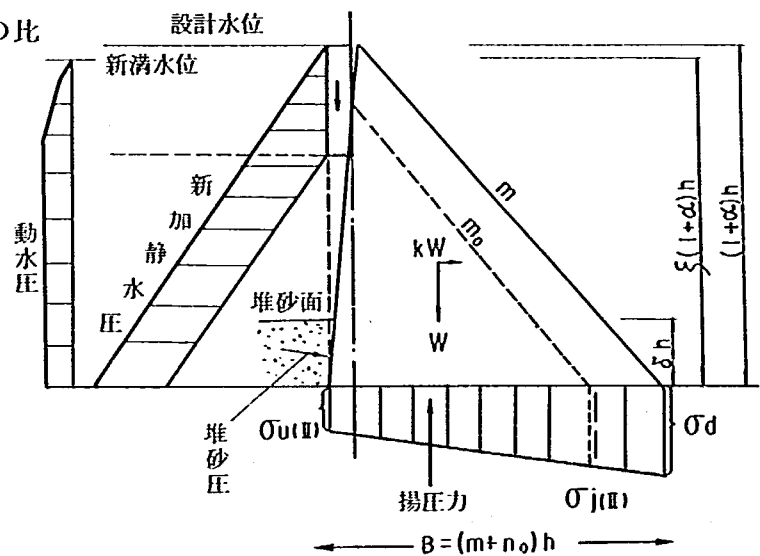
$$\begin{aligned} \sigma_{u(II)} = & \frac{h}{(m+n_0)^2(1+\alpha)^2} \{ (r_c - \mu r)(1+\alpha)^3 m^2 + \{ (1+\alpha)^3 \{ 2r n_0 + r_c n_0 \\ & - 2\mu r n_0 - r_{ck} \} + (1+\alpha) \{ 2(r_s - 1)n_0 \delta^2 - 2r n_0 \beta^2 \} \} m + (1+\alpha)^3 \{ r n_0^2 \\ & - \mu r n_0^2 - r - 1.4 r k \xi^3 - r_{ck} n_0 \} + (1+\alpha) \{ 2(r_s - 1)n_0 \delta^2 - 2r n_0^2 \beta^2 \} \\ & + r \beta^3 (1+n_0^2) - (r_s - 1)(n_0^2 + C_e) \} \quad \dots\dots\dots 2) \end{aligned}$$

ここで堤体上流端の応力が0もしくは圧縮側となることから式3)の関係が成り立ち、式1)と

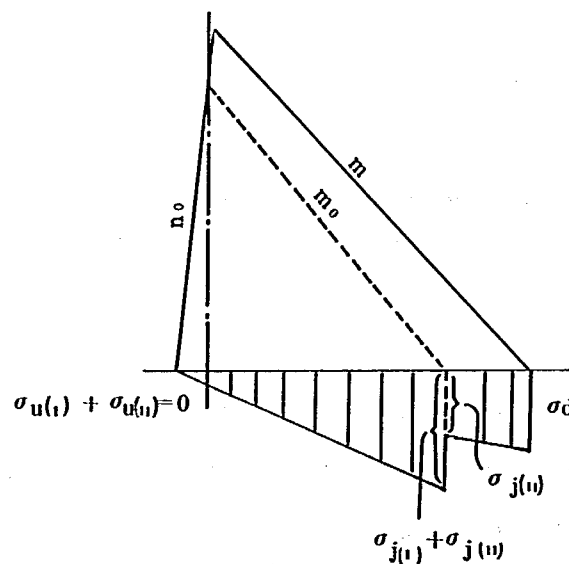
- h ; 旧ダムの高さ
 m_o ; 旧ダム下流面勾配
 n_o ; 上流面勾配
 β ; 施工時水位と h との比
 γ ; 水の単位重量
 γ_c ; コンクリートの単位重量
 μ ; 揚圧係数
 c_e ; 土圧係数
 σ ; 堆砂高と h との比
 ξ ; 最高水位と $(1 + \alpha)h$ との比



(a)旧堤体に作用する荷重と着岩部応力



(b)新堤体に作用する荷重と着岩部応力



(c) 重ね合わせた着岩部応力

図 3 - 1 嵩上げ公式の荷重条件と着岩部の応力分布

表-3-1 旧堤体に作用する外力

	荷 重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水 平 力	静水圧	$\frac{1}{2} r \cdot \beta^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} \beta \cdot h$	$\frac{1}{6} r \cdot \beta^3 \cdot h^3$
鉛 直 力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \cdot \beta^2 \cdot h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \cdot \beta \cdot h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \cdot \beta^3 \cdot h^3$

表-3-2 新堤体に作用する外力

	荷 重	外 力	作用点までの距離	外力によるモーメント
水 平 力	静水圧	$\frac{1}{2} r (1+a)^2 h^2 - \frac{1}{2} r \beta^2 h^2$	$\frac{1}{3} (1+a) h$	$\frac{1}{6} r (1+a)^3 h^3 - \frac{1}{6} r (1+a) \beta^2 h^3$
	堆砂圧	$\frac{1}{2} (r_s - 1) C_s \cdot \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} \beta h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) C_s \cdot \beta \cdot \delta^2 h^3$
	地震時 慣性力	$\frac{1}{2} r_c k (m+n_0) (1+a)^2 h^2$	$\frac{1}{3} \delta h$	$\frac{1}{6} r_c \cdot k \cdot \delta (m+n_0) (1+a)^2 h^3$
	動水圧	$\frac{7}{12} r \cdot k \xi^2 (1+a)^2 h^2$	$\frac{2}{5} \xi (1+a) h$	$\frac{7}{30} r \cdot k \cdot \xi^3 (1+a)^3 h^3$
鉛 直 力	水 重	$\frac{1}{2} r \cdot n_0 \{ (1+a)^2 - \beta^2 \} h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \frac{(1+a)^3 - \beta^3}{(1+a)^2 - \beta^2} h$	$\frac{1}{6} r \cdot n_0^2 \{ (1+a)^3 - \beta^3 \} h^3$
	自 重	$\frac{1}{2} r_c (m+n_0) (1+a)^2 h^2$	$\frac{1}{3} (2n_0+m) (1+a) h$	$\frac{1}{6} r_c (m+n_0) (m+2n_0) (1+a)^3 h^3$
	揚圧力	$-\frac{1}{2} \mu \cdot r (m+n_0) (1+a)^2 h^2$	$\frac{1}{3} (m+n_0) (1+a) h$	$-\frac{1}{6} \mu r (m+n_0)^2 (1+a)^3 h^3$
	堆砂圧	$\frac{1}{2} (r_s - 1) n_0 \delta^2 h^2$	$\frac{1}{3} n_0 \delta h$	$\frac{1}{6} (r_s - 1) n_0^2 \delta^3 h^3$

式 2) を代入し整理すると式 4) が導かれる。

$$\begin{aligned}
 \sigma u(b) + \sigma u(a) &= 0 \quad \dots\dots\dots 3) \\
 m^2 \{ & (1+a)^3 (r_c - r\mu) + (1+a)^2 \cdot r \cdot A \} \\
 + m \{ & (1+a)^3 (r_c \cdot n_0 + 2r \cdot n - 2r \cdot \mu \cdot n_0 - r_c \cdot k) + 2r(1+a)^2 n_0 \cdot A \\
 & + (1+a) \{ 2(r_s - 1) \delta^2 n_0 - 2r \cdot n_0 \cdot \beta^2 \} \} \\
 + (1+a)^3 \{ & r \cdot n_0^2 - r\mu n_0^2 - r - 1.4 r \cdot k \cdot \xi^2 r_c \cdot n_0 \cdot k \} + r(1+a)^2 n_0^2 A \\
 & + (1+a) \{ -2r \cdot \beta^2 \cdot n_0^2 + 2(r_s - 1) \delta^2 \cdot n_0^2 \} + r\beta^3 (n_0^2 + 1) - (r_s - 1) \delta^3 (n_0^2 + C_e) = 0 \\
 & \dots\dots\dots 4)
 \end{aligned}$$

$$\text{但し } A = \frac{2n_0}{m_0 + n_0} \beta^2 - \frac{1 + n_0^2}{(m_0 + n_0)^2} \beta^3$$

式 4) から嵩上げ堤体の下流面勾配 m が求められるのであるが、 m は他の諸係数の値が決定されると β (施工時水位と h との比) を変数に持つことになる。この m と β との関係を示したのが図-3-2である。(但し王泊ダムの諸数値を使用) 縦軸に m と横軸に β を目盛っており、 β が小さくなればつまり施工時水位が低くなれば m も小さくなり、経済的な断面が得られるわけである。

ところで、川上ダムの場合旧堤体に保存させる荷重として静水圧・水重・揚圧力・堆砂圧・堆砂重、新堤体に新たに作用する荷重として静水圧・揚圧力(嵩上げによる増分)・地震時慣性力・地震時動水圧及び、新旧堤体自重を考慮している。

一方 3-2 の応力解析に用いたモデルダムでは、旧堤体に作用する荷重として静水圧・(水重)・揚圧力・堆砂圧・(堆砂重)・旧堤体自重を、新堤体に作用する荷重として静水圧・揚圧力(嵩上げによる増分)・地震時慣性力・地震時動水圧・新堤体自重(新コンクリート)を考えているのであるが、この荷重条件が実際の外力状況に照らすと妥当と思われる。

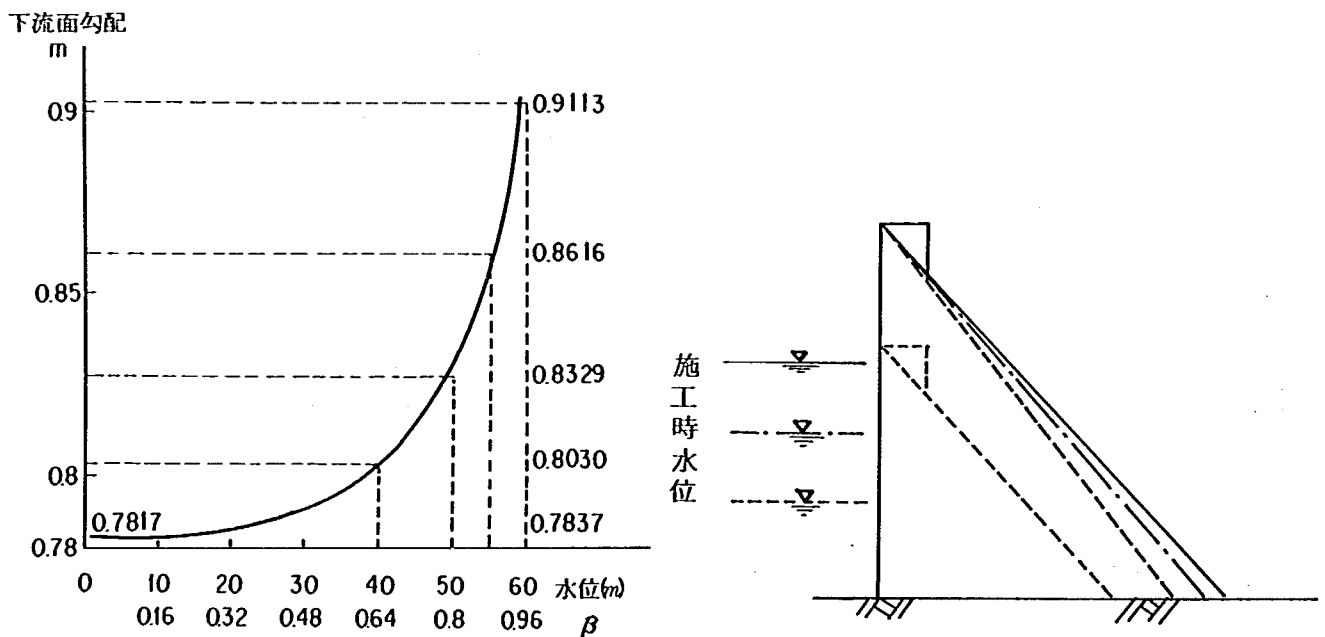


図-3-2 下流面勾配と施工時水位の関係

3-2 嵩上げダムの弾性論による応力解析

嵩上げダムの問題点のうち3-2-2に示すような項目の影響を調べるためにモデルダムを考え弾性計算を行った。その際、嵩上げダムの断面形状は、我国ではもっぱら下流面に平行な嵩上げを行っているので図のようなダムの断面（図-3-3）を用いた。

新堤高	65.0 m
嵩上高	28.0 m
堆砂位	15.0 m
下流面勾配	0.85

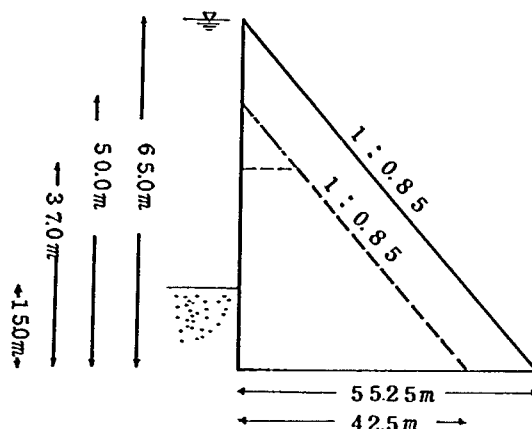


図-3-3 モデルダムの断面

荷重条件は次のようにした。つまり垣谷博士による理論から旧堤体に作用する荷重としては水圧、泥圧、堤体自重、揚圧力がある。次に新コンクリートを打設することによって新堤体に新たに作用する荷重は付加静水圧、新堤体自重、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧となる。（岩盤を含めた弾性計算なので堤体着岩部の間隙水圧が相殺され揚圧力は計算に乗ってこない。）

実際には計算を2段階に分け、第1段階では旧堤体の断面形状及び荷重条件を用いて堤体の応力を求め、第2段階では新堤体の断面形状と荷重条件を用いて計算を行った。但し第1段階で求められた応力は、第2段階では初期応力として扱われた。

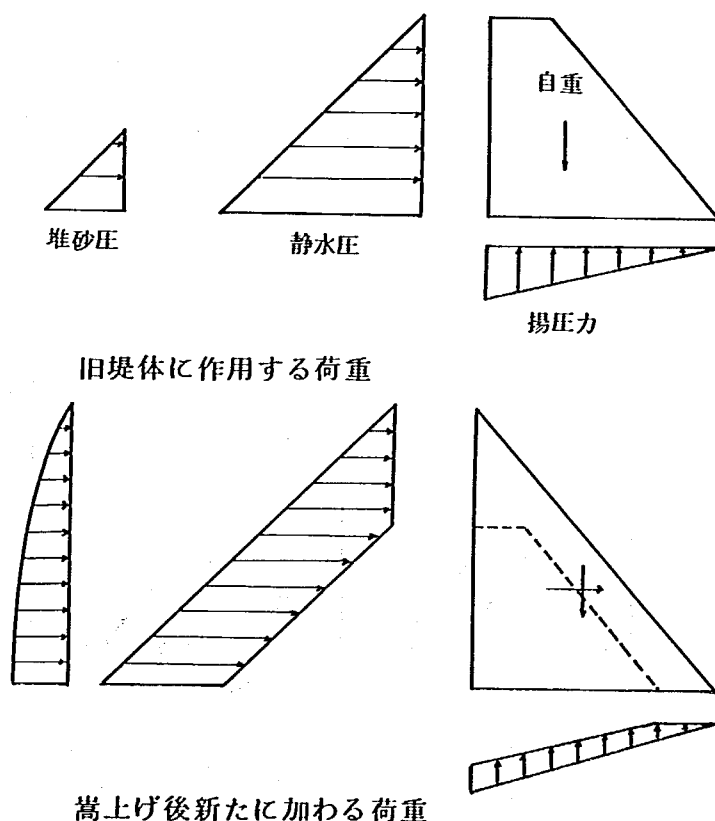


図-3-4 モデルダムの荷重条件

諸 数 値

コンクリート単位体積重量	$\gamma_c = 2.3 \text{ t/m}^3$
土の水中重量	$\gamma'_s = 1.0 \text{ t/m}^3$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
土圧係数	$C_e = 0.4$
コンクリートの弾性係数	$E_c = 2.5 \times 10^7 \text{ t/m}^2$
CH級岩盤の弾性係数	$E_{CH} = 5.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
CM級岩盤の弾性係数	$E_{CM} = 2.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

3-2-2 検討項目

検討項目は、嵩上げダムの問題点に則して5項目設定した。

- A. 基礎岩盤の影響
- B. 弾性係数の影響
- C. 貯水位の影響（施工時水位の影響も含む）
- D. 新旧堤体打継目の影響
- E. 地震力の影響

以上の項目をふまえて次の計算ケースを行った。（26～27ページ参照）

A 基礎岩盤の影響

一般にダムは最良の岩盤上に築造されるのであるが嵩上げダムの新堤体岩盤が旧堤体岩盤ほど堅固とは限らない。そこで（図-3-5）のように3通りの岩盤の状況を設定しそれらの状況が堤体に及ぼす影響を検討した。

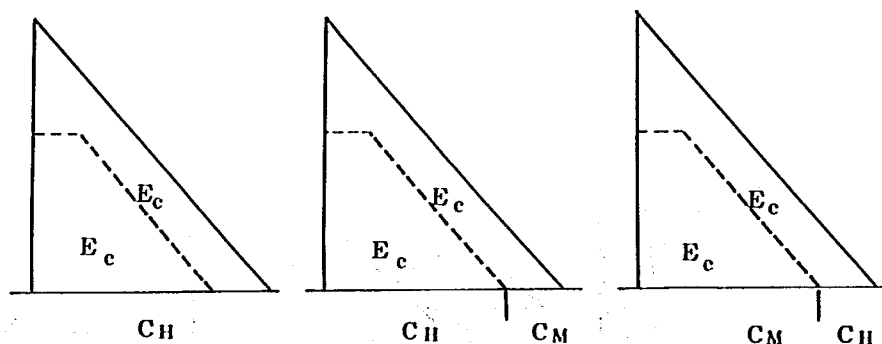


図-3-5 基礎岩盤の影響

図-3-6は堤体着岩部の応力を比較したものである。(a)は満水時、(b)は最低水位時である。なお、破線(----), 一点鎖線(---), 二点鎖線(- - -)は次の岩盤状況時の着岩部応力分布を示す。但し実線は、剛体論によって求めた応力分布である。

旧堤体岩盤	新堤体岩盤
----- CH ($E = 250,000 \text{ t/m}^2$)	CH ($E = 250,000 \text{ t/m}^2$)
----- CH ($E = 250,000 \text{ t/m}^2$)	CM ($E = 200,000 \text{ t/m}^2$)
----- CM ($E = 200,000 \text{ t/m}^2$)	CH ($E = 200,000 \text{ t/m}^2$)

破線が表わす応力は、堤体の全底部に渡って他の2つの応力分布の中間値をとっている。破線が示す応力を基準にすると一点鎖線が示す応力は、旧堤体着岩部の中央付近で大きめになっているが上流端付近と新堤体着岩部では小さめになっている。一方二点鎖線が示す応力は一点鎖線の場合と対称的な状況を呈している。一般に弾性学によれば弾性係数の異った並列の2材料に荷重が作用すると、応力の分担割合は弾性係数の大きい方に片寄ることが知られている。この図でも異種岩盤の境界付近でそういった傾向が見られる。

ところで図-3-6は、堤体と岩盤が共有する節点の応力を示したものであるが、図-3-7は岩盤に接触している堤体の応力を示したものである。応力分布の傾向としてはやはりこれも図-3-1と同じであるが上流端では応力集中のために著しい応力の変化が見られる。

ここで図-3-6、図-3-7の最低水位時3ケースにおいて、応力差が満水時と比べて小さくなっている。この理由としては、諸外力による合力の作用点が岩級が変化する位置から離れているためである。裏を返せば応力差が最大になるのは合力の作

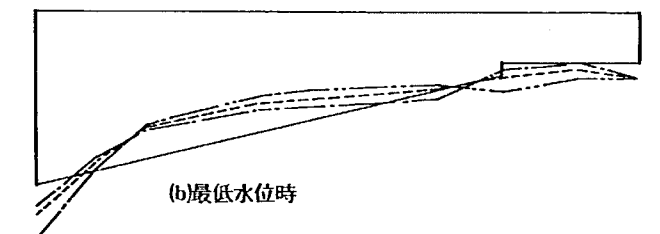
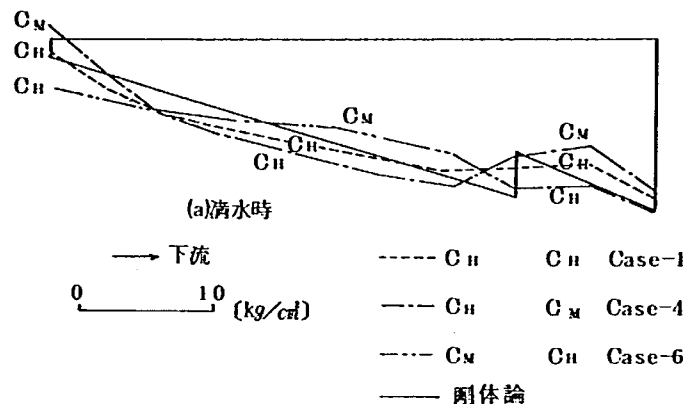


図-3-6 堤体着岩部の鉛直応力分布(節点)

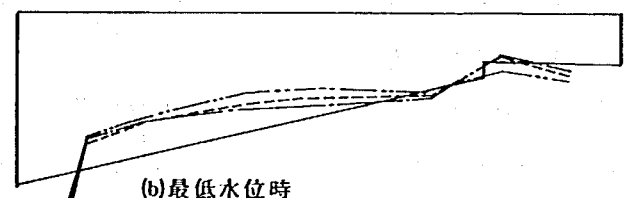
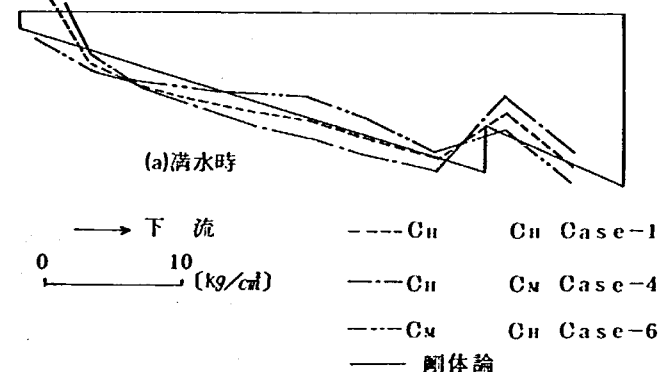


図-3-7 堤体着岩部の鉛直応力分布(堤体要素)

用点と岩級の変化位置との距離が最小になるときである。

打継目の応力状態を図-3-8(満水時)、図-3-9(最低水位時)に示す。

垂直応力は圧縮を正としているが、両図とも低位標高で僅かに岩盤の影響を受けているのは、各ケースの応力差は非常に小さい。満水時の打継目のせん断力は低位標高においてかなり基礎岩盤の影響を受けているが、応力の絶対値は 2.0 kg/cm^2 未満である。

付図-1-1, 付図-4-1, 付図-6-1は堤体と基礎岩盤の第一, 第二主応力を示したものである。第一主応力の方向は3つの図いずれも下流面に平行になっている。堤体着岩部上流端付近で引張側の主応力が現われており, Case-4, Case-6, Case-1の順に値が小さくなっている。基礎岩盤の相違による応力の変化は,

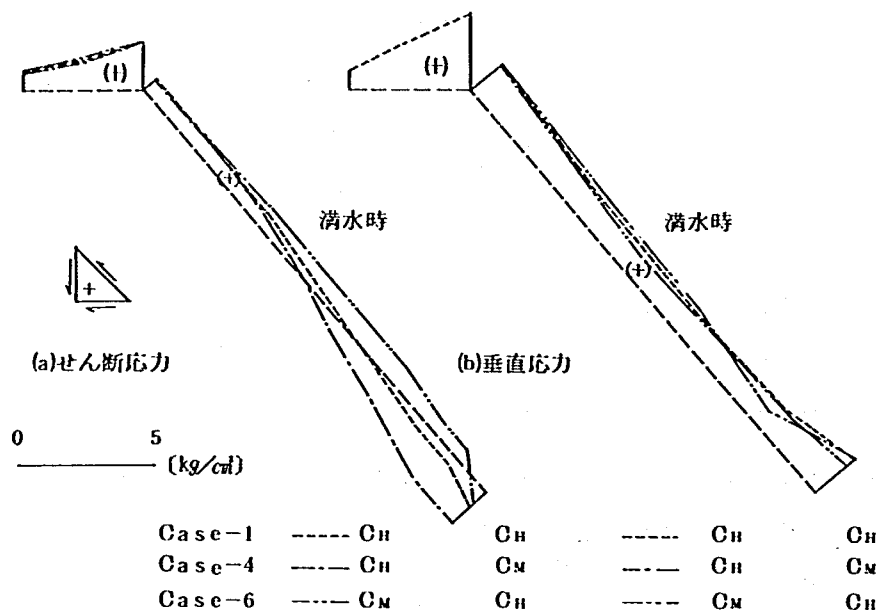


図-3-8 打継目の応力
(新旧コンクリートが一体化されている場合)

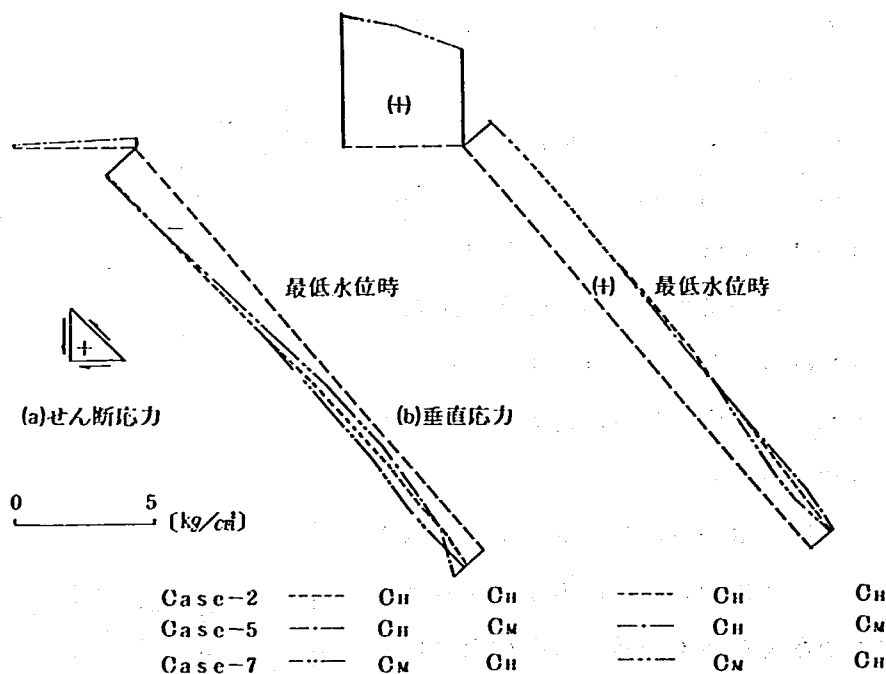


図-3-9 打継目の応力
(新旧コンクリートが一体化されている場合)

上流部の堤体着岩部及び上流部の岩盤に顕著に現われる。一方堤体内の応力状況の変化については、差異はほとんど見られない。

付図-2-1, 付図-5-1, 付図-7-1の最低水位時については、基礎岩盤による応力状態への影響は満水時に比べて少なくなったが、付図-7-1のCase-7では、堤体着岩部に引張側の主応力が生じる傾向にある。

B. 弾性係数の影響

新コンクリートの材令が充分でない場合、旧堤体のコンクリートほどの弾性係数が発揮されずダム全体としては異方性となるわけである。また新旧堤体の弾性係数が異なりその影響を受け易いのは湛水直前の空虚時である。

そこで新コンクリートの弾性係数が $E_{0.8} (=0.8 \times E_c)$, E_c の2つについて比較したのが図-3-11である。いずれの岩盤状況においても弾性係数の相違による影響は殆ど見られない。

次に堤体内の第一主応力について比較したのが図-3-12である。各々破線は新コンクリートの弾性係数が E_c の場合、一点鎖線は $E_{0.8}$ の場合を示している。第一主応力は堤体下流部の下位標高ほどその相違が明らかになり、新堤体下流端では漸減傾向にある。応力値は新旧堤体の打継目を境にして等応力線の関係が逆転している。これは、新コンクリートの弾性係数が旧堤体のそれよりも小さいために、旧堤体の荷重分担割合が増えたことによる。

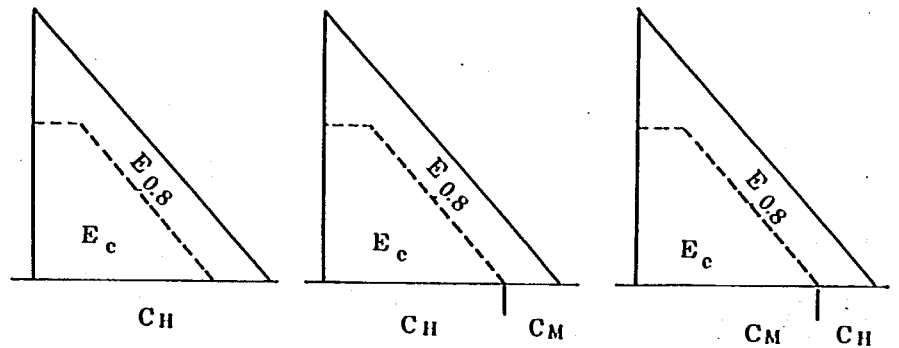


図-3-10 弾性係数の影響

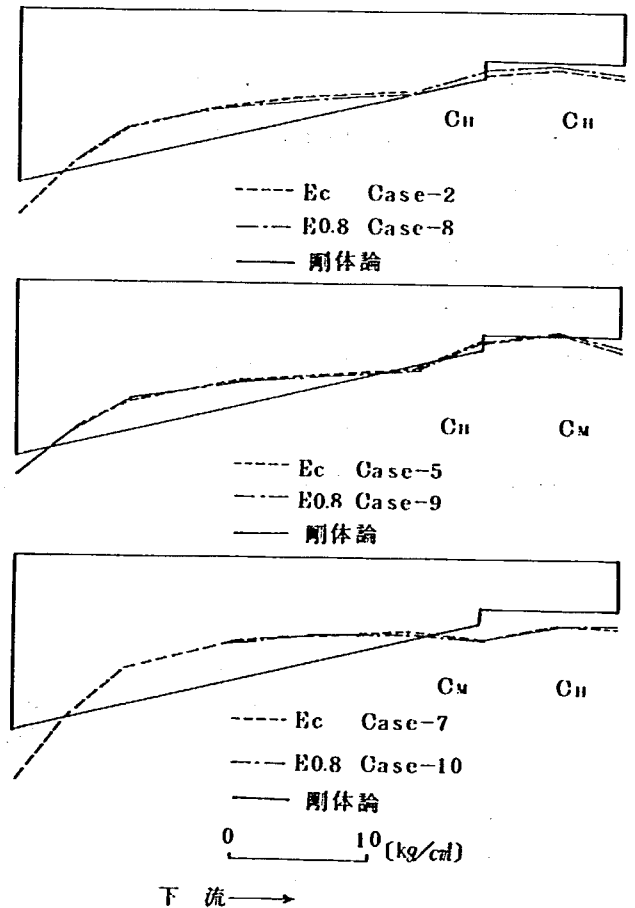
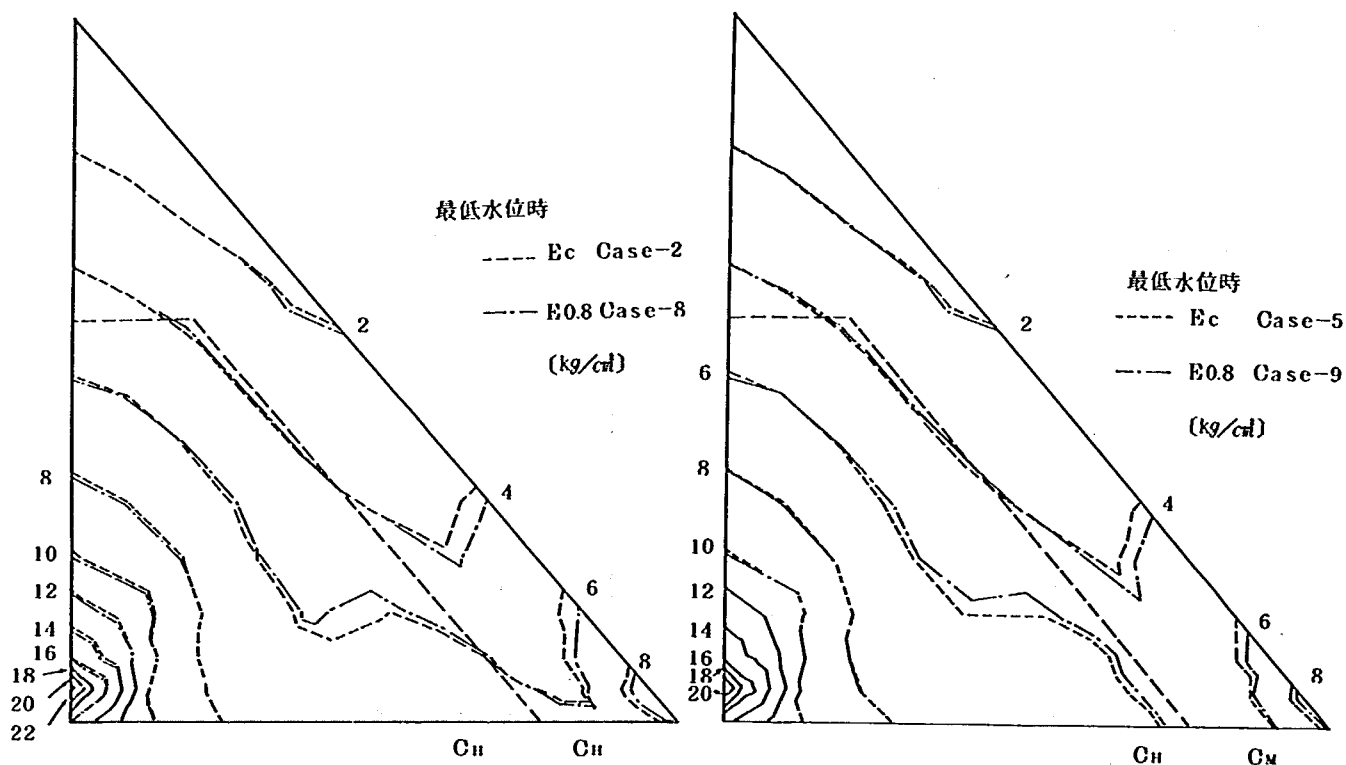


図-3-11 各岩盤状況における弾性係数の相違による影響（着岩部鉛直応力）



これらのことから、新堤体コンクリートの弾性係数が最終値の8割でも、荷重分担割合が旧堤体岩盤に偏重することはない。ましてや、実際嵩上げ工事終了までには低位標高のコンクリートの弾性係数は最終値 (E_0) に等しくなっていると推測され、弾性係数の相違による影響は問題にしなくても良いと考えられる。

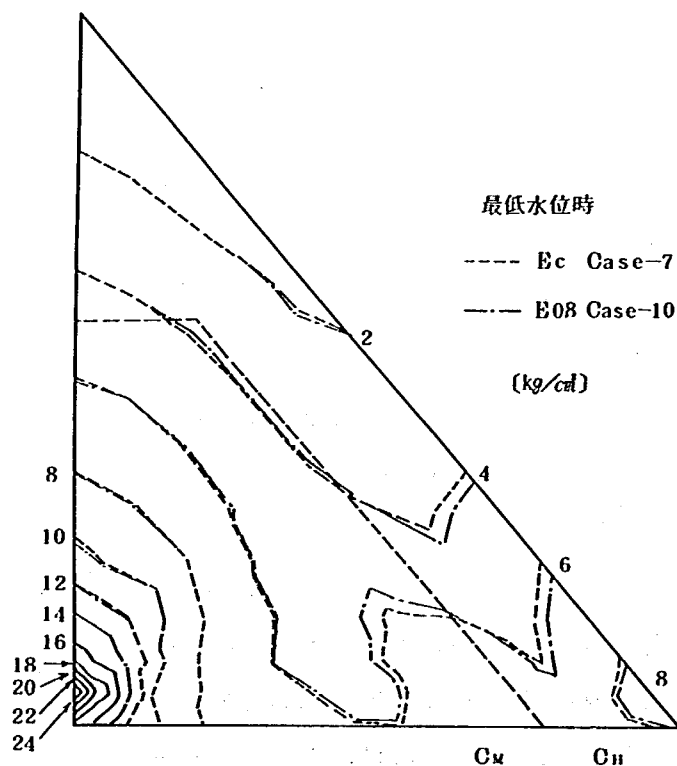


図-3-12 各岩盤状況における新旧コンクリートの弾性係数の相違による第一主応力への影響

0. 貯水位の影響

新旧堤体打継目の垂直応力を満水時・最低水位時について比較したのが図-3-13である。旧天端の打継目で顕著な応力変化が見られるが、旧下流面での差異は旧天端に比べ僅かである。一方打継目のせん断力は、旧天端では、静水圧と動水圧の減少分だけ最低水位時の応力も減少しており、旧下流面では自重による負のせん断力が現われている。(図-3-14)

図-3-15は、破線は貯水池が最低水位の状態で嵩上げを行ったときの堤体の応力、一点鎖線は施工時水位が旧天端で水位を低下させたときの堤体の応力を示している。堤体下流部の圧縮応力は、施工時水位が最低水位の場合の方が、旧天端の場合よりも大きくなっている。この応力差は、施工時の水位差分の外力に

よって新コンクリートに蓄えられた応力ともいうべきものである。堤体下流部の圧縮応力は施工時の貯水池が最低水位の場合の方が旧天端の貯水位の場合よりも大きくなっている。これは施工時の貯水位をある高さに保つことによって旧堤体が出流側に押され、その状態で新コンクリートが打設されたことによる。つまり貯水位が下がると新旧堤体は一緒になって元の状態に戻ろうとするため新堤体着岩部では圧縮応力が減少するのである。

ところで新旧堤体の打継目及び新堤体着岩部の応力状況を示したのが図-3-16である。せん断応力は旧下流面の打継目で、一点鎖線の方が破線よりも大きな負値をとっているが、垂直応力

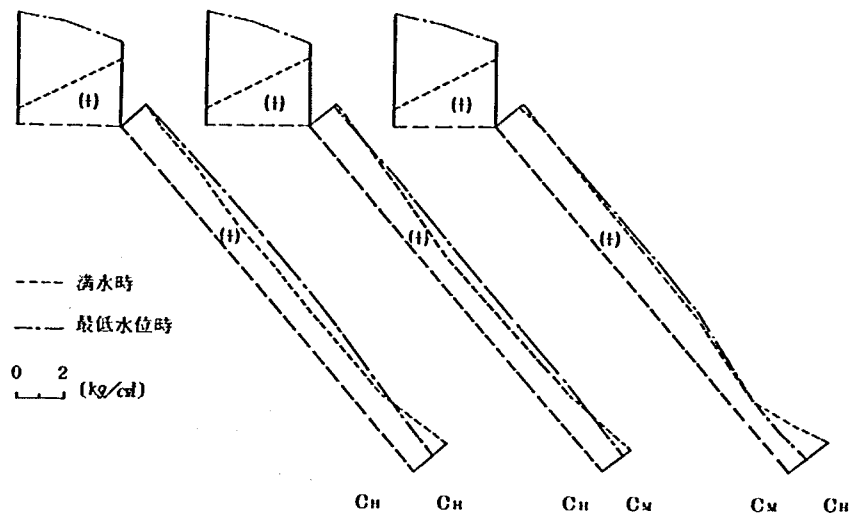


図-3-13 打継目のせん断応力
(新旧コンクリートが一体化されている場合)

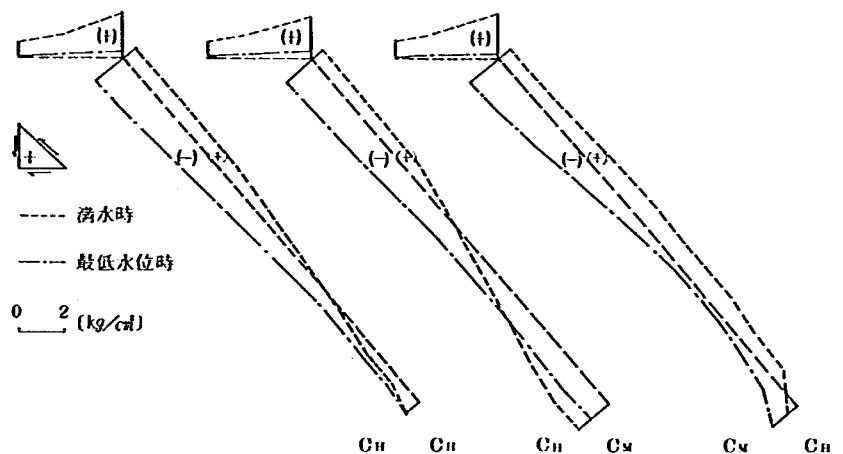


図-3-14 打継目のせん断応力
(新旧コンクリートが一体化されている場合)

は殆ど変化していない。

また新堤体着岩上流端の応力は、剛体論の計算結果では0であったが、弾性計算では圧縮応力となっている。
 (但し施工時水位が旧天端で水位が降下した場合)
 したがって施工時水位による堤体への影響は応力上問題がないと言える。

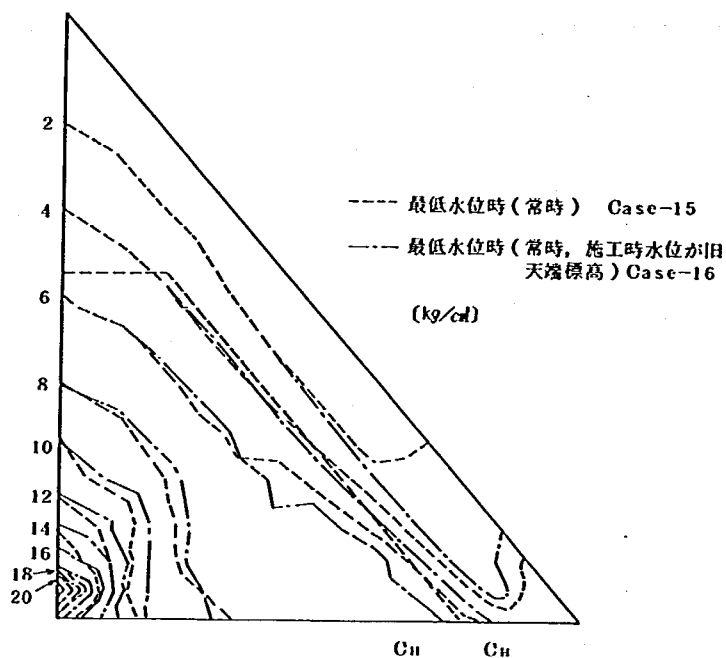


図-3-15 堤体内の第一主応力

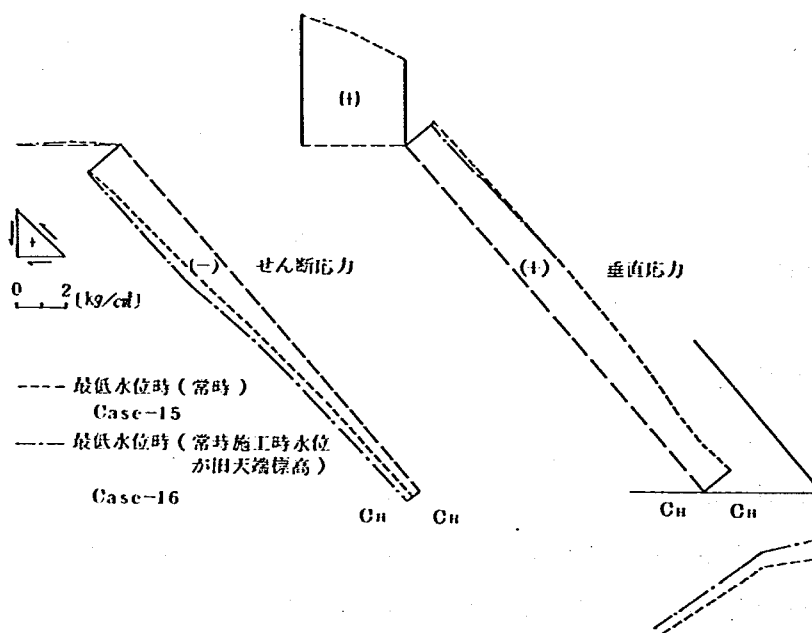


図-3-16 打継目及び新堤体着岩部の応力

D. 地震力の影響

新旧堤体の打継目の応力状態を図-3-17に示してあるが旧下流面部の打継目の垂直応力は地震荷重を考慮すると1~2割ほど小さくなり、せん断応力は地震荷重を除外(常時)した場合の方が地震時よりも旧下流面で小さな値をとっている。

地震力はダム安定計算上、下流向きになっているが旧天端標高の施工時水位が最低水位になったときに地震力が上流向きに作用した場合、打継目の地震力による影響はどうなっているだろうか。図-3-18によれば地震力が作用したときにせん断応力・垂直応力が1割ほど増えている。新堤体着岩部下流端では、地震荷重を考慮した場合、剛体論によると引張応力(約 -2 kg/cm^2)が計算されたが、弾性計算では圧縮応力(約 0.2 kg/cm^2)となっている。

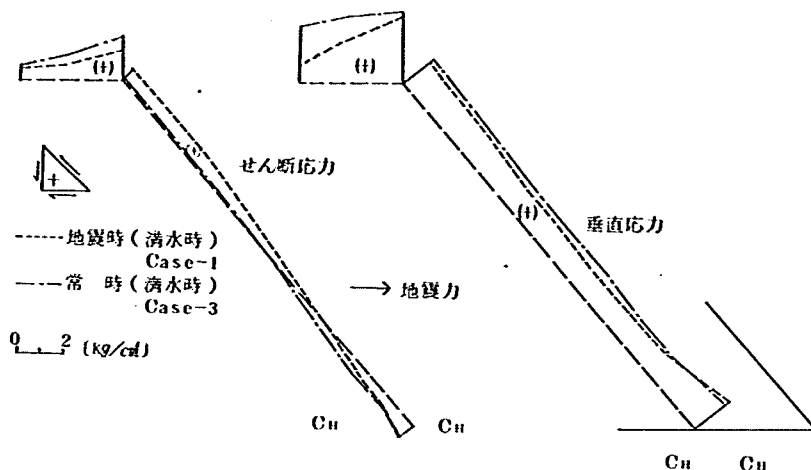


図-3-17 打継目の応力(下流向きの地震力)
(新旧コンクリートが一体化されている場合)

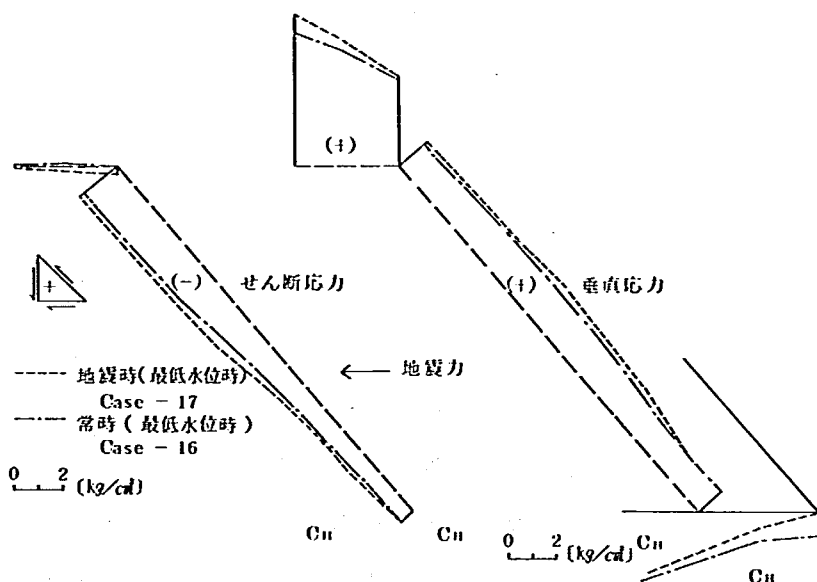


図-3-18 打継目の応力(上流向きの地震力, 施工時水位が旧天端標高)(新旧コンクリートが一体化されている場合)

E. 打継目の影響

新旧堤体が打継目において一体となっていないとした場合について弾性計算を試みた。

当初の予想では新旧両堤体が打継目を境にして離れるような挙動をするのではないかと考えられた。しかしながら新旧堤体が打継目で一体となっているとした計算結果によると打継目の応力状況は、垂直応力が打継目全体に渡って圧縮側になっており、せん断応力は小さな値をとっており最大で 3 kg/cm^2 ほどであった。図-3-20は旧下流面部の打継目において新旧堤体が一体となっていないときの、新旧両堤体の打継面の水平相対変位を満水時について示したものである。ちょうど旧堤体が新堤体に食い込んだ状況を呈しているが、2次元弾性計算を行う際変位の重なりは実際のダムの状態を模しているとは言い難い。けれども、新旧堤体が打継目において一体となっていない状態を定性的論ずることは可能であろう。図では新旧堤体打継面の相対変位は岩盤の影響を受け旧堤体岩盤がC_M級、新堤体岩盤がC_H級のときに最も値が大きくなっている。また、この図には荷重として新コンクリートの重量のみを考慮したときの相対変位も記入されている。この場合にも新旧堤体打継面の相対変位は重なり、新堤体が旧堤体に食い込んだ状態になっていて、やはり打継目は開く傾向にないことがわかる。

図-3-20は、同じ荷重条件（満水時）について、打継目にひび割れが入ったもの——（一点鎖線）と入っていないもの-----（破線）との比較を示している。いずれの岩盤状況においても打継目と岩盤が交わる位置付近で一点鎖線の方が破線よりも1～2割は

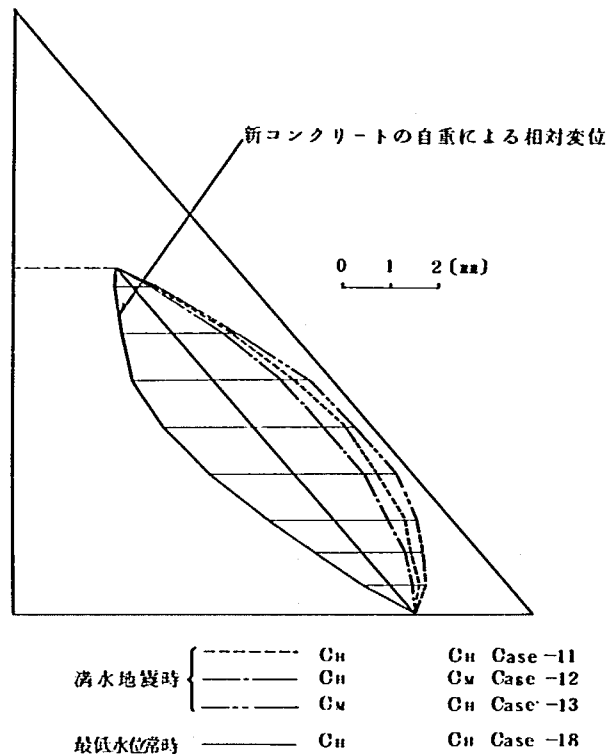


図-3-19 下流面打継目において新旧コンクリートが一体化されていない場合の水平相対変位

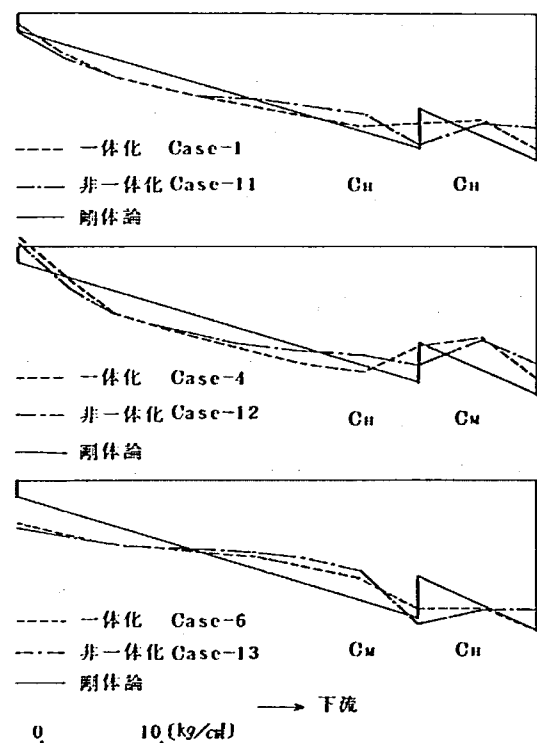


図-3-20 新旧コンクリートが旧堤体下流面打継目において一体化されている場合とされていない場合（満水時）の鉛直応力

ど大きくなっているが、下流端では破線で示す応力の方が大きくなっている。

付図-11-1は新旧堤体が一体化していない場合の主応力線を示したものである。下流面付近の主応力線は下流面に平行になっておらず、上流面中位標高の応力線も不ぞろいとなっている。また堤体上位標高で圧縮側の主応力が周囲よりも大きな値を示している主応線があるが、これは打継目がここから下流面に平行に堤体着岩部まで、僅かに開いているために応力集中が生じたのである。付図-1-1の新旧堤体が一体化している場合の同じ位置と比較して、圧縮応力値は4~5倍ほど大きくなっている。さらに付図-11-1では堤体着岩部の下流面近くでも主応力線の方が不ぞろいになっているが、この位置で打継目は閉じており、付図-1-1と比較しても応力集中は生じていない。これらのことは、他の

2通りの岩盤状況（付図-12-1、付図-13-1）についても同様のことが言える。

旧下流面ばかりでなく、旧天端の打継目においても新旧堤体が一体化していないとした場合について、新旧堤体の打継目における相対変位を示したのが図-3-22である。これは、2次元的に相対変位を示しており、図-3-20同様に打継目は開く傾向にないことがわかる。

以上A、B、C、D、Eの5項目について検討してきた。基礎岩盤の影響は、最低水位時にはほとんど現われず、満水時では新堤体岩盤が旧堤体岩盤よりも弾性係数が小さい場合、上流端に引張応力が生じ易くなっている。弾性係数の相違による影響はきわめて少ないと言える。貯水位の影響も新旧堤体の打継目に関して非常に小さく、応力そのものも値が小さくなっている。さらに施工時水位の影響も下流端着岩部に若干現われる程度である。地震力については、新旧堤体打継面への影響は、地震時と常時で応力に差はなく最低水位時に上流向きの地震を考慮したところ、剛体論による計算は弾性論による計算よりも下流端に引張応力を生じ易くなっている。ところで打継目において新旧堤体が一体化していない場合つまり僅かに離れていても閉じる傾向にあることがわかり、傾斜継目を持ったダムにとっても興味深いことである。

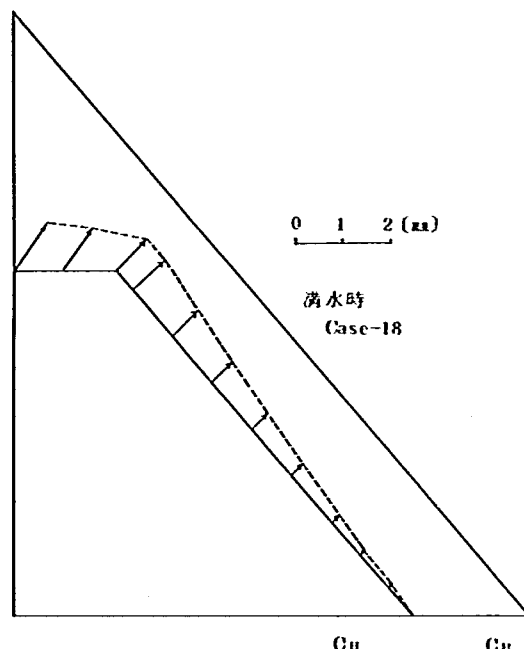
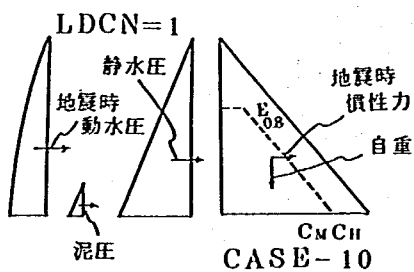
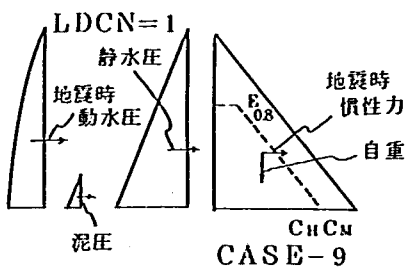
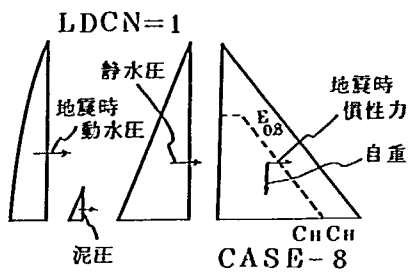
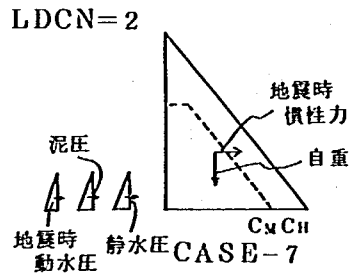
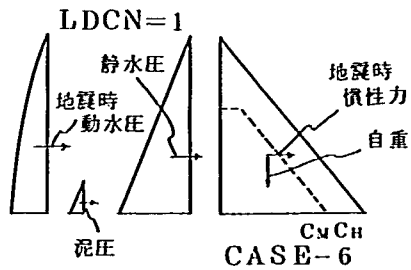
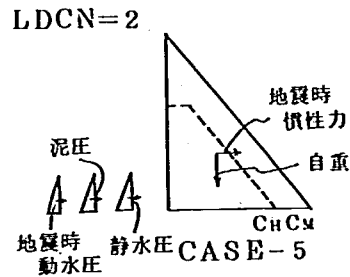
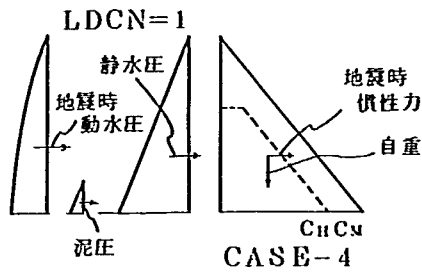
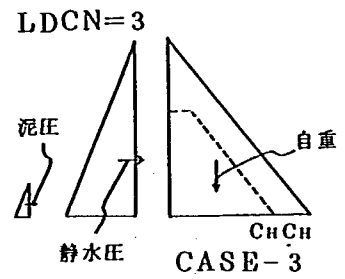
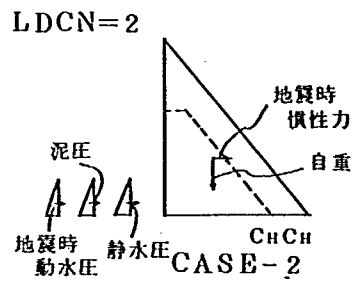
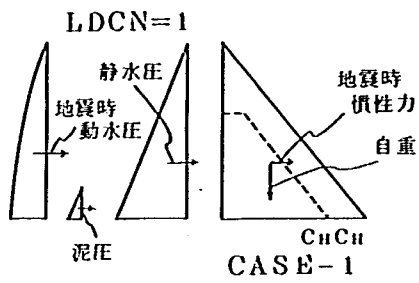
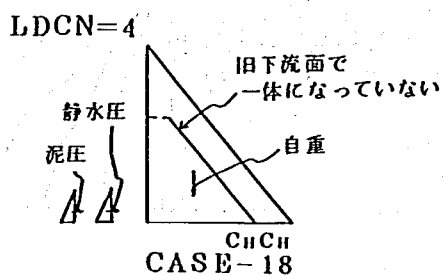
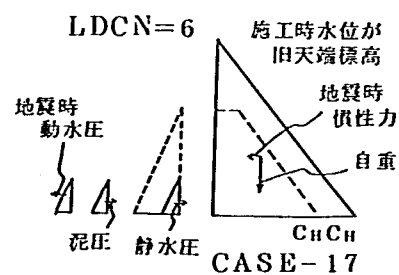
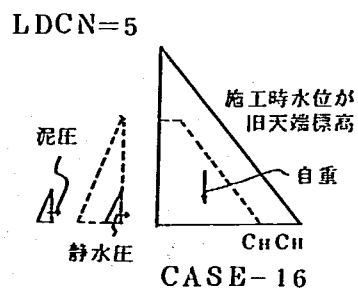
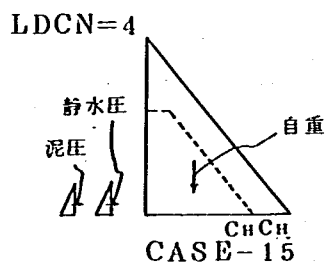
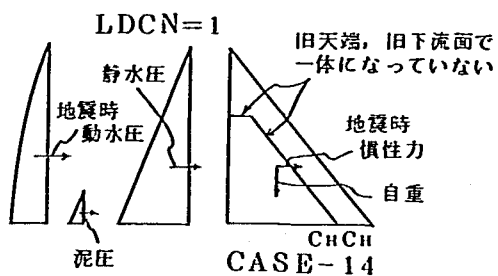
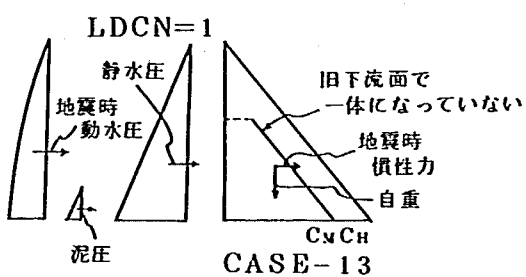
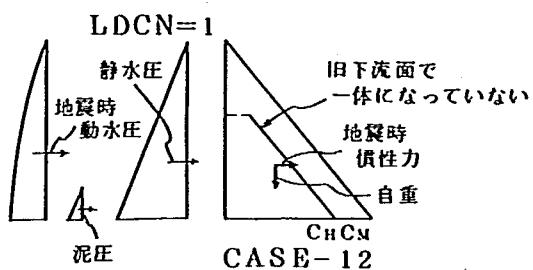
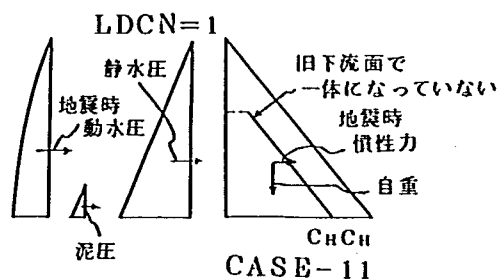
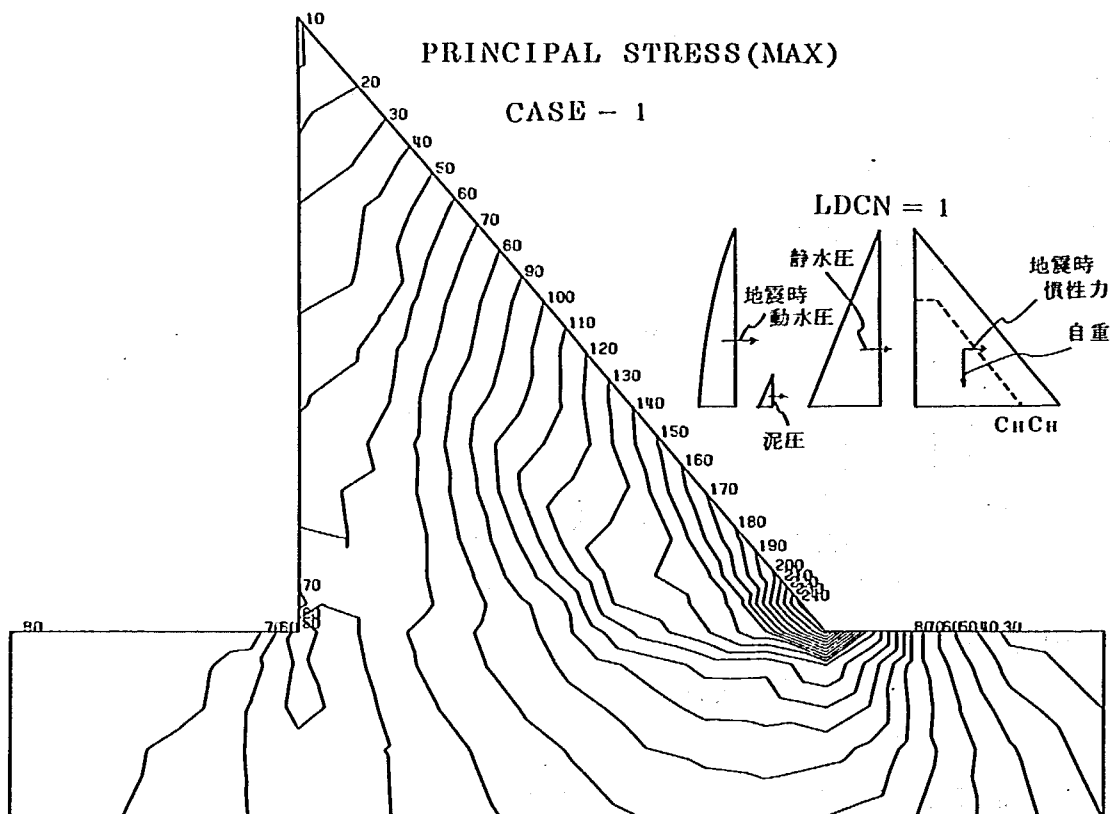
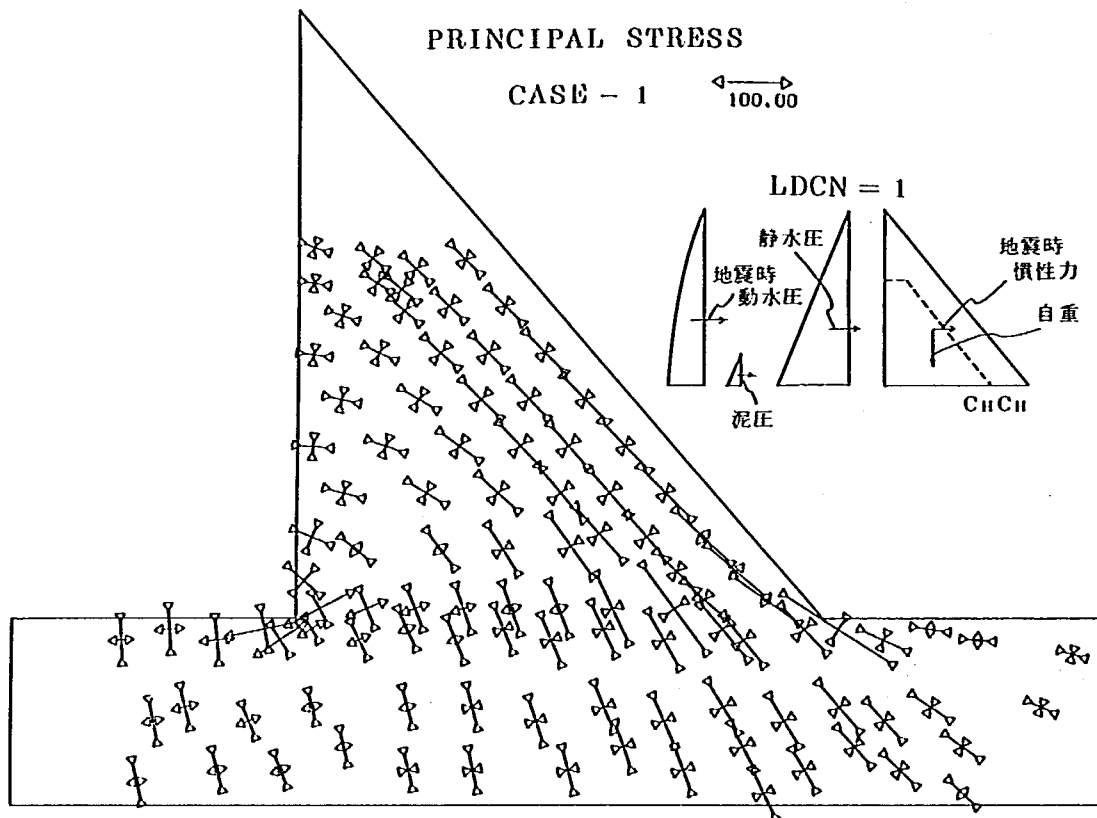


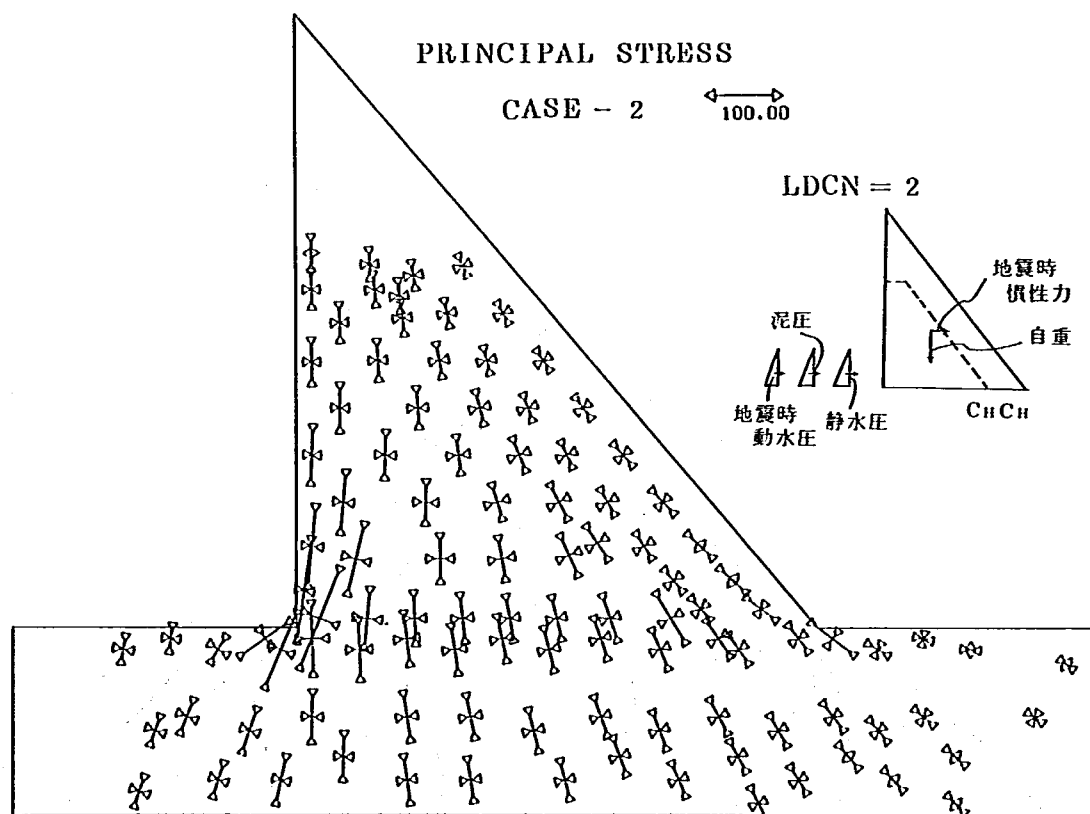
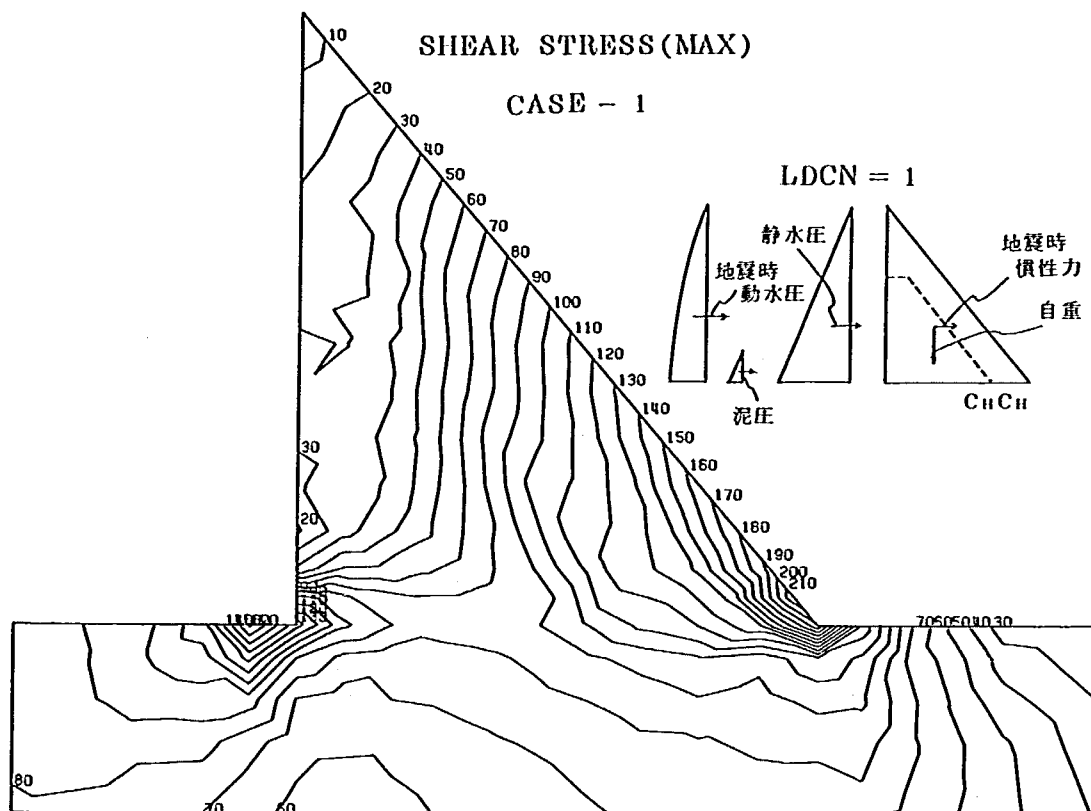
図-3-21 打継目全体に渡って新旧コンクリートが一体化されていない場合の新旧堤体の相対変位

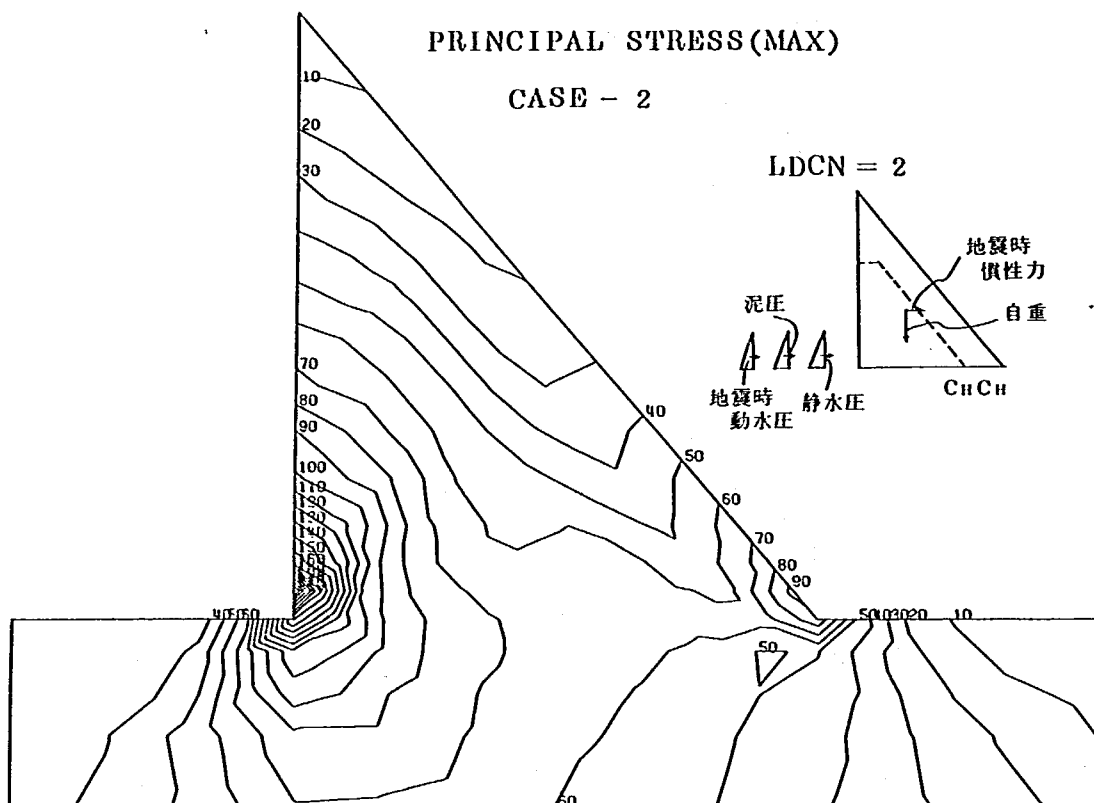
計 算 ケ ー ス の 諸 条 件



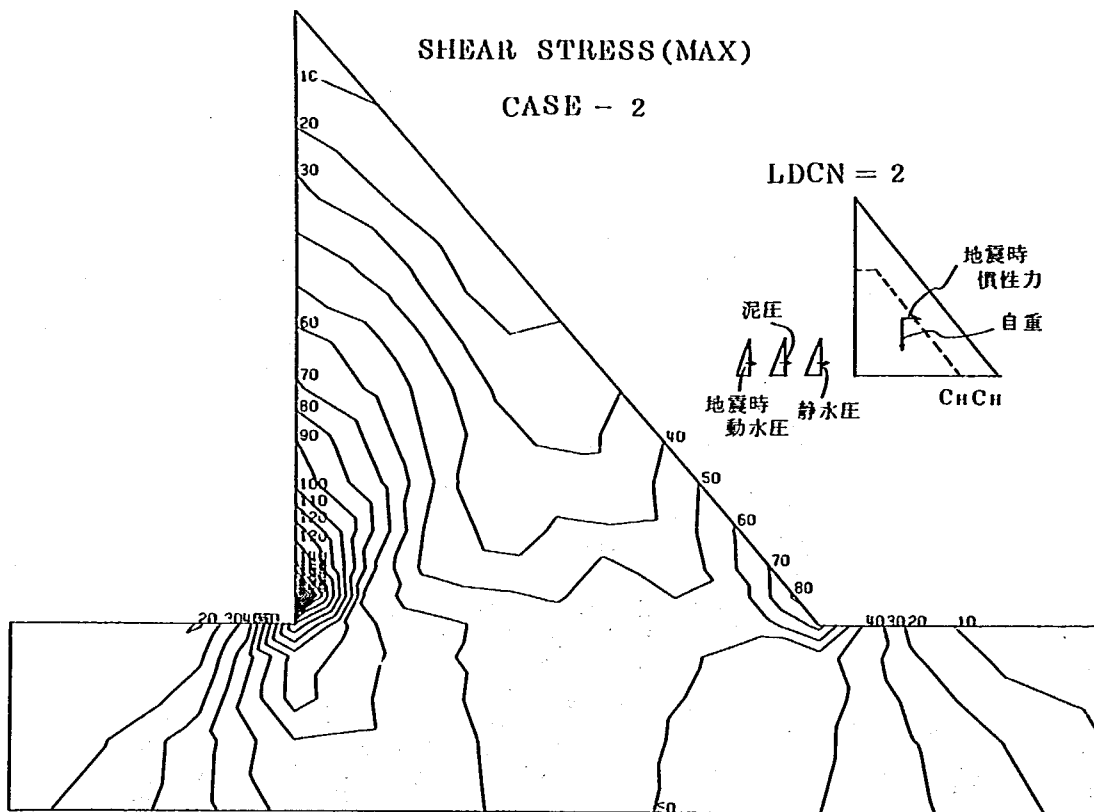




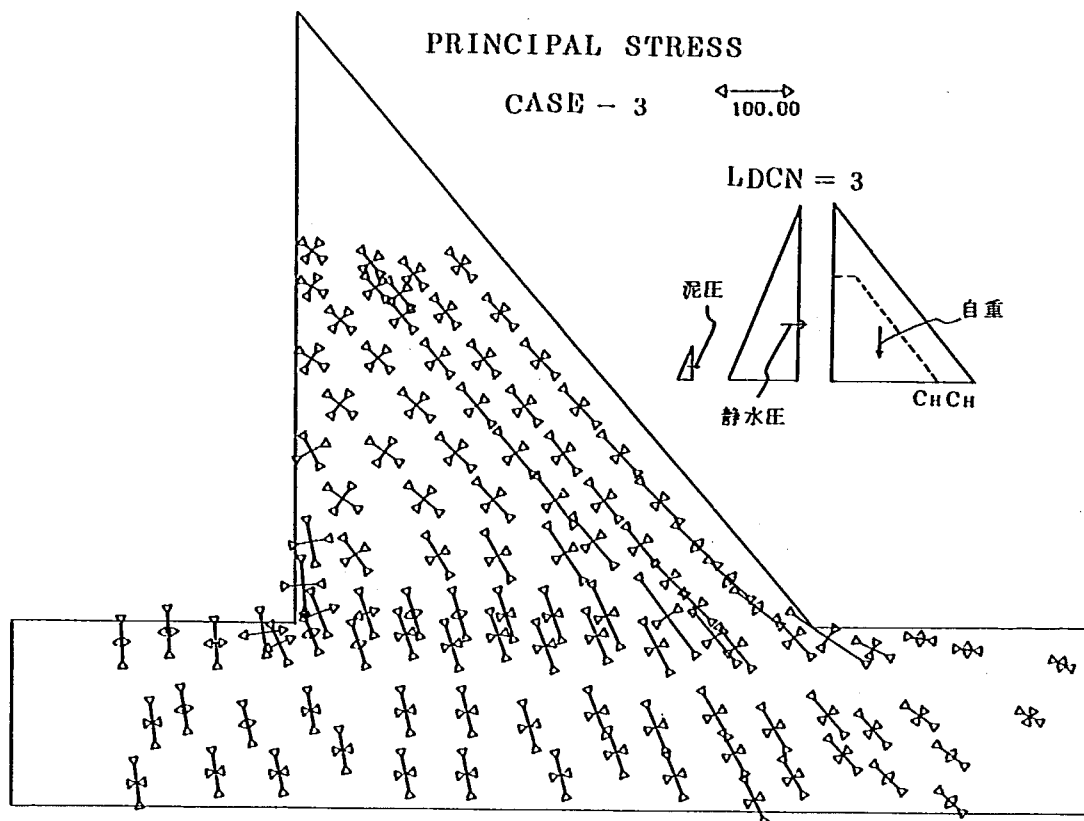




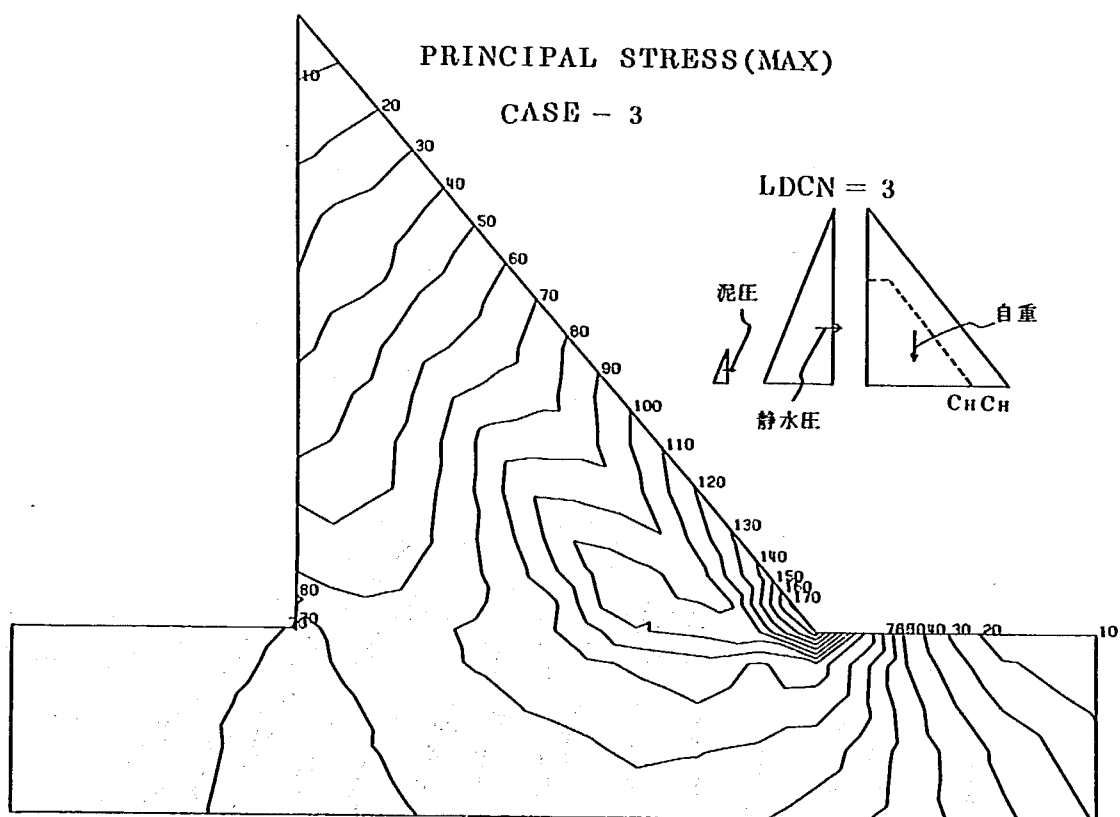
付図 - 2 - II



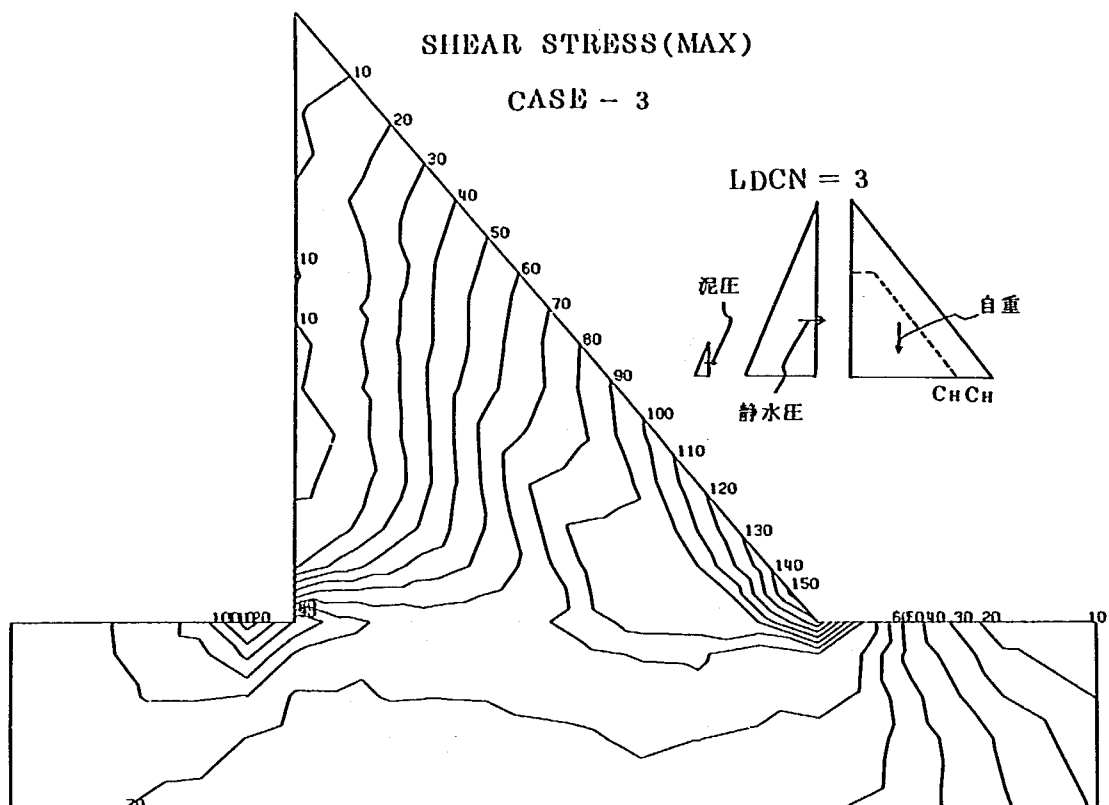
付図 - 2 - III



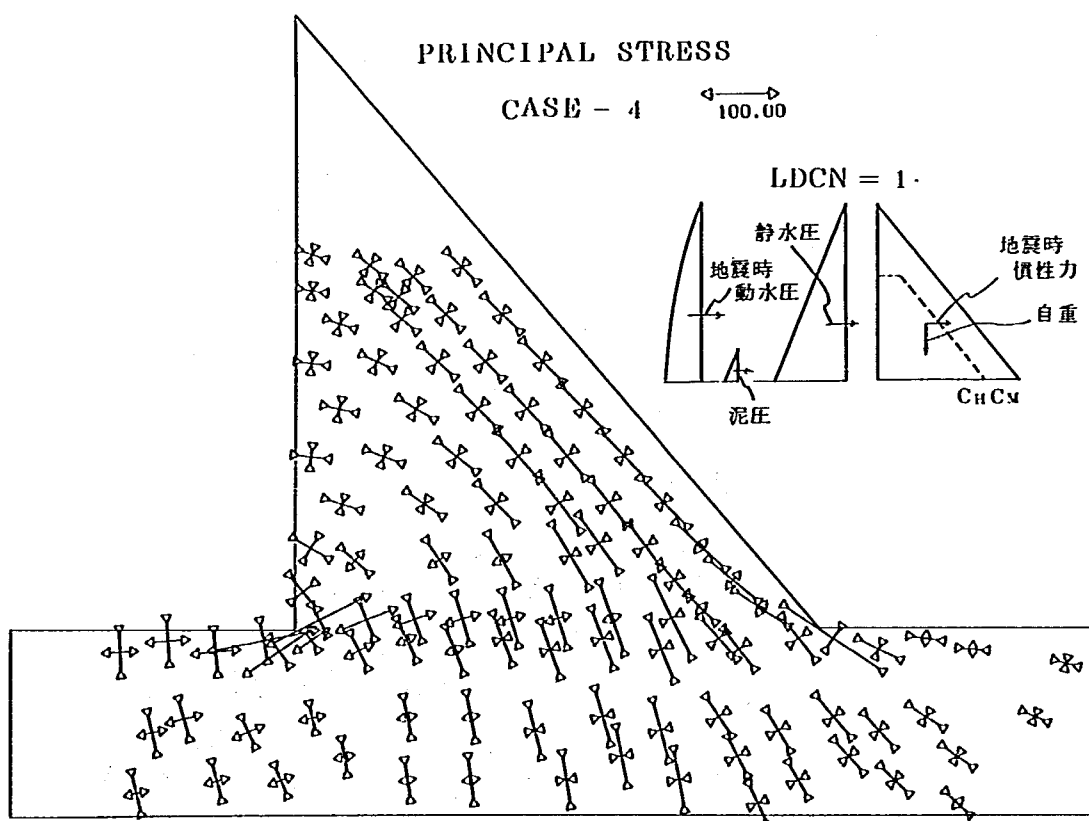
付図 - 3 - I



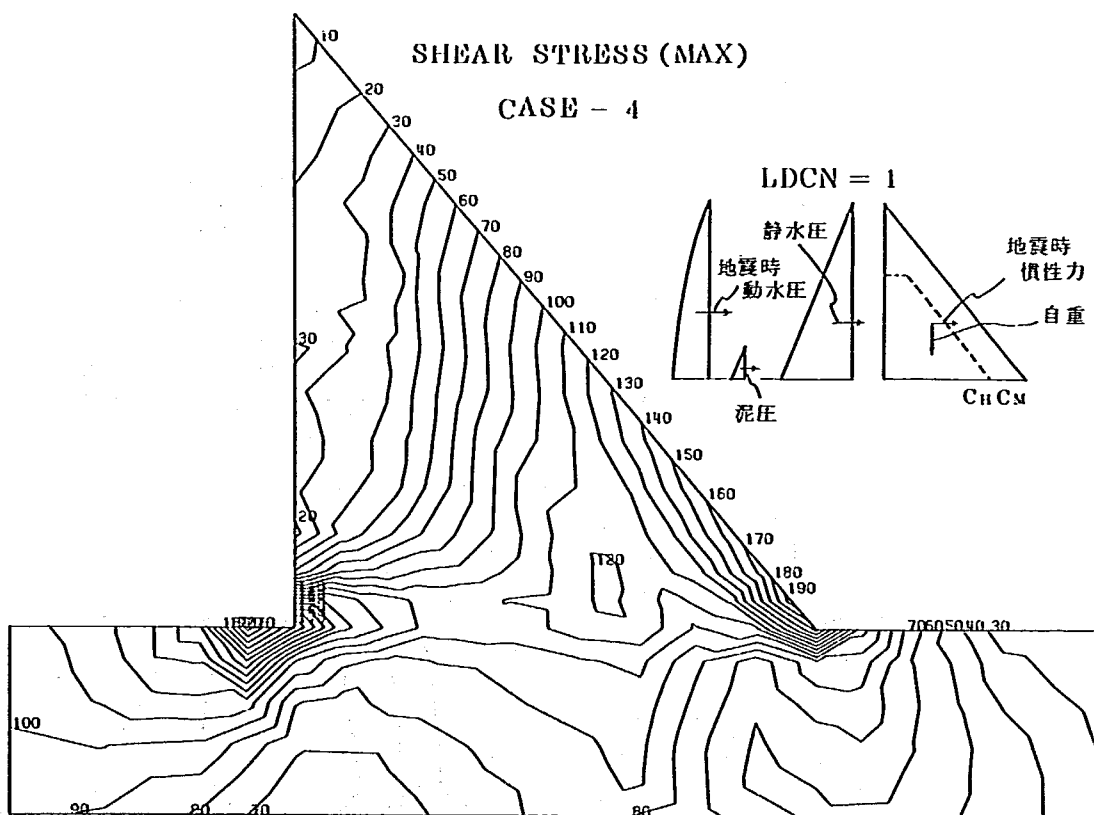
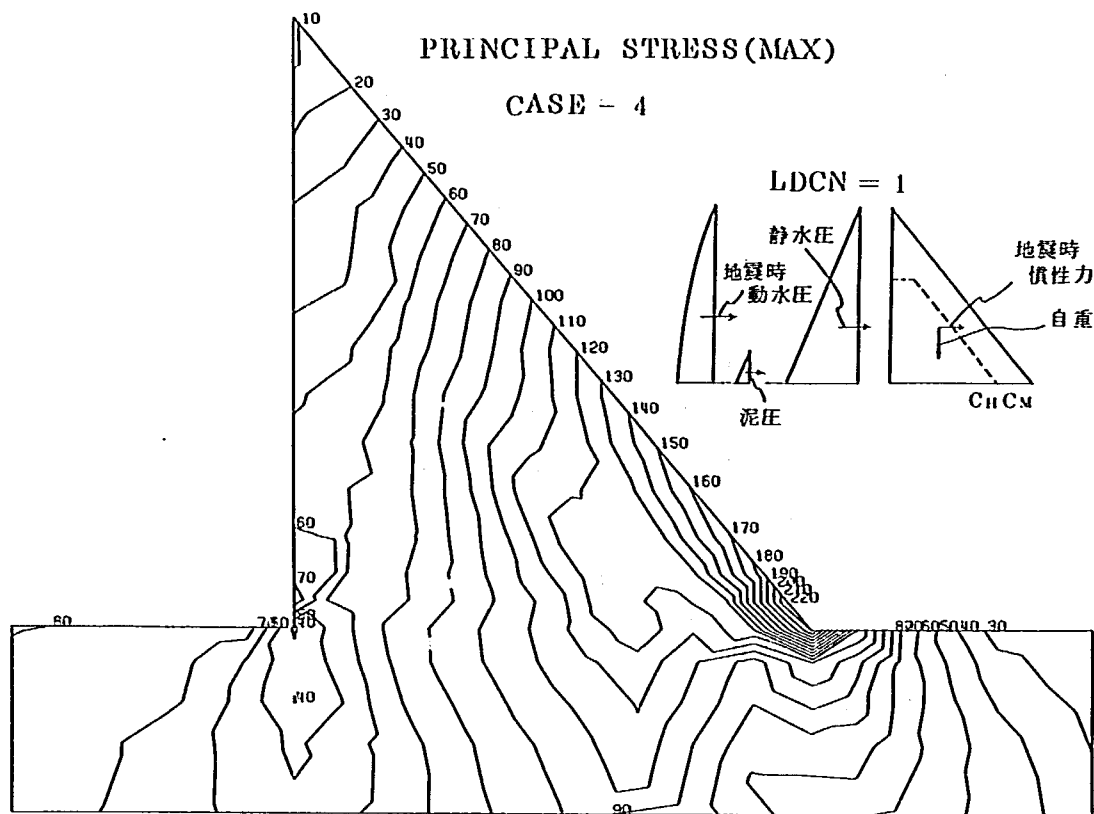
付図 - 3 - II

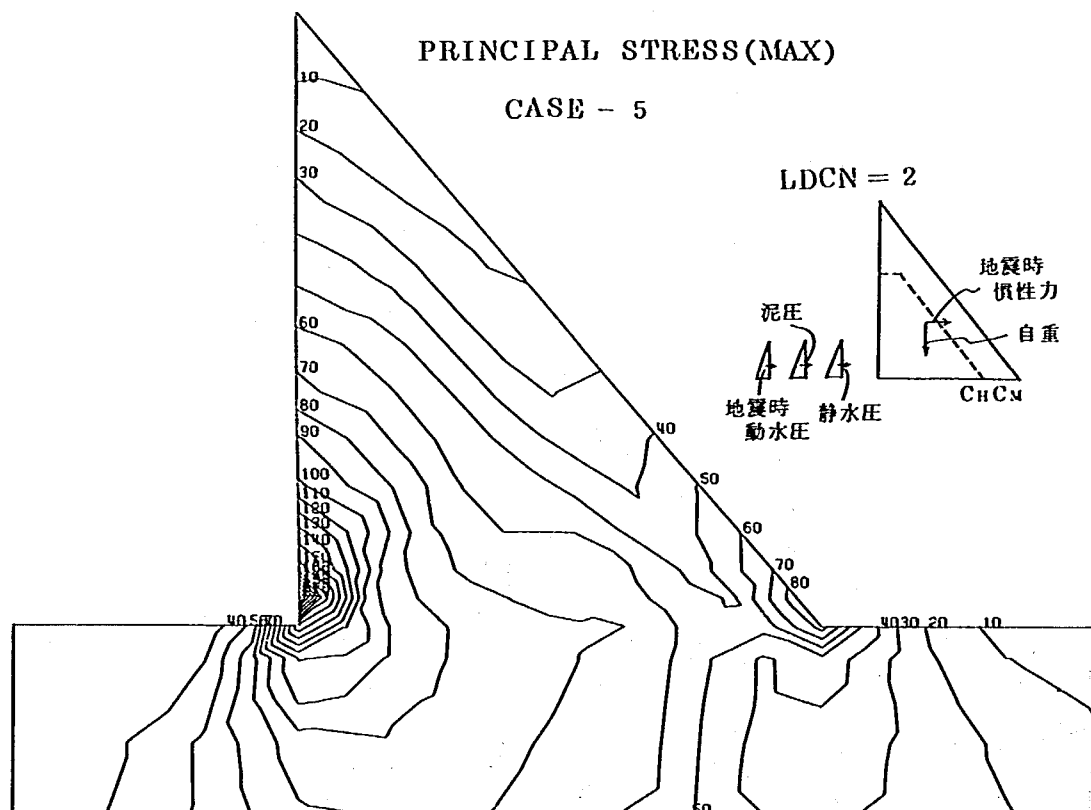
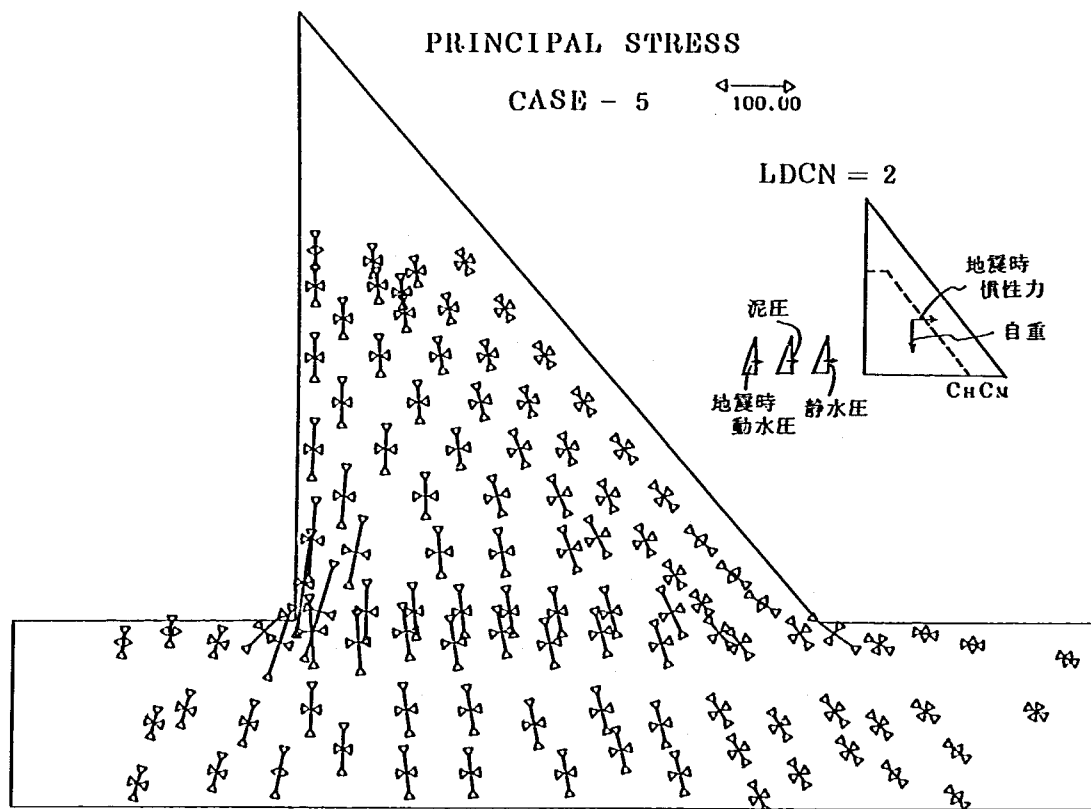


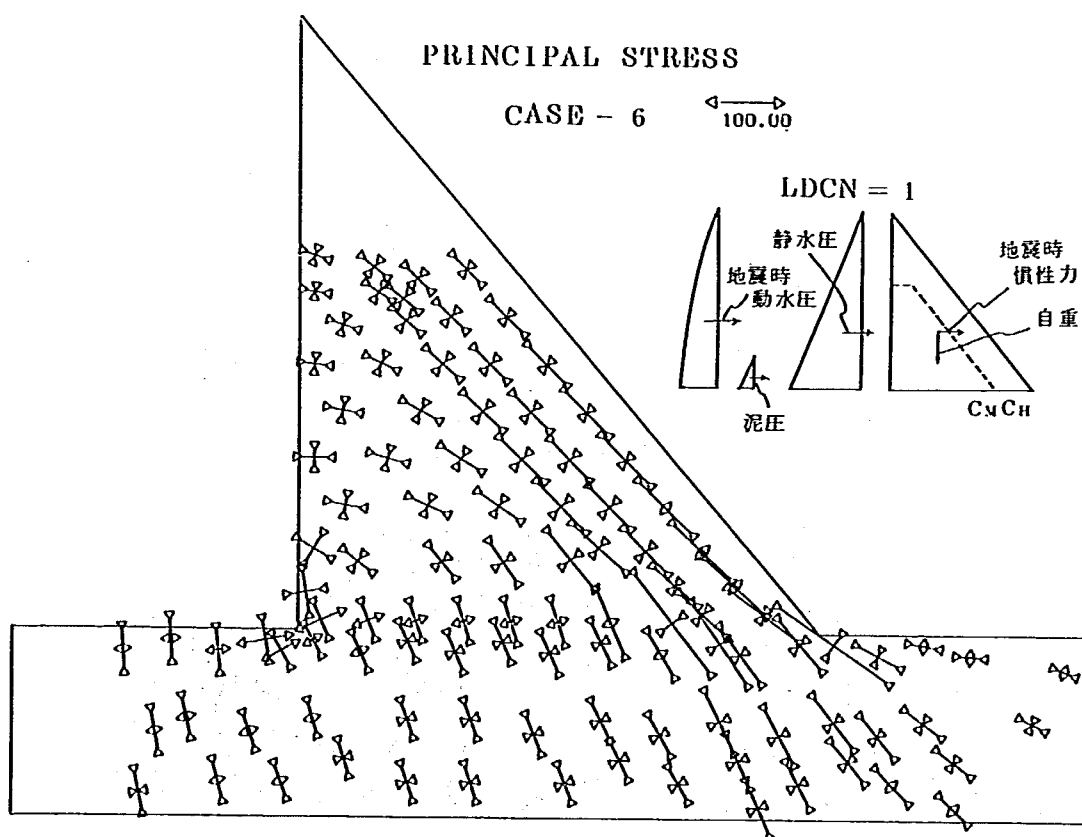
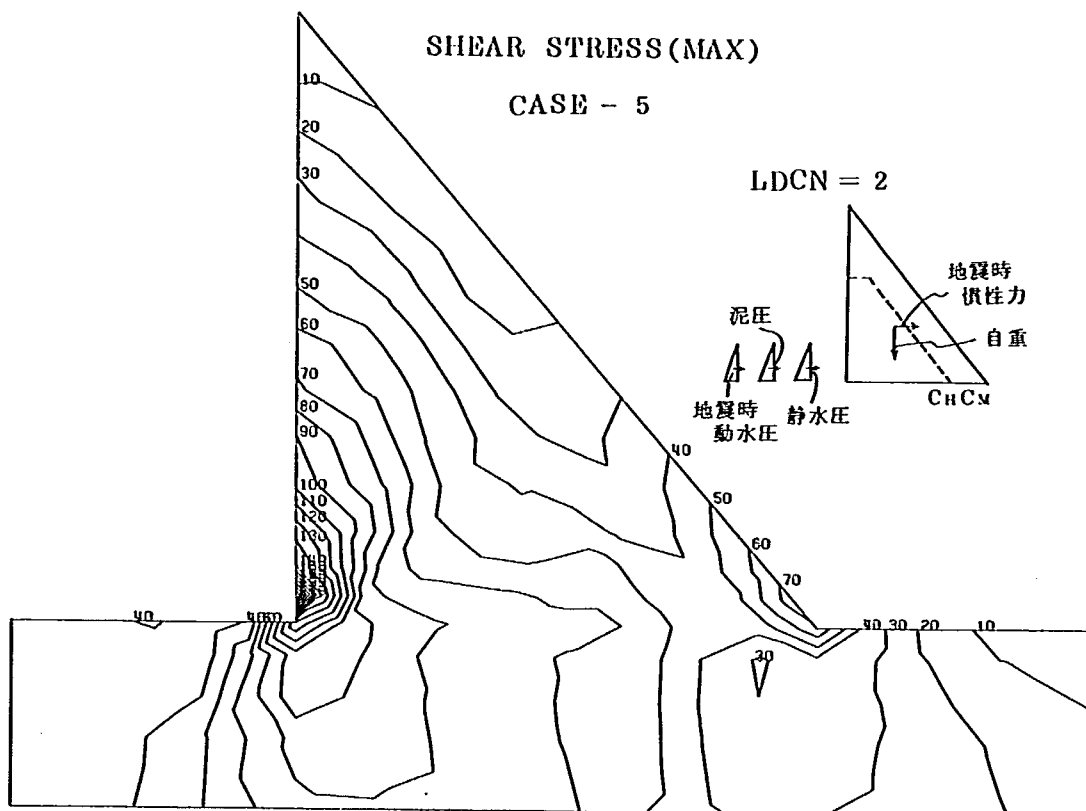
付図 - 3 - Ⅲ

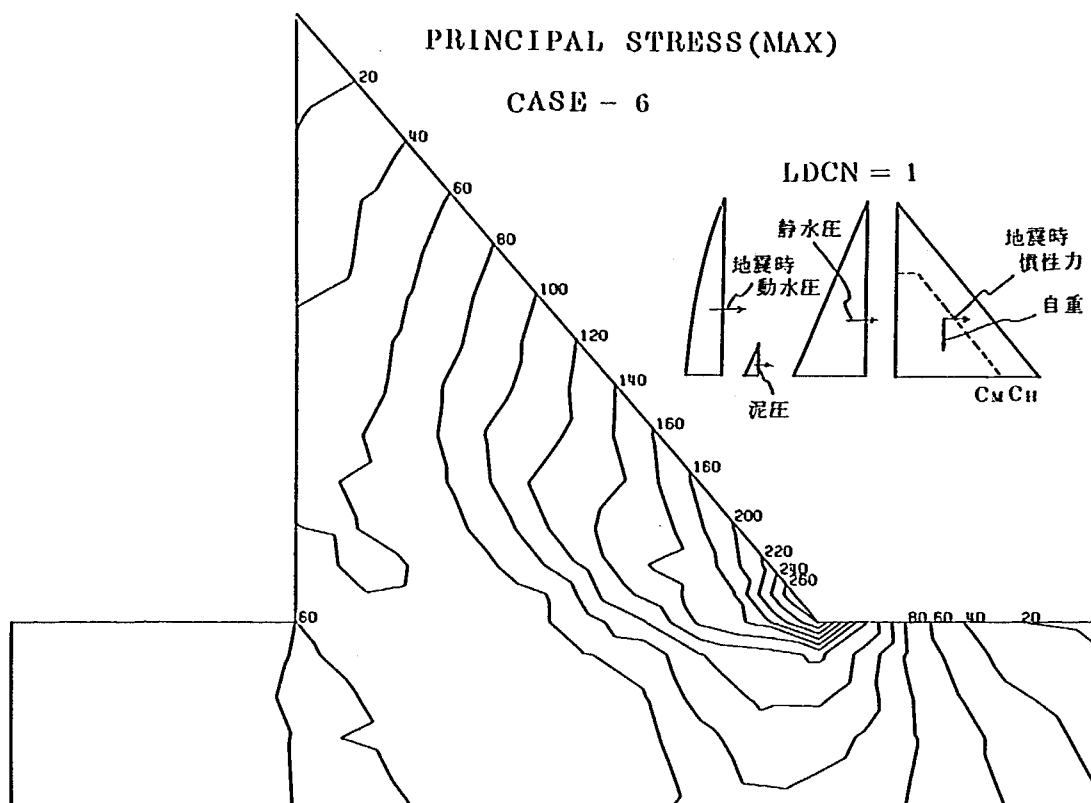


付図 - 4 - Ⅰ

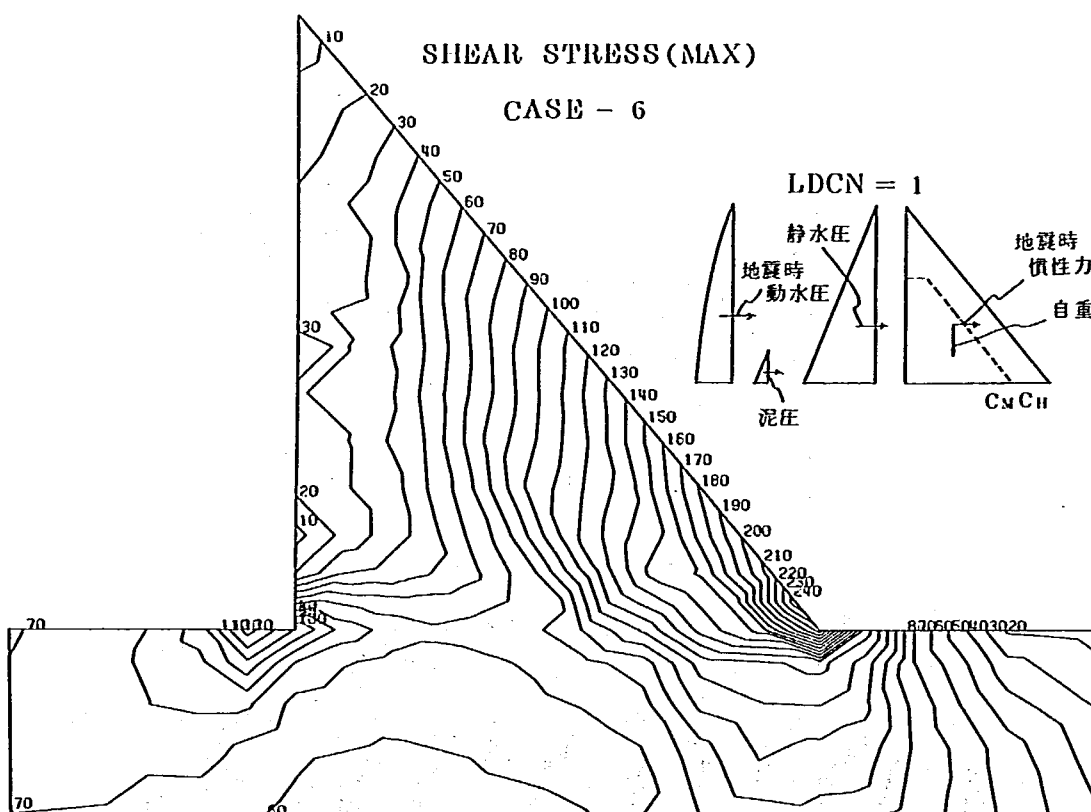




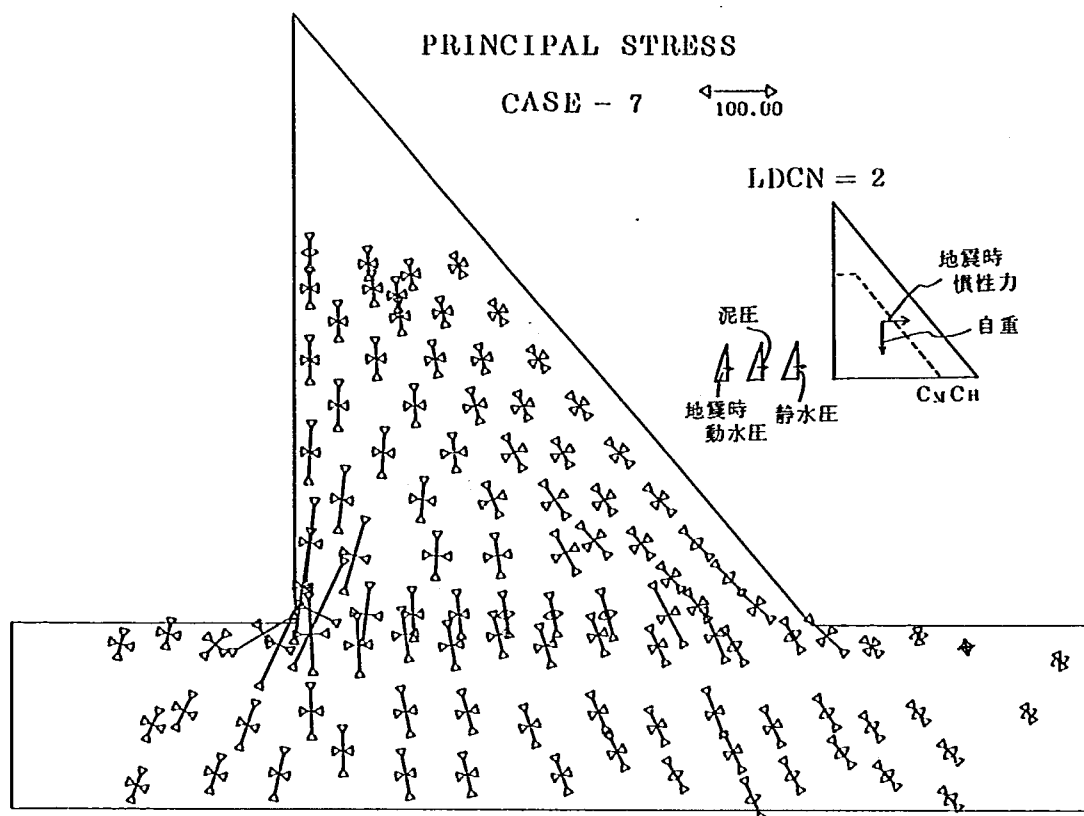




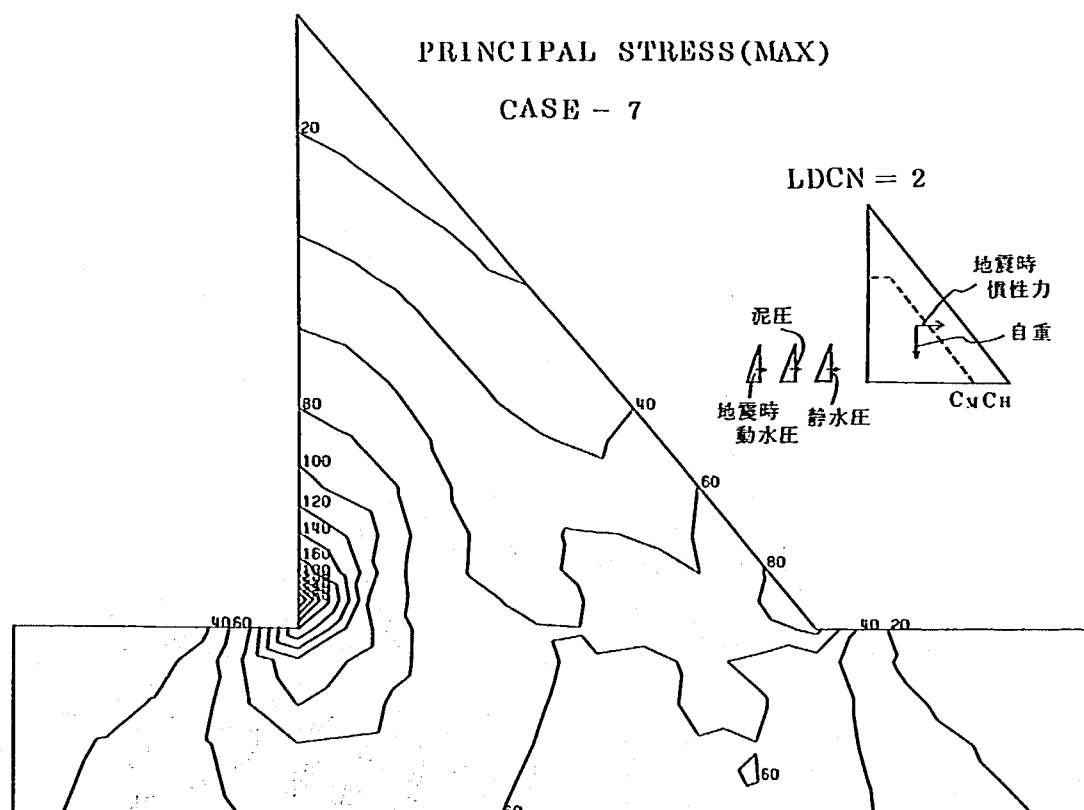
付図-6-II



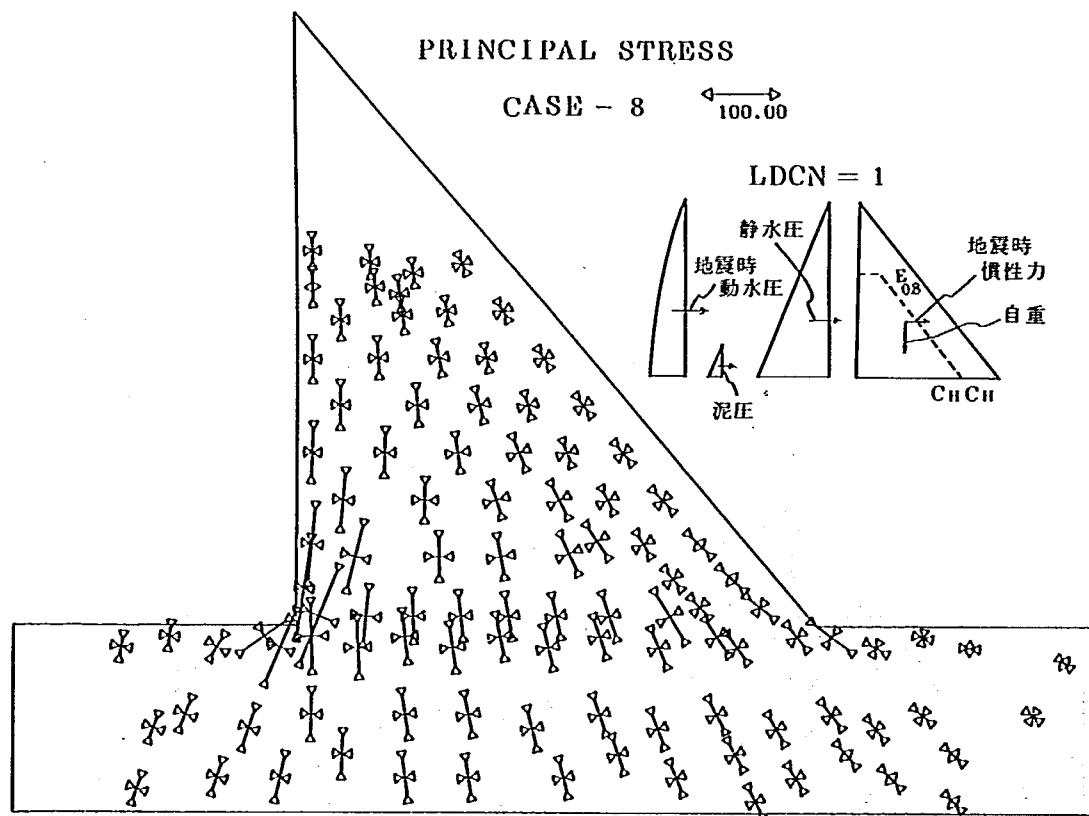
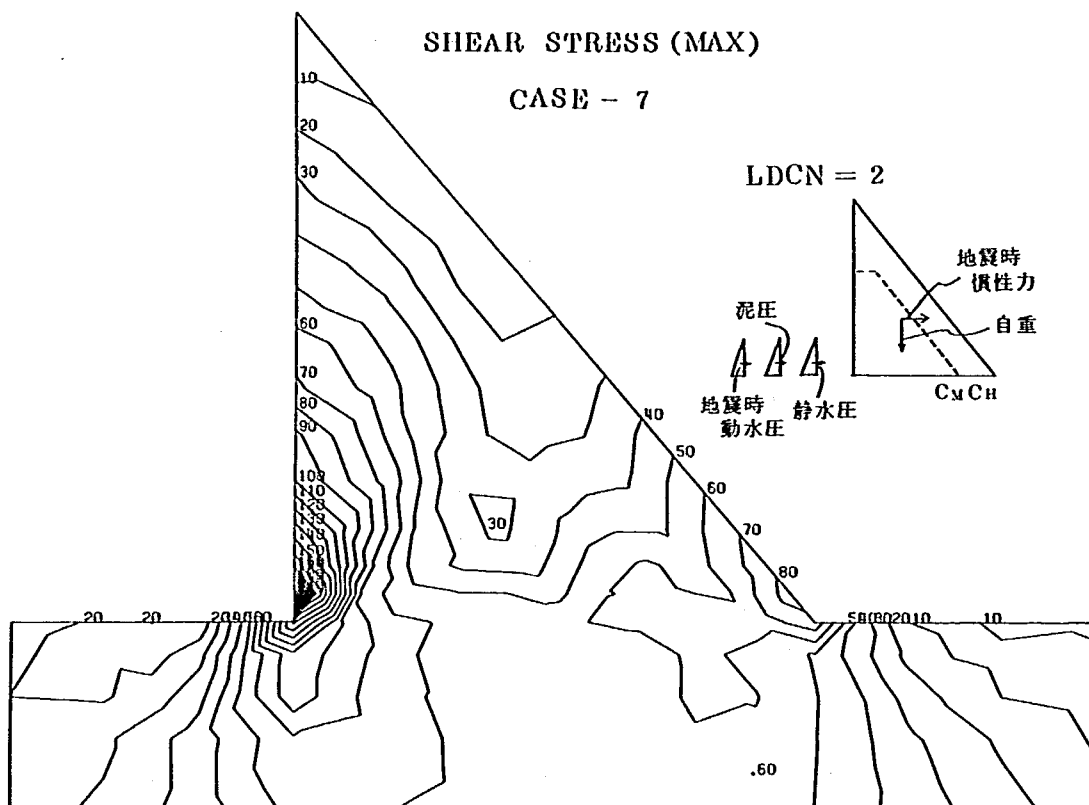
付図-6-III

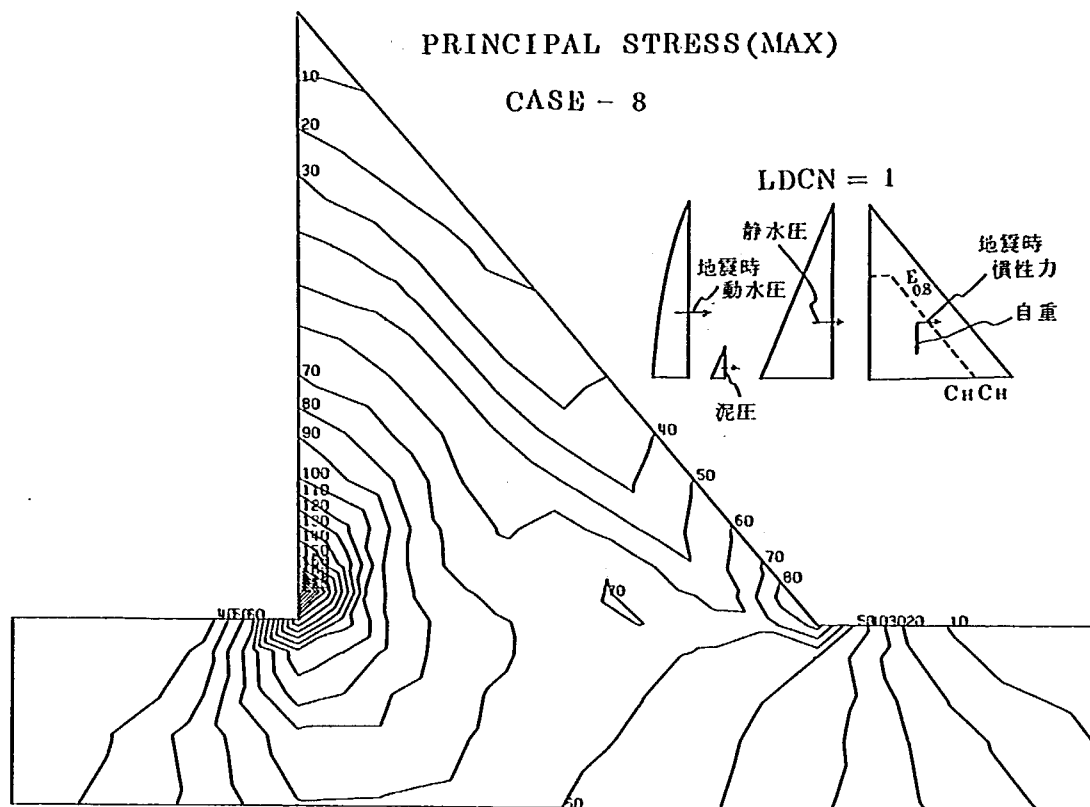


付図-7-I

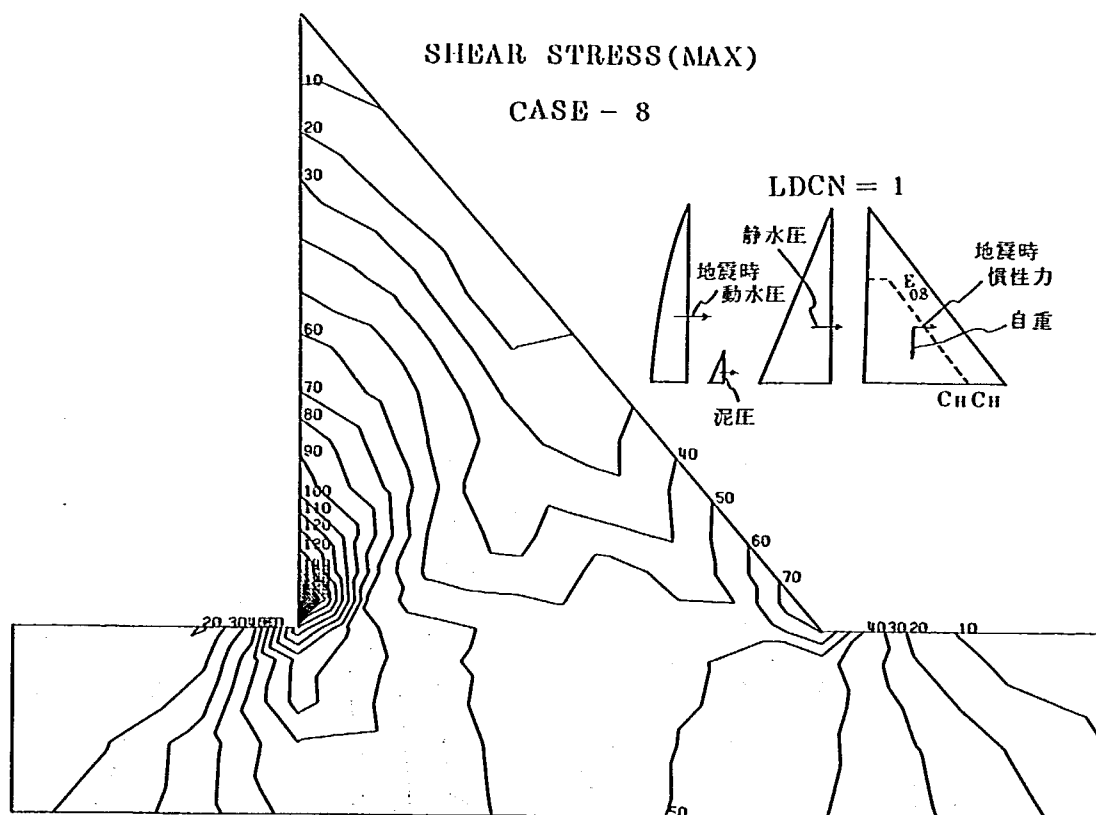


付図-7-II

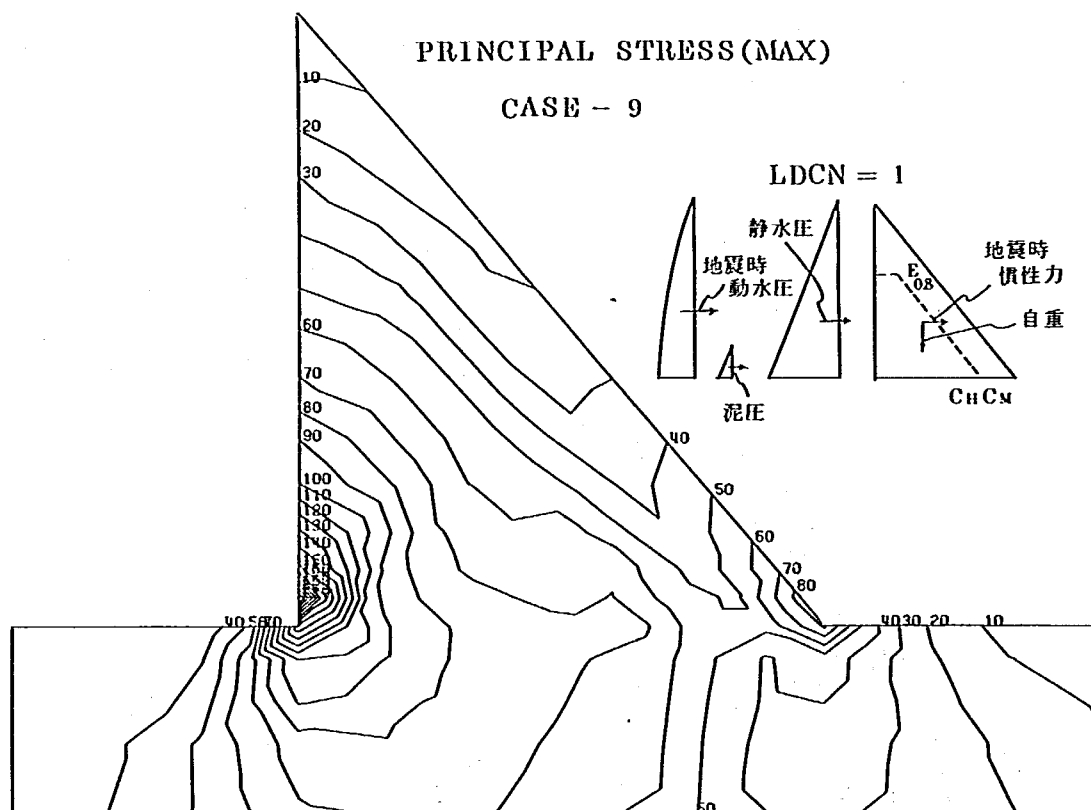
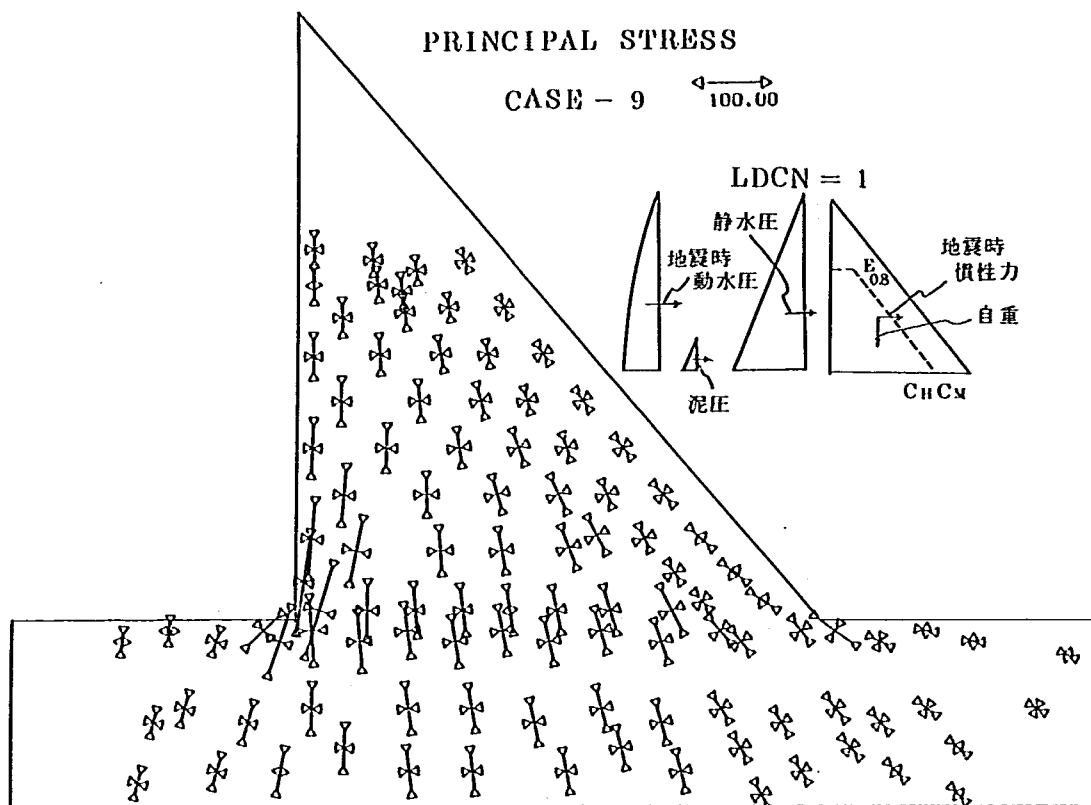


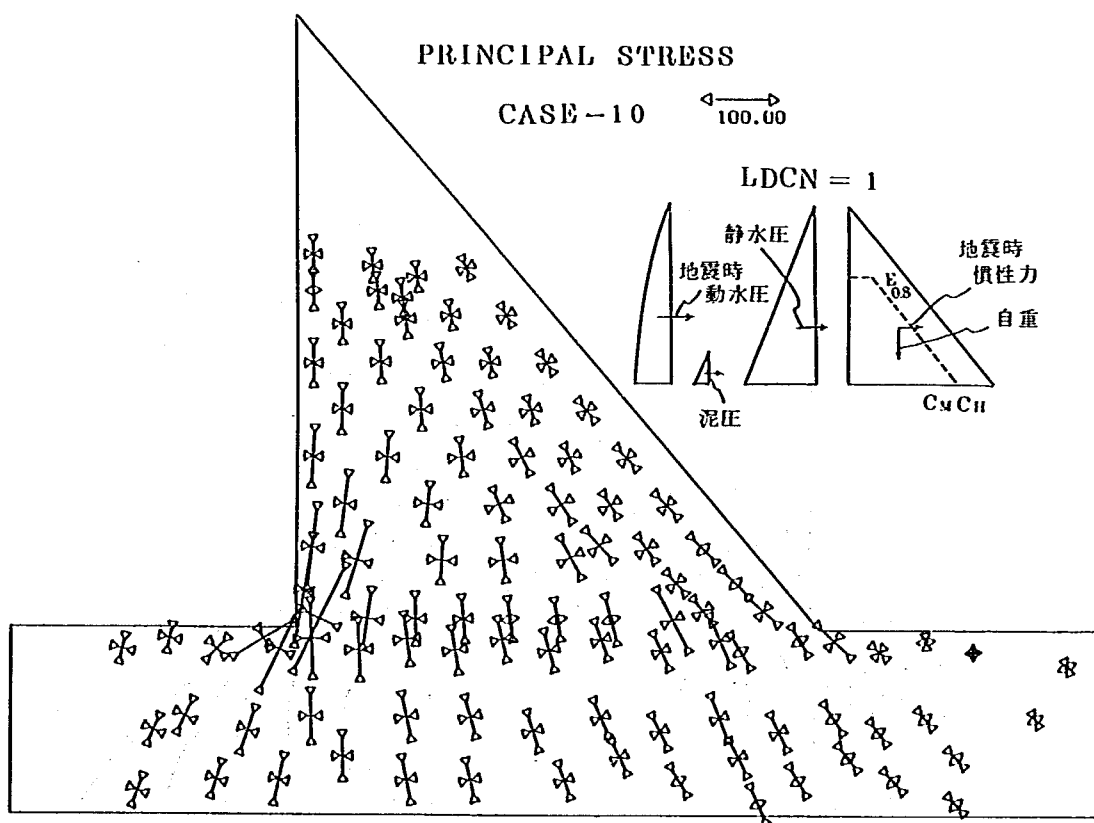
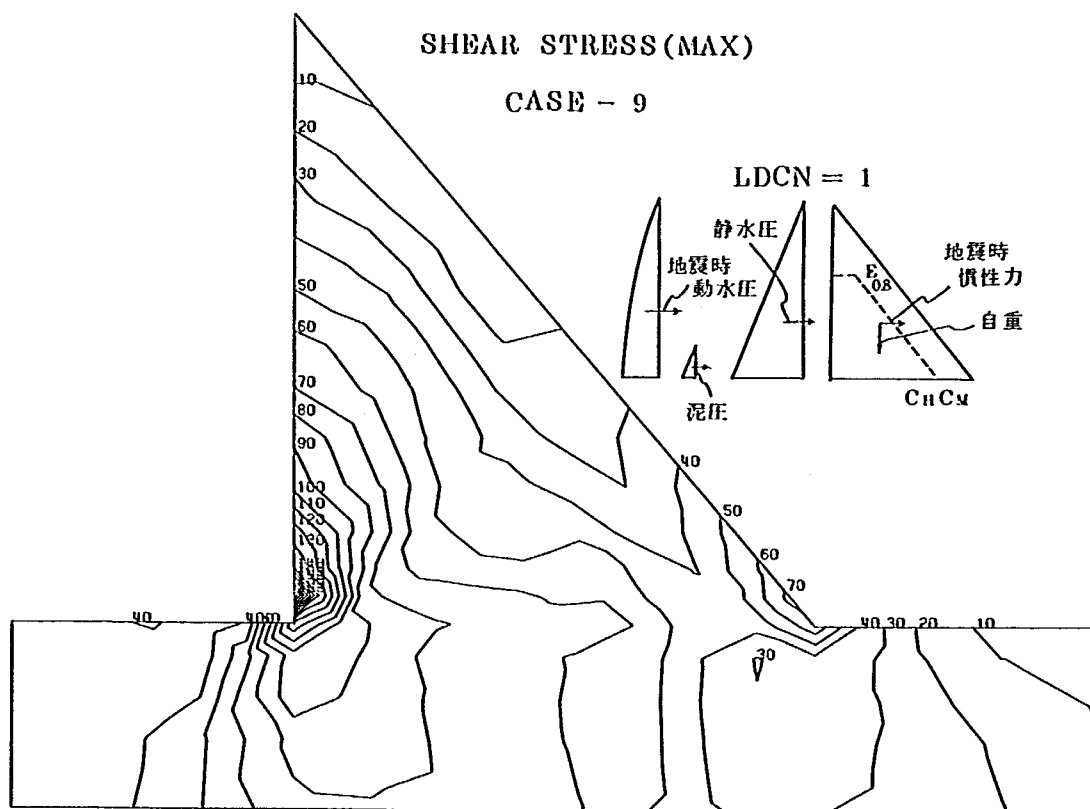


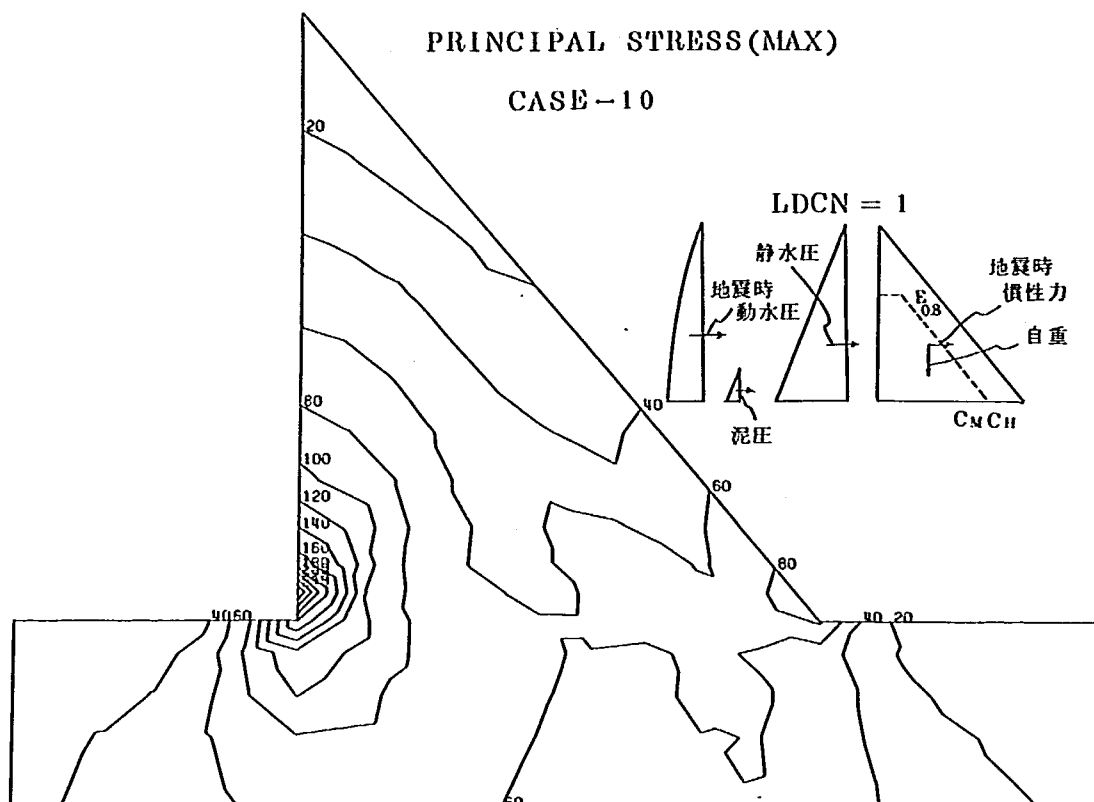
付図 - 8 - II



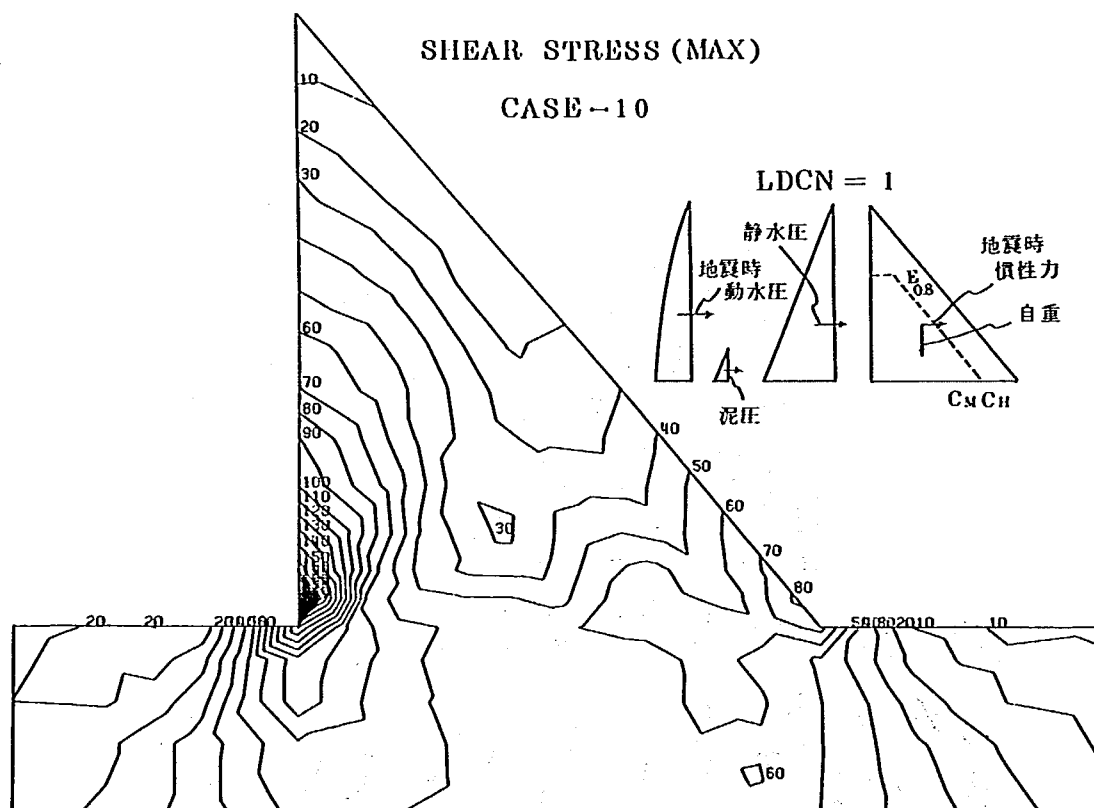
付図 - 8 - III



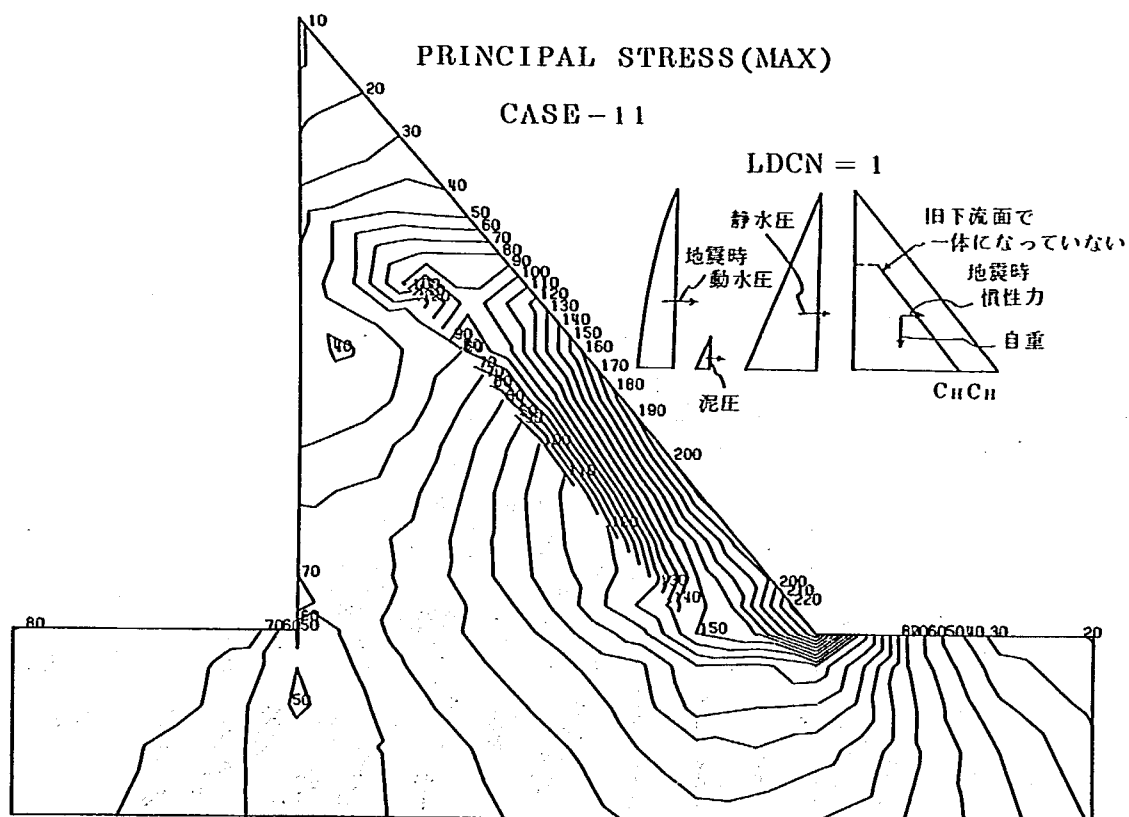
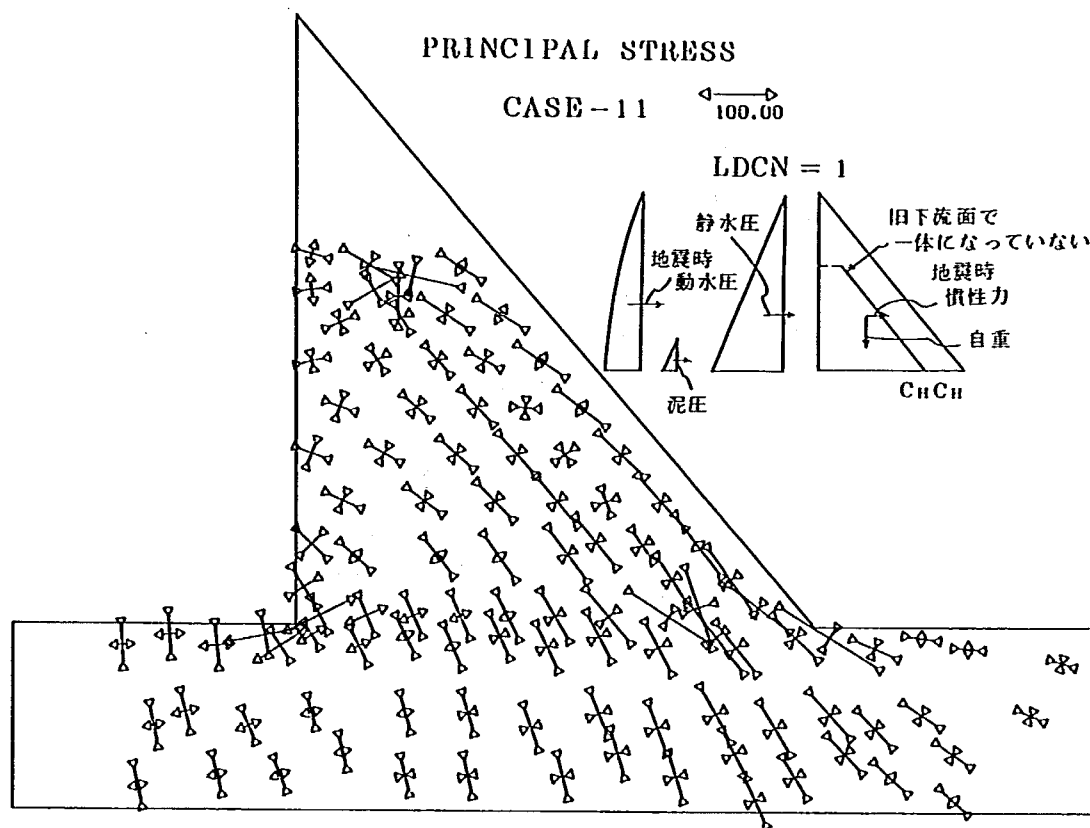


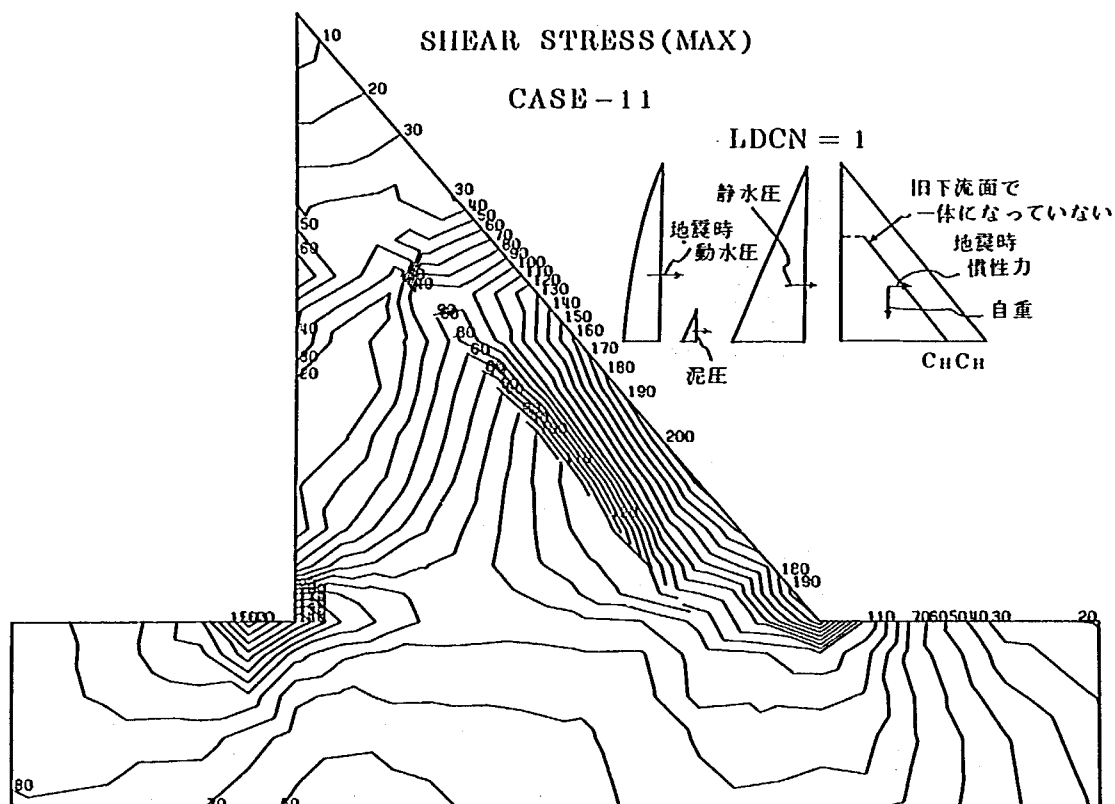


付図 - 10 - II

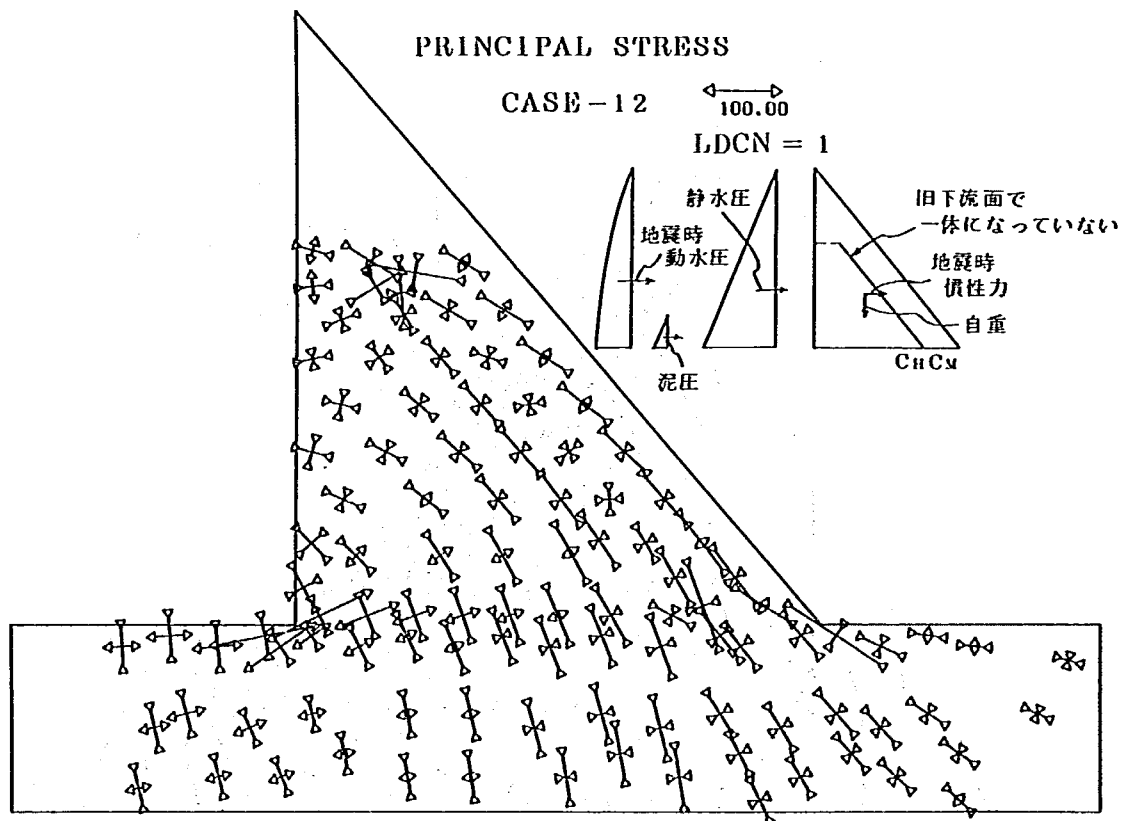


付図 - 10 - III

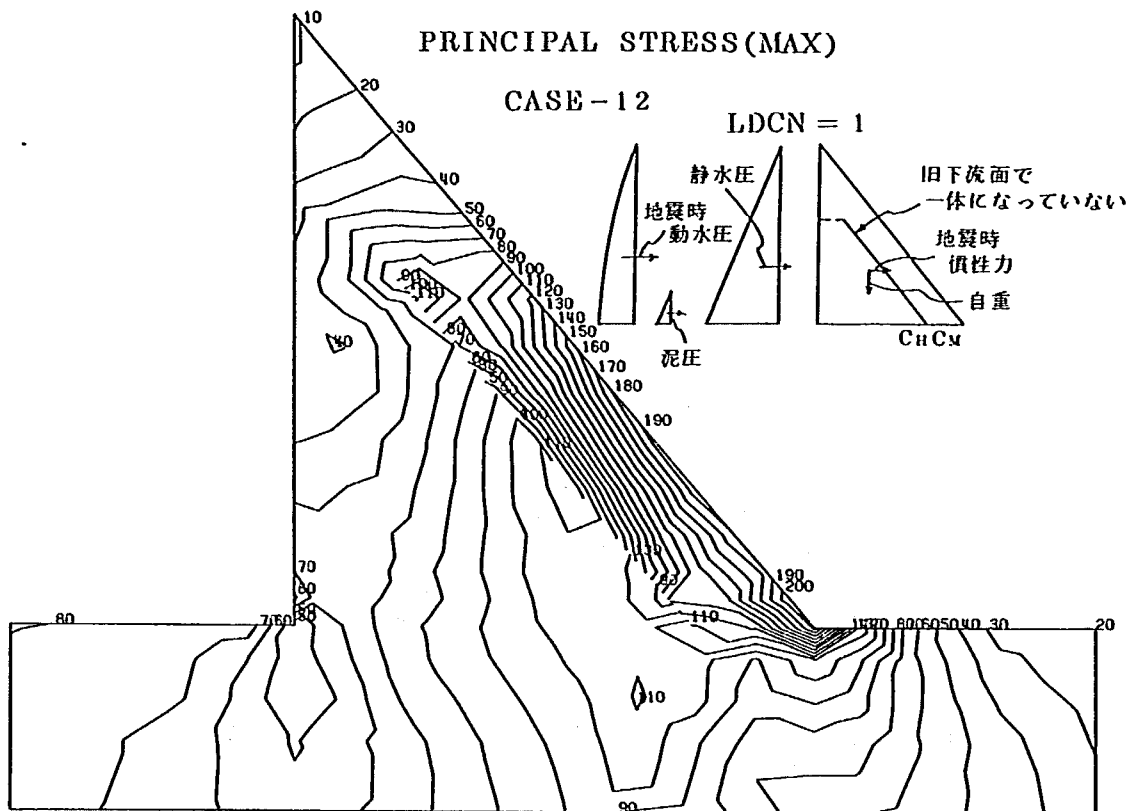




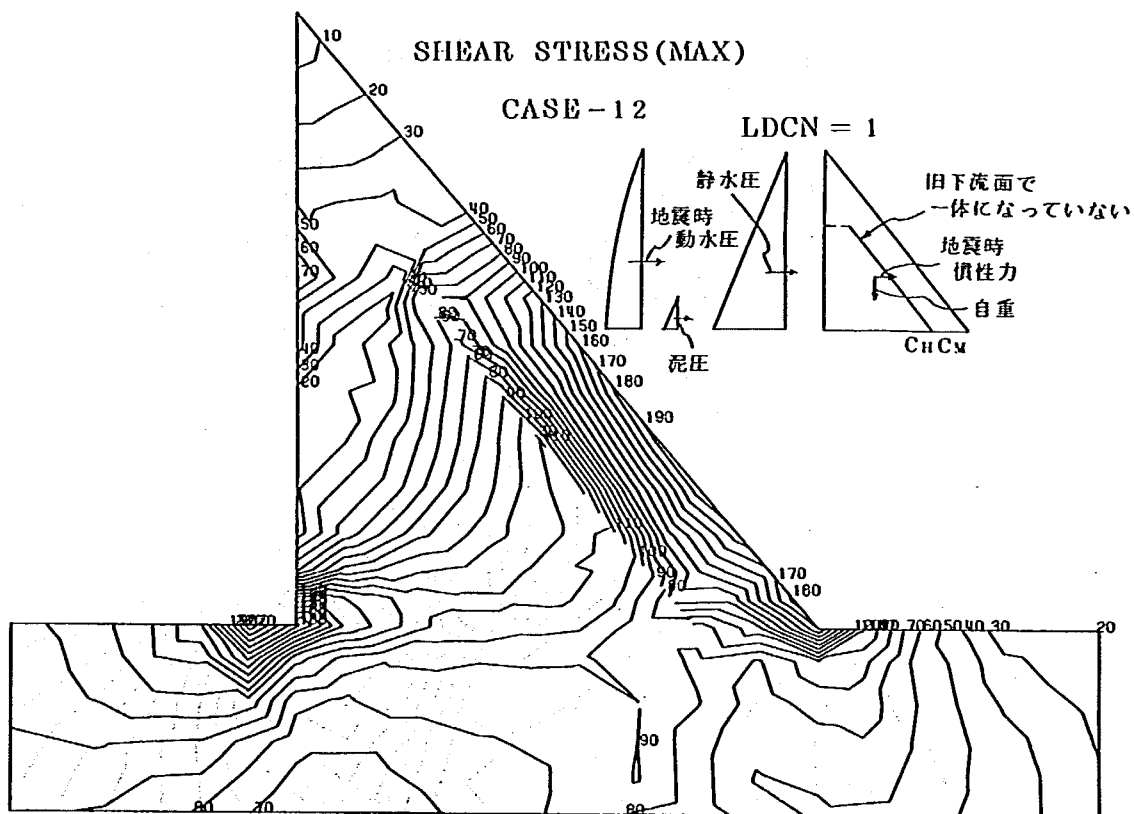
付図 - 11 - Ⅲ



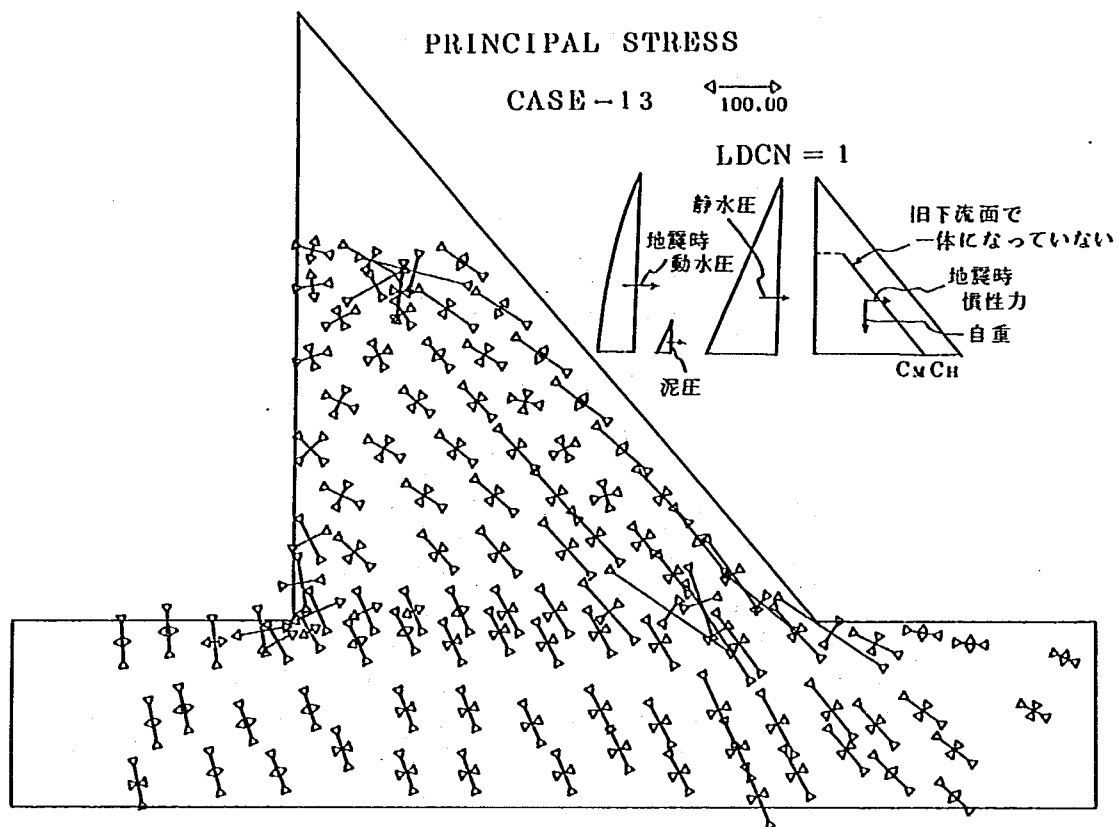
付図 - 12 - I



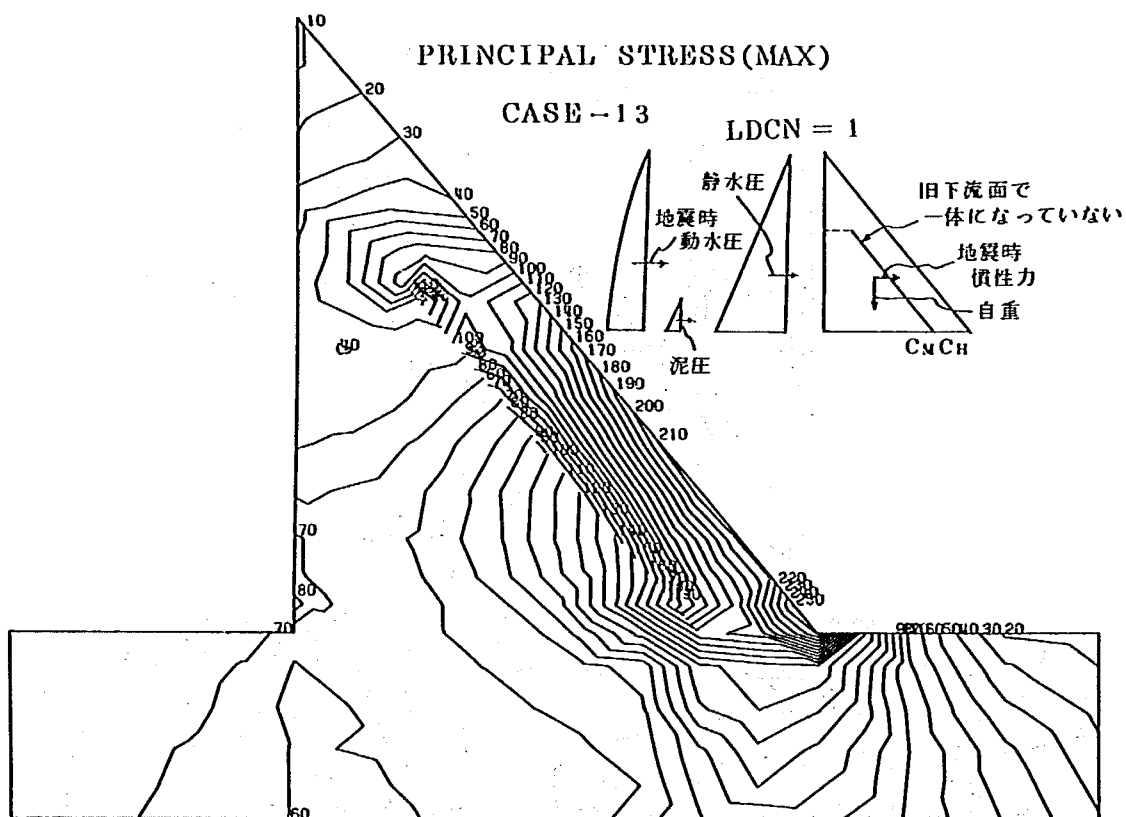
付図 - 12 - II



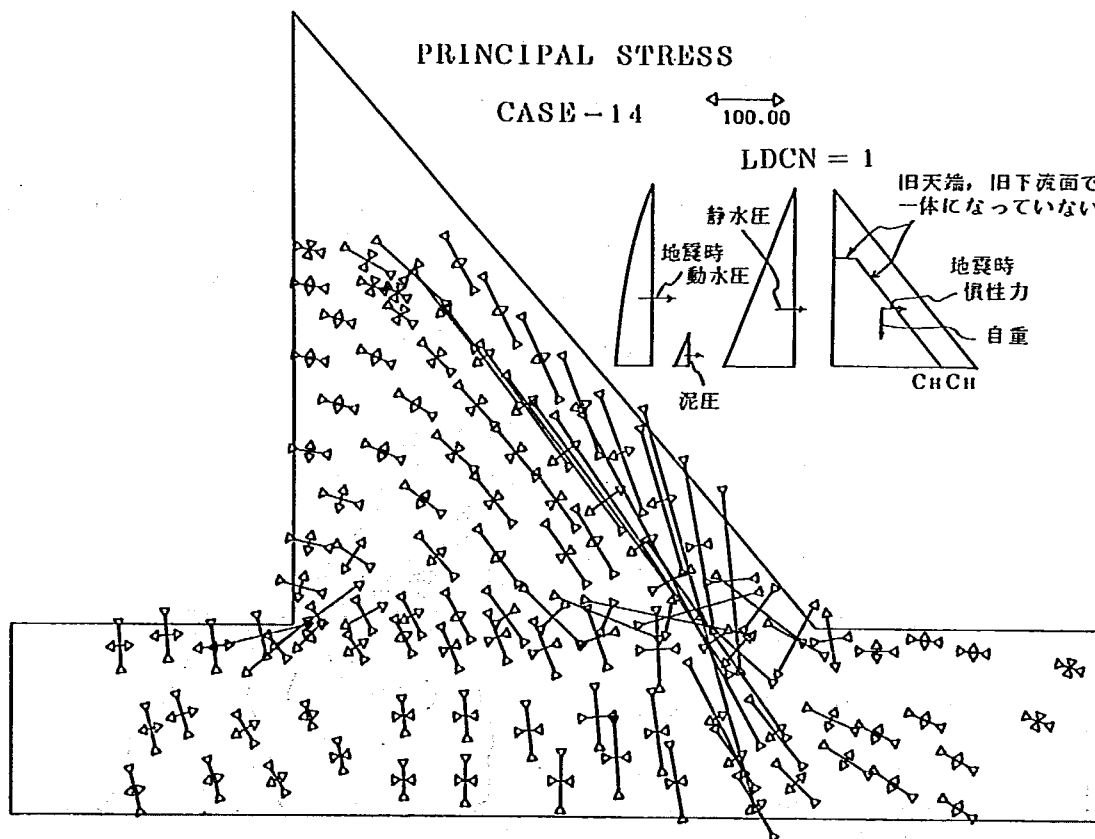
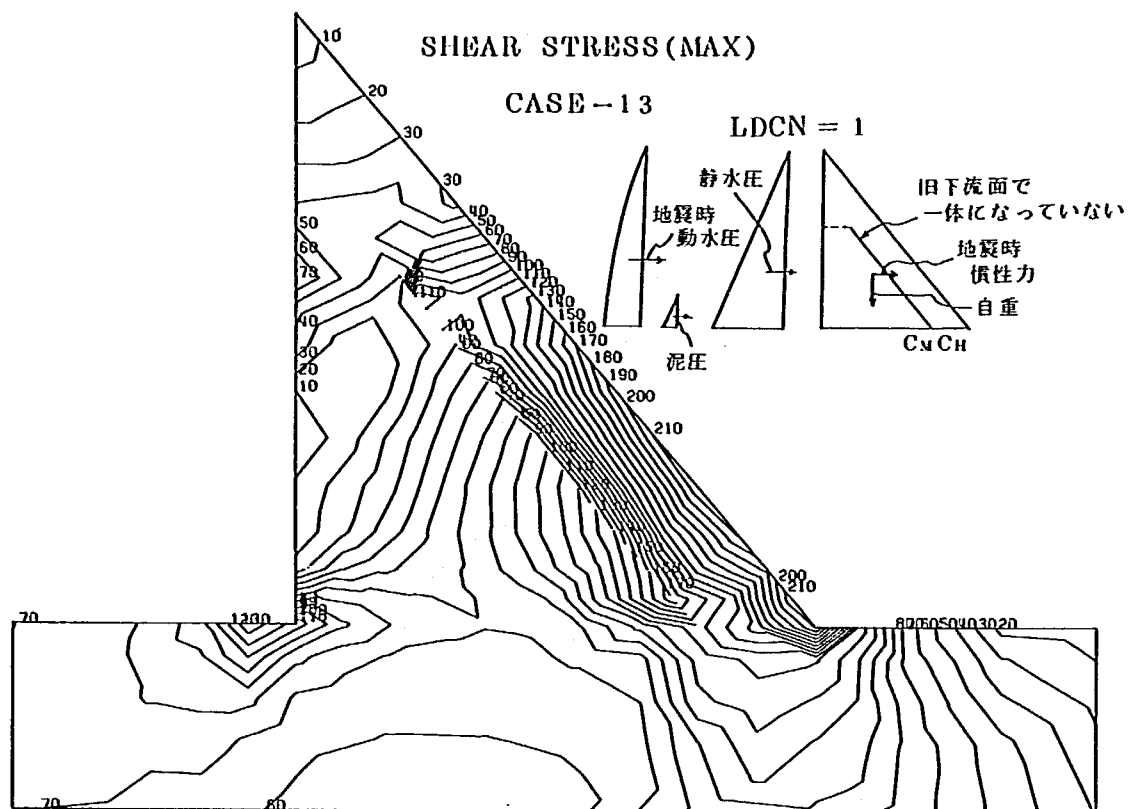
付図 - 12 - III

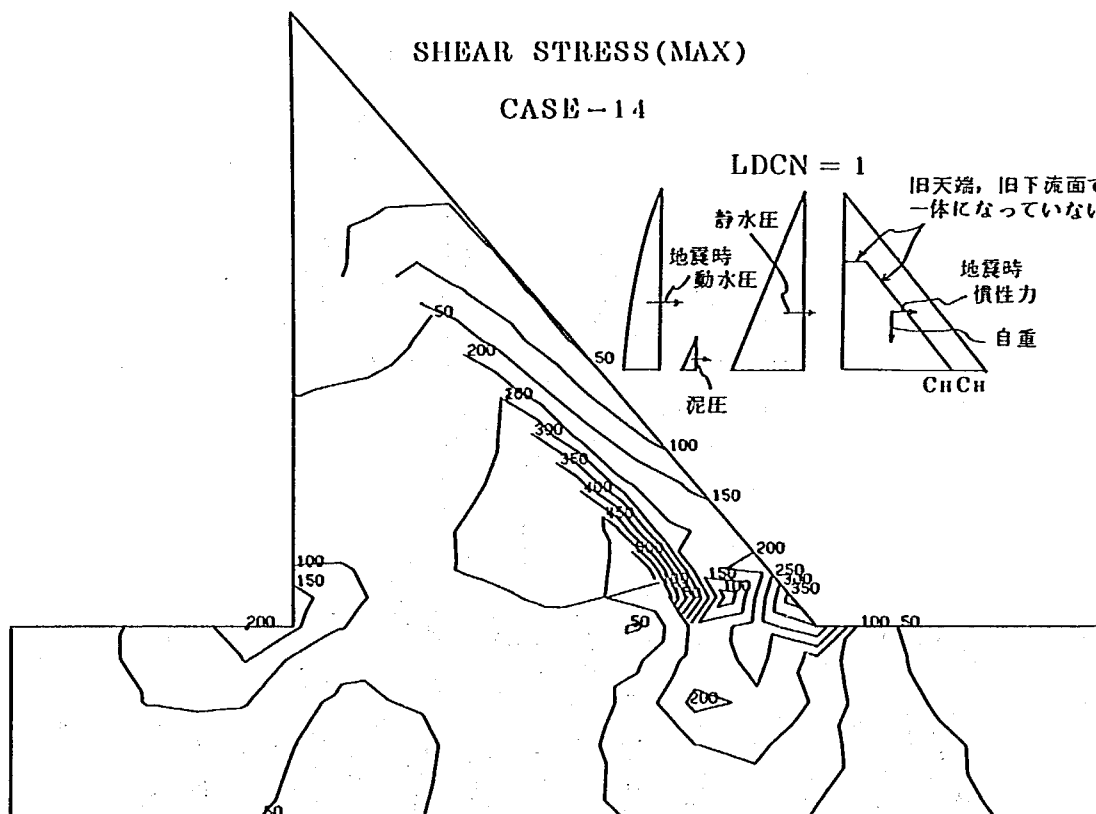
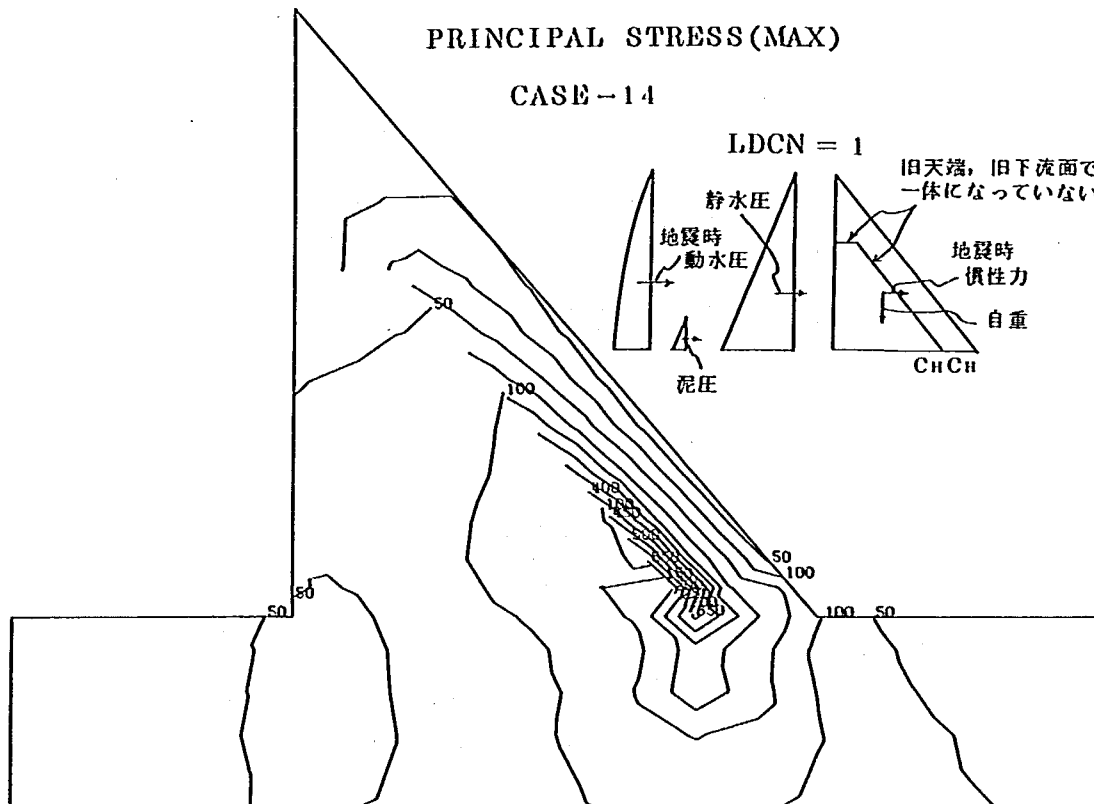


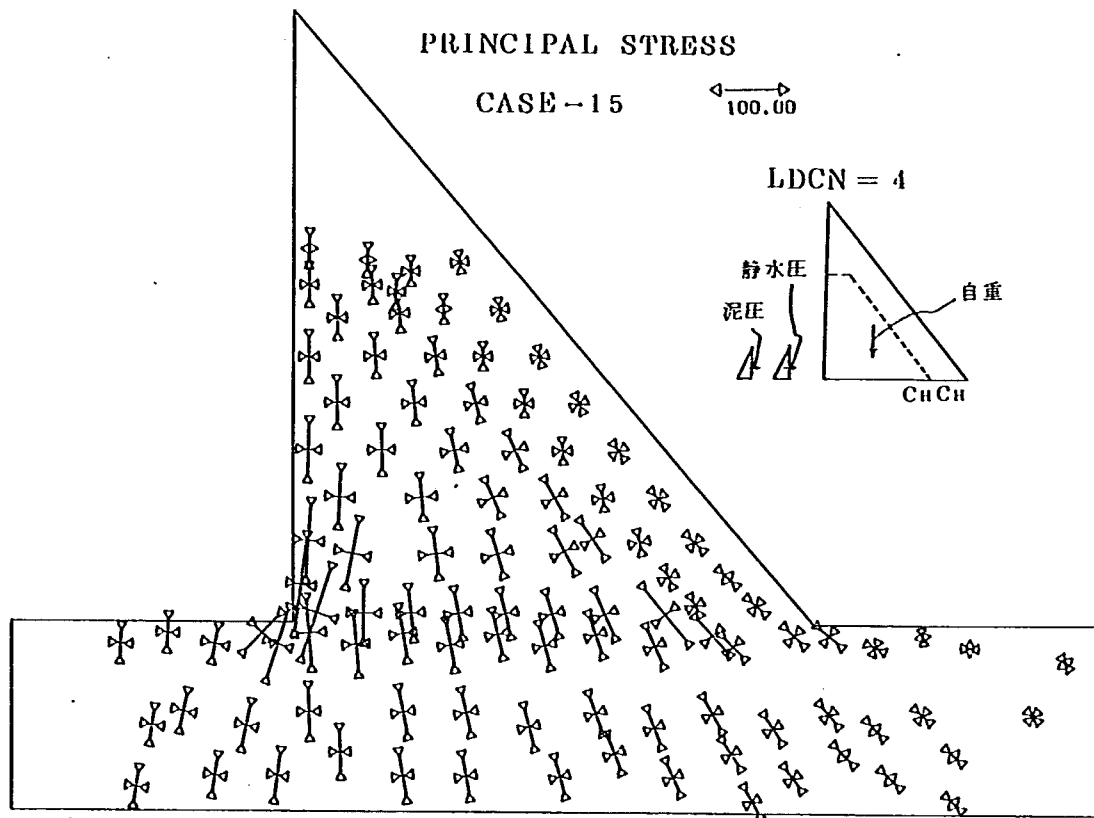
付図 - 13 - I



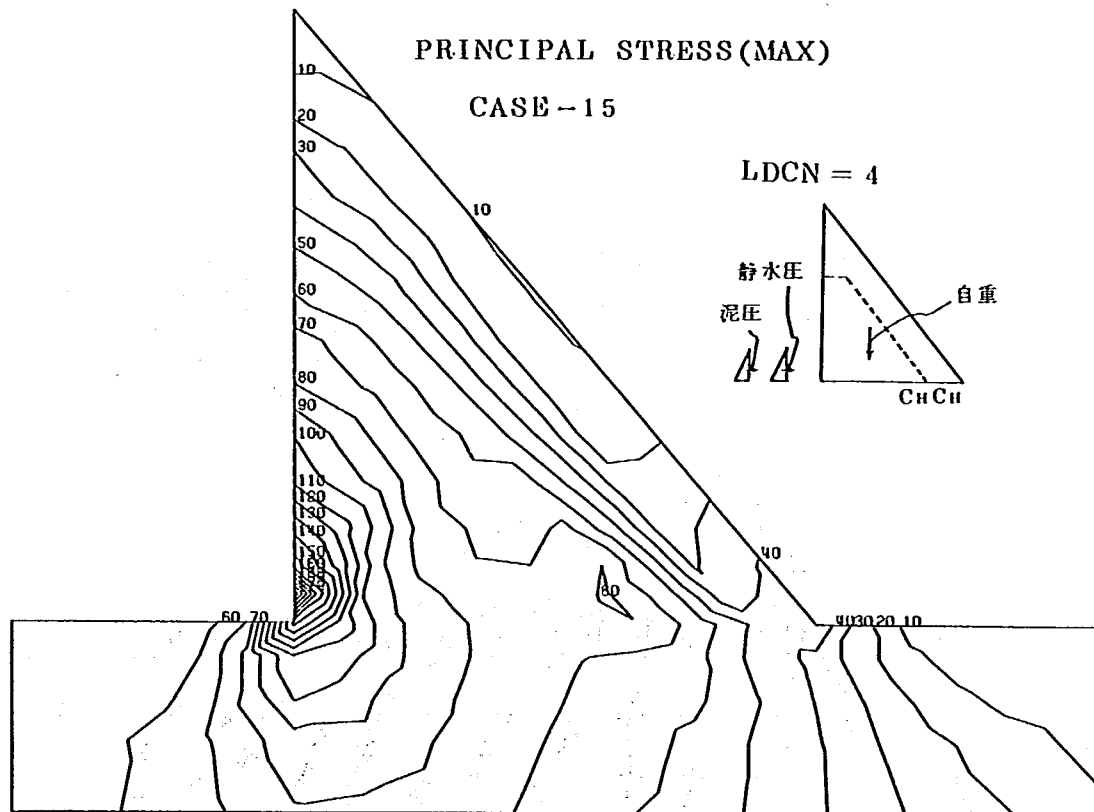
付図 - 13 - II



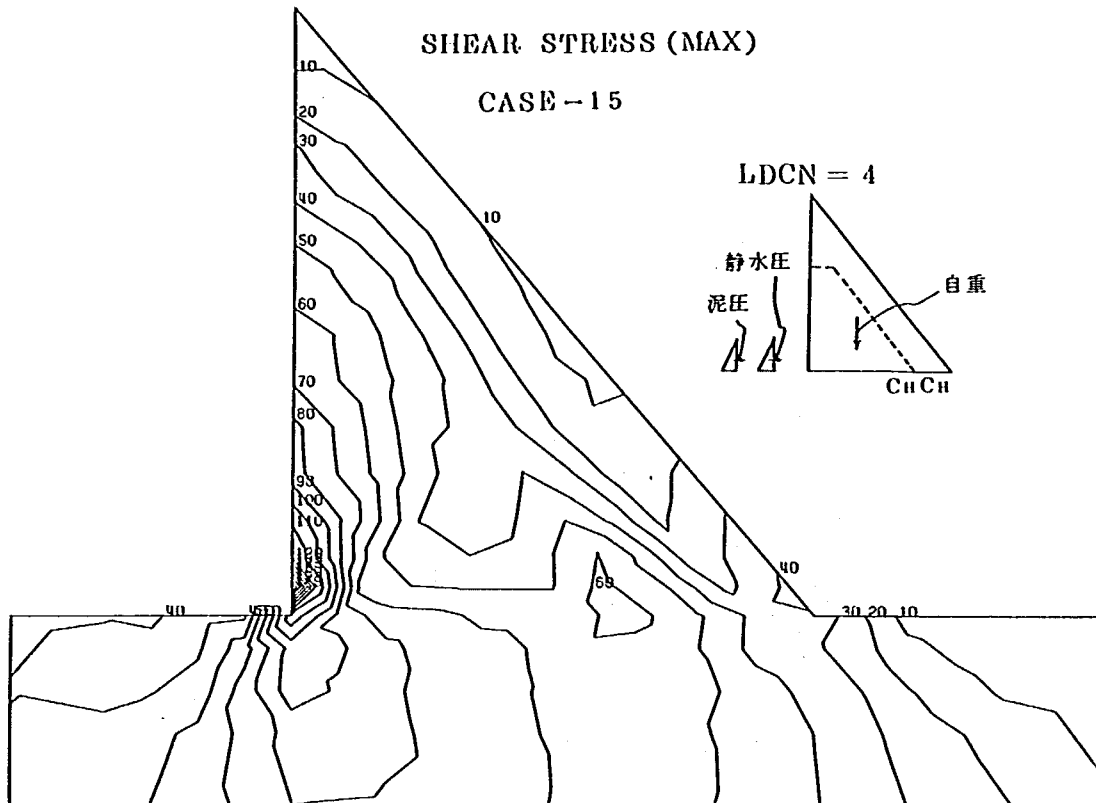




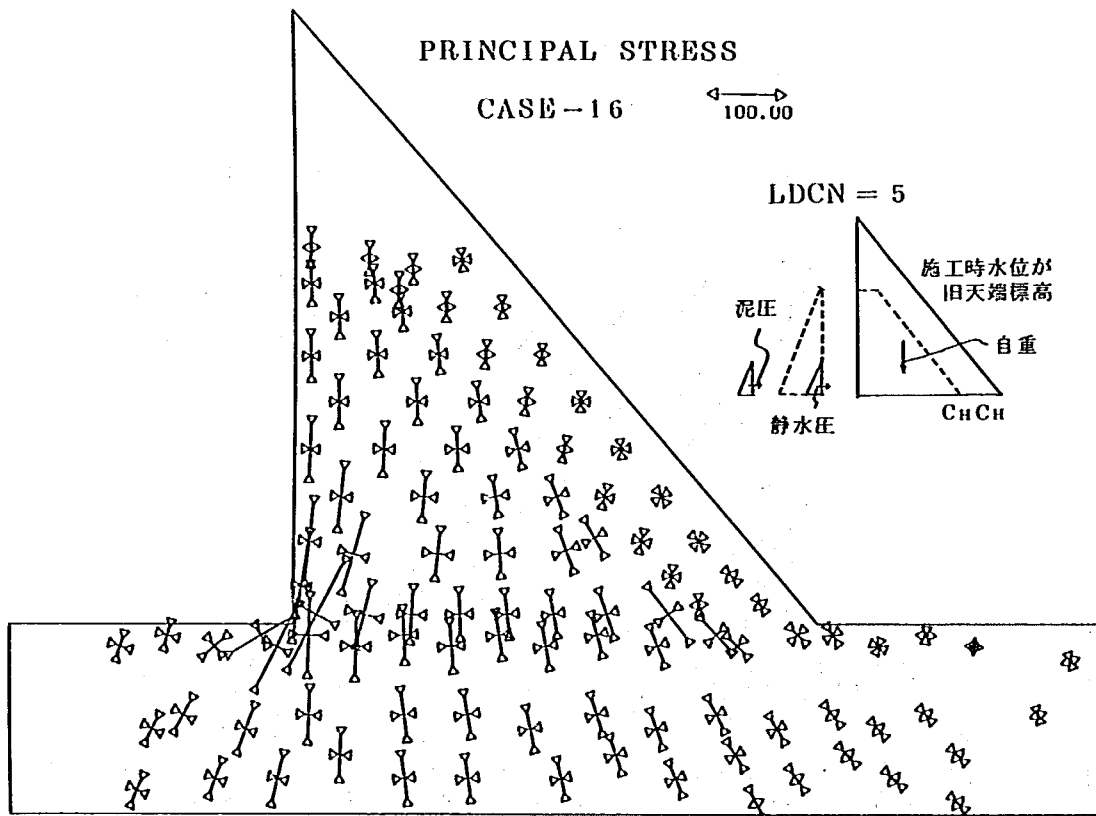
付図 - 15 - I



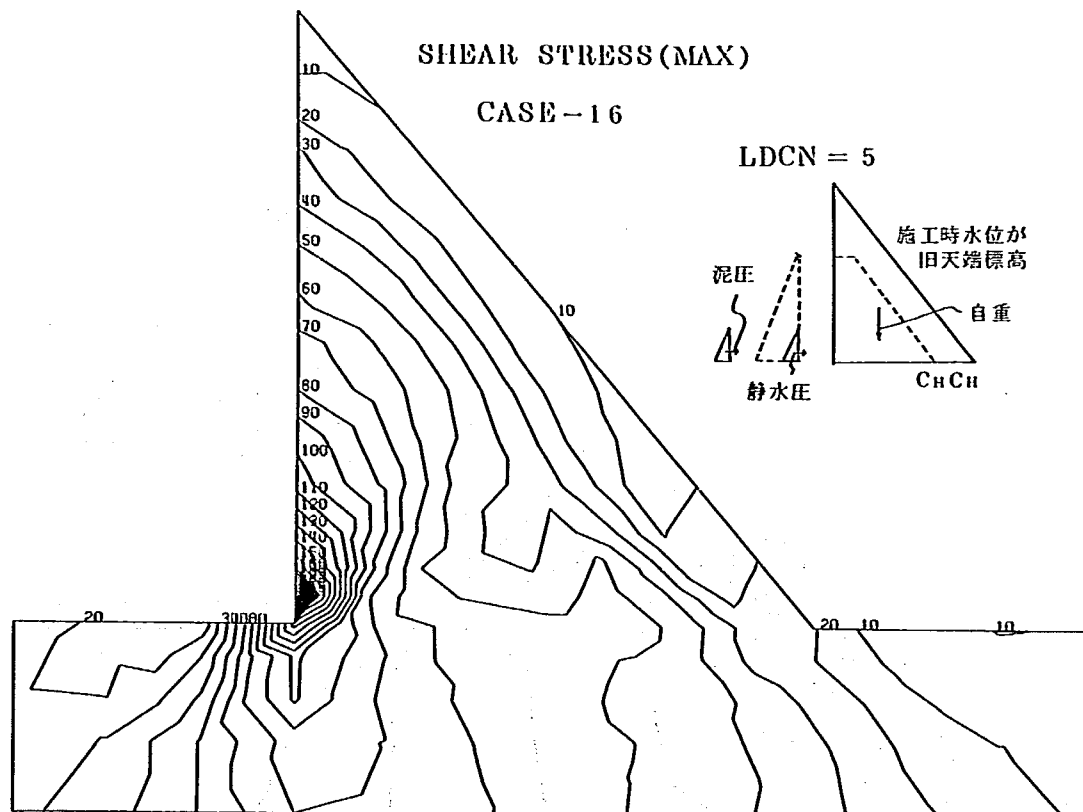
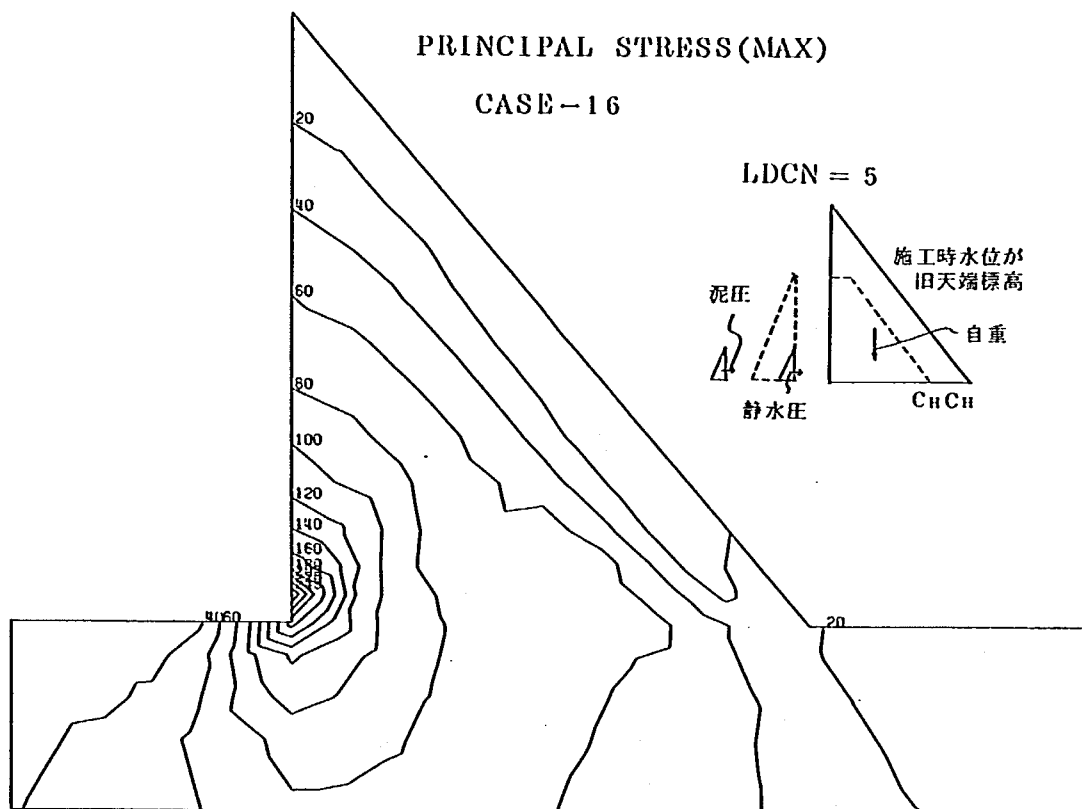
付図 - 15 - II

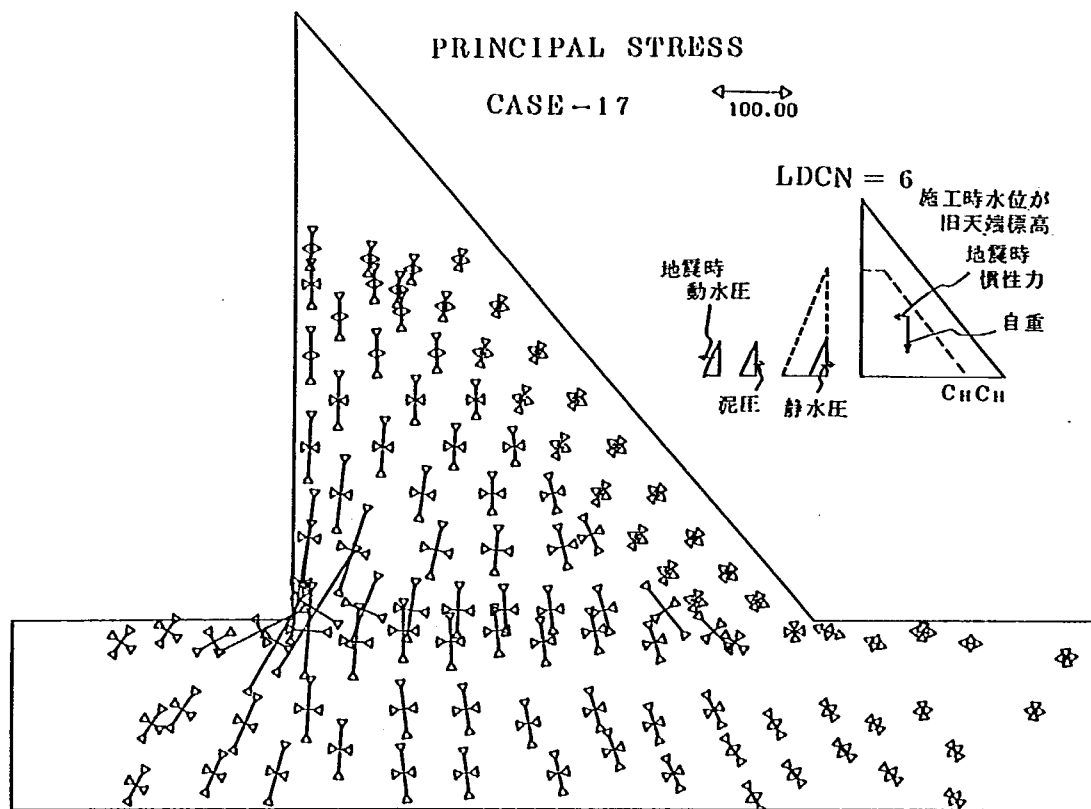


付図 - 15 - Ⅲ

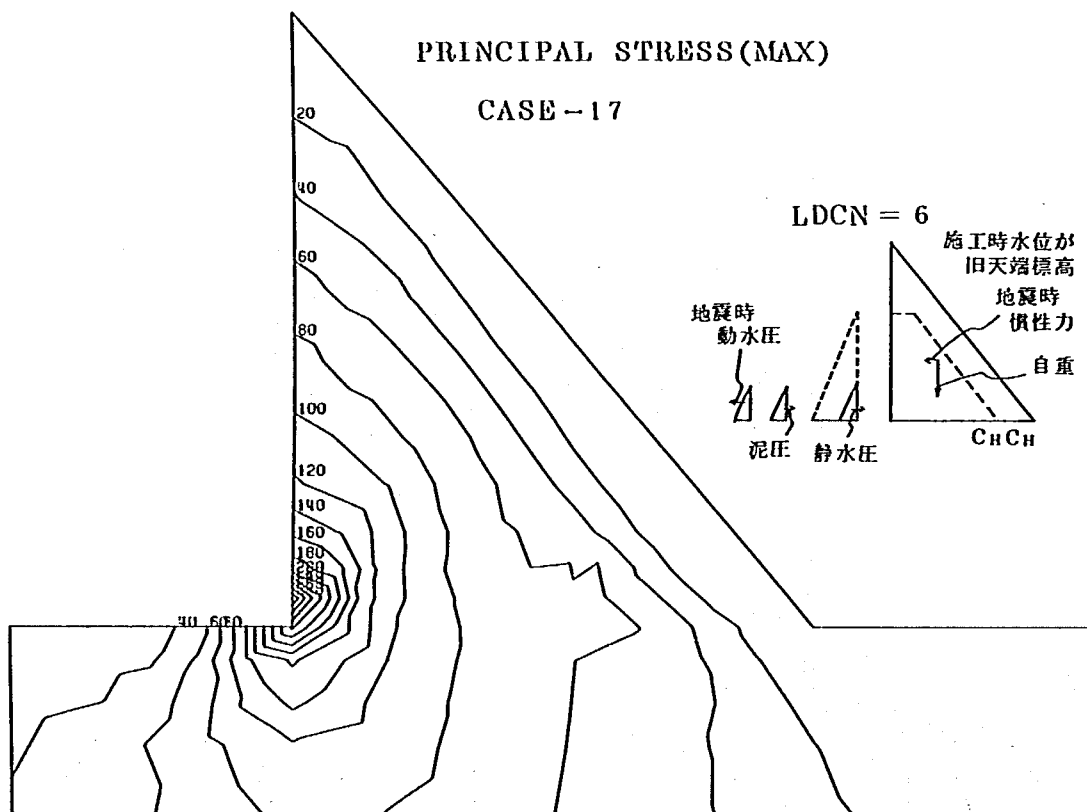


付図 - 16 - I

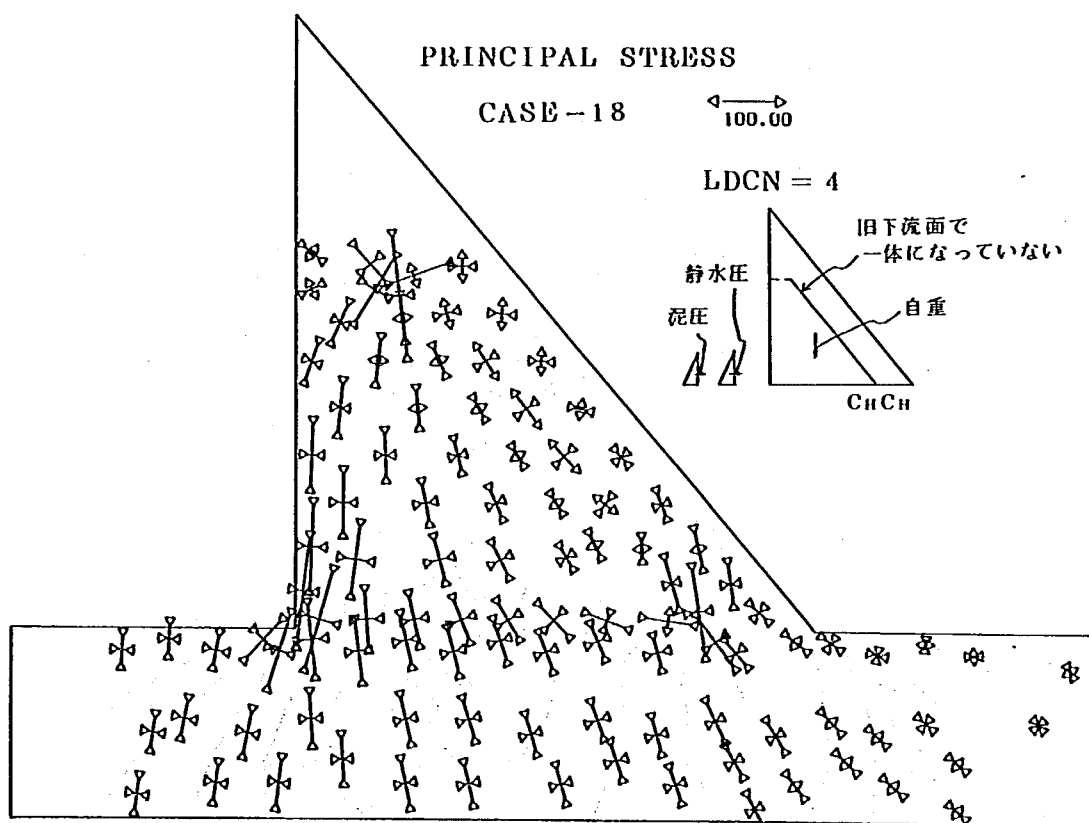
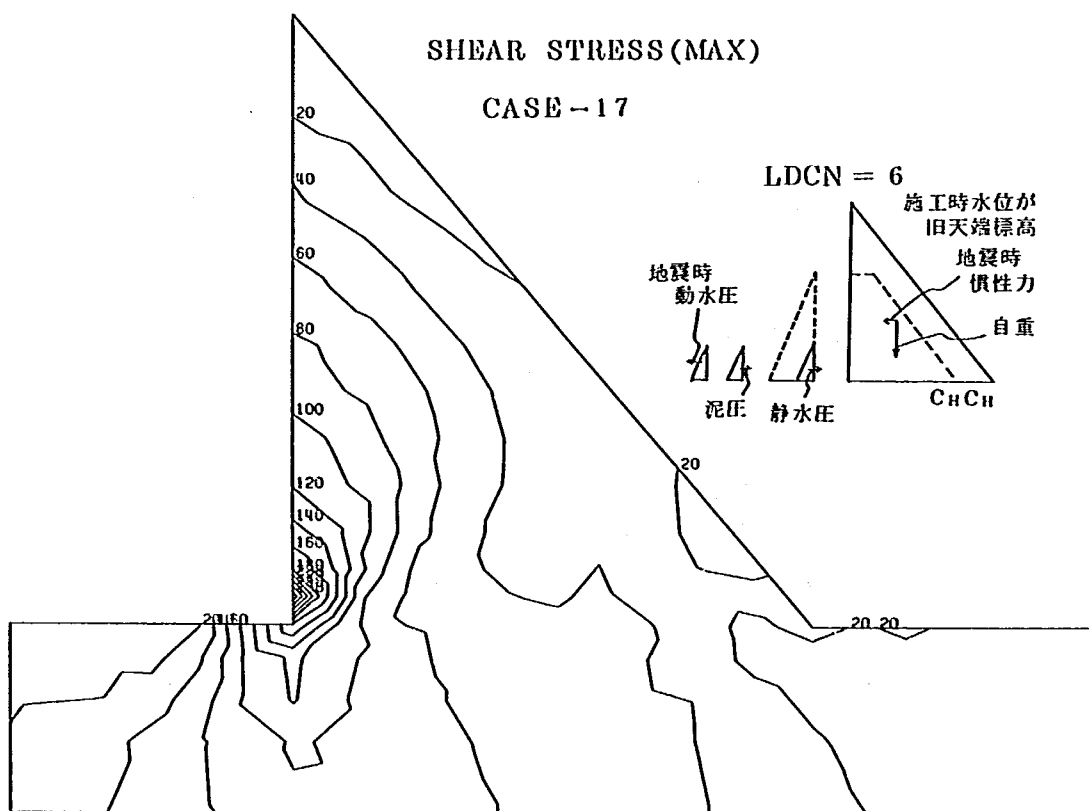


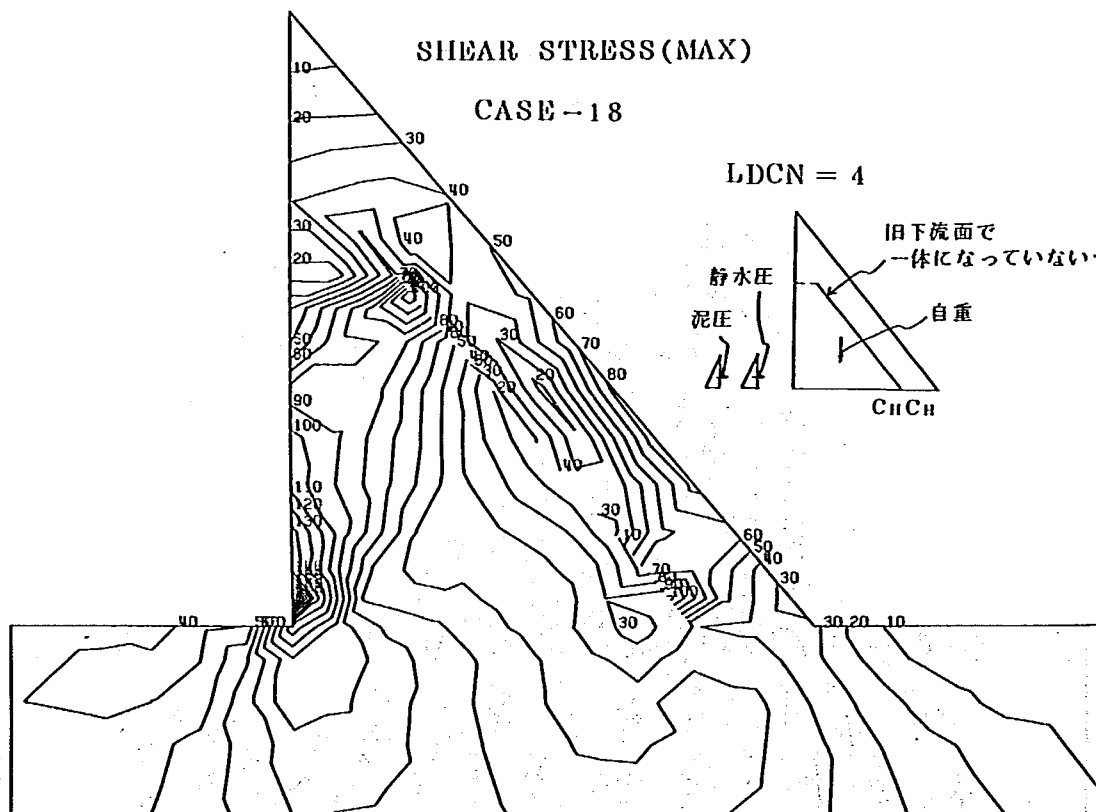
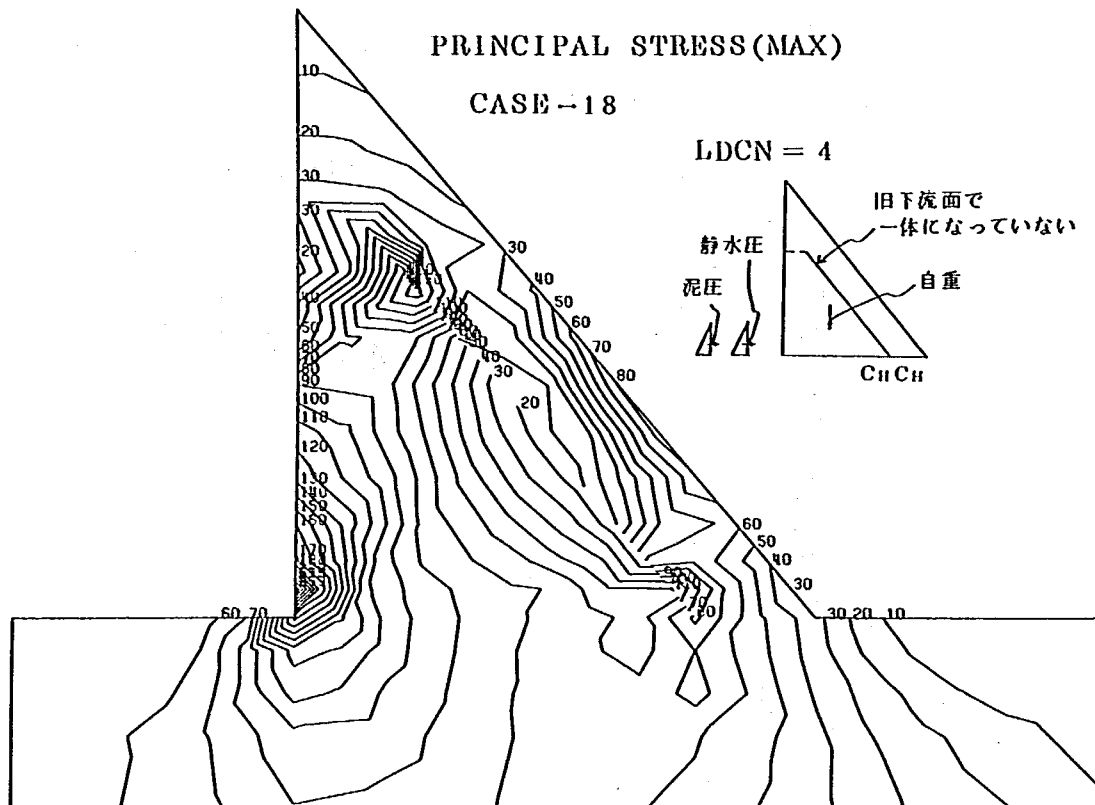


付図 - 17 - I



付図 - 17 - II





第4章 嵩上げダムの埋設計器の配置とデータの整理に関する提案

ここでは嵩上げ式コンクリート重力ダムおよび傾斜継目を持った重力式コンクリートダムの施工時および完成後の挙動を観測し今後のこのタイプの合理的な設計施工管理の参考とするために標準的な計器の配置、計器測定の頻度、測定結果の整理方法等を提案する。

4-1 測定項目と計器の標準配置

測定項目は表-4-1のように変形・応力・温度の3つに分類した。このうち嵩上げダムの挙動を知るには、新旧堤体の打継面に埋設される継目計・せん断変位計が有効と思われる。

表-4-1 埋設計器の種類と測定項目

測定項目	測定の目的	計器の種類
変形	新旧堤体の一体性を把握	継目計
	(斜継目をはさんで上下流堤体の一体性)	せん断変位計
	堤体内部のひずみを測定	ひずみ計
応力	堤体着岩部の応力を把握	応力計
温度	新旧堤体あるいは斜継目をはさんだ上下流堤体の温度分布を把握	温度計

4-2 計器の標準配置

A. 嵩上げダムの場合

計器は堤体全体に埋設する必要はなく、ダムの最大断面を有するブロックと測定値の信頼性を高めるために補助ブロックを設定し合わせて2断面に埋設する。しかし、新堤体着岩部に断層が存在したりゆるんだ岩盤を置換したところではその断面を補助断面とするのが望ましい。

継目計 一般には最大ブロックの中央部に埋設されているが、新旧コンクリートの打継目のはく離が最も懸念される。横継目付近の挙動を把握するために横継目から1,500mmの位置に4ヶ所ほど埋設する。(新堤体着岩部, 旧堤体低位標高, 中位標高, 旧堤体天端)
(図-4-1)

温度計 新堤体の温度分布状況を把握するために新堤体着岩部から10m間隔で埋設される。また上下流方向の温度分布は境界付近で変化が著しいので2個ずつ埋設する。それと同時に新堤体コンクリート硬化熱が旧堤体に及ぼす影響を知るために旧堤体中位標高にも図-4-2のように埋設する。

応力計 コンクリートが打設されて

基礎岩盤が覆われ、ハーフリフトが打設された時点で埋設する。また旧堤体にも応力計を埋設し、新堤体の応力値とから実際の値と理論値を比較して今後の嵩上げダムの設計に供することを旨とする。

ひずみ計 ひずみを応力に換算するのであるが、その値はひずみ計の近傍の局所的影響、温度による影響、埋設施工中の不確定因子による影響など無応力状態を基準とした絶対的な応力を示しているとは言い難い。したがってある外力状況の応力値を基準にして外荷重の変化に伴う応力の変化を相対的に把握するのが望ましい。

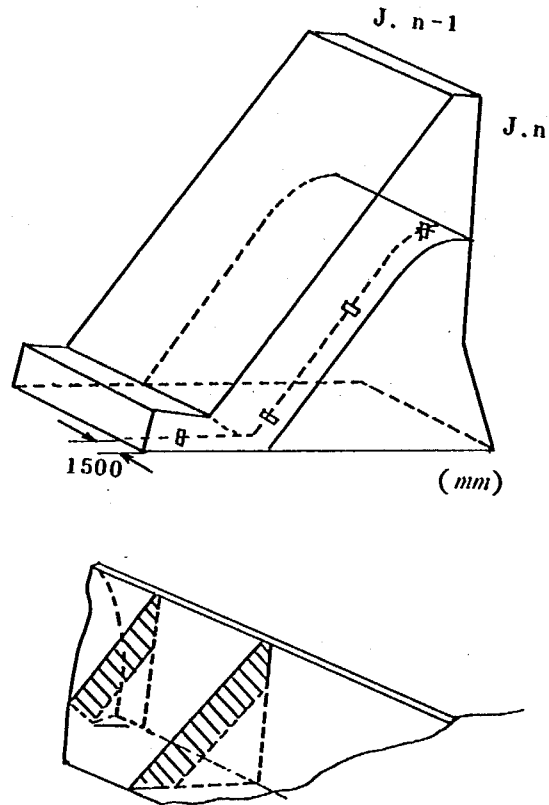


図-4-1 埋設断面及び埋設位置

- 凡例
- ・ 温度計 同一標高に 5 ケ
 - Ⅱ 継目計 新堤体着岩部に 2～3 ケ
 - I 歪 計 新堤体中央部に 3 ケ
 - i 応力計 新堤体着岩部に 2 ケ
旧堤体上流端に 1 ケ

継目計及
せん断変位計 4～5 ケ

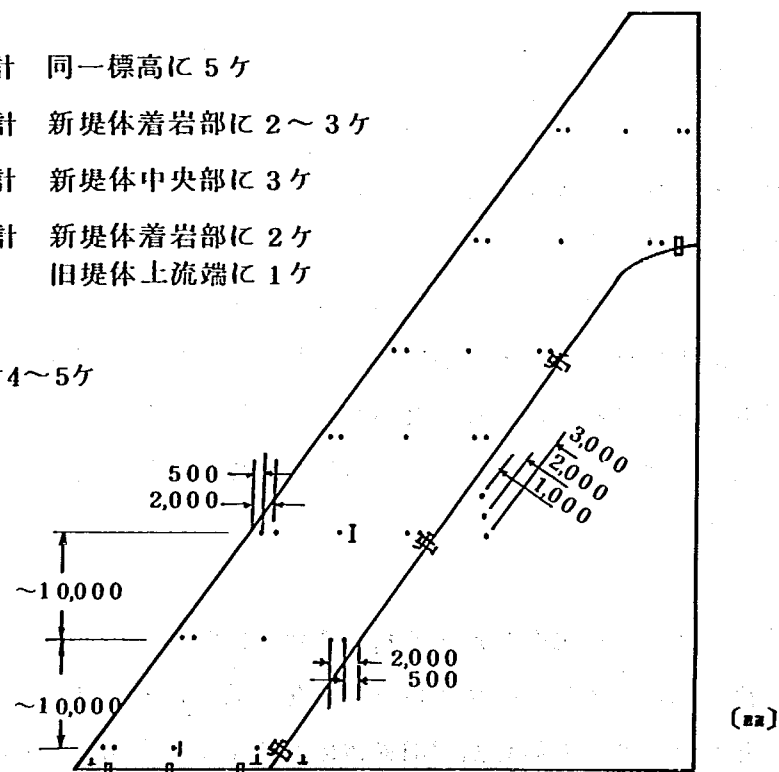


図-4-2 最大断面での標準配置図

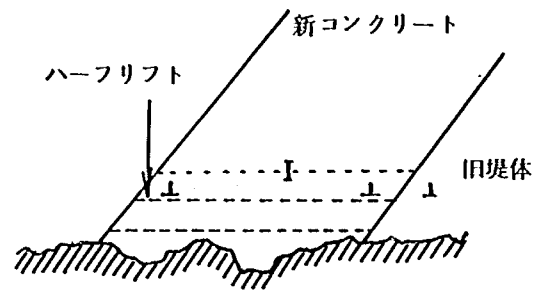


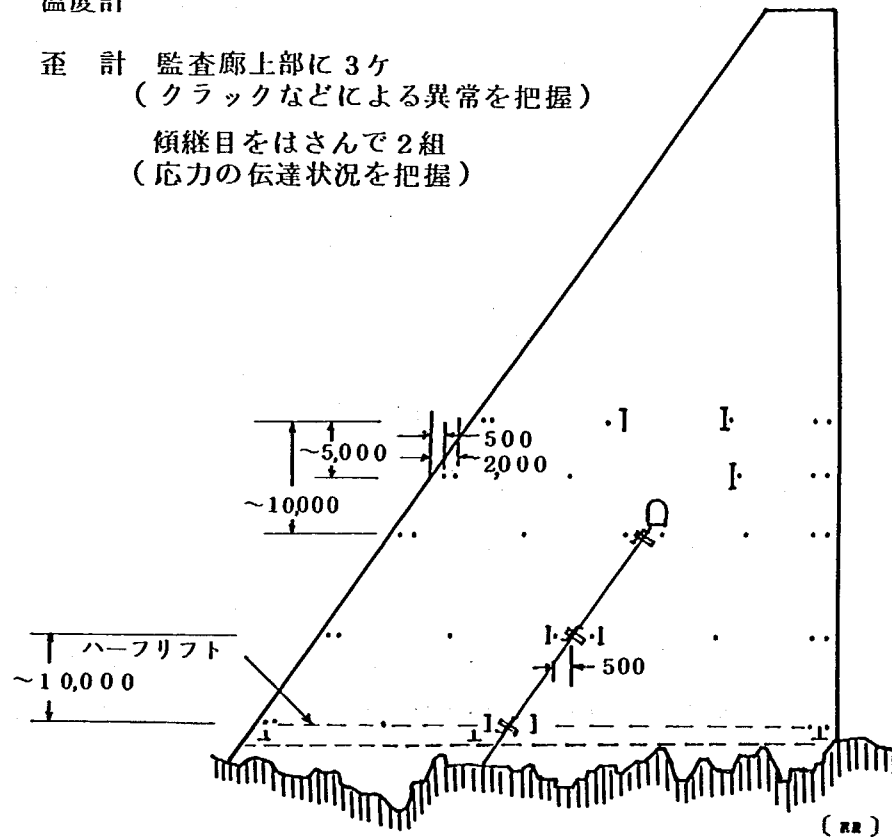
図-4-3 岩盤付近の埋設

B. 傾斜継目ダムの場合

凡 例

- ・ 温度計

- I 歪 計 監査廊上部に 3ヶ
(クラックなどによる異常を把握)
傾継目をはさんで 2組
(応力の伝達状況を把握)



- I 応力計 堤体着岩部に 4ヶ (埋設法は嵩上げダムに準ずる)
継目計及びせん断変位計 斜継目に 3~4ヶ

図-4-4 計器の標準配置図 (傾斜継目ダム)

この場合にも計器は最大断面のブロックと補助断面を設け、それら 2 断面に埋設する。

ひずみ計及び応力計の埋設位置は嵩上げダムの場合に準ずる。

4-3 測定の頻度

測定頻度は表-4-2のように期間を3つに区切った。

表-4-2 埋設計器の測定頻度

	継目計	せん断変位計	温度計	応力計・歪計
埋設→処女湛水	1/週	(継目計に同じ)	1/日(2週間まで) 1/週(2週間以降)	1/週
処女湛水→満水 →水位低下	1/日		1/週	1/週
再湛水→5年	1/週(2年間) * 1/月(2年以降)		1/月	1/月

処女湛水してから水位が下がるまでのあいだに堤体の挙動に異常があった場合、継目計、せん断変位計の測定値と一緒に貯水位も確認しなければならない。

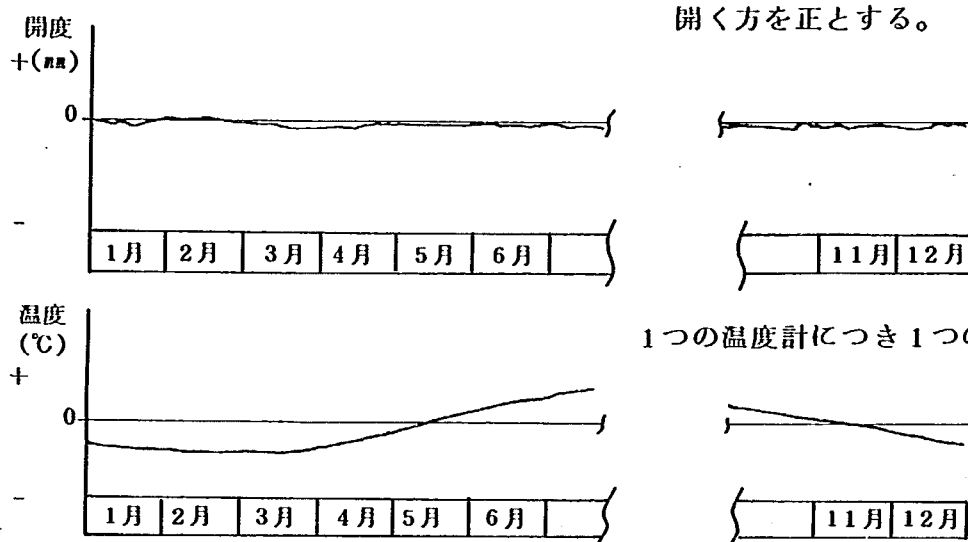
* 水位の急降下、急上昇のある洪水時には短期間に水位が変動するので、継目計・せん断変位計の測定頻度は6時間毎の計測とする。但し、自動計測装置を使用しているダムの場合である。再湛水とは、処女湛水が終わり本格的な湛水を意味する。

4-4 計測結果の整理

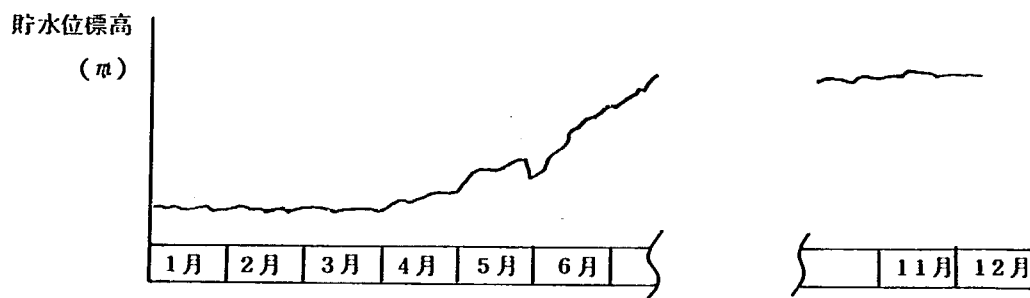
計測結果は次に示すように1年単位でまとめておく。

1. 継目計・せん断変位計

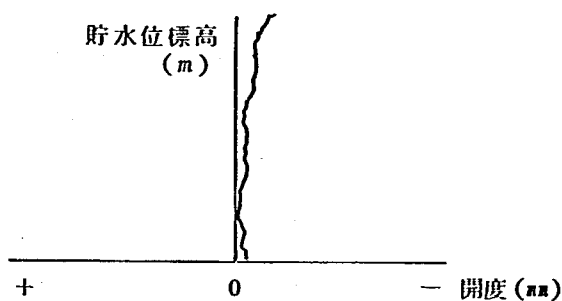
継目の開度に影響を与える因子には、堤体の温度と貯水位とが考えられる。また湛水前の影響因子は当然温度のみである。温度については、計器と同一標高の温度計の読みを全て記録しておく。



湛水後 貯水位の測定記録も併記される。その時、開度と貯水位の関係も記入して



おく。



Ⅱ. 歪計 (n成分) ・応力計

歪計は応力に換算せずに表わし、貯水位とひずみ、あるいは貯水位と応力の関係は単年毎にまとめる。歪計は伸びを正として n 成分たてに並べ、貯水位及び計器と同一標高の温度計の読みも合わせて記入しておく。

応力計の記録整理は歪計の場合に準ずる。旧堤体に埋設してある温度計の標高とも一致した場合、これも合わせて併記しておく。したがって、新堤体の温度計の読みは、応力計が同一標高に数個埋設している場合、継目計がある場合には重複することになる。

第5章 まとめと今後の研究動向

嵩上げダムの問題として次の事項が挙げられる。

1. 新コンクリートの硬化熱による温度応力
2. 新旧コンクリートの弾性係数の相違による影響
3. 基礎岩盤の影響
4. 新旧堤体の打継目の影響
5. 貯水位による影響

これらについて整理すると、まず2.についてはモデルダムを用いた弾性計算によれば、新旧堤体の弾性係数比が0.8程度であっても、打継目の応力状況には何ら影響がなく、新旧堤体の荷重分担割合の偏重もないことがわかった。したがって実際には新旧堤体の弾性係数比は0.8以上が期待でき、弾性係数の相違による影響は問題がないと言える。

3.については、着岩部・打継目の応力状況に基礎岩盤の影響が見られる。着岩部の応力は空虚時よりも満水時に基礎岩盤の影響を受け、応力分布の変化の割合は新堤体岩盤の弾性係数が旧堤体岩盤の弾性係数よりも小さいときに大きくなっている。また、打継目の応力は、せん断応力が旧下流面部下部の打継目で顕著に基礎岩盤の影響を受けている。ただし、これらもモデルダムを用いた弾性計算結果が示しているものである。

4.については、打継目において新旧堤体が一体となっていないとしたモデルダムの弾性計算において打継目は開く傾向にないことが示され、打継目の施工処理上興味深く思われる。

貯水位が満水時・空虚時について、モデルダムの弾性計算結果を用いて打継目の応力を比較したのであるが、旧天端の打継目では、垂直応力・せん断応力とも貯水位の影響を受けており、旧下流面部の垂直応力はそれ程影響を受けていない。また、施工時水位の影響も、打継目及び新堤体着岩部には重大でないといった結果が出ている。

今まで述べた他に地震力についても、考慮した場合と考慮しない場合について検討したが応力状況に顕著な相違は現われていない。

以上はモデルダムによる計算上の検討が先行した形になってしまったが、今後はさらに嵩上げダムの実測挙動記録を集め、打継目の挙動ばかりでなく、実際の堤体の応力状況の把握あるいは未解決の温度応力に関する問題を、検討する必要があると考えられる。

参 考 資 料

I 嵩上げ計画ダムの概要（昭和55年12月現在）

1. ダム固有の問題点（地質）

○ 萱瀬ダム 長崎県 昭和37年竣工 予備調査

旧堤体岩盤河床部及び新堤体岩盤河床部に問題がある。旧堤体掘削の折に河床より右岸部に自破砕溶岩（凝灰角礫岩）がみられ、試錐横孔により調査し今後の計画設計に際して検討を考えている。

○ 天君ダム 熊本県 昭和45年竣工 予備調査

基礎岩盤は中生代白亜紀の真岩砂岩の互層から成り真岩は砂質のものが多く、部分的に弱い破砕が見られ油肌が発達し、岩質はもろい。風化状況は、真岩類の表層部の風化が著しく進みチリ割れ状になっており岩質的にきわめてもろく、新鮮な岩盤でもスレーキング現象が見られる。このダムでは、新堤体岩盤河床部に問題があり、岩盤は真岩で滑り面が発達しているので強度がかなり小さく、透水性にも難点があるようだ。

○ 木屋川ダム 山口県 昭和29年竣工 実施計画調査

旧堤体岩盤右岸アバットメントの堤趾部基礎岩盤に、風化しているところが一部分認められる。また、新堤体岩盤河床部の上下流方向に走る、幅4～5m程度の断層が存在しており、置換処理等が必要とされる。

○ 丸山ダム 中部地建 昭和31年竣工 実施計画調査

ダム基盤には、破砕層が数本存在し、左岸上部アバットメントは岩盤の露頭が少なく、基盤岩となっている粘板岩はかなり深部まで風化が進んでいる。この対策については地山が大きいので十分な深さの掘削を行えば解決できるとしている。一方右岸アバットメントのチャートは、鉛直方向の層理とこれに直交する節理によって大きくブロック状に区切られるのでロックアンカー及びグラウチング等の岩盤改良工法を考えている。透水性については左岸は深度40mまで $Lu \geq 30$ 、右岸は深度25mまで $Lu \geq 50$ の高い値を示す部分があるが、岩塊そのものが硬く良好なのでグラウチングによる止水効果が期待できるとしている。

2. そ の 他

○ 木屋川ダム

左岸鞍部の安定対策工法としてグラウトによる止水対策工法を検討している。

木屋川ダムでは現ダムの利水容量を代替する機能がなく工事中の制限水位を設定して施工

しなければならない。その際にダムは洪水調節及び利水放流の必要性から転流工を設け、その取水口に流量調節用ゲートを設置する予定であり、既存の放流設備は撤去し、工事中の発電は上流の取水ゲートを閉塞し休止する。

コンクリート運搬設備はH形ケーブルクレーン、軌索式ケーブルクレーン、トレススル式ジブクレーンの3方法検討し施工性、経済性からH形ケーブルクレーンにより全面打設を予定している。

○ 丸山ダム

ダムの集水面積、洪水流量が大きく、工事期間中の流水処理方法が問題となり、放流設備の施工如何によってダムの嵩上げ方式が決まる。

現在（昭和55年12月）3通りの嵩上げ案があり検討中である。

3. 嵩上げ計画ダム（含建設中）の諸元

嵩上げ計画ダム（含建設中）の諸元（その1）						
ダム名	木屋川		九 山		新 中 野	
所在地	山口 県		岐 阜 県（中部地建）		北 海 道	
竣工年月日	S29. 9. 30		S31. 3. 30		S35. 11	
	新 堤 体	旧 堤 体	新 堤 体	旧 堤 体	新 堤 体	旧 堤 体
天 端 標 高	EL 109,500m	EL 99,000m	EL 214.80m	EL 190.00m	EL 270.90m	EL 249.00m
天 端 幅	5,000m	3,000m	_____ m	6.00m	4.00m	3.00m
嵩 上 高	10,500m	_____ m	24.80m	_____ m	21.90m	_____ m
堤 高	51,500m	41,000m	123,00m	98,20m	74.90m	53,00m
堤 頂 長	222,700m	174,300m	A（下流案）330m B（同軸洪水吐 左岸）330m C（同軸洪水吐 中央）330m	260m	248.00m	162.00m
堤 体 積	(91,000) (増加分)175,500m ³	84,500m ³	A890,000 (増加分)B820,000 C740,000m ³	497,000m ³	(増加分)201,000m ³	744,400m ³
勾 配 {	非越流部 上 流 面 1:0.1 下 流 面 1:0.86	非越流部 上 流 面 1:0.1 下 流 面 1:0.8	1: EL _____ m迄 1:A1:0.85 B1:1.03 C1:1.03	1:0.12 EL 183m迄 1:0.75	1:0.08 EL _____ m迄 1:0.78	1:0.08 EL _____ m迄 1:0.78
越 流 部 標 高	EL 99.20m	EL 90,000m	EL A160.5m B165.5m C165.5m	EL 166.30m	EL 267.30m	EL 246.00m
非越流部標高	EL 109.50m	EL 99,000m	A199.8m B198.6m C199.7m	EL 190.00m	EL 270.90m	EL 249.00m
水 面 積	263K ²	1.61K ²	3.70K ²	263K ²	0.175K ²	0.077K ²
総 貯 水 量	43,000千m ³	21,750千m ³	146,350千m ³	75,920千m ³	3,340千m ³	764千m ³
有 効 貯 水 量	41,300千m ³	21,080千m ³	105,220千m ³	38,390千m ³	2,820千m ³	600千m ³
洪水調節容量	18,300千m ³	9,000千m ³	72,000千m ³	20,170千m ³	1,740千m ³	_____ 千m ³
堆 砂 量	1,700m ³	670m ³	7,800m ³	7,800m ³	520千m ³	64千m ³
堆 砂 位	EL 77.600m	EL 74,000m	EL 144m	EL 144m	EL 242.70m	EL 230.00m
常 時 満 水 位	EL 99.200m	EL 96,500m	EL 186.30m	EL 179.80m	EL 261.20m	EL 246.00m
洪水時満水位	(サーチャージ水位) EL 107,500m	EL 97,500m	EL 209.40m	EL 188.30m	EL 267.30m	EL 247.22m
設 計 洪 水 位	EL 108,000m	EL _____ m	EL 213.00m	EL _____ m	EL 269.60m	EL _____ m

嵩上げ計画ダム（含建設中）の諸元（その2）

ダム名	荻 額		天 君		川 上	
所在地	長 崎 県		熊 本 県		山 口 県	
竣工年月日	S 37. 3		S 45. 4. 1		S 37. 3. 31	
	新 堤 体	旧 堤 体	新 堤 体	旧 堤 体	新 堤 体	旧 堤 体
天 端 標 高	EL 241.5m	EL 227.0m	EL 140.2m	EL 123.0m	EL 111,000m	EL 94,500m
天 端 幅	35.0m	35.0m	4.50m	4.50m	4,500m	4,500m
嵩 上 高	14.5m	_____m	17.2m	_____m	16,500m	_____m
堤 頂 長	252m	180m	274.0m	195.0m	187,254m	120,000m
堤 体 積	(増加分) 125,000m ³	82,000m ³	(増加分) 110,000m ³	85,000m ³	(増加分) (107,729) 162,700m ³	54,971m ³
上 流 面	1:01EL 204m迄	1:014EL 204m迄	1:0085EL 123m迄	1:0085EL 123m迄	1:02EL 65.00m迄	1:02EL 65.00m迄
勾 配 {						
下 流 面	1:09	1:076	1:090	1:078	1:083	1:075
越 流 部 標 高	EL 238.50m	EL 220.45m	EL 134.5m	EL 117.5m	EL 103,000m	EL 85,400m
非 越 流 部 標 高	EL 241.5m	EL 227m	EL 140.2m	EL 123.0m	EL 111,000m	EL 94,500m
水 面 積	0.395Km ²	0.214Km ²	0.238Km ²	0.147Km ²	0.6Km ²	0.4Km ²
総 貯 水 量	6,440千m ³	3,030千m ³	3,930千m ³	1,661千m ³	13,720千m ³	6,100千m ³
有 効 貯 水 量	5,740千m ³	2,630千m ³	3,610千m ³	1,340千m ³	13,500千m ³	5,880千m ³
洪水調節容量	3,140千m ³	2,290千m ³	2,750千m ³	1,340千m ³	1,500千m ³	1,500千m ³
堆 砂 量	700,000m ³	400,000m ³	320,000m ³	320,000m ³	220,000m ³	220,000m ³
堆 砂 位	EL 208.5m	EL 204.0m	EL 106.0m	EL 106.0m	EL 67,000m	EL 67,000m
常 時 満 水 位	EL 227.5m	EL 216.0m	EL 117.5m	EL 106.0m	EL 106,500m	EL 92,400m
洪水時満水位	EL 238.5m	EL 226.0m	EL 134.5m	EL 117.5m	EL 109,000m	EL 94,000m
設 計 洪 水 位	EL 240.05m	EL 226.0m	EL 138.0m	EL 121.5m	EL 109,000m	EL 94,000m

4. 各ダムが所有する図面

(昭和55年11月現在)

		木屋川	丸山	新中野	川上	萱瀬	天君
現(旧) 堤体関係	堤体関係 平面図	○	○	○	○	○	○
	断面図	○	○	○	○	○	○
	上下流平面図		○	○	○	○	○
新(現) 堤体関係	放流設備図		○	○	○	○	
	カーテングラウト施工図			○		○	○
新(現) 堤体関係	堤体関係 平面図	○		○	○	○	○
	断面図	○		○	○	○	○
地質関係	上下流正面図	○		○	○	○	○
	カーテングラウト施工図 (嵩上げ追加分)			○	○		
地質関係	地質平面図			○	○	○	○
	縦断面図			○	○	○	○

天君ダムでは原図がなく青焼が各1枚しかないために堤体関係図は抽

象的な図を送付してきた。地質図もボンチ絵である。

川上ダムについては一通りの図面類を当研究室が所有している。

5. 各ダムが行った試験・調査

		木屋川	丸山	新中野	川上	萱瀬	天君
試 物 試	錐 査 孔		○	○	○	○	○
	理 探		○	○	○		○
	掘 横		○	○	○	○	
旧堤体の着岩状況 基・岩の強度 新堤体基岩強度			○	○	○		
			○	○	○		
			○	○	○	○	○

6. 各ダムの建設工程

木屋川（嵩上）ダム建設工事年度別工事予定表

工 種	種 別	数 量	昭和 5 8 年 度			昭和 5 9 年 度			昭和 6 0 年 度			昭和 6 1 年 度			昭和 6 2 年 度			昭和 6 3 年 度			昭和 年 度			昭和 年 度		
堤 体 工 事	仮排水路，仮締切	一 式																								
	基 礎 掘 削	52.4 ^{千m³}																								
	ボーリンググラフト	11,500 ^m																								
	、コンクリート	95.5 ^{千m³}																								
	放 流 設 備	一 式																								
	取 水 設 備	一 式																								
仮 設 備	電 気 関 係	一 式																								
	工 事 用 道 路	1.8 ^{km}																								
	骨 材 プ ラ ン ト	一 式																								
	コンクリートプラント	一 式																								
補 償	道 路 関 係	13.2 ^{km}																								
	用 地 交 渉																									
	管 理 設 備	一 式																								
	湛 水 開 始																									

丸山（島上）ダム軸下流案（A案）工程表

工種・種別	年 数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	備考
堤体工事													
転流工	1式		(掘削, コンクリート)										仮排水路
基礎掘削	570,000 ^m												
ボーリングクラウト	660,000 ^m												
特殊基礎処理	1式												主に第3紀層の手当
コンクリート													
堤体	880,000 ^m		E.L.155(放流管据付標高)										
減勢工	170,000 ^m												
放流設備													
常用						1.6.7.8号5.4号3.2号							(1)
クレスト									(ゲート据付)				(2)
仮設備工事		準備工											
電気工事	1式												
工事用道路	"												
資材諸設備	"												
セメント供給	"												
コンクリート	"												
給気・給水	"												
水位低下													

(1) 放流管据付は満水時に行う

(2) 施工は放流管据付ヶ所直上流のゲートを締切って行う

丸山（高上）ダム軸同軸洪水吐左岸案（B案）工程表

工種・種別	数量	年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	備考
堤体工事														
転流工	1式													5, 6, 7, 8号放流管 敷設前までに完了しておく
基礎掘削	910.000 m^3													
ボーリンググラウト	630.000 m													
特殊基礎処理	1式													主に第3紀層の手当
コンクリート														
堤体	820.000 m^3													(1)
減勢工	230.000													
放流設備														
常用														(2)
クレスト														
仮設備工事														
電気工事	1式													
工事用道路	"													
資材諸設備	"													
セメント供給 "	"													
コンクリート	"													
給気・給水	"													
水位低下														上流仮締切ダム

(1) 堤体コンクリート打設量とのバランスを考慮して打設量のふり分けを行った。

(2) 放流管設置工事

5～8号仮設備用ダムによるドライ工事

1～4号仮締切ゲートによるドライ工事

丸山（嵩上）ダム軸同軸案（0案）工程表

工種・種別	数量	年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	備考
堤体工事														
転流工	1式			(掘削、コンクリート)										仮排水路
基礎掘削	560.000 ^m													
ボーリンググラウト	630.000 ^m													
特殊基礎処理	1式													主に第3紀層の手当
コンクリート														
堤体	740.000 ^m				放流管据付標高まで									
減勢工	210.000 ^m													
放流設備														
常用						1.8号	2.7号	3.6号	4号	5号				(1)
クレスト														
仮設備工事			準備工											
電気工事	1式													
工事用道路	"													
資材諸設備	"													
セメント供給"	"													
コンクリート"	"													
給気・給水	"													
水位低下														

(1) 放流管据付工事は全門仮縮切ゲート（キャップ式）によるドライ工事

II. 嵩上げに関する文献 (IGOLD)

Avon Dam のストレストケーブルを用いた将来の嵩上げについて

(Provision for Future Raising of the Avon Dam by the Method of Stressed Cables)

by J. M. LINTON BOGLE

M. C. B. Eng., M. I. C. E

IGOLD New York 1958 Q. 20 R. 2

南デボン水道局の Avon Dam の計画は将来増えるであろう公共用水の需要に基づいて作られたものである。また当局の財源は制約されていたので、貯水池は現地点の条件内で見積もられた。現貯水池は、容量 305 百万ガロンでダム之余水吐の標高は、1121.5 ft であり最大水深は 94 ft である。

2. 現在の計画 (Existing Design)

アースダム建設には好材料が不足していることに加え、骨材採取や岩盤に最適な大理石があったので、図-1 に示されている普通のコンクリート重力ダムを選んだ。上下流面は、プレキャストコンクリートブロックで成形された。そのブロックは長さ 4 in の骨材を含み混合比 1 : 2.5 : 5 のコンクリートで、4 ft 毎の打設に適合するように奥行 2 ft となっている。

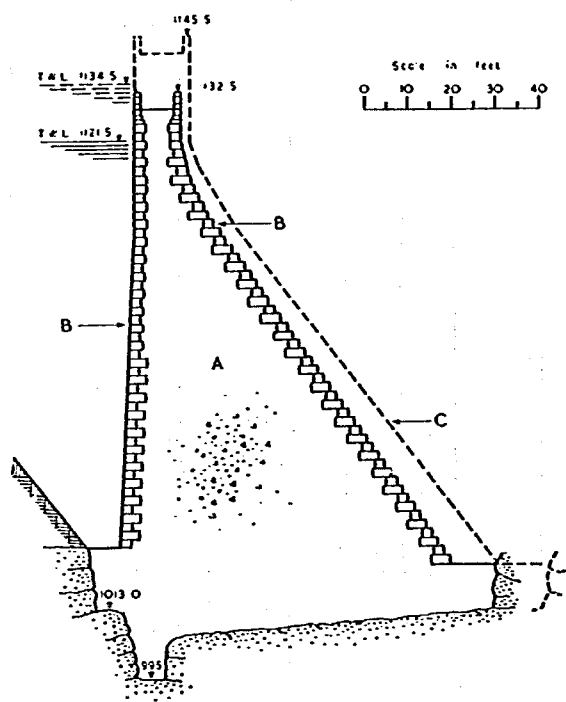


Fig. 1.

Typical section of existing dam and of conventional method of raising.

- (A) Concrete hearting.
- (B) Precast concrete blockwork.
- (C) Profile after raising.

Section typique du barrage existant et du barrage surélevé suivant la méthode conventionnelle.

- (A) Béton massif.
- (B) Perré en blocs de béton préfabriqué.
- (C) Profil après surélévation.

1936年に水文技術委員会の中間報告で提唱された3125エーカーの貯水面積は1500百万ガロンの容量に相当し、ダムの高さは約50ftに達する。しかし、貯水池の東側ダムサイトの地質上このような嵩上げは実際的でないと考えられた。もし完璧な開発を必要とするなら補助的なダムを上流側に建設する方がより経済的と考えられたのである。

しかしながらある程度の制限を設けた場合嵩上げは、実際的かつ経済的である。従って計画は、貯水量を計画当初の50%増やすべく将来13ftの嵩上げを目標に準備が進められた。また将来再度の嵩上げの可能性についても考えられた。

3. 二者択一の方法 (Alternative Methods)

嵩上げ準備がダムの断面を厚くする方向で進められるならば、初期のダム建設時に基礎の幅を拡げておく方が実用的であろう。基礎幅の拡張とダム断面を厚くすることは、13ftの嵩上げに関して図-1に破線で示されている。この方法は、現下流面のブロックを壊し、新たな表面にブロックあるいはコンクリート打設を行なうものである。またフレッシュコンクリートのクーリングあるいは乾燥、新旧コンクリート間の継目の形成によって生じる不平等な収縮についてあらかじめ留意しておくべきである。また嵩上げ高は、現基礎の余裕幅によって制限されるであろう。

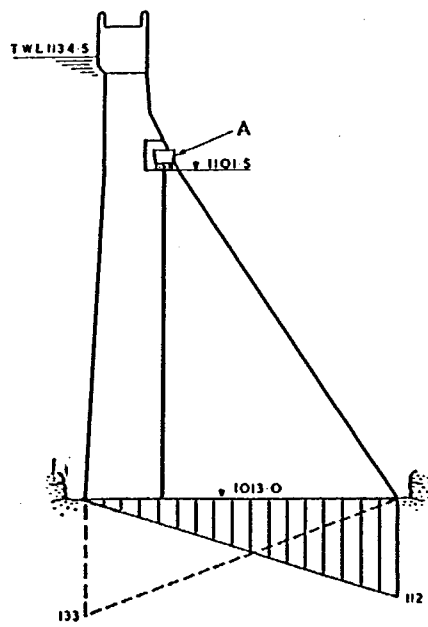
13ftの嵩上げのために、基礎に余裕幅を設けると現契約高は£15000まで増えるであろう。またその後のクレスト部の嵩上げ・断面拡張により契約料金は£144000にまで達する見込みである。

嵩上げ時の膨大な追加的支出を軽減するために、ストレストケーブルによる嵩上げの可能性が考えられた。それについてはアルジェリアのOheurtasダム、南アフリカのSteenbrasダムに関して、Mr. Coyneによりその原理が述べられている。またそのような嵩上げの実用性を確かめ費用を軽減するために現重力ダムの建設中にその対応策についても熟慮がなされた。

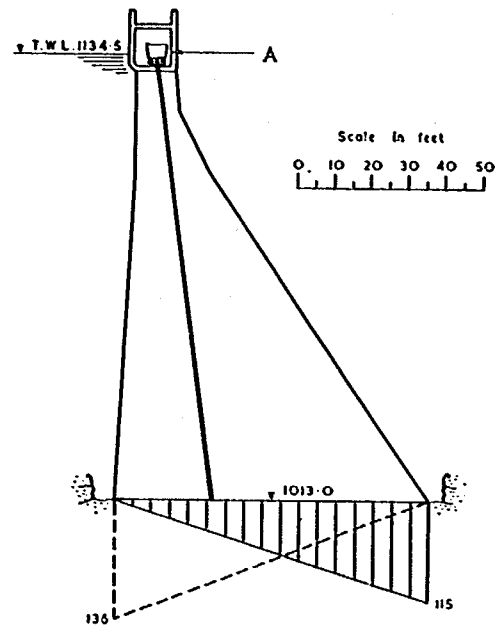
調査によって次のことがわかった。つまりAvonダムにおいて最初に設計された断面は、経済上あるいは技術上、ストレストケーブル法による嵩上げにたいへん有利である。またケーブル孔がダム堤体にあらかじめあけられていれば、あるいは比較的安価な費用で最小の修正、変更ができるならば、そのような嵩上げはかなりの費用節減が可能となる。この方法による嵩上げの準備計画がダム内にダクトを設けるという形で採用され、また修正・変更も具体化されその結果、費用が£6370となった。

4. ストレストケーブル法に関して3つの代替案が考えられ、図-2に示されている。

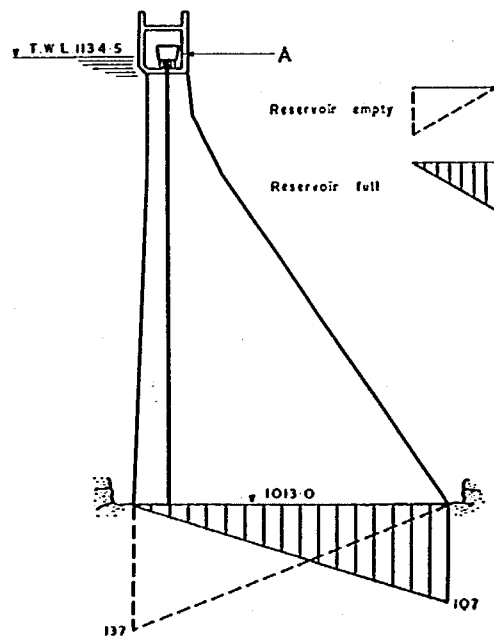
- a. 下流側のアルコーブにストレスヘッド (Stressing heads) が設置され、余水吐下20ftのところから鉛直ケーブルが伸びている。



(a)



(b)



(c)

Fig. 2.

b. 天端廊下から斜めに伸びたケーブル。

c. カットオフトレンチの下流端を通り、天端廊下から伸びている鉛直ケーブル。

ケーブルに生ずる応力及び、ダム底部に生じるコンクリートの応力もまた図-2に示されている。計算上、揚圧力は上流端で水圧の50%、下流端では水圧の100%といった直線分布とする。この値は主な基礎のドレーン孔および広範なグラウトカーテンより決められた。

計算は、余水吐上4ftの洪水に基づいてなされている。

A案は、ケーブルとダクトを用いるためケーブルヘッド上のコンクリート体積が増加する。

B案は、全引張応力を除去するが、より太いケーブルとダム内に施工の厄介な傾斜のついたダクトを必要とする。

C案は、ダムの下流面から5ft6inの位置にケーブルが満水位点から鉛直に伸びており、ケーブルの応力が最小となり施工も簡便である。従ってこの案が採用された。

図-3に嵩上げ後の種々の標高面における鉛直応力分布が、貯水池水が満水のとときと空虚時について示されている。

40t/ftのプレストレスト荷重は、満水時において上流面下端に引張応力を生じないという条件を満足し、空虚時には最大9lb/in²の引張応力が下流端に発生する。

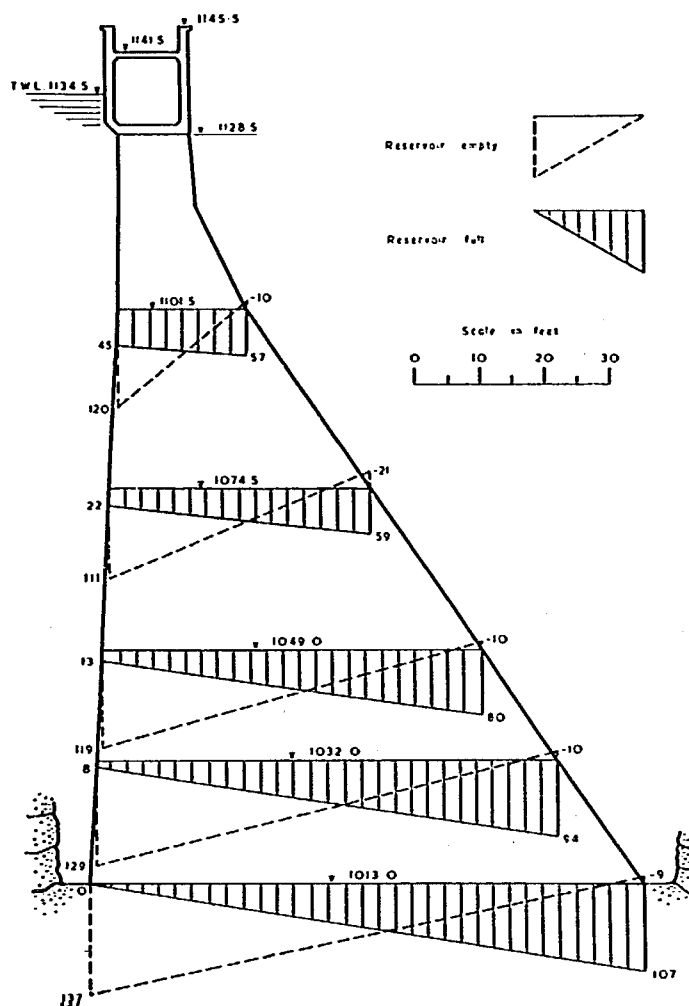
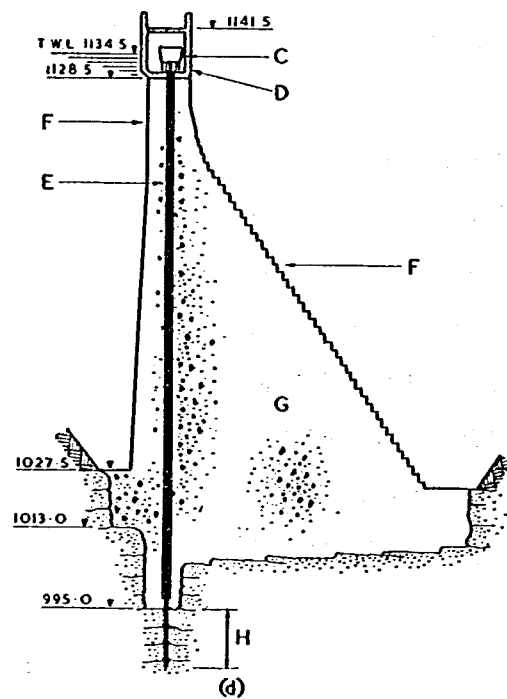
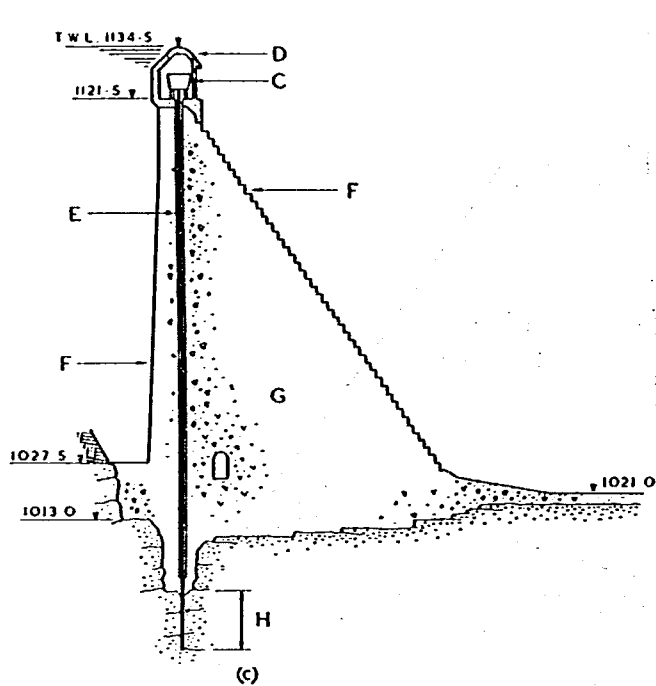
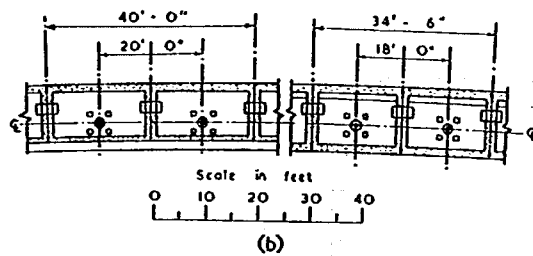
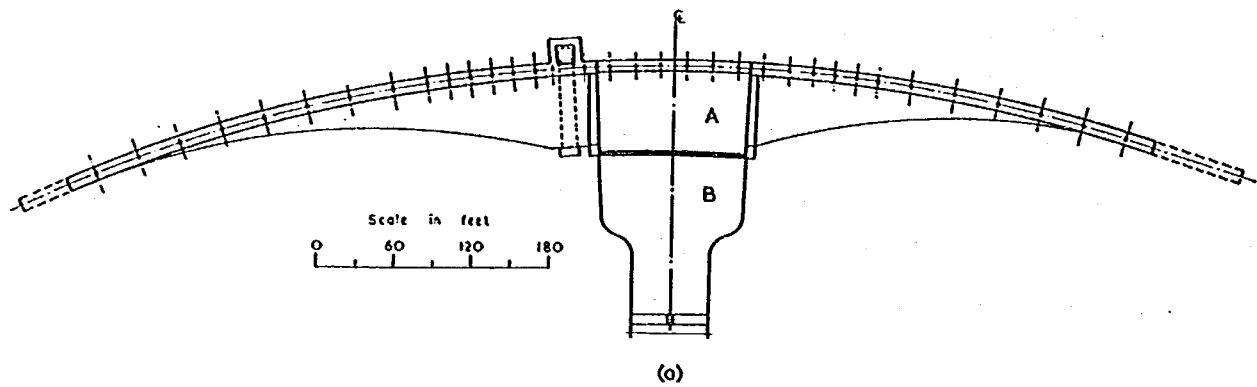


Fig. 3.

Vertical stress distribution after raising (lb./sq./in.).
Distribution des efforts verticaux après surélévation (livres par pouce carré).



Scale in feet for Figs 4(c) & 4(d)
0 10 20 30 40

Fig. 4.

5. 嵩上げ計画 (Raising Scheme)

将来の嵩上げ計画には、34本のケーブルが使用される。各々1200tの荷重に耐えることができ、図-4(a)に示されている径21inの鉛直孔に設置される。

ケーブルの最大荷重は、安全率1.5をとり800tとした。ケーブルは嵩上げ時に、基礎岩盤をカットオフトレンチの下0.75ftの深さまで穿孔しアンカーを行った。次にケーブルはダム天端のケーブルヘッドとジャッキによって緊張される。嵩上げの詳細部の決定については、作業が実際に始まるまでなされなかったが、余水吐のない断面の嵩上げでは図-4(b)と(d)に見られるように鉄筋コンクリートの監査廊を設けることとした。その内側には、ケーブルヘッドがある。また監査廊はダクト内に最終グラウチングを施すのに適当である。

図-4(c)はMessrs Coyne と Bellier により提案されている方法である。すなわちケーブルヘッドは、現場で鉄筋コンクリートで造られプレキャストの鉄筋コンクリートと柔かい鉄のかい物上に支持されるのである。この案は、越流部上に橋を渡し、その上にケーブルヘッドを設ける事を可能にしている。これによってより一様な越流勾配を形成し、越流部上の15ftの鉛直段差の問題を解決すると考えられる。当然、採用される形式は越流状況について模型実験を行ったのちに決定される。

アンカレージのために岩床にあげられた孔は、通常の穿孔機械を使って現行ダクトの底部から施工されたものである。計画では、荷重1,200tに耐えるケーブルを用い孔数は34とされている。この分布は多数の小さな孔よりも少数の大きな孔をコンクリート内にあげようという主旨で決定された。また鉛直継目によって24に分割されたモノリスに均等な分布となるよう配慮した。水深が70ftを越えるモノリス(高さ40ft)5つは各々2本のケーブルを、高さ34ft.6inのモノリス5つは夫々1本ずつのケーブルを配置した。

6. 基礎 (Foundation)

アンカレージの据付を考慮して、掘削中に基礎岩盤を精査した。一般に、花崗岩の基礎岩盤は、アンカレージの荷重を支持するには十分堅固と考えられている。

しかしながら、左岸の掘削で左岸は単一の粘土シーム、破碎した岩盤から成っていることがわかりアンカレージの安全性について一抹の不安があった。荷重を受けている多数のプレストレストケーブル用ダクトの設置の可能性、あるいはアンカレージが不都合な場所に特大ダクトを設置することについて検討された。穿孔によるコアの検査結果として次のことがわかった。つまりアンカレージの位置は、孔がサイトから僅か側方に移動している3つのケースを除き問題がなかった。また小さなキレツが存在する場合、アンカレージ用の穿孔中にシームの広がり具合を知ることができるので対処し易い。破碎帯の場合にはサンプルが試験され5000lb/in²の平均破碎力がかけられる。これによってアンカレージの追加長さが破碎帯の大きさに関連して決定される。

7. 工 事 (Construction)

鉛直ダクトが、径 1 ft 9 in, 長さ 6 ft の Spigot とソケットジョイントのついたコンクリート管によって設けられた。

(図-5)

ダクトの真鉛直性は、特別な測鉛装置によって維持され、ダクトはカットオフトレンチ底部の上 2 ft から始まっている。また 2 ft のコンクリートペデスタルは地下水が浸透しないようになっている。最小厚 12 in のコンクリートが基礎岩盤標高以下のコンクリートパイプ周囲に打設された。着岩部の直ぐ上に径 1 in の鉄管がダクトに取付けられ、ダクト内に入るいかなる浸透水をも排除し、揚圧力を軽減する。その鉄管は、少なくとも径 2 in が好ましくどちらかと言えば石綿の方が望ましい。ダクトはダム中心を通過して天端廊下標高まで伸ばされ、移動可能な鉄筋コンクリートスラブでキャップされた。

(図-6)

将来ケーブルに作用する高圧縮応力を考慮して、高品質のコンクリートがダムの上部標高 3 リフトに用いられた。越流部ではダクト上部にコンクリートが打設され越流用ブロックでおおわれた。

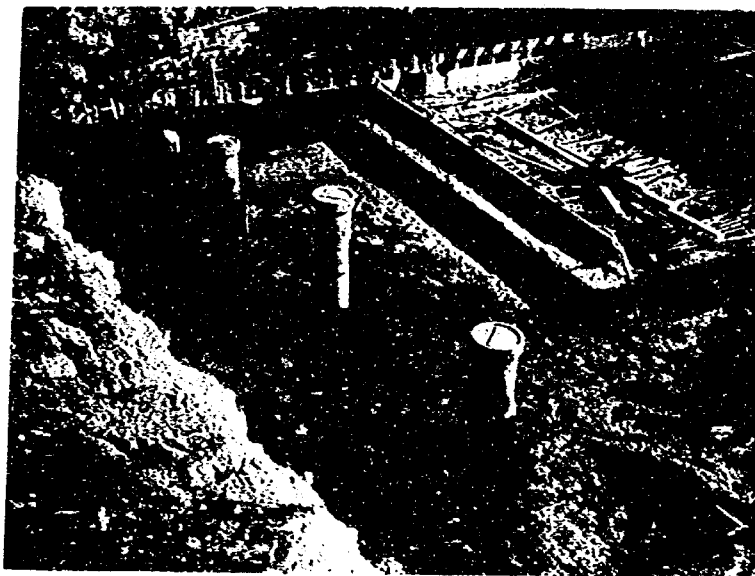


Fig. 5.

21 in. concrete tubes in position to form cable "ducts".

*Tubes de béton de 21 pouces (584 mm)
en position pour former les « conduits » de câbles.*



Fig. 6.

Walkway along top of dam showing holes left for future cables.

*Chemin sur la crête du barrage
montrant les trous destinés aux futurs câbles.*

ダムが天端廊下の標高まで建設されたのち、鉛直ダクトを精査したところダクト内に落下したグラウトスラリー、他の材料などかなりの量であった。しかしこれらは、穿孔機械を使って取り除かれた。またこの作業の前に、大きな鋼製のたがねが、ダクト内に落され次にたがねが穿孔の邪魔にならないように作業員がダクト底部に降りてゆきそれを移動した。このように人が入り込めるところにダクトの有利性がある。

8. 付帯事項 (Consequential Items)

将来の嵩上げ計画において、2つの事項が設計に影響を与える。最初に越流部標高の上昇は放水流速を増大させ、減勢工での跳水後の流速を速くする。

旧来の設計では、定常波形成は余水吐の底部から延びる傾斜路によって達成される。模型実験によれば13 ftの嵩上げは、約10%まで余水吐底部の流速を増大させることがわかった。そこで嵩上げが行なわれたとき減勢工にまで変化が及ばないように、あるいは、あらゆる流速での定常波の形成を確保するために次のことが決められた。すなわち、傾斜路の長さを約50%伸ばし、減勢工の床を1 ft下げることにした。

ダムの縁には嵩上げ時にコンクリートの止水トレンチを拡張できるようにこね粘土のキーが設けられた。

9. 再度の嵩上げ (Further Raising)

ストレートケーブルによる現ダムの最大嵩上げ高は、下流面の最大許容引張応力によって決まる。この引張応力に関して、 50 lb/in^2 の値は26 ftまでの嵩上げ高を許容するものである。それは660 百万ガロンの貯水量、総貯水面積約6.5 百万 g. p. d. の貯水能力を持たせるものである。現ダクトは、もし嵩上げが一度きり行なわれるとしたとき、26 ftの嵩上げ用のケーブルにとっても充分の大きさである。もし、第1段階の嵩上げが現在考えられている13 ftまでならば、26 ftまでの第2段階の嵩上げは現ダクト間に穿孔される中間孔によって実現されるであろう。

要 約 (Summary)

Avon ダム (洪水時の最大水深94 ftのコンクリート重力ダム) の建設時において、貯水池の容量を50%増やすために、将来の嵩上げ準備が決定された。論文は調査がなされている嵩上げ法について述べてきた。最初は、嵩上げのときにダム断面が厚くなることを考え、基礎の上下流幅を拡張しておく方法。第2は、ストレートケーブル法によって将来の嵩上げができるようにダム内を貫通した適当な大きさのダクトの用意。そこで、アンカーレージはこの孔内に突き通され嵩上げ時にケーブルが挿入される。また入札金に基づいて工費を較べたところ次のことがわかった。つまり後者の方法は (この案が採用されたのであるが) 現ダ

ム建設に僅かの工費を付加するのみであり、施工法次第で将来の嵩上げ費用を半分以上を削減することになるのである。嵩上げ後ケーブルに作用する荷重と、垂直応力分布が計算された。また、越流部を有する断面と非越流部断面についての試案も作られた。

論文は、いかにして34本の21 in径の鉛直ダクトが、プレキャストコンクリート管によって、ダム内に設けられたかを述べ、ケーブル1本当りの最大許荷重が800 tである理由についても触れている。また、いかにして将来アンカーレージが設置される基礎岩盤が調査、試験されたか、あるいはケーブル緊張ヘッド下にいかほどの高い応力が生ずるかについても述べている。嵩上げ、再度の嵩上げあるいは高次の嵩上げについても検討されている。

ダムの嵩上げ (Heightening of Dams)

by Heinrich Press

ICOLD New York 1958 Q. 20 R. 3

ドイツ連邦共和国では、現存アイフェル地方のPur谷ダムが貯水池容量を100.7 百万から205 百万 m^3 まで増やすために嵩上げされている。貯水池容量の倍加は、16 m 貯水位を上げることによって達成される。この計画を実現するにあたり、上流面の勾配がやや緩い傾斜を維持しながら嵩上げが行なわれる。また、ダムは下流側で拡張されている。この方法だと洪水調節、飲料水の供給維持が可能であり、建設作業が貯水池容量調節の妨げとならない。

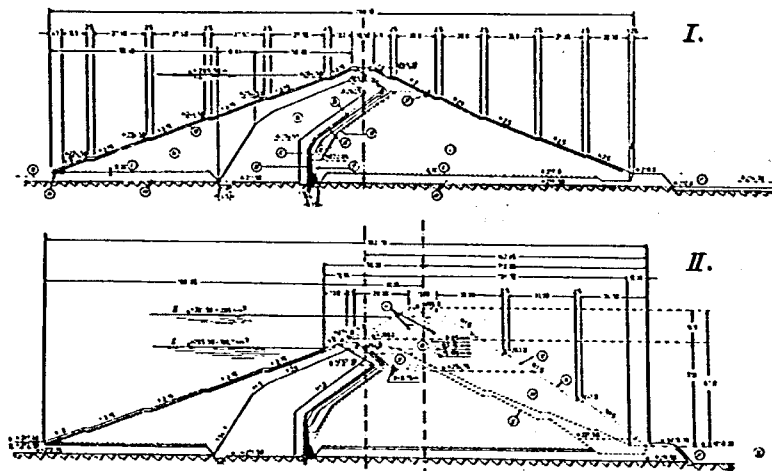


Fig. 1.

Cross sections of Schwammenauel Dam.

I. First extension.

II. Second extension.

(a) concrete core with inspection gallery; (b) sheet piling; (c) sealing clay; (d) sand, 0 to 7 mm; (e) gravel, 7 to 30 mm; (f) ballast; (g) drainage; (h) loam and stones; (i) rock and valley gravel; (k) boulder clay and river gravel; (l) coffering; (m) loamy valley gravel; (n) riprap; (o) upstream surfacing : 0.8 m riprap and 0.3 m chips; (p) downstream surfacing : 0.3 m topsoil, 0.3 loam soil and 0.3 m chips; (q) bottom of the Rur; (r) stilling basin; (s) limit of cut; (t) transition zone; (u) loam core; (v) filter; (w) vibrated riprap; (x) 0.3 m topsoil; (y) 1.70 m loamy valley gravel; (z) Heimbach reservoir.

図-1, この図は傾斜したロームの遮水壁を伴ったダムの構造を示している。また、この図では、20 年前に建設中の安全対策として設けられたシートパイルも見ることができる。つまり監査廊を伴った不透水性コアの脚部に形成されたコンクリートの壁である。

図-1には、次のことも示されている。つまり、いかにして新しいダムの断面が20 年経過した旧ダムに接合されたかをである。所用せん断強度が得られるように、十分締固められたロック材料を含む新しい支持要素は、現ダムに徐々に接合された。それに則して現ダムの下流部分が前以って取り除かれた。不透水部分は、現存のローム遮水部分に接合されその形は、図-1(II)に見

られる。粘土とフィル材料はフィルターと遷移領域によって分割される。

土質力学方面についての分析が、実際の施工前にな行われた。また、フィル材、不透水材に最も適した材料を選択するために、施工中においてもこの分析が続けられた。従って材料が継続的に採取された。

通常の室内実験に対し付加的になされた大規模な実験は、下流面勾配 1 : 1.5 の斜面において十分な滑動抵抗の存在を確認した。また、せん断抵抗についても検討がなされた。

また、遮水ロームも経時的かつ、注意深く試験された。プロクターの試験法によって次のことがわかった。つまり含水比約 12% のロームは、締固めには最適ということである。

ダムの嵩上げ施工は、16 m の嵩上げを考慮した余水吐の建設と同じように、非常時ゲートの導水路の延長を含むものである。

現存のアーチ重力ダムを 12 m まで嵩上げするのに種々の問題が生起する。谷の表層部分は、深部ほどの堅固な岩盤を持っていないという事実、あるいは二重構造は、初期において新コンクリートの収縮という問題に直面するであろうことから、著者は次のように提案する。すなわち、アーチ重力ダムの上に金属細片で遮水される継目を持った重力ダムを設けることである。各々ブロックは、図-2に見られるようにプレストレスにより下部のアーチ重力ダムに接合される。また、プレストレスは、個々のブロック下部の厚さを変更するのを可能にし、適当な断面あるいは施工を採用することによって、現ダムとの堅固な接合が確約される。

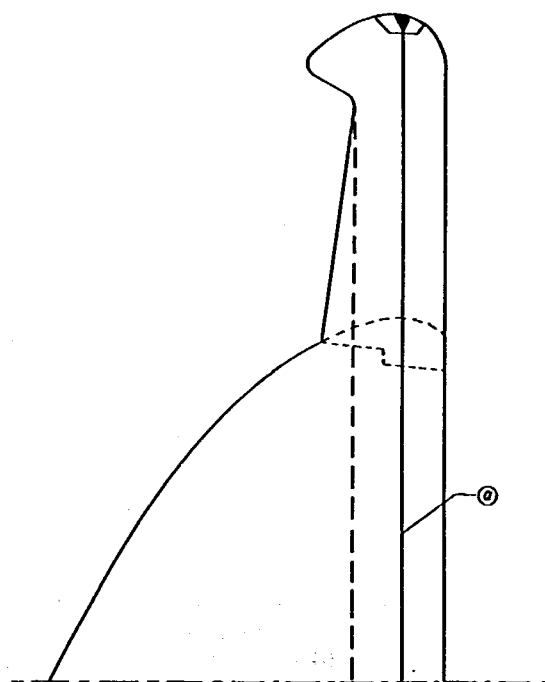


Fig. 2.
(a) Prestensioning cables.
(a) Câbles de précontrainte.

しかしながら、特殊な問題が新しい余水吐設計時に持ち上がった。以前、洪水流はダムの天端を越流していたので上に重ねられた断面に余水吐ブロックを形成することにしたのであるが、そのことによる水理的な不都合事である。

しかし、大規模な水理模型実験の結果として次のことが可能になった。つまり、流下水面下の空間を十分に確保することによってダム端の洗掘作用、振動を取り除くことができるのである。また、現ダムにアンカーされているプレストレスケーブルは後に作用する大きなプレストレスにも耐えられる。

重力ダムの嵩上げあるいは補強の実例は、図-3に示されている。この場合、嵩上げ及び補強を施したダムでは、別々にコンクリートが打設され、たくさんのアンカーが用いられた。しかし、

新旧両堤体間にギャップが形成されたが、それはコンクリートの収縮が終ったのちにプレパクトコンクリートが充填された。

要 約

文献の最初の部分は、Eifel の Schwa-mmeneauel ダムの 16 m の嵩上げに関する記述が、2つの図入りでなされている。次にプレストレスングを用いて重力ダムを上載したアーチダムの嵩上げについて、詳述されている。

最後に重力ダムの嵩上げが手短かに述べられている。

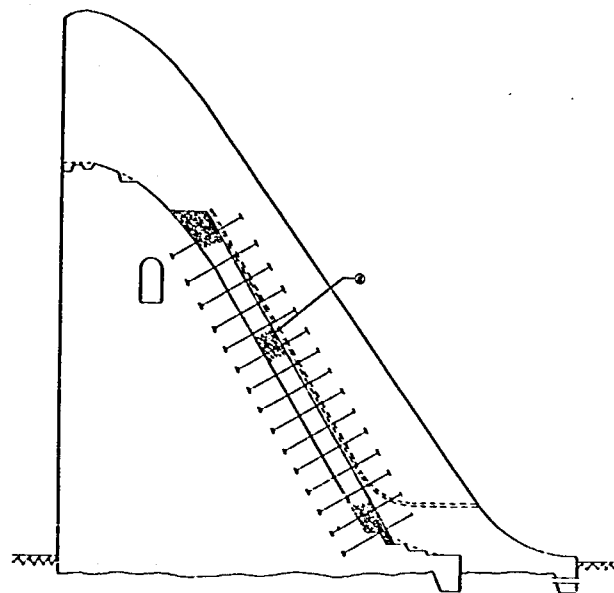


Fig. 3.
(a) Prepakt concrete.
(a) Béton Prepakt.

新ダムの建設法及び現行ダムの嵩上げ
(Heightening of Existing Dams Including Methods of
Constructing New Dams in Successive Stages)
by Enrique Becerril

IGOLD New York 1958 Q. 20 R. 13

天候の影響を受け易いスペインの様な国々では、早くから河川の保全に取り組んできた。スペインのダムは非常に古く、最古のダムは、ローマ人によって造られた Proserpina と Cornalbo のダムである。時代はたぶんトラヤヌス帝の時であり、土木工事が非常に盛んな項である。

Proserpina ダムは 18 C. に補修され、使用に耐えうるように 1930 年 再び補修がなされ、いまだローマのすばらしい石造技術を見せている。(図-1)

Almonacid, Almansa (ダム高 21 m), Tibi (41 m), Elche (23 m), Relleu (20 m) のようなダムは、その起源はアラブにありのちに再建された。Almansa ダムはダム高約 14 m であるが、その歴史は 1384 年にさかのぼるらしい。このダムは 1586 年に再建され、ダム高 21 m まで嵩上げがなされた。

もう一つのダムはダム高 24 m の Arguis ダムで、1926 年に 27 m まで嵩上げがなされた。(図-4)

ダムの嵩上げに関しての一般的考慮

(General Consideration on Heightening of Dam)

ダムの嵩上げは一般に困難な作業である。なぜなら殆んどの場合、既設ダムの拡張あるいは補強をも含んでいるからである。その目的が耐荷力の増強にある場合、特にそうである。

その困難性は、新旧工事の強固な密着が得られるか否かにあり、最も一般に使われている工學材料の性質に起因する。(材料が旧堤体にしっかりと密着しない等)

コンクリートに見られる様に、このことは収縮・塑性あるいは温度の歪といった現象によって繁雑化されている。

粘着性のない材料で築造されたダムの嵩上げは、石造り(レンガ造り)のものより問題が少ない。なぜなら継目が応力の伝達を阻害せず、収縮・キレツが生じる危険性がなく、嵩上げされたダムを一体として扱うことができるからである。

アーチダムは特殊な構造物であるので、一般的な原理をあてはめるのは難しい。アーチダムは、図-5 の Las Vencias ダムの様に嵩上げ部が連続したものとして計画されている。水平面の継目は(その面において、時代がかけ離れた材料同志が密着している。)鉛直の湾曲形状を変化させている。主な問題点は、旧堤体が恒久的変形をしている際に、新しい構造物の荷重による弾性変形が加わることにある。

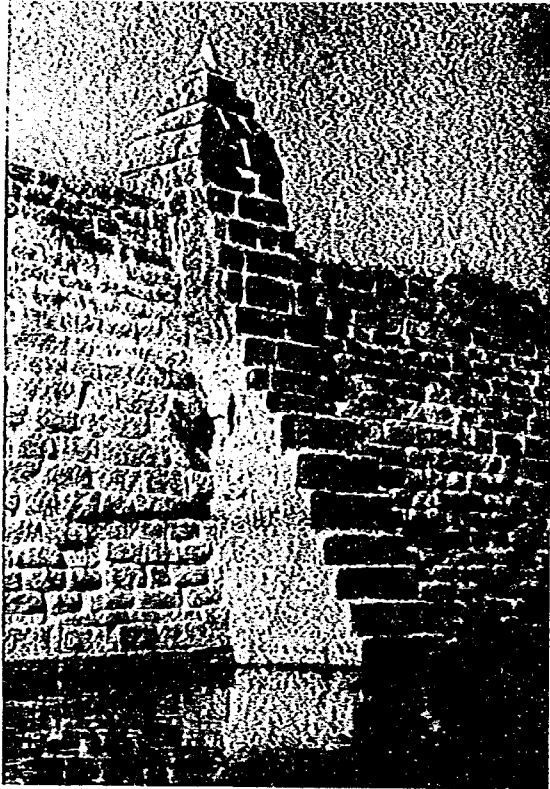


Fig. 1.
Proserpina Dam. Built by Romans (1st Century A. D.).
Barrage de Proserpine.
Construit par les Romains (premier siècle A. D.).

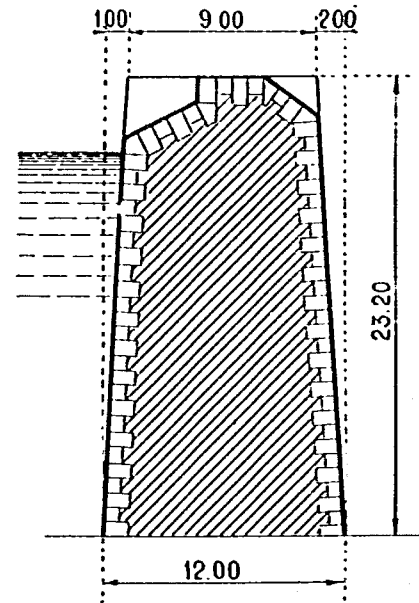


Fig. 3.
Elche Dam. Perhaps of Moorish origin.
Barrage d'Elche. Probablement d'origine arabe.

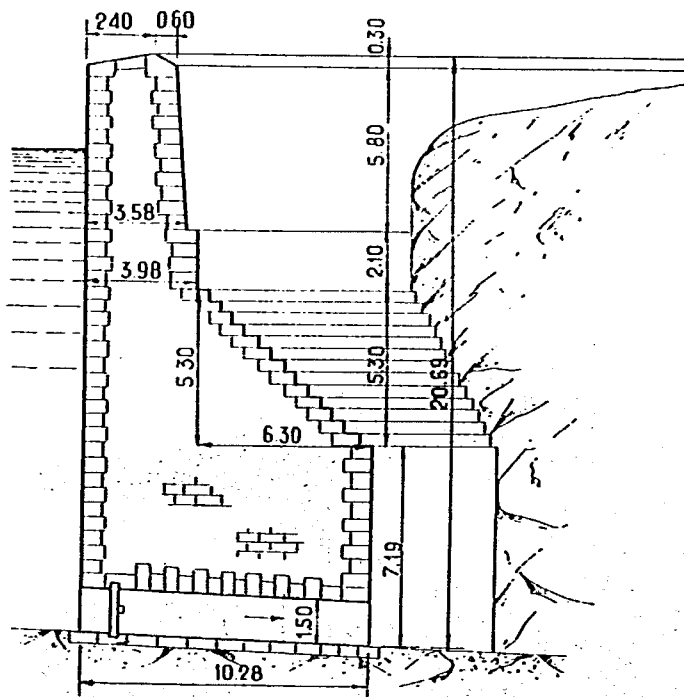


Fig. 2.
Almansa Dam. Built in 1384. Heightened in Sixteenth Century.
Barrage d'Almansa.
Construit en 1384. Surélevé pendant le xvi^e siècle.

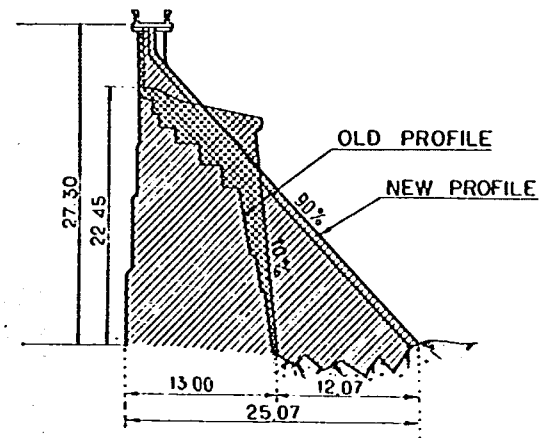


Fig. 4.
Arguis Dam. Heightened in 1926.
Barrage d'Arguis. Surélevé en 1926.

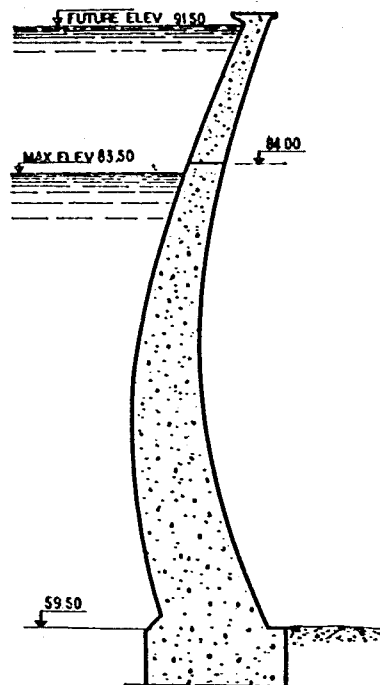


Fig. 5.

Las Vencas Dam. An arch Dam to be raised in second stage.
Barrage de Las Vencas. Barrage voûte prévu pour être surélevé.

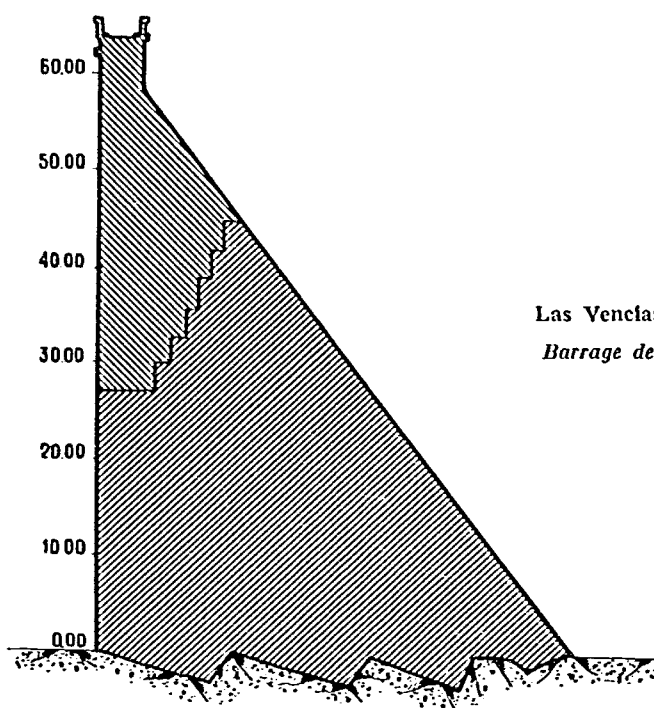


Fig. 6.

Puentes Viejas Dam. Second stage completed in 1935.
Barrage de « Puentes Viejas ». Seconde étape achevée en 1935.



Fig. 7.

Burguillos Dam. First stage near completion.
Barrage de Burguillos. Première étape près d'être achevée.

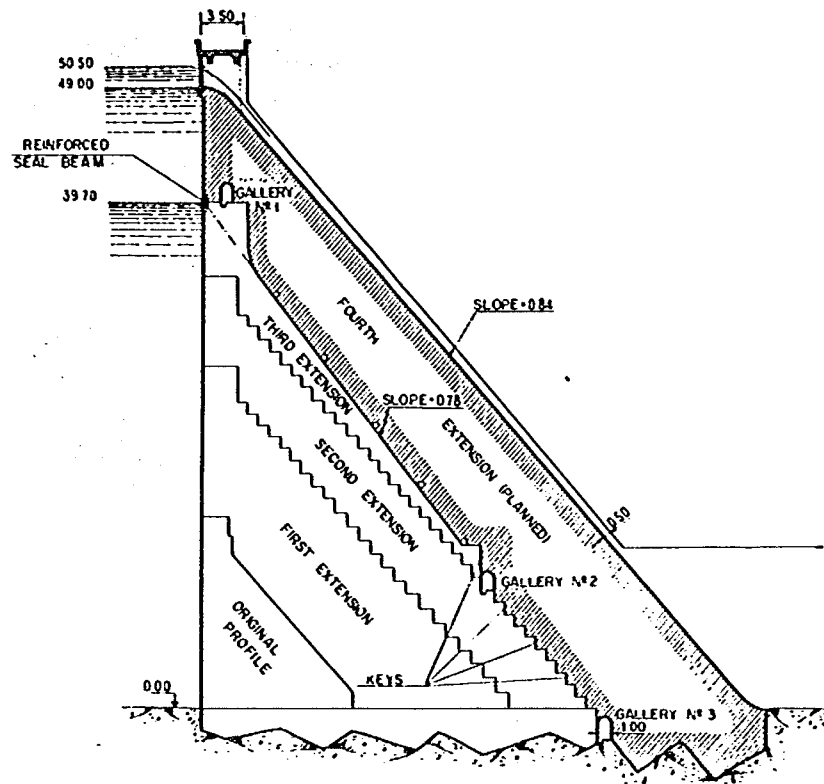
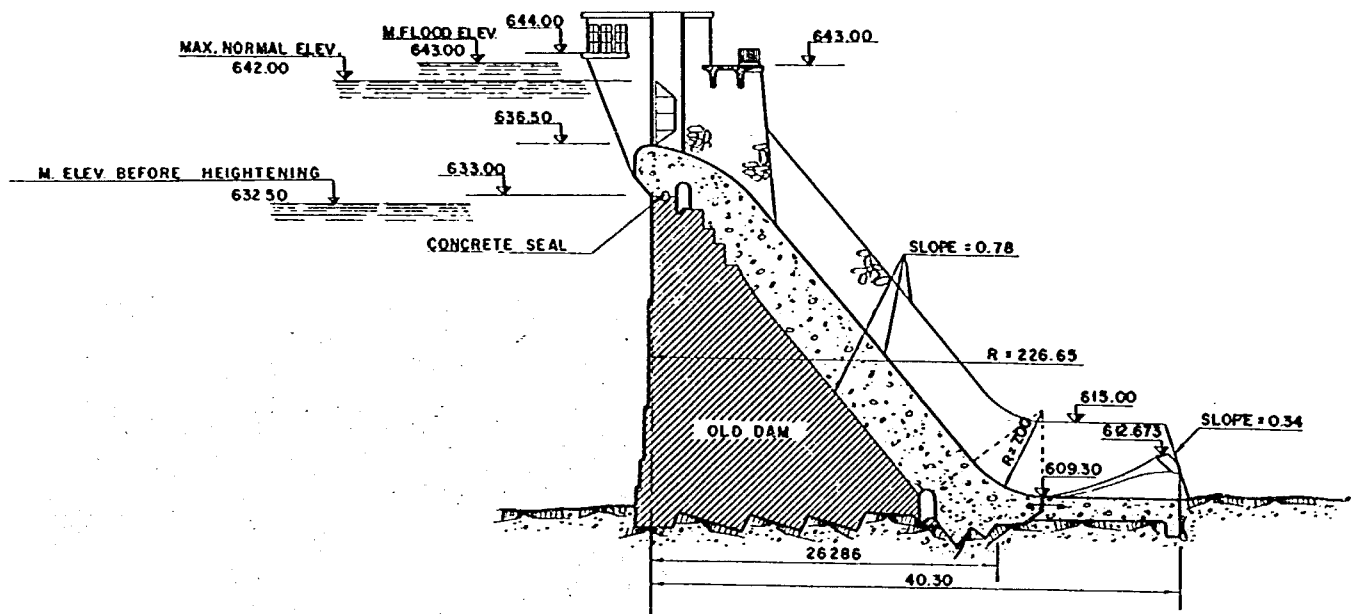


Fig. 8.

Irabia Dam. Shows three heightenings completed and fourth in project.

Barrage d'Irabia.

Trois surélévations achevées et une quatrième projetée.



SPILLWAY CROSS - SECTION

Fig. 9.

Bolarque Dam. Typical parallel heightening.

Note seal and drainage galleries.

Barrage de Bolarque. Surélévation parallèle typique.

A remarquer la couche d'imperméabilisation et les galeries de drainage.

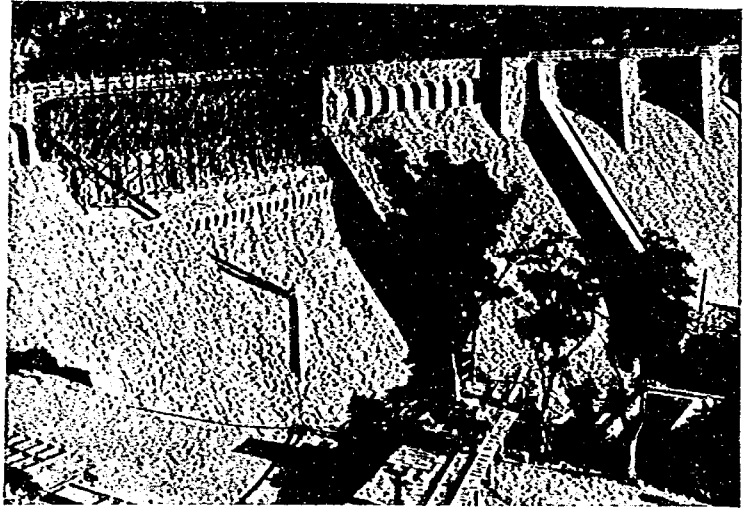


Fig. 10.

Bolarque Dam, during heightening.
Original profile is still visible at left center.

*Barrage de Bolarque, pendant la surélévation
A remarquer le profil primitif centre-gauche.*

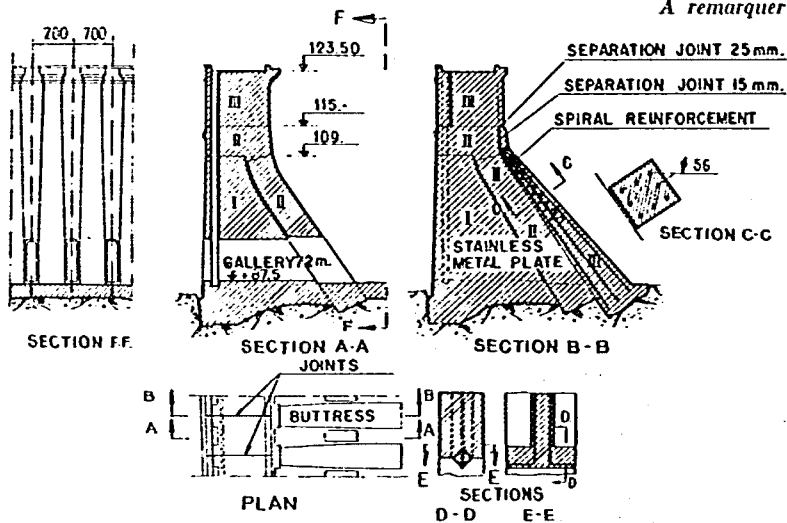


Fig. 11.

Assuan Dam.
Barrage d'Assuan.

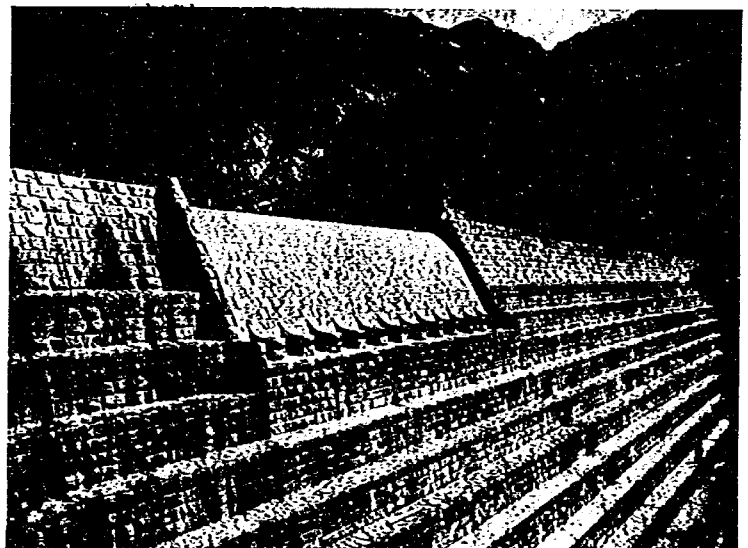


Fig. 12.

Bachimaña Dam.
Barrage de Bachimaña.

三角形断面の重力ダムにおいて、嵩上げは系統的方法にてなされる。

ダムの嵩上げは、従来 of ダム建設から予見されるが新ダム建設とは異った困難さが存在する。将来嵩上げが全く予想されていなかったダムでは、後述するところの難解で特別な公式を必要とする。そこで、次のように三角形断面を持つ重力ダムの嵩上げを区分した。

本来の構造物において 予見された場合（拡張）	{	平衡状態によって	{	二次の平衡
		輪郭が制限されている		Puentes Viejas
				一次の平衡
				Burguillo

嵩上げが予見されて いなかった場合	{	補強とクラウンの上昇	{	Assuan（最初の嵩上げ）
		下流面に平行に嵩上げ		Assuan(2nd, 3rd) Irabia(1st, 2nd, 3rd) Irabia(4th) Bolarque Bachimana

特殊な場合	{	プレストレスケーブル によるアンカー	{	Habra Cheurfas
		バットレス間の充填		Burgomillodo (バットレスダム)

三角形断面を持つ構造物の基本的な計算では、2次元等方性、図形的 homotetics.あるいは内部応力、2次応力を考慮する。これらの仮定は、実際の嵩上げに整合せず、施工法によってその不整合性を最小にするよう試みなければならない。特殊な嵩上げの場合にその試みは、少なくとも理論上無視される引張力は調べずに、圧縮力、せん断力を分析することが中心になる。圧縮力を明確にすれば次のことが確証される。つまり、実際の嵩上げにおいて新旧堤体の不整合性は最小になり、とにかく危険性が回避される。（これについては、通常の建設では高い安全率が得られる。）

我々が特に注意を払わねばならないのは、せん断力の分析である。せん断抵抗は、ダムのように複数のたわみを有する構造物の剛な挙動に抵抗する。

「San Francisquito のダムの破壊、1937 年のスペイン動乱時の Ordunte ダムの故意の爆破のように極端な例証からすると片持梁の欠陥を示すことは可能である。何故なら構造物はその継目に沿って破壊したからである。」という事実は、（確かに当たっているのだが）堅固なダ

ムが普通の条件下では、あたかも片持梁のように独立に挙動するという報告を認めるものである。これに関する最も良い証明は、直接変形を測定することによって得られる。我々はこのBurguillo ダムでの結果を引用する。(そのダムは2段階に分けて造られ、我々の見解を正当化するものとして良く知られている。)(図-7、図-15参照)

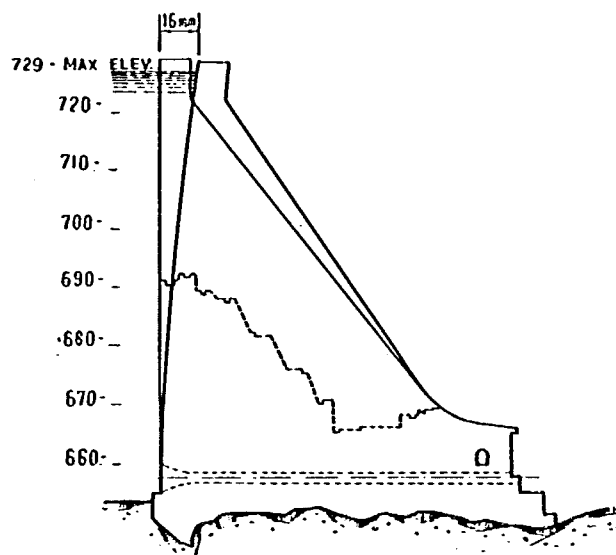


Fig. 15.

Deformation measurements of Burguillo dam prove it is perfectly sound.

Les mesures des déformations ont prouvé la parfaite conduite du barrage de Burguillo.

三角形断面構造物の弾性的性質 (The Elastic Nature of a Triangular Structure)

嵩上げダムの安定は粒子間の粘着力、あるいは材料の内部摩擦角によって発揮されるせん断力の継目を介した伝達が基本条件となっている。新しい打継目は、ダム内部の弱い部分となる。そこでは、新旧2材料が建設中に真に一体とならない場合、粘着力はかなり減少してしまう。つまり、摩擦によって発現される抵抗力が期待できないのである。なぜなら、2表面間に他の結合がない場合、鉛直圧力が抵抗力(これについては効果を検討する必要がある)を生じさせることになるからである。従って、新旧コ

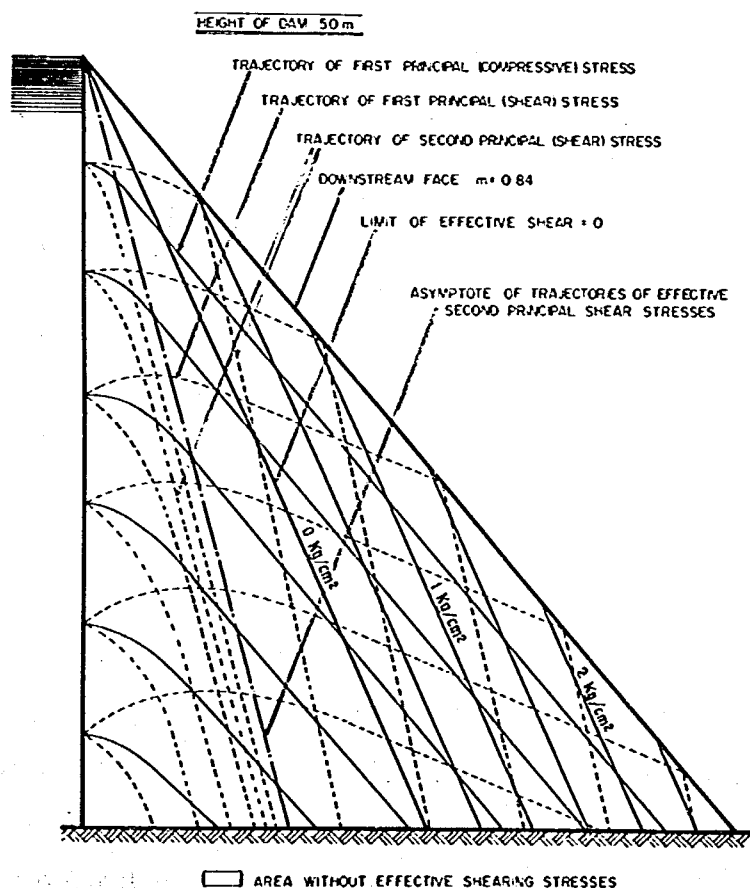


Fig. 16.

Isostatics and tangential stresses.
Isostatiques et tension tangentielle.

コンクリート間の粘着力に依存している打継目の有効せん断力を調べることは重要である。

三角形断面構造物の弾性状態は普通、2次元理論として扱われる。また応力の方向はしばしば、最大、最小主応力面を計算することによって求められる。

2つの主応力方向は、仮定断面内で適当な方向に設定される。また、Puentes Viejas ダムの形状は応力線に沿って限定された。(1935年竣工)(図-16参照)

仮設断面を使ったBurguillo ダムの設計は、1次の均衡に従って行なわれた。このダムは、1927年に著者によって研究された。(その際に技術者 Haefeli (Robert) Spootforno (Rafael), そして技術顧問, Mr. H. E. Gruner らが加わった。)

外荷重(水圧, 揚圧力等)が作用している時、応力が均衡状態にあればせん断力が0である線は自ずと明確になる。

しかしながら、外荷重の変化は均衡状態を変化させることになり、打継目においても変化をもたらす。

もし、石造り構造物の一点の応力を考える場合、その応力は極表示によって最も良く表わすことができる。(図-17, 18)

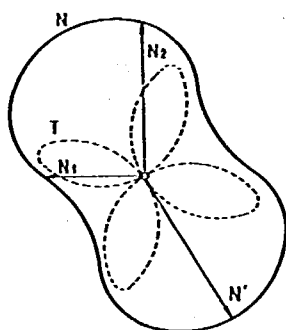


Fig. 17.
Polar schematic diagrams.
Diagrammes polaires.

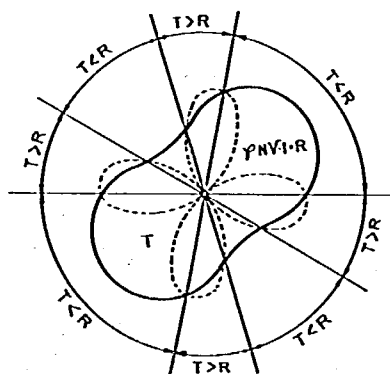


Fig. 18.
Polar schematic diagrams.
Diagrammes polaires.

等連続線は、圧縮ベクトル N を全方向について図的に示したものである。同じ様に破線は、(四葉の形をしているが) $\theta = 0$ と $\theta = 0.7$ についてせん断力を示したものである。

摩擦による反力 R は、それぞれ圧縮ベクトルに比例しかつ垂直になっているので圧縮ベクトル N の曲線は、角度 $\frac{\pi}{2}$ ラジアン毎に繰り返す。従って、反力 R を超える曲線 T の過剰分は、理論上、各々有効なせん断力を表わしている。

これは、どの点においてもあてはまり、有効せん断力が存在しない2つの領域が $T < R$ のゆえに存在することになる。

打継目に沿った各点に対応している応力図により、発生した応力を計算することは可能で

ある。但し、 $\theta = 0$ の平衡状態で打継目を設け $\theta = 0.7$ で水理学的 Subpressure が生じた場合についてである。

結果は図-19 にまとめてある。その図には、最大せん断力と摩擦反力の値が示されており、前者は后者よりも僅かに (0.1 kg/cm^2 程度) 小領域で優っているのみである。

一次の均衡に従った仮定断面の決定は (Burguillo dam で採用され、図にあるように旧堤体が段のあるダムに変更されたが) 非常に確実な解法であるといえる。

(図-20) 実際には、図に示されている通り、監査廊、排水孔が設けられ、ダムの弾性的挙動、不透水性は非常に安全度の高いダムであることを実証している。

仮に打継目に要求される事項が、せん断力を生じないということであれば、図-21 に示されている解が望まれるであろう。即ち、主応力線に沿って下流面に段をつけることによって満足すべき断面が得られるのである。そうすれば湛水したときに圧縮力は別として、打継目を引っ張る力は何んら生じなくなる。その場合接合された構造物 (嵩上

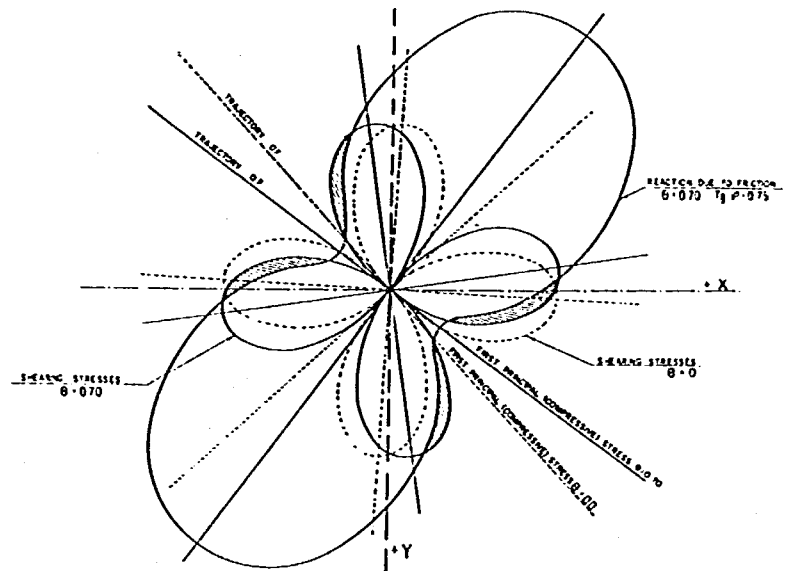


Fig. 19.
Polar diagrams of stresses.
Diagramme polaire des tensions.

G. B. - I.

26

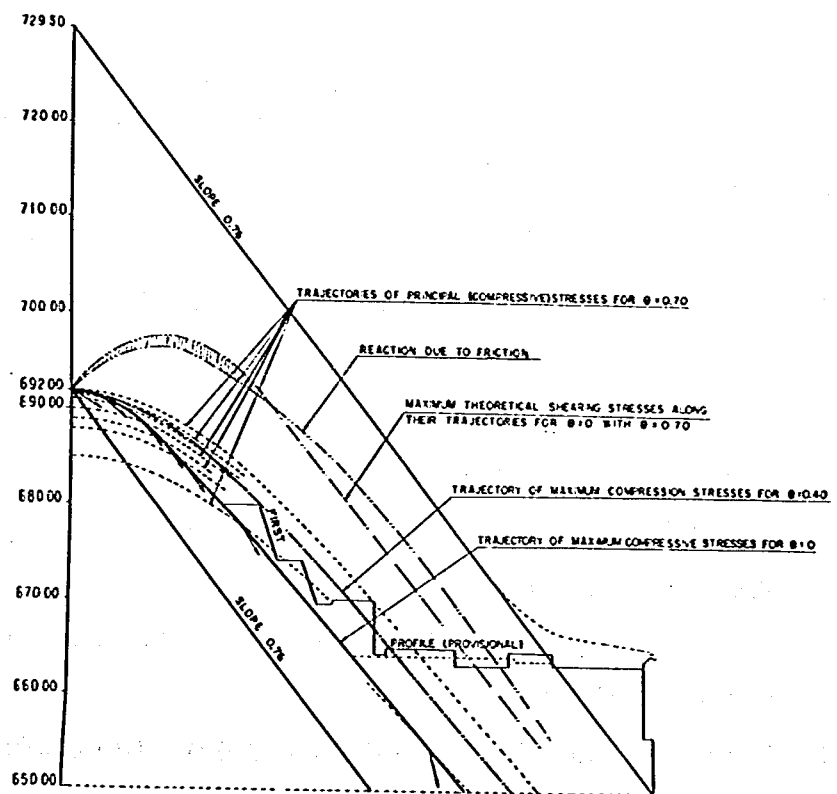


Fig. 20.
Determination of provisional profile in Burguillo dam.
Détermination du profil provisoire dans le barrage de Burguillo.

げダム)は、安定した状態にある。

しかし、最も完璧な理論的条件による調整も旧ダムにおいて嵩上げが予見されているときにのみ可能となる。一方温度変化とコンクリート硬化の影響とは別に、ダム上流面水位の変化あるいは、予想不可能な揚圧力も設計上無視できないものである。換言すると理想的な解は、理論的条件をおおかたみだす以上の技術上効果的な方策を生み出し得ない。すなわち(嵩上げの方式が)現場にとって施工しやすいものであればよいのであって、奇をてらったものである必要はない。

嵩上げダムが、普通の三角

形断面をなしているとき、打継目に発揮される摩擦力に基いてダムを論ずることは可能である。つまりせん断力 $T = 0$ にかわり有効せん断力 $T' = 0$ の条件を以って嵩上げダムを論ずるわけである。

平行な嵩上げ (Parallel Heightening)

平行な嵩上げは、下流面上に新しい Masonry 構造物を付加することによって達成され、その場合三角形断面は維持される。(図-22)

この方式は、均衡状態においてのみ成立する $T = 0$ の条件を満足しない。結局、安定計算は、次の条件によって制限される。

1. 構造物のあらゆる方向、打継目のあらゆる点において有効滑動力がない場合

$$T'_{\text{effect}} \leq 0$$

2. 新旧構造物の接触面上の有効滑動力がない場合

$$(T'_{\text{effect}})_{\text{joint}} \leq 0$$

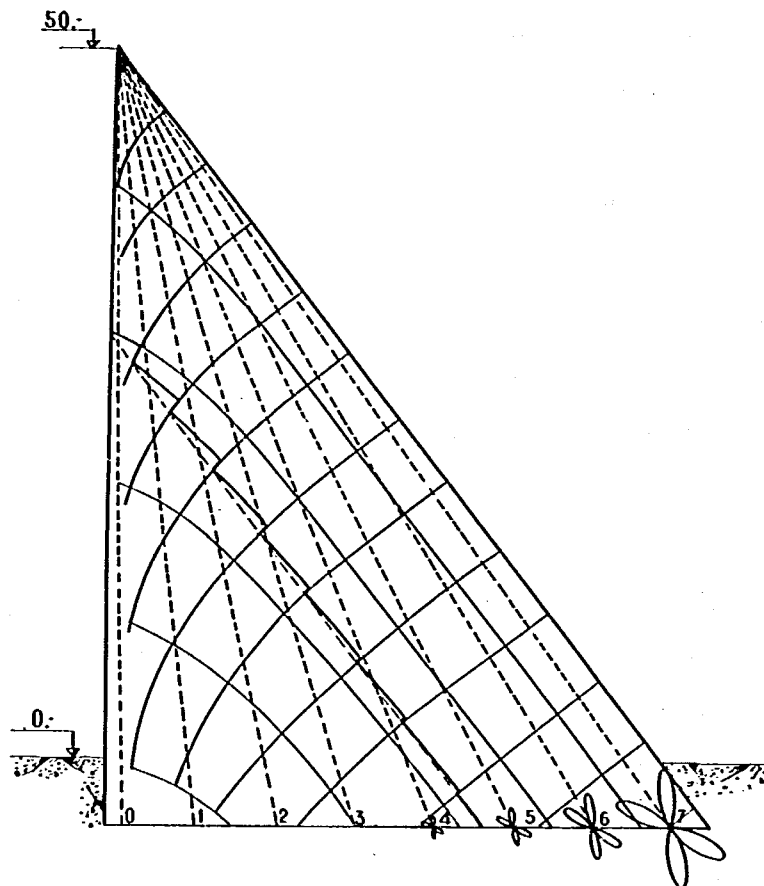


Fig. 21.
Strict provisional profile with downstream face stepped along isostatics.
Profil provisoire strict avec face aval échelonnée
d'après les isostatiques.

3. 継目上のあらゆる点，方向にせん断力が働かない状態。三角形断面において有効滑動力は次式によって表わされる。

$$T'_{\text{effect}} = T - \varphi N$$

一般に，最大値は

角度 $45^\circ - \frac{1}{2} \arctan \varphi$ であり，一次の均衡線を横切る線に沿っている。

全せん断力が摩擦によって打ち消される部位を決定するために， $T'_{\text{effect max}} \leq 0$ の条件を満足しなければならない。

垂直な上流面を持ったダム断面の断面を考えると（図-23）（ m ：下流面勾配），ダム内部の点（ X ， Y ）の鉛直，水平応力は次式である。但し材料の単重は $\Delta = 2.3 \text{ t/m}^3$

$$N_1 = Y$$

$$N_2 = \left(-\frac{2.3}{m} + \frac{2}{m} \right) X + \left(2.3 - \frac{1}{m} \right) Y$$

$$T = \frac{X}{m^2}$$

$T'_{\text{effect max}} = 0$ の条件は，次式によって表わされる。

$$(1) \quad (N_1 - N_2)^2 + 4 T^2 = m^2 \varphi (N_1 + N_2)^2$$

内部摩擦（ $\varphi = 0.75$ ），整理すると

$$(2) \quad -A \left(\frac{X}{Y} \right)^2 + 2B \left(\frac{X}{Y} \right) + C = 0$$

$$\text{但し} \quad A = \frac{2.559}{m^5} - \frac{1.875}{m^4} + \frac{3.385}{m^2}$$

$$2B = -\frac{2.556}{m^5} + \frac{3.38}{m^3} - \frac{0.5}{m}$$

$$C = \frac{0.639}{m} - \frac{0.22}{m^2} - 2.245$$

種々の m について， A ， B ， C の値が求まり，式(2)が解かれる。その解は境界 $T'_{\text{effect} \cdot i} = 0$ であり三角形断面の頂点を通る直線を示している。直線の傾斜は， A ， B ， C の関数であり，当然

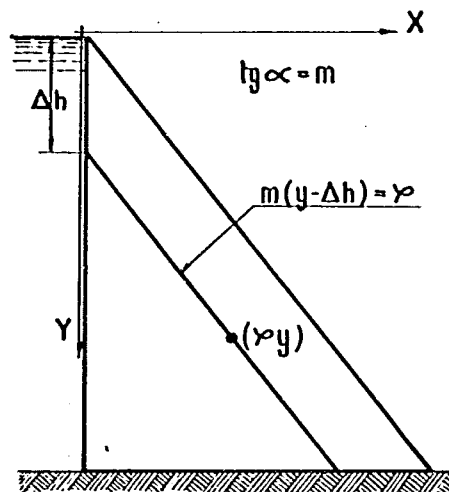


Fig. 22.
Parallel heightening.
Surlèvement parallèle.

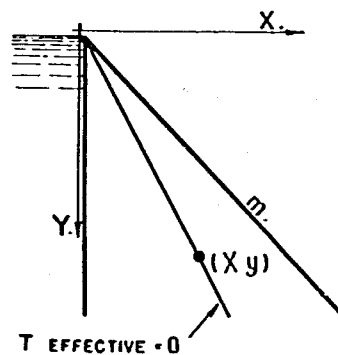


Fig. 23.
Boundary line of zero effective tangential stresses.
Ligne limite des efforts tangentiels effectifs nuls.

m の関数である。この様に $\frac{X}{Y}$ と m の関係は次表に要約される。

m	0.66	0.7	0.75	0.8	0.85	1
A.....	27.31	20.83	14.47	10.48	7.88	4.07
B.....	-4.382	-3.03	-1.71	-0.90	-0.42	0.16
C.....	0.493	-0.076	-0.617	-1.029	-1.33	-1.82
$\frac{x}{y}$	0.248	0.303	0.356	0.410	0.467	0.629

図-24 では重力ダムの有効滑動力の研究に関し、かなり面白い状況が見受けられる。

$m = 0.695$ より大きい傾斜では、摩擦力が全せん断力を打消して負の有効せん断力となっている領域Ⅰ、その反対の状況が生じている領域Ⅱが存在している。(図-25)

これは一般に重力ダムが下流面勾配 0.7 以上で設計されるので、 P_2 、 P_1 は実際上有益な曲線である。すなわち、これら 2 点間において、 $\frac{X}{Y}$ と m の関係は直線であり次式を得る。

$$\frac{X}{Y} = m - 0.393$$

$$\left(\frac{X}{Y} = m - 0.4 \right)$$

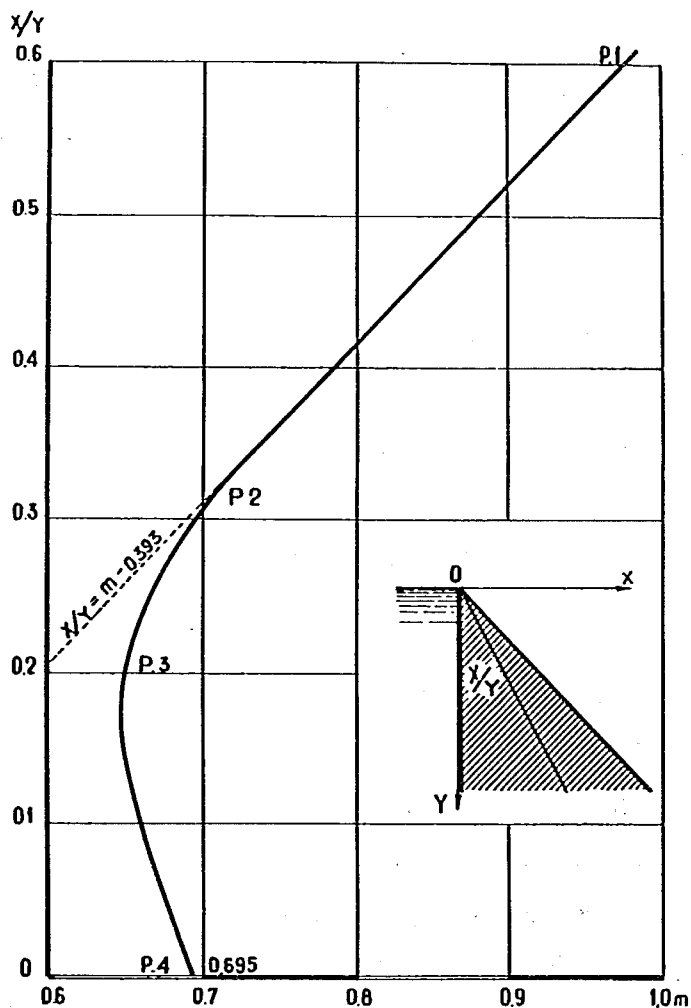


Fig. 24.

Diagram for determining boundary of zero effective shear.
Détermination de la ligne limite des efforts tangentiels nuls.

$m = 0.695$ より小さい傾斜

(図-26) では、2つの不安定領域(Ⅲ)がダム断面に存在している。それらは $T' \text{ effect} > 0$ と、中央部の $T' \text{ effect} < 0$ からなり図中の P_2 、 P_3 、 P_4 で表わされる曲線に依存する。

例えば $m < 0.695$ では m が減少すると領域Ⅱは増加し、領域Ⅰは減少する。但し $m > 0.645$ である。しかし、この様なケースは実際にはあまり有りえない。なぜなら単重 2.3 t/m^2 の安定した重力ダムにとって最終下流面勾配は $m = 0.66$ でありしかも水理的揚圧力を無視した非常に危険側の計算をした場合である。

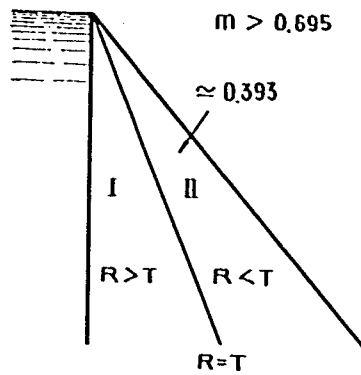


Fig. 25.

$m > 0.695$. In area I the effective shearing stresses are negative. Contrary in area II.

Dans la surface I les efforts tangentiels effectifs sont négatifs. Au contraire dans la surface II.

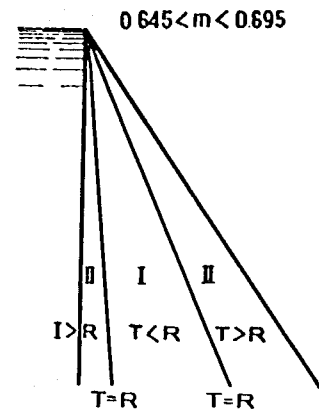


Fig. 26.

$m < 0.695$. There exist two dangerous areas (II). Il existe deux surfaces dangereuses II.

上記の物理的観点に対し、条件式 $B^2 - A \cdot C = 0$ が対応していて、限界値以下の m については、式の平方根が虚数となる。

$\frac{X}{Y} = m - 0.4$ の関係より、ダムの高上げを必要最小限にすることができる。実際には図-27 は、次式で表わされる。 $\frac{H}{h} = \frac{m}{m - 0.4}$
諸数値に対する各値を表に示す。

m	$m - 0.4$	$\frac{H}{h}$	倍拡張率
0.7	0.3	2.33	133
0.75	0.35	2.14	114
0.8	0.4	2	100
0.85	0.45	1.89	89
0.9	0.5	1.8	80

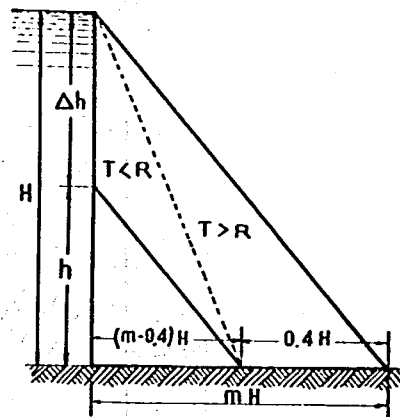


Fig. 27.

Limit of the minimum allowable heightening so as to have no shearing stresses in the joint.

Limite de la surélévation minima de façon à avoir des efforts tangentiels nuls dans le joint.

以上より第一の結論が導かれる。：平行な嵩上げは（継目の各点あるいは全方向において、 $T' = 0$ の条件を考慮した）下限値を有している。

2. 継目方向の有効応力を考える。第2の公式の解析

堤体各点の水平，垂直応力は

$$N_1 = Y$$

$$N_2 = \left(-\frac{2.3}{m} + \frac{2}{m^2} \right) X + \left(2.3 - \frac{1}{m^2} \right) Y$$

$$T = \frac{X}{m^2}$$

下流表面に平行な面に対する垂直応力とせん断応力は

$$F_n = N_2 \frac{m^2}{1+m^2} + N_1 \frac{1}{1+m^2} - 2T \frac{m}{1+m^2}$$

$$F_t = (N_1 - N_2) \frac{m}{1+m^2} + T \frac{1-m^2}{1+m^2}$$

あるいは

$$F_{\text{normal}} = \frac{2.3m}{1+m^2} (mY - X)$$

$$\begin{aligned} F_{\text{tangential}} &= \frac{1}{1+m^2} \left(2.3X - \frac{2}{m^2}X - 2.3mY + \frac{Y}{m} + mY + \frac{X}{m^2} - X \right) \\ &= \frac{1}{1+m^2} \left(1.3X - 1.3mY - \frac{X}{m^2} + \frac{Y}{m} \right) \end{aligned}$$

前記の点における有効滑動力は，

$$(T_{\text{effect}})_{\text{joint}} = F_t - 0.75 F_n = T - \varphi N = \frac{Ah}{1+m^2} \left(\frac{1}{m} - 1.3m - 1.728m^2 \right)$$

この式は，だいたい $m \geq 0.64$ で負の値をとる。つまりふつうの勾配 m を持った平行な嵩上げの場合継目に沿った T_{effect} は常に負である。従って嵩上げに対する制限値は存在しない。

（第1式によると， m の変域は

$m > 0.645$ である。）

注 第一次 $T'_{\text{effect}} \leq 0$ ，

第二式 $(T_{\text{effect}})_{\text{joint}} \leq 0$

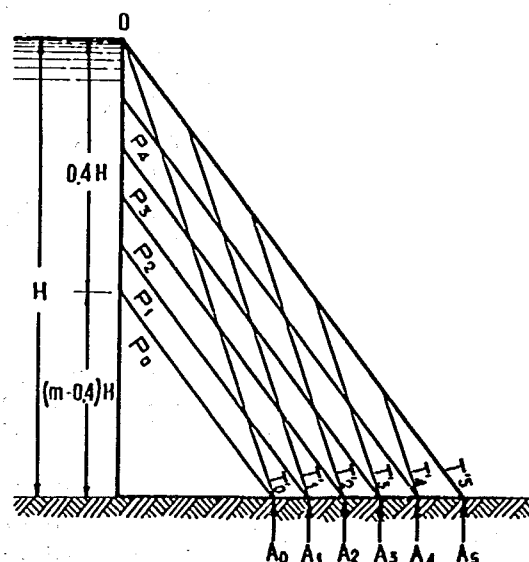


Fig. 28.

Profiles $P_0, P_1, \dots$ and lines of equal effective shearing stress.

Profils $P_0, P_1, \dots$ et lignes d'efforts tangentiels effectifs égaux.

前述の公式の適用 (Application of the Foregoing Criteria)

我々が調べた公式の適用は、図-28に説明されている。その図には、Pigeaudの方法としてなじみのある等最大有効せん断力の線がひかれている。つまり線によって応力値の増加が表わされている ($T'_0, T'_1, T'_2, \dots$)。また、別の断面が図-28に引かれている ($P_0, P_1, P_2, \dots$)。直線 P_0 はダム着岩部で T'_0 と交わっているのであるが第1の条件を満たしており、従って P_0 上の各点では有効せん断力はどの方向にも存在しない。

さらに次の断面 $P_1, P_2, P_3, \dots$ は、それに対応した継目において各々 $T'_1, T'_2, \dots$ に等しい最大有効せん断力を示す。

平行な嵩上げは、 P_0 の継目面に沿ってどの方向にも有効せん断力を生じさせないように施工される。但し嵩上げ高は $\Delta h = \frac{0.4}{m-0.4} h$ に等しいか、それ以上である。

しかし、嵩上げ高がそれ以下の場合、継目にはそれに沿って有効せん断力が存在することになる。

経験上、次のことがわかっている。つまり旧堤体のダム高よりも小さい嵩上げは可能である。また我々としては、新堤体のたわみを起こさずにかなり高く嵩上げを行うことは、都合の良いことである。そこで細長比 (約9) を決めそれによって $\frac{\Delta h}{h}$ の最大値も決定した。(図-29)

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{h + \frac{\Delta h}{2}}{\cos \alpha} & e &= \Delta h \sin \alpha \\ \tan \alpha &\simeq 0.75 \end{aligned} \right\} \frac{L}{e} \simeq \frac{2h + \Delta h}{\Delta h} < 9$$

$$\Delta h \geq \frac{h}{4}$$

ダムの嵩上げにおいて避けなければならない事項

(Risks to Avoid in the Heightening of Dams)

最も重大な現象は、新旧材料間の異質性、相方の異なる挙動によって生じる。

新旧堤体の挙動の相異は、主としてコンクリートの吸湿量あるいは温度係数の相異に端を発している。結局、継目面において十分な接着がなされないからである。

計算上、滑動に対する唯一の抵抗は摩擦であり、摩擦は反力 N の垂直成分に比例している。

従って、最大の危険は、継目に浸透水が入ったときに生ずる。すなわち摩擦の減少、並びに揚圧力の出現である。この仮定が現実離れしていようと堤体にキレツが生じ摩擦が作用しない場合をあらかじめ考えておくべきであろう。しかしながら揚圧力の方は発生しないかもしれない。

力学上キレツが発生する状態とは転倒寸前の状態である。その転倒は、水荷重、揚圧力、自重によるモーメントの和で表わされる。そこで、我々はミドルサードについて考慮しなければなら

ないのである。この理論によって、構造物の単重 d 、勾配 m と揚圧力係数 θ の関係から構造物の安定計算を行うことができる。

ここで垂直力（自重－揚圧力）の安定モーメント（着岩部下流端を支点とする）は

$$\frac{(d - \theta) m^2 H^3}{3}$$

となる。

水のスラストが作用している場合は、その合力は底部の下流 $\frac{1}{3}$ を通る。従って安定モーメントは次の値だけ減少する。

$$\frac{(d - \theta) m^2 H^3}{6}$$

以上より、転倒モーメントは

$$(d - \theta) m^2 H^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{6} \right) = \frac{(d - \theta) m^2 H^3}{6}$$

キレットが入ることにより、新旧各断面がそれぞれ回転軸を持つようになると、安定性は減少する。（図－29）安定モーメントの減少量は、回転軸間の距離に重量をかけることによって求まる。

$$\frac{1}{2} d m h^2 \times m \Delta h = \frac{d m^2 h^2 (H - h)}{2}$$

安定モーメントは減少して次の様になる。

$$d m^2 \left\{ \frac{H^3}{3} - \frac{h^2 (H - h)}{2} \right\}$$

$\frac{H}{3} d m^2$ で除すと単位安定モーメントとなる。

$$1 - \frac{3}{2} \frac{(H - h) h^2}{H^3}$$

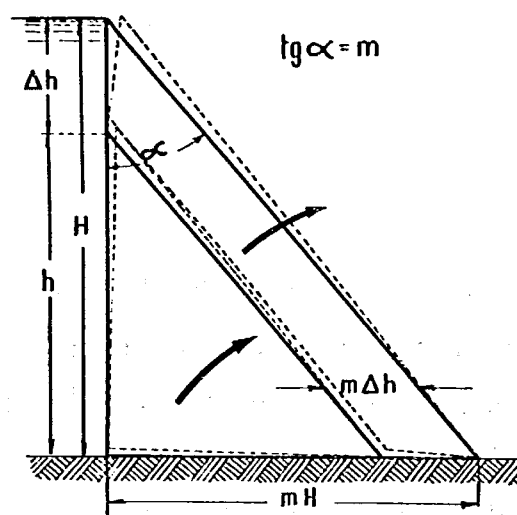
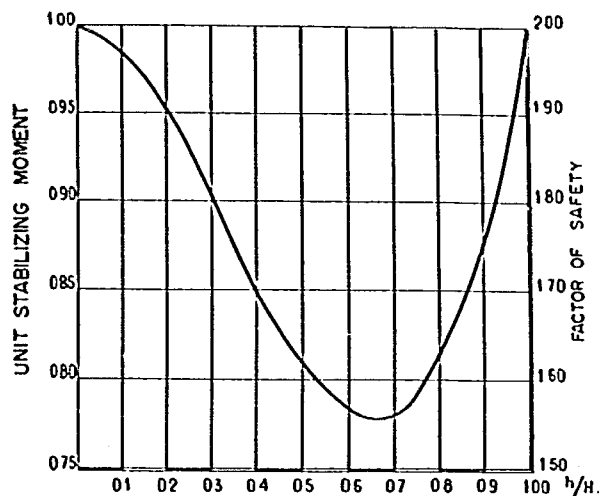


Fig. 29.

Fissures without friction decrease the stabilizing moment.

Des fissures sans friction réduisent le moment stabilisateur.

図-30は、 $\frac{h}{H}$ を横軸にとり、縦軸に単位安定モーメントをとっている。図より、安定モーメントは $\frac{h}{H} = \frac{2}{3}$ のときに最小となる。(あるいは $dh = \frac{h}{2}$) その際に、単位安定モーメントは0.778まで減少する。また安定率は、仮の安全率2に対して1.556となる。



$$F = 1 + \frac{3}{2} \frac{(H-h)h^2}{H^3}$$

$\frac{h}{H}$	F
0	1
0.2	0.952
0.4	0.856
0.6	0.784
0.66	0.778
0.8	0.808
1	1

Fig. 30.

Decrease in stabilizing moment corresponding to fissures.
Réduction du moment stabilisateur par la formation d'une fissure.

しかしながら、次のことは明らかである。つまり通常の施工手順を踏めばダム
の転倒に対する計算値は、ダム建設について安全な結果を与え、我々自身の計算値においても例外ではない。従って安全率の減少に杞憂を抱いてはいけな。ところで実際に、キレツが入り摩擦が期待できない場合ダム断面は底部に引張力が働き、悪条件を備えたものになってしまう。

我々は、下流面に平行で、摩擦の働かない平面に沿い無限にキレツが入ったダムの極限状態の検討も行った。(但し揚圧力は無視した) 各々傾いたプリズム(三角柱)の重量は $dhm(dh)$ である。(図-31)

モーメントの腕の長さは $\frac{1}{2}mh$ となり

従って、安定モーメントは、各々プリズム要素に対して $\frac{\Delta m^t}{2} h^2 (dh)$ となる。

構造物全体では

$$\frac{\Delta m^t}{2} \int_0^H h^2 dh = \frac{\Delta m^t H^3}{6} \text{ となる。}$$

換言すると、片持ばり構造物の安定モーメントの値を半分にしたのと同じであろう。その際安全率は、1まで減少し、構造物に破壊をきたす。

しかしながら物理的に、全摩擦力がなくなってしまうわけではない。他方、継目の揚圧力の影

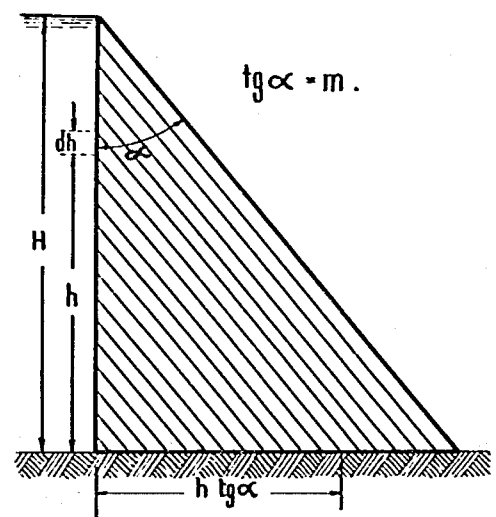


Fig. 31.
Infinitely fissured dam.
Barrage indéfiniment fissuré.

響を考慮しなければならない。

温度と収縮の影響

(Influence of Temperature and Shrinkage)

ダムの嵩上げに関して、最も重要な事項は温度と弾性変形である。この影響の原因は2つの異った温度状態の堤体が互いに接していることによる。通常旧堤体は、最終温度の状態にある。堤体内部では温度は年平均気温ほどに安定しており、表層部では、日平均気温によって変動している。この変動は深部ほど減少する。温度規制を施していないダムでは9日間隔で打設される1.5 m高さブロックの発熱によって温度状態が特徴付けられる。(図-32)

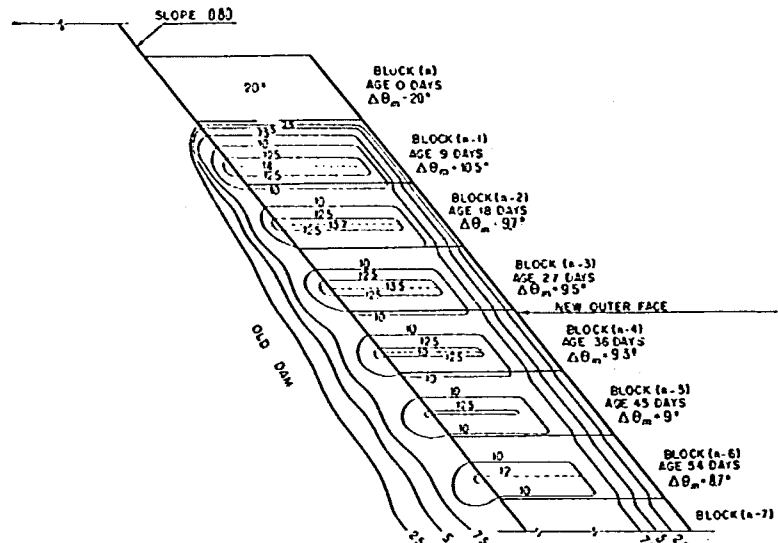


Fig. 32.

Isotherms in a non-refrigerated dam,
where 1.50 m layers are poured every nine days.

*Isothermes correspondant à la surélévation d'un barrage.
Bétonnage sans réfrigération, par couches de 1,50 m tous les neuf jours.*

収縮と冷却は、新堤体に引張力を起こす。対して旧堤体には上部に張力が生じた結果圧縮力が発現される。このことは構造全体の曲げを生ぜしめ、結局スラストを増すことになる。

こういった理由により、アスワングダムの嵩上げでは新旧堤体間の相互作用を取り除くために鋼板が継目に設けられた。他の例として、乾燥骨材を用い、後にモルタルを注入する方法がある。

我々は、スペインの Burguillo Dam の建設計画を提示する。そのダムは主圧縮力線で分割され、2段階に分けて建設された。

その他の2つの大きなスペインのダムは、Salime (1360m)とLos Peares (100m)であるが、最終的下流面に平行な第1段階の嵩上げは、貯水池の溢水を蓄えるために行なわれた。

Dixence ダムの建設では、ダムの嵩上げによって生じる大きな応力のために特別な注意が払われた。(図-33)

このダムの断面には、ステップが設けられた。また、垂直面には主応力面に一致するような45°の凹凸がつけられた。

温度歪を吸収し、旧堤体に接触している新堤体の弾性状態を平均化するために、個々のブロックを分離する縦継目をそのままにしておくことにした。しばらくして温度がかなり下ったのちこれらの縦継目にモルタルを充填した。

ダムの冷却効果が十分なところでは、継目にモルタルを注入するまでの期間を短縮することができる。

一般にコールドセメントの使用・冷却・層状のコンクリートの打設は、推奨すべきものである。

ときには、継目部に乾燥骨材を用いるのも望ましいことである。新コンクリートが冷却されたのち、継目部の骨材にモルタルが注入される。この手法は継目に沿って有効な接着が得られるならば適当であるが、さもなくば、全く意味がなくなってしまう。

打設がコンクリートの硬化熱が下がるのに十分余裕をもってなされるなら、開いた継目あるいは中空継目でも十分であろう。

Bolarque ダムでは、図-35の方法が採用された。

ダムが嵩上げ進行中に、外荷重を受けず、また揚圧力を生ぜしめないように継目に沿って排水孔を設けることもまた非常に有効な方法である。

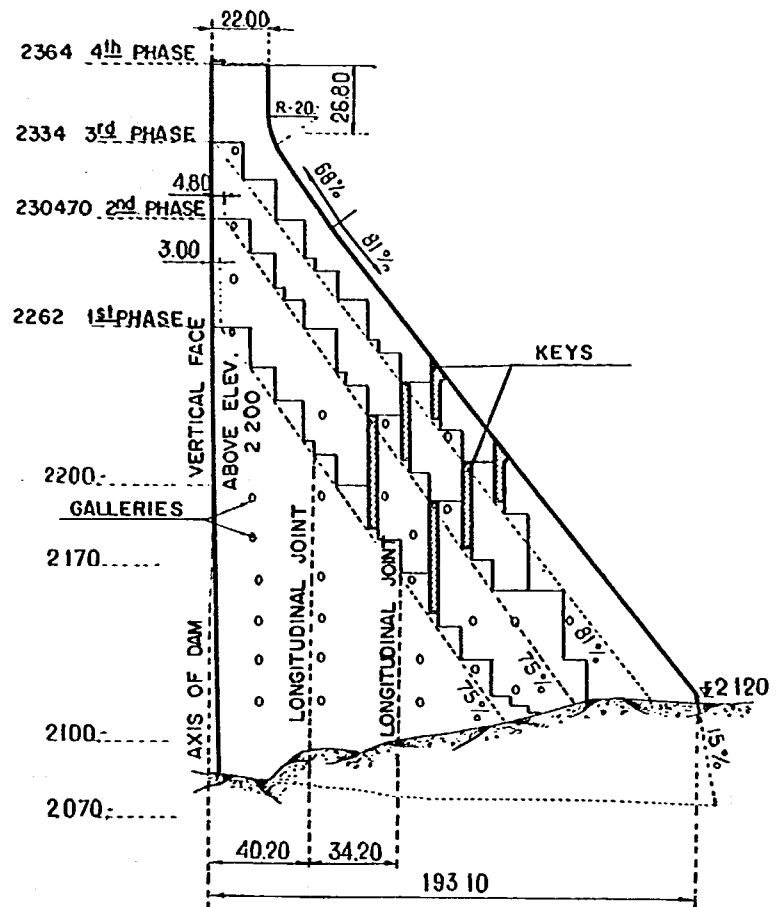


Fig. 33.

Dixence dam was carefully planned to be built in successive stages.

Le barrage de Dixence, soigneusement projeté pour être construit en étapes.

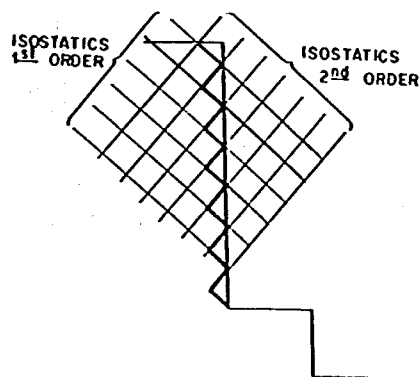


Fig. 34.

Vertical faces in Dixence Dam have their edges roughly in line with principal planes.

Les faces verticales du barrage de Dixence ont des tenons à facettes correspondant aux directions des efforts principaux.

その他の方法

平行な嵩上げの他に、別な嵩上げ方法がある。

Campofrio ダム (図-36) は 1956 年に嵩上げがなされた。そのダムは、合力がミドルサード内に入るように単にクレスト上に所要高さまで嵩上げされた。またこの方法と他の方法を組合せてもよい。それによって、Habra ダムのようにプレスト鋼線を用いた方法も選択される。プレストレスは 1938 年 Freissinet (フレシネ) によって、アルジェリアの Beni Badhel ダム (多心アーチ) のバットレスを補強するのに用いられた。その他似通った方法が Tjen ダムにも利用されている。(アルジェリア)

一方, Burgomillodo ダム (Segovia) は, バットレスの間を充填することによって嵩上げが行なわれた。

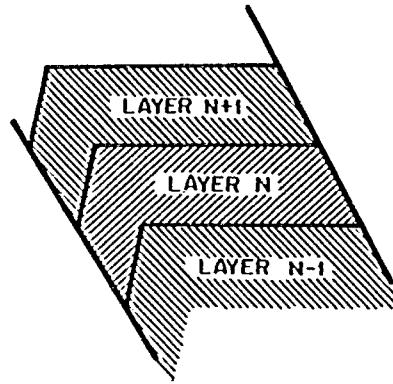


Fig. 35.

Pouring of concrete is retarded near the joint for easier cooling.
Retardement du bétonnage sur les joints pour faciliter l'évacuation de la chaleur

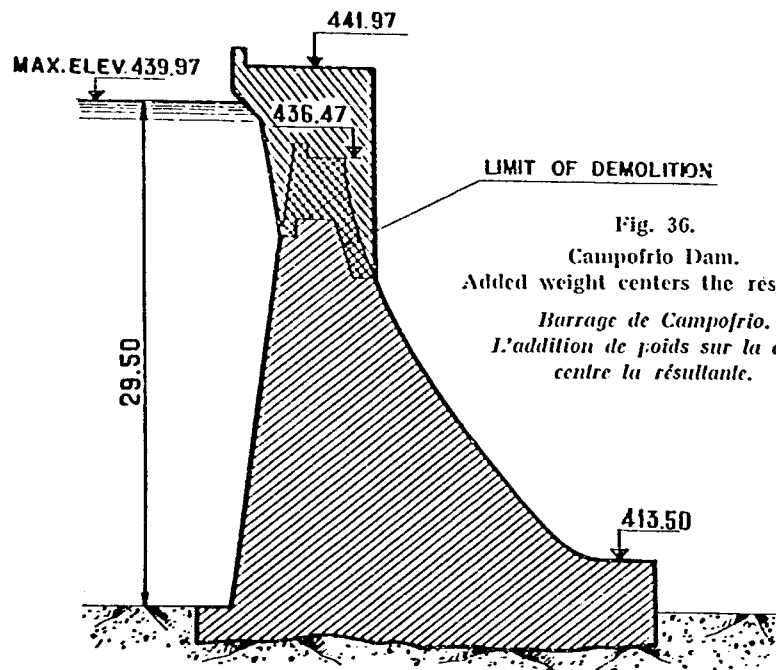


Fig. 36.
Campofrio Dam.
Added weight centers the resultant.
*Barrage de Campofrio.
L'addition de poids sur la crête
centre la résultante.*

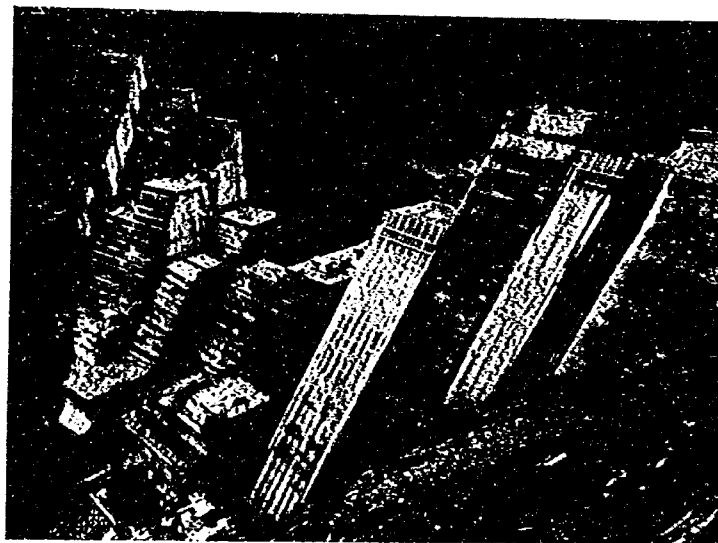


Fig. 37.

Construction of Salime Dam. To advance storage a first stage was accomplished.

Construction du barrage de Salime.

Une première étape fut réalisée en vue d'anticiper l'accumulation.

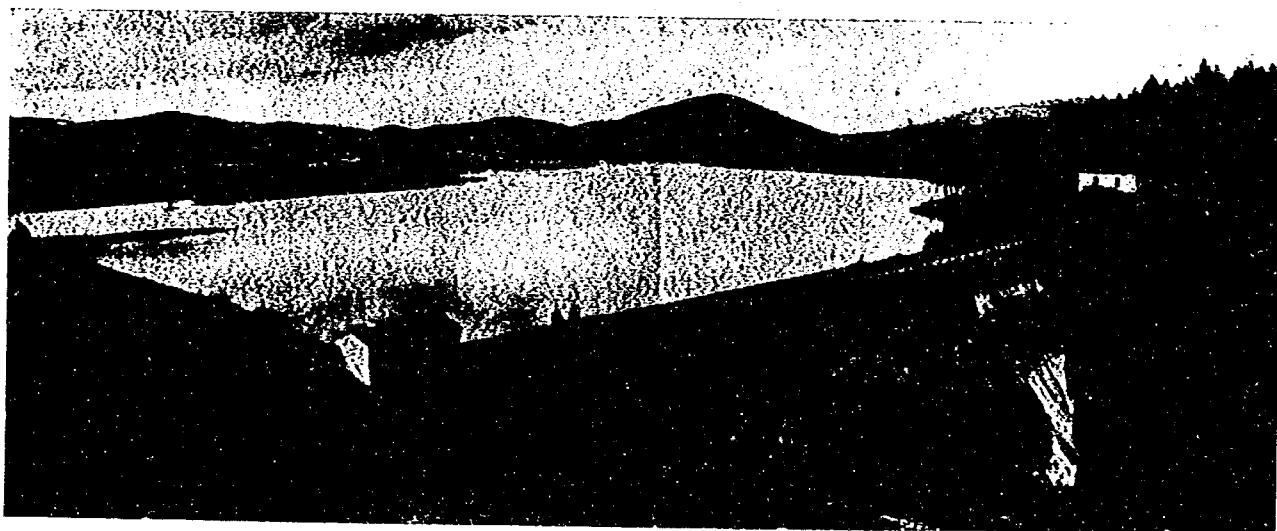


Fig. 37 bis.

Campofrio Dam. Before the heightening.

Barrage de Campofrio. Avant la surélévation.



Fig. 37 ter.
Campofrio Dam. Heightening Completed.
Barrage de Campofrio, une fois la surélévation achevée.



Fig. 38.
Salime Dam completed. Power plant is under spillway.
Barrage de Salime achevé, Usine sous le déversoir.

要 約

ダムの嵩上げに関する諸問題は、たいへん興味深いものである。

諸外国では、経済的な開発の必要性から将来、たくさんのダムで嵩上げがなされるであろう。また嵩上げは技術者にとって非常に魅力のある分野となっている。何故なら嵩上げには、いろいろな方法があり、技術者の想創力と指導力を十分に発揮できるからである。

重力ダムでは、嵩上げの諸問題は“平行な嵩上げ”やプレストレスを用いることによって解決されている。

現在まで（下流面に）平行な嵩上げ法は、既に述べた理論に基づき、大規模な嵩上げに用いられてきた。

将来、プレストレスによる方法は、大きなダムの嵩上げにも利用されるであろう。

二つの方法を用いた嵩上げも、当然、有用になるであろう。

（図－４０）

尚、多段階に渡ってダムを建設する場合も上述の考え方に従うべきであろう。

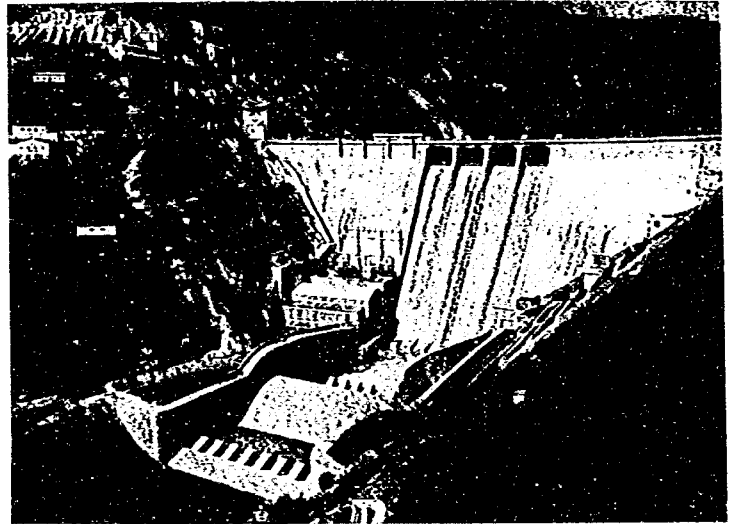


Fig. 39.

Los Peares Dam, Built in two stages.

Barrage de Los Peares. Construction en deux étapes.

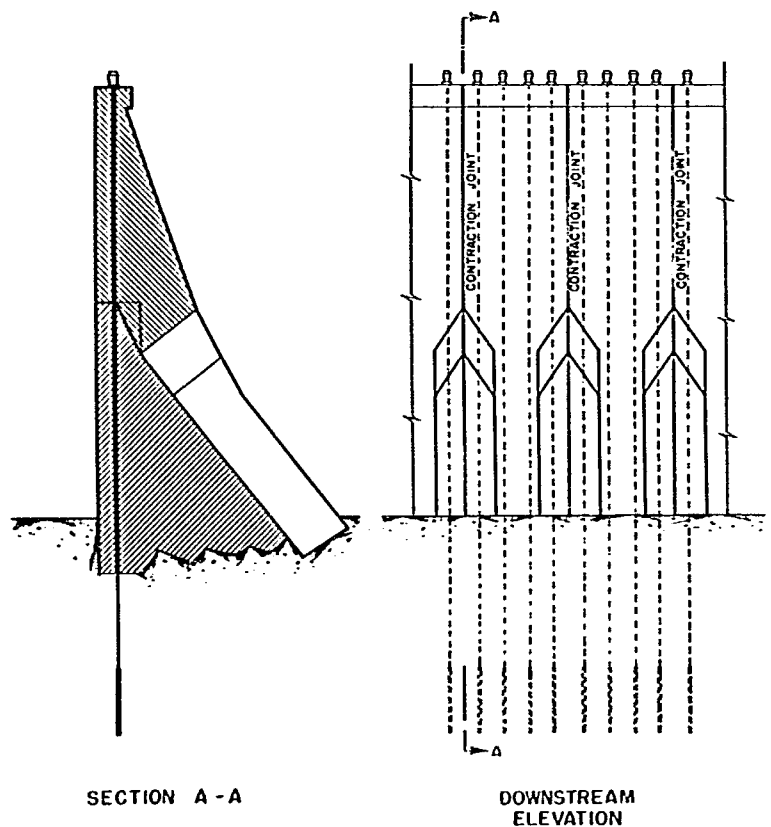


Fig. 40.

Project for the heightening of a dam.

Projet pour la surélévation d'un barrage.

概 要

ダムの嵩上げは経済的、社会的にダムの需要が増し技術進歩がなされている現在、建設件数が増えるであろう。

ところでスペインは、古代に造られたダムをたくさん所有している国である。

粘着性のない材料で造られたダムでは、継目が構造物の応力を伝達するのでメイソンリー（石造り）ダムに生ずる困難事は見受けられない。

一般にアーチダムでは、旧堤体の計画時に、予め嵩上げ計画も立案されていないと、嵩上げは難しい。しかし、重力ダムの嵩上げは、系統だった研究がなされている。

著者は“平行な嵩上げ”と命名したところの新旧堤体の継目に関して応力伝達の重要性を強調した。構造物の弾性状態に関する研究は、次の事を明らかにしている。つまり、継目のせん断応力がどの方向にも作用しないならば、嵩上げは旧堤体内に対して相似的（平行な嵩上げ）に行なわれる。また、継目の接触面に沿った有効せん断応力が0となる公式を用いると、可能な嵩上げ高は制限がなくなるであろう。しかし、嵩上げコンクリートの厚さを減少することは、曲げ応力を考えた場合危険であるようだ。結局、著者は次のことを提言する。つまりダムの嵩上げは、旧堤体のダム高の $\frac{1}{4}$ よりも大きな嵩上げ高で施工されるべきであろう。

著者は継目への浸透水に起因する揚圧力によって生ずる危険性を指摘してきた。これは種々のスペインのダムにおいて、排水監査廊が継目に沿って設置される理由である。

嵩上げダムについて考慮しなければならない点は、温度、弾性ひずみに関するものである。その対策の一つとして打継目に沿い堤体に損傷を与える応力が生じないように、乾燥骨材を打継面に充填する方法がある。（但し、そこへは後にモルタルを注入する。）

一般にコールドセメントの使用、打継面付近の冷却、コンクリート打設の日数間隔を十分とる、コンクリートの層状の打設といった手法も望ましい。

種々の嵩上げ法が今まで述べられてきた。例えばクレスト部での嵩上げ（同時に、合力がミドルサードに入るようにしてある。）あるいはプレストレスを用いた方法などである。

最後に、著者は次のように結論する。つまり「将来重力ダムの嵩上げでは下流面に平行な嵩上げ方法、プレストレスによる方法、あるいは両者を併用した方法が普及するであろう。」

アーチダム：実験結果を考慮した嵩上げの可能性

(Arch-Dams ; Possibilities of Heightening with Consideration of
Experimental Results)

by Dr. Carlo Semenza

ICOLD New York 1958 Q. 20 R. 86

1. 多段階にわたるアーチダムの建設は、建設現場においては興味深い問題であり、それは増えつつあるニーズに符合するものである。

この種の工事が遭遇する問題には、財政的なものや技術的なものがある。一般に多段階にわたる建設は、つねに財政的な（従って実際のな）都合に左右される。また、重要な建設計画は、財政計画が認められたときにのみ実現可能になることはよく知られている。

他方、アーチ構造の嵩上げには、非常に微妙な技術的諸問題の解決が必要となる。この論文の目的は、実験的研究の結果にもそれ相当の考慮を払い、重要なデータを収集し、技術的諸問題の実用的解法を決定するところにある。また数学的解析は、この特殊な状況において殆ど信頼性がないと考え、意図的に割愛した。

2. 私は、多段階にわたる建設で第1の問題（構造物の高さに関する限界）にそれほど執着していない。問題は安易であり、冬期に何ヶ月間も貯水が妨げられる国々において採用されている“re pouring joints”の様式に似通っている。同じ様式で各々のせり石に継目を挿入し、あるいは連続的に鉛直鉄筋を継目に貫通させることは有用である。また、これらの継目に副次的な水平線を入れることも有用である。イタリアのVaiontダムと日本の黒部第4ダムでは、季節的な副次的継目(re pouring joints)が採用された。

3. 堤体の厚みに関連した第2の問題はより複雑である。ダム建設の初期必要経費を最小限度に食い止めるために、第一の建設段階に関連しダムの下部構造は、水荷重から求まる堤体厚よりもやや大きな厚みで建設すべきである。

換言すると、ダムの上部構造の建設を延期すれば、下部は完成後の構造物全体の大きさに比べて厚みをやや薄くすることができる。

4. 建設の初期段階において何ら問題が生じないときでも、困難事は新コンクリートの打設に関連して第2段階の建設時に生ずる。

まず、技術的見地からすると、上流よりも下流側から建設する方が得策であるようだ。

第2段階の新コンクリートの打設で最良の密着が得られるように、接触面は下流側に突き出しではない。さもないと2番目に打設したコンクリートは古いコンクリートに定着しないであろう。（図-1）

この方法は、ダムの設計において特殊な条件を提示する。事実、下部構造は鉛直軸から離れな

いように設計されねばならずしばしば制限を設けて上流側にオーバーハングをつけて設計される。この条件が考慮されない場合は、種々のケースにおいて例えば地震多発地帯のダムにおいては（図-2）種々の外力の合力が安全領域に入るように、下流側へオーバーハングをつけることになる。それは空虚時においても同じである。

5. さて、堤体厚の増幅について施工様式を検討してみよう。最初の解としては、均一にアーチ断面を厚くし、あるいは、ダム表面全体に渡って、アバットメントへ向って徐々に厚さを増すことである。

この均等な厚みの増大によって、ダムは一組の同心円断面によって形成される。（図-3 a と b）その断面は、新旧コンクリートが連続的に接触した2つの同心のアーチを形造っている。

鉄筋で補強されたダムの場合鉄筋の端部を旧ダムコンクリートの下流表面から突き出たままにし、新コンクリートの打設時に接合させることができる。せん断方向の歪が許容限度内にあることから、この案はかなり効果的であると言える。

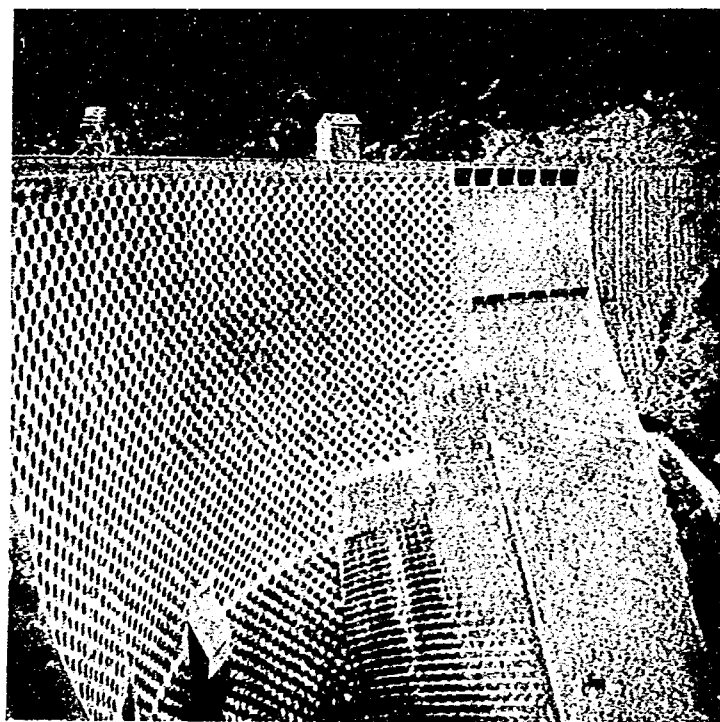
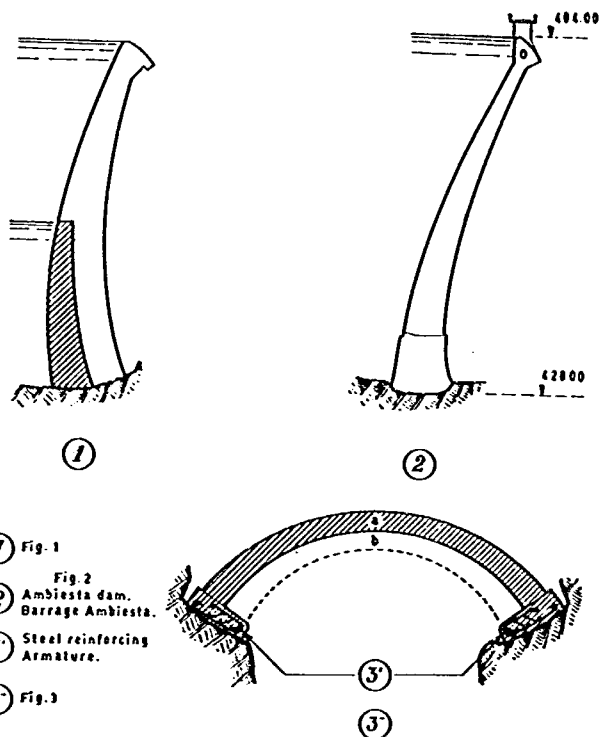
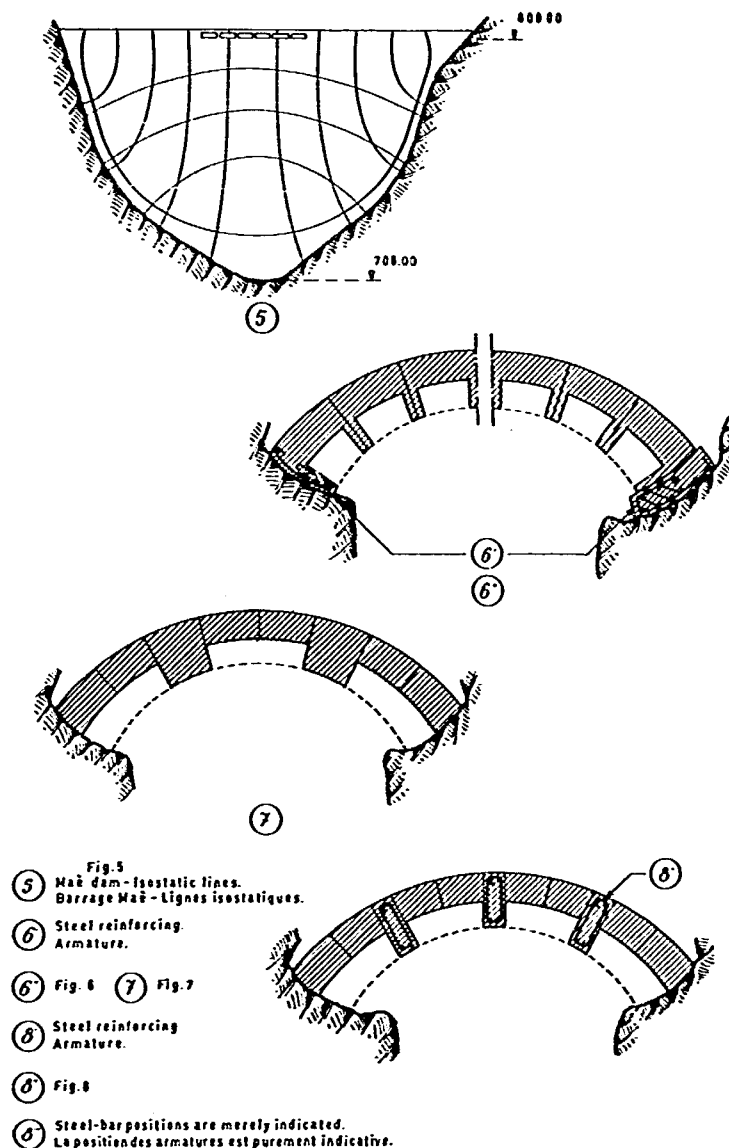


Fig. 4.
Ross dam.
Barrage Ross.

6. この問題についてもう一つの解法は、旧ダム表面にギャップを設けることである。そうすれば旧コンクリートと新コンクリートとのあいだに程良い接合が得られる。このことに関して、良く知られている例として米国の Ross ダムについて述べることにしよう。このダムの下流面は、通常の法面に対して 45° の傾斜を持った小さな面を有し、適当にギャップが設けられている。(図-4)

また、非常に効果的な密着が得られる肋材を下流面に用いることによって解決できる。理論的にはその肋材は下流面に対して直角となる。さらに、それらを建設継目に従って設けるとより効果的であろう。



あまり幅の狭くない断面を持つダムの場合上記の方法は、水平アーチによりダムの機能をより増進する結果となる。

この解決法を更に進めると、厚さの薄いせり石のあいだに、厚みのあるせり石を挿入することが考えられる。(図-7)

この種の建設は、新旧コンクリートの密着をより効果的にするが、旧ダムの建設において得られる経費の節約は少なくなるであろう。

この不便さを回避するために初期のせり石の厚みを薄くした。例えば通常のせり石の軸方向の幅が11~15mの範囲である場合、大きいせり石の幅を5~6mまで減少することができる。当然、幅は温度履歴によるせり石のクラックをできるだけ防止するために、ダムの全体の厚みと関連を持たせてある。(図-8)

7. 実際には、上記の施工は簡便ではない。すなわち大きなせり石はダムの縦軸方向に沿ってクラックが入りがちである。そこでは温度条件の相違が両側がせり石ではさまれたせり石と露出したせり石とのあいだに生ずるからである。

後者は前者よりも速やかに冷却するためにクラックが発生しやすい。この傾向は、人工的に冷却する手法、あるいは継目に沿って鉄筋で補強することによって回避できる。(図-8)

8. この点に関して新旧の結合を確実にすることが本当に必要なかどうか疑問が持ち上がるであろう。換言すると、縦方向のキレツがアーチあるいはドームのダムにおいて致命的か否かという疑問である。実際、荷重分割及び著しく湾曲した構造としてのダムの挙動から要素の調査をしたところ、玉ねぎ構造物の静的挙動は単一構造物の挙動に比べて不満足な結果は得られなかった。荷重は通常の方法で2構造物間で分割された。結局2構造物の応力は、単一構造物の場合よりもさ程大きくならなかったのである。明らかに、内側の接触域は(例えば縦継目)内部の間隙圧を消散するために、近くの適当なドレーンに連絡するよう下流面に結合されるのが良い。

更に、理論的結論が、前述の解法の妥当性を示す模型実験によって確かめられている。

東アルプスの大ダムでは、一冬の間放置され幾つかのせり石では軸に沿ってキレツが生じたものもある。このキレツは殆んどセメントを用いたことによる温度特性の影響によるものである。このようなキレツは余り問題とはならない。また、せり石も互いに他のせり石に囲まれ、急激な冷却を受けないのでキレツを生じにくいであろうが、その側面は適当な方法により鉄筋で補強された。

このダムは低応力でキレツが入ったのであるが、最近の二冬何の支障もなく操業している。

もう一つ重要な点を追加すると、より一層の保証として $\frac{1}{60}$ スケールの模型がI. S. M. E. S 研究所に建設され、目的は動的状態でのダム挙動を照査するところにある。更に、模型に考慮された条件は、実物ダムよりも劣悪であった。

破壊に至るまで試験された模型は、通常の水理荷重が5倍に達するまでキレツを生じなかった。

破壊のとき、アーチの最初のキレツは構造物自体には発生せず輪郭の不連続箇所から生じ始めた。従ってキレツは、構造物の特殊な形態（部分的な玉ねぎ構造）によるものではない。

その他の重要な模型実験がイタリアの種々のダムでなされ、満足のゆく結果が得られた。これらの実験に関する報告は Oberti 教授、Scalabrini 技師あるいは著者の同僚らによって提出されている。特別の深慮が Frera ダムの実験のためになされている。（著者が引用した論文を参照）

静的状態の観点から、次のことが結論づけられている。つまり、このように適当に均衡を保たせた 2 段階の建設には何ら問題がない。構造物の状況は、各段階の建設が期間をおいてなされても、良好である。新旧堤体の接合様式の選択は施工計画に左右される。また内部の接触領域に低圧を加えることは 2 構造物間の結合機能を高めるものである。

9. 最後に、この問題の解法に関してイタリアの設計者、業者によって進推された計画を吟味してみよう。pulvino の存在は（それを通して応力がダムから岩盤へ、支持反力が岩盤からダムへ伝達される。）2 段階の建設をより安全なものにする。

また、不規則かつ不連続な輪郭が形成されているところでは特にそうである。

私見であるが pulvino は、むしろ最初に（例えば旧ダムの築造時に）設けられ、嵩上げの際には新コンクリートをその上から打設するのが良い。

この方法によって、アバットメント表面上の良好な応力分布が確約され、pulvino の旧ダム建設時の部分と新ダム建設時の部分との間のいかなる不連続も取り除かれる。もちろん pulvino は、地盤反力よりなる曲げ応力に耐えなければならないであろう。もし、基礎岩盤が破損しているならば、これらの応力は著しく大きいであろう。実際に pulvino は、旧ダムの建設時には偏心荷重がかかっている縦方向のプリンスと考えてよい。pulvino が曲げ応力を遮ぎられるように、pulvino を鉄筋あるいは厚みの増大によって補強することは可能である。

他方、岩盤がたいへん堅固な場合には、pulvino の建設が経済的理由から数回に分けられ、接合は補強鉄筋に限定される。また、希にであるが全 pulvino を一度に建設することは得策である。

前述のことからすると、継目は（少なくとも旧ダムの建設では技術者の意見がそれに関して異なるのであるが）新ダム建設では種々の興味ある技術的かつ経済的解決策を提示する好テーマであるようだ。

10. （著者が 1. で言及したのであるが）実際は思考だけに限定する上の記述は次のことを結論とする。つまりこの特殊な問題において、アーチ構造物は経済的建設法の観点からすると、最も応用範囲が広く、安全な解決法への可能性も有している。

要 約

2段階に渡るアーチダム建設の技術は、今まで頻繁に生起した財政的な問題に答えるものであることを強調し、著者は次のことも述べている。つまり第1段階の建設費用を相当に節減するために、ダムの厚さを抑えなければならないことである。著者は、また次の問題について詳述している。旧堤体に打設されるコンクリートに絡む嵩上げの問題、最大の密着を得ることが果して得策か否かの議論、また嵩上げを達成する方法に関する問題などである。

更に続いて、厚みの増大に伴う技術上の工程について述べている。この工程は（第一段階）最初のコンクリート打設時の厚さを均一に減少させるか、あるいは第1段階（旧堤体）の下流表面に不連続の形状を与え、第2段階の打設で空隙を埋めるかである。後者の工程は第1段階の建設時に薄い断面のせり石数個、残りはダム断面と同じ厚みのせり石を用いることによって達成される。この方法の利点と欠点及び問題点を詳細に討論したのち著者は、I. S. M. E. S. 研究所で得られた注目に値する実験結果について述べている。その結論としては、2段階に渡る建設は構造上別に問題を生じないということである。

最後に著者は、嵩上げにまつわる諸問題の解法に関してイタリアの設計家、建設技師によって採用された計画について調査を行っている。その計画とは、岩盤に対して *pulvino* で連携された連続的継目を用いたものである。この方法は現時的において技術的に非常に興味深く、経済的解決策であろうと著者は結論づけている。

参 考 文 献

- 王泊ダム嵩上計画報告書
- 川上ダム嵩上図面
- 「川上ダム嵩上工事の計画および施工について」
ダム日本 №410 12 1978
- 「新中野ダム嵩上げ計画とその問題点について」
ダム日本 №416 6 1979
- ダムの嵩上げに関する資料(その1)
電力技術研究所業務資料(土木 55006)
1955, 9
- 「Heightening of Existing Dams including Methods of Constructing
New Dams in successive Stages」
Enrique Becerril ICOLD 1958
- 「Arch-Dams: Possibilities of Heightening with Consideration of
Experimental Results」
Dr. Ing. Carlo Semenza ICOLD 1958
- 「Provision for Future Raising of the Avon Dam by the Method of
Stressed Cables」
J. M. Linton Bogle ICOLD 1958
- 「Heightening of Dam」 Heinrich Press
ICOLD 1958

コンクリートダムの嵩上げに関する
研究

キーワード：コンクリートダム
ダムの嵩上げ

ISSN 0386-5878
土研資料第1663号
昭和56年2月(1981)

水 野 光 章
安 田 成 夫

要 旨

本書は我国の嵩上げダムの現況と問題点を指摘し、合
せて嵩上げダムの弾性解析結果を示す。



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

ダム構造研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第1663号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

⑩

