

地下ダム設計のための地下水流動解析手法に
関する研究

石井 将幸

目次

1	緒論	1
1.1	背景	1
1.2	目的と構成	2
2	地下ダムの概要	5
2.1	地下ダムとは	5
2.1.1	構成施設	5
2.1.2	長所と短所	8
2.1.3	設置に適した条件	9
2.2	設計に必要な調査と解析	11
2.2.1	地盤の調査	11
2.2.2	地下水位変動の観測	11
2.2.3	数値モデルによる把握	12
2.2.4	建設による影響の解析	12
3	地下水流動の理論と解析方法	13
3.1	基礎方程式と境界条件	13
3.1.1	Darcy 則と連続条件	13
3.1.2	境界条件と初期条件	16
3.2	二次元流とその前提条件	17
3.2.1	水平二次元流	17
3.2.2	不圧地下水流と被圧地下水流	18
3.2.3	鉛直二次元流	21
3.3	流動解析の手法	23
3.3.1	直接的な積分による解析	23
3.3.2	複素解析	24
3.3.3	有限要素法解析	24
3.4	地下ダム特有の流動とその解析	25
3.4.1	建設による流れの変化	25
3.4.2	既往の地下ダム流動解析手法	25
3.4.3	本研究で作成する流動モデルの特徴	26

4	地下ダム流動モデルの作成	28	5.2.4	砂川地下水盆を想定した配置	75
4.1	地下水涵養モデル	28	5.3	止水壁と揚水井による地下水処理	77
4.1.1	地下水涵養のメカニズム	28	5.3.1	地下水処理工法の重要性	77
4.1.2	降水量と蒸発散量の測定	28	5.3.2	工法の設計に用いられる解析方法	77
4.1.3	タンクモデルを用いた涵養モデル	29	5.4	不完全貫入止水壁周囲の被圧流れ	78
4.2	広域地下水流動モデル	32	5.4.1	止水壁を回り込む被圧流れ	78
4.2.1	水平二次元解析	32	5.4.2	等価な止水効果を持つ低透水性領域	80
4.2.2	水位変動に伴う境界の移動	35	5.4.3	水平二次元解析を行うための条件	81
4.2.3	背水域の設定	40	5.5	止水壁周辺水頭値の計算	83
4.3	止水壁越流モデル	42	5.5.1	壁面上水頭値の算出	83
4.3.1	止水壁周囲における流れとそのモデル中での扱い	42	5.5.2	非定常解析への適用	88
4.3.2	基盤層が傾斜したときの断面流量と越流量	44	5.5.3	掘削事例を想定した解析例	90
4.3.3	鉛直二次元流動解析	46	5.5.4	開口部を持つ地下ダム止水壁への展望	92
4.3.4	浸出点位置の決定	47			
4.3.5	広域流動モデルへの組み込み	52	6	結論	93
4.4	地表浸出モデル	54	6.1	地下水盆モデルについての検討	93
4.4.1	地表浸出の危険性	54	6.1.1	地下水涵養モデルの精度	93
4.4.2	地表浸出解析	54	6.1.2	水平二次元モデル定数の決定方法	93
4.5	解析例と検討	57	6.2	地下ダム施設モデルについての検討	94
4.5.1	砂川地下水盆の数値モデル	57	6.2.1	止水壁越流モデルの精度	94
4.5.2	砂川地下ダムの諸元とモデル上での表現	64	6.2.2	揚水井の表現と等価半径	95
4.5.3	渇水年を想定した解析	65	6.2.3	かんがい水による涵養	95
4.5.4	解析結果と設計に関する検討	68	6.2.4	地表へ浸出した水の扱い	96
5	揚水設計と排水設計	69	6.3	井戸配置手法についての検討	96
5.1	揚水井の数と配置の影響	69	6.3.1	配置基準の妥当性	96
5.1.1	揚水井配置の持つ重要性	69	6.3.2	評価関数の一般性と積分方法	96
5.1.2	目的に応じた揚水井の配置基準	70	6.3.3	その他の要因の考慮	97
5.2	評価関数と Voronoi 分割を用いた配置決定	70	6.4	不完全貫入止水壁の扱いについての検討	97
5.2.1	配置基準に応じた評価関数	70	6.4.1	止水壁等価要素の大きさと係数	97
5.2.2	Voronoi 分割	71	6.4.2	非定常解析への適用	98
5.2.3	最急降下法による最小化と関数形の決定	72	6.4.3	不圧帯水層への応用	98

参考文献 100

謝辞 109

目次

2.1 地下ダム概念図	5
3.1 流体要素に作用する力	13
3.2 不圧地下水の微小柱状体	18
3.3 被圧地下水の微小柱状体	19
3.4 水平二次元解析の対象領域と各種境界	20
3.5 鉛直二次元流内の微小土構造	21
3.6 鉛直二次元解析の対象領域と各種境界	22
3.7 鉛直断面中の準一様流	23
3.8 皆福地下ダムの貯留モデル	26
4.1 涵養量算出に用いられるタンクモデル	30
4.2 水位低下時における境界の設定	36
4.3 水位上昇時における境界の設定	39
4.4 解析に追加する要素の条件	40
4.5 領域外の要素に生じた涵養の流動先	41
4.6 背水域を考慮した要素分割の例	41
4.7 水平二次元解析から除かれる要素	43
4.8 傾斜した基盤上の不圧地下水流	44
4.9 止水壁のある傾斜基盤上の地下水流	46
4.10 鉛直解析と水平解析の対応	47
4.11 各座標軸の方向	48
4.12 浸出点節点を持つ要素についての諸量	50
4.13 解析結果と理論値の比較	51
4.14 水を移動させる節点の対応関係	53
4.15 断面越流量から節点越流量への変換	53
4.16 地表面の位置による水位の違い	55
4.17 地表浸出解析で求められる水位	56
4.18 砂川地下水盆の位置	58
4.19 砂川地下水盆の基盤層標高 [m]	58
4.20 タンクモデルの基本形状	59
4.21 水平二次元解析で用いた要素分割	59

4.22 決定された各モデル諸元	62
4.23 1989年を想定した計算結果	63
4.24 砂川地下ダム各施設の建設位置	64
4.25 日揚水量と貯留量の変化	66
4.26 地下水位と日越流量の変化	67
5.1 3つの井戸に地下水が流れ込む領域	72
5.2 関数決定に用いた基盤層の形状と得られた井戸配置	74
5.3 砂川ダム貯留域の基盤層形状	76
5.4 砂川ダム貯留域に対して求められた井戸配置	76
5.5 想定した止水壁のある被圧帯水層	79
5.6 比較に用いる帯水層	80
5.7 帯水層上端と下端の水頭値	82
5.8 止水壁等価要素の配置方法	84
5.9 水平二次元要素分割と想定した止水壁位置 ($s/m = 0.7$)	85
5.10 通常の水平二次元解析で得られる水頭分布 [h/m]	85
5.11 止水壁面上の水頭値を考慮した水頭分布 [h/m]	85
5.12 水平解析と鉛直解析による止水壁周囲の水頭値	87
5.13 止水壁周囲における非定常解析結果の比較	89
5.14 止水壁の形状と揚水井の配置	90
5.15 掘削地周辺における要素分割	91
5.16 止水壁がない場合の水頭低下 [m]	91
5.17 止水壁設置時の水頭低下 [m]	91
5.18 三次元解析で求めた水頭低下 [m]	91

1 緒論

1.1 背景

地球にはおよそ 1,400 兆 m^3 の水が存在するが、その 97% は海水であり、淡水はごく僅かな割合に過ぎない¹⁾。また淡水の約 69% は極地などに冰雪の形で、30% は地下水の形で存在しており、地表水は淡水全体の 1% にも満たないと言われている。利用可能な水の大部分を占める地下水は、水量、水質、水温の全てにおいて安定しており、世界中の至る場所で古くから用いられてきた。井戸を掘ることによって得られる手近な水源として、また地表水に乏しい乾燥地ではほとんど唯一の水源として、生活用水や農業用水、さらに近代では工業用水を含めた幅広い用途に利用されている。

この地下水をより多く利用するために、井戸の高度な掘削技術が考案された。その結果、利用の対象は比較的浅い帯水層だけにとどまらず、地下深くの被圧帯水層にも及ぶようになった。また様々な種類の井戸の利用や大口径化、フィルター材料やストレーナの改良など、井戸からの取水量を増大させるための工夫も広く行われてきた。これと並行して、揚水設備とその動力源も飛躍的に進歩し、地中深くからの大量揚水が可能になった。

これらの技術と水需要量の増加によって、地下水の利用量は劇的に増大した。しかし、地下水を利用する権利が土地の所有権に付随するという法的解釈から、地表水のような水利権の設定が行われなかったため、利用量の増大は無秩序に進行していった。その結果帯水層中の地下水は減少し、地下水位の低下や地下水の枯渇が見られるようになった。そして、地下水位の低下は地盤沈下や地下水の塩水化といった、重大な災害を引き起こす原因ともなった。

わが国における地盤沈下は、関東平野南部では明治中期頃、大阪平野では昭和初期に発生し、昭和 30 年代には全国に拡大した。沈下の結果地面の高さが標高 0m を下回る、いわゆるゼロメートル地帯が生じるなど、その影響は非常に深刻なものとなった。また海岸部における地下水の塩水化は地下水の利用を不可能とし、農作物への被害をもたらした。一度生じた地盤沈下の回復は極めて困難であり、揚水を停止しても塩水化からの回復には長い時間が必要である。

そこで、このような災害を防ぐために地下水の利用を規制する動きが強まり、地下水採取の法的な規制と水源の転換が行われた。その効果もあって地下水位は回復し、地盤沈下や塩水化はある程度の鎮静化を見た。しかし依然として沈下が進行している地区も多く、平成 6 年度の渇水による地下水利用の増大を契機に、再び急速な沈下を生じている地域も

存在する。また、地下水利用者が個々に井戸の設置と揚水を実行しているため、具体的な地下水利用量の把握すら困難な状況が続いている。しかし1970年代以降の少雨傾向や、ダム建設適地の減少などによって地表水の逼迫も深刻なものとなり、さらに水質に対する関心の高まりや、消雪のような地下水の特徴に依存した利用形態が増大してきたことから、水源としての地下水はますます重要となってきた。

これを受けて、利用量を減らすという従来の発想を転換し、地下水を保全しつつ利用を行う、という方向が模索されるようになった。全ての地下水災害の原因は地下水位の低下にあり、地下水位の低下は地下水量の減少が原因である。そこで降水を地下へ浸透させ、地下水の利用可能量を積極的に増大させる方法が試みられている。また、海などへ流出している地下水の量を減少させることも有効であるが、その手段の中で最も大規模なものが地下ダムである。地下水を遮る壁を設けて地下水を貯留し、揚水を行って利用する、という手法を用いる地下ダムは、地表水に乏しい離島や半島部における水源として、研究や建設、また試験的運用が進められている^{2),3)}。また地上のダムとの連係運用についての試みも進められており、新しい水源施設として大きな期待が寄せられている^{4),5)}。

止水壁をはじめとする地下ダムの諸施設は、地下水に大きな影響を与え、自然状態のものとは異なった形態の流動を生じさせる。地下ダムの設計や評価を行うためには、建設による影響を明らかにする必要がある、流動解析が不可欠となる。しかし一般的に用いられている解析法では、止水壁周囲における流れの解析が困難であるため、その扱いを可能とする手法を開発しなければならない。

1.2 目的と構成

本研究では、様々な現象の結果として生じる地下ダム周囲の複雑な地下水流を、総合的に解析する手法を構築する。そして関連する多くの知識を体系化して、地下ダムの設計に役立てることを目的とする。巨視的に見た地下水の流れは水平面内において生じていると言えるが、止水壁周囲では全く異なった様相の流れとなっている。そこで理論的手法と近似的手法を用いて越流量の算定式を決定し、水平二次元解析にそれを組み込むことによって、止水効果を考慮した解析を行う。さらに、揚水井の影響と地表浸出現象についての解析手法を組み合わせ、総合的なモデルを作成する。また、地下ダムの設計に欠かせない井戸配置を行う方法と、地下ダム止水壁と類似の止水構造物を用いる地下水位低下工法の設計手法についても提案する。

本論文の第2章では、地下ダムの概要と性質について触れる。最初に地下ダムの構成施

設と各施設の機能について説明し、またその施工方法について簡単に解説する。続いて地表に建設されるダムに対する地下ダムの長所と短所について述べ、さらにその設置に適した条件について検討を加える。そして、建設地の決定と施設の設計を行うために必要となる、様々な調査と解析の方法について説明する。調査については、地盤に対するものと地下水に対するものとに分類した。また解析については自然状態に関するものと、建設の影響に関するものとに分け、それぞれを詳細に解説した。

第3章では解析の根幹となる地下水流動の理論と、それに基づいた解析の実際について解説する。まず浸透流で用いられる Darcy 則を、より一般的な粘性流体の運動方程式から誘導し、その過程で必要となる条件から Darcy 則の成立条件について考える。続いて、流体の運動を記述するもう一つの方程式である連続式に触れ、両者から得られる基礎方程式と、その値を決定するために必要な境界条件について述べる。ところで地下水流動は三次元的なものであるが、多くの場合には二次元的なものとして扱うことが可能である。そこでそのような扱いを可能とするための条件と、その扱いの実際と詳細について解説し、各種二次元流の基礎方程式を誘導する。次に、それらの方程式を境界条件に基づいて解くための一般的な手法について述べ、さらに地下ダム特有の流動現象と、その解析を行うために考慮しなければならない点を挙げる。そして既往の単純化された地下ダム流動解析の手法を紹介し、その問題点について検討した上で、本研究による解析法の概要について述べる。

第4章では、地下ダム流動モデルの作成について具体的に述べる。本研究の地下ダム流動モデルは、広く用いられている地下水涵養モデルと広域地下水流動モデルに、独自に作成した止水壁越流モデルと地表浸出モデルを組み合わせたものである。この章ではこれらのモデルを順に挙げ、それらの詳細と具体的な融合方法について述べる。最初に示す地下水涵養モデルは、降水量と涵養量を入力とした2段タンクモデルによるものである。まず地下水涵養のメカニズムについて簡単に触れた後、この単純化されたモデルの特徴と定数決定方法を説明する。次に地下水盆全体の地下水位を求めるための、有限要素法を用いた水平二次元解析による広域流動モデルの詳細を解説する。ここでは不圧帯水層を対象とした解析が必要とする、水位変動に応じて変化する解析領域の決定方法と、地下水盆全体に生じる涵養量を解析中に取り入れるために行った仮定について説明している。その次に解説するものが、地下ダム流動モデルが持つ最大の特徴となる止水壁越流モデルである。まず止水壁周囲の複雑な流動現象について説明し、水平二次元解析でこれを扱うことが不可能な理由について述べる。続いて、基盤が傾斜した場合における断面流量を与える式を誘

導し、それに止水効果を表す項を乗じて越流量を求める式を決定する。そして、式中に用いる定数の値を定めるための鉛直二次元有限要素法解析と、その中で必要となる浸出点位置の決定方法について解説した後、越流量算定式を水平流動モデル中で用いる具体的な手順について説明する。続いて地表浸出現象の危険性とそれを解析する必要性、さらに地表浸出モデルの詳細について示す。最後に、沖縄県宮古島に建設されている砂川地下ダムを対象とし、この方法によるモデルを作成する。まず各種観測の結果に基づき、自然状態における砂川地下水盆の流動現象を再現する。次に砂川地下ダムの施設をその諸元に基づいてモデル化し、地下水盆のモデルと組み合わせて地下ダム建設後のモデルを作成する。そして計画基準年を想定した解析を行い、その結果から計画と設計について検討を加える。

第5章の前半では、地下ダムに欠かせないもう一つの構造物である揚水井を、種々の目的に応じて配置する手段として、Voronoi 分割を用いた配置方法を提案する。そして後半では、地下ダムとは逆に水位低下を目的とした止水壁の効果を解析するために、止水壁等価要素の作成を行う。まず前半の最初で揚水井配置の持つ重要性について解説した後、目的に応じた揚水井の配置基準について定義する。そして配置の決定を最小化問題として行うために、井戸の位置についての評価関数を導入する。続いて井戸を母点とした Voronoi 分割を用いて積分区間を定めて、関数値を具体的に求める方法について説明する。そして、数値揚水実験を行って目的別の評価関数を決定し、この方法に基づいて定めた砂川地下ダム貯留域における井戸配置の例を示す。一方この章の後半では、止水壁と揚水井を用いた地下水処理工法の設計を行うために、止水壁周囲の被圧流れを水平流動解析で扱う方法を提案する。まず地下水処理工法の重要性と従来の解析方法について触れた後、止水壁周囲の流れに関して誘導された理論式をいくつか紹介する。次にその式に基づいて、止水効果を等価な低透水性領域で表現する方法を定める。そして、止水壁周辺に発生する準一様流の仮定が破られる領域の大きさを調べ、これに基づいて止水壁等価要素の大きさと形状を決定する。この方法が非定常解析に適用できることを確認した後、掘削工事を想定した解析例を示し、三次元解析結果との比較を行う。最後に、下側にも開口部を持った地下ダム止水壁の効果と弊害について検討し、その可能性について考察する。

第6章では、得られた解析手法と求められた結果について検討する。解析方法を定めるにあたって導入した仮定とその可否、また解析精度について考察を加える。そしてさらに改良すべき点を挙げ、今後の課題とする。

2 地下ダムの概要

2.1 地下ダムとは

2.1.1 構成施設

地下ダムは「地下水の流れを堰き止める目的で、地下に構築した止水壁及び堰き止めた地下水を利用、管理するための施設の総称」と定義される⁶⁾。止水壁を設けて地下水を堰き止め、従来流出していた水を貯留したり、海からの塩水の侵入を防いだりすることによって、地下水の使用量を大きく増やすことが可能である^{7),8)}。しかし貯留、あるいは保全された地下水を実際に利用するためには、井戸などの取水施設が必要となる。また、止水壁の設置によって人工的に変えられた流れを監視し、さらに施設の操作を行って、有効な水利用や災害の防止を行う施設も重要である。したがって止水壁だけではなく、これらの諸施設が一体となって動作することによって初めて、より多くの地下水を利用するという、地下ダム本来の目的と機能が果たされることになる。この点を考えると、地下ダムという言葉の定義は、上に挙げたもののように定めることが適当であると言える。

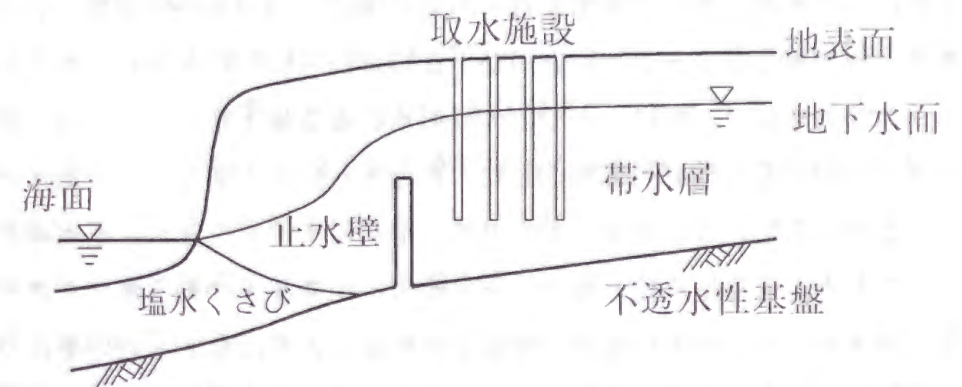


図 2.1 地下ダム概念図

この地下ダムを構成する個別の施設としては、以下のものが挙げられる。

- 堤体施設 (止水壁)
- 取水施設
- 管理施設
- 排水施設 (余水吐)
- 放流施設
- 涵養施設

これらの施設のうち、堤体施設、取水施設、および管理施設は、先ほど述べたように地下ダムの基本的な機能を実現するための施設であり、すべての地下ダムに必ず設置される。またそれ以外の付帯施設は、建設される地域の様々な条件に基づき、必要に応じて設けられる。これらは災害の防止、貯水域への地下水流入量の増大などを目的としているため、災害の恐れのない場合や、十分な流入量が得られる場合には必要とされない。

堤体施設は、帯水層に構築される不透水性または難透水性の壁で、地下水を堰き止めるために設置される。浅い帯水層、特に不圧帯水層中の地下水は、地中に浸透した降雨や地表水を主な水源としており、不透水層の上面に沿って流れ、海や湖沼へ流出する。井戸などで汲み上げられる水はその中のごく僅かであるが、流出してしまう水を堰き止めて貯留することによって、より多くの地下水を利用することが可能となる。また地表水と比べれば変化は少ないものの、地下水の量も降水や融雪などの影響を受けて変動する。止水壁を設けることによって、流量の多い時期に地下水を貯めておき、渇水時にこれを利用することも可能になる。

海岸部の帯水層では、地中に浸透した比重の大きい海水が、内陸部から流れてきた地下水の下部に入り込む、という現象がみられる。両者の境界面の位置はほぼ地下水位によって決まり、地下水位が下がると境界面が上がるという性質があるが、境界の上昇は塩水の内陸部への侵入を招く。海岸近くでの大量揚水による地下水位の低下は、地下水の塩水化という重大な問題を各地で引き起こした。海岸近くに止水壁を設けて塩水の内陸への侵入を遮り、塩水化を生じることなく大量の地下水利用を図ることも、止水壁の有効な利用方法の一つである。また塩水化と並ぶ地下水障害に地盤沈下があるが、止水壁によって地下水位を上昇させつつ揚水を行えば、地盤沈下を起こさずに地下水利用を行うことが可能となる。しかし、止水壁より下流においては地下水位が却って低下するため、建設位置などについては詳細な検討が必要である。

止水壁は注人工法、地下連続壁工法、あるいは打ち込み工法によって建設される。注人工法は、グラウト注入によって低透水性領域を作る方法で、比較的安価である一方、実現可能な透水性には限度がある。そのため壁厚を大きくする方法によって、要求される止水性を実現しなければならない。宮古島に最初に作られた皆福地下ダムの止水壁は、この注人工法によって建設された。地下連続壁工法は、大規模構造物の基礎などに使われている地下連続壁を止水壁として用いるもので、ほぼ完全止水と見なすことが可能な低透水性を実現できる。壁厚を抑えながら止水性を得ることができるが、建設には大規模な工事が必要となる。皆福地下ダムより規模の大きい砂川、福里両地下ダムの止水壁には、

この工法によるものが採用された。一方、鋼板や鋼管を地中に打ち込んで、止水壁とする工法が打ち込み工法である。安価に止水性の高い壁体を建設することができるが、浅い部分までしか施工できず、また地盤が礫を多く含むような場合には採用できない。

この堤体施設によって貯留された地下水は、取水施設によって揚水、利用される。一般的に用いられている管井の他に、横孔を持つ集水堅坑や放射状井戸などの利用も可能であり⁹⁾、規模と数を除けば地下ダム施設ゆえの特色を持つわけではない。地下水の流動速度は地表水と比べて非常に小さく、一方水面勾配は非常に大きくなることもあるため、大量の揚水を行うと井戸周囲の地下水位が局所的に低下し、効率的な取水を行えなくなる。個々の井戸の口径や、ストレーナ長を大きくして井戸損失を抑えるだけでなく、総揚水量に応じた数の井戸を配置して、地下ダムの利点である水位上昇による必要揚程の低減を活かせるようにしなければならない。透水係数の大きい場所では水位低下が小さくなるため、そのような場所にある程度集中して取水施設を配置することも有効である。

一方井戸の数が増えると、帯水層の不均一性によって個々の井戸からの揚水可能量が大きく異なるという、設計上の問題が生じる。同一の帯水層に設置された全く同じ構造の井戸であっても、一般に水位低下量や限界揚水量は大きなばらつきを示すため、総揚水量を確実に実現するような計画を立案しなければならない。また送水施設の設計においても、この揚水量の差によって問題が生じないような配慮が必要である。

管理施設は、地下ダム貯水域内の地下水を管理するための施設で、降水量、地下水位、取水量、人工涵養量などの情報収集を行う部分と、それらの情報に基づいて地下水位の予測を行い、以後の取水量と放水量を決定する部分から構成される。降雨があった場合には地下水位が上昇するが、この水位は止水壁の建設によってさらに高くなる。構造物基礎や耕作物への悪影響、さらには地表浸出などを防止するために、正確な観測と予測を行うことができるような施設を設けなければならない。また、水需要量を正確に把握し揚水量を決定することも、管理施設の重要な機能である。

決壊や漏水が深刻な被害を生じる地表のダムにおいては、詳細な計測と厳密な管理が必要とされているが、貯留水の持つエネルギーの小さい地下ダムでは、各種観測を自動化して省力化を図ることが可能である。しかし目視が可能な地表水と異なり、地下水の観測には観測機器が必要不可欠であるため、その選択や配置について十分な検討を行い、必要なデータが得られるように配慮しなければならない。

排水施設と放流施設は、ともに貯留水を貯水域外へ放流するための施設であるが、排水施設は比較的地表面近くの地下水を扱うものである一方、放流施設は貯水域深くの水を放

出するものとして区別される。両者とも、多雨時などに地下水位が過度に上昇することを防止する目的で使用されるが、放流施設は貯留水の水質が悪化した場合にも用いられる。止水壁の天端が地中深くにあって、水位上昇が問題にならないような場合や、取水施設的能力が高く代用が可能な場合、また水質悪化の恐れがないような場合には、これらの施設を設置する必要は生じない。排水施設としては止水壁天端の切り欠き、暗渠やトンネルなどが用いられ、水位が高くなったときにこれらを通して水が自動的に排出される。一方放流施設を設置するためには、堤体に横孔や樋門などの、開閉可能な可動部を設けなければならない。

止水壁を構築し、取水施設を整備しても、十分な量の水が外部から流入しなければ、地下水を継続して利用することはできない。流入量が不足すると予想されるときに、これを人工的に増大させる目的で建設されるものが涵養施設である。これは雨水などの地表水を地中に浸透させるためのもので、注入井、浸透水路、浸透池などの水を地下へ浸透させるための施設と、涵養させる水を集めて導水するための施設から成る。これらと同様の施設は近年、都市部におけるピーク流出量を低減させる目的で用いられるようにもなった。降水量が少ない、蒸発散量が多いなどの理由で、涵養が少ない場合には必要となるが、自然状態で十分な量が見込まれる場合には設置されない。

2.1.2 長所と短所

地下ダム設置の目的は地表に建設される通常のダムと同様、水の貯留と保全であるが、地下ダムは地表のダムと比較して様々な特徴を有している。その中でも最大の長所は、従来とほぼ同様の土地利用を、建設後も続けることができるという点である。地表のダムにおいては、堤体の建設される土地や貯水池に水没する地域の利用は、全く行えなくなってしまう。一方、地下ダムでは堤体と貯水池がともに地下に存在するため、竣工、共用後も土地利用形態を変更する必要がない。このことは、保証額を含めたコストの低下だけでなく、権利調整に要する期間の短縮も可能とする。

次に挙げられる長所として、水質と水温が安定している点がある。これは地表水に対する地下水の優位点であるが、地下水を水源とする地下ダムでは、これを十分に活かすことが可能となる。水質が安定するのは不純物が土粒子に吸着されるためで、直射日光を受けない地下水中には、植物性プランクトンの大量発生も生じない。また帯水層の熱容量は非常に大きく、温度の安定した地下水は融雪などにも利用されてきた。寒冷地におけるダムやため池では、温度の低い水をかんがい用いないために、表層取水や配水過程での温度

管理などを行う必要があったが、水温の安定する地下ダムではこれらを行わなくてよい。

貯留水の持つエネルギーが小さく、ダムの破壊や放流による災害の規模が小さくなることも、地下ダムの長所である。地下ダム止水壁は両側を地盤で支えられているため、崩壊はまずあり得ない。また豪雨によって生じる地表湛水による被害も、洪水によるものに比べれば非常に小さくてすむと思われる。

逆に地下ダムが地表のダムに対して劣る点としては、取水にコストがかかること、大量、急速の水利用ができないことが挙げられる。不圧地下水の取水にはポンプによる揚水が必要であり、地表のダムのような重力取水は不可能である。取水施設の運用費が、水価を過度に上昇させることのないように、計画を立てなければならない。また、地下水は土粒子の間隙を粘性の支配を受けて流れるため、その流速は地表水に比べて非常に小さい。このため小数の井戸から大量、急速に水を汲み上げると、地下水位の低下を起し、ポンプへの過負荷、周囲への悪影響をもたらす。

もう一つの欠点に、洪水制御が困難であることがあげられる。地表のダムでは水門を設け、それを開閉することで比較的容易に洪水時の放流が行えるが、地下ダムの堤体は地下に存在するため、大きな可動部分を設けることは困難である。また可動部分や開口部によっても、流速が小さいために放水速度には限度がある。

先ほど挙げた地下水の水質安定性は、一度汚染されると復旧に長い時間を要するという短所でもある。土粒子に一度吸着された汚染物質は、水中濃度が下がると再び分散し、長期間にわたって流出が続くことになる。地下ダムの建設によって滞留時間が延びると、放水速度もさほど大きくないため、地下水の汚染が非常に重大な問題となる可能性を持つ。貯水域が農地の下にあり、肥料や農薬による汚染を受ける可能性が考えられるような場合には、止水性を犠牲にしても水の循環を促すような設計が、求められることもあり得る。

2.1.3 設置に適した条件

以上のような特質を持った地下ダムを建設し、その能力を効率よく発揮させるためには、設置に適した条件を持つ場所を選択しなければならない。それらは地質条件、水文条件、社会条件の3つに大きく分けられる。

地質条件の一つに、空隙と透水性に富んだ不圧帯水層がある。被圧帯水層では、地下水位が上昇しても地下水はほとんど増加しないため、地下ダムを建設しても効果は得られない。したがって、地下ダムは不圧帯水層に建設されることになる。しかし不圧帯水層であっても、地下水が土粒子の空隙に貯留されるという点は変わらず、帯水層の間隙率は

地下ダムによって貯められる水の量を大きく左右する。間隙率が小さいと利用できる水の量が少なくなるだけでなく、地下水位の変動が激しくなり、異常水位や地表浸出を引き起こす危険性が増す。一方帯水層の透水係数も、地下ダムの運用に大きな影響を及ぼす。透水係数が小さすぎると、地下水を汲み上げたときの水位低下が大きく、一つの井戸からの揚水可能量が少なくなるため、数多くの取水施設を広い間隔で設置することが必要になる。その他にも緊急時の放流が困難になる、汚染の影響が長期にわたる、涵養施設の効果が低下する、などといった問題点が生じる。逆に透水係数が大きすぎると、止水壁を施工するときに注入する不透水性材料の粘性を大きくしなければならず、施工性が低下する。

もう一つの地質条件が、帯水層の下位に位置し、十分な止水性と適度な深さ、形状を持つ基盤層である。基盤層は地上のダムにおける地表面に相当し、その透水係数が大きいと、止水壁で堰き止めた水が下方に位置する別の帯水層へ漏れてしまうだけでなく、海岸の近くでは塩水侵入を起こすことにもなる。同時に有効な地下ダムを建設するためには、基盤層は止水壁で閉め切って、地下水の器をつくることに適した形をしていなければならない。しかし基盤層が深すぎると、深いところまで止水工事を行う必要が生じ、費用の増大や困難な施工ゆえの漏水につながる恐れがある。したがって、基盤層が谷のような形をしていることと、基盤層が深すぎないことが大切である。また透水性が低くても、基盤層が厚く軟弱な粘土層であるような場合には、さらなる検討が必要となる。止水壁下流や渇水期の取水施設周辺では地下水位が大きく低下するため、粘土層が圧密沈下を起こし、地盤沈下を生じる場合が考えられるためである。

水文条件としては、十分な量の地下水涵養が挙げられる。先ほど触れたように、利用量を賄うだけの涵養量がなければ、地下ダムを建設しても地下水利用を長期にわたって続けることができない。地下水の涵養源は地中に浸透した降雨や河川、湖沼からの地表水であるため、これらが豊富にある場所では、地下ダムが有効に機能することが期待できる。

一方、建設前の地下水利用状況が、社会条件として挙げられるものである。止水壁下流では地下水位が大きく低下するため、この地域で利用できる地下水の量は、地下ダムの建設によって減少する。地下水がすでに高度かつ大量に利用されており、これらについての調整を十分行えない場合には、地下ダムの建設が新たな問題を生む可能性がある。そのような状況が予想される際には、計画の変更などが必要となる。

2.2 設計に必要な調査と解析

2.2.1 地盤の調査

地質条件は帯水層条件と基盤条件から成るため、地盤の調査は帯水層と基盤層の両方について行う必要がある¹⁰⁾。帯水層の間隙率と透水係数は、原位置における揚水試験や、採取した標本について行う室内試験などから求められる。しかし揚水試験で得られるデータは、地下水面より下の部分のものに限られてしまうため、止水壁が設置されて地下水位が上昇し、新たに飽和層となる部分の値を得るための工夫が必要となる。また、室内試験で得られる値は標本そのものの値であることから、採取した標本が地盤の平均的な特性を表しているかどうかについての検討が、常に要求される。

これらの試験によって得られる値は、一般に大きなばらつきを示すことが知られており、そこから帯水層の性質を代表する値をどう求めるかが重要な鍵となる。特に間隙率の誤差は総貯水量の推定誤差に直結することから、慎重に検討しなければならない。宮古島では実験地下ダムを建設し、貯留水を揚水して揚水量と水位低下量から、間隙率を求めるという方法が取られた¹¹⁾。この方法によれば、広い範囲についての平均的な値を正確に得ることが可能である。

一方基盤形状の調査は、ボーリングや各種物理探査によって行われる。止水壁の効果的な建設位置を決定し、さらに総貯水量を算出するためには、地下水盆全体の基盤形状を調査する必要がある。またこの調査時に、圧密を生じる恐れのあるような粘土層の有無と、その厚さについても調べておかなければならない。

2.2.2 地下水位変動の観測

室内試験などの結果は、局所的な特性をかなり正確に反映するものであるが、地下水位は帯水層の比較的広範囲な特性や、現象の結果として定まる値である。この水位の観測値は、後述する数値モデルの完成度を判断する唯一の比較対象となることから、計画と設計には不可欠な情報であると言える。しかし逆に広範囲の影響を受けているため、具体的な影響を分離、特定することは非常に難しい。したがって、できるだけ多くの観測井で可能な限り長期にわたる観測を行い、大量のデータを得ておくことが望ましい。実際には、多くの観測井で連続観測を行うことは設備的にも費用的にも困難であるため、ある程度の数の観測井による連続観測と、多くの井戸を用いた一斉観測とを行う。連続観測の結果を降水量、蒸発散量、あるいは地表水の水位と比較することによって、直接測定することが困難な涵養量の推定も可能になる。また一斉観測の結果から得られる水面勾配からは、

透水係数と涵養源の分布をある程度推測することができる。

2.2.3 数値モデルによる把握

帯水層の全体的な性格を把握するために、上に挙げた調査の結果に基づいた帯水層モデルを作成する。計算機の発達に伴って、有限要素法や差分法による数値モデルが多用されるようになったが、調査、観測の量と質によって信頼性が決定されるという点は、従来の単純化されたモデルと変わらない。解析方法の選択にあたっては、地下水流動の基本的な性質を表すことができるかどうかだけでなく、基盤層の形状、透水係数の分布、さらには涵養量の時間的変化や各種境界条件などを、考慮することが可能かどうかについても検討しなければならない。モデルの評価は、地下水位の観測値とその位置について求められた解析値を比較して行う。

帯水層は不均一性が高いため、各種の試験結果から判断して得た平均的な定数を全体に採用しても、精度の高いモデルが得られないことが多い。そこで値だけでなく、その分布を定める必要が生じる。決定方法には、試行錯誤によるものと逆解析によるものがあるが、値と分布の両方に合理性があるかどうかについての検討が必要である。

2.2.4 建設による影響の解析

得られた帯水層モデルと、地下ダム各施設を表すモデルを組み合わせることによって、地下ダム建設後の流動を解析するモデルを作成することができる。このモデルの完成度は、元になる2つのモデルの精度に依存する。また両者が異なる仮定に基づいて作成されていることも考えられるため、それぞれを精度よく作成しておくこと、融合にあたって両者の前提条件を極力破らないようにすることが大切である。

このモデルを用い、設計諸元の変更がどのような影響を与えるかを調べ、最善と思われる設計を決定する。なお詳細の決定においては、地下水盆規模で作成したモデルでは検討できない場合も生じるため、必要に応じて様々な規模、精度のモデルを利用して設計を行う。

3 地下水流動の理論と解析方法

3.1 基礎方程式と境界条件

3.1.1 Darcy 則と連続条件

地下水に限らず流れの基本的な法則には、流動速度に関するものと質量の保存に関するものがあり、両方の条件が常に満たされている。前者を表す式は運動方程式と呼ばれ、後者の式は連続式と呼ばれるが、これらを連立させることによって流動の基礎方程式が得られる。そして、微分方程式の形を取るこの式を境界条件などの下に解けば、流動の状態や変化などを知ることができる。

地下水流をはじめとする、多孔質内の浸透流に用いられる流動速度の法則に、Darcy 則と呼ばれるものがある。実験に基づいた経験則として発見されたこの法則も、以下のように考えることによって、非圧縮性粘性流体の運動方程式から導き出される¹²⁾。

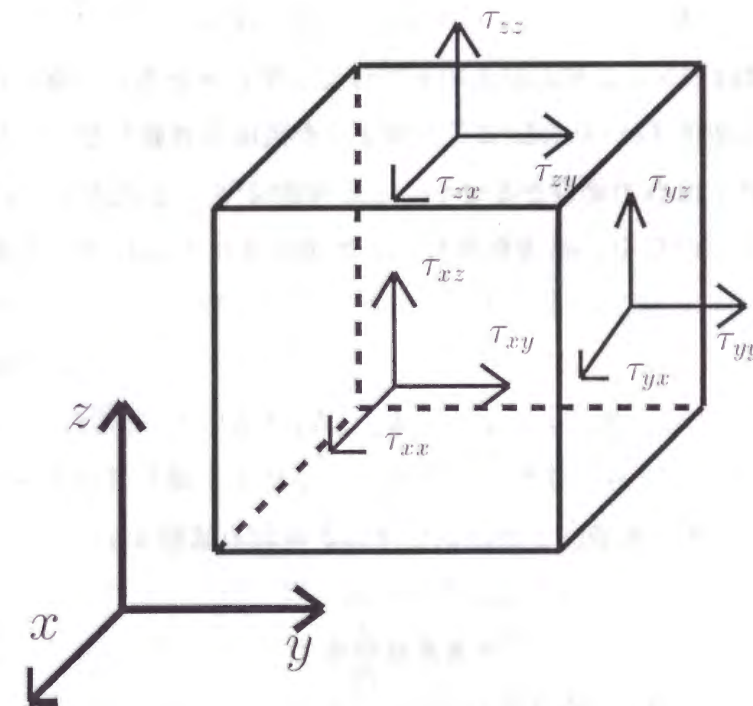


図 3.1 流体要素に作用する力

まず図のような流体要素に作用する力を考える。表面応力を行列 $\tau = (\tau_{ij})$ で表し、単位質量あたりの物体力を f とすると、流体要素の運動方程式は物質導関数を用いて次式のように書ける。

$$\rho \frac{D}{Dt} \left(\frac{v}{\lambda} \right) = \rho f + \nabla \cdot \tau \quad (3.1)$$

この式中の流速 v は間隙中を流れる実際の流速ではなく、土粒子の断面も水が流れるとみなした浸透流速で、実流速に土構造の有効間隙率 λ を乗じた値である。この流速を用いて流量を求める場合は、流速に土構造全体の断面積を乗じればよい。また ρ は水の密度であり、非圧縮性を仮定しているため対象領域の全体で一定の値となる。

作用する物体力が重力のみである場合、 z 軸が鉛直上向きであることから

$$f = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -g \end{pmatrix} = -g \nabla z \quad (3.2)$$

と書ける。一方、表面力を面に垂直なものと平行なものに分けると、垂直な力は圧力 p に起因し、平行な力は粘性抵抗 τ に起因する。地下水が周囲を移動しない土粒子に囲まれていること、空隙が狭く流れの層厚が小さいこと、流速がさほど大きくないことから、粘性抵抗は流速の勾配ではなく、流速そのものと比例関係にあるものとする。このとき(3.1)式の右辺第2項は、圧力 p と透水係数と呼ばれる定数 k を用いて、次のように表すことができる。

$$\nabla \cdot \tau = -\nabla p - \frac{g}{k} v \quad (3.3)$$

長さの次元を持つピエゾ水頭、または単に水頭と呼ばれる量 ϕ を

$$\phi = z + \frac{1}{\rho g} p \quad (3.4)$$

と定めると、以上の議論から(3.1)式は次のように変形される。

$$\rho \frac{D}{Dt} \left(\frac{v}{\lambda} \right) = -\rho g \nabla \phi - \rho \frac{g}{k} v \quad (3.5)$$

この式の左辺は

$$\rho \frac{D}{Dt} \left(\frac{v}{\lambda} \right) = \frac{\rho}{\lambda} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\rho}{\lambda} (v \cdot \nabla) v \quad (3.6)$$

と展開されるが、第1項は空間上のある点における地下水の速度変化率を表し、また第2項は流速の2次項である。地下水の流速は一般に遅く、また速度変化も非常に小さい。これらの値をとともに0とみなすことによって、運動方程式はDarcy則を表す次式に変形される。

$$v = -k \nabla \phi \quad (3.7)$$

さて、以上の議論で用いた仮定のうち、明白である物体力に関するものを除いて列挙すると、次のようになる。

1. 粘性抵抗は流速と比例関係にある
2. 流速の変化は無視できる
3. 流速は2次項を無視できるほど小さい

これらは非圧縮性粘性流体の運動方程式から、Darcy則の式を誘導するために必要なものであり、Darcy則が成立するための条件であると言える。つまり流れの加速度や流速が大きい場合や、土粒子の空隙が大きく粘性抵抗が流速勾配に支配されるような場合には、Darcy則は成立しない。解析対象領域に、そのような場所が広く存在することが予想されるような際は、非Darcy則と呼ばれる非線形抵抗則に基づいた解析を行う必要がある¹³⁾⁻¹⁶⁾。

また上の議論とは別に、流速がさらに小さい場合には、土粒子と水分子の間に作用する静電気力が粘性抵抗とさほど変わらない大きさとなるため、抵抗則がDarcy則から外れてしまう。水の動粘性係数、土粒子の平均粒径、浸透流速から求めたReynolds数が、1~10程度のときにDarcy則が成立するということが、経験的に知られている。さらに、Darcy則は巨視的に見た浸透流について成立する法則であり、解析のスケールによっては別の抵抗則を用いた方が良く、という指摘もある¹⁷⁾。

次に連続条件と呼ばれる水の質量の保存について考える。土粒子と水がともに非圧縮性であり、かつ着目している土構造の体積が変化しない場合、この構造中に含まれる水の質量は変わらない。このとき流入量と流出量、つまり流入する水の体積と流出する水の体積は一致するため、連続式は次のようになる。

$$\nabla \cdot v = 0 \quad (3.8)$$

この連続式に Darcy 則を代入すると、透水係数 k を定数とみなすことによって Laplace 方程式である次式が得られる。

$$\nabla^2 \phi = 0 \quad (3.9)$$

これが三次元場における、非圧縮性を仮定した地下水流動の基礎方程式である。

ところで、地下水の流れは時間によって変化する非定常現象であるが、(3.9) 式には時間微分項や時間に依存する項が存在しない。これは、慣性を無視した運動方程式である Darcy 則と、圧縮性を無視した連続式を用いたためである。しかし自由水面を持つ地下水の非定常性は、主に水面の位置が時間によって変化するから生じてくるため、三次元解析で時間依存性を持つのは基礎方程式ではなく、境界条件と境界位置になる。この境界条件に基づいて基礎方程式を解くと、解には時間依存性が現れ、時間によって変化する実際の流動を知ることができる。また後述する水平二次元解析では、水面の変動や水圧の変化によって、連続性を考える際に着目する土構造の体積が変化する。この場合には、連続式に時間微分項が生じ、基礎方程式自体が時間依存性を持つことになる。

3.1.2 境界条件と初期条件

前節で得られた基礎方程式は、ピエゾ水頭 ϕ を未知関数とした 2 階の微分方程式である。したがって、これを解いてその値を求めるためには、水頭値もしくは境界法線方向の 1 階導関数値を、境界条件として与えなければならない。(3.7) 式からわかるように、流速は水頭の勾配によって定まるため、流動現象を左右する物理量は境界上の水頭値そのものではなく、境界間、あるいは境界上における水頭差である。したがって、ある水頭の基準値を定めてその値との差を境界条件として与え、解析で得られた水頭値についても基準値からの差として解釈することになる。(3.4) 式で定めるピエゾ水頭は、圧力水頭と位置水頭の和となっているが、基準値の任意性は両者に共通の性質である。そこで位置水頭については基準となる高さを定め、その高さにおける値を 0 とする。また、圧力水頭の基準値として大気圧を用い、水圧が大気圧に一致する自由水面上の圧力水頭を、0 と定める方法が一般的である。

このピエゾ水頭が既知となる境界に、地表水との接触面がある。地表水の水位が一定で、水圧が静水圧分布になっていると考え、地表水全体についてピエゾ水頭が一定の値となる。地表水と地下水の境界面上においてもこれは成り立つため、地表水の水位によって定まる水頭値が境界条件になる。また自由水面上では圧力水頭が 0 となり、さらに

水面の高さから位置水頭も算出できる。両者を加えることによってピエゾ水頭が求まるため、自由水面も水頭既知の境界である。

これとは別に、境界法線方向の水頭勾配が既知条件となる境界もある。実際の問題では水頭勾配ではなく、これと線形関係にある流束が既知の条件となることが多いが、流束から水頭勾配を算出し、境界条件として用いることができる。基盤層や止水壁などの地下水が通過しない境界は、法線方向流束 0 の境界として扱われる。また、定常状態の自由水面でも流れが水面に並行となるため、ここも法線方向流束 0 の境界となる。非定常状態の自由水面については、水面の形状と移動速度、および地下水の実流速から流速の幾何的条件を求め、そこから算出した水面法線方向の流束を境界条件として定める¹⁸⁾。

ところで流動解析特有の問題として、境界位置が既知でない点が挙げられる。境界の一つである自由水面は、先ほど述べたように 2 種類の境界条件を持つ複合境界であるが、水面の位置と形状は通常特定の場所を除いて未知であり、また時間によっても変化する。したがって解析を行う際には、水面の位置を仮定して一方の境界条件を与えて解析し、その結果得られる解が、もう一つの条件を満たしているかどうかを調べることになる。境界条件が両者とも満たされていれば、仮定された水面形は妥当であるが、満足されない場合は位置を修正して、再度解析と検証を行わなければならない。

これらの他にも、時間的に水頭分布が変化する非定常問題では、時間軸上の境界条件として初期条件を与える必要が生じる。初期条件としては、解析対象領域の全体について、水頭値を既知のものとして与えなければならない。

3.2 二次元流とその前提条件

3.2.1 水平二次元流

地下水流動は本来三次元的な現象であるが、地下水盆内の水は基盤層上部に沿って流れ、海などへ流出する。普通基盤層の標高差は地下水盆の長さや幅と比べると小さく、地下水面の勾配も自然状態ではさほど大きくないことから、巨視的に見た流れはほぼ水平であると言える。また帯水層中に障害物や空洞などがある場合でも、その影響は離れるにつれて小さくなるため、鉛直方向の流れを無視できないような領域はあまり大きくはない。これらに基づき、水平面に沿って二次元的に流れると仮定した流れを準一様流、あるいは水平二次元流と呼び、その解析を水平二次元解析と呼ぶ。この仮定の下では、ピエゾ水頭が鉛直方向に一定の値を取り、水圧は静水圧分布となる。

準一様流の仮定に基づいた解析は、地下水盆規模の広域地下水流動や、複数の揚水井

を用いて地下水位の低下を行う手法の解析によく用いられる^{19), 20)}。水平方向の不均一性や異方性、また解析方法によっては地理的条件による複雑な地下水盆の形状を、解析に取り入れることが可能である。一方障害物があって、流れの鉛直方向成分を無視できないような場所を対象領域中にある場合には、何らかの対策を講じない限り解析の精度が低下する。

3.2.2 不圧地下水流と被圧地下水流

土粒子の間隙が水で満たされている飽和層の上端が、自由水面となっている地下水を不圧地下水と呼ぶ。水圧が大気圧に等しい自由水面上では圧力水頭が0であり、また位置水頭の値は基準面からの高さに一致する。したがって不圧地下水では、ピエゾ水頭の値は基準面から測った地下水位と等しくなる。

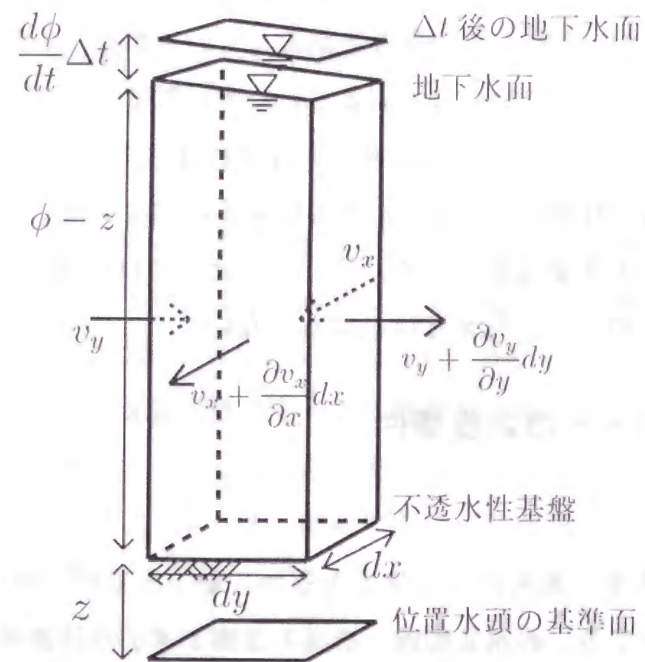


図 3.2 不圧地下水の微小柱状体

水平二次元流では上下方向への流動はないため、図 3.2 に示した柱状体への横からの水の出入りのみを考えればよい。不圧地下水では流入量が流出量より多い場合、地下水位が上昇して柱状体の高さが増す。したがって柱状体内部に含まれる地下水は、体積の増加量に有効間隙率 λ を乗じた量だけ増えることになる。高さの上昇幅はピエゾ水頭の増加幅に等しいため、柱状体の高さが $\phi - z$ であることを考えると、柱状体に関する連続条

件は次式のようなになる。なお、 ε は流動以外の涵養や注排水による水の出入りを表す項で、注水が正、水平面単位面積あたりの量である。

$$\lambda \frac{d\phi}{dt} = \nabla \cdot \{(\phi - z) \mathbf{v}\} + \varepsilon \quad (3.10)$$

これに Darcy 則を代入し、 xy 直交座標系を用いて書くと、不圧水平二次元流の基礎方程式

$$\lambda \frac{d\phi}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k(\phi - z) \frac{\partial \phi}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ k(\phi - z) \frac{\partial \phi}{\partial y} \right\} + \varepsilon \quad (3.11)$$

が得られる。なお、透水係数に地下水深を乗じた値である $k(\phi - z)$ は、透水量係数と呼ばれている。

一方飽和層の下部だけでなく、上部にも不透水層がある地下水を被圧地下水と呼ぶ。被圧地下水では、水頭値が上昇しても飽和層の厚さはほとんど変化しないが、不透水層が弾性変形や圧縮を起こすため、柱状体中の水の量は若干増加する。この増加量が水圧の変化に比例すると考えると、位置が固定された領域では圧力水頭の変化量がピエゾ水頭の変化量に等しいことから、次式のような連続条件が得られる。

$$S \frac{d\phi}{dt} = \nabla \cdot (b\mathbf{v}) + \varepsilon \quad (3.12)$$

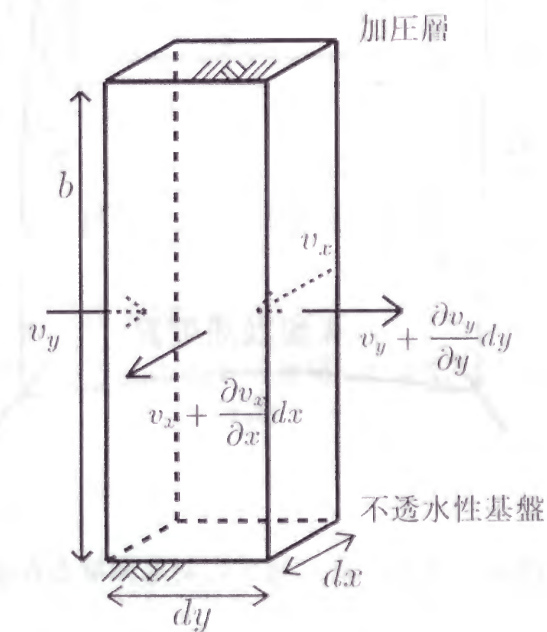


図 3.3 被圧地下水の微小柱状体

S は貯留係数と呼ばれる量で、不透水層の変形量が微小であるため、不圧地下水の方程式で係数となる有効間隙率よりも非常に小さい値を取る。したがって被圧地下水では、少しの流入、流出でも水頭値が大きく変化することになる。

先ほどと同様に直交座標系を導入し、Darcy 則を代入すると、被圧地下水の基礎方程式として

$$S \frac{d\phi}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left(kb \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(kb \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \varepsilon \quad (3.13)$$

が得られる。

水平二次元流の持つ境界には自由水面は含まれないため、先ほど述べた水面位置の仮定と検証を行う必要はない。しかし不圧地下水流では水位変動によって水深が変化し、柱状体の体積とそれに応じた水平方向流量が変化する。したがって解析においては、その変化を考慮することが可能な方法を用いなければならない。水平流動解析の対象領域と境界の種類を、平面図である図 3.4 に示す。

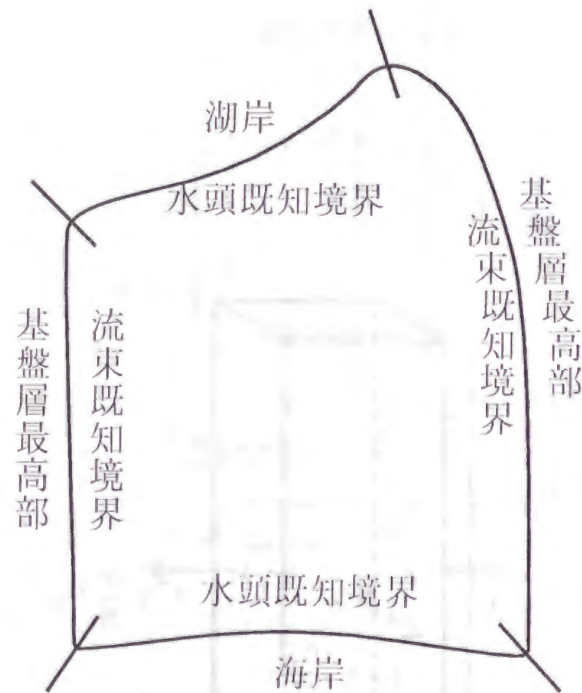


図 3.4 水平二次元解析の対象領域と各種境界

3.2.3 鉛直二次元流

長い堤防やフィルダムの内部を流れる地下水では、堤防に沿った方向やダム軸方向の流速は小さい。この場合は水平二次元流のときとは逆に、地下水が鉛直断面に沿って流れるものと仮定できる。この流れは鉛直二次元流と呼ばれ、堤防、フィルダムなどの止水構造物内の流れの他にも、矢板を回り込む流れや長い集水渠周囲の流れといった、鉛直成分を無視できない流れの解析に用いられる。

水平二次元解析の場合とは異なり、鉛直断面の取り方は無数に存在する。断面の取り方によって境界条件や境界位置などが変わってくるが、必ず解析断面を水平方向の流れと並行に設定し、平面を横切る流束が 0 となるように配慮しなければならない。対象がフィルダムなどの場合は方向が明確であるため問題は生じないが、矢板を設けた掘削地盤などについて解析する際には、鉛直二次元解析が適用可能かどうかの検討も行いつつ、断面方向を慎重に決定する。

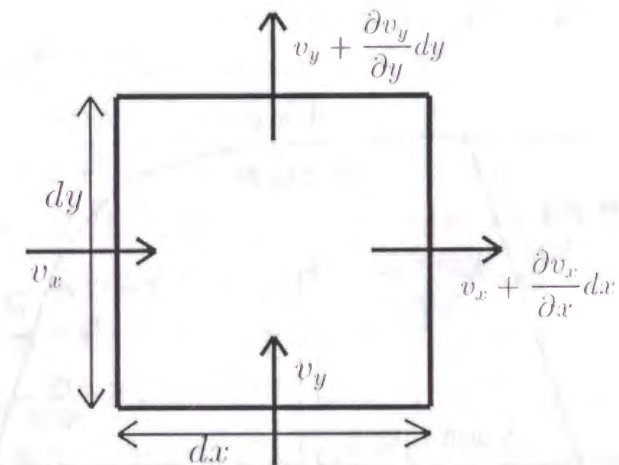


図 3.5 鉛直二次元流内の微小土構造

鉛直二次元流内での単位構造は図 3.5 に示したものとなる。三次元流動について検討したときと同様に圧縮性を無視すると、流入項を考慮した連続式は

$$\nabla \cdot \mathbf{v} + \varepsilon = 0 \quad (3.14)$$

となる。 y 軸を鉛直方向に取った直交座標系を導入し、これに Darcy 則を代入すると、水

平方向の単位厚さについての基礎方程式として次式が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) + \varepsilon = 0 \quad (3.15)$$

これは三次元解析のものと同様、時間に関する項を持たない方程式である。したがって、解の時間依存性は境界条件の変動のみによって生じる。

鉛直二次元解析の対象領域と、境界の種類を図 3.6 に示した。先ほど述べた地表水との接触面、不透水層や自由水面を境界として持つ。さらに上下流の水頭差が大きい場合や、堤防など下流側に地表水が存在しない場合には、地下水が地表に流出する浸出面が下流側の境界上に形成される。圧力水頭が 0 となる浸出面は水頭既知の境界であるが、自由水面と異なり、流れの方向などに関する条件はない。また浸出面の上端は浸出点と呼ばれ、この位置も水面形状とともに、解析手順の一部として決定する必要がある。なお、要求される精度によっては水頭差が小さい場合と同様に、地下水面が下流においても地表水の水面と交わると仮定した解析も行われる。

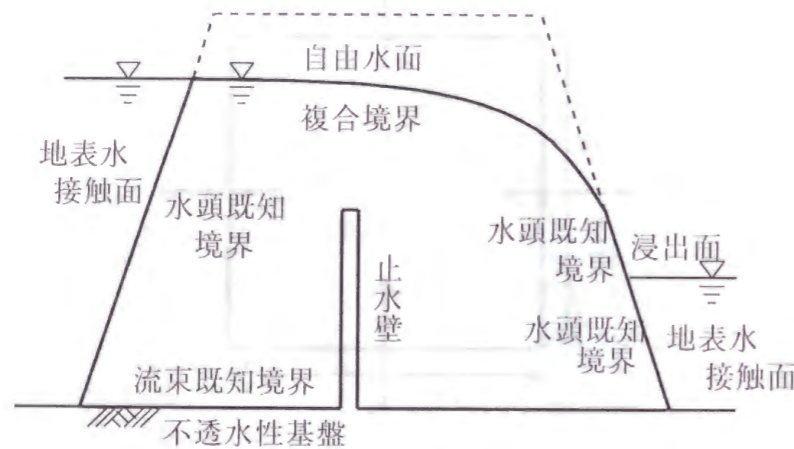


図 3.6 鉛直二次元解析の対象領域と各種境界

ところで特別な条件下では、鉛直二次元流で準一様流の仮定が成立する。これは基盤層が水平、上下流の境界が鉛直で、かつ水頭差が比較的小さいときに限られるが、この場合は後に示すように一次元流的な扱いが可能である。

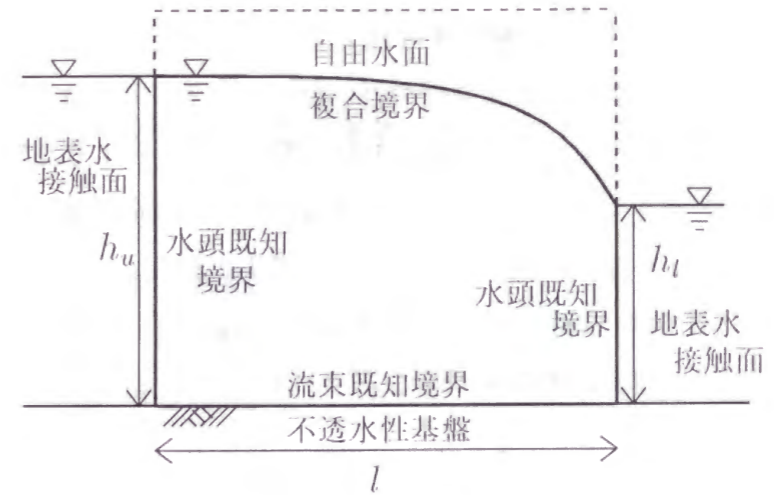


図 3.7 鉛直断面中の準一様流

3.3 流動解析の手法

3.3.1 直接的な積分による解析

今までに挙げた地下水流動の基礎方程式で、時間微分項を含まないものは、ピエゾ水頭に関する 2 階の微分方程式である。そこで、これを適当な境界条件の元に積分することによって、水頭分布を求めることになる。流れが一次元である場合や、鉛直断面中の準一様流のように一次元的に扱うことができる場合には、直接積分することが可能である。

例として、図 3.7 に示したような準一様流を考える。位置水頭の基準面を基盤層の高さに取ると、地下水位はピエゾ水頭の値に等しく、またこれは地下水の水深とも一致する。下流側に浸出面が生じないものと仮定すると、境界条件は $x = 0$ のとき $\phi = h_u$ 、 $x = l$ のとき $\phi = h_l$ となる。単位幅あたりの流量 Q は、定常状態であることから全断面で一定であり、

$$Q = v_x \phi = -k \phi \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (3.16)$$

という条件を満たす。これを x について積分し、境界条件を代入すると、

$$Q = \frac{k(h_u^2 - h_l^2)}{2l} \quad (3.17)$$

となる。また ϕ を x の関数として表すと、次式のようになる。

$$\phi = \sqrt{h_u^2 - \frac{h_u^2 - h_l^2}{l} \cdot x} \quad (3.18)$$

これらは Dupuit-Forchheimer の解と呼ばれており、水頭差が領域の幅と比較して小さい場合については流量、水面形ともに精度の高い値を与える。一方水頭差が大きい場合は浸出面が発生するため、実際の水面形は上の式で得られるものより高くなる。しかし流量については水頭差が大きくても、(3.17)式によって精度の高い値が得られることが知られている²¹⁾。またこれよりも複雑な境界条件であっても、何らかの仮定を行うことによって、解析的な方法の適用が可能になる場合もある^{22) 27)}。さらに領域の写像や^{28), 29)}無限要素など³⁰⁾、解析的方法と数値解法の併用も試みられている。

3.3.2 複素解析

二次元的な流れについて直接積分を行うことができるのは、境界形状と境界条件が非常に単純な場合に限られる。そのため数値解法が用いられるようになる以前は、複素関数による解析が広く行われていた。この解析法では、直接積分を用いた方法よりも複雑な境界形状の扱いが可能であり、また条件が比較的単純な場合では浸透流量や水面形状、流線の形状を陽的な関数形で求めることができるため^{31), 32)}、様々な条件を想定した解析に利用されてきた^{33), 34), 35)}。扱える境界形状に限界があることから数値解析法に代わられたが、数値解析法の補助的な役割に用いることによって、精度を向上させることも可能である³⁶⁾。また、陽的な関数形が得られるという複素解析の特徴は、数値解析法にはない大きな利点であると言える。

3.3.3 有限要素法解析

数ある数値解析法の中でも、有限要素法は様々な解析に広く用いられている。有限要素法では、対象領域を要素と呼ばれる微小領域に分割して、それぞれの内部について関数形を仮定し、残差法や変分法を用いて節点と呼ばれる点における関数値を求める^{37), 38)}。この解析法は、対象領域の境界形状に大きな自由度を持っているため、地理的条件から境界形状が複雑になる地下水盆規模の解析に適している。

差分法の場合の差分格子と同様、要素のサイズを小さくすることによって近似精度が向上するが、節点や要素が多い場合は高い計算機の能力を必要とする。しかし有限要素法では、解析領域中に様々な大きさの要素を混在させることが可能である。したがって、高精度の解が要求される場所に多くの節点を置き、要求されない所では数を減らすことによって、節点数を抑えつつ十分な精度の解析を行うことができる。地下ダム解析では、各施設周辺とそれらから離れた場所では必要となる精度が異なるため、施設周辺に節点を多く

配置することが可能な、有限要素法の持つ利点は大きいと言える。

3.4 地下ダム特有の流動とその解析

3.4.1 建設による流れの変化

地下ダム施設の中で、地下水流動に最も大きい影響を与えるものは止水壁である。貯留効果を重視した設計では、止水壁の基部が基盤層に根入れされるため、水位が低い場合には地下水の流れが完全に遮られる。しかし水位が上昇して、地面からある程度の深さにある止水壁の天端を越えると、止水壁を越流する地下水の流れが生じる。このように、止水壁周囲の流れは地下水面と天端の関係によって大きく変化し、また越流が生じているときは鉛直方向の流れが卓越することになる。

次に大きな影響を持つのは取水施設である。大量の揚水が行われると地下水位は局所的、あるいは全体的に大きく低下し、場合によっては不飽和層が存在しない場所を発生させる。また大量の地下水利用を行う地下ダムでは、揚水井が複数設置されるため、その数と配置によって水位低下のパターンは大きく変化する。

これら以外にも、涵養施設の効果やかんがいなどの水利用が、地下水位に影響を与える場合がある。涵養施設は局所的に集中した地下水涵養を発生させるため、この施設が設けられる場合は、その周辺における地下水位がかなり上昇するものと考えられる。一方、畑地全体にわたって少量ずつ地下水を涵養するかんがいは、特定の場所で地下水位を大きく上昇させるようなことはないものの、全体としての涵養量は非常に大きい。地下ダムの建設によって地下水の利用可能量が増加し、貯水域の地上にある田畑で用いられる水量が大きく増加する場合には、かんがい水による涵養量が水収支の大きな要因となり得る。

これらの施設全体の影響によって、地下水位は建設前と比較して大きく変化するため、基盤層の傾斜との関係で飽和層が存在する領域の広がりも変わることになる。また地下水位が上昇した結果、今まで不圧状態にあった帯水層が局所的、あるいは全体的に被圧状態となる場合も考えられる。

3.4.2 既往の地下ダム流動解析手法

皆福地下ダムの計画では、貯留モデルによる流動解析が行われた。これは、複数のタンクを用いて地下水盆内の貯留と水位分布とを表現し、タンク間の水の出入りによって地下水流動を表すモデルである。この方法では地下水盆全体をいくつかの小領域に分割し、それぞれについて代表となる地下水位を設定する。また普通タンクは一列に並べられるた

め、水平方向の流れが一方向のみであるとの仮定が必要になる。したがって、比較的規模が小さく、地下水面の傾斜が緩やかな地下水盆に対してのみ、用いることができる方法である。

貯留タンクの形状は地下水盆の形状や特性を表すため、代表する領域の水位と地下水量の関係を反映させて定める。タンク間の流動は、上流側タンクと下流側タンクの水頭差によって定まり、モデル上に想定した流出溝を通して生じるものとする。この流出溝の高さを調節し、上流側タンクの水位がこの高さを越えない場合は流出が起こらないものとするれば、止水壁建設後の流動を扱うことができる。

皆福地下ダムに用いられたモデルの形状を図3.8に示す³⁹⁾。地下水盆は6つの小領域に分けられ、それぞれについて涵養量を算出するための2段タンクと、地下水を表すタンクが設けられた。止水壁は4列めと5列めの間に位置するものとし、そこにある流出溝の底は止水壁天端に合わせた高さに設定されている。

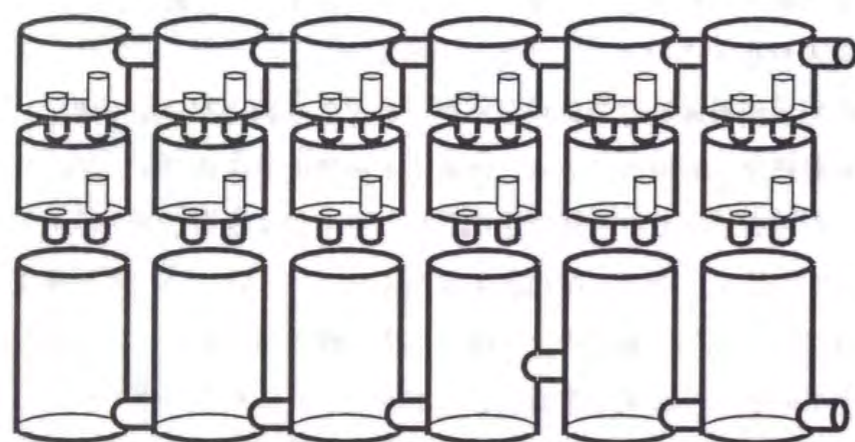


図3.8 皆福地下ダムの貯留モデル

貯留モデルの最大の特徴は、計算が容易に行える点であるが、小規模の地下水盆にしか適用できず、詳細な地下水位分布を計算することもできない。しかし地下水盆レベルでの水収支の計算や、止水効果の検討には適した方法である。

3.4.3 本研究で作成する流動モデルの特徴

貯留域を含めた地下ダム全体は地下水盆規模となることから、その解析は基本的に水平二次元解析によらなければならない。また、降雨量や揚水量の変化に応じた水位変動を調べるために、非定常解析を行って各時刻における水位を求めることになる。そこで領域全体を扱う解析方法として、本研究では有限要素法による非定常水平二次元解析を採用す

る。止水壁の越流が生じないならば、領域全体において準一様流の仮定が成立するため、水平二次元解析のみでの解析が可能である。また実務の場合においては、止水壁が設置される場所の基盤層を高くし、模擬的に止水効果を表した水平二次元解析も行われているようである。

しかしこの方法では、準一様流の仮定に基づいて越流を解析していることになり、扱われている現象が解析方法の前提条件を破っている。また後述するように、有限要素法による水平流動解析では、地下水深が要素内で平均されるため、切り立った地形による止水効果を十分表現することができない。したがって越流が生じる可能性を考えると、水平二次元解析のみでの扱いは不適切であると言える。また、貯留モデルでは詳細な地下水位の分布を求めることができないため、規模の大きい地下ダムの設計と検討を行う目的には適していない。

より精密な解析手法として、止水壁周辺を除く全体を水平二次元解析で、止水壁周辺を鉛直二次元解析で扱う、という方法が考えられる。しかし、止水壁は普通かなりの長さを持ち、一口に止水壁周辺と言っても地下水位は場所によって異なる。したがってそれぞれの時刻について、数多くの鉛直二次元解析を行うことになり、結果的に三次元解析とあまり変わらない計算量が必要となる。

そこで本研究では、理論式の展開と鉛直断面についての有限要素法解析の結果に基づいた、止水壁上下流の水位と越流量の関係式を誘導する。そしてこの式で求められた越流量を、上流側には負の涵養、下流側には正の涵養として与えることによって、越流による水の移動を表現する^{40),41)}。この方法の利点は、準一様流の仮定が成立しない領域を別に扱うことによって、水平二次元解析の前提条件を破ることなく、越流時の解析を行える点にある。また、越流量の表現に理論式を用いているため、通常の水平二次元解析と比べてほとんど計算量が増加しないという特徴もある。

もう一つの地下ダム施設である揚水施設については、建設地点に揚水量に応じた負の涵養を与えることによって表現する。広く用いられているこの方法によれば、解析領域中の任意の位置から、任意の量の揚水を行うことが可能である。さらに本研究ではこの方法を応用し、地下水の地表への流出とみなした地表浸出の解析も行う⁴²⁾。

4 地下ダム流動モデルの作成

4.1 地下水涵養モデル

4.1.1 地下水涵養のメカニズム

地表に降った降雨の一部は再び空気中の水蒸気となり、残りは複雑な経路をたどって様々な形態で流出する。流出形態の一つが、地下水流出に分類される地下水涵養であるが、その割合は地形や土壌の透水性などの地理的、地質的な条件のみではなく、降水量や気温、湿度や植生などによっても左右される。したがって、その量を計算するモデルを作成するためには、この過程で生じている複雑な現象について検討しなければならない⁴³⁾。

降雨の中のある割合は草や樹木、あるいは人工構造物などによって一時的に遮られるが、やがては残りの大部分と同様に地表面まで到達する。地表に達した水は降雨量や降雨強度、気温や湿度、また地形や土地利用状況などの影響を受けつつ、大気中へ蒸発するもの、地表流出をするもの、地中へ浸透するものに分かれる。そして、浸透した水もその全てが地下水を涵養するわけではなく、一部は飽和層に達する前に、水みちや高透水層と地表面の交わる場所から地表へ流出する。この流れは中間流出と呼ばれるが、その有無や量は地形によって大きく左右される。中間流出に寄与しなかった水は、さらに深部まで浸透して飽和層に達し、最終的に地下水を涵養する⁴⁴⁾。

以上からわかるように、地下水を涵養するのは降雨量全体から蒸発散量、地表流出量、中間流出量を除いた残りである。したがって涵養量を求めるためには、これらを一つ一つ求めて降雨量から引かなければならない。また、地下水流出は各流出の中でも最終段階に位置するため、降雨が開始してから涵養が発生するまでには、普通ある程度の時間遅れが生じる。さらに、降雨が終了してもすぐには涵養は停止しない。これらの時間的な特性についても再現可能なモデルを作成し、使用する必要がある。

4.1.2 降水量と蒸発散量の測定

涵養量算出の根本となる基礎データは降水量である。降水量の観測は容易であるが、地形や季節によっては場所による差異が大きくなる。地下水盆が大きい場合や、無視できない程の差異が生じると予想される場合には、地下水盆を複数の領域に区切り、それぞれを代表する観測地点を設ける。そして解析でもその分割に合わせて領域を分け、対応する観測結果を用いる。いずれにしても、解析を行う全期間について必要とされる、重要な実測値である。

降水の一部は再び大気中の水蒸気になるが、直接空気中に蒸発する蒸発量の他に、植物に吸収され、葉から大気中に放出される蒸散量についても考慮する必要がある。両者の和は、蒸発散量と呼ばれている。蒸発散は気温、湿度、風速、土表面の水分量や植生など、様々な条件に支配される非常に複雑な現象であるため、実測値が人手できない場合には、その量の日安として蒸発散能が用いられる。これは、土の表面が十分湿ったときに取る極限值で、その大きさを与える経験式がいくつか提案されている。しかし、土が乾燥しているときの蒸発散量は蒸発散能よりも小さくなるため、場合によっては注意が必要である。

4.1.3 タンクモデルを用いた涵養モデル

観測、あるいは推測された降水量と蒸発散量から涵養量を計算するモデルは、先に挙げたような地下水涵養の特徴を十分表現できるものでなければならない。地表面から飽和層までの水の流れは不飽和浸透流であるが^{45), 46)}、近年飽和-不飽和浸透流の解析が広く行われるようになり、物理的に厳密なモデルは大きく発達した⁴⁷⁾。この解析では、透水係数を飽和度の関数とすることによって Darcy 則を適用しているが、不飽和透水係数は飽和度が高いほど大きくなるという性質を持つ。したがって部分的に飽和度の高い領域があると、浸透水がそこに集中してますます飽和度が高くなるという現象が発生する。この傾向は数多くの実験結果で確かめられており⁴⁸⁾、不飽和浸透は水分量の初期分布に非常に敏感で、局所性の高い現象であると言われている。そのため不飽和浸透の解析を行うために必要な定数である、不飽和透水係数を求める実験は容易ではないというのが現状である。

厳密性ははるかに劣るものの、涵養量を算出する目的で用いられているものにタンクモデルがある⁴⁹⁾。元来は降雨量と蒸発散量から河川流出量を算定するために提案されたモデルであるが、形状と定数をうまく定めることによって、先に挙げた地下水涵養のメカニズムを模擬することができる。

涵養量算出に用いるタンクモデルの形状を図 4.1 に示す。上下 2 段のタンクから成っており、上段のタンクは土中の水分が蒸発散を起こす土壤層を、下段のタンクは水分が蒸発しない不飽和層を表している。なおモデルの持つ状態量は、それぞれのタンクの水深のみである。単位時間あたりの降雨量と蒸発散量はともに水深で与えられるため、入力値としてそのまま用いることができる。また出力として得られる涵養量も、単位時間あたりの水深として求まり、それを単位面積、単位時間の涵養量として解釈することになる。

このモデルによる計算の手順は次のようになる。まず、上段のタンクに降雨量に応じた水の量を付加し、さらに蒸発散量に合わせて減じる。上段のタンクはある定められた深

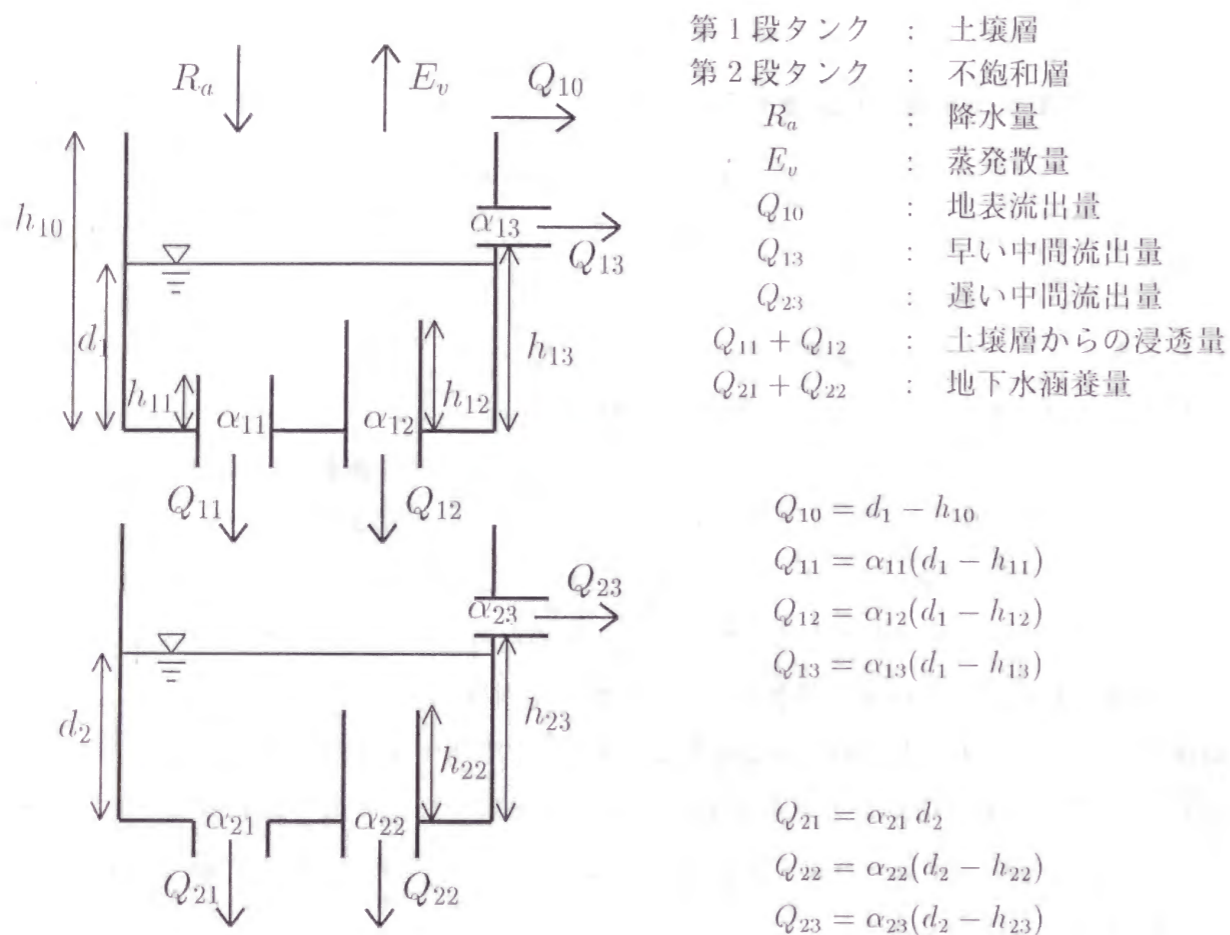


図 4.1 涵養量算出に用いられるタンクモデル

さを持ち、水深が深さを超えた場合は、超過量を地表流出とみなして計算から除く。したがって上段タンクの水深が、タンクの深さを上回ることはない。各タンクの持つ流出口からは、図中に示したように水深と設定した係数に応じた量の流出が起こるが、流出口の一部には高さを持たせ、水深がその高さより低い場合にはそこからの流出は生じないものとする。これらのルールに従って、上段タンクから下段タンクへの流量を計算して下段タンクの水位を求め、さらに下段からの流出量より涵養量を算出する。なお中間流出に対応する流出量は、地表流出のものと同様に計算から除く。

ここで、このモデルがどのようにして地下水涵養の特徴を表しているかについて検討し、各定数を具体的に定める方法について考える。まず地表流出量を決定する上段タンクの水深であるが、これは降雨強度が小さいときはほとんどの水が上中に浸透し、強度が大きいときや直前にも降雨があったときには一部の水が地表にとどまる、という現象を表すための構造である。したがってこの深さは、どの程度の降水量があったときに水が地表に湛水するかを観測して定める。しかし、窪地や平坦地では地表に湛水した水も流出せずその場所にとどまるため、目立った量の地表流出を生じない。つまりこの定数の決定については、地質的な条件だけではなく、地形的な条件も考慮しなければならないと言える。また逆に、渇水時には蒸発散量と流出量の合計が長期にわたって降水量を上回り、その結果として上段タンクの水深が0になることもあり得る。つまり、上段タンクの水深は土壌層の水分保持可能量も表すため、この点についても検討する必要がある。

各流出口からの流量はタンクの水深に応じて決定され、水深が大きいほど流出量が増える。タンク内の水量は各層に保持された水量を表しているが、これは同時にその層の飽和度を表しているとも言える。先ほども述べたように、不飽和透水係数は飽和度が高いほど大きくなるため、飽和度の上昇によって流量も大きくなるはずである。タンクモデルで採用されている流出量の算定式では、この性質を非常に簡単な計算法で再現することが可能となっている。

ところで降雨量とそれに伴った地下水位変動を調べると、少ない降雨ではほとんど動かなかった地下水位が、ある降雨量を境に急激に上昇するという現象がよく見られる。降雨量が小さいときに地下水位がさほど変動しない原因としては、土壌層と不飽和層が浸透した水のほとんどを一旦保持し、保持された水がその後少しずつ下方へ浸透するという現象が考えられる。これは、水分量が小さいときに不飽和透水係数が小さいこととも合致するが、この場合でも常時下方へ浸透する少量の流れがある。そこでこの流れを表すために、高さを0とした流出口をタンクに設けるが、その係数は小さくすべきである。

しかしこの流出口だけでは、降雨量が大きいときに生じる急激な地下水涵養を再現できない。そこで高さを持ち、係数の大きい流出口を設ける。流出口の高さはしきい値となる水分量を表し、降雨量と水位変動から決定されるが、普通その値は明瞭ではない。長期にわたって降雨がなかった場合は、急激な涵養を生じるためにかなり大量の降雨を必要とする一方、少量の降雨が続いていたようなときには、さほど大きくない降雨量でも地下水位の上昇が起こる。したがって長期にわたる観測結果に基づかなければ、妥当な値を定めることは困難である。

これらの傾向を理解した上で、対象となる領域について具体的にモデルの諸元を決定する。涵養量を直接測定することは困難であるため、その代わりに地下水位変動量を比較対象として用いることになる。しかし、地下水位の定性的な動きは涵養量の大小とほぼ対応するが、具体的な変動幅は涵養量のみではなく、帯水層の透水係数と貯留係数にも左右される値である。例えば、透水係数や貯留係数を実際より小さく見積もっている場合には、正確に求められた涵養量が実測よりも大きな水位上昇を起こすことになる。したがって、タンクモデル諸元の決定は単独では行わず、帯水層定数や定数分布の決定と一体となった、地下水盆モデル決定の一環として行うべきであると言える。今回砂川地下水盆についてモデル決定を行ったが、その詳細については後ほど説明する。

4.2 広域地下水流動モデル

4.2.1 水平二次元解析

涵養モデルで求められた単位面積、単位時間あたりの涵養量は、水平二次元解析における流入項の値を算出するために用いられる。この涵養量に基づいて、地下水盆全体の地下水位を算出する広域地下水流動モデルは、前にも述べたように地下ダム流動モデルの根幹となる重要な部分である。そこで最適な解析方法として、様々な利点を持った有限要素法による水平二次元流動解析を用いることにした。この方法の特徴はすでに述べた通りであるが、前章で示した不圧地下水流の基礎方程式を再掲すると、

$$\lambda \frac{d\phi}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k(\phi - z) \frac{\partial \phi}{\partial x} \right\} + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ k(\phi - z) \frac{\partial \phi}{\partial y} \right\} + \varepsilon \quad (4.1)$$

となる。これは ϕ に関する非線形方程式であるため、この式をそのまま直接的に解く場合、有限要素法による解法中で係数行列が ϕ に依存することになる。したがって ϕ の値を仮定して係数行列を作成し、それを解いて求められた ϕ と、仮定された値との差が要求される精度を満たしているかを判断する、という形での繰返し計算が必要となる。

ところで有限要素法では、対象領域を分割した要素一つ一つについて未知関数値に関する方程式を作成し、それらを連立させて解を求める、という手順が踏まれる。その際透水係数は、各要素に対して定数として与えられる。また、地下水面の勾配が小さいこと、基盤層の傾斜もさほど大きくないことを考えると、要素分割を十分細かく行えば、要素内部で地下水深があまり変化しないことになる。そこで、透水係数と地下水深を定数とみなし、さらに前時間ステップで求められた値を用いれば、繰返し計算が不要になる。

これらの条件下での基礎方程式は、透水係数 k と地下水深 h_0 が定数として扱われるため、

$$\lambda \frac{d\phi}{dt} = kh_0 \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right) + \varepsilon \quad (4.2)$$

と書け、被圧地下水流の式とほぼ同じ形となる。この式は、下に示した境界条件とともに、以下の手順で弱形式に変形される。

$$\begin{aligned} \text{水頭既知境界 } S_\phi \text{ 上で } \phi &= \hat{\phi} \\ \text{流束既知境界 } S_q \text{ 上で } kh_0(v_x l + v_y m) &= \hat{q} \end{aligned}$$

v_x, v_y : 流速の x, y 方向成分

l, m : S_q 境界の法線と x, y 軸が成す方向余弦

まず、水頭既知境界上で0であり、流速既知境界上と解析領域 V の内部で、任意の値を取る関数 u を考える。この u は、 S_ϕ 上の制限を満たせば自由に選べる関数である。(4.2)式に u を乗じ、解析領域内で積分すると次式が得られる。

$$\int_V u \left\{ \lambda \frac{d\phi}{dt} - kh_0 \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} \right) - \varepsilon \right\} dx dy = 0 \quad (4.3)$$

この式の第2項は、部分積分と S_ϕ 上の条件 $u=0$ を用いて、

$$\begin{aligned} kh_0 \int_V u \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} dx dy &= kh_0 \int_V \frac{\partial}{\partial x} \left(u \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) dx dy - kh_0 \int_V \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial x} dx dy \\ &= kh_0 \int_{S_q} u \frac{\partial \phi}{\partial x} l ds - kh_0 \int_V \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial x} dx dy \end{aligned} \quad (4.4)$$

となる。 s は流束既知境界 S_q 上で、反時計回りに取られた座標である。

第三項を同様に扱うことによって、(4.2)式は次のように変形される。

$$\lambda \int_V u \frac{d\phi}{dt} dx dy + kh_0 \int_V \left(\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right) dx dy - \int_{S_q} u \hat{q} ds - \int_V u \varepsilon dx dy = 0 \quad (4.5)$$

これが、微分方程式 (4.2) とその境界条件の弱形式である。

次にこの式を離散化し、マトリックスを用いて表記する。節点 α 上で1、その他の節点上で0となる補間関数 N_α を用い、 ϕ 、 $d\phi/dt$ 、 u をそれぞれ次のように近似する。

$$\phi \simeq \sum_{\alpha} N_{\alpha} \phi_{\alpha}, \quad \frac{d\phi}{dt} \simeq \sum_{\alpha} N_{\alpha} \dot{\phi}_{\alpha}, \quad u \simeq \sum_{\alpha} N_{\alpha} u_{\alpha} \quad (4.6)$$

未知関数と任意関数に、共通の補間関数を用いる近似方法を Galerkin 法と呼ぶ。これらを (4.5) 式に代入し、総和規約を用いて表すと、

$$\begin{aligned} u_{\alpha} \lambda \int_V N_{\alpha} N_{\beta} dx dy \dot{\phi}_{\beta} + u_{\alpha} k h_0 \int_V \left(\frac{\partial N_{\alpha}}{\partial x} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial x} + \frac{\partial N_{\alpha}}{\partial y} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial y} \right) dx dy \phi_{\beta} \\ - u_{\alpha} \int_{S_q} \hat{q} N_{\alpha} ds - u_{\alpha} \int_V \varepsilon N_{\alpha} dx dy = 0 \end{aligned} \quad (4.7)$$

となる。 u は水頭既知境界上で0であることを除いて、任意の関数であるため、(4.7) 式は u_{α} についての恒等式となる。したがって、以下の式が成り立つ。

$$M_{\alpha\beta} \dot{\phi}_{\beta} + S_{\alpha\beta} \phi_{\beta} = Q_{\alpha} \quad (4.8)$$

$$M_{\alpha\beta} = \lambda \int_V N_{\alpha} N_{\beta} dx dy \quad (4.9)$$

$$S_{\alpha\beta} = k h_0 \int_V \left(\frac{\partial N_{\alpha}}{\partial x} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial x} + \frac{\partial N_{\alpha}}{\partial y} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial y} \right) dx dy \quad (4.10)$$

$$Q_{\alpha} = \int_{S_q} \hat{q} N_{\alpha} ds + \int_V \varepsilon N_{\alpha} dx dy \quad (4.11)$$

最後に、(4.8) 式を時間について積分する。まず解析する全時間区間を、微小な時間間隔 Δt によって分割し、各時間ステップに番号付けを行う。そして第 n ステップまでの未知関数値は、すでに計算されているものとする。この条件下で、(4.8) 式の時間微分項を次のように近似する。

$$M_{\alpha\beta} \dot{\phi}_{\beta} \simeq \frac{1}{\Delta t} M_{\alpha\beta} (\phi_{\beta}^{n+1} - \phi_{\beta}^n) \quad (4.12)$$

ϕ_{β}^{n+1} と ϕ_{β}^n は、それぞれ第 $n+1$ ステップと第 n ステップにおける水頭値である。さらに、 $0 \leq \theta \leq 1$ なる定数 θ を用いて

$$S_{\alpha\beta} \phi_{\beta} \simeq \theta S_{\alpha\beta} \phi_{\beta}^{n+1} + (1 - \theta) S_{\alpha\beta} \phi_{\beta}^n \quad (4.13)$$

と表す。この θ は、解析の精度や安定性に大きな影響を持つため、値の決定は慎重に行わなければならない。最高の精度は $\theta = 0.5$ のとき、最高の安定性は $\theta = 1.0$ のときに得られることから、普通は両者の間の値が採用される。既知流束と涵養量については、時間変化が小さいものと考え、

$$Q_{\alpha} = Q_{\alpha}^n \quad (4.14)$$

とする。

これらを (4.8) 式に代入して整理すると、

$$\left(\frac{1}{\Delta t} M_{\alpha\beta} + \theta S_{\alpha\beta} \right) \phi_{\beta}^{n+1} = \left\{ \frac{1}{\Delta t} M_{\alpha\beta} - (1 - \theta) S_{\alpha\beta} \right\} \phi_{\beta}^n + Q_{\alpha}^n \quad (4.15)$$

が得られる。(4.15) 式の右辺はすべて既知であるため、この連立方程式を解くことによって、第 $n+1$ ステップにおける水頭値 ϕ_{β}^{n+1} を求めることができる。したがって、初期値を全節点について与えれば、これから出発して全時間全節点の水頭値を、(4.15) 式によって計算することが可能である。以上が有限要素法解析の流れであり、後述する鉛直二次元解析でも、時間積分を除いて同様の手順が踏まれる。

ところで被圧地下水流では、地下水深が地理的条件である帯水層の厚さで決まり、地下水位などによらず常に一定である。しかし、不圧帯水層の地下水深は水位変動に応じて変化するため、解析を行うにあたっては、時間ステップごとにその値を更新しなければならない。また高い精度の結果を求めるためには、水深が急激に変化している場所での要素分割を細かくし、さらに非定常解析を行う時間間隔を短めに設定する必要がある。

4.2.2 水位変動に伴う境界の移動

本モデルで用いている基礎方程式は、準一様流の仮定が成立する水平方向の飽和浸透流を記述するものである。したがって解析の対象となるのは飽和浸透のみであり、不飽和浸透流を扱うことはできない。不飽和浸透の結果として生じる地下水涵養を、別のモデルとしたのはこのためであるが、もし地下水盆中に飽和層が存在しない領域があるならば、その領域についても別の扱いが必要になる。

地下ダムが建設対象としている帯水層は不圧帯水層であるため、地下水頭の変動に応じて水位が変化する。さらに基盤層が傾斜している場合、図 4.2 に示すように、水位変動によって地下水面と基盤層の交線が移動していくことになる。基盤層が谷状になっているところに地下ダム止水壁が設置されることを考えると、この現象は地下ダム周囲で必ず生じ

るものであると言える。この交線よりも基盤層の高い場所に飽和層が存在しないものと考えられるならば、その部分を解析対象から除かなければならない。

一方、基盤層の高い領域に降った雨も鉛直に浸透して、最終的には基盤層に到達する。この水はその結果ごく薄い飽和層を形成するか、不飽和状態を保ったまま基盤層に沿って流れるかのどちらかである。もし不飽和状態が保たれるならば、その領域は流動解析の対象から明らかに除かれるべきである。一方薄い不飽和層が形成される場合には、その厚さは涵養量と基盤層に沿った流量との関係で決定される。しかし、傾斜した基盤層上に存在する薄い飽和層の解析は、以下に述べる有限要素法解析の性質から困難である。

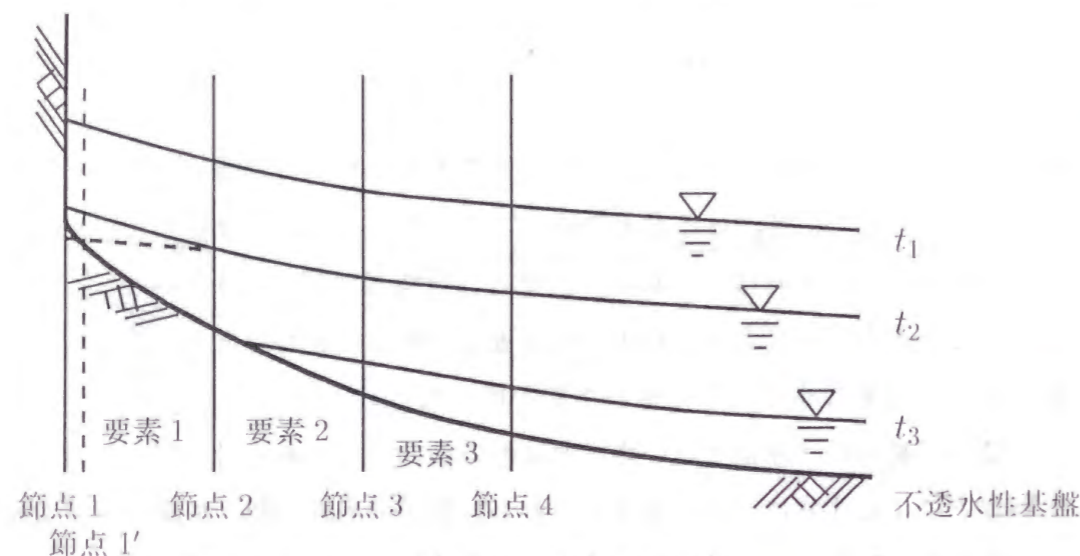


図 4.2 水位低下時における境界の設定

図 4.2 のように、時刻 t_1 から t_2, t_3 と経過するにつれて、地下水面が徐々に低下していく場合を考える。このような条件で有限要素法解析を行うと、時刻 t_2 で節点 1 について求める水位が基盤標高を下回り、図中の破線で示したような水位が得られるという現象が見られる。有限要素法による非定常解析では、空間を分割した要素内と時間を分割した時間ステップ内の両方において、生じている現象は変化しないものとして扱われる。その結果、水深が徐々に減少していくにも関わらず、一定であるとみなされることになる。また地下水の流動方向は水頭分布のみによって決まり、水面と基盤層の位置関係は影響を及ぼさない。特に水深が小さい場合には、水位が基盤標高を下回ってもなお隣の節点における水位よりも高い、という状況があり得る。これらの結果、解析で見積もられる流量は過大となり、算出される地下水位が基盤標高を下回ることになる。このことから考えると、基盤層が高い場所も対象領域に含めた解析では、涵養量が減少したときに水位が基盤層標高を下回る節点が、大量に発生する恐れがある。

ところで、不圧帯水層の水位分布を求める解析の中には、常に地下水盆全体を解析対象としているものも多い。そのような解析では、算出された地下水位が基盤層を下回った節点について、基盤を若干上回る水位を改めて設定する、という方法がよく用いられている。この方法では水位が修正される節点について、実際より多い涵養量を与えて計算していることになるが、規模の大きい地下水盆では普通この領域の面積は広く、過度に与える涵養の量は決して無視できない。しかも自然状態の帯水層に関する解析と異なり、地下ダムの解析では水収支を正確に予測することが非常に大切であるため、この誤差が重大な影響を持つ可能性がある。これらについて考えると、基盤層の高い領域を解析対象から外し、明らかに飽和層が存在する部分のみについて、水平二次元流動解析を行わなければならないと言える。

地下水面と基盤層の交線に合わせて時刻 t_2 における解析領域を設定する方法として、構成節点の全てが対象領域に存在する要素 2 以降のみを用いるものと、節点 1 を 1' の位置に移動させて、全ての要素を用いるものが考えられる。移動する境界位置に合わせた節点の移動は、自由水面を扱う鉛直二次元解析などでよく行われているが、これは自由水面形状の決定が解析の大きい目的の一つであり、高精度の位置決定が必要とされるためである。一方地下ダムの解析では、地下水盆周辺部における水位はさほど問題ではなく、境界位置の精度もそれほど重要ではない。さらに周辺部の地下水深が小さいことから、境界位置や周辺水位の精度が、地下ダム貯留量の予測に大きい影響を与えることもない。そこで、広域流動モデルでは境界位置に合わせた節点の移動は行わず、全ての構成節点の位置に飽和層が存在する要素のみを用いれば、十分であると考えられる。

以上の検討から、あらかじめ地下水盆の全体について要素分割を行っておき、求められた地下水位と基盤層標高を比較して、次の時間ステップに用いる節点を選択する、という方法を用いることにした。したがって、解析に用いる要素と用いない要素の境界が解析領域の境界の一部となり、またこれは水位の変動と基盤層の標高に応じて移動することになる。なお基盤層の形状、降雨量、止水壁の設計などによっては、地下水盆周辺部の水位が基盤層の最高部を上回り、隣接する地下水盆へ地下水の流出が生じる。隣の地下水盆において地下水開発がさほど行われておらず、そこへの流出が地下水利用上で大きな無駄になってしまうような場合には、これを防ぐ目的で副止水壁が設けられる。その必要性や設計などについて検討するための解析では、周辺部の水位についても高い精度が要求されるため、節点の密な配置や境界の移動などを行わなければならない。

次に、求められた地下水位から移動境界の位置を決定する、具体的な手順について考え

る。水位の低下によって、前時間ステップで解析に用いていた要素の一部が次ステップの解析から除外されるとき、またはその逆の場合に境界の移動が生じる。両者が地下水盆の別の場所で同時に起こる可能性があり、さらに基盤層の形状や揚水量によっては、島状に対象外の領域が生じる可能性もある。そのため移動境界に接している要素のみではなく、その時間ステップで用いられた全ての要素に対して、それが引き続いて解析対象となるかどうかを検討しなければならない。一方水位上昇の結果として、対象外の領域中に島状の対象領域が形成されることはないため、次に解析対象となるかを調べる必要のある要素は、移動境界に接しているもののみである。

図 4.2 に示した水位低下中の状況を想定した解析を行うと、先ほど述べたように時刻 t_2 、節点 1 について求まる水位が基盤標高を下回る。これは解析の時間間隔を短くしても避けられない現象であるため、水位降下時に節点を解析から外すための判定基準として、算出された水位が基盤層を下回る、という条件を採用する。図に挙げた例では、時刻 t_1 から t_2 に至る時間ステップでは全ての要素が、 t_2 から t_3 では要素 2 以降が解析に用いられることになる。そして移動境界の位置は、時刻 t_2 では要素 1 と要素 2 の間であり、 t_3 では 2 と 3 の間に移る。

ところで、今回用いている解析方法は有限要素法による非定常解析であるため、ある時間ステップにおける水位を求めるためには、その直前の時刻について得られた全節点の水位が必要である。節点が減少する場合はこれによる問題は生じないが、それまで対象から除かれていた節点を新たに解析に用いる際には、その節点における直前の水位を設定する必要が生じる。また水位上昇時において、対象に加えるかどうかの判定対象となる節点には、前ステップにおける水位の計算結果が存在しない。しかし、対象外の要素の中で移動境界に接しているものでは、要素構成節点の一部が解析対象となった要素と共有されており、水位が解析で求められている。したがって水位降下時の判定のように、節点の地下水位と基盤標高を直接比較することはできないが、要素中の他の節点における水位との比較で、代用することが可能である。

水位上昇時における、水面と基盤層の関係について表したのが図 4.3 である。時刻 t_1 においては、水面と基盤層の交点が節点 2 の位置と完全に一致していたものとし、その後次第に水位が上昇する場合を考える。この条件に基づいて解析を行うと、 t_1 について求めた水位から判断され、時刻 t_2 への解析は節点 2 までを用いて行われる。その結果として得られる時刻 t_2 、節点 2 における水位は、節点 2 の基盤標高を上回るが、節点 1 の基盤標高には達しない。ここで節点 1、すなわち要素 1 を解析に加えるかどうかの問題となる。

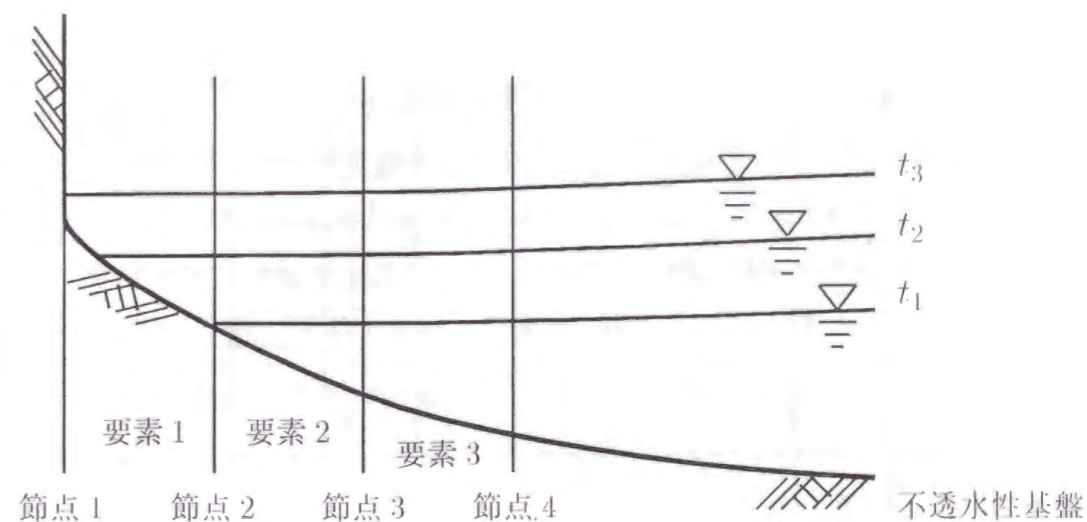


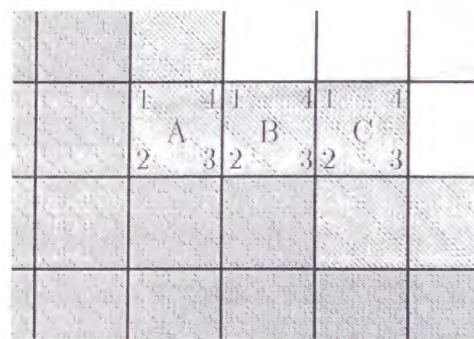
図 4.3 水位上昇時における境界の設定

この時点で節点 1 を解析に用いるならば、時刻 t_2 における地下水深を 0、すなわち地下水位が基盤層の標高と一致していると仮定するのが妥当である。しかしこの水位は、節点 2 について求められた水位よりも高い。節点 2 の水位が上昇したのは節点 3 の方向から水が流入したのが原因であり、水位上昇時の流動方向は、地下水盆中央方向から周辺方向へ向かっているものと考えるのが自然である。したがって節点 1 と 2 の間での流動方向は、2 と 3 の間の流動方向と反対になってしまう。また、この状態で次の時刻における水位を算出すると、水が節点 2 の方向へ流れる結果、水位上昇が緩やかな場合には節点 1 について求められる地下水位が、再び基盤層標高を下回ってしまう。

一方時刻 t_3 では、節点 2 における地下水位が節点 1 の基盤層標高を上回っている。この時点で初めて節点 1 を解析に加えるならば、上に挙げた問題は生じない。しかし、実際には外周方向へ広がりながら流れて行く飽和層の流れを、この時点に至るまで節点 2 の位置でとどめていることになる。節点 1 を除外した解析では、節点 2 の位置に地下水を遮る壁を設けているのと同じ条件となるため、節点 2 について求められた水位は実際の値よりも高くなってしまいます。しかしこれらの点を考慮しても、時刻 t_3 まで節点 1 を解析に用いない方法がより優れていると考え、こちらを採用した。また時刻 t_3 、節点 1 の水位として、同時刻における節点 2 の水位を与えることにした。

以上の手順と基準を、水平二次元解析に適用することを考えてまとめると、次のようになる。まずあらかじめ地下水盆全体に要素分割を行い、全ての節点に初期水位を設定する。そして、全ての構成節点で初期水位が基盤層標高を上回っている要素のみを用いて、第 1 ステップの解析を行う。この結果に基づいて、次の時間ステップに用いる要素を決定す

るが、一つでも水位が基盤標高を下回った節点が生じた要素は、解析から除く。一方対象外であった要素でも、解析対象となった要素と節点を共有している要素には、構成節点の一部に解析結果が存在する。その水位の中で最低のものと、構成節点のものの中で最も高い基盤標高とを比較し、水位が上回っていればその要素を次のステップから解析に加える。このとき新たに解析に加わった節点には、先ほどの最低水位を前ステップの結果として与える。新たに解析に加える要素が満たすべき条件を、図 4.4 にまとめた。



要素 A を加える条件:
 $\min(\phi_{A1}, \phi_{A2}, \phi_{A3}) \geq \max(z_{A1}, z_{A2}, z_{A3}, z_{A4})$

要素 B を加える条件:
 $\min(\phi_{B2}, \phi_{B3}) \geq \max(z_{B1}, z_{B2}, z_{B3}, z_{B4})$

要素 C を加える条件:
 $\phi_{C2} \geq \max(z_{C1}, z_{C2}, z_{C3}, z_{C4})$

■ : 前時間ステップで用いた要素
 ▨ : 加えるかの判定対象となる要素

図 4.4 解析に追加する要素の条件

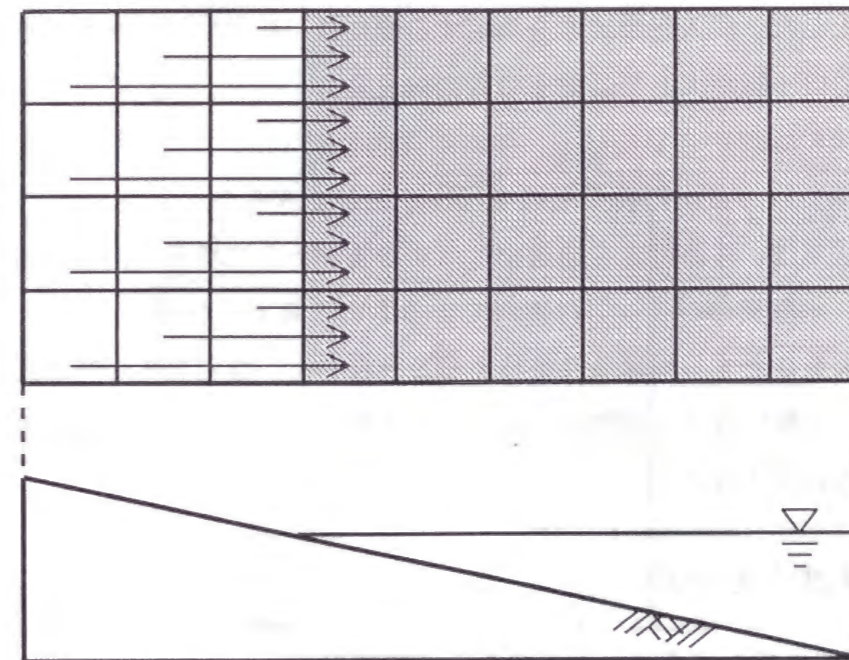


図 4.5 領域外の要素に生じた涵養の流動先

4.2.3 背水域の設定

涵養モデルから得られる単位面積、単位時間あたりの涵養量は、要素の面積を乗じて要素あたりの量とされた後、要素流入ベクトルの算出に用いられる。そして、各要素の要素流入ベクトルから全体流入ベクトルが合成され、全節点における水位が計算される。ところで飽和層が存在せず、解析対象領域から外された場所にも降雨があり、地下水涵養が発生するが、この涵養量も解析中で考慮されなければならない。しかし、解析対象外の領域に生じる涵養量を取り入れるためには、全く別の扱いが必要になる。

ここで、図 4.5 のような基盤標高をした不圧帯水層について、解析を行う場合を考える。基盤層が高い領域の扱いは先ほど決定した方法に従い、あらかじめ地下水盆全体に要素を配置し、地下水位に応じて実際に使用する要素を選択するものとする。地下水位が領域全体で一定であると考え、図中左側の部分には飽和層がなく、ここが解析対象から外れることになる。さて、この領域中に発生した涵養が基盤層に沿って流れると仮定すれば、図中の矢印で示した要素へ最終的に流れ込む。そこで地下水盆の中で解析対象とならない

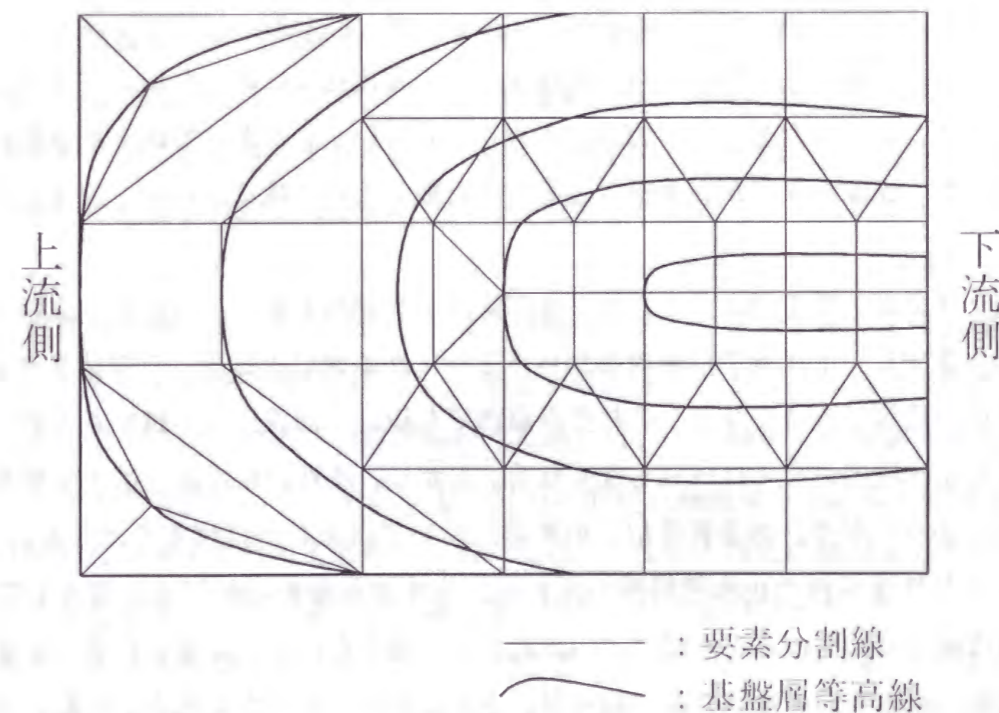


図 4.6 背水域を考慮した要素分割の例

場所を背水域とし、そこに生じた涵養は時間の遅れ、量の損失なく境界上にある要素へ流入させるものとした。流入先の要素を決定する際には、基盤層の形状を考慮する必要があるため、要素辺の一組が大筋で基盤層の等高線と並行、もう一組が直角になるようにしておくと、背水域の処理が容易になる。要素配置例を図4.6に示したが、飽和層が常に存在するような領域では、自由に要素配置を行うことができる。

この解析方法では、移動境界を通過するはずの水が、全て境界の内側に涵養の形で発生しているため、水収支のバランスは取れているものと考えられる。そこで移動境界には、法線方向の流束を0とする境界条件を与えることとした。なお流入の時間遅れを無視しているため、常に境界周辺では実際より高い地下水位が求められ、特に涵養量が大きいときにはその傾向が顕著となる。

4.3 止水壁越流モデル

4.3.1 止水壁周囲における流れとそのモデル中での扱い

前章でも述べたように、地下ダムにおける地下水流で最も特徴的なものが、止水壁周囲の流れである。壁面上では流れが壁に並行となるため、流速はダム軸方向成分と鉛直方向成分のみを持つことになるが、これらの流速は流れの条件によって大きく変化する。地下水面が止水壁天端より低い場合は、流れが全て止水壁に遮られ、止水壁上流と下流の流れが分断される。このとき、鉛直方向の流速は水位の変化速度に応じた値となるが、急激な水位変動は生じにくいいため、この流速は大きくならない。したがって地下水位の低いこの状態では、準一様流の仮定が止水壁周辺を含めた地下水盆全体において、成立していると言える。

一方地下水面が天端を越えると、地下水が止水壁を越流する。このとき上流側では流れが越流部へ集中し、下流側では越流部から下方へ広がる流れとなる。この結果壁面に沿った鉛直方向の流速は大きくなり、またその周囲でも鉛直方向成分が卓越するため、準一様流の仮定が止水壁の近くでは成立しなくなる。しかし、流速の鉛直成分は止水壁から離れるにつれて小さくなり、ある程度以上の距離においては流れがほぼ水平となる。

このような性質を持つ止水壁周囲の流れを、水平流動解析の使用を前提として考えると、問題は越流時における止水壁周辺の流れをどう扱うかの一点に絞られる。止水壁周囲の水面形状、鉛直方向の水頭分布や越流量、さらにそれらの時間変化といった、全ての状態量を求めることは、非定常の三次元解析によらないと不可能である。そこで地下ダム施設の設計に関して重要である量を選択し、それらを必要な精度で求めることに目的を置く

ことになる。また、その解析法は越流の持つ特徴を表現でき、さらに水平流動解析と融合可能なものでなければならない。

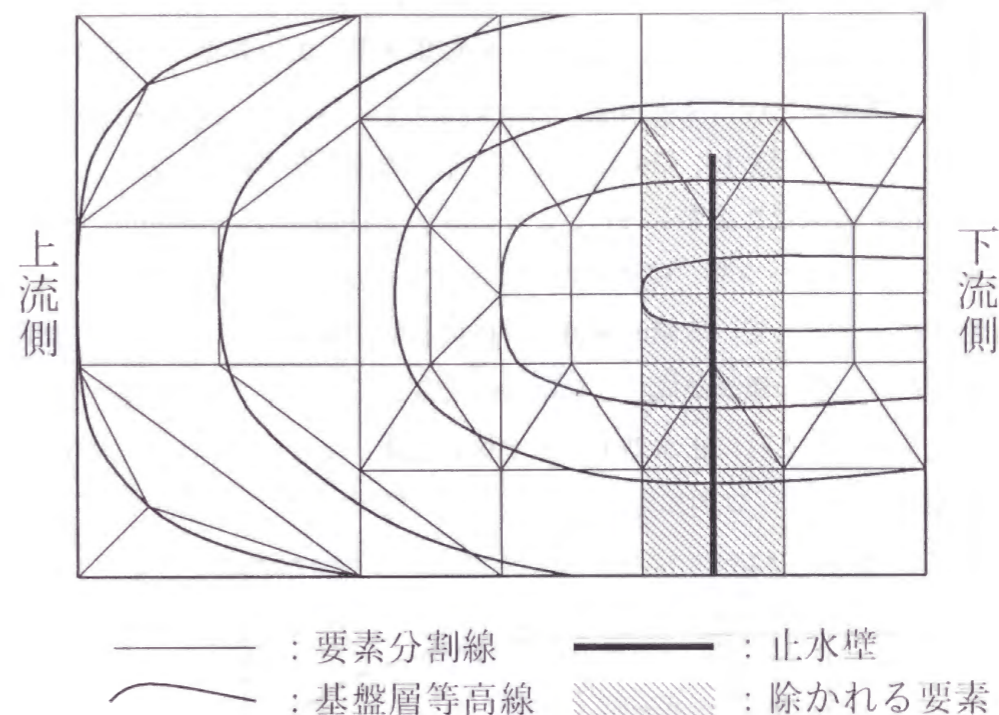


図 4.7 水平二次元解析から除かれる要素

まず、水平流動解析の対象領域から止水壁の周囲を除く必要があるが、そのためには該当する部分に要素を配置しなければよい。越流時に準一様流の仮定が成立しなくなる領域は止水壁の全長にわたり、また止水壁から上下流方向それぞれにある程度の幅を持つため、その部分に配置された要素が解析から除かれることになる。これによって地下水盆の中に要素のない領域が作られるが、このまま解析を行うとこの部分には流動が生じない。つまり上流側の水位に関わらず、地下水は止水壁を想定した領域を越えて下流側へは流れないことになる。上流側の水位が低く、水が止水壁に遮られるような場合の解析はこのまま行うことができるが、越流時の解析を行うためには、上流側から下流側へ水を移動させる何らかの手法が必要になる。そこで上下流の水位から越流量を求める算定式を作成し、これで計算した量を止水壁の上流側には負の涵養、下流側へは正の涵養として与える方法を用いることにする。これによって、越流量を考慮した水位の分布が水平二次元解析で求められるが、節点の配置されていない止水壁のごく周辺については水位が計算されない。したがって越流水深や、止水壁周囲の水位分布などをこのモデルで得ることはできない。しかし水収支の計算や、貯留域に存在する地下水の総量などについての計算は行えるため、地下ダムの設計に関しては十分であると考えられる。

4.3.2 基盤層が傾斜したときの断面流量と越流量

止水壁を越流する流量を調べるために、鉛直断面中における流れについて解析を行う⁵⁰⁾。越流が生じるほどの高水位時であっても、一般に止水壁上流の貯留域における水面勾配は小さく、一方止水壁を境にして水位が大きく変化する。したがって、水平面的に見た流れの方向はほぼ止水壁に直交し、鉛直二次元流としての扱いが可能となる。ところで鉛直断面中における流れの流量を表すものに、2章で示した Dupuit-Forchheimer の解があるが、これは基盤が水平で、かつ準一様流の仮定が成立する場合について誘導された式である。しかし今回求めようとしている越流量は、一般に基盤が傾斜している実際の地下水盆中の流れであり、さらに準一様流が成立しない流れでもある。そこでまず基盤層が傾斜している場合の流量を求め、それに止水効果を表す係数を乗じることによって、越流量を算定することにする。

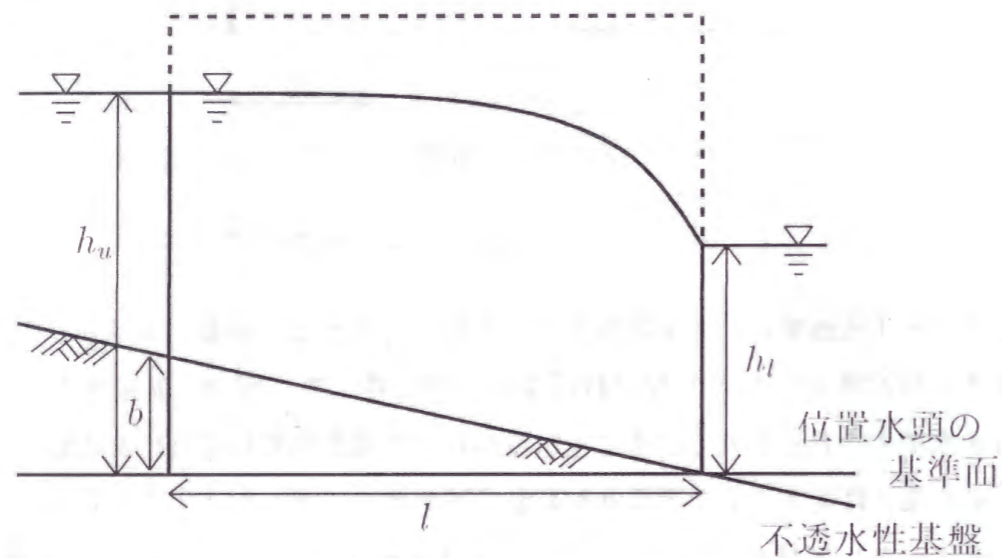


図 4.8 傾斜した基盤上の不圧地下水流

地下ダム止水壁は谷状の基盤層を塞ぐ形で設けられるため、それを越流する地下水は谷に沿った方向に流れていく。この方向では基盤層の傾斜がさほど急にならないことを考えると、流れの状態は基盤水平の場合と比べて大きくは変化しないものと思われる。そこで地下水面の形は基盤水平の場合と変わらず、式(4.16)で与えられると仮定する。

$$h(x) = \sqrt{h_u^2 - \frac{h_u^2 - h_l^2}{l} \cdot x} \quad (4.16)$$

基盤層の高低差を b とし、形状を図 4.8 に示したように直線であるとすると、地下水の水

深 d は水面形状と基盤形状から

$$d = h(x) - \frac{l-x}{l} \cdot b \quad (4.17)$$

となる。準一様流の仮定が成り立つものとして、単位幅あたりの流量を Q とおくと、 Q は次の条件を満たす。

$$\begin{aligned} Q &= -k \frac{\partial h(x)}{\partial x} \cdot d \\ &= -kh \frac{\partial h(x)}{\partial x} + \frac{kb}{l} (l-x) \frac{\partial h(x)}{\partial x} \end{aligned} \quad (4.18)$$

これを解析領域である $0 \leq x \leq l$ で積分すると、 Q が領域内で一定の値を取ることから

$$\begin{aligned} Q \cdot l &= -k \int_0^l h \frac{\partial h(x)}{\partial x} dx + \frac{kb}{l} \int_0^l (l-x) \frac{\partial h(x)}{\partial x} dx \\ &= \frac{k(h_u^2 - h_l^2)}{2} - \frac{kb(h_u - h_l)(h_u + 2h_l)}{3(h_u + h_l)} \end{aligned} \quad (4.19)$$

となり、断面流量は次式によって得られる。

$$Q = \frac{k(h_u^2 - h_l^2)}{2l} - \frac{kb(h_u - h_l)(h_u + 2h_l)}{3(h_u + h_l)l} \quad (4.20)$$

次に、この式に止水壁の効果を表す係数を乗じる。図 4.9 に示した位置、高さの止水壁が建設されており、また対象領域の上流端から止水壁までの距離はあまり長くないものとする。このとき上流端における地下水位が h_d となると、越流が生じなくなり断面流量は 0 となる。また基盤層から止水壁天端までの高さ h'_d が 0 となると、止水効果は全くなり、流量は(4.20)式で得られる値と一致する。これらから、止水効果を表す定数 C を用いて、越流量を次式のように近似するものとする。

$$Q_d = C^{-\frac{h'_d}{h_u - h_d}} \left\{ \frac{k(h_u^2 - h_l^2)}{2l} - \frac{kb(h_u - h_l)(h_u + 2h_l)}{3(h_u + h_l)l} \right\} \quad (4.21)$$

この定数 C は天端の高さだけでなく、領域の上流端から止水壁までの距離などにも影響される値である。なお $h_u < h_d$ の場合には越流が生じないことから、この式を用いずに $Q_d = 0$ とする。

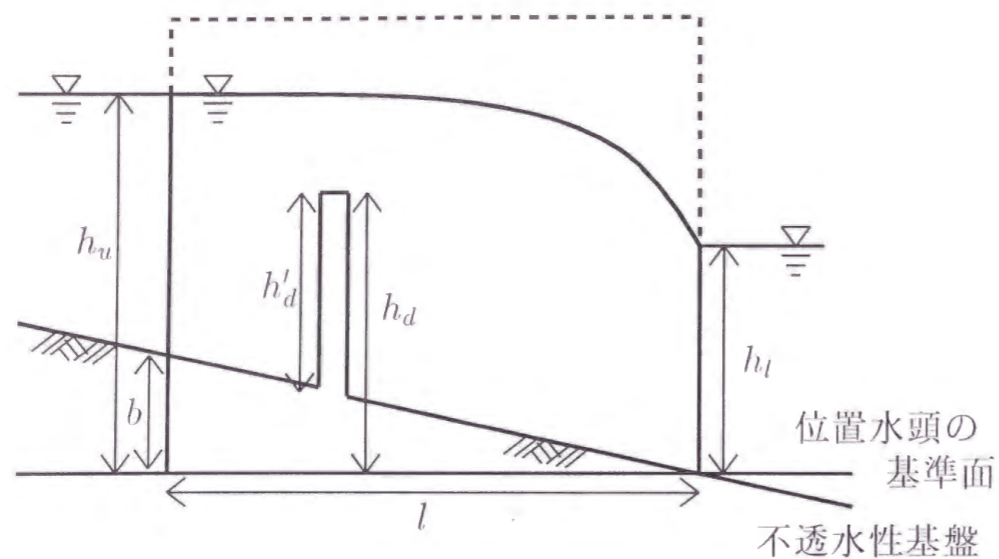


図 4.9 止水壁のある傾斜基盤上の地下水流

4.3.3 鉛直二次元流動解析

止水壁が設置された状態について流動解析を行い、越流量を求める目的には、鉛直二次元流を対象とした有限要素法解析が最も適している。この解析法では境界の形状に自由度が大きいため、傾斜した基盤層や止水壁の形を忠実に反映させることが可能である。ところで不圧帯水層を対象とした解析では、止水壁の有無に関わらず、繰り返し計算による水面形状の決定が必要になる。その方法についての研究は非常に多く、水面形状に合わせて境界位置を移動させる方法と⁵¹⁾、水面より上の部分に非常に小さい透水係数を与えるなどの方法を用いて、境界を固定したまま解析を行う方法とがある^{52)~56)}。前者では高い精度で水面形状などを求めることができ、後者は応力問題との連成解析に適している⁵⁷⁾。またそれぞれに基づいた非定常解析法が存在し⁵⁸⁾、解析方法や決定方法の性質についての研究も行われた^{59), 60), 61)}。

図 4.10 に示すような領域について、領域長、基盤標高差、止水壁位置と天端標高、さらに上下流水位を与えて解析を行い、水面形状を決定した後で断面流量を求める。この解析では先ほどの式の中に用いられた止水効果の定数を決定することが目的であるが、式における止水効果の表現は便宜的なものであるため、解析結果と式の値は完全には一致しない。したがって、定数の決定はカーブフィッティング的な手法に基づくことになり、十分な精度を得るためにはある程度以上の数の解析結果が必要になる。そこで境界水位を変化させた解析を数多く行うことになるが、その際には止水壁による水位上昇を考慮し、自然状態において生じるものよりも、かなり高い水位を与えた解析を行わなければならない。

この解析の領域長や基盤標高差、止水壁の位置などは、実際の地形と水平二次元解析の

要素分割に基づいて決定される。越流量算定式の中の上流端水位としては、水平流動解析で止水壁直上流に配置された節点の水位が用いられるため、鉛直解析の上流側境界の位置をこの節点に合わせなければならない。また、定数 C の値は鉛直解析の上流端から止水壁までの距離にも左右されることから、水平解析では止水壁から直上流節点までの距離が、全て同じになるような節点配置を行うべきである。これによって止水壁に沿ったいくつかの節点、あるいは全ての節点について、同じ定数の値を用いることが可能になる。

また鉛直解析の下流端の位置についても、水平解析における止水壁直下流節点の場所に合わせる方法が考えられる。しかし、直下流節点の地下水位も降雨や越流によって変動するため、この境界位置では上流端水位と下流端水位の両方を変化させた解析が必要となる。止水壁の下流側に海などの地下水位が一定となる場所がある場合には、解析領域をそこまで広げることによって、下流側の水位を一定とみなすことができる。

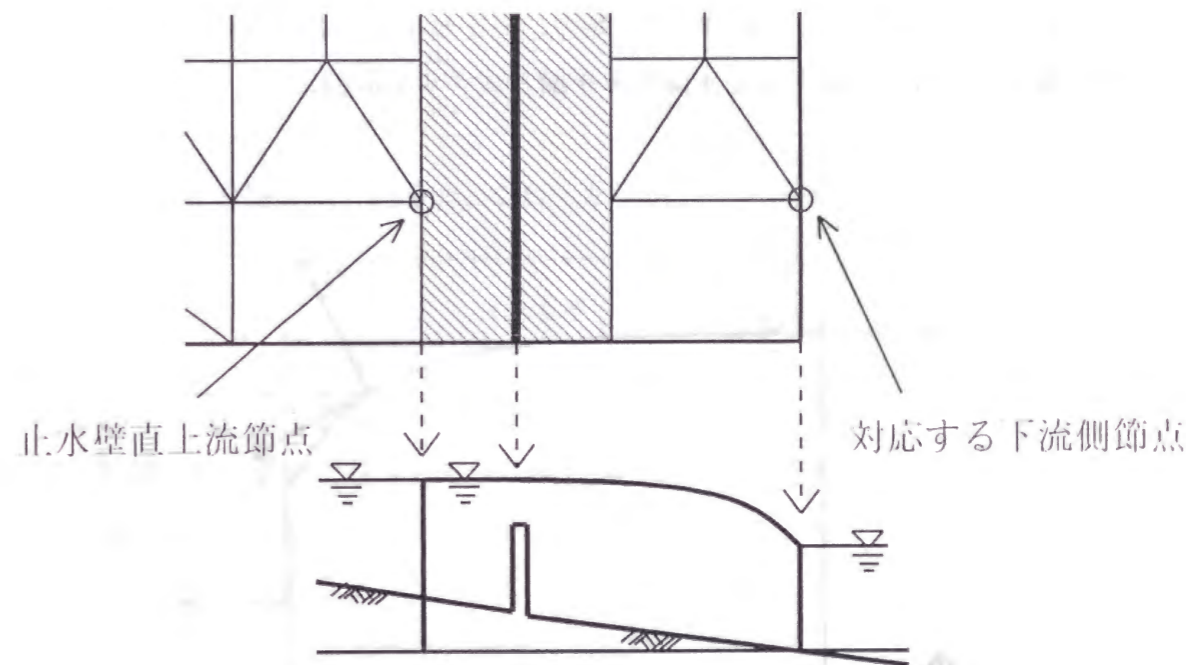


図 4.10 鉛直解析と水平解析の対応

4.3.4 浸出点位置の決定

不圧帯水層を対象とした鉛直二次元解析では、境界の一部である自由水面の位置が解析の一環として決定される。さらに水面勾配が大きい場合には、下流側の境界に浸出面が生じるため、その上端である浸出点の位置も決定しなければならない。自由水面上では水頭値の条件に加えて、流束に関する境界条件も成り立つ必要があることから、有限要素法を

用いた解析では、境界を越えて節点に流れ込んでいる流量が調べられる。この流量が0でなければ、流束の条件が満たされていないことになり、境界の位置が修正される。一方、浸出面に位置する節点について計算される流量は、水面を誤差として通過する流量と浸出面から流出する流量の和となるため、この節点における理想値は0ではない。したがって、その位置について同様の判定を行うためには、両者を分離し、水面を通る流量が0であるかを調べなければならない⁽⁶²⁾。しかしこの分離を行うには、今までに挙げた境界条件の他に別の条件が必要となることから、代替的な方法が用いられてきた^{(63), (64)}。

ところで浸出点は自由水面と浸出面の交点であるが、この2つの面ではともに地下水が大気に接触しており、水圧が大気圧と等しくなっている。この条件と水面あるいは浸出面の勾配から、次のように考えることによって、面上の流速を理論的に求めることが可能である。そこでこの流速を定式化し、有限要素法に適用することを考える⁽⁶⁵⁾。

x, y 軸をそれぞれ水平、鉛直の向きに取り、 s, n 軸をそれぞれ自由水面の接線方向、および法線方向に取る。また自由水面が水平面と成す角を θ とし、図4.11のように定める。

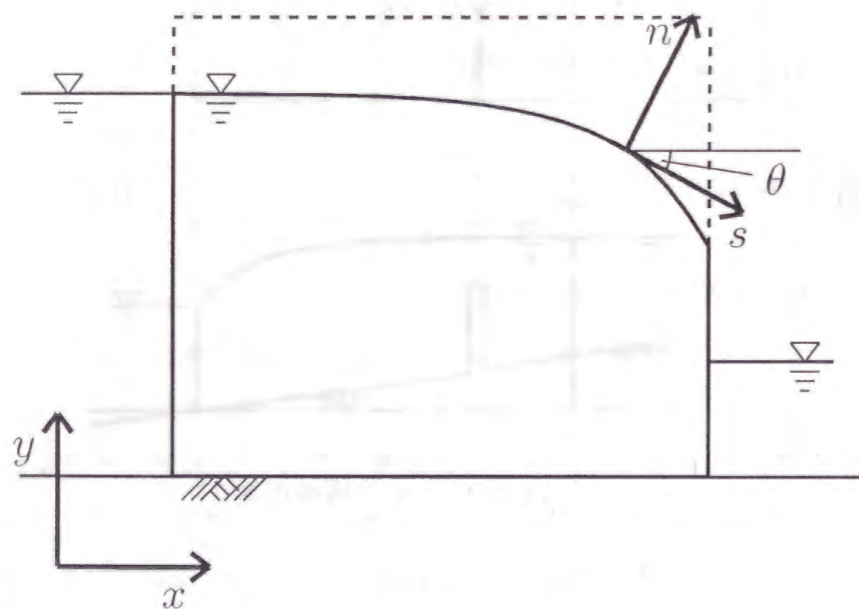


図4.11 各座標軸の方向

等方性を仮定すると、水平および鉛直方向の流速 v_x と v_y は次のようになる。

$$v_x = -k \frac{\partial \phi}{\partial x} = -k \left\{ \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{1}{\rho g} \left(\frac{\partial s}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial n}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial n} \right) \right\} \quad (4.22)$$

$$v_y = -k \frac{\partial \phi}{\partial y} = -k \left\{ \frac{\partial y}{\partial y} + \frac{1}{\rho g} \left(\frac{\partial s}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial s} + \frac{\partial n}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial n} \right) \right\} \quad (4.23)$$

自由水面上と浸出面上では水圧は大気圧に等しいため、 $\partial p / \partial s = 0$ である。また $\partial y / \partial x = 0$ 、 $\partial y / \partial y = 1$ および $\partial n / \partial x = \sin \theta$ 、 $\partial n / \partial y = \cos \theta$ より

$$v_x = -k \frac{\sin \theta}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial n}, \quad v_y = -k \left(1 + \frac{\cos \theta}{\rho g} \frac{\partial p}{\partial n} \right) \quad (4.24)$$

となる。また $\theta \neq 0$ の場合については、これらから $\partial p / \partial n$ を消去することによって

$$v_y = -k + \frac{v_x}{\tan \theta} \quad (4.25)$$

が得られる。

特に定常状態における自由水面上では、流れは水面に平行である。したがって $v_y / v_x = -\tan \theta$ となるため、 v_x, v_y が次式のように求まる。

$$v_x = k \sin \theta \cos \theta, \quad v_y = -k \sin^2 \theta \quad (4.26)$$

続いてこの流速の関係を、有限要素法に利用することを考える。水面と浸出面の両方を要素辺として持つ要素について、節点番号、辺番号、要素辺上流束などの各量を、図4.12のように定める。要素辺4は自由水面上、要素辺3は浸出面上にあるものとし、単純化のため要素辺1と3を鉛直とする。

要素辺上流束の正の向きを要素内へ向かう方向とすると、辺上流束と節点流量の間に次の関係が成り立つ。

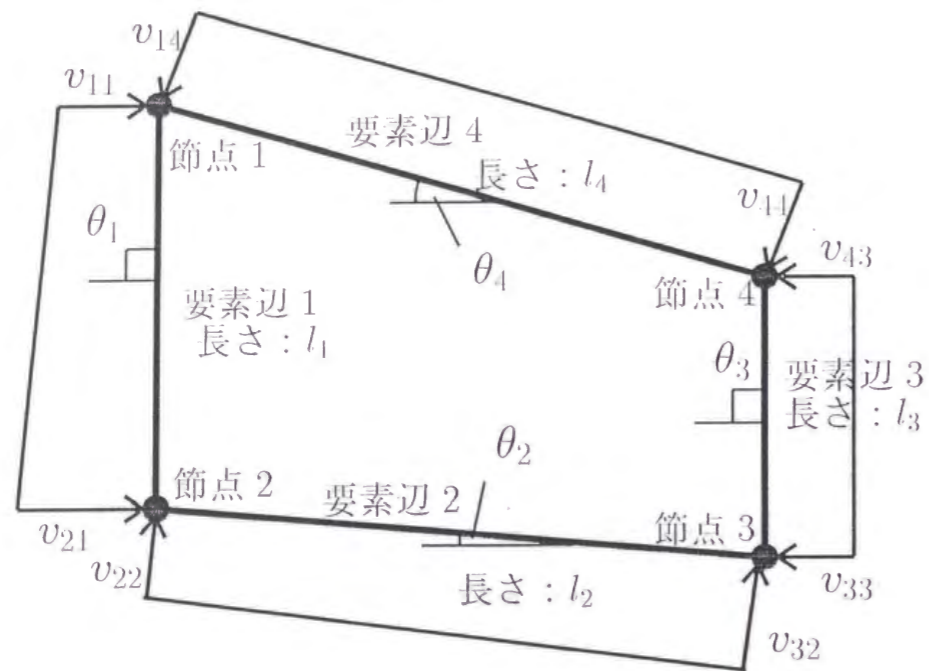


図 4.12 浸出点節点を持つ要素についての諸量

$$q_1 = \frac{1}{6}l_4v_{44} + \frac{1}{3}l_4v_{14} + \frac{1}{3}l_1v_{11} + \frac{1}{6}l_1v_{21} \quad (4.27)$$

$$q_2 = \frac{1}{6}l_1v_{11} + \frac{1}{3}l_1v_{21} + \frac{1}{3}l_2v_{22} + \frac{1}{6}l_2v_{32} \quad (4.28)$$

$$q_3 = \frac{1}{6}l_2v_{22} + \frac{1}{3}l_2v_{32} + \frac{1}{3}l_3v_{33} + \frac{1}{6}l_3v_{43} \quad (4.29)$$

$$q_4 = \frac{1}{6}l_3v_{33} + \frac{1}{3}l_3v_{43} + \frac{1}{3}l_4v_{44} + \frac{1}{6}l_4v_{14} \quad (4.30)$$

要素辺 3 と 4 では地下水が大気に接している。そこで先ほど求めた流速の関係式から、鉛直な浸出面である要素辺 3 については

$$v_{32} = -v_{33} \sin \theta_2 - k \cos \theta_2 \quad (4.31)$$

が成り立ち、また要素内における水面の勾配を一定と考えると、要素辺 4 について

$$v_{11} = v_{43}, \quad v_{14} = v_{44} = -\frac{v_{11}}{\sin \theta_4} + k \cos \theta_4 \quad (4.32)$$

が得られる。要素辺 4 が自由水面の条件を満たしていれば $v_{14} = v_{44} = 0$ となるが、浸出点の位置が不正確な段階では、水頭の境界条件に基づく結果はこれを満たしていない。

上の 3 式を節点流量の式に代入し、次に情報のない v_{21} , v_{22} , v_{33} を消去、最後に $v_{14} = v_{44} = 0$ を代入すると、要素辺 4 が自由水面となるために節点流量が満たすべき関係として、次式が得られる。

$$l_3(2q_1 - q_2 + 2q_3) + (3l_2 \sin \theta_2 - 4l_3)q_4 = \frac{1}{2}l_1l_3k \sin \theta_4 \cos \theta_4 - l_2l_3k \left(\sin \theta_2 \sin \theta_4 \cos \theta_4 + \frac{1}{2} \cos \theta_2 \right) + l_3^2k \sin \theta_4 \cos \theta_4 \quad (4.33)$$

これから q_4 の値を求めれば、それを用いて ϕ_4 の値を得ることができる。そして浸出点で $\phi = y$ であることから、 ϕ_4 に基づいて節点 4 の位置を決定することが可能となる。

しかし l_2 , l_3 , $\sin \theta_2$ はすべて正であるため、要素の形状によっては前式における q_4 の係数の絶対値が非常に小さくなる可能性がある。このような場合について求められる q_4 は大きな誤差を含み、収束計算を行う過程で振動の原因となる。また係数に l_3 を持たない項は q_4 を含む 1 つしかないため、計算中に振動などの理由で l_3 がある程度以上小さくなると、 q_4 が 0 に収束していくという現象がみられる。これらを防ぐためには、水面上や浸出面上になく、ある程度位置を自由に決められる第 2 節点を、必要に応じて $\theta_2 = 0$ となるように動かすことが有効である。これによって両辺を l_3 で割ることができるため、 q_4 の係数は常に 4 となり、また一時的に l_3 が非常に小さくとも安定した収束計算が実行される。

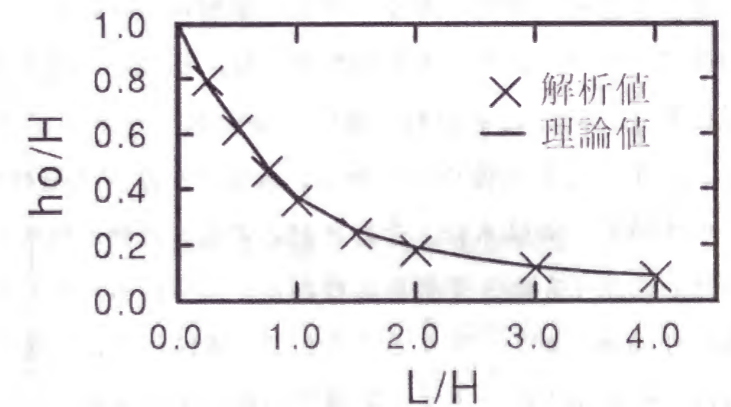
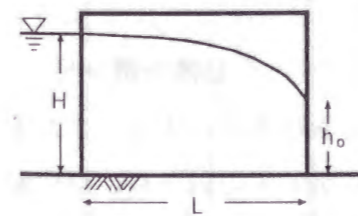


図 4.13 解析結果と理論値の比較

以上の方法に基づいた解析で得られた浸出点の位置と、理論式による位置の比較を図4.13に示す。要素内における水面勾配の大きさを入力の一つとするため、要素分割の仕方によって結果が多少変化した。しかし浸出点付近における要素分割を細かくすることによって、幅広い L/H の範囲において理論値⁽⁶⁶⁾と非常に近い、図のような結果が得られた。なお $\theta_2 = 0$ とする処理は、 L/H が 2.0 以上のものについてのみ行っている。

ところで、水頭勾配が小さい場合には浸出面が非常に小さくなり、浸出点の高さが下流側の境界水位とほとんど変わらなくなる。このようなときは、浸出面が発生せず、自由水面が下流側においても境界水面と重なると仮定した解析を行っても、十分な精度の結果を求めることができる。

4.3.5 広域流動モデルへの組み込み

以上の手順で定式化された算定式を、広域流動モデルと組み合わせることによって、止水壁が建設された後の地下水位変動を解析することが可能になる。算定式からは地下水位と単位幅あたりの断面流量の関係が求められるが、水平流動解析でその値を用いるためには、それを節点あたりの涵養量に変換しなければならない。またその流動方向に応じて、上流側のどの節点から、下流側のどの節点へ水が移動するのかを定める必要もある。これらの点を考慮して、越流量算定式を以下の手順で水平流動解析に組み込むことにする。

まず解析の準備として、止水壁直上流に位置する全ての節点に対し、越流量の流入先となる節点を決定する。越流時の流れはほぼ止水壁の軸と直角になると考えられるため、図4.14に示したような対応関係を用いる。なお、止水壁が折れ曲がっているような場合には、対応する節点を結ぶ直線が必ずしも止水壁とは直交しなくなる。

続いて実際の解析に移る。水平流動解析では繰り返し計算の必要性をなくすために、前時間ステップの水位、または初期水位に基づいて地下水深が定められている。そこで越流量の算定についてもこれに従い、前のステップにおける水位から計算する方法を採用する。止水壁直上流節点の中から、水位が止水壁天端標高を上回っているものを選び出し、その水位を上流端水位、それと対応する下流側の箇所を水位を下流端水位とする。またその区間の水平距離と基盤層の標高差、さらにあらかじめ定めた止水効果定数から、単位幅あたりの越流量を計算する。そして、隣接している節点までの距離の半分をこの値に乘じれば、その節点が代表する領域での越流量が求められる。この量の水が止水壁の上流側から下流側へ移動するため、その節点における涵養量からその値を減じ、下流側節点の涵養量に加える。この手順で越流量を考慮した全体節点流量ベクトルを作成し、それを基にし

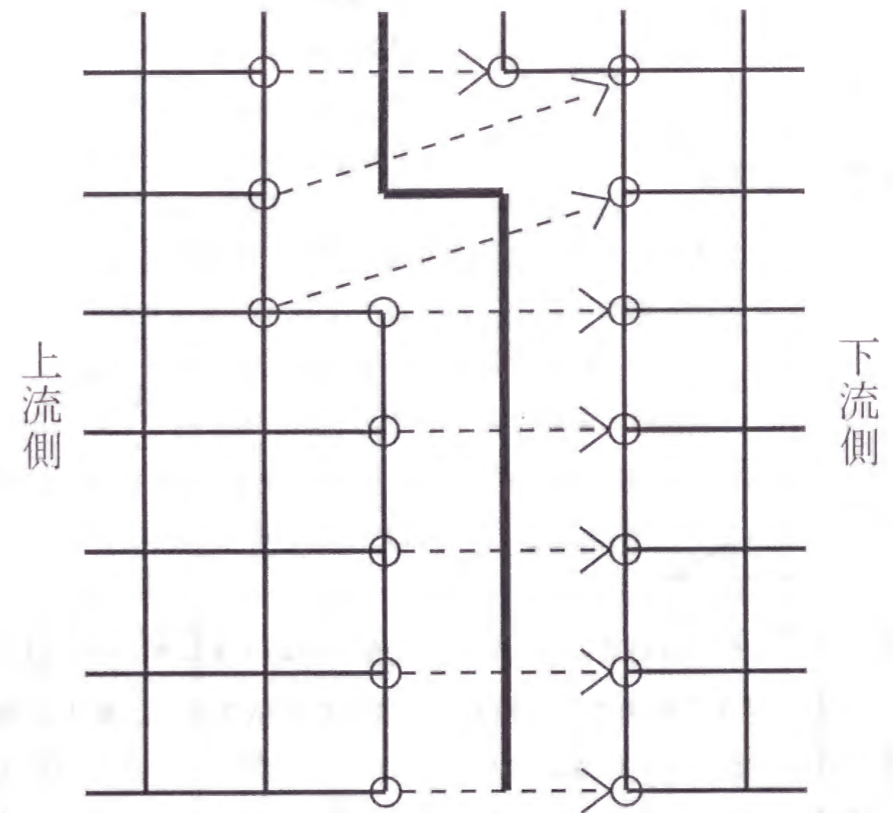


図 4.14 水を移動させる節点の対応関係

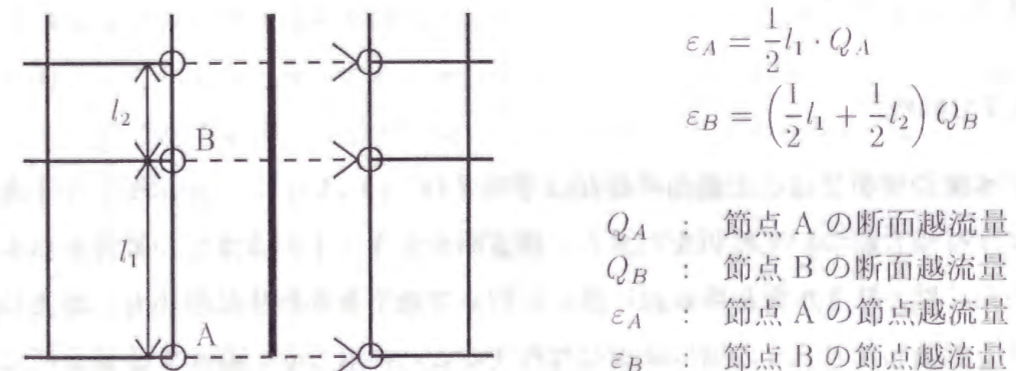


図 4.15 断面越流量から節点越流量への変換

た連立方程式を解くことによって、越流量を考慮した地下水盆全体の地下水位を求めることができる。以降の時間ステップについても、同様の手順を繰り返せばよい。

4.4 地表浸出モデル

4.4.1 地表浸出の危険性

降雨などの原因で地下水位が大幅に上昇すると、水面と地表面の関係によっては地下水が地表の環境に影響を及ぼし始める。水面が地表面にある程度以上近付くと、浸透能が低下して排水不良が生じ、さらに上昇すると地下水面が地面に達して、地下水が地表に浸出する。これらの現象は自然状態でも起こるものであるが、地形的な条件の他に地下水位の条件にも影響されるため、特定の場所でしか発生しないのが普通である。発生頻度にもよるものの、そのような場所では非常に限られた形態での土地利用しか行うことができない。

ところで地下ダム止水壁の効果によって、上流側では地下水位が自然状態よりも大きく上昇する。このことは利用可能水量の増大、必要揚程の減少など、地下水利用の点では様々な利点を持っている。しかし過度の上昇は上に挙げた障害を、それが今まで生じていなかった広い範囲に引き起こすことにつながる。これは従来と変わらない土地利用が可能であるという、地下ダム最大の利点を損なうため、この種の災害を生じさせない設計を行わなければならない。一方土地利用の状況によっては、浸出が生じても大きな問題につながらない場合も考えられ、またそのような場所での浸出や湛水を許す設計には、貯留量を大きく増やせるという利点がある。しかし、これらについて検討した上で地下ダムの設計を行うためには、浸出が生じる場所を正確に予測しなければならない。そこで地表浸出モデルを作成することにする。

4.4.2 地表浸出解析

普通の地下水流動解析では、地表面の存在は考慮されていない。したがって、地下水位が上昇するような場合について解析を行うと、地表面を大きく上回る水位が計算されることがある。実際には、地下水面が地表面に達した時点で地下水が地表に浸出し、地表地形の影響を受けて流動したり、その場に湛水したりすることになるが、湛水する場合においても水位が地表面を大きく上回ることはない。

地下水は土粒子の間隙中に存在し、土構造の体積の一部分のみを占めている。したがって図に示すような単位底面積を持ち、水深が h である柱状体の中に含まれる地下水の体

積は、飽和層中における地下水の体積割合がほぼ有効間隙率 λ に等しいことを考えると、 $\lambda \cdot h$ となる。この柱状体に単位体積の水を付加すると水量は $\lambda \cdot h + 1$ 、水位は $h + 1/\lambda$ と計算される。しかし高さ h の場所に地表面がある場合には、土粒子が存在しないそれより上の部分では水が全体積を占める。このとき水量 $\lambda \cdot h + 1$ に対応する水位は $h + 1$ となり、先ほどの水位よりかなり低い値となる。地下ダムが建設される帯水層の有効間隙率は、普通数%から数十%程度であるため、地表浸出量が多い場合に計算される水位は、実際の値よりかなり高くなる。

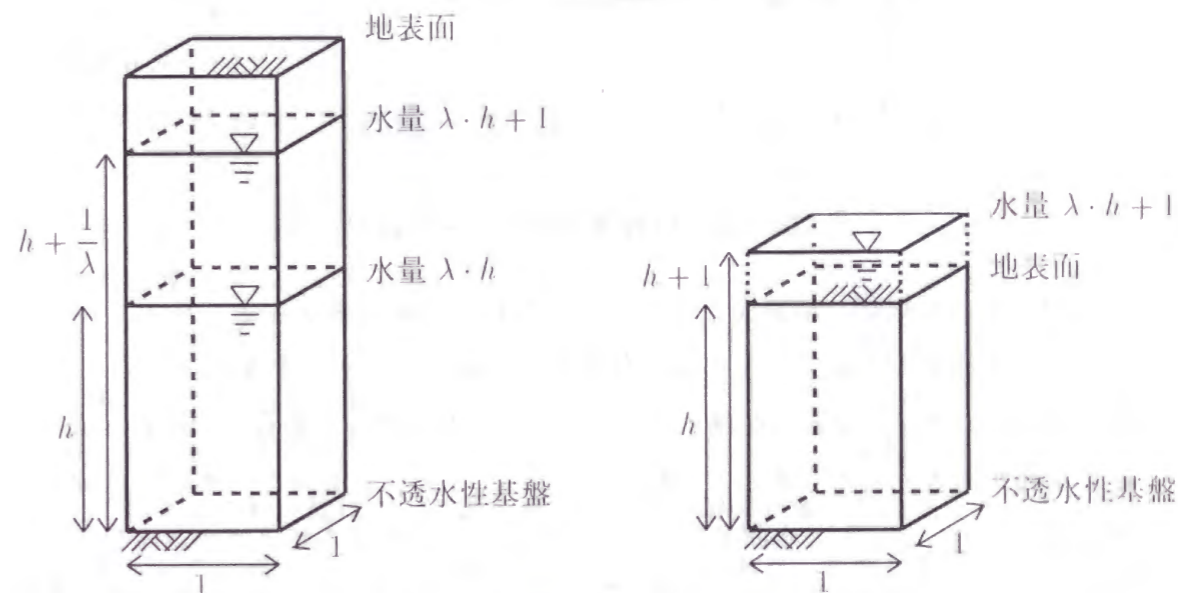


図 4.16 地表面の位置による水位の違い

先ほどの水位の計算では、地表に浸出した水がその場所にとどまると仮定されていたが、実際には地形の影響を受けて流動する。地下水流動の非定常計算では、通常数時間から数日程度の長い時間間隔が用いられることから、斜面に浸出した水は地形に沿ってすぐに流れ去ってしまうと仮定することができる。そこで地表浸出を地下水の地表への流出ととらえ、負の涵養を用いて表現することによって、モデル化を行う。

浸出した水がすぐに流れてしまうと考えた場合、浸出が生じている領域では水面が地表面と重なることになる。そこでまず通常の手順で地下水位を計算し、水位が地表面を上回った節点に負の涵養を与えて水位を低下させ、水位を地表面に重ねるという方法を用いる。この方法では繰り返し計算が必要となるが、どの節点において浸出が生じるかを前もって知ることはできないため、繰り返し計算を避けながら水面を地表面に重ねることは不可能である。

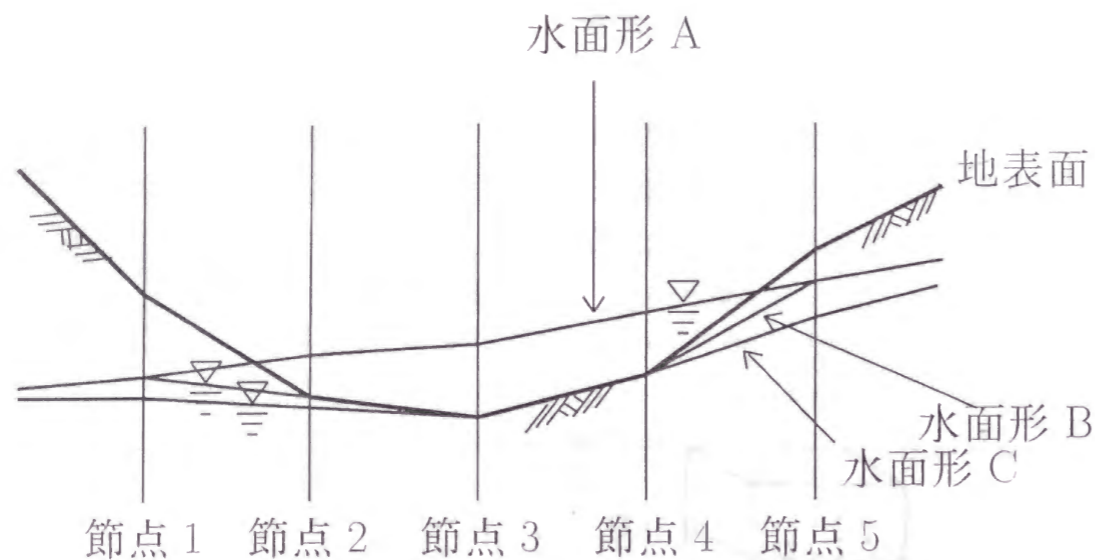


図 4.17 地表浸出解析で求められる水位

この方法の詳細が、地表面と求められた水位の関係を横から表した図 4.17 に示されている。まず通常の手順で、A のような水位が計算されたものとする。このとき 2, 3, 4 の節点において水位が地表面を越えているため、これらの節点から水が地表へ流出し、その結果水面が地表面に重なることになる。しかし、1 回の計算でこの水量を正確に求めることは非常に難しい。A の水面形で地表面よりも上に位置する地下水の量を目安とし、この排水によって周囲からさらに地下水が集まることを考慮しながら、計算と修正を繰り返して、C のような水面形を求める。図の B に示した水面形から水量を逆算する方法も考えられるが、このやり方では 3 つの節点における水位低下によって生じる、周辺の水位低下が考慮されていない。B のような水面形は、節点 1, 2 と 4 の位置に注水がないと実現されないため、実際の現象を表現しているとは言えない。

このような手順に基づいて計算することによって、どの節点の位置において地表浸出が生じているのかを予測することができる。しかし、領域の境界線を具体的に定めることはできず、境界線がどの節点とどの節点の間に位置しているのかを知ることはできない。したがって、境界線の位置をより高い精度で求める必要がある場合には、浸出の発生が予測された部分の節点配置を修正して、より細かい要素分割による再計算を行うことになる。

4.5 解析例と検討

4.5.1 砂川地下水盆の数値モデル

砂川地下ダムが建設されている沖縄県宮古島は、沖縄本島の南西約 300km に位置する面積 160km² の島である。亜熱帯性気候に属し、年平均気温 23 度、湿度 80%、年間総雨量は 2,200mm 程度であるが、降水の大部分は台風と梅雨によるものであり、限られた期間に集中した降雨が生じている。地質は島尻層群を基盤として、その上を帯水層となる琉球石灰岩がほぼ全域にわたって覆っている。これらは数 km 間隔の断層群によって分断されており、それぞれが地下水の出入りがなくほぼ独立した地下水盆を形成している^{(67),(68)}。島尻層の透水性はほぼ不透水とみなせるほど低いが、琉球石灰岩は地下水によって侵食を受けるため、場所によって大きな性状のばらつきを示す。しかしその透水性は一般に高く、降雨はすぐに地中に浸透する。このため地表に河川などの発達は見られず、地下水の涵養源は降雨のみであると考えられている。

砂川地下水盆の領域を図 4.18 に、ボーリング調査で得られた基盤層標高と、連続水位観測井の位置を図 4.19 に示す。先ほど作成した涵養モデルでは、地表から浸透した水は飽和層か基盤層に達するまで、鉛直に浸透すると仮定している。そこで基盤層の最高部を地下水の分水嶺と考え、これと海によって囲まれる領域を、解析対象である地下水盆としている。なお、宮古島では基盤層最高部は断層によって生じており、基盤層最高部と地表地形の最高部がほぼ一致する。図 4.19 に示した領域の上端と下端は断層、左端は海岸である。



図 4.18 砂川地下水盆の位置

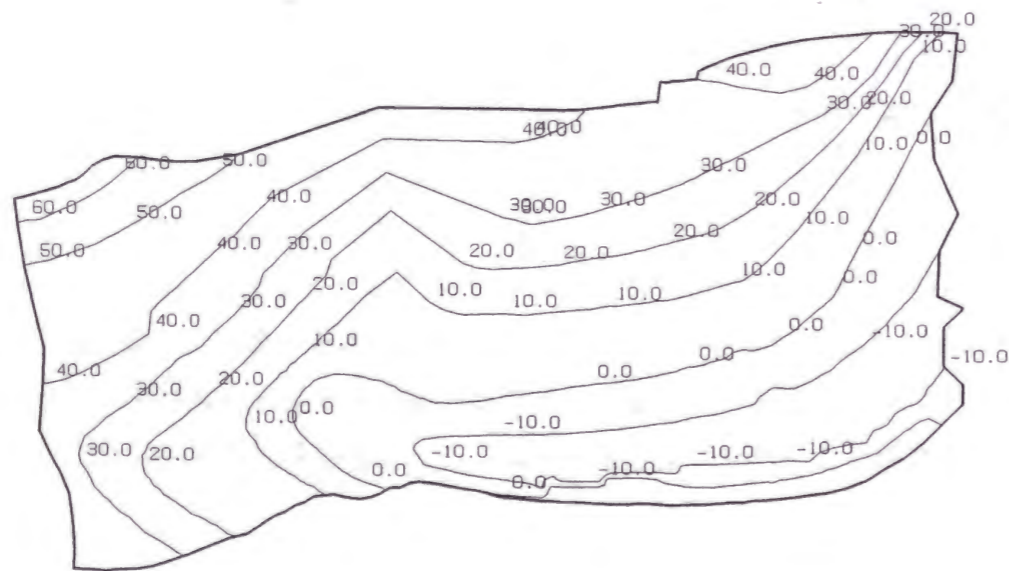


図 4.19 砂川地下水盆の基盤層標高 [m]

地下ダム計画の予備調査として、連続水位観測井が設置され、地下水位の変動が1日単位で記録されている。また、これと並行して日雨量の観測、月平均蒸発散量の測定も行われた。そこでこれらの観測結果に基づき、涵養モデルと広域流動モデルを組み合わせた、地下ダム建設前における砂川地下水盆の数値モデルを作成する。涵養モデルでは、後述する理由から図 4.20に示す形状のタンクモデルを用い、広域流動モデルの要素分割は図 4.21に示したものを採用した。要素分割では先ほど述べた背水域の処理を考慮し、飽和層が常時存在する領域を除いて、基盤形状に合わせた分割となっている。また地下ダム建設後のモデル作成を容易にするために、止水壁が建設される場所を覆うような要素を設け、揚水井が設置される場所に節点を配置した。

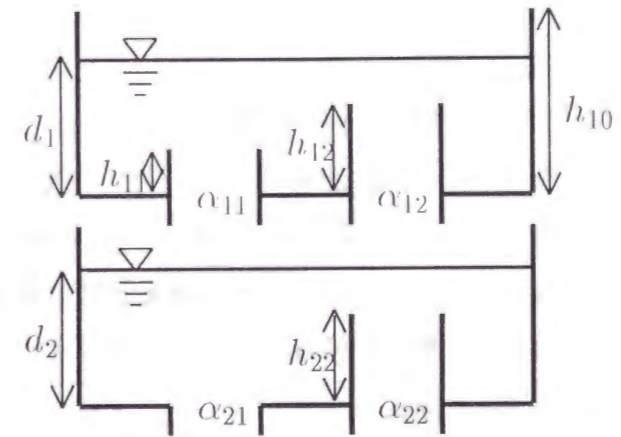


図 4.20 タンクモデルの基本形状

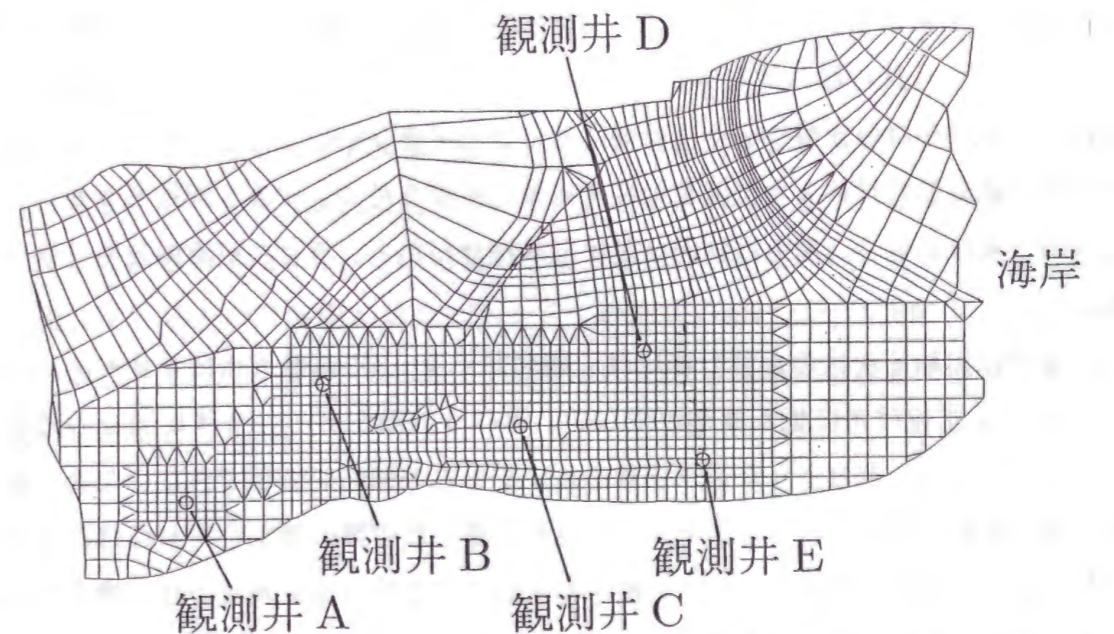


図 4.21 水平二次元解析で用いた要素分割

解析の対象期間として、降水量がほぼ平年の値に近い1989年一年間を選択した。日雨量はこの年に宮古島で観測された値を、日蒸発散量については過去に測定された日蒸発散量の月平均値を用いた。蒸発散量の値を表4.1に示す。雨量と蒸発散量は解析領域の全体で同じであるとし、またタンクモデルの形状も領域全体について同じものを用いた。タンクモデルへの入力を日雨量と日蒸発散量にすると、出力として単位面積あたりの日涵養量が得られる。

表 4.1 月平均日蒸発散能 [mm/day]

1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
3.6	3.5	3.9	4.6	5.0	5.3	6.9	6.0	5.8	5.8	4.5	3.7

この涵養量を受けて地下水位を計算する広域流動モデルでは、時間間隔1日の非定常計算を行う。海岸に対応する境界には地下水位標高0mの境界条件を与え、移動境界には法線方向流束0の境界条件を与えた。図4.21の下側に示された境界の場所では、断層により基盤層が急激に切り立っている。そこで、この境界を移動しない法線方向流束0の境界とした。初期条件については、1月1日における各観測井の水位に基づき、一斉水位観測の結果を参考にして設定した。

次に、涵養モデルのパラメータであるタンクモデルの諸元と、流動モデルのパラメータである透水係数と貯留係数を定めなければならない。これらの決定では、計算で求められた地下水位と測定された水位を比較し、計算値が観測値に近づくようにモデルの定数を修正する、という試行錯誤的な方法を用いた。地下水位は2つのモデルから計算されているため、それぞれの影響を完全に分離することはできない。しかし一般的に言って、涵養モデルは降雨量の推移と水位変化の傾向に強い影響を持つ。一方、流動モデルについては具体的な水位の値や、地下水盆内における水位分布から、与えた定数の妥当性が判断できる。

ところで砂川地下水盆の水位分布には、観測井AとDにおける水位が比較的高く、またEにおける水位は常に低く変化が少ない、という特徴がある。全体に同一の透水係数を与えた解析では、どのような透水係数を用いてもこの傾向を表現できないため、地下水盆内で透水係数が増えていると考え、それを考慮した定数の設定を行わなければならない。水によって侵食を受ける石灰岩の層を帯水層とする砂川地下水盆では、地下水の通過量が多い地下水盆の下流部や基盤層が深い部分においては、他の部分に比べて侵食が進んでおり、透水係数が増えているものと考えられる。そこで基盤層が特に深い下流の

部分、ほぼ常時飽和層の存在する部分、水位によっては飽和層が存在しない、あるいは全く飽和層が存在しない部分、の3つに地下水盆を分割し、それぞれの部分に異なる透水係数を与えることとした。なお有効間隙率については、同じ宮古島に建設された皆福地下ダムを用いた試験によって得られた値である、0.1を領域全体について用いた。この値も場所によって変化しているものと思われるが、透水係数と異なり有効間隙率の分布は地下水位から正確に予測することが困難である。そこで、広い範囲のばらつきを平均して求められた値を全体に採用した。

涵養モデルの定数決定はさらに困難で、透水係数の決定以上に試行錯誤的な要素を強く持つ。砂川地下水盆の地区における地表地形は平らで、斜面などは地下水盆の境界部になる断層の場所を除いてほとんど見られない。また土壌の透水性が高く、河川の発達などもない。そこで地表流出と中間流出は生じないものと考え、上段タンクの水深には非常に大きい値を設定し、中間流出を表現する流出口は設けないものとした。

以上の点に着目して定めたタンクモデルの諸元、透水係数の分布と値を図4.22に示した。上段タンクの高い流出口と、下段タンクの高さを持った流出口の両方において、流出係数が非常に大きい値となった。これは水分量が多いときの浸透が急速に進行し、また短時間で終了するというを示している。したがって、大降雨時には短時間で急速な地下水位の上昇が生じることになるが、これは取水が困難である不飽和層中に、水が長期間とどまらないという利点にもつながる。また水位が上昇すると透水量係数が大きくなるため、地下水は速やかに流出していく。従来は、高水位時における地下水のほとんどが利用されないまま流出していたが、地下ダムの建設によってこれを貯留し、利用することが可能になると期待される。

透水係数の分布を見ると、下流部の透水係数が非常に大きい値となっていることがわかる。この領域における侵食が相当進んでいることが示されているが、領域全体がこの透水性を保持しているのではなく、この領域の中に大きな空洞が発達し、大量の水がそこを選択的に流れているという解釈も可能である。この部分における有効間隙率も大きな値となっていると考えられ、透水性が高いことと合わせると、揚水井を設置するのに非常に適した場所であると言える。

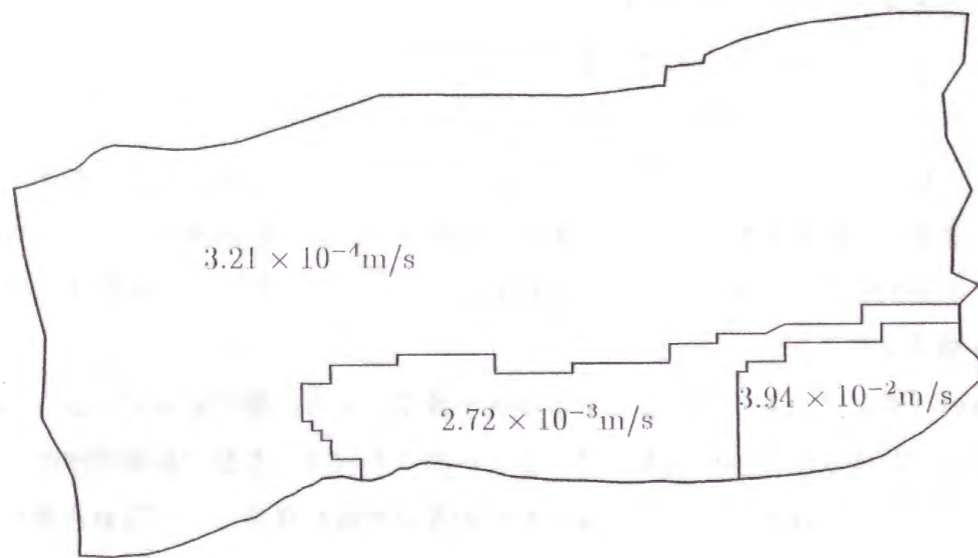
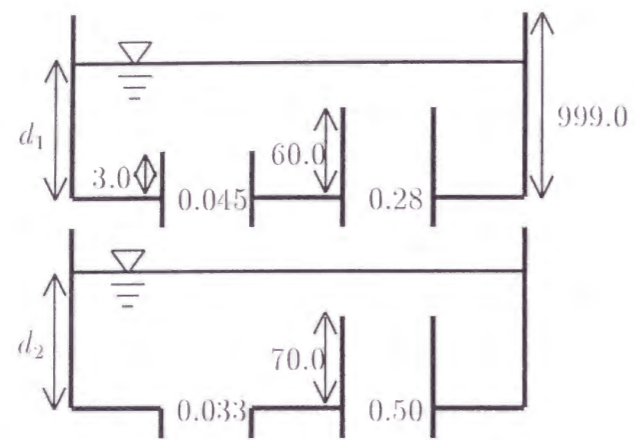


図 4.22 決定された各モデル諸元

このモデルで得られた水位変動と、実測結果の比較を図 4.23 に示した。観測井 A の水位変動は 1 年間を通じて非常に大きいですが、実線で示された計算結果では、その変動幅を表現することができなかった。侵食の進んでいないこの部分では、有効間隙率が 0.1 をやや下回っているのがその理由であると考えられる。

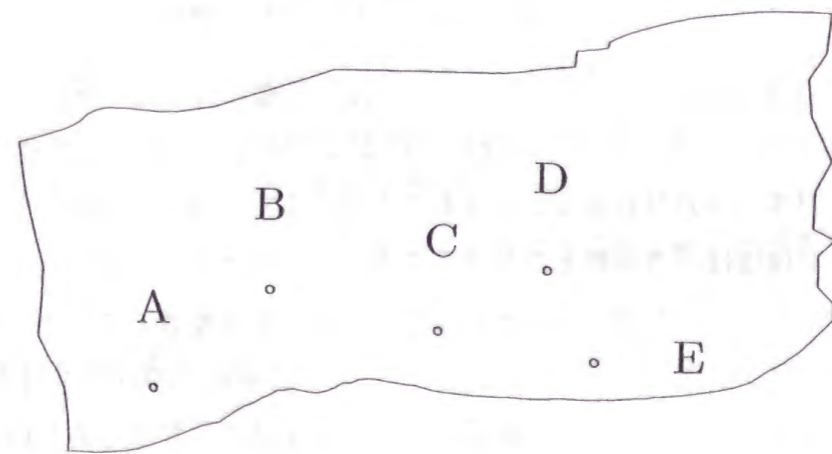
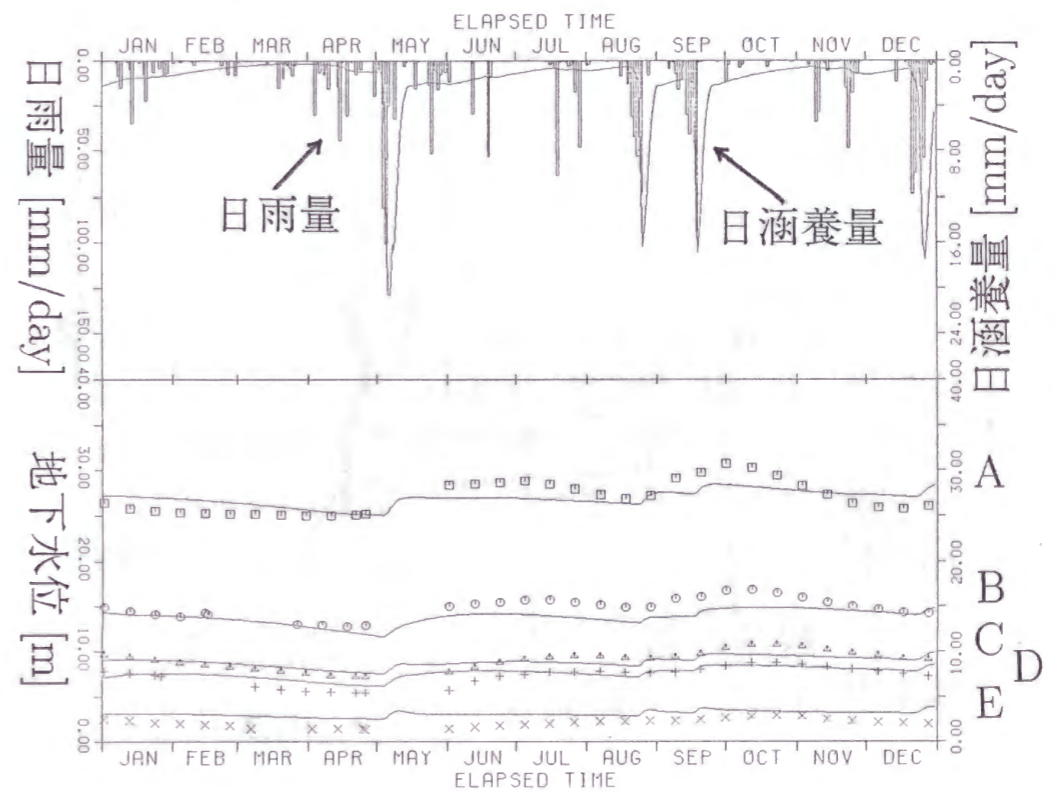


図 4.23 1989 年を想定した計算結果

4.5.2 砂川地下ダム の諸元とモデル上での表現

作成した砂川地下水盆の流動モデルに、地下ダム施設のモデルを組み込むことによって、地下ダム建設後の流動モデルが作成される。このためには砂川地下ダムの施設の諸元から、これを表現するモデルの定数を決定しなければならない。

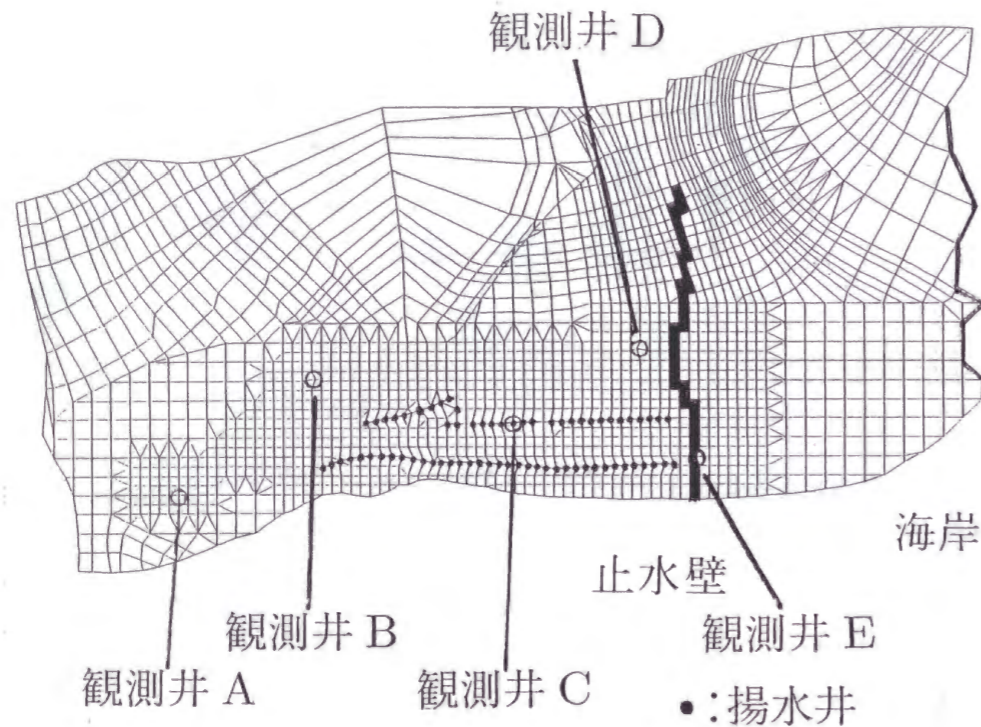


図 4.24 砂川地下ダム各施設の建設位置

砂川地下ダムの止水壁は図 4.24 の位置に建設され、天端の高さは全体にわたって標高 31m である。地表面から天端までの深さは場所によって異なるものの、最低でも 15m 程度あるため、洪水対策の施設は必要ないとされている。止水壁は地中連続壁工法で建設されるが、この工法ではほぼ不透水性とみなせる止水性を実現することができる。水平流動解析の要素分割では、あらかじめこの止水壁を覆う形の要素を配置してあるため、これらの要素を解析から除き、代わりに止水壁越流モデルによる越流量の計算を行う。

越流モデルを作成するためには、鉛直解析を行って止水効果定数を定めなければならない。砂川地下水盆の流動モデルでは、止水壁直上流の全節点が止水壁から同じ距離のところに配置されていることから、全ての節点に対して同じ止水効果定数を用いるものとする。

鉛直流動解析における解析領域の上流端は、止水壁直上流節点の位置となるため、数多くある全ての節点について条件を定め、解析を行わなければならない。一方止水壁下流の位置における地下水は、全て海岸部で最も基盤層の深い場所に集中するように流れている。そこでこの場所を、鉛直流動解析共通の下流端に設定する。ここでは海岸が急斜面となっているため、下流端における境界を垂直であるものとした。またこの場所では地下水が海水と接していることから、地下水位が常に標高 0m であるとみなすことができる。したがって鉛直解析では、上流端の水位のみを変化させて解析を行い、越流量を求めればよい。基盤層の標高差には、対象とした止水壁直上流節点の位置における基盤層の標高と、共通下流端の位置における標高との差を用い、その間の形状を直線と仮定する。これらの条件に基づいて数多くの解析を行い、得られた流量と式の値を比較して、止水効果定数の値を 1.015 と定めた。なお砂川地下ダムの条件では、止水壁が海岸から 1.5km ほど離れた場所に位置している。これに対して、越流時における止水壁周辺と海岸部との地下水位差は 30m 強であるため、越流時においても水面勾配はさほど大きくならない。さらにこの鉛直解析の目的は、水面形ではなく断面流量を求めることにある。そこで、浸出面を考慮しなくても十分な精度が得られると考え、浸出面の発生を無視した解析を行った。

砂川地下ダムで建設されるもう一つの施設が揚水井であり、計画では図 4.24 に示した場所に設置されることになっている。そこでその位置に配置された節点に、揚水量に応じた負の涵養を与えて計算することにした。個々の井戸からの揚水量には、計画された総揚水量を井戸の数で除した値を用いている。

4.5.3 渇水年を想定した解析

砂川地下ダムは、渇水年であった 1974 年を計画基準年として設計されている。そこでこの年における降水量と想定された揚水量を与えた解析を行い、設計が要求を満たしているかどうかの検討を行った。解析の初期条件としては、満水時を想定している。なお揚水井の死水位を標高 0m とし、地下水位が 0m 以下となった井戸からの揚水を禁止した。したがって、領域中にこのような井戸が生じているときには、必要水量が確保されないことになる。

想定された日揚水量と、それに対して得られた貯留量の変化を、降水量、涵養量と合わせて図 4.25 に示した。降雨の少ない夏期において最も揚水量が多くなり、その時期に急激に貯留量が低下していることがわかる。

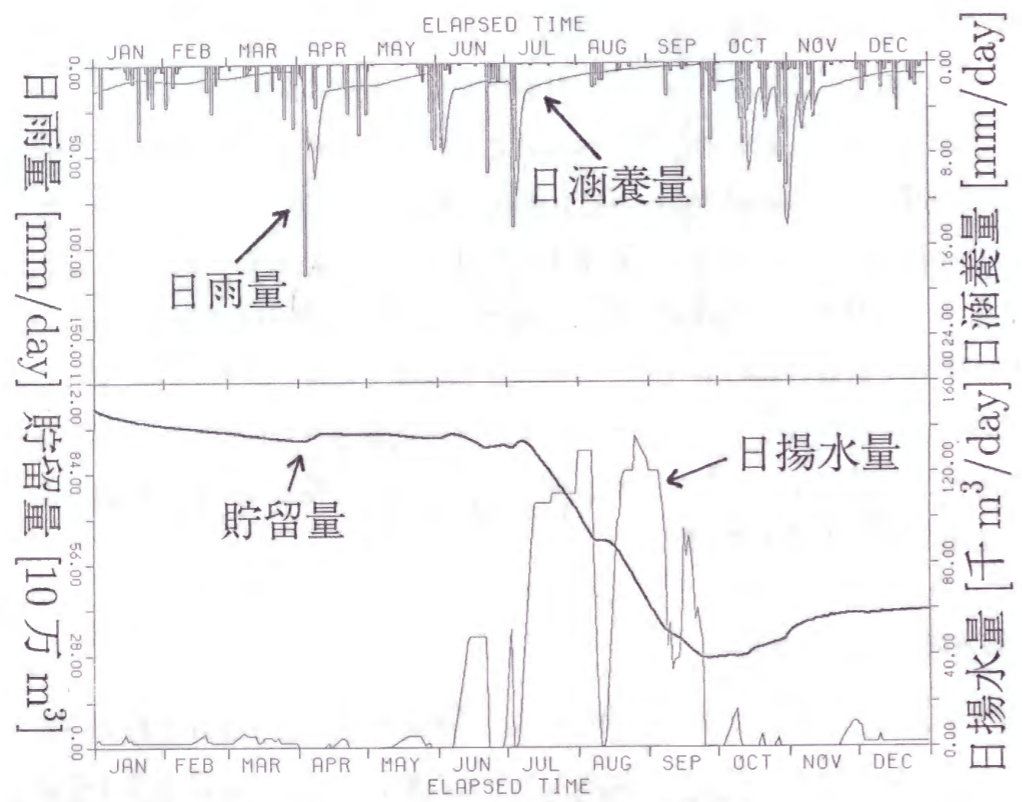


図 4.25 日揚水量と貯留量の変化

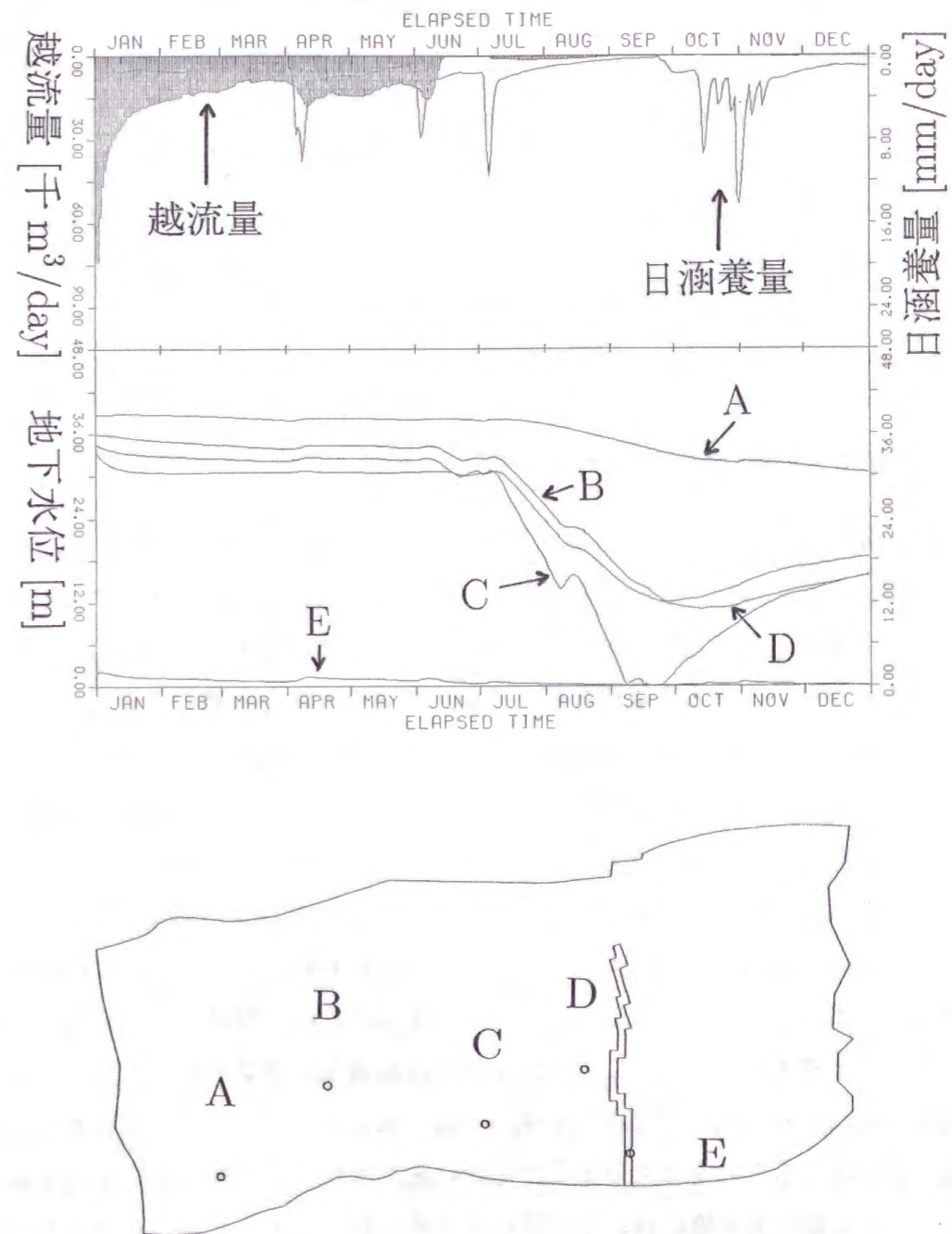


図 4.26 地下水位と日越流量の変化

続いて図 4.26には、各観測井の位置における地下水位と、越流量の変化が示されている。満水時を想定した水位を初期条件として解析を行っているため、解析開始時にはかなりの量の越流が生じている。しかし、この量は揚水に伴って次第に低下し、渇水期である夏以降は全く生じなくなった。

A から D までの観測井は止水壁より上流側に位置しているため、解析開始時におけるこれらの水位は、自然状態よりもかなり高いものとなっている。しかし、揚水井群の中央にある観測井 C における水位は、大量揚水時には急激に低下し、9 月中には標高 0m を下回る時期が生じた。このときいくつかの井戸における揚水が停止し、必要水量は確保されないという結果となった。なお満水時においても、地下水面と地表面の間には十分な余裕があり、地表浸出の心配がないことも明らかになった。

4.5.4 解析結果と設計に関する検討

渇水年を想定した解析では、最も揚水量が多い期間の後半において地下水位が低下し、必要な量の揚水を行えない、という結果が得られた。これは急速な揚水によって、揚水井群周辺の水位が低下したことが原因である。この解析では、地下水盆が海岸からあまり離れていないことから、塩水の大規模な侵入を防止する必要性を考慮して死水位を 0m とした。しかし揚水井が配置されている場所の多くでは、基盤層の標高が 0m を下回っており、井戸の設計によっては揚水を継続することが可能である。止水壁が下流からの塩水を完全に遮断することができ、また基盤層を通った侵入の恐れもないことが明らかになれば、地下水位が 0m となっても揚水を継続し、必要水量を確保するような運転が可能となる。

また、地表の広い範囲では畑地としての土地利用が行われており、揚水された水の一部はこの畑地に散水される計画となっている。その水のさらに一部は地中に浸透して地下水を涵養するものと考えられるが、この解析ではその涵養量は考慮されていない。砂川地下水盆の領域で用いられる水は、揚水量全体の一部であるが、地下ダムから取水された水が農業用水に利用されることを考えると、かんがい水が水収支に大きな影響を与えるのは明らかである。したがって実際には、この解析で求められた量よりも多くの地下水涵養が生じ、その結果地下水位がより高くなる应考虑すべきである。これらの点から、砂川地下ダムの設計は妥当であり、実際の運用においては必要水量を満たした水利用が行えるものと結論できる。

5 揚水設計と排水設計

5.1 揚水井の数と配置の影響

5.1.1 揚水井配置の持つ重要性

地下ダムに限らず、地下水利用を行うためには、井戸から地下水を汲み上げる必要がある。このとき揚水によって地下水位が必ず低下し、この水位低下は揚水井を中心とした周囲の領域に広がっていく。水位の低下幅は透水係数、有効間隙率や貯留係数といった帯水層定数に影響され、帯水層の透水性が高いほど、また有効間隙率や貯留係数が大きいほど水位低下は小さくなる。しかしどのような帯水層であっても、1つの井戸から急速な揚水を行うと、地下水位が大きく低下することになる。この急速、大量の取水による水位低下には、低下が井戸周囲のみに限られ、離れた場所では水位がさほど低下しないという特徴がある。したがって、他の場所では地下水位がほとんど低下していないにも関わらず、井戸近くの水位が低下したことによって、揚水を継続することが不可能になる、という場合も起こり得る。一方、広い間隔を持たせて多数の井戸を配置し、それぞれに分配した揚水を行えば、大きい水位低下を起こすことなく同じ量の揚水を行うことができる。しかしこの場合の水位低下は、広い範囲にわたって生じることになる。

地下水位の低下は、粘土層が存在する領域では地盤沈下という災害を引き起こし、また海岸部においては帯水層への塩水侵入の原因となる。したがって、このような災害が予想される場所においては、過度の水位低下は絶対に抑えられなければならない。一方、これらの災害が発生する恐れのない場所であっても、地下水利用を目的とした揚水では、水位低下は好ましくない影響を与えるのが普通である。不圧帯水層においては、水位の低下は透水量係数を小さくし、等価的に帯水層の透水性を損なうことになる。また不圧帯水層と被圧帯水層の両方において、水位低下は取水に必要な揚程の増加を招くため、結果として地下水利用を困難にする。したがって災害の心配がない場合でも、水位低下は抑えられるべきものであると言え、この意味では複数の井戸を用いた揚水の方が、優れていることになる。

しかし複数の井戸による運用は、必然的にコストを増大させる。複数の井戸を掘削し、それぞれにポンプなどを設置するだけでなく、揚水した水を集めるための水路も必要になる。施設の規模が大きくなるにつれて、維持管理の費用も増大し、故障の頻度も高くなる。また複数の井戸を用いても、それらが狭い範囲に配置されている場合には、水位低下が局所的なものとなる。つまり、井戸がある程度以上の距離を持って配置されていなければ

れば、水位低下を抑制することはできない。したがって水位低下の結果生じる影響を予測し、その重大性と水利用上の利便性やコストを考慮した上で、井戸の数や配置などを選択する必要が生じてくることになる。

5.1.2 目的に応じた揚水井の配置基準

このように、揚水によって生じる水位低下の大きさと広がり、同じ揚水量であっても井戸の数とそれぞれからの揚水量、さらに井戸の幾何的な配置によっても異なったものとなる。したがって揚水の目的と水需要量、さらに必要な費用と災害の可能性などを考慮した上で、用いる井戸の数とその配置を決定する必要がある。

地下水位の低下によって、深刻な災害の発生が予測されるような場合には、水位の低下を抑えることが最も優先されなければならない。しかし、この種の災害の規模は水位低下の大きさによって決まり、低下幅が小さい場合には問題とならないことが多い。したがって、このような場所でも地下水の利用自体は可能であるものの、揚水によって平均的に水位が下がり、局所的な低下が生じないような井戸の配置を採用する必要がある。

逆に、地下水位が下がっても問題が生じないと予想される場合には、水利用を優先した運用が可能である。渇水時には大量の揚水が行われ、地下水位が大きく低下するが、複数の井戸を用いてもその配置が適当でなければ、揚水中に地下水位が死水位や基盤標高に達し、揚水を継続できない井戸が生じることになる。この状態では必要水量の確保が困難になるため、水利用を優先する場合には基盤層に沿った形に地下水位が低下し、全ての地下水を揚水できるような配置が適していると言える。

帯水層が不圧状態にある領域について、これらの条件を満たすような井戸の配置を行う際には、地下水深の変化による透水量係数分布の影響を考慮する必要がある。平均的に地下水位を下げるような場合でも、透水量係数が大きく、水位低下が小さくなる基盤の深い領域に、ある程度井戸を集めなければならない。またこの集中度は、揚水量を優先した配置ではさらに高くなる。そこでこれらの基準を表す評価関数を定式化し、井戸の配置をその最小化問題として扱うことにする。

5.2 評価関数と Voronoi 分割を用いた配置決定

5.2.1 配置基準に応じた評価関数

均一な地下水盆内の地下水を、効率よく井戸へ集めるためには、地下水が井戸に流れ込むまでの流路長を短くすることが有効である。つまり、井戸が1つの場合には領域の中央

に、複数の場合には均等に配置すれば、領域全体の地下水を取水する上で都合が良い。一方場所によって地下水深が異なるような場合、地下水深が大きい場所には地下水が豊富に存在し、さらに透水量係数も大きくなる。したがって井戸を均等に配置するよりは、ここに集中的に設置した方が効率的であると思われる。

これらの点について考慮し、帯水層の透水係数が均一であると仮定した上で、次に示す井戸配置の評価関数を設定する^{69), 70)}。

$$\min_{x_i, y_i} \sum_{i=1}^n \iint_{V_i} \sqrt{(x-x_i)^2 + (y-y_i)^2} f(\text{depth}(x, y)) dx dy \quad (5.1)$$

n : 井戸の数 V_i : i 番目の井戸に地下水が流れ込む領域
 x_i, y_i : i 番目の井戸の x, y 座標
 $\text{depth}(x, y)$: 位置 (x, y) における地下水深

この式の被積分関数は、着目した井戸からの距離に地下水深の関数を乗じたものであり、積分区間はその井戸に地下水が流れ込む領域になっている。したがって井戸から遠く、流路長が長い点を積分区間が含む場合には、この式の取る値が大きくなる。また関数 f を地下水深の増加関数に定めると、水深の大きい場所が井戸から遠くなるにつれて、積分値が大きい値を取るようになる。つまり、この値が小さくなるような井戸の配置を行えば、最大の流路長を短く抑えつつ、水深が大きい場所に井戸を集めることができる。また集中度は関数 f の形に左右されるため、 f を適宜定めることによって、異なった目的に基づいた配置を行うことが可能である。

5.2.2 Voronoi 分割

(5.1) 式の値を定めるためには、まずそれぞれの井戸に地下水が流れ込む領域を仮定し、積分区間を決定しなければならない。全ての井戸から同じ量の揚水を行うものとし、また対象領域の透水係数が一定であるとする、地下水は最も近い井戸に流れ込むと考えられる。長方形の領域中に3つの井戸がある場合では、それぞれの井戸について定められる領域は、図5.1に示したもののようになる。

このような分割は Voronoi 分割と呼ばれており、この場合における井戸は分割の母点、個々の小領域は Voronoi 領域と呼ばれる⁷¹⁾。分割線は、母点を結ぶ線分の垂直二等分線の一部であり、領域は凸な多角形の集合に分割される。

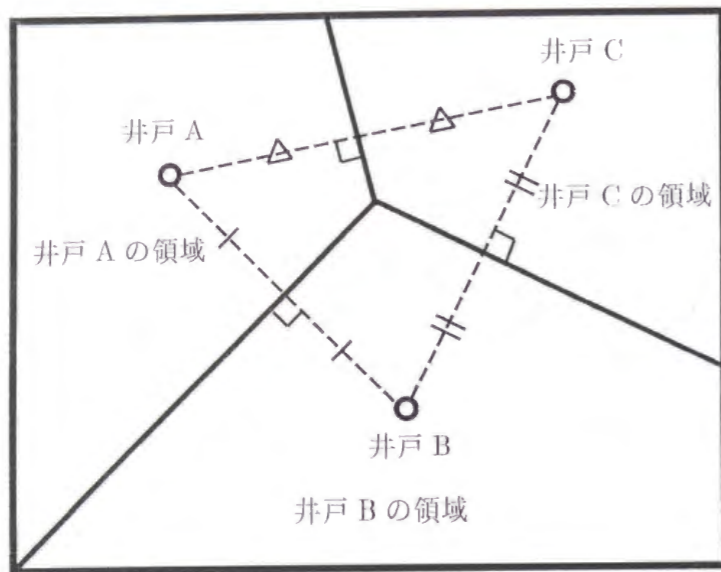


図 5.1 3つの井戸に地下水が流れ込む領域

井戸を母点とした Voronoi 分割を作成した場合、個々の Voronoi 領域はそれが母点としている井戸に地下水が流れ込む領域となる。これは先ほどの評価関数における積分区間となるため、Voronoi 分割を行えば積分区間が定まり、評価関数の値を決定することができる。なお実際に積分を行う際には、Voronoi 領域をさらに三角形に分割して、それぞれの三角形内部について数値積分を行う。

5.2.3 最急降下法による最小化と関数形の決定

(5.1) 式で定めた評価関数は、井戸の座標について陽な形での微分が可能であるため、最小化手法に導関数値が必要なものを用いることができる。そこで最も一般的な最小化手法である、最急降下法を用いることにした。

評価関数の値を g 、井戸座標をベクトル化して \mathbf{x} と表すと、小さい正の定数 α について

$$g(\mathbf{x}) \leq g(\mathbf{x} - \alpha \nabla g) \quad (5.2)$$

が成り立つ⁷²⁾。そこで \mathbf{x} の初期値を定め、評価関数の勾配を求めて修正を繰り返すことによって関数値を最小化する、という方法が最急降下法である。この方法には、関数形によっては得られる結果が初期配置に依存するという欠点があるため、真の最小値が得られているかどうかの検討が必要になる。

さて評価関数の最小値を与える井戸の配置は、繰り返し述べているように水深の関数 f

の形によって変化する。水深によらず f の値が定数ならば、水深の影響を無視した均等な配置が最小化によって求まる。また、水深の増加に応じて値が急激に大きくなるような f を用いた場合には、水深の大きい場所に集中した配置が得られることになる。そこで井戸の配置目的を表現できる関数形を求めるために、いくつかの関数形に従って井戸の配置を行い、さらにその配置に基づいて有限要素法による数値揚水実験を行った。

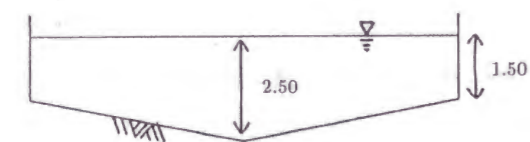
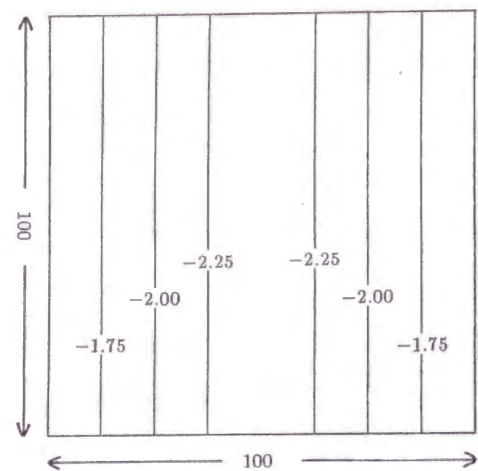
まず関数 f の形を、定数 m と d_0 を用いて

$$f(\text{depth}(x, y)) = (\text{depth}(x, y) - d_0)^m \quad (5.3)$$

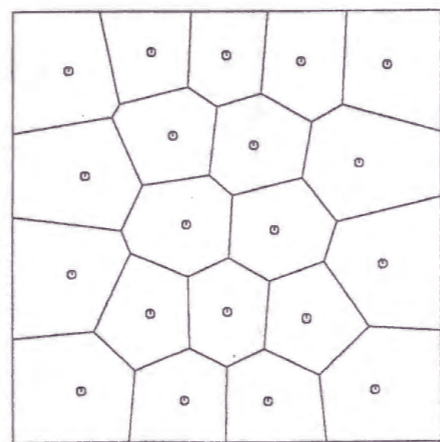
と表せるものとした。2つの定数を定め、地下水深の分布を与えれば、最小化を行うことによって井戸の分布が得られる。次にその配置と地下水深に基づいて有限要素法による非定常解析を行い、揚水によってどのような形で水位が低下していくかを調べ、地下水面が基盤層に達する井戸が生じた時点での水面形を求める。この水面形が平らで、基盤の高い場所で揚水不能になるような配置は、水位低下による災害を抑えるために有効である。また水面形が基盤に沿っていて、地下水がほとんど枯渇した状態で揚水不能になるような配置は、水利用の点で優れている。

数値実験の対象として、正方形の平面形をした領域を仮定し、全周にわたって法線方向流束 0 の境界条件を与えた。さらに地下水位を領域全体で一定とし、基盤層の形状を様々に変えて、地下水深分布の条件を設定した。そしてそれぞれの形状に対して、評価関数中の定数を m については $m = 0.5, 1, 2, 4, 6, 8$ 、 d_0 については 0、平均水深の $1/2$ 、平均水深の $1/4$ とした場合について調べた。なお井戸の数は全ての場合において 20 としている。その結果、水面を平均的に下げていくためには $m = 2$ 、 d_0 を平均水深の $1/4$ に取ればよく、最大量の揚水を行うためには $m = 4$ 、 d_0 を平均水深の $1/2$ にすればよいことがわかった。

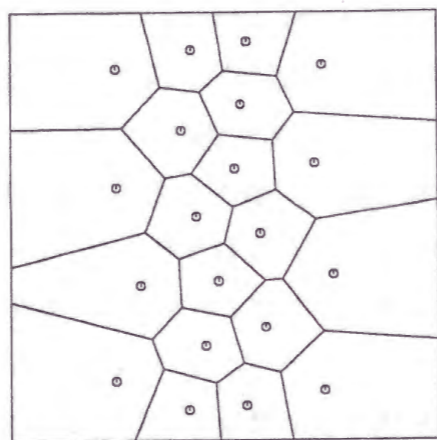
以上の過程で用いた基盤形状の一例と、それに対して求められた井戸配置を図 5.2 に示す。



(a) 対象領域の基盤形状と地下水深



(b) 水位低下の抑制を重視した配置



(c) 水利用を重視した配置

図 5.2 関数決定に用いた基盤層の形状と得られた井戸配置

5.2.4 砂川地下水盆を想定した配置

この方法を用いて、砂川地下ダム貯留域の一部について井戸配置の決定を試みた。対象とした領域は、止水壁直上流の基盤層が最も深い部分で、基盤標高は図 5.3 のような分布となっている。そして止水壁上流では水位勾配が非常に小さいことを考慮し、水位としては領域全体に、止水壁天端標高の標高 31m を与えた。

井戸の個数を 20 とした場合について、求められた分布を図 5.4 に示す。図から明らかのように、平均的に水位を下げる目的には、全体にほぼ均等な井戸配置が適していることがわかった。一方水利用を優先する場合には、基盤層が深く、地下水深が大きい場所に井戸を集中させればよいことも明らかになった。この解析で対象とした領域では、地下水位低下によって災害が生じる恐れはないと考えられているため、水利用を優先した井戸配置が適しているものと思われる。また、実際の計画における井戸の配置は比較的集中されたものであり、水利用の点で優れた配置であると言える。

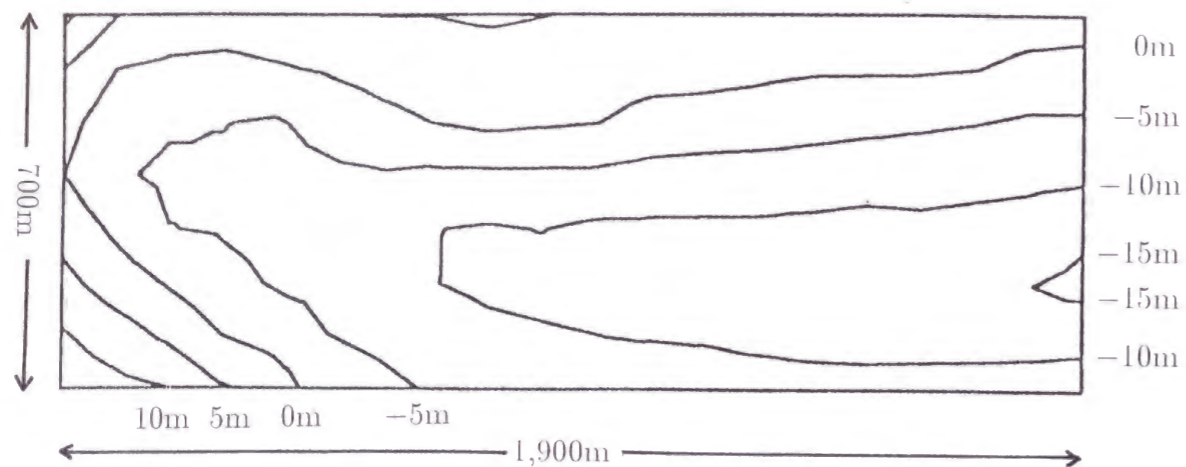
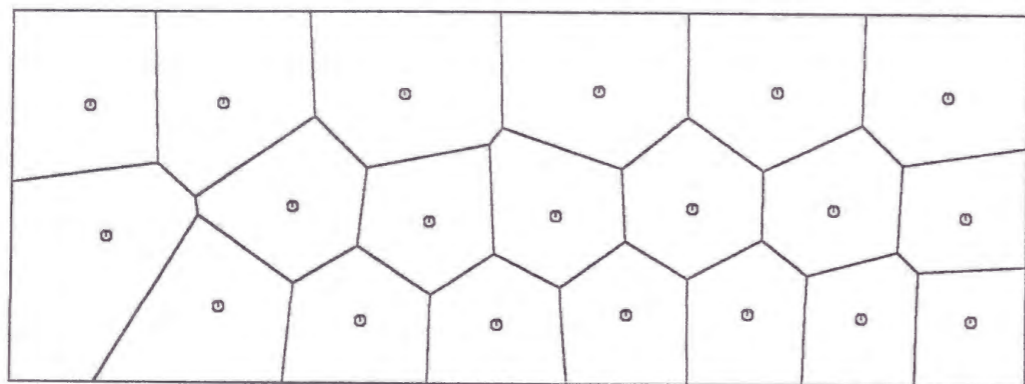
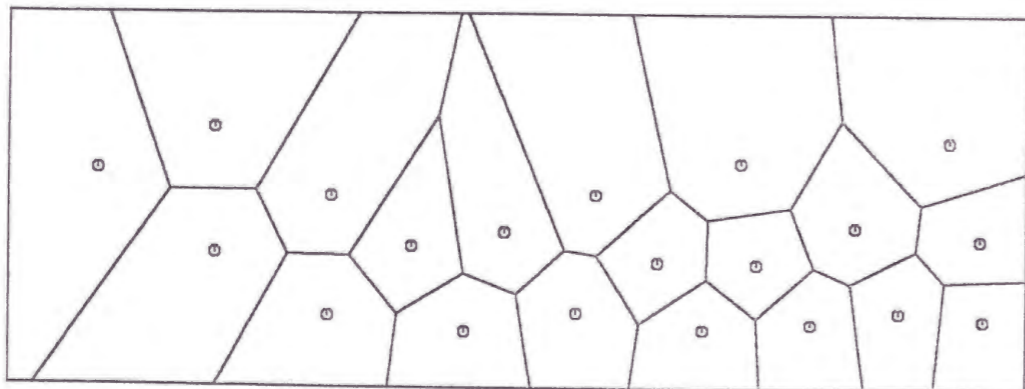


図 5.3 砂川ダム貯留域の基盤層形状



(a) 水位低下の抑制を重視した配置



(b) 水利用を重視した配置

図 5.4 砂川ダム貯留域に対して求められた井戸配置

5.3 止水壁と揚水井による地下水処理

5.3.1 地下水処理工法の重要性

地下ダムにおける止水壁は、地下水を貯留し、地下水位を上昇させる目的で建設される。このとき止水壁の下流側では、地下水位が逆に低下することになるが、この止水による水位低下も様々な状況において、積極的に利用されている。その中で最も一般的なものが、掘削工事における地下水処理である。

構造物の大規模化や地下開発の推進を受けて、大深度に至る掘削工事が広く行われるようになってきた。このような工事を地下水位の高い場所で行う際には、地下水処理が必要不可欠である。掘削地内における地下水位を低下させることによって、施工を容易とするとともに地盤の安定性を高め、掘削面の崩壊、パイピングやヒービングなどの災害を予防することが、地下水処理の主眼である^{73), 74), 75)}。その工法は釜場やディープウェルを用いる排水工法と、止水壁や土質改良材を用いる止水工法の二つに分けられるが、一般には両者を併用して水位低下を図ることが多い。特に土留め壁を兼ねた止水壁と、揚水施設の組み合わせは、掘削深度の大小に関わらず広く用いられている。

しかし取水を行う場合と同様、地下水位低下が広い範囲に及ぶと、圧密による地盤沈下、井戸枯れや地下水の塩水化といった影響を周囲に及ぼす。そのため、掘削地で必要となる水位低下量を実現し、かつ施工区域外の地下水に過度の影響を与えないように、配慮されなければならない^{76), 77), 78)}。

5.3.2 工法の設計に用いられる解析方法

古くから排水工法の設計法として用いられてきたものに、理論式による方法がある。この設計法では掘削地を一つの揚水井とみなして井戸半径を定め⁷⁹⁾、定常揚水量を与えるThiem式などを用いて総揚水量を求める。そして個々の揚水井からの揚水量は、群井公式を用いて決定する。等価井戸半径をどのように定めるかがこの設計法の鍵であるが、その方法と適用限界についての研究や^{80), 81)}、大半径の井戸周囲における水位分布を与える式の誘導も行われている^{82), 83)}。しかし、この手法は均質場を仮定した軸対称解析に基づいているため、止水壁などの周囲の構造物の影響や、複数の揚水井を直接的に考慮することができない。一方、止水壁が帯水層下端まで達しておらず、地下水が止水壁の下を回り込んで掘削域に流入するような場合の排水設計には、鉛直二次元か軸対称二次元解析が用いられる。また高透水性の地層が存在する場合の解析や⁸⁴⁾、力学的問題との連成解析も⁸⁵⁾この解析法に基づいて行われることが多い。

しかし鉛直二次元解析や軸対称解析では、止水壁や揚水施設の幾何的配置を取り扱うことができない。これらの配置に重点をおいた設計を行う場合、また特に揚水井の配置や揚水量を最適化問題として扱う場合には、水平二次元解析を用いる必要がある。しかしこの解析方法上の制限から、止水壁が施工されない場合や^{86), 87), 88)}、帯水層下部まで貫入している低透水性⁸⁹⁾、あるいは漏水性の止水壁が設置されている場合などに適用されてきた。

準一様流の仮定が成り立つ場合には、水平面上の全ての点についてただ一つの水頭値が対応するが、不完全貫入止水壁が設置されている場合などには、鉛直方向にも水頭値が変化する。地下水対策工法の設計を前提とした解析では、帯水層上端における水頭の分布を求めることが最も重要であり、鉛直方向の水頭分布を求める必要はさほどないと言える。つまり止水壁周囲の帯水層上端における水頭値を計算することができ、かつ水平二次元解析に組み込み可能な解析方法を作成すれば、周囲の不均一性と不完全貫入止水壁の効果を同時に考慮した解析を行うことができる。しかし従来の方法は、パラメータ⁹⁰⁾や予備解析の結果⁹¹⁾を用いて止水壁の等価透水係数を定義し、水平解析を行うものであった。そこで本研究では対象を被圧帯水層に絞り、理論的な解析結果に基づいた方法を作成する⁹²⁾。

5.4 不完全貫入止水壁周囲の被圧流れ

5.4.1 止水壁を回り込む被圧流れ

図5.5に示すような、不完全貫入の止水壁が設置された均質な被圧帯水層を考える。このような帯水層中の地下水流動について、いくつかの理論式が文献⁹³⁾に示されているが、文献中の被圧帯水層に関する式を若干変形すると、断面流量 q 、止水壁直上下流水頭 h_{wu} 、 h_{wl} は次のようになる。なお止水壁の厚さはりとみなされており、また h_{wu} と h_{wl} は帯水層上端における値である。

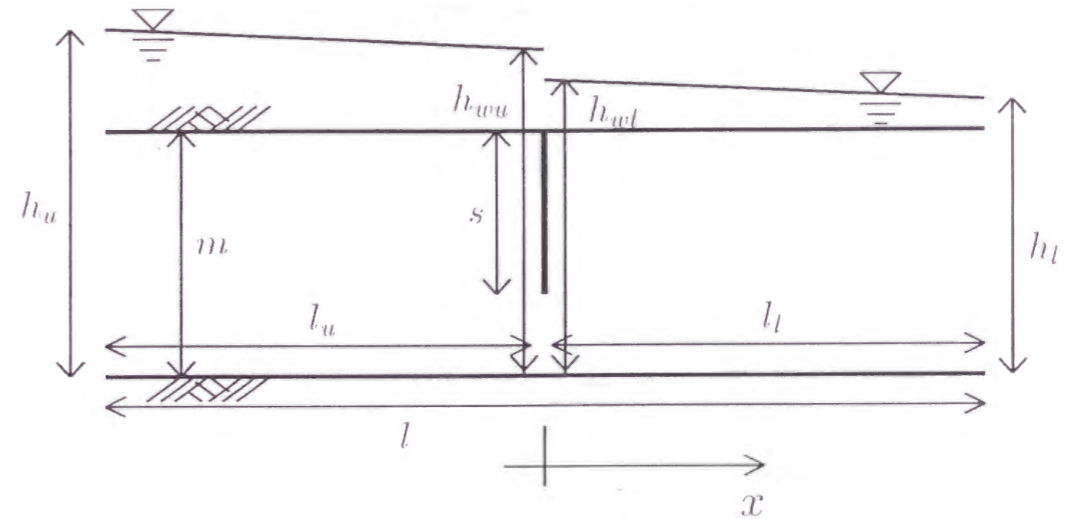


図5.5 想定した止水壁のある被圧帯水層

$$q = \frac{\pi k m (h_u - h_l)}{\pi l - 4m \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right)} \quad (5.4)$$

k : 透水係数 h_u : 上流側水頭値 h_l : 下流側水頭値
 l : 帯水層長 m : 帯水層厚さ s : 止水壁貫入長

$$\begin{aligned} h_{wu} &= h_u - \frac{\left[\pi l_u - 2m \ln \left\{ 2 \cos^2 \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{s}{m}\right) \right\} \right] (h_u - h_l)}{\pi l - 4m \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right)} \\ &= h_u - \frac{q}{k} \left[\frac{l_u}{m} - \frac{2}{\pi} \ln \left\{ 2 \cos^2 \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{s}{m}\right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.5)$$

$$\begin{aligned} h_{wl} &= h_l + \frac{\left[\pi l_l - 2m \ln \left\{ 2 \cos^2 \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{s}{m}\right) \right\} \right] (h_u - h_l)}{\pi l - 4m \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right)} \\ &= h_l + \frac{q}{k} \left[\frac{l_l}{m} - \frac{2}{\pi} \ln \left\{ 2 \cos^2 \frac{\pi}{4} \left(1 - \frac{s}{m}\right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.6)$$

l_u : 止水壁から上流端までの長さ l_l : 止水壁から下流端までの長さ

この帯水層に止水壁がない場合の流量 q_0 は次式で与えられるため、

$$q_0 = km \frac{h_u - h_l}{l} \quad (5.7)$$

両者の比は (5.8) 式のようになる。

$$\frac{q}{q_0} = \frac{1}{1 - \frac{4m}{\pi l} \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right)} \quad (5.8)$$

なお以下では Δh を $\Delta h = h_u - h_l$ のように定める。

5.4.2 等価な止水効果を持つ低透水性領域

止水壁の設置された帯水層と比較するために、図 5.6 のような低透水性領域を持つ被圧帯水層を考える。ただし、低透水性領域の中心は止水壁位置と一致する $x = 0$ にあるものとし、また均質な帯水層中に止水壁が設置されている場合との対応を考え、上流側と下流側の透水係数は等しいものとする。

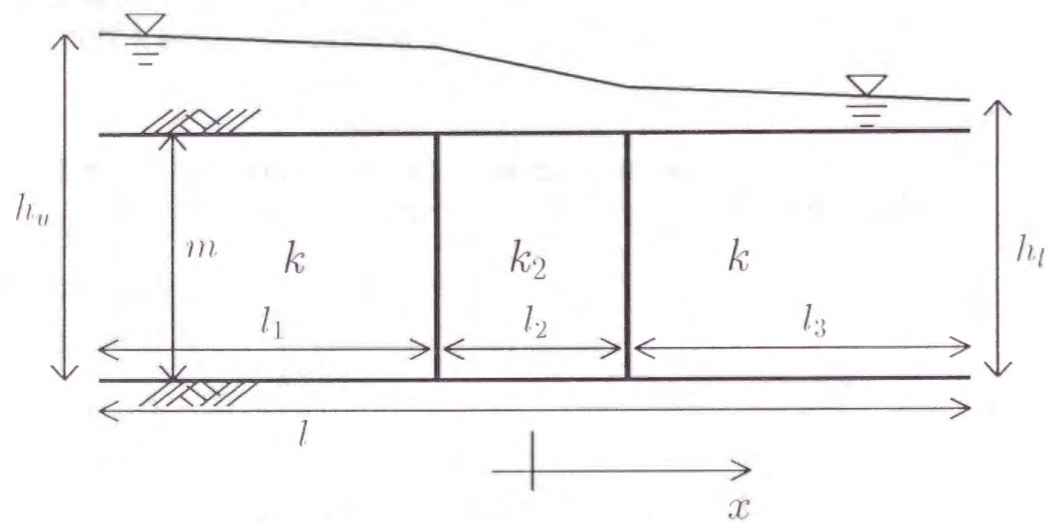


図 5.6 比較に用いる帯水層

このときの断面流量 q' は

$$q' = \frac{1}{\frac{1}{k} + \left(\frac{1}{k_2} - \frac{1}{k}\right) \frac{l_2}{l}} \cdot \frac{m(h_u - h_l)}{l} \quad (5.9)$$

となるため、 q_0 との比は次式で与えられる。

$$\frac{q'}{q_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{k}{k_2} - 1\right) \frac{l_2}{l}} \quad (5.10)$$

ここで (5.8) 式と (5.10) 式を比較すると、

$$\left(\frac{1}{k_2} - \frac{1}{k}\right) \cdot l_2 = -\frac{4m}{\pi} \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right) \quad (5.11)$$

つまり

$$k_2 = \frac{k}{1 - \frac{4m}{\pi l_2} \ln \sin \frac{\pi}{2} \left(1 - \frac{s}{m}\right)} \quad (5.12)$$

を満たすように等価透水係数 k_2 、低透水性領域幅 l_2 を定めることによって $q = q'$ となり、止水壁と低透水性領域の止水効果が等しくなることがわかる。

5.4.3 水平二次元解析を行うための条件

(5.12) 式上ではそれに対応した k_2 の値を採用する限り、低透水性領域の幅 l_2 を任意に決定することができる。しかし不完全貫入止水壁の付近では、流れが準一様流とならない。そのため準一様流の仮定に基づく水平二次元解析で、止水壁のすぐ近くに節点を配置した場合、そこで得られる水頭値は帯水層上端における実際の値とは異なると思われる。そこで鉛直二次元解析の結果から、流れが準一様流とならない領域の幅を調べることにする。

厚さで無次元化した帯水層の長さを $l/m = 10$ と大きく取り、下流端水頭値を 0、上下流水頭差を $\Delta h = 0.25 \times l$ と定めた。そして領域の中央、 $x/m = 0$ に位置する止水壁の貫入長を $s/m = 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$ と変化させ、それぞれの場合について鉛直二次元解析を行った。

止水壁付近における、帯水層上端と下端の水頭値を図 5.7 に示す。すべての場合において、貫入長と同程度止水壁から離れた点で上端と下端の水頭がほぼ一致し、流れが準一様流となっていることがわかる。したがって、止水壁が $x = 0$ の位置にあることを考慮すると、上流側については

$$h(x) = h_u - \frac{q}{km} \left(x + \frac{1}{2}l \right), \quad x \leq -m \cdot s \quad (5.13)$$

下流側については、

$$h(x) = h_l + \frac{q}{km} \left(\frac{1}{2}l - x \right), \quad x \geq m \cdot s \quad (5.14)$$

とみなせるものと考えられる。また低透水性領域を $x = 0$ の場所の周囲、 $-m \cdot s \leq x \leq m \cdot s$ の位置に配置すると

$$h(x) = h_u - \frac{q'}{km} \left(x + \frac{1}{2}l \right), \quad x \leq -m \cdot s \quad (5.15)$$

$$h(x) = h_l + \frac{q'}{km} \left(\frac{1}{2}l - x \right), \quad x \geq m \cdot s \quad (5.16)$$

となるため、 $q = q'$ であれば両者の水頭値は上下流ともに一致する。

以上の議論に基づき、止水壁の位置を中心とし、上下流方向にそれぞれ止水壁貫入長と等しい長さを持つ、低透水性要素を配置する方法を採用する。これによって不完全貫入止水壁の止水効果を表現でき、同時にこの要素の両端、およびその外側における水頭値が、実際の値とほぼ等しくなると期待できる。

5.5 止水壁周辺水頭値の計算

5.5.1 壁面上水頭値の算出

地下ダムの場合と異なり、地下水位低下工法的设计を目的とした解析では、止水壁面上の帯水層上端における水頭値を掘削面側、背面側の両方について求めることが必要である。しかし、導入した止水壁等価要素は止水壁の位置に節点を持たないため、有限要素法解析のみでは壁面上における水頭値が算出されない。そこで、先ほど定めた等価要素の位置と長さに基づき、 $l_u = l_l = s$ 、等価要素上下流端の水頭値を h_u, h_l とし、解析から求まる止水壁直角方向の断面流量 q を代入して、(5.5) 式から背面側、(5.6) 式から掘削面側における水頭値を計算することを考える。

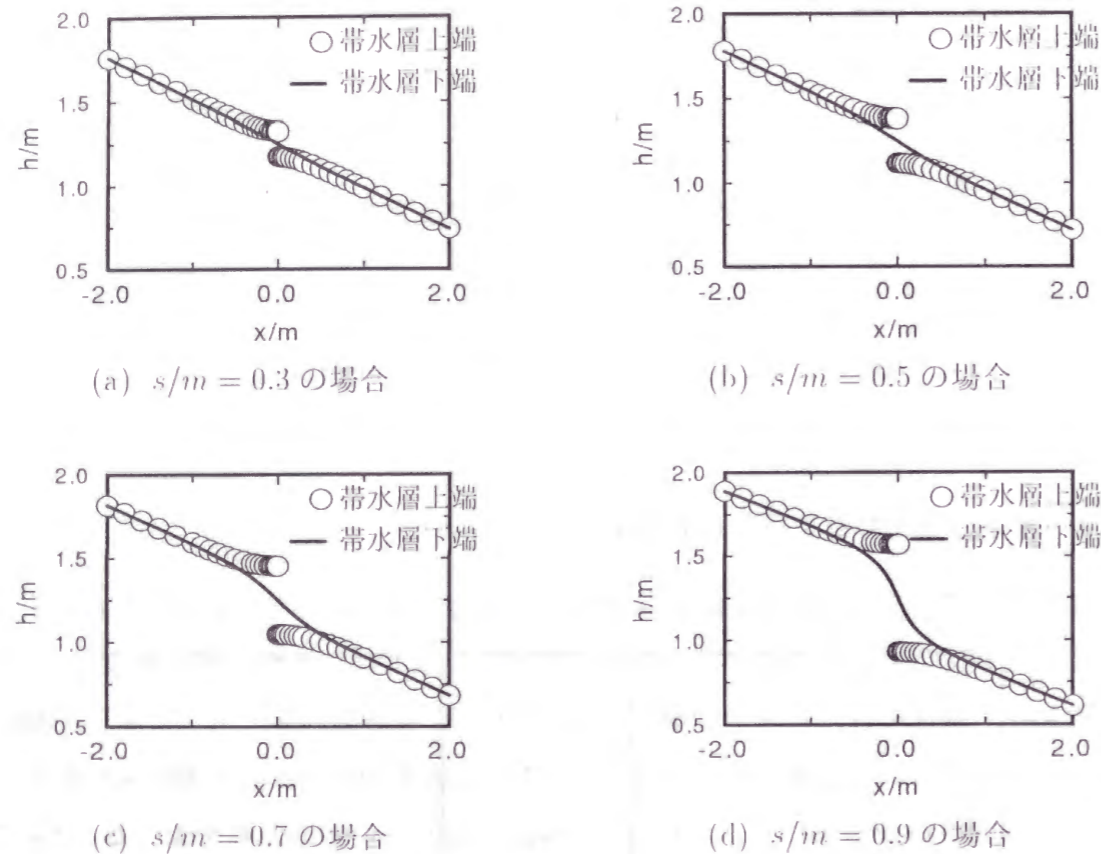


図 5.7 帯水層上端と下端の水頭値

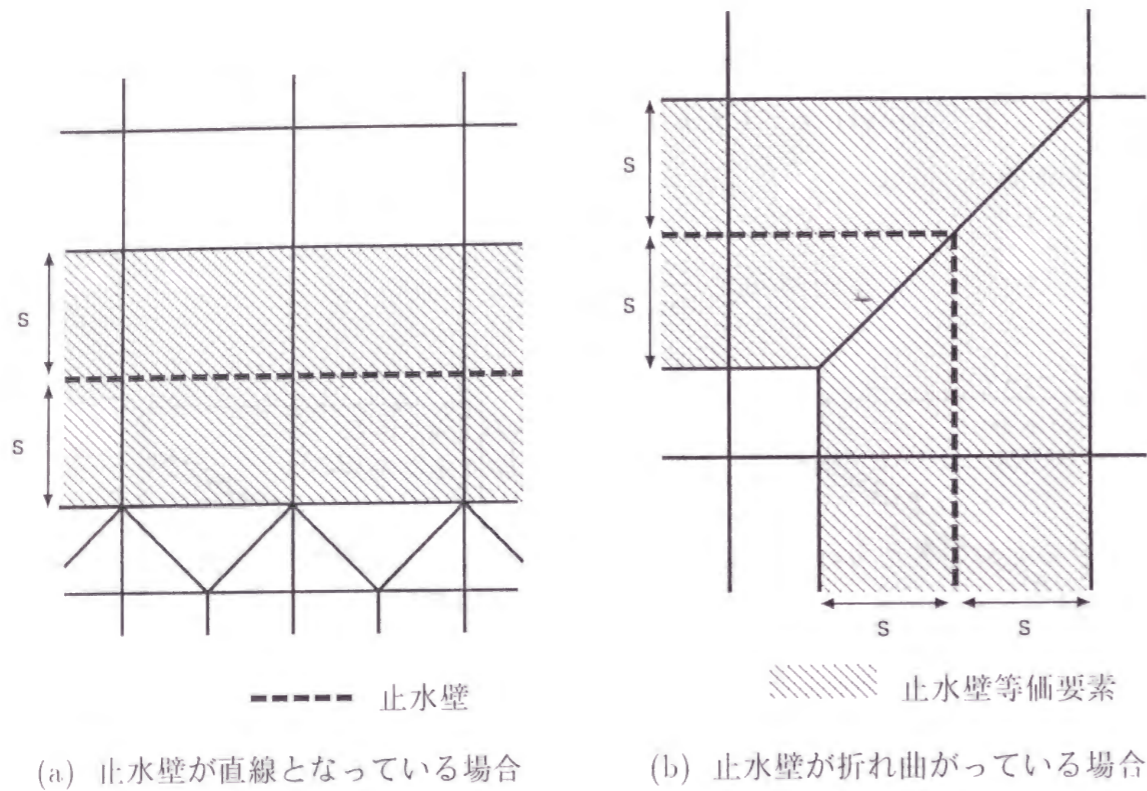


図 5.8 止水壁等価要素の配置方法

この方法で壁面上の水頭値を求めるためには、 h_u, h_l を与える節点がともに止水壁から貫入長だけ離れており、かつこれらをつなぐ直線が止水壁と直交していなければならない。この条件を満たすためには、止水壁等価要素として長方形の要素を用い、その要素辺の二組が止水壁と平行、そして止水壁からは貫入長と同じ長さだけ離れるように配置すればよい。図 5.8 の (a) に示すように、これによってもう一組の要素辺が止水壁と直交し、要素辺と止水壁の交点の位置における水頭値が求まることになる。また止水壁が折れ曲がっている場所ではこのような配置が不可能であるため、(b) に示した配置を行う。これは止水壁が成す角の二等分線を止水壁直角方向と考え、これと要素辺が平行になるようにした結果である。

先ほどの鉛直二次元解析と同じ条件となるように領域の長さ、平均動水勾配などの値を定め、止水壁等価要素を水平二次元解析に導入した。 $s/m = 0.7$ の場合に用いた要素分割と想定された止水壁の位置が図 5.9 に、またこれから通常の水平二次元解析で得られる水頭分布が図 5.10 に示されている。さらに、等価要素の要素辺と止水壁の交点に二重節点である仮想節点を配置し、求めた壁面上の水頭値をそれらの値とすることによって得られる水頭分布を図 5.11 に示した。 $s/m = 0.7, l_2/m = 1.4$ であるこの場合では、等価要素の透水係数は周囲の 0.582 倍となる。

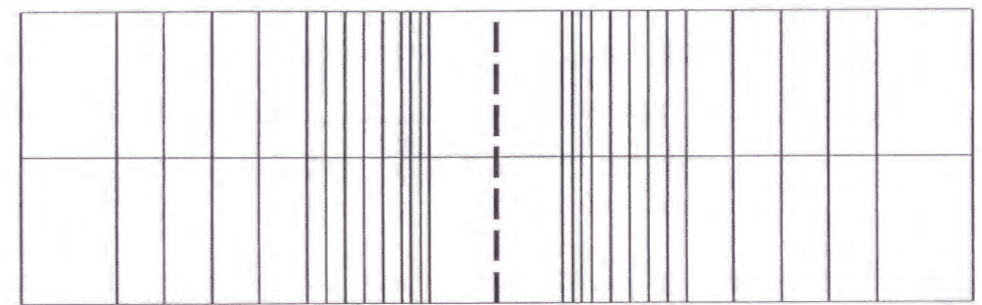


図 5.9 水平二次元要素分割と想定した止水壁位置 ($s/m = 0.7$)

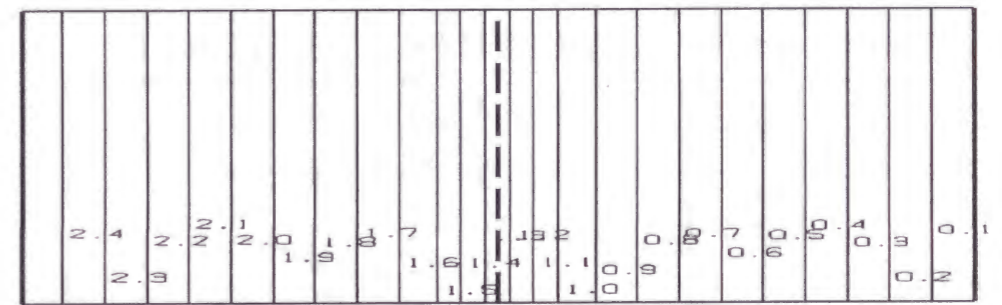


図 5.10 通常の水平二次元解析で得られる水頭分布 [h/m]

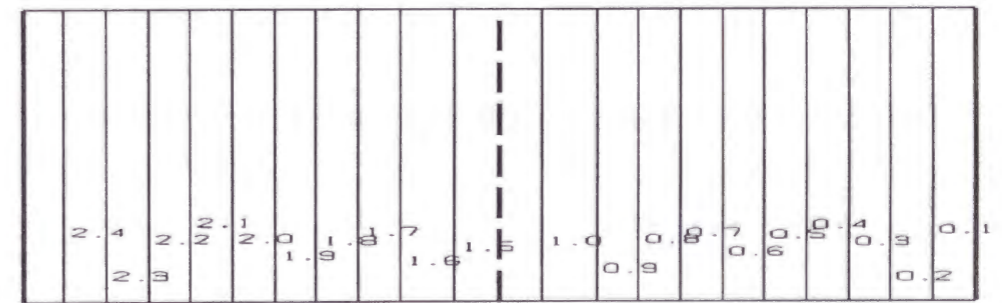
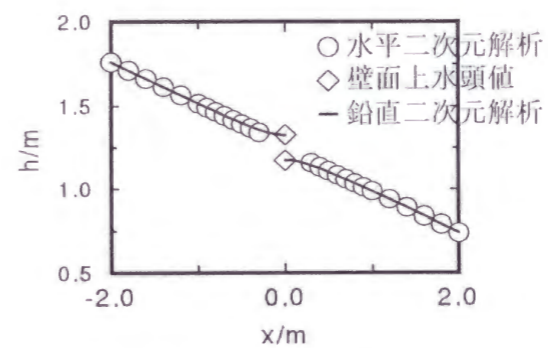


図 5.11 止水壁面上の水頭値を考慮した水頭分布 [h/m]

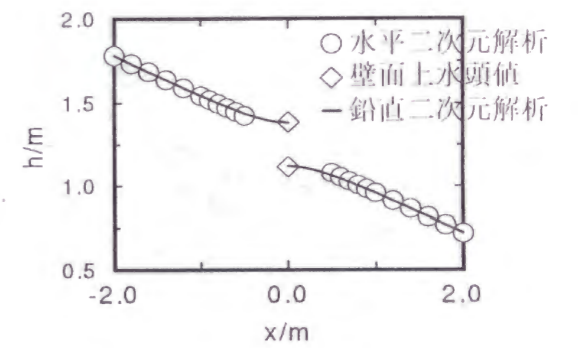
図 5.10からは、他の部分より透水性の低い止水壁等価要素で大きい水頭降下が生じていること、また図 5.11からは止水壁の止水効果によって上流側で水頭値が上昇し、下流側では逆に低下している様子が計算されていることがわかる。なお壁面上の水頭値は上流側で $1.46 \times m$ 、下流側で $1.01 \times m$ であった。

次にこの解析で得られた水頭値、およびその結果から求めた止水壁面上における水頭値と、鉛直二次元解析による値との比較を図 5.12に示した。すべての場合においてこれらはほぼ同じ値となるため、(5.5) 式と (5.6) 式から水頭値を求める方法は妥当であると言える。

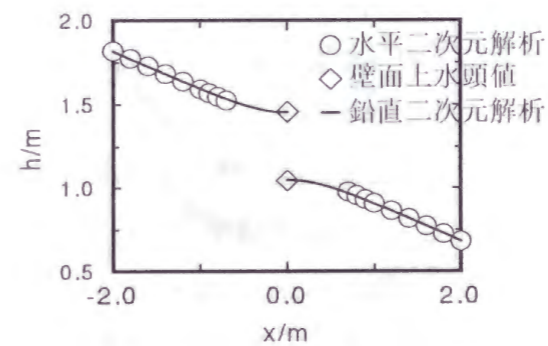
以上で述べた水平二次元解析は、流れが止水壁と直角になる理想的な条件について行っているが、実際の帯水層では流れは必ずしも直角にはならない。止水壁は平行方向の流れに影響を及ぼさないため、等価要素も止水壁平行方向の流れを妨げないようにする必要がある。そのためには、止水壁直角方向の透水係数が低く、平行方向の透水係数は地盤の透水係数と等しい、異方性を持った要素を用いればよい。これによって、壁体と流れの成す角度によって異なる、止水壁の止水特性を表現することが可能になる。



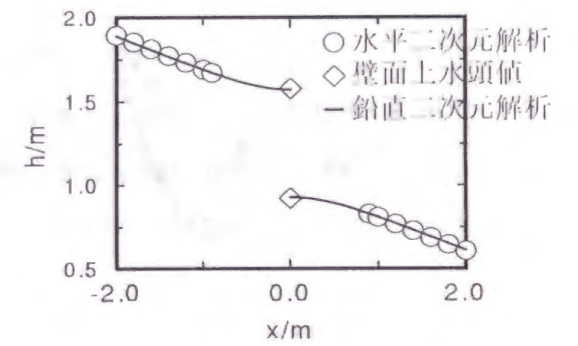
(a) $s/m = 0.3$ の場合



(b) $s/m = 0.5$ の場合



(c) $s/m = 0.7$ の場合



(d) $s/m = 0.9$ の場合

図 5.12 水平解析と鉛直解析による止水壁周囲の水頭値

5.5.2 非定常解析への適用

定常解析で得られる水頭値は、非常に長い期間にわたって排水を行った後での値であり、排水開始直後よりも一般にかなり低いものである⁹⁴⁾。したがって、工事の初期に同程度の水頭低下を実現するための排水量は、定常解析で求まる量よりも大幅に大きくなる。そこで非定常解析を行い、これを正確に求める手法が採用されるようになった。

本研究で用いている理論式は、定常状態について求められているものであり、上流、止水壁周辺、および下流のそれぞれの位置における断面流量が、全て一致することを前提としている。したがってこれらの式は、断面流量が場所によって異なる非定常地下水流では成立しない。しかし被圧帯水層の貯留係数 s は非常に小さく、断面流量の差がさほど大きくならないため、非定常解析に止水壁等価要素を導入しても、大きい誤差は生じないものと考えられる。

止水壁等価要素を用いた非定常解析で得られる水頭値の精度を調べるために、同一の条件に基づいた解析を、鉛直二次元と水平二次元の両方について行った。初期条件を除いた各条件は、先ほどの定常解析と同じである。そして $\Delta h/m = 0$ の状態を初期条件とし、 $\Delta h/l = 0.25$ となるように下流側の水頭値が急激に下がった場合を想定した。この条件では、解析の初期において急激な水頭値の変動が生じ、定常状態に近づくにつれて変動が収まっていくため、水頭値の異なる変化速度についての検証が可能である。ほぼ定常状態に至るまでの期間について解析を行い、先ほど求めた定常状態に到達することを確認した。

得られた結果のうち、止水壁等価要素の上流側と下流側の節点、および止水壁面上における水頭値の変化を図 5.13 に示す。なお時間は $S \cdot m/k$ で除して無次元化されている。水平解析で得られた結果はほぼ鉛直解析の値と等しく、止水壁等価要素が非定常浸透にも対応できることが示されている。ところでこれら 4 つの場所における値のうち、誤差が最も大きくなったのは止水壁下流面上の値であった。止水壁貫入長が長いほど、また水頭変化が速いほど大きい誤差となっており、常に鉛直解析より低い水頭値が求められている。これは排水設計においては安全側の誤差であるため、この解析法を用いるにあたっては注意が必要である。

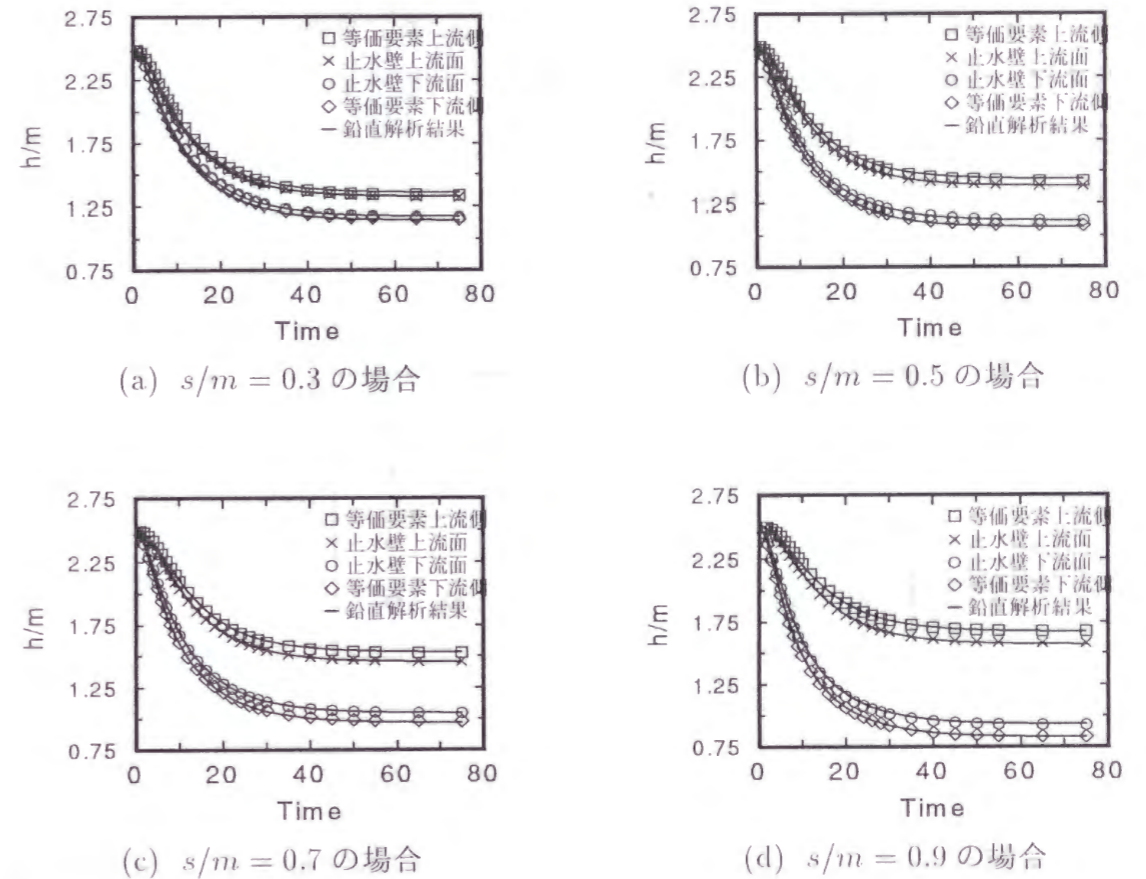


図 5.13 止水壁周囲における非定常解析結果の比較

5.5.3 掘削事例を想定した解析例

次にこの手法を用いた定常解析の例を挙げる。図 5.14 に示すような場所に揚水井を配置し、掘削現場下位に位置する被圧帯水層の水圧を低下させる場合を想定する。そして止水壁をこの帯水層まで根入れするべきかどうかの検討を行うために、止水壁がない場合と $s/m = 0.8$ である止水壁が設置された場合について解析する。

掘削地を中心とする 1,000m 四方の領域を解析対象とし、外周部に水頭値一定の境界条件を与えた。帯水層の透水係数は $1.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$ 、帯水層厚は 10m、各揚水井からの揚水量は $5.0 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{s}$ である。図 5.15 は掘削地周辺における要素分割を示しているが、図 5.14 の右上 1/4 の部分について解析を行っている。

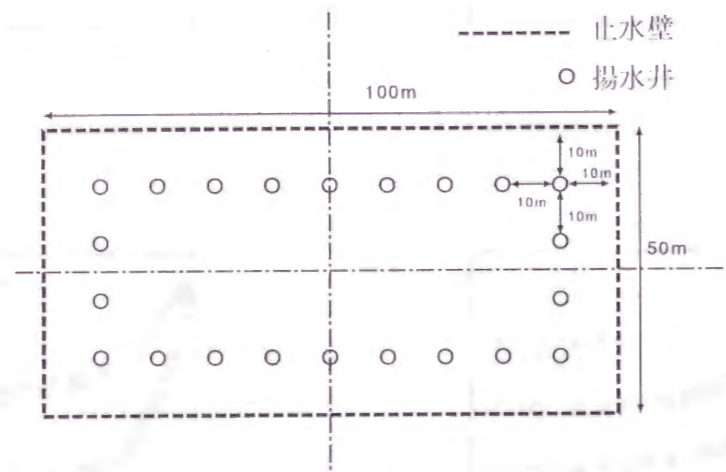


図 5.14 止水壁の形状と揚水井の配置

止水壁が設置されていない場合について求めた水頭低下量を図 5.16 に、止水壁が設けられたときの水頭低下量を図 5.17 に示す。止水壁の止水効果によって、同じ揚水量であっても大きい水頭低下が得られていることがわかる。また図 5.18 は、止水壁を設けた場合について行った三次元解析で得られた、帯水層上端における水頭低下量を表している。三次元解析では止水壁周辺の要素分割を細かくしていることもあって、図 5.17 と完全には一致していない。しかし十分近い結果が得られており、この手法の有用性が示されていると言える。

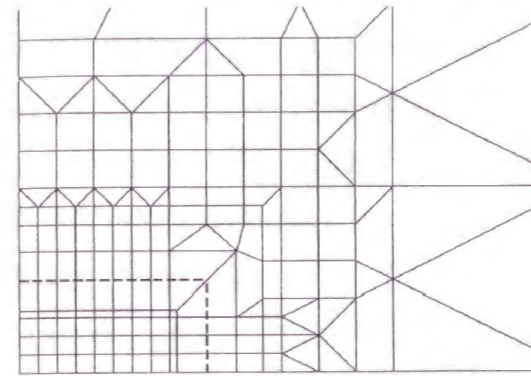


図 5.15 掘削地周辺における要素分割

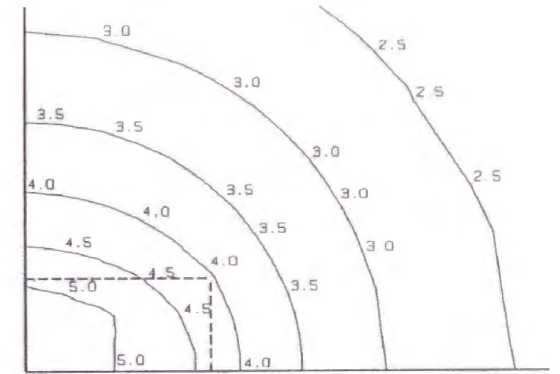


図 5.16 止水壁がない場合の水頭低下 [m]

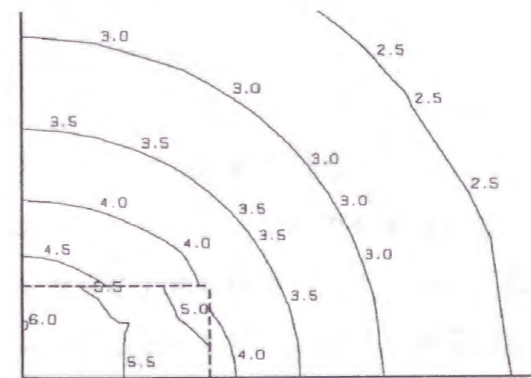


図 5.17 止水壁設置時の水頭低下 [m]

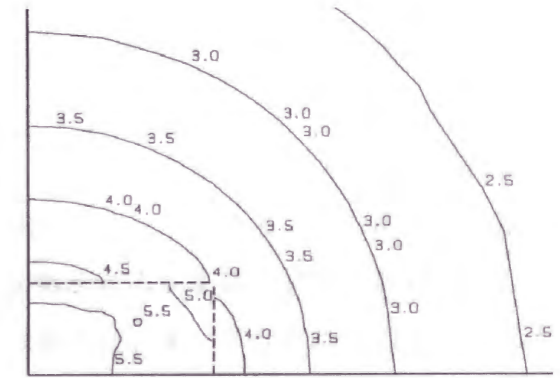


図 5.18 三次元解析で求めた水頭低下 [m]

5.5.4 開口部を持つ地下ダム止水壁への展望

掘削時に止水工法を用いる場合であっても、掘削域への地下水流入を完全に遮ることはなく、流入量を低減させることが目的とされる。特に掘削域が大きく、止水施設が周囲の地下水流動に大きな影響を与えるような際には、止水性のある程度押さえた設計や⁹⁵⁾、注水工法の併用が必要となる。一方、地下ダムでは水利用を再優先した設計が行われ、止水壁にはほぼ完全止水が可能なものが用いられる。掘削時に建設される止水壁の多くは仮設構造物であり、比較的短時間で撤去されるものであるが、長期にわたって利用される地下ダム止水壁ではコスト上の制限が小さい、という点も完全止水が行われる理由である。

完全止水を行う止水壁では、貯留した地下水の水質が悪化した場合における放水が困難である。貯留水は止水壁を通過して貯留域外へは流出しないため、揚水施設や専用の施設を用いた放流が必要となる。しかし止水壁下部に開口部があれば、貯留効果は低下するものの地下水は常に循環することになり、水質悪化の可能性も減少する。また貯留域内部に塩水が侵入した場合でも、地下水位が上昇すれば開口部を通して塩水が自然に排出される。

下側が開口した止水壁にはこのような利点があるが、常に地下水がその下側を回り込むため、越流が生じない場合でも水平二次元解析による検討を行えないことになる。等価要素を用いた方法ならば、止水効果と水位変動についての検討が可能であるが、そのためには不圧帯水層を対象とした解析方法を確立する必要がある。

6 結論

6.1 地下水盆モデルについての検討

6.1.1 地下水涵養モデルの精度

本論文の研究では、2段タンクモデルを用いて地下水涵養量を計算した。日雨量と地下水位を観測し、解析で求められる水位変動の傾向を実測値に近付けることができるように、モデルの各定数を試行錯誤的に決定した。そして、この涵養モデルと水平二次元解析を組み合わせることによって、砂川地下水盆における全体的な地下水位変動の傾向を表現することができた。したがって作成された涵養モデルは、この地区における地下水涵養の特徴を十分表現しているものと思われる。

タンクモデルを用いた涵養量の算出方法は、簡易的なものながら一般に広く用いられている。このモデルの最大の特徴はその簡便さにあるが、モデルの各定数に物理的な合理性を見出すことは概して困難である。また涵養の発生に至るまでの時間遅れと涵養量は、地表面と地下水面の距離によって変化すると思われるが、その影響もタンクモデルでは考慮することができない。

一方、不飽和浸透モデルを利用したモデルを使用すれば、全ての影響を考慮した上で涵養量を算出することができる。しかしこのモデルを用いるためには、あらかじめ不飽和透水係数を求めておかなければならず、不飽和透水係数を求めるための実験は、飽和透水係数のものと比較してまだ一般的ではない。最も重要な係数に不確定性を残したままのモデル使用が、高精度な予測を可能とするとは考えられないため、現時点では不飽和浸透モデルによる涵養量算出は現実的ではないと言える。本研究でタンクモデルを採用した理由は、この点にある。

タンクモデルは物理的なモデルではないが、定数や形状の自由度が大きく、それらを適宜定めることによって現象をある程度正確に再現することができる。さらに流出口などの数を増やして複雑化させたモデルと、数学的な定数決定方法を組み合わせれば、より高い精度を得ることも可能である。簡易的なものではあるが、タンクモデルは地下ダムの設計において、十分実用に耐える涵養量算出モデルであると結論できる。

6.1.2 水平二次元モデル定数の決定方法

水平二次元モデルの係数決定にあたっては、実測値に近い計算結果が得られるように、値と分布の両方について予測を行った。まず帯水層が受ける侵食の度合を考慮して透水係

数の分布を仮定し、続いて計算された水位と測定された水位を比較しながら、各領域における値を定めた。また有効間隙率については、広い範囲についての平均的な値を全体について用いた。この手順で決定したモデルは、砂川地下水盆における水位変動を十分表現できるものであった。

このように水平流動モデルの定数は、ある一定の領域において同一の値を取るものと仮定した上で決定されるため、値の妥当性以前に領域分割の妥当性が問われることになる。分割が異なれば、類似した地下水位を与える透水係数も変わってくるため、定数と地下水位の両方を現実の値に近いものとするためには、分割もまた現実に近いものでなければならない。これは定数決定が試行錯誤的な方法による場合でも、逆解析による場合でも同様であるが、分割の検討に用いる具体的な指標は存在しない。

今回作成したモデルの場合、上流から下流へ至るに従って侵食が進み、透水係数が大きくなるという傾向は、確実なものであると思われる。しかし、領域の分割数と境界線の位置についての、確実な判断基準は存在しなかった。また実際の定数の変化はある程度連続的なものであり、明瞭な境界線が存在しているとは考えられない。これらの点を考えると、水平二次元モデルの定数分布については、全く新しい決定方法の導入を含めた検討が必要であると思われる。

6.2 地下ダム施設モデルについての検討

6.2.1 止水壁越流モデルの精度

止水壁越流時の不圧地下水流は、水面形状が未知であること、水頭分布が複雑であることなどから理論的な扱いが困難である。そこで本研究では、止水壁が存在しない場合の流量を与える式と、止水効果を表す係数部分を別々に作成し、それらに乗じることによって越流量の算定式とした。そしてこの式によって求められる水量を、止水壁の上流側から下流側へ移動させることによって、止水壁の越流を表現した。

しかし実際には、止水効果は流動現象全体と切り離して考えるべきものではなく、算定式の決定手順は実現象を十分に表しているとは言えない。この式の持つ不正確さは、止水効果定数の統計的な決定によってある程度補うことができるものの、さらに精度の高い算定式が望まれる。しかし地下ダムからの水利用が行われれば、洪水時を除いては大量の越流が生じることはなく、また本モデルで用いた越流量算定式でも、地下ダム全体の水収支を計算することは可能である。したがって本モデルによる越流解析は、限定的な洪水解析の場合を除けば、十分設計に用いることが可能であると結論できる。

ところで、本研究では越流量を算定する式を用い、地下水位の決定は水平二次元解析のみによって行っている。そのため準一様流の仮定が成立しない、止水壁にごく近い場所についての地下水位は求められない。したがって地表地形との関係などで、止水壁近くでの地表浸出が予想される場合の検討は、このモデルでは十分行うことができないことになる。5章で示した止水壁等価要素と類似の手法を、不圧帯水層中の根入れされた止水壁について用いることができれば、流量と水位の両方を求めることができる。水面形が明らかではないため、不圧帯水層の理論的な扱いは困難であるが、それを可能とするモデルの意義は非常に大きいと言える。

6.2.2 揚水井の表現と等価半径

モデル中における揚水井は、水平二次元解析で建設位置に配置した節点から、揚水量に応じた量の水を負の節点涵養として取り去る、という形で表現されている。この方法は非常に一般的で、多くの解析で広く用いられているものである。揚水量を正確に解析に取り入れることができ、また井戸周囲の水位分布も節点間隔を調節することによって、必要な精度で求めることが可能である。今回用いた水平二次元モデルの要素分割では、揚水井群の場所の節点間隔は、ほぼ揚水井の間隔と等しいものとなっている。この分割では個々の井戸の周囲における、詳細な水位分布を求めることはできないが、揚水井群の領域における平均的な水位を求めることを目的として解析を行った。

ところで揚水井節点と隣接節点との間隔から、その配置によって表現される等価な井戸半径が求められている^{96),97),98)}。この基準に従って節点配置を行えば、井戸内水位までを含めた水位が得られる。しかし実際には井戸損失が生じるため、井戸内水位はこの方法による計算値より低い値となる⁹⁹⁾。また井戸周囲の節点間隔が非常に短くなり、節点数が増加するため、特に正確な水位が要求される場合を除いて、採用する必要はないものと思われる。

6.2.3 かんがい水による涵養

本研究では考慮されなかった、かんがい水による涵養量の算出も残された課題である。この量を求めるためには、地下水盆の領域におけるかんがい水の使用量が必要になる。しかし散水量から涵養量を求める手順は、降雨量からの手順と同じもので十分であると考えられ、基礎データさえあれば考慮した解析が可能となる。なお散水を受ける場所と受けない場所とで涵養量が異なるため、それに対処することも必要である。

6.2.4 地表へ浸出した水の扱い

砂川地下ダム設計では、地表浸出を生じないような考慮がされていたため、本研究においては地表浸出モデルの精度は問題とならなかった。地表へ浸出した水は地下水とは全く異なる運動をするため、Darcy 則に基づいた基礎方程式での扱いは全く不可能である。そこでこの量を異なる系への流出とした扱いを行い、同時に浸出した水は直ちに流れ去ると仮定した。実際にはこの水は地面に沿って流れ、窪地に湛水したり、地表水に流入したりするが、流出先を決定するためには詳細な地表地形を考慮した解析を行わなければならない。大規模な地表浸出を生じるような場合には、地上における水の流れと地中への再浸透を考慮する必要があるため、これらに対処するためにもさらなる発展が必要である。

6.3 井戸配置手法についての検討

6.3.1 配置基準の妥当性

5章では、揚水によって水位が平均的に下がるという基準と、基盤層に沿った形に下がるという基準の2つを用いた。最大の水位低下幅が抑えられる前者は、水位低下による災害が予想される場合に適している。また、後者の配置では地下水の多くの割合を揚水することができるため、水利用を優先する場合に適した基準である。

しかし井戸配置に求められる基準は、対象箇所における状況によって様々に異なる。示した2つの例は、一般化した理想的な基準に基づくものであり、これだけでは全ての場合を網羅することができない。したがって、その場所と計画における具体的な基準を明確にし、それに応じた評価関数を定める必要がある。しかし決定方法自体には大きな柔軟性があるため、どのような基準にも対応できるものと考えられる。

6.3.2 評価関数の一般性と積分方法

配置目的に応じた評価関数の決定は、次の手順に従って行われている。まず関数形を仮定し、その値を最小化する井戸の配置を決定した。続いてその配置に基づいて、有限要素法による数値揚水試験を行い、地下水位が低下して揚水を継続できなくなった時点の水面形を求めた。これをいくつかの基盤形状と地下水深分布、また異なった関数形に基づいて行い、目的に最も適した水面形を実現する井戸配置と、それを与える関数を選び出した。

この方法で定めた評価関数は、限られた数の基盤層形状について決定されたものであるため、一般性が保証されていない。したがって領域と基盤層の形状によっては、そのまま適用できない可能性がある。より解析的な方法を用い、より高い一般性を持った評価関数

を求めることができれば、この配置方法は任意の基盤層形状に確実に対応できるものとなる。

また今回積分区間の決定に用いた Voronoi 分割には、対象領域が凸領域でなければならないという制限がある。したがって井戸配置を行う対象領域も、凸領域である必要がある。この制限を満たさない領域については、別の方法を用いて積分区間を決定しなければならない。

6.3.3 その他の要因の考慮

本研究で定めた方法では、井戸の個数をあらかじめ決定しておく必要がある。井戸の個数は様々な要因に基づいて決定されるが、地下水位の制限よりは井戸の性能やコスト、また土地利用上の制限の方が強いものと思われる。したがって全く別の基準を設けなければ、井戸の個数を決定することはできない。

また配置上の問題として、井戸を結ぶ水路の総延長についても考慮する必要がある。井戸が一直線に並ぶ配置の方が、水路の建設や土地取得の上で都合が良く、望ましいものであると言える。この点についても地下水深とは別の評価基準が必要となるため、より良い井戸配置を実現するためには、これらについても考慮可能な評価関数の形状を決定しなければならない。したがって、以上の点について改良を加えれば、実際の設計に十分用いることができる配置手法となるものと思われる。

6.4 不完全貫入止水壁の扱いについての検討

6.4.1 止水壁等価要素の大きさと係数

不完全貫入止水壁の設置された被圧地下水流を、水平二次元解析で扱う目的で、止水壁の止水効果を等価な低透水性領域で置き換えた。その際、低透水性領域に異方性を持たせ、止水壁直角方向の透水係数を地盤のものと等しくすることによって、方向によって異なる止水壁の効果を表現している。また止水壁のごく近くでは、準一様流の仮定が成立しないため、この場所について水平二次元解析で求めた水頭値は実際の値とは異なる。そこで止水壁等価要素の大きさを定め、そのような領域に節点が配置されないようにした。止水壁面上の水頭値については、等価要素を通過する流量と要素辺上の水頭値から、理論式で求める方法を採用した。

この手法には、止水壁周囲に配置される要素が大きくなるという特徴がある。これは水平二次元解析に不可欠である、準一様流の仮定を破らないために必要な制限であるが、最

も水頭勾配の急な場所に大きい要素が配置される結果となる。しかしこの方法によって求めた水頭値が、三次元解析の結果とほぼ一致していることから、これは節点数を抑えられるという長所であると結論できる。

6.4.2 非定常解析への適用

非定常流では場所によって断面流量が異なり、またその量が時間とともに変化する。今回用いた止水効果を表す式は、断面流量が場所によって変化しないという条件の下で誘導されているため、これを非定常解析に用いることには問題がある。しかし貯留係数の小さい被圧帯水層では、非定常状態であっても場所による断面流量の差は非常に小さく、この方法をそのまま用いても大きな誤差は生じなかった。

誤差はさほど大きくないものの、止水壁直下流における水頭値が低く計算されるという傾向が明白に生じている。この安全側の誤差が設計に悪影響を及ぼす可能性もあるため、解析結果の解釈には注意が必要である。またこの誤差が、急激な水頭変動の生じている場合に大きくなることから、揚水開始直後や、水頭値が安定する前についての解析結果については、特別な検討を行わなければならないと言える。

6.4.3 不圧帯水層への応用

本研究の止水壁等価要素は、地下水深が地理的条件のみで決まり、水頭値などによって変化しない被圧帯水層を対象にしている。しかし、掘削時に地下水が問題となる帯水層の多くは不圧帯水層であり、また地下水処理によって被圧状態から不圧状態に帯水層が移行する場合も考えられる¹⁰⁰⁾。したがって、不圧層への対処は非常に重要であると言え、地下ダムに用いられるもののような、根入れされた止水壁への対応も大きな意義を持つ。

以上から今後の課題として、不圧帯水層を扱える止水壁等価要素の開発を考えている。不圧地下水流の解析では、自由水面の形状と、その影響による地下水深の変化を考慮しなければならない。また非定常状態における断面流量の変化も激しくなるため、定常状態を仮定した式には適用限界があると考えられる。さらに、開口部が上側にある地下ダム止水壁と、下側にある地下水位低下工法の止水壁では、壁体周囲の水面形状が大きく異なったものとなる。

しかし、低透水性領域を持つ帯水層の水頭分布については、鉛直2次元流^{101), 102), 103)}と軸対称流^{103), 104)}の両方について、非定常状態を含めた解析解が求められている。したがって、止水壁と等価な低透水性領域を定めることができれば、有限要素法解析のみではな

く、理論的な非定常解析も可能となる。止水構造物周囲の流れを扱う、不圧、被圧を問わない統一モデルとして、解析を行う手法の作成を急ぎたい。

参考文献

- 1) 国土庁長官官房水資源部編：平成8年版 日本の水資源 —水資源の有効利用—，大蔵省印刷局，1996.
- 2) 吉谷純一：地下ダムシリーズ開始にあたって，地下水と井戸とポンプ，Vol.29, No.1, pp.6-13, 1987.
- 3) 建設省河川局開発課：建設省の地下ダム計画，地下水と井戸とポンプ，Vol.29, No.2, pp.1-11, 1987.
- 4) 富田友幸・今泉真之・長田実也：宮古島における地下ダム計画(その1)，地下水と井戸とポンプ，Vol.29, No.8, pp.10-21, 1987.
- 5) 富田友幸・今泉真之・長田実也：宮古島における地下ダム計画(その2)，地下水と井戸とポンプ，Vol.29, No.9, pp.15-24, 1987.
- 6) 農林水産省構造改善局計画部資源課・沖縄総合事務局農林水産部土地改良課：地下ダム計画技術指針(第2次案)，1984.
- 7) 松尾新一郎・河野伊一郎：地下止水壁による地下水規制の実験的研究，土木学会論文報告集，No.178, pp.53-61, 1970.
- 8) 杉尾 哲・泊 清志：半透水性遮水壁による地下貯留水の塩水化防止に関する検討，日本地下水学会誌，Vol.26, No.1, pp.1-11, 1984.
- 9) 今泉真之・前川統一郎・長田実也・富田友幸：宮古島地下ダム計画の取水施設設計について，地下水と井戸とポンプ，Vol.30, No.4, pp.203-211, 1988.
- 10) 細谷裕士：地下ダムの調査と設計，地下水と井戸とポンプ，Vol.29, No.3, pp.15-25, 1987.
- 11) 前掲 4).
- 12) 地盤工学会：地下水入門、地盤工学会，1983.
- 13) A.K.Parkin : Field Solutions for Turbulent Seepage Flow, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.1, pp.209-218, 1971.
- 14) D.D.Joseph, D.A.Nield and G.Papanicolaou : Nonlinear Equation Governing Flow in a Saturated Porous Medium, *Water Resources Research*, Vol.18, No.4, pp.1049-1052, 1982.
- 15) 岡 太郎：地下水入門・新知識(その3) —地下水の流れ—，農業土木学会誌，Vol.55, No.5, pp.59-65, 1987.
- 16) Z.Sen : Analytical Solution Incorporating Nonlinear Radial Flow in Confined Aquifers, *Water Resources Research*, Vol.24, No.4, pp.601-606, 1988.
- 17) R.Beckie, A.A.Aladama and E.F.Wood : The Universal Structure of the Groundwater Flow Equations, *Water Resources Research*, Vol.30, No.5, pp.1407-1419, 1991.
- 18) S.P.Neuman : Analysis of Nonsteady Flow with a Free Surface Using the Finite Element Method, *Water Resources Research*, Vol.7, No.3, pp.611-623, 1971.
- 19) 岡 太郎・角屋 睦：扇状地地下水の平面的挙動 —田川流域の地下水に関する研究(3)—，京都大学防災研究所年報，No.13 B, pp.161-169, 1970.
- 20) 岡 太郎：FEMによる扇状地地下水の平面解析 —田川流域の地下水に関する研究(4)—，京都大学防災研究所年報，No.22 B-2, pp.257-270, 1979.
- 21) J.H.Knight : Steady Periodic Flow through a Rectangular Dam, *Water Resources Research*, Vol.17, No.4, pp.1222-1224, 1981.
- 22) A.H.Dvynoff and M.E.Harr : Phreatic Surface Location after Drawdown, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.1, pp.47-58, 1971.
- 23) B.S.Browzin : Exit of Ground Waters on Drainage Boundaries, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.102, No.2, pp.159-173, 1976.
- 24) Y.H.Huang : Unsteady State Phreatic Surface in Earth Dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.1, pp.93-98, 1986.
- 25) W.E.Sanford : Hillslope Drainage with Sudden Drawdown: Closed Form Solution and Laboratory Experiments, *Water Resources Research*, Vol.29, No.7, pp.2313-2321, 1993.

- 26) N.C.van de Giesen, J.-Y.Parlange and T.S.Steenhuis : Transient Flow to Open Drains: Comparison of Linearized Solutions With and Without the Dupuit Assumption, *Water Resources Research*, Vol.30, No.11, pp.3033-3039, 1994.
- 27) N.Kikuchi : Seepage Flow Problems by Variational Inequalities: Theory and Approximation, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.1, No.3, pp.283-297, 1977.
- 28) R.C.A.Hindmarsh and K.Hutter : Numerical Fixed Domain Mapping Solution of Free-surface Flows Coupled with an Evolving Interior Field, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.12, No.4, pp.437-459, 1988.
- 29) L.W.Morland and G.Gioda : A Mapping Technique for Steady-state Unconfined Seepage Analysis, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.14, No.5, pp.303-323, 1990.
- 30) C.Zhao and S.Valliappan : Transient Infinite Elements for Seepage Problems in Infinite Media, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.17, No.5, pp.323-341, 1993.
- 31) V.I.Aravin and S.N.Numerov : Theory of Fluid Flow in Undeformable Porous Media, *The Israel Program for Scientific Translations*, 1965.
- 32) N.Levinson and R.M.Redheffer : Complex Variables, *Holden-Day*, 1970.
- 33) M.S.Moayeri : Seepage through Dams with Horizontal Toe Drain, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, No.5, pp.461-479, 1972.
- 34) L.T.Isaacs and B.Hunt : Seepage from Free Water above Impermeable Tailings, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.107, No.11, pp.1563-1577, 1981.
- 35) A.Muleshkov and S.Banerjee : On the Solution of Steady Unconfined Seepage towards Semi-infinite Slopes, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.15, No.4, pp.271-288, 1991.
- 36) B.Nath : A Novel Finite Element Method for Seepage Analysis, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.5, No.2, pp.139-163, 1981.
- 37) 川原睦人 : 有限要素法流体解析, 日科技連出版, 1985.
- 38) 市川康明 : 地盤力学における有限要素法入門, 日科技連出版, 1990.
- 39) 前掲 10).
- 40) 長谷川高士・石井将幸・浜口俊雄 : 宮古島砂川地下ダムの地下水流動解析, 第 49 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.52-53, 1992.
- 41) 長谷川高士・石井将幸 : 地下ダムにおける地下水流の流動解析とその利用, 土と基礎, 第 42 卷, 第 11 号, pp.5-10, 1994.
- 42) 石井将幸・長谷川高士・田窪一雄 : 地表湛水を考慮した水平 2 次元地下水流動モデル, 平成 6 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.352-353, 1994.
- 43) 山本荘毅 : 地下水水文学, 共立出版, 1992.
- 44) 高木不折・岡 太郎 : 講座「土中水の不飽和流動」 4. 雨水流出と不飽和浸透, 土と基礎, Vol.29, No.9, pp.65-73, 1981.
- 45) 岡 太郎 : 裸地斜面域における土壌水の流動解析, 京都大学防災研究所年報, No.21 B-2, pp.251-262, 1978.
- 46) 岡 太郎 : 自然丘陵地における土壌水流動 — 観測とその解析 —, 京都大学防災研究所年報, No.26 B-2, pp.213-224, 1983.
- 47) 岡 太郎 : 地下水数理モデルの研究動向, 京都大学防災研究所年報, No.26 A, pp.19-31, 1983.
- 48) K.B.Morris, M.M.Gribb and R.P.Ray : Integrated, Full-scale Model Validation of Unsaturated Flow Behavior, *Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils*, pp.399-403, 1995.
- 49) 吉川 満 : 貯留モデルによる不圧の地下水の涵養と流出の構造解析, 応用地質, Vol.23, No.1, pp.1-6, 1982.

- 50) E.C.C.Choi : A Finite Element Study of Steady State Flow in an Unconfined Aquifer Resting on a Sloping Bed, *Water Resources Research*, Vol.14, No.3, pp.391-394, 1978.
- 51) R.L.Taylor and C.B.Brown : Darcy Flow Solutions with a Free Surface, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol.93, No.2, pp.25-33, 1967.
- 52) C.S.Desai and W.C.Sherman, Jr. : Unconfined Transient Seepage in Sloping Banks, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.2, pp.357-373, 1971.
- 53) K.-J.Bathe and M.R.Khoshgoftaar : Finite Element Free Surface Seepage Analysis without Mesh Iteration, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.3, No.1, pp.13-22, 1979.
- 54) A.Cividini and G.Gioda : An Approximate F.E. Analysis of Seepage with a Free Surface, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.8, No.6, pp.549-566, 1984.
- 55) D.R.Westbrook and G.J.Gilmour : A Variational Inequality Approach to Free Surface Seepage in an Inhomogeneous Dam, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.9, No.6, pp.599-608, 1985.
- 56) S.J.Lacy and J.H.Prevost : Flow through Porous Media: A Procedure for Locating the Free Surface, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.11, No.6, pp.585-601, 1987.
- 57) G.C.Li and C.S.Desai : Stress and Seepage Analysis of Earth Dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.109, No.7, pp.946-960, 1983.
- 58) C.S.Desai : Seepage Analysis of Earth Banks under Drawdown, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, No.11, pp.1143-1162, 1972.
- 59) 山上拓男 : 有限要素法による非定常浸透流解析に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.263, pp.85-95, 1977.
- 60) K.Y.Chung and N.Kikuchi : Adaptive Methods to Solve Free Boundary Problems of Flow through Porous Media, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.11, No.1, pp.17-31, 1987.
- 61) G.Gioda and C.Gentile : A Nonlinear Programming Analysis of Unconfined Steady-state Seepage, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.11, No.3, pp.283-305, 1987.
- 62) S.P.Neuman and P.A.Witherspoon : Finite Element Method of Analyzing Steady Seepage with a Free Surface, *Water Resources Research*, Vol.6, No.3, 1970.
- 63) A.Cividini and G.Gioda : On the Variable Mesh Finite Element Analysis of Unconfined Seepage Problems, *Géotechnique*, Vol.39, No.2, pp.251-267, 1989.
- 64) A.Shamsai : A Numerical Investigation of Free Surface-Seepage Face Relationship under Steady State Flow Conditions, *Water Resources Research*, Vol.27, No.3, pp.409-421, 1991.
- 65) 石井将幸・長谷川高士 : 大気接触面上流速に着目した鉛直 2 次元浸透解析, 第 53 回農業土木学会京都支部研究発表会講演要旨集, pp.94-95, 1996.
- 66) Polubarinova-Kochina : Theory of Ground Water Movement, pp.292-295, *Princeton Univ. Press*, 1962.
- 67) 黒川陸生 : 宮古島の地下ダム, 土と基礎, Vol.29, No.1, pp.37-42, 1981.
- 68) 今泉真之・前川統一郎・長田実也・富田友幸 : 宮古島地下ダム計画の水理計算シミュレーションについて, 地下水と井戸とポンプ, Vol.30, No.1, pp.11-23, 1988.
- 69) 石井将幸・長谷川高士 : ボロノイ分割図を用いた井戸配置の決定, 平成 5 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集, pp.314-315, 1993.
- 70) 石井将幸・長谷川高士 : ボロノイ分割による井戸配置の決定と砂川地下ダム湖への適用, 土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集, II, pp.312-313, 1993.
- 71) 岡部篤行・鈴木敦夫 : 最適配置の数理, 朝倉書店, 1992.
- 72) 馬場則夫・坂和正敏 : 数理計画法入門, 共立出版株式会社, 1989.

- 73) 地盤工学会編：建設工事と地下水，地盤工学会，1980.
- 74) 藤原紀夫・山下幸夫：地下水処理工法，鹿島出版会，1981.
- 75) 地盤工学会編：根切り工事と地下水 —調査・設計から施工まで—，地盤工学会，1991.
- 76) 西垣 誠：地下水に関する環境評価手法，基礎工，Vol.20, No.11, pp.25-31, 1992.
- 77) 西垣 誠・小野紘一・進士喜英：大深度構造物に関する地下水解析，基礎工，Vol.21, No.7, pp.30-36, 1993.
- 78) 地盤工学会：第38回土質工学シンポジウム —建設工事と地下水に関する諸問題— 平成5年度発表論文集，地盤工学会，1993.
- 79) 鈴木音彦：地下水処理工の事例，東洋書店，1994.
- 80) W.Powrie and M.Preene：Equivalent Well Analysis of Construction Dewatering Systems, *Geotechnique*, Vol.42, No.4, pp.635-639, 1992.
- 81) M.Preene and W.Powrie：Steady-state Performance of Construction Dewatering Systems in Fine Soils, *Geotechnique*, Vol.43, No.2, pp.191-205, 1993.
- 82) I.S.Papadopoulos and H.H.Cooper, Jr.：Drawdown in a Well of Large Diameter, *Water Resources Research*, Vol.3, No.1, pp.241-244, 1967.
- 83) Z.Şen：Nonlinear Radial Flow in Confined Aquifers toward Large-diameter Wells, *Water Resources Research*, Vol.26, No.5, pp.1103-1109, 1990.
- 84) W.Powrie, T.O.L.Roberts and H.E-D.Moghazy：Effects of High Permeability Lenses on Efficiency of Wellpoint Dewatering, *Geotechnique*, Vol.39, No.3, pp.543-547, 1989.
- 85) J.P.Hsi and J.C.Small：Ground Settlements and Drawdown of the Water Table around an Excavation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.29, pp.740-756, 1992.
- 86) 神野健二・長野益徳：深井戸工法における最適揚水量の決定および揚水操作方法について，土木学会論文報告集，No.305, pp.73-84, 1981.
- 87) S.M.Sumer, J.J.Elton and J.A.Tapics：Dewatering Optimization Using a Groundwater Flow Model at the Whitewood Open-pit Coal Mine, Alberta, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, pp.684-693, 1988.
- 88) 竹下祐二・河野伊一郎：地盤掘削工事における最適化手法を用いた排水設計方法に関する考察，土木学会論文集，No.493/III-27, pp.155-163, 1994.
- 89) 福原拓平・山田和男・田丸新二・本城勇介・石川 勲：揚水試験による連続シート止水壁の性能評価：(その2) 逆解析手法を用いた試験結果の評価，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集，III, pp.1072-1073, 1989.
- 90) 北野祐介・金子典由・川原睦人：止水壁を含む領域での揚水および注水による地下水位最適制御，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，III-a, pp.590-591, 1996.
- 91) 進士喜英・小野紘一・西垣 誠：遮水壁内への地下水浸透評価の二次元簡素化，地下水学会誌，Vol.34, No.4, pp.241-252, 1992.
- 92) 石井将幸・村上 章・長谷川高士：被圧水平二次元浸透解析への遮水壁等価要素の導入，農業土木学会論文集(投稿中).
- 93) 佐藤邦明：部分貫入遮水による地下水挙動の水理解析，応用地質，Vol.23, No.4, pp.18-24, 1982.
- 94) W.Powrie and M.Preene：Time-drawdown Behavior of Construction Dewatering Systems in Fine Soils, *Geotechnique*, Vol.44, No.1, pp.83-100, 1991.
- 95) 大東憲二・植下 協・市川悦男：掘削構造物周辺の地下水流動状態保全に関する研究，土木学会論文集，No.535/III-34, pp.13-21, 1996.
- 96) I.Kono：The Equivalent Radius of a Source in Numerical Models of Groundwater Flow, *Proceedings of JSCE*, No.218, pp.103-107, 1973.
- 97) 上村佳司・榎 利博・田中良弘：浸透流解析における井戸のモデル化に関する一考察，第28回土質工学研究発表会発表講演集，pp.2245-2246, 1993.
- 98) 榎 利博・上村佳司・田中良弘：平面2次元浸透流解析における井戸のモデル化に関する一考察，第28回土質工学研究発表会発表講演集，pp.2247-2248, 1993.

- 99) 星田義治・市川 勉：揚水における井戸ロスの評価に関する考察，土木学会論文報告集，No.313，pp.37-46，1981.
- 100) M.L.Johnson and W.F.Brutsaert：The Transition Problem in Pumped Aquifers, *Water Resources Research*, Vol.15, No.5, pp.1266-1272, 1979.
- 101) K.Sato：Hydro-dynamic Behavior of Ground Water in Confined and Unconfined Layers with Cut-off Wall, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, 1982.
- 102) 佐藤邦明：遮水による非定常地下水流の厳密解，土木学会論文報告集，No.330，pp.81-86，1983.
- 103) J.S.Olarewaju：A Mathematical Model of Permeability Alteration around Wells, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.14, No.3, pp.191-207, 1990.
- 104) J.J.Butler, Jr. and Wenzhi Liu：Pumping Tests in Nonuniform Aquifers: The Radially Asymmetric Case, *Water Resources Research*, Vol.29, No.2, pp.259-269, 1993.

謝辞

地下ダム流動解析は、著者の卒業論文の題材となったテーマであり、生まれて初めての研究テーマでした。修士論文の一部として研究した井戸の配置方法は、地下ダムへの適用を最終的な目標としていました。そして、最近の研究成果である地下水処理の解析方法にも、地下ダム流動解析の基本方針である、「二次元解析による三次元的な現象の記述」が大きな影響を与えています。本論文をまとめるにあたり、最初の研究内容であった地下ダムの流動解析が、その後の研究の基礎となっていたことを改めて認識しました。

京都大学大学院農学研究科の長谷川高士教授には、このような素晴らしい研究題材を与えていただきました。また卒業論文作成時から現在に至るまで、暖かいご指導、ご助言と、良好な環境を賜りました。厚くお礼申し上げます。同じく京都大学大学院農学研究科の高橋 強教授、三野 徹教授、河地利彦教授には、ご多忙の中、本論文を閲読していただき、さらに有益なご助言を賜りました。心より感謝申し上げます。

京都大学防災研究所の岡 太郎教授には、地下水流動解析を基礎から指導していただきました。深く感謝しております。京都大学大学院農学研究科の村上 章助教授は、有限要素法についてご指導くださり、また折にふれて厳しくも意義深いお言葉を賜りました。本当にありがとうございました。

現神戸大学教授の内田一徳先生、現福井県立大学教授の菊沢正裕先生にも、数々のご助言をいただきました。さらに研究室の諸先輩方、後輩のみなさんも、いろいろな形でご協力くださいました。卒業論文の頃、密かに自信を持っていたプログラム作成に苦しみ、深く考えずに透水係数やタンクモデル定数を決めていた筆者が、このような形の学位論文をまとめることができたのも、ひとえに皆様のおかげと考えております。そして誰よりも、今日まで私を支えてくださった両親に、心から感謝したいと思います。