

抄 録

第 22 卷 第 9 號 昭和 11 年 9 月

- 1. 土木一般 2. 応用力学(1) 3. 土質工学(3) 4. 水理(8) 5. 測量
- 6. 材料 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(9) 8. 施工(13) 9. 橋梁及構造物(15)
- 10. 河川(18) 11. 水力発電 12. 堰 堤(20) 13. 上水道(22) 14. 下水道(23)
- 15. 港 灣 16. 道 路 17. 都市計畫 18. 鉄道(24) 19. 隧 道
- 20. 雑

() 内は本誌抄録頁を示す。

2. 応 用 力 学

(12) 方形ラーメン隅角部に於ける応力計算

(Otto Mund, "Die Berücksichtigung der Ecksteifigkeit bei der Berechnung von Rechteckrahmen." B.u.E. 20 Apr. 1936, S. 130~137.)

先ず隅角部を弾性と考へて諸式を誘導し、而る後、隅角部を剛性と考へた場合の結果を求める。

1. 対称 2 鉸 ラーメン (図-1): 幅 = b , $h = \alpha l$,

$$d_1 = \beta l, \quad d_2 = \gamma l, \quad J_1 = J_0 = \frac{bd_1^3}{12} = \frac{b\beta^3 l^3}{12}, \quad J_2 = \frac{bd_2^3}{12} = \frac{b\gamma^3 l^3}{12}$$

$$\frac{J_0}{J_2} = \frac{\beta^3}{\gamma^3}, \quad h_i = h - \frac{d_1}{2} = \frac{2\alpha - \beta}{2} l, \quad l_i = l - d_2 = (1 - \gamma)l$$

依て隅角部モーメント

$$M = \frac{\int \mathfrak{M} m_1 ds \cdot \frac{J_0}{J}}{\int m_1^2 ds \cdot \frac{J_0}{J}} = \frac{Z_{st}}{N_{1st}}$$

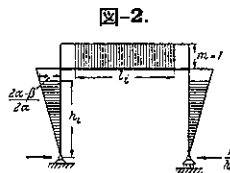
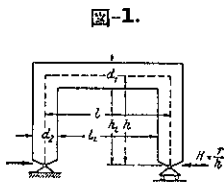
茲に N の値は隅角剛性の場合

$$N_{1st} = \int m_1^2 ds \cdot \frac{J_0}{J} = \frac{2h_i^3}{3h^2} + l_i$$

$$= \frac{2}{3} \cdot l^3 \cdot \frac{(2\alpha - \beta)^3}{8\alpha^2 l^2} \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + (1 - \gamma)l$$

$$= l \left[\frac{2}{3} \cdot \frac{(2\alpha - \beta)^3}{8\alpha^2} \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + 1 - \gamma \right] \quad (\text{図-2 参照})$$

隅角弾性の場合ハッチを施さざる部分を計算に入れ



$$N_{1n} = \int m_1^2 ds \cdot \frac{J_0}{J} = l \left(\frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + 1 \right)$$

$Z = \int \mathfrak{M} m ds \cdot \frac{J_0}{J}$ の値は荷重状態に依つて異なる。即ち

図-3.

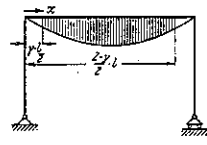
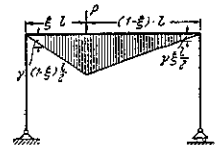


図-4.



a) 等布荷重の場合(図-3) $\mathfrak{M}_1 = \frac{px}{2}(l-x)$ なるを以て

$$Z_{1st} = \int \frac{2-\gamma}{2} \mathfrak{M}_1 m_1 ds \cdot \frac{J_0}{J} = \frac{p}{2} \int (xl - x^2) dx$$

$$= \frac{pl^3}{12} \cdot \frac{2-3\gamma^2+\gamma^3}{2} = C_1 \cdot \frac{pl^3}{12}$$

隅角を弾性とした場合 $\gamma = 0$, 故に $C_1 = 1$

$$\therefore Z_{1n} = \frac{pl^3}{12}$$

b) 支承より ξl なる距離に集中荷重 P ある場合 (図-4)

$\mathfrak{M}_1 (P \text{ の左}) = P(1-\xi)x$, $\mathfrak{M}_2 (P \text{ の右}) = P\xi(l-x)$ なる故

$$Z_{2st} = \int \mathfrak{M}_2 m_2 ds \cdot \frac{J_0}{J} = \frac{Pl^2}{2} \left[\xi(1-\xi) - \frac{\gamma^2}{4} \right]$$

$$= \frac{Pl^2}{2} \left(\omega_R - \frac{\gamma^2}{4} \right) = C_2 \cdot \frac{Pl^2}{2}$$

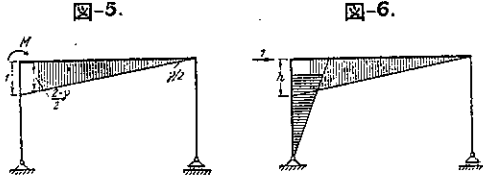
$$Z_{2n} = \omega_R \frac{Pl^2}{2} \quad \text{茲に } \omega_R = \xi(1-\xi)$$

c) 隅角に於ける $M=1$ の場合(図-5)

$$Z_{3st} = \int \mathfrak{M}_3 m_3 ds \cdot \frac{J_0}{J} = \frac{l_i}{2} = \frac{l}{2} (1-\gamma)$$

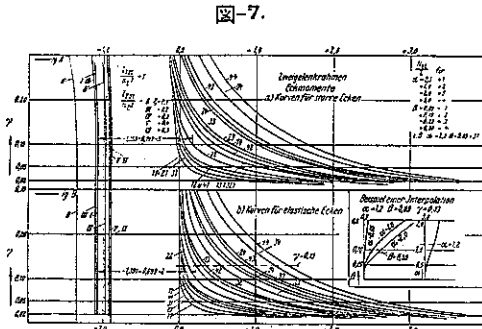
$$Z_{su} = \frac{l}{2}$$

d) 横梁面に於ける水平力 $H=1$ の場合(図-6)



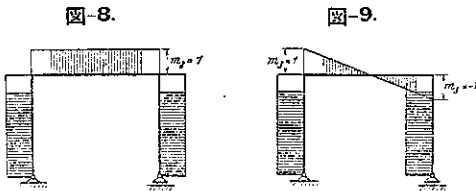
$$Z_{st} = \int m_1 m_1 ds \frac{J_c}{J} = \frac{\alpha l^2}{2} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{(2\alpha - \beta)^3}{8\alpha^2} \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + 1 - \gamma \right)$$

図-7 には N_{st} 及 N_n の対数図を示すと同時に $l=1$



に対する Z_{st} 及 Z_n の値を示した。依て $M=Z/N$ の対数を知ることが出来る。即 $\lg Z - \lg N$ に、a) に於ては Pl^2 , b), c) 及 d) に於ては Pl , を乗じて求め得る。

2. 一端固定ラーメン: 未知数として, M_1 (図-8) 及 M_2 (図-9) をとれば



$$N_{2st} = \int m_2^2 ds \frac{J_c}{J} = 2h l_i \frac{\beta^3}{\gamma^3} + l_i = l \left[(2\alpha - \beta) \frac{\beta^3}{\gamma^3} + 1 - \gamma \right]$$

$$N_{2n} = \quad \quad \quad = l \left(2\alpha \frac{\beta^3}{\gamma^3} + 1 \right)$$

$$N_{1st} = \int m_1^2 ds \frac{J_c}{J} = 2h l_i \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{(1-\gamma)^3}{3} \cdot l = l \left[(2\alpha - \beta) \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{(1-\gamma)^3}{3} \right]$$

$$N_{3n} = \quad \quad \quad = l \left(2\alpha \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{1}{3} \right)$$

Z の値は (b) 支承より ξl なる距離に集中荷重 P ある場合

$$Z_{st} = \int m_2 m_3 ds \frac{J_c}{J} = \frac{l^2}{6} (1 - 2\xi) \left[P \omega R - \gamma^2 \frac{(3 - 2\gamma)}{4} \right]$$

$$Z_{3n} = \quad \quad \quad = \frac{l^2}{6} (1 - 2\xi) P \omega R$$

c) 隅角に於ける曲げモーメント $M=1$ なる場合

$$Z_{st} = \int m_3 m_3 ds \frac{J_c}{J} = \frac{l}{6} (1 - \gamma)^3$$

$$Z_{3n} = \quad \quad \quad = \frac{l}{6}$$

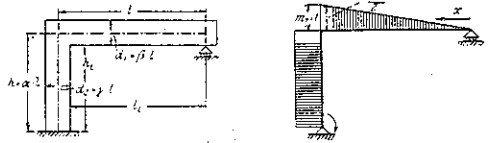
d) $H=1$ なる場合

$$Z_{st} = \int m_1 m_3 ds \frac{J_c}{J} = \frac{l}{6} \left[\frac{(2\alpha - \beta)^3 \beta^3}{4\alpha^2 \gamma^3} + (1 - \gamma)^3 \right]$$

$$Z_{2n} = \quad \quad \quad = \frac{\alpha l^2}{2} \left(\alpha \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{1}{3} \right)$$

図-10.

図-11.



3. 脚を固定し他端を水平可動支承とせる準ラーメン (図-10, 11)。

$$h = \alpha l, \quad l_1 = \frac{2 - \gamma}{2} l, \quad h_1 = \frac{2\alpha - \beta}{2} l$$

固定端に於ける曲げモーメント M_1 を未知数とすれば

$$N_{1st} = \int m_1^2 ds \frac{J_c}{J} = h l_i \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{l_i^3}{3l^2} = l \left(\frac{2\alpha - \beta}{2} \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{(2 - \gamma)^3}{24} \right)$$

$$N_{1n} = \quad \quad \quad = l \left(\alpha \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{1}{3} \right)$$

$\int m_1 m_1 ds \frac{J_c}{J}$ の値は a) 等布荷重 p の場合

$$Z_{st} = \int m_1 m_1 ds = \frac{J_c}{J} = \frac{pl^3}{24} \cdot \frac{(2 - \gamma)^3 (2 + 3\gamma)}{16}$$

$$Z_{3n} = \quad \quad \quad = \frac{pl^3}{24}$$

b) 集中荷重 P (右支承よりの距離 ξl) の場合

$$Z_{st} = \int m_2 m_3 ds \frac{J_c}{J} = \frac{Pl^2 \xi}{6} \left[1 - \xi^2 - \frac{\gamma^2 (3 - \gamma)}{4} \right]$$

$$Z_{9n} = \quad \quad = \frac{Pl^2}{6} \xi(1-\xi^2) = \frac{Pl^2}{6} \omega D$$

c) 隅角に於て $M=1$ の場合

$$Z_{10at} = \int m_a m_s ds \frac{J_c}{J} = \frac{l}{3} \frac{(2-\gamma)^3}{8}$$

$$Z_{10n} = \quad \quad = \frac{l}{3}$$

d) $H=1$ の場合

$$Z_{11st} = \int m_a m_s ds \frac{J_c}{J} = l^2 \left[\frac{(2\alpha-\beta)^2}{8} \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{\alpha(2-\gamma)^3}{8} \right]$$

$$Z_{11n} = \quad \quad = \alpha l^2 \left(\frac{\alpha}{2} \cdot \frac{\beta^3}{\gamma^3} + \frac{1}{3} \right)$$

任意のラーメンに対しても同様に方程式を求め得る
 けれ共、一般には数値的計算の方が簡略である。周知の
 様に隅角が剛性を増すに従つて隅角モーメントも増加
 する。図-7 に於て N_n/l 曲線 0, 0 直線に接し、無限大
 に於て $lg1.0$ となる。依て極限に於ては完全固定の値と
 なる。之に反し N_{st}/l 曲線は極限に於て負對數値を有
 し従つて完全固定の値を超過してゐる。

(糸川一郎)

3. 土質工学

(6) 深地層調査用の新地質標本採取機

(“New Soil Sampler for Deep Tests.”
 E. N. R. June 4, 1936, p. 804-805.)

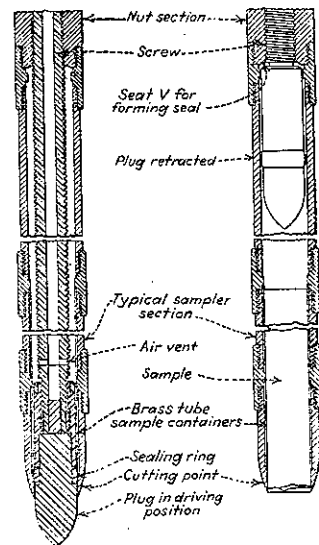
1932年 San Francisco—Oakland Bay 橋梁の橋脚
 工事の際に使用した深地層地質標本採取方法は、従來の
 方法に依る標本採取前の土留管の差し込み及びその掃
 除に要する費用と時間を節約したもので、この機械の最
 も新しい特色は引込め得る栓を有し、それによつて標本
 採取機を任意の場所に押進め得ることである。従來の
 装置では普通標本採取機断面の頂部に平瓣または球瓣
 のついた通風孔があつた。従つて砂や沈泥物が瓣の中
 に入つて吸揚の際に充分封水作用の行はれない場合に

は標本を採取する事が出来なかつた。かゝる困難を除
 く爲に新式の標本採取装置が工夫されるに至つた。

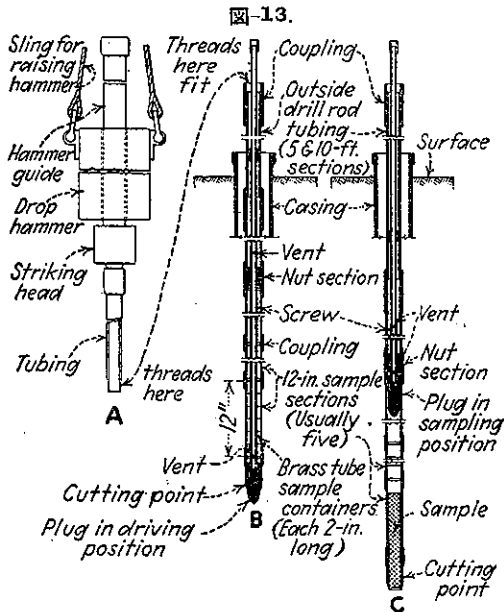
現在に於ては採取機を使用する前に孔を掃除する必
 要もない。深さ 100 呎迄の孔に於ては流動せる砂礫の
 ない限り土留管は全く不要である。土留管を使用する
 のは皮相摩擦が餘り大きくて採取機が自由に前進後退
 の出来ない場合採取機を助ける爲にのみ用ひられる。最
 近完成した Bay 橋梁の San Francisco 側の終端の地
 點に於ける調査には 7~90 呎の土留管を使つたが、之は
 地表及海中の砂層を封じる爲であつた。標本は粘土層及
 粘土質の砂層を通して地表面下 220 呎の岩味まで完全
 に採取した。この仕事に於て、また他の深い地質調査に
 於ける標本採取費は、土留管を必要とした従來の方法に
 依る費用の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{2}$ を節約する事が出来た。直径 2 吋の
 コアに依る地表下 100~200 呎の深さからの標本採取
 費は装置及作業費の全額を含めて 1~2.5 弗/呎であつ
 た。

採取機の機能：標本採取機の下端は図-12 の如くで
 左は切刃の中にある彈丸形をした栓を示す。これは突
 き進む場合の位置である。任意の位置に進めば地表面
 でスクリウを廻転して栓を切刃から引込める。次に採
 取機を更に下方に押進めて眞鍮管に標本を充たす。こ

図-12.



の際水、空気は栓の周囲から逃げてしまふ。標本が先端の内部にある管の中に採取されると栓を更に引込めて seat V を充分に封じる。これは吸上げに對して標本を管の中に保有する爲であつて、装置を地表面に引上げてゐる間に引込め得る様になつてゐる。採取機を孔の外に取り出した後先端と 12 吋の標本把持器を取はずして各 2 吋の數箇の標本容器に分け、重量を計り實驗室に發送する。切刃は鋼製にして一般に外部型をしてゐる。図-13 は採取機装置の図解にして、A は打込ハンマー、B は打込みの位置にある場合、C は管に標本を採取した後、抜取りの場合である。



作業： 作業は 1) 標本採取機を栓をしたまま任意の深さまで押通める。2) 栓を引込め開口の標本採取機を静止状態の土質の中に突き進める。3) 空気を通さぬ様標本の真上にて栓を一層上げる。4) 最後に採取機全体を地表面へ引上げる。一般に 1 回の標本採取作業で長さ 3~4 呎の土壤コアを得る事が出来る。更に主要な調査では深各 5 呎毎に一つの標本を採取出来る。作業は二つの標本採取機を絶えず交互に働かせて、仕事の進行をやらせぬ様にし、一方採取せる標本は直ちに實驗室へ送る準備をする。標本はピアノ線鋼にて長さ 2 吋の鑊型に切り、計量したる後紐で結びマークし、材料の自然状態をなるべく変化させない様封緘で封じ實驗室に送る。

(福西正男)

(7) 杭基礎の電気化学的固定法

(Lutz Erlenbach, "Anwendung der elektrochemischen Verfestigung auf schwimmende Pfahlgründungen." Bautech. 1 Mai. 1936, S. 257~259.)

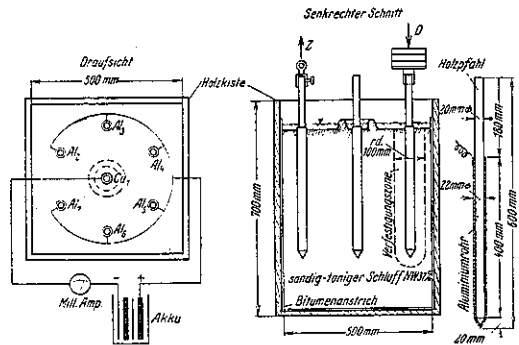
L. Casagrande 博士の電気化学的方法によつて杭基礎の支持力を著しく高め得る。粘土層の厚さが 15~20 m もある場合にはこの方法による方が堅盤まで達する長杭を使用するよりも経済的である。

杭を打込むとき粘土層は著しく攪亂される。従つて杭の摩擦力は減じて支持力は小になる。然るに化学的に固定する方法によれば

1) 粘土と杭の間の摩擦力を増大せしめ、2) 杭の周囲の土を固める結果、數倍の太さの杭を打つたことになる。即ち杭の支持力は高められるが、電流の強い程、継続時間の長い程支持力は強大となる。

Konigsberg に於ては種々の粘土に就て實驗を行つた。即ち木箱の内部に bitumen 塗布を行つて砂質粘土層 37%以上にして満した。この實驗は K. Endell 博士によるもので、その装置は図-14 に示す如くである。

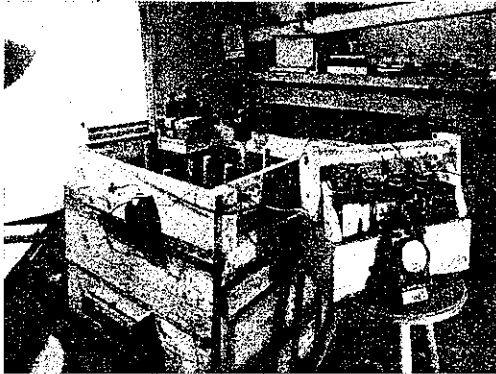
図-14.



長さ 60cm の杭の下部 40cm を金屬外套で被覆し、柔粘土中に打込む。7 本の杭を使用し 1 本は鋼板を、6 本はアルミ鋁を被せた。中央の銅被覆杭を陰極に、周囲のアルミ被覆杭を陽極に結び 16V の蓄電池で帯電せしめた。

粘土の表面は乾燥を防ぐため水を張り、中央杭の周囲には短絡を避けるため粘土壁を作つた。實驗には電力計及電圧計を用ひ 図-15 の如き装置とし、銅及アルミの極の間には電熱計を使用した。實驗中には温度上昇は認められず、電流電圧は初めの 32 時間大体一定で

図-15.



0.38 A 及 16.4 V で 156 W を使用した。後に幾分変化したが結局 800 W を使用した。

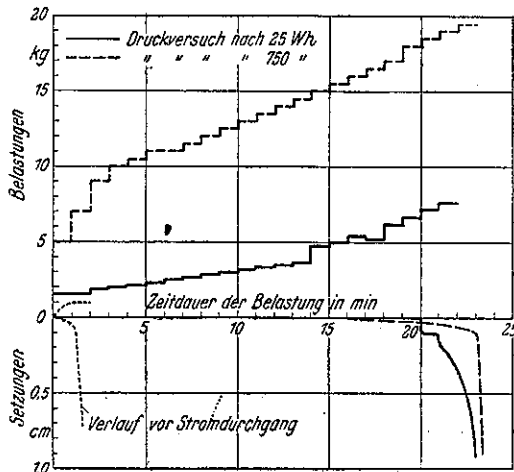
実験の最初に中央杭の周囲の水は著しく除却されるのが認められた。各杭からは瓦斯泡が発生した。数時間後には粘土上に水があるにも係らず杭の近くに龜裂を生じた。

電流を通ずる前に各杭の支持力載荷を行つた。試験前後の支持力は表-1 の如くである。

表-1.

Pfeil Nr.	Vor dem Versuch kg	Stromdurchgang in Walthunden (Wh) = VAh					Erforderliche Zugkraft	Bemerkung
		25 kg	200 kg	750 kg	770 kg	800 kg		
Cu 1	1,30	3,0						
A12	1,45						8	Pfeil stand schief Desgl. Desgl.
A13	1,50	7,6		19,4		15	20	
A14	1,90	7,5					16	
A15	1,50		13,5				21	
A16	1,60		10,0	18,0			17	Nach der Belastung bei 200 Watt gezogen und wieder belastet
A17	1,60							Wurde nicht belastet

図-16.



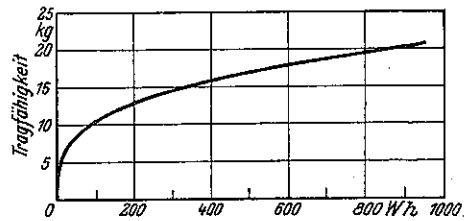
即ちアルミの杭支持力は試験前に於て平均 1.59kg であるが、24Wh で 4.8 倍即ち 7.55kg, 200 Wh で 8.5 倍即ち 13.5 kg, 750 Wh で 11.7 倍即ち 18.7 kg と増加する、銅の杭は 1.3 kg から 25 Wh で 3 kg に、800 Wh で 16 kg になる。

A12 の杭は初めの載荷に誤つて杭を斜にしたため結果が悪い。A16 も電線の接続不完全で結果は不精確である。

図-16 には A13 の 2 種の圧力試験の結果を示す。

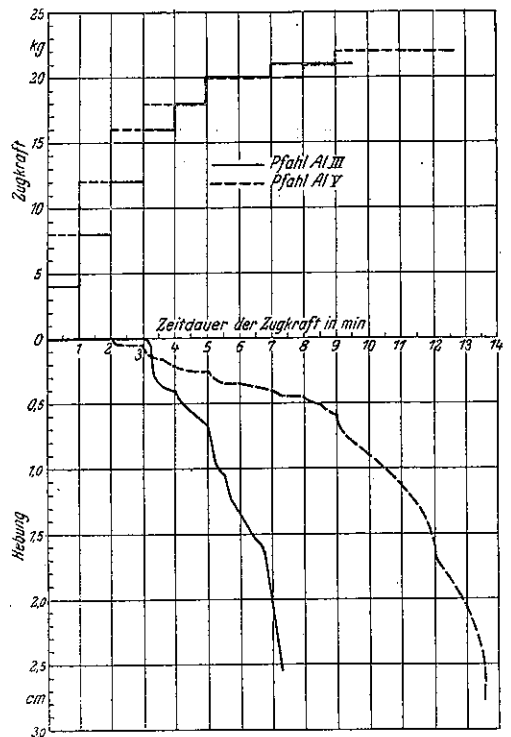
図-17 は A1 杭の平均値である。

図-17.



実験が終つて杭を引抜いた、その結果を表-1 の終りから 2 列目に示す。引抜力は平均 19 kg である。図-18

図-18.



は A13 及 5 の引抜力の状況を示す。実験の結果によれば木杭には粘土は附かないが、A1 筒には附着してゐる。粘土は引抜きのため 9~10cm の塊に崩壊した。

この粘土塊の組成は実験前の粘土と同じである。図-19 はこの杭の状況を示す。

図-19.



アルミニウムは粘土を取去つて検査すると甚しく表面が作用されてゐるが、鋼鉄には何等の変化もない。

これを總括するに粘土質地盤の杭の支持力は、電気化学的固定法によると非常に少量の電流によつて効果的に増大せしめ得る。(傍島 溍)

(8) 砂の中のアーチ作用

(Karl Terzaghi, "Arching in Sands." E.N.R.)
May 14, 1936, p. 690~693.

土圧力の分布に關して、従來の土圧論と實際工事の経験との間に大なる矛盾が有る。土圧論に因れば擁壁背面の土圧力の分布は、静水圧と同様に深さに比例して、砂が石工壁により支持されるか、支保工壁により支持されるかには無關係である。併し實際の経験上支保工に掛る土圧は、理論上の分布と異つてゐる。これに關して J. C. Meam, H. G. Moulton 兩氏の報告があり、この矛盾は砂のアーチ作用に因るものであるとしてある。砂の応力と歪の關係の研究が進むにつれ、兩氏の尙秀な直

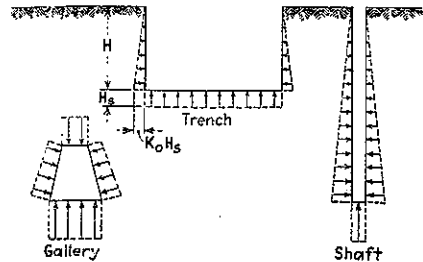
観的結論が確證され、これがアーチ効果の根本理論であり、且土圧論一般に新たなる光明を與へた。

今先づ表面が水平なる砂層が自然の状態にあるときの、応力の有様に就いて考へてみる。此の場合水平土圧は表面からの深さに比例して、水平土圧と垂直土圧との比は常數 K_0 を示す。此の値を natural hydrostatic pressure ratio と稱する。これは砂の内部摩擦角には無關係で單に砂の弾性に因る。 K_0 は一時の載荷重では変化しないと云ふ條件で成り立つが、併し載荷重により K_0 は増加する様である。

自然層中の砂の応力の有様は簡單であるから、任意の断面上の圧力は容易に計算出来る。若し此の層のある部分を完全堅固に巻立した堅孔で置換へるか、完全剛体で覆工して切取つた場合、砂の中の応力の状態に変化はない。図-20 に完全に覆工した切取、地下室及堅孔に働く圧力を示す。

Rankine の土圧論を知つてゐる者は図-20 を理解す

図-20.



ることが出来るが、其處には此の理論の根柢をなす假定がある。即ち掘鑿及支保工中に掘鑿前に砂が存つた儘の状態では応力の変化がないと假定してゐる。併し Rankine は亦自然の状態にある地層の hydrostatic-pressure ratio を次の如く假定した。

$$K_0 = \tan^2 (45 - \phi/2) \dots\dots\dots(1)$$

茲に ϕ : 砂の摩擦角

實際問題として K_0 は K_0 と屢々等しい。又 図-20 に示した作用は想像なしでは理解出来ない。

其の理由は明かである。先づ第一に掘鑿には必ず多少水平膨脹を伴ひ、第二の理由としては掘鑿した底部は少くも工事中は覆工されずにあるからである。されば 図-20 に示す底の圧力はない。掘鑿の周邊に於ける實際の応力と 図-20 に示したものと異なるのは、以上の二つの理由各個がある場合でも充分である。

経験上掘鑿箇所附近の応力は 図-20 に示したものと

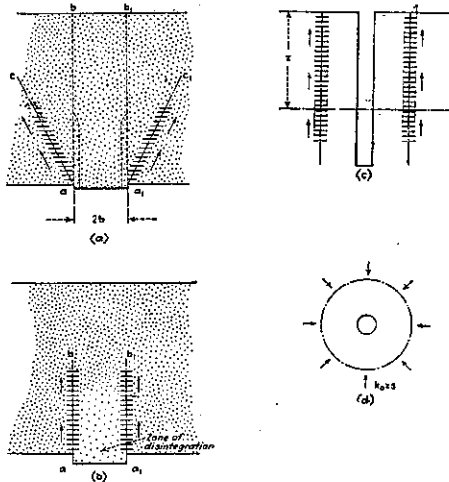
り非常に小さい。之等の實際の応力の強度を知るために、応力を図-20の最初の状態から事實に近い最後の値に減ずる変化を考へることは必要である。

若し砂の自然層がその廣き全体に亘り水平に擴るときは、その表面は一様に沈下し、同時に hydrostatic pressure ratio は最初の値 K_0 から最少値に減少する。Rankine の説によればその最少値は K_0 (1式) に等しい。併し K_0 を K_0 に引下げるためには緻密な砂では最少全層の幅の 1.5% に等しい膨脹が必要である。粗雑な砂では更に大きい。實際にはかゝる能動的な膨脹は決しておこらない。

水平膨脹は必ず垂直收縮を伴ふから、膨脹地帯上にある砂は降下せんとする傾向がある。砂の層内が局部沈下するとその部分に沿ふて剪断応力を生ずる。この剪断応力が前に膨脹部分に働いてゐる垂直圧力を軽減し、沈下に關係しない層にそれらの垂直圧力を傳達する。この現象をアーチ効果(arching effect) と稱する。次に實例に付きこの現象を説明する。

單位重量が s で表面が水平で、正方形の trap door aa_1 を含む不撓の水平の底面を有する砂の層を考へる(図-21a) trap door が原位置にあるときは Hs なる強度の圧力が働く。併し僅かに沈下すると trap door の

圖-21.



上の垂直圧力は幾分減少する。その間の変化の有様を圖-21 a 及 b に示す。trap door が極く僅か沈下した時は、その上にある砂の下半分に垂直の方向に伸び、水平の方向に縮る。この変形の結果その兩側の砂は破壊した擁壁の裏込の如く水平の方向に動く。水平膨脹は

必ず垂直收縮を伴ふから、二つの傾斜面 ac 及 a_1c_1 内に剪断応力がおこる。この剪断応力が ac 及 a_1c_1 の間にある砂の重量を $a_1ca_1c_1$ 以外の部分に傳達する。更に trap door が沈下すると、直ぐ上の砂の中の構造物は崩壊して、過大の膨脹のために最小抵抗の面は圖-21a に示す位置から圖-21b に示す崩壊界 $ab-a_1b_1$ に移動する。

堅孔の沈下の際にも同様なアーチ作用が起る。もし堅孔の周囲の砂の状態を変化せしめず沈下させることが出来たなら、支保工は圖-20c に示した圧力を受ける。併し経験上堅孔の支保工は非常に小さくて済み、もし底が地下水面上にあれば水平圧力は深さに無關係である。此の種の現象で最も驚くべきことは、油井の水圧廻轉錐に付いても見られる。一度に 700~800 呎の枠を押し込むが錐孔は塞まらない。粘土中では粘着力は孔の崩壊を防ぐに充分であるが、砂の中でも孔の中を puddle で上塗りするだけでよい。若し孔の lining 上の圧力が圖-20 に示したものであれば、特別に大なる casing を必要とする。故に實際の圧力は Rankine の説による圧力の極く微少の一部分を示すにすぎない。

堅孔を造つた前後に於ける応力の有様が大いに違ふのは周囲の土砂の水平膨脹を防ぐに充分な lining が出来なためである。上述の如く水平膨脹は必ず垂直收縮を伴ひ、それは何れも堅孔の周囲のある円筒内に限られ、その周縁に圖-21c に示す如き剪断応力がおこる。この剪断応力は堅孔の周囲の砂の重量の一部分を、膨脹地帯外の変化のない部分に傳達する。之を壘効果(bin effect) と稱する。即ち壘はその中味の重量の一部分を、壘の周囲の壁に傳達するのに等しいからである。

堅孔の廻りの砂の中にはこの壘効果に關聯して輪効果(ring effect) と稱してもよいものがある(圖-21a) これは堅孔の横断に見られる。掘鑿前には水平直圧力は如何なる方向にも一樣であるが、掘鑿後は堅孔の方向に砂は求心的に膨る、そのために順次切線の方向に圧力を生ずる。此の応力の有様は外力を有する中空円筒の有様に似て居て、中心の円筒部分の lining に對する求心圧力の減少を齎してゐる。

砂中のアーチ作用の第 3 型は、盛土の横の支へが、上の部分の水平膨脹と等しく或はそれ以上に、盛土の下の部分が膨脹した場合におこる(圖-22)。横の支へ ab が完全で不撓であれば、水平土圧は圖-20の切取の場合と同じであり $K_0 \frac{1}{2} H^2 s$ に等しい。反對にもし変形し

たときは、土圧は減少して Coulomb の土圧論より決まる最小値に近づく。最後に滑動は図-22 の破壊面 ac に沿ふておこる。支へが下端 a の周りで ab から aB に傾いた場合にはアーチ作用は殆ど起らない。反対に支へが ab から a₁b₁ に移動した場合には次のことが起る。下の部分即ち楔形 abc 中の ade が餘計に膨脹すると、上の部分の砂は下の方に動かねばならぬ。この降下運動は楔形の縁に沿ふて剪断抵抗を生じ、これは全水平土圧

図-22.

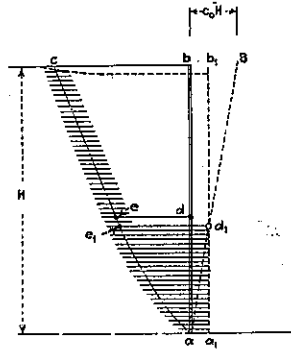
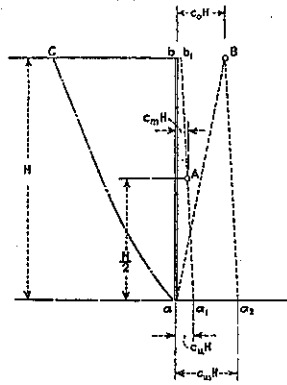


図-23.



を假定し得る最小値に順次減ずる。此の場合の土圧の分布は楔形の下の部分に働く垂直圧力を ce 及 bd に沿ふ剪断応力が減少するために静水圧的分布ではない。

図-23 は Coulomb の土圧論の確實性を有する限界を示すもので横距 $C_m H$ にある A 点を通る位置 ab に壁が動いた場合には水平圧力の合力は自然の値から減じて Coulomb の値になる。然も此の場合水平圧力の分布は静水圧的でない。更に横距 $C_0 H$ にある B 点を通る位置に動いたときは、水平圧力の分布は漸次静水圧的になり、合圧力は事實変化しない。この第 5 段は滑動により終る。

粘着力ある土にも修正なしに、図-23 に示したと同じ理由が応用出来る。次の假定的結論が粘着力ある土に關して一般工事の経験から導れた。砂性粘着土に對する實際と理論との差異は粘着力なき砂の場合より重要である。多くの場合最大水平圧力は切取の上邊近くにある。

擁壁が転倒或は滑動により破壊するときは、壁の上邊は図-23 の B 点を通つてゐる。此の場合水平圧力は非

静水圧から静水圧的分布に自ら變つてゐる。故に擁壁の裏込に乾いた砂を使用し又少くとも図-23 に示した $bB = C_0 H$ 距離だけ壁の上邊が變形出来るものとすれば、図-23 の事實は現行の擁壁に働く土圧力の計算に何等修正を加へる要がない。これに對して、切取の支保工の如く變形を許さない支へに於ける砂の水平圧力に關して、非静水圧的分布は實際に重要な要素である。此の種の支へに於て圧力が静水圧的に分布すると云ふ假定は、致命的ときへ云へる誤謬を含んでゐる。

されば此等の理論に於ける在來の土圧の計算は、根本的には誤謬はない。それは設計者が理論の結果の適否を考慮する點にある。図-23 は一目でその適否の範圍を顯したものである。(奥田敬朝)

4. 水 理

(8) 模型試験に於ける水流の相似律

(F. Kartenbeck, "Ähnlichkeitsbedingungen bei Strömungsvorgängen und ihre Überprüfung durch Modellversuche." Bauing. 21 Feb. 1936, S. 55~60.)

縮尺 1:1, 1:2.5, 1:5 及び 1:10 の 4 種の相似形模型を作り、之に就ての實驗の結果から水流の相似律を検討した。

1. 直線狀開水路: 相似律が成立する爲には Reynolds 數及び Froude 數が一致する事が必要であるのみならず、外壁との間の摩擦抵抗に關しては Chézy の公式が成立するものとすれば Chézy の常數が一致する事が必要である。而て實際には最後の項の影響が最も大きいのであつて、Reynolds 數及び Froude 數は比較的問題とならない。

各縮尺を $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ 及び λ_4 とし、又各場合の水深及び流量を夫々 t_1, t_2, t_3, t_4 及び $\frac{1}{5} Q_1, Q_2, Q_3, Q_4$ とすれば t_1 と Q_1 の曲線は $\lambda_2 t_2$ と $\lambda_2^{\frac{1}{2}} Q_2$, $\lambda_3 t_3$ と $\lambda_3^{\frac{1}{2}} Q_3$ 及び $\lambda_4 t_4$ と $\lambda_4^{\frac{1}{2}} Q_4$ 各曲線と大体に於て一致する。

2. 彎入部の渦の問題: 實驗の結果によれば渦の形に就ての相似は非常によい。摩擦抵抗を無視して Froude 數のみが一致する條件を考へれば、渦の週期の比が $\lambda_1^{\frac{1}{2}}: \lambda_2^{\frac{1}{2}}: \lambda_3^{\frac{1}{2}}: \lambda_4^{\frac{1}{2}}$ であつて之も大体實驗と合致する。故に渦の問題では Froude 數を一致させればよい事になる。

3. 橋脚背水の問題: 橋脚背水の相似律も主として Froude 數に關係するものである事は明かであるが、こ

の場合はその他に表面波の影響が相當に現れる事がある。而て實驗の結果によればこの表面波の影響が著しい場合は相似律はあまり好く成立しない。表面波の影響のある小區間を除けばFroude數と $\lambda_1 z_1, \lambda_2 z_2, \lambda_3 z_3$ 及び $\lambda_4 z_4$ (z_1, z_2 等は堰上げ高) との間の關係はほぼ直線的である。(本間 仁)

7. コンクリート及鉄筋コンクリート

(19) 鉄筋コンクリート桁の断面係數

(Erich Friedrich, "Über die Tragfähigkeit von Eisenbetonquerschnitten." B.u.E. 5 Mai. 1936, S. 150~155.)

最近に於けるコンクリート並に鋼の材質改良或ひは特殊鋼の使用に伴つて、鉄筋コンクリート桁設計方法の改正が問題となつて來た。そこで桁の曲げモーメントに對する断面係數に就いて現行設計公式の適否を吟味し之に改良の意見を附した。

鉄筋コンクリート桁の断面係數の研究には、其の性質を容易に現はし得べき変數を利用するのが便利にして中立軸より応圧縁に至る距離 (x) と有効高 (h) との比 (s) を用ふれば $s = \frac{x}{h}$ (1)

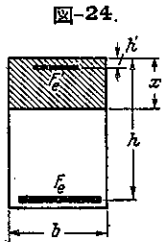


図-24.

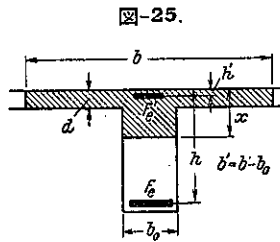


図-25.

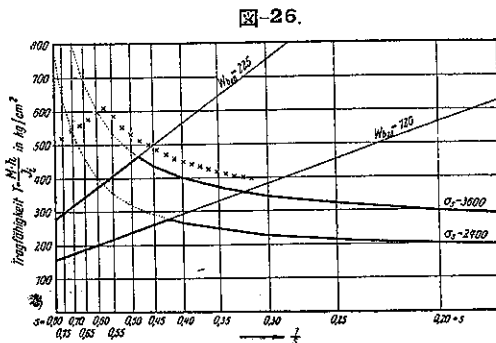


図-26.

矩形桁 $\mathfrak{S} = nFe + nFe'h', \quad \varphi = \frac{\mathfrak{S}}{bh}$

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{C} &= nFe + nFe'h' & \psi &= \frac{\mathfrak{C}}{bh^2} \\ \mathfrak{S} &= nFeh^2 + nFe'h'^2 & \eta &= \frac{\mathfrak{S}}{bh^3} \end{aligned} \right\} \dots\dots(2a)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{丁桁 } \mathfrak{S} &= nFe + nFe'h' + b'd & \varphi &= \frac{\mathfrak{S}}{b_0h} \\ \mathfrak{C} &= nFeh + nFe'h' + b'\frac{d^2}{2} & \psi &= \frac{\mathfrak{C}}{b_0h^2} \\ \mathfrak{S} &= nFeh^2 + nFe'h'^2 + b'\frac{d^3}{3} & \eta &= \frac{\mathfrak{S}}{b_0h^3} \end{aligned} \right\} (2b)$$

以上の記號を用ふれば、 s は (3) にて、応力は (4) にて求められる。

$$s^2 + 2\varphi s - 2\psi = 0 \dots\dots\dots(3)$$

$$\sigma_b = \frac{Mh}{\mathfrak{S}_i} s, \quad \sigma_s = n \frac{Mh}{\mathfrak{S}_i} (1-s) \dots\dots(4)$$

こゝに \mathfrak{S}_i は慣性モーメントにして (5) にて示される。

$$\left. \begin{aligned} \text{單鉄筋矩形桁 } \mathfrak{S}_i &= bh^3 \frac{(1-s)^2}{2} \\ \text{複鉄筋矩形桁 } \mathfrak{S}_i &= bh^3 \left(\frac{s^3}{3} + s^2\varphi + \eta - 2\psi s \right) \\ \text{丁 桁 } \mathfrak{S}_i &= b_0h^3 \left(\frac{s^3}{3} + s^2\varphi + \eta - 2\psi s \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(5)$$

許容応力が與へられれば (4) より桁の所要断面係數が求められるが、コンクリートの 28 日強度 W_{b28} を用ふるか鉄筋の弾性限度に於ける強度 σ_s を用ふるかによつて (6) 或ひは (7) となる。

$$\frac{Mh}{\mathfrak{S}_i} = \frac{W_{b28}}{s} \dots\dots(6) \quad \frac{Mh}{\mathfrak{S}_i} = \frac{\sigma_s}{n} \frac{1}{1-s} \dots\dots(7)$$

そこでコンクリートと鉄筋とを同時に許容応力に達せしめるには (8) の關係が必要となる。

$$s_{gr} = \frac{W_{b28}}{W_{b28} + \frac{\sigma_s}{n}} \dots\dots\dots(8)$$

今 $n=15$ とし s 及び $T = Mh/\mathfrak{S}_i$ を座標軸として (6) 及び (7) を図示すれば図-26 の如く前者は直線となり後者は拋物線となる。而して太き實線は各 s の値に對する許容断面係數にして、其の交點は (8) にて與へられる經濟的断面の s である。

著者は前記公式による断面係數と、各地に於ける桁の載荷試験より求めた断面係數とを比較した。其の桁は矩形桁及び丁桁の 2 種類にして、鋼は St. 37 ($\sigma_s = 3000$ kg/cm²), St. 48 (3800), St. 74 (5000), St. 55 (3720)

及び Isteg 鋼 (3 900) 等に就いて行はれ 図-27 及 図-28 の如き結果を得た。

図-27.

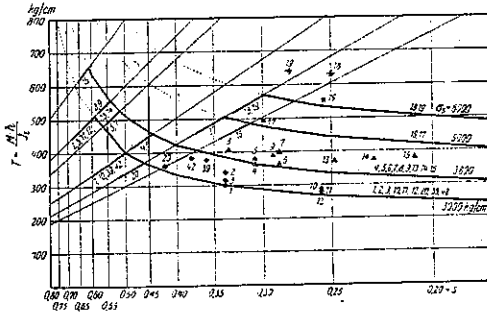
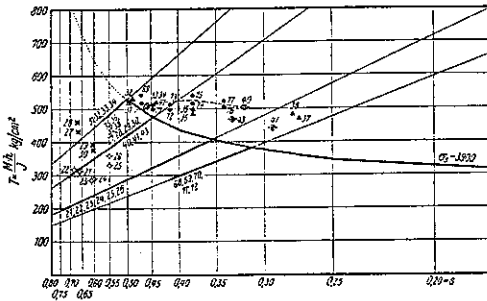


図-28.



以上の試験より次の事項に注意すべきである。

1) 新設計公式: s の大なる範圍に於いては現行公式の誤差が大きいので、図-26 に十字點に示される様な断面係數曲線を與へる新公式が必要となる。

2) 許容応力: ドイツの示方書はコンクリート強度が最低 225kg/cm² 以上の場合には鉄筋許容応力を 1200kg/cm² より高めることを認めてゐるが、實驗の結果によるとコンクリートに従つて鉄筋の強度を増加するのは殆ど無意味である。

新しいオーストリー示方書によると、鉄筋比 μ_0 以下の場合にはコンクリート許容応力を 20% 増加することが出来る。こゝに μ_0 は $s=0.4N_b 2s/(0.4W_b 2s+0.5\sigma_s/n)$ に於ける鉄筋比であつて、許容応力をコンクリート $\frac{1}{3}$ 、鉄筋 $\frac{1}{2}$ にとることは従來と同じである。此の規定に従ふと図-26 の點線は一部實線の許容断面係數となり稍實驗値に近付いて来る。(米屋秀三)

(20) 型板取外しの際生ずる附加応力

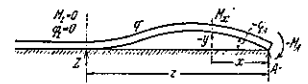
(Harald Lauffer, "Zusatzmomente beim Ausschalen von Eisenbetonbalken." B.u.E. 20 Apr. 1936, S. 127~130.)

鉄筋コンクリート構造物に於て型板取外しの際その取外し方法の如何に依て、如何なる附加曲げモーメントを生ずるかを計算する。この場合型板はすべて連続的に支へを有し、且その支柱の數に就ての影響も考慮し、最悪の場合に適合する様な計算方法を行ふものとす。計算を簡略するため次の假定をおく。

- 1) 型板は完全な剛体であり且例へば直接に連続する非常に大きな断面の支へを有する。
- 2) 供試鉄筋コンクリート梁は一定慣性モーメント J を有し、且軸に直角方向に圧縮し得る。
- 3) 荷重は梁全長に亘り等分布荷重 q である。

変形方程式を作るに當つて先ず恒に繰返されてゐる様に剛体基礎上に

図-29.



於て荷重 q を有し且一端に於て負の曲げモーメント $-M_A$ を有する弾性梁を考へる(図-29)。梁は z の長さ丈基礎から離れ $x=z$ の點に於て撓及梁の彎曲が消失し、從つて曲げモーメントもなくなる。(1) $x=z, y_z=0, \varphi_z=0, M_z=0$ 。故に端に於ける支承反力は (2) $A = \frac{qz}{2} = \frac{M_A}{z}$ 又任意の點に於ける曲げモーメントは (3) $M_x = M_A + Ax - \frac{qx^2}{2}$ 、 $x=0$ に對する撓は假定に依り (1) 式より、(4) $EJ\varphi_A = \int_0^z M_x dx = \frac{qz^4}{24} + \frac{M_A z^2}{6} = 0$ 、依て端モーメントは変數 z に依り (5) $M_A = -\frac{qz^2}{4}$ 又は (6) $z = 2\sqrt{-\frac{M_A}{q}}$ 、端モーメント M_A に依て生ずる梁の撓を求むるならば、(2) 及 (3) 式より (7) $A = \frac{3}{4}qz, Z = \frac{1}{4}qz$

$$\text{故に } EJ\varphi_A = \int_0^z M_x dx = \int_0^z \left(M_A + \frac{3}{2}q\sqrt{-\frac{M_A}{q}}x - \frac{qx^2}{2} \right) dx$$

$$\text{依て, (8) } EJ\varphi_A = -\frac{1}{3}\sqrt{-\frac{M_A^3}{q}}$$

即変形の割合は端モーメントの自乗に比例しない場合が存在する。

梁の支へ及型板取外し方法: 第二の研究に對し新しい假定を設ける。図-30 に示す支承に於て、1) 自由

支承, 2) 自由支承の
 両端を絞せるもの,

3) 両端埋込支承。同
 時に図-31 に示す如き
 取外しの場合を考へ

る。a) 一支承端より
 取外しを始め他の支承
 に向つて順次取外しを
 進める。b) 両支承端
 より取外しを始め, 次
 第に中央に向つて進
 む。c) 中央より取外
 しを始め両支承に向つて之を進める。

先づ最初に負曲げモーメントのみに就て研究を進め
 る。即ち取外しの際表れる正曲げモーメントは極めて

図-30.

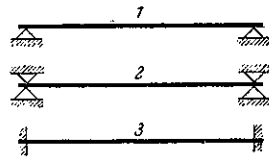
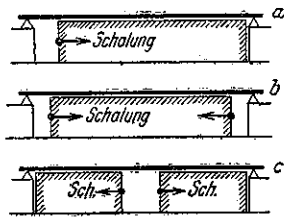


図-31.



小であるからである。而し, 埋込桁の場合には正端モー
 メントが表はれるけれ共これは同時に計算する。

附加曲げモーメントの研究: 各支承方法に於て $\alpha, \beta,$
 γ の 3 取外し法を別々に考へる。是等を總括した結果
 を 図-35~37 に示した。

1. a. α : 図-32 α に就て。(8) 式より型板部分に
 對して,

$$\frac{1}{24} qz\alpha^3 + \frac{1}{3} M_A z\alpha - \frac{1}{3} \sqrt{\frac{-M_A^3}{q}} = 0.$$

又は (9) $0.125 + \frac{M_A}{qz\alpha^2} - \left(\frac{-M_A}{qz\alpha^2}\right)^{\frac{3}{2}} = 0$

$M_A = -0.0955 qz\alpha^2$ 即

(10) $M_A = -0.0955 \left(\frac{z\alpha}{l}\right)^2 q l^2$

又, (6) 及 (10) より (11) $z = 0.618 z\alpha$

(10) 式は z 部の端が他の支承に達する迄成立する。

図-32.

図-33.

図-34.

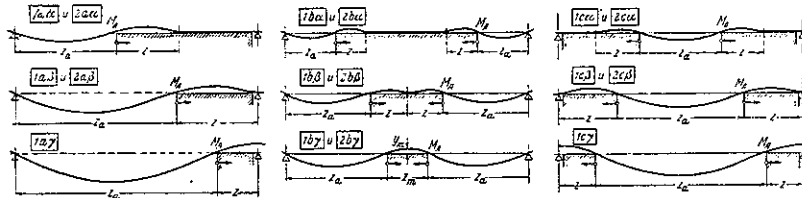
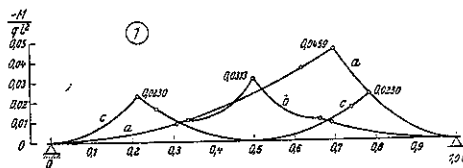


図-35.



即 $z\alpha + z = l = z\alpha + 0.618 z\alpha$ 是より反曲點の位置及曲げ
 モーメントを求め得る。即

(12) $Z\alpha = 0.619l, M_A = -0.0365 ql^2,$

1. a, β : 取外しの進むに従つて 図-32 β の如く 3 支
 承梁と考へることが出来る。

図-36.

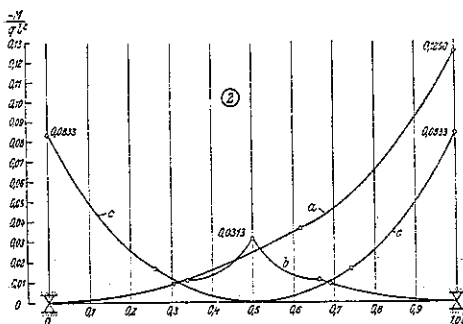
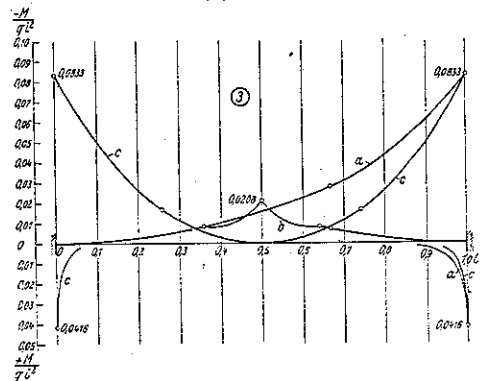


図-37.



故に (13) $M_A = -\frac{ql^2}{8} \left[\left(\frac{za}{l} \right)^3 + \left(\frac{z}{l} \right)^3 \right]$

この式は第二の支承に於ける反力 $Z=0$ 適用ひられる。即それ以上となると、 Z 端は上方に持上るからである。故に

(14) $Z = \frac{qz}{2} + \frac{M_A}{2} = 0$. (13) より反曲點

(15) $z_a = 0.697l$. $M_A = -0.0459ql^2$

1.a.γ: 一端は上方に持上つた z_a 支間の自由支承梁となる。即ち、

(16) $M_A = -\left(\frac{z}{l} \right)^2 ql^2$

1.b.α: 両端よりの取外しに際し始めは 1.a.α の如く、(11) 式が用ひられる。同式適用範囲は

$z_a + z = 0.5l = 1.618z_a$ 故に

(17) $z_a = 0.3095l$, $M_A = -0.00912ql^2$

1.b.β: 取外しの進むに従つて 5 支承梁となるが隣接反曲點に殆んど直接に密接してゐる。

1.b.γ: 最後の状態に於ては、支間夫々 z_a, z_m, z_a の 4 支承梁となる。故に

$$(18) M_A = -ql^2 \frac{\left(\frac{z_a}{l} \right)^3 + \left(\frac{z_m}{l} \right)^3}{8 \left(\frac{z_a}{l} \right) + 12 \left(\frac{z_m}{l} \right)}$$

最大値, $z_m = 0$ に対し (19) $z_a = \frac{l}{2}$

$M_A = -0.0313ql^2$

β 及 γ 間の反曲點を求むるに當り、支間中央の撓は零である(図-33)から、

(20) $EJy_m = \frac{5}{384} qz_m^4 - \frac{M_A z_m^2}{8} = 0$

$\therefore M_A = 0.104qz_m^2$

(18) 式より、(21) $z_m = 0.327l$, $M_A = -0.0107ql^2$

1.c.α: 中央より取外すに當り同様その兩側が持上る。(8) 式より同様にして

$\frac{1}{24} qz_a^3 + \frac{1}{2} M_A z_a - \frac{1}{3} \sqrt{\frac{-M_A^2}{q}} = 0$ 又は

(22) $0.125 + 1.5 \frac{M_A}{ql_a^2} - \left(\frac{-M_A}{ql_a^2} \right)^{\frac{3}{2}} = 0$ 之より

(23) $M_A = -0.0708 \left(\frac{z_a}{l} \right)^2 ql^2$. (6) 及 (23) より

(24) $z = 0.532 z_a$. 適用範囲 (25) $z_a + 2z = l$

(26) $z = 0.258l$, $M_A = -0.0166ql^2$

1.c.β: 4 支承梁となる故、(8) 式により、

(27) $M_A = -ql^2 \frac{\left(\frac{z}{l} \right)^3 + \left(\frac{z_a}{l} \right)^3}{8 \left(\frac{z}{l} \right) + 12 \left(\frac{z_a}{l} \right)}$ 適用範囲は 1.a.β.

と同じである。故に反曲點は

(28) $z = 0.2145l$, $M_A = -0.0230ql^2$

1.c.γ: 遂に兩端持上り片持梁となる。依て、(16) 式に相當する曲げモーメントを有する。

鉸支承に於ては最初は (1) で求めた曲げモーメントが適用されるが $2a$, 及 $2c$ に於ては γ の項が用ひられる。故に $2a$: (11) 及 (13) 式より最大値をとり (29) $z=0$,

$M_A = \frac{-ql^2}{8}$, 2b: 1b と同じく、(11) (18) 式が用ひられる。

2c: (23) 及 (27) 式より、(30) $z=0$, $M_A = -\frac{ql^2}{12}$ 兩端埋込桁に於ても同様にして求められるがこの場合支承部に於ける撓は零であつてその代りに端モーメント M_B が生ずる。依て、(31) 3.a.α: $M_A = -0.0625 \left(\frac{z_a}{l} \right)^2$,

適用範囲 (32) $z_a = 0.667l$, $M_A = -0.0277ql^2$

(33) 3.a.β: $M_A = -\frac{ql^2}{12} \left[1 - 3 \frac{z_a}{l} + 3 \left(\frac{z_a}{l} \right)^2 \right]$

最大値, (34) $z_a = l$, $M_A = M_B = -\frac{ql^2}{12}$

3.b.α: 兩端より取外す場合、(31) 式を適用し。

(35) $z_a = 0.333l$, $M_A = -0.00694ql^2$

3.b.β: 兩端埋込 5 支承梁となる。即

(36) $z_m = 0.281l$, $M_A = -0.00824ql^2$

3.b.γ: 兩端埋込 4 支承梁とし、

(37) $M_A = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{\left(\frac{z_a}{l} \right)^3 + 2 \left(\frac{z_m}{l} \right)^3}{\left(\frac{z_a}{l} \right) + 2 \left(\frac{z_m}{l} \right)}$

最大値, (38) $z_m = 0$, $z_a = \frac{l}{2}$, $M_A = -0.0208ql^2$,

3.c.α: (23) 式及限界に對し (26) 式を適用す。

3.c.β: (39) $M_A = -\frac{ql^2}{12} \cdot \frac{\left(\frac{z}{l} \right)^3 + 2 \left(\frac{z_a}{l} \right)^3}{\frac{z}{l} + 2 \frac{z_a}{l}}$

最大値, (40) $z=0$, $z_a = l$, $M_A = M_B = -0.0833ql^2$, 前述せる如く、正曲げモーメントに對し、3.a 及 3.c に

於ては 3.a.β 及 3.c.β: (41) $M_B = -\frac{1}{2} M_A - \frac{qz^2}{8}$

この値はついに (42) $z=0$, $M_A = +\frac{ql^2}{24}$ となる。

結論: 図-35~37 に各支承及取外し方法に依る曲げ曲線を示した。この結果は型板を剛体と假定せるもの

であるが型板及控への弾性を考慮に入れたとて、決して求めた附加応力の減少を來すものではない。故にこの結論は、最悪状態に於て適応

するものである。型板控への数の影響は容易に求め得る(図-38)。控へ總數 n なるとき全附加応力曲線に影響する所は支承より $\frac{l}{n+1}$ なる距離に於てその減少を來すのみである。故に、普通一般の場合、附加応力の大きな可きを知つたならば、他の取外し方法を用ひ、構造物に適応した、附加応力を最少ならしむべき取外し方法を選定しなければならない。(糸川一郎)

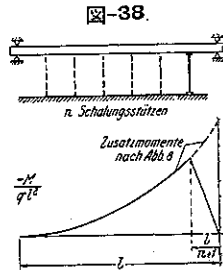


図-39.



製作品である。

(玉置 巖)

8. 施 工

(5) 爆發のエネルギーを利用せる

盛土用新搗固機

(Paul Baumann, "Half-Ton, "Leaping Lena" compacts Earthfill on Dam." E.N.R. May 14, 1936, p. 700.)

San Gabriel 第 1 號堰堤の盛土工事に於ては最近ドイツから輸入された重量約 $\frac{1}{2}$ t の搗固機を使用してゐる。此搗固機は Delmag Frog 又は Leaping Lena と呼ばれてゐる 34 サイクル単筒内燃機関であつて、爆發に依て生じたエネルギーを利用し搗固を行ふ様に考案したものである。其毎分爆發回数約 50 であつて、搗固は此速度で行はれる。其形状は截頭円錐形であつて、頂部にハンドル・バーとガソリン・タンクが取付けてある。ガスの爆發は自動的ではなくて右側ハンドル・バーの押ボタンに依て起させる。底部の直径は 30 吋であつて跳上ると同時に前進し得る様傾斜を附してある。跳上の平均高さは約 9 吋で、各跳上毎の前進距離も略之と同じである。

本機を使用した経験に依ると 1 時間當りの搗固面積は約 3000 呎²であつて、厚さ約 9 吋に撒布した重量約 90 封度/呎³(乾燥)の新材料を 1 回の搗固で乾燥重量が平均約 115 封度/呎³になる程度に搗固め得る。尙、製作所の言に依ると厚さ $2\frac{1}{2}$ ~3 呎に撒布した砂を 3 回跳上げた場合の搗固度は砂を水中に沈澱せしめた場合の表面より 13 呎下のものに比敵する。因に本搗固機は The Delmag Company in Esslingen, Germany の

(6) 注入剤としての瀝青乳劑

(Fr. Joedicke, "Bitumenemulsionen zur Verdichtung durchlässiger Bodenarten." Bau- tech. 17. April 1936, S. 242~244.)

注入剤として、アスファルトを用ひる方法がセメント乳を用ひるより種々な利點のあることは既に知られてゐる。

然し乍ら、アスファルト注入法では、アスファルトが鉄管内で高温度に保たれ、流動状態で圧入されなければならぬが、従來は鉄管中に沈澱が生じ、これを除去するのに勤からぬ困難を生ずるといふ缺點がある。

此處に於て、此頃ドイツでは特殊な瀝青乳劑を使用する方法が用ひられるやうになつた。

之は所謂 Shellperm 法と呼ばれるもので、土壤粒子の比較的細かい地盤の注入に適する。

使用する瀝青乳劑は、極めて稀薄なものであつて、その粘着力を無視すれば、殆どそれと同様である。

瀝青分の比重は水の比重と大差なき故、乳劑は沈澱を生ずる事なく、水と殆ど同様に(速きはやゝのろいが)小さい割目を有する漏水地盤中に、比較的低压に依りて注入せられる。

注入せられた乳劑は、割目中に存在する地下水を、之と混合することなく押しつけて行く。斯くて注入を持續して行くうちには、或時間(2, 3 分間~數日間)後に、瀝青分が相當量に凝集して、割目を閉塞するに到る。

乳劑を注入用に供するには、安定劑の混入が必要であ

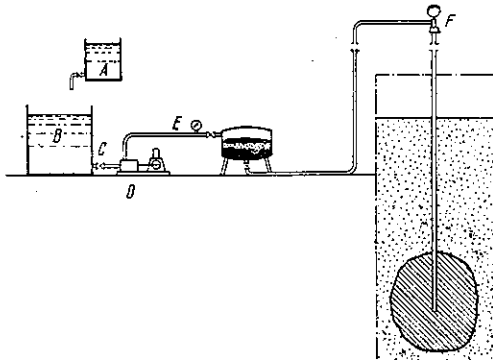
る。それは乳劑製造の際に、乳化劑と共に凝固劑をも混入するが故である。

注入を受ける土壤が強い水流に浸されてゐる場合は凝固速度を速める必要があり、反對に凝固前に乳劑を一定範圍内に廣く地下水流に依つて分布せしめやうとする場合は、速度を制限する必要があるが、此等の場合に安定劑と凝固劑の混合量を適當に加減することに依つて、容易に其の目的を達することが出来る。

瀝青分は龜裂空隙の大ききの如何に關らず滲透流入して凝固するが故に、著しく空隙のある土壤や龜裂のある岩石の填隙防水のみならず、又細かい砂層の漏水防止にも適する。

注入装置： 圖-40 の如し。出来るだけ濃厚に作ら

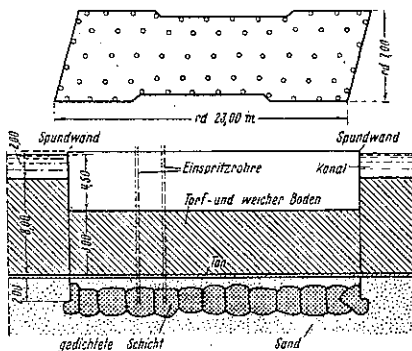
圖-40. 注入装置



れた乳劑を混合容器 B 内に満し、凝固劑を溶解した容器 A の水で薄め、これをポンプ D に依つて注入管 F に圧送する。注入管には壓力計を備へて注入圧を絶えず読み取るやうにする。

實例 基礎溝底の漏水防止： Holland の Gouda では國有鐵道橋の橋脚工として 4.5m 深さの基礎溝を掘鑿

圖-41.



した。周圍には長さ 12m の矢板を砂層中 2m の深さに迄打込んだ(圖-41)。

此の砂層と上層の軟ローム混りの泥炭層との間には、良好なローム層が介在し、運河水と地下水との連絡を断つてゐた。

それで、最初はポンプ排水に依つて溝内は乾燥状態に保ち得たが、數ヶ月後に到つて俄然地下水が下から浸入充満するに到り、ポンプでは間に合はなくなつた。其處で本法を適用することにした。

注入鉄管を砂層中に迄打ち込んで、これに依つて乳劑注入を行ひ、矢板壁と密着する水密層を構成せしめた。

その結果、地下水の浸入は防止され、基礎溝内の水はポンプに依り容易に排除することを得た、これに要した鉄管の數は約 60 個であつた。

[抄録者註： 日本特許(特許第 113575 號)に同様な目的を以て考案せられた瀝青乳劑注入法がある(本誌第 22 卷第 2 號特許紹介欄参照)]。(吉藤幸湖)

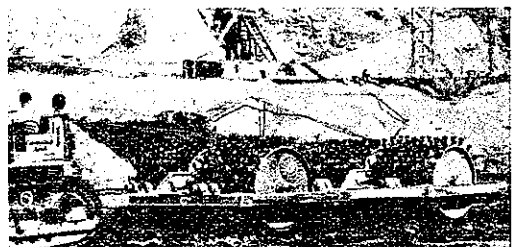
(7) シープスフット・ローラーの磨耗

(Paul Baumann, "Wear on Sheepfoot Rollers." E.N.R. Jun. 11, 1936, p. 835-836.)

San Gabriel 第 1 號堰堤工事に使用する含石土壤の締固に當つてはシープスフット・ローラーの足の磨耗の大なることを豫想して同工事に適する如く從來の標準型を改造したが、其効果は極めて大であつた。

標準型シープスフット・ローラーと云ふのはドラムの直径が 42 吋、長さ 58 吋で之に 7~8 吋の長さの齒が約 78 本 1 列に 6 本、13 列附いてゐる。之等のドラムの重量は各々約 4t で齒に被せた各足の支持面積は約 7 呎² である。之に對して改造型はドラムの直径が 60 吋、長さ 60 吋でドラム 1 箇に對して 108 本の齒が 36 列に附いてゐる。各ドラムの自重は 6 1/2 t で、濕砂

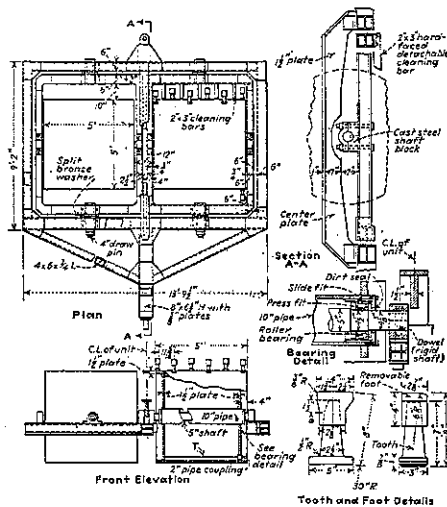
圖-42. シープスフット・ローラー



を填充した場合には $11\frac{1}{2}$ t に増加し得るのであつて、各足の支持面積は $11\frac{1}{4}$ 吋² である。ドラムの内部には小形の T 型釘が溶接してあつて、重量増加の必要ある場合には鉛で裏付けし得る様になつてゐるが、之は砂を填充することに依て其必要は解消した。

本改造設計の問題は齒の長さとおドラムの半径との割合が足の磨耗の速さに決定的な關係を有すると云ふ考へから出發してゐる。上記の標準型ローラーに於ては此割合が約 0.365 であるのに対して、改造設計に於ては 0.265 である。磨耗に對する此割合の影響は次の 2 極端の場合即ち極めて小なるドラムのローラー及び極めて大なるドラムのローラーを考察することに依て最も明確となる。前者の場合には足の作用はハンマー・ミルの場合を彷彿せしめる、即ち足は殆ど水平状態で土壌中に入り、締固の進行と共にローラーは足が其最低位置を通過する時稍持ち上る。此持ち上りに依て生じた反力は足の磨耗の主要原因となる。之に反して大なるドラムの場合には此持ち上り作用が削減され従て足の磨耗が極めて少い。

図-43. シープフット・ローラー詳細図



ローラーを使用して以來最初の 1 年に於て僅少の磨耗を生じてゐるが、取換を必要とする程度には達してゐない。足は S.A.E. 示方書 4140 に依る鑄鋼で作つたもので、ブリネル硬さを最小 450 に熱處理を施してゐる。此足はドラムに溶接された齒へ容易に取換へ得る。尙、この外本設計の特色と見做し得るものに図-43 に示すが如き軸受及び各ドラムを取付けてドラムの不平

坦な土上の運動を自由に調整する可傾棒がある。因にローラーは豎に 2 臺並べて使用され、濕砂を填充して各 1 對の重量が 23t となつた場合にはトラクターで牽引すべき全重量は 46t となる。此場合の 95 馬力トラクターの平均速度は 1 時間當り約 1.6 哩である。(玉置 巖)

9. 橋梁及構造物

(28) 疲勞によるアルミニウム合金縦桁の破壊

(H. D. Johnson, "Aluminium Stringer failures due to Fatigue Loading." E.N.R. Feb. 27, 1936, p. 318-320.)

Pittsburgh の Smithfield 橋は最初にアルミニウム合金の縦桁を用いた市街鉄道橋であるが、(E.N.R. Nov. 9, 23, 1933) 枕木の設置が悪かつた爲にその部分の縦桁の突縁が破壊された。この破壊の有様を見ると明かに其は材料の疲勞によるものであつて、材料の腐蝕に起因してゐるものではなく、實驗の結果によるとこの枕木設置不適當のために 50 000 封度/吋² といふ材料の降伏點をはるかに超過した応力が生じてゐることが分つた。アルミニウムを橋梁に用ふるといふことが新しい試みであつたので、Pittsburgh 市當局ではこの橋梁を架設してから続いて検査を行つて來た。1934 年 6 月の検査では床樁はペイントもはげせてをらず良好な調子であつた。次の 1935 年 8 月の検査の際には橋全体としては別に異常は認められなかつたが、たゞ 8ヶ所縦桁の上突縁に龜

図-44.

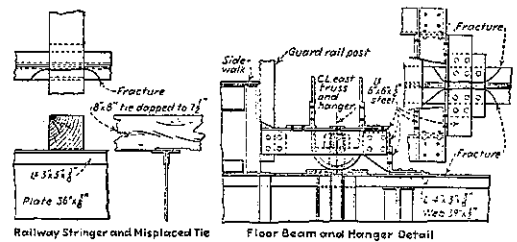
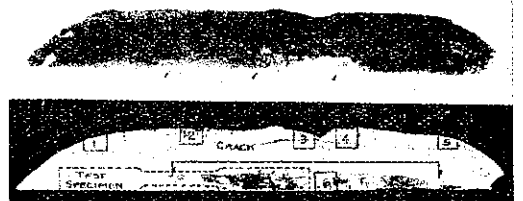


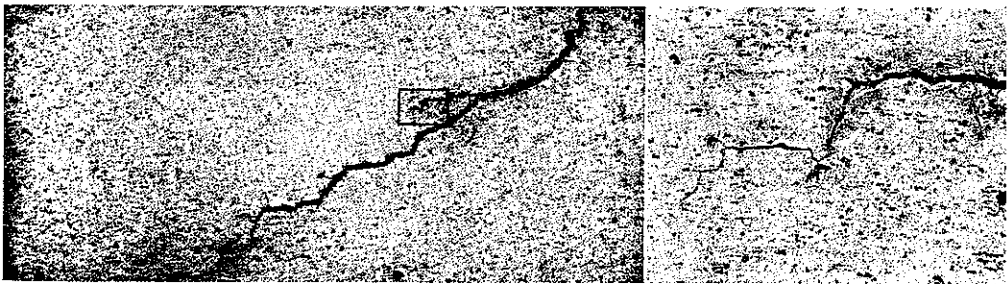
図-45.



裂が生じてゐることが分り、これは軌道枕木の据付が不適當な爲であることが發見された(図-44)。でこの破壊部分には直ちに突縁幅一杯に板をあて、鉚打をなしそれで十分力を傳へるだけに修繕した。くはしく破壊部分を検査するために其の部分の突縁を切りはなしたが、図-45の上部は塵、ペイントを除かない前で、右端の鋭い切端は材片をとる時生じたものである。1~5までは龜裂を含む様に切り取り、6は枕木が載つてゐた所である。顕微鏡の観測の結果ではアルミニウム合金の構造には何の変化もなく、又腐蝕をうけた様な形跡は認められなかつた。図-46は龜裂を擴大したものでこれをみる

field St. 橋のアルミニウム合金を使つた床構の2年後の様子を略述すると、1) アルミニウム合金部材の物理的性質は修繕をうけた縦桁と横桁の上部突縁を除いたものについては異常なし、2) アルミニウム・ペイントの現場塗工は各種の點から橋梁の下側の方では結果は思はしくない、3) アルミニウム合金は其の極く表面が腐蝕されてゐるに過ぎない、4) アルミニウムとアルミニウムとの或はアルミニウムと鋼鉄との間の電離による腐蝕は無し。(住友 彰)

図-46.



と、材料が大きい繰返し応力をうけた時材料の疲労の爲に生じたものであることが分る。材料試験の結果による性質は表-2の如きものである。

表-2.

	規定 (示方書)	實驗の結果
破損引張強さ	53 000 封度/吋 ²	61 250 封度/吋 ²
降伏點	45 000 ,,	49 600 ,,
伸率	6 %	13.5 %

これら龜裂の原因は明かに枕木の承けが偏つてゐた爲生じたもので、この時にどの様な応力を生じてゐるかを定める爲に、枕木と突縁山形との間に厚さの変化出来る夾木を挿入して測定した突縁の撓と、計算による突縁山形の応力との關係式を作つた。

$$f = \frac{1.665 DEc}{L^2}$$

茲に f : 計算から得る応力, D : 山形端の撓, E : 弾性係數, C : 山形厚の $\frac{1}{2}$, L : 承臺中心から応力を求むる點までの距離。

枕木の置き方が悪いところでは縦桁の上部突縁が僅かに挫屈をし、下部山形に對して回転することが認められるが、この回転は材料の破壊を生ずるものではなくて突縁の撓のために生じてくるものである。この Smith-

(29) 衝擊荷重を受ける溶接構造物の設計

(Otis E. Hovey, "Welded Structure Design for Dynamic Loads." E. N. R. Feb. 27. 1936, p. 310~312.)

構造方面に溶接が用ひられて來た結果橋梁の如く靜荷重よりも衝擊荷重を多く含む構造物に於ては衝擊荷重を從來の如く單に活荷重の附加荷重と考へず、衝擊荷重は部材に最大最小の交番応力を與へるものとしてこの交番応力を考慮した換算最大応力を求め之に依つて断面を決定するのが最善と思はれる。

今 m : 部材の最小応力(張力は正, 圧力は負), M : 部材の最大応力, $r = \frac{m}{M}$, S_{-1} : 最小応力及最大応力の絶對値が等しい場合の衝擊に對する耐久応力限度, S_r : 最小応力と最大応力の比が r の場合の衝擊に對する耐久応力限度, とすれば H. F. Moor 及 T. M. Jasper 兩氏の研究に依り次式が成立する。

$$S_r = S_{-1} \left(\frac{r+3}{2} \right), \text{ 即ち } S_r = S_{-1} \left(\frac{\frac{m}{M} + 3}{2} \right)$$

従つて部材の所要断面積

$$A = \frac{M}{S_r} = \frac{2M^2}{S_{-1}(m+3M)}$$

$AS_{-1} = M_E$ とすれば (M_E : 換算最大応力)

$$M_E = \frac{2M^2}{m+3M}$$

故に換算最大応力 M_E を S_{-1} にて除せば所要断面積が求まる。 S_{-1} の値は種々の研究の結果次の如き値が安全に使用出来る。

A. S. T. E. 鋼に於て最大引張強さ 60 000 封度/吋² 以上、1/2 吋径の 2 吋標點距離の伸率 20% 以上の熔接金屬に對しては

材 料	單位応力 S_{-1} (封度/吋 ²)
張力或は短柱として圧力を受ける主材	12 000
剪断応力を受ける主材	9 000
隅肉熔接により接合された主材	8 000
張力及圧力を受ける衝頭熔接	9 000
剪断応力を受ける衝頭熔接	6 000
剪断応力を受ける隅肉熔接	4 500

此等の單位応力は主材の耐久応力限度及熔接の耐久応力限度等に基いたもので約 1.45 の安全率を有する。

最大引張強さ 50 000 封度/吋² 以上、伸率 7% 以上の熔接金屬に對しては

主 材	單位応力 S_{-1} (封度/吋 ²)
張力及圧力を受ける衝頭熔接	6 000

剪断応力を受ける衝頭熔接	4 000
剪断応力を受ける隅肉熔接	3 000

主要部材及その熔接結合を設計する此の方法は使用に適する様次に示す如く數節の示方書に縮められる。

A. 応力：最大及最小応力(軸応力、曲げ応力、剪断応力等)は一般示方書に依り計算すべし。此等応力を夫々最大(Max.)及最小(Min.)と定めその符號は張力は正、圧力は負とす。

B. 換算最大応力：各部材に對する換算最大応力 M_E は次式に依り計算すべし。

$$M_E = \frac{2(\text{Max})^2}{\pm \text{Min} + 3(\text{Max})}$$

C. 所要主材：主材の所要断面積は表-3 に於ける (1) 乃至 (6) 式に依つて計算すべし。此等諸式に於て

$\frac{I}{C}$ ：梁及桁に對する所要断面係數(鉋及ボルトの無い場合は總断面積)

A：所要断面積(鉋及ボルトの無い場合は引張部材の總断面積)

D. 熔接の所要断面積：熔接の所要断面積は表-4 に於ける (7) 乃至 (9) 式に依つて計算すべし。

A：熔接の喉厚にその有效長を乗じたるもの、

表-3. 所要主材断面積計算式

公式番號	部 材 の 型 式	応力の種類	公 式
1	梁及桁の抗張突縁	曲げ応力	$\frac{I}{C} = \frac{M_E(\text{Mom})}{12 000}$ 但し $\frac{\text{Max}(\text{Mom})}{18 000}$ 以上とす
2	梁及桁の抗压突縁	曲げ応力	$\frac{I}{C} = \frac{M_E(\text{Mom})}{12 000 - 3 \frac{1}{3} \left(\frac{l}{b}\right)^2}$ 但し $\frac{\text{Max}(\text{Mom})}{18 000 - 5 \left(\frac{l}{b}\right)^2}$ 以上とす 茲に l ：固定點間の距離 b ：突縁の幅
3	隅肉熔接で結合せられず軸応力を受くる部材	張 力	$A = \frac{M_E}{12 000}$ 但し $\frac{\text{Max}}{18 000}$ 以上とす
4	隅肉熔接で結合せられず軸応力を受くる部材	圧 力	$A = \frac{M_E}{10 000 - \frac{1}{6} \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ 但し $\frac{\text{Max}}{15 000 - \frac{1}{4} \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ 以上とす 茲に l ：固定點間の距離 r ：最小回轉半径
5	隅肉熔接で結合されて軸応力を受くる部材	張 力	$A = \frac{M_E}{8 000}$ 但し $\frac{\text{Max}}{15 000}$ 以上とす
6	隅肉熔接で結合されて軸応力を受くる部材	圧 力	$A = \frac{M_E}{5 000}$ 但し $\frac{M_E}{10 000 - \frac{1}{6} \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ 及 $\frac{\text{Max}}{15 000 - \frac{1}{4} \left(\frac{l}{r}\right)^2}$ 以上とす

表-4. 熔接の所要断面積計算式

公式番號	熔 接 型 式	応 力 の 種 類	伸率 20% 以上の熔接線の場合	伸率 7% 以上の熔接線の場合
7	衝 頭	圧力或は張力	$A = \frac{M_E}{9 000}$ 但し $\frac{\text{Max}}{18 000}$ 以上	$A = \frac{M_E}{8 000}$
8	衝 頭	剪断応力	$A = \frac{M_E}{6 000}$	$A = \frac{M_E}{4 000}$
9	隅 肉	張力、圧力或は剪断応力	$A = \frac{M_E}{4 500}$	$A = \frac{M_E}{3 000}$

E. 衝頭熔接の設計：(7)及(8)式は熔接に接近して応力分布が突然変化することなく、熔接の標準捕強盛が用ひられ熔接箇所は熔接に際して熔接金属が實際上完全に自由に收縮出来る様に配置されてあると云ふ假定に基いてゐる。

F. 隅肉熔接の設計：隅肉熔接接合及端の結合等の設計に際しては實驗に依り隅肉の端に接近した母材の疲勞に依る破壊に對する感受性を軽減するか或はこれを取去ることが判つたので(5)及(6)式に依つて求められる母材の断面積は減じ、その限度は夫々(3)及(4)式に依つて求められる断面積である。(糸川一郎)

10. 河 川

河口に於ける潮波の影響

(R. Winkel, "In die Flussmündungen einlaufende Flutwellen; die Sturzwellen oder Bore." Bautech. 24. April 1936. S. 253~255.)

海から河口に侵入する潮波の高さ及その速度 c は、主としてその河の水面幅 B と断面積 F との割合によつて異なる。この研究は既に H. Krey 博士によつて行はれた。こゝには今までに解決されない特殊の潮波、或は海嘯について考へる。

潮位の上昇は一般に甚だ緩慢である。例へば上昇時間は Flb 河口の Brunsbüttel では 5 時間 11 分、Altona では 4 時間 52 分である。大体に於て約 5 時間を要する。

初めの断面積 F を約 2 000 m² とし、 B を約 300 m とす。上部水 Q は大体 1 200 m³/sec、 $v_0=0.6$ m/sec、潮の上昇は平均 2.7 m とす。これから河口に入る潮の勾配を計算する。先づ公式 (a. a. O., S. 7, 8) により潮波の速度 c を求めれば

$$c = \sqrt{g \frac{F}{B}} - v_0 = \sqrt{9.81 \frac{2000}{300}} - 0.6 \approx 7.5 \text{ m/sec}$$

従つて 5 時間には波は 5 時間 \times 7.5 m/sec \times 3 600 秒 = 135 km 進む。その間に潮の高さは 2.7 m となる。従つて潮波の勾配は 2.7/135 000 m = 0.00002 となる。海から河口に侵入する水量 Q は図-47 に示す如き状態を呈する。水位の変化は徐々であるため、航行其他に障害は無い。

併し海嘯の場合には全く異り、図-48 に示す如き変化をする。この場合には波の傾斜は急である。Danzig に於ける例によれば図-49, 50 の如く 1:1.5=0.67 の傾斜となつてゐる。

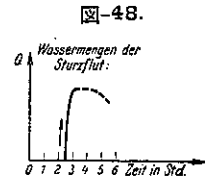
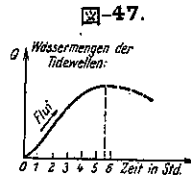


図-49.

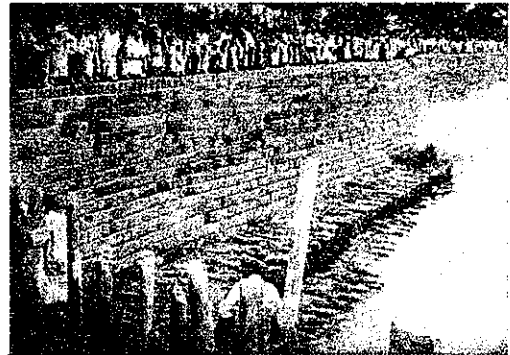
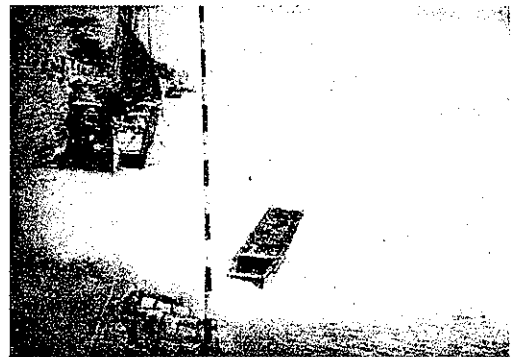


図-50.



波高 2 m 以上で勾配 1/1.5 となると船航は余程妨害される。

海嘯の發生原因は一般の月及太陽による潮とは異つてゐる。地形が局部的に異なる状態の所で特に波高は変化する。幅 100 km の灣内に河口が漏斗状に入つてゐるとき、水深は灣から河に向つて急に淺くなる。

波高の増加 Z は F, B 及 c に影響する。即ち

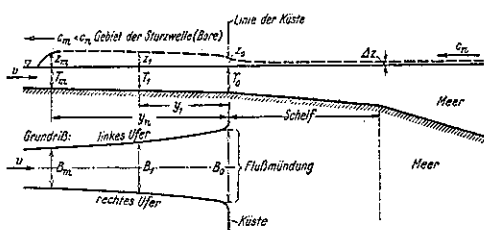
$$Z = \frac{Q}{B(c-v_0)} \approx \frac{Q}{Bc}$$

灣内河口の外に於ては $v_0=0$ と考へ得る。 c は前式を用ふれば

$$Z = Q : \left(B \sqrt{g \frac{F}{B}} \right) = Q : \sqrt{gFB}$$

灣内に於ては FB は減少するが、波高はその割合で増加する。この關係は図-51 に示してある、隨に近づくと従ひ

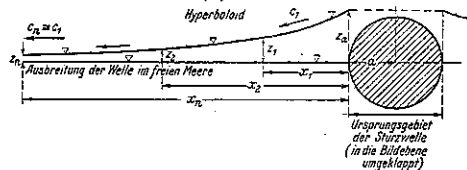
図-51.



$T=(F/B)$ 及 $c=\sqrt{gT}$ は減少する。従つて波高は $Z=Q:(Bc)=\text{const}$: c は増大する。この波高は漏斗状の河口に入るに及んで急に増大する。即ち河の中に入るに従つて $T_m < T_1 < T_0$, $B_m < B_1 < B_0$ 。従つて $Z_m > Z_1 > Z_0$ となる。

海嘯の發生原因としては一定方向の強い風が長く続いた場合に灣内及河口には著しく水が集中する。又海底地震によつても發生する。このときの關係を圖-52に示

図-52.



す。海震の起る範圍は約 1000 km² にも亘り、水面はその際約 1m 上昇する。即ち 1km³ の水が震源から四方に傳播する、そのとき次の關係が成立す

$$Z_n(2a\pi) = Z_1(x_1 + a)2\pi = Z_n(x_n + a)2\pi$$

或は $Z_n : Z_a = a : (x_n + a)$

これは即ち hyperbola である。

波の岸に近づく狀況は圖-51に示した。深所に於ける波の速度 c は毎秒數百米に達することがあるが、岸に近づくに従ひ著しく減少する。その關係は圖-51に於て $Z = \frac{Q}{Bc}$ で示した如くである。この關係は海震による場合又は一般の潮の場合にも同じである。(防島 濤)

(4) 米國洪水防禦資料委員會提案 の洪水防禦對策

(“Flood protection data.” Proceedings)
A. S. C. E. Feb. 1936, p. 203~206.

米國洪水防禦資料委員會は資源局治水委員會に對し土木當局の支出に依つて計畫された洪水資料の蒐集、分析に關して大いに其の意見を具申した。

資源局は次の5項の實行を努めるべきである、即ち

(1) 總ての價値ある記録を含む處の洪水資料の表を統

けて作ること。(2) 米國中の河川に於ける大洪水の表を作ること。(3) 豪雨に起因する洪水の原因、回數の表を作ること。(4) 上流部の土地を人が使用することに依りどれ位洪水水波が變化するか、又流域の流出狀況の變化がどれだけ洪水流量をへらすかに就て研究を行ふこと。(5) 洪水調節の經濟に就て調べること。

以上の5項に對する洪水防禦資料委員會の提案は次の如くである。

(1) 此處に提案する附け加ふべき記録は、従來流量決定の資料としてゐなかつたものだが測候所及び陸軍關係の雨量計に依つて得られる河川各段階に於ける記録、豫期したより早く下流に到達した洪水の毎時水位觀測記録及び歴史的大洪水の記録等である。この歴史的大洪水の記録を集める爲には實地踏査をして既往の洪水水位をさがし、これを現在の量水標に合はせなくてはならない。

(2) 此處に提案する事項は工学上重要である歴史上の記録を明かにすることである。特に各種洪水時に於ける氣象狀態の説明を明かにしてほしい。當局は洪水を發生した支流の洪水波頂が合流點で本流のそれと時を同じうして到着することがあるかどうか、既往の最高水位を構造物や量水標から推知すること、洪水の性質の比較水害に關する數字の蒐集に力を注いだがこれ等の結果は發表されたものと然らざるものが、あるからこれ等を集めてほしい。

(3) 豪雨は特に小河川の大洪水の原因となる。そして毎年この小河川の水害が全体としては大河川の水害より損害額が余計であることは注目に價する。豪雨に依る洪水に關しては今迄組織立つた研究が行はれてゐなかつたので大いにこの點を實行すべきである。

(4) 洪水の最高水位は支流の個々の最高水位が本流の最高水位にぶつかる様になつた時生ずるから、如何にして同時に最高水位の來ることを防ぎ、それに依り最高水位を逐減し得るかを研究しなくてはならぬ。人々が深谷を使用し、高原を使用することが時には同時に最高水位のぶつかることを促進し、又或時にはその反對の結果となる。一流域の一部分よりの流出を早め、同流域の他の部分よりの流出を遅らせる様に巧みに計畫すれば最高水位の到達時間を狂はせ高水流量を減らすことが出来る。この爲土地の性質、地形、植物の繁茂狀況、氣象狀態に依つて利用する方法はそれぞれ異なるべきである。

暴風雨に依る洪水は自然の水路を人工的に改良することに依り、又植物を加減して流出し易くして早めるこ

とが出来、一方広い面積を植物で被ふことに依り、又貯水池、游水池、洪水放水路を作ることにより洪水最高水位を變へることが出来る。この仕事を價値あらしむる爲には非常に詳細な調査が必要である。それから洪水時及其直後の綿密な観測は今迄等閑に附されてゐたが、これが必要であることを附加へる。

(5) 洪水調節に經濟的に非常に良い方法はない。過去の洪水に依つて被つた損害額に對して現在は改修工費を定めてゐるがこれは考慮する餘地がある。水害損害高と改修工費との間に何等かの關係があるとは證明出来ない。

當局の態度は洪水調節に依つて得らるべき利益が一定の標準に達するものでないと工事を認めない。だが損害と利益とを同じくすることなんか出来ないことである。そこで此處に提案するのは昔からの水害を社會的に法律的に、經濟的に調査することで、これに依り始めて改修工事に依つて得られる眞の利益を知り得るだらう。この方法は亦改修工事を評價する方法に或る暗示を與へるものである。

(藤森謙一)

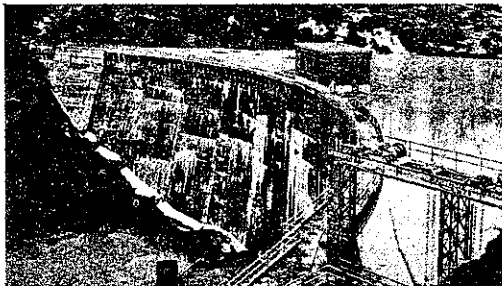
12. 堰 堤

(17) コンクリート堰堤の煉瓦被覆

(“Brick Veneer Holds Tight.”)
(E. N. R. May 14, 1936, p. 699)

8年前コンクリート堰堤の表面分壊が問題になつた時、Rochester Gas & Electric Corp. の技師は之が處置として Caneadea Creek の新設高コンクリート拱堰堤の表面に鋪裝用煉瓦被覆を試みた。

図-53. Caneadea Creek 堰堤の煉瓦被覆



同堰堤は半径 262 呎の拱堰堤であつて、河床上高さ 140 呎、底部幅中央に於て 44 呎、頂部幅歩道下に於て 5 呎のものである。コンクリートは拱の全長 440 呎を 40 呎の断片 11 に區分して打込み、各断片の間に伸縮接合を設けた。堰堤両面の煉瓦積は簡單な型枠に依て

図-55 の如く小口と長手の縦列を交互にして 5 呎の高さ宛疊積したものであつて、煉瓦被覆には前述した 40 呎毎の伸縮接合の他に高さ 5 呎毎に施工接合を有する。尙、コンクリートは煉瓦の目地モルタル 24 時間放置して凝結せしめた後両面の煉瓦積の間に打ち、目地仕上は型枠除去後普通の工夫に依て極く雜に行つた。

図-54. 施工接合

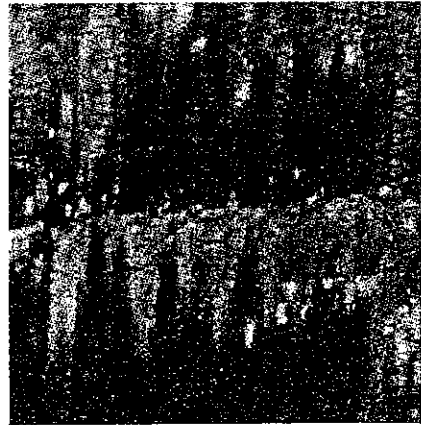
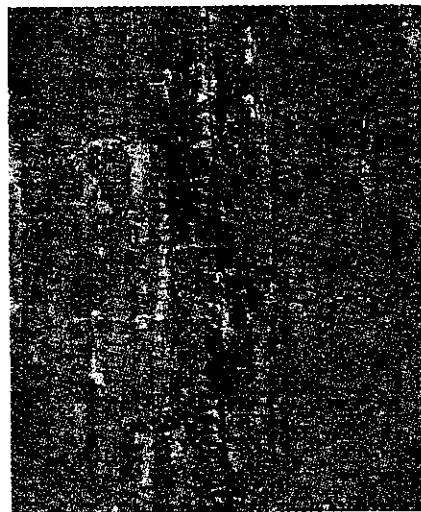


図-55. 伸縮接合



茲に注意すべきは堰堤に作用する応力は凡てコンクリートのみを受持たせてあるのであつて、煉瓦は單なるコンクリート堤体の保護被覆に過ぎない。而して本被覆の目的は凝結に依るコンクリートの分壊を防ぎ、且堰堤を不透水性ならしめるにあつた。尙、堤体に對する煉瓦被覆の附着は小口煉瓦の出張とコンクリートとの間の粘着に依つたものである。図-53~55 は同堰堤完成 8 年後の 1936 年 4 月に撮影したものであるが、煉瓦の

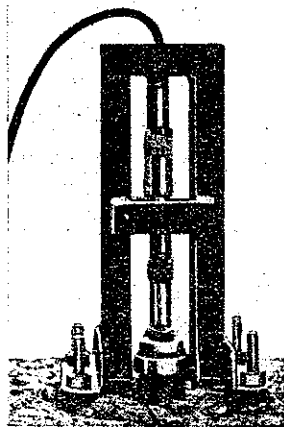
表面には施工接合からの溶解石灰に依て汚染された箇所もあり、又伸縮接合に依ては煉瓦の破損してゐる箇所もある。然し何れの箇所にも煉瓦被覆の構造的破壊若くは煉瓦とコンクリートとの間の附着の弛緩の形跡は生じてゐない。(玉置 巖)

(18) Tygart 堰堤の基礎岩盤変形測定装置

(J. E. Deignan, "Measuring Bed Rock Action under Tygart Dam." E. N. R. May 21, 1936, p. 731.)

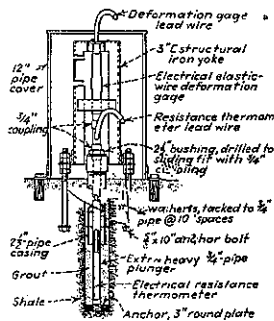
Tygart 堰堤は Tygart 河の Grafton の如くに目下築造中の直線式重力堰堤であつて、その頂部長さは1850呎、最大高さは岩盤上約 232 呎の設計であるが、基礎岩盤の変形測定に elastic-wire strain meter 型のものを使用することになった。同堰堤の中央部は厚さ 20 呎の砂岩を基礎とするが、此砂岩は層をなし又は塊状を呈してゐて、層と粘土及び炭質物を含む軟質層状の頁岩と互層をなしてゐる。此頁岩は採取した岩芯に依ると弾性係数 68 200~333 000 封度/時²、圧縮強さ 596~1 840 封度/時² の値を示してゐる。調査は各般に亘つて行ふが、その一部として種々の堰堤荷重を受ける一規準面積内の種々の深さに存在する頁岩の変形の研究を一決し、深さ 30~170 呎の 2½ 吋測定孔を 9 箇所穿つた。各孔の位置並に深さは図-58 の通りである。

図-56. 変形測定器



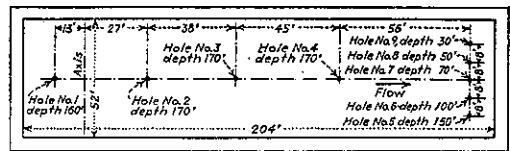
変形は孔の底部に於てグラウチングを施し 2½ 吋套管を貫通して頂部迄達してある 3½

図-57, 変形測定器詳細図



吋 pipe plunger を通して傳達される。而して変形の測定並に plunger の頂部に於ける温度の測定には 0.000 01 吋迄読み得る約 0.5 吋の測定範囲の特別に組立てた electrical elastic-wire deformation gage が使用され

図-58. 測定孔の位置及深さ



る。此測定器の一端はカップリングに依て管に取付け(図 56, 57), 他端は 4 本の 5/8 吋アンカーボルトで支へてある 3 吋溝形鋼を通して堰堤に定着する。尙、溝形鋼は 12 吋管で作つた継で固ふが、これはコンクリート施工中の測定器の保護としてのみならず、周囲のコンクリートの可塑性変形に依る装置への妨害を防ぐためである。又、plunger の内部及び底部には電気抵抗温度計を備付けて、温度変化に依る plunger の長さの変化に對して必要な補正を行ふに使用する。図-57 は plunger 及び変形測定器の配置を示したものであるが、此図に於ける導線は近くの検査坑に於ける普通の極盤に通ずる。(玉置 巖)

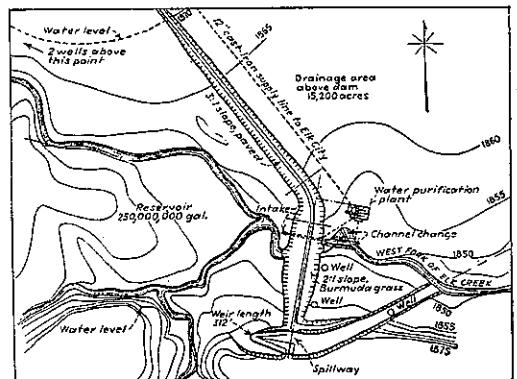
(19) Elk 市堰堤の決潰

("Overtopping causes Failure of Elk City Dam." E. N. R. Jun. 11, 1936, p. 850-851.)

Elk 市堰堤は 1925 年 Oklahoma 州 Elk Creek に築造された輾瓦土堰堤であるが、5 月 1 日の稀有の豪雨に依て決潰した。

堰堤: 本堰堤は延長 850 呎、高さ最大 30 呎、天端巾 16 呎のものであつて、其兩岸は約 1000 呎の堤防で補築してある。主堰堤には原地盤下 30 呎の箇所から堰堤天端の近く迄厚さ地盤面に於て 15 吋、天端に於て 8 吋のコンクリート止水壁を施し、其周囲を粘土心壁で包んでゐる。盛土は 12 吋の濕氣ある砂質粘土層を輾瓦

図-59. 堰堤附近平面図



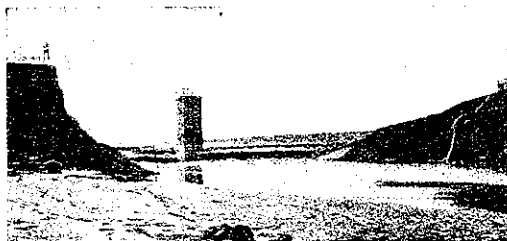
した。堰堤の上流側は 1:2 勾配で厚さ 4 時の鉄筋コンクリート版で鋪装し、下流側は 1:2 勾配で Bermuda 草で張芝してある。

堰堤の南端に在る餘水吐は V 型の鉄筋コンクリート造であつて、其延長は 312 呎、頂部は堤頂下 5 呎であつた。而して此水深の場合の流量は 10 000 秒・呎であつて、築造當時推定した最大流出量 5 000 秒・呎に對しては充分であつた譯である。貯水池の容量は築造當時は 250 000 000 ガロンであつたが、池内に於ける岩盤からの漏水並に沈泥に依る容量の減少が在り、加之渴水年に對する平均年流量の推定を過大視した爲に、Elk 市は貯水量の不足に困惑するに至つた。

餘水吐の嵩上：其結果として 1933 年市當局は餘水吐の頂部に高さ 2½ 呎の壁を築造して貯水量を増大したが、同時に餘水吐の容量を 4 400 秒・呎に減少せしめた。又、1934 年に於ては貯水池からの多量の漏水を回収する爲に鑿井を餘水吐に 1 箇所、堰堤下流側に 2 箇所合計 3 箇所を夫々頁岩中に穿つたが、餘水吐以外のものは成績が良好で無かつた。

流出量：Oklahoma 州 Conservation commission の技師 Burnham の言に依ると、當時の雨量は Oklahoma に於て想像し得る殆ど最大のものであつたので、其 2 時間最多雨量は 6.6 時に近いものと推定される。此場合の流出量の 50%、即ち 1 時間 3.3 時の場合の最大流量は約 21 500 秒・呎であつて、原設計たる餘水吐部より堰堤頂部迄の高さ 5 呎に對しては、575 呎の餘水吐の延長を必要としたが、其延長は 312 呎に過ぎなかつた。而して Burnham 氏は堰堤の決潰當時洪水が堰堤の全長に亘つて約 1 呎の高さに溢流したものと推定してゐる。

図-60. 堰堤決潰現場



又、Tulsa の顧問技師 Holway は最大流出量を原設計に於て流域 1 哩²當り 425 秒・呎を採用したのに對し約 16 000 秒・呎即ち 1 哩²當り 680 秒・呎を推定してゐる。彼の云ふところに依ると同時刻の豪雨を被つた Oklahoma 州 Clinton 貯水池に於ては豪雨の始まつた

當時、水面が餘水吐頂部より 14 呎 4 吋下に在つたが、3 時間の後には水面は 15 呎上昇し池水は餘水吐頂部を 8 吋の深さに溢流した。此 15 呎の水位の上昇は 3 560 エーカー・呎の貯水量の増大に相當するものであつて、餘水吐溢水流量を度外視するも平均流出量は 14 520 秒・呎即ち 1 哩²當り 580 秒・呎となる。而して Elk Creek に於ける最大流出量は之より遙かに多く、恐らくは推定した最大量に等しかつたもので、200 哩²の面積に一樣に存在したものと見てゐる。尙、同氏は流失した Elk Creek 堰堤頂部の築造物の大き及び重量の調査、並に下流面の侵蝕状態から洪水は堤頂上 18 吋の深さに達したものと推定してゐる。 (玉置 慶)

13. 上水道

(8) 水道管の電気接地による障害

(D. W. Johnson, "Hazards in Use of Public Water Supply System as a Ground for Electrical Circuits." Jour. of A. W. W. A. April 1936, p. 458-468.)

電流歸復回路の接地板として水道管を利用すると、鑄鉄管の電蝕、使用者の電撃等各種の障害を惹起するので上水関係者には此の問題が喧しく論議される様になつた。今日では電燈、電話の安全器及びラジオのアース等は悉く水道管に接続され、多い所では 1 軒で 6~7 種類の接地が設けられ水道管は恰も電氣の附屬設備の如き状態にある。

米國に於いても水道並瓦斯管は地中の漏洩電流により常に相當の電蝕を受け、殊に市街電車の軌道絶縁の悪い土地に多い。或る瓦斯會社の報告によると修理工事の爲に管を切断すると漏洩電流の放電により瓦斯が發火したとのことである。又米國に於ける 1934 年度の事故死亡者總數は 101 139 人で電撃による者が 723 人あり、其中に家屋内で致命電撃を受けた者は 120~125 人と推定された。而して電撃死亡者を検視した際に水道管内の電流によることを證明するのは困難であるが、周囲の事情より判定すると多くは水道管に由來するものでない。

接地と云ふ語を電氣工学的に説明すると、電線内の電流を地球を経て發電所に復歸せしめる爲に其の電線を大地に接続することである。従つて接地接続は電流に對する抵抗の少きものを必要とする。乾燥せる砂地に埋設された接地板の抵抗は 20~100 オームであるが濕潤な青粘土に於いては 5 オーム位である。更に水道管

の接地抵抗は平均 2 オーム以下であるから電気工事は好んで水道管に接地することになる。

接地に利用された水道管の障害は之に流れる電流の種類(直流並交流)、各電気設備の接地理論、電位差、電流量等によつて異なる。

直流： 直流電流による水道管の電蝕は交流に比して遙に大きいから直流電線の水道管接地を禁止すべきである。直流 1 アンペアは 1 ケ年に鉛は 74 封度、鉄は 13~20 封度、銅は 23~46 封度、亜鉛は 24 封度を電氣分解することが出来、數ミリアンペアの電流が埋設管から流出しても其の點には直ちに穿孔を生ず。直流を使用する電気事業は漸次減少の傾向を示してゐるが、尙エレベーター、市街電車、電氣俗接、電氣鍍金、蓄電池充電、電話電信、信號等がある。

交流： 交流電流は電燈、電力等に使用されて電気事業の大部分を占めてゐるが、金屬に對する電氣分解作用は直流の 1~2% に過ぎない。従つて總べて電流が交流になれば、尠くとも水道管電蝕の問題は消滅する。

中性線接地： 水道管に接続されるのは変圧器の中性線接地が最も多く、送電線の故障によつて屋内配線に加はる所要以上の電圧を防ぐ。其の中性線の電位は零にして之と他の電流との電位差は 2 線式配線に於いては 115 ボルト 3 線式に於いては 230 ボルトである。此の場合水道管によつて大地に接地したつもりでも、鑄鉄管並接手箇所は電氣的に良導體なることもあるので、其の系統の鉄管工事員には電撃の危険がある。電氣設備規定によると水道管に中性線接地をやる際は、量水器は抵抗が大きいのので歸復回路の電導をよくするためにも又屋内に強電流の侵入を防ぐ爲にも量水器の外方に接続することになつてゐる。家屋から相當離れた歩道に量水器のある場合は接続箇所に對する條件はないが、乾燥地に淺く埋設された引入鉛管に接地するのはよくない。

電纜外裝管接地： 中性線に次いで多く水道管に接地されるのは電纜を包む外裝金屬管である。之は外裝金屬管に流れてゐる漏洩電流による人体に及ぼす電撃或ひは建物の洩電失火等を防止する目的である。此の場合にも往々にして漏洩電流量が増大し水道管工事員に電撃を與へることがある。

家庭電氣用具接地： 家屋内にて使用される電氣の洗濯器、アイロン、換氣器等は洩電による使用者の電撃を防ぐために金屬製外函を水道管に接地する。其の際に使用電流が過大となれば安全器のフェーズは切れるが、是以下の電流でも水道管工事員は可成りの電撃を受け

ることがある。然し水道管を瓦斯其他の配管に連絡しておけば其の被害を減ずることが出来る。

人体の致命電撃： 人体は概して電氣的不良導體にして電導率は周圍の状態によつて大差があり、寒い乾燥した日は 5000~10000 オーム暖い濕氣のある日は 500~1000 オームの抵抗がある。人間に對して致命的電撃を與へるのは 0.01~0.05 アンペア以上の電流で、之を人体に通ずるには 600~700 ボルトの電位差が必要である。然し水道鉄管埋設並修理工事の如く澁水した溝中にて作業する場合には 50 ボルト位でも感電することがある。

ラヂオ： ラヂオセットは一端を水道管に接地し他端をアンテナに接続する。接地線の電流は 0~2 ミリアンペアで電位差は 0~12 ボルト位で極めて僅少である。

電話： 電話には直流電流を使用するが接地するのは安全装置のみであり、若し通話回路に接地線を連絡すると却つて雑音を増す。但し電話の呼鈴回路は水道管に接地することもあるが、其の電流は尠く且通電時間も短い。又多數の電話線を集めた鉛の外裝管は水道管に接地され、之は他の電源より強力な漏洩電流を流してゐることがある。

電信並信號： 電信には 135~270 ボルト 50 ミリアンペアの直流が使用されるが、接地するのは避雷の目的にのみである。然し地方鐵道の電信或ひは交通信號等には直流を用ひて歸復回路に軌道並大地を利用するものが多い。之は水道鉄管の電蝕防止の點より宜しく改良すべきである。

ネオンサイン： 廣告並裝飾に用ひられるネオンサインは電圧の高い程有效であるから現在では 15000 ボルト位迄使用されてゐる。而して其の変圧器其他を水道管に接地した場合は管に觸れる者には電撃の危険がある。

避雷針其他： 建物の避雷針及び高電圧送電設備の接地は餘りに障害が大きいのので、許可なくしては水道管に接地しないことになつてゐる。(米屋秀三)

14. 下 水 道

(17) 管の型詰アスファルト接手

(G. E. Hubbell, "Die Cast Asphalt Pipe Joints." E. N. R. June 4, 1935, p. 815.)

Milford, Mich. に於て遮集管(徑 21 吋陶管)築造に當り加熱アスファルト注入接手を行はんとしたが、下水道埋設箇所の水中掘なる爲不成功に終つた。該下水

管は Huron 河の堤防に並行であり大部分は河面以下である。又仕事の都合上充分なる排水が出来なかつた。最初加熱アスファルト接手を施さんとしたが掘鑿溝の完全排水不可能なる爲その接合用混合物は管底を塞ぎ得なかつた。次に“まきはだ”をセメントに浸した接手が試みられたが浸潤高度なる爲下水管内側の全部分を填除するに可成の時間を要したる爲尙不満足であつた。其後 Wayne 大学での試験指導の結果現場製型詰アスファルト接手を採用した。

實驗室での接手試験： Wayne 大学で行つた試験は径 6 吋管に就て爲されたものであり、接手が掘鑿溝で造らるゝに當り直ちに外圧、内圧を掛けそれに抵抗するかどうか、又水中に於て行はれ得るかどうかに就いて爲されたものである。接手を造るには鑄鉄製の型が用ひられ、即ち鑄鉄製カラーを管の挿口と承口とに取付けアスファルト混合物を注ぐ。接手用材料はアスファルト 40%、珪酸 60% (重量比) で、珪酸は沸立つアスファルトに對し徐々に加へられた。數日後成形表面は揮發油混合アスファルトペンキを塗り接合された。接合後直ちに水 3 呎の内圧を掛け又は水 6 呎の外圧を加へたが是等に對し接手は漏水なく満足的なる事が證明された。

實施： 現場では先づ水平なる臺を設け、挿口側の型を臺にボルトで締め付けた。アスファルトが黄煙を發する所で珪酸を加へ掻廻はした。型(カラー)にアスファルト材の附着せざる様、型は豫め珪酸と水との混合物を塗り乾燥して置いた。次にアスファルト混合物を管とカラー中に注ぎて冷却せしめた。造上げられた接手は型を除いてから毀損せざる様注意を拂はねばならぬ。此仕事は 2 人で 1 日 7 時間に平均約 20 接手を造るが、大部分は混合物を所要温度迄に熱する爲と、型を冷却するに費される。2 組の型に 3 人掛けると 1 日 7 時間に 40 接手以上を造る。管布設に當り溝は所要勾配少し以下に掘り突固められた。水は布設下水管中に排水され砂が管中に入らざる様適當な堤を造つて防いだ。

管の仕様： 陶管の接手を仕様するに當り先づ同径の管を用ひねばならぬ。出來の悪い管の接手を行ふ時でも挿口を削ぐ事は許されぬ。仕様として承口と挿口との間の環状間隙を $1/4 \sim 1/2$ 吋とした。望ましい間隙としては最少 $3/4$ 吋である。

工費の比較： 本工法は水中掘に於て唧筒揚水の費用を減ずる時又は接手の勞力を減ずる時用ふるに望ましい。又水の浸潤及木の根の侵入を防ぐに望ましい事も證明されてゐる。以下に工費の比較を掲ぐ。

型詰アスファルト接手：—

勞力—2 人, 14 時間 (1 時間 50c, 1 日 20 接手)
.....35c.

材料—型の賃貸料金を含み 3c/lb の混合物 10 lb
.....30c.

設備—揚卸機, 釜, 燃料.....5c.

接手費.....70c.

セメント浸し“まきはだ”接手：—

勞力—2 人, 14 時間 (1 時間 50c. 1 日 20 接手,
混合機等).....35c.

材料—セメント, 砂, “まきはだ”.....25c.

接手費.....60c.

(西村義一)

18. 鉄 道

(6) 木枕木に於ける螺釘の状態

(“Behaviour of Screw Fastenings in
Wooden Sleepers.” The Railway
Gazette, May 15, 1936. p. 943~945.)

Stuttgart 工科大学の材料試験室に於て、Carl Pirath 教授が Graf 教授その他の助力を得て、木枕木に於ける螺釘の強度試験を爲した。この試験の目的は 10~15 年間實際線路に使用した枕木、螺釘及タイプレートが軸荷重、風化、雨水等によつてうけた影響を短時日に決定せんとするものである。

軸荷重の大きさ方向は疲勞試験機に依つて相當正確に測定も出來、又再生も出来るから、その大きさに關して 10~15 年間の實際軸荷重と同様のものを 6~8 週間で負荷し得る。然し風化、腐朽に就いては實驗室では自然現象と同様の結果は得られなかつたが、湿度の浸潤の爲の毀損に就ては相當の研究が出來た。

荷重状態： 試験荷重は垂直 4.2 t. 水平 1.7 t. とし、垂直荷重のみの負荷試験と、垂直水平兩荷重の負荷試験を行つた。軸敷に就ては 1929 年獨逸國有鐵道の平均 1 線路につき 1800 軸/日と採り、1 年 (240 日) 610 000 軸とす。10~15 年に採算すれば 6 100 000~9 250 000 軸となるのでこの回数負荷試験を行へばよいことになる。試験枕木の種類は、(a) prebolt に栓を有しない松材；(b) 打込栓を有する松材；(c) 螺栓を有する松材；(d) 栓を有しない榿材の 4 種とす。

軸間距離を 4.5 m とし、3 種の試験に於ける概要は試験第 1：速度 125 km/h 即 466 回/分の負荷とし枕木は (b) (c) を用ひ、道床無。11 500 600 回の負荷

後、試験体は 17 時間水中に浸され、後 3 日間で合計 13 400 000 回負荷し、其の後尚 2 日間 45°C で乾燥後 15 000 000 回迄負荷せり。

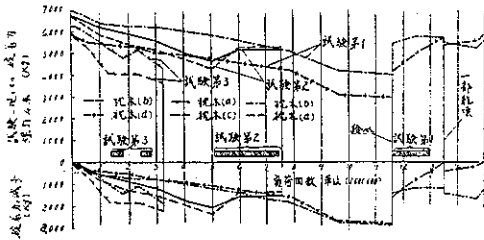
試験第 2：速度 95 km/h 即 350 回/分の負荷とし枕木は (a), (c) を用ひ道床無、5 000 回の負荷後、荷重をかけつゝ湿度を與へ、7 600 000 回迄負荷したが螺釘の礎着力に著しい変化を認めず。

試験第 3：速度 12 km/h 即 43 回/分の負荷とし枕木は (b), (c) を用ひ道床有。1 300 000~1 800 000 及 2 300 000~2 800 000 の負荷回数間に於て道床に撒水し、枕木をして道床から水分を吸収せしめた。

螺釘の緊締力は 35 kg m とした。この値は最近の試験に依て得られた軟質材に於ける最大許容値である。この力にて緊定された螺釘の礎着力は 4 本で 8 000 kg を示し、各試験には条件を同一にする爲にこの値をとつた。

試験の結果：試験の結果は図-61 に示す如く、大体同一曲線を描きその変化量は 2 000~3 000 kg である。

図-61.



一般に湿度を與へると著しく礎着力を増し、其後一部分を乾燥さしても尚多分の湿度を有する間は礎着力の減少は来さないが(試験第 1) 充分に乾燥してその湿度を失へば又著しい減少を來す。

タイプレートの横移動は試験第 1 及第 2 に於ての測定によれば僅かに 0.08~0.15 mm で、之はプレートの滑動の爲ではなく枕木の弾性的伸長に起因するものである。

速度の影響：松材に就て行ふた數回の試験の結果によればタイプレートの永久沈下に關しては速度の影響が非常に大きいことが知れた、負荷回数を 3 300 000 (5~6 年に相當) に一定すれば、試験第 1 による沈下量は 0.08 mm、試験第 2 は 0.17 mm、試験第 3 は 0.61 mm となる。図-62 は之を曲線に表はしたもので、斯の如く沈下量の相違はその負荷回数の密度の相違に依るものである。即ち高速度に於る沈下量は小で、低速度に於ては大である。之は低速度に於ては枕木は圧縮膨脹の循

環を繰り返し材質の疲勞が著しい爲と思はれる。

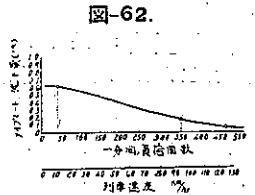
此事實に就て著者は臨港線の新しい枕木に於て目撃したが古い枕木を用ひた側線に於ける例は多くの人を見る所である。

風化作用：図-61.に見る如く試験の結果に於ては

10~15 年間は締直しを必要としない程充分な礎着力を示して居るが、實際は 3~4 年後に締直しを必要とする。之は試験に際して風化の影響を考へに入れない爲である。木材が湿度を吸ふて礎着力をますことはいふことであるが、木材の耐久度には非常に悪影響を與へる。大体枕木の強度は湿度をうけたために半分に弱められるから湿度をうけないやうに道床の排水をよくせねばならぬ。尚タイプレイトも flexible 型のものよりは rigid 型の方が防水に効果があるので後者を用ふべきである。

實際使用された枕木と試験荷重をうけたのみの枕木を比較した結果、螺釘よりも打込栓の方が勝れてある事が知れた。之を要するに螺釘の礎着力は塞栓のないものよりもあるものの方が勝り、又螺釘よりも打込栓が勝ると云ふ事が實際使用枕木及試験枕木の調査から知られた。

(古賀 登)



(7) 米國鐵道技術協會各種委員會に於ける研究項目

(Research Needs stressed by Railway Engineers." E. N. R. March 19, 1936, p. 423~431.

米國に於ては 1929 年 A. R. E. A. Manual (米國鐵道技術協會示方書) を發行し鐵道技術界の指針として居るが、其後現在に至る間の社會及技術の進歩と共に多くの改正、相違があつた。夫等は時に應じて同協會雜誌 (Bulletin of A. R. E. A.) に發表掲載して居たが本年 3 月 10 日~12 日 Chicago 市に於て開催された第 39 回鐵道技術協會總會に於て、示方書の改正増補出版の決議がなされた。同協會に於ては右機關雜誌發行と共に土木技術に關する各部門に委員會を設けて、調査研究に専念して居るが、同總會に於ける各委員會の研究報告の概略及決議事項を述べれば

軌道応力：軌條継目；軌道及其附屬品の改良に就ての研究。最近用ひられつゝある連続熔接軌條に生ずる応力の研究。

軌道：カントの研究。連続溶接軌條に用ひられる特別なレール、フアッスニングの研究報告。

軌道構造物：鉄道輸送に於ける軌道強度の重要性に就て、Robert 氏の研究報告あり。

溝渠：暗渠の耐久年限の統計に就て報告あり。

波狀鉄管 (33 年) コンクリート管 (67 年) 瑠璃土管 (70 年) 鑄鉄管 (81 年) コンクリート函渠又は拱渠 (92 年) 石造函渠又は拱渠 (150 年) とす。

道床：幾多の實驗研究の報告あるも價值あるものなし。鐵滓に關する規定が示方書に掲載されることになつた。

軌條：軌條毀損の統計報告あり。1929 年製造で 1934 年迄 5 年間の毀損は軌道 100 哩に付毀損數 121.2 で、縦裂は 1934 年に於て 9820 であつた。軌條端陥落の研究對策も大いに進められ近くその發表を見る筈である。

軌條調査：H. F. Moor 氏の shatter crack と縦裂の關係に就ての報告あり。

保線勞力：除草及保線作業の組織に就て及英佛獨に於ける枕木總交換作業及總班直し作業に關する報告あり。

活荷重及衝擊：構造物の設計は Cooper E-72 を採用し、衝擊率に就ては協會誌 380 號掲載を採用することとせり。

鐵道橋梁：老齡の鐵道橋に就て衝擊率及許容速度の研究事項の發表あり。

杭打：杭打公式の新研究の發表あり。木杭に就ての新規定が掲載されることになつた。

其他コンクリート構脚、隧道、防水工、桁下間隔、速度昂上等に就き夫々の研究發表又は規定採用の決議があつた。
(古賀 登)