

海岸堤防堤脚部の洗掘について

榎 木 亨・川 崎 芳 一

EXPERIMENTAL STUDIES ON BEHAVIOURS OF SCOURING AT THE TOE OF SEADIKES BY WAVES

by Toru SAWARAGI and Yoshikazu KAWASAKI

Synopsis

The scouring at the toe of seadikes is an important problem in maintaining seadikes. Therefore, when the construction of seadikes is planned, the effective height of seadikes and the depth of scouring have to be determined under careful consideration. This paper presents the experimental result of scour due to waves.

In this paper, first, it is cleared that the wave action of scouring at the toe of seadikes is divided into two parts: occurrence of bed roller and sand movement along the bed, and four types of scour behaviours by the location of seadikes are revealed. Furthermore, it is found that the maximum depth of scour is approximately equal to the wave height in deep water and the location of seadikes where the maximum scour occurs is related to the depth of breaking of incident waves.

In addition, the scours at the toe of seadikes along Mie Coast due to Typhoon No. 13 and Isewan Typhoon are discussed based on this experimental result.

1. 緒 言

海岸堤防は海に直面して海岸に平行に築造され、波の作用から沿岸背後地を防護し安定させる機能を持ち、さらに防潮壁の機能もかね、高潮からの脅威を防ぐことを目的とした構造物であつて、古来から、わが国でも多くの海岸で用いられてきた。

しかしながら、その設計にあつては、十分な科学的究明が行なわれていないため、いわゆる技術者の経験によつて設計施工され、そこには何ら合理的な設計基準は存在していなかつた。この海岸堤防の設計に當つて考慮されねばならない事項として、海岸の越し波に関する堤防の有効高さの合理的な決定法と堤防維持の面から考えなければならない堤脚部の洗掘の二つがあげられる。この二つの事項のうち、堤防の有効高さに関しては、近年諸外国においても幾多の実験的理論的な解明が行なわれている^{1), 2), 3)}。わが国においても、昭和28年の13号台風以来の海岸災害により、その方面に関する研究が進み、その研究成果が発表されてきた^{4), 5), 6)}。しかしながら、他の洗掘に関する問題の究明は、機構の複雑さとその野外観測の困難さのために、その機構解明の緒すらも開かれていないといつても過言ではなく、その数少ない野外観測ならびに実験成果もいかに処理すればよいのかわからないままに放置されている。これらの数少ない従来の研究としては、Kurt Vollbrecht⁷⁾ の Usedom 島における観測がある。彼はこの観測によつて急斜面をもつた堤防前面の洗掘は、他の緩傾斜の堤防に比較して一般に激しいことを指摘したが、その洗掘の度合や過程に関しては十分な解析を行なつていない。また Russel と Inglis⁸⁾ は一定潮差を有する場合の実験を発表しているが、その研究も単に実験結果の集約にすぎず、その洗掘機構に関する何らの考察も行なつていない。

そこで著者は、まず洗掘現象の把握につとめ、洗掘の過程および洗掘の最大を示す深さと位置を対象として二次元の実験を行ない、その結果を次元解析により整理して、洗掘機構を今後いかに考えるべきかについて考察した。さらに模型の縮尺を変え、縮尺の効果を明らかにして実験結果の実際海岸への適用化に努め、三重海岸を対象として現存の海岸堤防に検討を加えた。

2. 実験及び実験値の解析

緒言で述べたように、その洗掘機構を力学的に解析することは現在のところ望むべくもないため著者は二次元実験によつてえられた実験資料を次元解析によつて解析し、堤防設置の位置、沖波の特性、底質の粒径などの各要素が洗掘深さの時間的変化や最大洗掘深さなどに対していかなる影響を及ぼすかを調べ、今後の理論的解析に際しての基礎資料となるように努めた。

模型堤防は Vollbrecht の結果から、もつとも危険と考えられる鉛直壁を対象とした。堤防設置に際しての海岸地形としては、まず無堤時の平衡海浜を作りその後に鉛直壁を設置し、再び同じ波形勾配の波を作用せしめた。なお堤脚部の測定は最初の 30 分間は 5 分間隔に行ない、つぎの 30 分間は 10 分間隔、その後の 60 分間は 15 分間隔、以後は 30 分間隔で測定した。この測定方法は、堤前面の海底変動が、波の作用後数十分間に非常に顕著であるという予備実験にもとづいたものである。

本実験に用いた波の特性は周期 $0.90 \sim 1.20$ sec, 沖波波高 $3.84 \sim 6.42$ cm, 沖波の波形勾配は $0.0286 \sim 0.0459$ である。

さて実験において、このような構造物を設置した場合、入射波の性質が変化することが懸念される。もちろん、海岸堤防を沖に出せば完全重複波となり、その特性も変化する。したがって、このような実験の場合、おのずからその堤防設置の位置も制限されてくるわけであるが、著者の実験の範囲では沖の方までこの堤防の影響は顕著にあらわれなかつた。

Fig. 1 は砕波の波形勾配と沖波の波形勾配を示したもので、堤防位置による変化を確かめようとしたものである。図中の実線は砕波指標から求めた値であり、無堤時の値と有堤時の値が同時にプロットしてある。これによると、若干堤防の影響があらわれているようであるが、まずこの程度の一致をみれば実験を行なつてもさしつかえないものと考えられよう。

つぎにこのような現象を解析する場合、いかなる諸量に関係するかを選出し、それぞれの無次元量に検討を加えていく。

まず幾何学的特性 (Geometrical characteristics) としては、堤防前面が水平面となす角度 θ 、堤脚部の初期水深 h_0 、洗掘深さ Δh 、洗掘巾 x 、実験水槽の水平部での水深 h_1 、波の特性 (Wave characteristics) としては、沖波の波高 H_0 、波長 L_0 、時間 t 、流体特性 (Fluid characteristics) としては、水の密度 ρ 、重力の加速度 g 、水の粘性係数 μ 、底質特性 (Sediment characteristics) としては、底質構成物質の平均粒径 d 、その密度 σ 、空隙率 λ 、Shape factor S_F の諸量を選びだすことができる。したがって、堤脚部の洗掘現象にはつぎの関係式が成立しなければならない。

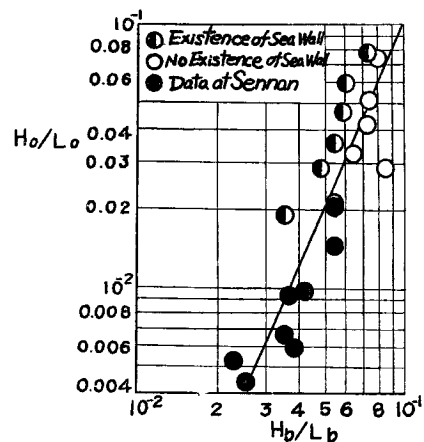


Fig. 1 Relationships between wave steepnesses in deep water and at breaking point

$$\phi_1(\theta, h_0, \Delta h, h_1, H_0, L_0, t, \rho, g, \mu, d, \sigma, \lambda, S_F) = 0 \dots\dots\dots(1)$$

$$\phi_1(\theta, h_0, x, h_1, H_0, L_0, t, \rho, g, \mu, d, \sigma, \lambda, S_F) = 0 \dots\dots\dots(2)$$

ここで dependent variable は Δh 及び x であるが、この研究においては洗掘深さ Δh のみを取り扱うことにする。 Π 定理を用いれば、(1) 式はつぎのような無次元量であらわされる。

$$\phi_2(h_0/H_0, t/T, H_0/L_0, \Delta h/H_0, R, h_1/L_0, d_0/H_0, \sigma/\rho, \lambda, S_F, \theta) = 0 \dots\dots\dots(3)$$

ここに $R = h_1 \cdot C/\nu$ 及び $T = \sqrt{2\pi L_0/g}$ であり、また $\nu = \mu/\rho$ 、 C は波速である。

(3) 式において、いま $\theta = 90^\circ$ とし、底質として σ/ρ 、 λ 、 S_F がほぼ一定値とみなされる砂を用いばこれらの要素は省略され、(3) 式は次式のように書きあらためることができる。

$$\phi_3(h_0/L_0, t/T, H_0/L_0, \Delta h/H_0, d/H_0, R, h_1/L_0) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

さらに(4)式における R は粘性の効果をあらわすが、波の進行距離も短かく、また洗掘の問題に粘性は重要な要素とは考えられないので省略することにする。

また h_1/L_0 の影響は、波が堤防に到達するまでの波高変化が h_1/L_0 によつてどのように異なるかという問題であつて、底面の摩擦の影響については Johnson 及び Putnam⁹⁾ によつて理論的および実験的に明らかにされている。

これによれば $h_0/L_0 \approx 0.1$ までの波高の変化はほとんどなく、4% 程度までの変化であることが明らかにされている。

以上の事実を考慮すれば(4)式は次式のように簡単にすることができる。

$$\phi_4(h_0/L_0, t/T, H_0/L_0, d/H_0, \Delta h/L_0) = 0 \dots\dots\dots(5)$$

以下これらの無次元量の相互関係を明らかにしていくこととしよう。

(a) 洗掘深さの時間的変化

時間の経過とともに、堤脚部の洗掘ないしは堆積が、どのように進むかという問題は、洗掘機構を解明していく場合、もつとも重要な課題の一つである。ここでこの洗掘深さの時間的変化及び次項で述べる最終洗掘深さや最大洗掘深さを論議するにあつて、(5) 式中 $d/H_0 \approx 0.005 = \text{一定}$ の条件の下で他の無次元量の相関々係をみることにし、 d/H_0 の影響については後で述べることにする。

実験を行なつてみると、この洗掘深さは時間の経過とともに一様に増大するものでなく、堤防の設置位置、入射波の特性などによつて Fig. 2 に示すような四つのタイプに分けられることがわかつた。

すなわち、Fig. 2 中の①のタイプは波が堤防に作用した直後短時間にある深さまで掘れ、それから時間の経過とともに、徐々にその深さが増大して平衡状態に到達するもので、この場合最終的な洗掘深さと最大の洗掘深さが一致する。

②のタイプは波の作用直後に最大の洗掘量を示し、時間の経過とともに埋め戻し効果が激しくなり、最終形状は最大洗掘深さと比較して、その洗掘量が著しく小さい場合である。

③のタイプは波の作用直後の洗掘深さが、あまり時間的に変化しないものである。

④のタイプは①のタイプと②のタイプの中間的なものであつて、波の作用後しばらくして最大洗掘深さを

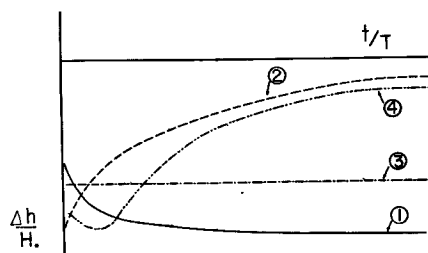


Fig. 2 Sketch of types of scour behaviours

示し、それ以後②と同様に時間の経過とともに埋め戻し効果が顕著にあらわれてくるものである。

以上のように洗掘深さの時間的変動がことなつた経過を示すことは洗掘機構が、それぞれの場合によつてことなることを示すものであり、洗掘の一律な取扱い方ができないものと考えられる。そこでこの四つのタイプがさきに述べた無次元量のいかなる値の場合にあらわれるものであるかを調べて、それぞれの場合の洗掘について考察を進めよう。

Fig. 3 (a), (b), (c), (d) は h_0/H_0 の値が (a) $0.25 < h_0/H_0 < 0.35$, (b) $0.35 < h_0/H_0 < 0.55$, (c) $0.55 < h_0/H_0 < 0.77$, (d) $0.77 < h_0/H_0$ の場合の洗掘深さの時間的変化を示す代表的な例であるが、(a) が Fig. 2 の①のタイプ、(b) が②のタイプ、(c) が③のタイプ、(d) が④のタイプをあらわしている。したがつて、Fig. 2 で示したタイプの分類は、 h_0/H_0 の値によつて決定されることがわかり、それぞれの領域を示す h_0/H_0 の値は Fig. 3 から、さきに述べた値をとることが明らかであろう。

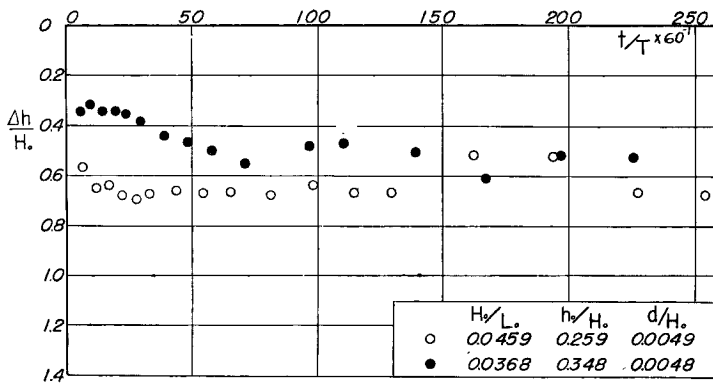


Fig. 3 (a) Change of scour depth with time in case of $0.25 < h_0/H_0 < 0.35$

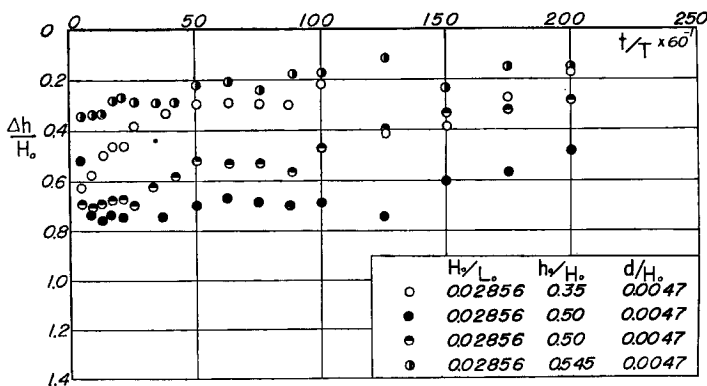


Fig. 3 (b) Change of scour depth with time in case of $0.35 < h_0/H_0 < 0.55$

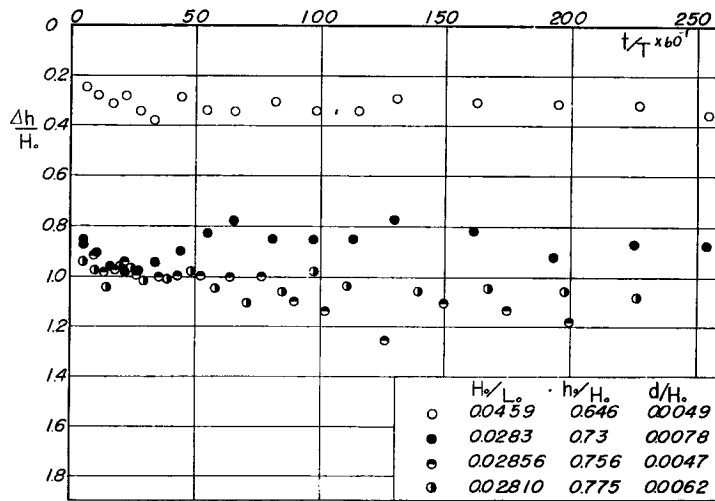


Fig. 3 (c) Change of scour depth with time in case of $0.55 < h_0/H_0 < 0.77$

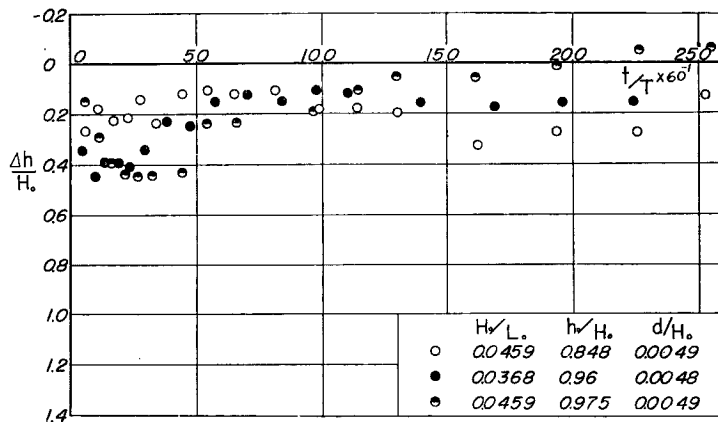


Fig. 3 (d) Change of scour depth with time in case of $0.77 > h_0/H_0$

さて、その洗掘深さは(a)~(d)を通じて波の作用後短時間の間にはほぼ最大の深さあるいはそれには近い値まで洗掘されるが、この初期洗掘は堤脚部に生じる渦〔レーボックの称する底面渦 (Bed roller)] によつて支配され、それ以後時間の経過とともに底部近傍の水の流れにともなう砂の移動の影響が顕著に生じるものであることが、この洗掘深さの時間的変化から推定される。この立場から以上の各場合の洗掘を考察してみよう。

(i) (a) の場合は堤防が非常に汀線に近い場合であつて、堤防に衝突する水の流れはその速度、波高ともに他の地点に比較して激減している。したがつてその初期洗掘の度合は小さく、かつ打ち上げ波による砂の移動量は小さいものと考えられる。そこで、堤防による反射によつて無堤時のときよりも大きい戻り流

れがおこり、砂の沖側への移動量が多くなり、その結果、徐々に洗掘が進み、砂は沖の方に移動する。

(ii) つぎに (b) の場合には、波の作用直後に生じる初期洗掘は底部に沿う砂の移動よりも効果が大きく、ある深さまではれるが、無堤時の砂の移動量推定図¹⁰⁾からも明らかなように岸方向漂砂が著るしく大きいので、堤前面に生じる洗掘部分を徐々にうめもどしていく。

(iii) (c) の場合は最終砕波点近傍に堤防を設置した場合であつて、この地点では波による漂砂量の一周期の平均が 0 となり、初期洗掘を維持するにとどまるであろう。

(iv) (d) は最終砕波点より沖側の地点に堤防を設置する場合であつて、この地点では波は重複波の性質を著るしくおびることになり、したがつて初期洗掘も (i)～(iii) のように激しい変化を示さず、渦による洗掘も最大の深さに到達するまでにある程度の時間を必要とするのである。しかし、この渦による洗掘が最大となると Longuett-Higgins¹¹⁾ が示したように重複波の水の質量輸送速度が正となり、それにとまつて漂砂の移動も岸に向う方が卓越するようになり、埋めもどし効果があらわれてくるものと考えられる。

以上堤防設置位置によつて洗掘機構がことなることを示したが、要するに堤脚部の洗掘はダムや水門などからの放流水による洗掘と類似した渦による初期洗掘と、底部に沿う漂砂の移動による洗掘、堆積機構の二つの運動機構をわけて考えねばならない。しかしながら、初期洗掘を解析するにあたつても、河川の放流水による洗掘と同様に噴流の洗掘機構をそのまま直ちに適用するのには大きな疑問があり、さらに適用できたとしても堤防に衝突した波が壁面に沿つてどのような流速分布をもつ流れに遷移するかわからない現在では、その理論的解析は非常に困難である。また底部に沿う漂砂量分布も堤防によつてどのように変化するかは現在のところでは明らかにされておらず、なお多くの問題を今後に残している。

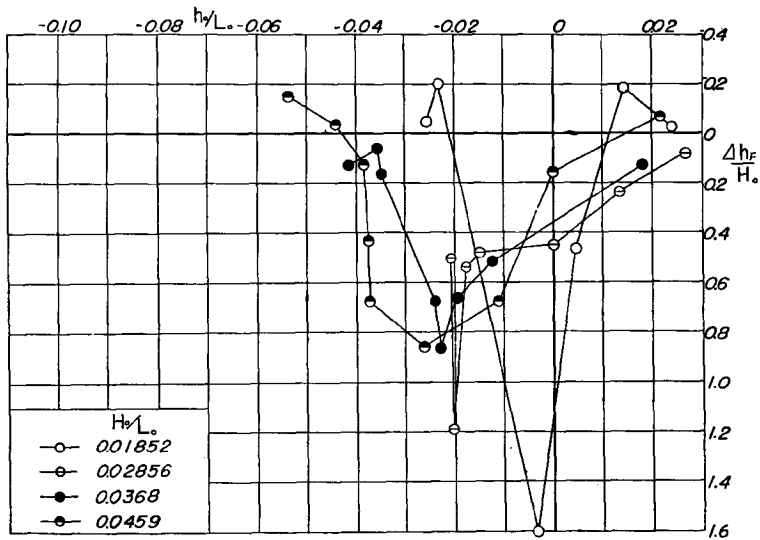
(b) 最終洗掘深さについて

つぎに海岸に長時間波が来襲した場合、堤防前面はその波に対応してどのような深さにおちつくかということは、洗掘機構の解析の上から興味深いことがらである。無堤時の海浜変形においても浸食も堆積も生じない終局の形状があつたと同様に、この堤防前面の深さも時間の経過とともに洗掘深さの変化の割合が減少し、定常状態に到達していることが、わかる。もちろん、初期洗掘深さが d/H_0 によつて影響するであろうから、最終洗掘深さも、その底質の粒径、入射波の波高などによつて変化すると考えられるが、ここでは $d/H_0=0.005$ の場合、各堤防設置位置の変化にともなう洗掘深さの変化について考察することとし、 d/H_0 の影響については項をあらためて検討することにする。

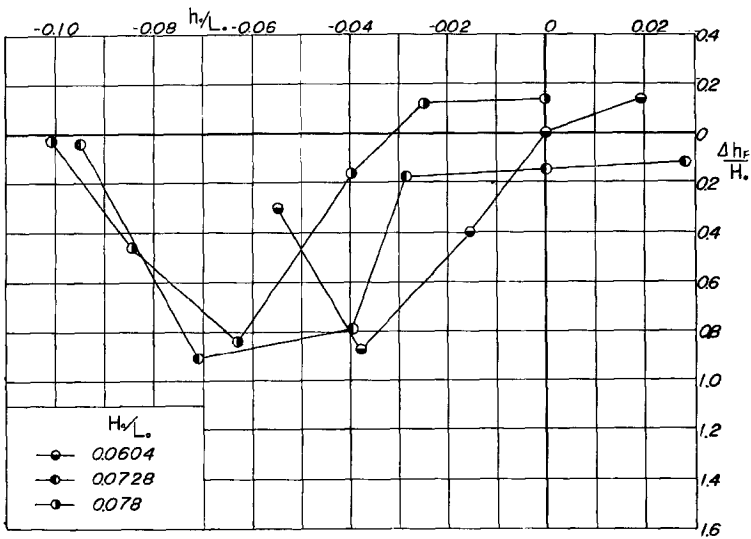
Fig. 4 は沖波の波形勾配 H_0/L_0 をパラメーターにして h_0/L_0 の変化にともなう最終洗掘深さ Δh_F の変化を示したものである。この一連の図からわかるように、沖波の波形勾配のいかんにかかわらず、最終洗掘深さ Δh_F は、堤防前面の初期水深が増加するにともなつて増大していくが、ある水深を越えると、その洗掘深さは減少しはじめる。この最終洗掘深さの最大値を示す位置は波形勾配によつてことなり、波形勾配が大きくなるにしたがつて沖の方に移動していく。最大の最終洗掘深さがおこる堤防の設置水深 h_m と波形勾配との関係を実験結果から求めると Fig. 5 のようになる。

この図に示すように、 H_0/L_0 の変化にともなつて h_m/L_0 が変化することについて、著者は H_0/L_0 にともなつて変化する波の要素として第一に考えられうるものが無次元表示の砕波水深であることから、 h_m が砕波水深 h_b と関係があるのではないかと考えた。

Fig. 6 はこの砕波水深と h_m との差をとつた無次元量と H_0/L_0 との関係を示したもので、この図によれば、 H_0/L_0 に関係なくほぼ $(h_b - h_m)/L_0$ が一定値をとることがわかり、砕波点よりわずかに岸側の地点で最終洗掘深さの最大がおこる。この地点は最終砕波点に相当するが、最終砕波点近傍で最大の最終洗掘深さ



(a)



(b)

Fig. 4 Relationships between final depth of scour,
location of seedikes and wave characteristics in
case of $d/H_0' = 0.005$

を示す理由は、現在では洗掘機構の解析が十分でないので、理論的な説明をすることはできないが、つぎのように考えればうまく説明できるようである。すなわち、波は砕波点に近づくにつれて、その波形は孤立波の様相を示し、その水の容量も波の峯の部分に集中し波高も高くなっていく。したがって峯において単位長さ当りの水の質量は沖波に比較して急増する。また峯の部分の水粒子の速度がこの地点で最大となり、最終

砕波点での水粒子のとび出そうとする速度は著しく速くなることが、石原博士¹²⁾らの電気係数管を用いた実験結果において明らかにされている。これらの峯部分の質量の急増、および水粒子の速度の増大から、最終砕波点における水のもつ運動量は他の地点に比べて著しく大きく、このように大きな運動量をもつ水塊によつて生ずる初期洗掘は、他の地点にくらべて大きいものとなることが推定できる。この推定は、この地点で波のはねり高さが最大になることによつても十分確かめられる事柄である。洗掘深さの時間的変化からもわかるように、初期洗掘の大きさが洗掘深さを大きく支配し、かつまたこの地点が Fig. 2 の③の関係を示す領域で初期洗掘深さを維持することから、最大の最終洗掘深さを示すものと考えられる。

つぎに、 $\Delta h_F/H_0$ と h_0/L_0 の関係において、 H_0/L_0 の影響を考察してみれば、Fig. 4 からわかるように、 H_0/L_0 の小さい波は h_0/L_0 の変化にともなう $\Delta h_F/H_0$ の変化が急激で、 H_0/L_0 が大きくなるにしたがつてその変化も緩やかになる。これは H_0/L_0 による砕波型の変化に原因するもので、波形勾配の大きい波は砕波において崩れ波となり、最終砕波点前後において水粒子速度の顕著な差がみられないが、波形勾配の小さい波は巻き波型の砕波を示すため、最終砕波点近傍の水粒子の速度が他の地点に比較して著しく大きな値を示すためであろう。

(c) 最大洗掘深さについて

(a) 及び (b) においては、洗掘機構の解析にあたつて、どのような考えにもとづいて論議をすすめれば、この複雑な現象を解析できるかという立場にたつて、洗掘深さの時間的変化及び最終洗掘深さの面から考察をすすめた。

しかしながら、海岸堤防の維持、根固め工の設計など工学的な目的から考えれば、最も危険な洗掘の最大深さをとりあげなければならない。もちろん、この洗掘最大深さはその堤防の設置位置にともない、Fig. 2 の各曲線からわかるように、初期洗掘深さに一致する場合もあれば最終洗掘深さに対応する場合もある。

Fig. 7 は $d/H_0 \approx 0.005$ の場合に、 $H_0/L_0 = 0.0286$ 及び 0.0459 の波に対する堤防位置と最大洗掘深さとの関係を示したものである。この図からわかるように、その変化の模様は Fig. 4 の最終洗掘深さの場合と全く同じであつて、その最大値をとるのはやはり、最終砕波点に堤防をおいた場合であることがわかる。またその地点の洗掘深さはほぼ入射波の波高にひとしく、洗掘深さが波高にほぼひとしいという Russel および Inglis が実験によつてえた事実は、洗掘に関してもつとも危険な位置の最大洗掘深さを示したものであることが明らかになった。

したがつて、堤防設計に当つては、堤防設置の位置いかににかかわらず、常にその根入れの深さが波高分だけ必要とするものでないことは、Fig. 7 から明らかであり、その堤防設置位置にとらみあわして考慮する必要がある。さらにこの最大洗掘深さには初期水深が非常に重要な要素となり、波の来襲時の潮位をどのように選ぶかという重要な問題がおこる。これは高潮の予知とも関連して、慎重に決定しなければならない。

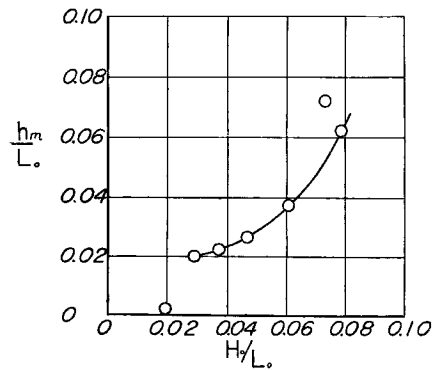


Fig. 5 Relationships between h_m/L_0 and H_0/L_0

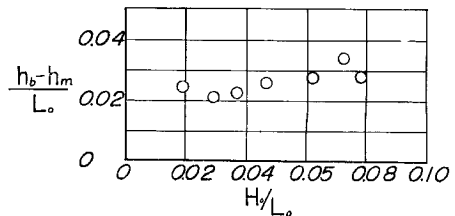


Fig. 6 Relationships between $(h_b - h_m)/L_0$ and H_0/L_0

い。

(d) 洗掘深さに及ぼす模型縮尺の効果

以上は d/H_0 がある一定の値をもつ条件の下での洗掘深さの実験結果にもとづいて、 t/T 、 H_0/L_0 、 h_0/L_0 の影響について論議をすすめてきた。しかし次元解析法によつて求められてきた洗掘深さは、これらの無次元量以外に d/H_0 が影響することがわかる。この d/H_0 の影響を明らかにすることは、(b)、(c) で明らかにした実験結果を現地に還元した場合、どのような底質をもつ海岸に相当するかという推定を可能にするものである。

著者は洗掘深さに及ぼす d/H_0 の影響をみるため、 H_0/L_0 及び h_0/L_0 を一定とし、波高 H_0 を変化させて d/H_0 のことなる場合について実験をくり返した。

Fig. 8 は H_0/L_0 が 0.0286 の波について h_0/L_0 が 0.01, 0.015 及び 0.0218 のそれぞれの場合に H_0/d の値を変化させて、最終洗掘深さに及ぼす H_0/d の影響を示したものである。この場合、最終洗掘深さは h_0/L_0 の値のいかんにかかわらず、 H_0/d が増加するにしたがつて $\Delta h_F/H_0$ は小さくなっている。このことは著者らがすでに発表した漂砂

量公式¹⁹⁾で H_0/d が大きくなれば波による砂粒の限界流速 u_c に比し u が大きくなることから、 H_0/d の増加にともなつて、洗掘深さがその埋め戻し漂砂の影響を顕著にうけることを示唆するものと思われる。

以上洗掘に及ぼす模型縮尺の効果に関する実験結果を述べたが、その効果の定量的な解析については、さらに多くの実験を行なわなければならない。

3. 三重海岸への適用結果について

鳥羽より四日市にいたる海岸線は昭和28年の13号台風、昭和34年の伊勢湾台風という大きい台風によ

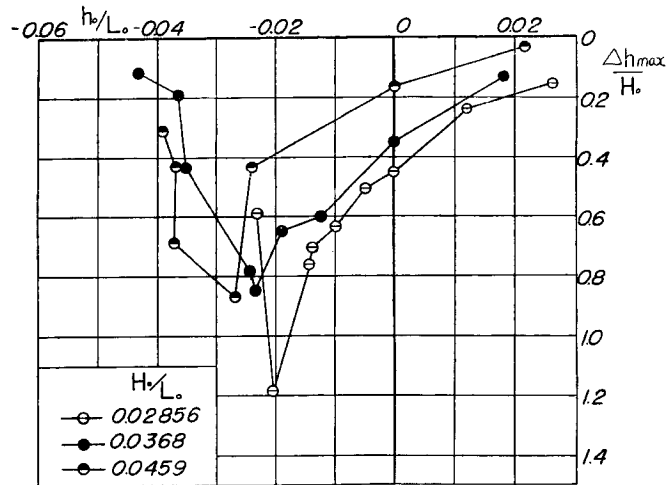


Fig. 7 Relationships between maximum depth of scour and h_0/L_0 in cases of $H_0/L_0 = 0.0286$, 0.0368, and 0.0459

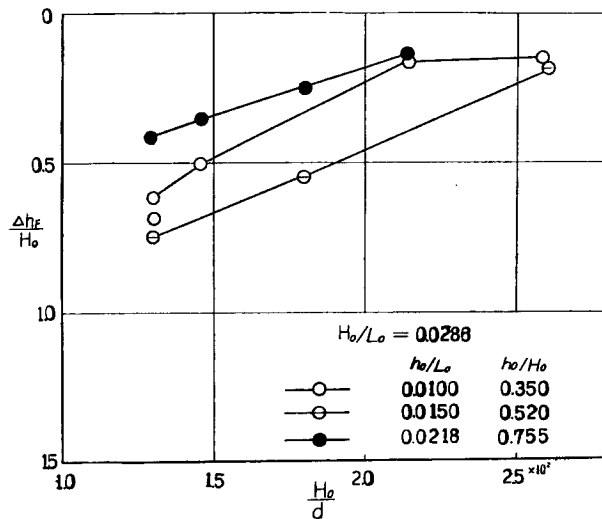


Fig. 8 Effects of grain size on the final depth of scour

り広範囲な海岸災害をひきおこした。これら海岸堤防の破壊の原因は主として波の越波によるものと考えられるが、ここでは、堤防前面の洗掘に注目して、既施工の海岸堤防が、これらの台風による風浪に対して十分安全かどうかを、上記両台風による気象記録を用い、2.の基礎実験結果から検討する。なお、基礎実験は直立壁の結果であり、傾斜した法面勾配をもつ現地の海岸堤防に、その結果を適用することは非常に疑問があるが、一応参考のためにその結果を記すこととした。Fig. 9 は三重海岸の地形図である。

(a) 計画潮位及び計画波浪

実験においても明らかなように、洗掘現象は堤防前面の水深が極めて重要な要素であるから、その計画潮位の決定は慎重に行なわなければならない。この決定法についても種々議論があり、気象条件を考慮した決定法においてもあとにのべる計画波浪決定の場合と同様、なお気象条件の想定法が論議の範囲をでないものである。ここでは13号台風後の堤防設計の場合と同じく伊勢湾台風時の各地の最大偏差を望望平均満潮位に加えたものを

Table 1 The design sea water level for Isewan Typhoon

Place	Design sea water level (T.P.+) (cm)
Toba	253
Matuzaka	338
Kuwana	410
Nagoya	485

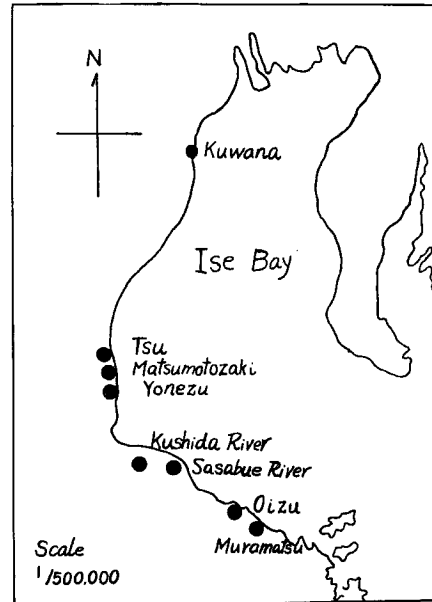


Fig. 9 Map of Mie Coast

採用することにした。これによれば13号台風時の計画潮位は一律に T.P.+2.90m であり、伊勢湾台風時は Table 1 に示すような計画潮位をとる。

つぎに計画波浪の算定にあたっては、陸上の風の記録を海上の風に補正しなければならない。そこで著者は伊勢湾台風に対しては京都大学気象学研究室において想定した気象図を用い、計画風速 35m/s、吹送時間2.5

Table 2 Wave characteristics ① : Typhoon, No. 13, ② : Isewan Typhoon

Place	Steepness of deep water waves		Wave period (sec)		Coefficient of wave refraction K_b		Equivalent wave height of deep water wave H_0' (cm)	
	①	②	①	②	①	②	①	②
Matsumotozaki	0.0460	0.044	7.0	8.0	0.82	0.44	287	189
Yonezu	0.0463	0.044	7.0	8.0	1.05	0.33	369	142
Aikawa	0.0463	0.044	7.0	8.0	0.90	0.45	313	193
Kumozu River	0.0469	0.0451	7.0	7.5	0.86	0.46	305	184
Kushida River	0.0469	0.0451	7.0	7.5	0.86	0.34	305	136
Sasabue Rive	0.0480	0.0462	6.3	7.0	0.86	0.89	258	310
Oizu	0.0480	0.0462	6.3	7.0	1.26	0.32	378	112
Muramatsu	0.0480	0.0462	6.3	7.0	1.26	0.27	378	94.5

時間、風向 SE として、S.M.B. 法を用いて波の追算を行なつた。13号台風時の波に対しては風速 25m/s、風向 NE、最小吹送時間 5 時間として、同様に S.M.B. 法を用いて求めたが、その結果を Table 2 に示す。

(b) 底質

三重海岸の北岸は比較的細かい砂で形成された砂浜海浜であり、南部にいくにしたがつて汀線付近は数 mm の大きさをもつ礫を含んだ海岸底質に変化していく。Table 3 はこの各地点の平均粒径と Table 2 において求めた来襲波の波高と粒径の比を示す。

(c) 堤脚部の洗掘深さ

(a) で述べた計画潮位及び各地点における地形測量の結果を用いて、各地点の異常高潮時における堤防前面水深を求めると Table 4 に示すような値をとる。また実験結果を用いて各地点の最大洗掘を示す水深を求めると Table 5 のような値を示す。Table 4 及び Table 5 から 13号台風の場合は、各地点とも最大洗掘を示す水深より初期水深の方が浅いことがわかり、一方伊勢湾台風時の場合においても、村松地区以外は各地点とも最大洗掘を示す水深より初期水深の方が浅いことがわかる。ただ村松地区においては異常高潮の上昇時に最大洗掘を示す場合が生じてくる。したがって、この地区においては、計画潮位時が最大の洗掘深さを示す最悪の場合でないことに留意しなければならない。さらに Table 3 に示したように各地点で H_0'/d の値がことなるが、実験がほぼそのまま適用できるのは伊勢湾台風時の南部海岸であつて、それ以外の場合はさらに大きな H_0'/d の値を示している。洗掘深さは H_0'/d の値が増加するにしたがつて小さくなることから実験結果から算定する値より実際の海岸の場合は小さくあらわれることが推定される。そこで、 $H_0'/d \div 2.2 \times 10^3$ の場合の結果を用いて、最大の洗掘深さを求めると Table 6 のような値を示す。

この結果からみると、三重県南部の海岸においては 13号台風時のような NE 方向の風の場合に潮位が低くても大きな洗掘深さを示し、危険な度合は大きくなる。一方、北部海岸においては、SE 方向の風の場合でも潮位の大きい伊勢湾台風をモデルとした場合の方が大きくあらわれてくる。伊勢湾台風の後、著者らが松本崎及び米津海岸において調べた洗掘深さが、ほぼ 2 m 内外であつたことから、この推定はほぼ正しいと思われる。

以上は前にも述べたように、この三重海岸の直立堤防を仮想したときの推定値であつて、一般にこの海岸堤防は標準断面で 1 割 5 分勾配の傾斜をもっている海岸堤防であるから、直ちにこの採用をすることはできないが、堤防前面の洗掘が予想以上に大きいものであることを注意しておきたい。

Table 3

Place	Grain size (mm)	H_0'/d	
		①	②
Matsumotozaki	0.5	5.75×10^3	3.78×10^3
Yonezu	0.5	7.16×10^3	2.84×10^3
Oizu	3.0	1.26×10^3	3.73×10^3
Muramatsu	2.0	1.88×10^4	5.55×10^3

Table 4 Values of water depth at the toe of seadike in cases of Typhoon No. 13 and Isewan Typhoon

Place	Typhoon 13 (T.P. +2.9m)	Isewan Typhoon (T.P. +3.38m)
Matsumotozaki	+0.70m	+1.18m
Yonezu	-0.10	+0.38
Oizu	+0.60	+1.08
Muramatsu	+1.40	+1.88

Table 5 Water depth at the toe of seadikes in case of the maximum scour

Place	No. 13 Typhoon	Isewan Typhoon
Matsumotozaki	+1.51m	+1.65m
Yonezu	+2.66	+1.46
Oizu	+2.50	+1.13
Muramatsu	+2.50	+0.98

4. 結 語

以上、著者は洗掘深さに関して、実験的にその最大洗掘深さ及び最大洗掘深さを生じる水深を求め、それを三重海岸に適用して13号台風、伊勢湾台風時の洗掘深さに対して検討を加えた。しかしながら、その堤防の法面勾配の影響、底質粒径の効果などまだ十分な検討がなされておらず、さらに洗掘機構の力学的な解明に関してはなお今後に残されている。最後に本研究に対して終始御指導を賜った石原教授、岩垣教授に深謝の意を表する次第である。

Table 6 The maximum depth of scour

Place	Typhoon No. 13	Isewan Typhoon
Matsumotozaki	1.20m	1.95m
Yonezu	0.655	1.85
Oizu	1.01	1.89
Muramatsu	2.00	1.65

参 考 文 献

- 1) Granthem, N. : Wave Run-up on Sloping Structures, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 34, No. 5, Oct. 1953, pp. 720-724.
- 2) Saville, Th. Jr., and Caldwell, J. M. : Experimental Study of Wave Over-topping on Shore Structures, Proc. Minesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 261-269.
- 3) Sibul, O. J. and Tickner, E. G. : Model Study of the Run-up of Wind Generated Waves on Levees with Slope of 1 : 3 and 1 : 6, Beach Erosion Board, Tech. Memo., No. 67, Dec. 1955.
- 4) 佐藤清一：海岸堤防の設計について，土木学会海岸工学講演会講演集，昭 29.11，pp. 105-112.
- 5) 石原藤次郎，岩垣雄一，鈴木雄太：海岸堤防の設計，特にその有効高について，土木学会海岸工学講演会講演集，昭 30.11，pp. 57-70.
- 6) Kato, J. : Shapes of Shore Structures (Dikes) and Its Damping Effect for Wave Forces, Coastal Eng. in Japan, Vol. 2, 1959, pp. 73-84.
- 7) Kurt, Vollbrecht : Strand-Abtragung durch Wellen Reflexion an Steilwänden Küsten Chutzbauten, Wasser und Wirtschaft, 1954.
- 8) Russel, R. C. H. and Sir Claude Inglis : The Influence of a Vertical Wall on a Beach in Front of It, Proc. Minesota Intern. of Hydraulics Convention, 1953.
- 9) Johnson, J. W. and Putnam, J. A. : The Dissipation of Wave Energy by Bottom Friction, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 30, 1949.
- 10) Ishihara, T., Sawaragi, T. and Amano, T. : Fundamental Studies on the Dynamics of Sand Drifts, (Report 1 and 2), Coastal Eng. in Japan Vol. 2, 1959, pp. 35-53.
- 11) Longuett-Higgins, N. S. : Mass Transport in Water Wave, Phi. Trans. Loy. London, Vol. 245, 1953.
- 12) 石原安雄，岩佐義朗，絹川定：電子管式時間測定器とその応用，土木学会水理研究会講演会前刷，昭 33.5，pp. 9-10.
- 13) 石原藤次郎，榎木亨：漂砂の移動限界流速，限界水深及び移動量について，土木学会海岸工学講演会講演集，昭 35.11，pp. 47-59.