

抄 錄

第25巻第6號 昭和14年6月

<u>応用力学</u>	<u>頁</u>
(69) ラーメン隅角部に於ける応力分布に関する実験	643
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(70) 鉄筋コンクリート鉄及橋承	647
(71) 薄鋼板を使用した鉄筋コンクリート梁	650
(72) 北米 Kanawha 河改修計畫に使用せるコンクリート	652
<u>施工</u>	
(73) 水底に於ける Cofferdam piles の切断	655
(74) 獨逸國有自動車道 Berlin 環状線の工事状況	656
(75) ホイール ショベル型エクスカベーター	658
<u>港灣</u>	
(76) 航空港の照明法(1)	660
<u>道路</u>	
(77) 工費低廉な滑走路	663
(78) 人力のみで作つた支那の道路	664
<u>橋梁及構造物</u>	
(79) 長大径間横桁橋梁の支承部分更換	664
<u>鉄道</u>	
(80) イラン横断鉄道北部山岳線	666
(81) Chicago, Clearing 操車場のカーリターダー	675
(82) 機関車内信号反応装置	678
<u>隧道</u>	
(83) Moffat 隧道に於ける軌條防蝕対策	679
<u>雑</u>	
(84) ロバートリツデウエイ氏逝去す	682

応用力学

(69) ラーメン隅角部に於ける応力分布に関する実験

*(Dr.-Ing. Kayser; Dr. Ing. A. Herzog, "Versuche zur Klärung" des Spannungsverlaufes in Rahmenecken. Der Stahlbau Jahrgang 19, Heft 2, 20. Januar 1939, s. 9~15
佐藤清一抄*

ラーメンの隅角部に於ける応力の分布状態に關する實験報告で、此の實験は Deutscher Stahlbau-Verband の命令とその援助の下に Dr. Ing. Kayser 及 Dr. Ing. Herzog 等に依りて Darmstadt, Technische Hochschule の實驗室に於て行はれた。

今迄には E. Winkler, H. Resal, F. Grashof, R. Bredt, C. Bach その他の人々に依つて矩形對稱断面のものについて理論計算が行はれてゐるが實際の応力の分布状態を確めて理論計算と合ふかどうか、又その假定は妥當なものであるかどうかを調べ、更に實際の製作に當つての注意を述べようといふ趣旨である。

實験する隅角部の型は図-1,2 に見る如く同心円で曲つてゐるものと角の尖つてゐるものゝ2種類で、断面は矩形断面と I 型合成断面の2種類である。断面の寸法は夫々 図-1, 2 の如くで、前者に對しては St. 52 を用ひ、 $\rho=50, 100, 150 \text{ mm}$ の3種、後者に對しては St. 37 を用ひ、 $\rho=100, 150, 200 \text{ mm}$ の3種で、兩者共に $E=215000 \text{ kg/cm}^2$ となした。

図-1. 矩形断面の模型

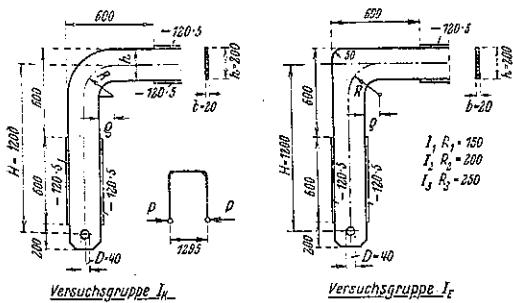


図-2. I 形合成立面の模型

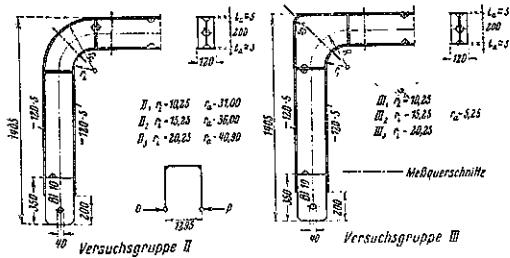
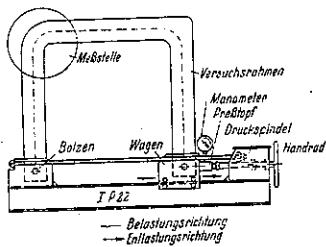
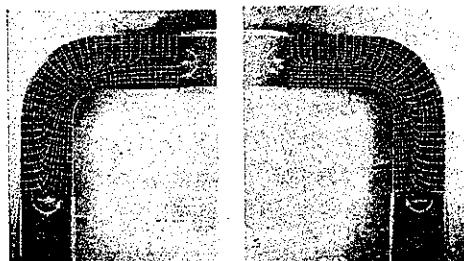


図-3. ラーメンの荷重装置

図-4. 矩形断面, $R/h=1$, 同心円隅角部の主応力分布

荷重は図-1, 2 の如くに図-3 の如き装置に依りて脚に於て水平荷重をかけ、ラーメンの平面に於て曲がるのを防ぐ装置をしなかつたので + と - の 2 方向にかけた。

応力の分布図は Tensometer を用ひ歪みを測定して書いた。又曲げの度合は $R/h = 0.75, 1, 1.25$ の 3 種と

した。

矩形断面隅角部の實測結果：図-4 を見るに脚部にては主応力の線が脚軸に對して徐々に傾いて行くので剪力の影響のあるのを知る。又梁部に於ては梁縁に直角に出た主応力線は梁軸の近處に來てから急に 45° に曲つてゐるので直応力である事が分る。隅角に於て中立軸が内側にすつて來てゐるから内側の応力が高められる。又左右兩図に於て応力線図の異なつてゐるのはラーメンの面に直角な曲りの影響の爲である。

図-5. 対角線断面の応力分布

—×— 實測値 (σ)
····· 運算計算値 (s)
—○— Winkler による計算値 (w)

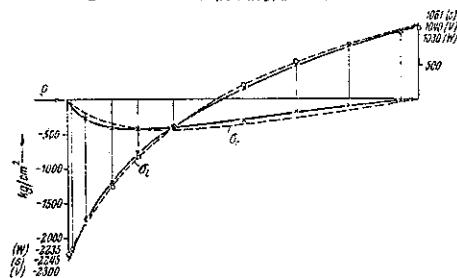


図-5 は隅角部の対角線断面の応力分布、Winkler による計算値と厳密な解法(Airy の応力函数に依る方法)による計算値と實測値とよく合致し、誤差は 0~3.4% である。

Winkler による計算

$$\sigma = \frac{My}{Fe(r_0 - y)}$$

$$r_0 \text{ は } \int \frac{y}{r_0 - y} dF = 0 \text{ より求める}$$

σ : 曲げモーメントのみかけられた時の切線方向応力

M : モーメント

y : 中立軸より或る纖維までの距離

F : 断面積

e : $r_0 - r_0$: 中立軸の断面重心よりの距離

R : 中心軸までの半径

Airy の函数による計算

$$\sigma_r = \frac{4M}{bc} \left(-\rho^2 \cdot \ln \frac{r}{\rho} - r_a^2 \ln \frac{r_a}{r} + \frac{r_a^2 \rho^2}{r^2} \cdot \ln \frac{r_a}{\rho} \right)$$

$$\sigma_r = \frac{4M}{bc} \left(r_a^2 - \rho^2 - \rho^2 \cdot \ln \frac{r}{\rho} - r_a^2 \cdot \ln \frac{r_a}{r} - \frac{r_a^2 \rho^2}{r^2} \cdot \ln \frac{r_a}{\rho} \right)$$

茲に $c : (r_a^2 - \rho^2)^2 - 4^2 r_a \rho^2 \left(\ln \frac{r_a}{\rho} \right)^2$

σ_r : 半径方向の応力

- σ_t : 切線方向の応力
 b : 棒の厚み
 r : 棒の中心軸より或る繊維までの距離
 r_a : 外縁の半径
 p : 内縁の半径 (以上図-6 参照)

図-7 は隅角部の曲りの度合と曲げ応力との関係。實測値と理論計算とよく合致してゐる。その差は僅かに 0.5~1.6% である。

図-9 は剪応力の分布状態で、理論計算と合致しない。断面 I より II に来るに従つて曲線が入り込んで符号が変つてゐる。断面の III にては剪力は零である筈で、+ の面積と - の面積を測れば丁度等しい。計算では此の剪応力を出す事が出来ない。此の部分に對する力

図-6. Winkler に依る計算

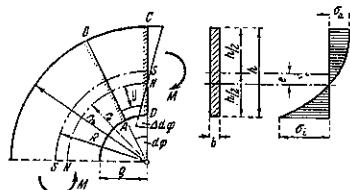


図-7. 隅角部の曲りの度合と曲げ応力との関係

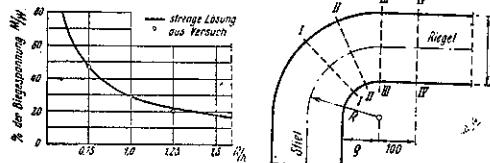


図-9. 各断面の剪应力

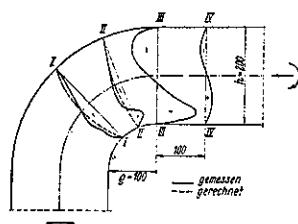
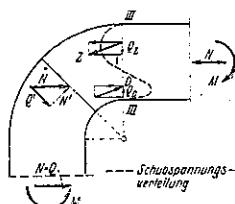


図-10. 断面 III の主応力



の状態は 図-10 の如くである。以上は隅角部の同心円に曲げられた場合であるが、角の尖つた隅角部に於ては、曲りの度合(中心軸及内縁の) 及其の種類は前と同様にした。又荷重も同じである。尖角部の半径は一様に 50 mm とした。

図-11 は $R/h=1$ の場合の

図-11. 尖出隅角, $R/h=1$.

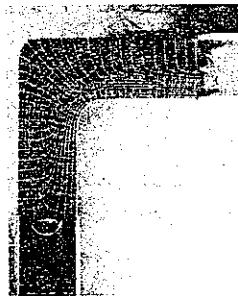


図-12. 断面 I の σ_t , σ_c

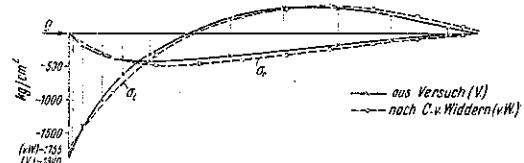


図-13. 断面 I の σ_t と R/h の関係

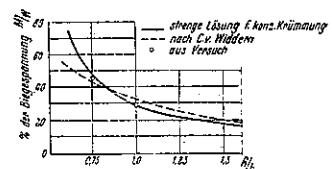


図-14. I より IV までの前応力

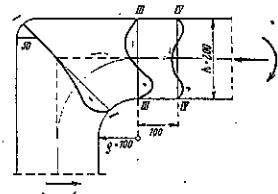


図-15. R/h の 3 種に對して隅角部を中心として脚部及び梁部の一部にかけて内縁の応力の分布曲線。左図は同心円隅角の場合、右図は尖出隅角の場合

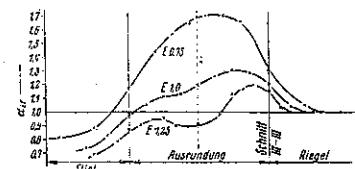
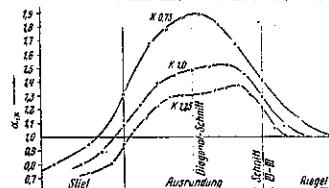
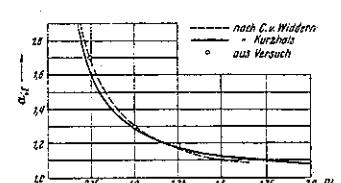
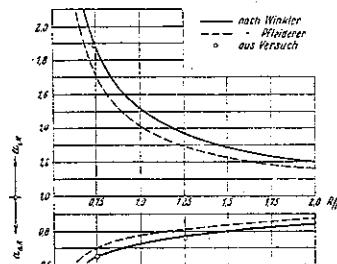


図-16. R/h と c_2 の関係。左図は同心円隅角の場合、右図は尖出隅角の場合



応力分布状態。図-12はI-I断面の σ_r と σ_t の分布曲線だがC.v. Widdernに依る理論計算値と實測値とはかなりよく合つてゐる。對角線断面に於ける曲げの度合と σ_r の關係を比較せば図-13の如し。又I, III, IVの各断面の剪应力は図-14の如し。図-15は隅角部より脚部及梁部にかけての σ_t の分布状態を示し、 $\alpha = \sigma_t/\sigma_0$, σ_0 =梁部の σ_t , α_{IE} =同心円に曲げられた隅角部の内縁に對するもの。 α_{IE} =角を尖らせた隅角部の内縁に對するもの。

図-17. 2種の隅角に對する内縁応力の絶対値の比較

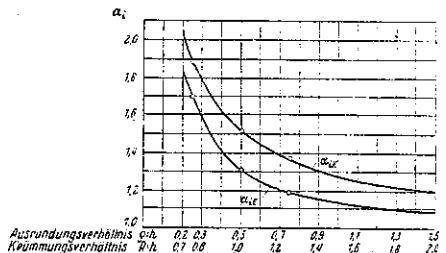


図-18. I型断面の応力分布状態

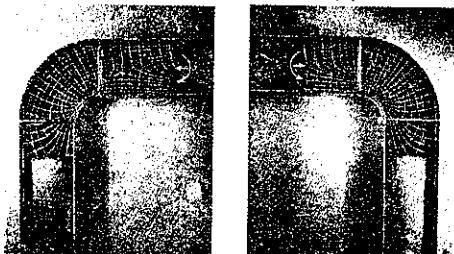


図-19. 内蓋板の主応力線



図-20. I型断面同心円隅角 I-I 断面の応力分布図

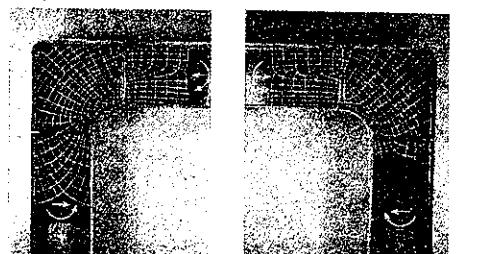
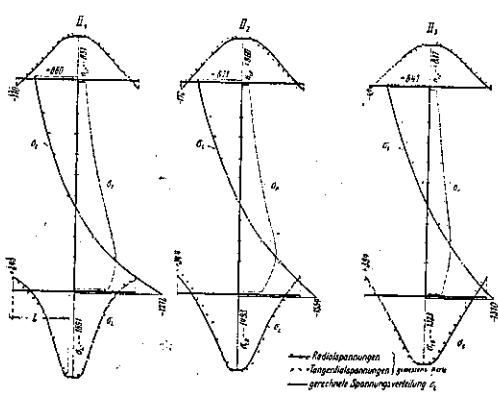
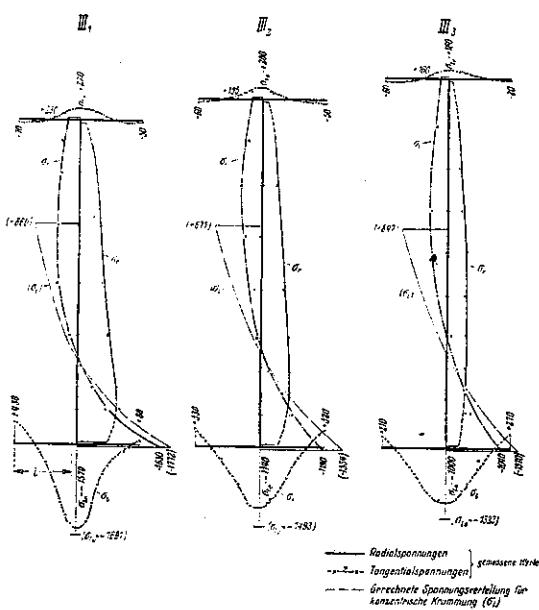


図-21. I型断面尖出隅角 I-I 断面の応力分布図



内縁に對するもの。

図-16は矩形断面の場合の内縁の最大応力に對する α_E 又は α_a と R/h との曲線。計算値と比較してある。

図-17は同心円隅角部と尖出隅角部とに於ける α の比較。前者の場合は後者の場合に比して断面積が減少してゐるから内縁の応力は20%程増してゐる。

合成断面隅角部の實測結果：此の場合の荷重は同心円のものにも、尖出のものにも $p=0.924t$ を用ひた。此の實験に於ても隅角平面に垂直なるモーメントの影響が現はれた。腹板の厚さは5mmで熔接の際の歪みの影響もあつた。図-18を見るに於く応力の分布状態は前の場合と大体似てゐる。隅角部と脚部及梁部の境に補剛材を取付けたので分布状態が滑らかでない。又蓋板に於ける応力の分布状態も測定した。図-19は内縁の分布状態である。図-20は同心円隅角部對角線断面の腹板及蓋板に於ける応力の分布状態を示す。O. Steinhardtの計算値と非常に良く合つてゐる。蓋板の

分布図に於て計算値と實測値が相對的にずれてゐるのは隅角部の面に垂直なるモーメントの生じたる爲である。

尖出隅角の場合は外側の部にては応力は非常に小さくなつてゐるが、此の部は無くとも良いものではなく、此の部分あるが爲に内線の応力が非常に緩和されてゐる。即ち内線の応力は同心円隅角部の場合に比して、 R/h の 3 種のものに對し夫々 7, 24, 25% 減少してゐる。7% の場合、即ち図-21 の向つて一番左の場合に於ては蓋板の応力分布の狀態は不等であるから 7% が一般的な値とは考へられない。

以上の實驗より求められたる結論は

(1) 矩形断面、同心円隅角部

内線の σ_r は円の半径の小になるに従ひ著しく増す。 σ_r の最大は対角線断面と梁部の間に存し、半径の大になるに従つて梁部の方に移る。曲りの影響は脚部と梁部の直線部分には約 $h/4 \sim h/5$ 程擴がる。嚴密なる數學的解は實際とよく合致する。 σ_r は内線の近處で最大となる。剪応力に就ては實際と合ふ計算法がない。之に就ては特別に研究を要す。

(2) 矩形断面、尖出隅角部

大体同心円のものと同様であるが、対角線断面にて断面積が増加してゐるのでそれ丈良い影響を與へ、内線の応力は 20% 程低下す。 σ_r と σ_t の正確にして簡単なる算定は尙不可能である。

(3) I 断面、同心円隅角部

σ_r は蓋板の応力分布に依る事著しい。當量幅の分つてゐる時曲つた棒の理論より求めた値とよく合ふ。蓋板の幅に對する応力分布はその抗曲性並に曲げの半径に非常に關係する。實際の場合には大抵蓋板中央より線の方への応力の減少の仕方が著しく外線端に引張応力が生ずる。充分正確なる計算をせんとする時は此の關係をも考慮せねばならない。蓋板のある場合は腹板の内線端にも σ_r を生ずる。此の σ_r は大体 σ_t に比例してゐる。剪応力は腹板に於ては比較的小さく、脚の短い時の考へる必要がある。

(4) I 断面、尖出隅角部

応力の分布は大体 (3) の場合と同様である。内線の最大応力は前の場合のものに比して比例的に減少してゐる。即ち同心円の場合に比して断面積が増してゐるのでそれ丈応力は減少してゐる。Bleich 氏の提出した尖出の部を無視して行ふ計算法では適當な値が出ない。

次にラーメン隅角部の製作に當つての注意としては、

(イ) 隅角の曲つた處は内側の蓋板を外側のものより丈夫に從つて非對稱に作るとよい。

(ロ) 隅角部の腹板は脚部及梁部のそれよりも丈夫に作るべきで、特に内側の蓋板に許容応力を超過しない様に作るべきである。

(ハ) 補剛材は蓋板の補強の爲に、又蓋板に応力を等分布にする爲に是非必要である。之は蓋板の外線まで達せしめる必要はなく蓋板の腹板より外の部分の約 $2/3$ でよい。又腹板の方に對してもその長さでよい。補剛材の相互の間隔はなるべく蓋板の腹板より外の部分の長さを越さない様にするのがよい。

コンクリート及鉄筋コンクリート

(70) 鉄筋コンクリート鉢及搖承

(R. Bortsch, "Wälzgelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton," Beton u. Eisen, 37 Jahrg., Heft 20, Okt. 1938, s. 328~332.)
一木保夫抄

(本誌第 25 卷第 3 號より続く)

計算例：前述の例題と同様コンクリート拱橋に於て

$$l=38.5 \text{ m} \quad f=3.95 \text{ m} \quad B=6.90 \text{ m}$$

$$H=1205.5 \text{ t} \quad a=57 \text{ cm}$$

鉢の接觸面半径 $r=170 \text{ cm}$, $R=215 \text{ cm}$ とする。

Hertz の式によつて鉢の接觸面幅は $b=7.45 \text{ cm}$ となり $\beta=\frac{b}{a}=0.131$, $\frac{P}{a}=\frac{H}{2B}=\frac{1205.5}{2 \times 6.90}=87.355 \text{ t}$ (幅 1cm 當り 878.55 kg)

鉢の軸から $P/2$ までの距りは $e=\frac{4}{3\pi}\frac{b}{2}=1.58 \text{ cm}$

$$M_1=\frac{P}{2}\left(\frac{a}{4}-e\right)=873.55\left(\frac{57}{4}-1.58\right)=11067.80 \text{ kg cm}$$

$J=1929 \text{ cm}^4$ (幅 1m に對し)

$$E=210000 \quad EI=405.1 \times 10^8$$

$$\sigma=ky, \text{ 兹に } k=\frac{4E}{a}=\frac{4 \times 210000}{57}=\frac{29400}{57} \text{ kg/cm}^2$$

$$L=\sqrt[4]{\frac{4EJ}{bk}}=\sqrt[4]{\frac{4E \frac{1}{12} \left(\frac{a}{2}\right)^3}{1 \frac{4E}{a}}}=\frac{a}{2} \sqrt[4]{\frac{1}{12}}=15.313 \text{ cm}$$

$$(7) \text{ 式により } y_1=-0.306 \frac{M_1}{E} \sqrt{\frac{1}{J}}$$

$$=-0.306 \frac{11067.80}{210000 \sqrt{1929}}$$

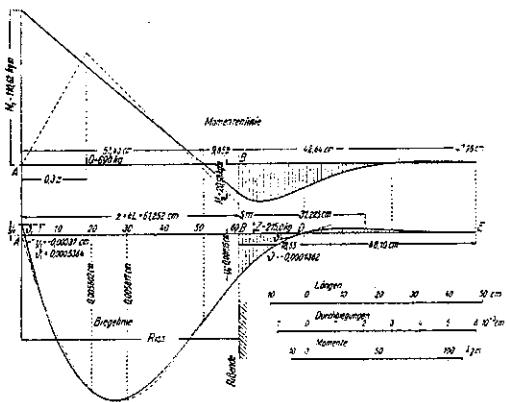
$$=-0.000368 \text{ cm.}$$

今亀裂の長さ $Z = \nu L$ を種々の大きさに假定すれば式(7), (5), (6)から y_1 に次いで $A = y_0$ 及 B を計算する事が出来、又式(8)と(9)から M_0 と Z を決める事が出来る。かくして得た値から更に計算を繰返す時は、 y_1 の更に正確な値を得る。之等の値を表-1に一括して示す。

表-1.

$\frac{z}{L}$	$A = y_0$ cm	B	$\max \sigma_0$ kg/cm^2	M_0 kgcm	Z kg
4 L	61,352	0,001 560	- 0,000 607	45,91	- 2097,9
6 L	91,578	0,001 558	- 0,000 899 6	46,61	- 3040
8 L	122,50	0,001 592	- 0,001 059	46,86	- 3680
20 L	206,25	0,001 600	- 0,001 371 3	47,10	- 4736
∞	∞	0,001 602	- 0,001 602	47,14	- 5534

図-22. キーメント及撓度曲線



$\nu = 4$ 即ち $Z = 4L = 4 \times 15.313 = 61.252$ cm の場合のモーメント及変位 y は図-22 の如くなり、之より横方向の垂直応力は $\sigma = ky$ ($k = 29440$ kg/cm³) から計算される。

この様に一度亀裂が入るとその部分は全然応力を引き受けないので亀裂は益々大なる範囲に擴がらうとする傾向がある故、鉄筋を入れない鉄をつくる事は全く危険である事が分る。

圧縮試験：1組の鉄について行った圧縮試験に際して、亀裂の長さが増すにつれて最大引張応力（點B）が減じたが、その理由をこゝに示さう。茲では式(3)の4つの係数を全部残して考へる。加圧板は横方向の変位及扭れを妨げる故に $x=l$ にて $y=0$ 、又 $\frac{dy}{dx}=0$ となる。これで2つの條件式が得られた。更に図-13(第3號、277頁)の點T'に於て軸OT' と T'Q' のyとθが夫々一致しなくてはならない。この關係から更に又2つの式が得られる。之等4つの式の誘導は茲に省略するが、結局は次の如くになる。

$$\begin{aligned}
 & -A[L^2 + ZL] + B\left[\frac{2}{3}Z^2 + ZL\right] + C[-L^2 + ZL] \\
 & + D\left[-\frac{2}{3}Z^2 + ZL\right] = \frac{-Z^2 L^2 M_1}{6EJ} - L^2 y_1 \quad \dots (10) \\
 A\left[\frac{2}{3}Z^2 + L^2 + L^2 Z\right] + B\left[\frac{2}{3}Z^2 - L^2 Z\right] \\
 & + C\left[-\frac{2}{3}Z^2 + L^2 - L^2 Z\right] \\
 & + D\left[\frac{2}{3}Z^2 - L^2 Z\right] = \frac{L^2 Z^2 M_1}{2EJ} + L^2 y_1 \quad \dots (11)
 \end{aligned}$$

式(3)の4つの係数が決まると M_0 , Z 及 $\max\sigma_0$ が計算される。前述の鉛に對して例へばその高さを $Z+l = 6L = 6 \times 15.31 = 91.86\text{ cm}$ と擇び $Z = \nu L$ で $\nu = 4, 5, 6$ と入れる時は表-2に示す如き値を得る。之より龜裂が加圧板に近づくにつれて引張応力 $\max\sigma_0$ が小となる事が分る。

表-2.

τ	λ	A	B	C	D	$y_\theta = A + C$ cm	$\max_{\theta} y_\theta$ kg/cm
4	2	0.001 542 7	-0.000 691 97	-0.000 011 361	0.000 029 157	0.001 551 4	45.753
	0	0.001 285 03	-0.000 765 36	-0.000 185 3	0.000 110 9	0.001 099 7	32.375
5	0	0.000 199 55	-0.000 593 95	0.000 199 56	0.000 992 66	0	0

圧縮試験に際しての注意： 圧縮試験は實際と同じ状態のもとで行はれなければならない。然るに今日までの実験を観るに何れも加圧板を供試体との間の摩擦のために、横方向の変形が妨げられて、實験から得られた圧縮強さは實際の圧縮強さよりも、ずっと大きなものである。この摩擦を少くするために豫め加圧板と供試体との間に油を塗つておく事が必要である。

亀裂の入った鉄筋コンクリート鉄：この場合の応力の正確な計算は殆ど不可能である。故に吾々は次の如く考へて行こう。即ち図-22に挠度曲線を示したが、今之を中間支点Bが y_0 だけ沈下する2径間の連続梁と考へ、之に集中荷重Qを載せる。そしてその場合のQによって生ずる挠度曲線（図-22に破線で示せるもの）が、鉄の荷重によって生ずる弯曲線と大体一致する様なQの位置と大きさが決定される。前の例題に對してはQは690kgとなり、A點から $0.3Z=0.3 \times 61.252 = 18.4\text{ cm}$ 離れた點に働く。Qの向きをかへると亀裂は略々元の通りに閉じる。亀裂の入らない鉄に於ては図-11（第3號276頁）と同様にして $\frac{\beta}{a} = 0.131$ に對し全張力は $D = 0.2525P$ となる。

この例題では $P = \frac{H}{B} = \frac{1305500}{690} \text{ kg/cm} = 1747 \text{ kg/cm}$

$$\text{故に } D = 0.2525 \times 1747 = 441.2 \text{ kg}, Q = \frac{690}{441.2} D = 1.56 D$$

即ち Q は D より約 50% 大となる譯であるが、實際には Q は 690 kg には達し得ず D よりも僅か大なる程度である。

故にこの D によつて鉄筋量を決定する時には、龜裂の入つた場合 D より大なる張力が働く事を考へ、鉄筋の許容応力として、普通一般に用ひられてゐる 1200 kg/cm^2 の代りに、之より小なる $800 \sim 1000 \text{ kg/cm}^2$ 程度にとる事が必要である。

鉄筋に豫め張力を與へること: 橫方向の鉄筋に豫め引張応力を與へておく事によつて、鉗のコンクリートに起る大きな引張応力を避ける事が出来る。即ち施工の際、コンクリートが充分かたまるまで鉄筋を引張つたまゝで放つておく。

更に又製作の際ゲイブレーターを用ひれば、コンクリートの引張強度をかなり高めることが出来る。

兩接觸面間の挿入物: コンクリートは相當正確につくつても、兩接觸面の間の圧力の傳達がうまく行かない。この圧力の不規則な分布を避けるために、屢々薄い銅板、硬鉛板、銅板等が接觸面の間に用ひられるが、之等は何れも豫期の接觸面幅を覆ふだけのものでなくてはならない。又板があまり貧弱であつてはいけない。あまり狭すぎる時はコンクリートの中に喰込んで剪応力による龜裂が生ずる。

之についての實驗として Niederalmbrücke 及 Weinzötlbrücke の鉗についての實驗があるが、鉗の板を入れた時の応力の状態は普通のものと全く異なつて来る。更に施工は正確でも、繰返し荷重を受けた後に鉛板がどんな状態にあるか、又その時の応力状態がどんな風に変つて行くかを知る事はなかなか困難である。

図-23 は Jesinghaus のやつた實驗である。

又最近 Burkhardt が接觸面に銅板をはつ



図-23. 實驗結果

たコンクリート鉗について試験した結果、銅板をはる事によつて破壊荷重を約 40% 高める事が出来た。この理由は銅板によつて接觸面のコンクリートの局部的破壊をさけ、且つそれが正確な触接面を形づくつたためで

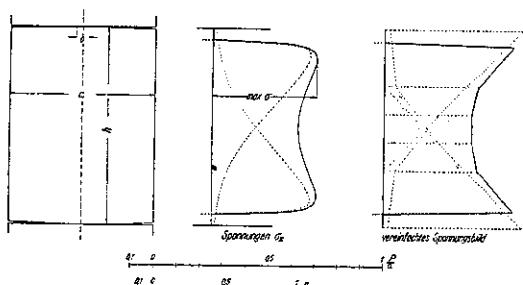
ある。

尙ほこの接觸面を如何にすべきかの實驗的研究は急を要する重大なる問題である。

鉄筋コンクリート橋承（ロッカー）: 多様間の鉄筋コンクリート橋橋に從來の如き鑄鋼製の脛を用ひる事は工費を増し不經濟であるために、之に代つて屢々鉄筋コンクリート橋承が用ひられてゐる。この場合接觸面に鉛板を挿入した例も屢々あるが、応力状態が不正確となるので、荷重ノ大なる場合には鉛板を曲げてはつた方が良い。

かゝる橋承に生ずる応力の計算は鉗に於けると同様であるが、たゞこの場合は兩端に働く各々の荷重によつて生ずる 3 つの応力曲線が合さつたものとなる。即ち図-24 に示す如き高さの $\frac{1}{2}$ の所で $\min \sigma_x$ をもつた對稱な応力曲線を得る。鉄筋の決定も図-11 (第 3 號、276 頁) と同様図-24 の如くして出来る。

図-24. 橋承の応力図



橋承の各種形狀: 図-25 に各種形狀の橋承を示す。普通用ひられるものは $r = \frac{h}{2}$ のものであるが、局部的に大きな圧力の生ずる事を避けるために $r > \frac{h}{2}$ とする事もある。この缺點としては床版の水平運動に際して橋が絶へず上下すると云ふ事であるが、この上下は大したものでなく、大きくても僅か 0.05 mm 程度である。アメリカでは最近「レンズ型橋承」として屢々之が用ひられてゐる。

又図-25 d, e, 図-26 b の如くすれば、接觸面の圧力をずつと下げる事が出來、そのために接觸面銅板を用ひなくても良い。図-26 に床版の水平運動に際しての橋承の運動状態を示す。

最近 ドイツ國營自動車道路では大膽にも花崗岩の橋承が用ひられてゐる。しかし天然石は隕れた所にどんな缺陷をもつてゐるか分らず、之よりコンクリートは今日自由に確實に作り得る長所がある。

図-25. 搭 承 の 種 類

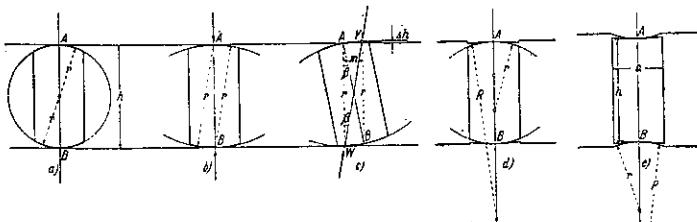
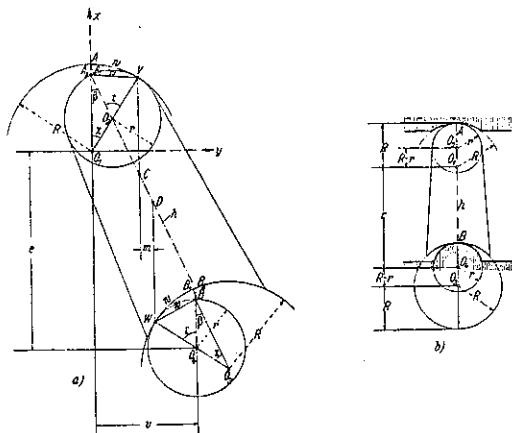


図-26. 搭 承 の 運 動



結論: 鉄に於ける応力は平面応力状態と考へられ、3つの分力に分けて計算出来る。

横方向の引張応力は鉄筋で取らせ、その鉄筋の決定は前述の如く簡単な方法で出来る。

亀裂の入ったコンクリート鉄の、モーメント曲線及撓度曲線は近似的に求められ、亀裂の端に於ける引張応力が計算出来る。

亀裂の入った鉄における鉄筋のとる張力は、亀裂の入らない鉄における全張力に近似的に等しいものとする。

鉄に大なる荷重のかゝる時は接觸面の間に鉛板を挿入する事は避くべきである。

接觸面に鋼板をはる事は結果がよいが、板はあまり狭くても廣くてもよくない。

鉄筋に豫め張力を與へておく事によつて支持荷重を本質的に高める事が出来る。

鉄筋コンクリート搭承も鉄に於けると同様な方法で計算出来る。

図-25 b, 図-26 b の如き搭承を使用する事によつて、局部的圧縮応力をずつと減ずる事が出来、之によつて接觸面の鋼板を節約する事が出来る。

(71) 薄鋼板を使用した鉄筋コンクリート梁

“Concrete Beams with Sheet-Steel Web Plates.” Civil Eng. Dec. 1938 p. 815~818.
池田幸之助抄

本文は鉄筋コンクリート桁の肋鉄筋の代用として薄鋼板を使用し、その試験結果を肋鉄筋桁と比較検討せるものである。

供試体：供試体は第1組（軸鉄筋の両端を径8吋の鉤形に曲げる）と第2組（軸鉄筋を曲げず）に大別し之を更に表-3の如く細分した。供試体及鉄筋の寸法、配置等は図-27及表-3に掲げてある。尚表-3中Cは腹鉄筋桁の比較標準とする爲 Joint Committee の示方書（1924年）に従ひ、肋鉄筋を使用して製作せるものである。

表-3. 供試体腹鉄筋表

BEAM No.	WEB REINFORCEMENT USED			
	Type	Shape	Thick- ness, Inches	Wt. Per Beam, Lb
A*	4 plates, solid	[]	1/16	22.12
B	None used	[]
C	14 stirrups, round	[]	1/4 (Dia.)	0.82
D	2 plates, solid	[]	1/44	2.76
E	2 plates, solid	[]	1/32	5.53
F	2 plates, 1/4-in. diameter perforations	[]	1/32	2.57
G	2 plates, 1/2-in. diameter perforations	[]	1/32	2.67
Series II				
H1	2 plates, solid	[]	1/16	11.06
H2	2 plates, solid	[]	1/16	9.36
I1	2 plates, solid	[]	1/32	5.53
I2	2 plates, solid	[]	1/32	4.68
J1	2 plates, 1/4-in. diameter perforations	[]	1/32	2.67
J2	2 plates, 1/2-in. diameter perforations	[]	1/32	2.26
K	None used	[]

* Plates in beams A were spaced 4 1/4 in back to back

第1組の試験で注目すべきは、腹鉄筋の大部分が破壊荷重の下に於て鋼板の面から裂けた事である。この原因は軸鉄筋の鉤の影響かと考へて第2組では直棒を使用したのであつたが、結果は不成功であつた。然しこの亀裂は設計荷重以前より兆候を現し、桁の最後の破壊と共に発生するもので、腹鉄筋の良さを減ずるものと考へられない。

供試体製作に於て、鉄筋、鋼板は構造用鋼、セメントはポルトランドセメントの優良品を使用し、粗骨材は径3/4吋以下の洗砂利細粗粒交りのもの、細骨材は清潔な

る荒目砂を使用した。

出来上リコンクリートの平均強度は、材齡 28 日で圧縮 2570 フィート/寸²、弾性係数 3400000 フィート/寸²であった。鉄筋は型枠に入れるに先立ちて組立て(図-28)、鋼板は外側鉄筋(A 桁)又は内側鉄筋(B~K 桁)に緊結した。コンクリートは打立後約 48 時間型枠内に静置し、湿布にて覆ひ、型枠取外後は華氏 70° の下で試験の日迄養生を続けた。

図-27. 供試体の寸法及載荷方法

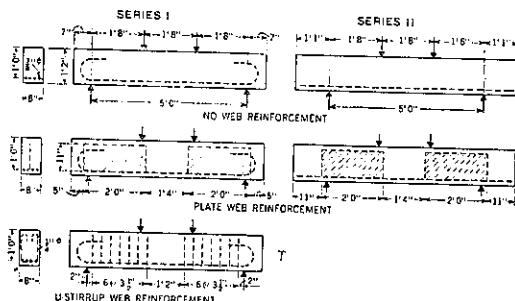
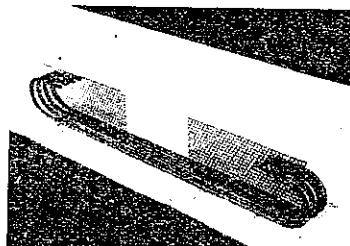


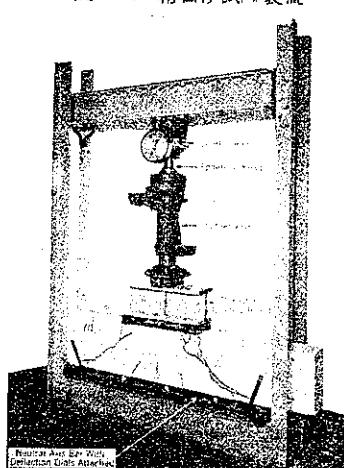
図-28. 組立鉄筋



試験方法。桁曲げ試験装置は図-29 に示す。

A 桁の支点より 12½ 尺、下端より 4 尺の點に径 2 尺の穴を開け腹板の歪を測定した。
測定は 15000 及 25000 フィートの荷重に就て、水平方向より始めて 15° 宛傾けて 1 回転せしめた。この方法は 85000 フィート荷重に對しては桁に亀裂を生じ測定不能となつた。
次いで歪測定器は最大張力を

図-29. 桁曲げ試験装置



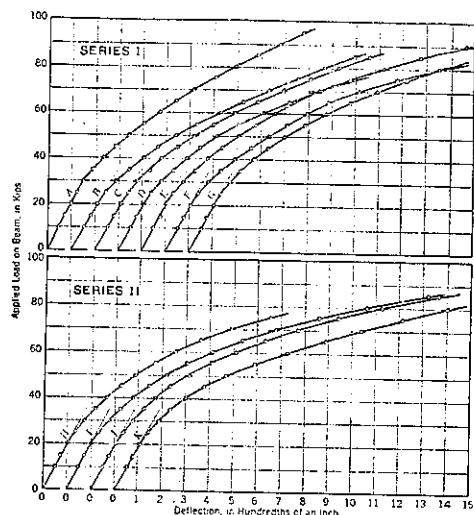
生ずる理論上の角度 (57°15') に傾け、荷重を 5000 フィート宛増しつゝ腹板の歪を測定した。

筋鉄筋桁 (C) の歪は 4 番目の筋鉄筋の下端より 4 尺の點で計った。この位置及測定方法は腹板桁と比較する爲同様な方法を選んだのである。然し後述の如く筋鉄筋の歪は桁の強度に大なる關係はなかつた。

次いで全部の桁の撓を径間の中央及 1/4 の點で、荷重を 5000 フィート宛増加しながら其の度に測定した。

図-30. 桁中點の平均撓

(材齡 28 日、A のみは 74 日)



試験結果。(1) 腹鉄筋の歪 筋鉄筋の歪は荷重の初期に於ては全く不規則であつて剪断力による亀裂が發生する迄は常に之を無視し得る程小さく、亀裂發生後に急激に増大した。之は筋鉄筋が斜引張り亀裂發生迄は作用せぬ事を示すものであらう。腹板は荷重の初期より之を分擔し、コンクリートに亀裂を生ずる迄は腹板の歪も荷重と共に平行し、亀裂が擴大するに伴つてより急激に増大し、遂には腹張力の全部を受持つかの様である。

(2) 破壊強度 表-4 は各桁の破壊強度と破壊の載荷状態を詳かにするものである。

(3) 桁破壊状況 各桁の破壊状況は図-31 に示す。

腹板桁の亀裂は先づ桁の中央部に生じ、次いで荷重の下に 2 個以上、最後の斜引張り亀裂が起る。荷重増加と共に亀裂も擴大するが、内側亀裂は中立軸迄で停止し、斜亀裂のみは更に擴大し、遂に桁が破壊せられる。この破壊は必ず兩支点より 1/3 の點で起る。これは応力が腹板により均等に分布せられる事を證明するものである。

表-4. 柄の破壊強度及其の載荷状態(飼料 28 日)

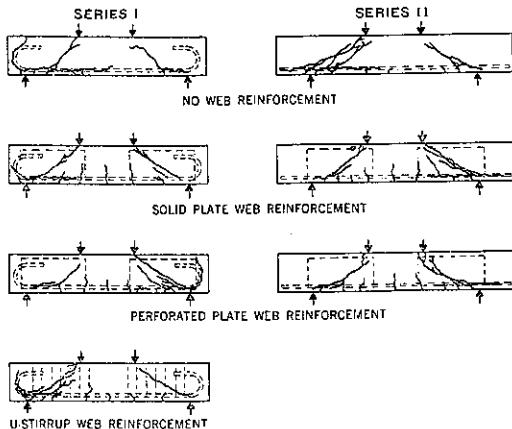
BEAM NUMBER	ULTIMATE LOADS ON BEAMS, IN POUNDS			COMPUTED: AV. ULT. SHEARING STRENGTH Lb per Sq In.	MANNER IN WHICH FAILURE OCCURRED	BEAM NUMBER	ULTIMATE LOADS ON BEAMS, IN POUNDS			COMPUTED: AV. ULT. SHEARING STRENGTH Lb per Sq In.	MANNER IN WHICH FAILURE OCCURRED
	Individual	Average					Individual	Average			
Series I											
A2*	115,000+	115,000+	750+	Load maintained at 115,000 lb for 35-50 min; no failure		G1	94,000	88,000	580	Failed suddenly and load fell to 30,000-35,000 lb	
A3*	115,000+	115,000+	750+	Load maintained at 115,000 lb for 35-50 min; no failure		G2	82,000	103,000	680	Load dropped slowly to about 70,000 lb, then rapidly to 50,000	
B1	84,000	86,000	560	Failure occurred suddenly, load fell to about 5,000 lb immediately		H1	88,000	84,000	550	Failure occurred slowly, load dropping to 30,000 lb	
B2	88,000	86,000	560	Failure occurred suddenly, load fell to about 5,000 lb immediately		H2	80,000	12	Failure occurred slowly, load dropping to 55,000 lb		
B3	86,000	86,000	560	Failure occurred suddenly, load fell to about 5,000 lb immediately		I1	86,000	89,500	580	Failure occurred slowly, load dropping to 55,000 lb	
C1	97,000	94,300	620	Load fell off rather rapidly to 50,000-60,000 lb		I2	93,000	105,500	690	Load dropped slowly to about 65,000 lb, then rapidly to 45,000	
C2	88,000	88,000	620	Load fell off rather rapidly to 50,000-60,000 lb		J1	103,000	105,500	690	Load dropped slowly to about 65,000 lb, then rapidly to 45,000	
C3	88,000	88,000	620	Load fell off rather rapidly to 50,000-60,000 lb		J2	105,000	86,000	560	Failure occurred suddenly, load fell to 8,000-12,000 lb immediately	
D1	76,000	79,000	620	Load dropped slowly to about 65,000 lb, then rapidly to 40,000		K1	88,000	86,000	560	Failure occurred suddenly, load fell to 8,000-12,000 lb immediately	
D2	82,000	82,000	620	Load dropped slowly to about 65,000 lb, then rapidly to 40,000		K2	84,000				
E1	93,000	101,500	670	Load fell off rather rapidly to 40,000 lb							
E2	110,000										

* Age at test, 74 days. † 115,000 lb was the capacity of the machine. ‡ $\sigma = F/jb$ where j was computed for parabolic distribution of compressive bonding stress, assumed to correspond to ultimate loads.

筋鉄筋柄に生ずる内側亀裂は何れも中立軸迄達せずして図-31 の如き斜亀裂(片側に 1 個, 他の側に数個)を生じ, 柄は常に数個の斜亀裂の爲破壊された。

腹鉄筋無き柄は容易に斜亀裂が生じ, 柄は突然に破壊された。

図-31. 柄破壊状況



試験結果に従して、腹板の突線は效果なく、穿孔による耐荷力上昇も之に要する費用と照合せば不経済である。又腹板に生ずる応力が軸鉄筋に生ずる応力を超過することは絶無であつて、使用荷重(working load)に於て約 2000 封度/時² 程度であつた。故に所要腹板厚は強度の點よりも取扱及腐蝕の點に支配される事が判る。

結論 以上の事項よりして、腹板が筋鉄筋に比べて次の利點を有する事を結論し得る。

(1) 強度 在來の筋鉄筋が剪力による亀裂発生後に於て始めて作用するのに比べて、荷重初期より応力を分擔し、而も柄の破壊に対する抵抗度も全般的に見て、筋鉄筋柄に優る。

(2) 設計及組立の簡易

(3) 材料及労力の節減 材料の節減度は、100 × 100 × 高 60 呎の小建物を例とせば表-5 の通りである。

表-5. 使用鋼材比較

ITEMS	STIRRUP DESIGN	WEB-PLATE DESIGN	DIFFERENCE	PER CENT
Total weight of reinforcement, lb	300,600	299,200	7,400	2.4
Weight of stirrups only, lb	28,600
Weight of 1/2-in. unperforated plates only, lb	...	21,200	220	1.0
Total cost of reinforcement in place	\$11,580	11,360	220	1.0
Cost of web steel only, delivered to site	860	680	180	21.0
Cost of web steel only, in place	1,050	860	220	20.4

(池田幸之助)

(72) 北米 Kanawha 河改修計畫に使用せるコンクリート

(John C. Sprague, "Concrete for the Kanawha River Project," Civil Eng. December 1938, p. 797~800.)

池田克己抄

West Virginia に於ける Kanawha 河の運河改築は總計 820,000 yd³ のコンクリートを使用し、4 つのローラーゲート式航行用堰堤を築造し、從來の 13 の小堰堤即ち Ohio 河の 3 及 Kanawha 河の 10 と置き代はり、後者の水路深を 6~9 ft 増大する。最後に建設された Gallipolis 堰門及堰堤は Ohio 河に沿ひて、Kanawha 河々口より 13 哩下にあり 1937 年 10 月に完成された。他の 3 つ即ち Winfield, Marmet 及 London の各閘門及堰堤は Kanawha 河に沿ひ其の河口より夫々 31.68 及 53 哩上にある。Kanawha 河に於ける堰堤は一對の航行用閘門を有し各巾 56 ft 長 360 ft で一方 Gallipolis 計画は各々 2 つの中 110 ft、長 360 及 600 ft の閘室を有し各河流の航行を確保してゐる。Gallipolis に於ける閘門壁は基盤上約 58 ft に及

び又堤壠の脚柱は約 110 ft に達する。

此の築造計畫には 1930 年 10 月 14 日に發せられたボルトランドセメントに對する聯合仕様書が用ひられ、例外として 1. Gallipolis 及 Winfield 閘門に對しては最小限 15% が標準 200 番篩に殘るべきこと、2. セメントは珪酸 3 石灰 ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$) の 55% 以上を含まず、礫土酸 3 石灰 ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$) の 8% 以上含まないことが規定され、此の爲抗張强度の要求には 25 lb/in^2 の減少が許された。之等はセメントの熱発生を減少する目的で規定された。

骨材として Ohio 河産砂及砂利が使用された。図-32 は Winfield 及 Gallipolis 堤壠に使用された骨材の平均粒度及他の物理的性質を示す。

コンクリート (class E) の配合は大部 分セメント因子が 1.125 であつた。Gallipolis 及 Winfield の閘門を除いた總ての計畫に對しては最小セメント因子 $1.25 (\text{yd}^3 \text{當り } 5 \text{ 袋})$ に基づき、又最大水-セメント比は 0.733 に減じられた。

8 000 個の供試体による强度資料：図-33 は各工事

図-32. 骨材の平均粒度及性質

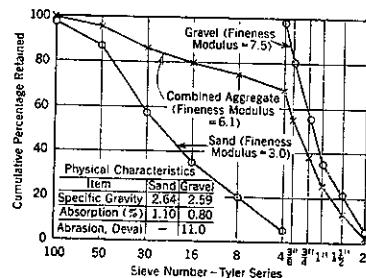
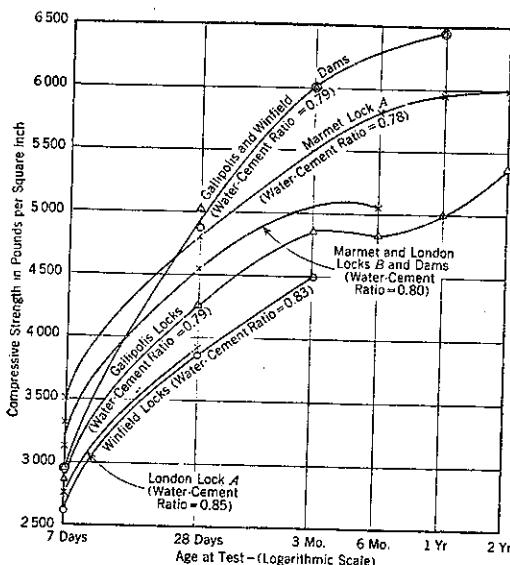


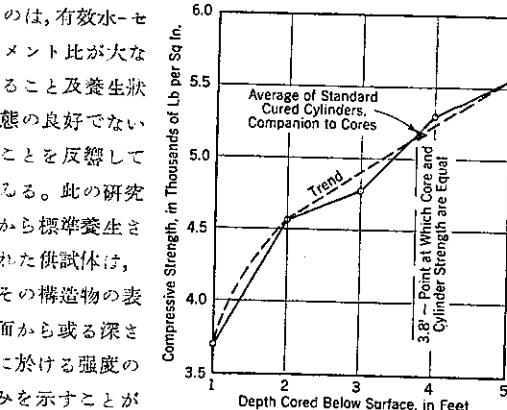
図-33. 材齢と强度との関係



に於て製作された径 6 in, 高 12 in の標準養生せる円筒供試体の圧縮強度を示す。此の曲線は 8 000 個の供試体に基づいて作られた。Gallipolis 及 Winfield に於て打たれたコンクリートに對しては高材齢に於て強度が著しく増大してゐるのは其の使用セメントに於ける珪酸 3 石灰 ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$) の割合が多いことが直接の原因と信ぜられる。

図-34 には Winfield 堤壠から材齢 28 日にて切採られた径 6 in, 高 12 in のコンクリート供試体の圧縮強度及それと對を爲す標準養生された型詰供試体の強度が示されてゐる。又コンクリートの強度は表面に於ては内部より比較的少で、図-34 に於て切採りの最大深 5 ft まで、強度が深さと共に漸次増加することが知られる。此の表面に於て強度が低下せる

図-34. 深さによる切り採り供試体及標準供試体の強度



結論される。此の場合の深さは約 3.8 ft であった。

Gallipolis 計畫に於てコンクリートの温度上昇を決定する試験が 1934 年 6 月に始り 1937 年 4 月に完成された。表-6 は使用セメントの平均性質の比較を示し閘門及堤壠に對する平均温度上昇の資料を表はす。

温度上昇資料の分析：閘門に使用されたセメント中の $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ 及 $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ の割合は堤壠のセメントに對してより幾分多く即ち平均混合割合が約 13 % 多い。之等はボルトランドセメントに於て高熱及早期高強度を生ずる化合物である故に閘門に於けるコンクリートの温度上昇及早期強度が堤壠に對するより大であることは期待されるだらう。然し一步進んで考へれば堤壠用セメントは閘門に於けるより可成り細かく粉砕され 200 番篩を通過する割合が大であることを知る。此のことから堤壠に於けるコンクリートの上昇及早期強度が閘門に對するより高いだらうと考へられる。

表-6. Gallipolis 閘門及堰堤に於ける温度上昇試験の資料

GALLIPOLIS LOCKS (COARSE GROUND CEMENT) Brands				TYPE OF INFORMATION	GALLIPOLIS DAM (MODIFIED NORMAL-GROUND CEMENT) Brands			
A	B	C	D		D	B	C	A
57.8%	57.0%	49.3%	51.5%	3CaO·SiO ₂ (C ₃ S)	48.7%	47.1%	44.1%	46.1%
14.2%	11.4%	11.4%	8.6%	3CaO·Al ₂ O ₃ (C ₃ A)	4.7%	6.3%	5.6%	5.8%
14.0%	15.1%	23.0%	24.1%	2CaO·SiO ₂ (C ₂ S)	25.6%	29.9%	27.3%	28.7%
85.7%	79.8%	72.1%	68.7%	C ₃ S + 2CaA	48.1%	39.7%	35.3%	37.7%
450	422	403	404	28-day tensile strength lb per sq in.	493	456	441	414
16.5%	17.2%	17.2%	19.1%	200 sieve, % retained	2.3%	5.3%	3.8%	8.5%
4.5	4.5	4.5	4.5	Nominal cement factor	5.0	5.0	5.0	5.0
3.76	3.72	3.72	3.64	Effective cement factor (sacks per cu yd)	4.89	4.74	4.82	4.58
3.7 sacks per cu yd				Average effective cement factor	4.75 sacks per cu yd			
0.79				Average nominal W/C ratio	0.775			
0.94				Average effective W/C ratio	0.815			
4,260 lb per sq in				Average compressive strength (28-day)	5,030 lb per sq in.			
66 F	60 F	57 F	54 F	Temp. rise, 10-ft holes	66 F	63 F	62 F	59 F
58 F	53 F	48 F	47 F	Temp. rise, 5-ft holes	52 F	57 F	56 F	
106	113	120	135	Hours to max., 10-ft holes	87	86	100	134
89	100	119	138	Hours to max., 5-ft holes	70	132	114	
0.58 F	0.55 F	0.49 F	0.41 F	Rise per hr, 10-ft holes	0.76 F	0.74 F	0.62 F	0.45 F
0.06 F	0.54 F	0.41 F	0.34 F	Rise per hr, 5-ft holes	0.88 F	0.43 F	0.49 F	
24	35	21	24	Hrs at peak, 10-ft holes	31	34	20	26
18	39	16	12	Hrs at peak, 5-ft holes	15	18	16	
0.08 F	0.12 F	0.12 F	0.07 F	Rate of fall per hour	0.09 F	0.12 F	0.08 F	0.07 F
17.6 F	16.2 F	15.3 F	15.0 F	Temp. rise per effective sack cement, 10-ft holes	13.5 F	13.3 F	13.0 F	13.0 F

堰堤のセメントの28日平均抗張強度は430 lb/in²で閘門に對する平均より僅かに約15 lb/in²高い。故に閘門に於て高強度を與へる化合物が多ければそれだけ堰堤に於てはセメントの粉末度を高めることにより(表-6)2つの場合に對し實際に等しい抗張強度を生ずるやう平衡させられる。

各個のセメントに就て比較すれば非常に判然と此の關係が分る。即ちセメント A の抗張強度は閘門に對する方が高く、そこでは3-石灰の含有量が堰堤に對してより19.8%高く200番篩を通過する割合は8.2%だけであった。反対にセメント D の抗張強度は堰堤の方が89 lb/in²高く、其の場合堰堤の3-石灰の含有量が16.7%低かつたが200番篩の通過割合は16.8%高かつた。セメント B 及 C は同じ傾向に従ひ粉碎の粉末度がセメントの強度に及ぼす有力な影響を示してゐる。

初めに示したやうに堰堤に對するセメント因子は閘門に對するより1yd³當り半袋高かつた。今之等を“名義上のセメント因子”と呼び、200番篩を通過する割合の名義上セメント因子倍を“有効セメント因子”と呼ぶ。

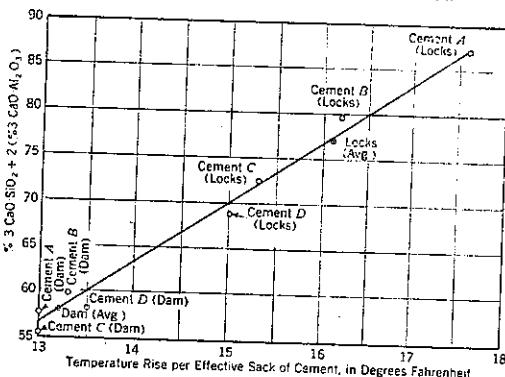
表-6には各種セメントに對する名義上及有効セメント因子が與へられ、夫等の下に閘門及堰堤に對する平均水-セメント比及圧縮強度が示されてゐる。

温度上昇に關する研究から堰堤が3°F高いのは注目すべきことであるが閘門より、多くの遙かに粉末度の高いセメントが用ひられた事實のみから考へて此の温度上昇の相違が、もつと大になる筈だと考へられる。然し

閘門に使用されたセメントに3-石灰化合物が多い事に留意すれば相異の少い點は驚くべきことではない。次に閘門のコンクリートが最高温度に達するのに約5時間堰堤より長くかゝつた事が見られる。之は堰堤のセメントが粉末度高く從つて閘門より上昇温度高く又短時間に上昇した爲である。下降の割合及頂點に留つた時間は共に同じである。

其の他の比較：表-6の下部及図-35に閘門及堰堤に於けるコンクリートの温度上昇を比較する最後の段階が示されてゐる。各セメントに對する全上昇温度を有効セメント因子(コンクリートの yd³當り 200 番篩を通過する

図-35. 溫度上昇と3-石灰化合物函數の關係



セメントの袋数)で割ればコンクリートの1yd³當りの有効セメント1袋に對する上昇温度が出て来る。此の比較に基づいて閘門に對するセメント1袋當り上昇温度は堰堤に對するより約3°F高いことになる。此の事は粗い粉末度のセメントがコンクリートの温度上昇を減ずるのに有效でなかつたと云ふことを示す故に有意義である。

図-35には、セメントの有効1袋當り温度上昇が3-石灰化合物に對して示されてある。 $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ は28日に於て $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ の發する熱の約2倍を生ずることが知られてゐる故に溫度上昇は函數 $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2 + 2(3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3)$ に對して示される。此の函數の値はコンクリートの熱發生の良い指針と考へられる。

夏期の間にコンクリートが達した平均全溫度(打つた時の溫度と上昇溫度の和)は145°Fであつた。而し

て冬には 120°F であつたが之は打つたコンクリートの普通の状態に於ける標準限度である。此の區域に對する年平均溫度は 58°F 附近であり、平均せる一般周囲の夏期溫度は 89°F である。夏に打たれたコンクリートの溫度を一般周囲の溫度に降下させるには約 1 ヶ月を要しその降下は約 65°F である。年平均溫度まで即ち約 87°F を降下するには 1 年以上を要した。寒い氣候の時に打たれたコンクリートの溫度を年平均溫度まで、即ち 62°F まで降下するには 2~3 ヶ月を要した。

Winfield に於ても Gallipolis に於けると同じ結果が得られた。London 堤では 1.25 なるセメント因子を有するコンクリートに對し脚柱塊の中心約 7 呎の深さに於ける平均上昇溫度は 64°F であり、1.125 なるセメント因子を有するコンクリートに對しては 62.5°F であり平均最高溫度は 147°F で此の頂點は 1.5~3 日で到達された。

表面龜裂は寒い氣候の間より溫暖の間に打たれたコンクリートに對して烈しかつた。恐らく最高より年平均への溫度の降下がより大なる爲である。

施 工

(73) 水底に於ける Cofferdam Piles の切断

(“Cutting Cofferdam Piles at Riverbed Level.”
E.N.R. December 15, 1938, p. 770~771.)
原口正一抄

Cofferdam に使用せし鋼矢板の取除きは非常に面倒な仕事であるが、北米合衆國 Illinois 州 Hennepin に於ける橋脚の基礎工事に Cofferdam 工法を使用し、工事終了後鋼矢板の回収に 1 新工法を實行した。即ち此の時の施工者たる Wisconsin Bridge & Iron 會社は潜水夫を入れ水中切断機 (Under water torch) を使って河底より少し下方で矢板を切断し矢板の頭部にロープを通して引抜器で引き上げたのである。

Hennepin 橋脚工事の鋼矢板打込みに際し、岩石層及び碎石層に突然ぶつかった爲に矢板が彎曲及ぼりを受け、其の結果裂けたり彎曲を生ずるに至つた。矢板がかゝる状態にある爲矢板引抜きは極めて困難で其の回収若しくは取除きは到底採算的に實行不可能の状態であつた。結局最後の手段として水中切断法を探らざるを得なかつたのである。從來時間と工費の點で鋼矢板水中切断法は危惧の念を以て眺められて居たが幸ひ Hennepin に於ける本工事に依り實例が示され鋼矢板切断法の將

來性を判断する一資料が得られた。それを今此所に略記する。

潜水夫 1 名、艇上協力者 2 名が本工事を請負つた請負者側から出した漁業組員を助手として鋼矢板水中切断班を構成し、午前 7 時に仕事に着手し、切断機械器具の整備をなし施工個所に適応する様 2~3 の調整を施し、午前 11 時から切断作業を開始した。

作業進行程度は 1 日 8 時間労働で 22~29 枚の鋼矢板を切断した。之を實切断長にて表はせば 1 日 550~724 尺 ($1397\sim1839$ cm) である。矢板は切断し終へると同時に起重機及び引抜機 (Crane and extractor) にて水上に引き上げる。即ち切断と引き上げの間に時間を全然與へない様にして施工時間の短縮並に切断矢板の動搖若しくは顛倒に依る不慮の事故の發生を防いだ。6 日間に厚 $3/8$ 尺 (9.52 mm), 切断長 25 尺 (63.5 cm) の標準 I-27 鋼を 119 本切断した。此の中最後の 7 本は切断全長 175 尺 (444.5 cm) であるがアセチレン瓦斯 97.6 呎³ (2.764 m^3), 酸素瓦斯 280 呎³ (7.929 m^3) を使用し 60 分間に切断した。

潜水夫の働く位置は切断矢板に對し川上と川下の兩位置があるが本工事にて川下に位置を占めて作業する事が多かつた。即ち、1 呎/秒の流速を有するシルトを含んだ比重大なる洪水に對する庇護として Cofferdam の壁を利用し 28~27 呎 ($7.00\sim8.23$ m) の水深で Cofferdam 内で潜水夫が仕事をするのである。此の場合潜水夫は Swung Staging に立つ代りに 1~3 呎 ($30.5\sim91.5$ cm) 厚の粘土質泥土の軟い凹凸した水底で仕事をする事になる。切断工事の約 $1/4$ は河底より少し低い部分で切断を行ふ爲、前屈みの姿勢で仕事をしなければならなかつた。濁水の爲水面下 2 呎 (61 cm) では視野は全く零で、潜水夫は全然焰の色に依り切断の調節を行つた。切断器をうまく操作する爲には片一方の手で水で充分冷却されて居るトーチ (Torch) の頭部近くを支へ、しつかりと切断器を把持する事が必要である。然し斯くの如き操作では流水とスパークの爲革手袋を焼切り荷履き燃燒を惹起した。

図-36. 潜水服に取付けてある水中と水上との連絡装置は唯 1 本の管で之に空氣送入管と電話線とが入れてある。水中で潜水夫はトーチの頭部を支へて焰の方向を固定するが其の握り方を示してゐる。



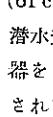


図-37 に示せる如く水上施設としては酸素瓦斯及アセチレン瓦斯を入れたボンベの多数連結したものを搭載せる 33×12 吋 (10×3.66 m) の平底舟である。本艇は 1 日 90 弟の最低費用を維持する様に潜水者側から提供されたものである。

図-37. 河底にて潜水夫が切断せる Cofferdam 用鋼矢板を引上げてる所。

潜水夫用平底舟にアセチレン瓦斯ボンベと酸素瓦斯ボンベとが多数連結して積載してあるのが見える。

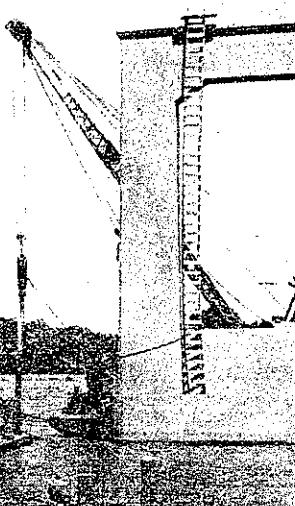


図-38. 水上協力者は潜水夫が休みなく仕事を続けて行ける様常に舟潜水夫と連絡を取る。

平底舟は矢板に繋がれ、矢板には引抜綱が取り付けてある。

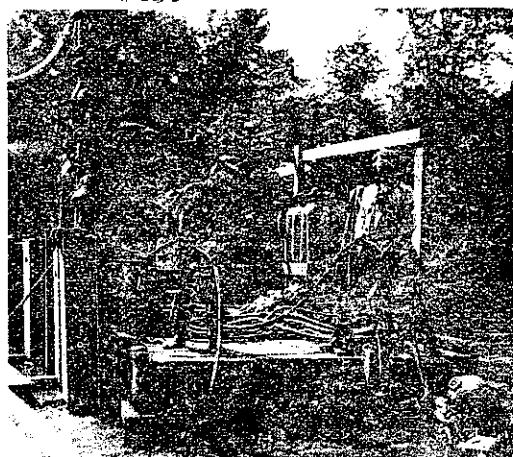


図-38 には艇上の協力者が潜水夫の一寸した要求に對しても注意して互に連絡を取り得る様新考案の 2 線電話器が取付けたるのを示して居る。空氣送入管と電話線とは図-36 に示す如く潜水夫の肩の環鎖に鎖で

緊結された 1 本の導管に納めてある。同図には更にトーチの持ち方を示してある。即ちトーチの頭部と、瓦斯管のテープを巻いて握りとした所とを握つて確りトーチを保持する。

本工事にはアセチレン瓦斯を使用したが、新しいものは水素瓦斯を使って居る。水素瓦斯を用ひると廣範圍に深海でも使用出来る。Bastian Blersing 會社で製作販賣して居る。

潜水夫用平底舟には以上の外、最小 3 人の操作人を要する通常の手押空氣ポンプの代りに、1 分間 14 吋³ (0.3964 m^3) の空氣を供給出来る携帶用ガソリン空氣ポンプを備付けて居る。

地上に於ては到底判り知る事の出来ぬ不慮の出来事を出来るだけ避ける爲にホキストの操縦者も助手も細心の注意をし、切断せる矢板を疊合せから外して居る間にも潜水夫が次の矢板切断を続けて行く事が出来る様にしなくてはならぬ。

本鋼矢板水中切断工事に從事せる潜水夫、Chicago の住人 Frank. Hefling は本工事の経験に依り次の如き意見を述べた。即ち、鋼矢板水中切断工事は今迄多額の費用を要する工法と考へられて居たが、本工事に依り時間と費用に對する正確な計算が出来る様に充分の資料が得られたから本工法は今後頻繁に採用される様になるだらう。

(74) 獨逸國有自動車道 Berlin

環状線の工事状況

H. Ewald. "Bemerkenswerte Bauausführungen im Berliner Bereich der Reichsautobahnen." V.D.I. 17. Dez. 1938. s. 1451~1454.

立花文勝抄

去る 1938 年 12 月 15 日に獨逸では國有自動車道 3 000km の開通式を盛大に舉行した。之に伴つて首都 Berlin を周縁する環状道路全線 190 km 中 115 km 完成を見てゐる。環状道路と Berlin 都心とを接続する Avus (Automobil-Verkehrs- und Übungsstraße の略稱) 及 Avus 連絡道路 (Avuszubringer) も略 1/2 工事を終了した(図-39 参照)。

主要工事は立体交叉に基く土工で、就中環状線が Königswusterhausen の北方 Dahmetal を通過する部分は築堤土量約 $600\,000\text{m}^3$ に達してゐる(図-40)。尙該箇所には西岸に國有鐵道 Berlin-Königswusterhausen 間の複線軌道、Schmöckewitz-Königswusterhausen 間第一種州道があり、東岸には Niederlehme-Kö-

図-39. 國有自動車道 Berlin 環状線と都心への接続道路

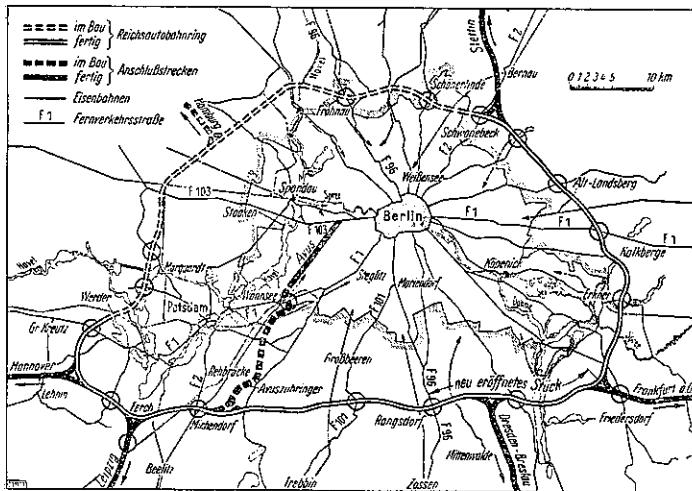


図-40. 環状線の Dahmetal に於ける大築堤

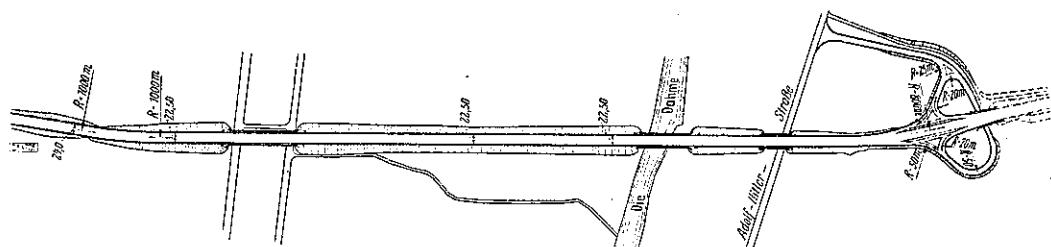
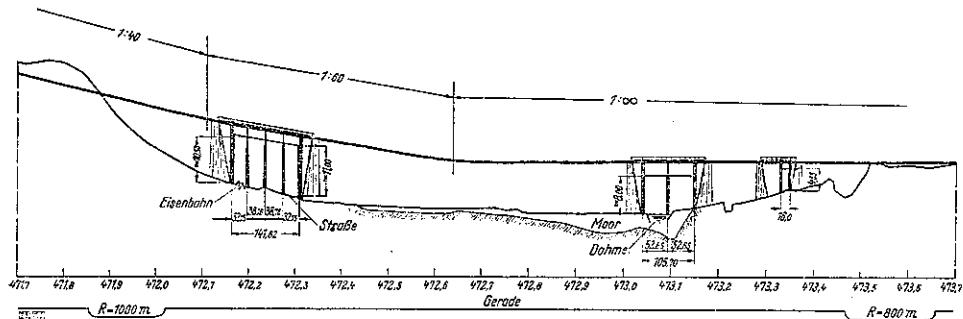
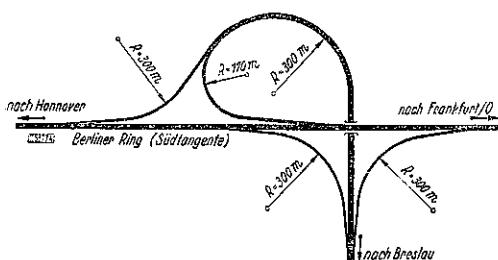


図-41. 環状線と Breslau, Dresden 方面國有自動車道との分岐點



nigswusterhausen 間第一種州道があるので之等はすべて立体交叉とした。築堤箇所は恰度沼澤地に當り腐蝕泥土なので一旦深さ數米にわたつて路盤の入換を行ひ而る後に築堤を施工した。施工機械としては専ら一日の掘鑿能力 4 000m³ のバケットドレッジヤー (Eimerkettenbagger) を用ひてゐる。この外 Dahmetal の東西には所々沼澤地があり火薬を用ひて大仕掛けの爆破を行つた。

図-41 は Rangsdorf 近傍に於ける Breslau 方面國有自動車道の分岐點を示す。最小半径 170 m を除く外すべて半径 300 m, 最大カントも 8% に過

ぎない。この分岐點は俗に Lausitz 三角形と稱せられてゐる。図-42 は Avus 連絡道路が環状線に流入する箇所を示す。図に見る如く兩道路の交叉角は直角でなく斜角をなし、特に Berlin 都心と Hannover 間の交通に好適ならしめてゐる。この流入點は俗に Saarmund 三角形と稱せられてゐる。図-43 は Nikolassee に於ける Avus 連絡道路と鉄道との立体交叉を示す。こゝでは道路が在來兩鉄道の下を潜つてゐるので、運転時隔 10 分の合間合間に工事を行はねばならず、非常に苦心をした所である。図-44 は同じく Avus 連絡道路

図-42. Avus 連絡道路が環状線に流入する所

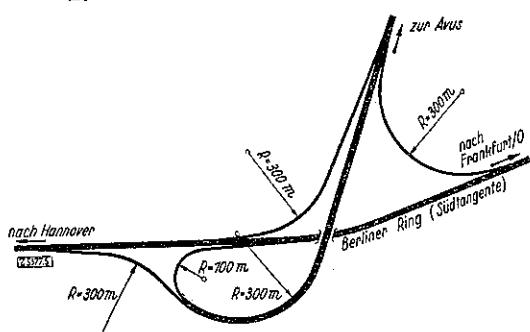


図-43. Avus 連絡路の Nikolassee における鉄道との立体交叉

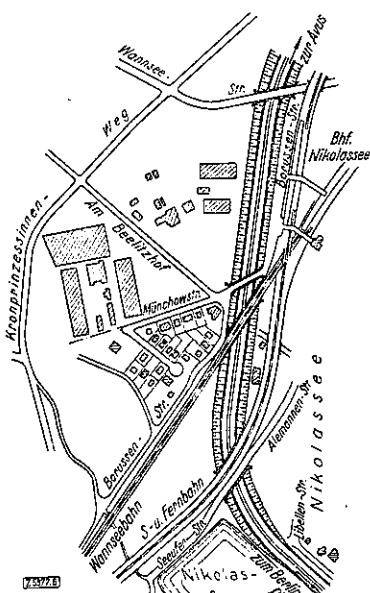
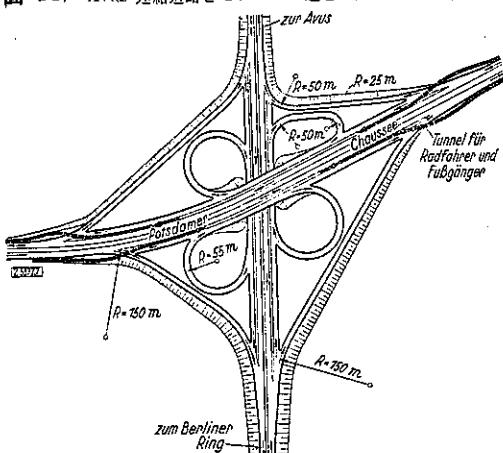


図-44. Avus 連絡道路と Potsdam 通りとのクローバー型交叉



が Potsdam 通りと交叉する箇所を示す。図に見る如くこの交叉點はクローバー型である。この交叉點に於て特筆すべきことは、Potsdam 通りに於ける自転車及歩行者の交通を、國有自動車道より流入及流出する自動車群の交通が干渉しない様に、四箇所に横断トンネルを設けたことである。このトンネルの幅員は 5.50 m その中半分が自転車道、半分が歩道となつてゐて、中央に柵が設けてある。クリヤランスは 2.50 m、長さ 65 m、アプローチの勾配は 1:30 となつてゐる。

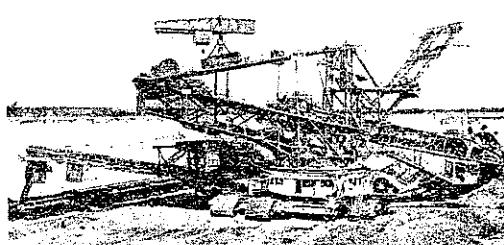
(75) ホイール ショベル型 エクスカベーター

(“Le développement des excavateurs à roue-pelle de construction allemande.” Le Génie Civil 17. Déc. 1938, p. 509-512.)
立花文勝抄

概 説：本文は 1938 年 5 月より 12 月にかけて、獨誌 Fordertechnik に紹介されたホイール ショベル型エクスカベーター (l'excavateur à roue-pelle) に関する記事の佛譯である。

土工現場又は礦山で褐炭等の露天堀をやる時にエクスカベーターを用ふる事は可成昔から行はれてゐるが、多くはバケット ドレッヂャー (les dragues à godets) の模倣である。

所が 10 年ばかり前からホイール ショベル型エクスカベーターが考案され非常な進歩を示してゐる。メーカーも多數あるが、殊に優秀の折紙を付けられてゐるものは Lübeck 機械製作會社製のエクスカベーターで図-45 を参照されたい。ホイール ショベルの最も簡単なものは図-46 に示す通り、O を中心として a なるホイール ショベルをウインチにて捲き上げるのであるが、バケット エクスカベーターと異なる所は削り取つた土を直ちに一種のコンベイラーにあけてしまふことである。し

図-45. Lübeck 機械製作會社製の大エクスカベーター。
Golpa 褐炭場に於ける露天掘の背景を示す

かし図-46 のまゝではホイール ショベル a が上方に回運動をするためにラダー a' 0 の傾斜が変り、コンベヤーの臨界傾斜 20° ~ 22° を越えるのと、傾斜断面を掘鑿する時に機械を一々移動しなければならないので、Mitteldeutsche Stahlwerke では図-47 の如き装置を考案し、傾斜断面に於ても自由に調整可能ならしめてある。図-48 はエクスカベーション トラス (un pont d'extraction) を用ひた例で、下に吊つてあるラダーは伸縮可能であるから、図の如く褐炭層と土層が互層をなしてゐても、各獨立に掘鑿することが出来、甚だ便利である。図-45, 46, 47 に示すものは何れも

図-47. 傾斜面にあつても調整可能な Mitteldeutsche Stahlwerke 型エクスカベーター

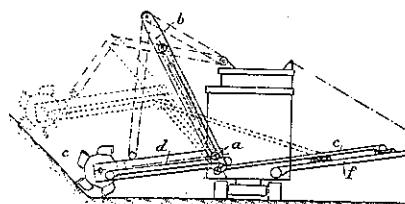


図-48. エクスカベーション トラスを用ひて階段状掘鑿をなす所

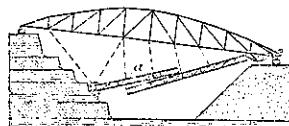


図-49. 回転可能なバケットのついたホイール ショベル

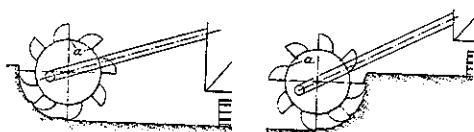


図-50. 同一のホイール ショベルを用ひ上方及下方掘鑿を可能ならしむる例

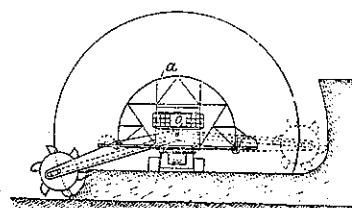
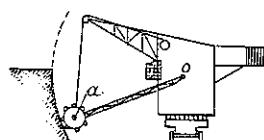
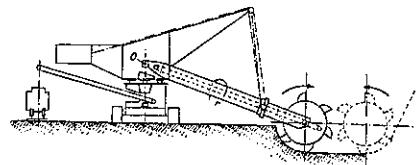
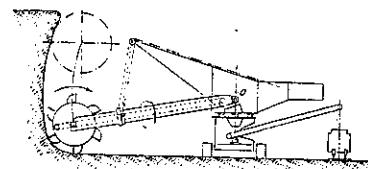


図-46. ホイール ショベル型
エクスカベーターの基本形



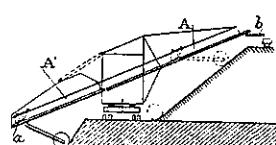
エクスカベーターのある平面より上の部分の掘鑿 (travail en butte) に適するのであるが、下の部分の掘鑿 (travail en fouille) も可能である。例へば図-49 は 1/4 円のバケットが a を中心として廻転出来る様になつて居り、図-50 にあつては 0 を中心として廻転するラダー上にあるピニオンが a なる扇状 ラックを噛んで 180° 位置を変へる様になつて居る。図-51 は鞘状 ラダ

図-51. 鞘状ラダーにより同一ホイール ショベルにより上方及下方掘鑿を可能ならしむる例



ー (l'élinde du type télescopique) を使用し、鞘の中にある廻転、並進共に可能なフォークの先に、ホイール ショベルが取付けられてゐるから、同一のホイール ショベルを用ひて、エクスカベーターのある面の上下何れの部分でも掘鑿出来る。但しこれ等の図からも分る様に、エクスカベーターの置かれた平面より下の部分を掘鑿する場合は、深さが精々ホイール ショベルの半径迄で、それ以上深くば 1 度に掘る事が出来ない。之がホイール ショベル型 エクスカベーターがバケット エクスカベーターに劣る重要なウイーク ポイントで、之に対する考案も種々ある。

図-52. トロリー ガーダーに
より上方及下方掘鑿を
可能ならしむる例

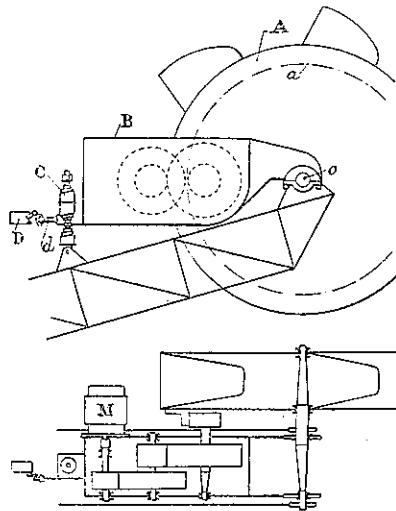


トロリー (le chariot de roulement) a が動き、このトロリーにラダーが取付けられたものである。削り取られた土はコンベイアにより b にて土運車にあけられる。

これによると相當深い所迄掘鑿することが出来る様である。

ホイール ショベルの詳細: ホイール ショベルの構

図-53. ホイール ショベルの構造



造は図-53 の示す様に、シャフト 0 の周りに自由に回転出来るホイール A に多くのバケットを鉤結したもので、動力はモーター M の回転を B の内で 2 段に落し、之を α なるギヤーで噛ませる様になつてゐる。C はスプリングのついた調整装置で、オーバー ロードの時はノッチ d がインターラプター D に働いて電流を絶つ様に工夫せられたものである。各々のバケットにはホッパーがついて居て、このホッパーから削り取られた土がコンベイアにあけられるのであるが、一つ一つのバケットからいきなり土をコンベイアのスクリーンの上にあけると落下速度が早いので、新式のものでは大抵 2 箇のバケット

毎に 1 箇の割合でコンパートメントが作られ、スムースに土を排泄する様に出来てゐる。図-54 は Lübeck 機械製作會社製のホイール ショベルを示す。

ホイール ショベル型 エクスカベーターの販例： 独逸に現在あるこの種のエクスカベーターの中最大なるものは Golpa 鎮山に於て褐炭の礫脈から出来た丘を探掘するに用ひられてゐる。図-45 に示すものがそれで、Lübeck 機械製作會社の手になり製作年度は 1937 年で



図-54. Lübeck 機械製作會社製のホイール ショベル

ある。自重は 1380 t もあるがボギー 豪柱から左右 2 個の複無限軌道に分布されるので、無限軌道が地面を圧する力は 0.98 kg/cm^2 に過ぎない。ラダーはトロリー レールにより 19.50 m から 31.50 m 迄の長さを自由に取り得る。ホイール ショベルは 図-54 の如く、直径 8.20 m のホイールの周囲に容量 0.850 m^3 のバケット 10 箇を取附けてゐる。コンベイアの幅は 1.70 m、長さは 27 m、速度 3 m/sec である。

モーターの出力は 1195 kW となつてゐる。図-45 の上方に見えるクレーンの容量は 10 t で維持修繕用に供してゐる。ホイール ショベルに於てバケットが 1 分間に土を排泄する回数は 34 回で、1 時間の掘鑿容量は 1135 m^3 に達する。

このエクスカベーターによると高さ 20 m 泊掘鑿可能である。図-55 も同様 Lübeck 機械製作會社製で Bitterfeld 近傍の Auguste 炭礦に於て使用せられてゐる。能力は稍々前者に劣るが構造は同一である。

結語： ホイール ショベル型 エクスカベーターは据付地盤よりも上方の部分の掘鑿に對しては、他のエクスカベーターに比し非常に經濟的である。しかし据付地盤よりも下方の部分の掘鑿に對しては、構造上難點がありまだ效果云々に關しては定説がない。

港 澄

(76) 航空港の照明法 (1)

(W. A. Pennow, "Airport Lighting—Why and How," The American City, November 1938, p. 64-66.)
山田正男抄

市有航空港の照明は概して不完全であり、寧ろ何等その施設のないものが多い。Department of Commerce の調査によれば市有航空港 775 の中 285 は何等かの照明施設を有するが、その中夜間交通を處理すべき位置にある航空港 85 を除いた約 70% は僅かにビーコン、境

界燈、障害燈を有するに過ぎない。而もその 85 の中半分は不完全な舊式なもので改良或は増設の必要がある。

現在の施設で 24 時間に平均延長 165 000 噸就航し、1 250 000 人哩を輸送するには如何に航空港照明を行ふべきか。之については次の諸點を考慮しなくてはならない。

(1) もし 50 の航空港が充分の照明施設を有すれば 1 航空港に對して 1 日の人哩は平均 25 000 となる。もし全市有航空港に充分の照明施設をほどこす事によつて交通能力を 100% 増加し得るものとすれば、1 日當り人哩は總計 2 500 000 となる。之は事實合理的な數値であつて斯くなれば遙かに合理的な航空輸送計畫を樹てる事が出来る。

(2) 照明施設のない航空港は夜間の使用は不可能である。その爲にその航空港から就航して居る飛行機の生命及能率を低下する事となる。

(3) 航空郵便 航空交通の發展の傾向は多數の航空港の不充分な照明施設の爲に著しく阻害されて居る。航空郵便、航空交通は最大の效果を擧ぐる爲には當然夜間即ち業務時間の間に就航すべきである。現在米国では現在の航空機で何れの地點からも夜間に赴く事が出来る。臨時航空路支線を設けて最近調査せる結果によれば夜間施設の不備によつて著しく制肘され乍らも米國の各地を少くとも 75% 迄は業務時間の間際に到達し得る事が分つた。故に米國全土を之に包括せしめる爲には極めて多數の市有航空港の照明施設を完備せしめなくてはならない。人口 10 萬以上の都市或は工場を誘致せんとする小都市は完全な照明施設のある航空港を有しなくてはならない。

照明費： 最近の不景氣は照明施設の改良を益々困難ならしめ、又 24 時間単位の航空港維持費を増大せしめた。電力量消費量は 1 夜間平均 100kW にして最小 60 kW 最大は主要航空港の 500 kW である。燈光、清掃、改良を含む維持費は 1 年平均 175 弁である。材料費は施設の程度により 100~500 弁である。之等の數値は何れも修繕費のみであるが、此の他に 10 年以内に施設費を含む改造費を見込まなくてはならない。腐朽が著しくならない中に改造するには 7~8 年が適當である。地下埋設電纜は適當なものを用ひ、將來の擴張を豫定して設計すれば、25 年後の改造費を見込めばよい。然し擴張に便な電纜は少いから最初計畫を樹てる際に注意しなくてはならない。

之等の數値から航空港がその眞の目的を達し毎日 24

時間その機能を發揮する爲には航空港の維持費、改造費は妻間の經營費に平均約 17 000 弁を加へなくてはならない事が分る。

航空港の收入： 多くの市有航空港の經營者は航空港が收支相償ふのみでなく、出來得れば利益金をも得たいと考へて居る。もし之が出來得るものとすれば市有及市営の航空港は極めて小數であり、個人資本が速かに投資されて居る筈である。然し航空港は街路、図書館、競技場其の他の市営の公共企業と同様に公共施設と考へなくてはならない。航空港はその經營費の一部分を回収し得る利益すらある。その收入は使用料、切符賣上金の歩合、ガス及油の賣上金、免許料、私有飛行機の倉庫料等から得られる。或る市では收入を増加する爲に着陸料の制度を用ひて居る所もあるが、之は却つて私有飛行機の利用を減少せしめ上述の收入よりも少くなる。着陸料の賦課は都市の街路を通過する自動車に通行税を課するのと同様であつて、結果も全く同様である。迂廻者を増すのみである。斯く航空港は公共施設であるのみでなく、航空機の速度が大であるから夜間交通の爲に照明施設を行はなくてはならない。更に私的交通或は慰樂旅行に航空機を利用する市民が益々増加し、アマチア操縦士、私有航空機の登録の増加しつゝある今日、市當局は現在自動車所有者の要求に応じつゝあるのと同程度に之等の増加しつゝある先進的市民の要求を速かに満すべきである。

航空港照明の進歩： 初期には航空港照明の研究は殆ど行はれなかつた。その規準は殆ど考慮されなかつた。永年に亘る各種各様の試験失敗を経て聯邦政府の航空局が製作者、航空會社、照明會社等と協力して實驗研究の結果規準が出來たのである。航空港照明に關する仕方書は最小限度の要求に応じたものにして、尙將來の發達に對して研究の餘地があるが、現在使用されて居る最高の施設が丁度その最小限に相當して居る。

ビーコン： 航空港照明組織の第一歩は(1) 航空港の位置を明らかにする爲にビーコンを設置し、(2) 着陸に利用し得る形及面積を示す爲に境界燈を設置し、(3) 航空港に接近する間に避けるべき自然の、或は人工の危険を除く爲に障害燈を設置する事である。之等の施設をして始めて着陸燈を持つた飛行機又は夜間飛行に經驗のある操縦士の飛行機に對し、晴天の夜間飛行を許可し得るのである。ビーコンは少くとも 1 分間に 6 回の透明な閃光を發し、交互に緑色の閃光を發するか、止むを得ざれば補助ビーコンによつて緑色閃光を補足しなけ

ればならない。

(1) 最も経済的な方法は 36 in 複式ビーコン (double-end beacon) を設置する事である。之は 500 W の燈光 1 個によつて 100 萬燭光以上の透明閃光と 20 萬燭光以上の緑色閃光とを交互に發する。之には約 600W の電力を要する。

(2) 第 2 の方法としては 500W の燈光 2 個——各光線に各々 1 個——を用ひた 24 in の複式ビーコンを用ひてもよい。之にはその操作上約 1150W の電力を要する。又 2 個の燈光の置換を要する。

(3) 第 3 の方法としては Bartow Beacon として有名な 36 in 球状ビーコンがある。之は雲の位置が低いと云ふ様な天候の條件に応じて燈光を左右し得る。此のビーコンは 1000W 燈光 1 個を有し、約 1100W の電力を要し前 2 者に比し値段が高い。

(4) 最小限度の要求に応じ値段が安いが、維持費の最も高いものは 500W 燈光 1 個を用ひた 24 in ビーコンと 500W 燈光 2 個を用ひた 緑色閃光の爲の補助信號ビーコン (code beacon) とを用ふるものである。之には約 1200W の電力を要し、3 個の燈光の置換を要する。然し各航空港特有の信號を指示し得る利益があるが比較的到達距離高が小である。之等の中(1)は最も廣範囲にして航空港が他の類似した光線に囲まれて居る場合に有効である。燭光を増すには更にワットの大きな燈光を用ふればよい。他の 3 者は大きさ及設計によつて制限され 1000W 以上の燈光を使用し得ないから燭光は同じワットの燈光を用ひた 36 in ビーコンよりもかなり低い。

境界燈： 境界燈 (boundary light) 組織の型式は現在の敷地及擴張豫定敷地によつて左右される。同組織設置後の擴張が電纜、電圧等の問題から不可能な場合には擴張に際して莫大な費用を要するから、完成後の面積を考慮して設計する事が大切である。1 つの良好な経験によつて割出した方法は完成後の敷地の周長が 12 000 ft 以上の場合には、又 12 000 ft 以下でも電力供給源から反射側の中點又は 1/3 或は 2/3 の地點迄の距離が 2 000 ft 以上の場合には 1 つの直列組織とするのである。之等の點は周圍の眞の位置から 500 ft 遠は移動し得る。飛行場の形が周長の中點又は 1/3, 2/3 の點迄給電線設け得る様な場合には並列組織にする方が經濟的である。境界燈組織の如何は將來飛行場を擴張した場合に種々の困難を生ずるから慎重な考慮を拂ふべきである。

境界燈の間隔は 300 ft 以下にしてその配罝は各隅角を明示する様にすべきである。時には飛行場の輪廓を明示する爲に間隔を 50 ft 迄に密接せしめなくてはならない事すらある。図-57 は周囲の物理的條件によつて如何にその間隔を変すべきかを示したものである。

図-56. 36 尺複式航空港用ビーコン

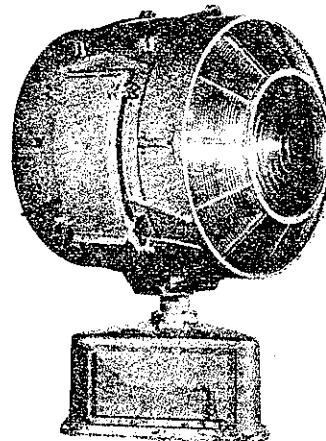
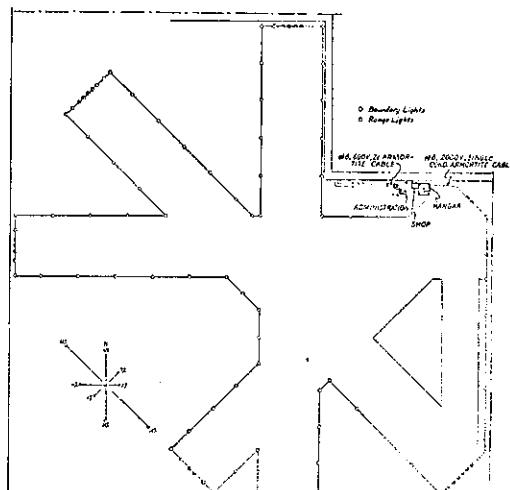


図-57. 着陸地帯を有する航空港に於ける
境界燈及限界燈の設置例



限界燈： 限界燈 (range light) は境界燈に附隨して滑走路或は着陸地帯の両端を示す爲に用ひるものである。飛行場が大略方形にして滑走路の施設のない所では、便利な着陸地帯を示すのに用ひる事も出来る。図-57 は條件の異なる場合の限界燈の配罝を示して居る。限界燈の間隔は 100 ft 以下にして必要に応じて 50 ft 以下に接近させる事もある。

道 路

(77) 工費低廉な滑走路

(A. M. Miller, "Low-Cost Airport Runway.", E.N.R January 5, 1939. p. 31~32.)
山田正男抄

West Virginia の Morgantown 市では地方的状況及地方的材料に応じて滑走路及建物を設計した爲に、極めて低廉な工費で近代的な航空港を建設する事が出来た。同航空港は同市より約 2 哩、同市に通ずる幹線道路より約 1/4 哩の所に位し、高さ 1 250 英尺の狭い峠にある。地盤は土の下に略々水平に砂岩の層がある爲に 912 000 yd^3 の掘鑿の中 500 000 yd^3 は岩石である。此の掘鑿せる岩石は碎石として又はそのまま基礎材料として使用した。又別に地方的材料により 3/8吋~200 メッシュ及 1~1/4 吋の石灰石の碎石を製造した。

図-58. アスファルト舗装機による滑走路表面の舗装

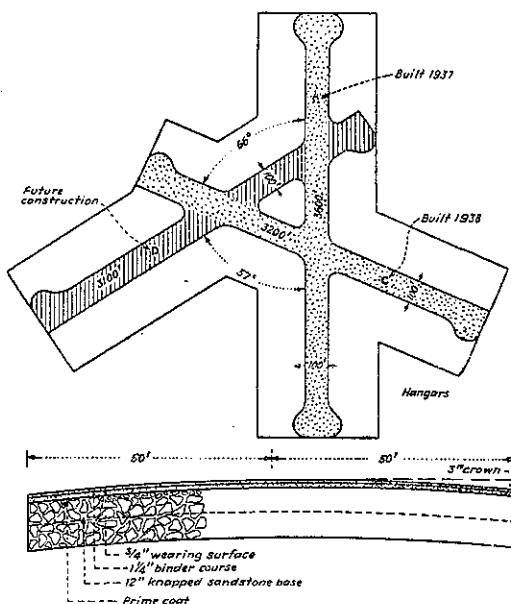


此の航空港は W.P.A. の計画であつて出来得る限り多數の人を雇用しなければならないから砂岩は人力によつて粉碎した。石灰石を舗装混合物に最もよく利用する爲に、West Virginia 道路協会の試験の結果媒熔アスファルトを用ひた 2 層の工場配合の舗装が適する事が解つた。

滑走路混合物に必要な重要な性質は舗装が交通によつて波状作用を受ける事を少くする爲に高度のビチューメン混合物にして且つ堅固で横滑りしない事である。混合物は實驗室で MC 及 RC 材料を使用し、Hubbard-Field stability machine 及 Mimmi wheel apparatus 及 stabilometer によつて試験した。試験の結果 RC 媒熔を用ひて 2 種の混合物を得た。即ち結合層には 1 ft^3 につき 85½ lb の粗石と 0.37 gal の RC-3 を用ひ表層には 100 lb の粗石と 1.14 gal の RC-2 を用ひた。図-59 に見る様に道路の舗装とは多少趣きを異にして居る。

基礎は日雇人夫により、舗装は請負によつて造つた。基礎は 2 層より成り、何れも 3 輪 10t ローラーにより碎石を厚さ 6 吋に圧縮したものにして、その上層には

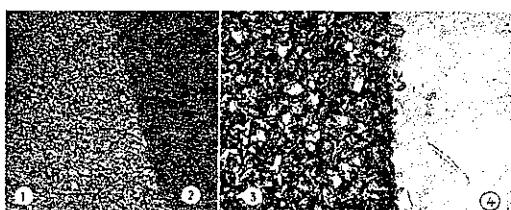
図-59. 滑走路の計畫及その断面



3/8吋以下の石灰石の碎砂を詰める。此の上に結合層をうつ 3 日前に 1 yd^2 につき 1/4 gal の MC-1 の prime coat を 2 層設ける。1/4 吋の結合層及被覆層は別々に設け、その表面は 1 yd^2 につき 5 lb. の石灰石で被覆する。図-60 は之等の一部を示したものである。

図-60. 各種舗装段階

1. 細石被覆
2. 被覆層
3. 結合層
4. 碎砂をつめた碎石基礎



工事は請負者がビチューメン材料、攪拌機、舗装機、輶布機を供給して指導に當り、市はトラック、ローラー、石灰石、骨材及人夫を供給した。請負價格は prime coat に用ふる MC-1 が 1 gal につき 9 c., RC-2 が 1 gal につき 12 c., RC-3 が 1 gal につき 14 c. である。

攪拌には A27-E 舗装機を用ひ、トラックが短い針路を上つて骨材を投下し攪拌機の中に入る様にする。舗装機により結合層には 125 lb/ yd^2 、表層には 78 lb/ yd^2 を輶圧し厚さ各々 1½ in 及 5/8 in とする。輶圧には 3 輪 10t ローラーを用ひ、表面には細石 5 lb/ yd^2 を散布し被覆とした。

人夫賃、トラック、監督、ローラー等の費用は結合層、表層共に 0.031 c./yd² であつた。

工費を分類すれば次の如し。

表 層; 人夫賃その他	0.081 弁
アスファルト (0.813 gal)	0.114 "
骨材	0.057 "
合計	0.252 "
結合層; 人夫賃その他	0.081 "
アスファルト (5.28 gal)	0.063 "
骨材	0.122 "
合計	0.266 "

Prime coat;

アスファルト (0.5 gal)	0.045 "
ビチユーメン	0.57 "
基礎石	1.58 "
滑走路の基礎及被覆	2.10 "

(78) 人力のみで作つた支那の道路

Fu-Hua Chen, "Strictly Handmade." E.N.R.
Dec. 29, 1938 p. 817
坂田 中 抄

紀元 900 年に造られた古い支那 Sian-Lanchow 道路に全延長 472 哩の鋪装が計画され、本計画の一部としてセメント固定土砂道約 18.65 哩が築造された、總べての仕事が人力のみでなされた點は注目に値する。

現存する道路幅員は 30 呎であるが此の中、10 呎の溝が中心線に沿ひ掘鑿された之は深さ 6 吋にショベルに依り掘られた。總べての必要土砂を路肩よりとり、1/2 吋篩を通る土砂を深さ 9 吋に溝の上に均一に撒布した。

使用セメント量は道路長さ 11½ 哩に對して 375 封度で之が混合はショベル、熊手に依り土砂と均一に混合するまで繰返して行はれた。次に最初の含水量より稍少ない水量が加へられた。次いで含水量 18% を與ふるに必要な水量が計算され、此の水量は道路に沿ひ置かれた大きな樽の中に貯へられた。水は此の樽より取り出し如露により土砂セメント混合物上に撒布された。水練りは空練りと同様の方法で均一の色合になるまで行はれ、次いで 3t 輪圧機により輒圧された。輒圧は多くの労働者により行はれた。

混合は各長さ 23 呎の各單位に分けて行はれ、1 つの單位には 12 人の労働者が使用された。6 人はショベル、4 人は耙、2 人はセメント並に水の撒布であり、混合の全過程は熟練労働者により 1 時間に内に完成された。全延長は各區間に分けて行はれたが 1 つの區間は 26~

30 の單位よりなる。故に 1 単位は 600~700 呎であり、仕事は此の 1 単位完成後、次の區間に進められた。各區間の総目には填充材は使用されなかつた。各區間の輒圧には 3 時間を要した。輒圧後蒸發の早い時は土で覆つた。

労働者の賃銀は 1 日 10 時間労働で半熟練者 60c. 並に 70c. (アメリカの金で 17c. 並に 23c.) 普通労働者 50c. (アメリカの金 14c.) であつた。1 ヤード當りの費用をアメリカの金で示すと

労働力並に設備費 \$ 0.108 + セメント \$ 0.182 = 合計 \$ 0.29

橋梁及構造物

(79) 長大径間構桁橋梁の支承部分更換

"New Bearings for an Old Bridge."
E.N.R. January 5, 1939, p. 36.
原口正一抄

梗概: 北米合衆国 Pittsburgh 市 Allegheny 河に架せられた Manchester 橋梁の可動脊が損傷を來した爲之を更新したが、如何にして此の重い構桁を持上げ、其の損傷を被むつた搖承を新搖承と取換へたかに就いて略記する。

Pittsburgh 市の "Point" にて Allegheny 河に架設された Manchester 橋梁は径間 531 呎 (161.95 m) 構桁 2 連より成つて居るが、建設してから 15 年になる 20 年前、中央橋脚上に設けられた可動脊に於て其の搖子 (rocker) の 1 個が破壊したので 4 個の可動支承 (Expansion bearings) (1 連に 2 個宛) 全部を廣範囲に亘つて修理した。然し昨年の夏調査した所、或搖子が完全に転倒し其の他の搖子は致命的の大損傷を被つて居る事が判明したので第 2 回の修理工事を行つた。該修理に當つては 4 個の可動脊及各可動脊の下の支柱板も共に取換へた。Pittsburgh 市橋梁局設計係の古參技師たる H. S. Ayers 氏が有效適切な扛上装置を設計

図-61. Pittsburgh 市 Manchester 橋梁全景

更換せし搖承 (rocker bearings) は中央橋脚上に設置してある (○印)

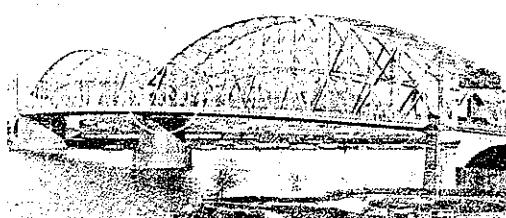


図-62. ゲリース函内に入れられた新搖子は鋼製體で互に結合してなく転倒出来る様な形のものである。次に依り伸縮動が阻止される爲側桿が破壊し、此の側桿の破壊は搖子の完全な横倒れを惹起するに至る。1918年の修理工事の際は側桿の脇後に小さな鉛を挿入して搖子の滑れるのを防ぐと試みたが成功しなかつた。1938年の修理に際しては鈴庄銅製搖子を使用した。本搖子の形は有効支圧面を越す様な搖動を起す前に互に横方面に支持する様になつて居る。又當付けた鋼桿を搖子に取付け新支圧板内の孔に嵌合せた。

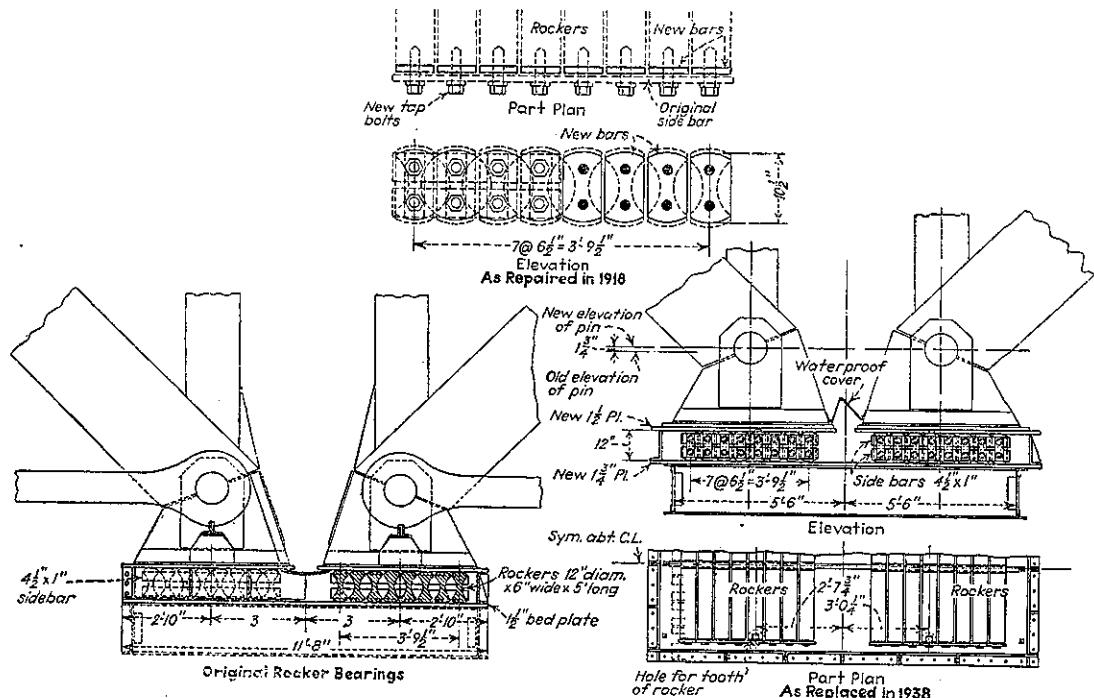


図-64. 拡上装置

中央橋脚上に幅 20 尺 (51 cm) 長さ 5 軒 (1.52 m) 厚さ 7.25 尺 (18.4 cm) の 4 個の版を置き、之に 300 t 水压ジャッキ 8 個を据付けて 2 個の柵（橋梁 1 連に 1 個）を同時に拡上した。各 2 個のジャッキ上の尖々の横行が 2 本の柱を支持する。上面に示す如く、路面上で脚桿に通した鋼桿を直接受けて居る Solid Slab の I 端を柱が支へる。眼桿は柵に説明した孔に、径 8 尺 (20.3 cm) の鉄にて下端を連結し、上部は路面上に突き出でて居る 6 個の鋼合金製眼桿である。ジャッキを拡上する事に依り支圧板を更換しつゝ柵にて構折を持上げる。

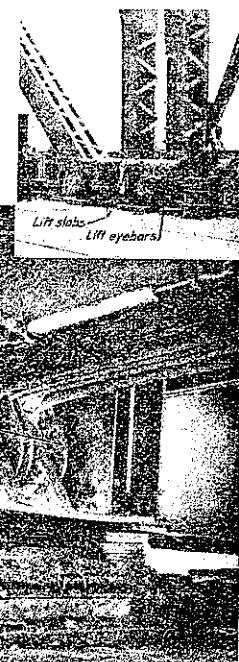


図-65. 新支承間に挿入せる新搖子及グリース函の据付準備

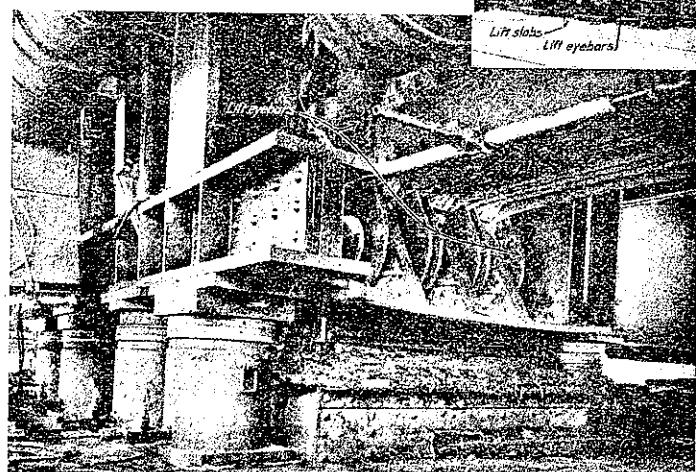
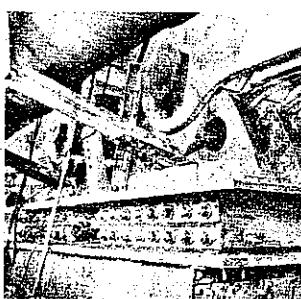
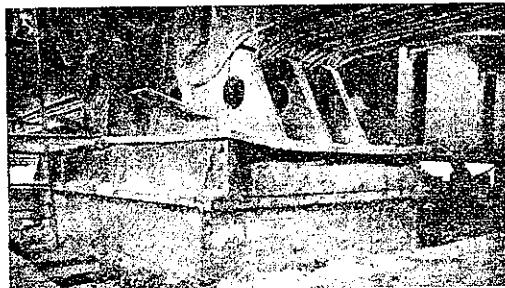


図-63. 1938 年調査當時の状態
橋の 1 部が壊れて居るのが分る



し、Eichleay Corp. (構造係主任 Charles Weltz 氏) が請負者と成り施工し且つ操作に當つた。本工事施工に當つては路面の交通に支障を來す事なく新舊可動支承部分の更換を行つた。工事費は總額 31,908 弁であつた。

鉄道

(80) イラン横断鉄道北部山岳線

(L. v. Rabcewicz, "Die Nordrampe der transiranischen Eisenbahn."
Die Bautechnik. 24. Juni. 1939. s. 349-358.
und S. Juli. 1938. s. 377-382.)
立花文勝抄

(1) 概説：イラン横断鉄道は北は裏海より、南はペルシヤ湾に到る長大な線路である。本稿は此の横断鉄道中首都 Teheran より北の部分の地質状態並に線路設定期に就て記述したものである。

此の南北連絡鉄道計画の企てられたのは決して新しい事ではなく、1872 年英國の財政家 Reuter 男爵により試みられたのが最初で、其の後種々の企業者の手に移り、1930 年にはペルシヤ政府が官営を行ひ、最後に丁抹の Kampsax といふ會社が工事を統行する事になつた。

表-7. イラン横断鉄道に於て 1932 年迄になされ工事数量

名 称	単 位	1	2	3	1+2+3
		北 線 自 126.0km 至 460.5 "	Teheran 線 自 460.5km 至 461.6 "	南 線 自 461.6km 至 1136.6 "	
土 壁	100 萬 m ³	7.10	0.37	18.87	20.38
· 壁	m ³	658 700	39 000	751 100	1 448 800
隧道 (延長)	m	94	—	131	225
停車場數	m	23.6	—	58.1	81.7
橋梁及陸橋 (各間數 支間總計)	m	31	1	39	71
橋梁及陸橋 (各間數 支間總計)	m	281	—	561	842
工 番 (隧道費、停車場費) (とも含む)	百 萬 リヤル	2 970	—	5 290	8 260
路 線 延 長	km	607.7	71.4	1 021.3	1 700.4
		333.4	—	675.0	1 009.5

(註) 南北は Teheran を基準にして假想せるもの。

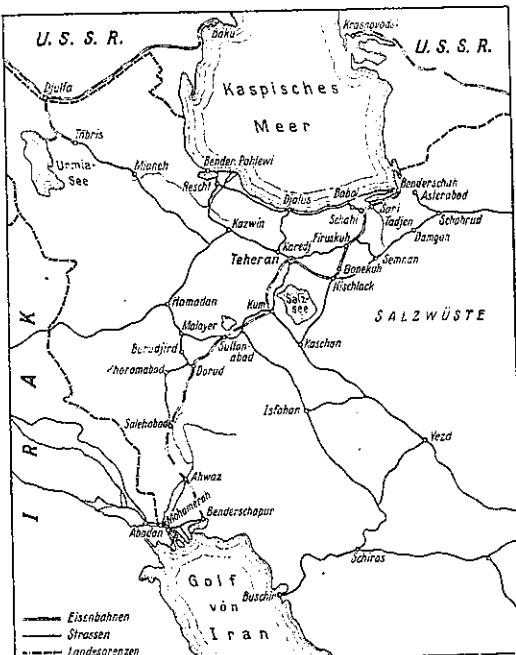
ものである。當時の工事数量は表-7 の如くである。

これだけの工事数量から、建設工事が Kampsax の手に移る迄に、北線に於て尚 32 km、南線に於て 40 km が政府の手によつて完成を見ゆる。

Kampsax 會社としては、1933 年より 4 年間北線の工事に從事、更に 2 年間南線の工事を行つて横断鉄道の建設を終る豫定であつた。實績に従するに 1937 年秋には Kum 道工事終了(図-66)、此の分で行けば 1938 年の秋末迄には全通間違ひないであらう。

次に簡単に路線を説明する。北線は裏海の港 Ben-

図-66. 線路附近平面図

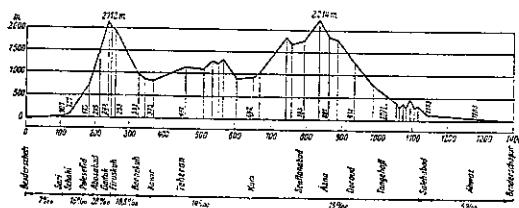


derschah に起點を置き、豊饒なる Mazenderan 地方を通過、185 km 附近は多沃な米產地で有名な Talar 渓谷で、之より漸次勾配を昇つて北線中の最高所海拔 2 112 m の Gaduk 峰に達し、次いで延長 2 880 m の隧道に入る。之を出れば線路は下降し始め、256 km にして Firuzkuh に達する。Firuzkuh より Bonekuh に到る最初の間は線路の兩側到る處果樹園であるが、遂に不毛荒涼の鹹性砂漠地域となる。此の地方では水が多量の鹽分を含有し、其の結果植物の成育が著しく阻害されてゐる。線路は漸次勾配を降

つて海拔 790 m に達した後、再び上り始めて首都 Teheran に達するのである(図-67)。

南線は Teheran を発して所々不毛の土地を経ながら、Kum の手前で一旦 905 m に降下した後、ペルシャ第 3 の都會 Sultanabad に着く。Sultanabad-Bahrein 間は畑地、果樹園に富んでゐる。漸次勾配を昇つて南線中の最高所海拔 2214 m を通過する。Bahrein 以後は工事困難なる山岳地帯で、Abediz 及 Abeccasar 兩河が該箇所を高さ 300m の垂直絶壁を作つて東より西へ流れて地勢険陥を極め、路線の大部分は隧道で、漸次勾配を下つてペルシャ湾の Benderschapur

図-67. 線路縦断面図



に達するのである。此の區間に於ける重要な停車場としては Ahwaz と Salehabad がある。Ahwaz の近くには Anglo Iran 製油會社の油田の中心地として有名な Abedan がある。同會社は 1936 年度に於て、Iran で 900 萬 t、總計 9000 萬 t の原油を產出してゐる。

(2) 北線の踏査：適當な地図がないために路線の選定には非常な苦心をした。先づ比較線として挙げられたものは次の如きものである。

1. Benderschah—Asterabad—Schahrud—Damghan—Semnan—Geschlagh—Teheran.
2. Benderschah—Sari—Tadjen—Semnan—Geschlagh—Teheran.
3. Benderschah—Schahi—Schahmirzad—Semnan—Geschlagh—Teheran.
4. Benderschah—Schahi—Gaduk—Firuzkuh—Geschlagh—Teheran.

これ等の内採用となつたのは最後の線であつて、之は最短線であるのみならず、他線では 2800 m 迄勾配を昇らねばならぬのに、此の線に依ると 2215 m 迄昇れば済むのであるから、之に決定したのは寧ろ自然の勢である。

之で大体路線の通過箇所が定まつたので、次に路線の踏査を行ふこととなり、最急勾配の取方により次の 3 線

形を比較することになった。

1. 20% 線—獨逸のシンデケート Julius Berger—Philipp Holzmann が企畫せるもの。(第 I 線)。
2. 30% 線一同上。(第 II 線)。
3. 28% 線—ペルシャ鐵道廳で瑞典の技師が企畫せるもの。(第 III 線)。

獨逸のシンデケートは航空寫真測量によつて地形圖を作製したのであるが、之に對し政府の技師は測距儀(Tachymeter)を使用し、之に依ればスタヂヤの如く複雑な計算を要しないため、頗る精確且つ迅速に地圖を作製した。即ち各班長並に技師 6 名を有する踏査隊 2 班を組織し、1932 年 2 月より踏査を開始、踏査帶の幅員は 100~300 m, 1 km に付き 300~500 の標點をなし、縮尺 1:2000 の地形圖を完成したのである。これに要した 1 km 当りの踏査費は 10 000 リヤルであつた。

(3) Talar 地方の地質学的検討：図-68 の地質圖に見る通り、Talar 地方は渓谷のよく發達した錯雜極まる箇所で、此の地方の地質学的構造は、大体に於て SW-NO 軸を基本とする單成褶曲山脈構造(ein einfacher und grosszügiger Faltenbau)である。只上部 Schamerzad 游谷にあって W-O 帶が發達してゐるが、前

図-68. Talar 游谷の地質圖

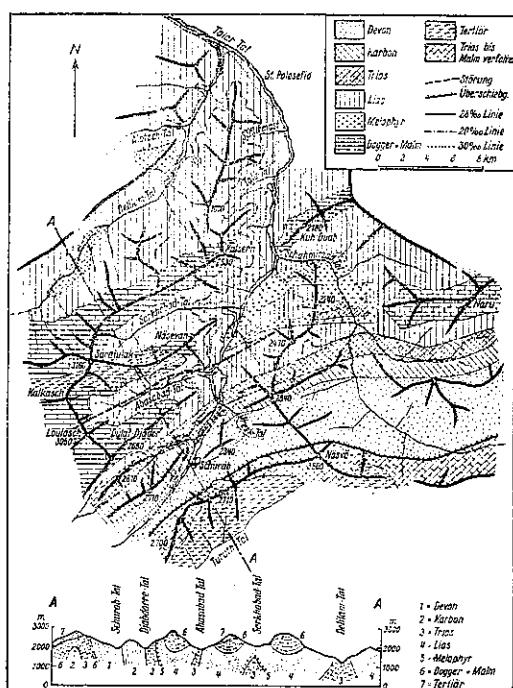


Abb. 3. Geologische Karte des oberen Talar-Tales.

記主構造の一分派に過ぎない。地層の構成は図-68に見る如く南部にデボン紀層がある。之は Galuk 峠より北東に延びた幅の広い帶で、砂岩とか暗緑色の粘板岩等より成つてゐる。此のデボン紀層の北西部に、北東の方に向延びた三疊紀の石灰岩層がある。此の層は厚さ 50~200 m、下部に於ては黒色を呈するが、上層部は明るい色を呈してゐる。

特徴としてよく成層してゐるが、基礎部分には無数の化石がある。此のものは本來 400~500 m の

深度を有する石炭紀石灰岩の一部なのであるが、赤色粘板岩、砂岩、石英岩及珪岩等の薄層により分離してゐるものなのである。但し 図-68 に於ては兩紀共同の符號で示してある。此の石灰岩層が Talar 溪谷を横断する所が即ち Dugal で、露出した岩石が屹立して急崖を形成してゐる。図-69 は Talar 溪谷より Dugal 斜面を望んだ寫真で、彼方に見える 3 線は横断鉄道を示し勿論同一の線である。

図-70 は Vresk 山峠に於ける三疊紀石灰岩の垂直絶壁を示す。後説図-73 に示す支間 66 m の



図-69. Dugal 斜面

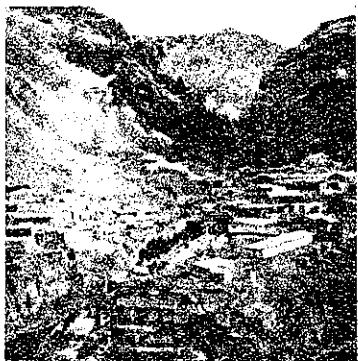


図-70. Dugal の絶壁

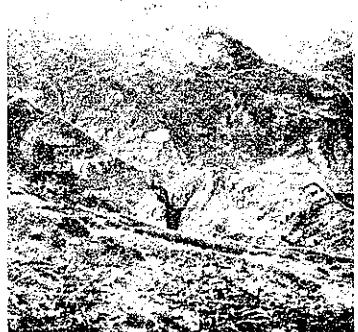


図-71. Djador 連峯

拱橋は此の Vresk 山峠に架せられたものである。

山脈の大部分はジュラ紀で、リヤス紀の粘土質砂岩層と、ドソガーチ及マルム紀の石灰岩層との 2 地層より成り立つてゐる。峨々たる山塊を構成する大部分は厚さ 400~500 m もある石灰岩で、リヤス紀砂岩の柔かい丸味のある形態と対比をなすので寧ろ白雲岩の感じを抱かせる。この砂岩の直接上

部には 50~100 m の厚さのある、よく成層した緑灰色の泥灰質石灰岩があり、その上に本來の山肌を構成してゐるマルム紀石灰岩があるのである。最初この地方は前期ジュラ紀か後期白亜紀なるかに就き調査がなされたのであるが、白亜石はこの地方には發見されなかつた。

一方第三紀層は到る處完全にジュラ紀の上に露出してゐる。又第四紀層が Vresk 山峠に見えてゐる。図-71 は Djador 連峯と Djabdarre 溪谷(左)及 Abasabad 溪谷(右)の終點を示し、図-72 は Abasabad 附近の景色で、なだらかな線はリヤス紀粘板岩で構成されてゐるためである。前方に見える線は 215 km 附近、後方に見える線は 213

図-72. Abasabad 附近



図-73. Vresk 山峠に於ける拱架

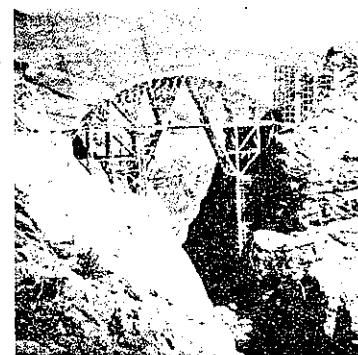


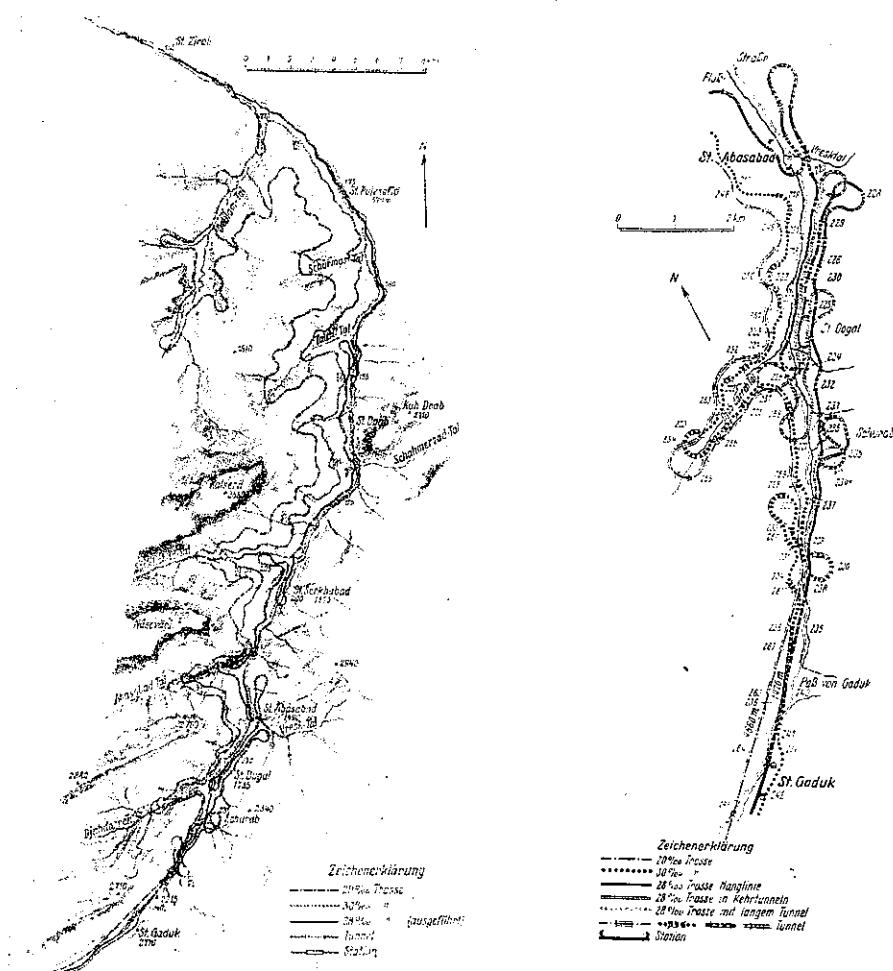
図-74. Sorkhabad 附近



表3. 地質上より見た3線の比較

等位	地質構成	左欄に對応する線路延長及總延長に對する %					
		第I線(260‰)		第II線(300‰)		第III線(280‰)	
		km	%	km	%	km	%
A 優	三疊紀石灰岩及暗色デボン紀石灰岩 (Schurab附近)	6.1	6	5.6	7	5.9	7
B 良	前白堊紀石灰岩及岩礁 石塊砾等の火成岩等 (Sorkhabad附近)	15.8	15	19.3	24	48.3	56
C 劣	リヤス紀粘板岩 デボン紀砂岩及粘板岩	84.2	79	57.1	69	26.0	30
D 級	黒色リヤス紀粘板岩で 火山岩地帯にあり、石 膏及含鹽層で飽和せる もの	--	--	--	--	6.2	7

図-75. Elburo 地方線路平面図



km 附近に當る。図-73, 74 も粘板岩地帯を示すものである。図-73 は Vresk 山峠に架せられる支間 66 m の拱橋の拱架で谷底よりの高さは 110 m もある。図-74 は Sorkhabad 附近の寫真である。

(4) 地質工学的に見た 3 線の優劣：前述した 20, 30, 28% の 3 線を地質工学的見地から比較すれば表-8 の如くである。3 線各々異なるのでこゝでは第 III 線の 160 km と 245 km との間を採つて比較してゐる。

上表から地質工学的には實際施工せられた線即ち第 III 線が最良であることが分る。

(5) 一般建設技術上から見た 3 線の比較：一般建設技術上より 3 線を比較するのであるが、これも亦場所により相違するので、こゝでは Gaduk 峠より北即ち図-75 に示された部分について比較する。図-75 は平面図であるが、渓谷の底面を基礎として 3 線の垂直線形を図示してみると図-78 の様になる。此の 3 線の線路状況は夫々表-9, 10, 11 の通りである。

図-76 は 185 km 附近にて Talar 游谷を横断する箇所を示し、図-77 は 200 km Sorkhabad 附近的線路狀

図-76. Talar 游谷横断ヶ所



図-77. Sorkhabad 附近的線路状態

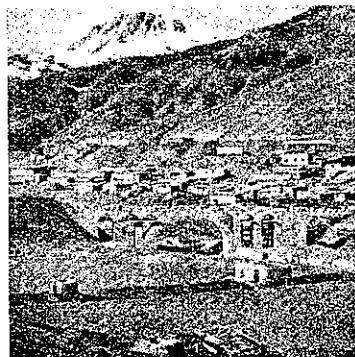


図-78. 游谷底面に関する 3 線の比較

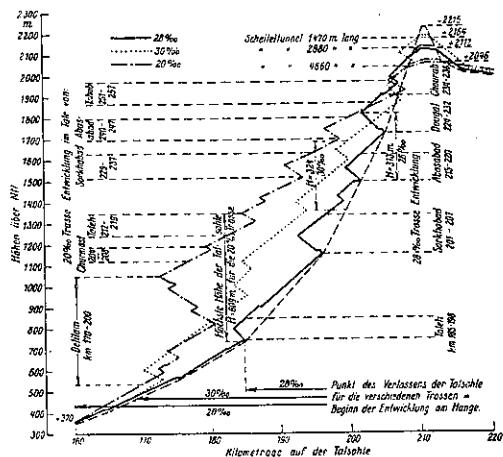


Abb. 13 Schematische Darstellung der Lage der drei Trassen in bezug auf die Talsohle.

表-9. 第 I 線の線路状況

場 所	延 長		昇 程		副 溪 谷		主 溪 谷		$H_t - H_t'$
	人工	自然	km	m	標	標	高	標	
Delilamtal	—	30.3	467	1645	528	517			
Schurmannstal	—	4.0	39	1180	644	545			
Talital	—	0.2	94	1849	740	609			
Sorkhabad-Tal	—	7.3	75	1620	1130	490			
Abasabad-Tal	—	6.8	80	1804	1394	410			
Djabdarrüttal	—	6.1	85	1964	1690	275			

表-10. 第 II 線の線路状況

場 所	延 長		昇 程		副 溪 谷		主 溪 谷		$H_t - H_t'$
	人工	自然	km	m	標	標	高	標	
Delilamtal	—	3.6	81	602	497	105			
Schurmannstal	—	1.3	20	822	628	194			
Talital	—	3.8	73	1001	724	277			
Sorkhabad-Tal	—	4.8	72	1432	1115	317			
Abasabad-Tal	—	4.7	80	1684	1360	324			
Djabdarrüttal	—	4.9	112	1930	1690	249			
山頂隧道(北線)	4.4	—	109	—	—	—	—	—	191

表-11. 第 III 線の線路状況

場 所	延 長		界 程	谷底よりの高さ
	人工	自然		
Dusab	3.9	—	94	102
Sorkhabad	6.6	—	154	170
Abasabad-Tal	—	2.2	56	116
Abasabad	4.8	—	121	238
Dugal	7.1	—	186	313
Schurab	2.9	—	63	188

態、図-79 は 180 km 附近の所謂 溪谷線を示す。

さて之等を比較するのであるが、図-80を参照せられ度い。之は第III線の任意の一區間を取り、之と同じ軒数の第II線の相當區間の線路縦断面図の比較である。即ち第III線は渓谷線(Tallinie)で第II線は急坂線(Hanglinie)であつて、今工費を比較して見ると線路 1 km に付、

溪谷線(停車
場費，軌道
費免除。)

急坂線(隧道扱を含む) 5660000 ヶ
であつて渓谷線即ち第III線の方が遙かに廉価で済み、

図-81. 急坂線縦断面図

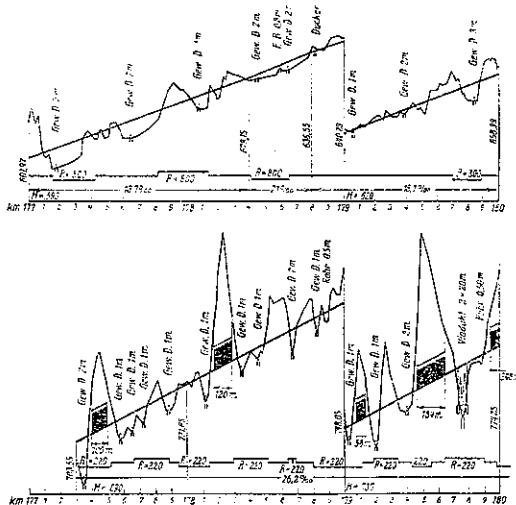


圖-79. 溪谷線



图-80.

渓谷線と急坂線との直線形の比較



その割合約 1/7
に過ぎない。又
渓谷線の特徴と
しては、線路が
渓谷に沿ひて走
るために谷底よ
りあまり昇らな
くて済み、從つ
て積載荷重 10
ton のトラック
の通り得る國道
を利用して或る
程度迄材料を運
搬することが出
来るため、運搬
道としては 5
ton 車の通り得
る道路 22.7 km
及材料運搬索道
1.4 km を設備
すれば充分であ
つた。然るに一方
第 I 線及第 II

線にあつては急坂を通過して高所を通るため材料運搬道は必然的に長くなる。例へば第Ⅰ線の如きは運搬道76km、索道3.7kmを必要とし、恐らくは尙それでも充分な效果を收め得ない状態にある。この事は工費の上に重大な影響を及ぼすばかりでなく、線路を回繞して運搬道や索道を築造するのに既半歳を必要とし、工期の上にも甚大な影響を與へることになるのである。

図-81 は 207 km 附近の急坂線を示し、図-82 は 230 km 附近の光景で、工事最も困難を極めた箇所である。図-83 は 220-231 km の Dugal 急坂を示す。山腹に見える 3 線が迂回してゐる線路である。

(6) 工費の比較：工費の比較を示すと表-12の如くである。

表-12 の中第 I 線及第 II 線の工賃見積は今から 7 年前に作製せられたものであつて、世界市場の変遷と共に現在のものとは大分異なり、従つて厳密には工賃の比較が出来ないのである。第 I 線及第 II 線の工賃算出に當つては、10 リヤルを 1 ドルとしてゐる。この關係は 1933 年には爲替相場の下落のため 28.7 リヤルが 1 ドルとなつた。現在公式相場は 16.4 リヤルが 1 ドルで

図-82. 最も工事困難なる所

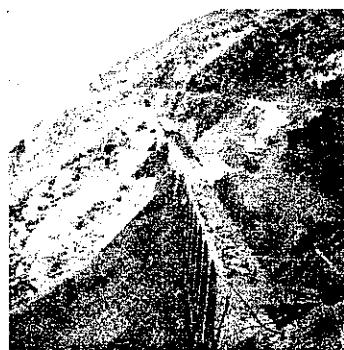


圖-83. Dugal 急坂線



表-12. 工事の比較

工事種別	計 算						施工線 S=20‰	
	I 20‰線		II 30‰線		III 28‰線			
	数	工費	数量	工費	数量	工費		
1. 一般線形								
最小半径	m		m		250m		250m	
最大半径	300		220		220m		220m	
山頂隧道(延長)	m		m		m		m	
4660			1 470		2 880		2 880	
線路延長(總計)	km		km		km		km	
106.09			82.00		86.10		86.58	
内隧道部分	km		km		km		km	
39.19			18.76		16.69		18.13	
同 百分率	%		%		%		%	
	36.5		22.6		19.3		22.1	
2. 土工並に隧道								
土工数量(總計)	m ²	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
3 474 000	48 821 220		4 006 000	55 557 500	3 058 400	50 386 000	3 054 000	
同 1km 當数量	m ²	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
(隧道を除く)	51 900	729 001	63 500	880 000	44 000	725 000	45 300	
隧道工(總計)	ケ	リヤル	ケ	リヤル	ケ	リヤル	ケ	
129	227 313 500		76	105 978 000	50	159 925 700	69	
同 全長 1km に付	m	リヤル	m	リヤル	m	リヤル	m	
	368	2 140 000	228	1 286 000	193	1 850 000	221	
3. 掘壁及補強工事								
練習掘壁(總計)	m ²		m ³		m ³		m ³	
48 100			64 000		108 150		227 000	
同 1km 當数量	m ²		m ³		m ³		m ³	
(隧道を除く)	720		1 010		1 560		3 370	
空積掘壁(總計)	—		—		56 900		4 500	
同 1km 當数量	—		—		m ³		m ³	
(隧道を除く)	—		—		820		67	
捨石並に張石工(總計)	—		—		m ³		m ³	
同 1km 當数量	—		—		37 800		40 630	
(隧道を除く)	—		—		m ³		m ³	
以上 工費合計	リヤル	11 281 300	リヤル	16 421 050	リヤル	34 911 130	リヤル	
同 1km 當(隧道を除く)	リヤル	108 500	リヤル	260 000	リヤル	502 500	リヤル	
4. 溝渠及支間 10m 未満の橋梁								
支間延長(總計)	m		m		m		m	
632			370		613		621	
同上 1km 當(隧道を除く)	m		m		m		m	
9.5			5.9		8.8		9.2	
抽換壁数量(總計)	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
185 840	45 202 000	98 580	26 518 500	67 280	16 584 960	81 450	19 123 000	
同上 1km 當(隧道を除く)	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
2 780	676 000	1 560	419 000	969	238 400	1 210	281 000	
5. 支間 10m 以上の橋梁及斜橋								
支間延長(總計)	m		m		m		m	
630			550		1 048		1 880	
同上 1km 當(隧道を除く)	m		m		m		m	
10.3			8.7		15.1		20.5	
抽換壁数量(總計)	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
47 080	14 831 300	18 500	8 445 000	49 610	21 554 190	64 660	20 238 570	
同上 1km 當(隧道を除く)	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	リヤル	m ³	
705	214 500	298	133 500	712	310 000	960	434 000	
線路延長 1km 當支間延長 (Σ4+5.)	m		m		m		m	
19.8			14.6		23.9		29.7	
6. 軌道及バースト								
工費合計及軌條總重量	t	リヤル	t	リヤル	t	リヤル	t	
9 494	15 522 400	7 350	11 985 600	8 141	23 995 800	9 000	25 985 000	
同上 1km 當	t	リヤル	t	リヤル	t	リヤル	t	
	89.5	146 000	89.5	146 000	94.5	275 000	108.9	300 000
7. 停車場								
數及工費	ヶ	リヤル	ヶ	リヤル	ヶ	リヤル	ヶ	
	2 515 000		2 347 500		7 405 100		5 904 800	
同上 1km 當	ヶ		ヶ		ヶ		ヶ	

8. 総工費(××)	リヤル	リヤル	リヤル	リヤル	リヤル
総工費(工事監督費をも含む)	413 570 000	263 126 400	330 172 730	370 549 260	370 549 260
同上 1km 当	3 900 000	3 204 000	3 820 000	4 280 000	4 280 000

註: ×) 施工線に於ける工費は 11.8% の價額減少を考慮す。

××) 第 I 次より第 7 次に至るものは工事監督費を含ます。

ある。

工事に必要な外國為替は總額の 40% に達してゐる。外國品の主なものは工事材料、特にセメント(セメントは一部 1934 年以來製造してゐる國產品を使用してゐるが大部分は露國より來てゐる)、足場材料、鋼材、軌道材料、機關車工場用品、油槽、諸器具機械等で、その外々國人の特殊技能者、技師等の人工費、工事監督費すべて外國為替を必要としたのである。

内地労働者の賃銀も 7 年間の中に大分変遷を見せてゐる。

Benderschah-Schahi 間工事の時は 1 日 3.5~4 リヤルであつたのが、1932 年には 4.5~5 リヤルとなり、北線工事の絶頂期には 6.5~7 リヤルに高騰した。以上の様な譯で實際に工費の比較が出来るのは、第 III 線

の設計見積額と實際の工事額との間だけである。但しここに注意すべきは施工線の工費算出は價額明細表に據つたものであるに反し、設計見積は總額を表示するだけである。今比較區間に於て總額 420 262 160 リヤルに對して 49 712 900 リヤルの價額減少を考慮すると 370 549 260 リヤルとなり 11.8% の減少となる。表-12 最右欄参照。

所がこの 370 549 260 リヤルを第 III 線の豫算見積額 330 172 730 リヤルと比較すると 27.2% 増加を見せてゐる。この増加の理由は大部分工費の高騰にもよるが、又擁壁型式を強化したためである。尙詳細の點に就き第 III 線と施工線との差異を述べると次の如くである。

隧道延長

15% 增加、同工費 26% 增加

表-13. 3 線の下部構造費比較

280/00 施工線を基準とする 1km 当工費	第 I 線 200/00			第 II 線 300/00			第 III 線 280/00		
	延長	工費	km	延長	工費	km	延長	工費	km
渓谷線	844 600	—	km	8.66	7 314 230	23.85	19 982 300	—	—
急坂線	3 528 000	66.90	230 028 200	54.58	192 558 200	43.60	153 580 400	—	—
隧道	10 686 000	39.19	418 764 300	18.76	200 469 400	19.13	204 419 200	—	—
總計	106.09	654 807 500	—	82.00	400 341 830	86.56	378 241 400	—	—

表-14. 一般線形

半径 R	補助勾配 S-%	第 I 線 200/00				第 II 線 300/00				第 III 線 280/00			
		km 160+340~266+d00				km 160+340~241+700				km 160+d00~243+d00			
		L	%	H = $\frac{650}{R-50}$ L	L	%	H = $\frac{650}{R-50}$ L	L	%	H = $\frac{650}{R-50}$ L	m		
220	3.82	—	—	—	33.770	43.2	129.0	10.723	12.4	41.0			
250	3.25	—	—	—	—	—	—	15.773	18.2	51.3			
280	2.93	—	—	—	—	—	—	1.075	1.2	3.0			
300	2.00	61.770	48.8	134.6	5.228	6.4	18.6	8.063	9.3	21.0			
350	2.16	2.071	1.9	4.5	—	—	—	0.646	0.7	1.4			
400	1.86	4.858	4.1	8.1	4.555	5.5	8.5	2.929	3.4	5.4			
500	1.42	4.266	4.0	6.0	—	—	—	2.044	2.4	2.0			
600	1.20	4.243	4.0	5.1	4.407	5.4	5.3	0.659	0.8	0.8			
800	0.87	0.924	0.9	0.8	—	—	—	0.993	1.2	0.9			
1000	0.68	2.015	2.0	1.4	0.276	0.3	0.2	1.297	1.5	0.9			
直線	—	36.459	34.3	—	38.764	41.2	—	42.376	48.9	—			
總計	—	106.100	100.0	160.5	82.000	100.0	156.6	86.580	100.0	128.6			

10m以上の橋梁支間延長24%増加、同工費44%増加
擁壁及線路補強工 40%増加、同工費80%増加
第I及第II線の比較は前表を参照せられたい。

しかし上表は前述の如く設計の際の工費見積を示したものであつて、數量の比較は出来るけれども、工費の比較は出来ない。そこで實際施工せられた28%線の工費を基準にして3線を比較して見る必要がある。今停車場、軌條、枕木費を除き3線の下部構造費(バラスト道床を含む)を比較して見ると表-13の如くである。

表-13によると第III線は線路延長が比較的長いにも拘らず、工費は最小なることが分る。

(7) 經常費の比較 經常費の比較をなすに當り、今比較區間に於ける一般線形(Richtungsverhältnis)を表示すれば表-14の如くである。

28%線では最小半径 $R=220\text{m}$ は馬蹄形曲線部に於てのみ使用し、他は $R=250\text{m}$ を最小としてゐる。30%線では全區間を通じ $R=220\text{m}$ の最小半径を使用してゐる。表-14中Hとあるのは曲線抵抗による高程總損失を示すものである。今

$$S(\%) = \frac{\text{高程損失 (m)}}{\text{線路延長 (km)}}$$

なご係数を作れば1km當りの高程損失に相當する換算勾配を得る。即ち

第I線 $S_b = 1.51\%$

第II線 $S_b = 1.91\%$

第III線 $S_b = 1.49\%$

となり、第III線が最も少くて第一位である。最小半径の方からは第III線($R_{\min} = 250\text{m}$ 及 220m)の方が第I線($R_{\min} = 300\text{m}$)より小であるにも拘らず、一般線形の良好であるのは一寸奇異の感に打たれるが、之は第III線が殆どその線路の大部分を渓谷に沿ひて有してゐる結果に外ならないのであって、表-15を見れば上の關係は釋然たるものがあらう。

表-15.

	渓 谷 線	急 択 線
第I線	—	$\frac{160.5}{100.100} = 1.51\%$
第II線	$\frac{7.2}{8.900} = 0.82\%$	$\frac{149.4}{73.34} = 2.04\%$
第III線	$\frac{23.6}{23.850} = 0.99\%$	$\frac{105.0}{62.730} = 1.67\%$

以上より一般線形の上からは第III線が最も優秀である事が分る。次に經常費の比較をして見る。列車運転區間はBenderschah-Benderschapur間であつて、

上下列車を各4本宛とする。内1本宛は郵便及旅客用で他3本宛は貨物列車である。モーターカーの運転は勘定に入れない。經常費に次の2項に分けて算出する。

- a) 燃料及水消費量、機關車及車輛の給油費、機關車修繕費、及機關手、車掌等の人工費即ち所謂運転費
- b) 線路維持費

a)に就て：

現在28%線に常用してゐる機關車には2型式がある。1つはBenderschah-Polesefid及Firuzkuh-Teheran間に運転されるもので、その性能は次の如くである。

型式 1-4-1

製造所 Fabrik Nydquist & Holm, Trollhättan
(瑞典)

全蒸發傳熱面積	162m ²
軸重	15t
機關車粘着重量	60t
機關車整備重量(テンダー共)	138t
動輪直徑	1350mm
燃料	原油

Polesefid-Firuzkuh間に山岳線にはGarai機関車を用ひる。その性能は次の如くである。

型式 2-4-1 + 1-4-2

製造所 Bayer-Peacock-Werke, Manchester
(英國)

全蒸發傳熱面積	303.5m ²
軸重	15t
機關車粘着重量	120t
機關車整備重量(テンダー共)	204t
動輪直徑	1350mm
燃料	原油又は石炭

尙この區間に獨逸のFerrostahl-Konzern製造にかかる軸重18tの型式1-5-0なる機関車も使用されることになつてゐる。

今牽引重量を400tとすると、機関車の全能力を發揮して、160-170km間(Polesefid停車場、こゝまでは15%)を速度32km/hrにて28分を要し、こゝで機関車をかけかへる時間約10分、次に強力な山岳用機関車が182km迄21%の上り勾配を35km/hrの速度で12分、次いで28%の勾配にかけて最高所に達するのに27km/hrで昇り、計132分を要する。この中途で

給水に 15 分を必要としてゐる。240km(山頂隧道の最高點)より 245.6km迄は列車は速度 30km/h、所要時間 11 分にて渓谷を下る。結局全區間を通じ走行時間 183 分、停車時間 25 分、合計 208 分を要するのである。

燃料消費量はこの間原油 5.67t、水消費量は 51m³である。原油 1t を 500 リヤル、水 1m³を 2.2 リヤルとすれば油水消費量は一回の運転に付 2948 リヤルとなる。給油費は燃料消費量の 15% とし、機関手その他の賃銀は工場に於ける修繕費をも入れて、列車料當 6.5 リヤルと査定する。以上合計すると 3936 リヤルとなる。車掌その他の賃銀は 1 時間 22 リヤルとし、所要時間 208 分より 76 リヤルといふ數値が出てくる。かゝる計算によつて 3 線を比較すると表-16 の如くである。

表-16.

	第 III 線 28(%)	第 II 線 30(%)	第 I 線 20(%)
純運転費	リヤル 8 936	リヤル 4 262	リヤル 3 747
車掌給仕等の人工費	76	98	101
小計	4 012	4 340	3 848
年間運転費(1 日四往復とし て 4×305)	6 857 500	6 336 400	5 618 100
運転 1 回に要する時間	208 分	214 分	275 分

即ち第 III 線は運転費に於ては第 I 線より多いけれども、時間の上に於ては遙かに優つてゐる。

b) に就て：

施工された第 III 線の比較區間 86.6km に付き線路維持費を算出して見ると表-17 の如くである。

表-17.

	リヤル	工費に對する百分率
道床維持費(工費数 3 人/ha)	579 000	—
隧道維持費	800 000	0.45
橋梁、擁壁維持費	490 000	0.52
停車場維持費	80 000	1.49
バラスト	181 000	5.40
軌道改良	928 000	4.10
水刷工、滑止工、排水工	760 000	1.30
総 計	3 758 000	—

この線路維持費は 3 線共略同じであるから、結局線路延長の長いもの程維持費が嵩むことになる。第 I 線、第 II 線を同様にして算出すると

第 I 線(106.6km) 4 626 000 リヤル

第 II 線(82km) 3 559 000 リヤル

となる。故に a) と b) とを合計すれば第 III 線は

第 II 線に對し $480\,000 - 199\,000 = 281\,000$ リヤル
第 I 線に對し $200\,000 + 868\,000 = 1\,068\,000$ リヤル
だけ費用を節減出来る譯である。

(8) 山頂隧道の問題 第 III 線と同様に 28% の線ではあるが、Schurab 附近で路線を一寸変更してその代り山頂隧道を長くしやうとする案があつた。図-75 の點線で示されたのがさうである。しかし比較研究の結果、施工線の方が工費が低廉であることが分つた。

以上各項目に分つて説述して來たが、之を要するに今回完成を見んとする第 III 線は、一般線形、建設費、運転費、及維持費等あらゆる方面から觀察して最も良好な條件を具備した路線なのであって、鉄道技術上何等非難すべき所がないのである。やがて同線全通の暁は、その輝かしい成果を誇ると共に、イランを横断する大動脈として一大光彩を放つに到るであらう。

(81) Chicago, Clearing 操車場の カーリターダー

("Car Retarders at Clearing Yard in Chicago,")
(Railway Signaling, August 1938, p. 456~463)
櫻井 豊三 抄

Chicago の Belt 鉄道は運転方式の変更と共に Illinois 州 Clearing 操車場の改良工事を施工し、配線並に勾配の変更後カーリターダーの新設を行つた。本操車場は東部及西部に分たれ、この内東部方面の改修は 1937 年 7 月に着手、翌年 1 月 19 日使用開始、西部操車線はその後工事を開始し、同年 9 月完成の豫定である。

(1) 操車場概説 本操車場は Chicago に集散する各鉄道間の貨物連絡駅にして、最繁忙期間にはその取扱車数は 6 000 輛に達する状態である。在來の配線は同一のハンプを使用する 2 つの略々同一形狀の仕譯線群より成つてゐる。今説明のため東部仕譯線のみに就て述べると、各 70 輛の有效長を持つ 12 本の到着線は 4 本の連絡線を経て、ハンプの 2 本の押上線に続き、車輛はこの押上線より交叉互りを経てハンプに到り、こゝから散転が開始される。仕譯線は合計 54 本にして 45 輛の有效長を有し、總計 2 430 輛の操車能力を持ち、更に修繕線として 3 本の線路が用意されてゐる。仕譯線の終端は V 型に萎められ、2 本の連絡線を経て、12 本の出發線に導かれてゐる。以上が在來線の概要である。

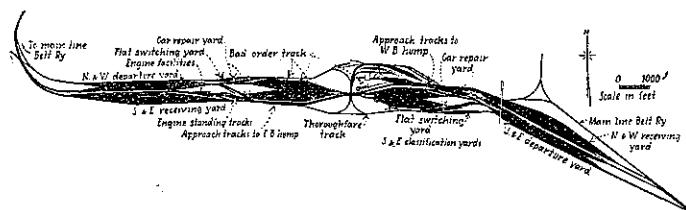
(2) 仕譯線及勾配変更 然るに最近數年間に於ける連結軸數は到着線の有效長(70 輛)を超過し、その結果転轍器の転換並に到着列車相互の支障の爲、押上線に到

る時間が從来に比し、相當増大した。依つて研究の結果、上述の 4 本の到着線の有效長を 100 嘴にすれば充分であることが認められたので、到着線からハンプに到る 4 線は各々 110 嘴を收容し得る如く有效長を延伸し、更に入換機関車の通路として 5 番線を敷設した。この結果車輛の操車場通過時間は平均約 25 分減少することが出來た。

在來の配線に於ては冷蔵車は出發線から冷蔵車専用ホームに分岐され、こゝで相當の平面入換とそれに依る遅延を生じてゐたので、新配線に於ては兩側で同時に 30 輛を冷房する能力を有する 1,800 嘴の冷蔵車用ホームを西方約 1 哩の個所に移転し、これが作業の迅速を期した。この結果冷蔵車に對し少くとも 30 分の經濟を齎す事が出來た。

一方又時勢の進行と共に在來の如き 54 種の操車作業は不要となり、少數の仕譯に對し、大なる有效長を必要とする様になつたので、今回の改良工事では仕譯線を 44 線とし、有效長を夫々延長した。而して從來の抑線を改良してリターダーの數を可及的少數ならしむると共に、車輛の散転を迅速ならしむる爲、図-84 に示す如き 7 つの線群に分け、且つ有效長を大にして、車輛の転落間隔を小ならしむべく、最初の 3 つの転轍器は一個所に集中せしめた。

図-84. 線 群



リターダーは各転轍線に對し、2 個ずつ設けられ、全仕譯線 44 線に對して總計 11 個が設備された。リターダーの長さは圧縮空氣筒の數に依るものであつて、東部操車線にては合計 $1760\frac{1}{3}$ 嘴、西部にては $1548\frac{1}{3}$ 嘴である。各リターダーは 6 嘴 3 時おきに置かれた圧縮空氣筒より成り、この氣筒には制動桿及制動弁が附屬してあり、供給する空気は電空制御弁に依つて 25, 50, 75 及 100 ポンドの 4 段に制御される如くなつてゐる。尙転轍器の途中転換を防止する爲、転轍器の前後夫々 25 及 26 嘴 6 時の間は單軌式軌道回路が設けられてゐる。

在來線のハンプ勾配は 328 嘴の間は 4%，次に転轍器及び轍叉を含む勾配 0.9% の區間に統し、操車線の大部

分の勾配は 0.4% であった。今回の改良に際しては他の操車場に於ける實績を參照し、更に東部操車線完成後は、この部分に就て精密なタイム スタディーを行ひ、この結果を考慮に入れて西部操車線施工の際に一部の勾配変更を行つた。本改良に於てはハンプクリストは 3 嘴低下し、勾配は最初の 154 嘴の間は 3.89%，交叉互りを含む 241 嘴の區間は 1.5% とし、リターダーを含む第 2 次転轍線に對しては 3.23% の勾配が採用された。これ等転轍線群の勾配は各進路の延長及曲線半径に依つて夫々異なつた値を有してゐる。更にハンプ抑上線には曲線抵抗並に軌條摩耗を防止する目的で車輪突線塗油器が設けられた。尙散転車輛の速度は 4 m/hr を保つ如く設計され、仕譯線の勾配は 0.22% である。

新配線に依る線路延長は約 76,500 嘴にして、92 個の転轍器を有してゐるが、仕譯線の咽喉部であるハンプから各仕譯線の車輛接觸限界までの區間及仕譯線の出口には 100 ポンド軌條及固定式マンガン鋼 9 番轍叉を使用した。且つ枕木はすべて施薬材にして、座鉄を使用し、尙勾進を防止する爲、1 軌條に付き 4 個のアンチクリーパーを敷設した。

仕譯線の有效長が延伸され、且つ引上線の配線が適當であれば大部分の列車は出發線を要せずして、直接仕譯線から出發し得る譯である。この理由に基づいて本改

良に於ては V 型の抑線を除去し、仕譯線の有效長を大ならしめ、且つ列車がこれ等諸線群より同時に出發し得る如く線群を 6 つに區分し、これを各々 1 つ宛引上線に連絡した。尙仕譯線の出發側の分歧器は Pettibone-Mulliken 會社の安全型と云はれるものにして、列車は扳所の挺子を転換することなしに、背向運転をなし得る構造を有してゐる。

上述の如き配線変更及仕譯線を直接出發線として使用することに依り、車輛停留時間を 1 時間乃至 1 時間 15 分短縮することが出來た。

(3) カー リターダー 据付工事 東部操車線のリターダー組立は夫々現場に於て行ひ、各 1 組宛の氣筒は工場で杆の上に組立てられ、夫々所定の位置に運搬された。組立てに際しては、枕木の両端に 2 つの氣筒を取り付け、更にこれ等の枕木に適當な間隔を與へ、且つリターダー底部の突線ボルトの廻転を防ぐため、2 つの角鋼を枕木底に直角に置く。枕木は角鋼並にボルトの取付けの爲、普通軌條部分よりも昂上し、リターダーは夫々所定の位置に設置して、ボルトで止める。斯くて附屬品の

取付け、並に床板のみを備へた中間枕木の準備が完了せる後、枕木に取付けられたリターダーをジャッキで勾配線上に昂上し、絲を張つて直線上に配列して厚さ 12 時の道床の上で搗き固めた。しかし、この施工法は全体のリターダーに對し、3 日の日數を要し、作業が緩漫なるのみならず、非常に厄介な昂上作業が必要である。故に西部仕譯線の施工に際しては以下述べる如き別の方法を採用した。

即ち、野外に於て適當に削り、且つ穿孔した枕木を角鋼及ボルトを容易に挿入し得るだけの高さのある臺上に設置し、しかる後クレーンを用ひて氣筒を枕木の兩側に取附け、何等枕木を昂上すること無しにボルトを緊締する。この枕木を所定の位置に設置する際はデリッククレーンを用ひて、中間枕木と同時に運搬車に積込む。これを所定の位置の隣接線路まで運び、この場所でデリックに依り取卸並に据付作業を行ふ。尙リターダーの位置の整正には転鏡儀を用ひたが前述の絲張り法に比し成績良好であった。斯くして、リターダーの据付けが完了せる後、リターダーの間を通して軌條を床板上に敷設し、夫々の場所にボルトし、最後に側動行及附屬部分を取付ける。本工法に依つて 42 個の氣筒を有するリターダーを僅々 3 時間で敷設することが出來た。

(4) 操車作業及保安設備 改良の結果、転轍器は直流水電氣転轍器に改められ、リターダーと共に A, B, E 3 枚所内に設けられた卓上挺子に依つて制御される。これ等の扱所は 3 階建にして軌條面上 21 呎の高さにある。3 階には制御器類、擴聲器、テレタイプ受信器及洗面所、2 階には繼電器及蓄電池等が置かれてゐる。構内照明装置は Pyle-National Co. に依り設備され、一般の構内照明用としては、透明レンズを有する 1 000 watt の電球を使用し、リターダー部分の局部照明には擴散レンズを有する 750 watt の電球が用ひられた。主要な照明設備は E 扱所附近の 10 個、仕譯線部分の 9 個及びその下端の 7 個であつて、この結果、ハンプ附近の照度は 1 平方呎に付き 0.184 lumen にして新聞を読むに充分である。

4 本の到着線への列車到着及これよりハンプへの押上機関車の運転は色灯式信號機に依つて誘導されるが、尙暴風雨の際には信號機の代りに警笛が用ひられる。而してこれ等の信號機は新しい試みとして半自動信號機が使用されてゐる。ハンプ附近の車輛の運転に關しての一切の事項はハンプ主任が詰所にある挺子に依つて信號機を制御して行ふ。而して信號機の黄色現示は標準ハンプ速度(3 m/hr)を示し、赤色は停止を意味するのである。

ハシブの西方 450 呎の B 點には、4 本の到着線の各々に對して小型の信號機が設けられており、更に B の西方 850 呎の C 點には線路の右側のプラケットに設けられた 1 組の信號機が建植されてゐる。又 5 番線には C の西方 250 呎の個所に別に D なる信號機が設けられてゐるが、これは D なる位置が冷蔵ホームが 5 番線から C 點への見透しを支障する爲に、特に設けられたものである。尙 C の西方 2365 呎の E 點にも別な 1 組の信號機が設置されてゐる（図-85 參照）。

E 扱所の扱者は 5 本の到着線より 2 本の押上線に到る転轍器の転換並に A 點のハンプ信號機の取扱をなす。到着線から押上線への進路が開通し、E 扱所の扱者が取扱を完了すると、ハンプ主任は信號挺子を右に転換して E 扱所關係以外の進路上の信號機及 A なるハンプ信號機に綠色を現示せしめ、押上機關車に直ちに約 6 m/hr の速度にて車輛を押上ぐべき事を指示する。斯くして先端の車輛がハンプに接近すると、主任は挺子を中央の位置に返して、信號機に橙黃色を現示せしめ、標準速度 3 m hr に減ずべきことを命ずる。又場合に依つて、ハンプ運転を中止する必要がある際には、E 扱所の扱者又はハンプ主任が挺子を左に転換して停止信號を現示する。

もしも到着線からハングへの進路が開通されない場合には、挺子の転換は行はれず、この條件の下に於ては、到着線に引き入れる列車は機関車が X 點の軌道回路 No. 1 に入るまでは進行を指示する緑色現示が與へられる。回路 No. 1 に入つて後は、B より E に到る信

図-85. 平面図



號機は橙黄色(注意)現示に変化し、更に機關車が Y 點の軌道回路 No. 2 に入ると、この信號機は赤色を現示する。斯くて列車は B 點で停止し、機關車は開放され、手信號に依つて交叉亘りを通り、2 番線の方に移動して行くのである。

(5) 新設備に依る操車能力 本操車場の取扱貨物量は最近やゝ減少を示し、4 月は 77 362 輛、5 月は 77 485 輹といふ狀態であつたが、貨物量が正常狀態の場合を考へて、日々 6 000 輹の能力を有する如く設計された。更に運転方式を J 部変更する場合は、10 000 輹の取扱も可能である。一般に取扱車數の 40% は空車にして、残りの 60% が盈車である。ハンプ運転の時間は 1 時間平均 40 分であり、ハンプ上にて約 3 m/hr の速度が保たれるから、1 200 輹が約 8 時間で仕譯を完了することになる。更に列車間隔を 2~3 分程度にとゞめる如く抑上機關車を有效に用ひるときは、1 時間に 150~200 輹の操車が可能である。

(82) 機關車内信號反応装置

“La répétition des signaux sur les locomotives à l'aide du crocodile contrôlé.” Le Génie Civil. 17. Déc. 1938. p. 519~521.
立花文勝抄

譯者註 機關車内信號反応装置といふのは自動列車制御装置の 1 種で、常置信號機の信號現示がある方法によつて運転中の機關車に導き、之を色燈、燈列又は電鈴等を以て機關手に通告せしめる装置である。英國に於て古くから霧信號として研究されたものであるが、現在は米國にあつて廣く用ひられてゐる。獨逸、佛國及本邦にあつては未だ試験の域を脱してゐない。米國に於ける機關車内信號装置は一定の断続數を有するコード電流による連続制御式であるが、こゝに抄譯するものは斯かる高級なものでなく、ランプ型を改良工夫したものである。ランプ型 (英 contact making ramp, 独 Krokodilkontakt, 佛 crocodile) といふのは軌條と軌條の中央又は軌條の側面に長さ 10~30 m のバーを置き、このバーを機關車に取付けたシューが圧觸すると共にサークットが形成されてキヤブ シグナルにある現示を與へるといふ簡単な原理に基づいてゐる。本邦に於てもランプ型を十日町線で試験し、コード電流による連続制御式を逢坂山隧道で試験したがまだ實用には到らない。切取又は曲線等にて信號機の見透し困難なる場所、或は濃霧、風雪等に脅かされる地方に於ては機關車内信號装置は常置信號機の補助として非常に效果的で

あり、且つ列車の高速運転に伴ふ自動列車制御装置と共に、將來發達改良を期待される所が多いものとされてゐる。

ランプ型の缺陷 (図-86) 機關車内に信號を反復現示せしむる裝置は、佛國では一般に crocodile (ランプ) なる名稱の下に知られてゐるが、經驗によるとこれは色々の缺陷を持つてゐる。

この缺陷は主として冬季に多いのであるが、機關車内信號裝置が真價を發揮しなければならないのは却つて冬季なのであるから、各鉄道共競意之が匡正に努力してゐる。元來ランプ型は定位がオープンで、車輛が通過する時に於てのみ電流が發生して全裝置を動作せしむるものであつて、從つて冬季に於けるランプ型の故障も次の諸原因に基づくものと思惟される。

- イ) 回路の故障例へば線條の切断、電池の消耗のため裝置が動作しない
- ロ) 霜柱及冰花がコンタクトバー (ランプ) に凝結するため相當注意をしてみても軌道裝置と車上裝置の間に回路が形成されない
- ハ) ランプがシューの摩擦により減磨されるため、磨耗狀態を常に監視する必要があるが、之は非常に面倒で如何に嚴密に検査しても偶々シューが接觸しないことがある

斯かる諸缺陷を可及的に取除かんがため、Société Parisienne-Métrum に於て次の如き制御裝置のついた改良ランプ型機關車内信號反応裝置が考案された。この裝置は目下 Alsace 及 Lorraine 線に於て試験中である。

改良ランプ型 (crocodile controlé) 従來のランプ型裝置を效果あらしめんがためには、第 1 に機械的接觸を避ける事、第 2 に氣象上の影響に對し無反応なる事を要する。Société Parisienne-Métrum の裝置はこの原則に基づいたもので主要部分は図-87 に示されてゐる。即ちランプのすぐ近くに簡単な永久磁石で出来たインダクター (un appareil inducteur) V を設置し、之に對応して車上裝置に電磁石より成る受電器 ER を設けたものである。永久磁石を用ひた理由は電磁石よ

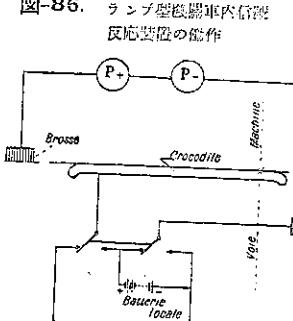
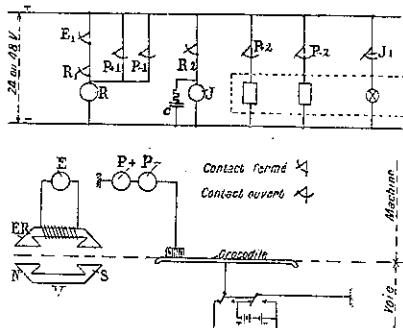
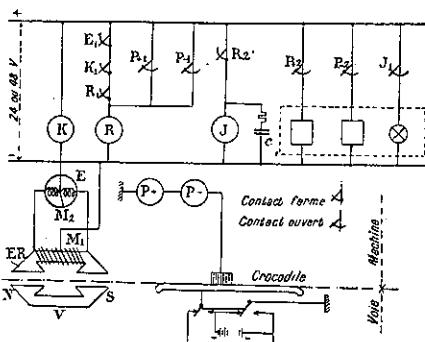


図-87. 改良ランプ型機関車内信号
反応装置の動作 (2 位現示)



りも動作が確實で、磁性が多年失はれない爲度々検査を行はずともよいからである。先づ機関車がランプに差しかかると、受電器 ER がインダクター V の形成する磁場を通過するために、ER のコイルに誘導電流が流れ受電繼電器 (le relais de réception) E を動作せしめる。かくしてランプ本來の動作と重複して、ランプが動作する時はそのまゝ、何か故障があつてランプが動作しない時には「ランプ故障」(crocodile dérangé) を示す電燈を點ぜしめるのである。但し図-87 にあつては受電回路の動作を検する装置がないので、電磁石の線條の切断又は受電繼電器のコイルの破損に際しては、折角の制御装置が作用せず、機関手も亦之を認知することが出来ない。この缺點を除いたものが図-88 で、繼電器 K

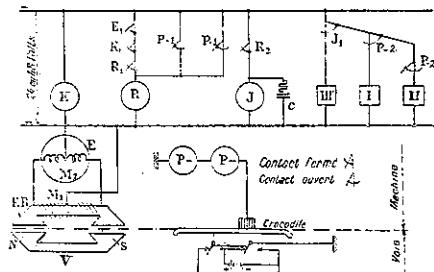
図-88. 改良ランプ型機関車内信号反応
装置の動作 (2 位現示)



を附加して警戒電流を通す様になつてゐる。M₁ 及 M₂ は夫々コイルの中央に接続してあるから、受電回路に故障がある場合には、警戒電流が繼電器 R, J を動作せしむべき E のコイルの半分しか流れないことになる。

図-87, 88 は 2 位現示をなすのみであるが、図-89 を用ふれば 3 位の現示を與へることが出来る。之は進行

図-89. 改良ランプ型機関車内信号反応
装置の動作 (3 位表示)



(voie libre) 及注意 (Avertissement) はランプ及制御装置にて、停止 (Arrêt) は制御装置のみにて現示する様になつてゐる。即ち信号機の現示が進行及注意ならば、信号機のコンピューターはランプに附屬した回路電池の極性を + 或は - とするが、停止現示の際はランプの回路を切つてしまふのである。この場合もしランプに故障がある場合には機関車内には停止現示が示される事になる。図に於て I は進行、II は注意、III は停止の各現示を示す位置である。

隧道

(83) Moffat 隧道に於ける軌條防蝕對策

(W. C. Jones, "Fighting Rail Corrosion in the 6.21-Mile Moffat Tunnel," Railway Age, October 15, 1938, p. 545~549.)
櫻井 豊三 抄

Moffat 隧道 6.21 哩間に於ては、湿氣及亜硫酸ガスに依る軌條並に其の附屬金具の腐蝕が甚だしい爲、Denver and Salt Lake 鉄道會社は從来も種々廣汎なる實驗を行つて來たが、最近これが根本對策として、全區間に亘り連續熔接軌條を敷設した。該軌條溶接は Termit 法に依り、隧道外にて長さ 990 呪の連續軌條を製作し、これを線路上を牽引して、敷設個所に運搬し、然る後延長 6.45 哩の全區間を連續的に溶接したものであつて、今日恐らく世界最長の軌條であらう。軌道用鉄材腐蝕の原因はこれを普通の浸蝕、酸類に依る腐蝕及電蝕の 3 つに大別し得る。本文は上述の軌條溶接の外、防創對策として試みた陰極法 (電解槽) 及隧道内に充満する亜硫酸ガスを中和する諸方法に就き、その概要を説明せるものである。

(1) 隧道の概要 本隧道は Colorado 州 Denver の北西略 50 哩の個所にある延長 6.21 哩の單線隧道である。本隧道の計畫は 1886 年初頭に行はれ、最後の

路線選定をなした 1903 年に正式に決定された。工事は 1923 年に着手され、1928 年初頭に竣工し、同年 2 月 26 日より営業が開始された。隧道は海拔 9 197 呎の東口より、9 239 呎の頂上迄の 2.7 呎の間は西方に向つて 0.3% の上り勾配となり、これより海拔 9 084 呎の西口に到る 3.51 呎の區間は 0.9% の下り勾配となつてゐる。更に隧道を出て約 9 呎の間は 2% の下りになつてゐる。

列車回数は 1 日平均約 20 回にして略々 90% が空車である。従つて牽引重量の少い西部方面行の列車は頂上に到る 0.3% の上り勾配區間に於ても、牽引機關車で充分であるが、東部方面行の列車は主として盈車より成る爲、隧道の西部 2% の勾配區間に對し、補助機關車を必要とし、隧道頂上に到つてこれを切り放すのである。

(2) 腐蝕の原因 隧道内の軌條腐蝕の原因の 1 つは機関車から放出される大量のシンダー及ガスである。即ち頂上から東口への緩勾配區間は補助機關車を使用せざる關係上、年々 1 吨のシンダーが堆積されるが、西口から頂上に到る區間は略々 厚さ 2 吋のシンダーが隧道床部に堆積されこれ等の量は年々 略々 1 600 立方碼にも達する状態である。次に第 2 の原因としては、坑口附近に導入される外界の空氣と比較的高溫なる隧道内のそれとの接觸並に機関車から放出される蒸氣及ガスに依る水分の凝結である。坑口の溫度は +75° より -45° に変化するが、この廣汎な溫度変化の影響は隧道内にては或る局限された範囲に現はれるに過ぎない。西口に於ては毎分 300 000 立方呎の能力を有する電氣扇に依る風及東風に依つて内部の溫度は坑口より 1.5 呎の間その影響を受けるが、東部坑口に於ては 0.75 呎の區間がその影響を受けるに過ぎない。従つて残りの 4 呎の間の溫度は 1 年を通じて一定で略々 60° にして、東口の換氣扇が全力で運転する場合に於ても 5° 以上変化することとは無い。

隧道内に吹き入る風又は送り込まれる空氣の溫度が隧道内のそれと異なる場合、水分は必ず軌條及附屬金具に凝結し、その量は送入される空氣の相對溫度及含有水分の量に依るものである。更により重大な事は機関車の排氣より生ずる多量の水が隧道内に蓄積されることであつて、各機関車は隧道通過中、200~600 ガロンの水を放出するものと考へられてゐる。この水分は坑内空氣の含有水分と共に機関車の排出ガスと混合して、亞硫酸ガスとなり、これが隧道内部に停留して、軌條表面に薄膜を形成し、同時に水分は軌道上のシンダーと混合して、更に亞硫酸を生じ、斯くして直接の化学作用並に電

解作用を起して軌條を侵すのである。

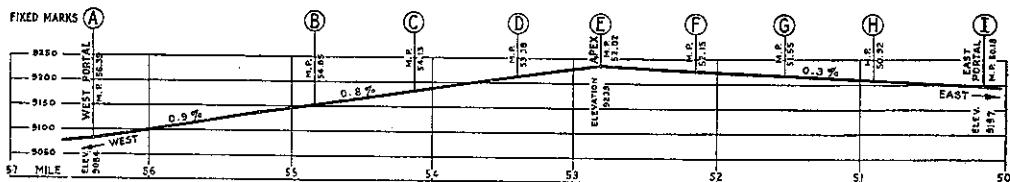
從來の隧道内軌條は 110 ポンド、長さ 60 呎にして接目板及單肩式の座鉄を使用してゐた。今回更換される迄の 10 ケ年間に於ける腐蝕は軌條たると、座鉄たるとを問はず、原型の約 40% に及んでゐるものがあり、更に重大な問題は接目ボルト孔の腐蝕に依る軌條接目の破壊である。斯くの如き接目破損に基づく衝撃は更に軌條の破壊を齎し、互に因となり果となつて愈々軌條の破壊を促進したのである。しかもこれ等軌條そのものは精密なる顯微鏡試験の結果、材料に關しては何等の缺陷のないことが確められた。

(3) 熔接軌條の敷設 依つてこれが更換をなすに際し、R. E. 型断面 66 呎長、112 ポンドの連続熔接軌條を使用した。斯くの如き熔接軌條を使用することに依り、接目破損並にその保守量を減じ、軌條耐久年限を増大し乗り心地を良好ならしめると共に、車輪の摩耗及その破損を減少することが出来るのである。

軌條熔接は各 66 呎のものに就き、隧道外に於て施行し、これを 990 呎長のものとし、然る後坑内に引き入れる。現場熔接は總て東 11 の線路側に設けられた長さ約 1 200 呎の臺の上で行はれ、この臺は古軌條及橋梁綫桁より成り、軌條面上約 1 呎の高さを有してゐる。熔接方法としては、種々の條件の下に、最も簡易にして且つ經濟的との理由の下に、テルミット法が採用されたが、施工の結果に依ると、1 日 10 時間の作業に於て 28~38 個所を熔接することが出来た。

本工事にて採用せる運搬方法は簡単に極めて有效なものであつた。2 本の 990 呎の熔接軌條は略々 40 呎間隔に本線軌條を横切つて置かれた古檻の上に、臺から下して並べられ、約 3 呎おきに置かれた運搬枕木に釘付けされる。更に運搬の際に、これ等兩者が一體となつて移動する如く、アンチクリーパーを使用した。斯くて機関車がこの一對の長尺軌條を牽引して隧道内に運搬する。機関車の牽引速度は約 10 m/h にして、これ等の長尺軌條の先端が敷設個所から略々 1 100 呎の地點に達するまで、連続牽引される。この位置に來ると、前端の移動枕木以外の軌條アンカー及犬釘を取除く。斯くて機関車は移動枕木をその位置に放置せる儘進行し、それにつれてこれ等の枕木を軌間内に落して行く。運搬中に於ける出發及停止等の細かな動作も總て機関車に依つて行つた爲、能率を著しく増進し、全作業を通じて、平均 5 700 呎を 10 時間で所定の位置に運搬することが出来た。しかもこの中 3 時間は列車運転の爲、作業不能であつたもので、實働時間は 7 時間であつた。尙

表-18. 軌條の移動



は運搬距離は最大 6.5 呪、最少 1000 呪であつた。

990 呪軌條の現場敷設作業は特に設けられた軌條敷設班に依つて行はれたが、作業法そのものは普通の場合と大差はない。今それを概説すると、先づ軌條並に座鉄が撤去され、大釘孔には新たに施錠込栓を挿入し、枕木は新しい座鉄を設ける爲、手斧で削り、兩肩式座鉄を取付けこれに長尺軌條を敷設するのである。

軌條の温度変化に依る膨脹及鈎逆止施設として、下り勾配には長さ 66 呪に付き、10 個の Fair 型アンチクリーパーを用ひ、上りに對しては 6 個を使用した。更に又耐久性の鈎逆止枕も設けて、これが萬全を期した。しかし實際問題としては、坑内の温度変化の小なること及アンチクリーパー並に座鉄の使用に依つて、鈎逆の虞れは殆ど無いであらうと考へられる。尙 1938 年 6, 7, 8 の 3 ヶ月に於ける軌條移動の詳細は表-18 を参照され度い。

隧道外に於ける接目熔接作業は 2 人の熔接工を含む 18 人の班に依つて行はれ、他方撤去材料を整理し、新材料の配給を行ひ且つ道床捣き固め等をなす軌條敷設班は 86 人より成つてゐる。

(4) 其の他の腐蝕防止対策 上述の連続熔接軌條の敷設の外に、會社は隧道内の軌條腐蝕防止対策として、廣汎なる實験を行ひつゝあることは既述せる所である。最初 Denver and Rio Graude Western 會社の實驗室に於て種々の薬品に就て試験を行つたのであるがその結果に依れば軌條並に附屬金具の亜硫酸に依る腐蝕を完全に防止する薬品は無く、場合に依つては或る時期を経過すると、腐蝕を迅速ならしむるものすらあることが明らかになつた。これは半流動性の塗料並に鋼との間に生ずる酸に依つて促進される爲である。又本試験の結果、或る種の塗料は殆どその效力無きことが明らかとなり、更に軌條底と座鉄との間に有效的な耐蝕薬剤を保留することの極めて困難であることが確められ、終に表面處理に關する研究は中止することになつた。依つて現在は陰極法(電解槽)を用ひて、電流に依る腐蝕を防止すべく、大規模に實験中であるが、これに依ると大体 3~1% 程度の減少を期待し得るものゝ如くである。但しこの方法は軌條に電流が流れることを必要とする。

坑内に於ける軌條腐蝕は主として、石炭燃焼の結果生ずる亜硫酸に基づくものであることは既述の如くであるが、若しこの酸を中和することが出来るならば、腐蝕を防止し得る譯である。この理論に基づいて機關車の發生ガスを石灰の如き中和剤と混合する方法が考察されてゐる。この最も簡単なものは機關車に適當な強度を

有する石灰供給器を備へ、隧道に入る半哩程の個所で、供給器を開き石灰を徐々に煙突に送り、斯くして中和の目的を達するといふ方法である。

次に可能なる方法として考へられてゐるものは機関車の氣罐より絶えず軌條に蒸氣を吹き付ける方法である。即ち氣罐の水は 1 ガロンに付き約 15 粒のアルカリを含んでゐる。従つてこの水の小さな流れも長い期間に亘るときは、軌條の表面に十分なアルカリ性物質を堆積し、斯くしてこれに接觸する亜硫酸を中和することが出来るのである。

第 3 の方法として、機関車の側面に小型のタービン式發電機を設けることが考へられてゐるが、これは發電された電流をシンダーを排出する機関車の煙突内に送り、こゝに設けられた電極から放電する方法である。この放電に依つて、シンダーは煙突の内側又は隣接のコンテナーの中で凝固し、機関車が隧道を通過し、發電を中止せる後、煤煙及ガスに依つて空中に放出される譯である。

雜

(S4) ロバートリッヂウェイ氏逝去

("Robert Ridgway Dies." Subway Builder,
N. E. R. Dec. 22, 1938. p. 777.)
森茂抄

アメリカ地下鉄道の權威ロバートリッヂウェイ氏は舊暦 19 日 Indiana 州フォートウェインに於て急逝された。享年 77 歳、Chicago 地下鉄道鍛入式に參列しての歸途であった。

図-90. 故ロバートリッヂウェイ氏

氏は 8 月イックス大臣によつて 4 名の委員よりなる技術委員會の一員に任せられ、公共匯款事業費を以て建設される Chicago 地下鉄道の設計に携つてゐた。

氏は 1862 年ブルックリンに生れ、同市の公立学校を卒業後 1882 年 Montana 及 Wisconsin



の鉄道測量を以て其の生涯が始つた。1884 年には東部に転じて New York 市の水路橋委員會の測量掛となつた。これより 1900 年迄は専ら New York 市の水道に獻身的努力をした。1900 年以後は更に進んで同市

の高速鉄道にも盡力した。

氏の技術的才能は早くより認められ 1886 年には New York 市クロトン水道の水路橋、堰堤及貯水池の位置撰定及構造に關する委員會の副主任技師となつた。1900 年には New York 市最初の高速鉄道建設に際し高速鉄道委員會の撰ぶ所となり副主任技師長として 42 番街及ブロードウェイの難工區を擔當し更に 2 年後には區域技師としてマンハッタン及ブルックリンを結ぶ一層の難工區を擔當した。

1905 年、水道局の設立と共に區域技師として再び水道に從事した。氏の仕事はキャットスキル水道の北部系統を作ることであり、この中には Hudson 河底隧道があつた。1912 年 1 月、この仕事の實際的完成を見て公共

事業委員會の地下鉄道技師となつて再び地下鉄道に携つた。1921 年高速鉄道委員會の技師長に任せられ、更に 1924 年、獨立地下鉄道を作るために運輸局が設立されてその技師長となつた。1932 年、辭職後は同局の顧問技師となり 1933 年 New York 市から隸退するに際して同職をも退いた。

氏は 1916 年、Chicago 輸送及地下鉄道委員會の委員となつてから屢々 Chicago の地下鉄道に就て研究した。氏は Colorado 水利委員會の委員としてボルダーベー堰堤を計畫し 1927 年には San Francisco 湾橋梁の技術委員長となり、又 New York 港の顧問技師として車輪、隧道其の他數多の工事に關係した。1925 年にアメリカ土木學會々長に選ばれ、1934 年名譽會員に推された。