

鉄道軌道の変位の研究

小野木次郎

1. 序 説

列車荷重の最終負荷段階としての鉄道軌道構造は各国いずれもよく似た構造で、レール、まくら木、連結部品、道床バラストなどが仮設物風に構成されている力学的不完全構造物である。列車荷重はその固有の静荷重に加えて複雑な振動を軌道各部に誘起させ、ために各部の抵抗力が激減して、永久変位を起こすものである。もしこれら巨大な列車荷重をエネルギー保存系として、永久変位を起こさない設計とすれば、大変な建設費を要することを考えれば、軌道構造は永久変位を予定した考え方が合理的設計であるといえる。軌道工学のテーマは、走行列車の荷重条件、軌道構造、より起こる変位の様相、および変位修正の制御管理などの理論とその関連を体系化することである。

本研究では、軌道の変位は一列車通過ごとに起こる微小変位が累積されてゆくもので、その累積量がある限界に達するとついに列車走行が危険となる。この状態を軌道の破壊と定義し、破壊現象解析を2つの方向から取扱っている。その1はある時点で変位量の無限延長上の配列の問題で、その2は軌道の一点における変位累積と時間との関係をいずれも定量的に明らかにしようと試みたものである。解析の数学的手段として、統計論、確率論を用いているが、この種の研究は世界各国の鉄道でも未開発の分野であるが、国鉄では統計的軌道保守管理の方法として、昭和28年「線路検査規程」を定めて実際上の応用として効果を上げている。また累積変位量の限界は絶対的のものでなく列車速度、車種、軌道構造、保守状態などで変わる脱線危険率が条件となるから、本研究でもその確率モデルと関係資料を付属させている。

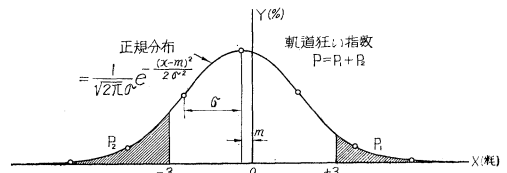
2. 無限線上に配列された軌道変位

軌道の変位はある基準からの移動量で計測されるものであるが、鉄道では普通「軌間」、「水準」、「高低」、「通り」の4種を用い総称して「軌道狂い」といっている。軌道狂いは軌道上の二、三点による相対的な変位量であるが、列車走行にはより実際的な計測法である。絶対値であっても相対値であっても理論的な扱いは全く同じである。列車走行は軌道の長さの上で実施されるから、各点の変位量と配列が最も重要であるとともに、軌道状態を計量化するためにも必要である。

今ここに無限長の軌道を $L_1, L_2, L_3 \dots L_i \dots$ の要素部分に分割し、 L_i の変位が独立であるようにする。実技的には $L_i > 5m$ で普通の場合十分である。要素 L_i は時点 t で必ず軌道狂い X_i が存在することから確率化することができる。簡単に X_i の出現相対頻度を $P_r(X_i)$ とみなして、さしつかえない。いろいろ吟味が必要であるが、確率分布関数としては正規分布 $N(m, \sigma^2)$ に従うと仮定することが適当であると考えた。後述のように実測値について吟味が必要である。

正規分布 $N(m, \sigma^2)$ は2つのパラメータで確定するが、さらにこれを単一の値で取扱うため、国鉄では軌道狂い指数を用いている。厳密な分析には m, σ^2 について行なうのであるが概括的な取扱いには便利である。図-1に示すように、 P 値は $\pm 3mm$ より大なる領域の

図-1 正規分布曲線と軌道狂い指数 P



面積で、軌道狂い $\pm 3mm$ 以上の出現確率と同じである。 $\pm 3mm$ は現在の国鉄の状態では判別効率が良いことがわかっているからである。

つぎに実測値による正規分布の仮定は正しいかどうかを検討することが必要である。信頼限界を計算すると観測回数 150~200 で十分であることがわかったので、1kmごとに区切って、実測例について、統計検定法の χ^2 検定と、 $\omega'n$ 検定を実施した結果、有意水準1%で約80%が正規分布と見なしてよいことが明らかにされた。したがって $N(m, \sigma^2)$ の仮定は否定できない。しかし約20%の例は正規分布が疑わしいので、さらに分析の要がある。観測誤差、四捨五入誤差、観測者個人の偏り、計器の調整過誤なども非正規性の要因となるが、重要なのは1km間を同一母集団とした誤まり、保守が不適当である場合ほかの要因が加わった場合などがある。

ほかの要因が加わった場合の吟味として重畳分布を試算している。すなわち、軌道変位は正規分布をしているが、それに一定量のある確率でとる、他の変位が重畳している場合について計算して、 χ^2 検定にかけると、前の計算では正規分布といえない事例が正規分布といえる結果が出されている。実際では浮まくら木による沈下、レール継目落の存在、噴泥箇所があって特別な変位が加わっている場合などがよくあてはまるのである。

以上のように軌道延道上にある軌道狂いは正規分布をしているから、平均値 (m)、標準分散 (σ^2) の2つのパラメータ、あるいは軌道狂い指数 P で数値化できるので、軌道変位のいろいろの因子との関係を理論的に取扱

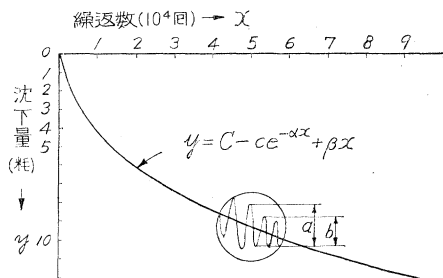
* 鉄道技術報告 No. 123 (昭和35年5月) に発表

いう。またそれら数値の与えるいろいろの情報によって保守の制御が可能となってくるのである。

3. 時間的に経過する軌道変位

レール面上の1点の垂直変位を例として、時間的にどんな経過をするかの解析である。図-2は鉄道技術研究

図-2 振動荷重による沈下曲線例



所で軌道の実物実験による振動圧密の沈下曲線の一例である。今もし両レール面の垂直沈下がおのおの図のとおり沈下するとすれば、現われる水準狂いはわずか数 mm を出ず、かつ増加はしないであろうが、現実には相当程度の水準狂いを生じ増大が見られる。

今この垂直変位を偶然量と考え、ある n 回の列車通過後の変位 Y_n は各回の列車通過によって生ずる変位 X_i の累計と考えて、 Y_n は i 番目のステップが X_i である彷徨運動 (Random Walk) の結果という確率モデルを考えると、これは完全なマルコフ過程の彷徨運動であって、よい形の解式はまだ得られていないが、電子計算機による逐次計算によればできるであろう。実用上、マルコフ性を除くため2つの仮定を設けて解法をうることができる。仮定の(1)はある列車回数範囲では毎回の列車通過により生ずる垂直変位は、たがいに無関係である。その(2)は(1)の仮定の成立範囲では垂直変位は a または b で、それぞれ確率 $1/2$ で起こる。仮定(2)は実測から立てられたものである。これらの仮定によって、時間的に一樣な偶然累加現象となり、任意時間経過後の累加量の存在確率分布は Smoluchowsky-Chapman の基本方程式として知られ、その解は正規分布が導かれている。実技的には沈下曲線の直線と見なされる範囲と考えてよいのである。実際計算の際は初期沈下の域をさけるため、保修後 100~200 列車通過後 a, b を実測すればある信頼度で十分実用されることは、約 450 日間の放置実測から確認されている。この方法で1点の軌道狂いの予測が可能となったのである。

4. 応用について

軌道狂いの計量化ができたため、軌道保守の統計的管理ができることになり、国鉄では昭和 28 年から計測値をその方針で処理している。例えば管理局別、線別、保線区別などの副群にわけて管理図を作ったり、軌道狂いの年月経過管理図から保守管理、修繕費、改良工事計画

などの資料として利用されている。また布設材料、投入労働量、列車回数、通過トン数と軌道状態の相関分析から有益な資料を得ている。さらに線路状態を計量値として知ることができるので、諸外国との軌道整備の比較が的確にできる。一例を示せば表-1のとおりである。

表-1 軌道狂い指数 P で表わした例

	軌間	水準	高低	通り	備考
全国鉄平均	6	8	20	13	昭和33年度
フランス鉄道幹線例	24	3	7	13	1954
” 大修理直前例	24	12	17	17	フランス鉄道では 5~6年ごとに大 修理をする
” ” 直後例	6	4	6	7	
線路発生例	43	43	30	53	

注: P は大きいほど軌道状態は悪いことを示す。

5. 脱線について

一般に軌道の破壊が起こる場合は変位の累積量がある限界に達して所定の列車走行が危険となるのが通例で、この限界を確定することは非常にむずかしいもので、その尺度として脱線危険率 (脱線安全率) による判定しかない。脱線確率の理論についてはまだ十分明らかにされてなく、わずかに 1000000 km 当り脱線件数の統計値しかない。しかも素因となる項目が非常に多く、加えてこれら諸因子間の関係、時間的な関係を考慮に入れると複雑をきわめている。現実の脱線では単一素因によるものはまれで、常に2以上の素因が競合して起こる場合が多く、的確な分析はなかなか得られないものである。

本研究では脱線の確率モデルとして Bayes の定理から出発することが適当としている。すなわち A_1, A_2, \dots, A_r の r 個の事象があって脱線の素因を形成している集合とし、それ以外存在しないとすれば、脱線素因の全集合 $I = A_1 + A_2 + \dots + A_r$ 。 X を脱線発生を示すとすれば

$$P_X(A_i) = \frac{P(A_i)P_{A_i}(X)}{P(X)}$$

$P_X(A_i)$ は脱線発生の下において素因 A_i の存在確率を示す条件確率を求めることである。例えば線路と車両の保守状態のみによる競合脱線を考えると、車両の $P(A_i)$ は現在の資料では求められないので一定値として、線路状態 $P(A_i)$ を知って、 $P_X(A_i)$ を求める計算式の誘導を試みたいのである。このさい、軌道状態について、E.J. Gumbel, 極値分布を考え合わせて計算を行なっている。脱線論には未開明の点が多いので今後の資料分析と研究が必要であるが鉄道輸送では重要な問題である。

6. 結 言

変位現象に関する研究は確率論のみで取扱うものではなく、力学的、解析的手段も同様に工学的に駆使されるべきは当然のことである。本研究はほとんど統計論、確率論のみで始終した試みであるが、問題解決に相当有益であったと考えられる。このような研究方法は軌道変位のみならず、広く変位問題を取扱う場合に示さを与えるものと考えられる。

【筆者: 正員 国鉄監察官】

風と波を考慮した海岸堤防の形状と 構造に関する研究*

永井 荘七郎

海岸堤防法面における波のはいり高さ、波の反射、天端よりの越波などについては日本、アメリカなどにおいて実験が行われてきた。

しかしこれらの研究はすべて無風状態における実験にもとづいたもので、台風時の実際の海岸におけるごとく強風と波浪とを同時に受ける海岸堤防の実験としては、重要な外力を除いた実験であって、その結果をただちに実地に適用するにはなお疑問があった。

伊勢湾台風の後、伊勢湾沿岸および和歌山県海岸を調査した結果、強風の影響を特に強く感じたので、風洞つき波浪水槽（長さ 23 m、高さ 1.5 m、巾 1.0 m）をつくり、その 1 端に周期 $T=1.0\sim 2.5$ sec.、最大波高 $H=25$ cm までの波を起すような造波装置を取りつけ、他端に種々の形状および構造の海岸堤防の模型（実物のほぼ 1/20 の大きさ）を設置して、水深、海底勾配、風速などを変化させて多くの実験を行なった。

実験には波および風ともに Froude の相似法則を適用したが、実験水槽内の現象が暴風時の現地の現象を十分に再現しているかを検討するために、塩屋海岸および和歌山北港（住友金属工業の鉄鋼港湾）における防波護岸について、昭和 35 年 8 月の台風 16 号の時の現地における越波、跳波状況（8 mm 映画に撮影したもの）および被災状況（caisson の滑動、parapet wall の破損など）と実験水槽における越波、跳波状況（16 mm 高速映画に撮影）および砕波の波圧とを比較したところ、現地の現象が実験水槽内に良く再現されていることが証明された。ただし波のしぶきが堤内地へ吹きこむ状況についてはあまり相似性は成り立たないと考えられる。

このような実験および理論的な考察から、次のような結論が得られた。

(1) 海岸堤防の表法面における波の相対的はいり高さ R_u/H の値は、無風および強風の場合とも、法勾配が 1:1 のときが最も大きく、1:0.6~1:0.4 のときが最も小さい。

したがって、1:0.6~1:0.4 の勾配は直立型の海岸堤防の表法勾配として、波のはいりおよび背面よりの土圧を考慮した場合に最も適当な勾配であるといえることができる。

(2) R_u/H の値は無風および強風の場合ともに、波形勾配 H/L が小さいほど大きい。これは H/L の小

い波は堤防に近い点で砕波するので、堤防に達したときの波のエネルギーが波高が小さい割合に大きいからであると考えられる。

(3) R_u/H の値は海岸堤防前面の水深 h_1 に大きく左右される。 h_1 に対して浸入波高 H が大きく、 h_1/H がほぼ 1/3 以下のときは波のはいりは小さく、 $R_u/H \approx 0.7\sim 1.5$ である。 h_1/H がほぼ 1/3 以上になると、 R_u/H が最も小さい法勾配が 1:0.4~1:0.6 の堤防においても、 R_u/H は 1.5~2.0 あるいはそれ以上になる。 $h_1/H > 0.50$ になると、 R_u/H は 2.0~3.0 あるいはそれ以上になる。それゆえ、計画潮位のときに $h_1/H > 0.50$ になるような海岸堤防においては、 $R_u/H \approx 1.0\sim 1.5$ として天端高を設計すると、台風時には多量の越波を生ずる。

(4) 堤防からの反射率は大体の傾向として表法勾配が 1:3 ($\theta=20^\circ$) になると急に小さくなり、1:2 ($\theta=30^\circ$) 以上の急勾配では反射率はあまり変化しない。また堤防前面の水深が大きくなると反射率は大きくなる。風速は反射率にはあまり影響しないようである。

(5) 堤防天端付近の曲線波返しは、風速がほぼ 10 m/sec 以下のときは有効に作用するが、10 m/sec 以上の強風のときはほとんど効果がないことが理論的にも実験的にも明らかになった。それゆえ今後の海岸堤防の計画には曲線波返しは設けず、鉛直型の胸壁にする方が経済的に有利である。

(6) 伊勢湾台風以来、伊勢湾、大阪湾沿岸などにおいては、伊勢湾台風あるいは室戸台風の時の潮位および波浪を設計の対称にするようになったので、海岸堤防の天端高を急に高くすることが必要になり、堤防築造の費用がいちじるしく増大してきた。

しかし天端を相当高くしても、堤防前面の水深（設計潮位のときの）が設計波高の半分以上的場合には ($h_1/H > 0.50$)、一般に跳波高が $2H\sim 3H$ あるいはそれよりはるかに大きくなるので、台風時には多量の越波を生ずる。このことは伊勢湾台風、昭和 35 年の 16 号台風のときの伊勢湾沿岸、和歌山港、塩屋海岸などにおける多量の越波によって実証されている。

それゆえこのような海岸堤防（あるいは防波護岸）においては、越波を堤防を高くして防ぐと考えることは非常に不経済であるから、堤防前面で波のエネルギーを減殺して、法面における波のはいりあるいは跳波を減少するように工夫するのが得策であると考えられる。この目的には堤防前面の適当な場所に適当な高さの消波堤を設置することが非常に効果的である。この消波堤には例えば当研究室で研究した中空 4 脚ブロック、中空三角錐ブロックあるいはテトラポッドなどを 2 層積すると消波効果が顕著である。

* 第 7 回海岸工学講演会講演集（昭和 35 年 11 月）に発表

【筆者：正員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科】

混成防波堤直立部の滑動および底面

に働く揚圧力*

永井 莊七郎

「防波堤に働く砕波の圧力に関する研究」(土木学会論文集, 第 65 号・別冊 (3-3), 昭和 34, 12) において, 「防波堤に働く砕波の強大な衝撃圧力は作用時間が, 1/100~1/500 sec. 前後というきわめて瞬間的に作用するので, 直立部の底部から天端まで同時に一樣な圧力が働くのではなく, 各高さにおける圧力の最大値 (p_{peak}) は底部から上方に順次にわずかな時間ずつ遅れて作用する。したがって直立部に働く最大の波圧合力は, 各高さの圧力の最大値 (p_{peak}) のうちの最も大きい圧力 (p_{max}) が作用する瞬間における同時波圧の合力, すなわち最大同時波圧の合力 (P_{max}) である。この P_{max} が直立部の摩擦抵抗力より大きくなった瞬間に直立部は滑動する」ということを発表した。この考え方が正しいことを実験によって証明するために行なったのがこの実験である。実験に用いて水槽は長さ 25 m, 巾 2 m, 深さ 1 m, のコンクリート造りで, 防波堤設置場所の片面はガラス張りである。混成堤の基礎捨石堤は摩擦係数が変化しない木製の基礎堤を用いた。防波堤直立部は, 水槽の中央部から半分の 1 m (ガラス張りの側) はモルタル製の直方体ブロックで, ほかの半分の 1 m はブロックとほぼ同高の木板の直立壁でつくった。

モルタル・ブロックの背面には上, 中および下の 3 箇所にブロックの水平移動を測定するための移動計 3 個 (1/10mm. 読み) を取りつけ, 木板の直立壁には壁の下端 (ブロックの下端と同じ) から上方に 5 箇所に直径 4 cm の孔を開けて波圧計を取りつけた。これらの移動計と波圧計は同一の連続記録用電磁 オッシロ グラフに連結して同時に記録するようにつくった。

モルタル・ブロックは 3 種類のものを使用した。それらの外側寸法は 3 つとも, 高さ 30 cm, 巾 25 cm, 長さ 78.5 cm で, 内側を中空にしてその重量を軽くしたものの空気中の重量は 77.6 kg, 中空部をモルタルで埋めたものは 119.0 kg, 中空部にモルタルと 1 部木板を埋めたものは 116.2 kg であった。これらのモルタル・ブロックと基礎堤 (木製) との水中における摩擦係数は 0.81 である。

砕波は周期 $T=1.32\sim 1.34$ sec, 波高 $H=14\sim 20$ cm, 波形勾配 $H/L=0.060\sim 0.081$ のものは完全砕波の状態ですべて直立部に激しく衝突して 1 m 前後の跳波を生じた。その最大同時波圧の分布はいずれも A 型であった。 $T=$

1.38 sec, $H=21$ cm, $H/L=0.081$ の波では直立部前面の水深を 18 cm にしたので, 強い完全砕波で最大同時波圧の分布は B 型であった。また $T=1.92$ sec, $H=14.5$ cm, $H/L=0.036$, 直立部前面水深 18 cm の場合には, 弱い砕波で D 型分布であった。

以上のような種々な条件の砕波が直立部に衝突したときの直立部における波圧と移動とを同時に記録して, 直立部の横振動, 滑動時の最大同時波圧の合力を調べた結果, 直立部の横振動の周期は砕波の周期と同一で, 波の 1 周期ごとに直立部の横振動は完全に終わり, 横振動が終らないうちに次の砕波が衝突するようなことはない。また砕波の最大同時波圧の合力 P_{max} の値が直立部の摩擦抵抗力よりわずかに大きくなると, その瞬間に直立部は全体的に滑動することが明らかになった。したがって設計波浪および設計潮位より砕波の最大同時波圧の合力の値をさきに発表した公式によって求めれば, 混成堤直立部の滑動に対する安定性は正確に知ることができる。

直立部の底面における摩擦係数および揚圧力の値は従来は主として経験的にきめているに過ぎないので, この両種の値を正確に求めるために諸種の実験を行なった。

この実験の結果によると, 混成堤直立部の滑動抵抗力を増すためには, 直立部の下部を基礎捨石堤内に埋めこみ, 背後に根固めブロックを置くことは効果的である。その場合の滑動抵抗力の計算には, 従来行なって来たように, 直立部と根固め部とを別々に計算せず, 両者を 1 体と考えてその水中重量に摩擦係数をかけて算出すべきである。この場合の摩擦係数の値は玉石堤における実験値 (限界値) の 0.89~0.92 を安全率で割ったものを用いるのが適当であろうと考えられる。ただし直立部背後の捨石部 (根固めブロックをふくむ) の重量を考慮するのは, 従来行なって来たと同様, 捨石部の高さが直立部の高さの 1/3 以上のときに限るべきである。

揚圧力の実験の結果によると, 直立部の下部を基礎捨石堤に埋めこみ, その前面に根固めブロックを置くことは, 直立部底面に働く揚圧力を減少させるのに非常に有効である。特に暴風時の波のごとく, 周期が 5~7 sec で波形勾配が急な波が砕波して激しく直立部に衝突する場合には揚圧力減少の効果が大きく, ただ単に基礎捨石堤の上に直立部だけを置いた場合の約 1/3 に減少する。底面における揚圧力の分布は, 港外側の端で最大で, 港内側の端で 0 である三角形分布をする。この港外端における最大揚圧力の強度は直立部に働く砕波の最大水平圧力の強度には直接関係なく, 主として直立部前面の構造によって定まる。ただ単に直立部だけを基礎堤天端に置いた場合には, その値はほぼ 2~3 t/m², 直立部前面に 1~2 列の根固めブロックを置いた場合にはほぼ 1~1.5 t/m² である。

* 第 7 回海岸工学講演会講演集 (昭和 35 年 11 月) に発表

【筆者: 正員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科】

漂砂の運動機構に関する基礎的研究*

榎 木 亨

1. 緒 言

砕波やそれにともなって生じる底質の移動は、機構の複雑なため、近年急速に進歩してきた海岸工学の分野においても、なお未解の分野としてとり残されている問題であろう。著者は漂砂を汀線と直角方向に移動するものと、汀線と平行方向に移動するものの2つにわけて考えたが、本研究はこのうちの汀線と直角方向の砂の移動の機構を解析したものであって、第1報から第3報までの報告にとりまとめている。第1報、第2報はすでに先年発表したものであって、第1報においては、差圧式流速計を試作して、それによって明らかにした波の水粒子の運動の実態を実証的に解析したものであり、第2報においては砂の移動量と密接な関係があると思われる砕波後の水の質量輸送速度について究明した。第7回海岸工学講演集掲載の論文はこの研究の第3報であって、まず砂の移動量の解析に最も重要と考えられる漂砂の限界流速について理論的に考察し、基礎的な実験を行なって、波の加速度の影響を明らかにした。

さらに波の運動下における抵抗法則、砂の移動限界流速および Vincent の砂の移動量に関する実験結果を用いて、波の周期を考慮した移動量の公式を導き、ついで砂の砂動限界水深を明らかにして、従来の考え方に批判考察を加えたものである。

2. 波による砂の移動限界流速

波による砂の移動限界流速を算定するに当っては、従来は定常流における値をそのまま波の運動下に適用して推定している場合が少なくないが、波のように加速度をもつ非定常な流れに、このような定常流の結果を適用することは非常に大きな疑問がある。このような非定常現象下の砂の初期移動を実験的および理論的に取扱うに当って、とくに問題となるのは、(a) 砂の移動限界時の流速の測定の困難さ、(b) 移動開始時における加速度の影響、(c) 境界層の存在と流速分布の諸点であろう。

そこで著者は測定困難な波による流速を直接求めるのをさけて、閉そく管を用いた基礎実験において一定区間の圧力降下と平均流速から非定常流における砂の移動限界摩擦速度 u_{bc}^* を求めた。この結果、非定常な流れの下での u_{bc}^* は定常流の場合と傾向は同じであるが、絶対値を異にすることがわかった。著者はこの相違が砂の移動開始時の力の平衡状態から考えて、砂粒の抵抗係数におよぼす加速度の影響によるものと推論し、従来の非定常流における物体の抵抗係数に関する研究 (Morison

O'Brien の研究、浜田博士の研究、樋口の研究) を参照して、 C_{Du}/C_{Ds} (ここに C_{Du} は非定常流における抵抗係数、 C_{Ds} は定常流における抵抗係数) が R_e 数によって若干変化するけれども約 1.6 という値をとることを見出した。そうしてこの結果と定常流における u_{bc}^* の結果を用いて、さきの非定常流における u_{bc}^* の実験結果をうまく説明することができた。

つぎに、以上の砂粒に働く力のうち全作用力に比して仮想質量係数 C_M をふくむ加速度項のきわめて小さい著者の実験結果を、波の運動下のように $du/dt(u$: 水粒子の速度) の比較的大きい場合に適用するに当って、加速度項が全作用力に比較してどの程度の割合をしめるものかを明らかにする必要があるため、砂の初期移動時における加速度の影響について、砂粒に働く力 F と砂粒の摩擦力 F' との間の平衡条件式に、Lamb によって求められている浅海波の層流境界層内の流速をあらわす式を用いて詳細な検討を加えた。

この結果によれば、加速度による力と全作用力の比は、砂が動き出すときの Phase が加速度項の最大を示す場合であっても、砂の比重 $\sigma=2.65$ 、砂粒の遮蔽係数 $\epsilon=0.35$ 、静止摩擦係数 $\tan \phi=1$ と仮定すると、

$$(\text{加速度による力})/(\text{全作用力}) = 0.263/K$$

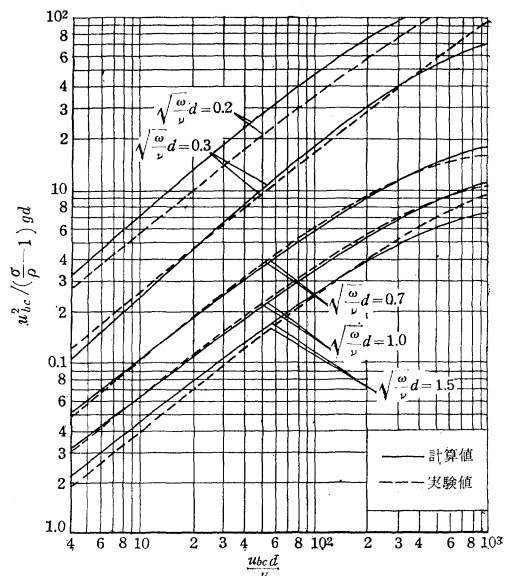
$$K = 0.269(H/L_0)^{-1}(\sinh 2\pi h/L)$$

によって与えられることがわかった。

ここに H, L は水深 h における波高、波長、 L_0 は沖波の波長である。

この式より加速度項が全作用の 1 割に満たない場合の波の特性とその領域の関係が明らかにされ、一般の海岸の漂砂移動においては、比較的浅い領域までも加速度項を無視できることを確かめ、著者の基礎実験の結果が適

図-1 底部限界流速の無次元表示



* 第7回海岸工学講演会講演集 (昭和35年11月) に発表

用できることを明らかにした。この場合、波の運動下における u^* と流速の関係を知る必要があり、著者は Lamb が求めた層流境界層内の流速分布と浅海波理論の底部流速 u_b とから、 u_b/u^* の値を求めたが、これと著者の実験結果とから限界流速を求めたのが 図-1 である。なお、同図に層流境界層内の砂粒頂部における流速を用い、加速度項を無視してきしつかえない領域における力の平衡条件式から理論的に求めた限界流速の値を計算値として同時に記入してある。

3. 波による砂の移動量の算定

波の力によって変化していく二次元の海岸変形の機構を論ずるには、砂の移動量を推定しなければならないが、従来のこの種の研究は、いずれも実験値の整理のさいに周期特性が入り、普遍的な研究成果はなく、砂の移動に関する波および底質などの無次元量を提示するにどまっている。

そこで著者は 2. で述べた砂の移動限界の考え方を導入して波の特性と移動量を結びつけた移動量公式を明らかにした。すなわち、著者は河川における Du Boys の流砂量公式に波の運動下の u^* と浅海波理論による底部流速 u_b との関係を代入して、単時間、単位巾当りの往復の平均移動量 q_s を示す式を次式のように求めた。

$$q_s = C_s (\omega^2 \cdot A^2 / T) [\pi - 2\omega t_c + \sin(2\omega t_c)]$$

ここに C_s は底質の特性によってあらわされる値であり

$$\omega = 2\pi / T$$

$$A = H/2 \sinh(2\pi h/L)$$

T は周期、 ωt_c は移動限界時の phase を示す。

そうして Vincent の移動量に関する実験結果を、 q_s および $(\omega^2 \cdot A^2 / T) [\pi - 2\omega t_c + \sin(2\omega t_c)]$ を変数にとってプロットすれば、周期に関係なく一本の直線上にのるようであり、このことから $u_b = \omega A \sin(\omega t)$ が成立する領域においては汀線と直角方向の砂の移動量は上式であらわされることを確かめた。なお、いそ波帯より岸側の領域では浅海波理論が適用できなくなるので、この領域の移動量算定には上式を用いることはできない。

4. 漂砂の移動限界水深

海岸構造物の設計あるいは海浜変形の基点を求めるに当たって、しばしばこの砂の移動限界水深が問題になる。この移動限界水深に関しては従来二つの限界水深が定義され、土木学会の海岸保全施設設計便覧にもその相違は明確に提示されている。すなわち一つは波によって、この水深より深い沖側で漂砂が全くおこらない水深であり、ほかの一つはそれより浅い水深で、砂の移動は生じているが、海岸変形に顕著な影響を与える掃流漂砂がほとんどない地点である。ここで論議する限界水深は前者の水深であって、さきに述べた波の運動下の砂の限界流速に関する研究成果を用いて、漂砂の移動限界水深を明らかにしたものである。

この場合、水深も大きく、実際の海岸では沖の底質粒径は小さいから、砂の移動は層流境界層領域で行なわれるものと考えてきしつかえないであろう。したがって、浅海波理論および抵抗法則を用い、かつ 2. で明らかにした限界摩擦速度における実験式

$$u_c^{*2} / \{(\sigma/\rho - 1)gd\} = 0.114(u_c^* d/\nu)^{-2/3}$$

より、限界水深を示す式として次式で示すような関係式がえられる。

$$\left(\frac{d}{L_0}\right)^{1/3} = \frac{\pi^{2/2}}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right) \times 0.114 \times (2\pi)^{1/2} \cdot 2^{1/6}} \left(\frac{H}{L_0}\right)^{4/3} \cdot \left(\sinh \frac{2\pi h_i}{L}\right)^{-4/3}$$

ここに d は底質粒径、 h_i は限界水深を示す。

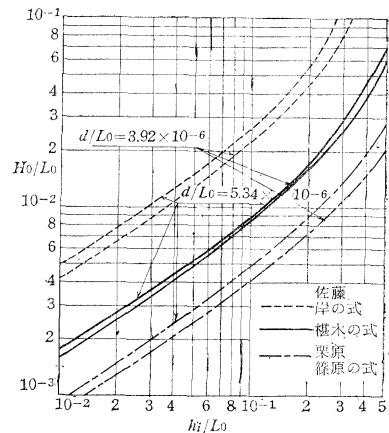
上式に $H/L_0 = (H_0/L_0)(H/H_0)$ の関係を用い、 $\sigma = 2.65$ とすると、

$$H_0/L_0 = 0.171(d/L_0)^{1/4} \cdot (\sinh 2\pi h_i/L) \cdot (H/H_0)$$

となる。

この式であらわされる H_0/L_0 、 d/L_0 、 h_i/L_0 の関係を示したのが 図-2 であり、同図に、従来の佐藤、岸両博士

図-2



と栗原、篠原両博士らの求めた移動限界水深を同じ表示で併記した。

5. 結 語

以上、著者は波による砂の動きはじめの機構について解析を進め、河川の場合の砂の移動限界とことなることを明らかにした。さらに、この初期移動限界流速の算定結果を用いて、砂の移動量や移動限界水深が検討したが、著者の行なった論議はいずれも、主として浅海波の性質を十分有し、層流境界層内部の領域における砂の移動であって、乱れの大きいいそ波帯以後の領域における砂の動きについては、なお十分な基礎的研究を必要とし、今後に残された問題といえよう。

最後にこの研究に対して終始御指導を賜った京大の石原教授、岩垣教授に対して深甚の謝意を表する次第である。【筆者：正員 徳島大学助教授 工学部土木工学科】

開水路分水工の研究*

室 田 明

洪水対策としての捷水路、発電所の取水路など、かなり大規模な河川工事をはじめ、かんがい用水、水道用水の取水工までをふくめると多くの分水工が施工されているが、開水路分岐部付近の複雑な流況のために、その合理的な設計がむずかしく、的確な分水計画をうるためにはそのつど、水理模型実験を行なって細部の検討がなされてきた。しかしこの種の模型実験では当面の問題に対するさしあたっての解決を旨とするために、流況特性に関する統一された現象解釈や、解析手段の批判、検討などが普遍的な型で示されない傾向は避けがたく、従って開水路分水工に関しては経験模索の域を脱していない現況である。このような事情を考慮して、本論文ではまず、開水路分岐部付近の一般的な流況特性を指摘し問題点を明らかにして研究項目を整理構成している。そのさい、解析と実験を容易にするために単純な実験水路についてまず基本的な考察を行ない、その知見にもとづいて後半で若干の応用研究を行なった成果を報告している。

はじめに分岐点付近の流況解析の手段として次のような近似法を行なう。たとえば、図-1のような流れを計算するさい、第一近似として水深変化を考慮せず二次元問題として取扱えば適当な写像計算でその解をうる事ができる。ところが分岐の枝をもつため計算が複雑になるばかりでなく図の C, D 点で流速に関し特異性が現われ、これは以後の解析にはなほ都合である。しかも図に示すごとく分水路流入水束の両側に死水領域が発生し、従ってこの流入水束は局部的には自由流線で境されると見なされるので、一まず分水路壁は取りはずして図-2のような開口部からの流出水束について考える（実験的検照によると、この手続きは解析対象を主水路内流況に限ればほぼ妥当であることがわかる）。このようにすると前に述べた特異性が除かれるとともに、図-1の死水領域の形状についての近似解をも議論することができる。ところで、いま二次元問題として扱っているのだから流れの重ね合わせが可能であることに注意すると図-3の主水路流れに左から右に向かって ($U-U_0$) の均一流れを重ね合わせてやると図-2の流れが実現される。結局、以上の仮定を認める限りでは、分岐部付近の流れの最も基本的なものとして著者のいう図-3の対称流出について考えればよいことになる。本文ではその対称流出に関する厳密な写像計算が示され、特に orifice からの流出水束におよぼす水路巾の効果がはじめて明らかにされた（なお、二次元水面形は比エネルギー、一定の仮定

図-1 開水路分岐点付近の流況

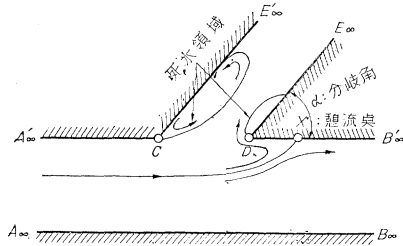


図-2 非対称流出

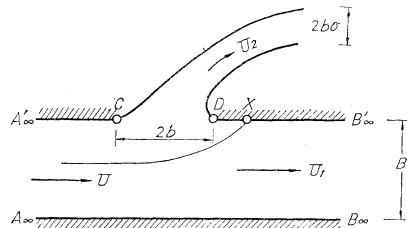
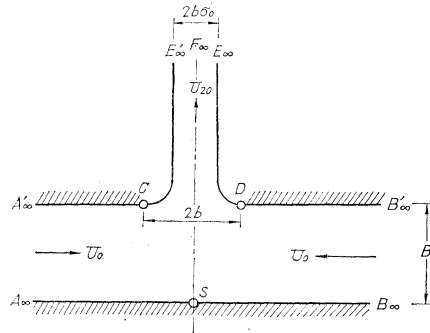


図-3 対称流出



から算出される)。このような単純な取扱いから、かなり豊富な見とおしがえられる。たとえば、流量配分比： κ （分水路流入量と総流量の比）は、対称流出の総流出量と、非対称流出のそれとの比で与えられるという結論が導かれ、この考え方によると、ある特定の場合、流量配分計算は通常行なわれる面倒な背水曲線試算法によらずただちに計算することができるとしてその方法を示し、実験によってその精度を確認している。さらに、図-2の非対称流出には二つの型式があり、その一つは図に示すとおりであるが、流出量が小さくなると、自由流線 $D-E_{\infty}$ は壁 $D-B'_{\infty}$ にくっついてしまう。このような場合には、はじめて分岐角（図-1の角： α ）が流量配分に影響するのであるが、この流出型式は流量配分比についてのある限界値： κ_* によって規定され、 $\kappa > \kappa_*$ の場合に図-2のごとくなり、 $\kappa < \kappa_*$ の場合は後者の流出型式となる、といった事実は前述の単純な計算から導かれた成果の一つである。

最近、航空流体力学では遷音速の問題がかなりの興味をひいている。すなわち、飛行体が音速に近づくと翼面

* 土木学会論文集第70号・別冊(1-1)に発表

に局部的に音速をこす領域が発生するのであるが、開水路の分岐部でもそれと全く同じ現象が期待される。たとえば、はじめ常流で流れていたものを漸近、加速して均一流れの Froude 数を限界値：1 に近づけてやると、**図-4** のごとく分岐開口部上流端付近に局部的に射流領域が発生し、均一流の加速とともにその射流領域が発達し

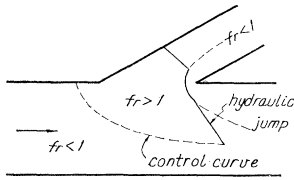


図-4 分岐点付近に現われる遷限界流 ていく（実は、主水路流れの Froude 数が限界値に近いことは必ずしも必要でなく分水路への流入量、従って κ が大きくなれば、十分に小さい主流 Froude 数でも上の遷限界状態が現われるので

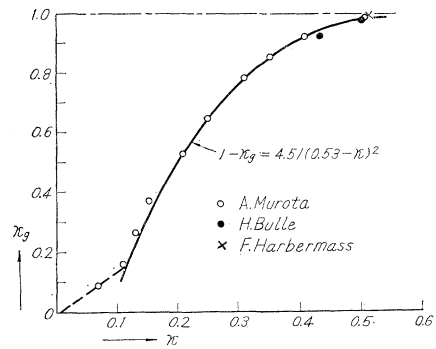
あり、これがいわゆる transonic の取扱いと異なる点である）。この現象は同一断面での常流、射流領域の共存という意味で水理学的にはなほだ面白い問題であるばかりでなく、このような局所射流領域の発生により流況はいちじるしく変化し、河床変動、ひいては導流堤効果などにもそれが発生してない場合と比較していちじるしい相違が見られるので実際面では十分留意すべき特性であろう。著者は例の重ね合わせ解を出発点とする近似解の精度を特にこの付近（局所射流部発生点付近）でよくする方法を考案し、射流領域発生の際の臨界条件についての満足すべき解を導き精密な実験によりその妥当なことを見出した。

実際の河川分水工事でしばしば当面する難問題の一つは上流からの輸送砂処理であろう。現在までの実験的研究では流量の 50% が分水路に流入する場合には掃流輸送砂のほとんど 100% が分水路側に流入するといわれ、事実、わが国の分水路でも多量の流入土砂のため分水路側が閉そくされた例さえ二、三報告されている。ここでは、まずそのような掃流砂運動の特性が、分岐部で発生する強力な二次流によるものであることを指摘し、その二次流の解明を試みている。すなわち、分水路への流入のため主水路横断方向に大きな水面勾配が現われ、その勾配に対応するごとく主流と直向方向の二次流が発生するのであるが、その結果、分岐部付近では表層流線と底層流線がいちじるしくねじれ、表層に比し多量の底層流が分水路側にすいこまれる。この表・底層流線のねじれ量から二次流流速を算定しうることに着目した著者は、その基礎実験の模型水路においてはもちろん、実際河川の分岐部でも詳細な実測を行ない、流線ねじれの現象を確認して二次流特性に定性的な解明を与えた。

このような二次流効果によってもたらされる掃流砂の（分水路への）流入現象について、本論文では従来の研究にくらべ、はるかに広い流量配分比の範囲にわたって実験を遂行し、掃流砂配分比： κ_g がほとんど流量配分比： κ のみの関数であるという注目すべき結果を見出

し、その実験資料を整理して次のごとき実験式を提案している。 $1 - \kappa_g = 4.51(0.53 - \kappa)^2$

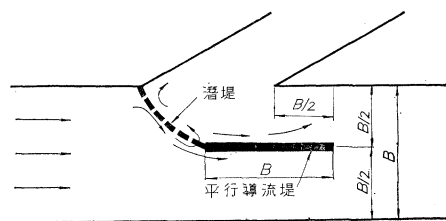
図-5 掃流砂配分比 κ_g と流量配分比 κ との関係



分水工は所期の流量配分を確保するのを目的とするのはいうまでもないが、前述したような掃流砂は、なるべく分水路に流入しないのが望ましいことももちろんであり、そのため各種の分水機構が考案される。たとえば、分岐点にヒンジをもつ可動せきによる流量調整について著者は若干の実験的検討を行なっているが、その意見によれば、流量配分を規定する主要な因子は大抵の場合、分岐後の主・分水路の抵抗損失であり、分岐部損失はそれに比し微弱である。従って、分岐部での詳細は device は、すくなくとも流量調節に関しては有害でこそあれ、効果はきわめて否定的であるとしている（なお、流量調節のための工作物などのない自然分水の場合の分岐損失係数についての実験結果が本文に報告されている）。それで、流れをなるべく乱さず、掃流砂流入を抑制し、しかもできうれば取水量の若干の増加も期待しうるとき理想的な導流堤型式として、その詳細な基礎実験にもとづき**図-6** のごとく、上流側に潜堤をもつ平行導流堤を提案している。これによれば、分水路流入流量は（導流堤のない場合に比し）約 10% 増加し、逆に分水路への流入砂量は約 60~70% 減少せしめうるという。

最後に、以上の基礎実験の成果を実際に応用すべく、発電所取水路取入口の改良工事のための模型実験を著者が担当して行ない、取入口開口部下流側角をわずかに後退させ、開口部巾員を 5 m 程度広げるだけで発電出力を約 0.5 MW 増すことに成功した。

図-6 分岐点付近の導流堤



【筆者：正員 大阪大学助教授 工学部構築工学科】

膨張性地山におけるずい道の土圧と

施工法について*

野 沢 太 三

1. 要 旨

軟弱地質の地山にトンネルを掘削すると、しばしば地山の膨張にともなう強大な土圧に遭遇することがある。本論文はまず国鉄トンネルにおける過去の重圧トンネルの例を検討し、主として、辺富内線日振ずい道(Hiburi T. Hetonai L.)の膨張性土圧について研究した結果、潜在圧縮応力が膨張の原因であることを確認し、土圧、膨張、時間の関係を実験的に求め、それに対する施工法に対して二、三の提案を行なったものである。

2. 膨張を起こす地質とその特徴

ここで膨張性地山と呼ぶのは、その中にトンネルを掘削した場合、掘削面が膨張を起し、断面を縮小して支保工、覆工に大きな土圧をおよぼすものをいう。

Terzaghi の分類によれば強い側圧と盤ぶくれをとともなう地質すなわち swelling rock に相当する。膨張を起す岩石の種類は、その生成原因から見て変成岩に属するものに温泉余土、プロピライトなどがあり、伊東線宇佐見トンネル、東海道線泉越トンネルにその例を見る。また蛇紋岩、緑泥片岩が膨張した例として、予讃線夜屋トンネルがある。滞積岩としては頁岩(中生界白亜系上部菊石層)の辺富内線日振トンネル、安山岩質凝灰岩よりなる大糸線大野トンネルなど例は多い。火成岩では風化した玢岩、カコウ岩の北陸線深坂トンネルが有名である。

地質年代的に見ると大古界から古生界に属する緑泥片岩、中生界に属する粘板岩や頁岩、新生界第三系に属する頁岩や凝灰岩など各地質年代にわたっており、特別の層に限定して出現する傾向は認められない。

共通の特徴としては、褶曲作用や、断層による破碎作用を受けたり、火山活動の影響を受け、いちじるしく破碎、風化し、変質したものが多い。圧縮強度、弾性係数はともに小さい。掘削にさいしては、つるはし、エアピックだけで、火薬を用いないことが多く、使用する場合もごく少量でこと足りる。いずれの地質も鱗片状の滑はだがよく発達しており、不透水性で空気にふれると風化がいちじるしい。膨張の原因として考えられるものは、潜在圧縮応力、吸水膨張、化学変化、水の凍結などがあり、いくつかの原因が重なっている場合がある。トンネルに変状をもたらす土圧は、覆工の全断面が完成す

* 土と基礎、第8巻5～6号(昭和35年10月、12月)に発表

る以前、豊築中に現われるものと、完成後数年あるいはそれ以上の年月を経て発生するものと二とおりに大別することができる。この論文は主として施工中の土圧について研究したものである。

3. 膨張性土圧に関する研究

(1) 地山の膨張と支保工、覆工にかかる土圧

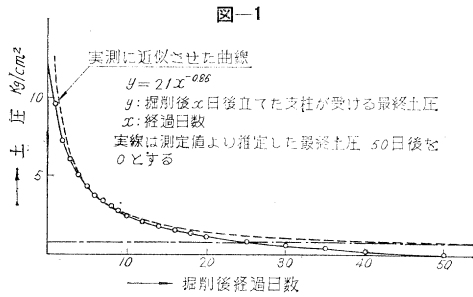
土圧の発動、膨張の状況は地質、かぶりの状況によって異なるのみならず、掘削面の大きさ、形、掘削後の時間が重要な要素となる。また新しい地山を掘る場合には膨張が激しいが、縫返えしの場合や、切羽近くで長期間放置されていた地山を掘る場合には、さほど大きな膨張は起らない。膨張は掘削後数時間ですでに観察され、側圧、盤ぶくれがいちじるしい。導坑支保工、後光バリ支保工はともに矢木折れ、鯖口の食込み、桁やにないの圧潰、導坑柱、第3柱などの折損座屈がはなはだしく、常時縫返えし、裏すかしなどの補修が必要であった。側圧のためセントルの台バリはわん曲し、側壁施工後セントルを撤去して見ると、きれつや圧潰が多く発見され、アーチの沈下もいちじるしかった。

(2) 土圧・膨張の測定とその原因について

土圧の測定法には、支保工の状態から推定する方法、スプリング土圧計、リング土圧計などの弾性変位によって測る方法、ストレンゲージ、カールソンゲージなどの電気抵抗の変化によって測る方法、光弾性効果を用いて光学的に測る方法などがあり、いずれも一長一短で決定的な方法はない。日振トンネルにおいては光学的方法以外はすべて試みられ、その結果を総合して土圧の分析が行なわれた。膨張の原因に関して従来風化や吸水膨張などが考えられていたが、地山含水比の分布ならびに時間変化を綿密に測定した結果、吸水膨張はばく大な圧力現象の主因ではないことが判明した。日振トンネルの頁岩には吸水膨張を起こすモンモリロナイトも少なく、温泉余土のような化学変化も起きないので、地下深部の地圧現象と同様に考える必要が生じた。地下深部の岩石はかぶりの重量によって圧縮され、その保有圧縮応力のために、導坑を掘削したとき掘削面が伸長破壊され押出してくる。深い炭鉱でよく見られる現象である。地下数10mの比較的浅い地山でも岩石の強度、弾性係数が小さく、粘着力、ポアソン比の大きな地質においては地下深部と同様に考えてよく、両者の間を区別する質的な差異は存在しない。地山が土かぶりその他の原因により強く圧縮され、大きな弾性的エネルギーを保有しているかどうかにかかってくる。この種の地圧はトンネルの周囲から水圧状に力を加え、岩石は潜在的に塑性状態にあるといわれ水圧と異なる点は方向によってその大きさを異にし、時間的な遅れをともなって発動し、変位を許せばいちじるしく軽減されることである。

(3) 土圧特性と影響範囲の推定 実験、測定の結果

を整理すると、地山を一種の粘弾性体(Visco-elasticity)として扱うことができ、土圧、膨張および時間の三者の関係を量的に把握することが可能になる。次の図-1は



土圧-時間関係の測定例である。この関係から掘削後量築までの余裕期間を推定できる。覆工を受けるセントルの許容荷重を与えてを求めればよい。地山を掘削した時、掘削面からどのくらいの深さまで影響がおよぶか問題になるが、この範囲は地山のもつもろもろの物理的性質、かぶりの深さ、掘削面の大きさ、掘削後の時間などで左右される。理論的には小田教授の計算があり、現場における膨張量の測定結果からも大略の値を推定できる。

4. 施工法

(1) 在来の施工法 日振トンネルには膨張性地山の施工法として知られているものはほとんど採用されている。新オーストリア式逆巻工法、日本式逆巻工法、インバート先進工法 (Itarian Method) などが代表的なものであり、これに余掘工法、ブロック積み、鉄製セントル、円形断面、切詰めから量築までの余裕期間など多くの工夫が加えられた。余掘工法はアーチに被害を与えるのでよくないことがわかり、かわりに切詰めてから2週間程度の余裕期間をおき、土圧を緩和してから地山に密着させてコンクリートを打つことが良好な結果をもたらした。第3導坑を先進させるとアーチの沈下を招き、アーチに被害を与えることが施工上判明し、日本式逆巻工法を用いて良好な結果を得た。

(2) 覆工応力の測定と解析 覆工の被害はアーチが最もいちじるしく、側壁がそれについだ。アーチの変状原因は偏圧、背面空げき、側圧および沈下による反力転嫁が主因と考えられ、これに対する解析を試みた。反力転嫁は土圧の弱体化が原因と考えられ第3導坑先進の可否について鍵となる要因である。実際に覆工の応力状態が施工条件の変化によってどのように影響されるかを調べるためにアーチコンクリートの応力測定を2日にわたって行なった。この結果はアーチに大きな曲げモーメントが働いていることを示し、土圧を抜くと曲げモーメントは増加する傾向にある。インバートがついてから応力変化は緩慢になり、平衡状態に達するのが観測された。

(3) 鋼製可縮支保工を用いる工法 最後の掘削区間

に後光バリ支保工を盛りかえてV型鋼を用いた可縮アーチ支保工を半断面に入れた。これは重ね継手になっており、軸方向力を摩擦で伝えるため、ある値以上の土圧が加わると少し滑って対抗する。土圧の特性に応じて、土圧と支保工の支持力がバランスするまで待ってコンクリートを打てば被害を受けるおそれはない。アーチ支保工であるため作業空間が拡がり、量築速度を上げ、準本巻工法によることができた。V型鋼はそのまま埋込み、コンクリートと一体になって働くように考えたが膨張性地山のトンネル支保工としては有効な材料である。

5. 結 語

本文は18年の年月を要した日振トンネル工事の最後に関係し、その一端をまとめたものであるが、詳細は下記資料を参照されたい。種々御指導下さった諸先輩、現場の方々にあつく感謝して終りとする。

参 考 資 料 ・ 文 献

- 国鉄秋田建設事務所：羽越線折渡ずい道工事誌
- 国鉄熱海建設事務所：伊東線宇佐見ずい道工事誌
- 国鉄長岡建設事務所：大糸線大野ずい道工事誌
- 国鉄山口建設事務所：八幡浜線夜屋ずい道工事誌
- 国鉄札幌工務局：辺富内線日振ずい道工事誌
- 岡本 舜 三：素掘坑の強さに関する弾性学的考察(土木学会論文集 昭24. 3)
- 粕谷 逸 男：日振ずい道工事誌(土と基礎 No. 3~6, 1953~1954)
- 上原 要三 郎：弾性的地圧論と深いずい道並びに堅坑の設計について(ずい道会議記録, 国鉄建設部 昭30. 12)
- 渡辺 寛 治：強大なる土圧を受ける地下深部のずい道の覆工ならびにずい道崩壊事故防止の安全工法(ずい道会議記録, 国鉄建設部 昭30. 12)
- 林口眺万・山下 章：トンネルの覆工周辺応力に関する一研究(発電水力 1955. 5)
- 村山朝郎・柴田 徹：粘土のレオロジー的特性について(土木学会論文集, 40号)
- 小田 英 一：粘弾性体としての地山中の素掘円形トンネルの変形挙動について(土木学会第13回年次学術講演会)
レオロジー的特性の地山中の素掘円形ずい道の変形挙動について(土木学会第15回年次学術講演会)
- Bierbaumer : Die Dimensionierung des Tunnel Mauerwerkes.
- K. Jerzaghi : Introduction to Tunnel Geology(The Commercial Shearing & Stamping Co.)
- Proctor & White : Rock Tunneling with Steel Support (The Commercial Shearing & Stamping Co. 1946)
- C. Jaeger : Present Trends in the Design of Pressure Tunnels and Shaft. (Water Power No. 41~43 1960~1961)
- 野 沢 太 三：膨張性地山におけるずい道の土圧と施工法について(土と基礎 No 41~43 1960~1961)

【筆者：正員 国鉄建設局線増課、現信濃川工事事務所】