

地下水位低下工法による
海浜安定化のメカニズムに関する研究

1998年3月

福島 雅紀

①

地下水位低下工法による
海浜安定化のメカニズムに関する研究

1998年3月

福島雅紀

要旨

環境にやさしく、景観に配慮した海岸保全対策の1つとして、前浜地下水をポンプアップし地下水位を低下させることにより、海岸侵食を低減する方法が注目されている。本研究では、前浜地下水位と海岸侵食との相互作用のメカニズムを調べるために、沖波条件と前浜地下水位条件を組み合わせたいくつかの条件で断面実験を行った。その結果、地下水位低下工法の特徴が明らかになると同時に、その効率的な運用方法が提案された。しかし、海浜過程は複雑な現象を多く含むため、その海浜安定化のメカニズムについてはあまり言及できなかった。そこで、そのような複雑な現象の中からいくつかの比較的単純な水理現象を抽出し、それらの水理現象に対して底面からの浸透取水の効果がどのように現れるのかを、開水路実験によって調べた。また、前浜でポンプアップしたときの浸透流の状況を数値計算および可視化実験を通じて把握した。その結果、海浜安定化のメカニズムとしては、吸水に伴う間隙水圧の低下が砂を締め固め、砂の洗掘を抑制することで砂浜を安定に保持することがわかった。一方、現地試験施工も約3年間にわたって継続されており、その観測データも得られてきている。これらの結果を整理して、地下水位低下工法の見海浜安定化メカニズム、その運用方法および現地適用性について検討した。

目次

第1章 序論	1
第2章 Well Point 工法の海浜安定化の効果 —室内実験—	7
2.1 はじめに	7
2.2 実験装置	7
2.3 測定項目	8
2.4 実験条件	8
2.5 実験結果	11
2.5.1 海浜形状および地下水位分布の経時変化	11
2.5.2 海浜の安定度および砂の増減量	15
2.5.3 吸水が浮遊砂に与える影響	19
2.6 まとめ	20
第3章 底面浸透取水が底質移動に及ぼす効果 —室内実験—	21
3.1 はじめに	21
3.2 実験装置および実験の概要	21
3.3 測定項目	23
3.4 実験条件および実験結果	24
3.4.1 実験A(段落ち流れに伴う洗掘現象)	24
3.4.2 実験B(流砂の堆積現象)	27
3.4.3 実験C(砂の移動限界流速)	31
3.5 まとめ	35
第4章 浸透流の状況	36
4.1 はじめに	36
4.2 浸透流解析	36
4.2.1 基礎方程式	36
4.2.2 数値計算法	38
4.2.3 計算対象領域	38
4.2.4 計算結果	39
4.3 浸透流の可視化	45
4.3.1 可視化手法	45
4.3.2 実験装置	45
4.3.3 実験条件	46
4.3.4 可視化写真および流速の推定	46

4.4	数値計算と可視化結果との比較	51
4.5	まとめ	53
第5章	現地海浜における試験施工	54
5.1	はじめに	54
5.2	実験場所の諸状況	54
5.3	実測項目および試験実施状況	56
5.4	実測結果	60
5.4.1	1995年9月から1995年11月にかけての試験結果	60
5.4.2	1996年7月から1996年10月にかけての試験結果	61
5.4.3	1996年11月から1997年9月にかけての試験結果	64
5.4.4	まとめ	65
5.5	現地観測	67
5.5.1	第1回観測	67
5.5.2	第2回観測	70
5.5.3	第3回観測	71
5.5.4	第4回観測	72
5.6	現地施工上の注意点	81
5.6.1	Well Point 工法の高波浪に対する耐性強化	81
5.6.2	Well Point 運用費用および施工費用	81
5.7	まとめ	83
第6章	結論	86
	謝辞	87
	参考文献	88
	付録	91

目次

1. 1	地下水位低下工法の分類	2
2. 1	実験装置	7
2. 2	地下水位の状態の概略図	9
2. 3	沖波条件による海浜プロファイルのタイプ分け	9
2. 4	各海浜プロファイルの模式図	10
2. 5	海浜形状および地下水位分布の経時変化(侵食性沖波条件:No.2)	13
2. 6	海浜形状および地下水位分布の経時変化(堆積性沖波条件:No.4)	13
2. 7	吸水量の経時変化	14
2. 8	地形変化に及ぼす排水量の影響	14
2. 9	海浜安定度の経時変化(砕波帯, 侵食性沖波条件:No.2)	17
2. 10	海浜安定度の経時変化(砕波帯, 堆積性沖波条件:No.4)	17
2. 11	海浜安定度の経時変化(ドレイン周辺, 侵食性沖波条件:No.2)	17
2. 12	海浜安定度の経時変化(ドレイン周辺, 堆積性沖波条件:No.4)	17
2. 13	砂の増加量の経時変化(砕波帯, 侵食性沖波条件:No.2)	18
2. 14	砂の増加量の経時変化(砕波帯, 堆積性沖波条件:No.4)	18
2. 15	砂の増加量の経時変化(ドレイン周辺, 侵食性沖波条件:No.2)	18
2. 16	砂の増加量の経時変化(ドレイン周辺, 堆積性沖波条件:No.4)	18
2. 17	砂の採取位置	19
3. 1(a)	実験装置(段落ち流れに伴う洗掘現象)	22
3. 1(b)	実験装置(流砂の堆積現象)	22
3. 1(c)	実験装置(砂の移動限界流速)	22
3. 2	初期河床形状および通水開始5分後の河床形状(実験 A)	26
3. 3	洗掘後の河床形状の比較	26
3. 4	底面からの浸透取水割合と洗掘量との関係(図中の実点に添えた数値は, 砂の沈降速度に対する底面浸透流速の割合である.)	27
3. 5	初期河床形状および通水開始5分後の河床形状(実験 B, 実験条件1)	29
3. 6	流砂堆積後の河床形状の比較(実験条件1)	29
3. 7	底面からの浸透取水割合と累算堆積砂量(実験条件1)	30
3. 8	初期河床形状および通水開始 18 分後の河床形状(実験 B, 実験条件2)	30
3. 9	流砂堆積後の河床形状の比較(実験条件2)	31
3. 10	底面からの浸透取水割合と累算堆積砂量(実験条件2)	31
3. 11	初期河床形状および通水開始5分後の河床形状(実験 C)	33
3. 12	縮流板下の河床形状の比較	33
3. 13	縮流板下の平均流速および洗掘点	34
4. 1(a)	van Genuchten 式(有効飽和度と圧力水頭との関係)	37

4. 1 (b)	van Genuchten 式 (圧力水頭と相対不飽和透水係数との関係)	37
4. 2	計算対象領域	38
4. 3	浸透流の流速ベクトル, 地下水面およびポテンシャル分布1 (汀線直下にて, 吸水圧: $-2\text{mH}_2\text{O}$ で吸水開始2時間後の状況)	40
4. 4	水槽底面から5cm 上方の全水頭 (数値計算と実験との比較)	40
4. 5	Suction head と吸水量の関係 (数値計算)	40
4. 6	浸透流の流速ベクトル, 地下水面およびポテンシャル分布2 (汀線直下にて, 吸水圧: $-0.025\text{mH}_2\text{O}$ で吸水開始2時間後の状況)	42
4. 7	浸透流の流速ベクトル, 地下水面およびポテンシャル分布3 (汀線沖 95cm にて, 吸水圧: $-0.025\text{mH}_2\text{O}$ で吸水開始2時間後の状況)	43
4. 8	浸透流速の分布 (図 4. 6 の汀線直下で吸水した場合)	44
4. 9	浸透流速の分布 (図 4. 7 の汀線から沖側 95cm で吸水した場合)	44
4. 10	染料注入点および撮影の状況	45
4. 11	地下水位の分布	46
4. 12	可視化写真 (ケース V1)	47
4. 13	可視化写真 (ケース V2)	47
4. 14	可視化写真 (ケース V3)	48
4. 15	可視化写真 (ケース V4)	48
4. 16	可視化実験より得られた流況 (ケース V1, 図中の数値は 10^3 倍して表示した真の 浸透流速である.)	49
4. 17	可視化実験より得られた流況 (ケース V2, 図中の数値は 10^3 倍して表示した真の 浸透流速である.)	49
4. 18	可視化実験より得られた流況 (ケース V3, 図中の数値は 10^3 倍して表示した真の 浸透流速である.)	50
4. 19	可視化実験より得られた流況 (ケース V4, 図中の数値は 10^3 倍して表示した真の 浸透流速である.)	50
4. 20	数値計算と可視化実験との比較 (ケース V1)	51
4. 21	数値計算と可視化実験との比較 (ケース V3)	52
5. 1	浜岡海岸の位置および浜岡海岸における長期的汀線変化	55
5. 2	浜岡海岸の波浪状況 (1995 年 6 月から 12 月までのデータより算出)	56
5. 3	Well Point 埋設位置および計測位置	57
5. 4	吸水装置の模式図	59
5. 5	汀線位置の経時変化	60
5. 6	海浜断面積の経時変化	61
5. 7	海浜断面積変化速度の経時変化	61
5. 8	地下水位および吸水量の経時変化 (1996 年 8 月)	62
5. 9	汀線位置の経時変化	63
5. 10	海浜断面積の経時変化	63
5. 11	海浜断面積変化速度の経時変化	63

5. 12	地下水位および吸水量の経時変化(1997年1月)	64
5. 13	汀線位置の経時変化	66
5. 14	海浜断面積の経時変化	66
5. 15	海浜断面積変化速度の経時変化	66
5. 16	中央粒径の分布	70
5. 17	均等係数の分布	70
5. 18	矢の貫入場所および砂の採取位置(A区域)	76
5. 19	矢の貫入場所および砂の採取位置(B区域)	76
5. 20	矢の貫入場所および砂の採取位置(C区域)	77
5. 21	矢の貫入深さと相対密度の関係	78
5. 22	矢の貫入深さの比較	79
5. 23	遡上距離の比較(潮位:-60cm)	80
5. 24	改良された吸水装置の概略図	82
A. 1	実験に用いた砂の粒度分布	91
B. 1-B.31	海浜形状および地下水位分布の経時変化(断面実験で得られた全データ)	92-107

表目次

2.1	測定項目	8
2.2	沖波条件	10
2.3	粒度試験結果	19
2.4	前浜地下水位の状態が海浜変形に与える影響	20
3.1	測定項目	23
3.2	実験条件(実験 A)	24
3.3	実験条件1(実験 B)	27
3.4	実験条件2(実験 B)	28
3.5	実験条件(実験 C)	32
4.1	実験条件(可視化実験)	46
4.2	各位置における流速値の比較	52
5.1	実測項目	57
5.2	第2回観測の概要	67
5.3	フロートによる沿岸流計測結果(1996年7月3日計測)	68
5.4	電磁流速計による沿岸流計測結果(1996年7月3日計測)	68
5.5	遡上波中の砂の分析結果	69
5.6	海水の分析結果	69
5.7	第2回観測の概要	70
5.8	砂の粒度試験結果(1996年8月29日計測)	71
5.9	第3回観測の概要	71
5.10	砂の粒度試験結果(1996年12月25日計測)	71
5.11	第4回観測の概要	72
5.12	矢の貫入深さ(1997年8月1日計測)	74
5.13	矢の貫入深さ(1997年8月2日計測)	75
5.14	砂粒子の密度および浜砂の相対密度	77
5.15	砂の密度試験結果(1997年8月1,2日計測)	78
5.16	Well Point 工法の運用費用および施工費用	81
A.1	砂の諸元	91

第1章 序論

研究背景

戦後のダム建設および治山治水事業等に伴って、河川からの排出土砂量は著しく減少し、港湾の建設、埋め立て等の沿岸部開発によって、漂砂源が失われると同時に沿岸漂砂の連続性が絶たれた。その結果、日本の海岸は全国的に慢性的な海岸侵食問題を抱えるようになってきた。現在、我が国の海岸線総延長約 35,000km のうち約半分が何らかの海岸侵食対策を必要とし、そのうちの3分の2強の海岸で既に侵食対策構造物が設置されている [磯部, 1994]。それらの構造物としては、離岸堤、潜堤のように消波もしくは波浪減衰を目的とした構造物、突堤のように沿岸方向の漂砂を制御することを目的とした構造物、あるいはコンクリートなどで海岸全体を保護することを目的とした護岸構造物等が開発され、防災面においてはその効果が十分に発揮されてきた。しかし近年、地球規模の環境問題と相俟って、これらの人工構造物を設置することなく、景観および自然環境に配慮した海岸保全対策を実施することが要求されるようになってきた。海岸の環境創造、ミチゲーション等が注目される中で、自然海岸と調和した海岸保全、沿岸部開発時の環境への影響評価手法、開発に伴う悪影響の補償技術等がますます重要となってくると考えられる。今後の海岸工学分野において、この防災と親水性という相反する要請に応えることが期待される。

そうした中で、防災機能と親水性を有する新しい海岸保全技術が紹介されるようになってきた [加藤, 1991 ; 山下, 1996]。そのような工法の1つに地下水位低下工法があり、景観に配慮した海岸侵食対策として注目されている。この工法は前浜地下水位を低下させることにより、遡上波の前浜への浸透を促すと同時に戻り流れを減少させ、汀線付近を往復運動する漂砂を捉える方法であるとされている [Vesterby, 1991]。地下水位の制御方法により、本工法は大きく3つの方法に分類される (図 1.1 参照)。第1の方法は Well Point 工法であり、汀線に沿ってドレインを埋設し地下水を強制的にポンプアップすることにより、前浜地下水位を低下させる方法である (図 1.1 の I)。第2の方法は Beach Management System もしくは Coastal Drain System と呼ばれ、Well Point 工法の設備と類似している (図 1.1 の II)。ただし、地下水を強制的にポンプアップするのではなく、ドレインを介して自然浸透した水を一度水溜まりに貯留し、ある程度溜まったときにポンプアップする方法である。第3の方法は透水層埋設工法と呼ばれ、前浜の自然浸透性を高めることにより、前浜地下水位を低下させる方法である (図 1.1 の III)。透水層埋設工法は、砂浜内部に砂層よりも透水性の良い透水層を部分的に設置し、その層を介して地下水を沖側海底に排水する方法である。

地下水位低下工法の特徴としては、構造物による侵食対策とは異なり、自然な状態での漂砂の移動に大きな影響を与えることなく、積極的に侵食を抑制することが挙げられる。また、その設備の多くは砂中に埋設され、景観および自然環境への悪影響を最小限に留めることができる。さらに、

吸水された水はフィルター処理されており、海産物の養殖、水族館等への利用も考えられる。一方、欠点としては、ポンプを利用する場合には継続的に運転費用が掛かり、透水層を埋設する場合には多額の施工費用が必要となることが挙げられる。また、透水層およびドレインに目詰まりが生じる可能性もある。しかし、ポンプの運転費用に関しては、侵食されやすい時期にのみポンプを運転すること、波力もしくは風力発電により電力を供給することなどによって、その運転費用を削減できるものと考えられる。以上述べてきた工法を総称して地下水位低下工法と呼ぶが、本研究では下図 I の Well Point 工法に注目する。

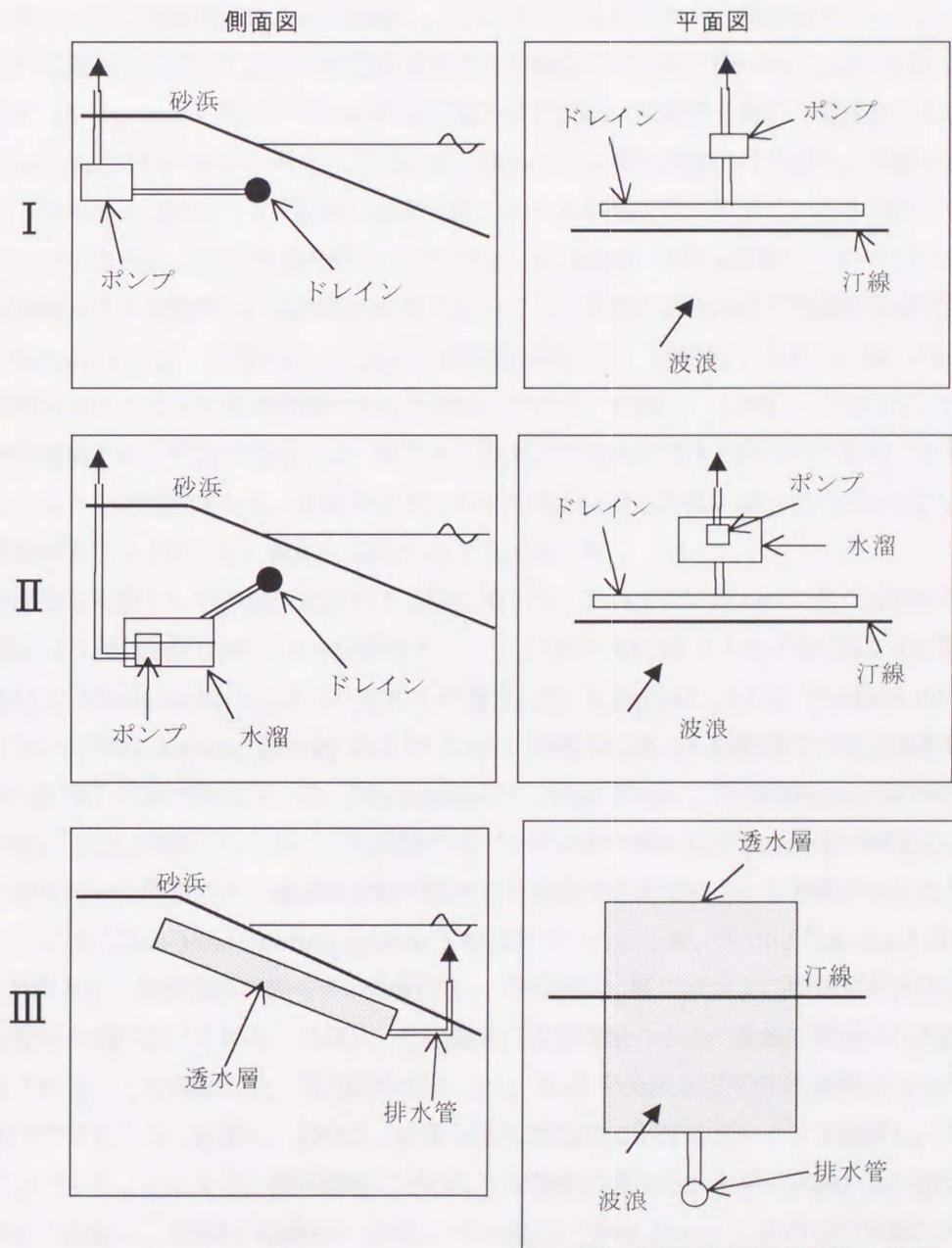


図 1.1 地下水位低下工法の種類

既往の研究

地下水位低下工法の発想の根源は海岸地下水位と海浜変形との関係にある。Weisman らの論文 [Weisman et al, 1995] を参考にしてそれらの研究についてまとめる。海岸地下水位と海岸侵食との関係に関する研究は1940年代に始まった。Bagnold は浜面への遡上波の浸透量が減少すると、海岸の侵食が促進されることを断面実験によって示した [Bagnold, 1940]。Grant は現地観測により、前浜地下水位が平均海面水位より低いときには堆積傾向、高いときには侵食傾向になることを指摘した [Grant, 1948]。Emery らは潮位変動のピークと前浜地下水位の変動のピークに時間的なずれがあることを現地観測によって確認し、そのずれは1時間から3時間程度であり、干潮時には前浜面から地下水が浸出し細かい水路を作ること報告している [Emery et al, 1948]。彼らはこの水路を rill channel と呼び、これが前浜先端の砂の流出に関連するものと考えた。その後、Grant, Emery および Foster の考えに基づいて、Duncan は潮汐変動に伴う侵食と堆積のパターンを説明し [Duncan, 1964]、上げ潮時には急勾配のバームが形成されやすく、引き潮時には地下水の浸出および引き波によって侵食を受けるとしている。Kemp は断面実験において引き波が生じない断面実験モデルを製作し、急勾配の海岸においても引き波の減少が砂の堆積を促進することを示した [Kemp, 1975]。佐藤らは沖波条件が静穏な場合には、前浜地下水位の状態が海浜変形に顕著な影響を与えることを現地実測によって確認している [佐藤ら, 1986]。すなわち、沖波条件が静穏で岸側地下水位が高い場合には、地下水の浸出により浜が侵食されやすくなることを述べている。このような研究成果から、前浜地下水位が平均海面に対して高い場合には侵食傾向、低い場合には堆積傾向になることが一般的に言われるようになった。

次に、海岸侵食対策としての地下水位低下工法に関して、これまでに行われてきた実験的研究、理論的研究および試験施工例について整理する。この地下水位低下工法の原型は1975年に Chappel および Machemehl らによって初めて考案された [Chappel, 1975; Machemehl et al, 1975]。彼らの成果は、Grant, Emery および Foster の考えに基づく前浜地下水位と海浜変形との関係を巧みに利用した点で評価される。Machemehl は、Well Point 工法と類似した形の地下水位低下工法を用いて室内実験を行った。この実験ではドレインが陸側から碎波点やや沖側までの範囲にわたって岸沖方向に埋設され、碎波帯全域で吸水した場合に砂を堆積させる効果があることを確認した。この工法は Sub-sand filtering system と呼ばれていた。土屋、河田は Sub-sand filtering system を対象とした傾斜海浜実験モデルを製作し、その海浜に孤立波および周期波を作用させたときの海浜変形を調べた [土屋ら, 1980]。その結果、波形勾配の小さい長波の場合には浜漂砂の堆積が助長されることを確認した。実用的な形として、Well Point 工法の室内実験を行ったのは佐藤らが初めてであろう [佐藤ら, 1992]。佐藤らは沿岸方向に平行にドレインを設置し、強制的にポンプアップすることにより、海浜過程にどのような効果が現れるかを平面実験および断面実験により調べた [佐藤ら, 1993; 佐藤ら, 1995]。その結果、Well Point 工法が砂の堆積に大きく寄与することを確認し、ドレインの設置位置に関しては汀線よりやや沖側が最適であることを述べている。砂を堆積させるメカニズムとしては、吸水によって碎波帯に生じるドレインへ向かう流れ

を主要因として挙げており、その流れが波によって生じる冲向き平均流速よりも大きくなったときに砂の堆積が助長されると説明している。さらに、ここで示されたメカニズムに基づいて浮遊砂濃度分布をモデル化し、海浜過程の数値計算に応用し地形変化を計算した。その際に吸水による浸透流の分布を計算しなくてはならないが、ここでは飽和ポテンシャル流れが考えられた。吸水したときにドレイン周りに砂が堆積する現象が再現されたが、長時間の計算をする場合には計算の安定性等の問題が生じたようである。透水層埋設工法は運輸省港湾技術研究所にて開発され、いくつかの実験が行われている [片山ら, 1992]。荒天時のバームの侵食位置が地下水浸出面と一致すること、および侵食後にバーム上端に砂の堆積があることにヒントを得て、この工法は考案されたようである。室内実験の結果、汀線付近の侵食が抑制されること、wave set-up がほとんど確認されないこと、前浜地下水水位の上昇が著しく抑制されること等が確認された。Beach Management System に関しては、最近 Weisman が断面実験を行っている [Weisman et al, 1995]。潮汐変動およびドレインの設置位置について検討しており、潮汐変動がないときには汀線よりやや岸側に急勾配のバームが形成されやすくなること、潮汐変動があるときには岸沖方向の比較的長い範囲にわたって急勾配のバームが形成されることが確認された。ただし、強侵食性の沖波条件に対してはほとんど有効性がないことを述べている。さらに、実験を行うに当たって解決しなければならない相似則についても議論している。

理論的研究としては、河田らが漂砂の移動限界に及ぼす吸水の効果を、砂粒の静的な力の釣り合い条件式から検討した。その結果、前浜に底質の沈降速度の 1/100 程度の吸水速度を付加すれば、底質の移動が抑制されることを見出した [河田ら, 1984]。これに関連して、浸透性の高い海底上を伝播する重力波の波高減衰についてはそれ以前に議論されてきており、近年では礫浜上へ波が遡上するときの問題などに応用されている。Reid らはその先駆的研究を行っており、浸透性の高い海底上を伝播する重力波の分散関係式を導いている [Reid, 1957]。

現地施工例については、Chappell らがオーストラリアのダラス海岸で沿岸方向に井戸列を配置し現地施工を行った結果、前浜地下水水位が低下し砂が堆積することを確認した [Chappell et al, 1979]。Chappell らはその原因として、引き波の減少に伴って沖側に運び去られる砂量が減少することを考えた。ただし、この実験は静穏時 1 日だけ実施されたものであったため、実際の効果については明確ではないであろう。Davis らは汀線に垂直に排水管を埋設し前浜地下水水位を低下させることを考え、現地試験を行った [Davis, 1992]。これは透水層埋設工法と全く同じ原理である。その結果、潮位変動と前浜地下水水位変動のタイムラグを減少させる効果があることを確認した。デンマークでは Beach Management System の現地試験が行われ、その結果数十メートルにも及ぶ舌状砂が浜に堆積したことが報告されている [Vesterby, 1991]。ただし、沖波条件等の詳細な報告はなく、どのような状況でそのような堆積が生じたのかは明らかではない。一方、デンマークはこの工法の施工方法を確立し、その国際特許を取得している。その他にイギリス、アメリカにおいても現地施工がなされているが [Terchunian, 1988]、詳細な情報は得られていない。国内では運輸省港湾技術研究所の研究グループが波崎海洋研究施設での Well Point 工法に関する現地実験を実施し、吸水による侵食防止効果について検討している [柳島ら, 1991]。吸水によって前浜地下水

位が低下し、その効果によってバームが侵食されにくくなることを確認したが、荒天時に Well Point の装置が破損し、長期にわたる効果および荒天時の効果を明確にすることはできなかった。また、同グループは透水層埋設工法に関する研究を進めており、波崎海洋研究施設で試験施工を実施している [Kato et al, 1994; 柳島ら, 1995; 柳島ら, 1996]。さらに、山口県の虹が浜海岸においては、高潮対策法として透水層埋設工法の適用を試みている [中本ら, 1996]。荒天時において前浜地下水水位の上昇が抑制されること、バームの侵食が抑制されること等が、透水層埋設工法の効果として現地観測から得られている。Beach Management System に関しては、神奈川県が中心となり茅ヶ崎海岸にて、突堤間の海浜安定化工法としての試験施工が継続されているが、顕著な効果を確認するには至っていない。

ところで、河川の分野においても、既に地下水水位低下工法と類似した洗掘防止方法が研究されていた。橋脚周りの洗掘防止のために橋脚下部に吸水口を設置し、河川水を吸水する方法であり、一方向流れおよび波の存在する場でその効果が確認されている [Rooney et al, 1977]。1970年代前半までは、橋脚周りに防護構造物を配置することによって洗掘を防止することが考えられ、その構造物の形について議論が交わされてきた。しかし、Rooney らは河川の流況を多少変化させることにより砂の堆積促進を期待した。この点は地下水水位低下工法との概念と極めて類似している。また、この応用の基礎となったと考えられる報告として、河床底面からの浸透取水が砂の堆積促進に効果的であることを説明している論文もある [Oldenzien et al, 1974]。その一方で、河床底面からの浸透取水が洗掘を促進する可能性があることを述べた報告もなされている [Weillets et al, 1975]。

残された問題点および本論文の目的

景観に配慮した海岸侵食防止対策として地下水水位低下工法が現地に適用されることを期待し、ここ数年のうちに多くの研究者が実験、実測および理論的研究を行ってきた。しかし、海岸の状況および沖波条件が与えられた時に、最適なドレインの設置位置、海浜安定化に必要な吸水量、効率的な運転方法等に関しては、未だに明確な回答が用意されていない。本工法による海浜安定化のメカニズムに関しては、従来の成果では遡上波の浸透量増大、戻り流れの減少および砕波帯内の流況変化が主な要因として挙げられているが、本論文で紹介される室内実験では必ずしもそのような理由だけでは説明できない部分があった。このように本工法を現地に適用する上での多くの問題は、本工法が海浜の変形過程を制御しようとしていることに原因がある。すなわち、海浜過程自体が、砕波に伴う波の変形、海浜流の発生とその特性、それらの現象と海浜地形との相互作用といった未解明な現象を多く含んでいるためである。したがって、これらの複雑な現象を一つ一つ追求するのは困難であり、マクロに現象を捉える方が簡単であろう。

そこで本研究では、以下で示すような室内実験および現地観測に基づいて、この工法がどのような状況でなら海岸を安定に保てるのか、どのような運転方法が砂の堆積促進のためには効率的なのか等に焦点を当て、それらに対する回答を得ることを目的とする。同時に、浸透流の数値計算およ

び可視化手法を用いて浸透流の状況を把握することにより、その海浜安定化のメカニズムについても考察した。以下に、本研究で実施された室内実験、数値計算および現地海浜での試験施工について述べる。

1. Well Point 工法の特徴を調べるために、前浜地下水位と海浜過程の關係に注目し断面実験を行う。実験では比較的小規模な波動水槽を用い、地下水位測定用のマノメータを密に配置し詳細な測定を行う。各種の沖波条件のもと、前浜地下水位の状態を数パターンに制御し、海浜変形に現れる影響を調べる。
2. 地下水位低下工法がどのような水理現象に対して有効なのかを調べるために、底面からの浸透取水が可能な開水路実験装置を製作し、個々の水理現象に対して底面からの浸透取水がどのような現象に対して有効かを調べる。
3. 前浜地下水位と海浜変形との相互作用について考える上で、前浜地下水の流況を知ることは有効な情報となる。そこで、浸透流の流況および間隙水圧分布を数値計算によって把握する。また、染料を用いた可視化実験によりおよそその流況を把握する。この可視化実験結果は、数値計算の妥当性を評価する上でも有効であろう。
4. 静岡県浜岡町中部電力浜岡発電所地先の海岸において、中部電力株式会社が Well Point 工法の試験施工を実施した。断続的ではあったが約3年間にわたって吸水試験が継続され、吸水量、沖波波浪、地形および気象条件等が観測された。この結果に基づいて、現地での本工法の効果を議論する。

最後に本論文の構成を示す。第1章はこの章であり、研究背景、既往の研究、残された問題点および本論文の目的をまとめた。第2章では Well Point 工法の特徴について調べた断面実験について述べる。第3章および第4章は海浜安定化のメカニズムに関して検討した章であり、第3章では底面からの浸透取水が個々の水理現象に与える影響を調べた開水路実験について述べ、第4章では浸透流の流況を調べるために行った数値計算および可視化実験についてまとめる。第5章では現地に本工法を適用した場合の効果を現地観測データに基づいて整理し、第6章では本研究で得られた知見をまとめる。

第2章 Well Point 工法の海浜安定化の効果 —室内実験—

2.1 はじめに

本実験では、地下水位と海岸侵食との相互作用に視眼を置き、前浜地下水位をいくつかのパターンで制御したときに、海浜変形に現われる影響を調べた。地下水位計測等の便宜上、比較的小規模な実験装置を製作し実験を行ったので、その成果を整理する。海浜変形の断面実験を行う際に、相似則が問題となるが、ここでは海浜変形後の形状に関する相似パラメータを導入し実験を行った。砂はほぼ現地スケールの粒径の砂を用いたため、砂に対する波力は現実よりもかなり小さくなっている。吸水量に関しては、単位幅 1m 当たり 30 l/min 程度を目安とした [加藤, 1991]。

2.2 実験装置

実験装置としては、図 2.1 に示すような長さ 17m、幅 40cm、高さ 60cm の波浪水槽を用いた。底質としては、中央粒径 0.14mm、均等係数 1.37 の砂を用い (付録の図 A. 1 参照)、勾配 1/20 の砂浜を設けた。地下水位を測定するためにマンメータを用い、その設置位置は水槽底面から 5cm 上方に、岸沖方向 30cm 間隔の 34 箇所である。ただし、ドレイン近傍の急激な地下水位変化があると予想される範囲では、マンメータの間隔を 15cm とした。水槽はマンメータ設置の便宜等を考慮し、その幅を 10cm に区切った。地下水位の状態を制御するために、2つのポンプを用意した。ポンプ 1 はドレインからの吸水、もしくは排水のためのものであり、ポンプ 2 は陸側地下水位調節用である。ここで、排水とは砂層中に水を吐き出す操作のことであり、陸側地下水位とは仕切り板 2 の左側のタンク水位を意味する。この陸側タンク水位は、沖側の水位とは独立に設定することができ、砂の粒径より細かい目のフィルターを介して、モデル海浜の砂層左側面と接している。ここで、仕切り板 2 について説明すると、

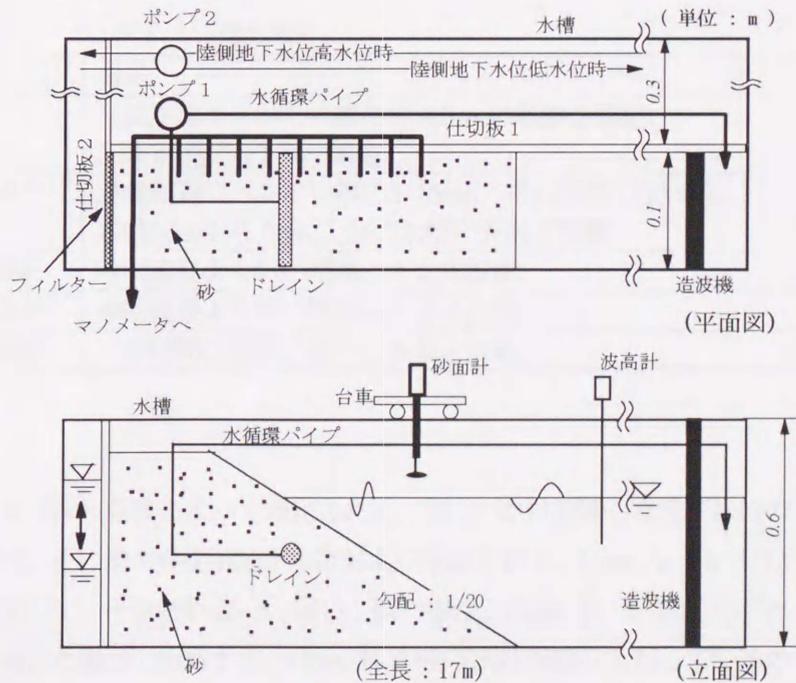


図 2.1 実験装置

砂を支えていない部分は高さ調節可能な堰であり、砂層側はフレーム以外がフィルターとなっている。ドレインとポンプ1は直径 13mm の塩化ビニル管で接続されている。ドレイン本体は直径 13mm の T 型塩化ビニル管に多数の小穴を開け、目詰まり防止用フィルター材としてガラス繊維を巻いたものである。ドレインは汀線直下もしくは砕波点付近で、いずれも初期底面から 10cm の深さに埋設された。

2.3 測定項目

測定項目は表 2.1 に示すように、地形形状、地下水位、沖波波高、沖波周期およびドレインからの吸水量の 5 項目である。地形形状の測定には砂面計が用いられ、その砂面計は水槽上を移動できる台車に取り付けられた。地形の測定範囲は汀線の 1m 岸側から 3.8m 沖側までである。砂面の測定間隔は 5cm とし、合計 97 点につき計測を行った。地下水位の測定は 2.2 節で述べたように、底面上 5cm の位置に設置されたマンメータによる。沖波諸元の測定には容量式波高計 2 台を用いた。ポンプ 1 の吸水量は、1 分間に容器に溜まる水量を計量することにより得た。これら諸量の測定は、実験開始前と開始後 1 時間毎とし、4～5 時間にわたって次節で示す各ケースの実験を行った。この 4～5 時間という計測時間は地形の急激な初期変化がほぼ完了する時間に相当する。

表 2.1 には示さなかったが、実験条件の中の数ケースにおいて、各実験の終了後に堆積部分の砂を採取して粒度試験を行った。これは、実験を進めていく内に考え出された測定項目である。波による分級作用はよく知られているが、吸水によってそのような現象が生じるかを調べた。これが確認されれば、吸水が砕波帯内の流れに影響を多少なりとも与えていたと判断できる。

表 2.1 測定項目

測定項目	測定方法	参考
地形形状	砂面計	汀線岸側 1m から汀線沖側 3.8m の範囲を測定。 5cm 間隔で 97 点を測定。
地下水位	マンメータ	設置間隔 (ドレイン周辺 : 15cm, それ以外 : 30cm). 水槽底面から 5cm 上方の水槽中央部に設置。
沖波波高	容量式波高計	沖に波長より短い間隔にて 2 本設置。
沖波周期	容量式波高計	沖に波長より短い間隔にて 2 本設置。
吸水量	容器, 体重計	一定時間に容器に溜まる水量を計量。

2.4 実験条件

実験条件は地下水位の状態および沖波条件によって規定される。図 2.2 は制御した地下水位の状態の概念図を示す。太線が地形、その他の各線が地下水位および水面を表す。Case A, B, C は陸側の地下水位が平均海水面に対して、それぞれ高い、同じ、低い場合、Case D, F はそれぞれ汀線直下、砕波点付近で水を吸水した場合に相当する。Case E の地下水位が盛り上がっているのは、ドレインから砂中に水を吐き出 (排水) した場合である。

沖波条件は砂村・堀川の「実験室における海浜プロファイルのタイプ分け」図を参考に決定した。図 2.3 は同図中に予備実験で試行した各種の沖波条件をプロットしたものである。図中に示された番号は表 2.2 の番号に対応する。表 2.2 は図 2.3 の沖波条件のうちで、海浜変形実験に用いた沖波条件について整理したものである。表最右列の C_s は上で述べた実験室における海浜プロファイルのタイプ分けを表す式

$$H_0/L_0 = C_s (\tan \beta)^{-0.27} (d/L_0)^{0.67} \quad (2.1)$$

中に現れる無次元定数である。ここで、 H_0 は沖波波高、 L_0 は沖波波長、 d は底質の粒径、 $\tan \beta$ は初期の海浜勾配を表す。図 2.3 で、Type I は砂が侵食されて汀線が岸の方へ移動してくる汀線後退型（侵食性）、Type II は汀線がほとんど移動しない中間型、Type III は砂が堆積して汀線が沖の方へ移動する汀線前進型（堆積性）であり（図 2.4 参照）、本実験では変化後の海浜形状を見ると No. 1 および No. 3 が中間型、No. 2 が汀線後退型、No. 4 が汀線前進型となった。水深は 30cm と固定され、以上の地下水位および沖波条件を組み合わせる実験が行われた。ただし、Case F に対しては No. 2

および No. 4、Case E に対しては No. 4 の沖波条件のみを用いた。

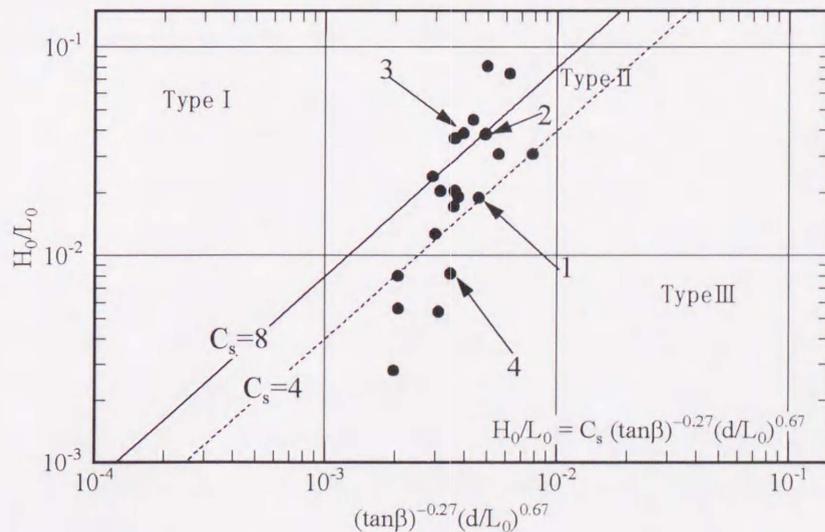


図 2.3 沖波条件による海浜プロファイルのタイプ分け

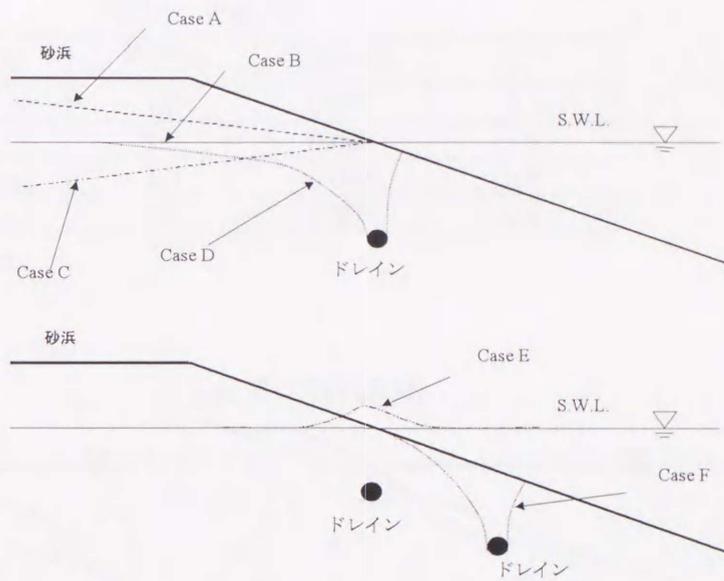


図 2.2 地下水位の状態の概略図

表 2.2 沖波条件

No.	波高(cm)	周期(s)	波形勾配	C_s
1	2.6	1.0	0.019	4.1
2	5.0	1.0	0.038	7.8
3	7.5	1.3	0.038	9.8
4	1.8	1.6	0.008	2.4

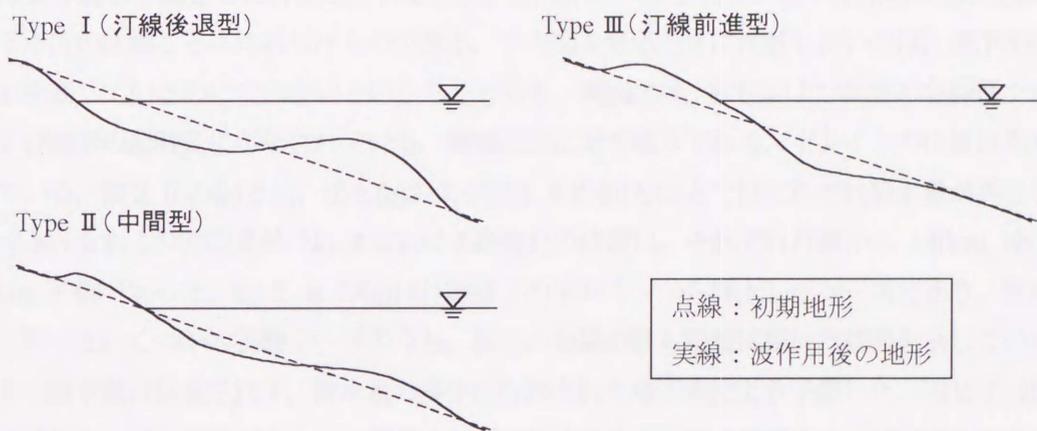


図 2.4 各海浜プロファイルの模式図

2.5 実験結果

代表的な結果として、侵食性の沖波条件 No. 2 および堆積性の沖波条件 No. 4 に関する実験結果を示す。その他の結果については付録 B に示す。付録 B では、後浜領域における地下水位の状態も表されており、ここで示す No. 2 および No. 4 の結果も再び示されている。

2.5.1 海浜形状および地下水位分布の経時変化

図 2.5 および図 2.6 は沖波条件 No. 2 および No. 4 のそれぞれについて、海浜形状の経時変化を地下水位の状態ごとと比較したものである。この図を見るときに注意したいのは、地下水位が地下水水面を表しているわけではないということである。両図には、灰色および黒色の各線種で地下水位および地形の経時変化が示されている。線種は図に示す通りである。ドレインの位置は黒丸で表されている。図 2.5 の(b)と(c)、(f)と(g)および図 2.6 の(b)と(c)とではそれぞれ吸水量が異なる。沖波条件 No. 2 および沖波条件 No. 4 における砕波点の位置は、それぞれ汀線から 140cm 沖側および 80cm 沖側であった。図 2.6 の(g)は汀線直下のドレインから排水したケースであり、排水量を変えて行ったいくつかの実験ケースのうち、排水の効果が最も顕著に現れた結果を示している。このときに排水量は計量されず、排水量の多少は計測された地下水位より予想した。図 2.7 は図 2.5、図 2.6 において汀線直下もしくは砕波点付近で吸水を行った場合の吸水量の経時変化を示す。図 2.7 中の吸水量は、単位幅 (1m) 当たりの吸水量を表示している。

図 2.5 を見ると、ドレインを汀線直下に設置して吸水した場合には (図 2.5(b), (c)), その近傍の海浜縦断形状だけが保持され、吸水量の増加に伴ってその領域が沖方向へと広がっていることがわかる。しかし、その代償として汀線から沖方向に 50cm 離れた位置で、深さ 5cm にも及ぶような侵食が生じている。これに対して、ドレインを砕波点付近に設置した場合には (図 2.5(f), (g)), 砕波帯が全域にわたって安定に保たれ、初期の形状がほとんど維持されている。波作用直後の比較的吸水量が多い段階では砂連の発達を抑制されると同時に、漂砂量の減少が目視により確認された。

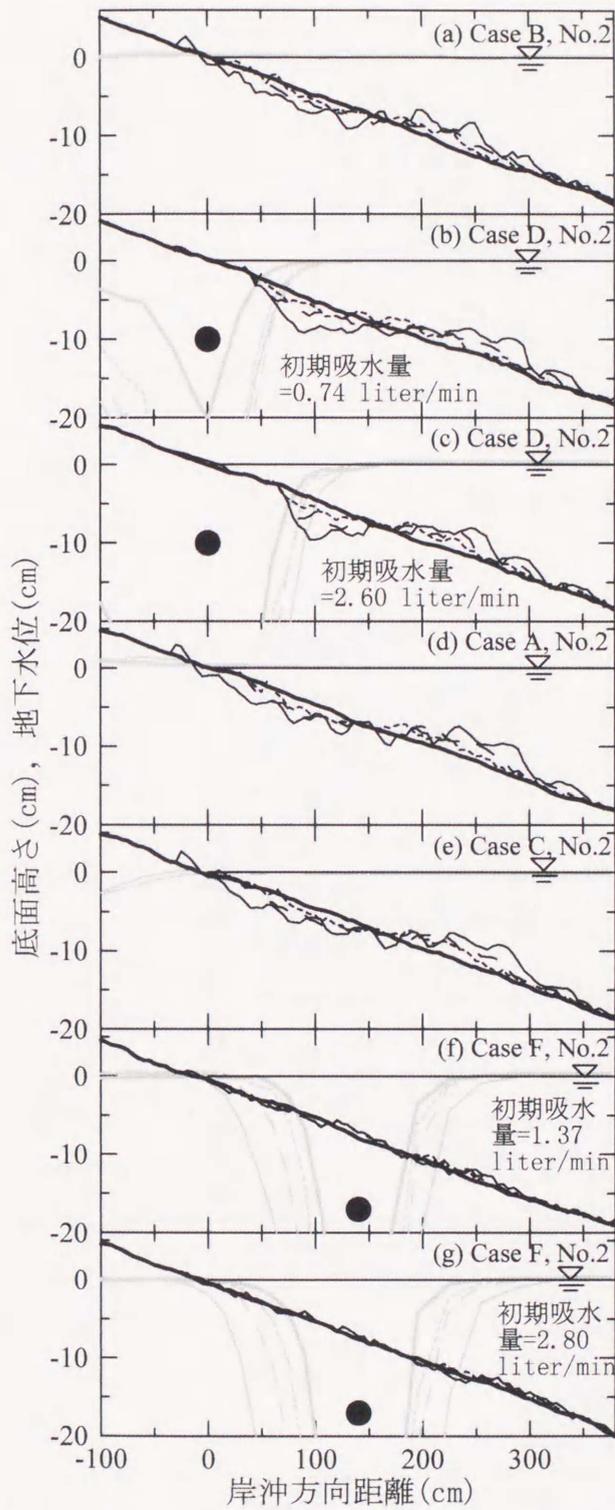
図 2.6 を見ると、地形変化に対する汀線直下での吸水の影響はほとんど見られず、むしろ陸側地下水位が高い場合に (図 2.6(d)), 堆積が速やかに進み堆積量も増加することがわかる。この結果に基づいて、汀線直下にドレインを埋設し、そこから排水するケースの実験が発想された (図 2.6(g)) [福島ら, 1996]。この場合、バームが図 2.6 中の他のケースより大きく発達していることがわかる。そこで、排水量とバームの発達について調べるために、排水量を変化させた数ケースについて同様な実験を行った。図 2.8 は排水量の異なる 4 ケースについて、初期地形からの変化量を示したものである。比較のために、排水を行わない場合の結果も示した。ここで、点線が 1 時間後、実線が 2 時間後の海浜形状を示す。実験は 4 時間程度継続したが、1, 2 時間後のデータのみ示したのは、時間経過に伴うセットアップ、地形変化等の影響で前浜の地下水位が自然に高くなる場合が見られたためである。また地形変化量を捉えやすくするため、縦軸には 1, 2 時間後の地形形状が初期形状と比較してどの程度変化したかを示した。その結果、排水量の増加に伴って汀線付近に堆積する砂の堆積速度および堆積量が増加することがわかった。

ところで、陸側地下水位が低い場合には (図 2. 6(e)), 吸排水操作および陸側地下水位操作を行わなかった場合 (図 2. 6(a)) とほとんど相違がない. このことから、前浜への自然浸透性を高めるのみでは、侵食防止に大きな効果を期待することは困難と考えられる. このことは透水層埋設工法の効果と非常に関連が深いと考えられる.

最後に、本工法の海浜安定化メカニズムを考える上で注目したいのは、時間経過とともに吸水量が減少するにもかかわらず (図 2. 7 参照)、海浜が安定に保たれるということである. これは浸透流だけが海浜の安定化に寄与しているわけではないということを示唆している.

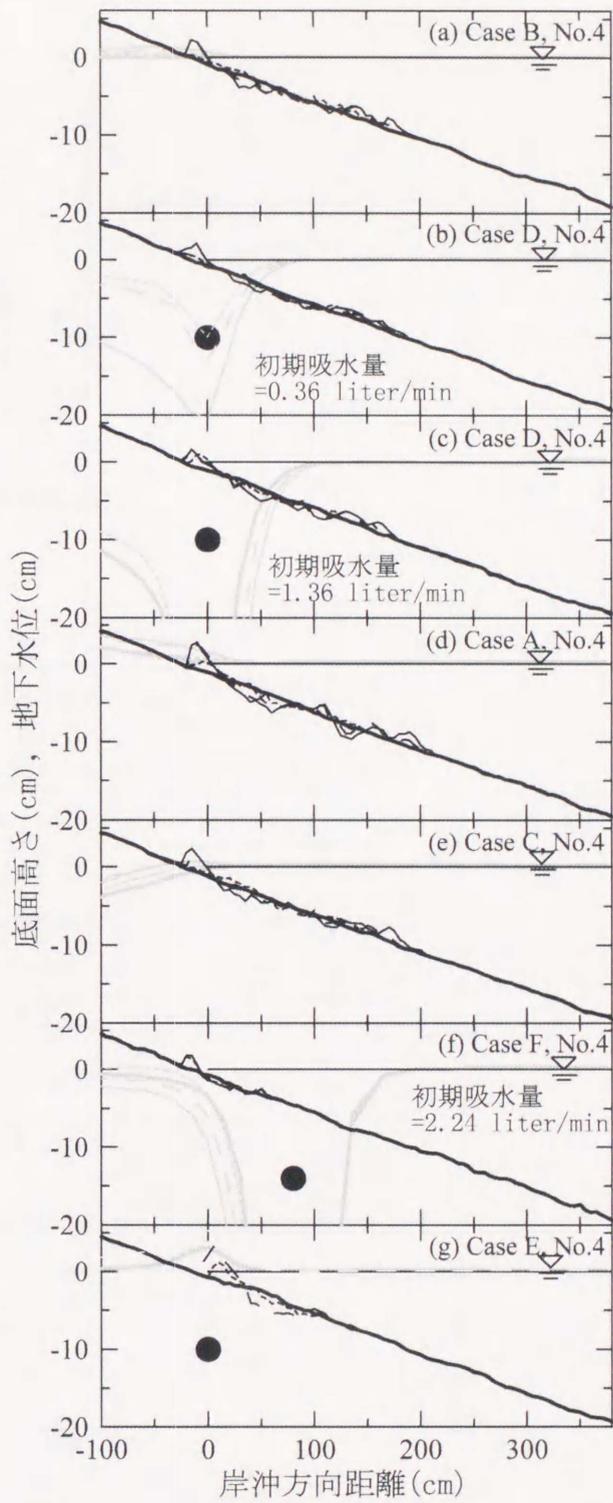


図 2.6 海浜の安定化メカニズムの検討 (左側: 排水操作なし、右側: 排水操作あり)



——— : 初期地形 - - - - - : 1時間後
 - - - - - : 2時間後 - · - · - : 4時間後

図 2.5 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (侵食性沖波条件 : No. 2)



——— : 初期地形 - - - - - : 1時間後
 - - - - - : 2時間後 - · - · - : 4時間後

図 2.6 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (堆積性沖波条件 : No. 4)

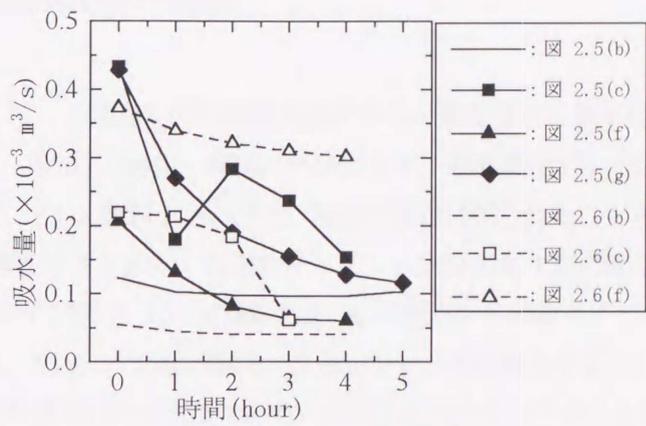


図2.7 吸水量の経時変化

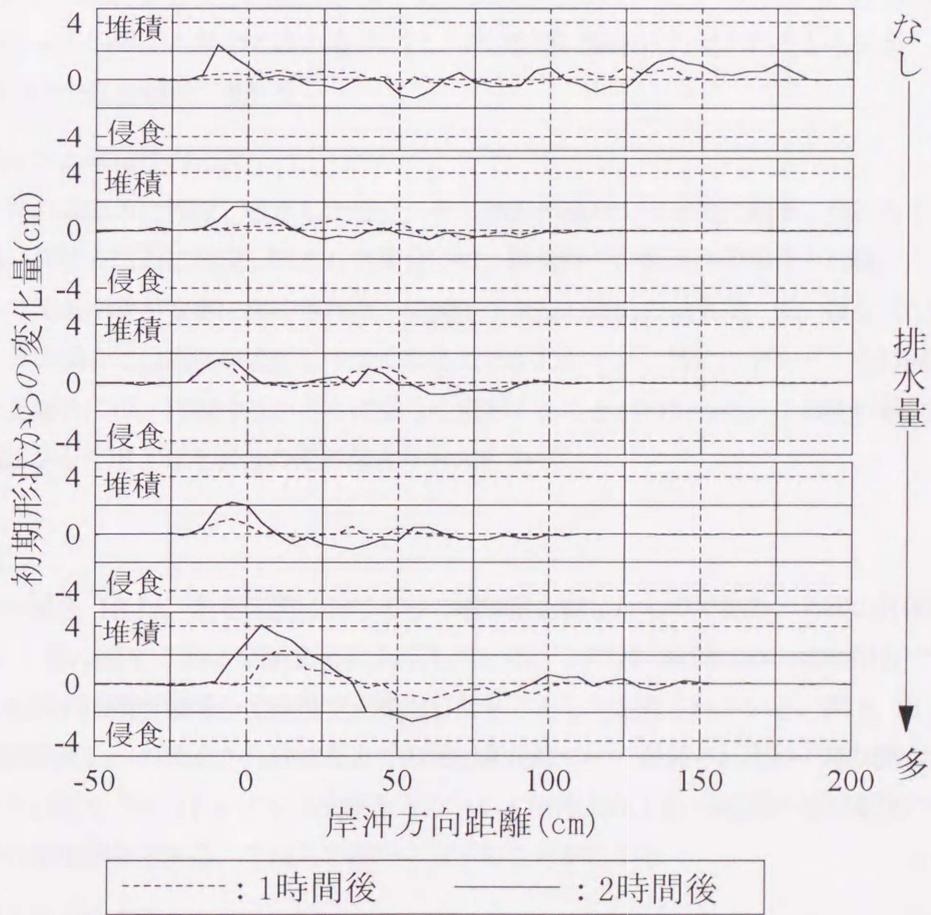


図2.8 地形変化に及ぼす排水量の影響

2.5.2 海浜の安定度および砂の増減量

海浜の安定度

海浜の安定度として、各地点での初期海浜形状からの変化量を自乗平均 (r.m.s.) したものを考える [Machemehl, 1975]. 侵食, 堆積にかかわらず, 地形変化が小さいほど自乗平均値がゼロに近くなる. つまり, r.m.s.値が小さいほど, 海浜が安定に保たれたことを意味する. 図 2.9~図 2.12 にはその経時変化をまとめた. 各図のキャプションは 2.5.1 節の図 2.5 および図 2.6 に対応している. 図 2.9 および図 2.10 は汀線陸側 1m の地点から砕波点までの地形変化について計算された安定度であり, 図 2.11 および図 2.12 はドレインの位置を中心として岸沖方向 1m の範囲の地形変化について計算された安定度である. これらの図から以下のことがわかる.

(1) 沖波条件が侵食性のとき

ドレインを汀線直下に埋設し吸水する場合, 汀線付近の海浜形状のみが安定に維持されるに留まったが, ドレインを砕波点付近に埋設し吸水すると砕波帯全域にわたって海浜が安定に保持された. 陸側地下水位が平均海面に対して低い場合には, その影響は顕著には見られなかったが, 高い場合には, 汀線付近で侵食傾向が現れた.

(2) 沖波条件が堆積性のとき

ドレインを汀線直下に埋設し吸水した場合, その効果が海浜の安定度に顕著に現れることはなかった. 一方, 砕波点付近に埋設し吸水した場合には, 侵食性の沖波条件の場合と同様に, 砕波帯全域にわたって海浜形状が安定に保持された. 陸側地下水位の高低の効果は, 低い場合には顕著に現れないが, 高い場合には海浜が変形しやすくなることがわかった. 特に, ドレインを汀線直下に埋設し排水した場合には, 汀線付近がさらに激しく変形することがわかった. この変形量は侵食性の沖波条件 No. 2 を作用させた場合の変形量よりも大きかった.

砂の増減量

図 2.13~図 2.16 は, ある区間における砂の増加量を表したものである. 各図の凡例は, 上と同様に 2.5.1 節の図 2.5 および図 2.6 に対応している. この図の縦軸は砂の増加割合であり, 砂の増加量を海浜斜面楔形領域の全砂量で正規化したものとして定義されている. 図 2.13 および図 2.14 は汀線陸側 1m の地点から砕波点までの地形変化について計算された砂の増加割合であり, 図 2.15 および図 2.16 はドレインの位置を中心として岸沖方向 1m の範囲の地形変化について計算された砂の増加割合である. これらの図から以下のことがわかる.

(1) 沖波条件が侵食性のとき

ドレインを汀線付近に設置し吸水した場合, 砕波帯全域での砂の増加量は吸水をしない場合とほとんど変わらず, 汀線付近での砂の減少が抑制されたのみである. ただし, 汀線付近で保持されていた砂も時間経過とともに侵食される傾向があり, 現地海岸では沿岸流その他複雑な要因もあり得るので, 図 2.5(c) に示したような急勾配が形成されるとは限らない. ドレインを砕波点付近に埋設

し吸水した場合には、砕波帯全領域において砂の減少が抑制された。陸側地下水位の高低の影響としては、陸側地下水位が高い場合に汀線付近の砂が沖に流出しやすくなることが確認された。

(2) 沖波条件が堆積性のとき

吸水および陸側地下水位の高低の両効果とも顕著には見られない。2.5.1節で海浜形状の経時変化を見たときに、陸側地下水位が高い場合には汀線付近に大きなバームが形成されることが確認されたが、ここで砂の増加量として確認することはできなかった。これは次のことを考えると納得できる。陸側地下水位が高い場合には、汀線付近の砂の移動が容易に生じるようになり、汀線よりやや沖側の砂が汀線よりやや陸側に堆積しやすくなるためであろう。汀線直下にドレインを埋設し排水した場合は、汀線付近での顕著な砂の堆積を確認することができる。

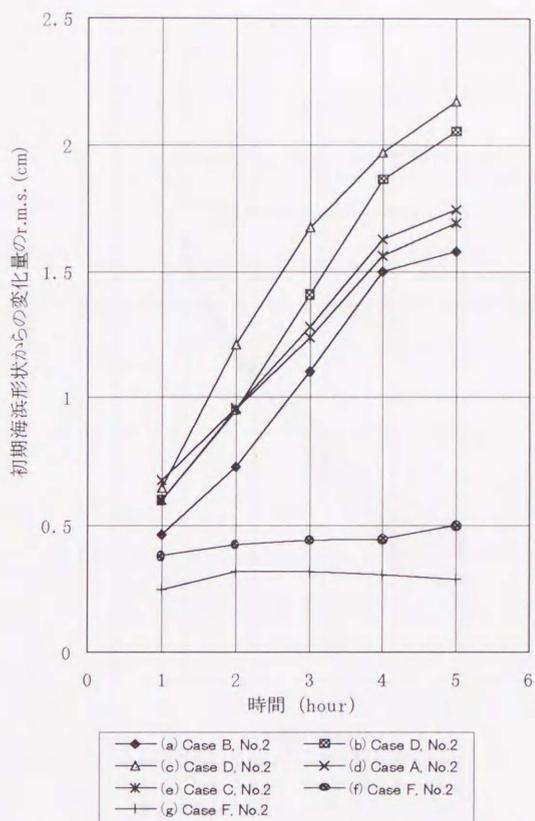


図 2.9 海浜安定度の経時変化 (砕波帯, 侵食性沖波条件: No.2)

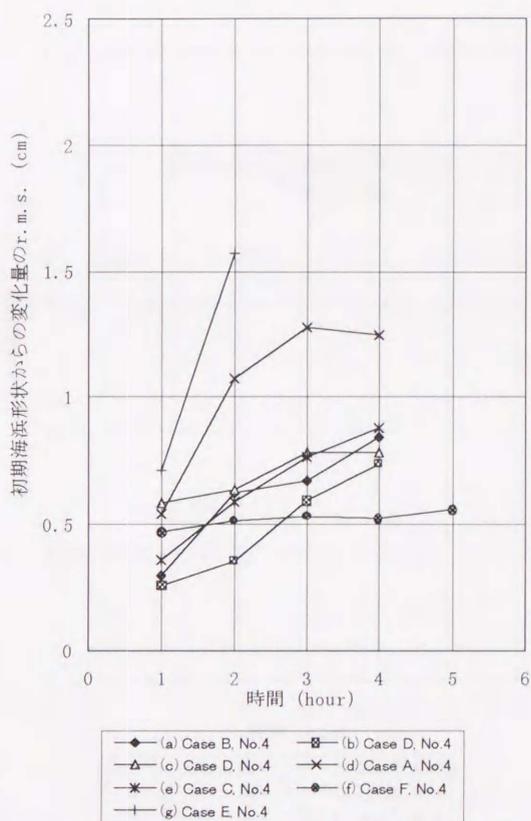


図 2.10 海浜安定度の経時変化 (砕波帯, 堆積性沖波条件: No.4)

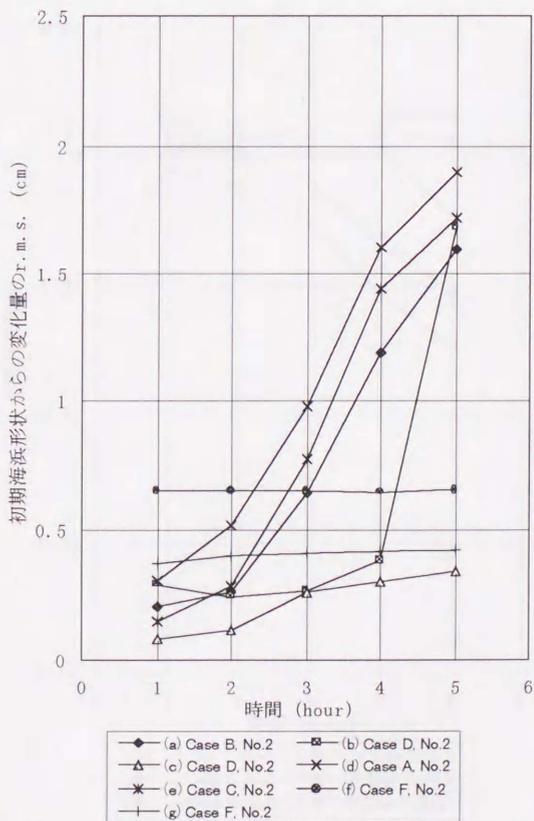


図 2.11 海浜安定度の経時変化 (ドレイ
ン周辺, 侵食性沖波条件: No.2)

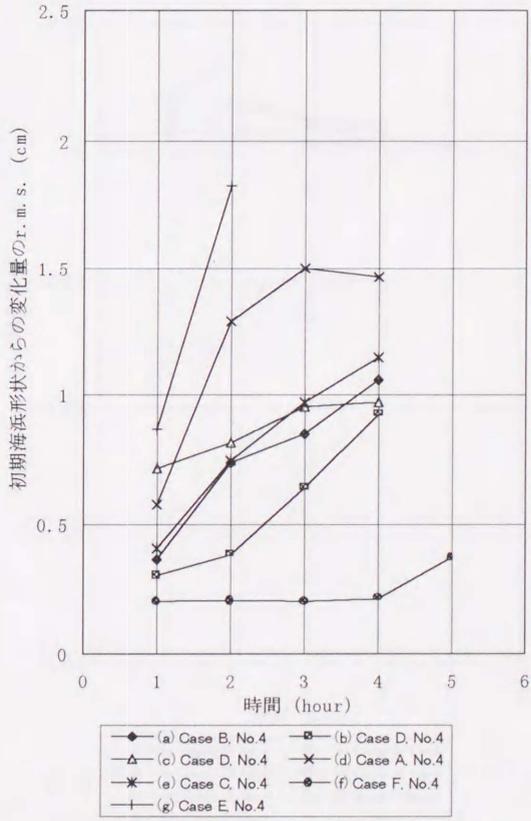


図 2.12 海浜安定度の経時変化 (ドレイ
ン周辺, 堆積性沖波条件: No.4)

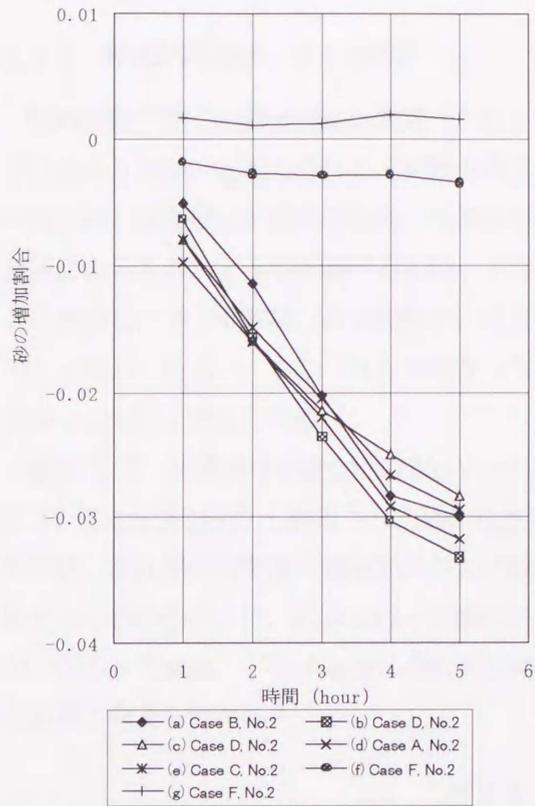


図 2.13 砂の増加量の経時変化 (砕波帯, 侵食性沖波条件 : No.2)

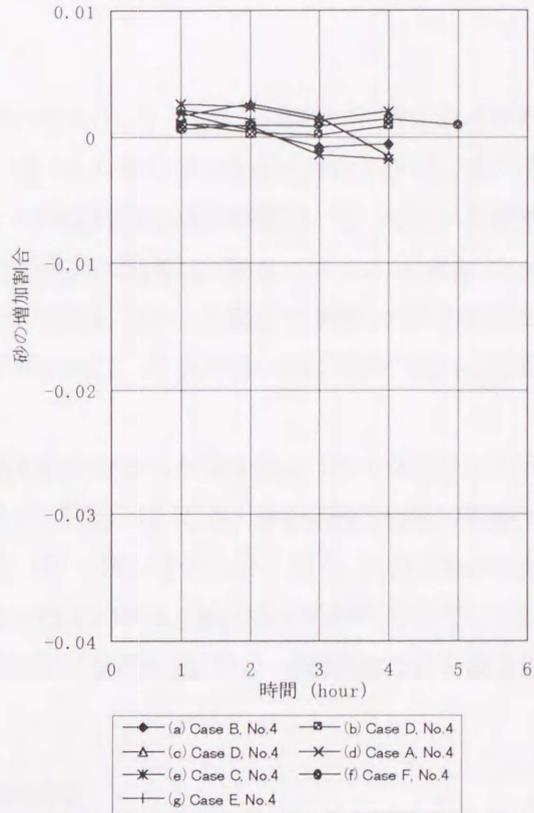


図 2.14 砂の増加量の経時変化 (砕波帯, 堆積性沖波条件 : No.4)

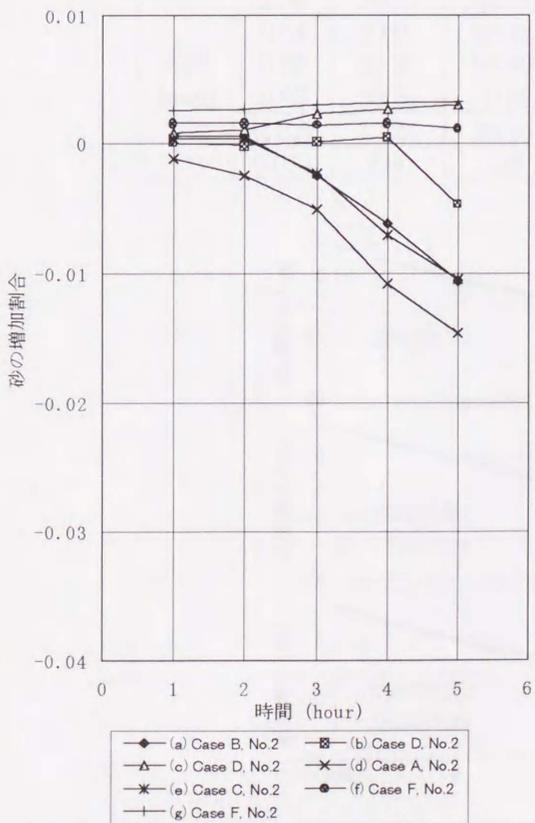


図 2.15 砂の増加量の経時変化 (ドレイン周辺, 侵食性沖波条件 : No.2)

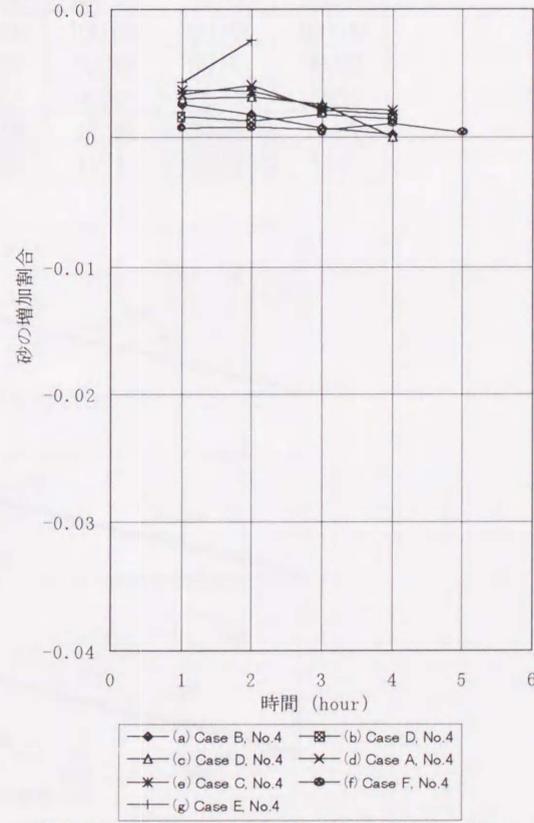


図 2.16 砂の増加量の経時変化 (ドレイン周辺, 堆積性沖波条件 : No.4)

2.5.3 吸水が浮遊砂に与える影響

室内実験で生じる軌道流速は実際の海岸と比較してかなり小さいので、浮遊砂中に含まれる砂粒子はかなり細かいと考えられる。実験中の観察では、吸水しながら波を作用させたときは、水の透明度が増し浮遊砂量が減少の様子が確認できた。この浮遊砂量の減少が吸水によって生じる浸透流速によるものかどうかを調べるには、ドレイン直上の砂面に堆積した砂とドレインから離れた部分に堆積した砂との粒度分布を比較すればよい。また、吸水しなかった場合に堆積した砂の粒度分布と比較してもよい。もしこれらの粒度分布に相違が現れれば、浸透流速が砕波帯内の流れに影響を与えたものと考えられる。

表 2.3 は、沖波条件を侵食性の No. 2 として、吸水を行わなかった場合および行った場合に、図 2.17 に示す各場所から採取された砂の粒度分布を示す。図 2.17 には、砂を採取した際の初期地形形状、波作用 5 時間後の地形形状および砂採取地点 (P1~P6) を示した。表 2.3 の灰色の部分を見るとわかるように、吸水を行った場合にはドレイン直上の砂は比較的多くの細粒分を含むことがわかる。これは、ドレインからの吸水が砕波帯内の流れに影響を及ぼし、浮遊状態の砂を吸着した結果と考えられた。

表 2.3 粒度試験結果

採取場所		通過質量百分率 (%)					
		P1	P2	P3	P4	P5	P6
粒径 (mm)	2.00	100.0	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
	0.84	99.99	100.00	100.00	100.00	99.98	100.00
	0.42	99.97	99.96	99.78	99.99	99.95	99.92
	0.25	99.56	99.65	99.23	99.84	99.57	99.56
	0.105	17.24	19.53	25.23	17.25	24.21	13.07
	0.074	2.80	3.13	6.25	0.71	4.89	1.34

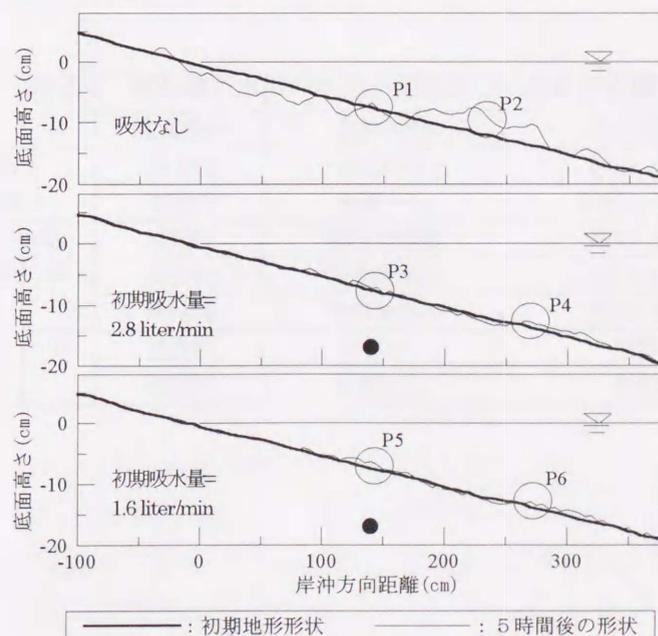


図 2.17 砂の採取位置

2.6 まとめ

この章でわかったことをまとめると、以下のようになる。

1. 前浜地下水位が海浜変形に与える影響をまとめると、表 2.4 のようになる。表に示された効果は吸排水もしくは陸側地下水位の高低操作を行った場合に、海浜形状に現れた効果を沖波条件毎にまとめたものである。表の最終形状は断面実験を行った結果、4～5時間後の形状がどのような影響を受けたかを示し、海浜変形速度は堆積速度もしくは侵食速度の変化を表す。表中の?マークは効果が明確ではなかったことを表す。
2. 従来は前浜地下水位の低下による侵食の抑制のみを考えてきたが、表 2.4 を見ると、沖波条件によって侵食性の場合には吸水、堆積性の場合には排水することで、より効率的な運用が図られることがわかる。また、吸水する場合には碎波点付近にドレインを設置した方が海浜安定化の効果が大きいことが確認された。
3. Well Point 工法を適用している状態で侵食された領域は、急勾配な地形を形成する。締め固められた砂丘の侵食面は急勾配になることが報告されており、吸水による砂の締め固まりが生じていたと考えられた。
4. ドレイン直上の吸水による浸透流速が大きな砂面では、砂漣の発達抑制される様子が観察された。底面への水の浸透が存在する場合には、砂漣が形成されにくくなるのではないかと予想された。
5. ドレイン直上に堆積する砂は比較的多くの細粒分を含むことが確認された。これは、吸水の効果が碎波帯内の流況に影響を与えた結果であり、浮遊砂がドレインへと吸着されたことを示す。しかし、波作用開始後の時間経過に伴って吸水量が減少したにもかかわらず、海浜安定化効果の影響範囲がほとんど変化しなかったことから、吸水によって生じる浸透流速が海浜安定化の主要因とは考えられなかった。

表 2.4 前浜地下水位の状態が海浜変形に与える影響

		波浪条件	最終形状	海浜変形速度
吸水の 効果		侵食性	侵食防止	減少 (侵食)
		堆積性	影響なし	影響なし (?)
排水の効果		堆積性	堆積量増加	増加 (堆積)
岸側地 下水位 の効果	高	侵食性	侵食量増加	増加 (侵食)
		堆積性	堆積量増加	増加 (堆積)
	低	侵食性	影響なし	影響なし
		堆積性	影響なし	影響なし

第3章 底面浸透取水が底質移動に及ぼす効果 —室内実験—

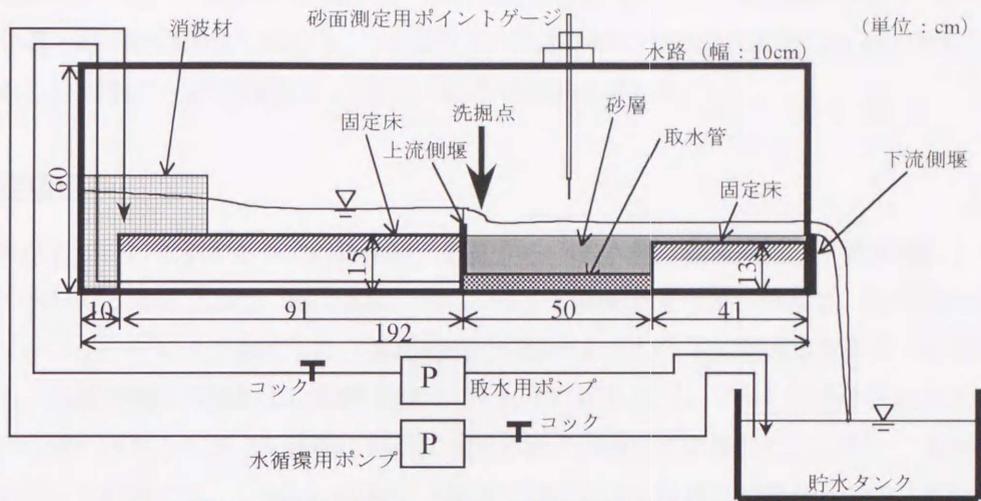
3.1 はじめに

Well Point 工法が海浜安定化に有効であることは、第2章の実験によって示された。しかし、本工法の特徴を定性的に理解するに留まっており、その効果がどのような現象に対して有効であるかについては明らかにならなかった。その理由としては、海浜変形機構が多くの未解明現象を含んでいることが考えられる。例えば、波の碎波変形、碎波時のジェット突入に伴う乱れの発生、波の遡上や引き波等であり、これらの現象は碎波帯内および前浜領域で生じ砂移動と深く関連している。そこで本章においては、海岸で生じている現象の中からいくつかの水理現象を抽出し、それらの水理現象に対して底面浸透取水の影響がどのように現れるかを調べた。ここで注目した水理現象は段落ち流れに伴う洗掘現象、流砂の堆積現象および底質の移動限界であり、碎波時のジェット突入に伴う洗掘、遡上波や引き波中に含まれる砂の堆積等を単純化した現象と考えることができる。

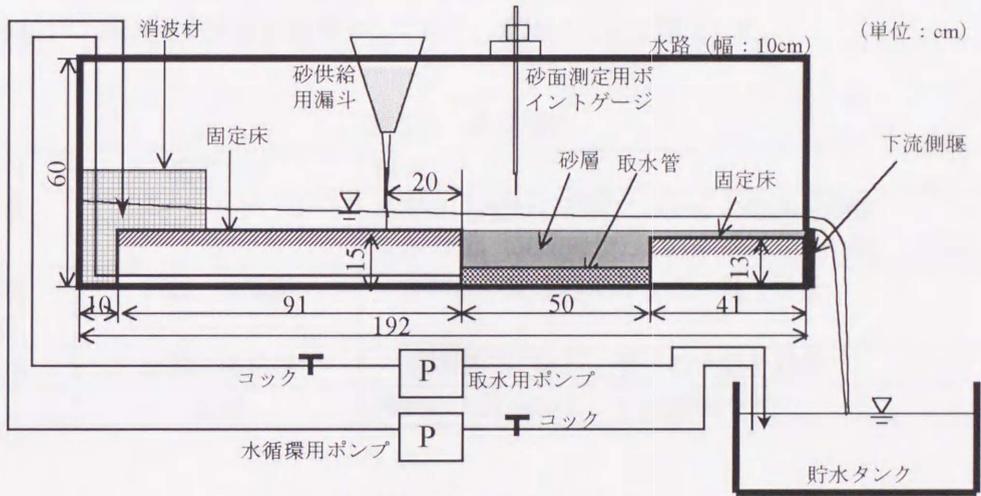
3.2 実験装置および実験の概要

実験装置を図3.1に示す。図3.1(a), (b)および(c)は、長さ192cm、幅10cm、高さ60cmの亚克力製水循環式開水路が中心であり、それぞれ個々の現象を生じさせるための工夫が施されている。水路底には上流側および下流側に固定床が設置され、それら固定床の間にテスト区間である移動床が配置されている。下流側固定床の高さは上流側固定床よりも2mm低く設定されており、下流側固定床は2mmの厚さの砂層で覆われている。移動床は砂で構成されており、その砂は第2章の実験で用いたものと同様なものである(付録の図A.1参照)。砂層中には地下水を吸水するための取水管が埋設されており、塩化ビニル管を通して取水用ポンプに接続されている。取水管は内径13mmの塩化ビニル管に多数の小穴を開け一端を閉じ、目詰まり防止用フィルター材としてガラス繊維を巻いたものである。水路底面には4本の取水管が併設されており、固定床間の砂層全域にわたって取水が行われる。もう一方の水循環用ポンプは貯水タンクの水を水路上流側へ循環させるためのものであり、最大流量は約40 l/minである。上流側には整流するための消波材が配置されており、水路内の流れは縮流板、上流側堰および下流側堰によって調節された。

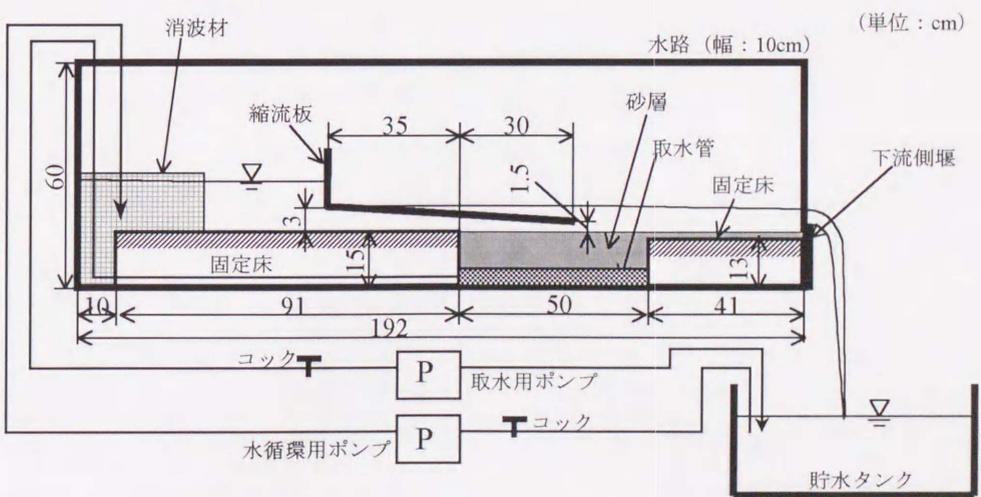
図3.1(a), (b)および(c)は、底面浸透取水がそれぞれ段落ち流れに伴う洗掘現象、流砂の堆積現象および砂の移動限界流速に与える影響を調べるための実験装置である。図3.1(a)では、移動床上流側に設置された堰からの段落ち流れにより下流側(図中下向き矢印地点)で洗掘が生じるように設計されている。実験では一定時間通水後の地形が計測され、底面からの浸透取水量と洗掘量との関係が調べられた(洗掘防止効果)。図3.1(b)では、移動床から上流側に20cmの位置、もしくは移動床上流側に砂供給用漏斗を配置し、水流にはば一定割合の砂を補給できるような工夫が施されている。実験では一定時間通水後の地形変化が計測され、底面からの浸透取水量と移動床上に堆積する砂量との関係が調べられた(流砂の堆積促進効果)。図3.1(c)では、上流側固定床から移動



(a) 実験装置 (段落ち流れに伴う洗掘現象)



(b) 実験装置 (流砂の堆積現象)



(c) 実験装置 (砂の移動限界流速)

図 3.1 実験装置

床上流側の範囲にわたって縮流板を設置し、徐々に流速を増大させた。縮流板下において、ある流速以上になると砂の移動が生じ始める。その場所での流速が砂の移動限界流速であると考えられる。この場合も上と同様に一定時間通水した後の河床形状が測定された。

3.3 測定項目

測定項目は表 3.1 に示すように河床形状、底面からの取水量、循環流量、下流側堰および移動床上流端の水位の5項目である。河床形状に関しては、初期形状を 5cm 間隔で、最終形状を 1cm 間隔でポイントゲージにより測定した。測定範囲は移動床上端から下流側固定床上までの 60cm の範囲である。底面浸透取水量および循環流量は、それぞれ取水用ポンプから吐き出される水および下流側堰から流れ落ちる水が 15 秒間に容器に溜まる量を計量して算定した。ただし、底面からの浸透取水を行った場合には、上流側の流量と下流側で測定された流量とは異なるので、底面浸透取水量を考慮して上流側循環流量を算出した。表 3.1 に示した循環流量は、この上流側循環流量である。各水位は上流側固定床面を基準としており、定規によって測定した。

表 3.1 測定項目

測定項目	測定方法	参考
河床形状	ポイントゲージ	移動床上端から下流に 60cm の範囲を測定。5cm 間隔 (初期形状), 1cm 間隔 (変化後) で測定。
底面浸透取水量	容器, 体重計	一定時間内に容器に溜まる水量を計量。
循環流量	容器, 体重計	一定時間内に容器に溜まる水量を計量。
水位	定規	移動床上流端および下流側堰の水位。

3.4 実験条件および実験結果

これまで述べてきたように3つの水理現象を扱う。そこで、それぞれの実験を実験 A (段落ち流れに伴う洗掘現象), 実験 B (流砂の堆積現象) および実験 C (砂の移動限界流速) として、個々にまとめることとする。

3.4.1 実験 A (段落ち流れに伴う洗掘現象)

実験 A で設定した実験条件を表 3.2 にまとめる。上流側堰からの段落ち流れにより洗掘を生じさせるために、図 3.1(a)に示したように、上流側および下流側堰の高さをそれぞれ 3cm, 1cm とし、循環流量を約 22 l/min とした。ここでの高さ、もしくは水位の基準は前述したように上流側固定床面であり、以後この基準に従うものとする。表 3.2 は底面からの取水量を変えた4ケースを表している。ここで上流側流量は、下流側堰部で測定された流量に底面浸透取水量を加えたものであり、平均流速は上流側流量を下流側堰水位(下水位)から求めた流水断面積で除したものである。底面浸透流速は底面からの浸透取水量、砂層表面積 0.05cm^2 および砂の空隙率 0.48 を考慮して算出したものであり、Darcy 流速ではなく真の流速である。動水勾配は砂中の動水勾配であり、浸透流速および Darcy 則より算出した。上水位、下水位はそれぞれ移動床上流端での水位、および下流側堰上部での水位である。実験では、この4ケースについて底面からの浸透取水量と洗掘量との関係が調べられた。

表 3.2 実験条件 (実験 A)

Case	上流側流量 (liter/min)	平均流速 (m/s)	取水量 (liter/min)	底面浸透流速 (m/s)	動水 勾配	上水位 (cm)	下水位 (cm)
A-1	21.0	0.16	0.0	0.0	0.0	4.4	2.2
A-2	21.6	0.14	2.5	1.7×10^{-3}	6.3	4.2	2.5
A-3	22.0	0.15	3.8	2.6×10^{-3}	9.6	3.9	2.4
A-4	21.9	0.15	5.0	3.5×10^{-3}	12.9	4.1	2.4

図 3.2 は、表 3.2 の各ケースの初期河床形状および通水開始5分後の河床形状を示す。実線が初期河床形状、点線が通水開始5分後の河床形状を表す。横軸の流下方向距離は移動床上流端位置を原点とした下流方向への距離であり、縦軸の底面高さは上流側固定床面を原点とした鉛直上向きの高さである。図 3.3 は図 3.2 の河床形状から5分間の地形変化量を算出し、各ケースの変化量を比較したものである。図 3.4 は底面からの浸透取水割合と洗掘量との関係を示す。ここで、浸透取水割合は上流側流量 22 l/min に対する浸透取水量の割合であり、洗掘量は通水開始5分後に初期河床形状より低くなった部分の体積である。このとき、開水路横断方向には一様な変化が生じていたと仮定して体積を求めた。また、図中の実点に添えた数字は、砂の沈降速度、すなわち $2 \times 10^{-2}\text{m/s}$ に対する底面浸透流速 (Darcy 流速) の割合を示した。図 3.2 および図 3.3 から、洗掘穴の広さおよび深さは取水量の増加に伴って減少することがわかる。底面からの取水割合が 23% の Case A-4 では、取水なしの Case A-1 に比べて洗掘穴の広さに関しては 60%程度、最大深さに関

しては30%程度減少していることがわかる。図3.4からは、底面からの浸透取水量の増加に伴って、洗掘量が減少することがわかる。取水を行わないCase A-1と取水量が最も多いCase A-4とを比較すると、洗掘量が60%程度減少していることがわかる。以上より、底面からの浸透取水の効果として、段落ち流れに伴う洗掘を防止する効果があることがわかる。

このメカニズムとしては、以下の2つが考えられたが、実験中の観察によると、2の方が妥当と考えられた。

1. 底面からの浸透取水により発生する下向き流速によって、段落ち流れにより巻き上げられた砂粒子の沈降速度が大きくなった。その結果として、下流に運び去られる砂粒子の数が減少した。
2. 砂層中の間隙水圧の減少によって砂層が締め固められ、段落ち流れにより巻き上げられる砂の量が減少した。

この実験結果より、底面からの浸透取水が段落ち流れに伴う洗掘を防止することが確認されたが、以下の疑問が残った。

1. あらかじめ取水をして締め固めておけば、洗掘を防止できるのか？
2. 5分以上通水した場合に、浸透取水の効果は持続されるのか？
3. 締め固めに関連して、あらかじめ重り等により砂層を締め固めておけば、洗掘を防止する効果が現れるのか？

これらの疑問に答えるために、同様な実験を締め固め方法のみを変えて繰り返し行った結果、以下のことが確認された。

1. あらかじめ取水をしても、洗掘防止の効果は持続されなかった。
2. 取水量をある程度多くすれば、洗掘防止の効果は5分以上持続された。
3. 重りによってあらかじめ締め固めても、洗掘防止効果は確認できなかった。

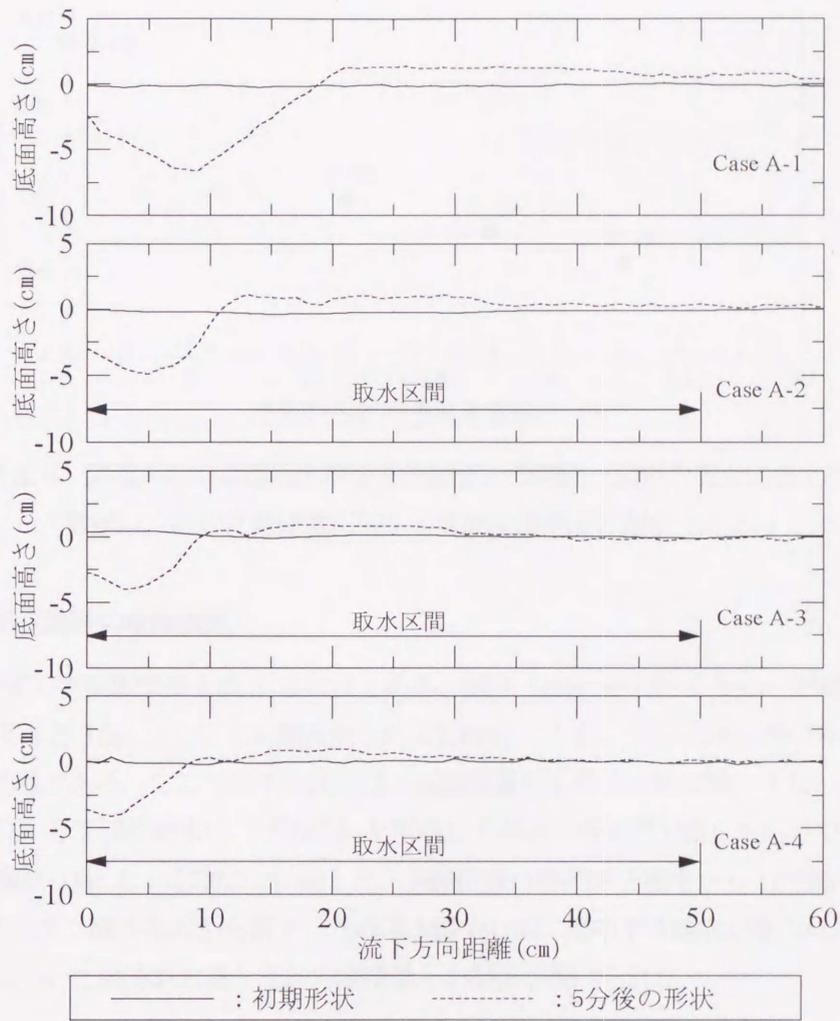


図 3.2 初期河床形状および通水開始 5 分後の河床形状 (実験 A)

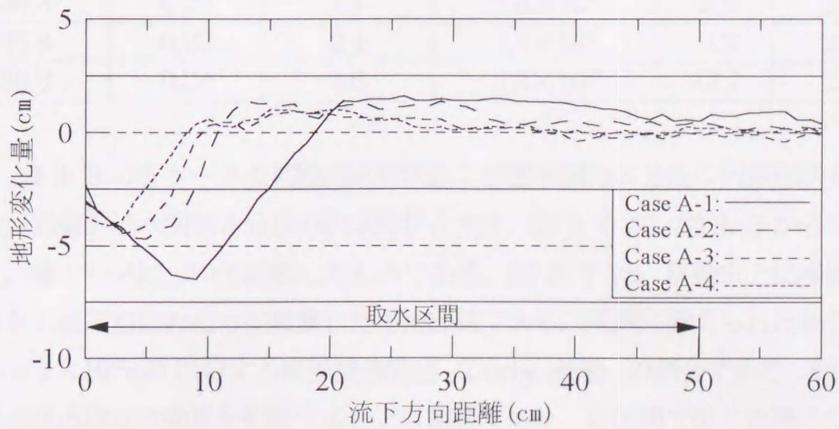


図 3.3 洗掘後の河床形状の比較

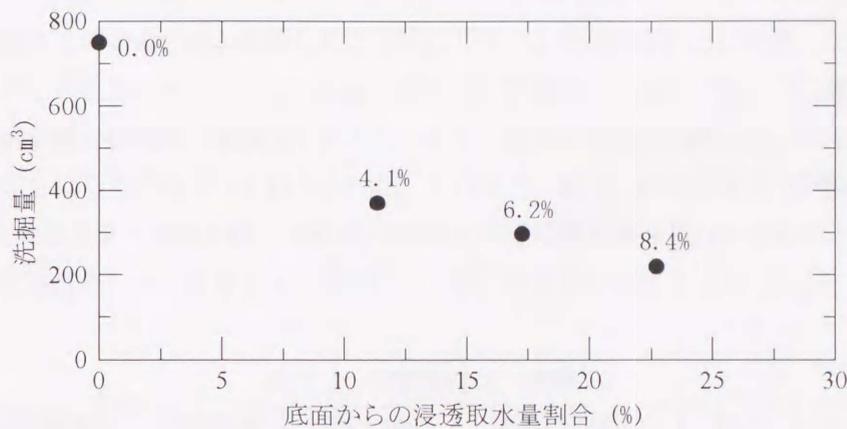


図 3.4 底面からの浸透取水割合と洗掘量との関係 (図中の実点に添えた数値は、砂の沈降速度に対する底面浸透流速の割合である.)

3.4.2 実験 B (流砂の堆積現象)

実験 B で設定した実験条件を表 3.3 にまとめる. 図 3.1(b) に示したように, 上流側堰は設置せず下流側堰の高さを 1cm とし, 上流側流量を約 37l/min とした. 平均流速以外の各項目については表 3.2 と同様である. ここでの平均流速は上流側流量を平均流水断面積, すなわち移動床上流端水位 (上水位) と下流側堰水位 (下水位) を平均して求めた断面積で除したものである. 実験中の 5 分間に乾燥砂 1kg を一定割合で供給した. 供給位置は移動床上流端から上流側に 20cm の位置である. このとき, 漏斗先端から落下した砂は水路中心部に集中する傾向が見られた. 実験では, この 4 ケースについて浸透取水量と流砂の堆積量との関係が調べられた.

表 3.3 実験条件 1 (実験 B)

Case	上流側流量 (liter/min)	平均流速 (m/s)	取水量 (liter/min)	底面浸透流速 (m/s)	動水 勾配	上水位 (cm)	下水位 (cm)
B-1	38.0	0.23	0.0	0.0	0.0	2.5	3.0
B-2	36.3	0.23	1.1	7.6×10^{-4}	2.8	2.5	2.7
B-3	35.8	0.23	2.4	1.7×10^{-3}	6.3	2.4	2.8
B-4	36.8	0.24	4.8	3.3×10^{-3}	12.1	2.4	2.8

図 3.5 は, 表 3.3 の各ケースの初期河床形状および通水開始 5 分後の河床形状を示す. 実線が初期河床形状, 点線が通水開始 5 分後の河床形状を表す. 図 3.6 は, 図 3.5 から 5 分間の地形変化量を算出し, 各ケースについて比較したものである. 図 3.7 は, 移動床上に堆積した砂を移動床上流端からある流下点にわたって累算した堆積砂量である. 凡例に添えられた割合は, 砂の沈降速度, すなわち $2 \times 10^{-2} \text{m/s}$ に対する底面浸透流速 (Darcy 流速) の割合である. 図 3.5 および図 3.6 から, 底面浸透取水の効果を判断することは困難であり, 各区间で生じた微小な変化を累算した図 3.7 を見ても, 底面浸透取水の効果を確認できない.

しかし、この実験では漏斗から落下した砂が水路中心部に集中したこと、および砂の供給量が多く上流側固定床上に多量の砂が堆積したこと等により、上流側固定床上に堆積した砂が下流側に影響を及ぼしたと考えられた。そこで、1kgの砂を18分間掛けて供給するように漏斗を改良し、さらに漏斗設置位置を移動床上流端とすることにより、以上の問題を解決した。同時に、幅方向に均等に砂が散布されるような工夫も取り入れた。その上で、表3.4の条件下で同様な実験を繰り返した。各項目は表3.3とほぼ同様であるが、上水位の計測位置が多少異なり移動床上流端から20cm上流側で測定された。その結果を上と同様にまとめ、図3.8から図3.10に示した。

表3.4 実験条件2 (実験B)

Case	上流側流量 (liter/min)	平均流速 (m/s)	取水量 (liter/min)	底面浸透流速 (m/s)	動水 勾配	上水位 (cm)	下水位 (cm)
B2-1	19.4	0.13	0.0	0.0	0.0	2.1	2.4
B2-2	18.9	0.14	6.7	4.7×10^{-3}	17.4	2.2	2.3
B2-3	42.8	0.24	0.0	0.0	0.0	3.1	3.0
B2-4	42.2	0.27	7.1	4.9×10^{-3}	18.1	2.8	2.6

その結果を見ると、浸透取水量を本実験装置での最大取水量に設定し、循環流量をできるだけ少なくした場合でも、流砂を堆積させる効果は確認できなかった。ただし、図3.10を見るとわかるように、ここで再現したような一方向への漂砂が存在し砂の堆積が期待される場合には、その堆積が下流側まで安定して継続されることが確認された。これは、堆積部背後に形成される剥離渦による洗掘を、底面からの浸透取水が抑制した結果として捉えられた。一方向への漂砂は、ある方向に卓越した沿岸流などによって引き起こされると考えられる。

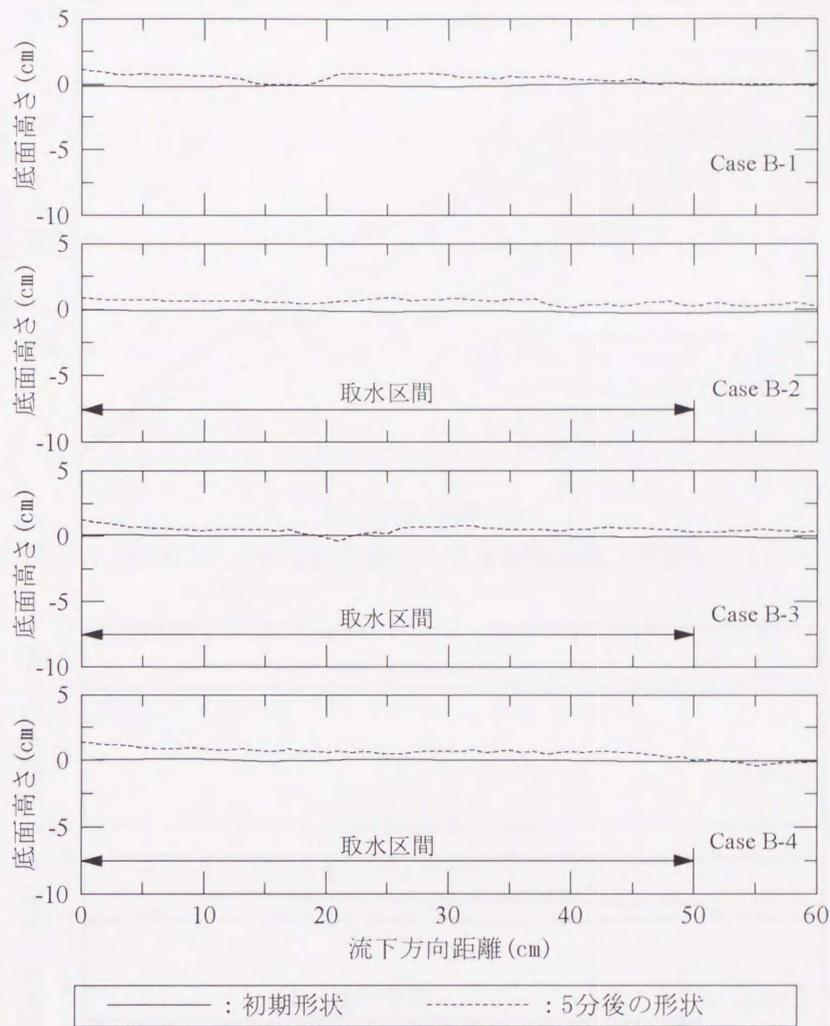


図 3.5 初期河床形状および通水開始5分後の河床形状 (実験 B, 実験条件 1)

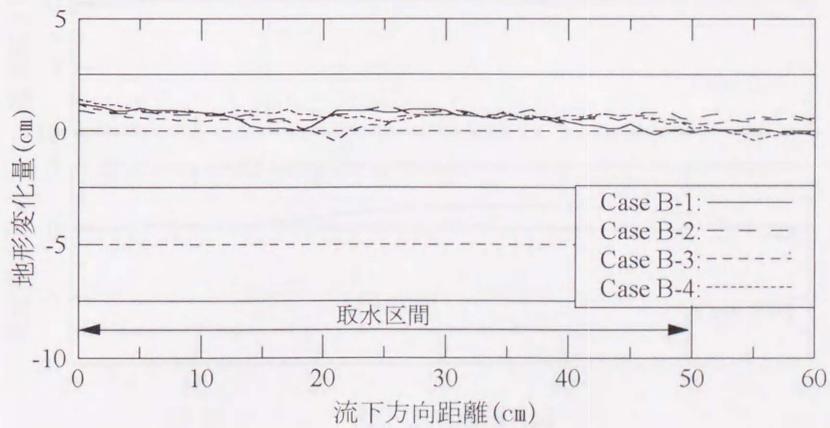


図 3.6 流砂堆積後の河床形状の比較 (実験条件 1)

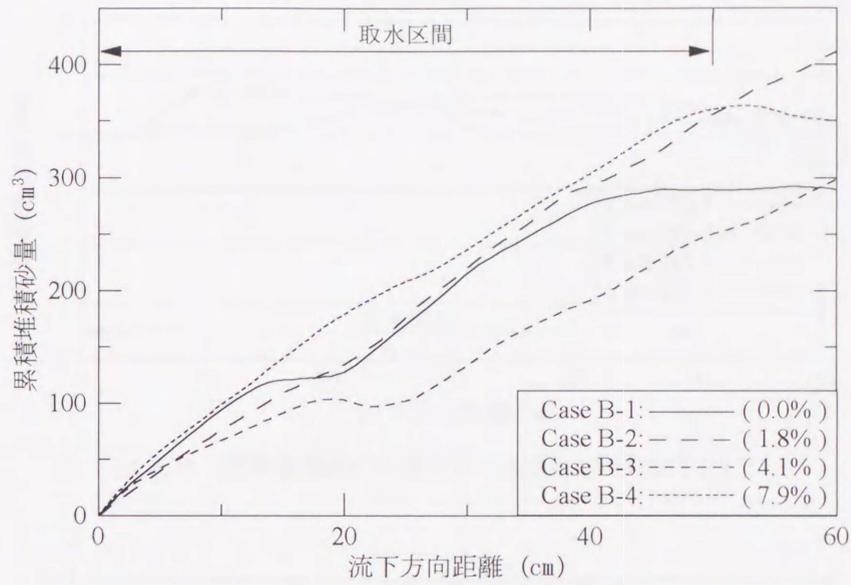


図 3.7 底面からの浸透取水割合と累算堆積砂量 (実験条件 1)

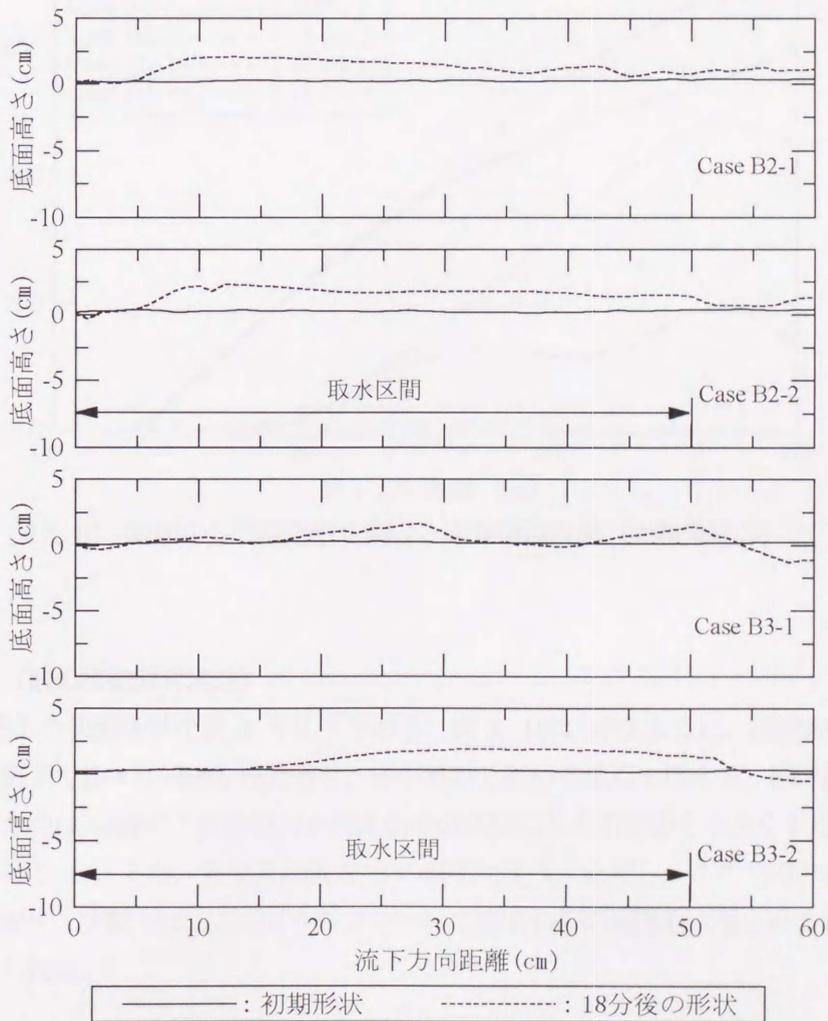


図 3.8 初期河床形状および通水開始 18 分後の河床形状 (実験 B, 実験条件 2)

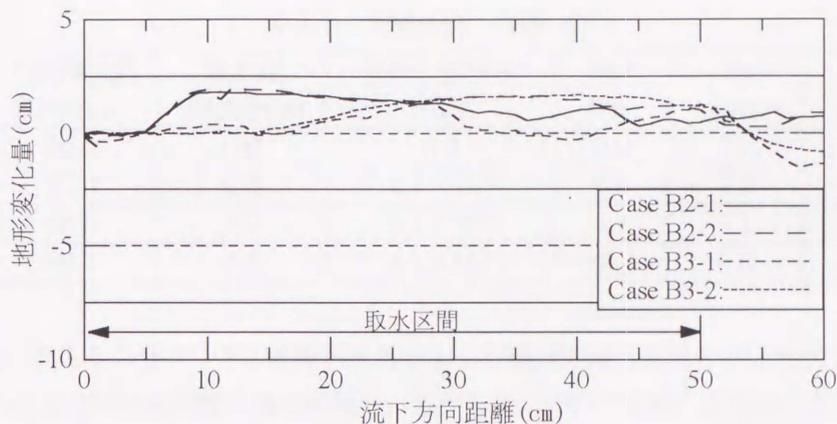


図 3.9 流砂堆積後の河床形状の比較 (実験条件 2)

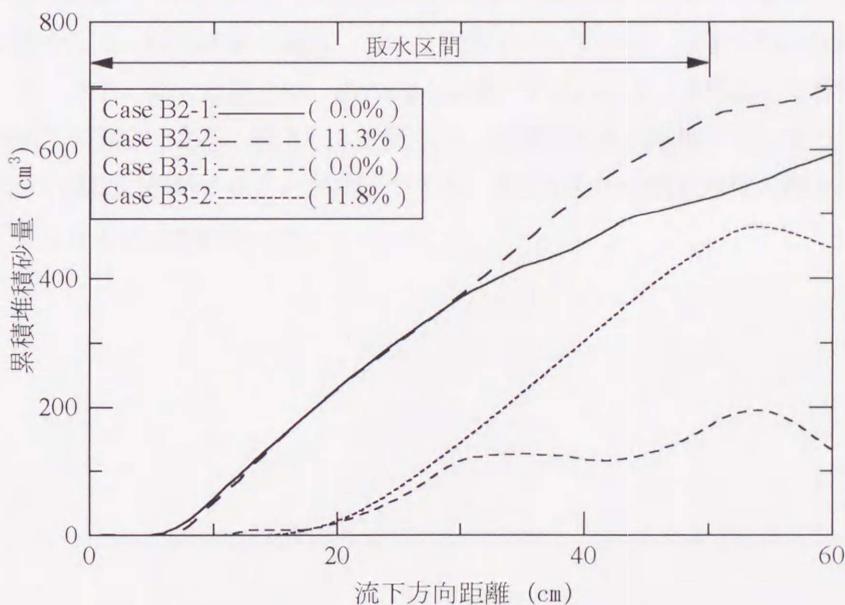


図 3.10 底面からの浸透取水割合と累算堆積砂量 (実験条件 2)

3.4.3 実験 C (砂の移動限界流速)

実験 C で設定した実験条件を表 3.5 にまとめる. 図 3.1(c)に示すように, 縮流板を仰角約 1.3 度で設置し縮流板下で徐々に流速を増大させ, 砂が移動し始める地点を捉える. 縮流板の仰角を比較的緩勾配にしたのは, 流速の下向き成分が河床面の砂移動に与える影響を小さくするためである. 下流側堰の高さは 5cm とした. 各項目は表 3.2 の説明に従う. ただし, ここでの上水位は縮流板上流側の水位を表す. 実験では, この 4 ケースについて底面からの浸透取水量と砂の移動限界流速との関係が調べられた.

表 3.5 実験条件 (実験 C)

Case	上流側流量 (liter/min)	取水量 (liter/min)	底面浸透流速 (m/s)	動水 勾配	上水位 (cm)	下水位 (cm)
C-1	29.0	0.0	0.0	0.0	7.3	6.6
C-2	27.3	0.3	2.1×10^{-4}	0.8	7.2	6.6
C-3	28.6	1.6	1.1×10^{-3}	4.1	7.1	6.5
C-4	26.1	5.9	4.1×10^{-3}	15.1	6.6	6.3

図 3.11 は、表 3.5 の各ケースの初期河床形状および通水開始 5 分後の河床形状を示す。図 3.12 は図 3.11 から 5 分間の地形変化量を計算し、各ケースについて比較したものである。図 3.13 には、縮流板下の平均流速が示されており、洗掘が 1mm 以上生じた場所に丸印を付けてある。ここでの平均流速は、各地点の流量とその地点における管路断面積から算出した。各地点の流量は、上流側流量からある地点までに取水された流量を差し引いて求めた。ここで、管路と表現したのは開水路の上部に蓋をして、満水状態で通水している状態を示している。取水区間は表示されている全領域である。ケース名に添えた割合は、砂の沈降速度、すなわち $2 \times 10^{-2} \text{m/s}$ に対する底面浸透流速 (Darcy 流速) の割合である。図 3.13 を見ると、浸透取水量が増加するに従って、洗掘点の分布は流速が大きい区間に移動することが確認できる。底面からの浸透取水量の増加に伴って、砂の移動が生じにくくなることがわかった。

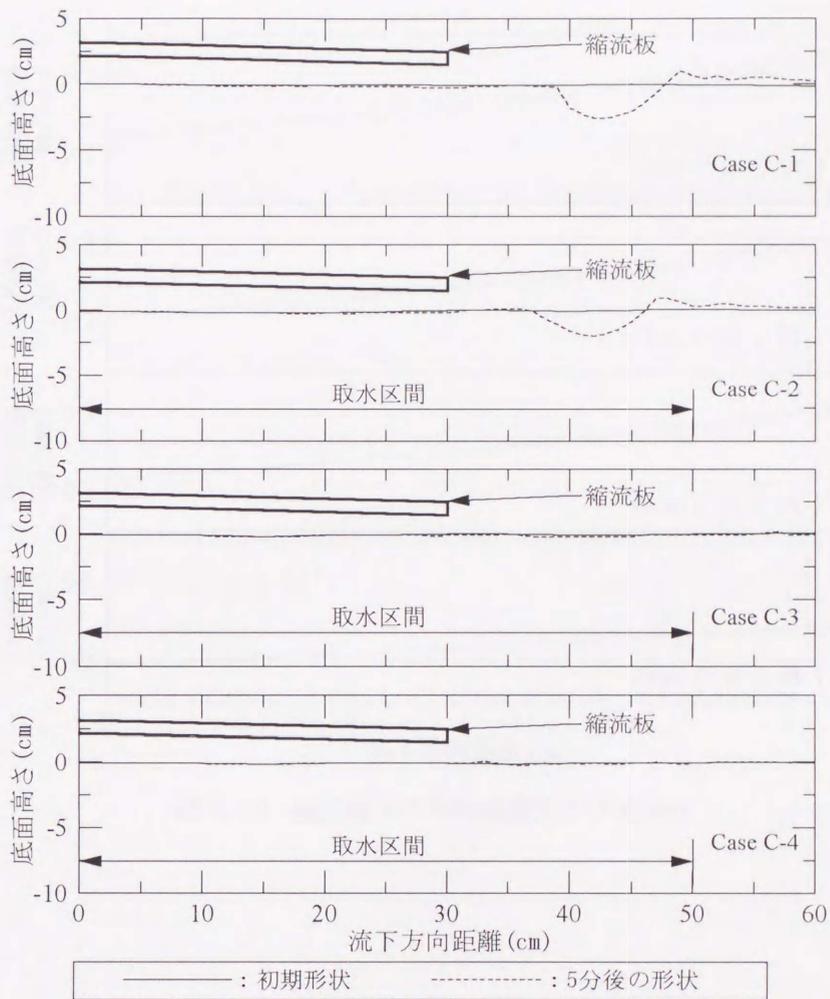


図 3.11 初期河床形状および通水開始5分後の河床形状 (実験 C)

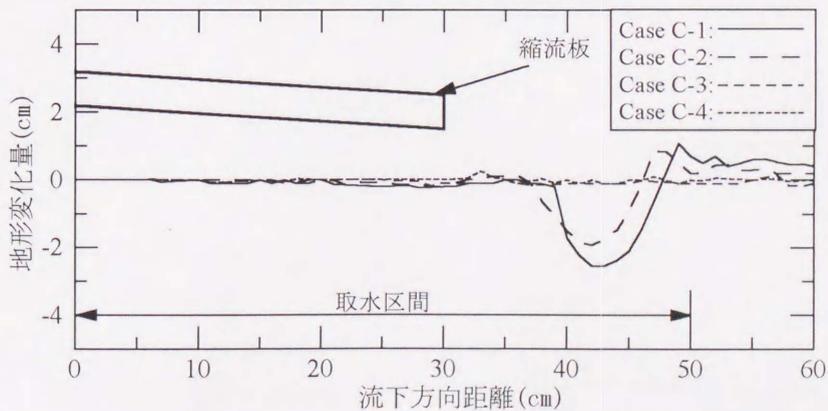


図 3.12 縮流板下の河床形状の比較

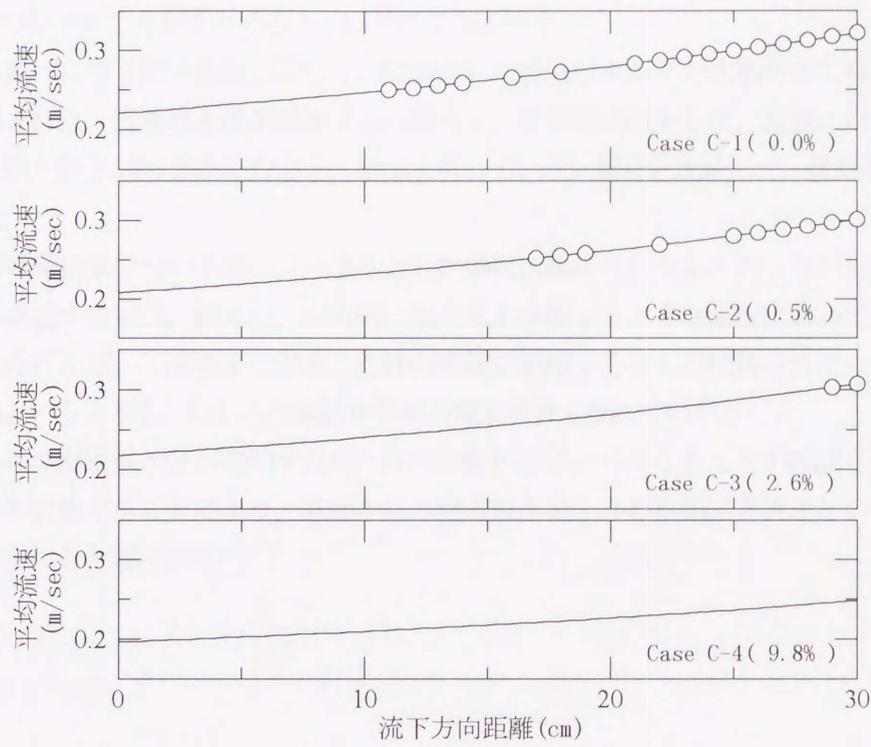


図 3.13 縮流板下の平均流速および洗掘点

3.5 まとめ

この章でわかったことをまとめると、以下ようになる。

1. 段落ち流れに伴う河床洗掘に関して、底面からの浸透取水がその洗掘防止に有効であることが確認された。浸透取水量が増加するに従って、洗掘量は減少した。流量に対する底面からの浸透取水割合が約 23%になると、取水を行っていない場合と比較して、洗掘量が 60%強減少した。
2. 流砂の堆積効果については、はっきりとした効果は確認されなかった。しかし、一方向への漂砂が卓越する場所、例えば、一方向に沿岸流が卓越するような場所において、底面から浸透取水を行えば、下流側まで安定した砂の堆積が継続することが期待された。これは堆積促進効果というよりも、むしろ洗掘防止効果の要素が強く現れていた。
3. 底面からの浸透取水量が増加すれば、砂の移動が生じにくくなることが確認された。さらにデータを収集することにより、底面からの浸透取水量と砂の移動限界流速とがより明確に関連付けられると期待された。

第4章 浸透流の状況

4.1 はじめに

効果的なドレインの設置位置, 吸水量による吸水効果の発現領域, 浸透流速等を明らかにするためには, 浸透流全般の状況を把握することが必要となる. そこで, 砂浜内部での浸透流の状況および間隙水圧分布を数値計算によって再現した. また, 染料を用いた可視化手法により浸透流の状況を捉えた. この可視化実験は数値計算の妥当性を評価する上でも有効である.

4.2 浸透流解析

4.2.1 基礎方程式

ドレイン近傍, およびその陸側砂中では間隙水の不飽和領域が発生するので, 解析には飽和/不飽和両領域を含む多孔質体中の2次元浸透流計算モデルを用いた. ただし, 波浪の影響は考慮していない. 基礎式は, 質量保存則

$$\frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} = -\bar{\nabla} \cdot (\rho\bar{v}) \quad (4.1)$$

および

$$\bar{v} = -K(\theta)\bar{\nabla}h \quad (4.2)$$

から導かれる式 (4.3) である.

$$(c(\psi) + \alpha S_s) \frac{\partial\psi}{\partial t} = \bar{\nabla} \cdot K(\psi)\bar{\nabla}(\psi + z) \quad (4.3)$$

ここで, $\bar{\nabla} = (\partial/\partial x, \partial/\partial z)$, x : 水平座標, z : 鉛直座標, t : 時間, θ : 体積含水率 (砂の単位体積中に含まれる水の体積), \bar{v} : 見かけの流速, h : 全水頭 ($=\psi+z$), ψ : 圧力水頭, ρ : 水の密度, K : 透水係数, S_s : 比貯留係数, $c(\psi)$: 比水分容量 ($=d\theta/d\psi$) である. α は飽和時は1, 不飽和時は0となる係数である. 自由水面は圧力水頭ゼロの位置を連ねた線で表される. 式 (4.3) の導出においては, 圧力水頭変化に伴う水の圧縮を無視し, 不飽和領域において圧力水頭変化に伴う間隙率の変化が生じないことを仮定している [赤井ら, 1977].

Darcy 則が飽和浸透流の場合に成立することはよく知られている. 不飽和浸透流の場合では, 間隙中に水と空気が混在し, それらの界面での表面張力, 水と多孔質構成粒子との接触角に起因する毛管張力および重力が水分移動の支配要因であり, 層流の抵抗則が成り立つ飽和浸透流よりもかなり複雑な現象となる. 式 (4.2) は, 飽和浸透流に関する Darcy 則を透水係数が体積含水率あるいは圧力水頭の関数であると仮定して, 不飽和浸透流にまで一般化した式であり, Buckingham

の方程式とも呼ばれている [日野ら, 1989].

不飽和領域を含む計算を行う際に問題となることは, 不飽和領域における海水の浸透特性をどのように決定するかということである. しかし, 実際に計測することは困難であるので, van Genuchten 式

$$S_e(\psi) = [1 / \{1 + (\alpha |\psi|)^n\}]^m \quad (4.4)$$

$$K(\psi) = K_s S_e(\psi)^{1/2} [1 - \{1 - S_e(\psi)^{1/m}\}]^2 \quad (4.5)$$

を用いた. ここで, S_e は有効飽和度, K_s は飽和状態での透水係数, α, m, n は係数, $m=1-1/n$ である. 有効飽和度は $(\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$ で定義される指標であり, 飽和体積含水率 θ_s と最少含水量 θ_r により定義されている. 計算では, いくつかの試料の浸透特性をまとめた文献 [土質工学会, 1991] を参考にして, $\alpha = 0.0632 \text{ cm}^{-1}$, $n = 1.405$, $S_s = 2.0 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$ とした. 飽和状態での透水係数および間隙率については, 定水位透水試験および密度試験により実際に計測し, それぞれ $1.3 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ および 0.48 なる値を得た. van Genuchten 式 (4.4), (4.5) より与えられる圧力水頭 ψ と透水係数 K との関係を図 4.1 のようになる. 図 4.1(a) の縦軸は対数表示であり, 圧力水頭と有効飽和度との関係を示す. 図 4.1(b) は両対数表示されており, 圧力水頭と相対不飽和透水係数との関係を示す. ここで, 図 4.2(b) の破線と点線は, 実線をそれぞれ右側に 5 cm および 10 cm だけ平行移動させたものである. 圧力水頭と相対不飽和透水係数の関係として, 圧力水頭が $-5 \text{ cmH}_2\text{O}$ および $-10 \text{ cmH}_2\text{O}$ まで飽和時の透水係数が維持されると仮定したときの関係を表している.

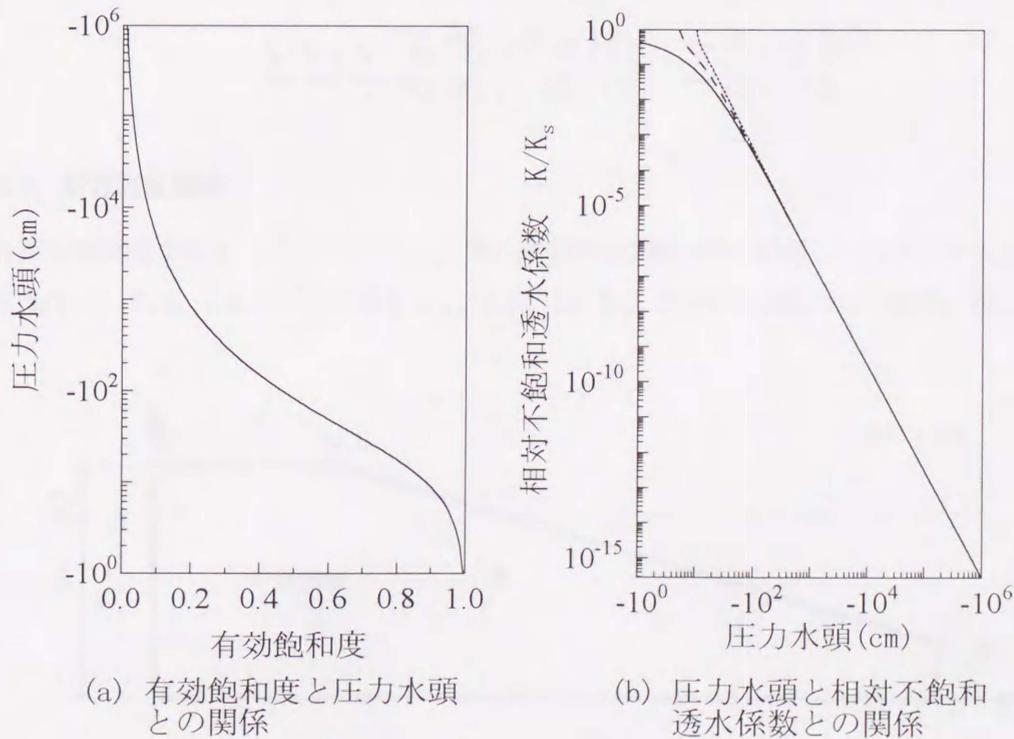


図 4.1 van Genuchten 式

4.2.2 数値計算法

対象としている現象が一様な砂中で生じていること、および砂浜地形が複雑な場合に境界の記述が容易にできることを考慮して、格子形状を任意とする一般座標 (ξ, η) 系を用いた差分法により計算を行った。一般座標系の形成方法としては、式 (4.6) から式 (4.8) に示す楕円型形成法を用いた。

$$\alpha \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} - 2\beta \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \gamma \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} = 0 \quad (4.6)$$

$$\alpha \frac{\partial^2 z}{\partial \xi^2} - 2\beta \frac{\partial^2 z}{\partial \xi \partial \eta} + \gamma \frac{\partial^2 z}{\partial \eta^2} = 0 \quad (4.7)$$

ここに、

$$\alpha = x_\eta^2 + z_\eta^2, \beta = x_\xi x_\eta + z_\xi z_\eta, \gamma = x_\xi^2 + z_\xi^2 \quad (4.8)$$

であり、下付添え字は $x_\xi = \partial x / \partial \xi$, $x_\eta = \partial x / \partial \eta$ などのように偏微分を表す。

基礎方程式を差分する際には、式 (4.3) をデカルト座標系から一般座標系に変換する必要があり、一般座標表示された式 (4.9) を時間的には Crank-Nicolson 型、空間的には中央差分で近似し [日野ら, 1989], ADI(Alternate Direction Implicit)法によって解いた。式 (4.9) において、 $x_1 = x$, $x_2 = z$, $\xi_1 = \xi$, $\xi_2 = \eta$ である。

$$\begin{aligned} \{c(\psi) + \alpha S_s\} \frac{\partial \psi}{\partial t} = K(\psi) & \left\{ \sum_i \sum_j \left(\sum_k \frac{\partial \xi_i}{\partial x_k} \frac{\partial \xi_j}{\partial x_k} \right) \frac{\partial^2 \psi}{\partial \xi_i \partial \xi_j} + \sum_j \left(\sum_k \frac{\partial^2 \xi_j}{\partial x_k^2} \right) \frac{\partial \psi}{\partial \xi_j} \right\} \\ & + \sum_i \sum_j \left(\sum_k \frac{\partial \xi_i}{\partial x_k} \frac{\partial \xi_j}{\partial x_k} \right) \frac{\partial K(\psi)}{\partial \xi_i} \frac{\partial \psi}{\partial \xi_j} + \sum_j \frac{\partial \xi_j}{\partial x_2} \frac{\partial K(\psi)}{\partial \xi_j} \end{aligned} \quad (4.9)$$

4.2.3 計算対象領域

計算対象領域は図 4.2 に示すように、第2章の断面実験の際に設置した砂浜全領域を考えた。境界条件としては、AB を不透水境界とし、DE, EF および FG を流量ゼロの境界、BC, CD お

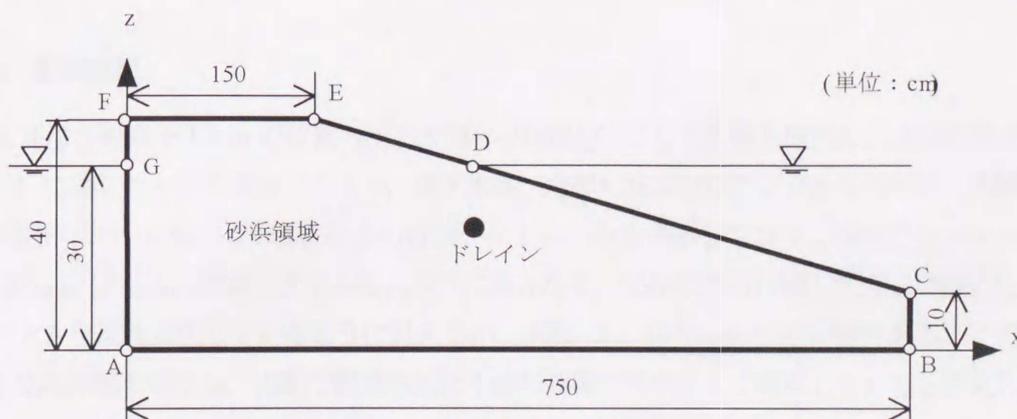


図 4.2 計算対象領域

よび GA を定水位境界とした。初期条件としては静止平衡状態を想定して、静水圧分布を与えた。ドレインの条件は、その位置での圧力水頭を周囲よりも低く設定することにより与えた。

各境界条件は以下のように表される。

(流量が既知の境界)

$$-K(\psi) \frac{\partial h}{\partial n} \cdot S = q_n \quad (4.10)$$

(定水位境界)

$$\psi(x, z, t) = \psi_{given} \quad (4.11)$$

ここで、 q_n は単位時間に面積 S の境界から出ていく流量を表し、 \bar{n} はその境界に垂直外向きの単位ベクトルであり、 $\partial h / \partial n = \bar{n} \cdot \bar{\nabla} h$ である。式 (4.10) , 式 (4.11) は直行座標表示された形であり、実際に計算に用いる際には一般座標表示された次式

(流量が既知の境界)

$$-det|X| \cdot K(\psi) \left\{ \sum_j \sum_k \left(\frac{\partial \xi_i}{\partial x_k} \frac{\partial \xi_j}{\partial x_k} \right) \frac{\partial \psi}{\partial \xi_j} + \frac{\partial \xi_i}{\partial x_2} \right\} = q_n \quad (4.12)$$

(定水位境界)

$$\psi(\xi, \eta, t) = \psi_{given} \quad (4.13)$$

が用いられた。式 (4.12) の左辺は、境界 ξ_i 面に垂直外向きの流量を表す。同式中の $det|X|$ は行列

$$X = \begin{bmatrix} \frac{\partial x_i}{\partial \xi_j} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial \xi_1} & \frac{\partial x_1}{\partial \xi_2} \\ \frac{\partial x_2}{\partial \xi_1} & \frac{\partial x_2}{\partial \xi_2} \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

の行列式を表す。

4.2.4 計算結果

図 4.3 は汀線直下 10cm の位置の圧力水頭を -2.0mH₂O として計算を開始し、ほぼ定常状態 (2 時間後) に達したときの流速ベクトル、地下水面 (点線) およびポテンシャルの分布 (実線) を示す。同図中には、 $0.5 \times 10^4 \text{cm/s}$ 以上の流速ベクトルのみを表示しており、等ポテンシャル線の間隔は 0.02m である。流速ベクトルの大きさに関係なく、矢印の部分は同じ大きさで描いたため、岸側で大きな流速が生じているように見えるが、実際には 10^4cm/s に近い値である。この計算された不飽和領域の形状は、実験で観察された不飽和領域の形状をよく再現していると考えられる。

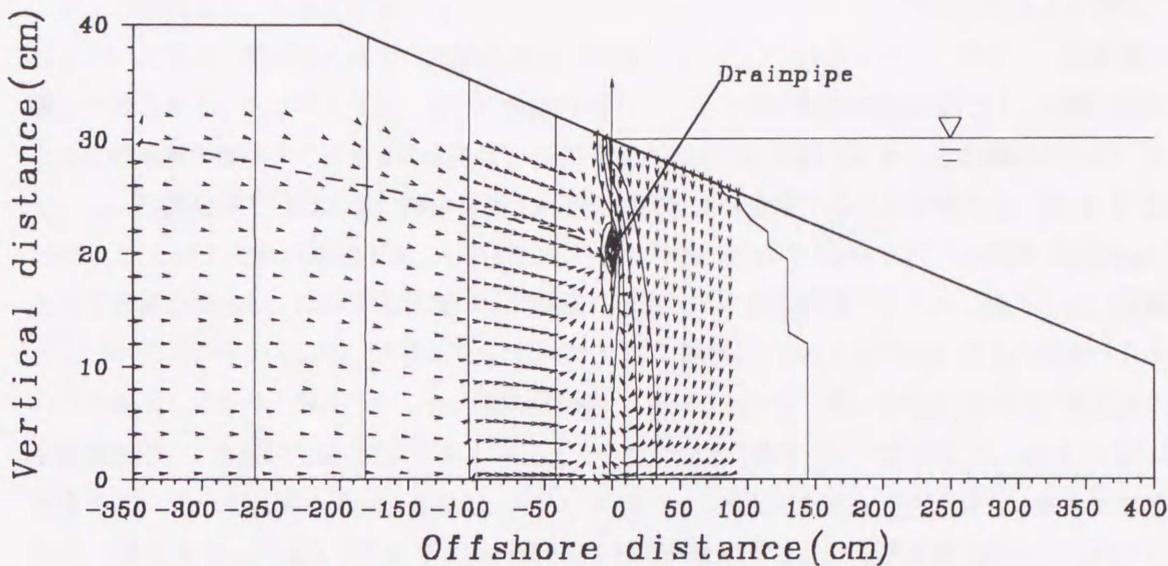


図 4.3 浸透流の流速ベクトル，地下水面およびポテンシャル分布 1
(汀線直下で吸水，吸水圧：-2mH₂O，吸水開始 2 時間後の状況)

図 4.4 は水槽底面から 5cm 上方の全水頭を計算と実験と比較したものである。ここで示した実験データは，吸水流量が計算での吸水流量と比較的近いものを選んだ。計算では $0.26 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ であり，実験では $0.20 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ である。汀線沖側では計算値と実験値がよく一致しているが，後浜領域では計算値の方が低い値になっている。この原因としては，砂の締め固まり，および水道もしくは空気道の発生等に伴って，局所的に砂の特性が変化することが考えられる。図 4.5 は数値計算結果に基づいて，吸引圧 (Suction head) と吸水量との関係を示す。吸引圧の増加に伴って，必ずしも吸水量が増加するとは限らないことが確認された。透水係数が圧力水頭の減少に伴って急激に減少することを考えれば，このことは当然であるが，この結果は以下のことを示している。砂中から効率的に吸水するためには，すなわち最大の吸水量を得るためには，最適な吸引圧が存在する。Well Point 工法を適用する際にも，注意しなければならない点と考えられる。

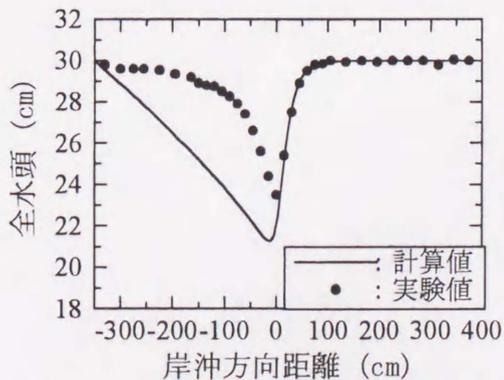


図 4.4 水槽底面から 5cm 上方の全水頭 (数値計算と実験との比較)

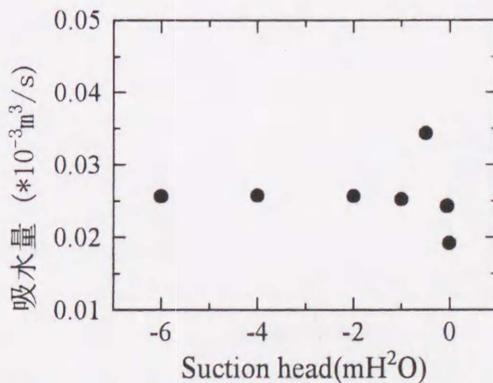
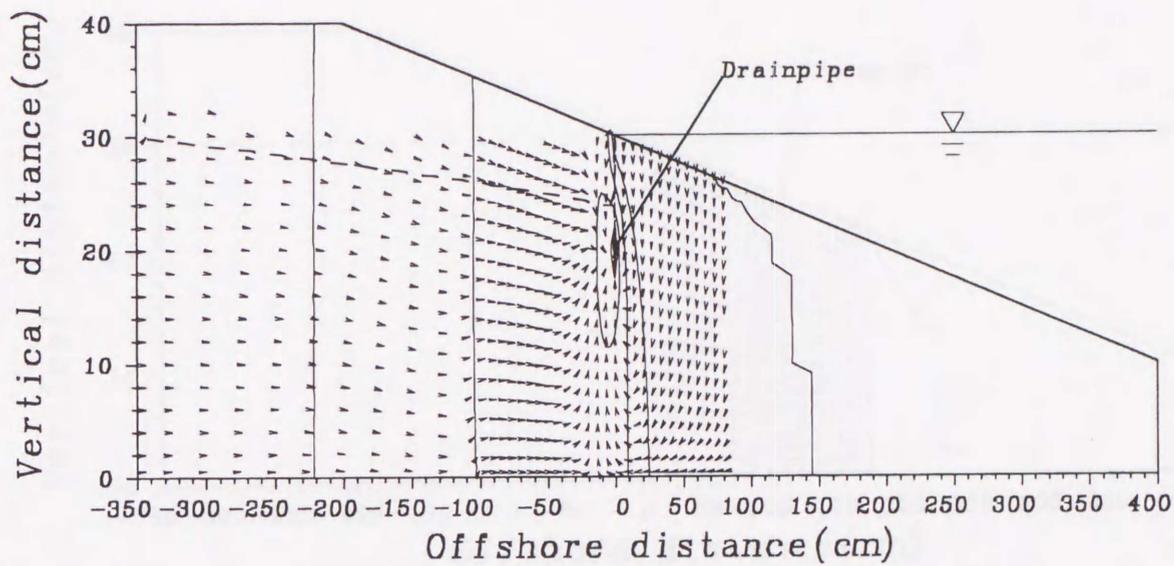


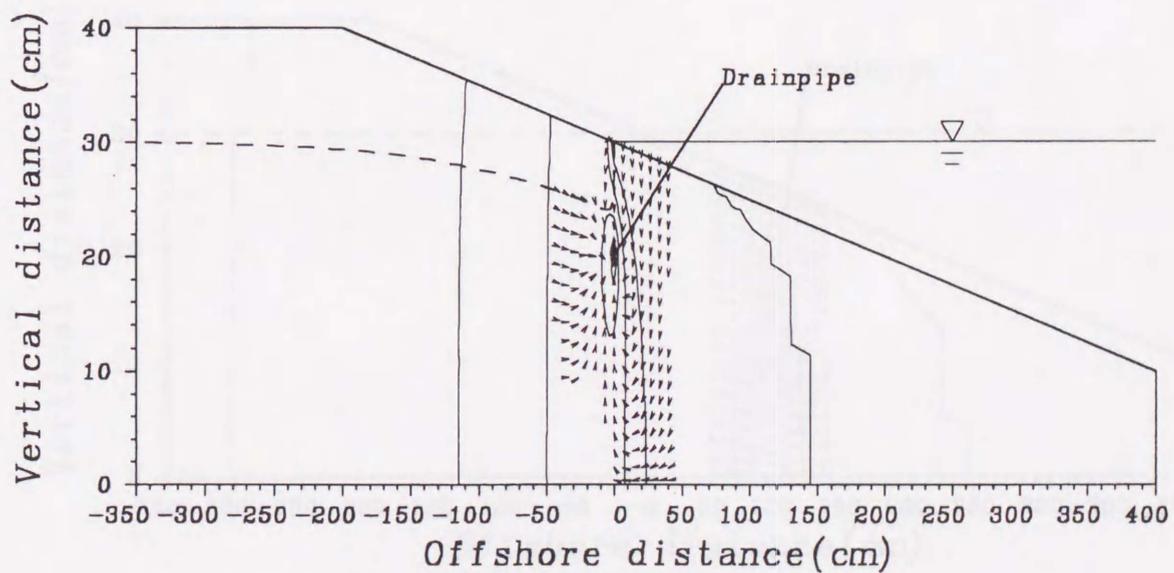
図 4.5 Suction head と吸水量の関係 (数値計算)

以上の検討より、不飽和領域の発生およびポテンシャル分布については実験結果をよく再現することがいえたが、吸水量の面では実験の状況を再現することはできなかった。そこで、吸水量を実験と一致させることは考えずに、以下の検討を行った。第2章の断面実験結果では、実験の継続とともに吸水量が減少するにもかかわらず、海浜安定化の効果が持続されることが確認されている。そこで、数値計算では吸水量の減少を透水係数の減少により表現することを考える。図 4. 6 および図 4. 7 は、それぞれ汀線直下および汀線から 95cm 沖側の底面下 10cm の圧力水頭を $-0.025\text{mH}_2\text{O}$ として計算を開始し、ほぼ定常状態（2時間後）に達したときの流速ベクトル、地下水面（点線）およびポテンシャルの分布（実線）を示す。図 4. 3 と同様に、 $0.5 \times 10^{-4}\text{cm/s}$ 以上の流速ベクトルのみを表示しており、等ポテンシャル線の間隔は 0.02m である。両図とも(a)図では計測された透水係数を用い、(b)図では(a)図よりも1オーダー小さい透水係数を用いて計算した。図 4. 8 および図 4. 9 は、それぞれ図 4. 6(a), (b)および図 4. 7(a), (b)の底面に垂直な浸透流速を比較したものである。図 4. 6 の(a)と(b)、図 4. 7 の(a)と(b)をそれぞれ比較すると、浸透流速は明らかに低下しているが、ポテンシャルの分布、すなわち間隙水圧の分布はほとんど変化していないことがわかる。また、汀線付近で吸水した場合には、ドレインを中心とした浸透速度の対称性が崩れるのに対して、沖側で吸水したときには比較的対称な浸透流速分布になることが確認された。

これらの結果を上記述べた実験の事実と関連付けて考えると、吸水量が減少しても変化しない間隙水圧の分布が、海浜安定化の効果に大きく寄与していたと推察される。間隙水圧低下の影響として砂の締め固まりが考えられ、一方では海浜の締め固まり度が増すと砂丘の侵食面が急勾配になることが報告されている [西ら, 1996]。本実験でも汀線直下で吸水を行った場合には急勾配の侵食地形が観察されていた。

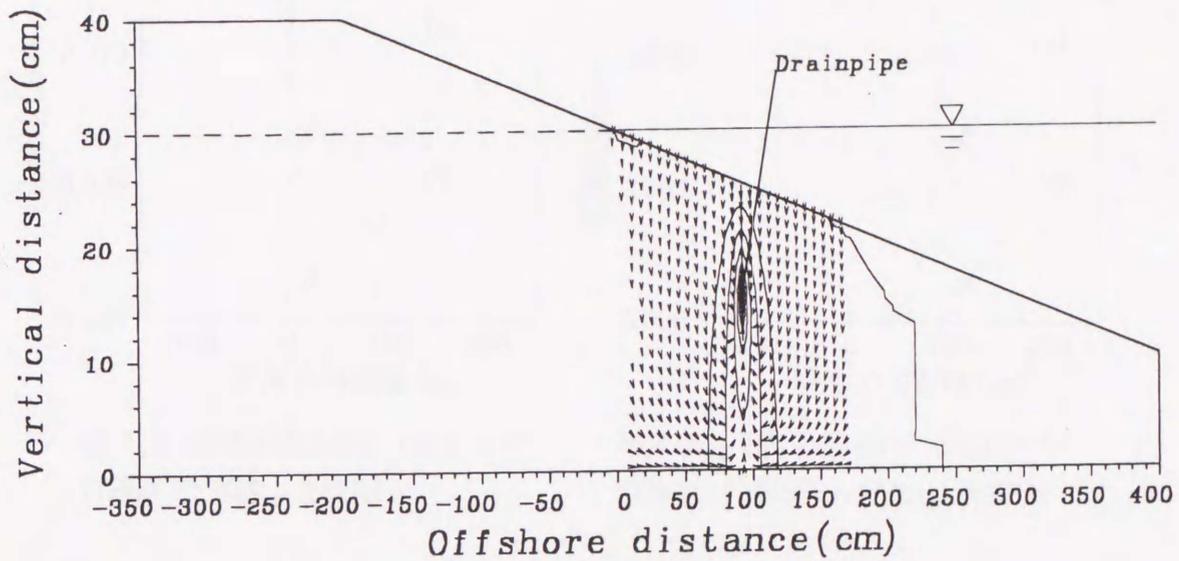


(a) 透水係数が 1.3×10^{-2} (cm/s) の場合

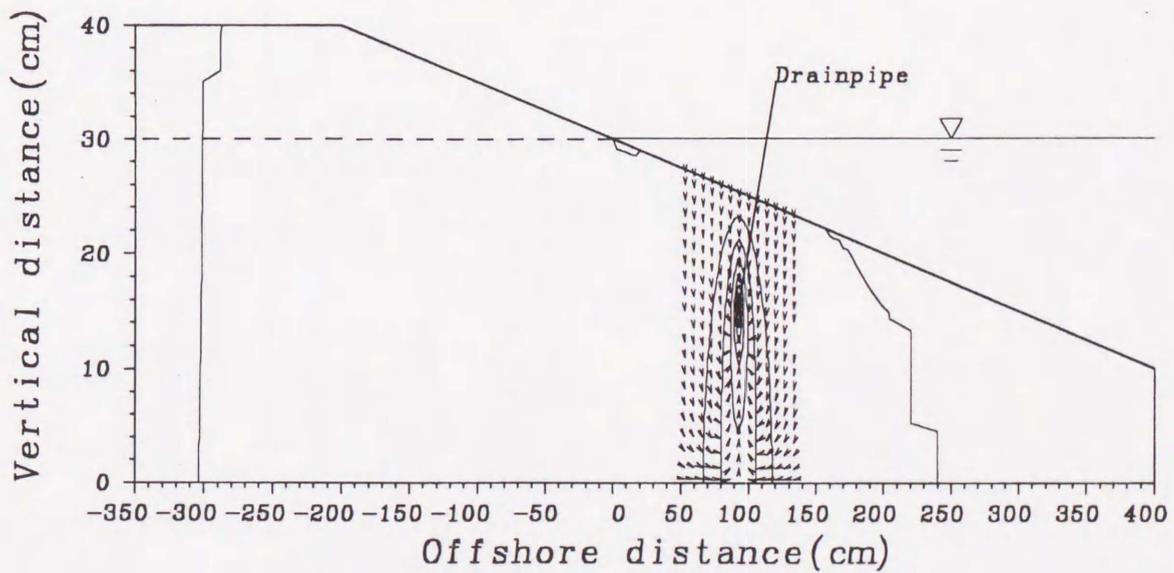


(b) 透水係数が 1.3×10^{-3} (cm/s) の場合

図 4.6 浸透流の流速ベクトル, 地下水面およびポテンシャル分布 2
(汀線直下で吸水, 吸水圧: $-0.025 \text{mH}_2\text{O}$, 吸水開始 2 時間後の状況)



(a) 透水係数が 1.3×10^{-2} (cm/s) の場合



(b) 透水係数が 1.3×10^{-3} (cm/s) の場合

図 4.7 浸透流の流速ベクトル, 地下水面およびポテンシャル分布 3
 (汀線沖 95cm で吸水, 吸水圧: $-0.025 \text{mH}_2\text{O}$, 吸水開始 2 時間後の状況)

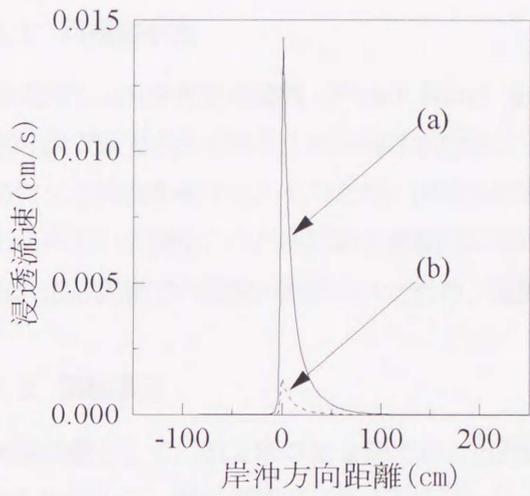


図 4. 8 浸透流速の分布 (図 4. 6 の汀線直下で吸水した場合)

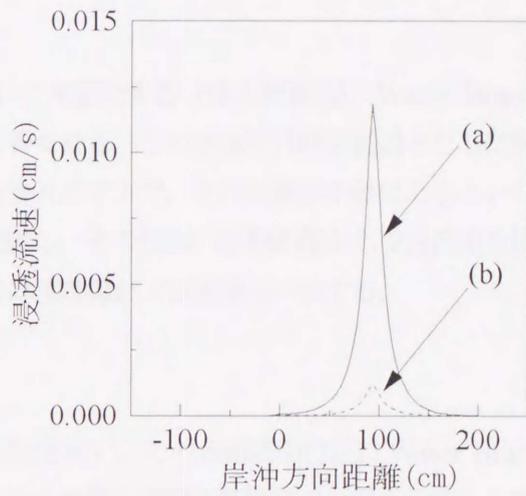


図 4. 9 浸透流速の分布 (図 4. 7 の汀線から沖側 95cm で吸水した場合)

4.3 可視化実験

4.3.1 可視化手法

浸透流の状況を青色の染料 (Water Blue) を用いて可視化する (注入流脈法)。Water Blue は固形粒状で販売されており、水に溶け水溶液として青くなる。この水溶液は時間経過とともに無色透明になる特性を有する。そのため、何度も実験を繰り返す上で、水の交換が不要であるという利点があった。可視化された流脈線を連続的に写真撮影し、その模様の変動距離から浸透流速を推定する。定常状態での流況が撮影されたため、流脈線は流跡線および流線と一致する。

4.3.2 実験装置

実験装置として、第2章の2.2節で示した実験装置を用い、その水槽底面付近に Water Blue 注入口を埋設した。撮影領域のガラス面には、5cm 格子を描き染料の移動状況を捉えやすくした。染料注入ポイントおよび撮影の状況を図 4.10 に示す。図に示すように染料の注入点はドレインの位置、およびドレインを中心として左右にそれぞれ 15cm および 30cm だけ離れた位置であり、砂層上部および下部からの注入点を含めた合計 10 点である。実験中の観察から適宜染料注入点を増加した。撮影には 3,000 ワットの照明を斜め 45 度上方から照射し、ガラス面から約 1.5m 離して設置されたカメラによって、可視化状況が撮影された。撮影間隔に関しては、撮影前に少量の染料を注入し、浸透流流速の概略値を推定することによって決定した。撮影開始のタイミングは、吸水開始 30 分後のほぼ定常状態に達した時点を目安とした。

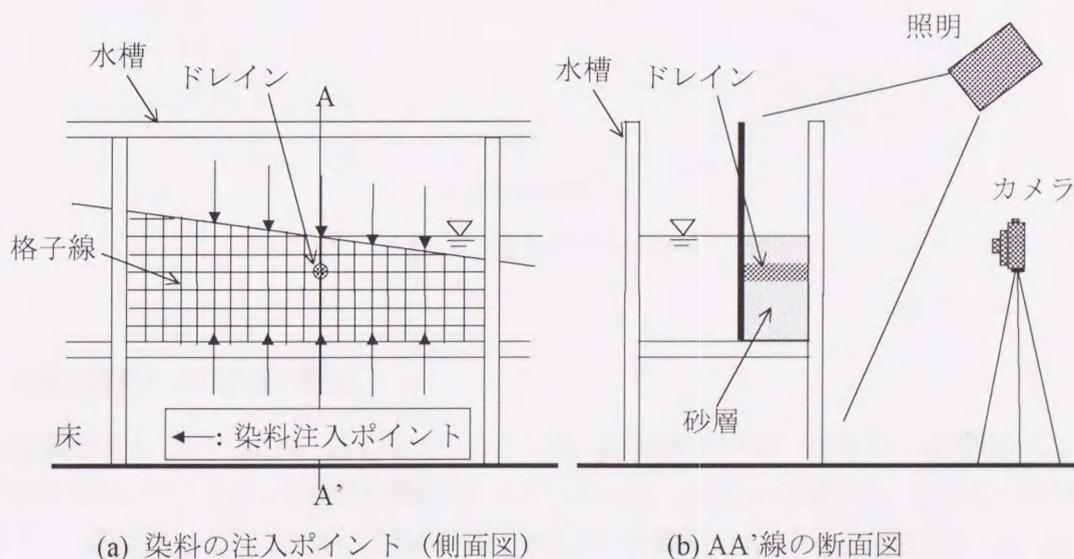


図 4.10 染料注入点および撮影の状況

4.3.3 実験条件

実験条件をまとめると、表 4.1 のようになる。ドレインの設置位置は、汀線直下もしくは汀線より沖側 95cm である。吸水量としては、数値計算で算出できる程度の吸水量に設定するケース、および比較的多量に吸水するケースの 2 ケースである。時間経過に伴う吸水量の変化がほとんど生じなかったため、初期吸水量のみを表示した。データ V4 の撮影間隔は 3 つあるが、これは撮影領域毎に最適な撮影間隔が異なったためである。すなわち、ドレイン近傍の染料を追跡するためには、短い時間間隔で撮影した。

図 4.11 は、各実験ケースで計測された地下水位分布を示す。吸水開始 30 分後にはほとんど定常状態であったため、地下水位分布は撮影時間を通じてほとんど変化しなかった。

表 4.1 実験条件 (可視化実験)

データ名	ドレイン設置位置	初期吸水量(l/min)	撮影間隔(s)
V1	汀線直下	0.17	60
V2	汀線直下	0.88	30
V3	汀線沖 95cm	0.28	60
V4	汀線沖 95cm	2.70	30,15,10

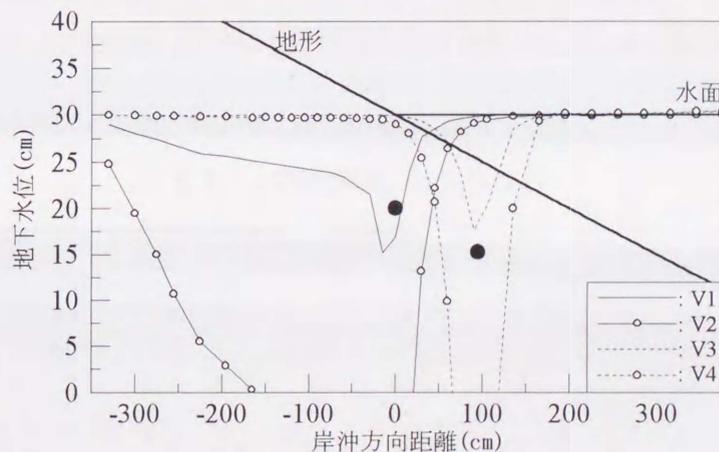


図 4.11 地下水位の分布

4.3.4 可視化写真および流速の推定

可視化写真を図 4.12 から図 4.15 に示す。ここには、連続撮影終了後に染料を一定時間注入し続け、明確な模様が描き出された状況を撮影したものを示した。これらの写真から、浸透流の状況をはっきりと確認することができる。汀線直下で吸水を行った場合には、ドレインを中心として左右の対称性が崩れること、汀線から 95cm 沖側で吸水した場合には、ある程度の対称性が保たれることがわかる。これは数値計算でも確認されている。

図 4. 16 から図 4. 19 には、各条件下で吸水を行った場合の流跡線を描いた。各図の一連の曲線は、連続写真の特徴的な点を追跡して、その点を連結したものである。各曲線の横に書かれた数値は、撮影間隔と点の移動距離から算出された流速であり、 10^3 倍して表示されている。ここでの単位は cm/s であり、真の流速が表示されている。Darcy 流速は、この真の流速に空隙率 0.48 を掛けることで得られる。

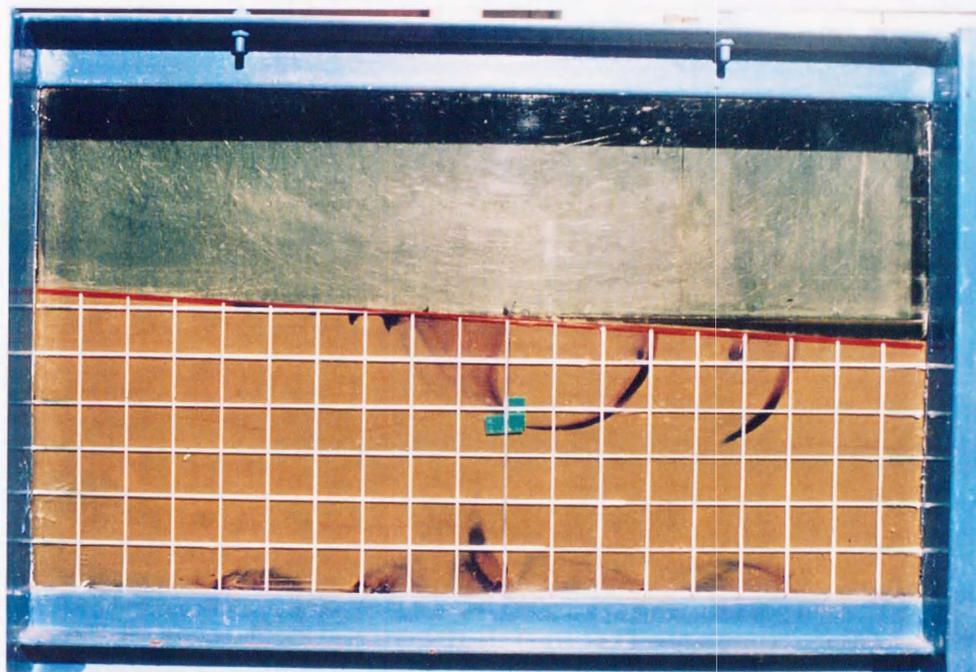


図 4. 12 可視化写真 (ケース V1)

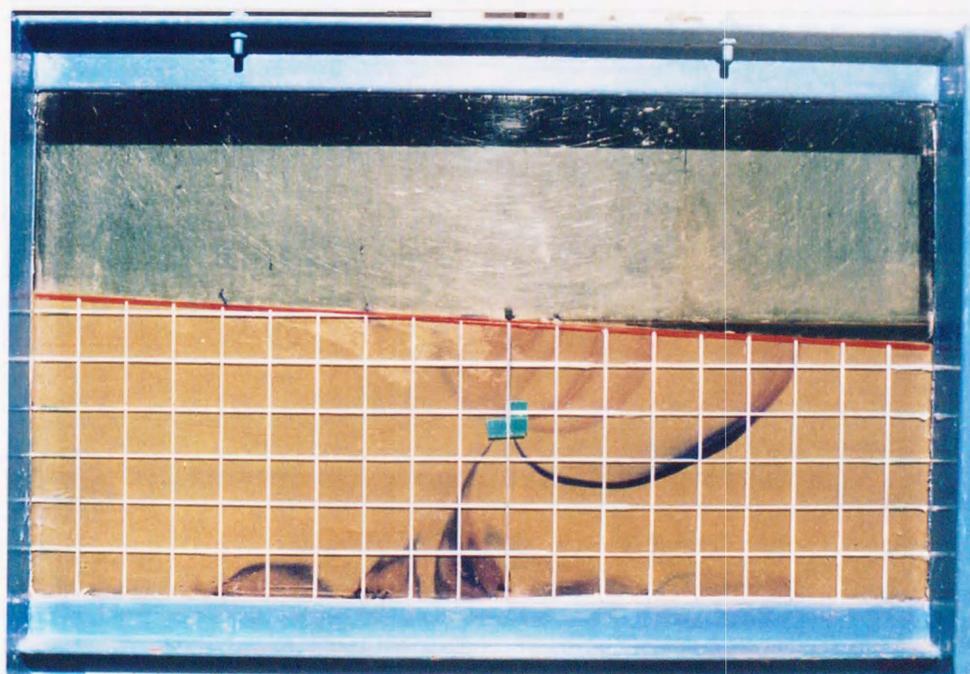


図 4. 13 可視化写真 (ケース V2)



図4.14 可視化写真 (ケースV3)

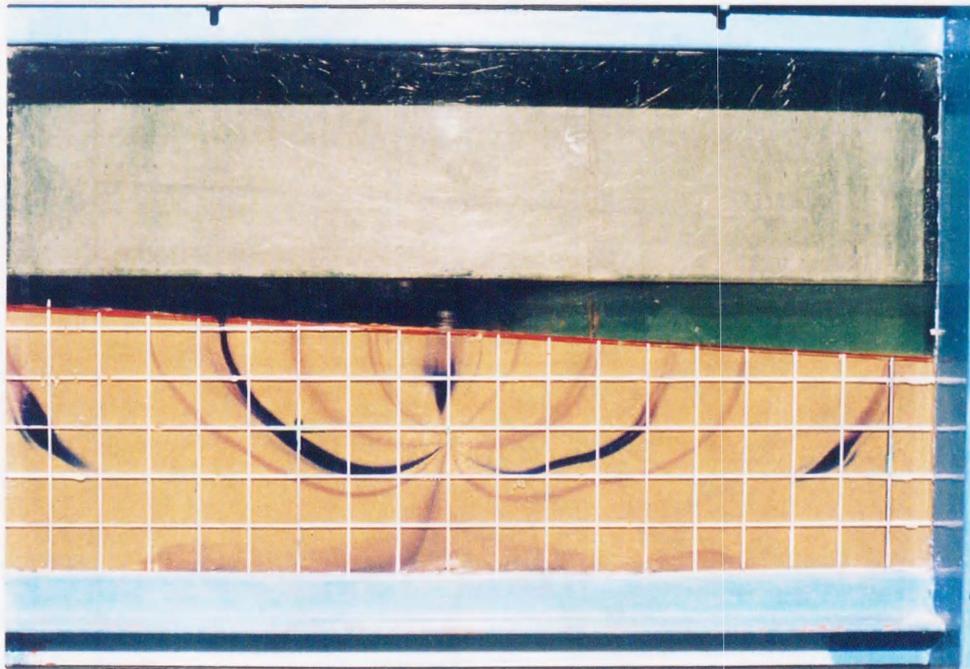


図4.15 可視化写真 (ケースV4)

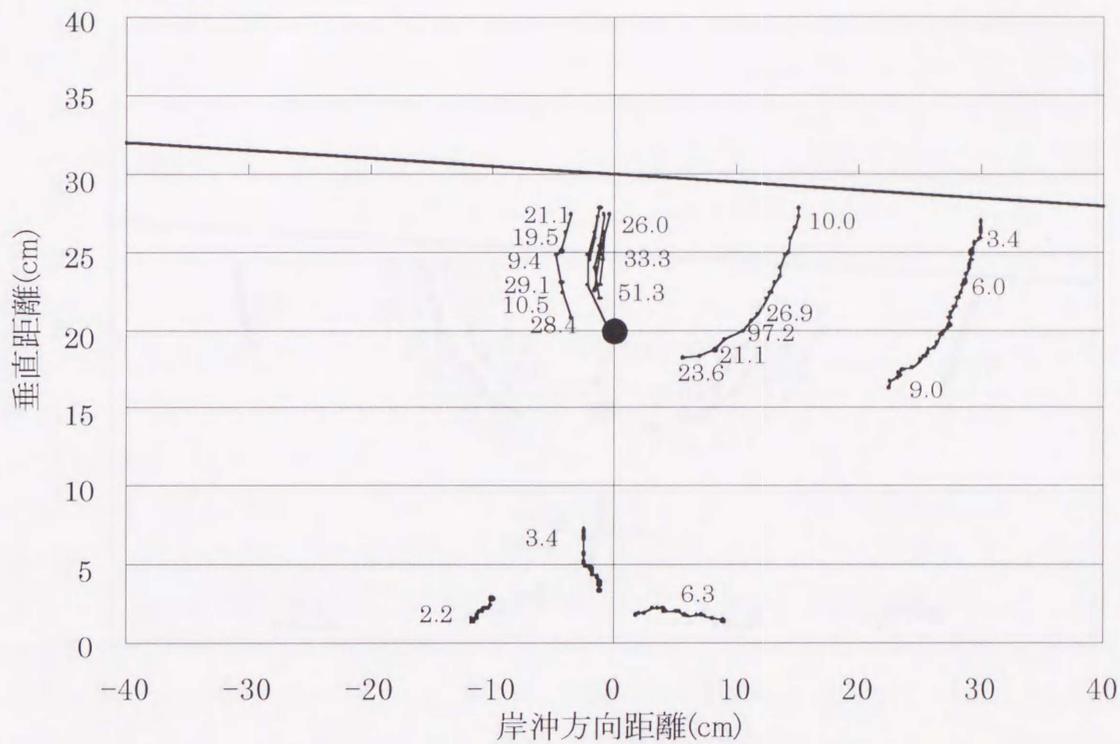


図 4.16 可視化実験より得られた流況 (ケース V1, 図中の
数値は 10^3 倍して表示した真の浸透流速である.)

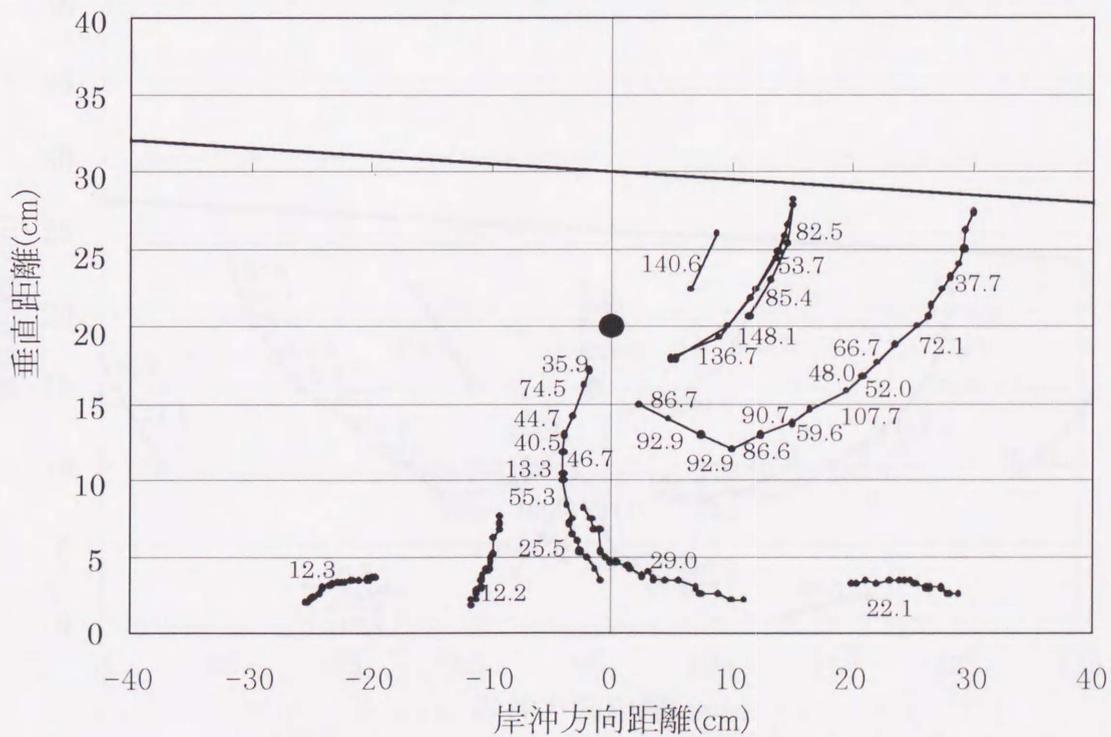


図 4.17 可視化実験より得られた流況 (ケース V2, 図中の
数値は 10^3 倍して表示した真の浸透流速である.)

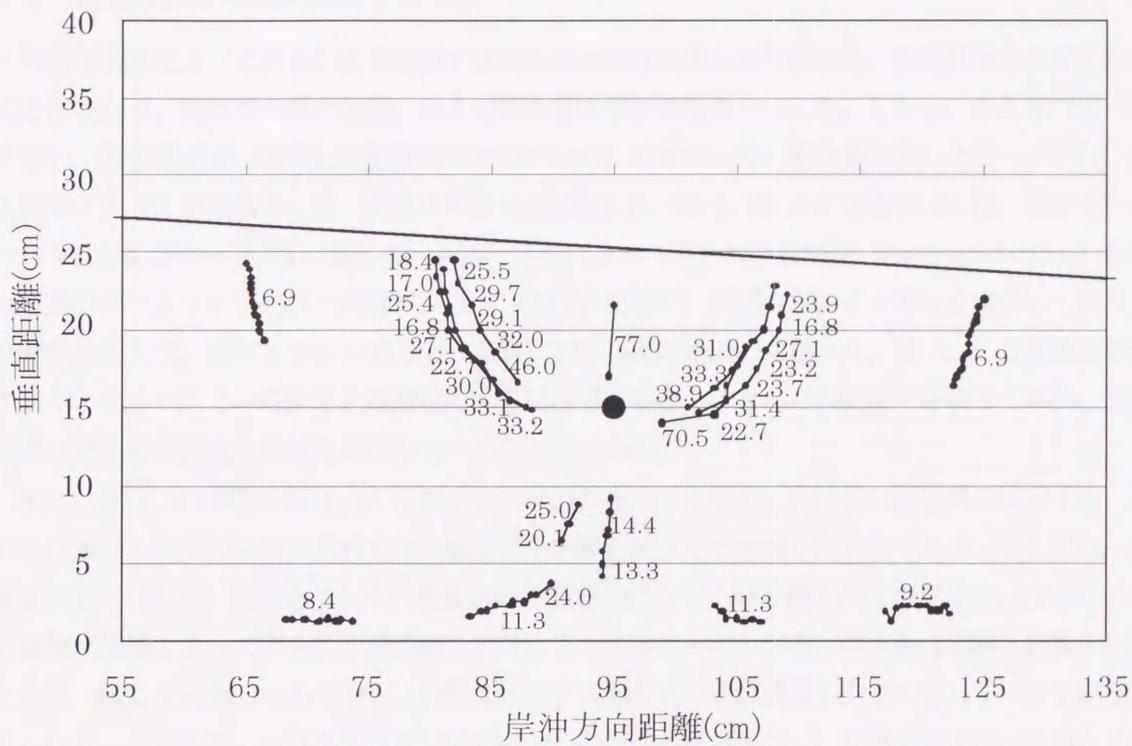


図 4.18 可視化実験より得られた流況 (ケース V3, 図中の
数値は 10^3 倍して表示した真の浸透流速である.)

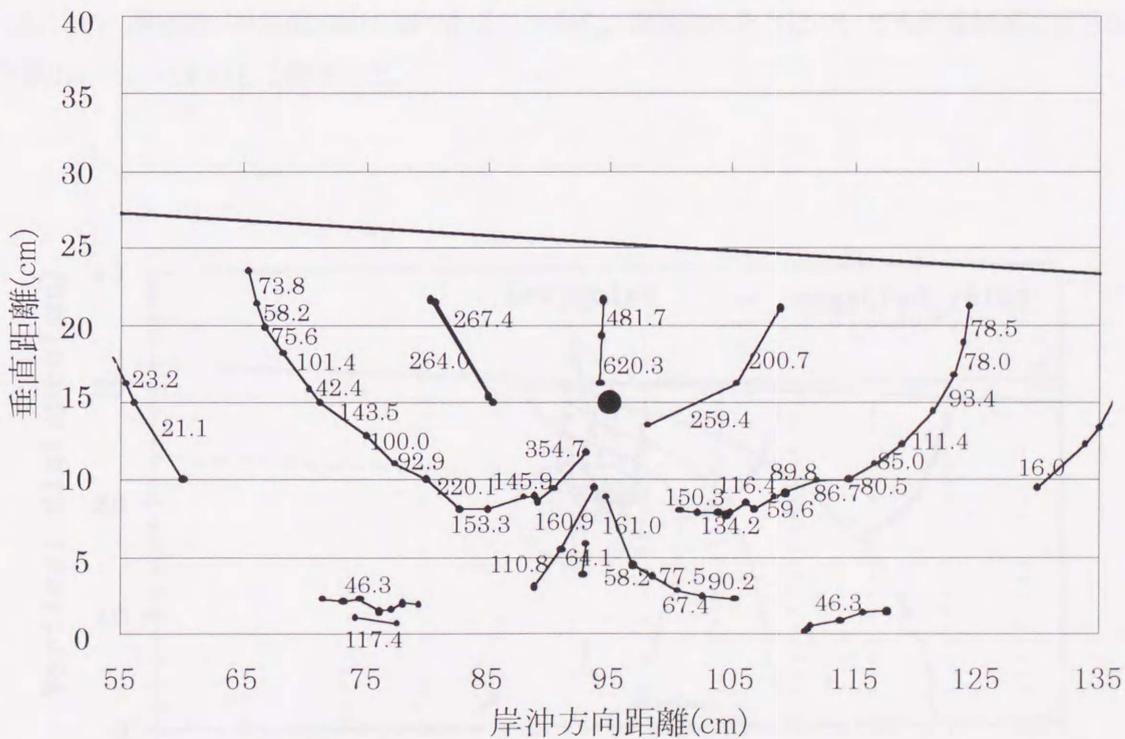


図 4.19 可視化実験より得られた流況 (ケース V4, 図中の
数値は 10^3 倍して表示した真の浸透流速である.)

4.4 数値計算と可視化結果との比較

可視化実験によって得られた浸透流の状況と数値計算結果とを比較する。数値計算の条件を設定するに当たり、実験時の吸水位置、および吸水量を合わせるようにした。しかし、4.2節で述べたように、吸水量が多い場合には計算ができないので、比較的少ない吸水量であったケース V1、およびケース V3 を対象として、実験と計算とを比較した。図 4.20 および図 4.21 は、それぞれケース V1 およびケース V3 に関して、可視化実験によって得られた流跡線 (measured value) および数値計算によって得られた流速ベクトル (矢印) を示す。両図はドレイン周辺を表示しており、計算結果として、ポテンシャルの分布 (実線) および地下水面 (点線) も、図 4.3 と同様な形式で表示した。ベクトルの向きと流跡線の向きに注目すると、ほとんどの位置で合致しており、数値計算は浸透流の流況を良好に再現していることがわかる。

次に、図 4.20 および図 4.21 において、流れの方向ではなく、各位置の流速値に注目する。表 4.2 は両ケースについて、代表点での流速値を実験と計算とで比較したものである。ここでは、流速値として Darcy 流速を示した。表最右列の測定値に対する計算値の割合を見ると、ほとんどの計算値が実験によって得られた流速値の半分以下であることがわかる。吸水量は実験と計算とでほとんど一致していたのであるから、実際にはガラス面付近で水が通過しやすくなっていたものと考えられる。すなわち、ガラス面付近では砂同士のかみ合わせが少なく、空隙率が大きいためと予想された。以上より、数値計算が浸透流全般の流れを良好に再現することは確認されたが、流速の大きさを比較する場合には、浸透流の流速測定に別の方法を用いることが望まれた。しかし、全領域において、測定値が計算値の約 2 倍であることから、流速の大きさについても計算結果は妥当な値を算出していたものと予想された。

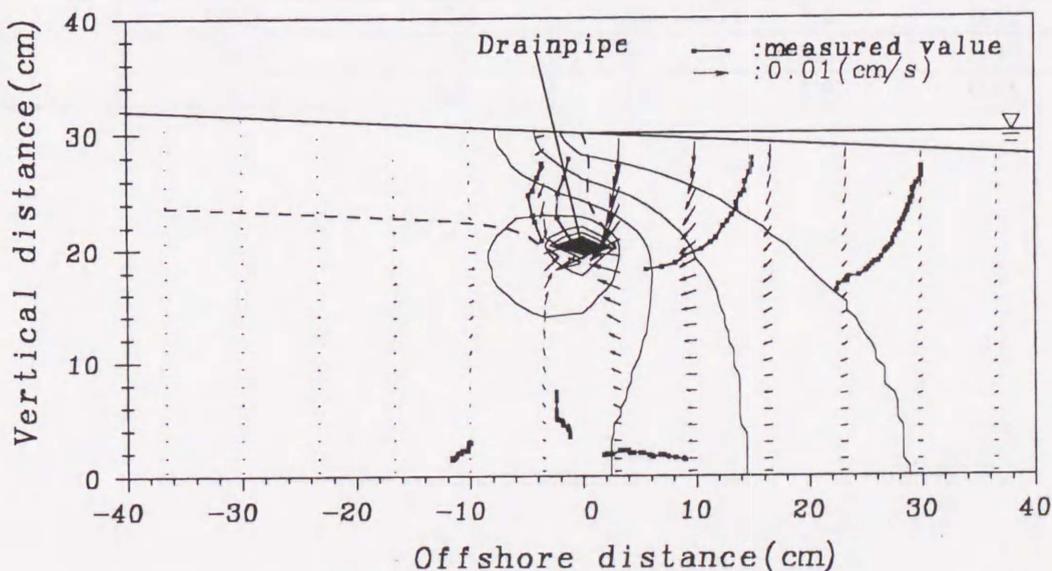


図 4.20 数値計算と可視化実験との比較 (ケース V1)

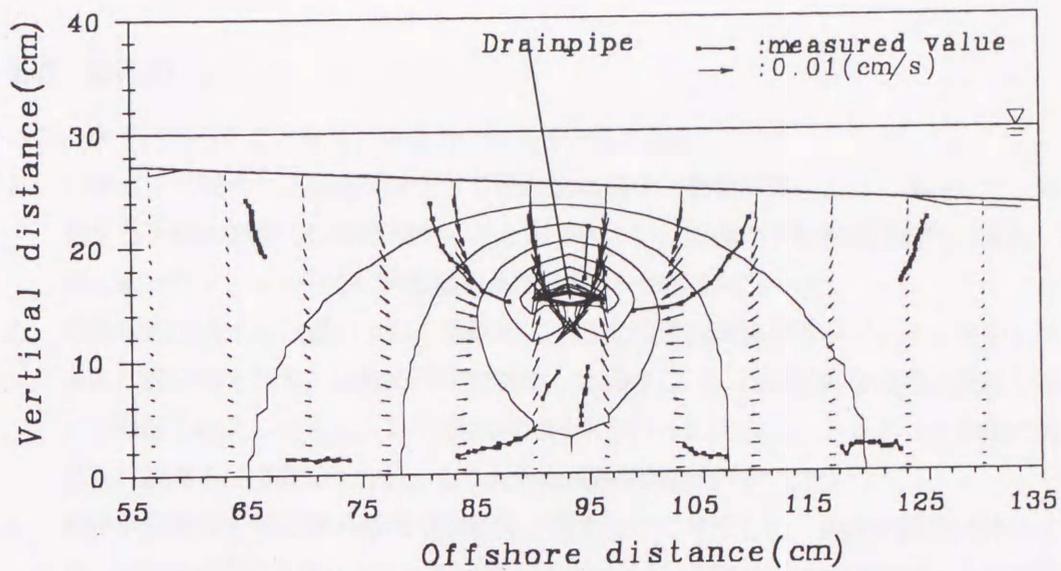


図 4.21 数値計算と可視化実験との比較 (ケース V3)

表 4.2 各位置における流速値の比較

ケース	位置		測定値 (実験) $\times 10^{-3}(\text{cm/s})$	計算値 $\times 10^{-3}(\text{cm/s})$	計算値 測定値
	Offshore distance(cm)	Vertical distance(cm)			
V1	-3.6	27.0	10.1	3.7	0.37
	9.0	20.0	10.1	5.7	0.56
	30.0	26.5	1.6	1.5	0.94
	23.0	16.8	4.3	2.5	0.58
	2.2	2.0	3.0	1.5	0.50
V3	84.4	17.4	14.4	7.2	0.50
	95.0	19.0	37.0	18.2	0.49
	101.0	14.3	33.8	11.7	0.35
	123.1	17.3	3.3	1.4	0.42
	104.7	1.5	5.4	2.5	0.46
	70.5	1.3	4.0	1.8	0.45

4.5 まとめ

この章でわかったことをまとめると、以下のようになる。

1. 汀線直下で吸水した場合に発生する不飽和領域を、数値計算によって再現した。非対称に発達する不飽和領域をほぼ再現することができたが、陸側の不飽和浸透特性の変化により、陸側でのポテンシャル分布は実験値とあまり良い一致を得なかった。
2. 汀線付近で吸水した場合には、海底面に垂直な浸透流流速分布がドレインを中心として岸沖方向に非対称となり、沖側の海中で吸水した場合には、ほぼ対称な浸透流流速分布となることが確認された。さらに、同じ吸水圧で吸水を行った場合に、ドレインを沖側に設置するよりも汀線直下に設置した方が、より大きな浸透流流速値が生じた。
3. 数値計算結果を第2章の断面実験結果と関連付けて考察した。実験の継続に伴って、目詰まり、砂の締め固まり等によって吸水量が減少するが、間隙水圧の分布はほとんど変化しない。実験中の観察によると、吸水量が減少しても、吸水による海浜安定化の影響範囲は変化しなかった。これらの結果から、間隙水圧の分布が海浜安定化に大きく寄与していたと考えられた。間隙水圧の低下は砂粒子間の有効応力を増大させ、砂の移動を抑制したものと考えられた。
4. 可視化実験によって得られた流跡線を数値計算結果と比較した。流れの向きについては良好な一致が得られた。流速の大きさについては、可視化によって得られた流速値が計算値のほぼ2倍となった。砂とガラス面とが接する場所で空隙率が大きいためであると判断された。ただし、全領域において計算値と実測値との比が同様な値であったことから、数値計算ではある程度適切な流速値が計算されていたものと考えられた。

第5章 現地海浜における試験施工

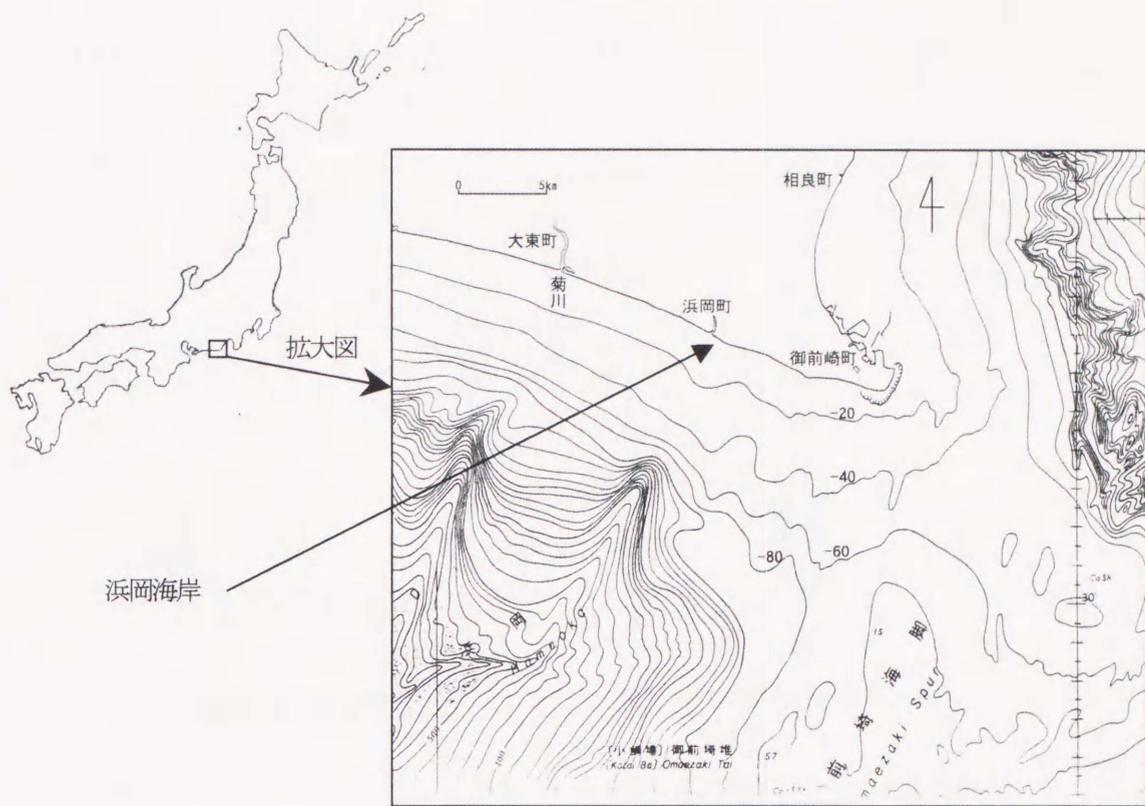
5.1 はじめに

現地海浜における Well Point 工法の効果を確認するために、中部電力株式会社が試験施工を行った。現場は静岡県浜岡町中部電力浜岡原子力発電所地先の浜岡海岸であり、汀線付近に Well Point を設置し、設置後約3年間にわたって地形、地下水位等の現地観測が行われた。試験期間は1995年9月から1997年10月にかけてである。こうして得られた現地データの解析結果を以下に示す。これらの現地データはすべて中部電力株式会社の御好意により提供して頂いたものである。

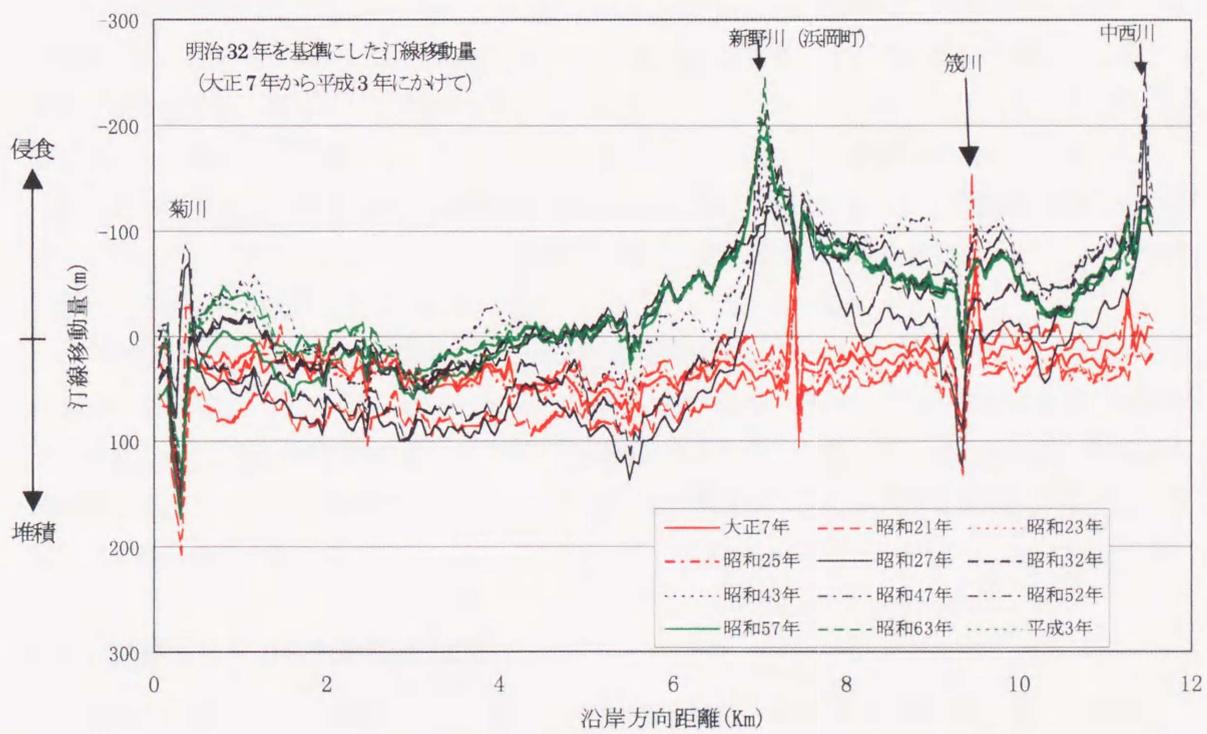
5.2 実験場所の諸状況

図5.1(a)は実験場所である浜岡海岸の位置を表し、拡大図は海上保安庁の発行する海底地形図から作成されたものである。遠州灘に面した海岸では、天竜川からの供給土砂量が減少したこと、および港湾構造物の建設に伴って沿岸漂砂の連続性が絶たれたことなどにより、海岸侵食問題が生じている。図5.1(b)は浜岡海岸付近の長期的な汀線変化を示しており、国土地理院の明治32年から平成3年までの5万分の1地形図から作成されたものである〔浜岡町ら, 1997〕。横軸が菊川河口を基準とした御前崎方向への距離、縦軸が明治32年を基準とした汀線の前進もしくは後退した距離を表す。中部電力浜岡原子力発電所のある浜岡海岸では第二次世界大戦直後には侵食が見られたが、それ以降は大きな海岸線の変動は見られないことがわかる。図5.1(b)で、この侵食前の汀線は赤で示されている。ところで、将来、沿岸漂砂の変化による海岸線の後退および砂丘の侵食も予想されるため、砂丘の保護を中心とした保全対策が必要とされている。また、浜岡海岸は市民生活との結びつきが深い海岸であり、砂丘コネクション等の文化事業が開催されているため、海岸の保全および砂丘の維持が望まれている。そこで、景観に配慮した海岸侵食防止対策として地下水位低下工法が注目された。本工法の適用によって砂浜が拡張すれば、沖で高波が砕波して海岸に直接来襲する波浪エネルギーを分散させることができ、景観の面ばかりでなく、防災面においてもその機能が発揮されることになると期待される。

浜岡海岸の波浪状況に関しては、中部電力株式会社が浜岡原子力発電所地先の海岸において、その沖合約1km、水深約15mに超音波式波高計および電磁流速計を設置し、波高および波向を長期的に観測してきている。遠州灘周辺には公設の波高計が存在しないため、非常に貴重なデータとなる。図5.2は1995年6月から12月にかけて計測された波浪データに統計処理を施し、有義波高および波向の頻度分布を算出したものであるが、波向に関しては、11月および12月のデータが欠損しており、処理に加えられていない。図5.2(a)を見ると、波高0.25mから1.5mの波の頻度が高く、時折台風の影響と考えられる高波浪が来襲している。ここには示していないが、月別の統計処理の結果からは、台風の多い9月から11月にかけて大きな波高の頻度が増加する。瀬戸内海



(a) 浜岡海岸の位置



(b) 長期的な汀線変化

図5.1 浜岡海岸の位置および浜岡海岸における長期的汀線変化

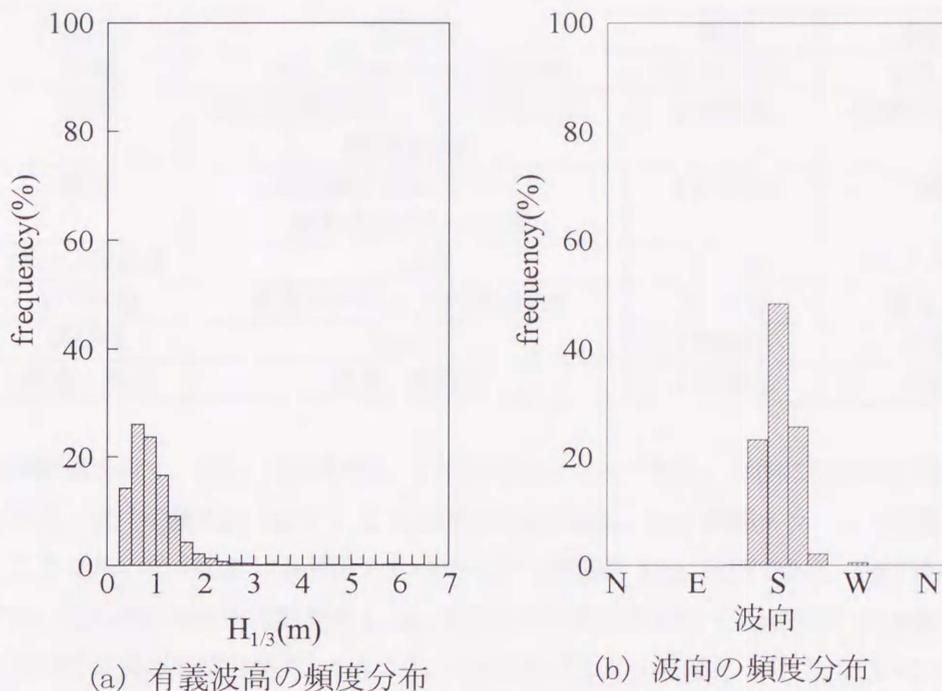


図 5.2 浜岡海岸の波浪状況 (1995 年 6 月から 12 月までのデータより算出)

のような内海では 0.5m を越える波はほとんど来襲しないが、浜岡海岸では 80%以上の波が 0.5m を越える波高を有し、外海に面した波浪条件の厳しい状況を象徴している。波向に関しては多少の季節変動を示すが、基本的には南からの入射である。このことは、波が沖から入射してくる間に屈折することを考えれば当然であるが、波向が大きく影響する沿岸流は季節変動を示すようである。汀線に対して直角に入射する波向は南南西であるから、図 5. 2(b)を見ると、西向きの沿岸流が卓越していることがわかる。ただし、この期間の計測データのうち 10%以下ではあるが、東向きの沿岸流を発生させる波浪も計測されている。

浜岡海岸の地質に関しては、基本的には厚い砂層で構成されているが、実験場所では地表から 2～3m の深さにほとんど平坦な岩盤があり、その上に薄い砂層が堆積している状況にある。実験場所では構造物の設置は比較的容易であるが、浜岡海岸全体を見たときには、突堤等の侵食対策用の構造物を建設することは困難である。このことも、地下水位低下工法が海岸侵食対策方法として採用された理由の 1 つである。

5.3 実測項目および試験実施状況

実測項目は表 5. 1 に示すように、地形、沖波波浪、潮位、ポンプ吸水量、地下水位、降雨量、風速および風向の 8 項目である。表 5. 1 には実測項目の計測方法、計測頻度および計測位置を示した。波高計の設置位置は、表中では発電所地先の沖合と記したが、前述したように沖合 1km、水深 15m の位置である。図 5. 3 は各期間における Well Point の埋設位置、地形および地下水位

表 5.1 実測項目

計測項目	計測方法	頻度	計測位置
地形	Global Positioning System	約 10 日毎	図 5.3 参照
波浪	超音波式波高計, 圧力式波高計, 電磁流速計	2 時間毎	発電所地先の沖合
潮位	御前崎の検潮所データ 調和定数表から計算	1 時間毎	御前崎
ポンプ吸水量	三角堰	10 分毎	ポンプ設置位置
地下水位	簡易井戸および間隙水圧計	10 分毎	図 5.3 参照
降雨量	降雨計	1 時間毎	発電所内
風速, 風向	風速, 風向計	1 時間毎	発電所内

の計測位置を示す。図の下側が沖側，上側が岸側となっており，岸側には砂丘を挟んで原子力発電所がある。図中の黒丸は GPS による地形計測点を表し，5m 間隔メッシュで測量されたことを示す。ここで用いた GPS は高精度のものであり，誤差が 1cm 程度である。地下水位の計測点に関しては，それぞれ地下水位計測点 1, 2, 3 と示されているもの（三角形印）が 1995 年 9 月から 11 月にかけての地下水位計測点，1-A から 1-D および 2-A から 2-C と示されているもの（四角形印）が 1996 年 7 月から 11 月にかけての地下水位計測点，S-1 から S-3（四角形印）が 1996 年 11 月から 1997 年 10 月にかけての地下水位計測点である。1995 年 9 月から 11 月にかけての地下水位計測は簡易井戸によって計測されたものであり，その期間の地形測量範囲も図に示したように，それ以降の測量範囲とは異なる。

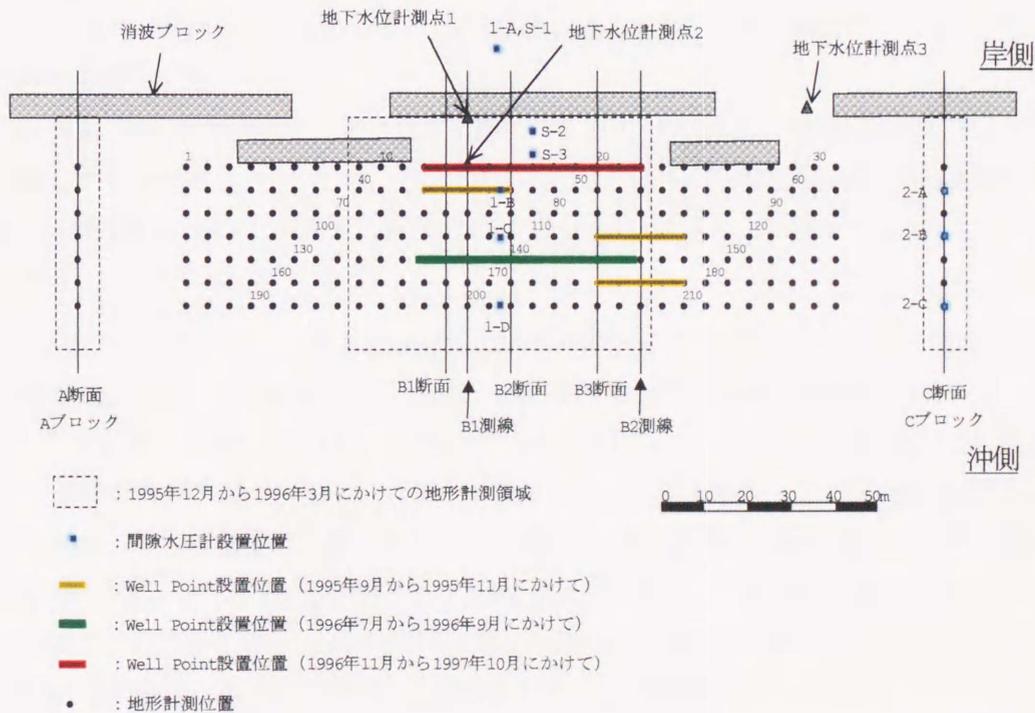


図 5.3 Well Point 埋設位置および計測位置

図 5.4 には吸水装置の模式図を示す。セパレートタンク内の圧力をバキュームポンプにより減少させ、Well Point、スイングパイプ、ヘッダーパイプおよびサクションホースを介して、吸水する仕組みになっている。セパレートタンク内に溜まった水は水中ポンプによって、三角堰のあるノッチタンクに送られ、排水路を介して海に戻される。3年間の試験期間中には、Well Point の被災、吸水ポンプの故障、排水路の崩壊、前浜の侵食等の理由で試験が中断した期間がある。それに基づいてここでは実施期間を3期間に分け、その実施状況について説明する。

(1) 1995年9月から1995年11月にかけての試験実施状況

Well Point を設置するに当たり、その設置位置の決定が問題となる。そこで、Well Point 設置前に地形計測を行い、その位置を平均潮位および平均満潮位の2カ所に決定した。1995年9月25日から29日にかけて、Well Point の埋設工事が実施され、10月3日12時20分からWellの運転すなわち吸水ポンプの運転が開始された。10月4日9時40分にWell Point の真空圧力(セパレートタンク内の圧力)が40cmHgに設定された。このとき、Well Point は上で述べた2カ所に設置され、一方は消波ブロック位置から約15m沖側(平均満潮位の位置に相当)、もう一方は消波ブロック位置から35m沖側(平均潮位の位置に相当)に埋設された(図5.3参照)。ここで、消波ブロックのうち、岸側ブロックの沖側端を岸沖方向距離の基準としており、以下同様の基準で消波ブロックからの距離を表現する。各Well Point の沿岸方向の長さは20mであった。

試験開始約1週間後の10月9日に浜の侵食により、沖側Well Point のヘッダーパイプが露出し配管が破損したため、沖側Wellの運転を中止した。沖側Wellの運転を継続するために、そのWell Point を10m岸側へ移設し、10月27日15時から運転を再開した。図5.3で沖側に2本のWell Point (黄色)が示されているのは、この沖側Well Point の2本を表す。その後の11月8日には、スイングパイプおよびヘッダーパイプが高波浪により破損したため吸水ポンプを停止し、この期間の試験を終了した。

この期間の地下水位は簡易井戸により測定したものであり、吸水量は三角堰の越流水深を定規によって測定したものである。そのため、それらの計測は1日に4回程度であった。地形測量の頻度は、Wellの運転開始後の10日間は1日に1回、それ以降は3日に1回程度であった。これら以外の計測項目については表5.1に従う。

(2) 1996年7月から1996年10月にかけての試験実施状況

前回の試験施工では、浜の侵食に伴って配管が露出し、波力により配管が破壊された。これは、スイングパイプが波力に耐えられなかったためであると考えられる。そこで、波に対する耐性を高めた配管を用いてWell Point を埋設し(1996年7月1日)、7月4日からWellの運転を開始した。地下水位を前回よりも高頻度で計測するために、間隙水圧計の設置も同時に行った。Well Point の設置位置は、消波ブロック位置から沖側に30mの位置であり(平均潮位に相当)、本工法の効果をより明確にすることを期待し、沿岸方向の長さを50mに延長した(図5.3の緑のWell Point)。

Well Point 設置後の7月中に3つの大きな台風が来襲し、Wellの運転を継続していたにもかかわらず、砂浜は激しく後退しヘッダーパイプが露出した。前回の試験ではヘッダーパイプが破損し

たが、今回は配管の波に対する耐性が強化されていたため、吸水装置が破損に至ることはなく、ポンプの運転を継続することができた。その後、9月21日に吸水ホースの一部が破損し、10月4日にはWell Point 自体が露出し、Well Point 工法としての効果を発揮しなくなったため、Well の運転を停止した。この期間中、ポンプの電氣的トラブル、配管の一部破損、排水路破損等の原因で、数回の運転中断があった。また、地下水位測定のために取り付けられた間隙水圧計のうち、半数以上が高波浪によって破損し計測不能となった。最後まで残った間隙水圧計は、消波ブロックよりも岸側に設置された1-Aのみとなり、間隙水圧計の設置方法にも改善が求められた。

(3) 1996年11月から1997年9月にかけての試験実施状況

3回目の試験施工では、これまでの失敗を活かして、Well Point 自体に改良が加えられた。ここでの改良点は、ヘッダーパイプと Well Point を合体させた点にあり、ヘッダーパイプに部分的に吸水口が取り付けられた形となっており、深い位置に装置を埋設することができた(5.6節参照)。Well Point の埋設工事は1996年11月22日に行われ、前回の Well Point 位置から20m岸側となる消波ブロック位置から10m沖側(平均潮位の相当)に埋設された。Well の運転は、1996年11月25日に開始され、上に述べた改良の結果、比較的安定した運転が持続され、1997年10月まで試験が継続された。間隙水圧計の設置の問題に関しては、装置を砂層下の岩盤に取り付けることにより解決した。ただし、その期間中において排水路の被災、ポンプの電氣的トラブル等の原因で、Well の運転が中断されることは時折あった。

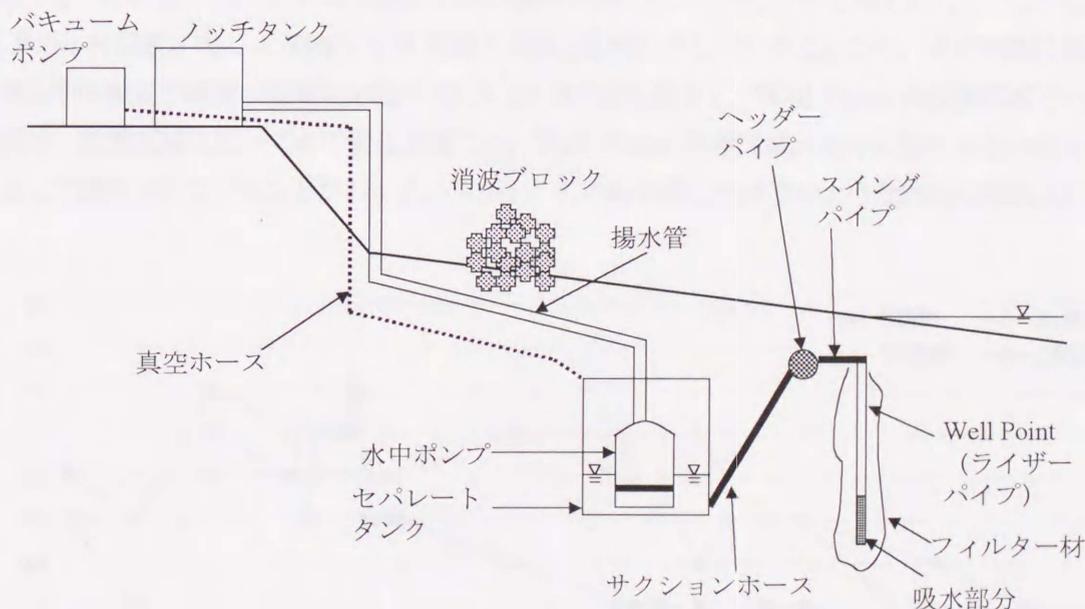


図5.4 吸水装置の模式図

5.4 実測結果

5.4.1 1995年9月から1995年11月にかけての試験結果

この実施期間において、沖側の Well Point は1週間で破損し、その約2週間後には、その Well Point を岸側へ移設し直す工事を実施している。このように砂浜を攪拌していることを考えると、岸側に埋設された Well Point が1ヶ月間運転され続けたが、その効果を明確にすることは難しいと考えられる。ここでは、沖波条件、地下水位の状態および気象条件については考慮せずに、比較的高頻度で計測された地形について各測線ごとに比較することを考える。その結果、Well Point 工法の効果が確認されれば、沖波波浪および気象データ等との関係を考察する。

図 5.5 は、GPS による地形測量結果から汀線位置を読み取り、その経時変化を示しており、縦軸は2列に並んだ消波ブロックのうち陸側のもを基準として、沖向きを正としたときの汀線位置である。図 5.3 の赤線で示された Well Point 設置位置が 10m 地点であることを参考のために述べておく。図中の両端矢印の範囲は吸水期間であり、吸水量は単位幅当たり 10~30 l/min であった。汀線位置と消波ブロック位置の標高から、海浜断面形を三角形と近似したときの海浜断面積を算出し、その経時変化を図 5.6 に示した。図 5.7 は図 5.6 の海浜断面積変形速度の経時変化を示す。汀線位置および海浜断面積の経時変化図を見ると、Well Point 設置区域東側 (C 測線) が侵食傾向にあるにもかかわらず、Well Point 設置区域およびその西側が比較的安定に維持されていることがわかる。Well Point が破損し運転を停止した後では、海浜断面積が急激に減少している様子が確認でき、そのことから Well Point 工法の効果が現れたのではないかと考えられる。しかし、Well Point 非設置区域の A 測線でも B 測線と同様な変動を示していることから、その判断は難しい。海浜断面積変形速度の経時変化図の 10 月 10 日付近を見ると、Well Point 非設置区域での変形速度は、設置区域に比べてその変化が激しく、Well Point 設置区域が地形変動の少ない安定な海浜として維持されていることがわかる。しかし、その後の変化にはそのような傾向は確認されない。

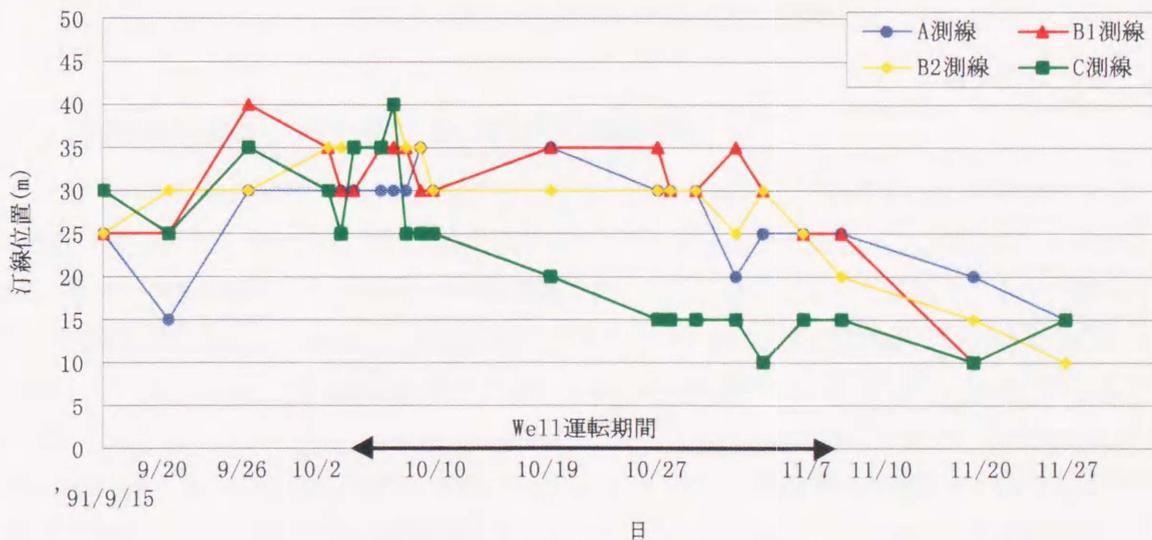


図 5.5 汀線位置の経時変化

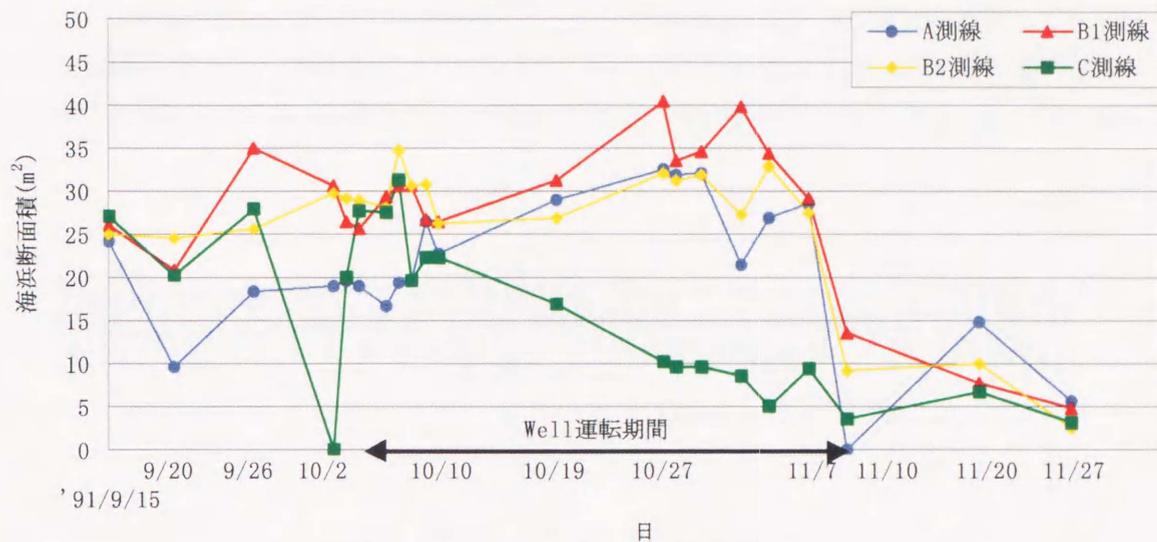


図 5.6 海浜断面積の経時変化

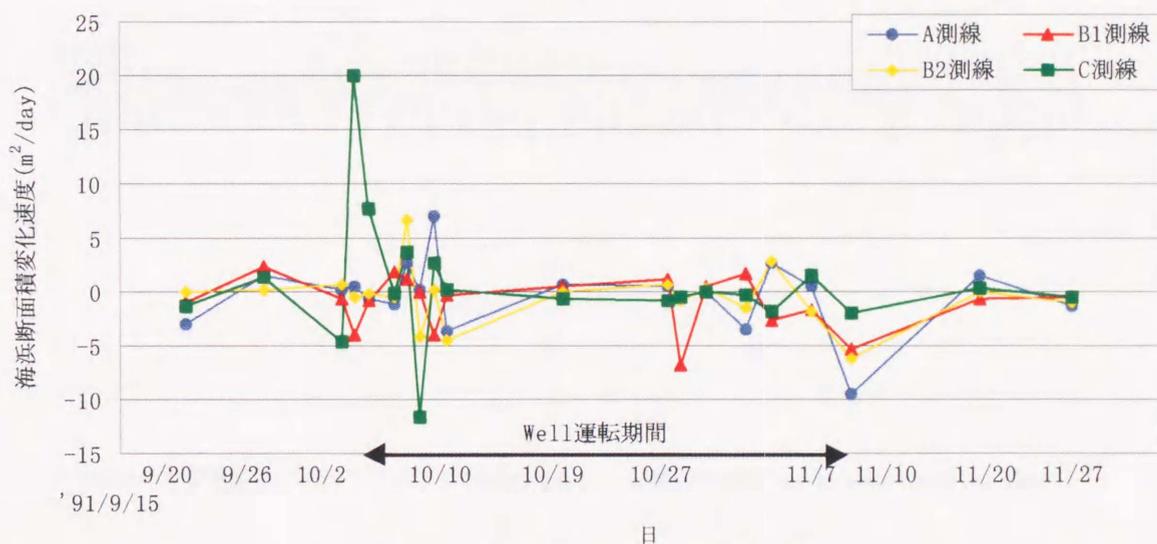
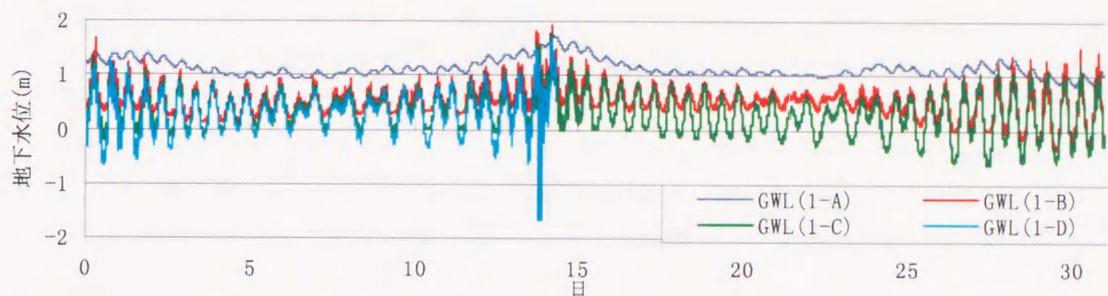


図 5.7 海浜断面積変化速度の経時変化

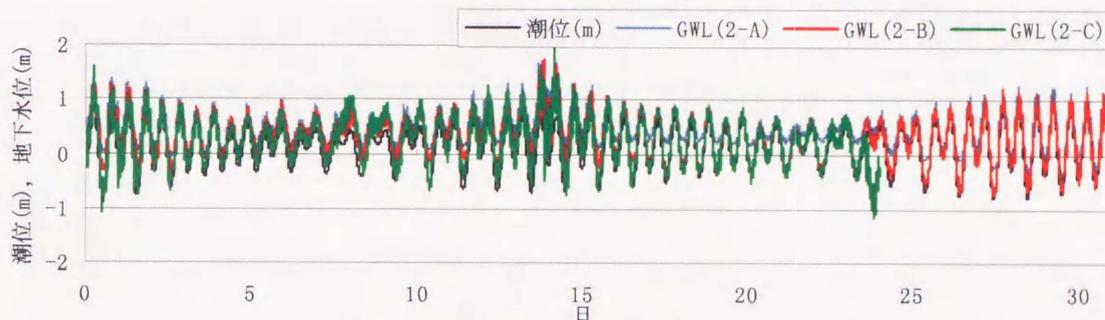
5.4.2 1996年7月から1996年10月にかけての試験結果

ここでも波浪、気象のデータは考慮せずに地形変化のみに注目し、Well Point 設置区域および非設置区域において、それぞれ測定された地形データを比較する。ただし、ここでは地下水位および吸水量データを参考にして、Well の運転期間と合わせて、吸水によって前浜地下水位が低下していた期間も明記する。しかし、この期間中においては、吸水による前浜地下水位の低下は確認されなかった。図 5.8(a), (b) は 1996 年 8 月の地下水位の時系列データであり、図 5.8(a) は 1-A から 1-D で測定された地下水位、図 5.8(b) は 2-A から 2-C で測定された地下水位および潮位を表す。図 5.8(c) は吸水量の経時変化を表す。図 5.8(a) に示すように、Well Point 設置区域の各地点で測定された地下水位の変動が同様な変動傾向を示すことから、前浜地下水位に対する吸水の効果が現

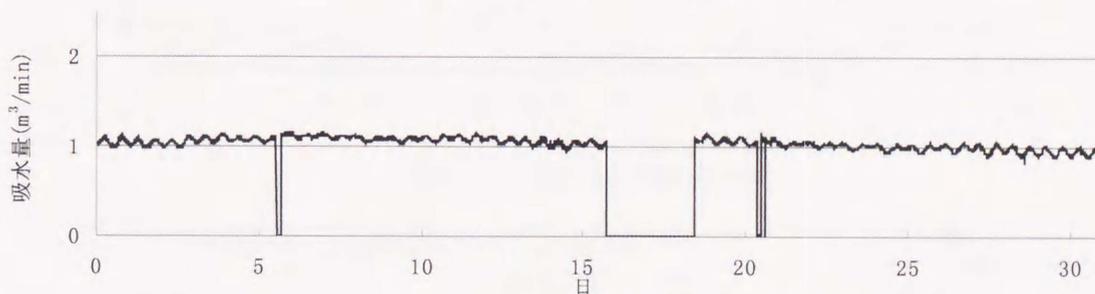
れていないと判断される。Well Point 設置区域と非設置区域との地下水位変動を比較しても、両者の違いは顕著ではない。吸水量について見ると、平均的に $1\text{m}^3/\text{min}$ 程度の吸水量が維持され、潮汐変動の影響を受けて多少変動することが確認される。単位幅当たりでは、 $20\text{ l}/\text{min}$ の吸水量であった。



(a) 1-A,1-B,1-C および 1-D の地下水位



(b) 2-A,2-B,2-C の地下水位および潮位



(c) 吸水量

図 5.8 地下水位および吸水量の経時変化 (1996 年 8 月)

図 5.9, 図 5.10, 図 5.11 は、それぞれ汀線位置、海浜断面積および海浜断面積変形速度の経時変化を表す。横軸に添えられた両端矢印は Well の運転期間を表す。Well Point 設置区域と非設置区域 (C 区域) において、各変動は同様な傾向を示しており、Well の運転に関係なく地形変化が生じていることがわかる。A 区域の変動が激しいが、この理由はよくわからない。5.3 節で述べたように、Well Point 設置後に有義波高が $2\sim 5\text{m}$ に及ぶような高波浪が来襲した。そのような高波浪に対して、今回試験を行った程度の吸水量では、Well Point 工法の効果がほとんど発揮されないことは確認された。

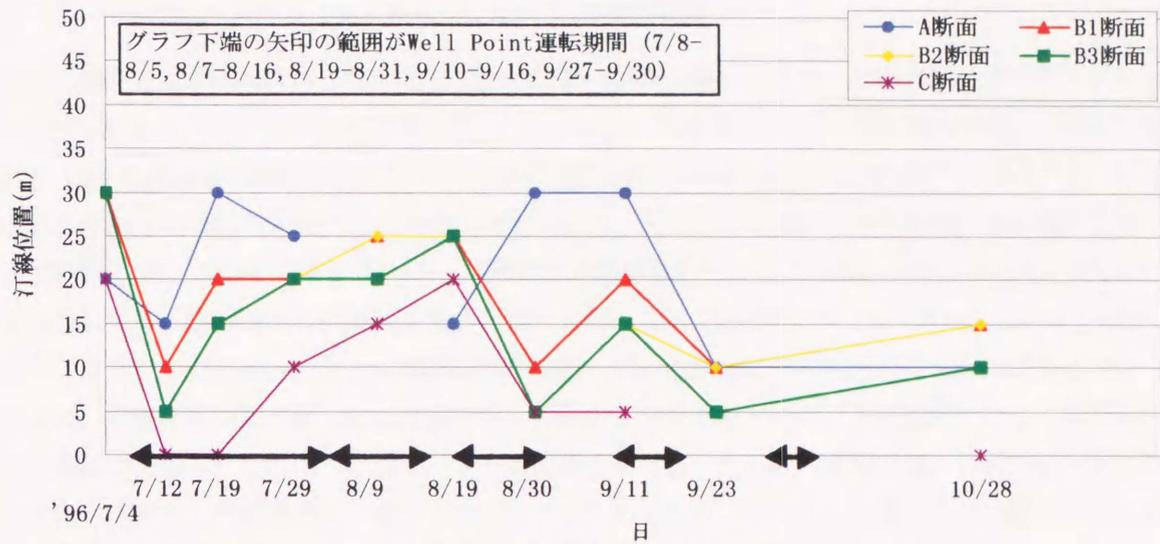


図 5.9 汀線位置の経時変化

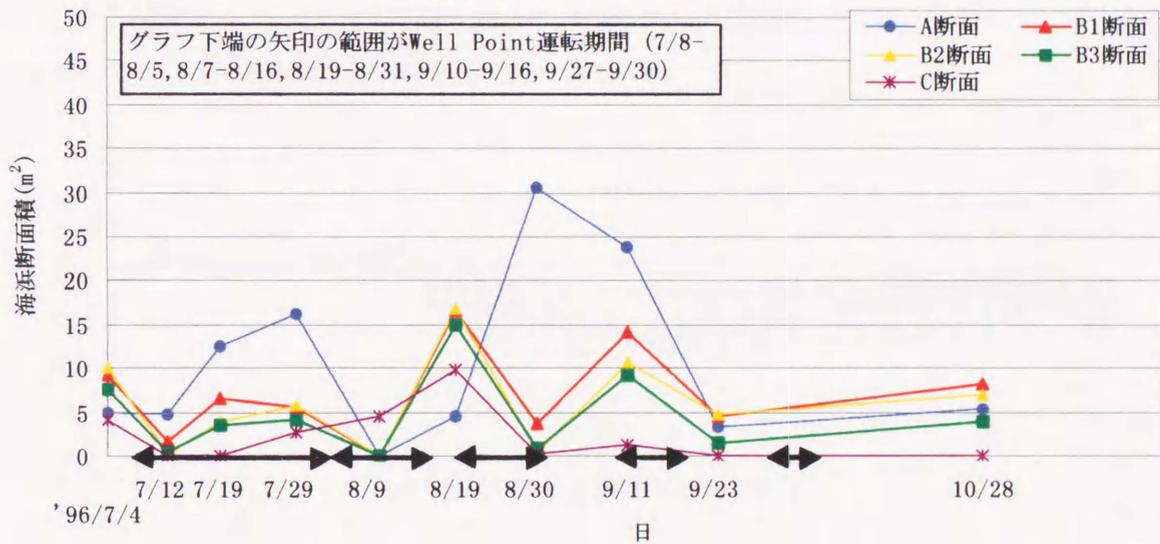


図 5.10 海浜断面積の経時変化

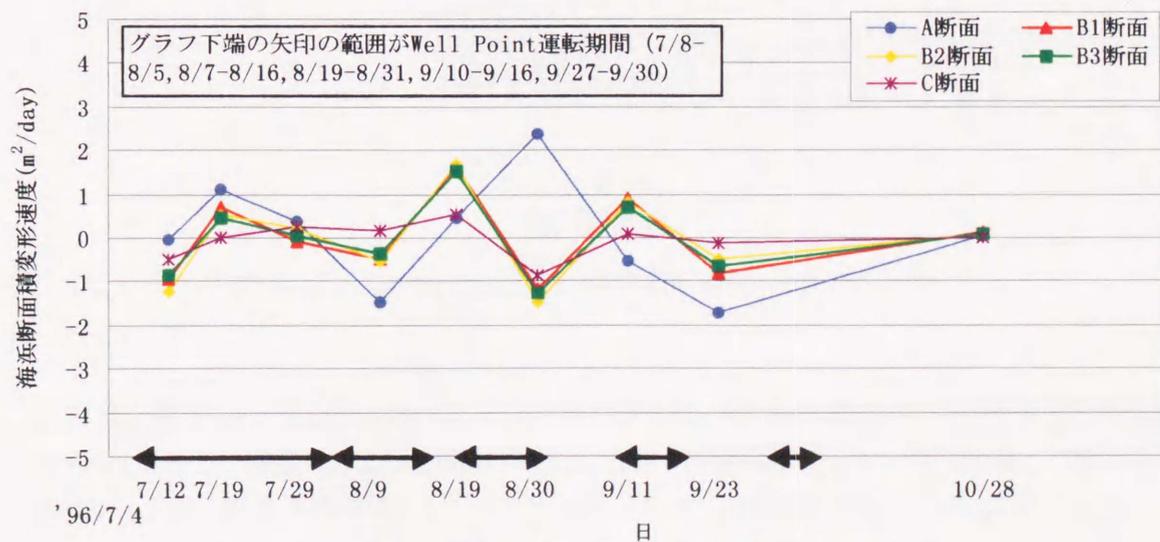


図 5.11 海浜断面積変形速度の経時変化

5.4.3 1996年11月から1997年9月にかけての試験結果

この期間では、吸水に伴う前浜地下水位の低下が顕著に確認された。その状況を示すデータとして1997年1月の時系列データに注目し、図5.12(a)にWell Point設置区域の地下水位の経時変化、図5.12(b)に吸水量の経時変化を示す。Wellの運転時には顕著な地下水位の低下が確認でき、前浜地下水位が平均で約1m低下していることがわかる。さらに、汀線から岸側に約30m離れた地下水位計測点S-1においても、吸水および潮汐の影響が現れていることがわかる。ただし、Wellの運転をしても、前浜地下水位が低下するとは限らないことを述べておく。すなわち、間隙水圧計の位置が水没している場合、もしくは高波浪が来襲している場合には、前浜地下水位は低下しない。例えば、前者の例であるが、5.4.2節で示した図5.8を見ると、そのことを理解できる。ただし、この期間で観察された例については、すべて後者の例であった。室内実験では、汀線沖にドレインを埋設して吸水した場合でも、地下水位の低下が生じており、現場の吸水量に比べ実験室では多量に吸水していたことがわかる。最後に、図5.12(b)の吸水量の変動は図5.8(c)の変動に比べて大きい。これは図5.8に示された期間において、Well Pointが水没していたためであり、潮汐変動の影響を受けると、この程度の変動を示すことがわかる。

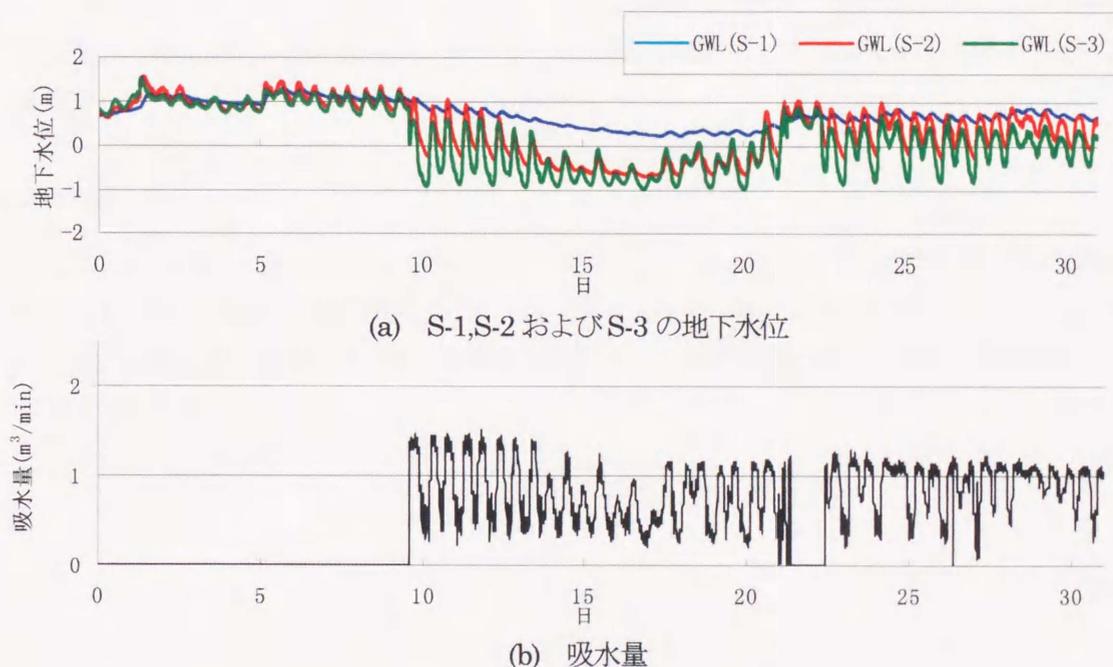


図5.12 地下水位および吸水量の経時変化 (1997年1月)

図5.13、図5.14および図5.15は、それぞれ汀線位置、海浜断面積および海浜断面積変形速度の経時変化を表し、横軸に添えられた両端矢印がWellの運転期間を示す。各図横軸上に表示された菱形マークは、Wellの運転をしていたにもかかわらず、前浜地下水位が顕著には低下しなかった期間を表す。各図のWell Point設置後の変化を見ると、Well Point設置区域において、汀線位

置が後退し海浜断面積が減少している。その後、汀線が前進し海浜断面積も増加している。変形速度を見ても、海浜が不安定に変動していることがわかる。これは、Well Point の設置工事の際に、浜砂を攪拌したことが原因であると推測され、この現象は前回の試験の時にも確認されており、施工時には注意しなければならない点と考えられた。ただし、最初の試験では確認されていない。

Well Point 設置区域が一度侵食された後に急速な回復を示しているが、これが本工法の効果であるかについては不明である。回復後の 12 月後半からの変動について各図を比較すると、汀線位置および海浜断面積に関して、Well Point 設置区域は非設置区域 (A 区域および C 区域) の中間的な挙動を示している。Well Point 設置区域が両非設置区域の中央に位置することが単なる原因であるとも考えられるが、約 1 年におよぶ長期間にわたって、このような傾向が見られたことは本工法の海浜安定化の効果が現れた結果と考えられる。

次に、前年度の同時期の汀線位置の変動について考える。1995 年は 11 月に Well の試験を終了しているが、11 月以降も地形測量が継続された。図 5.5 の汀線位置の経時変化に兆候が現れているが、11 月以降の汀線位置はほとんど 0m 位置、すなわち消波ブロックの位置となった。そこで、本期間の Well Point 設置の目標として、汀線位置を消波ブロックよりも沖側に維持することが掲げられていた。図 5.13 を見ると、汀線位置は消波ブロックよりも沖側約 15m に維持されており、その目標は達成されたように見える。しかし、Well Point 設置区域、非設置区域にかかわらず、汀線位置が沖側に維持されており、これがすべて Well Point 工法の効果であると確定することはできない。

5.4.4 まとめ

ここまで各期間の地形変動について整理してきたが、Well Point 設置区域と非設置区域において、その変動に明確な差異を確認することはできなかった。各測定項目の時系列データを参考にして、地形変動と波浪条件および地形変動と気象条件との相関を調べたが、明確な関係を推定するには至らなかった。

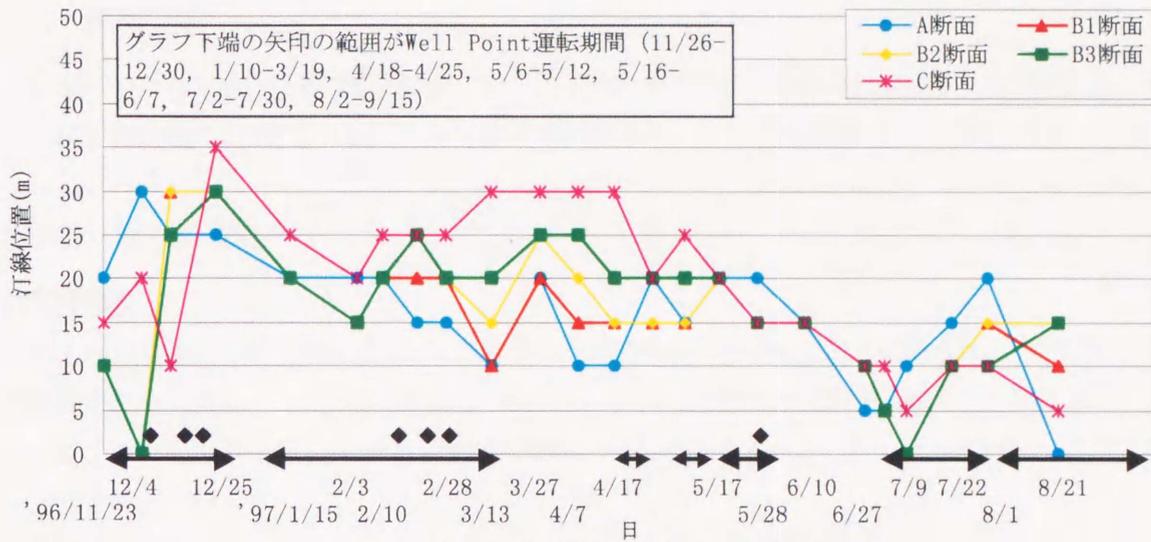


図 5.13 汀線位置の経時変化

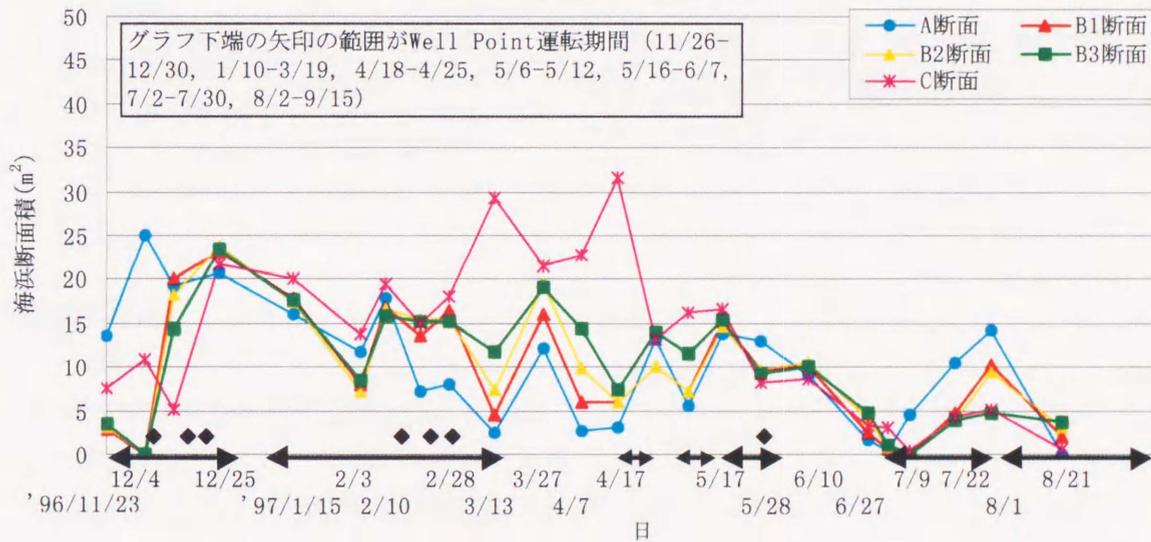


図 5.14 海浜断面積の経時変化

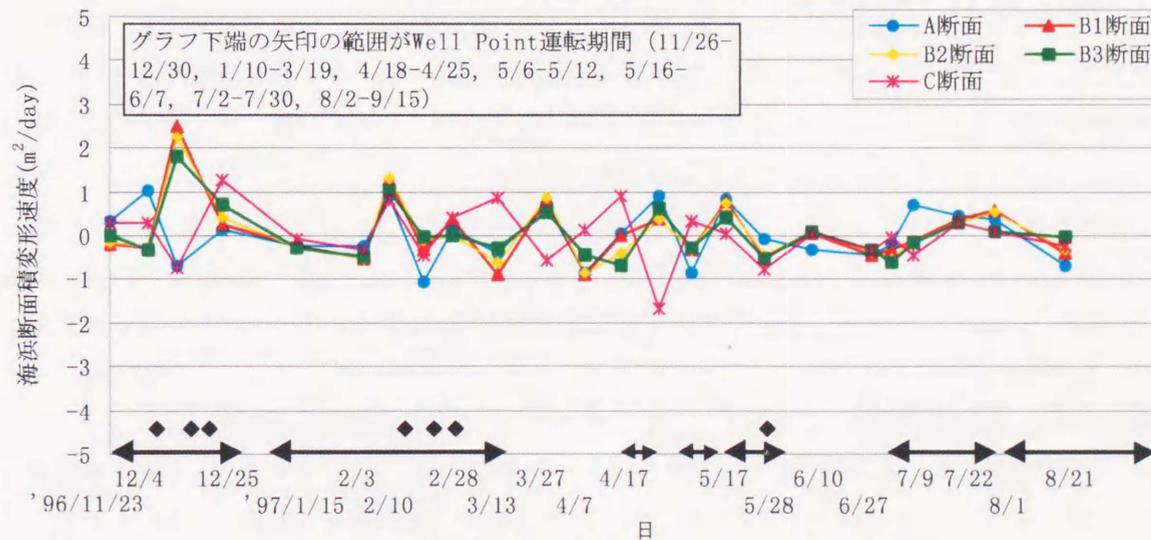


図 5.15 海浜断面積変形速度の経時変化

5.5 現地観測

現地における Well Point の設置状況の確認、波浪状況の確認、吸水施設の確認、浜砂の採取、地下水位の測定等の目的で、4度にわたる観測を実施した。以下に各観測について整理する。

5.5.1 第1回観測

観測の概要

第1回目の観測の概要を表 5.2 にまとめる。実測項目の地下水位および吸水量については、計測機器のキャリブレーションのために行ったので、以下での詳しい説明を省略する。簡易井戸によって地下水位を手動計測し、それを間隙水圧計のキャリブレーションに用いた。吸水量については、ノッチタンク内の三角堰越流水深を定規によって計測し、越流水深測定用に設置された水圧計のキャリブレーションに用いた。

表 5.2 第1回観測の概要

期間	1996年7月2日-7月4日。
目的	現地施工場所の Well 設置状況の確認、その他諸量の測定。
実測項目	沿岸流、浮遊砂量、地下水位、吸水量および水質、浜砂の採取、沿岸方向の粒度分布。

沿岸流の測定

(1) 目的

静穏時の汀線近傍の流れを調べる。

(2) 測定方法

沿岸流流速をフロートおよび電磁流速計によって測定した。フロートとしては、ペットボトルに海水を2/3程度入れたものを用い、沿岸方向の4m区間をフロートが移動するのに要する時間を計測した。電磁流速計による沿岸流計測に関しては、そのプローブを仮設の設置台に取り付け、Well Point 埋設地点(図 5.3 の緑の Well Point) から沖側に 34.6m の地点で、海底面より約 0.5m 鉛直上方に配置した。電磁流速計の最大測定流速は 2m/s であり、水平平面の2方向流速を測定できる。プローブからの情報は、ケーブル、電磁流速計本体および A/D 変換ボードを介して、ノート型パソコンに時系列データとして保存された。測定は 1996 年 7 月 3 日の 11 時 15 分に開始し、30 分毎にサンプリング間隔 0.1s、サンプリング数 9000 個の 15 分間の計測を行った。13 時 45 分に最後の測定を開始し、約 3 時間にわたる計測を終了した。

(3) 測定結果

フロートによる沿岸流測定結果をまとめると、表 5.3 のようになる。表中の B 区域は Well Point 設置区域を表す。測定データは、1996 年 7 月 3 日の干潮時における砕波点位置よりやや陸側で得られたものである。砕波波高は目測で 1m 程度であった。風が弱く穏やかな波浪状況ではあったが、西向きへ 0.23m/s 程度の沿岸流が生じていた。潮流計測用のブイも計測に用いたが、水深が浅い

ため利用できなかった。ペットボトルによる計測では、ペットボトル内の水量を調節できるので、水深が浅くても流れに乗りやすく、風の影響を小さくするために海上に突出する部分を小さくして測定できた。

電磁流速計による沿岸流測定結果を表 5. 4 にまとめる。計測された流速の時系列データより、沿岸方向成分および岸沖方向成分を分離し、その平均値を求めたものを表には示した。表示された流速値はすべて正の値であるが、流れがある方向に卓越していたことを示し、沿岸方向では西向き、岸沖方向では沖向きの平均流速が卓越していたことを示す。ここに示された沿岸流速はフロートによる測定結果より小さいが、流速計プローブの位置が底面近くであったことを考えると妥当である。岸沖方向流速について見ると、目視で波高が 1m 程度であったにもかかわらず、継続的に 0.1m 程度の沖向きの流れが底面近くで生じていたことが確認された。

表 5.3 フロートによる沿岸流計測結果 (1996 年 7 月 3 日計測)

測定区域	移動時間 (s)	平均流速(m/s)
B 区域西側 (計測時刻 13:00)	1.19,18.15,24.44,23.18,21.63 (平均: 19.12)	0.21 (西向き)
B 区域東側 (計測時刻 11:30)	17.26,19.06,24.88,10.0,13.0,9.6,6.75 (平均: 14.36)	0.28 (西向き)
B 区域東側 (計測時刻 13:00)	11.54,26.82,21.57,22.65,22.82 (平均: 21.08)	0.19 (西向き)
平均		0.23 (西向き)

表 5.4 電磁流速計による沿岸流計測結果 (1996 年 7 月 3 日計測)

時刻	11:15	11:45	12:15	12:45	13:15	13:45
沿岸方向流速(m/s)	0.09	0.14	0.15	0.14	0.10	0.07
岸沖方向流速(m/s)	0.11	0.10	0.12	0.11	0.12	0.12

浮遊砂量の測定

(1) 目的

汀線近傍での砂の堆積に関連すると考えられる遡上波中の浮遊砂量を調べる。

(2) 測定方法

Well Point 設置区域 (B 区域), 非設置区域 (A 区域, C 区域) の 3カ所において, 遡上波中の水を 15l 採取し, その中に含まれる砂量 (70 μ m ふるいに通過しなかった砂), その粒度分布および海水の比重を調べた。採取方法としては, 容器の口を沖方向に向けて, 汀線よりやや陸側の砂面に配置し, 遡上波を採取した。この操作を繰り返し, 大きな容器に 15 l 程度の水を回収した。70 μ m ふるいを通過した水については, その比重を計測した。採取は 7 月 3 日の 13 時頃に実施し, その位置は Well Point 設置位置から沖側に 20m 程度の位置であった。ここでの採取位置は干潮時の汀線位置に相当した。

(3) 測定結果

試験結果を表 5.5 に示す。遡上波中には平均 42g/l と, かなりの砂が輸送されていることが

表 5.5 遡上波中の砂の分析結果

	15 l中の砂の重量(g)	砂の中央粒径(mm)	70 μ m ふるいを通過した塩水の比重	砂の含有量 (g/l)
A 区域	462.8	0.35	1.023	31
B 区域	544.4	0.37	1.023	36
C 区域	889.5	0.45	1.023	59
平均	632.2	0.39	1.023	42

わかった。しかし、測定誤差が大きく、水の採取方法の改良が望まれた。また、Well の運転時に計測することが望まれた。

吸水した水の水質

(1) 目的

Well Point により吸水された水の水質を調べる。陸側から地下水を吸水すれば、塩分濃度が海水よりも低くなるので、この調査は海水の吸い込み状況の指針となると考えられる。

(2) 計測方法

Well Point によって吸水された塩水、および海岸汀線部から直接採取された海水の特性を分析して比較する。採取は1996年7月3日に実施された。

(3) 測定結果

吸水された塩水および海岸汀線部から直接採取された海水の解析結果を表 5.6 に示す。表中の $\sigma 15$ は、温度 15°C での比重を表し、観測値は観測時の水温における比重を表す。この結果から、吸水した水の塩分濃度は海水と大差がないことがわかる。さらに、干潮時の吸水でも、陸側地下水ではなく海水を吸水していることが確認された。

表 5.6 海水の分析結果

	水温(°C)	pH	比重(観測値)	比重($\sigma 15$)	塩分濃度(%)
海水	24.1	8.30	1.0246	1.0267	3.59
満潮時の吸水	24.1	7.90	1.0236	1.0264	3.55
干潮時の吸水	24.5	7.95	1.0246	1.0269	3.61

沿岸方向の粒度分布

(1) 目的

天竜川から御前崎にかけての粒度分布を測定することにより、沿岸流の卓越方向を把握する。

(2) 測定方法

天竜川河口から数キロメートル毎に、汀線付近の砂を採取し、ふるい分け試験によって粒度分布を求める。粒径加積曲線から中央粒径および均等係数を算出し、それらの沿岸方向分布を調べる。

(3) 測定結果

図 5.16 および図 5.17 に天竜川から御前崎にかけての中央粒径および均等係数の沿岸方向分布

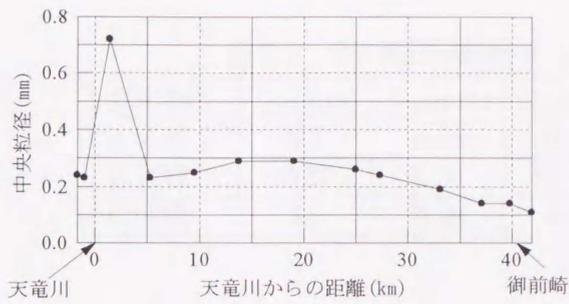


図 5.16 中央粒径の分布

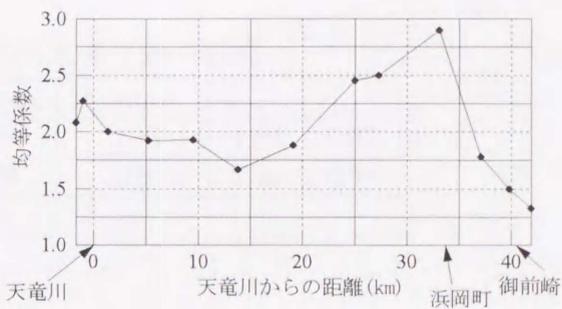


図 5.17 均等係数の分布

を示す。天竜川河口から離れるに従って中央粒径が小さくなることから、天竜川から御前崎に向かつての沿岸流が卓越していることが予想できる。均等係数に関しては、浜岡町の試験施工区域において大きな値が見られる。これは、本実測前に Well Point の埋設工事が行われており、浜を掘り返したためであると考えられる。

5.5.2 第2回観測

観測の概要

第2回目の観測の概要を表 5.7 にまとめる。地下水位の測定は、5.5.1 節で述べたように、間隙水圧計のキャリ

ブレーションのために行ったものである。

表 5.7 第2回観測の概要

期間	1996年8月29日-8月30日。
目的	砂の粒度分布調査および測定装置のキャリブレーション。
実測項目	地下水位、浜砂の採取。

浜砂の採取

(1) 目的

Well Point 設置区域と非設置区域との粒度分布の違いを調べる。

(2) 測定方法

Well Point 設置区域 (B 区域) および非設置区域 (A 区域, C 区域) の3カ所において、汀線付近の砂を採取した。採取した砂についてふるい分け試験を行い、その粒度分布を調べた。

(3) 測定結果

ふるい分け試験の結果を表 5.8 に示す。表中の D_{number} は、粒径加積曲線の通過質量百分率が number % に対応する粒径を表す。ここで、 D_{50} は中央粒径、 $U_c (=D_{60}/D_{10})$ は均等係数、 $U'_c (=D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ は曲率係数を表す。また、“—”はふるい分け試験で用いたふるいでは測定できなかったことを示す。以後、同様の表記を用いる。A, B 区域では粒度分布に同様の傾向が見られ、C 区域では粒径の粗い砂が多く含まれている。C 区域は A, B 区域に比べて侵食されており、そのような侵食域では粗い粒径成分の割合が増加するようである。

表 5.8 砂の粒度試験結果 (1996年8月29日計測)

測定場所	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	U _c	U' _c
A 区域	0.3	0.23	0.28	0.35	1.52	0.97
B 区域	0.57	0.28	0.36	0.8	2.86	0.58
C 区域	4.0	0.28	0.36	—	—	—

5.5.3 第3回観測

観測の概要

第3回目の観測の概要を表 5.9 にまとめる。ここでも地下水位の測定は、間隙水圧計のキャリブレーションのために実施した。

表 5.9 第3回観測の概要

期間	1996年12月24日-12月25日.
目的	新設 Well の確認, 浜砂の採取.
実測項目	地下水位, 浜砂の採取.

浜砂の採取

(1) 目的

Well Point 設置区域と非設置区域との粒度分布の違いを調べる。第2回観測では砂を採取する際に表層の砂のみを採取した。ここでは、Well Point 設置区域における粒度分布の鉛直分布を調べた。

(2) 測定方法

前回の計測と同様に、Well Point 設置区域 (B 区域) および非設置区域 (A 区域, C 区域) の3カ所において、砂を採取した。採取した砂のふるい分け試験を行い、その粒度分布を調べた。

(3) 測定結果

ふるい分け試験の結果を表 5.10 にまとめる。表中の記号は、表 5.8 の説明に従う。測定場所の括弧内はどの深さで採取された砂であることを表す。例えば、-50cm は砂浜表面から深さ 50cm の位置で採取された砂であることを表す。この結果より、砂中の粒度分布も浜表面の粒度分布と同様な分布を示すことが確認された。

表 5.10 砂の粒度試験結果 (1996年12月25日計測)

測定場所	D ₅₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	U _c	U' _c
A区域(表面)	0.28	0.17	0.25	0.29	1.71	1.27
B区域(表面)	0.3	0.16	0.25	0.31	1.94	1.26
B区域(-50cm)	0.28	0.17	0.25	0.29	1.71	1.31
B区域(-85cm)	0.29	0.17	0.25	0.3	1.76	1.23
C区域	0.28	0.19	0.26	0.29	1.53	1.23

5.5.4 第4回観測

観測の概要

第4回目の観測の概要を表5.11にまとめる。

表5.11 第4回観測の概要

期間	1997年7月31日-8月2日.
目的	吸水と砂の締め固まり度との関係調査, 浜砂の採取, 吸水と遡上距離との関係の調査.
実測項目	砂の締め固まり度, 遡上距離 (ビデオ撮影).

吸水と砂の締め固まり度との関係

(1) 目的

Well Point からの吸水によって, 砂の締め固まり度がどの程度変化するかを調べる. 室内実験では, 砂の締め固まりが海浜安定化メカニズムの主要因と考えられたが, 現場ではどの程度砂の締め固まりが生じているのかを明らかにする.

(2) 測定方法

Well Point 設置区域 (B 区域) の埋設位置, その沖側, その岸側および非設置区域 (A 区域, C 区域) の砂をコアサンプラーを用いて採取し, 砂粒子密度, 相対密度等を測定する. 同時に, 水中銃を用いた矢の貫入試験により, 砂の締め固まり度を測定する[西ら, 1996]. ここでの測定方法は西らの用いた方法とは多少異なり, 1地点につき半径約 10cm の円を描き, その円周上で 120 度毎に3回の貫入試験を行い, それらの平均をその地点での貫入深さとした. 西らは6回の貫入計測を 60 度毎に行っているが, 現地の数カ所で計測した結果, 6回の計測値には顕著なばらつきが見られなかったため, その計測回数を3回とした.

(3) 測定結果

表5.12および表5.13に矢の貫入試験結果をまとめる. 表中のデータの位置は図5.18から図5.20に従い, 採取番号はコアサンプリングもしくは砂の採取が行われた場所に付した. 各図の括弧内は表5.12および表5.13の採取番号を示す. 参考欄には貫入試験を実施した時間, 砂の採取方法等が記述されている. サンプラーと記入されているものが, コアサンプリングを行った地点を表す. 表5.14は, 砂粒子の密度試験結果および相対密度試験結果を示す. ここで, m_d は砂の乾燥質量, ρ_d は砂の乾燥密度, m_{dmax} は最大密度試験における砂の乾燥質量, ρ_{dmax} は最大密度試験における試料の乾燥密度, m_{dmin} は最小密度試験における試料の乾燥質量, ρ_{dmin} は最小密度試験における試料の乾燥密度であり, ρ_s は砂粒子の密度を表す. D_r は次式に基づいて計算された相対密度である.

$$D_r = \frac{1/\rho_{dmin} - 1/\rho_d}{1/\rho_{dmin} - 1/\rho_{dmax}} \quad (5.1)$$

相対密度は現在の砂の締め固まり具合が, その砂の最も密な状態と最も緩い状態の間のどの状態にあるのかを示す指標である. 表5.14より, 砂粒子密度の平均値は 2.682g/cm^3 であり, 相対密度は $0.44\sim 0.76$ と変動が大きかったことがわかる. この相対密度 D_r は, 各採取試料毎の最大乾燥密度, 最小乾燥密度から算出されたものであり, D_r は各採取試料の最大乾燥密度および最小乾燥

密度の平均値から算出された相対密度である。ここで、以上の試験は土質工学会基準に基づいて行われたことを記しておく。

図 5. 21 は矢の貫入深さと相対密度との関係を示したものである。図 5. 21 (a), (b) はそれぞれ表 5. 14 の相対密度 D_r および相対密度 D_r' に基づいている。図 5. 21 (b) を見ると、矢の貫入深さが大きくなるにしたがって相対密度が小さくなる傾向を確認できる。図 5. 21 (b) 中の実線はデータを最小自乗近似したものである。実線に対して実測データにばらつきがあるが、これは現地でコアサンプリングした際に砂中の礫の影響等でコアが適切に採取されなかったためと考えられる。この結果より、矢の貫入深さは砂の締め固まり度（相対密度）の指標となることが確認された。図 5. 22 は、採取場所毎に矢の貫入深さを比較したグラフであり、浜砂の締め固まり度の分布を示す。このとき、陸側の消波ブロック周辺に比べて汀線付近では砂が締まっていること、および Well Point 設置区域での砂の締め固まり度は沿岸方向にはあまり変化していないことがわかる。さらに、吸水を開始した後の地下水位が十分に低下した状態でも、砂の締め固まり度に顕著な変化は現れないことが確認される。C 地点の締め固まり度が大きいのは、西らが別の海岸での実測結果に基づいて述べているように[西ら, 1996], C 地点の地形が A, B 地点に比較して侵食された状況にあったからであると考えられ、確かに矢の貫入試験によって海岸の侵食状況を判断できるようである。さらに、C 区域においては消波ブロック付近まで波の遡上があったことも、砂の締め固まり度が大きかった原因として考えられた。また、5. 5. 2 節で述べたように、侵食域には粗粒砂が多く、このことも矢の貫入を抑制した原因と考えられた。表 5. 15 は砂の粒度試験結果をまとめたものであるが、汀線付近および侵食を受けた領域（C 区域）では、礫成分を比較的多く含むことがわかる。

表 5.12 矢の貫入深さ (1997年8月1日計測)

データの位置	貫入深さ				採取番号	参考
	1回目	2回目	3回目	平均値		
A1	8	7	7	7.3		11:47.
A2	7	7	7.5	7.2	5	11:50, サンプラー
A3	9	10	9	9.3		11:55.
A4	9.5	10	9.5	9.7		12:00.
A5	20	20.5	22.5	21		14:50, 3回目は水をかぶったすぐあとの値.
A6	22	20	19	20.3		14:55.
A7	15	14.5	15	14.8		15:00.
A8	23	22	20	21.7		15:05.
B1	12	12	11	11.7	1	10:30, サンプラー.
B2	11	11	11	11		10:35.
B3	11	11	12	11.3	2	10:40, サンプラー
B4	12	12	12.5	12.2		10:45.
B5	11	11.5	12	11.5	3	10:50, サンプラー
B6	11	11.5	12	11.5		10:55.
B7	13	12	12	12.3	4	11:00, サンプラー
B8	12	11	12	11.7		11:05.
B9	21	19.5	23	21.2		14:10.
B10	17.5	17.5	17	17.3		14:14.
B11	19.5	19.5	19.5	19.5		14:18.
B12	17	18.5	18	18		14:22.
B13	18	17.5	17	17.5		14:26.
B14	21	20	18.5	19.8		14:30.
B15	22	23.5	19	21.5		14:34.
B16	16.5	16	16	16.2		14:38.
C1						
C2						
C3						
C4						
C5						
C6						
C7						
C8						
C9						
C10						

*午後1時から3時の間に、Well 中央、Well 東端および Well 西端において砂を採取した。上表の A2 地点においても砂を採取した。それぞれ順番に採取番号を6, 7, 8, 9とする。

表 5.13 矢の貫入深さ (1997年8月2日計測)

データの位置	貫入深さ				採取番号	参考
	1回目	2回目	3回目	平均値		
A1						
A2						
A3						
A4						
A5						
A6						
A7						
A8						
B1	12	12	11	11.7	2-3	11:34, サンプラー
B2	10	10	10	10		11:37.
B3	11	12	12	11.7		11:40.
B4	11	12	12	11.7		11:43.
B5	12	12	12	12		11:46.
B6	12.5	13	12.5	12.7		11:49.
B7	12	12	12.5	12.2		11:52.
B8	12	12.5	10.5	11.7	2-4	サンプラー, 3回目は水をかぶったすぐあと.
B9	16	17	17	16.7	2-5	11:58, サンプラー.
B10	16	17	16	16.3		12:02.
B11	18	18	19	18.3		12:06.
B12	18	19	19	18.7		12:10.
B13	20	20	22	20.7		12:14.
B14	18	19	21	19.3		12:18.
B15	18	18.5	16	17.5		12:22.
B16	18	19	18	18.3	2-6	12:26, サンプラー.
C1						
C2						
C3					2-2	砂採取のみ
C4						
C5						
C6	15	15	14	14.7		11:16.
C7	14.5	13.5	15	14.3		11:12.
C8	12	10.5	11	11.2	2-1	11:08, サンプラー.
C9	16.5	16.5	17	16.7		11:04.
C10	17	18	18	17.7		11:00.

*C1 から C5 については、礫を多く含むため貫入試験を行えなかった。ポンプは午前 11 時 15 分より運転を開始した。

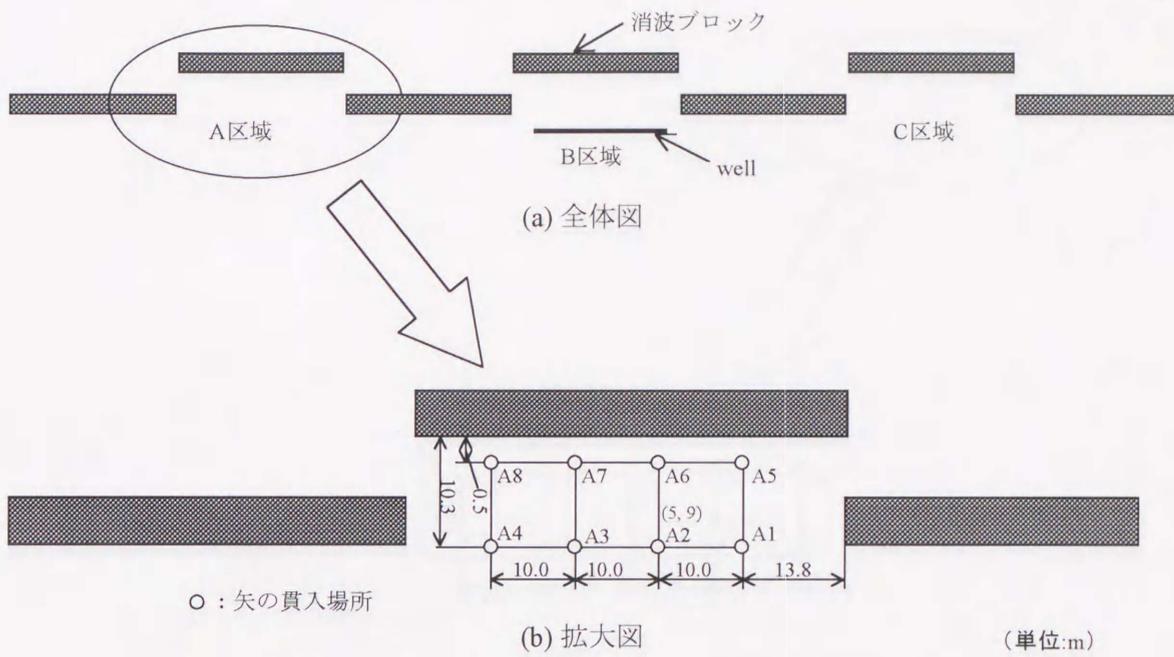


図 5.18 矢の貫入場所および砂の採取位置 (A 区域)

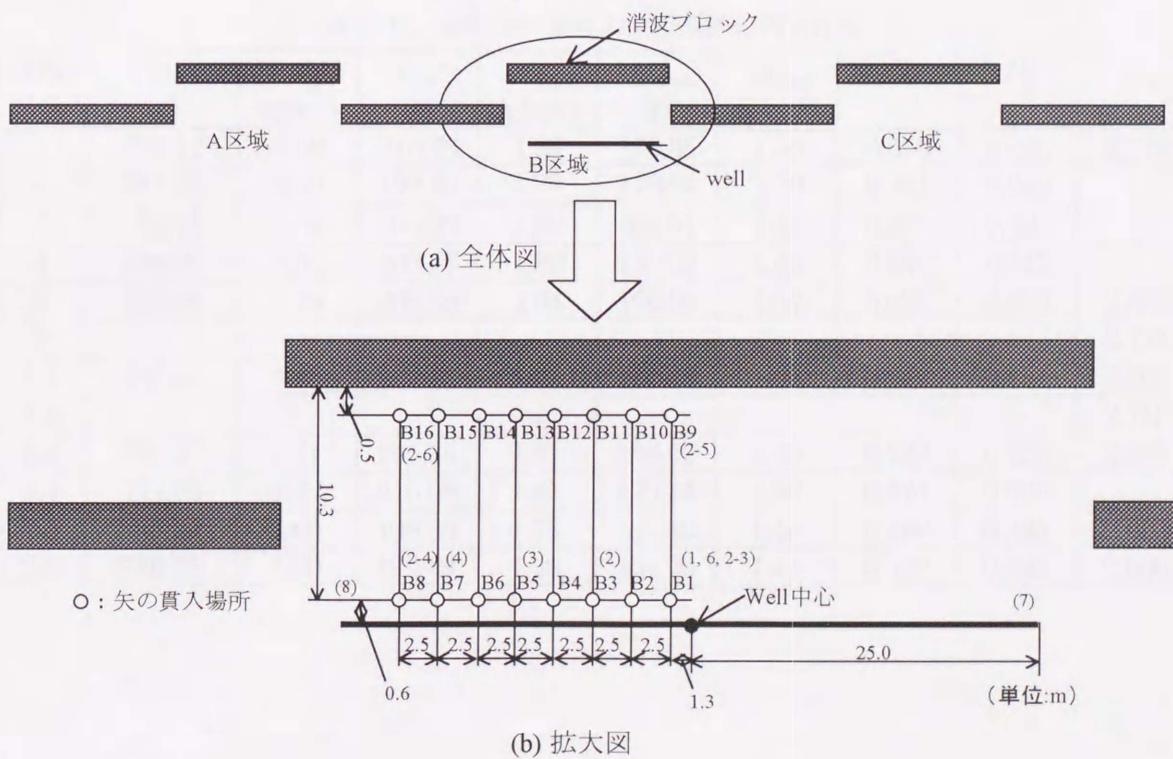


図 5.19 矢の貫入場所および砂の採取位置 (B 区域)

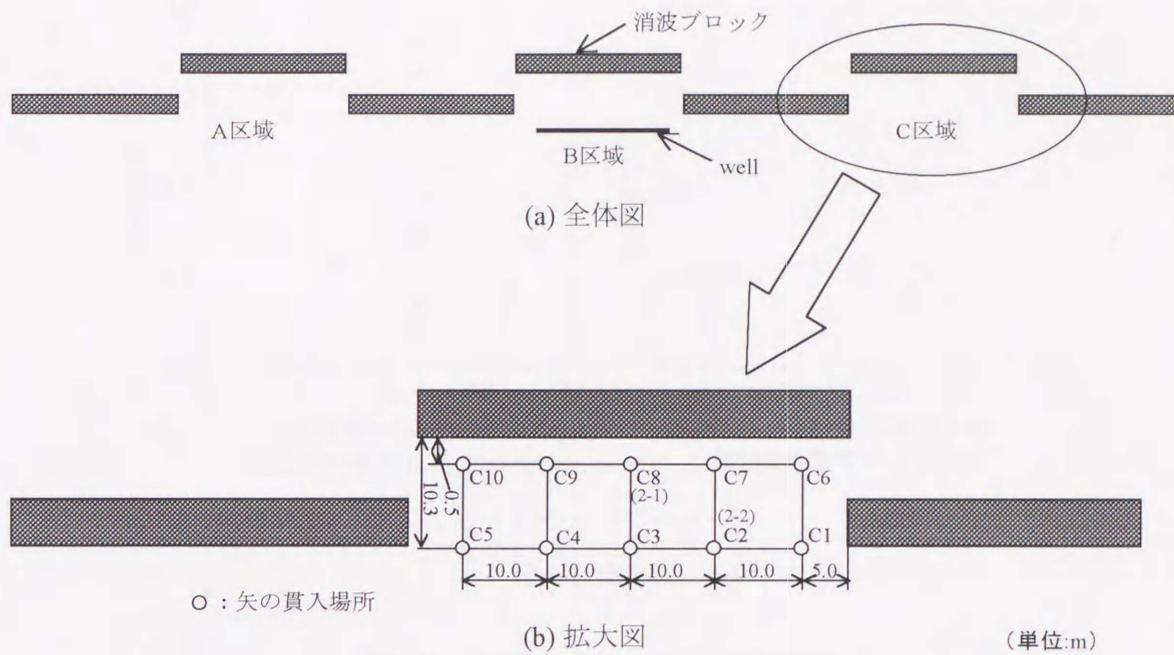


図 5.20 矢の貫入場所および砂の採取位置 (C 区域)

表 5.14 砂粒子の密度および浜砂の相対密度

採取 番号	m_d (g)	ρ_d (g/cm ³)	m_{dmax} (g)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	m_{dmin} (g)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	D_r	D'_r	ρ_s (g/cm ³)
1	777.12	1.68	210.76	1.86	170.35	1.50	0.556	0.635	2.715
2	781.25	1.69	199.40	1.76	170.04	1.50	0.761	0.665	—
3	752.73	1.63	203.99	1.80	166.61	1.47	0.535	0.481	—
4	759.06	1.64	203.77	1.80	164.02	1.45	0.596	0.513	—
5	783.38	1.70	208.38	1.84	178.56	1.57	0.521	0.694	2.683
9	—	—	—	—	—	—	—	—	2.725
2-1	750.90	1.63	206.93	1.83	169.68	1.50	0.442	0.481	2.662
2-2	—	—	—	—	—	—	—	—	2.716
2-3	790.67	1.71	205.15	1.81	168.42	1.49	0.728	0.723	2.689
2-4	771.96	1.67	216.08	1.91	170.34	1.50	0.474	0.605	—
2-5	737.94	1.60	198.56	1.75	167.40	1.48	0.486	0.385	2.603
2-6	736.75	1.60	199.49	1.76	164.70	1.45	0.532	0.385	2.666

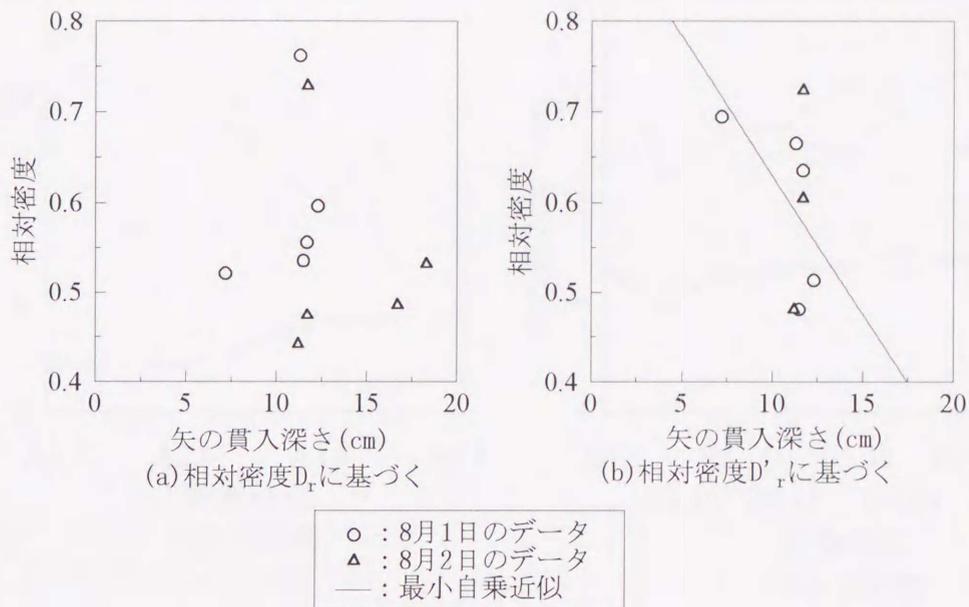
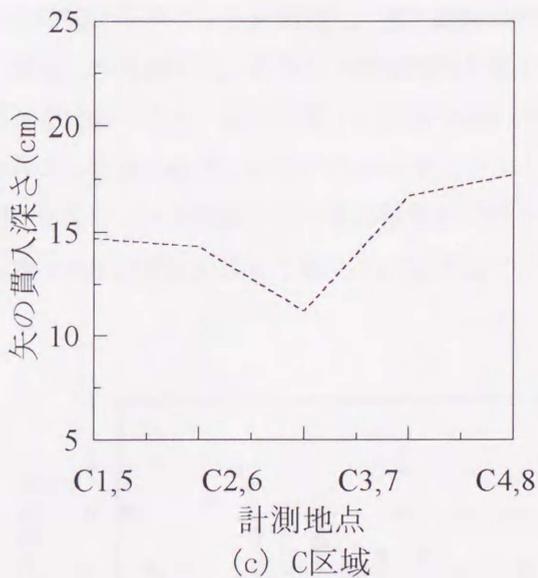
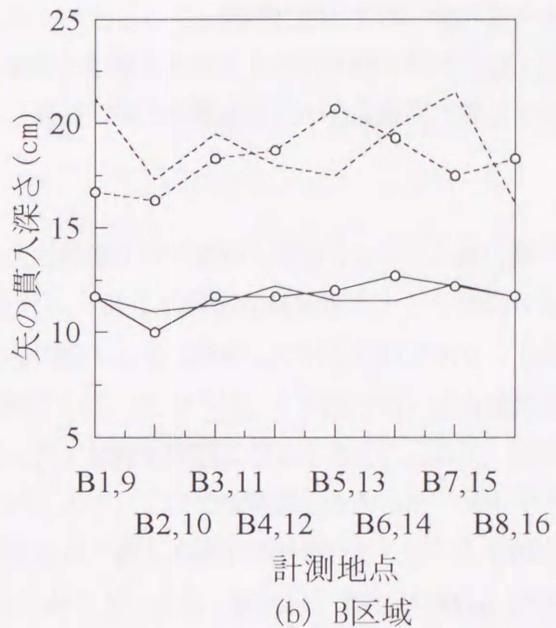
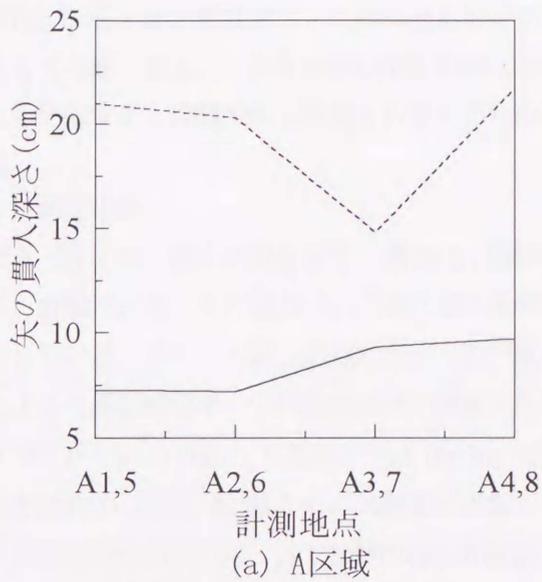


図5.21 矢の貫入深さと相対密度の関係

表5.15 砂の粒度試験結果 (1997年8月1, 2日計測)

採取番号	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U_c	U'_c
1	0.33	0.22	0.28	0.33	1.68	0.96
2	0.33	0.21	0.28	0.39	1.86	0.96
3	0.32	0.20	0.29	0.33	1.65	1.27
4	0.37	0.22	0.30	0.41	1.86	1.00
5	0.65	0.25	0.32	2.6	10.4	0.16
6	0.28	0.18	0.24	0.30	1.67	1.07
7	0.33	0.23	0.30	0.35	1.52	1.12
8	0.32	0.23	0.29	0.36	1.57	1.02
9	0.30	0.22	0.28	0.31	1.41	1.15
2-1	0.41	0.29	0.35	0.75	2.54	0.56
2-2	4.5	0.28	0.35	6.3	22.5	0.56
2-3	0.36	0.26	0.30	0.65	2.50	0.53
2-4	0.50	0.28	0.33	1.70	6.07	0.23
2-5	0.39	0.28	0.34	0.4	1.43	1.03
2-6	0.34	0.25	0.32	0.38	1.52	1.08



- ・実線—消波ブロックより沖に約10m離れた地点での計測データ.
- ・破線—消波ブロックより沖に約1m離れた地点での計測データ.
- ・丸印を伴うものはWell運転時の計測値である.

図 5.22 矢の貫入深さの比較

吸水と遡上距離との関係

(1) 目的

吸水と波の遡上距離との関係について調べる。Well Point からの吸水によって、波の遡上距離が減少することが予想される。

(2) 測定方法

岸沖方向に一定間隔でポールを打設し、岸側の消波ブロック付近からポール位置のビデオ撮影を行う。潮位変動に伴う汀線位置の変動に合わせて撮影領域を移動する。ポールは Well Point 直上に 1 本、沖側に 3 本および岸側に 1 本の合計 5 本を設置する。ポールの間隔は 5m とした。地形に関

しては、8月1日と8月2日とではほとんど変化しなかったとして、潮汐に関しては、潮汐表を参考にして考慮した上で、8月1日の非吸水時における遡上距離と8月2日の吸水時における遡上距離とを比較する。比較の際に波浪も考慮するために、各日の遡上距離を各日の有義波高で無次元化した。

(3) 測定結果

図5.23は波の遡上状況を示す。横軸は、撮影された映像をコマ送りしてカウントした波の数である。縦軸はそのときに観察された波の遡上距離を示し、Wellの埋設位置を原点として岸向きを正としている。ここでの遡上距離はポールの位置から内挿もしくは外挿して求めた値であり、上述したように撮影時間中の平均有義波高で無次元化されている。ちなみに、この図で用いた有義波高は8月1日では0.76m、8月2日では0.85mであった。波向も問題になると考えられるが、両日とも沖に向かって左40度からの入射波が卓越していたので、ここでは考慮しなかった。図中でデータが間欠的であるのは、沖では波の存在が確認できたが、遡上の途中で消失してしまったものを波数としてはカウントし、遡上距離としては不明としたことによる。図には、潮位が-60cmに相当する時間からカウントを開始し、遡上距離が半断できる波が50波に到達するまでの結果を示した。図右上の凡例中に、カウント開始時間を表示した。非吸水時の8月1日と吸水時の8月2日の結果とを比較すると、遡上の様子に顕著な違いは確認されず、吸水の効果として波の遡上距離に影響を与える程度の吸水が行われなかったことがわかった。潮位が-65cmおよび-55cmに相当する時間からカウントを開始したときの結果も同様であった。間隙水圧計データによると、8月2日の前浜地下水位は吸水によって明らかに低下していた。

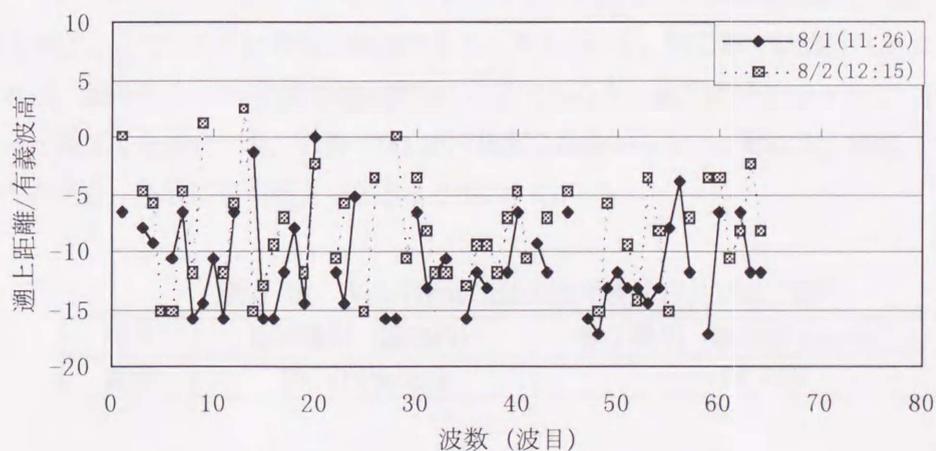


図5.23 遡上距離の比較 (潮位: -60cm)

5.6 現場施工上の注意点

現地に Well Point 工法を適用する際には、Well Point の強度が問題となる。本試験でも吸水装置が高波浪によって何度となく破損しており、3回目の施工では、高波浪への耐性を高めた Well Point が佐藤工業株式会社によって開発されている。また、本工法は電気によって稼働するため、それにかかる費用が問題となり、さらにその施工費用も問題となる。今後の施工の目安として、これらの実費についてもまとめておく。

5.6.1 Well Point 工法の高波浪に対する耐性強化

高波浪が来襲しても、Well Point およびそれに付随する各配管およびポンプステーションが露出していなければ、装置が被災することはない。ポンプステーションについては、後浜の背後に埋設すれば問題はない。図5.4には吸水装置を示したが、これは一般的な Well Point の構成である。このように埋設されている場合、高波浪時の侵食によって、ヘッダーパイプおよびスイングパイプが被災する可能性が非常に高くなる。実は3回目の試験では、このような形式の Well Point を用いていない。図5.24に示すように、ヘッダーパイプと吸水部分が一体となった設計となっていた。このようにすることによって、侵食時に配管が露出することなく、安定した運転が継続された。

5.6.2 Well Point 運用費用および施工費用

1996年11月以降の計画に基づいて、Well Point の運用費用および施工費用を表5.16にまとめる。すなわち、上で述べた改良が加えられた後の Well Point について整理した。運用費用については、月に19万円と示されているが、これは1ヶ月間休まずに運転を継続した場合の費用であり、運用方法によってはさらに費用を削減できると考えられる。第2章で結論付けたような運用方法を用いれば、おそらく1/10程度の運用費用になるであろう。施工費用については、沿岸方向50mにわたって施工した場合でも、合計700万円程度しか掛からない。離岸堤、潜堤、人工リーフ等と比較したとき、格段に安く施工できることがわかる。

表5.16 Well Point 工法の運用費用および施工費用

項目	運用費用 (電気代)	施工費用 (単位幅 1m あたり)
費用	19 万円/month	14 万円

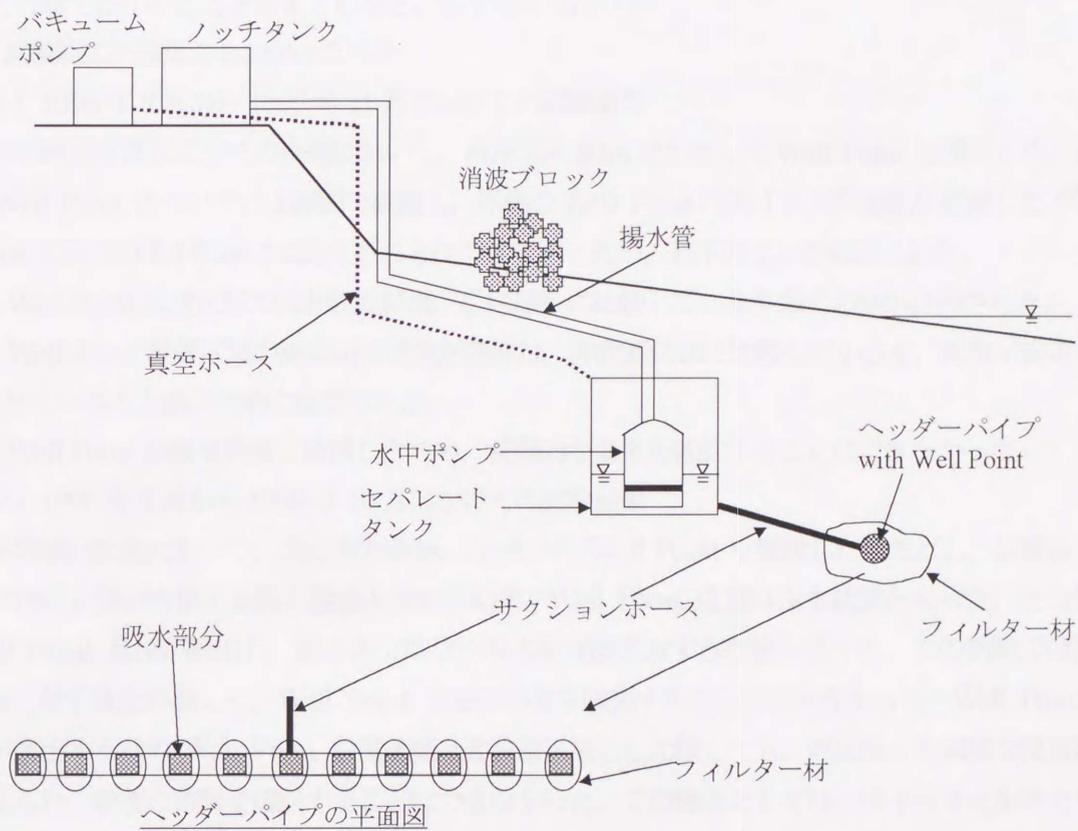


図 5.24 改良された吸水装置の概略図

5.7 まとめ

この章でわかったことをまとめると、以下のようになる。

1. 試験施工の結果からわかったこと

(1) 1995年9月から1995年11月にかけての試験結果

平均潮位位置およびその岸側において、沿岸方向20mにわたってWell Pointを埋設した。沖側のWell Pointについては1週間で破損し、岸側のWell Pointは約1ヶ月間運転を継続した。Well Point工法の効果を明確には捉えることはできなかったが、以下のことが確認された。

- Well Point設置区域では非設置区域(C区域)に比較して、より多くの砂が保持された。
- Well Point設置区域の海浜断面積変形速度は、非設置区域に比較して小さく、海浜が安定に保たれていることが一時的に確認された。
- Well Pointが侵食時期に破損したため、長期的な効果を確認することはできなかった。

(2) 1996年7月から1996年10月にかけての試験結果

平均潮位位置において、沿岸方向50mにわたってWell Pointを埋設した。ただし、設置後1ヶ月以内に3個の台風が来襲し侵食を受けた結果、Well Point位置は没水状態となった。その後、Well Point自体が露出し、地下水ではなく海水を直接吸水する状態となった。この期間では海岸全体で地形変化が激しく、Well Point工法の効果を確認することはできなかった。Well Point自体が露出する前のWell Point設置区域と非設置区域とを比較しても、両区域とも同様な侵食傾向が見られ、顕著な差異を確認することはできなかった。この理由としては、以下の4点が考えられる。

- ① 本実験での条件において、没水している状態のWell Pointを使用しても、下向き流速による堆積効果はない。
- ② Well Point設置区域において砂が堆積しても、局所的な堆積になると考えられ、局所的な堆積部は沿岸流で流出しやすく、それゆえ効果が確認されなかった。
- ③ GPSによる地形計測では地上の計測のみであり、海水中では堆積している可能性がある。
- ④ 有義波高が2mを超えるような厳しい条件下では、Well Point工法は有効ではない。

(3) 1996年11月から1997年10月にかけての試験結果

平均潮位位置において、沿岸方向50mにわたってWell Pointを設置した。前2回の試験施工結果を参考にして、Well Pointに改良を加えた結果、安定した吸水を行うことができ、以下のことが確認された。

- Well Point設置時に、浜砂が攪拌され砂粒子の安定性が悪くなったため、設置直後には浜が大きく削られることがわかった。これは前回の試験時にも観測されており、施工時には注意しなければならない点と考えられた。
- Wellの運転開始後、Well Point設置区域では急激な堆積が見られた。これは、Well Point埋設後の砂浜の侵食が回復される過程であったが、これがWell Point工法の効果なのかどうかはよくわからない。

- Well Point 設置区域の地形変動が、両横の非設置区域ほど極端な変動を示さないことから、Well Point 工法の効果が現れ、海浜が安定に保持されたと考えられた。ただし、両横の非設置区域の中間的な変動を示しただけであったのではないかと考えられた。
- Well Point 設置区間周辺では前年に比較して、汀線が前進した状態で長期的に安定していた。しかし、非設置区域においても同様な傾向が見られたため、真に Well Point の効果なのかどうかは判断しなかった。

以上述べてきたように、現地では複雑な条件が重なり合うため、試験施工の結果から本工法の効果を議論することは困難であるが、短期間の効果、例えば侵食後の砂浜回復効果、時化時の侵食抑制効果は期待できるようである。長期的にその効果を見ると、周辺の Well Point 非設置区域と比べて差異は確認できなかった。特に、有義波高が 2m を超えるような高波浪時には全くその効果は認められなかった。

2. 現地観測からわかったこと

- 目測で碎波波高が 1m 程度の波が穏やかな日でも、0.2m/s 程度の沿岸流流速が観測された。冲向き平均流に関しては、汀線から沖側に約 15m 離れた位置の底面上 50cm において、約 0.1m/s の流れが生じていた (1996 年 7 月 3 日の観測)。このときの沿岸流の方向は沖波の入射方向からも推測されたが、西向きの沿岸流が卓越していた。
- 遡上波中には、約 40(g/l) の浮遊砂が存在していることが確認された (1996 年 7 月 3 日の観測)。この日は上でも述べたように、碎波波高が目測で 1m 程度の穏やかな波浪条件の日であった。
- 吸水された水の塩分濃度は海水の塩分濃度と等しかった。干潮時に吸水された水についても、塩分濃度は海水と等しかった。このことから、Well Point は陸側の地下水をほとんど吸水しないことが示された。
- 天竜川より東側の遠州灘に面した海岸について、汀線付近の砂の粒度分布を調べた。その結果、平均粒径が天竜川河口から離れるに従って減少することから、天竜川から御前崎に向かっての沿岸流が卓越していることが予想された (1996 年 7 月 2 日から 4 日にかけての観測)。
- Well Point 設置区域および非設置区域における砂の粒度分布は、同様な傾向を示すことが確認された。Well Point 設置区域の深さ方向にも、その分布に変化は見られなかった。ただし、堆積域では細粒成分が多く含まれ、侵食域では粗粒成分が多く含まれる傾向が現れた。
- コアサンプリング試験および矢の貫入試験により、浜砂の締め固まり度の分布を調べた。その結果、岸沖方向で顕著な分布が現れ、汀線近傍で砂の相対密度が高く、汀線から離れるに従って相対密度が減少する傾向が捉えられた。侵食域では相対密度が大きいことも確認された。また、矢の貫入試験は、砂の締め固まり度 (相対密度) を表す指標になることが確認された。
- 吸水と波の遡上距離との関係について調べた結果、幅 50m に対して 1m³/min 程度の吸水量 (単位幅では 20l/min) では、波の遡上距離にほとんど影響を与えないことがわかった。
- 本文中では示さなかったが、4回にわたる現地観測から次の 2 点が観察された。1 点目は、Well

Point 設置区域を歩くと、地面がふかふかした状態を感じることができた。これは砂中の間隙水圧の減少に伴って、砂浜が圧縮されやすくなっている状態と考えられた。2点目は、設置区域を波が遡上すると、砂中の不飽和域に閉じこめられた空気が気泡としてあふれ出す様子が観察された。透水層埋設工法を実施している海岸でも、これらの2点が観察されている。

第6章 結論

Well Point 工法による海浜安定化のメカニズムを解明するために、室内実験によって Well Point 工法の特徴を調べた。また、数値計算により砂浜中の浸透流の状況を再現し、本工法の効果と砂中の間隙水圧との関係について議論した。さらに、現地海浜において本工法の試験施工を実施することにより、現地での本工法の効果について議論した。その結果得られた主要な結論を以下にまとめる。

1. Well Point 工法の特徴が第2章の表 2.4 のように整理された。その結果から、Well Point 工法を適用するに当たり、従来は地下水位の低下による侵食の抑制のみを考えてきたが、沖波条件によって侵食性の場合には吸水、堆積性の場合には排水することで、より効果的な運用が図られることがわかった。
2. 海浜砂中の浸透流速が低下しても間隙水圧の分布に大きな変化が生じなければ、海浜安定化の効果は維持されることが確認された。このことから、海浜安定化のメカニズムとして、砂中の間隙水圧の低下が砂同士の有効応力を増大させ、その移動に対する抵抗性を高める結果となることが挙げられた。このことは、底面からの浸透取水が流砂の堆積促進効果にはほとんど有効でなく、洗掘防止効果に有効であったことから理解される。
3. 現地では複雑な条件が重なり合うため、試験施工から Well Point 工法の効果を議論することは困難であった。しかしながら、短期間の効果、例えば侵食後の浜回復効果、時化時の侵食抑制効果等が数回確認された。長期的にその効果を見ると、周辺の自然海岸と比べて差異は確認できなかった。特に、高波浪時の効果は全く見られなかった。このことから、波浪条件が厳しい地点では本工法を適用することは難しいようである。そこで、静穏化工法などとの併用が必要であろう。

謝辞

本研究を進めるに当たり、多くの方々の御世話になった。ここに記して、謝意を表す。指導教官である西村仁嗣教授には、3年間にわたって、論文の書き方、研究に対する姿勢、物理現象の捉え方等の多くの事柄を御教授していただいた。特に、筑波大学構造工学系学系長という多忙な職に就かれているにもかかわらず、研究指導に関しては時間を惜しまれずに、議論していただけたことは私にとって非常に有意義であった。椎貝博美教授には、多くの資料を戴くと同時に、発想の大切さと学位取得後の姿勢について御指導いただき、多くの面で励まされた。京藤敏達助教授には、修士課程のときに御世話になり、私が博士課程に進学した後はタイの A.I.T.にて御活躍されていたが、遠く離れているにもかかわらず、いろいろと相談に乗っていただいた。風間聡講師には、若くして多くの論文を書かれた御自身の経験に基づいて、論文作成の楽しさを教えていただいた。武若聡講師には、短い期間ではあったが、明快な御指導をいただき、本論文を仕上げる際の励みになった。山田恭央助教授には、粒度試験、透水試験、コアサンプリング等の手法を御指導いただいたばかりでなく、土質試験装置も御提供いただいた。正司秀信助教授には、実験装置、特にポンプについて相談に乗っていただいた。鹿児島大学西隆一郎助手には、貴重な御意見と参考資料を御提供いただいた。また、浜岡海岸での現地観測に必要な、砂の締め固まり度を測定する装置をお貸しいただいた。建設省土木研究所河川部長の宇多高明氏には、本論文の構成およびプレゼンテーションの方法について、御指導いただいた。

中部電力株式会社の宮池克人副所長をはじめとする中部電力株式会社の方々には、実測データを御提供していただいたばかりでなく、現地見学、本論文第5章の校正等で御協力いただいた。大学では得がたい貴重なデータを本論文で取り扱うことができた。佐藤工業株式会社名古屋支店浜岡原子力作業所の丹羽孝道所長をはじめとする作業所の方々には、浜岡海岸での現地観測時に大変御世話になった。作業所の方々には、現場経験のない私たち大学生を快く受け入れてくださり、スムーズに観測作業を実行することができた。佐藤工業株式会社中央技術研究所土木研究部の歌川紀之博士には、浜岡海岸での現地観測、運輸省波崎海洋研究施設の見学、神奈川県茅ヶ崎海岸の見学等の際に大変御世話になった。特に、月に一度程度、筑波大学まで足を運ばれ、西村教授を中心とした議論の場を設定していただき、私も参加させていただけたことは非常に有意義であった。また、筑波大学水工研究室 OB であられる歌川氏のこのような御活動は、私にとって非常に励みとなった。株式会社テトラの方々には、貴重な資料と実験材料を御提供いただいた。

最後になったが、筑波大学水工研究室の皆様にも大変御世話になった。特に、博士課程をともに過ごした郭文秀さん、Md. Aminul Karim Chowdhury さん、田中厚至君には、いろいろな面で御世話になった。また、室内実験および現地観測に協力してくれた秋山成央君、木村孝次君に感謝する。

参考文献

- 赤井浩一, 大西有三, 西垣誠 (1977) : 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析, 土木学会論文報告集, 第264号, pp.87-96.
- 磯辺雅彦 (1994) : 海岸の環境創造, 朝倉書店, p.206.
- 片山忠, 黒川誠, 柳島慎一, 加藤一正, 長谷川巖 (1992) : 透水層埋設による前浜地下水位の制御, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.871-875.
- 加藤一正 (1991) : 養浜 (人工海浜) のためのいろいろなアイデア, みなとの防災 110号, pp.19-23.
- 木村孝次, 福島雅紀, 西村仁嗣 (1997) : 底質移動に及ぼす底面浸透取水の効果, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集 第2部, pp.148-149.
- 土屋義人, 河田恵昭 (1980) : 浜漂砂に及ぼす吸水の影響について, 第27回海岸工学講演会論文集, pp.270-274.
- 河田恵昭, Larsen, L. H. (1984) : 漂砂の移動限界に及ぼす吸水の効果, 第31回海岸工学講演会論文集, pp.267-271.
- 浜岡町, 佐藤工業株式会社 (1997) : 平成8年度海岸保全事業 浜岡海岸保全工法検討調査業務報告書, 平成9年3月.
- 佐藤道郎, 浦上博行, 西原克夫 (1986) : 海岸地下水の滲出による前浜の砂流出, 第33回海岸工学講演会論文集, pp.233-237.
- 佐藤道郎, 秦慎勝 (1992) : 前浜地下水の吸水による海浜変形の実験, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.336-340.
- 佐藤道郎, 福島正寛, 坂元龍治, 中村和夫 (1993) : 吸水による漂砂制御に関する研究, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.536-540.
- 佐藤道郎, 福島正寛, 西隆一郎, 福永雅彦 (1995) : Coastal Drain による漂砂帯の流況変化と断面変化について, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.716-720.
- 土質工学会 (1991) : 現場技術者のための土と基礎シリーズ 19 「根切り工事と地下水—調査・設計から施工まで—」, pp.356-374.
- 土木学会 (1985) : 昭和60年版水理公式集, 77p.
- 中本幸一 (1996) : 透水層自然海浜工法による海岸事業—徳山下松港・光地区(虹ヶ浜)海岸—, 土木施工, 37巻4号, pp.23-27.
- 西隆一郎, 大見真治, 佐藤道郎, 宇多高明, N. C. Kraus (1996) : 海浜と砂丘の締め固まり度に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.681-685.
- 西隆一郎, Kraus, N. C. (1996) : 砂丘侵食機構とモデル化について, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.676-680.

- 日野幹生, 太田猛彦, 砂田憲吾, 渡辺邦夫 (1989) : 洪水の数値予報 (その第一歩), 森北出版株式会社, p.252.
- 福島雅紀, 秋山成央, 西村仁嗣 (1996) : 地下水位低下工法による海岸侵食防止に関する実験, 水工学論文集, 第40巻, pp.1015-1020.
- 福島雅紀, 秋山成央, 西村仁嗣 (1996) : Sub-sand filter 法の運用に関する一考察, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集 第2部, pp.154-155.
- 福島雅紀, 西村仁嗣, 木村孝次 (1997) : 地下水位低下工法による海浜安定化のメカニズムに関する一考察, 海岸工学論文集, 第44(1)巻, pp.666-670.
- 虫明功臣, 石崎勝義, 吉野文雄, 山口高志 (1987) : 水環境の保全と再生, 山海堂, p.352.
- 堀川清司 (1991) : [新編] 海岸工学, 東京大学出版会, p.384.
- 柳島慎一, 加藤一正, 片山忠, 磯上知良, 村上裕幸 (1991) : 地下水位低下の前浜地形変化におよぼす影響, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.266-270.
- 柳島慎一, 加藤一正, 天坂勇治, 名城整, 望月徳雄 (1995) : 現地海岸に埋設した透水層の排水流量と前浜地形変化, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.726-730.
- 柳島慎一, 金澤寛, 平井宣典, 加藤一正, 望月徳雄 (1996) : ストライプ状透水層の前浜地形変化に及ぼす三次元的効果, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.661-665.
- 山下武宣 (1996) : 海岸の新技术について, 土木技術, pp.73-80.
- Bagnold, R. A. (1940) : Beach formation by waves; some model-experiments in a wave tank, *Journal of Inst. of Civil Eng.*, Vol.15, pp.27-54.
- Chappell, J. (1975) : サーフ・ビーチ保全のための新技术, 土木学会誌, Vol.60, No.11, 85p.
- Chappell, J., I. G. Eliot, M. P. Bradshaw and E. Lonsdale (1979) : Experimental control of beach face dynamics by watertable pumping, *Eng. Geology*, Vol.14, pp.29-41.
- Davis, G. A., D. J. Hanslow, K. Hibbert and P. Nielsen (1992) : Gravity drainage: A new method of beach stabilization through drainage of the watertable, *Proc. of 23rd Conf. on Coastal Engineering*, pp.1129-1141.
- Duncan, J. R. (1964) : The effects of water table and tidal cycle on swash-backwash sediment distribution and beach profile development, *Marine Geology*, Vol.2, pp.186-197.
- Emery, K. O. and J. F. Foster (1948) : Water table in marine beaches, *Journal of Marine Research*, Vol.7, pp.644-654.
- Fukushima, M. and H. Nishimura (1997) : A study on beach stabilization by means of groundwater pumping, *Proc. of the 7th Inter. Conf. on Computing in Civil and Building Eng.*, Vol.3, pp.1587-1592.
- Grant, U. S. (1948) : Influence of the water table on beach aggradation and degradation, *Journal of Marine Research*, Vol.7, pp.655-660.
- Katoh, K., S. Yanagishima, S. Nakamura and M. Fukuta (1994) : Stabilization of beach in integrated shore protection system, *Int. Conf. on Hydro-Tech. Eng. for Port and Harbor Construction*, pp.1077-1096.

- Kemp, P. H. (1975) : Water asymmetry in the nearshore zone and breaker area, *Journal of Hails and A. Carr eds.*, John Wiley & Sons, Inc., pp.47-66.
- Machemehl, J. L., T. J. French and N. E. Huang (1975) : New method for beach erosion control, *Engineering in the oceans -ASCE specialty conf.-*, pp.142-160.
- Oldenziel, D. M. and W. E. Brink (1974) : Influence of suction and blowing on entrainment of sand particles, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.100, No.NY7, pp.935-949.
- Reid, R. O. and K. Kajiura (1957) : On the damping of gravity waves over a permeable sea bed, *Transaction, American Geophysical Union*, Vol.38, No.5, pp.662-666.
- Rooney, D. M. and J. L. Machemehl (1977) : Using suction to minimize sand-bed scour, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.103, No.NY4, pp.443-449.
- Terchunian, A. V. (1988) : Performance of the STABEACH@ System at Hutchinson Island Florida, *Proc. of Beach Preservation Technology '89*, Univ. of Florida, Florida Shore and Beach Preservation Association and American Shore and Beach Preservation Association, Fl., pp.229-238.
- Vesterby, H. (1991) : Coastal Drain System - a new approach to coastal restoration -, *Proc. of the Geotech. Eng. for Coastal Development*, pp.651-654.
- Weisman, R. N., G. S. Seidel and M. R. Ogden (1995) : Effect of water-table manipulation on beach profiles, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, Vol.121, No.2, pp.134-142.
- Willets, B. B. and M. E. Drossos (1975) : Local erosion caused by rapid forced infiltration, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.101, No.NY12, pp.1477-1488.

付録 A 室内実験で用いた砂の諸元

土質工学会基準に基づいて、密度試験および粒度試験等を行った。その結果を表 A. 1、粒径加積曲線を図 A. 1 に示す。中央粒径に基づいて砂の沈降速度を求めると、球の沈降に関する Stokes の式より、0.02(m/s)であることがわかる [土木学会, 1985]。

実験水槽に配置された砂をコアサンプリングすることにより、砂の間隙比を求めた。その結果、間隙比が 0.93 (空隙率: 0.48)、含水比が 29.9%となった。ただし、これらの数値は場所および砂の詰め方によって変化すると考えられ、ここでのサンプリングは汀線より約 50cm 岸側の表面付近のデータであることを明記しておく。

表 A. 1 砂の諸元

砂粒子密度 (g/cm^3)	中央粒径 (mm)	均等係数 U_c	最大乾燥密度 (g/cm^3)	最小乾燥密度 (g/cm^3)	相対密度 D_r
2.66	0.14	1.37	1.57	1.22	0.51

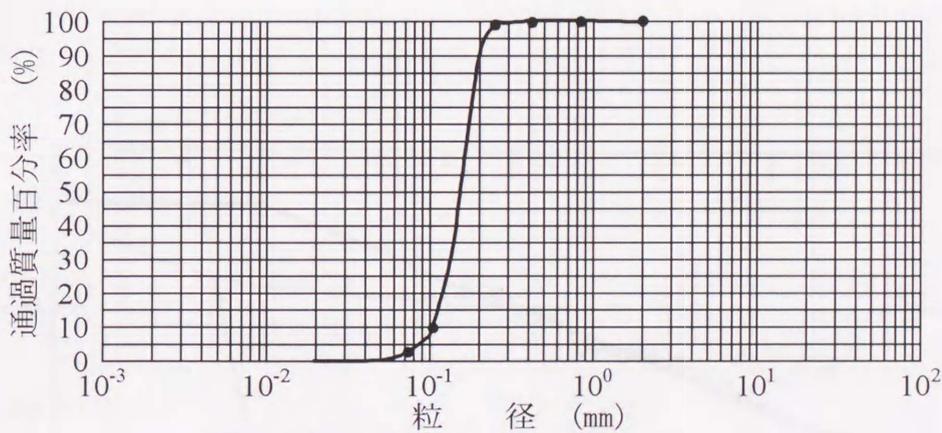


図 A. 1 実験に用いた砂の粒度分布

付録B 室内実験の結果 —第2章の断面実験結果—

第2章2.5.1節において、代表的な結果として侵食性の沖波条件 No.2, および堆積性の沖波条件 No.4 の結果を示した。この章では、それらの結果も含めた断面実験で得られた他のデータを図 B.1 から図 B.31 に示す。各図で前浜地下水位の状態と沖波条件との組み合わせが異なった条件となっている。ただし、吸水量もしくは排水量のみが異なる結果もある。第2章では汀線付近を拡大した海浜形状および地下水位分布の経時変化を示したが、ここでは後浜領域の地下水位の状態も示されており、砂浜全領域の状態を把握できる。凡例および図の表記については、第2章の図2.5 および図2.6 と同様であるので、ここでは省略した。

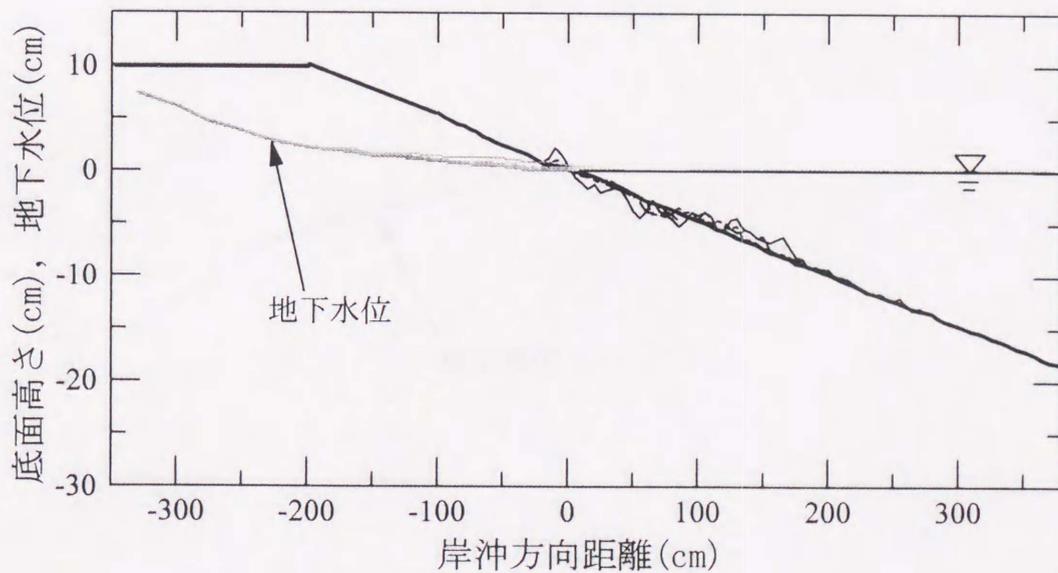


図 B.1 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.1, Case A,
陸側地下水位 : 8.8 cm, 砕波位置 : 75 cm)

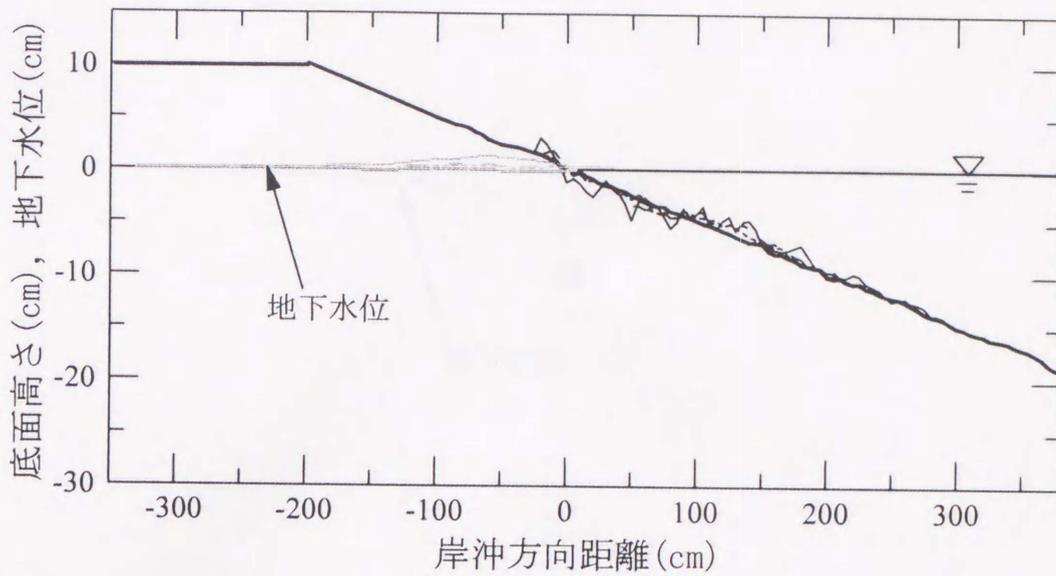


図 B.2 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.1, Case B,
砕波位置 : 87 cm)

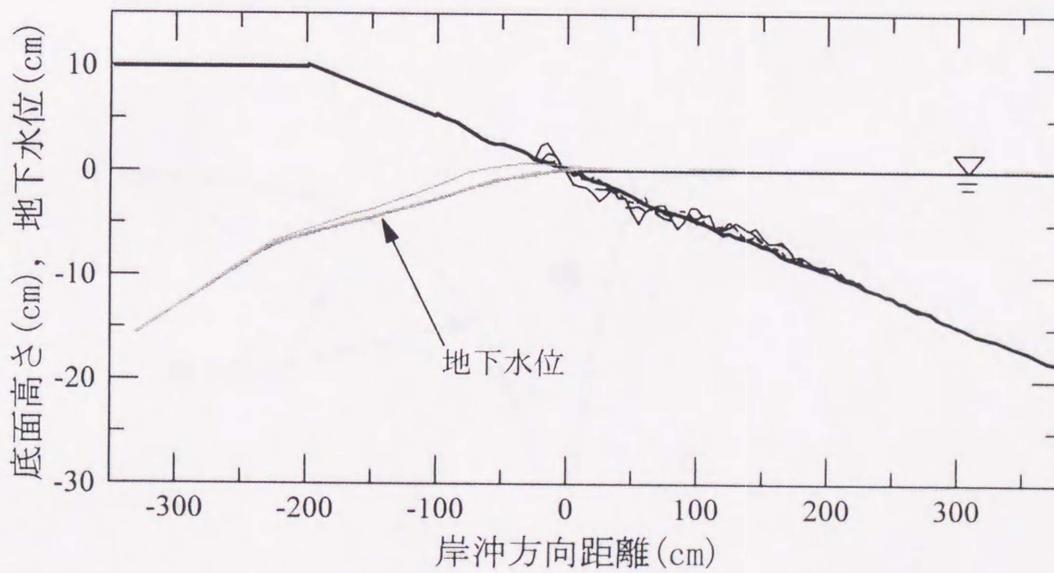


図 B.3 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.1, Case C,
陸側地下水位 : -20.2 cm, 砕波位置 : 76cm, ここで細い実線は3時間
後の状態を表す.)

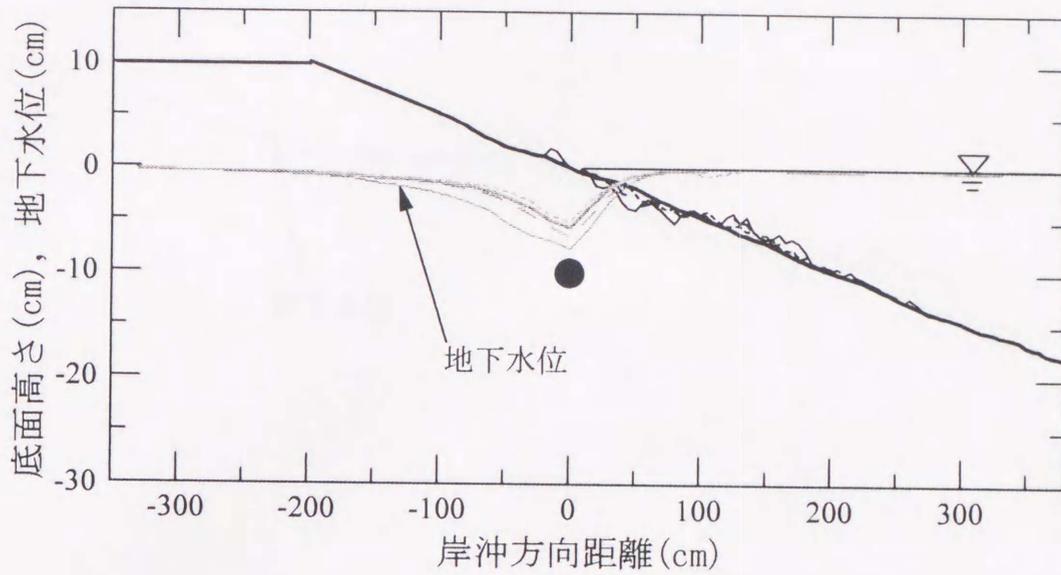


図 B.4 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.1, Case D,
初期吸水量 : 0.18 liter/min, 砕波位置 : 83 cm)

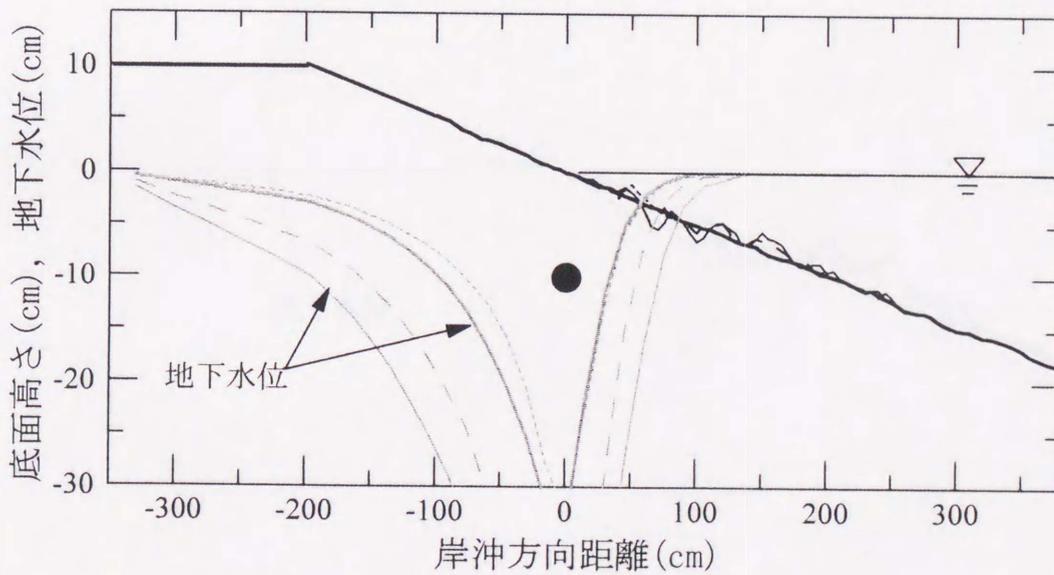


図 B.5 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.1, Case D,
初期吸水量 : 0.90 liter/min, 砕波位置 : 75 cm)

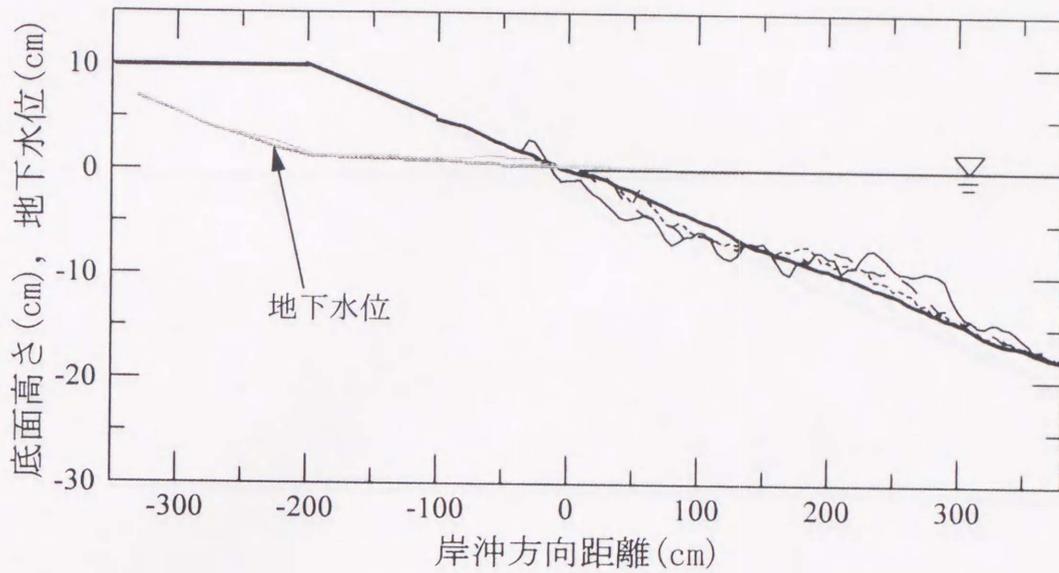


図 B. 6 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case A,
陸側地下水位 : 8.1 cm, 砕波位置 : 145 cm)

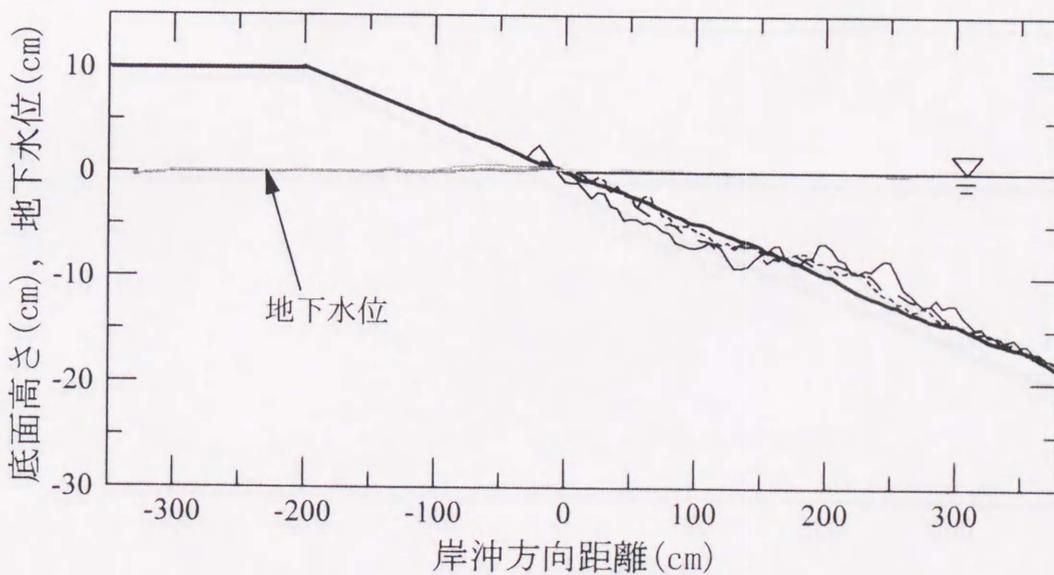


図 B. 7 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case B
砕波位置 : 160 cm)

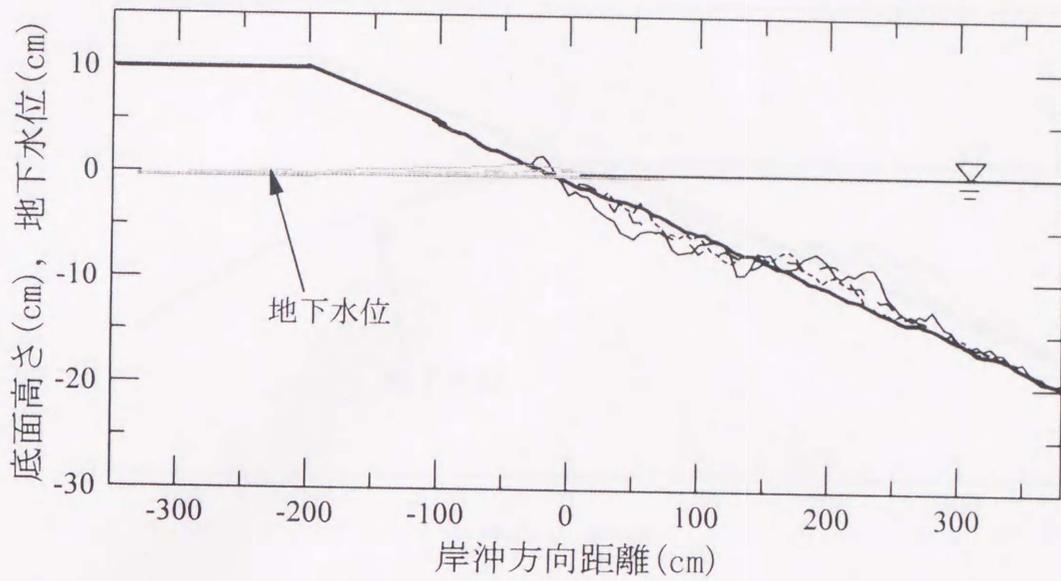


図 B.8 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case B, 砕波位置 : 138 cm)

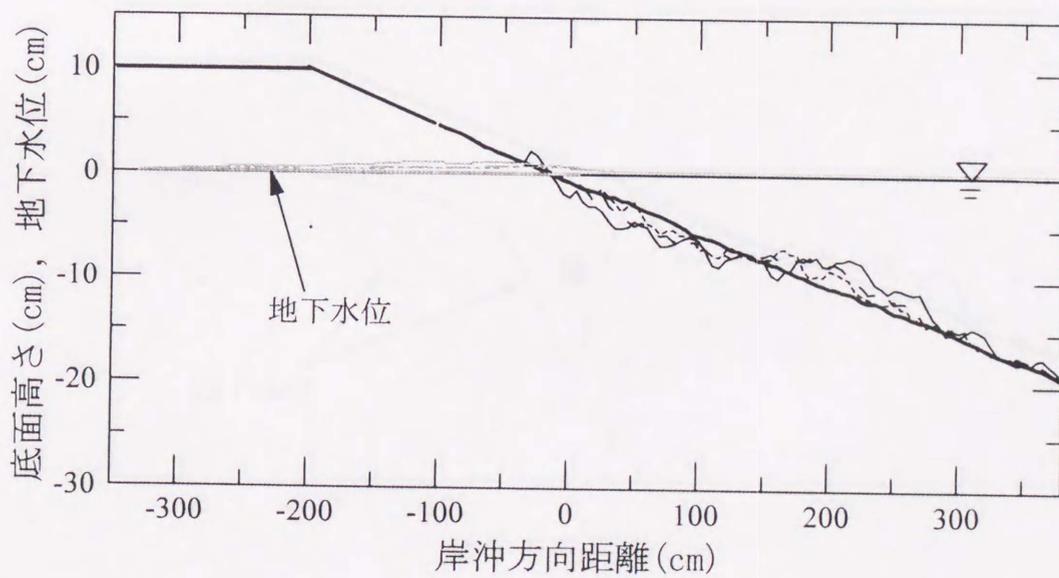


図 B.9 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case B, 砕波位置 : 139 cm)

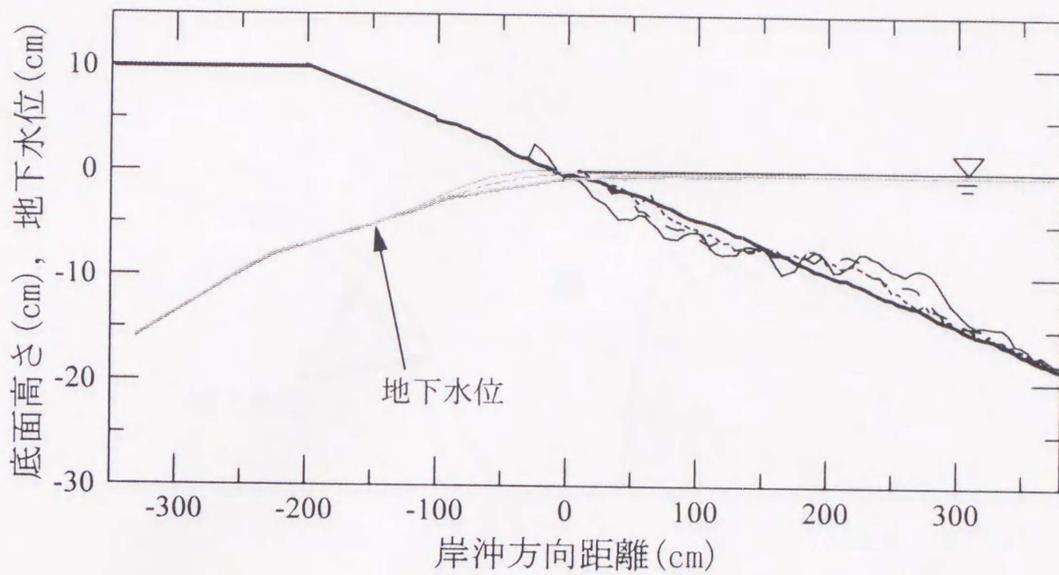


図 B.10 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case C,
陸側地下水位 : -19.4 cm, 砕波位置 : 145 cm)

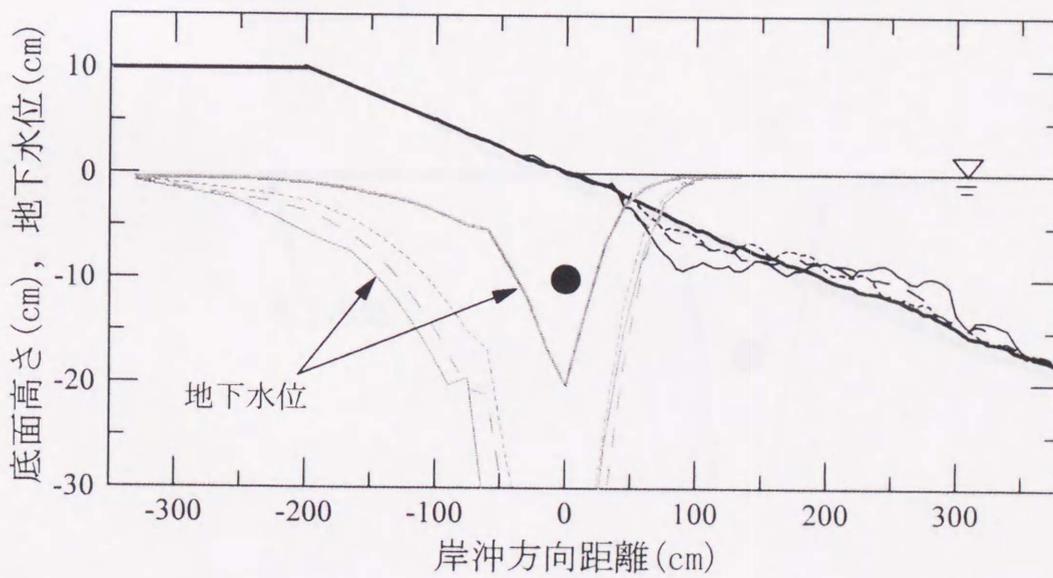


図 B.11 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case D,
初期吸水量 : 0.74 liter/min, 砕波位置 : 160 cm)

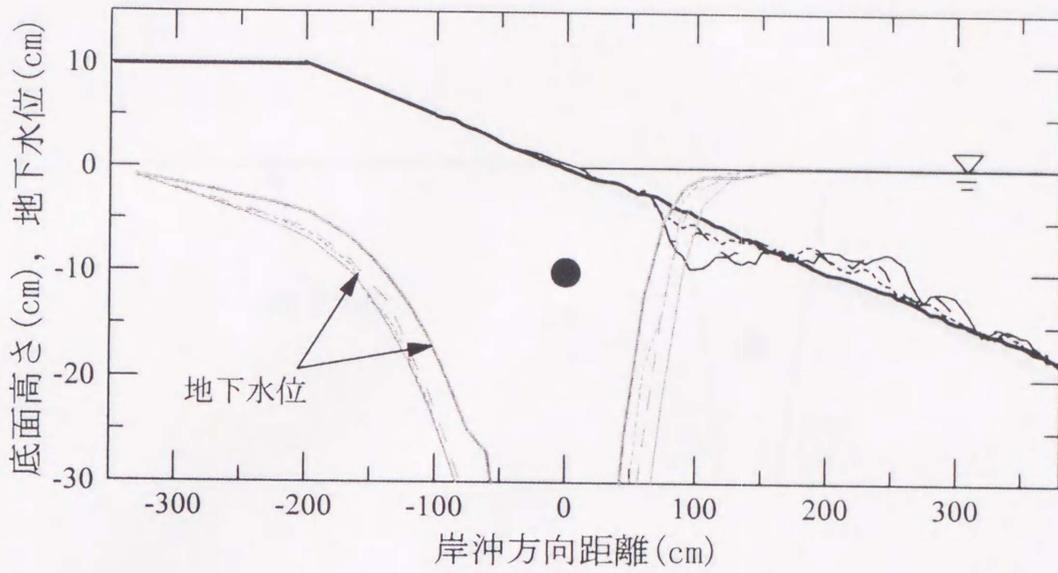


図 B. 12 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case D,
初期吸水量 : 2.6 liter/min, 砕波位置 : 145 cm)

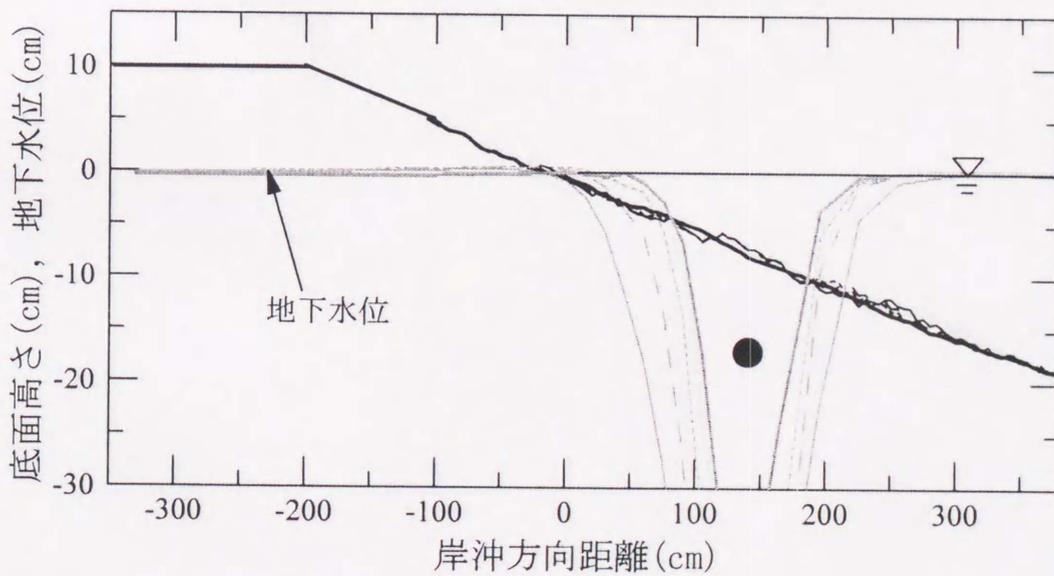


図 B. 13 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case F,
初期吸水量 : 1.37 liter/min, 砕波位置 : 144 cm)

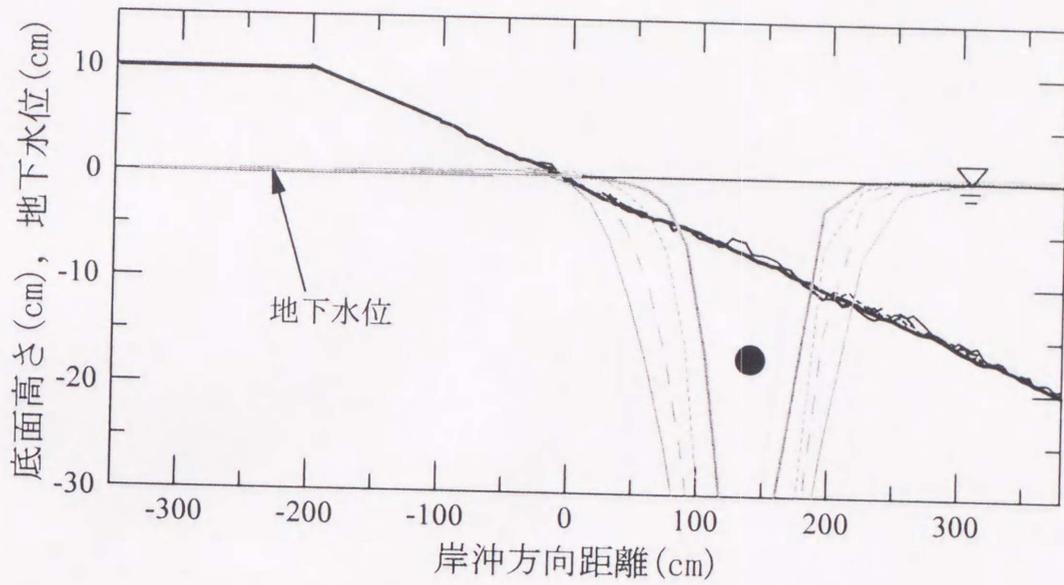


図 B. 14 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case F,
初期吸水量 : 1.63 liter/min, 碎波位置 : 140 cm)

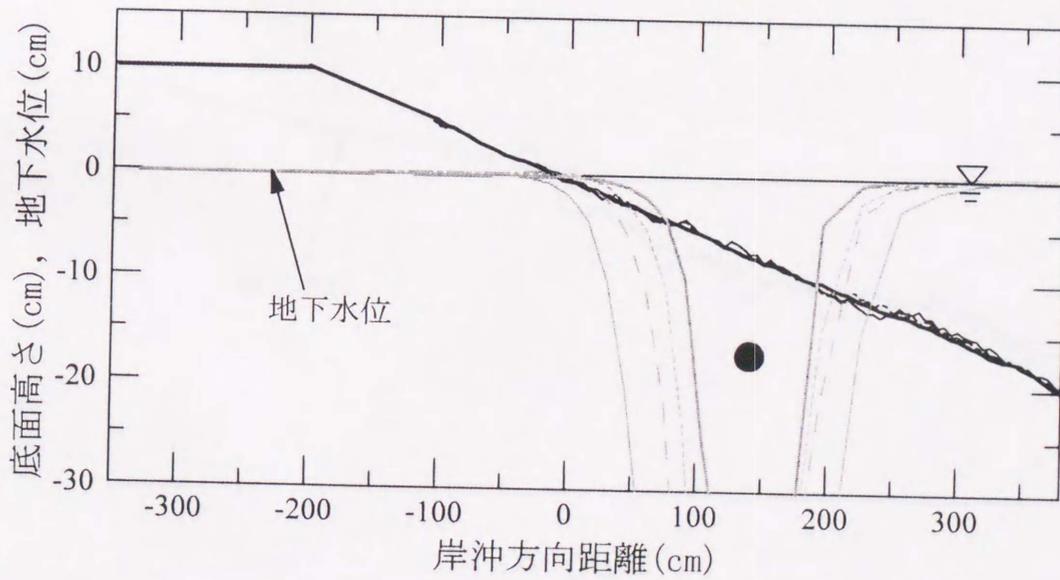


図 B. 15 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case F,
初期吸水量 : 2.8 liter/min, 碎波位置 : 139 cm)

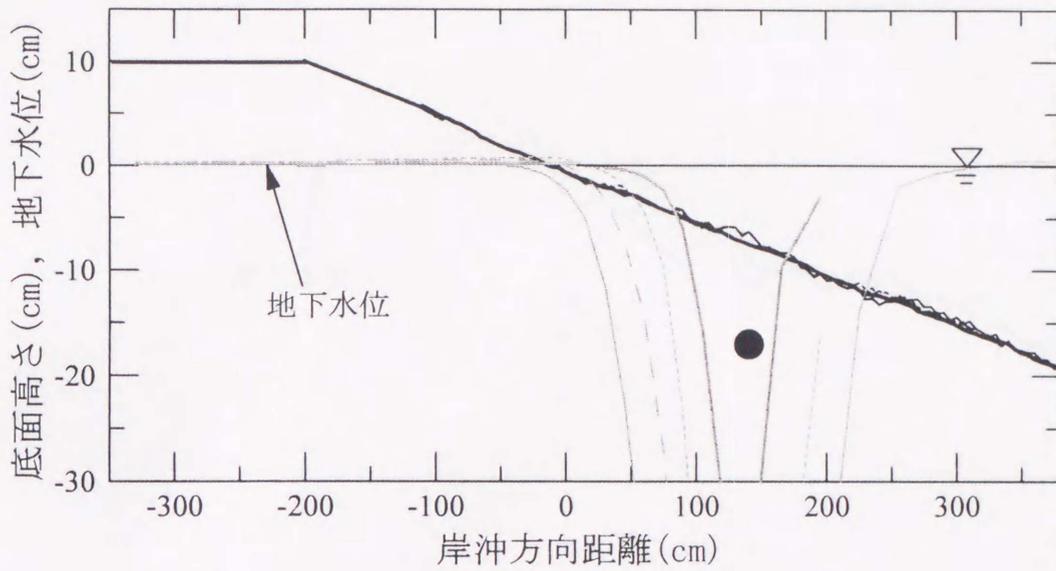


図 B.16 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.2, Case F, 初期吸水量 : 1.56 liter/min, 砕波位置 : 135 cm, 灰色の線が途切れているのはマンメータ設置ミスによる.)

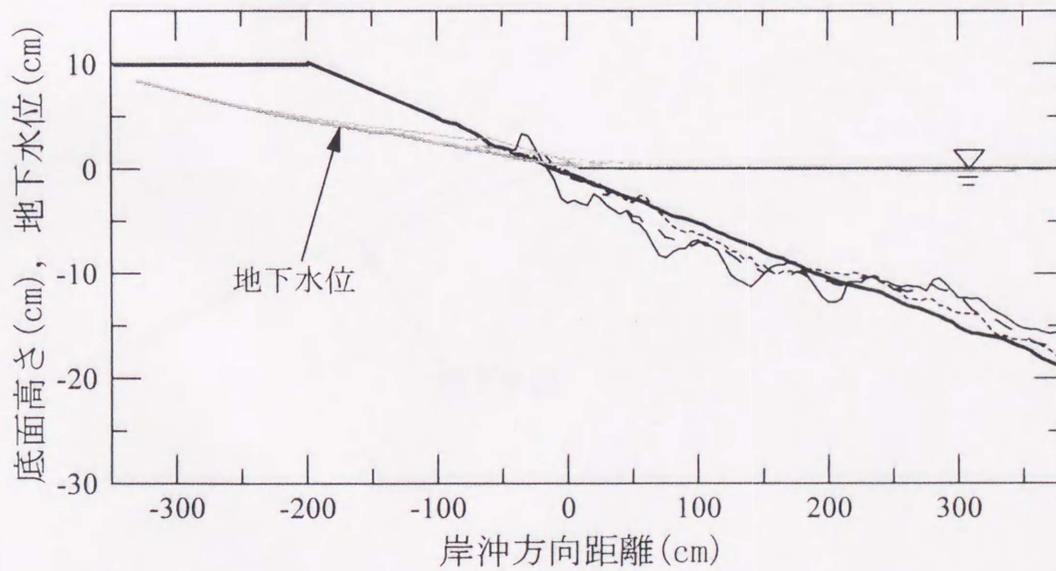


図 B.17 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.3, Case A, 陸側地下水位 : 8.9 cm, 砕波位置 : 250 cm)

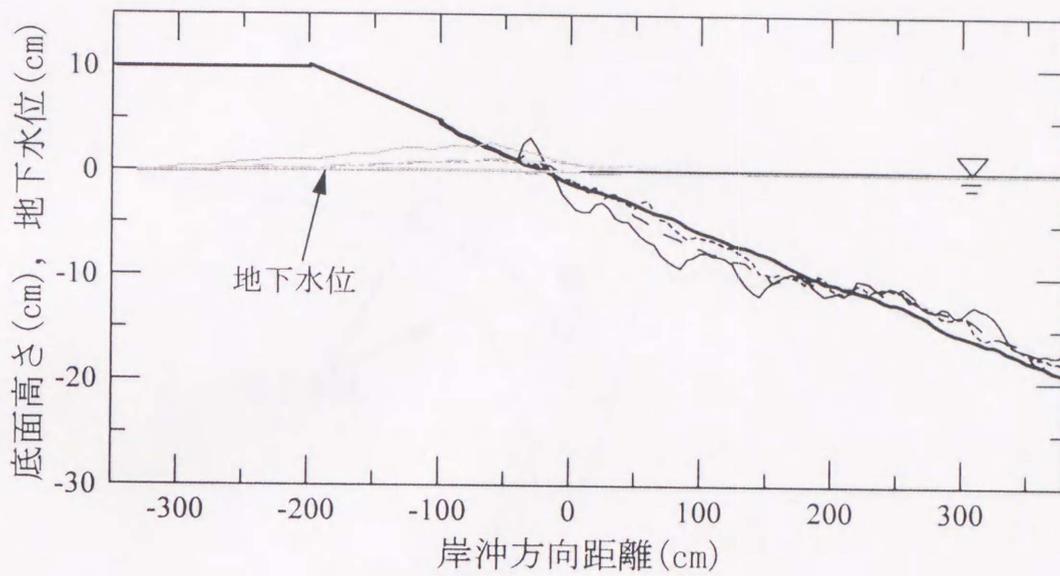


図 B. 18 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.3, Case B,
砕波位置 : 215 cm)

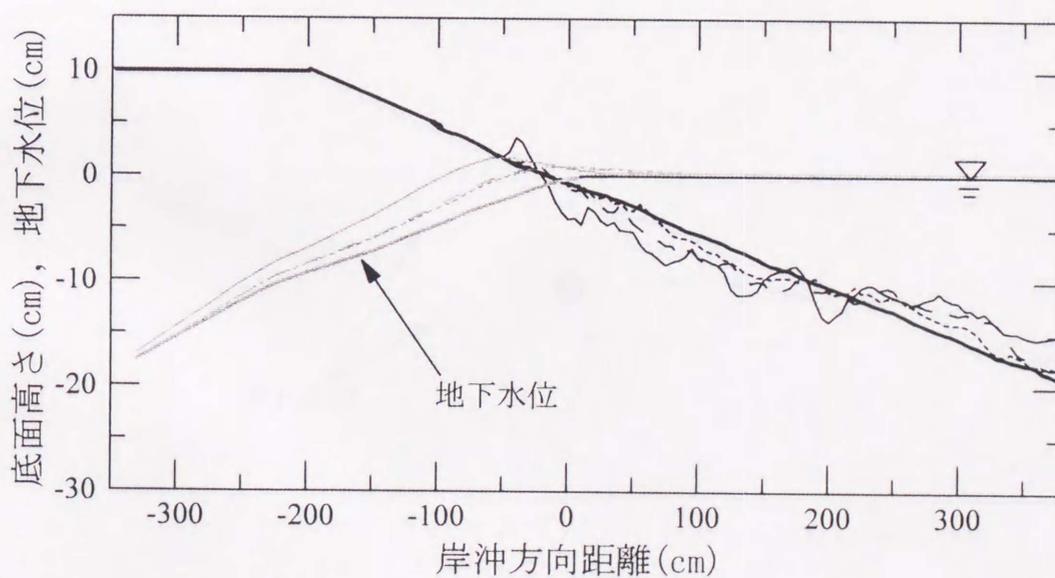


図 B. 19 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.3, Case C,
陸側地下水位 : -22.8 cm, 砕波位置 : 250 cm)

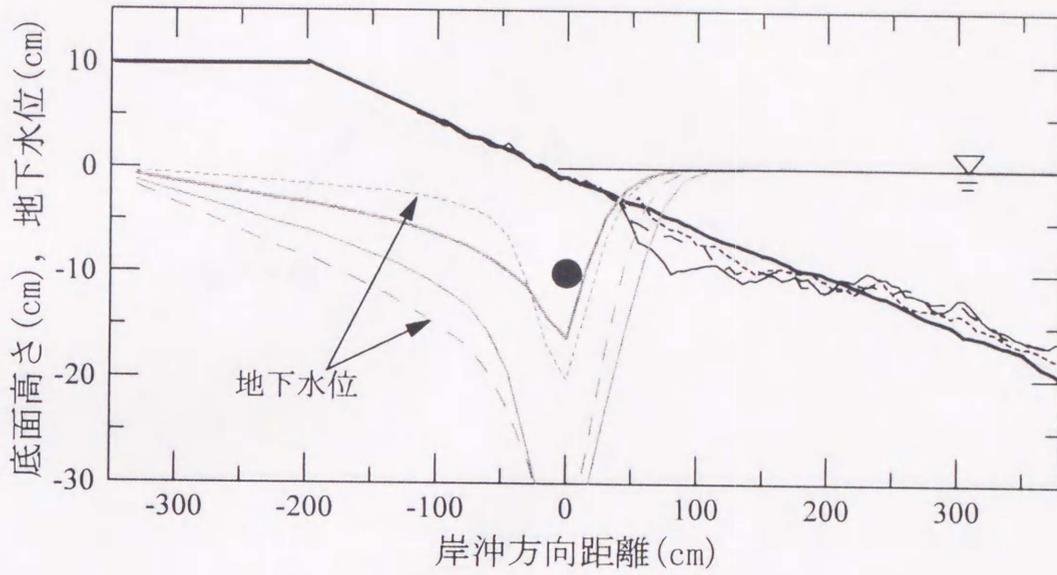


図 B.20 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.3, Case D,
初期吸水量 : 0.3 liter/min, 砕波位置 : 215 cm)

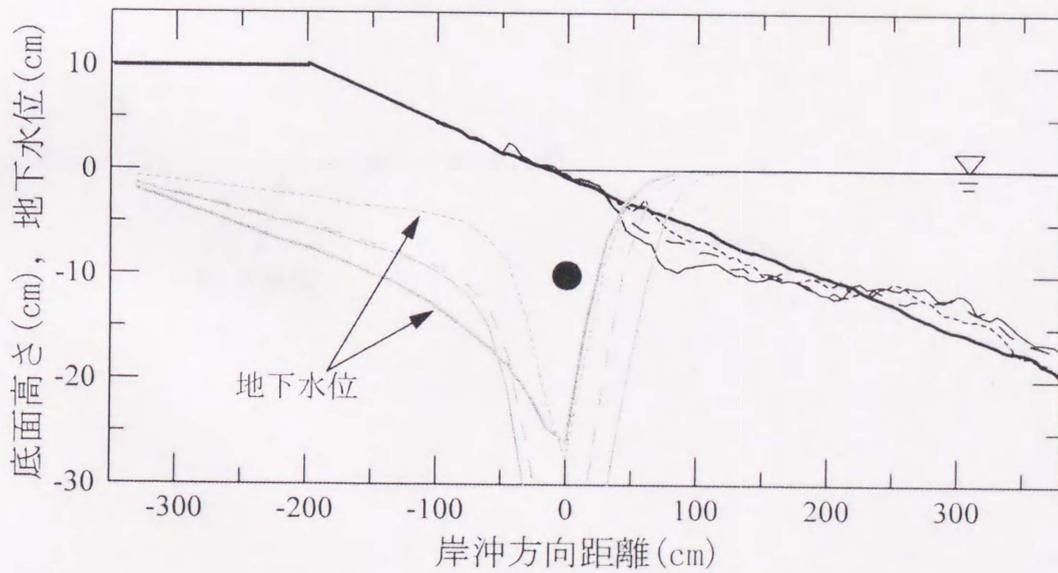


図 B.21 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.3, Case D,
初期吸水量 : 0.6 liter/min, 砕波位置 : 230 cm)

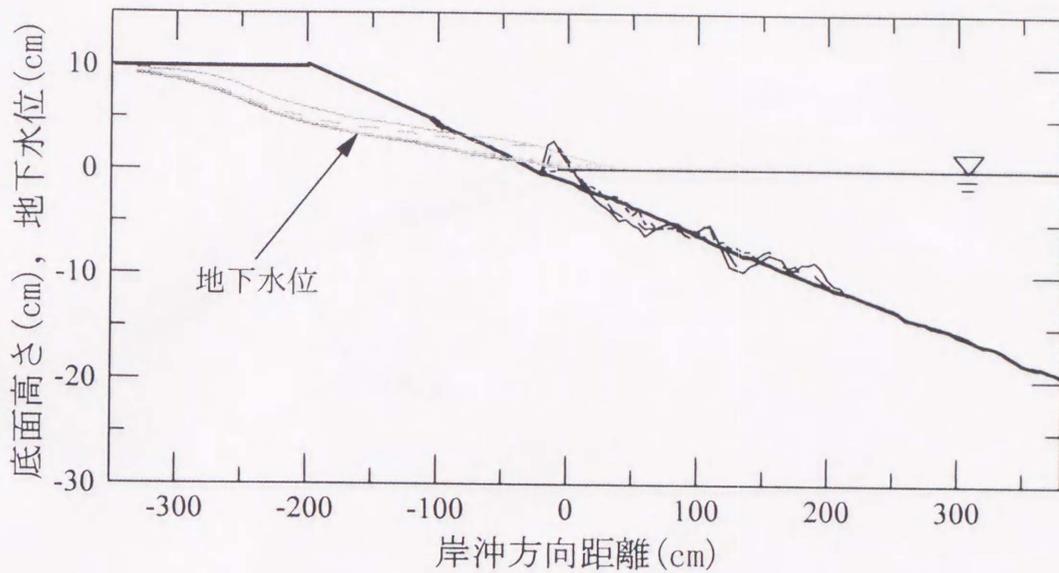


図 B. 22 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case A,
陸側地下水位 : 9.9 cm, 砕波位置 : 85 cm)

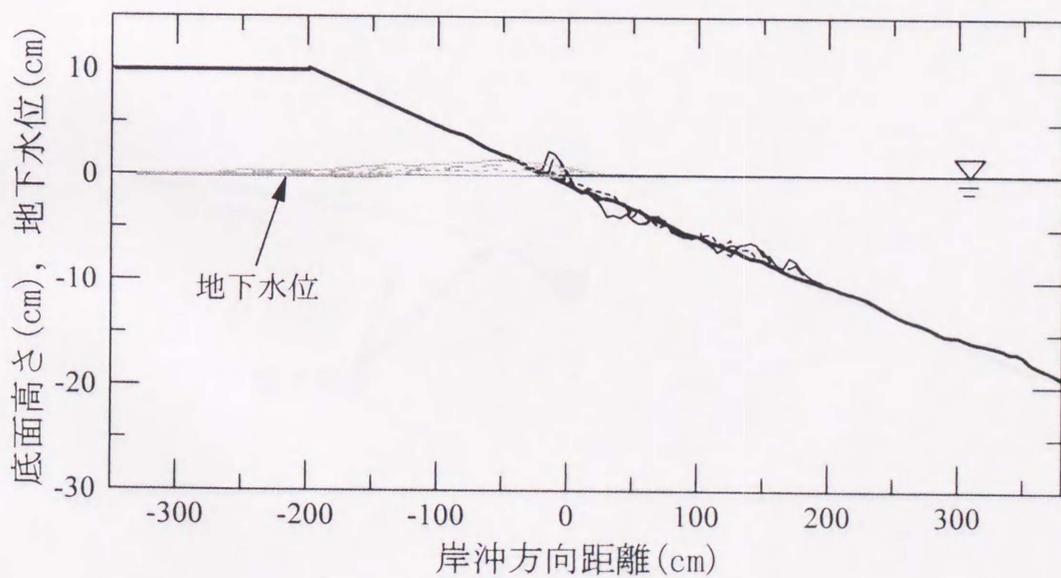


図 B. 23 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case B,
砕波位置 : 85 cm)

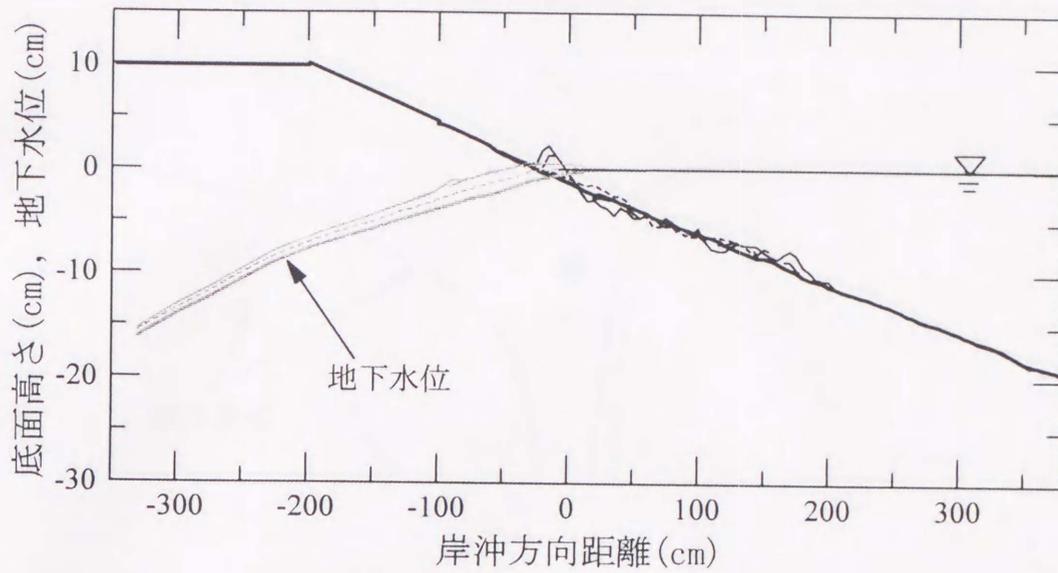


図 B. 24 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case C,
陸側地下水位 : -21.0 cm, 砕波位置 : 85 cm)

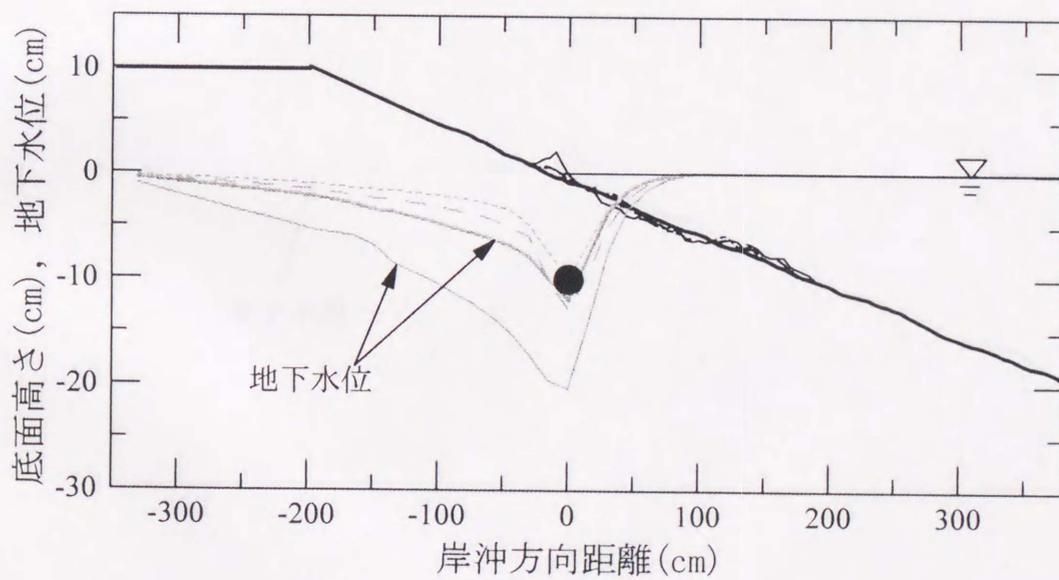


図 B. 25 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case D,
初期吸水量 : 0.36 liter/min, 砕波位置 : 70 cm)

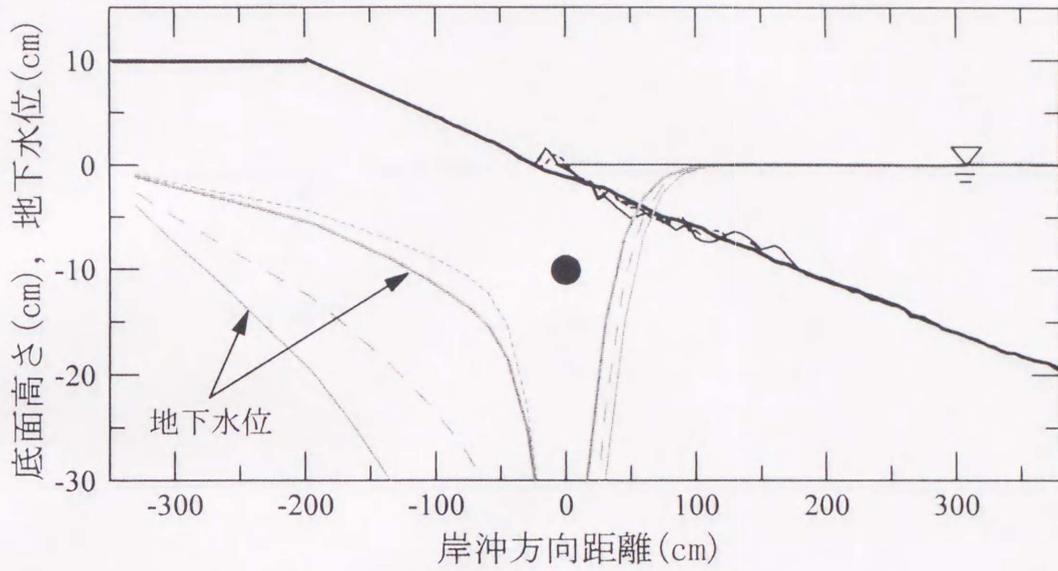


図 B. 26 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case D,
初期吸水量 : 1.36 liter/min, 砕波位置 : 80 cm)

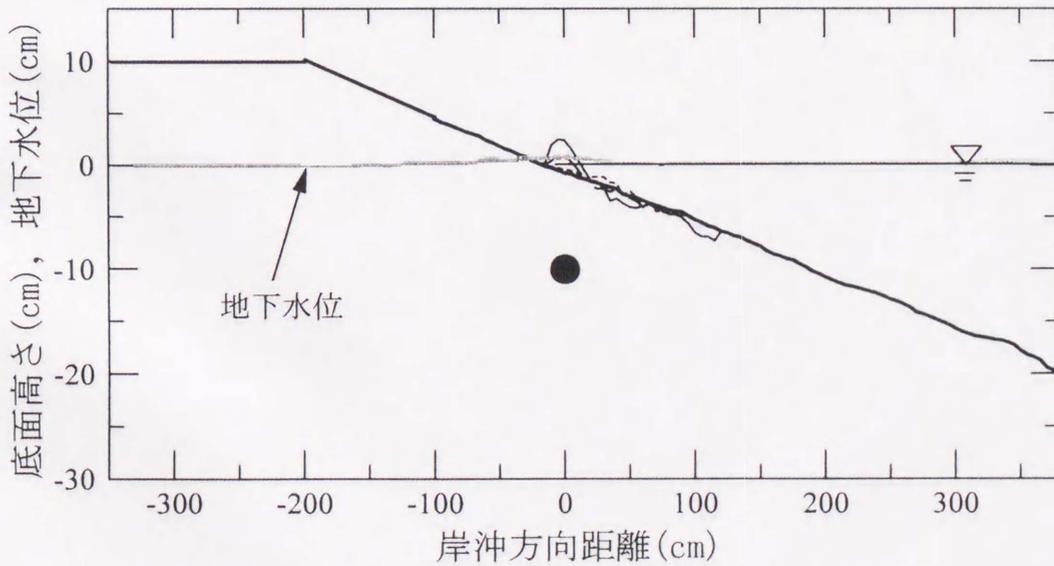


図 B. 27 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case E,
砕波位置 : 101 cm)

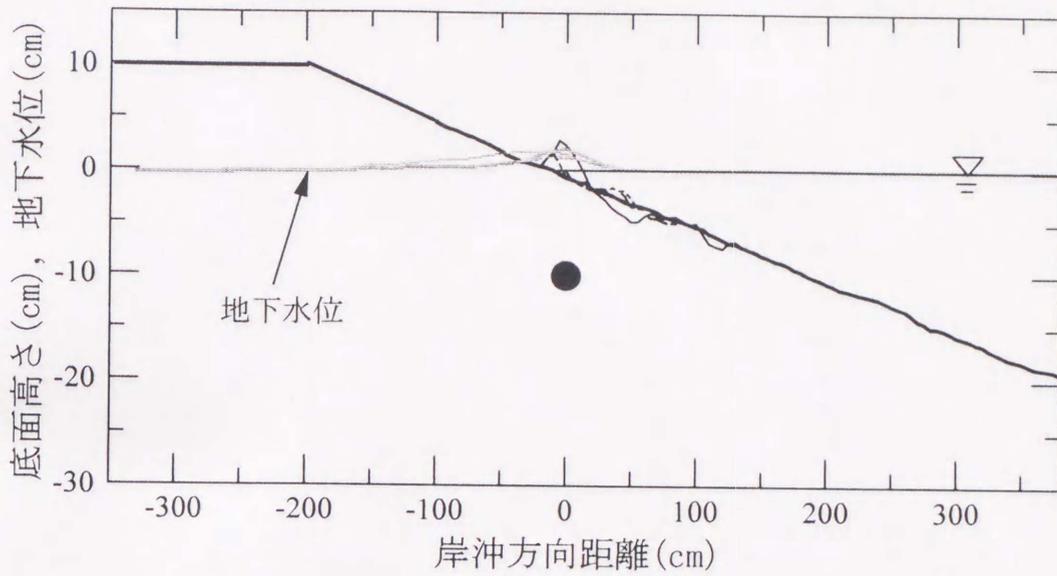


図 B. 28 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case E,
砕波位置 : 94 cm)

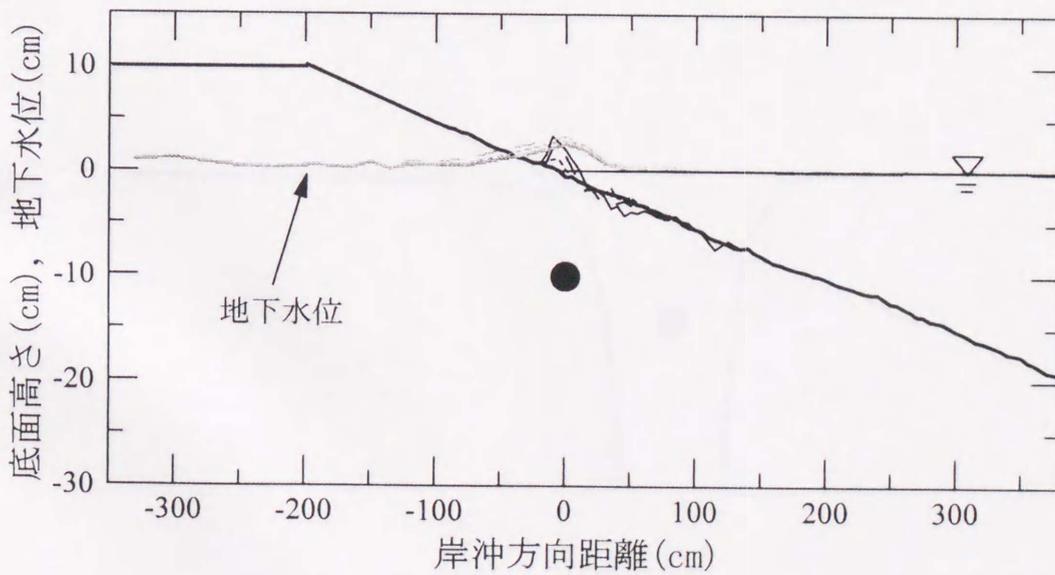


図 B. 29 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case E,
砕波位置 : 80 cm)

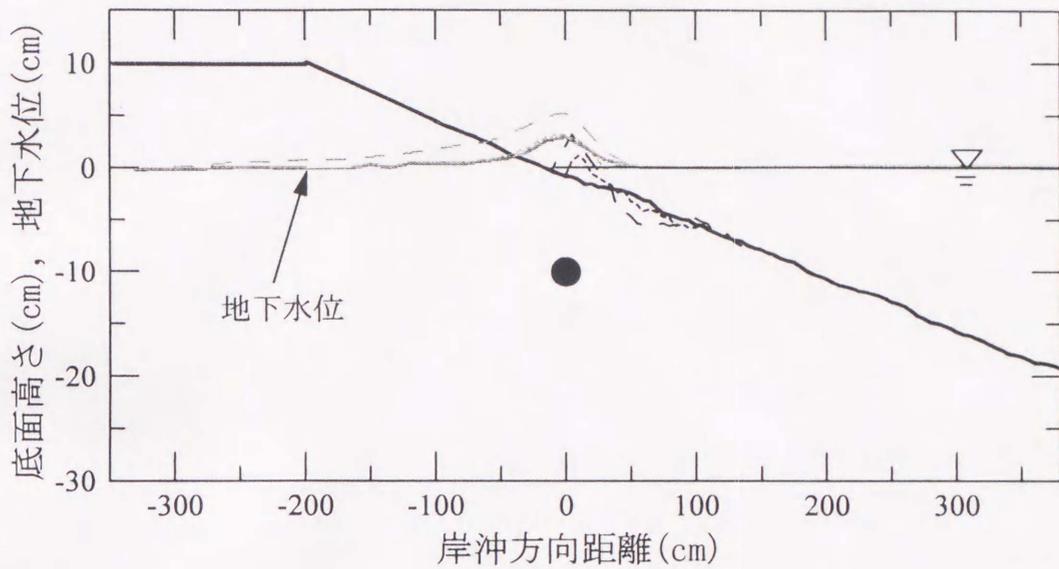


図 B. 30 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case E, 碎波位置 : 100 cm, 2 時間後にバームが大きく発達したため実験を中断.)

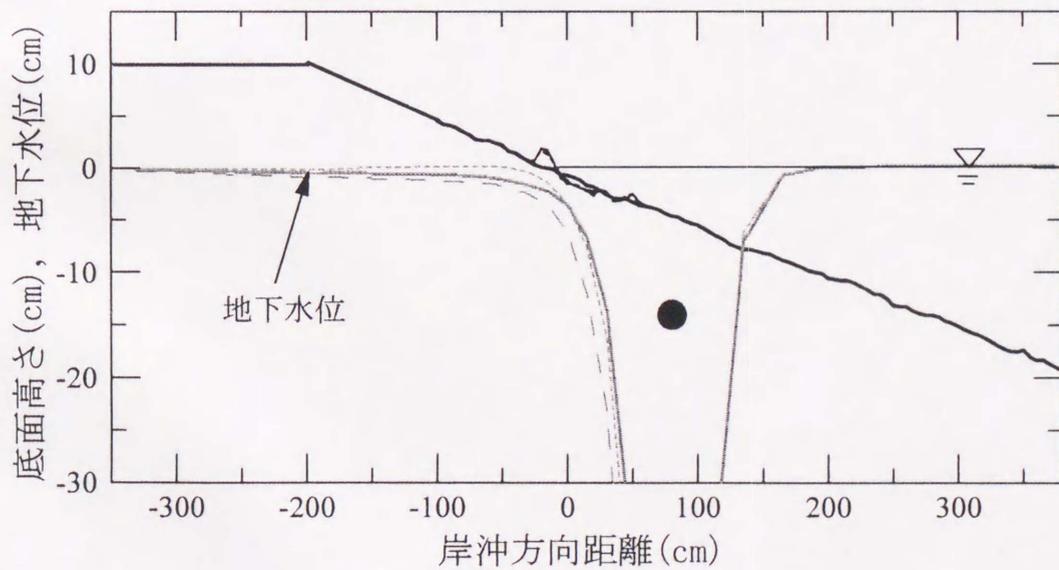
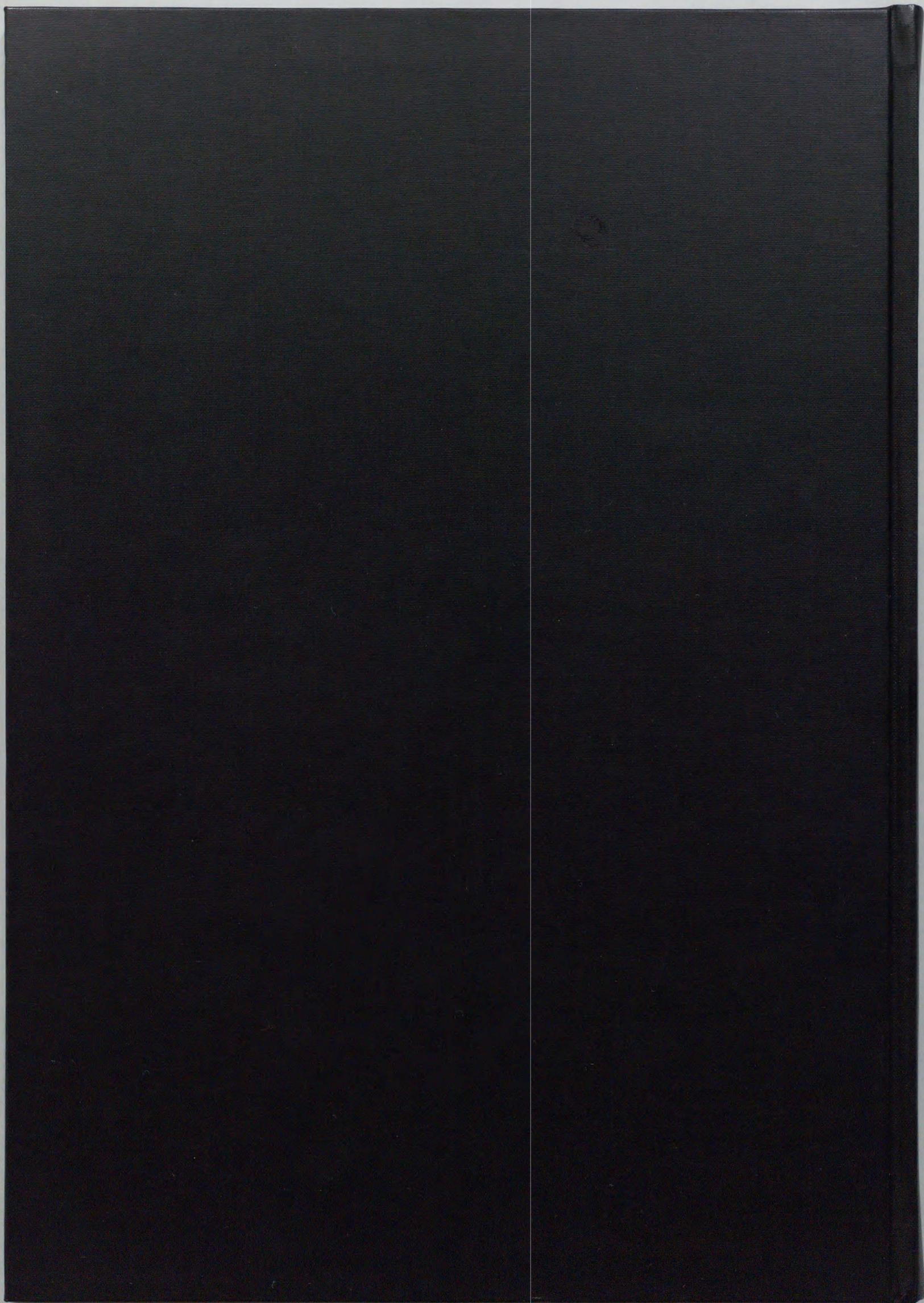


図 B. 31 海浜形状および地下水位分布の経時変化 (沖波条件 : No.4, Case F, 初期吸水量 : 2.69 liter/min,)



Inches 1 2 3 4 5 6 7 8
cm 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19

Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak



Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 **M** 8 9 10 11 12 13 14 15 **B** 17 18 19

