

世界最長支間吊橋／松本陽太郎
 Henrichenburg の新しい船舶リフト／橋川 隆
 曲線桁の塑性解析／深沢泰晴
 明確な降伏点を持たない高強度鉄筋を用いた部材の破壊強度／倉沢真也
 河川の制御にらせん流の利用／細井将右
 潜り流出型ゲートの振動解析／鹿島遠一
 シールドによるカルデコットトンネルの掘削／今田 徹

世界最長支間吊橋

“For Britain’s Humber River Longest Span Proposed”
 Engineering News-Record p. 30 April 30(1964)

英国の Humber Bridge Board では、イングランド北東岸寄りのハルから上流約 6.4 km のところハンバー川をまたぐ主径間の支間長 1396 m の吊橋が計画された。これは、ニューヨークの Narrow Bridge よりも 98 m 長い。新路線に沿った橋の再設計が行なわれたことによって、計画の見積り額が 1000 万ドル近く削減された。

当初に見積られた 4480 万ドルから、3500 万ドルに下げられたのである (New York の Narrow Bridge は 3兆 2500 万ドル)。ここでいかにして 22% もの費用をセーブしたかを述べると、従来の補剛トラスは最初にセバーク橋で用いられた溶接鋼箱桁にとってかわったのである。この新しい設計は、所要鋼材トン数を 20% まで軽減した。このようにして橋の他の部分に用いられた鋼材も同量の鋼材軽減がなされた。新設計における連続溶接箱桁の寸法は、高さ 3m、幅 23m で、これに 3m の片持ちり床版が両側に取付き、全体としては、幅 29m である。4.6m 間隔に入っているダイヤフラムプレートによって箱桁の剛性が保たれている。横断面は、空気力学的理由より流線形となっている。自動車は吊箱桁を、歩行者は、両側の張出床版を使用する。

ケーブルの寸法は 66 cm 径で 0.5 cm 径のワイヤを 36 本より合わせた鋼索によって構成されている。吊材用ロープは、一本の鋼索より成り二つ一組になって傾斜している (上下垂直に取付けられるものではない—新パテント)。これが強風に対してダンパーの役目をする。

2本のメインタワーは、平均水位より 160.6 m 立上

図-1 断 面 図

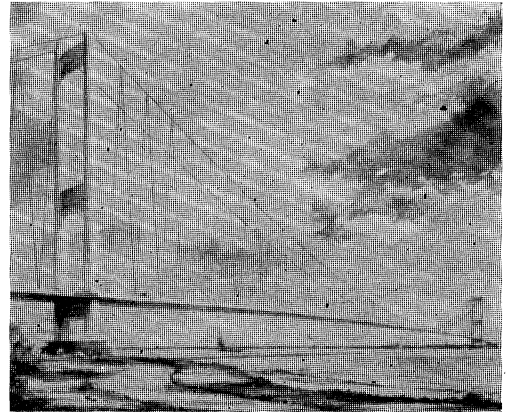


写真-1

る。交通調査によれば 1970 年には、390 万台がこの橋を利用することになるだろう。この交通量は年間約 8% の割合で増加してゆくであろうし、50 年以内には、容易にこの橋の工費を召喚するであろう。もしこの橋ができれば、ハル～ロンドン間は、43.47 km まで短縮されハル～リンカーン間 53.13 km、ハル～グリムスビー間 74.06 km となる。この仕事に関しては、政治的にも幾多の障害が現れたが、ハムバークブリッジボードのメンバーは、自身でこの計画を押し進めるであろう。これこそ大切なことである。 (委員 松本陽太郎)

Henrichenburg の新しい船舶リフト

“The new ship lift of Henrichenburg near Waltrop”
 Bulletin of P.I.A.N.C. No. 10, pp. 41~53(1963)

Durtmund～Ems 運河の Henrichenburg においてはすでに 2つの船舶リフトが設備されていたが、運河交通緩和のために新しい船舶リフトが 1962 年に完成した。この地点での平水時の運河の上流と下流の水位差は 13.75 m であるが、最大は 14.50 m にもおよぶときがある。ボーリングの結果では、下層土は 5~6m の比較的流動性の砂層とその下のおよそ 600m の厚さの泥灰土層からなり、砂層と泥灰土層との境界には帯水性のきれつがはいっている。

閘門式、傾斜階段式、船舶リフト式などについて調査した結果、2基フロート式構造による船舶リフト式が採用された。土質条件、総工費からもフロート式が有利であり、さらにこの地方特有の採鉱沈下にもきわめて高度な反応を示す利点がある。

リフトの構造はフロート、フロートを浮

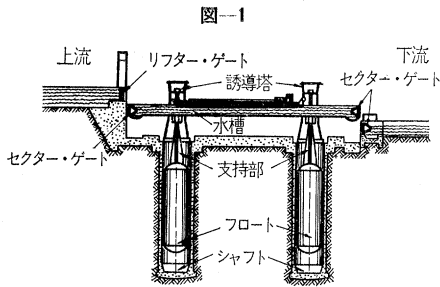
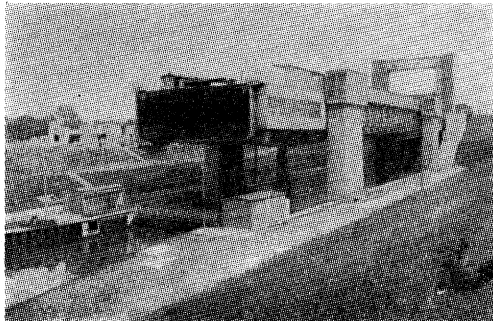


写真-1



かせるシャフト（下部水槽）、水槽、水槽を支持する支持部それに昇降操作を行なう誘導塔からなり、水槽、支持部、フロートは一体となって上下する。設計対称船舶は吃水 2.50 m, 1350 D/t で、水槽の有効寸法は 90×12 m, 水深は 3.00 m である。水槽の上昇速度は 0.15 m/s で、13.75 m の平水時昇降の場合、水槽の上昇、扉の開閉および水の水槽への出入操作に 210 秒以上はかからない。

シャフトの深さは 52.48 m で、外側は硬質レンガでおおわれ内側は鉄筋コンクリートで、両者の間に 0.25 m の厚さの粗石コンクリートが打ってある。縦穴掘削の前にシャフト位置の周囲に水もれ防止のためのセメント注入が行なわれた。

フロートは 2 つの隔壁からなるスチール製円筒体で、直径 10 m, 高さ 35.28 m でシャフト壁と円筒体との間げきは 0.65 m である。鋼板の厚さは 15~22 mm でフロート内部は水平に筋ちがいが入り、3~4 気圧に増圧してある。フロートのおおの浮力は 2500 t, したがって 2 基で 5000 t でこれは可動部の総重量つまり水槽、支持部、フロートおよび水槽に満した水の重量に一致し、理論的に可動部は浮遊状態になっている。支持部がどの程度シャフトの中に沈んでいるかによって浮力に差を生ずるが、フロートの下部隔壁に調整用のシリンダーが設けてあり、このシリンダーの中の空気圧によって浮力の差を調整する。

水槽と支持部は水槽が横にずれるようなことがあってもそのずれに対応し得る 12 個の安全ボルトによって結合され、水槽は誘導塔の中のすべり溝で回転しているロ

ーラに沿って誘導される。水槽は 2 ヶ所で支持されるつき出し長 20 m のつき出しばりとして設計され、支持径間 53 m でフロート間隔と一致している。水槽の側壁と底はスチフナーと横わくで補強され、ねじれ抵抗を増すために底の裏に箱形の補強材が取付けてある。水槽の両端はセクターゲートによって開閉し、運河との連結には特別な工夫がこらされている。

誘導塔は水槽の両側に計 4 つあり、どれも箱形の 2 本の直立柱からなり、強固に外壁に固定されている。エンジンは誘導塔頂部に一基ずつ配置され、それぞれ出力は 110 kW で、ねじ棒への伝達比は 1:11 である。このねじ棒が水槽の昇降の直接操作装置で、ねじ棒の回転運動が水槽に固結しているナットに働き水槽の運動を起す。通常は、ねじ棒は摩擦力より大きな力を伝えたり、減速、加速力を伝えねばならない。水槽がからになったりあふれたりした場合や浮力が減少した場合は、その作用力がねじ棒をとおして誘導塔に伝えられる。ねじ棒の長さは 20.20 m で材質は 0.5% のニッケルをふくんだ CK45 スチールである。

図-1 は上昇中のリフトの断面図である。

旧リフトには霜の影響があるため、可動部には電熱暖房装置が設備され、 -20°C までは凍結を起さない。

上流側運河の扉は採鉱沈下を考慮して垂直リフトゲートを使用し、ゲートは垂直に 12.10 m 上下し、高さは 5.0 m である。下流側はセクターゲートが設備されているが、このゲートは特別に設計されたもので、下るとともにコンクリート土台わくの中に後退して開き船を通過させる。上流、下流のアプローチはそれぞれ 650 m 550 m の距離があり、ともに有効幅員 48 m, リフト軸方向の水深は 3.50 m である。

(橋川 隆)

曲線桁の塑性解析

“Plastic Analysis of Circular Balcony Girders”
 Chu, K.H., Thelen, A.
 Proc. of A.S.C.E. ST. Vol. 89, No. 6, pp. 156-186 December (1963)

立体構造物の塑性解析は、崩壊機構の多様性のため非常に面倒な場合が多く、したがってこれまでに解かれているのは折線ばり、対称格子桁等ごく簡単な構造系にすぎない。この論文は曲率面に垂直な等分布荷重を受ける両端固定の円形曲線桁（中心角 $2\theta_a \leq 180^{\circ}$ ）の崩壊機構ならびに崩壊荷重を通常行なわれている塑性解析の手法にもとづいて計算し、曲線桁の塑性性状を解明している。

まず、曲線桁の崩壊機構はつぎのような典型的な三つの型に分類しうることを明らかにした（図-1）。

1) 両端部に塑性ヒンジを生成する崩壊（2 ヒンジ崩

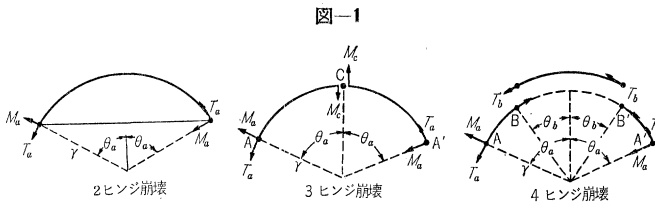
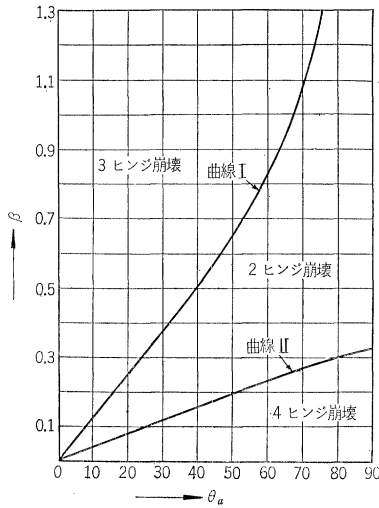


図-1

図-2



壊)

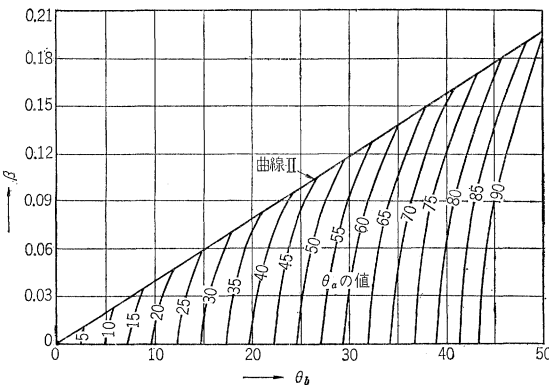
2) 両端部とスパン中央点に塑性ヒンジを生成する崩壊 (3 ヒンジ崩壊)

3) 両端部とスパン中央点に関して対称な二点 ($M_b = 0$) に塑性ヒンジを生成する崩壊 (4 ヒンジ崩壊)

与えられた曲線桁の崩壊がこの三種の機構のいずれに属する形をとるかは、その曲線桁の円弧中心角 ($2\theta_a$) と断面の塑性特性を表すパラメータ $\beta = T_F/M_F$ (ここに、 M_F = 降伏モーメント、 T_F = 降伏トルク) によって決められる。図-2 はその関係を示している。すなわち、同図において

① β の値が曲線 I の上側にあれば 2 ヒンジ崩壊が起り

図-3



② β の値が曲線 I と曲線 II との間であれば、3 ヒンジ崩壊が起り、

③ β の値が曲線 II の下側にあれば、4 ヒンジ崩壊が起る。

特に、4 ヒンジ崩壊型の場合の中間ヒンジの位置 θ_b の値は 図-3 で与えられる。

崩壊荷重の大きさは、これを図示すれば 図-4 のようになる。同図は崩壊荷重係数 $\eta (=wr/M_F)$ の値を θ_a と β をパラメータとして描いたものである。

β の値が大きい場合、すなわち断面のねじれ抵抗が大きい場合には、 β の変化に対しては崩壊荷重はあまり影響を受けない。したがって、 β の値をある程度以上大きくしてもあまり効果はない。逆にねじれ抵抗が小さい場合には、 β の値の変化が崩壊荷重にかなり効いてくる。 $\beta=0$ の場合は崩壊荷重は 0 である。

図-4

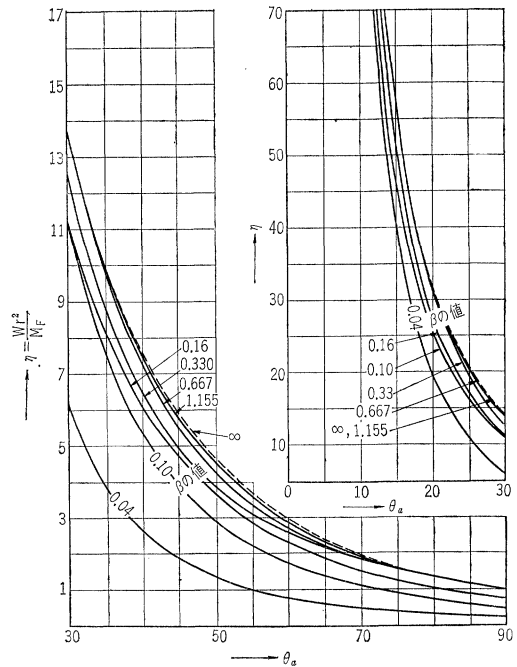


図-4 において注意すべきことは、 η -曲線はすべて連続しているが、同一曲線上でも崩壊機構は異なっているということである。ねじり抵抗が大きい場合 ($\beta \geq 0.33$) には、2 ヒンジ崩壊と 3 ヒンジ崩壊とが起り、たとえば、 $\beta=1.155$ (ideal box sections) に対しては

$$\theta_a \geq 72.5^\circ \text{ で 2 ヒンジ崩壊}$$

$$\theta_a \leq 72.5^\circ \text{ で 3 ヒンジ崩壊}$$

ねじり抵抗が小さくなると ($\beta \leq 0.33$)、4 ヒンジ崩壊も現われはじめ、たとえば、 $\beta=0.16$ に対しては

$$\theta_a \geq 40^\circ \text{ で 4 ヒンジ崩壊}$$

$$40^\circ \geq \theta_a \geq 13^\circ \text{ で 2 ヒンジ崩壊}$$

$\theta_a \leq 13^\circ$ で3ヒンジ崩壊

となる。

なお、つい最近発表された論文、

“Ultimate Strength of Plane Curved Girders” by Iwegwu, E.O. Structural Engineer, April (1964)

では、電子計算機を用いた試行法によって曲線桁の崩壊荷重を求める方法を提案している。その場合には任意な荷重系に対しても解を求めることができる。

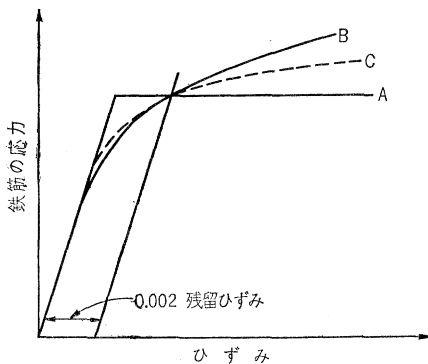
(委員 深沢 泰晴)

明確な降伏点を持たない高強度鉄筋を用いた部材の破壊強度

“Ultimate Strength With High Strength Reinforcing Steel with an Indefinite Yield Point”
Sinha, N.C., Ferguson, P.M.
Jour. of the American Concrete Institute Vol. 61, No. 4 pp. 399~418 April (1964)

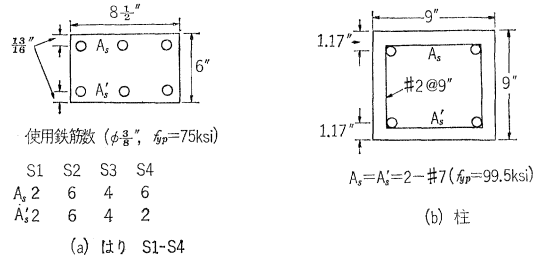
極限設計理論は、鉄筋が図一に示すAのように明確な降伏点を持つという仮定から導かれている。これがBまたはCのように明確な降伏点がない場合には、例えば残留ひずみが0.2%となる点を降伏点と定義している。BまたはCの場合降伏点に達するひずみはAの場合より常に大きいゆえ、「はりの圧縮鉄筋としてこのような鉄筋が用いられる場合、はりの上縁部分のコンクリートが破壊する前に降伏点に達するか否か」という疑問が生じる。したがって、BおよびCはAと降伏点は同じだがはりや柱に用いられたとき全然異なる働きをする可能性がある。大きな偏心を受ける柱の場合は対称に鉄筋を配置したはりと鉄筋についての問題は同様である。しかしこの場合鉄筋は急に降伏破壊しないので balanced failure を定義するのはずっと困難になってくる。

図一 鉄筋の応力-ひずみ曲線



本研究の目的は、特定の高強度鉄筋とその応力-ひずみ曲線を用いて部材の破壊強度をより正確に計算し、その計算値が合うことを実験により確かめることである。実験は引張および圧縮鉄筋を用いた5本のはりおよび偏

図二 供試体の断面



心距を10.06", 6.25", 11.50"の3種に変えた対称な3本の柱について行なった。供試体の断面は図二のごとくである。

破壊強度を求めるに当たって設けた仮定は、平面保持の法則、コンクリートは引張力を受けない、コンクリートの極限ひずみ $\epsilon_{cu} = 0.0030$ 、コンクリートの応力は矩形分布および実測による鉄筋の応力-ひずみ曲線である。

計算方法はつぎのようなものである。ある中立軸を仮定すると $\epsilon_{cu} = 0.0030$ より引張および圧縮の鉄筋ひずみが求まる。つぎに応力-ひずみ曲線を用いて鉄筋の応力が求まり、 T および C_s が求まる。コンクリートの応力は矩形分布として $C = C_c + C_s$ が計算され、はりの場合はこれが T と等しければこれらがはりの正しいモーメント状態を表わしていることになり、柱の場合は $(C - T)$ が軸方向荷重と等しければ良い。もし等しくない場合は中立軸の位置を変える必要がある。

はりも柱も中央部の0.9mについて、モーメントと回転量が測られた。モーメント-回転曲線は最初のひびが入るまでは直線を示す。第2段階で鉄筋が弾性限度内では、回転の率は徐々にしかも一定に増える。第3段階では鉄筋は非弾性的で荷重が増えると回転の変化率も徐々に増加する。第4段階ではコンクリートの crush が目に見え、荷重が少し増えても回転は急増する。はりはコンクリートが crush した後も圧縮鉄筋が働いて部材の完全な破壊を妨げているが、柱は最大荷重の点でほとんど完全に破壊する。

その他に、はりと柱の極限モーメント、柱に対する interaction curve について解析を行ない、つぎのような結論を導いた。

1) ひずみの直線分布、 $\epsilon_{cu} = 0.0035$ を仮定すると極限理論により、明確な降伏点を持たない鉄筋を用いたはり、柱の破壊荷重を予想することができる。実験によると(極限モーメント)/(計算による最大モーメント)の値は、はりに対して1.054、柱に対して1.035であった。なおコンクリートの圧縮ひずみが0.0035のときのこれらの値は0.971と0.922であった。

2) 偏心を受ける柱についての Interaction curve は普通の鉄筋を用いた場合と異なっており、荷重が引張お

よび圧縮破壊の平衡点 P_b を下まわるにつれ抵抗モーメントが普通の場合下がるのと反対に、2.5% または 4.0% の高強度鉄筋を有する柱は偏心が ∞ に増えたときでも抵抗モーメントが増加した。

3) この種の圧縮鉄筋はひずみが増えてもより多くの荷重を受けられるので、実際の極限強度は最初に圧縮ひびわれが生じた時 ($\epsilon_c=0.0035$) より高い。

4) 引張・圧縮鉄筋に高強度鉄筋を用いたよりは強度が増加するばかりでなく、コンクリートが完全に crush した後でもやはり破壊しない。これは高強度鉄筋を用いることにより破壊時における塑性ヒンジの性質が改善されることによるものである。

5) $\epsilon_{cu}=0.0030$ (または 0.0035) としひずみの直線分布から定まる中立軸の位置を用いて鉄筋コンクリート部材の抵抗モーメントを決定するのは安全側に過ぎる。データによると $\epsilon_{cu}=0.0050\sim 0.0060$ であった。全鉄筋比の変化は極限ひずみにたいした影響を与えないようであった。

(倉沢 真也)

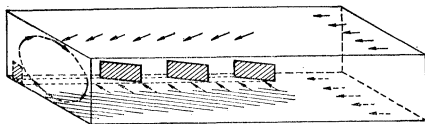
河川の制御にらせん流の利用

“Anwendung von Spiralwirbel Strömungen zur Regulierung von Flüssen”
Chabert, Remilieux, Spitz
 Die Wasserwirtschaft 53. Jahrgang, Heft 10, pp. 350~356, Oktober (1963)

これは、フランスの Chatou にある 国立水理試験所 (Laboratoire Nationale d'Hydraulique) でなされた研究であり、この内容の一部は、1961 年 Dubrovnik で の国際水理学会で発表された。

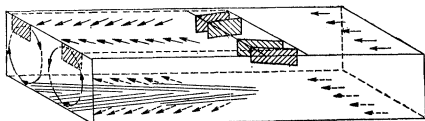
図-1 に示すように、主流方向にある角度をもたせて平板を河床に雁行させてたてるとらせん流が生じる。このらせん流はロータリー車が除雪を行なうように河床の砂を移動させ、流れが下降する付近の河床を洗掘し、上昇する付近の河床では堆積が行なわれる。

図-1



また図-2 では、平板を水面近くに置くことによって一対のらせん流を生じさせており、流れが下降する付近

図-2



の河床が洗掘される。

河床に砂堆が発達している場合、一つの砂堆の上流端では深くして淵をなすが、下流側部分は浅瀬になっており舟航には不便である。このような場合に、浅瀬の部分に図-1 のようならせん流発生板を置くと、滞筋が作り出され、維持される。図-3 は Niger 川に試験的に平板を 9 個設置した結果を示すもので、幅 50 m、深さは平均して 0.75 m の滞筋が作り出された。

つぎに図-4 は低水路が分岐している場合に、その一方を閉塞するために図-1 のようならせん流発生板の設置の仕方を模式的に示したもので、図-5 は流量による分水比の違いを経年の示しており、横軸の M は流量を平均流量で割ったものである。

取水口での堆砂を防ぐためには水面近くに置かれたらせん流発生板は大いに効果がある。これは図-6 のように水はね板を二列にとりつけたもので、図-7 は取水口とこの装置の取り付け位置を示している。取水口の角度は多くの実験の結果、図-7 のように 90° であるか、あるいはそれ以下でなければならないことがわかってる。

前に述べた三種のものは、ある地点に固定するものであるが、図-8 に示すものは、短い浅瀬を線状にしゅんせつするのに用いられるもので、全体が水中に浮んでいて、しゅんせつ船と同様に移動できる。ある地点のしゅんせつを行なう場合、適当な地点に投錨して行なう。図-8 では、水はね板が水上に出ているが、実際に稼働させるときには下のタンク状のものに水を適当量入れて水はね板が水面下に没するようにする。図-9 はこの装置でロワール川の Ancenis で 1961 年 6 月 22 日から 28 日までの 6 日間のらせん流の作用によるしゅんせつ例である。上の図は河床高変動図 (m 単位)、下の図は生じた

図-3

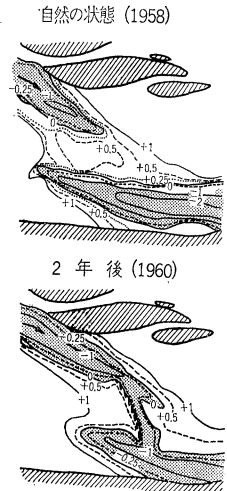


図-4

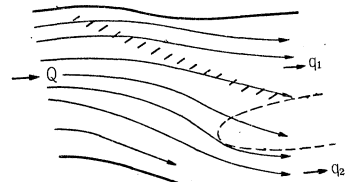


図-5

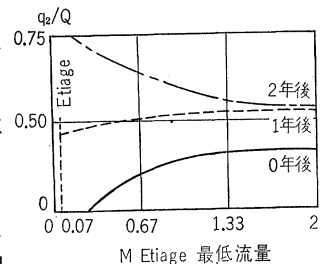


図-6

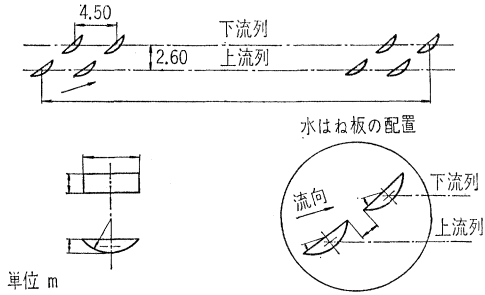


図-7

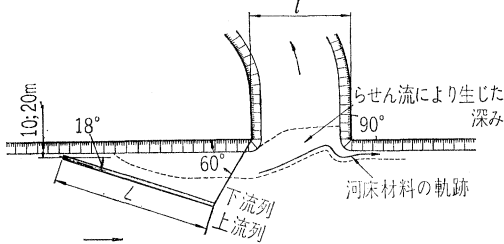


図-8

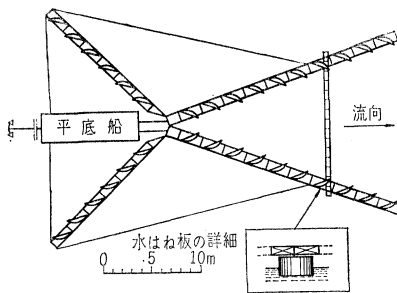
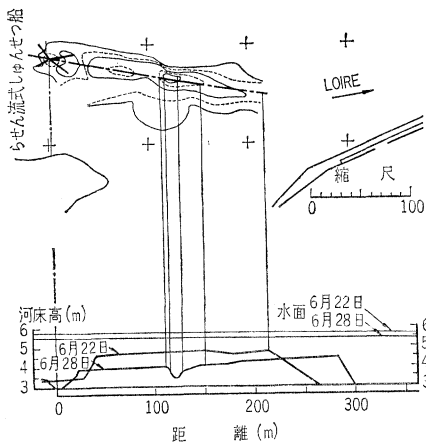


図-9



漕筋に沿っての縦断面である。この形式のしゅんせつ船でしゅんせつできるのは長さ 400 m までの浅瀬である。

(委員 細井 将右)

潜り流出型ゲートの振動解析

“Analysis of Vibration Measurements on An Underflow Type of Gate”

Kolkman, P.A.

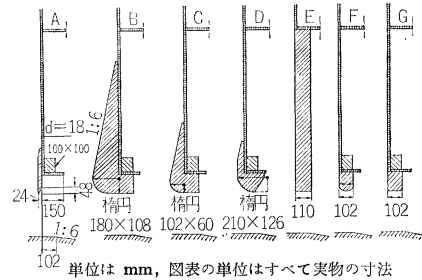
I.A.H.R. Congress London (1963)

ゲートの刃先の望ましい形状を、ゲートの振動実験によって決定する目的で行なった測定について振動記録の解析法を述べている。若干の新しい観点が見られる。

(1) 実験装置

縮尺 1/6 の引上扉式ゲート (実物換算幅 3.72 m) をばねで吊り、固有振動数を調整できる形式で、水平または鉛直方向の自由度 1 の振動を実現できる。水もれ防止のために側壁とゲートの接する部分は振動をさまたげないゴム膜を張った。実験に用いた各種刃先形状を 図-1 に示す。振動は誘導式変位計によって記録した。

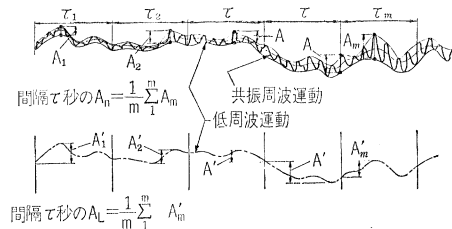
図-1



(2) 特性振幅

構造物の応答は低周波数と共振周波数の起振力によって異なることを考慮し、二種の運動を振動記録から分離してそれぞれの特性振幅を求める。図-2 のように共振周波数の運動だけをふくむ包絡線を描いてこれらの線の中央をとる線が低周波運動である。さらに記録を時間間隔 τ 秒の区間に分け、各区間で最大最小値間の差を算定し、これらの平均値を求めこれを間隔 τ 秒 (この場合模型で 3 秒) の低周波特性振幅 A_L とする。各区間内の包絡線間の最大幅をとり、これを全区間で平均し、間隔 τ 秒の共振周波特性振幅 A_n とする。このような特性振幅算定法は簡単で速い。 τ が増加すれば、当然 A_L, A_n も増加する。 A_L, A_n から起振力への変換を考える。

図-2



(3) 低周波起振力

粘性減衰のあるばね一質点系が周期的起振力を受けたときの応答は、振幅 A と周波数 w を有する運動で

$$A = \frac{K/c}{\sqrt{\left(1 - \frac{w}{w_n}\right)^2 + 4r^2 \left(\frac{w}{w_n}\right)^2}}$$

ただし w_n : 共振周波数 $\sqrt{c/m}$, m : 質量, c : ばね定数, r : 限界減衰に対する比で表わした減衰係数

ここで $w/w_n \ll 1$ なら $A \approx K/c$

$C = 4\pi^2 N^2 m$ (N : 固有振動数) であるから $K_L = 4\pi^2 N^2 m A_L$ は低周波起振力に対する特性振幅の意味を持つ。えられた結果は

- 1) 水平振動については K_L は w_n に無関係。
- 2) 鉛直振動については w_n が2倍になると K_L が約25% 増大。

3) K_L は水位差 ΔH に比例すると見られるが、 ΔH が小さいときは過小な K_L をえた。

4) $K_L/\Delta H$ をゲートの有効開度 μh_e に対してプロットした関係は種々の刃先に対してかなり一定である (図-3)。

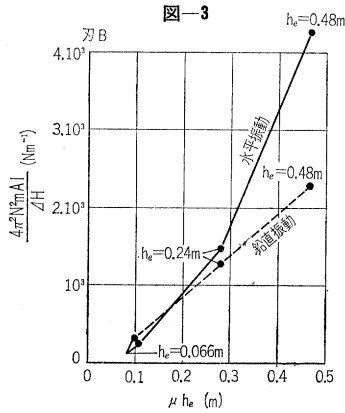


図-3

(4) 共振周波起振力

3つのケースが考えられる。

- 1) 振幅一定の周期的起振力 $A_n = K_n/2cr \propto r^{-1}$
- 2) 構造物の振動によって外力振幅が増大する周期的起振力 $A_n \propto r^{-n}$ ($n > 1$)
- 3) パワースペクトル $\Phi(w)$ のランダム起振力, r がきわめて小さいとすると

$$\overline{y_n^2} = \Phi(w_n) / \frac{4}{\pi} m^2 w_n^3 r$$

ただし y_n^2 は共振周波数の振動で A_n^2 にほぼ比例すると仮定すると $A_n \propto r^{-1/2}$ である。

図-4 は刃 E について A_n と r の関係を示したもので $A_n \propto r^{-1/2}$ と思われる。すなわちランダム起振力が存在する。 Φ は w , ゲート開度, 水位によって変化する。 $\Phi(w)$ を異

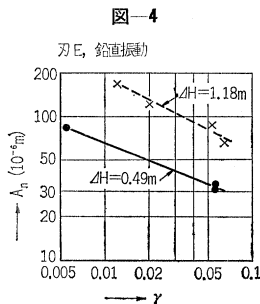


図-4

なった w_n に対する $\Phi(w_n)$ として決定できる。乱れの強さと周波数は ΔH に関係するであろう。流れと乱れの状態が一定ならば

$$\overline{K^2} = \int_0^\infty \Phi(w) dw \propto \Delta H^2$$

とすることができる。 $\Phi(w)$ の形は $N/(2g\Delta H)^{1/2}$ に依存する。 $\Phi'(w) = 2\pi(2g\Delta H)^{1/2}\Phi$ とすると,

$$\Phi'/\overline{K^2} = \alpha\Phi'/\Delta H^2 = Bm^2 w_n^3 r A_n^2 / \Delta H^2$$

(ただし B は定数)

は $N/(2g\Delta H)^{1/2}$ の関数である。

図-5 は異なる開度に対する関数を刃 E について示したものである。

結果を上げると,

- 1) $N/(2g\Delta H)^{1/2}$

が大きいとき, 刃先によって起振力が異なる。

2) 矩形刃のときだけ開度小的时候, $N/(2g\Delta H)^{1/2}$ とともに起振力も増大。

3) 幅の小さい刃先は小さい振動

を生ずるから満足すべきものである。

- 4) 楕円刃 B, C は開度小的时候だけ満足できる。

(鹿島 遼一)

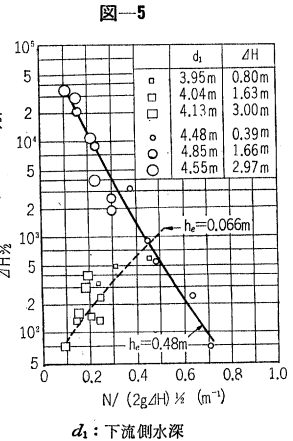


図-5

シールドによるカルデコット トンネルの掘削

“Shield Outperforms Jumbo to Drive Heading in Bed Ground”

Ralston, M.

Construction Method and Equipment Vol. 46, No. 4 pp. 122~124. April (1964)

“Compact Drill Bores Shafts for Caissons”

Construction Method and Equipment Vol. 46, No. 4 pp. 125~127 April (1964)

パークレー市近郊のカルデコット第3トンネルの掘削に際して、ルーフシールド工法、および、アーチ部分を支持するための特殊なアンダーピニング工法が用いられた。カルデコット第3トンネルは、高さ12.2m、幅14.3mの大断面の道路トンネルで、その長さは1006.1mである。このトンネルの地質は非常に破碎された砂岩、頁岩、およびチャートから構成される。

掘削は西坑口からジャンボーを使って始められた。まず最初にウォールプレートを散けるために 1.8×2.4 m

の導坑を 10.5 m の間隔で 2 本掘削し、長さ 7.3 m の 14 WF 103 を使ったウォールプレートが敷設された。この導坑は常に切端から 7.6~23 m 前進して掘削された(図-1 参照)。ウォールプレートが設置されると、ジャンボ-を用いて

図-1

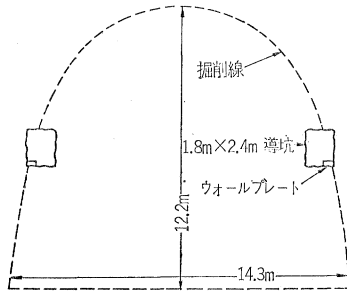
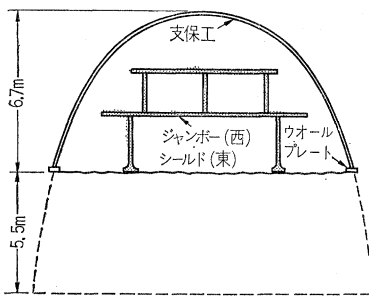


図-2



行なわれ、上部半断面の掘削が行なわれた。このジャンボ-は 2 層のもので、15 t の山留ジャッキが 18 本取付けられており、これにより切端を押えながら掘削が行なわれた。山留ジャッキの反力は 45 t の 6 本のジャッキで受け支保工に伝えられた。このジャッキはジャンボ-を移動させるためにも用

いられ、ジャンボ-は 0.9 m ずつ進行した。支保工には 6 部材の 14 WF 型鋼が用いられ、その一部材の重量は 590 kg であった。支保工の建込みには、ジャンボ-後方に取付けられた小型ブームと支保工に取付けたモノレールが使用された(図-2)。

坑口から 612 m に達した地点において極端に悪い地質に遭遇し、掘進速度がいちじるしく低下した。このため東坑口より巨大なシールドを用いて掘削が行なわれることになった。まず、シールドによる掘削を開始する前に、1.8×2.4 m のウォールプレート用の 2 本の導坑がトンネルの残りの部分全長にわたって掘削された。シールドは 22 個の車輪でウォールプレートの上に乗っており、高さ 6.7 m、下部の長さ 5.9 m、天井部の長さ 7.5 m のものである。シールドの前進は径 6 in の 18 本のジャッキによって行なわれ、その反力は 25×25 cm のカラーを介して支保工に取らせた。山留めには径 5 in の山留めジャッキが用いられた。シールド前面には 1½ 厚のカッティングリップが付いているが、岩が硬いため、掘削量の 25% を掘削したのみで、あまり重要な役をはたさなかった。せん孔はジャックレグを使用して、二層のシールドの各段から行なわれた。支保工は 2 部材のものが

使用された。支保工の建込みは掘削と同時に、テーブルの下で行なわれた。支保工の建込みには滑車および巻揚機とともにシールドに設備された支保工建込み機が用いられた。シールドの掘進速度は 1 日平均 5.3 m で残りの 384 m を 3 ヶ月半で掘削した。1 日当りの最大の掘進速度は 7.3 m であった。一方、ジャンボ-を使用した場合の 1 日当りの平均掘進速度は 2.3 m であった。シールドの掘進速度がジャンボ-の場合に比較して大きかった主な理由は、支保工の建込みと掘削を同時に連続的に行なうことができたためである。地質の変化がいちじるしいため、サイクルタイムは 2½ ~ 8 時間の間で変化した。

図-3

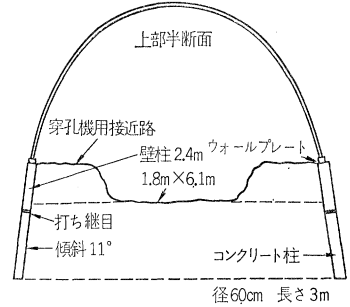
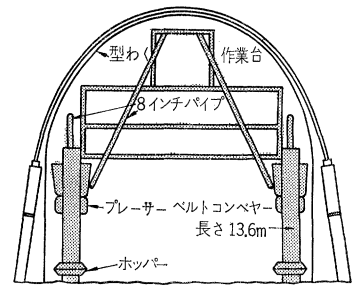


図-4



上部半断面の掘削が完了すると、下部半断面の掘削を初める前に、ウォールプレートのアンダーピニングが行なわれた(図-3)。アンダーピニングのためのシャフトのせん孔にはクラブと呼ばれる特殊な小型のせん孔機が用いられた。このせん孔機を据えるために、まず、下部半断面上部中央に 1.8×6.1 m の溝を掘削し、これから側壁に向って 1.5×2.4 m の溝を設けて機械を据えた。アンダーピニング用シャフトは径 60 cm、深さ 3 m で、外側に 11° 傾斜している。せん孔が完了すると、空気を使用して掃除したのち、岩とコンクリートが付着するのを防ぐためのポリエチレン製のチューブおよび鉄筋をそう入してコンクリートが打設された。溝の底面からウォールプレートまで 2.4 m は U 字型の型わくを使用して壁柱が打ちたされた。7.3 m の間隔で千鳥にくり返し施工し、最終的には間隔が 1.8~2.4 m となるようにした。アンダーピニングが完了すると残りの下部半断面が掘削された。覆工コンクリートの打設にはレールの上に乗った幅 60 cm、長さ 13.6 m のベルトコンベヤーおよび空気式のプレーサーが用いられた(図-4)。

(委員 今田 徹)