

嵩上げコンクリート重力ダムの設計と解析

藤 居 良 夫*

Design and Analysis of Raising Concrete Gravity Dam

Yoshio Fujii

It becomes a very useful method to raise the height of the old dam for the functional improvement of a storing reservoir on the ground of the lack of dam site suitable for construction of a new dam and the possibility of construction of raising dam while storing water.

In the present paper, the computational method of a section of raising concrete gravity dam is rearranged. One concrete gravity dam is chosen as an example, and the safety of the raising dam is examined considering the order of raising by means of finite element analysis. Furthermore, the effect of the change of Young's moduli of foundation rock and concrete in the old dam and the raising part, and of water level on the dam is investigated.

I. ま え が き

近年の水需要の増大には目を見張るものがあり、とくに、気候変動の影響から都市部での水不足が毎年大きな問題となっている。そのための水源開発や治水などを目的とするダム建設の社会的要請には強いものがある。しかし、ダム用地の確保から計画・設計・施工に至るまでのダム完成には長年月を必要とし、また地質・地形条件からみたダム建設の適地は少なくなってきているのが現状である。過去に、単一目的のために比較的小さな堤体のダムが建設された例が幾つかあるが、それらのダムは良質な地盤上に建設されており、地形条件から僅かの嵩上げでも貯水量が増大することが考えられ、また湛水したままで施工が可能であるなどの利点から、既設ダムを嵩上げて貯水池機能の向上を計るダムの再開発が幾つかのダムで実施され、また予定されている。

コンクリート重力ダムを嵩上げする場合、既設ダムが嵩上げを前提としたものでないため、嵩上げの型式は旧堤体の下流面にほぼ平行に新堤体コンクリートを打設

し、旧堤体とほぼ相似形となる三角形状の新堤体を形成する方法が一般に用いられる。

嵩上げダムの設計においては、新旧コンクリートの打継面の接着状態がダムの安全性に及ぼす影響、嵩上げの順序を考慮したダムの安定性、新コンクリートの温度応力の問題などを検討する必要があるが、本研究では、嵩上げ順序を追った盛立て解析による堤体内応力の検討と、新旧コンクリートが打継面で一体となっていないと仮定した時の応力状態について解析を行い、嵩上げコンクリート重力ダムの設計に対する若干の考察を加えた。

II. 嵩上げ重力ダムの断面算定の基本概念

旧堤体が重力ダムで、湛水状態で施工が可能であることから、下流面に平行に直接新コンクリートを打設する嵩上げ型式が一般に実施される。その場合の基本三角形断面の決定には、以下の条件を満たすように検討する必要がある。

- 1) 堤体上流端には鉛直方向の引張応力が生じない。
- 2) 滑動に対し安全である。
- 3) 堤体内応力が許容圧縮応力と引張応力を越えない。

* 農業施設工学研究室

上の条件 1) に対しては、垣谷博士により提案された嵩上げ公式を用いて嵩上げダムの下流面勾配を決定する。条件 2) に対しては、せん断すべり摩擦安全率を求める Henny の公式を用いて嵩上げダムの下流面勾配を決定する。条件 3) に対しては、上記の 2 条件より決定した断面形状を用いて有限要素法により内部応力を解析的に検討する。

1. 嵩上げ公式

従来より用いられてきた嵩上げダムの設計理念は垣谷博士により最初に提案されたもので、嵩上げダムの上流端における応力が引張応力とならないように新堤体の下流面勾配を算定する嵩上げ公式を用いることができる。この公式によれば、新堤体の所要の下流面勾配は以下の基本仮定に基づいて導かれる。

- 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) 新旧コンクリートの物理的性質の相違等を無視する。
- 3) 水圧のみを受けて平衡状態にある旧堤体に対し、嵩上げ分の新コンクリートが一度に打設される。
- 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。
- 5) 新旧コンクリートが一体となればダムは剛体力学的に取扱う。

施工中に維持された貯水圧は旧堤体のみで支持され、最終状態における堤体の応力は、この元の応力と、嵩上げ後に新たに付加される荷重を新旧一体とした新堤体全体で支持するとしたときの応力とを重ね合わせることで得られる。この最終的な応力が上流端で零もしくは圧縮側となるように、下流面勾配は次式を解くことにより得られる。

$$Am^2 + Bm + C \leq 0 \quad (1)$$

$$A = (1+\alpha)^3(\gamma_c - \gamma\mu) + (1+\alpha)^2\gamma a$$

$$B = (1+\alpha)^3(\gamma_c n + 2\gamma n - 2\gamma\mu n - \gamma_c k) + 2\gamma(1+\alpha)^2 n a + (1+\alpha)\{2(\gamma_s - 1)\delta^2 n - 2\gamma n \beta^2\}$$

$$C = (1+\alpha)^3\{\gamma n^2 - \gamma\mu n^2 - \gamma - 1.4\gamma k \xi^3 - \gamma_c n k\} + \gamma(1+\alpha)^2 n^2 a + (1+\alpha)\{2(\gamma_s - 1)\delta^2 n^2 - 2\gamma \beta^2 n^2\} + \gamma \beta^3 (n^2 + 1) - (\gamma_s - 1)\delta^3 (n^2 + C_e)$$

ただし、記号については以下の通りである。

h : 旧堤体の高さ

m_0 : 旧堤体下流面勾配

n : 上流面勾配

β : 施工時水位と h との比

γ : 水の単位体積重量

γ_c : コンクリートの単位体積重量

γ_s : 堆積土砂の単位体積重量

m : 嵩上げダムの下流面勾配

α : 嵩上げ高と h との比

μ : 揚圧力係数

k : 水平震度

C_e : 泥圧係数

δ : 堆砂高と h との比

ξ : 最高水位と $(1+\alpha)h$ との比

$$a = \frac{2n\beta^2}{m_0 + n} - \frac{(1+n^2)\beta^3}{(m_0 + n)^2}$$

上式を満たす m の最小値が嵩上げ増厚部の下流面勾配となる。この下流面勾配 m は施工時の貯水位と密接な関係があり、施工時水位が低いほど m が小さくなり有利な断面となる。

2. Henny の公式

コンクリート堤体と基礎岩盤との接触部、または基礎岩盤内におけるせん断力による滑動に対して Henny の公式によるせん断すべり摩擦安全率 F_s は、4 以上を満足しなければならない。

$$F_s = \frac{f\Sigma V + \tau_0 l_0}{\Sigma H} \quad (2)$$

ここで、

f : 内部摩擦係数

ΣV : せん断面に作用する垂直力

τ_0 : 基礎岩盤のせん断強度

l_0 : せん断すべり線の長さ

ΣH : せん断面に作用する水平力

嵩上げダムについて、嵩上げ公式で用いるパラメータを利用して Henny の公式(2)を変形して、嵩上げダムの下流面勾配 m について解くと次式が得られる。

$$m \geq \frac{B}{A} \quad (3)$$

$$A = 3\{(1+\alpha)h\}^2(\gamma_c - \mu\xi)f + 6(1+\alpha)h\tau_0$$

$$- 12\{(1+\alpha)h\}^2 k \gamma_c$$

$$B = 3[(\mu\xi - \gamma_c - \gamma\xi^2)\{(1+\alpha)h\}^2 - (\delta h)^2(\gamma_s - 1)]$$

$$\times n f - 6(1+\alpha)h n \tau_0 + 2\{(1+\alpha)h\}^2$$

$$\times (6\gamma_s n + 7\gamma\xi^2)k + 12\{\xi(1+\alpha)h\}^2$$

$$+ 12C_e(\gamma_s - 1)(\delta h)^2$$

以上の 2 公式を用いて、嵩上げダムの下流面勾配 m をなるべく小さく決定することができる。その結果の基本三角形断面を用い、嵩上げダムの底面鉛直応力が引張側でないことと、許容圧縮応力を越えないことを確認して、また、せん断すべり摩擦安全率が 4 以上あり滑動に対しても安全であることを確認して、最適な嵩上げダムの断面形を決めることができる。

III. 盛立て解析

嵩上げの施工過程を追った盛立て解析により、嵩上げの各段階での堤体の安全性を検討することができる。その手順としては、まず旧堤体に静水圧・水重・自重・堆砂重・堆砂圧・揚圧力を作用させて、これらの荷重による旧堤体の内部応力と変位量を求める。次に、これらの荷重が作用しているとして嵩上げを行い、各段階ごとに内部応力と変位量を求める。そして、嵩上げ終了後に、新コンクリートの物性値を考慮し、貯水位を新堤体の最高水位まで上昇させ、嵩上げ後に付加される静水圧・水重・堆砂重・堆砂圧・揚圧力の各増分と、さらに動水圧と地震力を作用させて最終嵩上げダム内部の内部応力と変位量を解析する。ここでは、ある実ダムを例として盛立て解析を行ってみた。まず、この実ダムの現場資料を参考にして、II章で述べた方法を用いて嵩上げダムの下流面勾配を決定した。いま、旧堤体下流側の嵩上げ部を9リフトに分けて新コンクリートを打設するものとする。その様子を示したのが Fig. 1 である。また、解析に用いた有限要素分割は Fig. 2 の通りで、要素はアイソパラメトリック要素を、計算はガウスの3点積分公式を利用した2次元弾性計算である。新旧コンクリートと基礎岩盤の物性値は現場資料を参考に Table 1 のように定めた。嵩上げ部コンクリートが打設されて材令が若い時期においては、その弾性係数が旧堤体ほど発揮されていないことも考えられ、ここでは、新コンクリートの弾性係数は旧堤体コンクリートの弾性係数の8割程度とした。また、水平震度は0.1、泥圧係数は0.5、揚圧力係数は0.333の各値を用いた。

1. 解析結果

有限要素法による盛立て解析から堤体内応力を各リフト毎に求めた結果、水平方向応力・鉛直方向応力・最大主応力・最小主応力の各等応力線を旧堤体状態・第5リフト状態・嵩上げ後の最終状態について示したのが Fig. 3~Fig. 6 である。また、堤体着岩部の鉛直応力について、旧堤体状態・第5リフト状態・第9リフト状態・最終状態の分布を示したのが Fig. 7 である。有限要素法から得られた堤体着岩部の最終状態の鉛直応力と、従来の剛体力学理論値とを比較したのが Fig. 8 である。ただし、引張応力を正の値、圧縮応力を負の値として表わしている。

(1) 変形

旧堤体状態では堤頂部が下流側水平方向に 8mm、鉛直下方に 6.5mm 程度の変形がある。基礎岩盤の沈下では上流端で下流側水平方向に 2mm、鉛直下方に 4.5

mm 程度、また下流端で水平と鉛直の各方向にそれぞれ 2mm と 6mm 程度である。最大沈下量は下流端より少々上流側で、水平と鉛直の各方向にそれぞれ 3mm と 7mm 程度である。この状態に続いて嵩上げを行うと、水平方向では第5リフトまでは下流側に変位して最大 10mm 程度となるが、その後上流側に変位して第9リフトで 9mm 程度戻る。これは、嵩上げ初期では

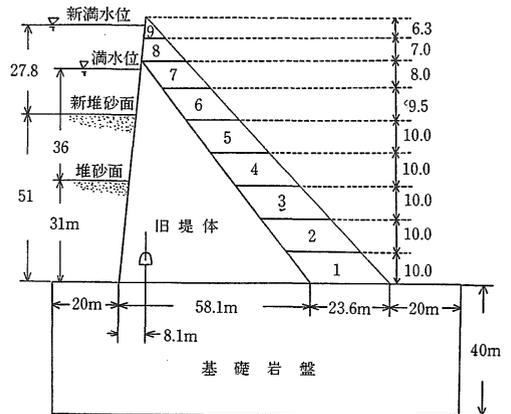


Fig. 1 解析断面と嵩上げリフト

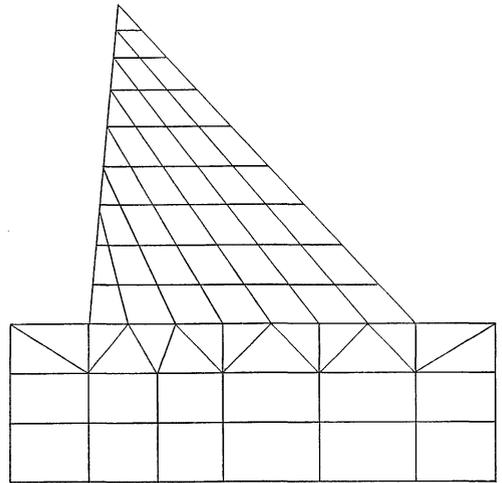


Fig. 2 解析断面の有限要素分割

Table 1 盛立て解析に用いた材料の物性値

	弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン 比	単位体積重 量 (tf/m ³)
旧堤体コンクリート	2.11×10 ⁶	0.2	2.3
嵩上げ部コンクリート	1.69×10 ⁶	0.2	2.3
基礎岩盤	6.00×10 ⁵	0.2	2.6

旧堤体下流側の基礎岩盤の沈下が優勢で堤体全体が下流側に傾くが、嵩上げが進むにつれて下流側より上流側の沈下が優勢となり堤体全体が上流側に傾いていくためと考えられる。鉛直方向では第5リフトまでは変位が進行せず、それ以後に変位がすすむ。これは、堤頂が上流側に位置するため、嵩上げがある程度まで進まないで上流側の基礎岩盤の沈下が生じないためと考えられる。最終状態では堤体全体が下流側に変形し、基礎岩盤の最大変位は水平と鉛直の各方向にそれぞれ4mmと9.5mm程度である。

(2) 水平方向応力

旧堤体状態では上流端下方に引張応力が現れ、下流端に最大60tf/m²程度の圧縮応力の発生がある。堤体内の等応力線はほぼ水平に走り、堤頂部に向かって圧縮応力は減少する。嵩上げによる打設コンクリート重量のため、旧堤体との打継面付近の圧縮応力が増大していく。また、嵩上げに従って上流端下方の引張応力は減少していき、第9リフトでは約2.4tf/m²となる。最終状態では旧堤体と新堤体の下流端に約60tf/m²の圧縮応力が発生し、上流端下部に16tf/m²程度の引張応力が現れる。

(3) 鉛直方向応力

旧堤体状態では上流側下方に圧縮応力の集中が現れ、堤頂部に向かって減少していく。引張応力の発生はない。嵩上げに従って、下流部の圧縮応力が増大して、続いて上流部の圧縮応力が増加し始める。また、嵩上げ部の等応力線は打継面から下流面に向うにつれて減少していく。最終状態では旧堤体下流部に最大120tf/m²程度の圧縮応力が発生するが、引張応力の発生はない。基礎岩盤には最大170tf/m²程度の圧縮応力が堤体中央部下に生じている。

(4) 最大主応力

旧堤体状態では上流側底部に最大で約50tf/m²の圧縮応力が集中して、下流側に向かって分散していく。また、上流端下部に少々の引張応力が発生している。嵩上げに従って上流端下部に発生していた引張応力は減少していく。嵩上げ部では大きな圧縮応力は見られず、最大20tf/m²程度である。嵩上げの過程で等応力線の大きな変化は見られない。最終状態では上流側底部に約70tf/m²の圧縮応力の集中が現れ、上流側下部に20tf/m²程度の引張応力が発生している。

(5) 最小主応力

旧堤体状態では下流端に最大150tf/m²程度の圧縮力の集中が見られ、堤頂に向かって減少していく。嵩上げに従って旧堤体下流端に集中していた圧縮応力と上流部

下方の圧縮応力は一旦減少するが、再び増加していく。嵩上げ終了時において、この圧縮応力の大きさはそれぞれ約115tf/m²と135tf/m²となる。最終状態では上流側の圧縮応力の集中がなくなり、旧堤体部に圧縮応力が集中して、中央のやや下流寄りで最大155tf/m²となっている。

(6) 要素安全率

コンクリート及び基礎岩盤がモール・クーロンの破壊基準に従うとして、各要素の安全率を求めた。コンクリートに対するせん断強度と内部摩擦係数をそれぞれ200tf/m²および0.8とし、また現場資料から基礎岩盤のせん断強度と内部摩擦係数をそれぞれ100tf/m²および1.0とする。旧堤体状態では下流側下方の要素に2～3程度の安全率が出ているが、嵩上げを行うに従って、その安全率は大きくなる。また、嵩上げ部に問題となる安全率は見られない。最終状態では旧堤体下流側下方の要素で最小の2.6～2.7程度の安全率が出ている程度で、安全性の問題はないと考えられる。

(7) 堤体着岩部鉛直応力

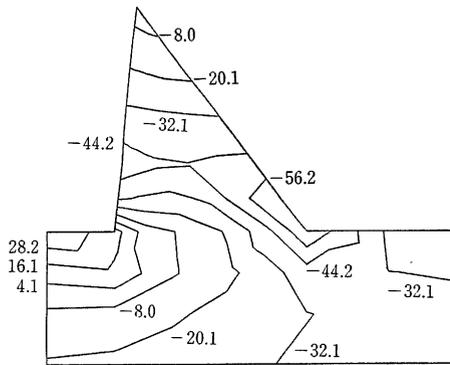
堤体底部の要素の鉛直応力をその図心位置に示したFig. 7から、各リフトについて引張応力の発生はなく、上流側において最小圧縮応力が発生するが、その位置は上流端より少々中央寄りである。嵩上げに従って、応力分布は下流から上流側へ応力集中が変化するが、応力分布の変化率は小さくなる。これは、嵩上げが下流側から上流側へ行われ、また上りリフトの重量が下位のそれより小さいことによると考えられる。嵩上げ終了後に加えられる荷重増分のため、第9リフトから最終状態への変化が著しくなる。

2. 剛体力学理論による底面応力との比較

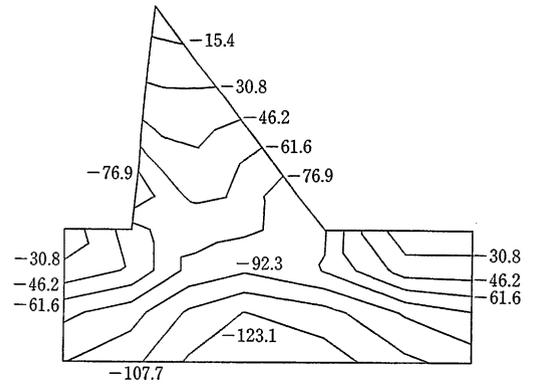
この有限要素解析による堤体着岩部鉛直応力と剛体力学理論による応力値との比較を示すFig. 8から、旧堤体着岩部では、下流端の圧縮応力は有限要素解析結果の方が大きく、上流端の圧縮応力は剛体力学理論値の方が大きい。嵩上げ部の底面では、有限要素解析結果より剛体力学理論値の方が圧縮応力は大きい。したがって、旧堤体コンクリートの剛性は嵩上げ部のそれより大きいから、旧堤体が嵩上げ部より多くの荷重を受けもつことがわかる。

3. せん断すべり摩擦安全率

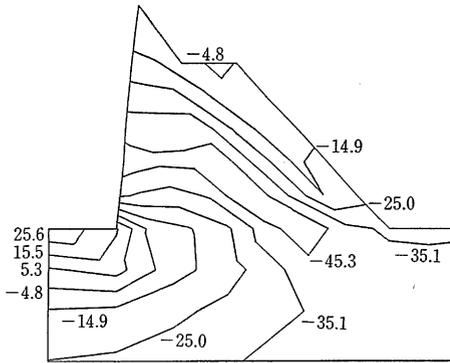
コンクリート堤体と基礎岩盤との接触部に対して、(2)式で与えられるHennyの公式を用いてすべり摩擦安全率を求めた。その場合の基礎岩盤のせん断強度と内部摩擦係数は、1(6)節の場合と同様である。その結果、嵩上げが進むに従って安全率は少々増加し、第7リフトで



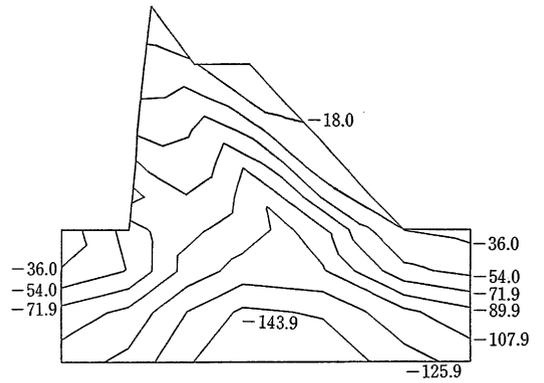
(1) 旧堤体状態



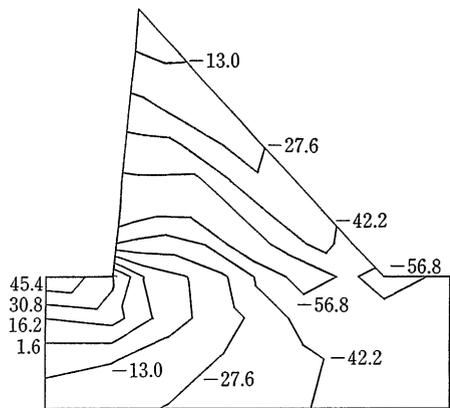
(1) 旧堤体状態



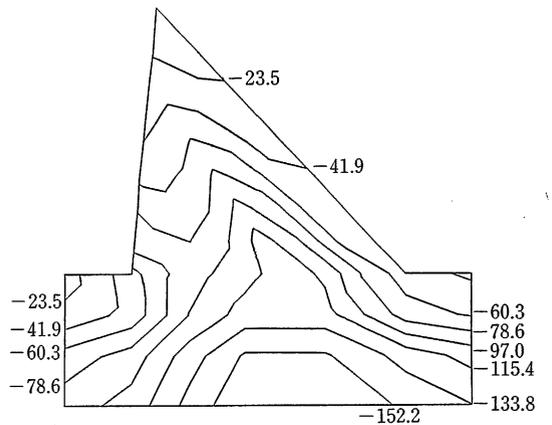
(2) 第5リフト状態



(2) 第5リフト状態



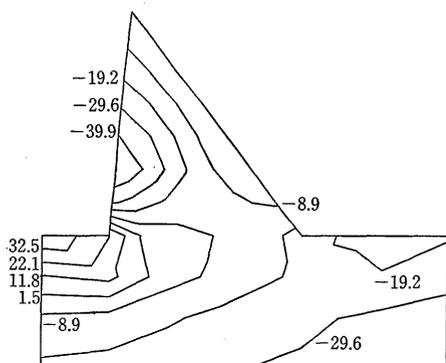
(3) 最終状態



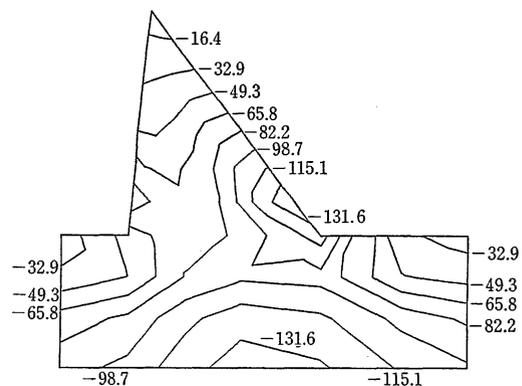
(3) 最終状態

Fig. 3 水平方向応力の分布 (tf/m²)

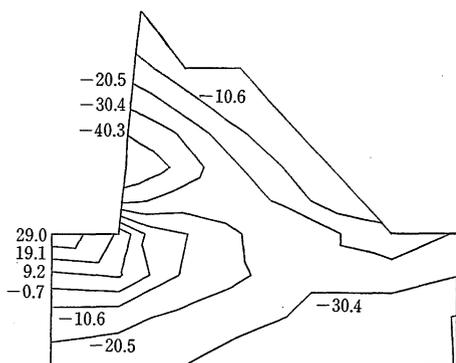
Fig. 4 鉛直方向応力の分布 (tf/m²)



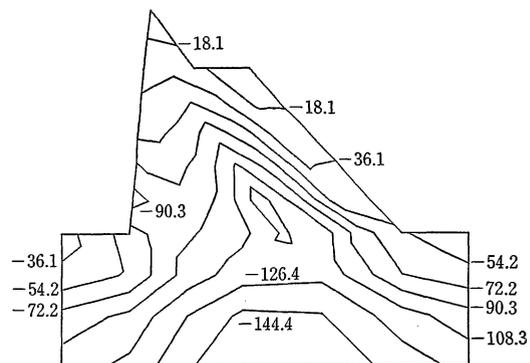
(1) 旧堤体状態



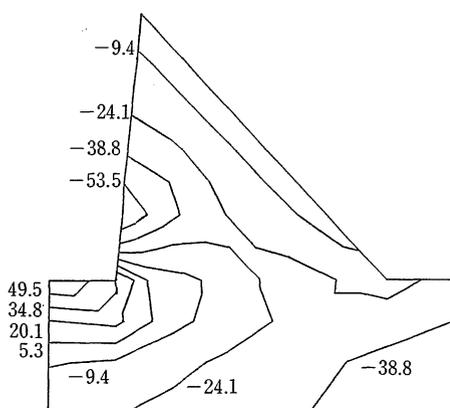
(1) 旧堤体状態



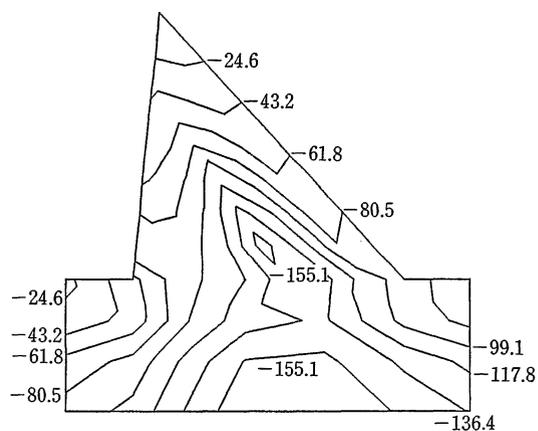
(2) 第5リフト状態



(2) 第5リフト状態



(3) 最終状態



(3) 最終状態

Fig. 5 最大主応力の分布 (tf/m²)

Fig. 6 最小主応力の分布 (tf/m²)

最大となり、その後減少するようになった。しかし、最終状態でも 5.8 程度の安全率が得られ、十分に安全であることがわかる。

4. 結論

ここでは、II章の一括盛立てを前提とした剛体力学理論により求めたある嵩上げダム断面に対して、有限要素法による盛立て解析を行った。堤体内部に問題となる応力の発生はなく、安全性が確認された。また、堤体上流端には鉛直方向の引張応力が生じないという基本仮定を考えると、この解析結果からの鉛直応力にまだ余裕があり、この嵩上げダムの下流面勾配をさらに小さくできる可能性もある。ここでは、あるダムを例にとり、その嵩上げによる挙動の一般的傾向を示したが、個々の具体的な現場ではより精密な解析と検討が望まれる。

IV. 設計上の問題点

我が国で一般に実施されている下流面にほぼ平行に新コンクリートを打設する嵩上げ重力ダムについて、従来より用いられている設計の基本概念はII章で述べた。しかし、この嵩上げ公式は簡便的な設計法として有用ではあるが、新旧堤体を一体とした剛体と見なして取扱っている点に問題が残る。新旧堤体を一体化した剛体として取扱える程にその接触面の接着は良いか、また新旧コンクリートの物性の相違や新旧堤体が載る基礎岩盤の支持力の相違が新旧コンクリートの接触面を含めた堤体全体の安全性に及ぼす影響などを検討する必要性も考えられる²⁾。そこで、基礎岩盤の弾性係数の相違、新旧コンクリートの弾性係数の相違、および貯水位などが堤体に及ぼす影響を調べた。これらの影響の程度は個々のダムサイトと施工方法などによって異なると思われるが、こ

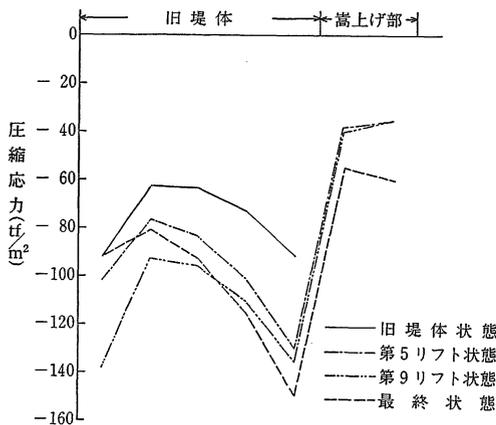


Fig. 7 堤体着岩部の鉛直方向応力の変化

ではIII章で扱った嵩上げ重力ダムをモデルとして取り上げ、これらの影響の一般的傾向を検討して嵩上げダムに特有の問題を考察した。考慮する荷重条件や解析断面はIII章の場合と同様で、2次元の一括弾性解析を行った。

1. 条件の設定

旧堤体はダムの建設地付近のなかでも良質の基礎岩盤上に築造されていると考えられるが、嵩上げダムの新堤体部の基礎岩盤は旧堤体の岩盤ほど堅固ではない場合も考えられる。また、新堤体コンクリートが打設されて材令が若い湛水初期においては、そのコンクリートの弾性係数が旧堤体コンクリートのそれほどに達していないことも考えられる。そこで、基礎の岩級区分において C_H 級および C_M 級の岩盤を考慮する場合と、新堤体コンクリートの弾性係数を旧堤体の弾性係数の 8 割程度と考える場合とを仮定して、Fig. 10 に示すような 6 ケースの状態を設定した。各弾性係数の値は Table 2 に示す通りで、その他の物性値はIII章の場合と同じである。

2. 解析結果

以上の 6 ケースについて有限要素解析を行った結果、堤体内の最大主応力と最小主応力の等応力線分布について、Case-1~Case-6 のそれぞれに対応して Fig. 10~Fig. 15 を得た。また、各ケースについて、堤体着岩部の鉛直応力を比較したのが Fig. 16 である。

(1) 基礎岩盤の影響

最大主応力について、基礎岩盤が C_H 級である Case-1 の場合、堤体上流側中央から下方にかけて最大 50tf/m² 程度の圧縮応力、10tf/m² 程度の引張応力が発生している。また、基礎岩盤に 60tf/m² 程度の引張応力が出ている。嵩上げ部の基礎岩盤が 1 ランク低い C_M 級

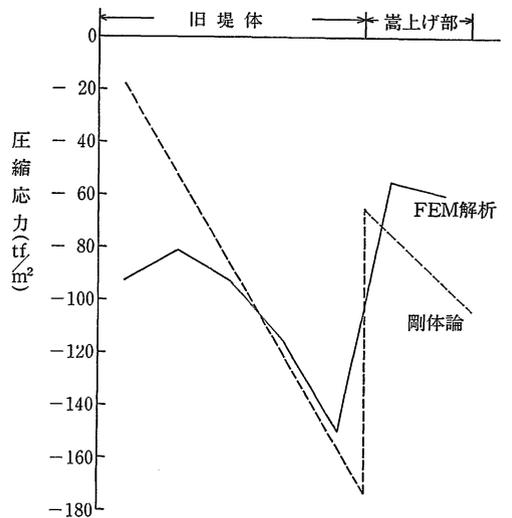


Fig. 8 堤体着岩部の鉛直方向応力の比較

である Case-3 の場合、堤体上流側中央から下方にかけての応力は引張側に少々移行して、下方で最大 20tf/m² 程度の引張応力が出ている。また、岩盤上流側に約 80tf/m² とより大きな引張応力が出ている。旧堤体部の岩盤が 1 ランク低い C_M 級である Case-5 の場合、Case-1 の場合と大差はなく、上流側下方の引張応力の発生が緩和される傾向がうかがわれる。

次に最小主応力について、Case-1 の場合、堤体下流側下方で最大 200tf/m² 程度の圧縮応力が、堤体上流側下方で最大 120tf/m² 程度の圧縮応力が発生している。また、Case-3 の場合、堤体下流側と上流側の下方の圧縮応力が約 20tf/m² 小さくなっている。Case-5 の場合、堤体下流側と上流側の下方の圧縮応力が Case-1 に比べて約 20tf/m² 大きくなっている。

堤体着岩部の鉛直応力について、堤体上流端で均一岩盤とした Case-1 に比べて、下流側岩盤が 1 ランク不良の Case-3 の場合に圧縮応力が緩和され引張側に向う。逆に下流側岩盤が 1 ランク良好な Case-5 の場合、大きな圧縮応力が発生している。堤体着岩部中央にかけては、Case-1 に比べて Case-3 の場合に圧縮応力が大きく発生し、逆に Case-5 の場合に圧縮応力が小さくなっている。

一方、新旧堤体の打継面の応力状況については、垂直

Table 2 有限要素解析に用いた材料の物性値

コンクリート	E_H 2.11×10^6 (tf/m ²)
	E_M 1.69×10^6 (tf/m ²)
基礎岩盤	E_{CH} 6.00×10^5 (tf/m ²)
	E_{CM} 3.00×10^5 (tf/m ²)

応力は圧縮側で各ケースで大差はない。せん断応力は基礎岩盤の影響から低位標高での応力に差が出る。しかし、最も問題となる下流側岩盤が不良の Case-3 の場合でも 20tf/m² 程度で、コンクリートのせん断強度を考えると、打継面であっても大きな危険性はないと考え

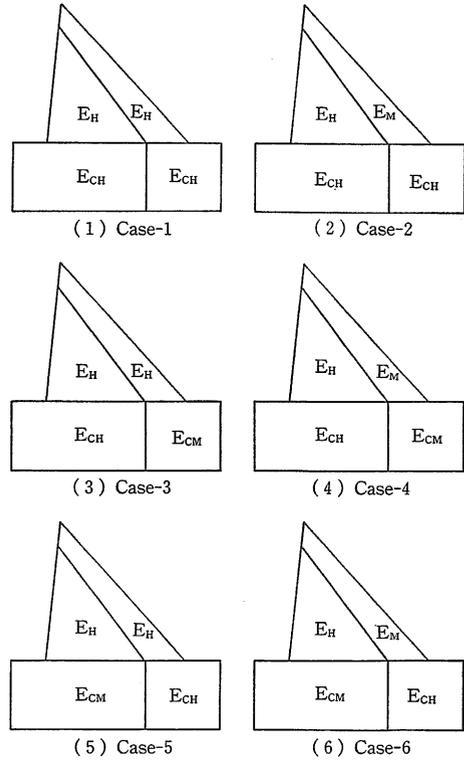


Fig. 9 解析断面の材料のケース分け

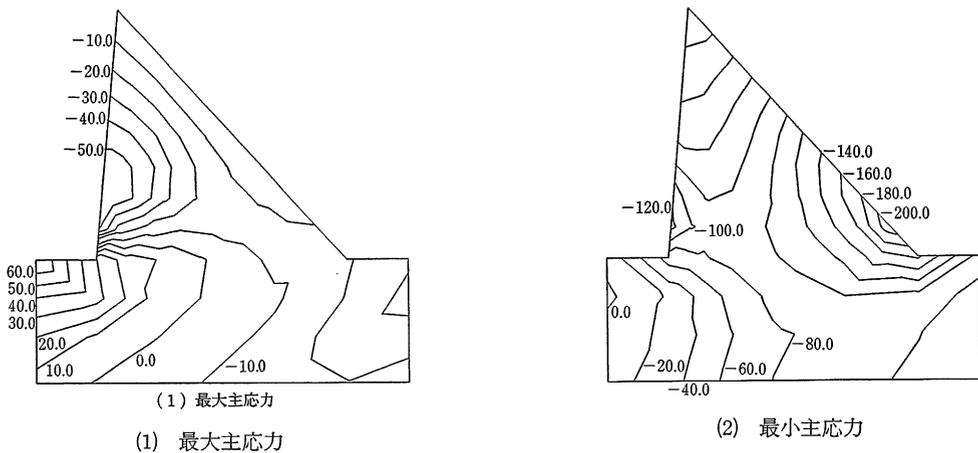


Fig. 10 Case-1 の応力分布 (tf/m²)

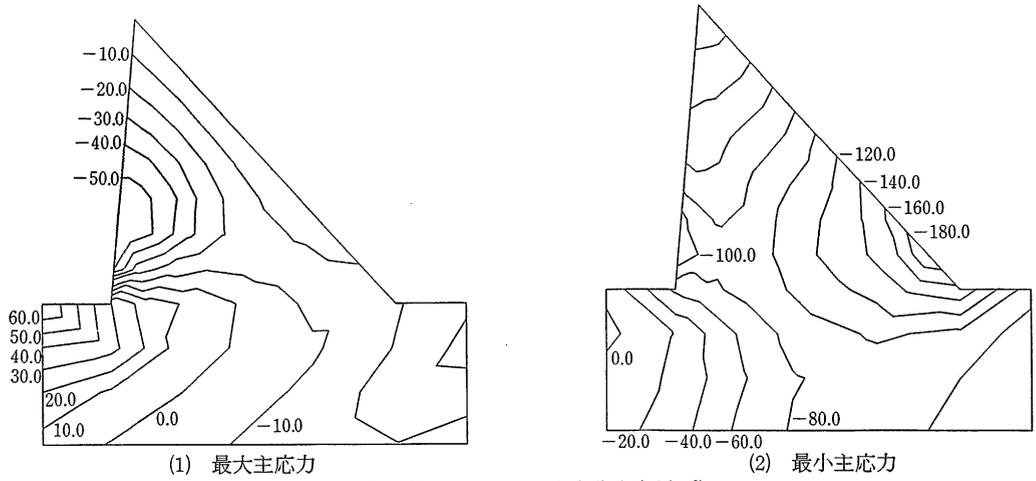


Fig. 11 Case-2 の応力分布 (tf/m²)

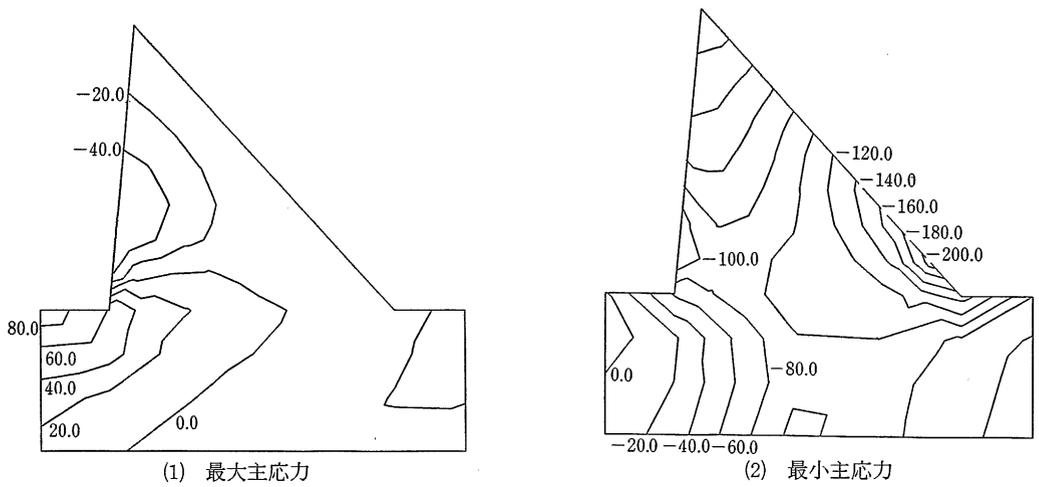


Fig. 12 Case-3 の応力分布 (tf/m²)

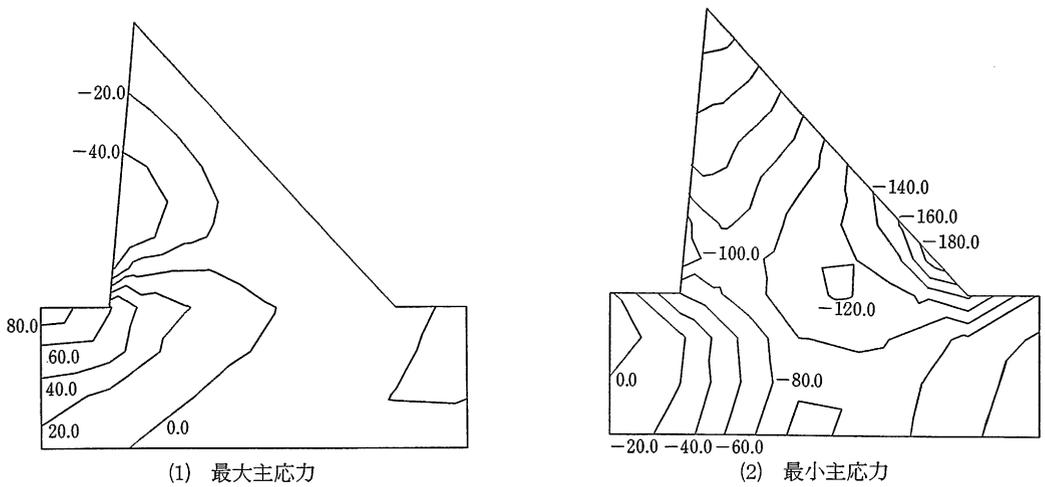


Fig. 13 Case-4 の応力分布 (tf/m²)

られる。

以上から、嵩上げ部の基礎岩盤が旧堤体の岩盤より岩級区分で1ランク程度低い場合でも、堤体上流側下方が若干引張側に移行するが大きな問題は生じないと考えられる。

(2) 新旧コンクリートの弾性係数の影響

新コンクリートの弾性係数が旧堤体コンクリートの弾性係数の8割程度とした場合、満水位時と最低水位時ともに、いずれの基礎岩盤状況においても、堤体着岩部の鉛直応力について堤体上流側と下流側で若干の圧縮応力の低下があり少々の引張側への移行が見られ、また堤体中央部で若干の圧縮応力増加がある程度で、大きな影響

はほとんど見られない。実際には嵩上げ終了までに、新コンクリートの低位標高部の弾性係数は旧堤体コンクリートと同程度の値を得るものと考えられ、コンクリートの弾性係数の相違による影響は問題にならないといえる。

(3) 貯水位の影響

嵩上げダムの施工時の水位を旧堤体の満水位に保持し、嵩上げダムの完成後に貯水位が最低水位まで低下する場合があると、新旧堤体の打継面の接着の程度によって嵩上げ着岩部の密着性に影響が出ると考えられる。そこで、施工中の水位を旧堤体満水位に維持し、嵩上げ完成後にこの水位が最低水位まで下がるケースを想定して

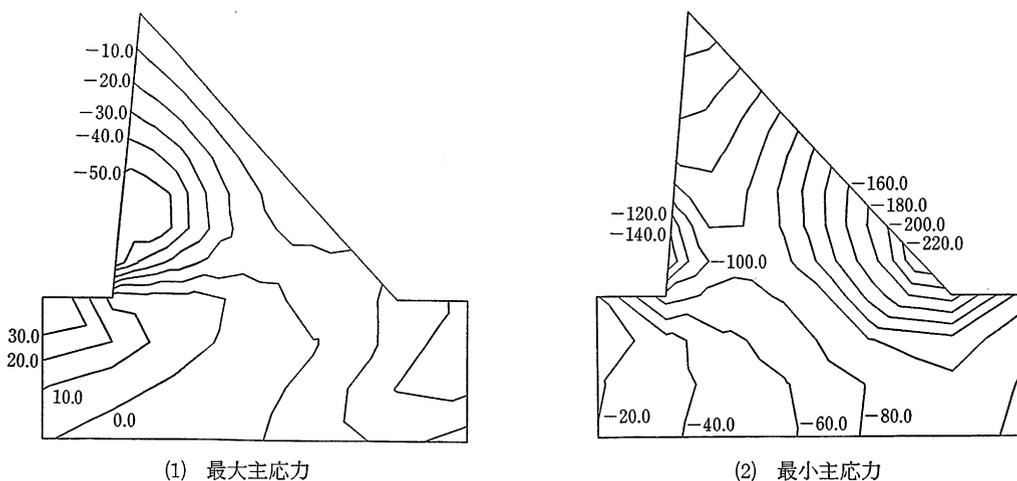


Fig. 14 Case-5 の応力分布 (tf/m²)

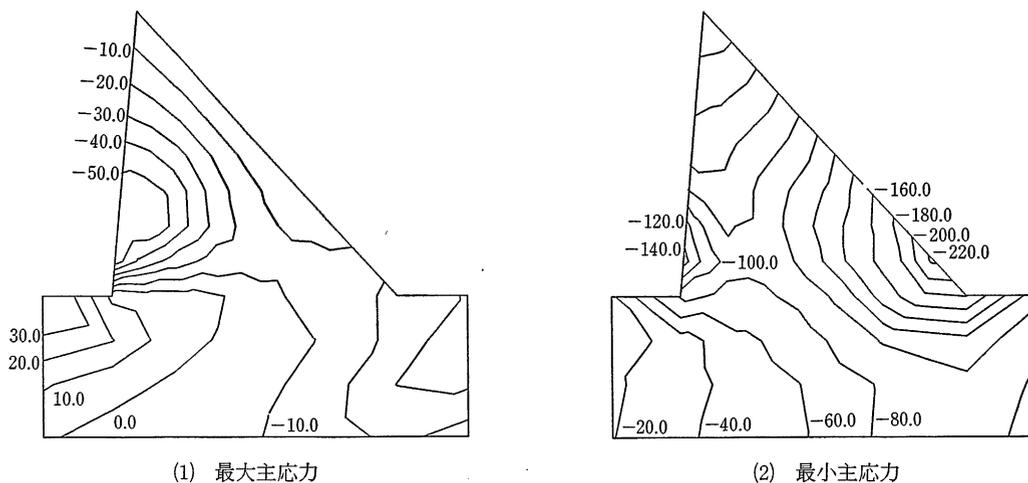


Fig. 15 Case-6 の応力分布 (tf/m²)

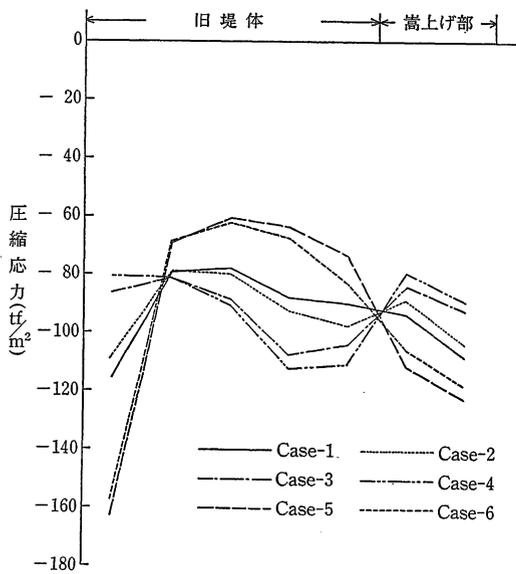


Fig. 16 各ケースの堤体着岩部鉛直方向応力の変化

解析した。その結果、新旧堤体打継面と嵩上げ着岩部の垂直応力はいずれも 80tf/m^2 程度までの圧縮応力の範囲にあり、その部分のせん断応力も含めて特に問題となることはないと考えられる。したがって、施工時の水位とその後の水位変化の堤体への影響は問題にならないといえる。

(4) せん断すべり摩擦安全率

最も問題となり得ると考えられる堤体と基礎岩盤の接触部について、III章と同じ要領でせん断すべり摩擦安全率を求めた。その結果、各ケースについて比較すると、既設部分より嵩上げによる新設部分が良好でその強度が期待される場合により安全であると考えられるが、最も低い Case-4 の場合でも5.6の安全率が得られ、いずれの場合も十分安全であるといえる。

3. 結論

ここで調べたように、嵩上げダムの旧堤体部と嵩上げ部について、基礎岩盤の弾性係数の相違、新旧コンクリ

ートの弾性係数の相違、貯水位の変化などによる堤体の安全性への影響は、一般に考えられる程度では問題ないといえる。ただ、嵩上げ部の基礎岩盤の強度が旧堤体のそれに比べて劣るような場合については、とくに上流側引張応力に関して一応の検討が必要である。

V. あとがき

我が国では、嵩上げを想定したダムが建設される場合はなく、下流面にはほぼ平行に新コンクリートを打設する嵩上げ型式を用いるのが一般的で、その設計理論は確立されているとは言い難い。ここでは、有限要素法による盛立て解析を行い、また基礎岩盤と新旧コンクリートの物性値の相違による嵩上げダムへの影響を調べた。実際に考えられる種々の状況において、嵩上げダムの一般的傾向と一応の安全性は確保されることがわかった。

しかし、今後の課題として、新旧堤体の打継面の不連続性を考慮した場合や、新コンクリートの硬化熱による温度応力を考慮した場合についてさらに検討することが望まれる。そして、これらの結果を踏まえて、より安全性の高い合理的な嵩上げコンクリート重力ダムの建設が必要である。

最後に、本研究をすすめるに当り御指導を賜った京都大学農学部長谷川高士教授、また計算と整理に協力を賜った本学専攻生の青木勲君と伊藤衛君に深甚なる感謝の意を表します。なお、本計算は京都大学大型計算機センター FACOM M-780/30 を用いた。

引用文献

1. 垣谷正道：電力技術研究所業務資料，土木 55006，1955.
2. 水野光章・安田成夫：土木技術資料，24(5)：225-230，1982.
3. 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準(設計ダム)：122-124，1981.
4. 吉岡裕次：京都大学農学部卒論，農業工学科，1982.
5. 花田英司：京都大学農学部卒論，農業工学科，1984.