

抄録

第 22 卷 第 12 號 昭和 11 年 12 月

- 1. 土木一般 2. 応用力学(1) 3. 土質工学(1) 4. 水理 5. 測量
- 6. 材料(2) 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(4) 8. 施工 9. 橋梁及構造物(10)
- 10. 河川 11. 発電水力 12. 堰堤(18) 13. 上水道 14. 下水道
- 15. 港灣(20) 16. 道路(23) 17. 都市計畫 18. 鉄道(33) 19. 陸道(34)
- 20. 雜

()内は本誌抄録頁を示す。

2. 応用力学

(15) 新しい弾性係数

(L. Föppl, "Eine neue elastische Materialkonstante." Ing. archiv. Aug. 1936.)

現在行はれてゐる弾性の計算では、物質常数として二つの弾性係数を取つてゐる。例へば、ヤング係数とポアソン比が分かれば、振りの弾性係数は、その二つから知る事が出来ると言ふ様なものであり、又斯くの如く二つの弾性係数を知れば、それである外力によるある材料の中の応力や変形が一義的に決定されると考へられて来た。しかし次の様な理由で、これでは理論と實際とが合はなくなつて来た。勿論断つておくのは、後にも分かる如く、弾性係数を、もう一つ加へやうとするのは便宜上の事であつて今までの二常数の弾性理論を根底から否定しやうとするのではない。

今切りかけのある供試体を引張つて見ると、切りかけの處で応力が非常に大きくなるが、ここに一度流れが生ずる時は、応力は平均して低くなる。勿論之は軟鋼の様な軟い材料の場合についてであるが、脆い材料では、この様な事はない。處が今までの弾性論では、この様な事が説明出来ないが、これに著者の行つた様な一種の修整を行へば説明出来る事になる。技術者は切りかけのある構造物等を作る場合に、その材料に於て全く流れの生じない様に作る事はないから、この點に於て古い弾性論を用ひるとすれば、理論と實際とが合はなくなる。それ故著者は、古い弾性論を改造したが、これは、軟鋼の様な材料に適してゐるであらうと思はれ、脆い材料については、従來の弾性論を用ひれば良いであらう。応力が二次元的の場合の平衡式は

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0$$

であるが、この式の dx, dy は変形した後の微少部分の

長さであるから、これを変形する前のものに準據する事にすれば式の形が多少違つて来る。それを解くために、 σ を

$$\sigma = \sigma_I + \sigma_{II}$$

の如き二つの応力の和とし、 σ_I の方は、普通の二常數弾性論から出て来る応力とし、 σ_{II} の方は、この σ_I からきめられる一種の補正項とすると、 σ_{II} を求めるために、一つの微分方程式が得られそれを積分する時に出て来る。一つの積分常數があるが、これを新しく、一つの弾性常數として取扱はうと言ふのである。この考へを著者は穴のある供試体について応用して

$$\sigma = (1-c)\sigma_I \quad c > 0$$

を得た。即ち σ_{II} を考へれば、応力は、従來の弾性の計算から出した値 σ_I よりも $c\sigma_I$ だけ小さくなるのである。

この c の値を著者の切りかけによる實驗で求めると約 0.3 になり、O. Eiselin の穴をあけた供試体の引張り實驗からは最小 0.4 となる。

σ_I に對して、 σ_{II} を追加する事には、切りかけか又は單なるなめらかな供試体と異つた處がある事を要するが、これは物体の一樣ならざる変形でも良いのであつて Thun 及 Wunderlich が示した様に、平滑な供試体の曲げに依る最初の流れは、通常の降伏點よりづつと高い處でおこつてゐるのは、この事を示し、且又一度流れると応力の平均化が行はれるのである。(最上武雄)

3. 工学

(12) 試験溝による基礎の調査

(R. V. Labarre, "Test Pit Exploration Kit for Foundation Study." E. N. R. Aug. 6, 1936. p. 194~197.)

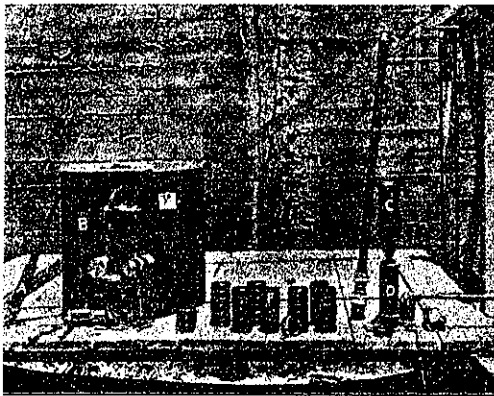
南 California 地方の沖積層は 60~70 呎の深さまで土留柵無しで掘鑿出来るやうな地質で、人間の入り得る

程度の大きい孔を掘り種々の層に付き 載荷及沈下試験を行ひ得る。この地方の地層は半乾燥性の 断層ある地層で地震も多い。野外調査の結果地層が隣接地と著しく変化してゐるのが認められた。

この種の地質には地震、断層等の危険多く、簡単な推測は不可能であり、構造物に働く力等も特に測定するより外はない。

試験坑は動力を使つて直径 2~3 呎に掘り下げ、この中に人を入れて地質調査を行つた。図-1 に示す如き penetrometer を使用して地層の堅さを測定した。

図-1. 測定装置



A: penetrometer B: shear machine and case, C: core sampler, D: core sampler jack, E: core sampler extension rod, F: sample container.

Core sampler の中には 6 個の輪が入つてゐて、採取後にこれを取出して所要の長さ切る。又 剪断器が入つてゐて土の剪断力を測定する。

又同時に 載荷沈下試験をも行つた。その装置は 図-3 の如く、層の性質によつて 盤の大きさを 1~9 呎² のものを使用した。図の B は地盤に荷重を傳へる盤及荷重を與へる空気式の jack から成る。この盤は 中心になつてゐて、積み合はせて測定することも出来る。この装置は 1 人で運転出来、分解運搬が可能である。

坑の中に棒を横に固定し、それにこの装置を取付け、

図-2. Jack と 平盤

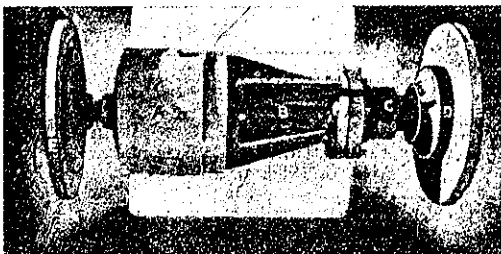
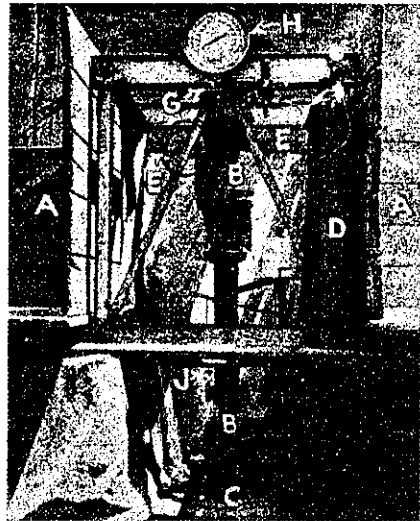


図-3. 荷重試験装置



マイクロメーター及 擴大装置の自記計を供へて測定を行ふ。

非常に深い場所又は 相當厚い地層の試験にはこの装置を横に使用し、即ち平盤を縦に置いて 反對側の位置には大きい平盤を當て、その間に jack を働かせる (図-2 参照)。簡單にして精確なこの装置は種々の方面に使用されてゐる。更に大きい荷重を要する場合には 2 臺の装置を使用することも出来る。

このやうな装置方法によつて 實驗室内に於けると同様に精確な結果が得られる。 (傍島 溱)

6. 材 料

(7) 熱處理せる吊橋用ワイヤーの試験

(Bureau of Standards, "Heat-Treated Bridge Wire Failures Reproduced in Test." E. N. R. Aug. 13, 1936. p. 217~221.)

Rhode Island の Mt. Hope Bridge 及 Detroit の Ambassador Bridge のケーブルに熱處理せるワイヤーを用ひたが失敗に終つた。この失敗の原因に關して調査を行つた所、失敗の根本の原因の一つとして先づワイヤーの固有性質が考へられた。即ち疲勞に依る龜裂が生じた場合、ワイヤーの結晶性微粒子構造は普通の常溫で引伸したワイヤーの纖維狀組織に比してこの龜裂の擴大を防ぐ抵抗力が小である。そこで工場に於て再びこのワイヤーを製造して見たが何等失敗の根本原因となる可きものを見出せなかつた。

直径 19³/₄ 吋の鋼索にこのワイヤーを巻きつける爲

には弾性限度以上に応力を上げなければならなかつた、そこでワイヤーを直径 $9\frac{1}{8}$ 吋の溝車に $1\frac{1}{4}$ 巻して輪の形に豫め作つた。ワイヤーが非常に高い弾性限度を有してゐるのでこの輪を弛めると鎖脊の凹弧部分に適當した曲線状になる。鎖錠に於けるワイヤーの破壊は凡て鎖脊に接してゐる部分の近くに起つた。破壊したワイヤーの全数は 403 本であり 2 本のケーブルの 16% に當つてゐる。ワイヤーの破壊した時ワイヤーには 3200 封度/吋² の引張応力が生じてゐた。2 本の撚子ケーブルに於て破壊箇所集中してゐるのは不良のワイヤーが含まれて居たからでなく、2 個の鎖脊に於て不完全に豫め鎖脊の曲率に合はしてつくられた事及ケーブル張りの完了した後、垂矢の調節の爲鎖脊を異常に移動した事に依り大なる応力を生じた事に依ると結論した。

破壊したワイヤーと鎖脊で破壊しなかつたワイヤーとを比較して見ると數百の引張試験に於て断面の縮小以外の點ではよく一致してゐた。鎖脊に巻きつけたワイヤーでも直線部のワイヤーでも引張試験の結果試験片の 7~10 に對し 1 の割合で事實上断面は縮小せずに破壊を起した、この原因はワイヤーの表面の状態に依る事が分つた、何となれば亜鉛引したワイヤーの外層を 0.015 吋の厚さに機械的に取り除く時、断面の小なる縮小で切れる事は無くなつた、破壊の根本原因はワイヤーの繊維が降伏點を越す如き曲線状に曲げられた時除々に加はる静張力に依るに相違ないと考へられた。この考の下に次の試験を行つた、約 8 呎の試験片を鎖脊と同様の大きさの支承に巻きつけると同時に静引張荷重を加へた。最初の引張荷重は 90000 封度/吋² で一定時間毎に 10000 封度/吋² づゝ増した。135 の試験片の内公稱破壊引張応力より小なる引張応力で破壊したものは 8 あつた 120000 封度/吋² より小なる引張応力で切れたものは無かつた。この 120000 封度/吋² の応力は橋梁に使はれたワイヤーの受ける可き応力の 4 倍である。以上の結果からして、曲げ応力に静引張荷重が加つても餘りワイヤーの静引張荷重に對する抵抗を低めぬ事が分つた。

熱処理せるワイヤーと普通のワイヤーとをよく磨いて疲労試験した結果實質的には全く同じ様を示した。その疲労限界は破壊張力の $1/2$ を示した、併し同様な試験を破壊されたワイヤーの表面をそのままにして行ふと疲労限界は 50000 封度/吋² を示した。其處でワイヤーの表面の状態が繰返応力に對する抵抗の

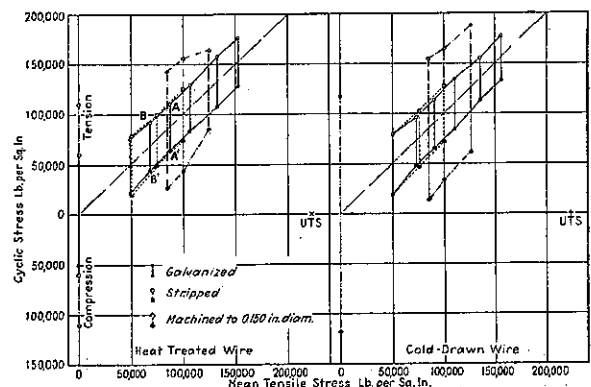
急減の原因であることが明になつた。Haign 交番応力機に依る亜鉛引ワイヤーの試験の結果兩型のワイヤーの破壊引張応力は 233000 封度/吋² であつても平均引張応力の 50000~150000 封度/吋² のところで圖-4 に示す如く激しく變化する引張応力の最大範圍は 50000 封度/吋² であつた。ワイヤーの外層を機械的に取除く事に依り疲労抵抗力は非常に増大する故、熱処理せるワイヤーの内部に於ける龜裂は破壊の原因とはならぬ事が分つた。

次に鎖錠に於て破壊したワイヤーの曲率を調べて見るに一つとして鎖脊の曲率に合つてゐるものは無かつた。不完全に豫め鎖脊の曲率に合せてワイヤーを曲げた場合にはこうしない場合より大なる曲げ応力をワイヤーに生じた。

引張荷重の減少が鎖脊に於けるワイヤーの曲率を變化する事を豫め考に入れて更に破壊の有効な原因を交互に激しく増減する弾性曲げモーメントの内に求めた。この曲げ応力は引張荷重がその最大から或瞬間に低い値に變化した時に起る。かゝる応力は架橋中温度變化荷重の移動、風荷重、ケーブルの張渡し等に依り生じた。50000 封度/吋² の引張応力を加へてワイヤーの曲率に變化を起さぬ様にして支承に取付けた。

50000 封度/吋² 又はそれ以上から 600 封度/吋² に變化した時に試験片の曲率は最大の變化をした。試験の結果熱処理せるワイヤーに引張応力が 1000000 回交互に増減しつゝ作用してもワイヤーが破壊しない爲には

圖-4.



その時の引張応力を 0~10000 封度/吋² の範圍に限る必要があつた。然るにこのワイヤーの破壊引張応力は 220000 封度/吋² である。この事は引張荷重が交互に増減する時に起る曲げ応力の範圍に依つて破壊を起すと

云ふ事實に依る事が分つた。引張荷重が増減しても殆ど曲げ応力が起らぬ様に供試体を支承に合ふ様豫め作つた時 1000000 回荷重を増減しても破壊を起さぬ引張応力は 2 $\frac{1}{2}$ 倍に増加した。故に橋梁のケーブル張渡しに當つて鎮沓に於けるワイヤーの破壊の原因となる曲げ応力を避ける様に豫め鎮沓の曲率に合せて形を作る事は不可能な事が分つた。上記試験の結果 Mt. Hope 橋に於て許容応力以下でワイヤーの破壊したのは全く上記の如き激しく交互に増減する引張応力に依るものである事を示した。(中村清照)

7. コンクリート及鉄筋コンクリート

(24) コンクリートの 28 日強度の推定

(Bronislaw Bukowski, "Vorhersage der Betonfestigkeit nach 28 Tagen." B.u.E. 5. Aug. 1936. S. 252-258.)

コンクリートの初期強度を測定しそれより 28 日間の強度を推定する爲、波蘭製ポルトランドセメントと Weichsel 産砂及砂利を用ひ、40~400 kg/cm² の強度を有するコンクリートを 130 種製作した。コンクリートは骨材寸法並に水セメント比に依り硬練、中練及軟練に分け、夫々に付 30~40 個宛供試体を造り、其の中半分は濕潤養生を行ひ 1, 3, 5, 8 及 28 日試験に供し、他の半分は製作の翌日 2, 4, 7, 11, 23, 35 日煮沸試験に供した。試験機械は Amsler 50 t を使用した。セメントの性質は表-1 の如くである。

表-1.

符號	種 類	部 分 析		1:3 モルタルの標準強度			モルタル中の含水量(%)
		90% 灰 10% 砂	90% 灰 10% 砂	8 日	7 日	28 日	
A	高級ポルトランドセメント	0.05	6.5	330 (71)	525 (81.5)	647 (100)	8.25
B	高級ポルトランドセメント	—	4.0	475 (76)	572 (92)	622 (100)	8.0
C	普通ポルトランドセメント	0.05	7.2	274 (46)	453 (76.2)	595 (100)	8.5
D	普通ポルトランドセメント	0.05	4.5	369 (64)	489 (84.8)	577 (100)	7.6
E	普通ポルトランドセメント	0.1	5.6	249 (46.5)	419 (76.7)	546 (100)	7.5
F	普通ポルトランドセメント	0.5	10.15	313 (68.3)	373 (81.3)	453 (100)	8.0
平均百分率				(68.5)	(82)	(100)	

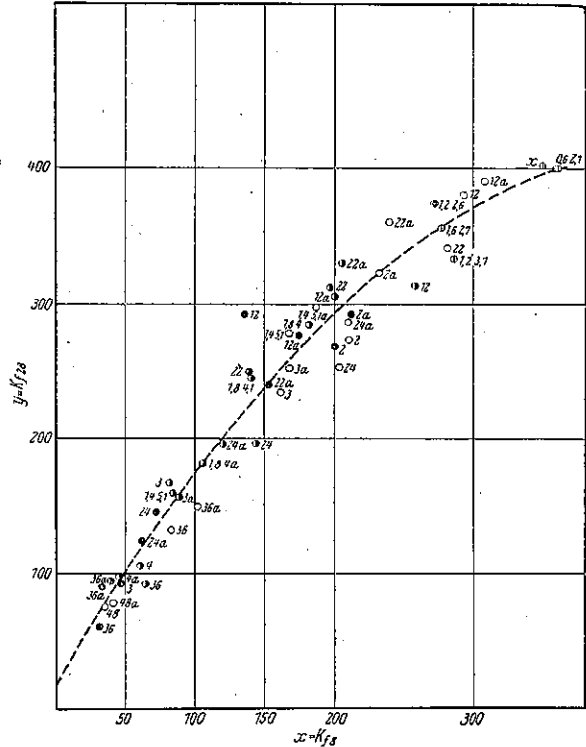
() 内は 28 日強度に対する百分率

硬化速度：硬化速度として 28 日強度に対する或初期強度 (例へば 8 日強度) の関係を示すと図-5 の如くなる (図は C セメントに対するもの)。この曲線を見ると曲線の切線と y 軸とのなす角が大なる程硬化速度が大となる事を表して居る。

同様の各種類に対する 実験結果から 次の結論が得ら

図-5.

硬化速度曲線 (C セメント 8 日強度 : 28 日強度)



$$y = 17 + 1.78x - \frac{0.2}{100}x^2$$

○ 2=硬練 1:3:0 (重登) ● 24=中練 1:3:4 (重登)
● 36=軟練 1:3:6 (重登) φ =誤差百分率

れる。

(1) 類似した強度のコンクリートでは其の硬化速度について一般セメントと高級セメントとの間に小さいながらも根本的差異を生ずる。(2) 種々のセメントの硬化速度の差異は實用的な精密度の範囲では推測を不可能にするものではない。

今 (初期強度) / {終強度(28日)} を次の如き抛物線で表はす。

$$y = a + bx - cx^2$$

図-6.

茲に y=28 日強度
a, b, c=實驗値

上式は図-5 に示す如く 40~400 kg/cm² の強度を有するコンクリートに就ては観測結果と非常に良く一致するが故に適當なものと考へられる。特に他の研究

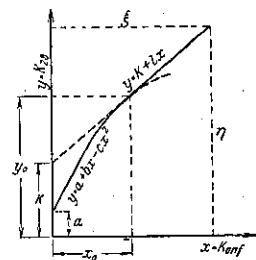
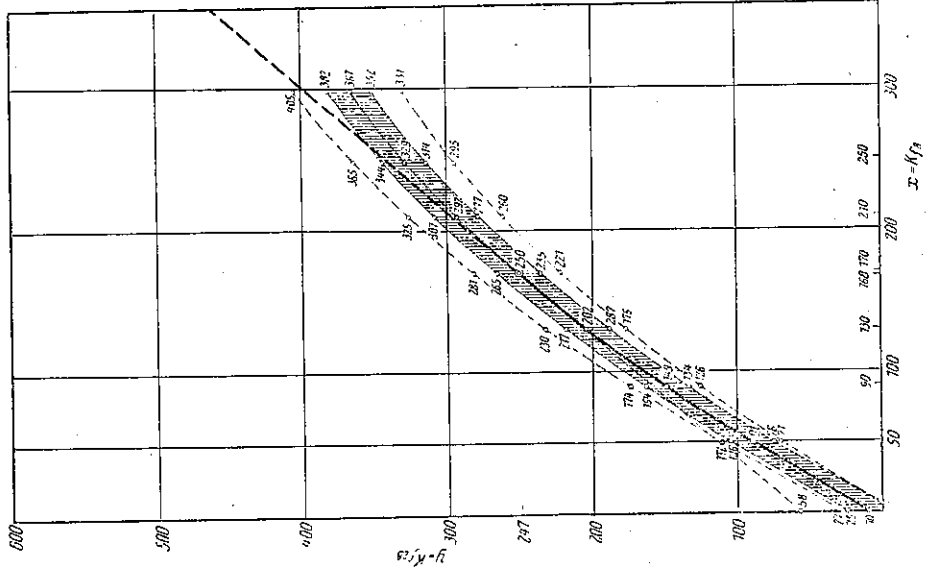
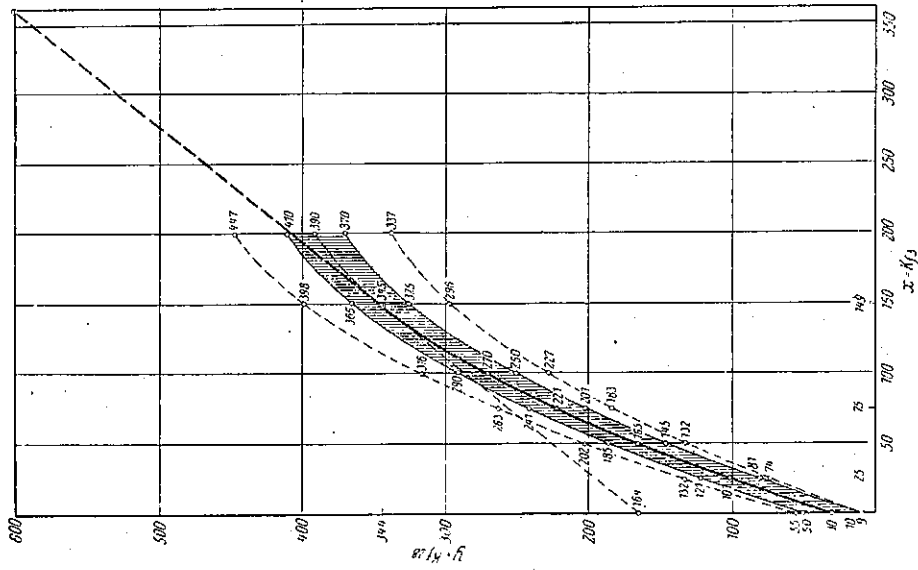


図-8.



8 日強度と 28 日強度の平均曲線との関係。
 新たに倉根より抽出せるセメントの強度、中級及軟弱コンクリートに適合す。
 $\alpha=0\sim168 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=10+1.7\alpha-0.17/100\alpha^2$ 、陰影面積は使用 6 種セメントの
 硬化速度曲線の範囲を示す。
 (---) 平均強度 $\pm 0\%$ 曲線 (陰影面積限界より計算)。
 最大強度 $\pm 21\%$ (陰影面積限界より計算)。
 $\alpha=168\sim480 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_x \sim 68+1.13\alpha$

図-7.



3 日強度と 28 日強度の平均曲線との関係。
 新たに倉根より抽出せるセメントの強度、中級及軟弱コンクリートに適合す。
 $\alpha=0\sim140 \text{ kg/cm}^2$, $\beta=80+3.0\alpha-0.6/100\alpha^2$ 、陰影面積は使用 6 種セメントの強
 化速度曲線の範囲を示す。
 (---) 平均強度 $\pm 9\%$ 曲線 (陰影面積限界より計算)。
 最大強度 $\pm 26\%$ (陰影面積限界より計算)。
 $\alpha=140\sim360 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_x \sim 104+1.21\alpha$

者の近似曲線と異なり、強度の低いコンクリートに非常に好く適合する。然し最大値に早く達する缺點があるので著者は定點 a, b (約 350 kg/cm^2) から曲線を直線的に延長し、方向の決定點としては表-1 に挙げたセメントの標準強度を利用した。図-6 に 2 區分に分離したのは不便ではあるが観測結果からして止むを得ない。各セメントに相當する曲線は上式の曲線に對して誤差として表はされる。

自然發生に依る初期強度法： 濕潤養生にて自然硬化せる n 日後の初期強度 ($K_{f,n}$) と 28 日強度 ($K_{f,28}$) との關係を表-2 に示す。之から平均誤差の減少度は養生期間に比例する事並に實用的には 3 日強度と 8 日強度を利用すれば良い事も明かである。全 6 種のセメントから得た平均結果は図-7, 図-8 の如くである。

表-2. C, D セメント 35 回観測結果

	28日強度 $K_{f,28} = \nu \sigma$	平均誤差 (%)	最大誤差 + (%) -	
2	$6 + 3.58x - \frac{1.22}{100}x^2$	16	32.9	54.5
3	$31 + 3.3x - \frac{0.73}{100}x^2$	17.0	25.4	36.8
5	$20 + 2.55x - \frac{0.3}{100}x^2$	11.3	34.7	41.4
8	$8 + 1.81x - \frac{0.17}{100}x^2$	8.2	38.9	37.9

$\sigma = K_{f,n}$ を変はす

次に著者の得た値と他の研究者の得た結果とを比較して見る。

Ing. Slater (米) $K_{f,n} = K_7 + 8 \sqrt{K_7}$

Dr. Grün (獨) $K_{f,n} = K_7 + 6 \sqrt{K_7}$

波蘭標準規格 $K_{f,n} = 1.6 K_7$

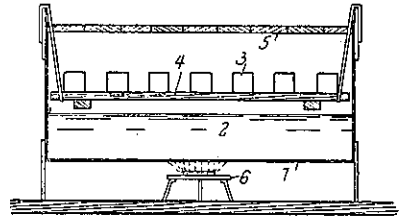
以上は著者と同じく初期強度を基礎に於てゐるが任意の初期強度を基礎としたものでは Dr. Hummel が (Zement 1932 S. 93) に述べて居り又 Dr. Hummel (獨) $K_{f,n} = K_7 + n(K_7 - K_3)$ も知られてゐる。茲に n は一般のセメントに對する近似常數、但し高級セメントに對しては變數である (Hummel Das Beton-ABC, S. 118/119)。7 日強度の公式と 8 日強度の公式とを比較するには近似的に $K_{f,7} = 7/8 K_{f,8}$ と置けば良い。

促進初期強度法 モルタルに對する Prof. Kreüger の提案を著者はコンクリートに應用して見たが相當缺點あるにも不拘、實用上價値ある結果を得る事が出来た。

コンクリートを型に填充後約 20 h して供試体 (3) (図-9 参照) を取り出し、凝結して居る場合は冷水 (2) を入れてある容器 (1) 中の木格 (4) の上に乗せ水面に極近く置き容器に蓋をしてから點火し、加熱並に蒸氣操作 2 h, 次に供試体を完全に水中に沈め煮沸 2~35 h,

次に消化し水中冷却 0.5 h (必要あらば冷水注入), 次に空中へ取出し 1.5 h 空中冷却を行ふ。水量は沸騰が 1/2 ~ 1 h の間に始まる程度に入れて置くものとする。

図-9.



最も好適なる煮沸時間を得る爲に C, D セメントを使用せる 35 種のコンクリートを $n=0, 2, 5, 11$, 及 35 h 煮沸し, nh 煮沸後の初期強度と濕潤養生の 28 日強度 ($K_{f,28}$) との關係を見ると表-3 の如くである。之より明かなる如く平均誤差も最大誤差も煮沸時間と共に減ずるわけではないので著者は 2~5 h に限り全 6 種のセメントについて行つた。其の結果は図-10, 図-11 の如くである。

表-3. C, D セメント 35 回観測結果

n	28日強度 $K_{f,28} = \nu \sigma$	平均誤差 %	最大誤差 + % -	
0	$49 + 3.6x - \frac{0.1}{100}x^2$	11.3	34.3	23.7
2	$31 + 3.2x - \frac{0.73}{100}x^2$	9.0	24.6	24.6
5	$25 + 2.7x - \frac{0.57}{100}x^2$	9.5	33.5	21.8
11	$30 + 2.1x - \frac{0.25}{100}x^2$	9.9	31.0	31.1
23	$19 + 1.84x - \frac{0.18}{100}x^2$	9.5	30.7	37.0
35	$11 + 1.73x - \frac{0.2}{100}x^2$	10.6	41.8	40.5

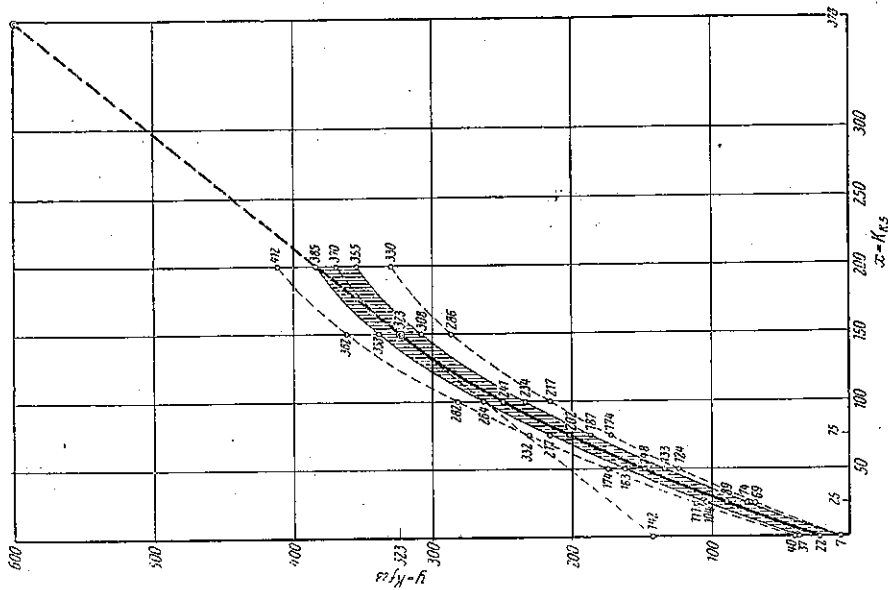
$\sigma = K_{f,n}$ を変はす

兩方法の比較： 表-4 を比較すれば煮沸法の誤差は 3 日強度法より小さく 8 日強度法より稍大きい事がわかる。煮沸時間は小供試体の時は 2 h, 大供試体の時は 5 h を可とする。

煮沸の際セメントの漏出に依り供試体が弱くなる俾ある爲、自然養生並に煮沸法の供試体の絶對的強度は其の儘比較するわけには行かないが兩者の硬化曲線を種々比較して見て大差のない事は確定する事を得た。

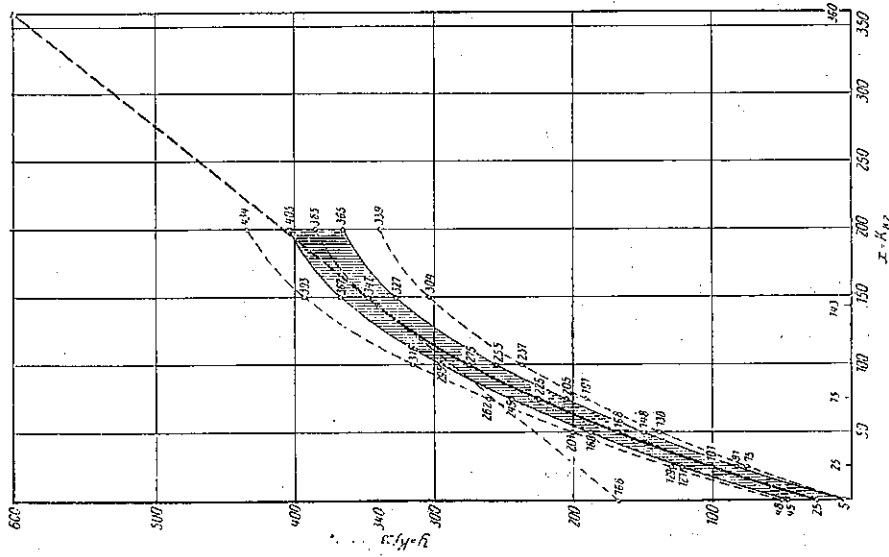
誤差： 誤差は偶然に起るものでなく (1) 自然養生並に煮沸法に於ける誤差の原因は常にコンクリートの組成にあるものと考えられてゐる。又 (2) 硬練は同一終強度の軟練よりも硬化が早く、爲に硬練は常に曲線の負誤差範囲内に入る、換言すれば硬練の場合は其の儘の結果で上述の公式を用ふれば強度が大きく出る事になる。其の他供試体製作上の偶然の物理的差異は思つた程影響を與へるものではない。同様に養生法或は養生温

図-11.



加熱 2h, 蒸溜 5h, 徐却 2h の強度と 28 日強度との平均曲線との関係
 新たに強度より算出せるセメントの種類, 中粒, 軟弱コンククリートに適合す。
 $x=0 \sim 150 \text{ kg/cm}^2$, $y=22 \pm 2.5x - 0.53/100 \cdot x^2 \pm 1h$, 陰影面積は使用 6 種セメントの
 硬化速度曲線の範囲を示す。
 (---) 平均誤差 $\pm 7\%$ 曲線 (陰影面積限界より計算)。
 最大誤差 $\pm 21\%$ (陰影面積の限界より計算)。
 $x=180 \sim 378 \text{ kg/cm}^2$, $y=142 \pm 1.21x$

図-10.



加熱, 蒸溜及徐却と共に 2h づつ, なせる強度と 28 日強度の平均曲線の関係
 新たに強度より算出せるセメントの種類, 中粒, 軟弱コンククリートに適合す。
 $x=0 \sim 143 \text{ kg/cm}^2$, $y=25 \pm 3.2x - 0.7/100 \cdot x^2 \pm 2h$, 陰影面積は使用 6 種セメントの
 硬化速度曲線の範囲を示す。
 (---) 平均誤差 $\pm 7\%$ 曲線 (陰影面積限界より計算)。
 最大誤差 $\pm 25\%$ (陰影面積限界より計算)。
 $x=143 \sim 380 \text{ kg/cm}^2$, $y=108 \pm 1.22x$

表-4. 28 日強度に對する公式並に適用範圍

Y	Y = K ₂₈	拋物線適用範圍		平均誤差 %	最大誤差 %	直線部分
		實用的	理論的			
K _{Y3}	$Y = 30 + 3.0x - \frac{0.6}{100}x^2 \pm 20$	Y = 200 Y = 790	X ₀ = 140 Y ₀ = 344	±9	±26	$Y_{28} = 164 + 1.2Lx$
K _{Y6}	$Y = 10 + 1.7x - \frac{0.17}{100}x^2 \pm 50$	Y = 300 Y = 567	X ₀ = 168 Y ₀ = 547	±6	±21	$Y_{28} = 58 + 1.1Lx$
K _{k2}	$Y = 23 + 3.2x - \frac{0.7}{100}x^2 \pm 20$	Y = 200 Y = 383	X ₀ = 143 Y ₀ = 340	±7	±25	$Y_{28} = 168 + 1.2Lx$
K _{k5}	$Y = 22 + 2.8x - \frac{0.53}{100}x^2 \pm 15$	Y = 200 Y = 370	X ₀ = 151 Y ₀ = 323	±7	±21	$Y_{28} = 142 + 1.2Lx$

度の小さな差異による影響は極めて小さいが、濕潤養生と煮沸養生の如く根本的に異なる場合には問題は異つて来る。此の外は幾多の實驗結果から明かに知られる。

煮沸法の改良： 著者の方法は 24h 以内に可成正確に 28 日強度を得るが未だ改良の餘地があると思ふ。(1) 水中→空中の二重冷却を止め直接空氣冷却を行ふ事、或は又(2) 圧縮蒸氣を利用する事であつて此等は單時間に強度を増し且つ誤差も亦減少出来ると考へられる。尙煮沸法でコンクリートを直接型の中で凝結硬化をなす事が出来れば 6~8h に短縮出来るかも知れぬ。

實用性： 上述の 28 日強度の推定は著者が實際に多くの工事に吟味し、充分信頼出来るものである。煮沸法を用ふれば終強度の計算値と水セメント比の測定値とから Abram, Graf 及 Bolomey の強度公式の係数を計算し、セメントを極めて良く吟味が出来る。尙煮沸法に依り骨材の組成並に水及骨材の汚濁がコンクリートに及ぼす影響を吟味することが出来る。依つて煮沸法は終強度を知る爲に不確實なセメント強度を基礎とした今迄の配合方法に確實な基礎を與へ眞のコンクリート構造が得られると言ふも過言ではない。(谷藤正三)

(25) セメント及コンクリートの收縮

(M. Spindel, "Über die Schwindung von Zement und Beton." B. u. E. 5. Aug. 1936. S. 247~252.)

第 1 回國際大堰堤會議に基づいて設立された特種セメント國際小委員會は、特種セメントの水和熱、溶解性、收縮、透水性及施工軟度の特性に就き研究する事になつたが、著者は此の 5 特性について本年 9 月に開かれる第 2 回國際大堰堤會議に於て報告する事になつて居る。此處にはその中、收縮のみについて報告する。

セメント及コンクリートの收縮、膨脹の主要素は水である事は既に種々の方法に依つて明かにされて居る處である。收縮作用は第一に水の凝固に依り第二に型枠の

撤去或は水分の蒸發に依つて起る。即ち柔軟な状態から水分を除去し或は乾燥する事に依つて、水膜が單獨の固まつた小粒子になる爲めに起る。例へば凝結速度の遅いセメント糊やモルタルを、壁の上塗り等の如く非常に薄い状態にて空氣や

濕氣に觸れさせるとセメントが凝結を初める前に蒸發に依つて乾燥し收縮龜裂を生ずる。

セメントが凝結し硬化する時は、セメントは混和水の一部分を化学的に或は化学的-物理的に凝結させる。化学的に結合した水以外に、混和水の大部分は尙モルタルやコンクリート中に残る。大部分は緩く結合した水として毛細管中に残り、殘餘は自由氣孔水として残る。

Jesser, Hedström 兩氏は、氣孔水それ自身は收縮及膨脹に對しては本質的影響はないとして居る。

既に硬化したコンクリートの收縮と膨脹とは二つの過程から構成される。即ち水中或は空氣中に於て更に尙硬化する事に依つての收縮と、湿度の変化に依る收縮、膨脹とである。後者は主として貯藏方法にかゝつて居る。

Jesser 氏はコンクリートの温度變化に依る收縮と膨脹とは鋼の熱膨脹値と略々同様で實際の熱膨脹係数がコンクリートの或る特別の事情に或る程度關係して居ること又逆に温度變化が亦收縮及膨脹の過程に影響して居る事を認めて居る又金屬等と同様に、收縮、膨脹はコンクリート以外の影響に依つて生ずる事をも認めて居る。例へば無水炭酸の作用に依つて規則正しい收縮が起るのが見られる。

故にセメント及コンクリートの收縮を正確に比較、検討せんとするには收縮實驗の際に前述の收縮過程を分離して調査するか又は單獨の經過に就き 逝れ去る部分を分離して研究しなければならぬ。然るに在來の實驗は、24 時間經過した後に始める故、初めの 24 時間中に於ける蒸發、凝結、及部分的に硬化に依つて生ずる收縮を見のがして來た。純粹な、従つて收縮率の大なるセメント糊で作つた模型實驗をした處、普通コンクリート工事に於て長時間の硬化後に現はれると同様な龜裂が比較的短時間に現はれた。此の實驗から大部分收縮が既に 24 時間中に於て起ると云ふ事がわかつた。

モルタル及コンクリートの容積收縮並びに線收縮に

就ては水を加へる 初から測定する実験方法を完成したがそれに就ては 1925 年に “Z. d. Oe IAV” に發表してある。

セメントの容積收縮の測定は小さいガラス壺にモルタルをつめゴム栓をしてそのゴム栓で壺に水平に曲げ

図-12.

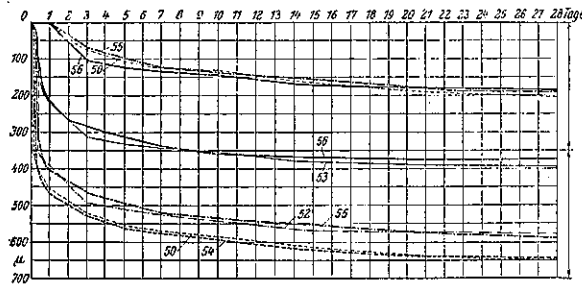
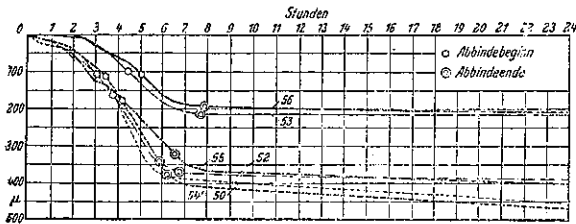
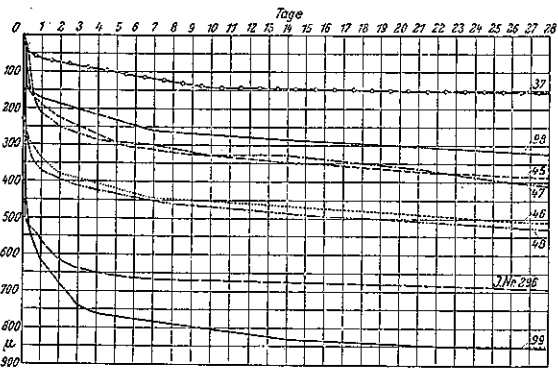
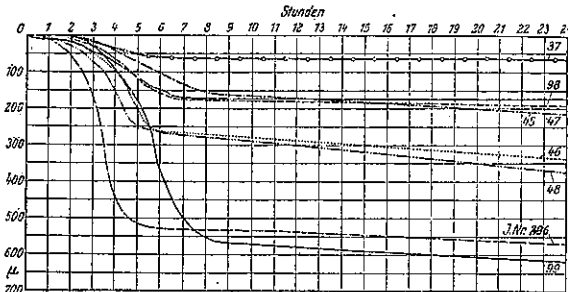


図-13.



た径數耗のガラス管をはめて置く。そのガラス管の末端には着色した糸をつけて置く。セメント糊が收縮するときは糸は壺に向つて動く、その動きに依つて容積收縮の量を測定する。線收縮は Hirschwald の microscope に依つて、特別に仕上げた針の尖端距離で測る。

図-14.

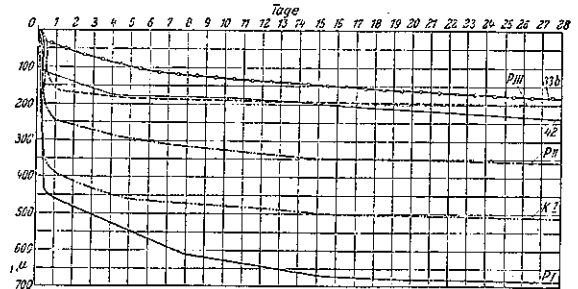
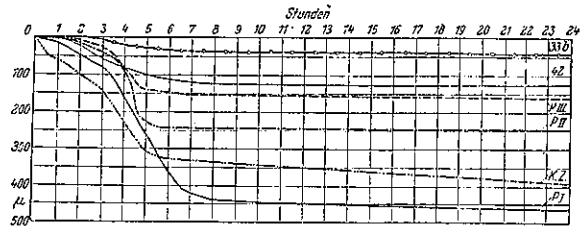


図-12 は、凝結開始から終了に至るまでの收縮が普通 24 時間經過後測定し初める收縮の量よりも大なる値に達する事を示して居る。3 種のセメントクリンカー (4900-筋に 5, 11.5 及 20 % 止まるもの) からなる普通の軟度のセメント糊の空氣中に於ける 28 日迄の收縮曲線である。

図-13 に於てスウェーデンの精製硅酸セメント Nr 98 と、人工的火山灰を精製硅酸セメントに加へて得られる Panzar-zement Nr 99 との收縮の差が著しい事が目につくであらう。

Nr 46, Nr 48 は早硬高級ポルトランドセメント Nr 45 及 Nr 47 に 20% の石灰粉を加へて作つたものである。又 Nr 37 は Robur-special cement で J. Nr 296 は外國の早硬高級ポルトランドセメントである。

図-14 には實驗炉で製造した特別のポルトランドセメント PI, PII, PIII の收縮が示されて居る。

僅か 60, 68 CaO を含む PI cement が最大の收縮を示して居る。Nr 33b は非常に長期間貯藏したポルトランドセメントで之に 4% の瀝青材を加へたものが Nr 42 で圖に示すが如く稍々收縮が大

となつて居る。

尚コンクリートの収縮に就ての研究にはセメント、骨材、水、空氣、此の4者は缺くべからざるもので著者は此の4者の平行四邊形に依る表示を考案したが之に就ては“Zement” Heft 42, 1936を参照されたい。

(平井義明)

9. 橋梁及構造物

(35) 必要安全率の問題

(Wedler, “Zur Frage des erforderlichen Sicherheitsgrades.” Bautech. 10. April 1936, S. 225~226.)

建造物規定に於ける必要安全度は荷重規定乃至は許容応力の中に場合に依つては此の兩者に含ませてある。最近斯界の専門誌上に橋梁に對して採用さるべき許容応力決定の際の安全率の問題が屢々論ぜられて居るが、之等を綜合すると死荷重と動荷重との相互關係に依存して段階的な安全率の系列が必要とされる、此の問題を扱つた若干の論文特に Bautech. 1936 Heft 4 所載の Fritz 氏の論文の如きは橋梁の許容応力決定に際して擇ばれる安全度なるものは主として材料の応張限度の到達又は破損の發生に備へて動荷重効果の不測の増大を蔽ふに資するのみであると云ふ印象を與へる様であつて Dischinger 及 Fritz 兩氏は此の見地に於て現行規定下において、橋梁に於て支間が増大するに伴ひ、材料の規定強度限内にあつて動荷重はどの程度迄増加し得るかと云ふ事を證明して居る。

併し乍ら、斯くの如く不測の動荷重の増加に備へると云ふ事は多くの安全率の問題の唯一つに過ぎない事を指摘せざるを得ない。

通常行はれて居る構造の計算中には尙更に多くの不安全性が包まれて居て、實際の材料強度を一杯に利用する事を許さない、試みに之等の不安全性を其の發生原因に従つて分類して見るならば、單に載荷が行はれる場合のみならず、材料、計算、施行、完成後の經過年月等にも依る事が考へられ、而も之等の原因に依存する不安全性は單に静荷重のみを受ける構造物に於ても存在するものである。

必要なる安全率の秤量に於て最も重要な役割を持つものは材料固有の性質に内在する不安全性であつて、弾性率不齊等及隠れたる材料の缺陷が注意されねばならない。從來之等の諸影響は材料個々に就て其の性質均質性に依り種々に評價されて來た。併し乍ら比較的良

く均質である St. 37 鋼に於てすらも Fritz 氏の研究基礎をなしてある 1.71 と云ふ安全率は決して常には存在するものではない、建造物規定に於て基準とされて居る 2400 kg/cm^2 の弾性限度は明かに平均値であつて、實際には此の値以下であり得る。惟ふに此の値は、 2000 kg/cm^2 を辛うじて超へたに過ぎぬ位の事はさう稀ではなくして、個々の場合を取り上げると更に小なる値を取る事さへもある。従て主副兩応力を考査して 1600 kg/cm^2 と云ふ規定の応力を作用せしむるならば安全度は 1.25 前後に低下する。コンクリート、石材、木材の如きに在つては弾性率の不齊等は更に大なるものを見越す必要がある。

比較的詳細明確な橋梁主構の計算に於ても數量的に評定されぬ多くの副次的な諸影響が存在する。例へば構部材の副次応力、自重又は風圧に依り、更に合成部材に於ては一方側からの日光照射に依り各部材に生ずる曲げ応力があり、加之多くの場合断面二次モーメントの変動から來る影響も全然無視されて居るが、考慮されても申譯的なものを出て居ない。コンクリート及木造建造物に於ては完全弾性理論の適用を受くる所に無理が生じて居り、又アーチ桁に於ては其の系の変形から來る影響があるにも不拘屢々等閑に附されて居る。

外に顯れない様な或ひは除去する事の出来ない様な施行上の失敗は——例へば接手の不完全に依る等の——茲に列擧するに堪へぬ程數多くある。材料の疲勞は暫く措くとするも時日の經過に伴ふ錆、風化、腐蝕等に依る断面の減少——之は特に世界大戰中の如き正常な維持が出来ない場合に著しい、——或ひは完成後荷重に依り又は他の外的原因に基づく構造物の変形も設計條件に對する違背を誘つて応力を計算値以上に高める場合が想像される。從來述べ來つた通常の設計計算に於ては數量的に考慮されて居ない諸影響の大部分は動荷重を受ける構造物たると静荷重を受ける建造物たるとを問はず等しい可能性を以て起り得るものである。故に之等の諸影響に關する限り構造物の安全度は其の受くべき荷重の如何に依らず同等に考慮される必要があらう。然して或る任意の断面に就いて此處に上記の諸影響の幾何が重複して起り得るかと云ふ事は前以て適正な判断を下す事が不可能である。然も斯くの如き聚合は常に不利な意味に於て即ち互に相殺する如き事無く起り得るものであるから上に要求された如き安全度を以て豫め餘り高く評價する事は出来ない。

静荷重の實際値が推定計算値に對して不利な方向に

差異を生ずる事は同様に可能であつて、材料の比重の如きは鋼材を除いては少なからざる変動を示すものである。然して此の差異が 10%~20% に及ぶ如き例を吾々は實際に擧げる事が出来るから安全度を考へる場合無視するを得ぬ相當の不安定性が此の方面にも存在する事が諒解されよう。

動荷重に於ても此の點靜荷重の場合と一般である。

他の建造物例へば高層建築に對する荷重規定の決定に當つても豫期せられざる荷重の増加に對する必要な安全度が少くとも部分的には相當高い荷重度の選擇に依つて得られる如く試みて居る。此の際には許容応力内に含まれた安全度が他のものを蔽ふべきである事が意識されて居る。此の處置は死荷重及活荷重応力に於ける諸種の安全率の選擇に依る平均よりも合理的に思はれる。

動荷重応力に對し道路橋に於ける膨脹し變化する載荷影響を蔽ふ爲更に高い安全度が必要なりや、然りとすれば如何なる程度に必要ななりやは疑問である。從來鋼道路橋に於ては反覆応力が加はつた場合のみ之等を考へる要があるものとして居た。

前述の普通の計算方式に於て死荷重応力及活荷重応力に對する安全率の間に非常に著しい區別をなす事は元來可能なりとは全然私には考へられない。若し此の相異が些少の者に過ぎないのであれば、單純化の爲に兩応力に對し同じ安全率を擇び係數の列 ($\varphi, \omega, \gamma, \alpha$) をとり今一つ (Fritz に依れば k) を増さないと云ふ途を擇ぶ。

特殊の意味のある個々の場合に於て量も重要な、さも無くば顧慮されぬ様な副次的諸影響が応力算定の際に數量的に完全に考慮されるならば更に此の個々の場合に對する使用材料の諸性質が工事施行の前及期間中に十分吟味試験されて、同じ程度に保たれるならば、恐らく事情に依つては例外的に何時かは然らざれば捉はれるであらう處の通常の安全率から離脱し得るであらう。併し乍ら斯る例外的措置は特に諸事萬端に遺漏なく、傑出した専門技術家の監督下に行はれた建造物に對してのみに限定する要がある。實際現在の狀態に於て工事は其の準備施行に十分の餘裕を持つ事は少ないからである。

此の事は高層建築に於ては益々然りであつて、此の際計算は非常に簡單な前提の下に又は全く不確實な荷重を假定して行はれて居り、特に工場建築の如きに於ては後の作業時に於ける實際上の荷重は計算値を超過する事が屢々發生する。

蓋し高層建築に在つては計算に於て必要とされた安全度が實際に生ずる不安定性に完全に適合する事は無からうと云ふ心配は漸更根據のないものではない。

(藤田龜太郎)

(36) トラスの部材応力計算の新らしい方法

(L. Mann, "Eine neue Form von Gleichgewichtsbedingungen als Grundlage für die Berechnung von Stabkräften in Fachwerkträgern." Stahlbau II. Sept. 1936. S. 145~146.)

トラスの部材応力の計算は通常 Ritter の断面法によつて計算するけれども、2 部材の交點及び交點より求むる部材への垂線長を算出するにはかなりの手数を要するが、次に述べる幾分簡單な方法で部材応力を計算することが出来る。先づ図-15 について 2 の部材の交點 i に關して任意の外力の合力 R のモーメントを L_i とする。一つの部材上に任意の 2 點 a, b をとり a, b 點を通る任意の平行線が他の部材とで挟まれる長さを h_a, h_b とすれば

$$L_a - L_i = R(p_a - p_i) \dots \dots \dots (1)$$

$$L_b - L_i = R(p_b - p_i) \dots \dots \dots (2)$$

又 $(p_a - p_i)/(p_b - p_i) = h_a/h_b$ なる故 (1), (2) 式より

$$(L_a - L_i)/(L_b - L_i) = h_a/h_b$$

$$\text{故に } L_i(1/h_a - 1/h_b) = L_a/h_a - L_b/h_b \dots \dots (3)$$

$R=0$ になつた時は $L_a = L_b = L_i$

又 (3) 式より i 點についての外力のモーメントが zero といふ條件に對して

$$L_a/h_a - L_b/h_b = 0 \dots \dots \dots (4)$$

(4) 式は又 i 點が無限に遠くに行つて $h_a = h_b, L_a = L_b$ になるといふことも意味してゐる。図-16 について先づ斜材 D の応力を求めてみるに、 a, b に相當するものは夫々 $m-1, m$ で $m-1, m$ 點について断面の左側を考へて外力のモーメントをとり M_{m-1}, M_m とすると

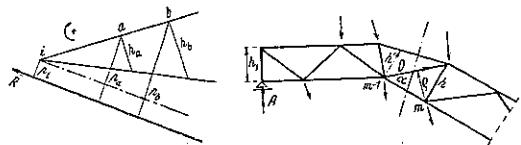
$$L_a = M_{m-1} \quad h_a = h$$

$$L_b = M_m + D\rho \quad h_b = h$$

(4) 式より $(M_{m-1}/h) - \{(M_m + D\rho)/h\} = 0, \rho/h = \cos \alpha$ とおくと

図-15.

図-16.

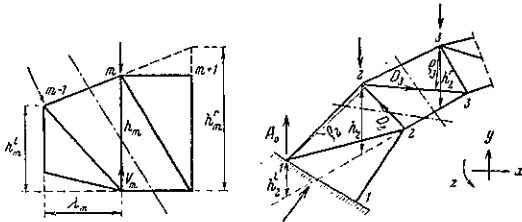


$$D \cdot \cos \sigma = - \{ M_m / h - (M_{m-1}) / h' \}$$

同様にして他の部材の応力も格点モーメントによつて表はされた式で算出し得る。図-17 及 18 は無鉸拱の

図-17.

図-18.



一部で反力を A_0 , 不静定力を $X Y Z$ とする。図-17 について V_m を求めるに

$$L_a = M^0_{m-1} - V_m \cdot \lambda_m, \quad h_a = h_m'$$

$$L_b = M_m^0, \quad h_b = h_m$$

(4) 式より $V_m = -(M^0_m / h_m - M^0_{m-1} / h_m') h_m' / \lambda_m$

又図-18 について D_2, D_3 を求むれば

$$L_a = M_1 - D_2 \rho_2, \quad h_a = h_2'$$

$$L_b = M_2, \quad h_b = h_2$$

$$D_2 = -(M_2 / h_2 - M_1 / h_2') h_2' / \rho_2$$

更に

$$L_a = M_{2s}, \quad h_a = h_2$$

$$L_b = M_3 - D_3 \rho_3, \quad h_b = h_3'$$

$$D_3 = (M_3 / h_3' - M_2 / h_2) (h_2' / \rho_3)$$

図-19.

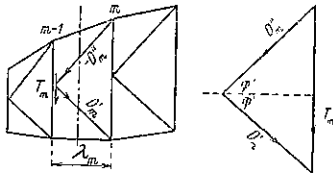
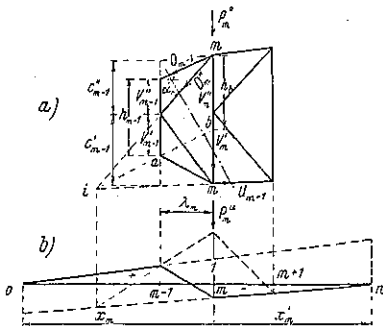


図-20.



又図-19 に示す如き K トラスについてこれを応用すれば D_m', D_m'' の合力は垂直な T_m となる。m-1, m

を夫々 a, b に対応させると

$$L_a = M_{m-1}, \quad h_a = h_{m-1}$$

$$L_b = M_m - T_m \cdot \lambda_m, \quad h_b = h_m$$

(4) 式より $(M_{m-1} / h_{m-1}) - (M_m - T_m \cdot \lambda_m) / h_m = 0$

図-19 より

$$D_m' \cdot \cos \varphi_m' = -D_m'' \cdot \cos \varphi_m'' = T_m (\lambda_m / h_m)$$

故に

$$D_m' \cdot \cos \varphi_m' = -D_m'' \cdot \cos \varphi_m''$$

$$= (M_m / h_m) - (M_{m-1} / h_{m-1})$$

又図-20 で V_m', V_m'' を求むれば, D_m'' と U_{m+1} の交点 i と m-1 (a) を結び延長上の点を b とし, h_a を V_{m-1}' の長さとすると

$$h_b = h_m' (v_{m-1}' / c_{m-1}')$$

断面の左側を考へると

$$L_a = M_{m-1} - O_m \cdot \cos \alpha_m \cdot h_{m-1} + (-V_m' + P_m'') \lambda_m$$

$$= (-V_m' + P_m'') \cdot \lambda_m$$

$$L_b = M_m - O_m \cdot \cos \alpha_m \cdot h_b = M_m - (M_{m-1} / h_{m-1}) \cdot h_b$$

(4) 式 $L_a / h_a - L_b / h_b = 0$

$$\therefore -V_m' = (v_{m-1}' / \lambda_m) \left[\frac{M_m}{h_m' \cdot \frac{v_{m-1}'}{c_{m-1}'}} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right] - P_m''$$

同様にして

$$V_m'' = (v_{m-1}'' / \lambda_m) \left[\frac{M_m}{h_m' \cdot \frac{v_{m-1}''}{c_{m-1}''}} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right] - P_m''$$

図-20 a は T_m' の影響線であり点線の部分は荷重が下弦材に働く時である。 V_m' の影響線縦距は次式で計算する。

左側 $-\frac{v_{m-1}'}{\lambda} \left[\frac{x_m}{h_m'} - \frac{x_{m-1}}{h_{m-1}} \right]$

右側 $\frac{v_{m-1}'}{\lambda_m} \left[\frac{x_{m-1}}{h_{m-1}} - \frac{x_m'}{h_m'} \right]$

こゝで $h_m' = h_m \frac{v_{m-1}'}{c_{m-1}'}$

(佐友 彰)

(37) 2 鉸拱の挫屈臨界荷重の計算

(K. Federhofer, "Über die Berechnung der kleinsten Knickbelastung des flachen parabolischen Zweigelenkbogens." Bautech, 18, Sept. 1936, S. 600-601.)

2 鉸の抛物線拱で挫屈の臨界荷重の計算には数多くの近似式がある。即 R. Mayer (Knickfestigkeit, S. 146 J. Springer 1921) E. Chwalla (Sitzungsberichte d. Akad. d. Wiss., Wien 1927 S. 674) は垂矢が径間

に比べて十分小さい円拱で等布荷重 p t/m をうける時の捩屈に就て論じてをり、又 J. Fritsche (Bautechn. 1925 heft 35, S. 465) K. Federhofer (Sitzungsberichte d. Akad. d. Wiss Wien 1934 S. 131) も同様垂矢比の小さい抛物線拱について発表してゐる。A. Lockschin は最近 (Z. ang. Math. u. Mech. 1936 S. 49) 垂矢比 0.2~1.0 の等布荷重をうける抛物線拱の捩屈について発表してゐる。以下これ等の結果を比較してみる。図-21 について

$$l = r \sin \frac{\beta}{2}$$

拱肋高が小で軸力による拱軸の変形を無視すれば

図-21.

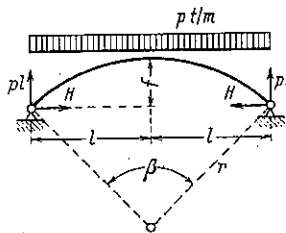


図-22.

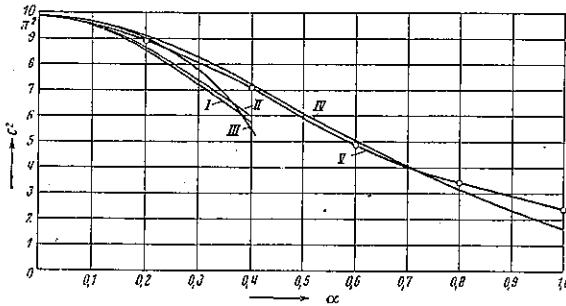


表-5.

c^2 \ α	0	0,1	0,2	0,3	0,4
Gleichung I	π^2	9,511	8,534 (-4,1%)	7,202	5,780 (-18,6%)
II	π^2	9,530	8,607 (-3,3%)	7,338	5,976 (-15,8%)
III	π^2	9,660	9,006 (+1,2%)	7,811	5,507 (-22,4%)
IV	π^2	9,665	9,088 (+2,1%)	8,230	7,206 (+1,5%)
nach Gl. V	-	-	8,90	-	7,1

表-6.

c^2 \ α	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Gl. IV	6,123	5,062 (+4,6%)	4,07	3,176 (-7,4%)	2,384	1,692 (-29%)
V	-	4,84	-	3,43	-	2,40

$$H = \frac{pl^2}{2f} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{又 } fl = \alpha = \text{tg} \frac{\beta}{4} \dots \dots \dots (2)$$

$$Hl^2/EJ = c^2 \dots \dots \dots (3)$$

とすれば捩屈をおこす H を (3) 式により求めこれを (1) 式に代入すると臨界等布荷重 p が分る。 c^2 の値としては以下の諸式がある。

$$(I) \quad c^2 = \frac{(4\pi^2 - \beta^2) \sin^2 \frac{\beta}{2}}{\beta^2(1 + 2\alpha^2)} \quad \text{R. Mayer}$$

$$(II) \quad c^2 = \frac{4\pi^2 \left(1 + \frac{1}{2} \sin^2 \frac{\beta}{2}\right) \sin^2 \frac{\beta}{2}}{\beta^2(1 + 2\alpha^2)} \omega$$

$$\omega = \frac{(4\pi^2 - \beta^2)^2}{\left[16\pi^4 + 2\pi^2\beta^2 \left(\frac{4\pi^2 \sin^2 \frac{\beta}{2}}{\beta^2} - 3 \right) + \beta^4 \left(\frac{3}{2} - \frac{4\pi^2 \sin^2 \frac{\beta}{2}}{\beta^2} \right) \right]}$$

E. Chwalla.

$$(III) \quad \text{tg} c + \frac{3c\delta(2c^2 + 1)}{c^2(12 - 5\delta) - 96\delta} = 0 \quad \text{J. Fritsche,}$$

$$\delta = 2\alpha^2$$

c は超越函数 III の最小値をとる

$$(IV) \quad c^2 = \frac{\pi^4(1 - 0.5653\alpha^2)}{\pi^2 + 15.16\alpha^2} \quad \text{K. Federhofer}$$

$$(V) \quad c^2 = \frac{K_1}{2\alpha} \quad \text{A. Lockschin}$$

K_1 は α に關係する値で

α	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
----------	-----	-----	-----	-----	-----

K_1	3.56	5.68	5.81	5.49	4.80
-------	------	------	------	------	------

c^2	8.90	7.10	4.84	3.43	2.40
-------	------	------	------	------	------

表-5 及 6 には α と c^2 との關係を示し、表中 () 内の数字は (V) 式の c^2 との開きを示してゐる。以上の式で長さ $L=2l$ で兩端鉸の直線の柱で軸力 H をうけるものとするとき $\alpha=0, \beta=0$ で $c^2=\pi^2$ となり Euler の捩屈公式第 2 の場合になる。 $\alpha=0.25$ 迄は (III) は (V) とよく一致する。(IV), (V) は大体一致してをり (IV) は垂矢比の小さい拱といふ假定の下で求めたものであるが適用範圍は廣く $\alpha=0$ より 0.7 あたり迄用ひ得て (V) との最大開きは僅 4.6% に過ぎない。従て垂矢比の小さい 2 鉸拱の捩屈荷重の計算には (IV) を用ふれば、他の 4 式より計算簡單ですむわけである。

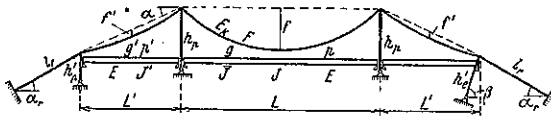
(住友 彰)

(38) 変形を顧慮せる吊橋の近似計算

(H. Neukirch, "Angenäherte Berechnung der Hängebrücke unter Berücksichtigung ihrer Verformung." Stahlbau 14. Aug. 1936. S. 130-132.)

本近似計算法は精密計算法の如く豫め各種の値を假定する事なく、然かも可成り正確な計算結果が得られる故に豫備設計或は一次計算に使用し得る。以下3径間の補剛桁を有する吊橋のみに就て論ずるが、補剛桁が中央径間にしか無い場合は更に簡単になる譯である。

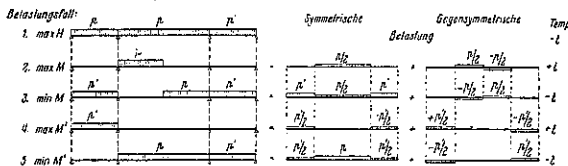
図-23.



图中 p 及 p' は主径間並に側径間の活荷重、又 g 及 g' はそれぞれの死荷重を示す。

今計算に當つて図-24 に示す 5 種の載荷状態に就て考へる。この各々の荷重に $\pm t$ で示される温度の影響を併せ考へたものはそれぞれケーブルの最大水平張力、主径間補剛桁の 1/4 點に於ける最大及最小モーメント並に側径間補剛桁の最大及最小モーメントを與へる。而してこれ等の荷重の中不對稱のものは何れも図示の如く對稱の荷重と反對稱の荷重との合成したものと考へられる。

図-24.



本計算法に依ればケーブルの張力は極めて正確に計算されるが、主径間の曲げモーメントは實際より幾分小さく算出される。これは主径間の荷重の長さを径間長の半分と定めた事に基因するので一定の補正さへ施せばよい。

図-25

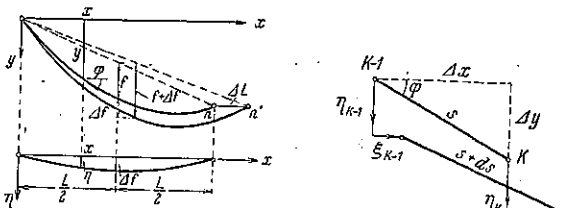


図-25 左図は補剛桁の撓曲線及拋物線狀のケーブルが変形する前後の形狀を示す。ケーブルの変形による水平張力の変化を H_p とすれば、 s 部分のケーブルの伸びは

$$ds = \frac{H_p s}{E_k F \cos \varphi} + \epsilon t s$$

茲に E_k 及 F : ケーブルの弾性係數及斷面積

次に図-25 右図に於て s^2 及 $(s+ds)^2$ の値から次式を得る。

$$\begin{aligned} \xi_k - \xi_{k-1} &= \frac{s}{\Delta x} ds - \frac{\Delta y}{\Delta x} (\eta_k - \eta_{k-1}) \\ &= \frac{ds}{\cos \varphi} - \operatorname{tg} \varphi (\eta_k - \eta_{k-1}) \end{aligned}$$

從てケーブル端の水平変位は

$$\begin{aligned} \Delta L &= \sum_0^n (\xi_k - \xi_{k-1}) = \sum_0^n \frac{H_p s}{E_k F \cos^2 \varphi} \\ &\quad + \epsilon t \sum_0^n \frac{s}{\cos \varphi} - \sum_0^n (\eta_k - \eta_{k-1}) \operatorname{tg} \varphi \end{aligned}$$

これを整理すると (1) 式を得る。

$$\Delta L = a H_p + b t - c d f \dots \dots \dots (1)$$

茲に a, b, c は何れも吊橋の大き及形狀に基く係數である。今 m 及 M_m を撓 1 及 $d f$ の時の補剛桁の最大モーメントとすれば次の關係がある。

$$M_m = m d f \dots \dots \dots (2)$$

更に M_g 及 M_p : 死荷重及活荷重による單桁のモーメント、 H_g : 死荷重によるケーブルの水平張力、 H_p : 活荷重及温度變化に基く水平張力の変化。とすると

$$M_g = H_g f, M_g + M_p = m d f + (H_g + H_p) f + d f$$

なる兩關係式から (3) 式が得られる

$$d f = \frac{M_p - H_p f}{H_g + H_p + m} \dots \dots \dots (3)$$

又兩端の可搖支柱及橋塔の温度變化に基くケーブル端の水平移動をそれぞれ ξ'_1 及 ξ'_n とし、同時に生ずる f' の變化に依るケーブル端の移動を $\Delta L'$ とすると

$$\Delta L = -z(\Delta L' + \xi'_1 + \xi'_n)$$

上式と (1) 式とを等しく置き更に (3) 式を代入すると H_p に關する二次式 $H_p^2 + 2A H_p + B = 0$ が得られる。

$$\therefore H_p = \frac{B}{2A} \left(1 - \frac{B}{4A^2} \right) = H_p' \left(1 - \frac{H_p'}{2A} \right) \dots (4)$$

そこで $H_p = \frac{M_p}{f}$ とおきケーブルの水平張力の第一の近似値 $H_p' = \frac{B}{2A}$ を算出し、更に之を (4) 式に入れると殆んど正確な H_p が求められる。 H_p が決まると各径間の撓は (3) 式から、曲げモーメントは (2) 式から得ら

れる。尙側径間の f' は中央径間の f から比例で求め得る。
(河上房義)

(39) Bay Bridge の補剛構築設

(C. H. Purcell, Chas. E. Andrew and Glenn E. Woodruff, "Bay Bridge Suspended Structure." E.N.R. Aug. 20, 1936. p. 255~260.)

San Francisco-Oakland Bay Bridge は、共通の鎮礎を有する 2 個の吊橋より成る。San Francisco 鎮礎と側径間との間の不載荷の後索は西側吊橋を東側吊橋より幾等か撓み易くした。その爲西側吊橋の補剛構に幾分大なる応力を惹起したが断面の大きさに影響する程では無かつた。Bay Bridge の吊橋径間と他の大吊橋の主要方法は表-7 の如くである。

表-7.

	Bay Bridge	Geo. Washington	Golden Gate	Delaware	Ambassador
Span length—main span (ft.)	2,310	2,590	4,280	1,750	1,850
Span length—side span (ft.)	1,160	1,650	1,135.4	716.7	1,017.40
Cable size (ft.)	231	323	475	194.7	205.1
Depth of truss (ft.)	70	41.161	50	20	22.5
Width of truss (ft.)	66	104	50	20	22.5
Dead load per ft. (lb.)	16,700	39,000	22,100	26,000	6,200
Live load per ft. (lb.)	2,000	2,000	4,000	12,000	3,300
Notes:					
Side span/main span	1:1.99	1:5.4	1:3.7	1:2.44	1:2.281
Cable angle/span length	1:10	1:9.3	1:8.65	1:8.9	1:8.9
Truss depth/span length	1:27	1:85	1:100	1:62.5	1:84
Truss width/span length	1:35	1:33	1:46.6	1:19.7	1:31.1
Live load/dead load	1:2.67	1:4.07	1:5.53	1:2.17	1:1.86
19,000 lb. to south truss and 9,700 lb. to north. 16,000 lb. to south truss and 3,000 lb. to north. Side spans not supported by cables. When built for future lower deck; only top chord erected now					

主径間の大きさから第 3 位にある。併し側径間長は他の吊橋より大である。側径間の大なる事は吊橋を撓み易くする不利があるが是は中央政府が 1000 呎以下の径間を許可しなかつた爲である。更に撓性を増大する他の原因は活荷重の死荷重に對する割合の大なることである、之は一方設計の經濟的であることを示す。この比較的大なる撓性は橋梁全体としては重大な事ではないが唯伸縮構造の設備が特に高速鉄道に對して困難であつた。

床版縦桁床桁の設計に於て自動車荷重及軌道荷重の衝撃係数は 93% とした。上層床は 10t 自動車に對し設計し下層床は 30t 自動車及 70t 高速電車に對して設計された。ケーブル、塔、鎮礎は次に示す等布活荷重(封度/呎)に對して設計された。

	北側補剛構	南側補剛構	計
上層床	600	600	1200
下層床	道 路	600	2000
	高速鉄道	2800	3800
計	3000	4000	7000

下層床の南側補剛構に接して高速鉄道がある爲兩側の補剛構は均等なる荷重を受けない、そして南側補剛構は死荷重に對して比較的大なる活荷重を受ける爲大なる応力を生じた。設計の際は南側補剛構に就て吟味して兩側補剛構は同一構造とした。

補剛構の応力は最初弾性理論に依り計算し最後の檢算には撓法を使つて計算した。撓法を使用する際一般に吊索の伸張及塔の剛性並に塔が縱の方向に撓む結果起る径間長の変化の影響を無視してゐる、併し此の影響に就て檢討された結果、長い吊索の伸張が塔の附近で構の応力を甚しく増大する以外重大な影響の無い事が分つた。構の剪力に對する補正は非常に大きくその最大なるものは 40% に達した。垂直荷重に依る吊橋の変形は Delaware River Bridge の設計に當つて Allston Dana に依り考案された方法を修正して計算した、此の方法は径間長及ケーブルの垂矢の変化並に凡ての塔に於ける水平力の釣合を計算する目的を有してゐるそして鎮礎間の水平距離は不変であると言ふ事實に依り檢算する撓の大なる時は前記の如き特別な目的に對しては撓法より精確である。風荷重に依る応力は Moisseiff and Lienhard の理論に依り計算した。上記に擧げられた種々の理論は California 大学で作製した模型に依り徹底的に吟味された。

普通の架設方法では移動式起重機に依り 1 部材づゝ取り付けるが本橋の補剛構築設に次の如き方法を取つた。補剛構の内 1 格間分を 1 單位として陸上で組立てた後荷船で現場迄運搬し直接鋼索に取り付けてある軽い起重機に依り所定の位置迄引揚げる。起重機は 2 呎 6 吋角の函型断面でその内側に通索を通すに必要な滑車が装置してある。索索は支柱から塔迄水平に張つてあり塔の基部にある捲揚機迄垂直に達してゐる、起重機は 1 1/2 吋、ワイヤーロープでケーブルから吊下げられる、このロープでケーブルが傷けられぬ様に鋼板でケーブルを保護する。起重機を移動する時は上記ロープを取りはずしケーブルに沿つて転動する様に作製した絲卷型の木の車に依り通索並に起重機はその重量を支えられながら移動する。此の移動中は吊索に觸れぬ様に起重機の端はぬちに依り引込む仕掛になつてゐる、補剛構 1 格間を捲揚げるには 2 個の起重機を用ふそして通索を構の 4 個所に取り付ける。起重機の全重量は通索を含み 38t である。捲揚機は塔の基部にあり 1 單位を引揚げるに 4 個を必要とする 4 個の捲揚機は同一の調子に働かぬので水平に 1 單位を保つ事が出来ぬ、この傾斜は互に直角をなす一對の振子に依り測定される、傾斜の爲振子は電氣接點を急に通過し信號手の前にある調節節内の電燈がつくので分る。

本架設には次の如き制限をした。

吊材のある點に荷重を集中して橋梁の完成した時ケ

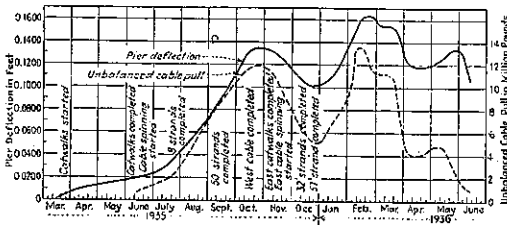
ケーブルに生ずる角変位より大なる角変位を生じない様に単位の重量は充分小さく取つた。此の角変位は集中荷重とケーブルの張力との函數であるからして最初の単位の重量は、150t以下に制限する必要があつた。

塔の撓みはアンカーボルトに5000封度/時²以上の応力を起さぬ範囲に維持された、又塔脚に於て23000封度/時²以上の曲げ応力と直応力との合成応力を生じない様にした、許容最大撓は塔3.5に於て5呎塔、2.6で4呎2吋である。

中央の鎖礎に働く不平均張力はケーブル1本當り6200000封度に制限された、これは鎖礎の片側のケーブルの完成した時生ずる最大の値である。そして工事中は大約この範囲内で維持された。この値は中央鎖礎に對して設計された不平均張力の60%であるが此の状態は比較的長期間続く、そしてコンクリートに可塑変移の問題が入つて来る。図-26は種々の架設途上から鋪裝の始まる迄の間に於ける中央鎖礎の頂部の撓を示す。全高450呎の塔の撓は比較的小であり計算した結果に極めて近かつたがコンクリート中に少量ながら残留変形を起した事は注目に値する。

請負人は146の單位を1935年12月18日から1936年4月30日迄に架設した平均1週7.3單位の

図-26.



割合である。最も重い單位は203.5tであつた。此の架

設方法は満足な結果を示しそして二、三の注目すべき利益があつた。

不釣合の組立を許可し且現場兵の数を減じた事、普通の架設方法に使ふ重量の大な移動式起動機を用ひず、使用した起重機の数が少い爲航行する船舶を妨害する事が少かつた、短期間で工事の完了すること、單位と單位との連結はそれがケーブルに吊られてから鉤孔の60%をボルトで締めて継手を正しくして後銲接した。

橋面鋪裝は6月18日に始まり10月に終る豫定である。中央鎖礎に不平均張力を過大に起さぬ様西側橋梁の半分鋪裝の終つた時に東側橋梁の全部を鋪裝し最後に西側橋梁の残りの鋪裝をした。(中村清照)

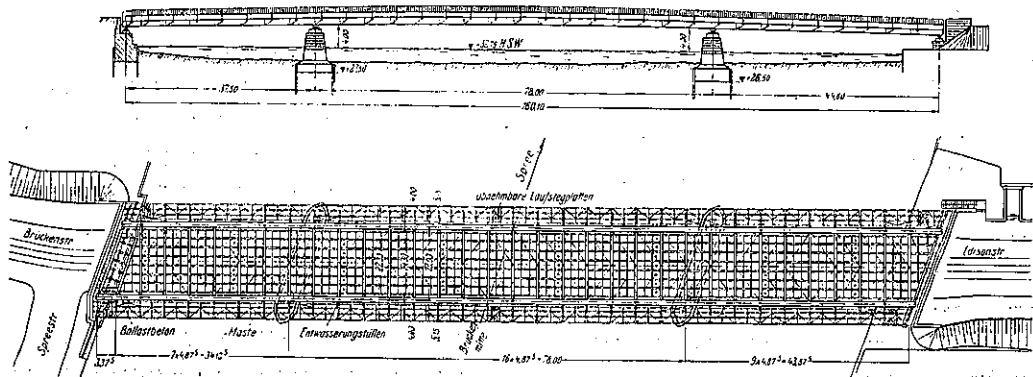
(40) 伯林 Treskow 橋の架換

(W. Hofmann, "Neubau der Treskowbrücke in Berlin-Sehöneweide." Bautech. 31. Juli 1936. S. 465-469.)

Treskow 橋は伯林の Spree 河に架る交通量の多い橋梁であるが、取付け道路より幅員狭き爲近來交通量の激増と車輛の速度の昂上の結果交通事故が驚く程ふえて來た。時恰も伯林では1928年から1931年にかけて循環鐵道の下の多數の地下道等の危険な狹路を擴張したので Treskow 橋の架換の必要も切迫したが、不景氣による市の財政難のために差當り數年間延期せられてゐた。舊橋は2鉸樑拱橋を持つ片持梁橋で僅か7.50mの幅員の車道の兩側に Osten 行の市街鐵道が通つてゐて、残りのすべての車輛に對して橋の真中に只1車線あるだけであるから、長さ160mの橋梁として不都合である。その上市街鐵道は取付け道路にては道の真中を通つてゐる爲橋詰で交通の交叉があつた。

新橋の設計には次の諸點を考慮した。

図-27.



橋の真中に於ける主桁の車道上の高さは橋端に於けるよりも約 40 cm だけ高くなつてゐるが、その主桁の歩道面からの高さは常に一樣に約 1.1 m であるから、歩行者の視界を妨げることは決して無い。歩道構造を支へてゐる持出しは主桁壁から出てゐる張鈹によつて横桁に結びつけられて居り歩道の下の縦桁の間には給水管が通つてゐる。歩道の床版は厚さ 8 cm の鉄筋コンクリート版で導管の管理のために取外し出来るやうになつて居り上には厚さ 2 cm のアスファルトを敷いてゐる。

右の橋脚が固定支承で他は皆輻承になつてゐる。真中の支承の最大反力は 1400 t で承臺の下には鉄鈹と鉛鈹とが置いてあつて萬一不同沈下の起きた際には水圧挺を据ゑて、鉄鈹を入れて調整するやうに出来てゐる。左の橋臺には都合の悪い荷重状態の時に負の支承反力が起るが支承の中への碇着を避けるために図-27 の様に最後の横桁径間には曲鈹を用ひないで縦桁の下端までバラストコンクリートを詰める。

(三好宗逸)

12. 堰 堤

(21) 耐震的土堰堤

(F. H. Tibbetts, "Earthquake-Proof Earth Dams." E. N. R. July 2, 1936, p. 10-13.)

1. 沿革及一般計畫： Santa Clara 川は San Francisco 灣の南の半島が突出する所で海に注ぎ西方は北にのびて San Francisco 半島を形成する丘陵で境してゐる。下流地方の廣大な平野は非常に肥沃な土地で面積凡そ 130 000 acres である。

過去 20 年間灌溉は井戸水をポンプで汲み上げて河川

図-30

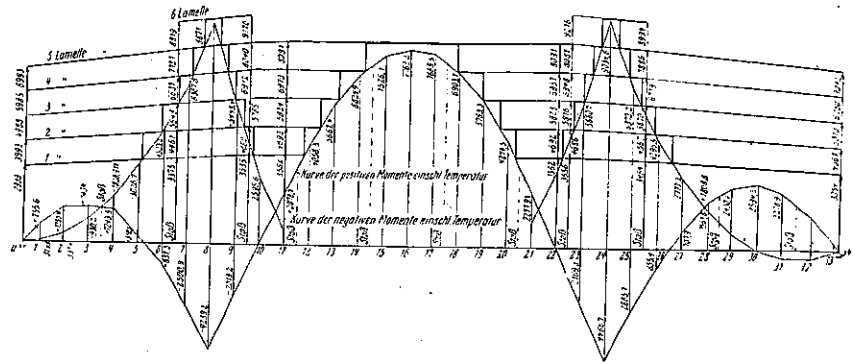
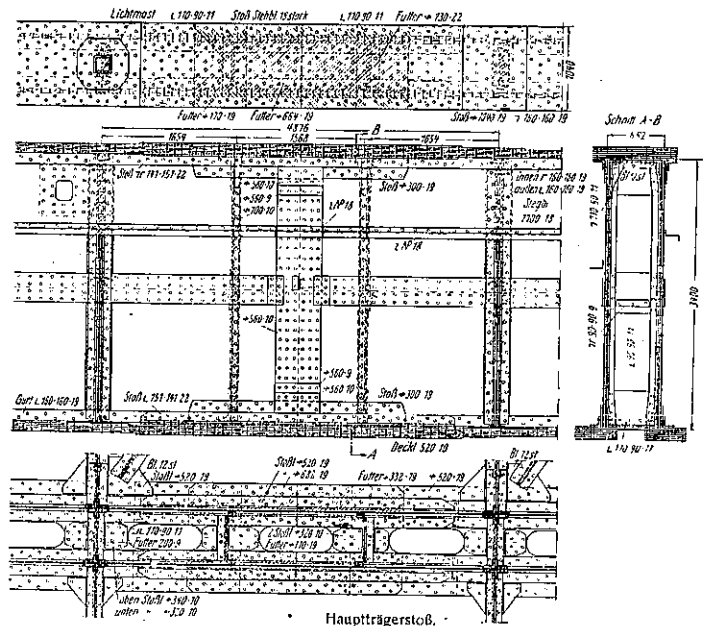


図-31



沿岸到る所に發達し 2000 以上のポンプ場が作業中である。その結果地下水位は絶えず下つてゐる。

最近創立せる Santa Clara water conservation District は無駄な洪水量の貯水（この計畫では洪水の 2/3 を貯水することになつてゐる）及地下水位の上昇を目的とする。而してポンプの動力費を減ずると共にポンプの使用により更に有益なる用途を待つ地下水を更に多く貯蔵することが期待されてゐる。

貯水池の堰堤は Santa Clara 川に流入する 5 大支流に設けられ何れも耐震構造の土堰堤である。Coyote 川は Hayward 断層を下つて來て東側より本流に合す

る一支流であるが他の支流に比して断然大である。其れ故洪水をこの川に貯水出来るか否かが貯水計畫の成るか成らぬかの分岐點であり従て 5 堰堤の中最大のものを築造する必要があつた。

最近完成を見た工事の主なるものは 100~140 呎の 5 つの土堰堤である。堰堤材料の選擇及その配置は細心なる實験研究の後行はれた。材料の物理的分析は粘土を最も多く含有する材料は上流側におきどの水平断面でも上流側に最も密なる材料を下流側に最も粗なる材料を排列すること及含水量は實験の結果最も密なる物質を作ることを示したる量から 2% の範圍内にあらしむるために毎日行つた。含水量は大抵 10~17% で不足せる箇所は撒水して補つた。締固の圧力は 325 封度/時²であつた。

餘水路は次の 3 つの理由から位置を選定した。

(1) 洪水を吐くために餘水路は直線なること, (2) コンクリートの巻立に最も都合のよい地質なること, (3) 餘水路を掘鑿した土砂は總て堰堤用材料に使用するから土堰堤として最も良い材料を得られること。

2. Coyote 堰堤の耐震設計: Coyote 堰堤 San José の東南 25 哩の地點にあり 30 000 エーカー・呎の貯水量を有し將來蓄上して容量を 45 000 エーカー・呎まで増加し得る。この堰堤は Hayward 断層に跨つてゐる。Hayward 断層の小変動は毎年數回地震計で認められ 30~40 年毎に大地震が起つてゐる。この設計に於ては次の 5 條件が土堰堤を耐震的になすために必要缺くべからざるものと假定された。

(1) 水密層 (impervious element) は地震動で破壊されたこと, (2) 堰堤底下の龜裂より地震時漏水せぬ構造水壁を充分深くすること, (3) 水密層は地震時でも水を通すことないやう充分厚くすること, (4) 水密層は応剪力を有さぬ粒狀物質で蔽ふこと, (5) 基礎地盤の震動により堰堤に裂目が出来ても水路が出来ぬ中に自動的に裂目をとどてしまふ構造となすこと。條件 (1) の點からコンクリートのアーチダム又は土堰堤の表面のコンクリートで耐水性にした構造とかコンクリートの心壁を挿入した構造は難がある。地震を考へなければ Coyote 堰堤だけは少くともコンクリート構造としたであらう。その堰堤地點は地形的に薄い半徑の變化するコンクリートアーチに充分適してゐる。かやうな構造にしたならば、採用設計に依る工費の一部を以て堰堤を築造し得たであらう。條件 (3) のために最大地震動の假定を根據づけるため地質学者が前世紀の San Andreas,

Hayward 兩断層に関する記録を十分研究した。そして“断層運動の水平成分は凡そ 15 呎, 垂直成分は凡そ 3 呎~5 呎に及ぶ”といふ結論を得た。(1871 年の日本の地震は水平成分 13 呎垂直成分 19 呎であつた) これを基礎として頂部に於ける水密層部最小厚は豫想せる最大水平運動の 4 倍に又 freeboard (貯水満水面より堰堤天端までの高さ) は最大垂直成分の 4 倍に等しくした。

Coyote 堰堤が安全であるためには上述した條件を満たさねばならぬ。而して従來の地震の 3 倍の地震に抵抗して下流の都市 (人口 70 000 人) に何等の危険も感ぜしめぬことが必要であつた。

この堰堤は凡そ垂直 21 呎の free board を有する。大地震の最中に最大洪水が時を同じうしてくるならば freeboard はその 1/2 だけ減ずるであらうが兩者が同時に起るには 1 000 年に 1 回, 30 秒間続く地震が 1 000 年に 1 回, 24 時間続く最大洪水期間中に起らなければならない。

図-32.

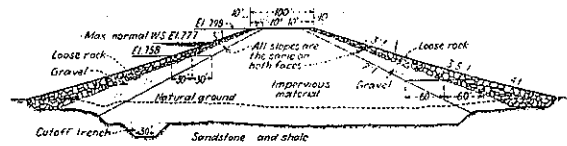


図-33.

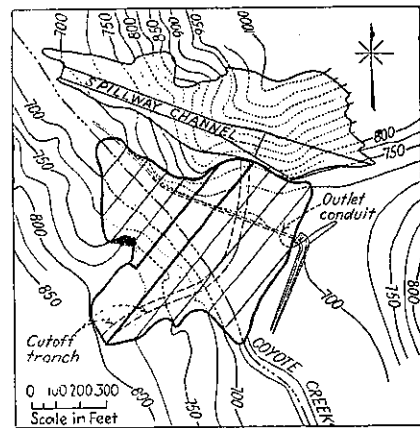


図-32 は断面を示す。水密層の頂幅 60 呎, 上流面下流面何れも 1:2 の勾配である。遮水溝は軟弱なる地盤を取除いて堅岩に達す。水密層の外側には上下流面とも丸い洗砂利及 rockfill の層があり何れも頂幅 10 呎, 底部で 90 呎の厚さになつてゐる。完成したこの土堰堤は常時満水面 (餘水吐の crest level まで) では河

川敷より凡そ 100 呎水を堰き上げる。堰堤の最大断面は底幅 1000 呎に達してゐる。

この設計に於ける第一の特色は図-33 に見る如く堰堤は溪谷壁の岩盤で支特せられてゐることである。かやうに堰堤の大部分を岩盤を支臺としてその上流側におく構造にすると堰堤が強い地震動をうけ裂目が入つても堰堤は岩壁に押しつけられて滑動することがない。又この設計では大地震に際して貯水池が満水してゐて堰堤が飽和してゐても砂利や rock-fill の層は水密層を動かさないやうに保持し貯水を保たしめてゐる、そして假令地震で堰堤に龜裂が生じても上部の重い岩塊と共に砂利は裂目の中に落ちて漏水を防止する。

Coyote 地點でも基礎地盤の性質を知るため及土取場を何處にしたらいゝかを決するため他の 4 地點同様試験及地質調査隧道を以て充分探究した。この探査隧道の一つに於て最近の断層内に小石を發見した。小石が裂目に依り地表から 40~50 呎落ちこんだものと思はれる。若しこのやうな龜裂が再び出来ても今度は堰堤の下になつてゐるが水密層の上の rock-fill や砂利の重味で水が漏れぬ中に自然に斯様な龜裂は閉塞されるであらう。

(島山 正)

15. 港 灣

(11) 深海部の波浪のエネルギー

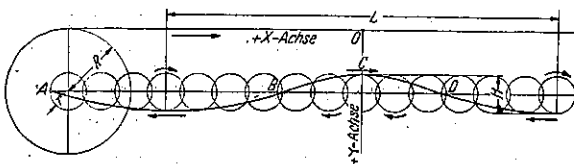
(E. Jacoby, Die Energie der Meereswellen.
"Die Berechnung der Standsicherheit
von Seehindämmern" W. R. H.
1936. 15. April 1936. S. 96~98.)

図-34 は深海部の波浪即ちトロコイド波の水分子運動状態を示す。此の場合各位置に於ける水分子の廻轉する円周軌道半径は、水面に於て最大で深くなるに従て次第に小になる。今水面より深 y なる個所の軌道半径を r_y とし、最上面の軌道半径を $r_0 = \frac{H}{2}$ とすれば、兩者の關係は次の如くである。

$$r_y = r_0 e^{ky} \quad \text{但} \quad k = -\frac{2\pi}{L} = -\frac{1}{R}$$

Way 氏は波浪の進向方向に横軸を、深さの方向に縦

図-34.



軸を取り、夫々其の座標 x_1 及 x_2 の間、 y_1 及 y_2 の區間に於ける運動エネルギーを (1) 式の如く表はした (Way; "Die Energie der Meereswellen" Jb. Hafenbautechn. Ges. 1920 参照)。

$$E_k = \frac{-\rho g r_0^2}{4} (x_2 - x_1) (e^{2ky_2} - e^{2ky_1}) \dots (1)$$

但 ρ : 水の質量, g : 重力加速度

水の單位重量を γ とすれば、 $\rho = \frac{\gamma}{g}$ であり、又図-34に明かなる如く $r_0 = \frac{H}{2}$ であるから (1) 式は (2) 式の如くなる。

$$E_k = -\frac{\gamma H^2}{16} (x_2 - x_1) (e^{2ky_2} - e^{2ky_1}) \dots (2)$$

図-34 に示す如く座標軸を定めれば、トロコイド曲線

$$\left. \begin{aligned} x &= R\varphi - r_0 \sin \varphi \\ y &= R - r_0 \cos \varphi \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

従つて B 點の座標は $y_2 = R \therefore \cos \varphi = 0, \varphi = \frac{\pi}{2}$ となる。又 $x_2 = \frac{R\pi}{2} - r_0$ 而して、 $2\pi R = L, r_0 = \frac{H}{2}$ なる故 $x_2 = \frac{L}{4} - \frac{H}{2}$, 尚 $x_1 = 0$ なる爲

$$x_2 - x_1 = \frac{L}{4} - \frac{H}{2} \dots (4)$$

次に図-35 に示す如く波の山の部分を、高の方向に 4 等分し、即ち之を $H/8$ に等分し、之に對應する横軸方向の距離を、 L_1, L_2, L_3, L_4 とすれば、トロコイド曲線より次の如き式を導き得る。

図-35.



$$\left. \begin{aligned} L_1 &= 0.254 R - 0.032 r_0 \\ L_2 &= 0.270 R - 0.102 r_0 \\ L_3 &= 0.327 R - 0.219 r_0 \\ L_4 &= 0.719 R - 0.647 r_0 \end{aligned} \right\} \dots (5)$$

而して $k = -\frac{2\pi}{L} = -\frac{1}{R}$ なる關係より $R = \frac{L}{2\pi}$, 又 $r_0 = \frac{H}{2}$ なる故 (5) 式より之等を用ひて (6) 式を得る。

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= 0.0404 L - 0.016 H \\ L_2 &= 0.0430 L - 0.051 H \\ L_3 &= 0.0521 L - 0.109 H \\ L_4 &= 0.1145 L - 0.323 H \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

之を用ひて波高 $H = 4.0$ m, 波長 $L = 10H = 40.0$ m なる波浪が直立壁に衝突した場合のエネルギー分布を計算して見る。半波高を 4 等分したる故、之の場合採用

すべき縦軸方向の區間長は、 $y_2 - y_1 = H/8 = 0.5\text{m}$ 。之に對する横軸、 $x_2 - x_1$ は (6) 式に $L = 10H$ を入れて、

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= 0.0388 L = 1.552\text{m} \\ L_2 &= 0.0379 L = 1.512\text{m} \\ L_3 &= 0.0412 L = 1.648\text{m} \\ L_4 &= 0.0821 L = 3.284\text{m} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

(2) 式を算出するに必要な数字を、以上のデータで求めれば表-8 を得る。表-8 の第 1 欄は上面よりの水深、第 2 欄は $e^{2ky} = e^{-\frac{4\pi y}{L}}$ 、第 3 欄は $-(e^{2ky_2} - e^{2ky_1})$ を示すが此の際 $y_0 = 0$ である。第 4 欄は各の深さに於る $-(e^{2ky_2} - e^{2ky_1})$ を求め之を便宜上 η にて示す。第 5 欄より第 8 欄までは、(2) 式の $x_2 - x_1$ に相當すべ

表-8.

1	2	3	4	5	6	7	8
y_m	e^{2ky}	$1 - e^{2ky}$	$\eta = -(e^{2ky_2} - e^{2ky_1})$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$
0.5	0.85462	0.14538	0.14538	0.451	0.440	0.479	0.055
1.0	0.73406	0.26594	0.26594	0.374	0.365	0.397	0.792
1.5	0.62421	0.37579	0.37579	0.341	0.332	0.362	0.721
2.0	0.53347	0.46653	0.46653	0.282	0.274	0.299	0.596
2.5	0.45593	0.54407	0.54407	0.241	0.234	0.256	0.509
3.0	0.38965	0.61035	0.61035	0.206	0.200	0.218	0.435
3.5	0.33300	0.66700	0.66700	0.176	0.171	0.187	0.372
4.0	0.28460	0.71540	0.71540	0.150	0.146	0.160	0.318
4.5	0.24323	0.75677	0.75677	0.128	0.125	0.136	0.272
5.0	0.20787	0.79213	0.79213	0.110	0.107	0.117	0.232
5.5	0.17765	0.82235	0.82235	0.094	0.091	0.100	0.198
6.0	0.15183	0.84817	0.84817	0.080	0.078	0.085	0.170
6.5	0.12976	0.87024	0.87024	0.069	0.067	0.073	0.145
7.0	0.11089	0.88911	0.88911	0.059	0.057	0.062	0.124
7.5	0.09477	0.90523	0.90523	0.050	0.049	0.053	0.106
8.0	0.08100	0.91900	0.91900	0.043	0.042	0.045	0.090
8.5	0.06922	0.93078	0.93078	0.037	0.036	0.039	0.077
9.0	0.05919	0.94084	0.94084	0.031	0.030	0.033	0.066
9.5	0.05056	0.94944	0.94944	0.027	0.026	0.028	0.056
10.0	0.04321	0.95679	0.95679	0.023	0.023	0.024	0.048
10.5	0.03693	0.96307	0.96307	0.019	0.019	0.021	0.041
11.0	0.03156	0.96844	0.96844	0.017	0.016	0.018	0.035
11.5	0.02697	0.97302	0.97302	0.014	0.014	0.015	0.030
12.0	0.02305	0.97695	0.97695	0.012	0.012	0.013	0.026
12.5	0.01970	0.98030	0.98030	0.010	0.010	0.011	0.022
13.0	0.01683	0.98317	0.98317	0.009	0.009	0.010	0.019
13.5	0.01438	0.98562	0.98562	0.008	0.007	0.008	0.016
14.0	0.01220	0.98771	0.98771	0.006	0.006	0.007	0.014
14.5	0.01031	0.98949	0.98949	0.006	0.005	0.006	0.012
15.0	0.00868	0.99102	0.99102	0.005	0.005	0.005	0.010
15.5	0.00767	0.99233	0.99233	0.004	0.004	0.004	0.008
16.0	0.00656	0.99344	0.99344	0.003	0.003	0.004	0.007
16.5	0.00551	0.99438	0.99438	0.003	0.003	0.003	0.006
17.0	0.00479	0.99521	0.99521	0.003	0.002	0.003	0.005

表-9.

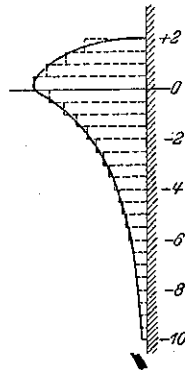
壱体の單位帯片水深		表-8 より				各帯片のエネルギー
上 端	F 端	8	7	6	5	E_k 値 $(y_2 - y_1) \frac{H^2}{16} \times 0.5$
m	m	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	$\frac{L\eta}{y_2 - y_1}$	
+2.0	+1.5	0.955	—	—	—	0.955
+1.5	+1.0	0.792	0.479	—	—	1.271
+1.0	+0.5	0.721	0.397	0.440	—	1.558
+0.5	0	0.596	0.362	0.365	0.451	1.774
0	-0.5	0.509	0.299	0.332	0.374	1.914
-0.5	-1.0	0.435	0.256	0.274	0.341	1.966
-1.0	-1.5	0.372	0.218	0.234	0.282	1.966
-1.5	-2.0	0.318	0.187	0.200	0.241	1.916
-2.0	-2.5	0.272	0.160	0.171	0.206	1.800
-2.5	-3.0	0.232	0.136	0.146	0.176	1.690
-3.0	-3.5	0.198	0.117	0.125	0.150	1.590
-3.5	-4.0	0.170	0.100	0.107	0.128	1.505
-4.0	-4.5	0.145	0.085	0.091	0.110	1.431
-4.5	-5.0	0.124	0.073	0.078	0.094	1.369
-5.0	-5.5	0.106	0.062	0.067	0.080	1.315
-5.5	-6.0	0.090	0.053	0.057	0.069	1.269
-6.0	-6.5	0.077	0.045	0.049	0.059	1.230
-6.5	-7.0	0.066	0.039	0.042	0.050	1.197
-7.0	-7.5	0.056	0.033	0.036	0.043	1.168
-7.5	-8.0	0.048	0.028	0.030	0.037	1.143
-8.0	-8.5	0.041	0.024	0.026	0.031	1.122
-8.5	-9.0	0.035	0.021	0.022	0.027	1.105
-9.0	-9.5	0.030	0.018	0.019	0.023	1.090
-9.5	-10.0	0.026	0.015	0.016	0.019	1.076
-10.0	-10.5	0.022	0.013	0.014	0.017	1.066
Σ15.695						

き (9) 式の L_1, L_2, L_3, L_4 を γ に乗じた結果を掲げてある。最後に (2) 式の $8H^2/16$ の項であるが、之は $\gamma=1$ とし、 $H=4.0$ を代入すると、 $\frac{\gamma H^2}{16} = \frac{1 \times 4^2}{16} = 1$ となる。

直立壁を上下の方向に、0.5m 幅の単位帯片を取り、以上の計算に基づき各片に作用すべき波のエネルギーを求めれば、表-9 の如くである。最右端の欄は各帯片に作用する全エネルギーを示す。

此處に注意すべきは、表-9 の結果は、波の山の部分の半分即ち図-35 の D-C なる部分に關する数値である。又静水面は波高の中央 $\frac{H}{2}$ より $\frac{\pi\gamma_0^2}{L}$ 丈低い位置にあるのであるが、之の場合其の量が少いので之を無視して、静水面は $\frac{H}{2}$ と見做し之を零線とした。図-36 に以上の数値を图示したが、之に依ればエネルギーの最大は零線の部分である。
(比田 正)

図-36.



423	68	7 000
422	68	6 000
340	65	4 000
250	60	2 500
434	76	6 000
82	32	300
14.	52	1 000

sheer-leg.

固定式 2 基 各 拉力 100 t
浮橋式 1 基 ,, ,, 20 ,,

浮起重機 (boom derrick 式) 9 基

腕本長(呎)	拉力(t)	(荷役用)
90.....	7	(,,)
100.....	7	(,,)
100.....	30	(,,)
100.....	40	(,,)
107.....	100	(,,)
100.....	25	(,,)
100.....	30	(,,)
100.....	50	(,,)
100.....	100	(,,)
100.....	100	(兼 離 用)

其他、良船 2 隻、ランチ 1 隻、杭打機 5 基、液漕船 2 隻、消火船 2 隻を Board of State Harbour Commission 所有す。

2. 取扱貨物：取扱貨物の主なるものは、南京豆、油、鋼鉄材、機械、車輛、木材、紙、金屬製品、醫藥、化學製品、穀物、野菜、果實、食料品一般等であり、1930 年までは表-10 の如く次第に貨物が増加したが、夫以後 33 年頃までは減少を示し最近漸く不況を脱しつつある。

尙 1935 年度の現況は、定期船航路 146 線、出入貨物 9 588 046 t、Golden Gate に入りし汽船 5 933 隻、同登簿噸數 17 415 334 t、ferry に依り通過せる旅客數は約 50 000 000 人であつた。

表-10. 出入貨物表

年次	出入貨物噸數	年次	出入貨物噸數
1895	3 729 367	1928	10 854 087
1900	4 646 157	1929	11 639 971
1905	5 292 113	1930	12 448 242
1910	6 866 148	1931	11 639 151
1915	7 047 117	1932	9 578 118
1920	9 466 798	1933	8 674 528
1925	10 099 336	1934	9 026 604
1926	10 652 076	1935	9 588 046
1927	11 131 850		

(比田 正)

(12) San Francisco 港概況

(P. W. Meherin; "The Port of San Francisco," Dock & Harbour Authority. Sept. S. 301-310.)

1. 港灣施設：現在迄に費したる總工費 85 000 000 で、主なる施設は次の如くである。

突堤 42 本、旅客及自動車用渡船施設 (ferry slip) 14 ケ所、貨車航送施設 (car ferry slip) 6 ケ所、鐵道終端驛 3、繫船岸壁總延長 17 哩、倉庫面積 186 エーカー、同取扱噸量 1 年間 2 030 600 t.

特殊設備：穀物荷役設備、冷蔵倉庫、果實埠頭、油類荷役設備、漁港設備 (小漁船 325 隻分) 防疫設備、乾船渠 2 ケ所

長(呎)	上幅(呎)	底幅(呎)	深(呎)
750	103	74	26.5
1 020	153	110	45.5

浮船渠 5

長(呎)	幅(呎)	能力(t)
271	68	2 000
301	68	2 500
450	80	6 500
460	92	15 000
333.5	92	10 000

船架 8

長(呎)	幅(呎)	能力(t)
452	68	8 000

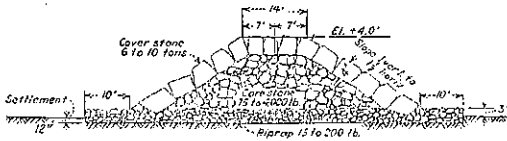
(13) アスファルトコンクリートで固めた粗石堤

(F. B. Wilby, "Rubble jetties made solid with asphalt concrete." E. N. R. Aug. 20, 1936. p. 263~265.)

今米國で注目を惹いてゐる“粗石堤をアスファルト・コ

ンクリートで一体化する”工法は綿密なる調査研究と多大の實驗を経た上で、1935年 Galveston 海峡 (Texas) の入口突堤に實施成功したのを嚆矢とする。元來米國式として慣用されてゐる粗石堤の標準型は圖-37の如きもの (Galveston の原型も是) であるが、缺點として挙げ

圖-37.



られるものに次の 2 點がある。

(1) 透水性であるため堤の内部迄も不絶海波の打撃を蒙る事。其の結果管に基礎の沈下のみならず、心塊を成す粗石相互の磨耗や、波力による移動を生じて堤の断面や法が壞され、計畫断面に修復するに少からざる費用を週期的に要する事になる。(2) 潮流により、漂砂が堤体を通して水路を淺くするので、之又維持浚渫費が増加する事。

當初は普通のコンクリートの帽子を被せる事が考へられたが、水面下の施工困難のため豫期の効果は得られなかつた。

応用の起源：然るに當時 Miss. 河岸の沈床としてアスファルトを含んだ黄土 (loess) と河砂 (骨材) を混合し、經濟的に成功して居たので、沈床に差支ないなら堤体補強の水中コンクリート打にも転用されるであらう事が確められた。そして最初は、荒海の波浪や潮流に抵抗して水中の岩隙に流入出来る程度の濃度の熱い混合物を製造するのに役立った。

セメントとの比較：セメント・コンクリートとアスファルト・コンクリートの相對的利點を試験する可く、兩者の断面を半分宛有する模型を作つて Galveston の Fort point 岸上で比較實驗の結果、前者は張石の下面を据付ける事に失敗してゐるのが發見されたのに反し、アスファルト・コンクリートの方は底部の心塊迄間隙が填充されて強靱堅牢になつてゐた。

Galveston 南堤の實施：この實驗の結果南堤の一部をアスファルト・コンクリートで被覆する工事が認可され、1935年 8月 28日着工された。400°~450° F のアスファルト・コンクリート塊は、トラックで運びシャベルと熊手で型を付けると、蒸氣振動器で 30 分間叩き込んで (圖-38 参照) 仕上げた。

此數ヶ月間の經驗が示す處は、

圖-38.



(1) アスファルト・コンクリートの水中施工が實に容易であつて、叩き込みによつて水面下でも隙間の隅々迄よく材料が行き互ること、(2) 型を使はないでも振動器で天端や法が固められた。(3) 堤の手近に砂が間に合ふ場合では、セメント・コンクリートより安價なること。(4) 捨石堤がアスファルト・コンクリートで結合されて、同一断面の單一構造と同一の效果を示すこと。かくして、Galveston 南堤 3800 呎のアスファルト・コンクリート被覆工事は本年 7 月 15 日頃完成した。

その後の研究：以上の如き成功を見て、相當水深の大なる個處の堤の修築に適するや否かを決するため、當局は更に Fort Point で實驗を続ける事になつた。その結果水中部分では、材料が薄く擴がつて早く熱が失はれ、餘り面白くない結果を示し、新混合物の考案と尙一層の試験の必要を暗示した。新混合物は 400° F で、18% が 30~40 透過度のアスファルト 12% が黄土、70% が Galveston 砂であつたが、良好な結果を得て、南堤の沖の破損部分に實施した。(櫻木興一)

16. 道 路

(17) 自動車専用道路の路面の構築

(K. Sack v. K. Haufe, "Ausgestaltung der Fahrbahndecken auf den Reichsautobahnen." Bautech. H. Sep. 1936. S. 579-582.)

横断面：圖-39 の様に 5 m の中間帯を挟んで兩側に 7.5 m の車道あり、車道の兩側には夫々 0.4 m, 1 m,

けるものである。餘り幅を廣くして活荷重による衝撃が大とならない様にするのが大切である。急カーブ築堤部では縦目地が開くのを防ぐために兩者の間には繋ぎをとる。目地填充材はコンクリートによく密着し又伸展性に富んだ瀝青材料が用ひられる。地盤が悪い所では図-41の如き Dübel を入れる。Dübel の目的は目地の箇所荷重を傳達する爲のもので適當に入れないと版の縦方向の動きが妨げられ、浮上る様な結果をもたらす。図-42 a の如き目地もあるが仕事が面倒で且版の縦方向の動きを妨げられる缺點がある。急勾配では下り下るので5%以上の勾配にあつては図-43の方法が用ひられる。高速車に對しては路面が平であることは特に必要で、地盤の沈下、不均等なコンクリート厚、發生の不良等によつて生ずる路面の凹凸は出来るだけ避ける様努めなくてはならない。

瀝青鋪裝：基礎は十分堅固に仕上げなくてはならない。碎石基礎の時には碎石を十分に搗固めて20cm位の基礎地盤を作り其の上に小さい碎石を120~150kg/m²の割合に敷く。コンクリート基礎の時には1m³に付きセメント200kg位の配合で厚さ20cm位に打つ。(28日の曲げ応力20~25kg/cm²)以上の基礎の上に厚3~4cm程度にアスファルト或はタールの下層をおく。この層は路面と同程度に表面を平に仕上げなくてはならない。この上に表層を打つがこれにはアスファルトコンクリート、タールコンクリート、シートアスファルト等を使用する。

縁地帯：車道がコンクリート鋪裝の時には暗色に、瀝青鋪裝の時には明色を用ひて、自動車や霧或は薄明りの中で安全に運転出来る様に車道を浮き立たせる。コンクリートでは厚18cmで1m²當りセメント150~200kg配合する。地盤の悪い所では厚さを25cmにする。縁にも普通6~8mの間隔で横目地をいれる。瀝青鋪裝にする時には基礎コンクリートの上に厚2cmに敷く。この縁の部分は車道面と同じ勾配にして故障等した車の駐車にこの地帯を利用する。車道から流れてくる雨水が車道とこの縁との間の空隙に滲込みぬ様にこの間に幅1cm高2cm許りの瀝青材料を填充する。

小鋪石道：(図-44, 45 参照)小鋪石は高さ9~11cmのもので表面はなるべく平で4隅の鋭いものなるを要す。目地は6~8mmで基礎は出来るだけ平に仕上げ、厚2.5cmの砂の褥層で路面の凹凸を加減する。目地の填充材にはセメントモルタル或は瀝青材料を用ひるが基礎がセメントの如く堅固なものである時には通

常セメントモルタル(配合1:1.5, 1:2.5)を使用する。
(佐友 彰)

(18) コンクリート道路の維持修繕

(Alexander W. Muir, "Cracks and Sinks in Concrete." E. N. R. July 30, 1936. p. 158-160.)

コンクリート鋪裝は設計者並に施工者の熟練の程度如何に依つて重大なる影響を受け、或場合には其の維持修繕は極めて簡単容易となり、他の場合には困難且つ高價なものとなる。維持修繕の方法としては、(1)目地及龜裂の填充、(2)版の損傷並に破壊箇所及人孔類の修繕(3)沈下箇所の修繕、(4)表面處理等をあげる事が出来る。

目地填充：最近のコンクリート鋪裝は總て横目地を設け又多くは縦目地をも設けてある。勿論目地の幅、設計方法並に使用材料は種々あるが、目地或は龜裂に最も普通使用される材料は瀝青質材料にして、タール及アスファルトは最も重要なものである。瀝青材料の特質は幾多の要素に支配されるが、要するに目地或は龜裂の寸法形状に応じ或は又其地方の最高最低気温の何れの場合に於ても、安定状態を保ち且つ又過度の靱性を有する様に設計し、改良を加へて行かねばならない。それには未だ充分研究の餘地あるものと思はれる。目地及龜裂には出来るだけ良く瀝青材を填充して如何なる天候に於ても濕氣の滲透を防ぎ得なければならぬ。然し餘分に填充して表面に突起を生ずる結果、車の乗越しに不快な感と與へるのみならず、重交通に依り鋪裝版に不必要且つ危険な衝撃応力を生ぜざる様にすべきである。

目地或は龜裂に填充する際には充分之を清掃し、全ての夾雜物を除去したる後行ふが、アスファルト乳劑の如き常溫材を使用する場合は高压空氣射油機を使用せば極めて好都合である。然し加熱アスファルトの如き加熱材を使用する場合氣泡の發生を防ぎ新舊材料の附着を充分ならしむるには、龜裂が絶対に濕氣を含みぬ事を必要とする。龜裂及目地の乾燥には其處にガソリンを注入して點火するか、或は松明を利用して簡單に行つて居るが、此の方法は舊瀝青をも熱して新瀝青との附着を好都合ならしめてある。

尙瀝青材を過熱する事なく而も所定位置に充分行渡る如く適當な稠度に加熱する事はなかなか困難であり其故に加熱用途には正確な寒暖計を備へ、係員も良く訓練して置く事が重要である。

表面剝離及切取： コンクリート舗装に極めて普通に起る破損は表面剝離である。只薄い皮殻のみ剝脱する場合には其の部分をも更に分離するか否かを調べ、速かに適當な方法を講ずる必要がある。小面積の箇所が散在して居る場合には瀝青補綴法を用ひ、現場若しくはプラントにて製造せる瀝青混合物を使用する。瀝青混合物は路面の破損を修繕するに適するのみならず、ひどく破壊分離せる部分とか埋設物の損傷箇所の暫定的修繕にも用ひられる。然し之は美觀を害ふ缺點がある。

破壊箇所の深淺に不拘、又人孔類の場合でも永久的修繕をなすには先づ總ての弛緩せる不良材料を除去する必要がある、人孔類の縁は四角に切り揃へて置かねばならぬ。版を切抜いて補綴する場合には切口を一樣に平滑にするを避け、底部は附着を増す爲に粗面に仕上げ、又鉄筋補強をなす場合には在來の鉄筋を充分露出せしめ、それと類似の鉄筋を新たに結合する。人孔類の場合は掘鑿面積より周囲の6吋(出來れば1呎)位大なる面積のコンクリートを除去する様にし、補綴箇所周囲を出来る丈強い基礎にする。古い舗装の端部並に表面のみ破損せるコンクリートの表面は充分掃除し、適當に濕氣を興へて新設材料から必要以上に水分の吸収されるを防ぎ、混合物の鋪敷直前に純セメントグROUTを露出部全体に薄く塗布して置く。

市場には有名な混合劑が多くあるが大部分は極めて疑しいもので其の主成分は普通の鹽化カルシウムである。ポルトランドセメントも早強ポルトランドセメントも使用されてゐる。一般に早期強度を必要としないならば廣い面積の修繕には、前の舗装に使用した骨材とその寸法及配合を類似せしむべきである。

小さい人孔の修繕にはセメントの割合を稍増加するが良い。配合割合を正確に決定出來ぬ時は大體1:1 $\frac{1}{2}$:2の配合にすると可成好結果を興へてゐる。配合並に骨材の寸法に注意し、水セメント比は極端に低くする方がよい。混合物及骨材の含水量も算入しての水セメント比は大體セメント1袋當り4galを越えない様にする。混合は主として機械練とし、其混合時間は2 $\frac{1}{2}$ ~5分なるも混和劑を使用する時は適宜増加すべきである。

コンクリートは混和劑の有無に依り、2~4時に鋪設し充分搗固めて表面にモルタルの浮出す様にする。常溫では凝結開始は最後の搗固め後10~20分内に起り此れは一般に搗固充分なるコンクリートの表面に現はれるかすかな水膜が突然消失する事に依り認められる。凝結開始の時更に充分に搗固め適當に均らし然る後養生にか

かる。斯くするのは前の舗装と新設材料との間の結合を確實ならしむるに極めて重要な事である。

沈下版の引揚： 版の沈下は横目地箇所路盤の不安定或は兩版間の柄の不完全な爲重い交通荷重を受けた場合版端に起るものと版全体が沈下するものと2種あり、前者は深さ1/2吋以下が普通で版に龜裂其他種々の破損を招來する傾向を有し、後者は1區間若しくは全道路の廣大な面積にわたつてゐる。此等の沈下は泥を注入する方法に依り引揚げの事が出来る。其れには版に穿岩機を用ひて2 $\frac{1}{2}$ 吋の孔を穿ち其の位置間隔は版を揚げるに要する材料を一樣に注入出来る様に決める。版の下に注入する材料は微細な土壤で之をmudjackの中に填充する前に土壤の1碼³に對して最少2袋のポルトランドセメントを混合する。乾燥並に安定を迅速にするにはセメント量を増加すれば良い。其の使用最大量は今迄では1碼³に付6袋である。mudjackは連続掘土機式混合機で土壤とセメントの混合物に水を混じて脂肪様物質を造り、ホースに依り既穿の孔から注入する。注入の當初若しくは引揚高の小さい時は組成成分を稀薄にし、操作の終り又は沈下の大なる所には濃度の大きなものを用ふる。斯る操作は單一の孔に依るべきでなく版全体が徐々に適當な位置まで揚る様に全孔を通じて一樣に分布すべきであると云ふ事は路面を平坦にし、龜裂を防止するには是非とも考へなければならぬ。此の仕事に重要な事は版の動きを精密に調べ注意深く操作を進める事である。

表面處理： 表面剝離が擴大して來ると表面を保護する爲に次の如き方法が講ぜられる。(1) 薄いコンクリート版で再舗装する法、(2) 瀝青再舗装、(3) 現場混合瀝青マカダム舗装、(4) 簡易表面處理、其の中前3者は在來コンクリートを基礎とする事になり、(4)は維持に屬するものにして、此れには32°Cに於てフローテスト60~150を示す加熱タール若しくはアスファルト乳劑を使用し極めて經濟的に良好なる結果を収めてゐる。其の材料は1碼³には1/4gal宛使用し3/8吋碎石屑を25~35對度位を撒布し、仕上り厚1/4吋位にする。最初は斯る方法を取つても交通に依り或は降雨により多少剝離して來るから其の被害の小なる中に類似した瀝青と碎石屑により修繕を行ふべきである。普通は斯る處理は3年毎に新に繰返さなければならぬ。

(谷藤正三)

(19) コンクリート道路横目地の柵構造

(E. Goerner und H. Leussink, "Über den Einbau von Querfügendübeln bei Betonstrassen." Bautech. 21. Feb. 1936. S. 134~137.)

横目地に挿入したる柵は版端に於ける輪荷重を兩版に分配し、同一荷重状態にして柵が無いとき端部に生ずる大なる曲げモーメントを減ずるに役立つ。此問題については柵の適宜なる寸法及間隔に關する計算的取扱も既に行はれてゐる。柵は細心の注意を以て組立てる様になければその作用が役立たなくなるのみならず、コンクリート路面を危険な状態に曝す結果になる。柵について要點をあぐれば、(1) 柵は鉛直及水平方向共道路中心線に平行に置かなければならぬ。(2) 柵の可動端に於ける移動が許容限度を超えてはならぬ、(3) 柵は版の伸縮を妨げてはならぬ。(4) 柵の曲げ強さが大でなければならぬ。

1. 柵の設置：柵は路心に平行且つ水平位置に組立てなければならぬと固く考へられ、之迄考案された位置固定の方法も澤山あるが仕上げが中々困難であり、又簡単な標準もあり頼りになるものはない。柵は一度正しい位置に置かれた丈では充分でなく、之はコンクリートの敷均し及搗固め若しくは仕上げによつても其位置を保持しなければならぬ。アメリカでは柵は固く定置し、人間の体重を以て動かさるべからずと規定してある。

柵の位置を保持する最も簡単な方法は個々の柵の端をコンクリート塊で支持することである。別に中央には目地の位置に支點があり之は經驗上木塊が最良である。斯かる

図-46. コンクリート塊を利用して柵を支持する方法



場合個々の柵はコンクリートの搬入或は搗固め器具により容易に圧縮され得、時に危険なのは二層式コンクリートに於て先づ下層のみが搬入、搗固められた時で此際は

コンクリートの薄層が柵の上にある譯で然かも仕上げが直接作用することになる。一層式コンクリート或はバイブレーターを用ひて搗固める場合は柵の位置は危険が少くなる。

個々の柵が移動するのを防ぐ爲に、柵の端に丸鋼又は孔のあいた平鋼で横の連絡をつけてゐるのもあり、(図-47) 此時柵は平行運動のみができ、連絡鋼を支へるコンクリートは高さを一定にする役をなす。図-48も同一目的に用ひるもので此種構造は柵の位置を確保するものである。此は

図-47. 平鋼による柵の横連絡

コンクリート搗固め後取去られ再び別の所で利用される。図-49の如く端部補強の方法もあり此際搗固め位置の打撃作用は柵の上方に配置せる補強鋼によつて傳へられる。図-50は特別な鋼室を用ひて施工

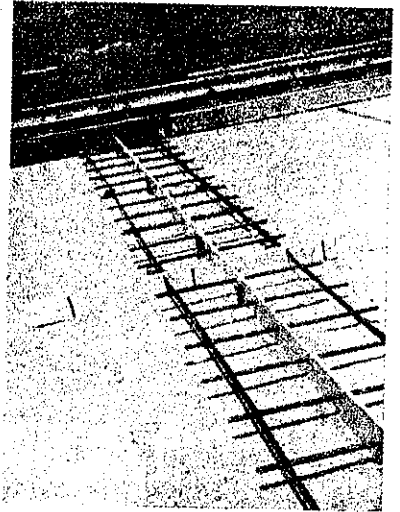
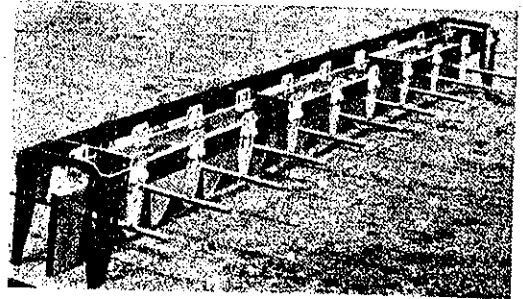


図-48. 組立柵構



基面に柵を支持する方法である。最も理想的安全な標準方法の選擇は施工基面の状態、搗固め器具の種類及鋪裝厚に關係する。柵が確實なる程その配置は價值あるものにして、少くとも上述のアメリカの規定が満足されなければならぬ。

全然無經驗の新方法をやる場合には柵の位置をば搗固め後個々の位置にて試験するのであるが、それには搗固めたコンクリートを再び柵の所まで除去して、搗固め前測定せる各個の柵の高さ及計畫位置と比較してみる。

図-49. 補強網による方法

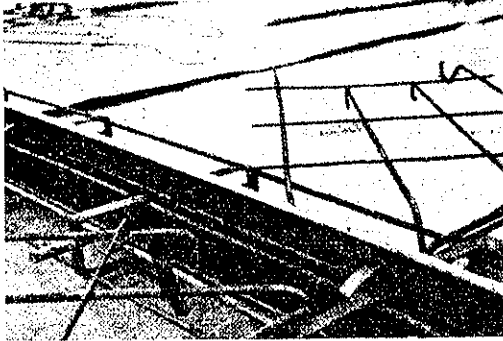


図-50. 鋼板による方法

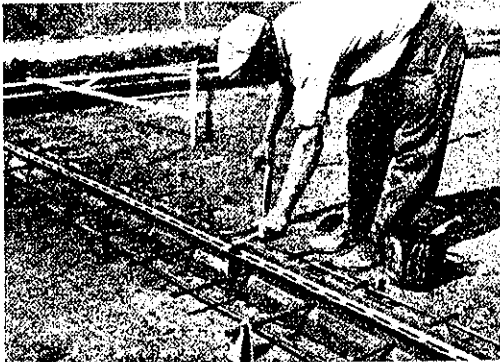
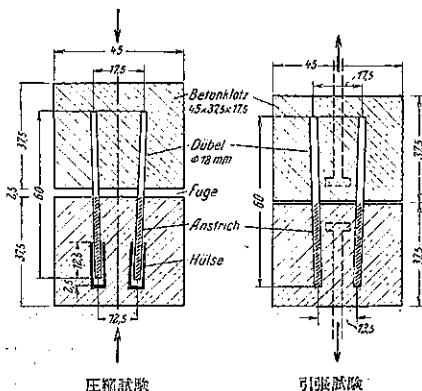


図-47の如く注意深くつくつた柄ではハンマー搗固器で下部コンクリートを圧縮したる場合、偏差は高さに於て最大 3 mm, 側面変位は最大 1 mm にして、此量は無視して可である。

厳密に中心線に平行なる位置から柄が相當変位を惹起したる結果について mensch によれば、柄が計畫位置を外れて居れば版の伸縮を妨害し、柄の可動端が豫期せる膨脹空隙内に変位せずコンクリートの摩擦によつ

図-51. 偏倚柄による実験 (mensch)



て牽制され、従て応力を生じ之が柄の彎曲並にコンクリートの破壊を招來する。長 60 cm の 2 つの柄を端部 5 cm 丈偏寄さして供試体中に挿入して試験を行つたが、版端の温度により生ずる外に外部の圧縮及引張によつて移動が 12.5 mm に達する。正しい位置に於ては注目すべき程の力は必要なく 図-51 に示した装置にて 0~12.5 mm の移動を生ずるためには表-11 の荷重が必要である。圧縮によつて 11.8 mm の移動を與ふる場合柄は

表-11.

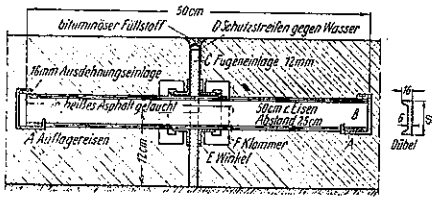
移動 (mm)	荷重 (kg)	備 考
0.55	圧縮 840	} $\tau = 3.5 \text{ kg/cm}^2$
3.55	" 930	
11.80	" 3 800	コンクリート破壊
12.5	引張 6 300	実験中止

彎曲し目地の所でコンクリートは破壊する。實驗に於ては平行位置との偏差を故意に大にとり、その移動量も亦 20 m 長の版について通常考へられるよりも大とする。實驗によれば変位 10 mm で偏差が 60 cm 長につき 1 cm の場合には柄がコンクリートの破壊を惹起することがない。之は許容偏差と考へられるが装置を固くし組立の際注意すれば此程度には出來得る。

2. 柄の許容移動： 柄とその周囲のコンクリートとの間に運動の餘地があるため柄が先づ荷重を受ける。版の端に直接荷重がかゝつた場合、恰も柄の無い時の如く先づ彎曲を生じ、運動の餘地が版の彎曲の程度より大なる時には概して柄は作用しない。

コンクリート中に定着された柄の一端部は運動の餘地無きものと考へられ、就中、コンクリートが手動器具又は振動器具で搗固められた場所について然るが此際柄は振動を起さぬが却つて柄の周圍に空隙を生ずる惧がある。それに反して可動部はケースを取付けたり或は附着強度に打勝つに必要な ペント 塗に依つてある程度の移動をなす。移動の餘裕に對する許容限度は自由な版端の彎曲量によつて定められる。計算上版端の彎曲量は 1 mm であるから、柄は約 0.2~0.5 mm の移動が許容される譯である。柄の固定端も動くならばその移動は版の彎曲を超過し従て効果が無くなる。柄の效用並に壽命は組立と重大なる關係があり、危惧を感じ乍ら敷設したる如き柄は時の経過と共に弛み、徐々に効果を失ふ。古い道路に於て柄の周圍に卵形の孔が觀察されるが、斯く組立つた丸鋼柄が長期に亘り有效なるかは疑問で、將來丸鋼の代りに平鋼を用ひる様になるであらう。図-52 はアメリカの實施例である。

図-52. 山形鋼を有する平鋼納



3. 納の伸縮力：伸縮充分にして且つ垂直方向に不動であると云ふ點に於ては、恰好な鋼ケースを全長に亘つて嵌める装置を有する納が最も効果があつた（図-54）。が斯かる方法は高價すぎる。納の可動部分に目地の所までガタガタのケースを嵌めることは餘裕が大きいため納を無効にする故に、最外端のみケースを利用し餘の可動部分はコンクリートと鋼との附着を妨ぐるた

図-53. コンクリートを注入せる納

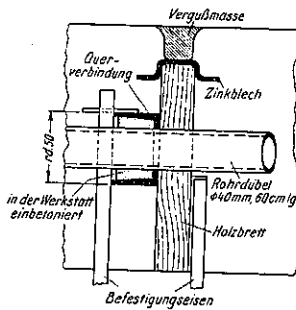
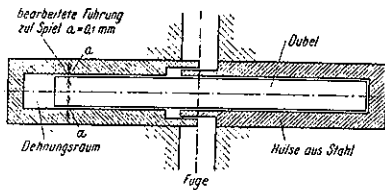


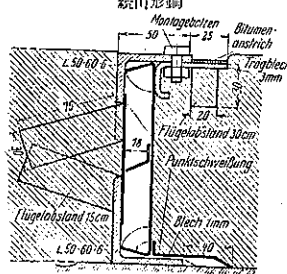
図-54. ケースを利用せる納



めに非常に薄く塗料を施す。

4. 納の抵抗モーメント：目地幅が極めて小なるにも拘らず納は彎曲によつて強く応力を生ずる故に抵抗モーメントをできるだけ大としなければならぬ。直径 20 mm の納を 30cm 間隔に配置した場合交通に依り鋼は降伏點に達する如き応力を生じた。

図-55. 前方傳達を考慮せる連続山形鋼



目地の長さ 1 m につき丸鋼納の抵抗モーメントを計算すると 2.63 cm³ となるから、鋼の許容応力を 1400 kg/cm² として 4.1 cm³ の抵抗モーメントを有しなければならぬ。丸鋼は曲げ応力に對して不經濟であり且つコン

クリートの支持応力に對しても好ましくないからアメリカでは抵抗モーメントの大きい平鋼又は管を用ふるに至つた（表-12）。個々の納の代りに連続鋼を考案した（図-55）が之は未だ實際上の經驗がないようである。

表-12.

種類	寸法 (mm)	間隔 (cm)	W (cm ³)	W/m (cm ³)	断面/m (cm ³)
丸鋼	φ 16	30	0.40	1.34	6.7
..	φ 20	30	0.78	2.62	10.5
..	φ 20	20	0.78	3.14	12.6
..	φ 25	35	1.53	5.10	16.4
..	φ 25	20	1.53	6.12	19.6
平鋼 [4	h=40	35	1.05	23.5	20.7
.. [5	h=50	30	10.6	35.4	23.7
管	φ30; d=2.5	30	1.12	3.75	7.2
..	φ40; d=3.0	30	2.42	8.10	11.6

納の寸法をあまり大として鋼がコンクリート中に分離層をつくらぬ様にすることが重要で、納が一平面内に於て配置が近過ぎたり或ひはコンクリートの上又は下層に於て廣すぎると引張応力或ひは剪断応力が著しく大となる時があり、その爲にコンクリートが破壊することがある。非常に良く取扱はれた例は図-52 である。

5. 納の長さ：納の長さはコンクリートの圧縮応力及曲げ応力を可及的小ならしむる様定めなければならぬ。最も適當な長さは 60~80 cm で一般に納が長くなると共に曲げ応力は大となる。外径 40 mm 厚 2.8 mm 長 58 cm 管納は目地に於てコンクリートが破壊する前に 4500 kg の單一荷重を傳達し得るに對して 28 cm の納は 3000 kg であつた。夫故に納は 60 cm よりも長くした方がよい。

現場に於て満足に納を組立てることは中々容易ならず、組立不完全なる納或ひは抵抗の弱い納は效果無きのみならずコンクリート破壊の原因となり同時に納無き場合よりも悪結果を與ふ。（長瀬 新）

(20) Darmstadt 道路研究所の研究事項

(F. Knipping und K. Götz, "Die Forschungsarbeiten des Straßenbau Institutes in Darmstadt." Bautech. 29. mai, 1936. S. 316~319.)

1928/29 年國庫並に地元の寄附によつて全ドイツの高等工業学校の道路研究所が整備せられたがその研究目的及権限は貨物自動車交通に伴ふ道路建設上の重大な根本的意義を考慮し、此方面の研究途上にある問題を精細に検討して之を解決せんとするものである。こゝに國家の援助を受けて研究を行つた Darmstadt 研究所の研究事項を略述する。

其の研究事項として地盤（土質の研究）、構築材料、路面構造並に路面と車輛の關係を取扱つたが、今日先づ考ふべきことは無計畫に實施擴大されてきた現在の道路網を極めて迅速に且つ可及的廣範圍に互り貨物自動車最近の交通に適合するよう改良を要することにして従來廣く利用せられて居つた砂利道も結合材を添加して改良するを必要とするに至つた。骨材相互の凝聚性並に抵抗能力は骨材の組成を適當に選擇せば水締或は瀝青結合材によつて充分効果を擧げ得る。

夫故に本研究は第一に骨材の組織的配合の研究に着手した。最初にマカダムの法則に従つて各層同一粒径のものを層別に下から上に寸法を變へる方法とコンクリートの法則に従つて種々の粒径のものを混合して空隙を最小にする方法とに依つて敷設して見た。此の2敷設方法に對しては、圧縮せらるゝ各寸法の骨材の混合状態と敷設密度との關係が明かに重要なものである。本研究は第一に0~2mmの微粒を取扱ひ粒径の大小混合状態と空隙との間の合理的關係を得た。其の後0~7mm或は0~12mmの粗粒に就て研究し混合状態と空隙器との間に類似の法則を見出した。此研究の結果を總括するに骨材を設計密度に敷設したいと思ふときに種々の所要粒径寸法を判断するには簡分析によつて、できることが解つたが此結論はセメントコンクリートの方で類似の目的の爲他の方法で得た結論と良く一致する。粒径の大小による骨材の混合状態と共に骨材の形状も重要な事は明かであつて、當然の事ではあるが敷設密度は形が凹ければ大となり、其に反して扁平なもの程小となる。

次に、理論的に一定の組成の骨材混合物に瀝青を添加し一定密度に仕上げた供試体について圧縮強度、滲透度及引張強度の試験を行つた。初め此研究は一般的に價値ある結論を得なかつたが骨材の大小混合状態並に敷設密度の影響は明白であつた。尙瀝青結合剤に就て流動性或は粘着性の如き特性に關する填充材の影響を見るために主として瀝青混合物について液体比重計を用ひて填充材組成試験を行つた。此際瀝青と同量の填充材（重量24%）を加へたが骨材の種類及寸法を種々變へて見た。其他一定の瀝青、定径の砂及上述の試験に用ひた種々の填充材からなる供試体の強度試験も行つた。其結果強度は填充材の寸法によつて左右されるのみならず、填充材の種類にも影響されることを示した。

更に研究を進めてタールにアスファルトを附加することの影響を決定せんとし径0~2mmの砂とタール（20

%以内のアスファルトを混じたる）から成る供試体による試験結果を見るに強度（圧縮強度、滲透度及引張強度）は養生期間の長短何れの場合も一般にアスファルト附加量に比例した。瀝青結合剤の比粘度に對する温度の影響をも決定した。此事は路面の破壊に際し温度の助けに依り再生された瀝青は性質に變化を來すと云ふ重大な意義を有する。

セメント・碎石に關する試験を路面切取供試体並にサンドウイッチ式或は注入式によつて作製せる供試体にて行つた。セメント・碎石の標準試験として切取供試体による試験を行つた結果、重量=2.5~2.6g/cm³、吸水率=1~2½%（重量）、圧縮強度=300~500kg/cm²、曲げ強度=30~50kg/cm²、磨耗度=0.2~0.3cm³/cm²であつた。

既に地盤從て又土壤の研究に従事してゐる。之は路面に對し極めて重大な意義を有するものであつて地盤の土粒の構成状態は一般に簡分析によつて研究可能なものとされてゐるが微細なものについては液体比重計を用ひて行つた。土壤に關する性質（降伏點、彈性限度、圧縮限度、毛細管引力等）を知るために數多くの調査を爲したが普通行はれてゐる方法が確實であることが明かになつた。此研究の結果は土壤を判断するに役立ち、種々の土壤の混合若しくは一定土壤の代用によつて土質強度の改良が達せられ得ることの結論を得た。

本研究は特に路面と車輛との關係の研究に力を用ひたが道路の表面が種々の點から重要であつて運轉、滑り摩擦並に廻轉摩擦は路面の凹凸性に關係する。之は路面の重要な特性であり交通上重大な影響があり此個々の結果は既に公表してある通りである。

多くの衝撃並に摩擦試験をなしたが最初は運轉車輛に依り後には摩擦係數決定用器具によつて行つた。然し此問題は從來單に路面の種類（コンクリート路面、タール路面等）については寫眞をつけて多少詳しく述べてゐるに過ぎなかつた。本研究は路面の凹凸性と夫に依つて起る摩擦との間の關係を見出すに努め從て摩擦と路面の勾配を基礎として研究を進めて行つた。その爲に先づ路面の記録器具を作りそれで小さい凹凸を圖式的に再現した。此器具は挺子並に光学作用を利用したもので凹凸測定器と名付けてゐる（圖-56）セメントアスファルトタール路面に對して圖-57, 58, 59の始き結果を得た。凹凸測定器の記録を利用するに1mの長さについて振幅數を凹凸係數、振幅の平均高を凹凸高と名付けた。斯くて或る路面部分の凹凸性に對して其場所の摩擦を決

図-56. Darmstadt 凹凸測定器

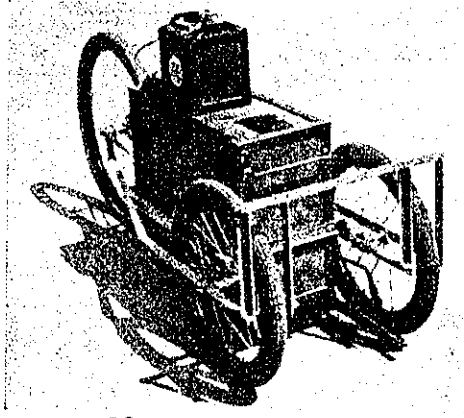


表-13. 種々の路面の凹凸係数及凹凸高

舗装種類	凹凸係数	凹凸高
セメント路面	140	0.37
タール路面	137	0.66
アスファルト路面	93	1.16

図-57. セメント路面の外観及凹凸図

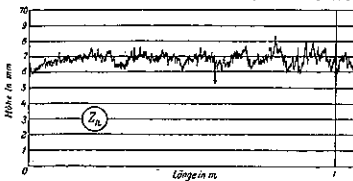
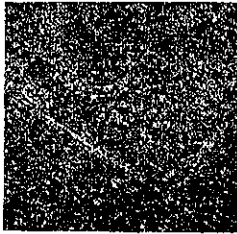


図-58. アスファルト路面の外観及凹凸図

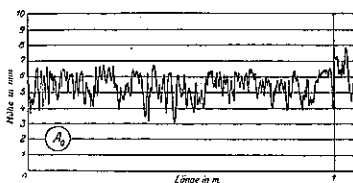
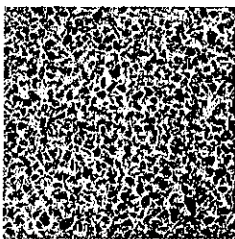
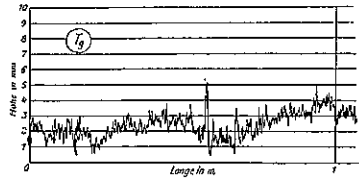
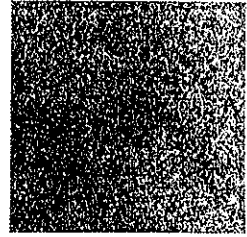
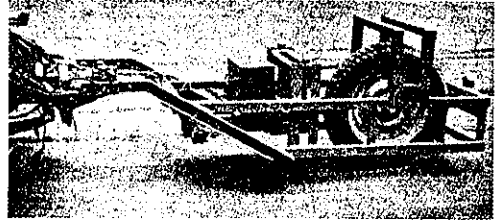


図-59. タール路面の外観及凹凸図



定しなければならぬが此爲に特別の摩擦測定器を作つた(図-60)。之は大なる速度に耐え得る様に作られ摩擦は摩擦力と車輪にかゝる荷重から決定される。図-61から滑動及廻転摩擦に依り生ずる力並に其変化が明かに

図-60. Darmstadt摩擦測定器



認められる。特にタイヤと路面との間の滑動摩擦力は廻転摩擦の最高値よりも小さい。上述せる3種の舗装面の摩擦について乾燥状態で80 km/hrの速度に於て表-14の如くなる。

図-61. 摩擦力図

摩擦試験區間長 (L) 車輪間距離 (a)

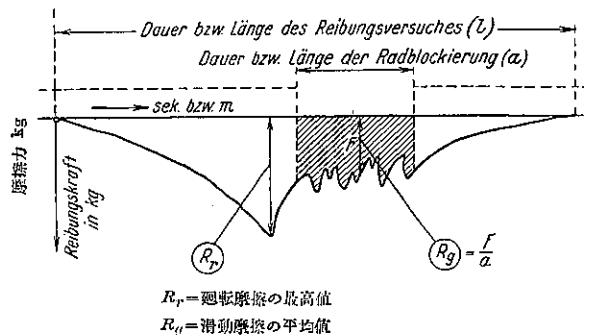


表-14. 乾燥状態且つ 80 km/hr の速度に於て
種々の舗装路面の滑動摩擦

舗装種類	摩擦係数	摩擦力 (kg)
セメント路面	1	129
タール路面	1	121
アスファルト路面	1	103

表-13 と表-14 と比較して見ると凹凸物に関する数値と摩擦力との間の関係は推定される。此重要な問題を明かにするには根本的な研究が明かにされなければならぬ。路面の状態と共に他の作用も亦摩擦力に影響し例へば構築材料並に路面の仕上、乾燥程度、湿度、清掃状態、車輛速度、縦断勾配、タイヤの内圧等である。湿度の影響については表-15 を得たが之に依ると湿潤に依る摩擦力の減退が明かに認められる。

表-15. セメント、タール及アスファルト路面の乾燥前に
湿潤状態の路面に於ける滑動摩擦

路面種類	摩擦係数		乾燥路面に対する湿潤状態のものとの関係 (%)
	乾燥	湿潤	
セメント路面	94	55	60
タール路面	108	39	36
アスファルト路面	135	39	28

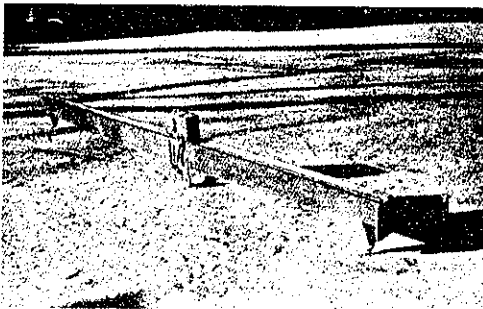
表-16. 40~100 km/hr に於てセメント路面の滑動摩擦

速度 (km/hr)	摩擦力 (kg)	
	乾燥	湿潤
40	130	72
60	125	66
80	118	46
100	123	33

速度の摩擦力に及ぼす影響を見るに速度 100 km/hr 迄は乾燥路面に於ては滑動摩擦は大體速度と共に増加してゐるが湿潤路面にては速度の増加と共に明かに低下する。尙高速度に對して摩擦力が同様に變化するか否か又こゝに得たる結果に對する説明は未知の問題である。

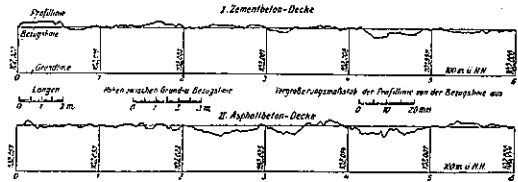
車輛と路面との間の第二の關係は路面の平面性と非平面性の問題であつて道路の施工面又は施工線を知るための道路縦断面の記録を容易に得るために本研究は器具の改良に努め表面に表はれた傾斜又は彎曲を示す様にした。之を非平面度測定器と名付けた (図-62)。

図-62. Darmstadt 非平面度測定器



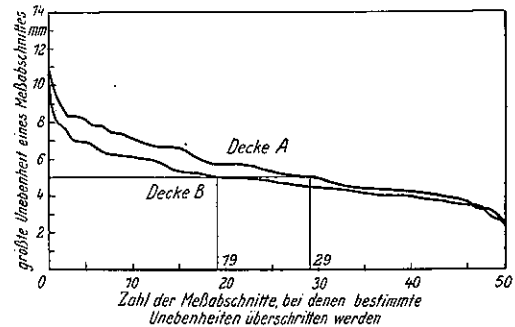
之を使用して長さ 100 m の區間を相對的に迅速且つ充分に知り得。図-63 はセメント路面及アスファルト路面の非平面度縦断面を示す。

図-63. 非平面度縦断面



其縦断面を利用して各測定断面の最大凹凸が決定され、又多數の測定断面に對し図表に示すことができる。図-64 は同一構築方法の 2 地方道 (A, B 路面) のものを示したものでそれによると A 路面は測定断面 50 の中 29 は最大凹凸 5 mm 以上あり、一方 B 路面は 19 断面のみがその大きさを有してゐた。B 路面の凹凸の少いのは 1931 年に A 路面が作られ構築方法に改良が加へられ後 1934 年に B 路面が建設されたためである。

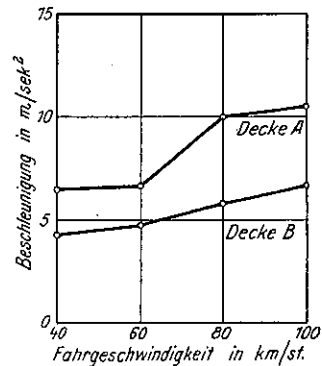
図-64. 路面の凹凸比較



路面に凹凸のある結果車輛に衝撃が起る。路面の凹凸と衝撃作用との間の關係を見出すために凹凸關係の知れてゐる路面を加速

度計に依つて測つてみた。加速度測定は速度 40~100 km/hr にわたつて行ひ、加速度を m/sec^2 であらわし、長さ 100 m につき 10 回づつ繰返した。斯くして 2 路面 A 及 B の“衝撃附着力”の比較が種々の速度に對し

図-65. 速度 40~100 km/hr の場合 2 路面の衝撃附着力の比較



て得られる(図-65)。図-64及65を同時に取扱つて見ると兩者間に關係のあることが認められ、種々の速度に對して害を與へない程度の凹凸或は既知の凹凸に對して可能なる速度が決定される、限りは之を明確に見出して決定することは道路建設上極めて有意義なことである。

上述の概要から明かに良好なる結果のものはあまり得られなかつたことを知るが道路建設に關する他の範圍の研究も同様である。此は先づ第一に今日の道路の意義は貨物自動車の發達から生じたものであつて未だ20年と經つて居らぬことによるのである。其の上ドイツにとつては大戦のため道路の研究も建設も妨げられたが今や研究と建設とが平行して進まねばならない。それが爲にはあらゆる方法を盡して理論と實際との協調を計つて善處してゆく必要がある。(長瀬 新)

18. 鉄 道

(8) 經濟的社會進歩上より見たる

鉄道運輸の功罪

特に技術家の見地に於て

("Le rôle des transports dans l'évolution économique et sociale." Génie Civil
29 Fév. 1936. p. 212.)

佛國に於ける最も權威ある經濟學會の一つであるラ・ソシエテ・デエコノミー・ソシアル、(la Société d'Economie sociale) に於て過般 M. Lacoïn 氏が演述した處の運輸特に鉄道運輸が茲一世紀に於て經濟的及社會的進歩上に果した功罪批判は氏が現に國民工業振興會(la Société d'Encouragement pour l'Industrie nationale) 總裁の要職にあるのみならず過去に於て造船技術界並に鉄道技術界に活躍し、技術家としても卓越せる識見と深大の造詣を有するもので、氏の論説は指導的地位にある一般技術家にとつて裨益少からざるものと推はれる。

運輸交通が専ら河海に依つた古代に關しては之を措くとするも、工業の一部門たる製鉄業に就て鉄道發明を界として明瞭な對比がなされ得る。即ち發明以前木炭使用の製鉄業の特徴は極端な小工場分散であるが之は燃料たる木材運搬の不便と森林保護の困難とに起因したものと解釋する事が出来る。此の一世紀來發達せる近世製鉄業は石炭及び粗鐵のみに依るが、之が發達は木炭熔鐵(fonte au charbon)、軌道、蒸汽機關の同時的實用化に負ふものである。

鉄道が齎した革命に三つある。旅客輸送の速度を著しく昂上した結果大都市間(譬へばリバプールとマンチエスター(英)、リヨンとサンテチエンス(佛)等)に迅速なる連絡と新しい商關係を組織せしめた事が一つ、低單價大量貨物の經濟的輸送を可能ならしめた結果從來輸送に阻まれて實現されなかつた此の種物貨の製産を可能なものとした事が二つ、鉄道企業に於ては膨大な資本と多數の労働者群を必要とするが、此の爲資本主義の進展に有力な拍車となつた事が三つである。

佛國に於て 1850~1910 の期間中鉄道が吸収した鐵産物は總産出額の 20~35% に上る。

1890 年頃迄鉄道は佛國工業を開發し改革する創造的活動をなして來たが、以後は工業の進歩の大勢に追隨順應するに留まり、嘗つて自らが演じた工業促進者の役割は先づ化学工業に重いて電氣界に最後に自動車に獲つた。

1870 年以後佛國の對外貿易は窒息状態否場合に依つては瞬時的停止状態さへも現出してゐるが、之は獨逸米國等の後進國、更に最近では若干の黄色民族國迄も其の工業化に依り競争者の地位に上り來つた爲で、此の現象は單に陸地運輸機關たる鉄道の影響に依るのとは自ら別個のものである。

工業の集中化に利し、大都市の發達を助け、手工業を破滅に迫ひ、移住及生國放棄に依り地方人口の減少を招來したとは世人の屢々鉄道に責を負はしむる所であつて、同様に一般經濟の國家主義化の便途となり、官僚主義の發達に寄與し、或ひは奢侈の風俗を地方に導入したる等非難される。

然して如上の觀察に對し Lacoïn 氏は一応の吟味を加へて居るが、其の中氏の擧げた 19 世紀に於ける佛國人口調査に依れば次の諸事實が示される。

最初に、佛國全土に互り殆んど平行的に出生死亡等の減少が見られ、然も此の差は漸次減少に向つて居る。1851 年以前にあつて此の傾向は比較的弱く佛國內人口の年次増加は平均 200 000 人を算して居たが、同年に於て急激な低下を示し年増加は一擧 6 万人に墜ちた。此の動勢と同時に貧弱地方特に山間地より資源豊富な地方或ひは工業地に向いて人口の移動が行はれて居る。

1810~1851 に於ては、一般には單に人口増加率の減少のみが見られるに過ぎないが、1851 年以降は移住増加が生國放棄に伴ひ、事實若干の地方諸縣に於ては到底看過し能はざる程度の人口減少が發生した。此の形勢は其の幾莫も無くして佛國全土に波及し、之を免れたのは

大都市及び小数の富有地方のみである。

事實斯くの如くであるが、生國放棄に對し有力な原因をなすものは寧ろ社會道德的のものと解釋さるべきであつて、實際比の現象は鐵道創始前に起原を有する。地方旅行と云ふ事が何も鐵道に依りて作られたものでもないのであるから。

工業が一地方から他地方へ移つた事に對しても、各當事者個々の道德的社會的價値が相當主要さを有したものの如くである。例へば長期間繁榮の歴史を續けた西南地方の工業が衰へて北方が之に代つたのも單なる經濟的事由と云ふより西南地方の指導人士に創意が缺けた事の方が重要な原因で、此の間北方に於ては農藝工業に商業に一般工業に、英國に範を採つて大いに改良進展に致々たるものがあつた。

近來頗る勃興した自動車運輸は運輸交通の速度と頻度を増加する傍ら、鐵道と連繫して鐵道作用範圍を擴大し、地方に於ける中心地を圍る個人の活動區域を増大した。大都市と地方との連絡に變革を加へ、地方生活を安易化した事は大である。

自動車の進歩普及は自動車を備へた新様式の手工業の勃興に機運を供して居り、新工業は過去のそれに比し其の設備規模に於て更に整備されたものとならう。

鐵道に連絡して從來滯留に不便を感じしめた觀光地、僻地への往來を平易にし、斯る地域に於ける逗留日取を増加せしめる事も可能である

之等の利點に對し自動車の出現は鐵道に對し激甚なる競争を挑みつゝある事は既に識者の深憂する處である。之に對し鐵道は自らを整理規制して此の有力なる競争者からの圧迫を緩和せんとして居る向もあるが、かゝる消極的方針は單に自絶して更に収益率を減少し、工業界の危機を誘ふに過ぎぬであらう。

結局するに、佛國內の事情のみに限るならば、少くとも運輸が社會全般的に見て長年月に亙り國運の進展、民福の増進に忠實な僕の役割を果したと云ふ事は出来る。時に其の時代の錯誤と妄想の影を背負ひはしたが、然して近來の異常なる運輸交通の發達は從來の集中主義傾向を是正して適正なる産業人口の分布を授けつゝあるものゝ如くである。地方人が其の生地を離れ、都市蠟集の惡蔽を醸成したのは一概に運輸便利の發達に歸する事の不當なるは前陳の如くで寧ろ各人の愛郷心の涵養一般徳性の開拓に俟つべきであつて之は本題とは又別個の領域に屬する。斯くの如く運輸交通の發達に對して諸種の蔽害も全く伴はないとは云はれぬが、之等の蔽害

は運輸本來に存在するものでは無く、寧ろ利用する人其のものゝ態度に依る。文化と共に運輸交通の進展が常に發展の一路を辿り來つた事は社會狀勢の如何とは別個に自然科学的事實であり、將來も亦然りであらう。此の擴大し迅速化する人間の移行能力が社會的に見て眞に合理的な方向を進み得るのは單なる物質文化を偶像視するのみでは足らぬ。否かゝる觀察の根本を是正して公正な徳義心に立脚するのでなくてはならない。

(藤田龜太郎)

19. 隧 道

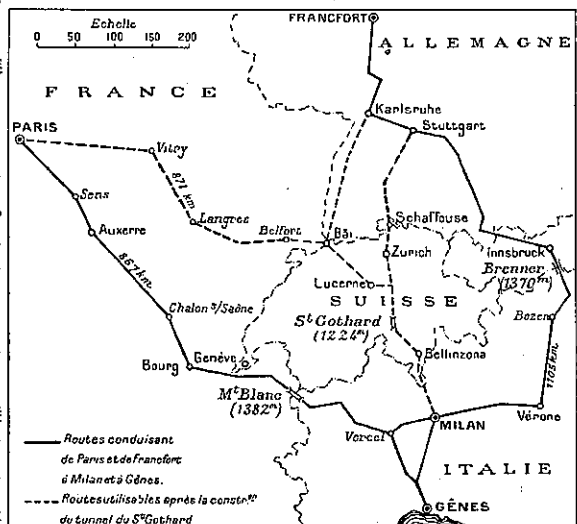
(5) サンゴタルド自動車隧道計畫

(Edouard et G. Gruner, "Projet du tunnel routier traversant le massif du Saint-Gothard, Suisse." Génie Civil 25 juillet 1936, p. 82-86.)

近古自動車交通の發達は道路經營に於て諸種の革新改良を促して居るが、山岳地方に於て大なる高度を上下する所謂峠越に代へるにかゝる山腹に隧道を穿ち以て平易近捷の交通路を要望せしむるに至つた。然して斯る自動車隧道の建造經營には多大の費用を要するべきは自明であるが、隧道通行に依り實現さるべき時間の短縮走行費の儉約等に相應する適當料金を徴収する事に依り之が經濟的なる經營が可能とせらるゝに及んだ。

上記の趣旨に基く有料制自動車隧道は最近頗る世の

圖-66. 巴里フランクフルト・ジュネヌ連絡道路 實線は現行連絡道路、點線はサンゴタルド隧道開通を待つて連絡路に供し得べき道路



注意を惹くに至つたが、其の規模に於て一流鉄道隧道に比肩し得るものとしては 佛國 エイクス・レ・バンに近い ダンデユシヤ隧道があり、歐大陸に於ける斯の種隧道中最大延長を有するが之とて 1500 m に過ぎない。

佛伊を連絡すべく Monod 氏に依り計畫されたモンブラン隧道は一舉にして延長 12 km に達し世の驚異を喚んだが、更に之を陵駕して 15 km の延長を有するサンゴタルド隧道が矢継早なセンセーションを起してゐる。

図-66 實線は巴里—ジュース(伊)、フランクフルト—ジュースを連ねる佛伊、獨伊の既設國際道路であつて點線はサンゴタルド隧道開通に依り利用さるべき交通系統を示す、図より理解さる如く、サンゴタルド經由の交通路は巴里、フランクフルト・ジュース(ミラン經由)の佛、獨、伊 3 國內の 3 地點の連絡を近捷にする事大なるものがある。

併し乍 サンゴタルド峠の頂點は海拔 2111 m の標高を有し、郵便物運送路としての使用期間は 6 月 12 日に始まり 10 月 15 日近傍で閉じられるを見ても諒る如く 1 年の大半は安全平易の交通路としての役目を果さない、夏季 7、8 兩月は平均氣温攝氏 6 度年中を通じての最適の期間であるが、此の期間中に在りても濃霧の發生、降雹降雨雪に見舞はれる事は稀でなく、況や晩秋よ

り冬期に及んでは多量の降雪に加ふるに山頂は寧日荒天に曝され、道路に當るシエルネン隘路(圖-67 参照)及トレモラ峡谷(圖-67 参照)は夫々結氷及崩雪の爲通行不能となる、此處に於てサンゴタルド峠を經由せんとせば隧道に依るべき事の必要性が生ずる。

サンゴタルド峠は堅固なる岩質より成り、地下逆流の重大視すべきもの無く、隧道貫通部分は大部分花崗岩・地表下 900 m に於て地熱は高々 35°C 隧道洞鑿には好適の條件を具備する。

隧道は高度 1200 m に於て大体南北に走り北ゲシエーネン(Göschenen)に始まり南エロロ(Airolo)に終る(圖-67 参照)。

延長 15 km 100 m 其の大部分は現在の過送道路の下を通過して居り、途中北方に於てルス峡谷、南方に於てトレモラ峡谷を潛貫する。隧道中心は北起點ゲシエーネンを出て第 3 堅坑迄直線、それより 9000 m 半径の円曲線を以て第 5 堅坑に至り最後の 150 m に於て半径を 1000 m に變じてエロロに於ける出口の円滑を計つて居る。縦勾配は北側に於て 35.6/1000 で上り、南側に於て 3/1000 で下る、第 3 堅坑附近に最高點が位置し其の標高 1224.60 m に達する。

隧道断面は圖-68 及 69 に示される如きもので地盤の硬軟に隨つて 3 通りの巻立厚を用ひ、第 1 は安定した

圖-67. サンゴタルド隧道縱斷、實線は計畫綫、點線は放棄された比較綫

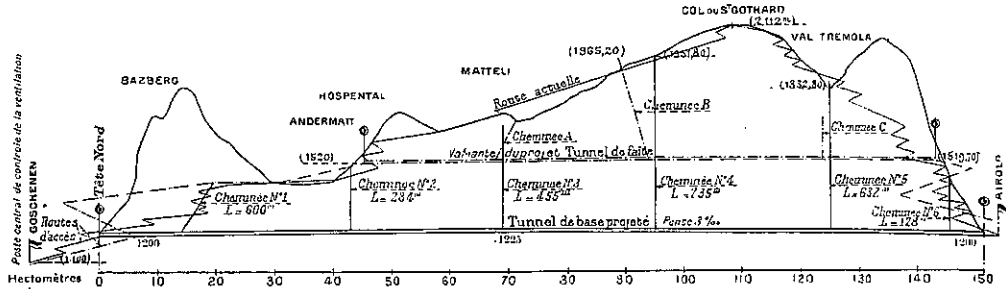


圖-68. サンゴタルド隧道断面 (薄巻立)

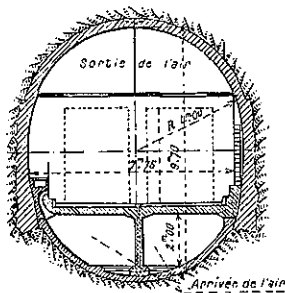
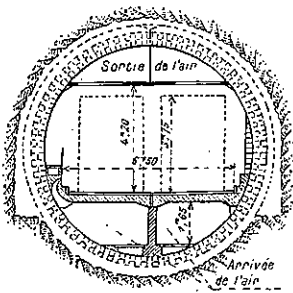


圖-69. サンゴタルド隧道断面 (厚巻立)



岩盤に於て厚さ 35~45 cm、第 2 は岩盤を通し軽度の土圧を受ける處で厚さ 80 cm、第 3 は最も土圧の懸る箇所に於て、厚さ 1 m、第 1 のものは延長 7350 m、第 2 のものは 5450 m、第 3 のものは 2300 m の各區間に用ひられた。

貫通式換氣法 (ventilation transversale) を採用した結果隧道内空間は 3 室に分たれ、上部は汚氣、下部は鮮氣の通路となり、中間が有効通路を形成する、路面の建築限界は自動車 2 臺を並列し之に災害防止の爲適當量の餘裕を加へ結局有效

幅員 6.50 m, 有効高 4.20 m と定められた, コンクリート路盤に對する荷重は 4 輪 15 t 車 1 臺である。

清掃水導管は路面縁直下に敷設され, 幅 65 cm の隧道監視員通路が路面の一方側に於て之より 1 m 高く走る。高低圧送電線は監視員通路下の空間及反對側の巻立面の凹部に納められる。空氣湿度は飽和點以下に在り, 排氣通路内に於て含有水分が凝結する事を避ける爲常に水と直接接觸する事を防ぐ必要がある。従つて清掃水, 滲透水の排水は出来る丈短時間に又隔離してなされる事が望ましいので路面は中心線に向つて 1/100 の下り勾配をなし隧道底部に設けられた排水路にはコンクリートの蓋を被せてある。隧道内氣圧は給氣室より遠去かるに従ひ低下して行くもの故, 鮮氣導坑断面は 10.8 m² より 2.7 m²迄, 排氣坑断面は 12.8 m² より 6.5 m²迄変化して常に氣流速度が 10 m/sec を維持する如くされた, 然して之等諸種の導坑内面は氣流, 水流に對する摩擦損失を減少せしむる目的を以て嚴密に平滑に仕上げられた。

換氣所は路面側縁に定間隔を以て配置され, 熱も下階に鮮氣導入裝置, 上階に汚氣排除裝置, 中階に動力室の 3 階構造を有し (圖-70 及 71 参照), 1 換氣所の受持つ 2 區間の各長さは正確に等延長を有し凡ての換氣用電動機の負荷を均一ならしめて居る。本隧道に於ける換氣所には通常の附帶設備の外更に空氣の分析試驗室, 消

圖-70. 換氣堅坑と換氣所の縱斷

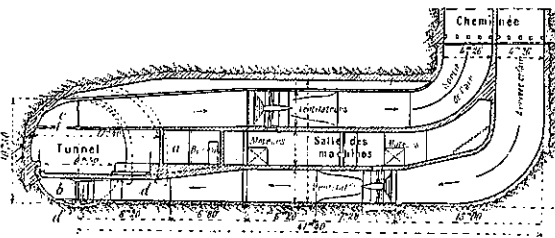
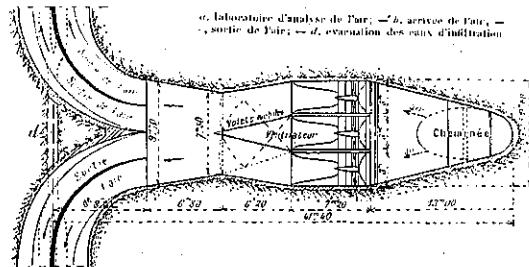


圖-71. 換氣堅坑と換氣所の平面



火裝置, 換氣堅坑視察昇降機入口等を備へる。

堅坑断面は鮮氣排氣を同時に出入せしむる場合, 氣流

に對する最有利断面たる楕円形を用ひた。氣流の最高許容速度は全負荷に於て 16 m/sec である。隧道全延長に亘り配置された堅坑總數 6 箇 (圖-67 参照), 其等の高さは最小 178 m より最大 735 m, 堅坑の地上開口箇所は岩石に被蔽されて雪崩に襲はれる事等無き通風良き地點を擇び, 外からは見えない。

サンゴタルド隧道計畫に於て考察せる推定交通量は完成初年度に於て年 10 萬臺, 第 20 年度に至つて 30 萬臺を見込んだ, 實際統計の示す所に依れば昨 1935 年度に於てサンゴタルド越えをした量は 36500 臺, 内 12500 臺は鐵道に依つたのであるから, 残り 24000 臺が所謂サンゴタルド峠越をした事になる, 従つて完成第 1 年に對しては 1935 年度の 3 倍を豫期し得るに過ぎず, 又*次記の如きサンゴタルド鐵道隧道に於ける交通量の増率加に徴すれば本隧道完成後其の交通量の年次増加率を約 6% と推算する事が妥當で此の根據の下に前記の如き第 20 年度の推定交通量が算出される。

*1880 鐵道開通直前 80000 人

1934 鐵道開通第 53 年度 1250000 人

換氣容量を決定する爲には毎日の交通量のデータを必要とする, サンゴタルド越の交通量は大体都市と郊外間のそれに似て朝と夕に密度の極大點が存在するが朝の方が一層著しい, 有料制隧道に於ては本來の通行者以外に隧道監理職員の通行があり此の量は大体正規通行量の 6% と見積る事が出来る。大型自動車と小型自動車に就ては前者は後者に對し平均 1.4 倍量の鮮氣を要するものとした。

全隧道を 12 區間に分ち, 6 箇の換氣所の各が夫々 2 箇の區間を擔當する。經濟的理由よりして, 導氣坑の大きさ, 氣流の速度には一定の限度が存在する。一般に他條件が同じならば送風動力の大きさは送風量増加の 3 乗に比例するものであるから, 交通量増加に応じて送風設備を其の都度擴張するとせば莫大の擴張費を必要とすることになる, 統計に於て初年度附近の交通量に對し, 極めて餘裕のある設計としたのは此の理由に基くものである。12 箇の換氣區間の延長は最大 1500 m, 従て換氣所の距離は最長 3000 m を超過せぬ, 完成初年度に對し毎時 150 臺の交通量を想定し, 換氣量は鮮氣 280 m³/sec, 排氣 310 m³/sec とした, 鮮氣排氣量の數字の開きは氣流の完全な連続性を許さぬ諸種の附帶的原因に依るものである。然してラッシュアワーの毎時 500 臺の交通量に對しては鮮氣 1100 m³/sec, 排氣 1280 m³/sec の換氣を必要とする。之に依り必要換氣動力は 500

~13 000 HP を変動する、吸排気共螺旋式換気器を用いた、隧道断面其他換気所に必要とする空間及石工設備等は後來交通量の増加に伴ひ更に換気設備を増設するのに差支へ無き丈の餘裕を取つてある。

本隧道計畫に當つては高度 1500 m, 延長 9 km 800 図-67 點線に示す如き比較線が考察された、之はホスペンタル (Hospental) アルビナスカ (Albinasca) に兩隧道口を有するものであつて、若し之を採擇するとすれば隧道入口迄の懸り道路を新たに建造せねばならなくなり、此の道路は 1 年の半分の嚴冬の荒天に曝されることになつて隧道建設の本來の目的に副はない結果を招來する爲放棄された。

隧道内の交通は開蔽路上に於けるより決して危険ではなくしてある、照明は出入口に近く漸次照度を増して自雲下との急激な変化を除去した。坑内平均温度 17°C 路面はコンクリート又は小鋪石鋪装となし色調は明るく車輪の空転を無からしむる所謂空転止め (antiderapant) である。

保安裝置は大体现存のものに類似し、100 m 毎に防火用砂及消火用化学薬劑、警報信號機、(監視員詰所に連なる) を配置し、又 CO 含有量を分析調制する熱電氣分析 (analyse thermoélectrique) 裝置を前述の各換気所に備へ付け、急激な温度上昇に依り發生する濃霧又はディーゼル機關を使用する多數の自動車の通行により生ずる蒸氣を警報し及照明を調整する寫眞電氣室を有する。全般的交通監督は隧道の北側入口に設けられた中央監視室に於てなされる。此處には前記の如き隧道内諸設備の指示盤があり、此の盤の指示に従て換氣が調整される。通行者は此の中央監視室を過ぎると隧道内の監視に服するものである。

本工事に要すべき諸工事高は 隧道延長 15.1 km 掘鑿土工 1 230 000 m³, 使用コンクリート工, 石工 324 000 m³ 鉄筋コンクリート 75 000 m³ 金高にして總計 670 000 000 瑞西フラン (延長 1 m 當り 4 400 フラン) 之に換氣設備費として 130 000 000 瑞西フランを計上すれば總工費 8 億フラン、延長 1 m 當り 5 300 フランとなる、毎日 4 000 人を使用するものとして 5 ケ年を要すべく時間にして 5 000 萬時間である。隧道掘鑿進行度を毎日 6 m とし、之に諸種の附帶設備に要する日数を加算すると着工より完成迄 6 年 6 ヶ月の長期間となる。隧道經常費は電力費、俸給費、納税金等を合算して毎年 300 000 フランとなる。収入に於ては自動車 1 臺に就き 20 フランの通行料金を徴収するものとし、

初年度に 200 萬、第 20 年度に 600 萬フランとなり、經營利益金、銷却金として投資額の 2~7% が残り得る。

(藤田龜太郎)

(6) 骨材運搬用木造トンネル

("Laminated Timber Frames Form Stockpile Tunnels." E. N. R. June 25, 1936. p. 920-921.)

Grand Coulee Dam に使用する多量のコンクリート用骨材を運搬する爲にその堆積の下に 2 000 呎以上の belt conveyor tunnel の必要を生じ、主として經濟的見地から一種の木造トンネル (laminated timber tunnel) を築造した (工費は鉄筋コンクリートの約半分)。

骨材堆積の高さは 70 呎にも達し、トンネルはその圧力に耐へなければならぬ。従てトンネルは 7 000 封度/呎² の垂直荷重と、側壁上端で 3 500 封度/呎² 同下端で 1 750 封度/呎² に漸減する水平荷重に對して設計した。之等の荷重を支へる爲に頂部はアーチ形とし、脚部の反力は側壁の附近に集中せる様にした。その構造は図-72 (a) に示す通りである。

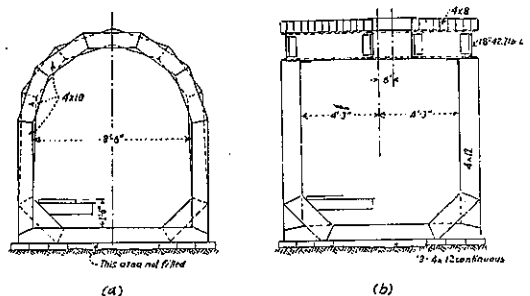
トンネルは表-17 に示す如く 3 種類を使用した。

表-17. 木造トンネルの主要寸法

トンネル幅員	バルト幅員	木材寸法	トンネル延長
7-6 呎	36 吋	4×8 吋	1 350 呎
8-6 吋	48 吋	4×8 吋	625 呎
10-0 吋	60 吋	4×10 吋	125 呎
			計 2 100 呎

骨材送入口は特殊な構造にした。即ち図-72 (b) に示す如く幅はトンネルの全幅、長さ 12 呎の flat roof を造り、垂直荷重を支へる爲に鋼桁を使用し、その上に 4×8 吋の板を張り、側壁には 4×12 吋の木材を使用した。床の構造はアーチ形の部分と同様である。

図-72. 木造トンネル断面図



使用材は No. 2 Common Rocky Mountain fir 及

larch であつて、各材は製材所で正確な形に切り、同時に釘孔を開けた。孔の径は釘の径より稍小さくし、その位置に關しては特に注意を拂つた。釘は長さ 7 吋の No. 1 gage wire である。

釘は粗立てる前に孔に差込んで置いて特殊な頭を附けた pneumatic chipping hammer で打込み、圧搾空氣の得られない所では大鎚を使つた。

組立費はトンネル 1 呎に付き約 3 弗、材料費は同じく約 13 弗であつた。

組立は簡單迅速で、6 人の作業手を 1 人の監督員よ

り成る 1 組に依つて 1 時間に約 5 呎組立る事が出来た、又幅 10 呎のトンネル 78 呎を大鎚を用ひて 1 組 (10 人より成る) が 4 時間で完成し、組立のレコードを作つた。

トンネル完成後測量を行つたが目立つた移動もなければ破損の跡も見出されなかつた。

此のトンネルは Grand Coulee Dam の元請である Mason-Walsh-Atkinson-Kier Co. で造つたものである。
(古河順治)