

海岸堤防の水利

三 井 宏

1. まえがき

海岸工学は第2次世界大戦終了後、急速に発達したが、わが国では終戦後まもなく開始された皆生海岸における浸食対策が海岸工学の始まりと思われる。当時、食糧事情の困難に耐えつつ現地調査に出向いて、日野川からの供給土砂量の減少が原因であることをつきとめ、対策工法として突堤群を採用している¹⁾。その後、昭和28年の13号台風により、伊勢湾沿岸は高潮により大きい災害を受けた。災害復旧海岸堤防の設計には、佐藤清一博士によれば、なみなみならぬ苦労があったようである。たとえば、浅い湾内に発生する波を推算するため、いろいろ文献を探して、伊勢湾と条件のよく似た米国の五大湖での観測資料に基づき Molitor 公式を見つけたこととか、波が海岸堤防に入射すると、どの程度打上がるのかを知るために模型実験をやったことなどである。なお当時、海岸堤防の表のりがオランダの締切堤のように緩勾配であると、のり面上で碎波が起って不都合であること、また堤体土が不等沈下しやすいことなどのために、伊勢湾では急勾配にしたそうである。このとき以後、わが国の海岸工学は急速に発展し、現在では文献調査に手間どるほど数多くの研究成果が発表されるに至っている。

表題は「海岸堤防の水利」であるが、ここでは堤防への波の打上げを中心とし、その定性的な性質を概括するとともに、2, 3の問題点を提示する。電子計算機の出現により、従来不明であった精密な数値解、たとえば緩勾配の自然海岸への波の打上げ高など、を得ることが可能になったが、その反面、気が遠くなるような長い計算と多大の労力を必要とするほか、特定の条件にとらわれすぎて、全般的な性質を広い視野に立って検討することを忘れる恐れが出てくる。

現在でも、海岸堤防の越波や打上げなどは、それぞれの現地について模型実験を行うのが簡便で確実な方法であろう。こうした時には、それらに影響する諸因子の全般的な性質をあらかじめ知っておき、さらに、与えられた計画・設計条件のみについてだけではなく、それらを含むさらに広範囲の条件に対して実験をしておく必要がある。たとえば、航空工学における抗力係数のように、ある Re 数を過ぎると不連続的にその値が急変するようなことが、海岸の水利現象においても起らないとは限らないからである。

2. 打上げ高に影響する諸因子

2. 1 相対水深

図一は前節に述べた昭和28年の伊勢湾台風(13号)を対象とした災害復旧海岸堤防を設計するとき基礎となった模型実験結果である。縦軸における R は静水面から測った鉛直距離として定義される打上げ高で、 H_0 は相当深海波高である。現在でもほとんどの研究者がこの相対打上げ高 R/H_0 を用いている。パラメタは相当深海波の波形勾配 H_0/L_0 である。横軸における h は堤脚水深で、この場合、相対水深は深海波の波長 L_0 による h/L_0 である。この図も含め、以下の図に共通して、縦

軸には求めたい目的の量、この場合なら R/H_0 をとり、横軸にはその量に対する影響を知りたい因子をとるものと解釈することにする。この考え方により図-1を眺めると、つぎのような R/H_0 に対する h/L_0 の影響がわかる。すなわち、この図には明記されていないが、それぞれの波形勾配において、ほぼ碎波点となるような h/L_0 のとき、 R/H_0 は極大となる。これよりも h/L_0 が小になるにつれて、0にはならないがそれに近い値に R/H_0 は減少する。また、これよりも h/L_0 が大になるにつれて重複波となり、 R/H_0 は2.0より少し大きい値に収束する。

上述とほぼ同じ整理法を用いてはいるが、注目すべきと思われるのは、縦軸の R/H_0 のかわりに $(R+h)/H_0$ をとった岩垣・島・井上³⁾の方法である。工学的に重要なのは、構造物の静水面上の高さではなく、堤脚からの絶対高さであるという考えにこの表示法は立脚するものであろう。この考え方をさらに押し進めると、波力や基礎の洗掘をも考慮に入れて構造物の工費を問題とすることになる。

2. 2 波形勾配

図-2は豊島・首藤・橋本による実験結果の一部である。⁴⁾ h/L_0 が0に近い場合を除くと、それぞれの h/L_0 の値に対応して、ある波形勾配 H'_0/L_0 のときに R/H_0 は極大となっている。パラメタおよび横軸の量の分母が L_0 で共通であり、したがってつぎのように解釈できる。すなわち、堤脚水深 h および波の周期がきまっている場合、その堤脚水深付近で碎波するような入射波の波高のときが、

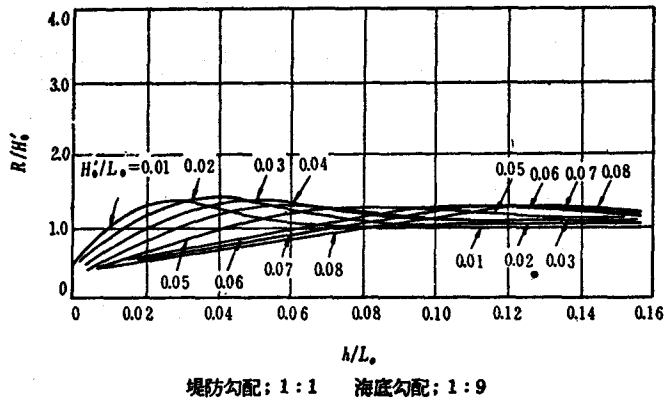


図-1 h/L_0 の影響

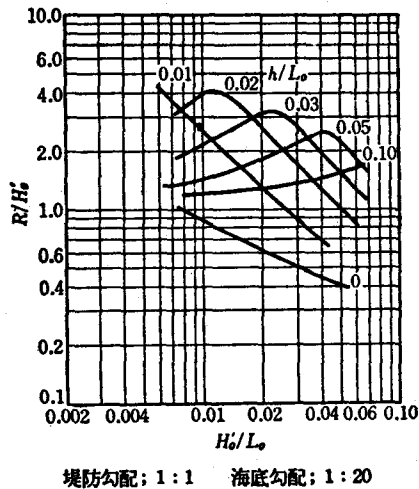


図-2 H'_0/L_0 の影響

R/H_0 は極大となる。ここに、 R/H_0 が極大になるのであって、 R そのものが極大になるのではないことを強調しておく。 h/L_0 が0に近い場合、 H_0'/L_0 が大になるにつれて R/H_0 は単調に減少しているが、上述のように、 R そのものも減少しているとは限らないのである。

2. 3 断面形状

海岸堤防の断面形状で、まず問題となるのは表のり勾配である。図-3は $1/10$ 勾配の海岸斜面上に $1/30 \sim 1/5$ の単純勾配の滑面壁を設置したときの Saville の実験結果である。相対堤脚水深 h/H_0 は図中に記入した範囲の値で碎波点を含んでいる。横軸はのり面勾配の逆数である。 H_0'/L_0 の値によって相違はあるが、のり面勾配の逆数が1.5~3のとき、 R/H_0 は極大となるようで、高田⁵⁾が指摘している表のり面上でちょうど碎波する限界のり

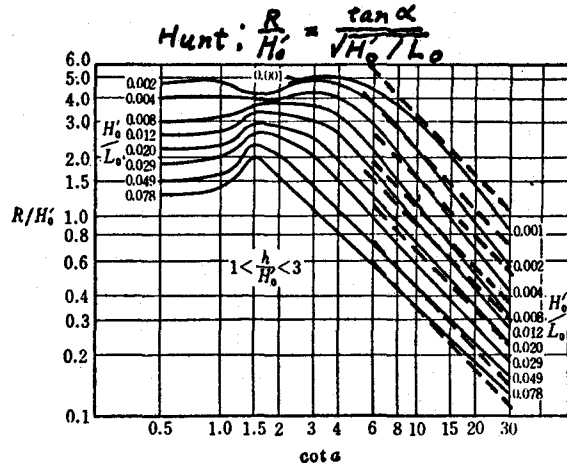


図-3 表のり勾配の影響

面勾配に対応するものと考えられる。これよりも勾配がゆるくなると R/H_0 は単調に減少するのが認められる。この性質は Hunt の提案したつぎの実験公式においても同様である。

$$R/H_0 = C_p \tan \alpha / \sqrt{H_0'/L_0} \quad \text{-----(1)}$$

図-3に併記してある破線は上式で $C_p = 1.0$ としたときの値で、これも H_0'/L_0 により相違があるが、だいたい $1/2$ より緩勾配の堤防に対して Saville の曲線と一致している。

以上は単純勾配の表のり面をもつ海岸堤防に関するものであるが、Saville はこれらの結果を利用して、複合勾配の表のり面をもつ海岸堤防への打上げ高を推定する方法を提案している⁷⁾。碎波点より沖側に設置されたこの表のり面上での碎波位置を孤立波理論による碎波指標で求め、仮想勾配により試算的に R を求める方法で、実験結果とよく一致するようである。

つぎに問題となるのは、表のり面の滑・粗、透過・不透過である。⁸⁾図-4は滑面壁とこれを消波工で被覆した場合の打上げ高を比較した Saville の実験結果である。こうした消波効果については、わが国でも多くの研究がなされており、これらの成果も図-4と同様に、消波工を用いると打上げ高は滑面壁の場合のほぼ $1/2$ になるようである。このように消波工の打上げ高軽減効果は大きく、また、波圧軽減効果も報告されているのであるが、さらに有効利用が期待されるのはつぎの点である。わが国は山地が多いため、神戸のように狭い海岸部を鉄道や道路が隣接して何本も通っていることが多い。このような場合、波のしぶきや越波が侵入すると困ることがあるが、それ以上に、海岸底質が侵入すると非常に困るのである。道路を例にとると、小は砂礫から大は消波用ブロックに至るまでが路面上に散乱したり、ひどいときには大量の土砂が打上がって路面を埋没してしまい、山間道路のように「落石注意」とか「土砂崩れ注意」とかの標識を立てる破目になってしまう。これを

防止するもっとも有効な方法は、現在のところ護岸の天端高を高くするか、消波工を設置するかであると思われるが、残念ながら研究報告はほとんどなされていないようである。

2. 4 入射角

細井・首藤⁹⁾は一様水深の水槽に、のり面勾配 $\frac{1}{2}$ の堤防を設置し、波の入射角の影響を調べた。その実験結果によれば、入射角 β (波峯線と堤防とのなす角) が 0° のとき R は最大であり、 β は増加するにつれて R は単調に減少する。その減少率は H_0'/L_0 により異なり、 H_0'/L_0 が大きいほど β に対する R の減少率は大きく、入射角が β のときの打上げ高を R とし、 β が 0° のときの R を R_0 とすると、 β が $0^\circ \sim 50^\circ$ の範囲では

$$R_0 \cos \beta < R < R_0 (1 + \cos \beta) / 2$$

となっている。したがって、入射波の方向分散を考えて $\beta = 0^\circ$ を採用すれば安全側になるのであるが、海域が特殊な平面形状をしていて、 β が 60° 以上の波のみ入射するような場合には、 R が $\frac{1}{2}$ くらいになるので、こうした入射角による R の低減効果を考慮する必要がある。

2. 5 風

強い海風が吹く場合には打上げ高の増加が予想されるので、SibulおよびTickner¹⁰⁾は勾配 $\frac{1}{2}$ および $\frac{1}{3}$ の堤防について風洞実験を行った。その結果によれば、風速がある限界値以上になると、風のせん断力により打上げ高は増加する。ただし、Froudeの相似則が成立するものとして原型に換算すると、この限界風速は勾配 $\frac{1}{2}$ の場合36m/sec、勾配 $\frac{1}{3}$ の場合72m/secの高風速である。Froudeの相似則が成立するかどうかは不明であるが、このような緩勾配の堤防において、せん断力により R が増加するためには相当大的い風速を必要とすることは間違いなからう。したがって、これよりも急勾配の堤防においては、風による R の増加はほとんど無視できるものと考えられる。鉛直に近い勾配をもつ堤防では、とくに碎波点近くに位置する場合、打上った飛沫に風は風圧として作用し、 R の増大よりも、むしろ越波量増加に影響するものと思われる。

3. 法線形状

前節まではすべて2次元的な場合、すなわち、一定の断面形状よりなる海岸堤防が無限に長い直線の法線形状をもつ場合に対する打上げ高の性質を取扱った。したがって、ここでは章を変えて、

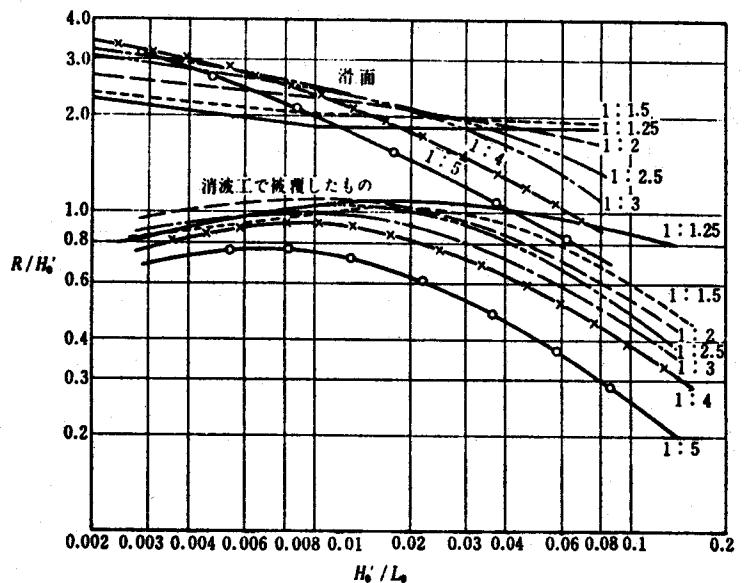


図-4 表のり面の滑粗の影響

回折・散乱の立場から法線形状の影響を述べる。ただし、この章ではとくに断わらない限り、理論解析には一様水深、完全流体、微小振幅波、壁面では完全反射の仮定を用いている。

3. 1 半無限防波堤

最初に半無限防波堤を取りあげるのは、古くから Sommerfeld の解により、回折波の性質がよく知られているからである。回折・散乱問題では、幾何光学的波と回折・散乱波とに分けて考えると理解に便利である。半無限防波堤は交角が 0 になった単純隅角とみなせるので、ここでは図-5 に示すように直角交角の単純隅角を例にとってこの考え方を説明する。幾何光学的には、AOa 上方は反射領域、aOb 左下方は入射領域、BOb 右下方の回折領域は波が存在しない。したがって、回折領域を除き、直線で波峯線を記入した入射・反射波が存在することになるが、このような幾何光学的波では海面は不連続になる。そこで、隅角点 O からその不連続を埋めるような形で不連続な円筒波（回折・散乱波）が発生する。

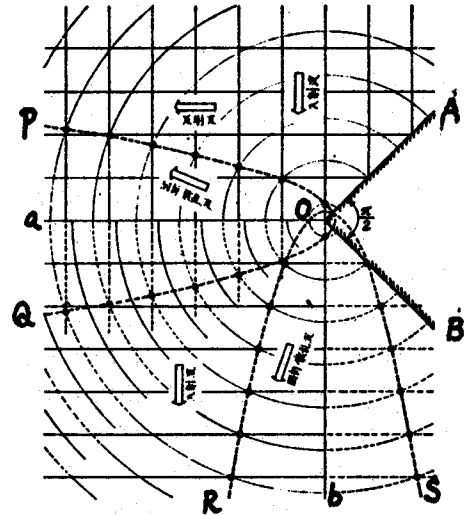


図-5 隅角付近の波の状態

この幾何光学的波の波峯線と回折・散乱波の波峯線との交点では位相が一致しているので、そこでは極大波高が発生する。aOb 左下方の入射領域においては、境界線 Ob にもっとも近い波峯線の交点は曲線 OR 上を進行する。Ob を軸対称とする曲線 OS をひけば、ROS は 2 次放物線となる。POQ もこれと同様である。これらの 2 次放物線内では、もはや両波峯線は交わず、ある位相差をもってほぼ同一方向に進行するため、海面は連続となる。したがって、AOP 上方では入射波と反射波とが完全に存在し、QOR 左下方では入射波が完全に存在する。

回折・散乱問題の厳密解は非常に複雑で、解を見ただけで波の性質を把握することは困難であるが、鞍部点法などによる近似解を用いるとこの点非常に有用である。半無限防波堤の入射領域および両境界線上における近似解を省き、反射および回折領域における近似解を以下に示す。¹²⁾

反射領域 ($0 \leq \theta < \pi - \alpha$) :

$$f(r, \theta) = \exp \{ ikr \cos(\theta - \alpha) \} + \exp \{ ikr \cos(\theta + \alpha) \} - \frac{\exp \{ -i(kr + \pi/4) \}}{2\sqrt{2\pi k r}} \{ 1/\cos \frac{1}{2}(\theta - \alpha) + 1/\cos \frac{1}{2}(\theta + \alpha) \} \dots (2)$$

回折領域 ($\pi + \alpha < \theta \leq 2\pi$)

$$f(r, \theta) = -\frac{\exp \{ -i(kr + \pi/4) \}}{2\sqrt{2\pi k r}} \{ 1/\cos \frac{1}{2}(\theta - \alpha) + 1/\cos \frac{1}{2}(\theta + \alpha) \} \dots (3)$$

ここに、式 (2) 右辺第 1 項は振幅 1 の入射波、第 2 項は反射波、第 3 項および式 (3) 右辺は回折・散乱波で、 r, θ は極座標、 α は防波堤と波向線とのなす角で定義される入射角（図-5 で言えば、

隅角点Oを中心とし、法線OAから反時計回りに測った角、 θ も同様)、 i は虚数単位、 k は波数 $2\pi/L$ である。複素数表示された上式右辺の絶対値が振幅であり、偏角が位相となる。 $\alpha=0$ のときのみ特異解となり、上式の回折・散乱項の係数にさらに $1/2$ がかかり、反射波の項が消える。したがって、形式的には $\alpha \neq 0$ の解の値の $1/2$ になる。土木学会水理公式集をはじめ、米国の海岸関係のManualやその他の単行本において、 $\alpha=0$ の場合には図-6に示すように、 $1/2$ 倍した回折係数に修正しなければならないと考えられる。

式(2)において $\theta=0$ とおき絶対値をとれば、図-7に破線で示す $\alpha \neq 0$ の場合の防波堤前面に沿う波高分布が得られる。幾何光学的項の合計の絶対値と回折・散乱項の絶対値をそれぞれとって合計すると、計画前面波高と記入した極大波高値を包絡する曲線となる。縦軸にとってある K は波高1の入射波に対する前面波高で、もし防波堤が無限長であれば、その前面沿いでは至るところ $K=2$ となるはずである。第1次極大前面波高(原点にもっとも近い地点で発生している極大前面波高)は厳密解より近似解の方が約2%大きく、それ以外では両者はほとんど一致する。この第1次極大波高発生地点は図-5から明らかなように、2次放物線と防波堤との交点である。

以上からわかるように、ここで提示した近似解が厳密解とよく一致するのは、2次放物線外側の海域である。前面波高は波圧、打上げ高、越波量と密接な関係があるので、 K が2より大きい極大波高発生地点では、完全重複波によるよりも大きい外力が作用する。第 n 次極大前面波高発生地点の位置 r_n は、式(2)において $\theta=0$ とおき、幾何光学的波と回折・散乱波との位相差が $2n\pi$ とおけば、次式のように求まる。

$$kr_n = (2n - 5/4)\pi / (1 + \cos\alpha) \quad \text{----- (4)}$$

3. 2 屈曲した法線形状

各種の交角をもつ単純隅角周辺の波の状態も、前節の半無限防波堤の場合とほぼ同様である。すなわち、鞍部点法による近似解でその性質を調べた結果、いずれも回折・散乱波は隅角点から外方に発散する円筒波で、その波高は式(2)、(3)の回折・散乱項にみられるように、 $1/\sqrt{r}$ に比例して単調に減少し、波長は入射波の L に等しいことが判明している。ここでは、直角の交角をもつ単純

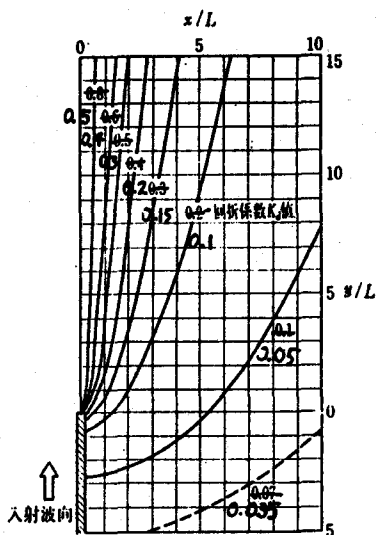


図-6 半無限防波堤の回折係数($X=0$)

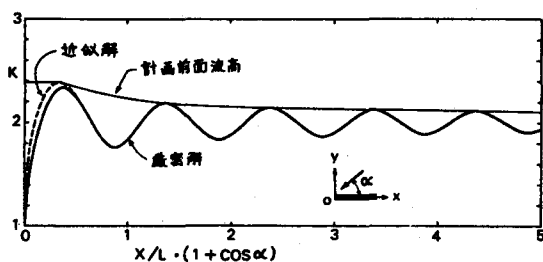


図-7 半無限防波堤の前面波高($X \neq 0$)

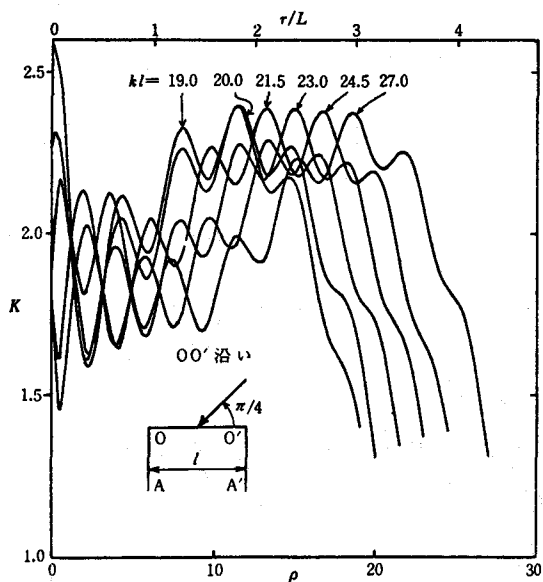


図-8 ピヤ-状線の前面波高 ($\alpha = \pi/4$)

隅角が組み合わさった法線形状における前面波高を示す。

図-8はOおよびO'から発生する回折・散乱波がOO'法線沿いに重複波になった場合であって、OO'の相対法線長 k/l により異なるが、入射波高の約2.4倍の極大前面波高がO'に近い地点で出現している。法線OA、O'A'に沿う前面波高は単純隅角のそれとほぼ同じである。

図-9 (a), (b)はZ型に法線が屈曲している場合の前面波高分布である。O点では入射波により直接発生する回折・散乱波のほか、法線O'Bからの反射波によっても回折・散乱波が発生するため、法線OAに沿って $K \approx 2.7$ に達する極大前面波高が発生している。図-9 (b)には法線O'B、OO'に沿う極大前面波高を示す。この場合には、幾何光学的波により重複波が発生し、極大、極小波高が近接するので、極大波高のみを○印で示してある。したがって、破線は波高分布を示すものではなく、これらの極大波高を包絡するものである。法線O'BおよびOO'それぞれの法線沿いでは、おたがい同志の反射波により、 $K \approx 4.6$ に達する極大前面波高が発生している。

図-10は相対河口幅 k/l が広い場合の河道内法線CEおよびOBに沿う前面波高分布を示すもので

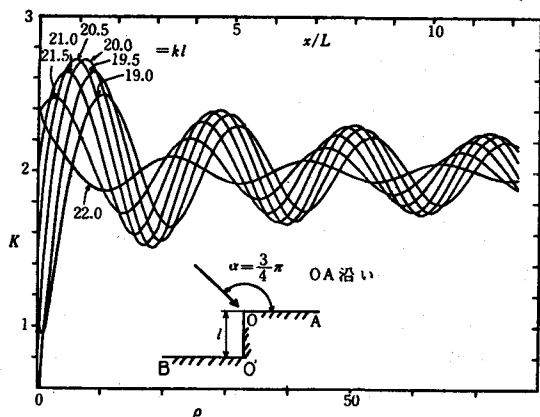


図-9 (a) Z型法線の前面波高(OA沿い, $\alpha = 3\pi/4$)

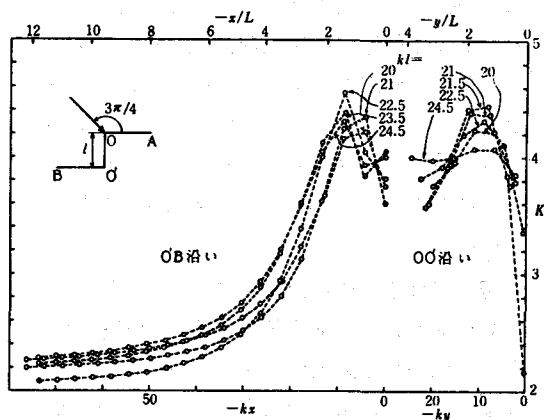


図-9 (b) L型法線の前面波高(OO', O'B沿い, $\alpha = 3\pi/4$)

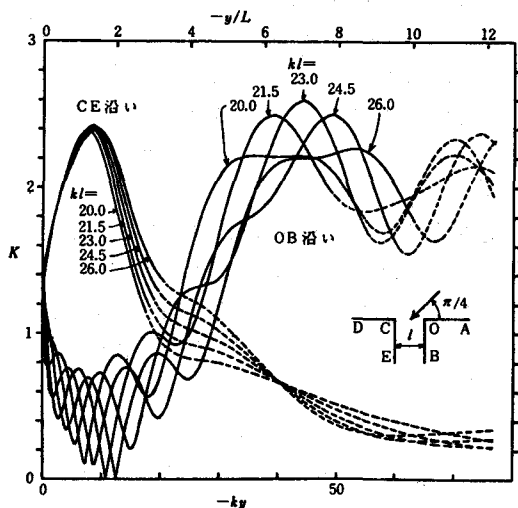


図-10 河口堤防の前面波高 ($\alpha = \pi/4$)

ある。河道内ではCおよびO点からそれぞれ発生した回折・散乱波および開口部COから侵入してきた入射波が無限回反射をくり返しながら進行するのであるが、ここでは法線CE、OBそれぞれに対し、1回だけ鏡像を用いている。侵入波が直接作用しない法線OBにおいても、 $K \approx 2.6$ の極大前面波高が発生している。

3. 3 幅の狭い河口

この節に示す計算結果は、合田・Ippen¹⁵⁾の理論によるものである。はっきりした根きよをここでは示さないが、 B/L が0.5以上の相対河口幅に対しては、この理論解の精度は落ちるものと思われる。図-11の実線は $\alpha = \pi/2$ の場合の正面堤沿いの前面波高分布、左端の水平鎖線は河道内の進行波高を示すものである。正面堤に生じる極大前面波高は、相対開口幅 $kB/2$ が広がるほど($B/L \leq 0.5$ の制限内で)大となって $K \approx 2.4$ に達し、一方、河道内の波高は B/L (または $kB/2$)が小さくなるほど大となり、 $K=2.0$ に漸近する傾向にある。

図-12は上述の河道を水門で締め切った場合の正面堤に沿う前面波高分布の計算結果である。海面の不連続性が大きい場合に回折・散乱波の振幅は大になると考えられるので、河道内で共振状態となる場合、および開口部で波高が0になる場合の2種類の計算を行っている。正面堤沿いの極大波高は、共振の場合には B/L が小になるほど増大して $K \approx 2.8$ に漸近し、開口部波高が0の場合には B/L が大になるほど増大して、適用限界と思われる $B/L \approx 0.5$ のとき $K \approx 2.8$ になっている。一方、河道内波高は同じ B/L の値に対しては共振の場合の方が大きい、いずれの場合も B/L が小になるほど増大し、これらの図には示されていないが、入射波高の10数倍もの値に達する。

以上の現象は、水門位置選定において重要と思われる。すなわち、直接の波当りが強いことを避ける理由により、河道の奥に水門を設置すると、正面の海岸堤防沿いには大きい極大前面波高が発生し、さらに、増幅された

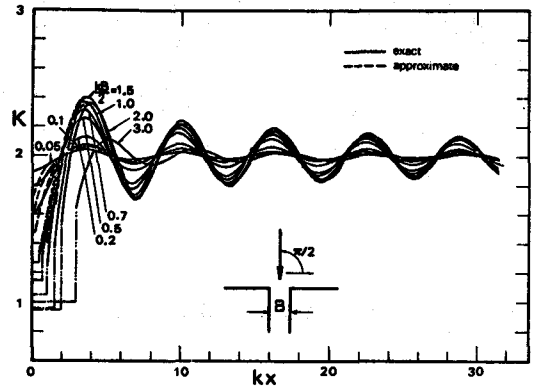


図-11 狭い河口正面の前面波高
($\alpha = \pi/2$)

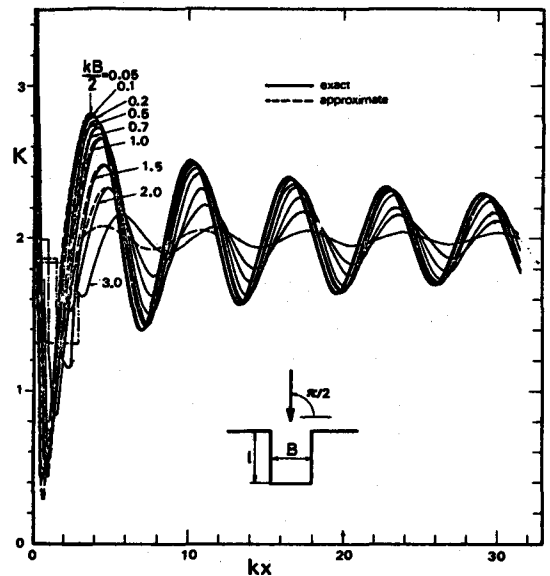


図-12 (a) 水面付近の前面波高
(共振, $\alpha = \pi/2$)

河道内波高のために水門本体にも強い波力が作用するとともに、補強すべき河道堤防延長も増加することになる。

3. 4 断面形状が急変する場合

堤防法線が長い直線状であっても、どこかで断面形状が急変すれば、反射率や反射波の位相が変り、海面は不連続となってその地点から回折・散乱波が発生するものと思われる。図-13は、異型ブロック消波工が隣接する鉛直壁をもつ堤防の前面波高分布を示す実験結果である。この図右方の K の実験結果は、水槽側壁に設置した消波装置の影響により小さい値となっているが、実際には、第1次極大波高発生地点以遠において、図中に記入した線のような前面波高分布になるものと考えられる。この破線は、実験結果および前述の回折・散乱波の性質を考慮して決定した次式によるものである。

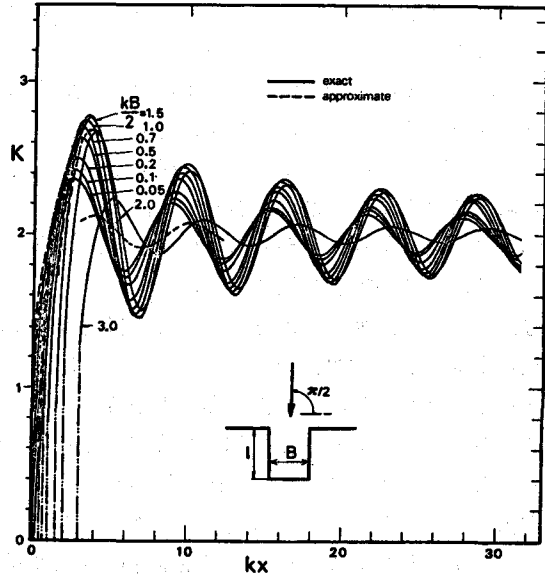


図-13 消波工隣接護岸の前面波高
($\alpha = \pi/2$)

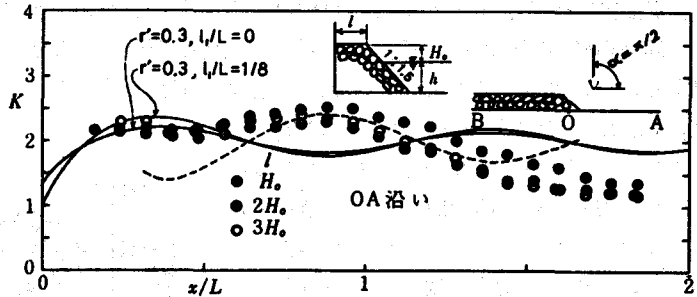


図-12 (b) 水門付近の前面波高
(開口部波高=0, $\alpha = \pi/2$)

$$f(x) = 2 \exp(ikx \cos \alpha) + 0.27 \exp\{-i(kx + 0.2\pi)\} / (\sqrt{x/L} \cos \frac{\alpha}{2}) \quad \text{----- (5)}$$

このように、断面形が急変する場合には、隣接地点付近で極大波高が発生する。したがって、年次計画の都合により消波工延長をやむなく中断する場合や、たとえ同一断面形状であっても船舶が堤防に座礁した場合や、ある地点での越波が大きいため、この地点だけ消波工を設置する場合などには、それらに隣接する堤防や護岸に発生する極大前面波高に注意する必要がある。

4. 二、三の問題点

4. 1 打上げ高実験結果の整理法

この章は3節に細分しているが、各節はおたがいに深い関連をもっていることをまずことわっておく。計算機の発達により、たとえば特定の海岸上の碎波特性がいつでも数値計算できるようにな

ったとしても、現在水理公式集などに採用されている現地観測や実験により求めた碎波指標は、碎波の性質を把握するのにやはり非常に有用である。こうした意味で、前節までに述べた規則波についての打上げ高の実験結果や数値計算結果により、全般的に打上げ高の性質を把握しておくことは有用である。1章で述べたように、特定の海岸への打上げ高を知るための模型実験において、与えられた条件外の範囲をも対象とすることが必要であり、その上、限られたデータを利用するので、できるだけ適正な打上げ高が推定可能な整理法が必要とされる。たとえば、碎波点は特異点であって、堤脚がこの位置よりわずかでも前後すると、打上げ高、越波量、波圧などは非常に異なってくる。また、碎波点での実験結果は非常に散らばり、打上げ高では2倍程度異なるのが通常である。この原因は、一つには、飛沫がはげしく、 R の目視判定が困難なことである。図-1の碎波点付近の R の実験結果は、現在の知識では小さ過ぎるようと思われる。当時、飛沫をあまり問題にできなかったのであろう。なお、飛沫は非常に高く上がるので（とくに鉛直に近い壁面）、これに合わせて堤防を高くするよりも、ある程度の越波を許容するという考えが出現し、のちに越波量の問題に進展している。もう一つは、これが主原因と思われるのであるが、碎波現象の不安定性である。すなわち、規則波であっても、必ずしも同一水深地点で常に同一碎波が起るとは限らないことである。

上述のように限られた実験データで特定海岸の打上げ高を適確に推定するための一つの整理法を以下に提案する。図-1において、いずれの H'_0/L_0 においても碎波点付近の R/H'_0 が極大になることが容易にわかる。したがって、横軸に $(h/L_0)/(h_b/L_0) = h/h_b$ をとれば、各 H'_0/L_0 の極大 R/H'_0 の位置が一致し、傾向を知るのに便利であろう。しかし、 h_b を求める必要があるので、ここでは、碎波指標の図によれば H'_0/L_0 に対する変化率が小さいことがわかっている h/H'_0 を、横軸に採用することにする。このようにして、碎波地点付近の極大 R/H'_0 の位置がほぼそろったとしても、 H'_0/L_0 の影響がまだ残っている。この H'_0/L_0 の差による相対打上げ高の違いも、できるだけ小さい方が、結果の判断に大きい過ちを起さないだろう。そこで、1/6より緩勾配の斜面への適用には疑問が残ってはいるが、Huntの実験公式(1)を次式のように書きかえる。

$$R/\sqrt{H'_0 L_0} = C_p \tan \alpha \quad \text{----- (6)}$$

右辺は表のり面の浸透性に関する係数と勾配であるから、特定海岸と限定すれば定数となる。左辺分母は、石原・岩垣・三井が越波量の整理に用いた深海波の水平流速成分の積分による岸向きの海水移動量 $H_0 L_0 / (2\pi)$ と密接な関係があるように思われる。この式(6)左辺を縦軸にとり、図-2の実験結果および同一研究者による一連の実験値を整理しなおすと、図-14 (a), (b), (c), (d)のようになる。碎波地点より沖側では、実験値は比較的まとまっており、岸側ではまだ散らばっているが、

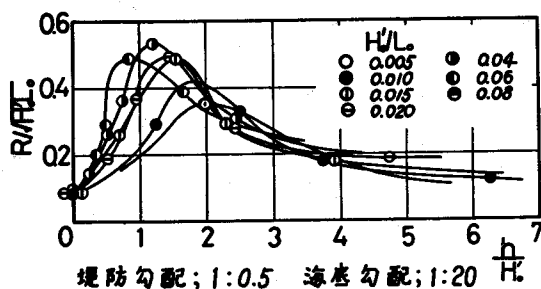


図-14 (a) 実験値の再整理

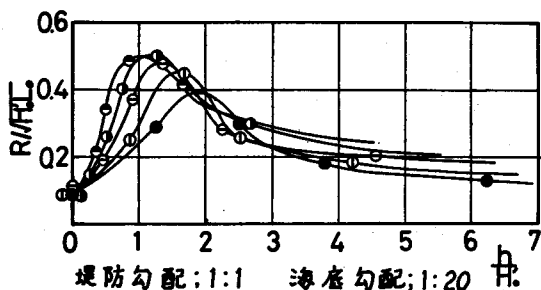


図-14 (b) 実験値の再整理

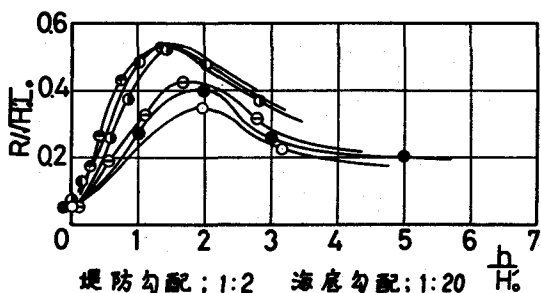


図-14 (c) 実験値の再整理

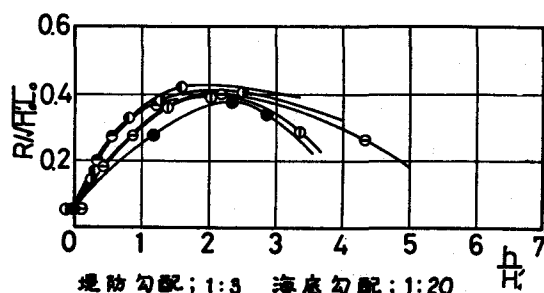


図-14 (d) 実験値の再整理

R/H_0 による整理法よりはましなようである。

このような $\sqrt{H_0 L_0}$ による整理法は、越波量や潜堤の伝達波高の実験結果の整理において、たとえば、相対天端高 H_c/H_0 のかわりに $H_c/\sqrt{H_0 L_0}$ 、相対天端水深 $(h-d)/H$ のかわりに $(h-d)/\sqrt{H_0 L_0}$ として利用できるかも知れない。

4. 2 ステップ状海岸への打上げ

細井・三井は図-15に示すステップ状海岸に設置した海岸堤防に対する実験データを、図-1と同じ方法で整理し、図-16の結果を得た。前述のように、砕波点付近では R/H_0 の値に2倍ぐら

いの開きがあるが、水深が負、すなわち堤脚が陸上にある場合を除いて、図-1の傾向と一致している。堤防が陸上にある場合の R の傾向がこの図ではよくつかめないのが、砕波地点より岸側の海底と堤防のり面とを合わせて複合断面と考え、Savilleの仮想勾配

(h_b は旧砕波指標による)を用いて整理すると図-17のようになる。Savilleによる図-3と比較すると、 $\cot \alpha$ が大きい緩勾配のときに、ステップ状海岸の方が著しく大きい R/H_0 となっている。このような仮想勾配による整理法は、1/6の急勾配海岸に堤防を設置した場合には図-3とほぼ一致する結果が得られているのであるが、ステップ海岸においては上述のように異なってくる。図-17を詳細に見

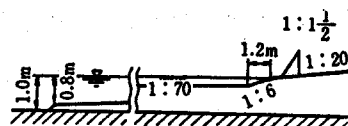


図-15 ステップ状海岸の模型

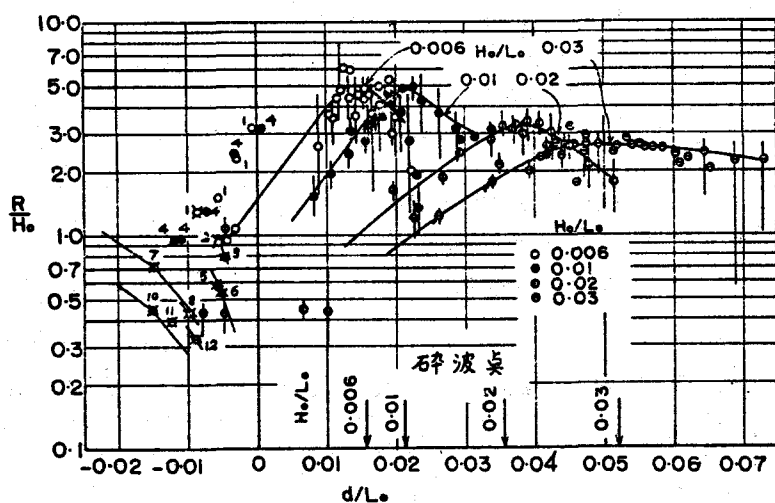


図-16 従来の整理法による実験結果

ると、下方に一連の実験値がプロット ($\cot \alpha = 7 \sim 15$) されており、これらは図-3とほぼ一致している。これらの実験値に共通することは、入射波の波高が小さくて $1/70$ 勾配上では碎波せず、 $1/6$ 勾配上で碎波することである。そこで、つぎの考え方が自然に出てくる。

次節で述べる nonsaturated breaker の概念からも推論されるように、図-15の海岸地形において、 $1/70$ 勾配上で第1次碎波が起る場合、碎波後も spilling breaker となって進行し、 $1/6$ 勾配上で最終碎波 (恐らくは plunging breaker) を生じて、仮想勾配によるよりも大きい打上げ高を生じるのであろう。このことを確かめるため、堤防を設置しない図-15の海岸地形において、 $1/70$ 勾配と $1/6$ 勾配との境界の水深が 7.0m とし、以下のようにして打上げ高 R を求める。

$H_o' T = 640\text{m}^2 \cdot \text{s}$ ($H_o = 8\text{m}$, $T = 10\text{sec}$ に相当) の波を対象とし、これらの波が $1/70$ 勾配上で Iversen の碎波指標を示すつぎの近似式により碎波するものとする。

$$h_b/H_o = 1.46 + 4.182(0.07 - H_o/L_o) - 280.9(0.07 - H_o/L_o)^2 + 5464(0.07 - H_o/L_o)^3 \quad \text{----- (7)}$$

この碎波地点での仮想勾配を用いて、Huntの実験式(1)により R を求めた結果を表-1に示す。

表-1 Huntの実験式、仮想勾配法による R ($H_o' T = 640\text{m}^2 \cdot \text{s}$ の波)

T (sec)	9	10	11	12	13	14	15
H_o (m)	8.43	8.00	7.63	7.30	7.02	6.76	6.53
h_b (m)	12.40	11.78	11.25	11.00	10.91	10.90	10.91
H_o/L_o	0.067	0.051	0.040	0.033	0.027	0.022	0.019
R (m)	0.99	1.14	1.30	1.44	1.54	1.64	1.73

表-2 細井・三井の実験曲線、
仮想勾配法による R ($H_o' T = 640\text{m}^2 \cdot \text{s}$ の波)

T (sec)	12	13	14	15
H_o (m)	7.30	7.02	6.76	6.53
h_o (m)	11.00	10.91	10.90	10.91
H_o/L_o	0.033	0.027	0.022	0.019
R (m)	3.25	3.05	2.94	3.28

表-3 Huntの実験式、仮想勾配法による R ($h = 7.0\text{m}$ が碎波水深となる波)

T (sec)	9	10	11	12	13	14	15
H_o' (m)	4.72	4.57	4.38	4.19	4.03	3.89	3.78
H_o'/L_o	0.037	0.029	0.023	0.019	0.019	0.013	0.011
R (m)	2.52	2.70	2.86	3.01	3.15	3.29	3.43

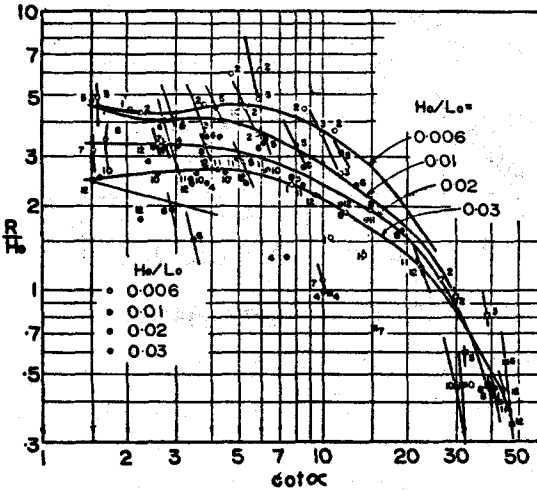


図-17 仮想勾配法による実験結果

つぎに同じ波に対し、図-16による R を表-2に示す。これらの表を比較すると、明らかに後者の方が R が大きい。最後に、境界の水深7.0mでちょうど碎波するような波を用いて、前者と同一の方法により求めた R を表-3に示す。対応する周期について R を比較すると、波高が小さくても、表-2とほぼ一致しているのがわかる。

上の結果のどれが正しいかはここで速断しない。ここで強調したいのはつぎのことである。すなわち、前述のように、限られたデータを用いて、より一般性のある定量的関係を見出そうと努力が払われるのは当然である。しかし、あまりにも一般性を求め過ぎると本質が目立たなくなる恐れがある。この場合の本質は、相対打上げ高ではなく、 R そのものの値である。最後に述べた面倒な手法によらなければ最大の R が出てこないようでは、良い整理法とは言えないだろう。

4. 3 Wave set-up

Le Méhauté は孤立波のエネルギーを用いて理論計算し、saturated breaker と nonsaturated breaker の境界となる海底勾配 s を次式のように求めている。

$$s = 1/50 + 0.01f \doteq 1/50 \quad \text{----- (8)}$$

ここに、 f は $\tau_0 = \rho f u^2$ で定義される海底摩擦の係数である。この式の計算過程において若干の過ちがあり、右辺第2項の係数0.01のかわりに0.314とすべきと思われるが、境界となる約1/50の海底勾配にさほどの影響はなく、また、Savilleは実際の海岸では1/100が境界となる勾配であろうとしている。この勾配より緩い場合にはnonsaturated breaker と分類し、入射波はspilling breaker となってエネルギーを消散し、汀線に到達するまでには全エネルギーが消費されるので、大きい打上げは起らぬとしている。これより急勾配ではsaturated breaker と分類し、段波状の碎波により大きい打上げ上げ高が生じるとしている。

以上のように、海底勾配が約1/50付近を境界として打上げ高の様相が変化するとと思われるので、1/40の一樣勾配海岸に斜めに波が入射する場合の打上げ高を検討する。深海波の入射角 $\alpha_0 = 65.6^\circ$ (波峯線と等深線とのなす角)、 $H_0/L_0 = 0.0425$ の場合を対象とし、碎波水深を式 (7) で求め、碎波地点についての相当深海波高 H'_{0b} を算出する。Hunt の実験式(6)が1/40勾配においても成立するものとして、この H'_{0b} により打上げ高を計算し、2. 4節に述べた入射角で補正 (この場合の入射角は碎波点での値を採用) した結果を、深海入射波高 H_0 についての相対打上げ高 R/H_0 として、図-18に碎線で示す。

同図中に併記してある実線はWave set-up の概念により、つぎの方法で算出した上述と同一の波に対する計算結果である。すなわち、碎波点でのWave set-down 量 ζ を次式¹⁹⁾で概算する。

$$\zeta_b = -k_b (K_s H'_{0b})^2 / (8 \sinh 2 k_b h_b) \quad \text{----- (9)}$$

つぎに、Wave set-up 量 ζ の算定式²⁰⁾

$$\partial \zeta / \partial x = -K \partial h / \partial x \quad \text{----- (10)}$$

における K の値であるが、次式に示す碎波点での K の値 ($=0.0811$) を採用する。

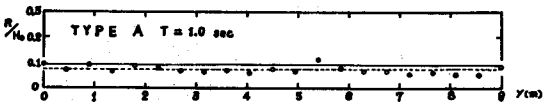


図-18 打ち上げ高の計算値および実験値
(1/40, $\alpha_0 = 65.6^\circ$, $H_0/L_0 = 0.0425$)

$$K = \{1 + 8 / (3 \gamma^2 \cos^2 \alpha_b)\} \quad \text{----- (11)}$$

この式は、砕波点以浅での波速は長波の波速 $\sqrt{g(h+\xi)}$ に等しく、Snell の屈折の法則が成立すると仮定して導いたものである。²¹⁾ここに、 γ は、砕波帯内の波高は水深の一定割合であるとする仮定により、次式で定義される比例定数である。

$$H = \gamma (h + \xi) \quad \text{----- (12)}$$

γ の値はよくわからないので、実験結果²²⁾をつぎの2次式で近似させた値を採用する。

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 0.2434 + 2.261X - 1.339X^2 \\ X &= \tan \beta \cdot (H'_0/L_0)^{-0.5} \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (13)}$$

ここに、 $\tan \beta$ は海岸勾配である。図-18の実線は、 ξ と ξ_b との合計と H_0 との比である。

図-18に記入してある多数の点は、計算と同条件下での汀線沿いの R/H_0 の実験結果である。使用した波が、一様水深20cmでの波高4.6cm、周期1.0sec という小さいものであったため、明確な結論は出せないが、いずれの計算結果も実験結果と大差がないようである。この原因は、従来の打上げ高の実験結果をはじめとしてHuntの実験式においても、Wave set-up がすでに含まれていることによるものと思われる。

実験中の観察によると、使用した波が小さかったことにもよるが、打上げ頂点と引き波最低点との区別がほとんど不可能で、 R の大部分を平均水位上昇が占めているようであった。実際に、こうした緩勾配の海岸の背後地で打上げ高が問題となることはあまりなからう。しかし、潜堤背後などのように海水の堆積がある場合に共通することであるが、同一の R であっても、従来の打上げ高の概念に一致する波力が強い R と、ただ単に水位上昇するだけの R とがあり、これにどのように対処するかという計画、設計上の問題点が出てくるのである。

最後に、Wave set-up に関連する海岸地下水位の上昇に触れる。図-19に示す黒点は、1/10初期勾配の移動床模型海岸に $H_0=10.5\text{cm}$ 、 $T=1.5\text{sec}$ の波を入射させたときの実験結果である。 ξ は静水面から測った海岸地下水位上昇高、 x_b は汀線と砕波点との水平距離である。図中に記入した $K=0.1$ および 0.4 の値は、すでに報告されている海底勾配 $1/20 \sim 1/12$ におけるWave set-up の実験結果²⁴⁾によるもので、地下水位上昇もこの範囲内である $K \approx 0.3$

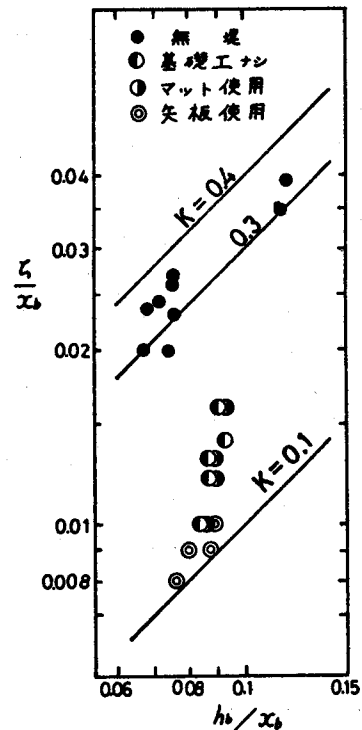


図-19 打上げによる
海岸地下水位の上昇

になることがわかる。なお、同図下方の各点は離岸堤を設置した場合の上昇量で、地下水位上昇の防止に離岸堤が有効であることを示している。

前述の K の値とくらべると、海底勾配が急になるほど K は大になることがわかるが、このような整理法では具体的な上昇高がよくわからないので、 H_0 で示すと、 $\zeta \approx 0.4H_0$ となる。このように、波高の約1/2にも達する海岸地下水位の上昇が起れば、内陸への塩分侵入防止や海岸堤防基礎の設計法などが問題となろう。

5. あとがき

以上、波の打上げ高を中心に、主として従来の実験的研究成果を概括し、2、3の問題点を挙げ、そのところどころで「現場研究者」として必要と思われる考え方を述べた。海岸工学の分野においても、まだ十分に説明できない現象や、われわれが気付いていない問題が現在でも数多く残されているものと思われる。したがって、模型実験、現地観測、災害調査を行うときには、各種要因の影響をあらかじめ把握しておくことは本文で触れたように重要であり、その上、これにとらわれることなく、起っている現象を素直に観察する目をもつことも大切であろう。さらに、これらが計画や設計の面でどのような意義をもつかを常に考える習慣をつけておきたいものである。

最後に、計算および図表の作成に協力していただいた徳島大学大学院修士課程学生 武内哲司・中村静弥、文部技官 米崎武夫の諸氏に感謝するものである。

参 考 文 献

- 1) 佐藤清一：漂砂に関する研究，第1報～第7報，土木研究所報告，79号，昭.25.3.，81号，昭.26.3.，82号，昭.27.3.，83号，昭.27.3.，85号，昭.27.7.
- 2) 佐藤清一・岸力：海岸堤防に関する研究(1)～(7)，土木研究所報告，88号，昭.29.9.，90号，昭.30.3.，91号，昭.29.5.，93号，昭.29.7.，94号，昭.29.9.，95号，昭.31.9.
- 3) 岩垣雄一・島昭・井上雅夫：波高と潮位が越波と波のうちあげにおよぼす影響，第11回海岸工学講演会講演集，昭.39.1.，pp. 180～185
- 5) 高田彰：波の遡上，越波および反射の関連性について，土木学会論文報告集，第182号，昭.45.，pp. 19～30
- 6) Hunt, I.A. : Design of Seawalls and Breakwaters, Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, vol. 85, No.WW 3, Sept, 1959, pp.123～152
- 7) Saville, T. J. : Wave Run-up on Composite Slopes, Proc., 6th Conf. on Coastal Eng., Council on Wave Research, 1957, pp.691～699
- 8) Saville, T. J. : Laboratory Investigation of Rubble-mound Breakwaters, Journal of the Waterways and Harbor Division, ASCE, vol. 86, No.WW 3, Sept. 1960, pp.151～156
- 9) 細井正延・首藤伸夫：堤防に斜めに波が入射する場合のうちあげ高について，第9回海岸工学講演会講演集，昭.37.10.，pp.149～152
- 10) Sibul, O. J. and E. G. Tickner : A Model Study of the Run-up of Wind-generated Waves on Levees with Slopes of 1:3 and 1:6, B. E. B., Tech. Memo. No.67, 1955
- 11) 三井宏・村上仁士・川崎俊太・筒井茂明：海岸構造物不連続部の波高分布について(訂正と補充)，第18回海岸工学講演会論文集，昭.46.10.，pp.443～444

- 12) 三井宏・筒井茂明：海岸構造物不連続部の波高分布について（第5報），第17回海岸工学講演会論文集，昭.45.11., pp. 85～90
- 13) Stoker, J. J. : Water Waves, Pure and Applied Mathematics, Volume IV, Interscience Publishers, Inc., New York, June 1965, p. 186
- 14) 文献12) に同じ
- 15) Ippen, A. I. and Y. Goda : Wave Induced Oscillations in Harbors ; the Solution for a Rectangular Harbor Connected to the Open-sea, Hydrodynamics Laboratory Report No.59, MIT, 1963, pp. 1～89
- 16) 石原藤次郎・岩垣雄一・三井宏：海岸堤防の越波防止効果について，第4回海岸工学講演会講演集，昭.32.11., pp. 99～110
- 17) 細井正延・三井宏：碎波点より陸側にある海岸堤防への波のうちあげ，第9回海岸工学講演会講演集，昭.37.10., pp. 143～148
- 18) Le Méhauté, B. : On Non-saturated Breakers and the Wave Run-ups, Proc., 8th Conf. on Coastal Eng., Council on Wave Research, 1963, pp. 77～92
- 19) Longuet-Higgins, M. S. and R. W. Stewart : Radiation Stress and Mass Transport in Gravity Waves, With Application to 'Surf Beats,' Journal of Fluid Mechanics, vol. 13, 1962, pp. 481～504
- 20) Bowen, A. J., Inman, D. L. and V. P. Simmons. : Wave 'Set-Down' and Set-up, Journal of Geophysical Research, vol. 73 No.8, April 1968, pp. 2569～2577
- 21) 梶川康博，徳島大学工学部昭和48年3月卒業論文
- 22) 文献20) に同じ
- 23) 三井宏・中村静弥：波浪による海岸地下水位の上昇，土木学会第27回年講集，第2部，昭.47.10., pp. 661～662
- 24) 文献20) に同じ