抄　　錄

第21卷第12號　昭和10年12月

2. 應用力學

降伏內力の限界に就て

(中西不二夫　機械學會誌 昭和10年8月號)

軟鋼の降伏は一種の安定の問題であり，或る斷面に降伏が起るとすれば，その面の全體としての內力の分布狀態を考へに入れなければならない事は著者の夙に唱導する處であり，又安定のこわれる處で必ず降伏が起こる處である事も著者の種々の實驗で確かめられてゐる。しかし或る局部だけに大きな內力の働いてゐる場合などには，全體の安定は中々毀れない。しかし，安定が毀れなければ最大內力は何處までも大きくなるかと言ふに，何處かにその限界がありさうに思はれる。矩形柱體の捩り試驗の結果は，この剪斷內力の限界値は，$1.5\tau_y$ と出て來る。τ_y は均等な內力の下に降伏する時の剪斷內力であつて，材料により定まつた値である。二次元の問題の時は，何時も，この $1.5\tau_y$ と云ふのが限界値である樣に思はれる。しかしこの樣な時は，ある局部のみが降伏する。　　　　(最上武雄)

初期運動を考慮に入れた膜及び板の强制振動

(高林順三 "The Forced Vibrations of Membranes and Plates taking account into Initial Motions of Them (1st Report)." 機械學會誌 昭和10年8月號)

平衡狀態を保つてゐる一つの振動組織に突然一種の衝動的な性質を有する週期的外力が加へられた場合に，一般には直ちにその組織は，定常的な振動を行ふものではなくて，その瞬間から或る時間の經過を見る迄は，不規則な運動狀態を呈する。この問題は工學上重要であるが，膜及び板等の場合に就いての解は未だ發表されてゐない樣であるので，著者は，複素函數論的にこの問題を處理して見た。固定された周邊を持つ半徑 a の圓形板で $i\bar{A}e^{ipt}$ の周期的外力の働く場合を調べた。板の振動に關する運動方程式は，

$$\frac{\partial^2\omega}{\partial t^2}+\frac{Eh^2}{3\rho(1-\sigma^2)}\nabla^4\omega=0$$

である。境界並びに初期條件は (i) $\omega=i\bar{A}e^{ipt}, t>0, r=a$, (ii) $\omega=0,\ t=0,\ 0\leqq r\leqq a$, (iii) $\frac{\partial\omega}{\partial r}=0, r=a$, (iv) $\frac{\partial\omega}{\partial t}=0$, $t=0, 0\leqq r<a$, (v) $\omega\neq\infty, 0\leqq r\leqq a$ とする。運動方程式を滿足する解を

$$\omega=\frac{i\bar{A}}{2\pi i}\int_{-\infty}^{\infty}\frac{e^{i\alpha t}}{\alpha-p}\frac{Y(\alpha r)}{F(\alpha)}d\alpha\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

$$Y(\alpha r)=I_1(\xi\alpha)J_0(\xi r)+J_1(\xi\alpha)I_0(\xi r)$$

$$F(\alpha)=I_1(\xi\alpha)J_0(\xi\alpha)+J_1(\xi\alpha)I_0(\xi\alpha)$$

$$\xi^4=\alpha^2/c^4,\ \ c^4=Eh^2/3\rho(1-\sigma^2)$$

とおく。$F(\alpha)=0$ を滿足する凡べて實數又は純虛數である事が判るから，$\xi^4=\alpha^2/c^4$ から，(1) 式の極點は凡べて，實軸より上半平面にある。故に，適當な積分路を選ぶ事に依つて與へられた境界條件及び最初の諸條件を凡べて滿足する樣にする事が出來る。例へば $r=a$ とすれば，(1) 式は，

$$\omega=\frac{i\bar{A}}{2\pi i}\int\frac{e^{i\alpha t}}{\alpha-p}d\alpha,\ \frac{\partial\omega}{\partial t}=\frac{i\bar{A}}{2\pi i}\int\frac{e^{i\alpha t}}{\alpha-p}d\alpha$$

實軸より上の半平面上の半圓に沿つて積分すれば，

$$t=0\,;\quad \omega=i\bar{A}\to 0,\ \frac{\partial\omega}{\partial t}=i\bar{A}p$$

$$t>0\,;\quad \omega=i\bar{A}e^{ipt},\ \frac{\partial\omega}{\partial t}=i\bar{A}pe^{ipt}$$

となる。又 ω を次の如く書ける。

$$\omega=i\bar{A}\sum\frac{e^{i\alpha t}}{\alpha-p}\frac{Y(\alpha r)}{\frac{d}{d\alpha}F(\alpha)}+i\bar{A}\left|e^{i\alpha t}\frac{Y(ar)}{F(a)}\right|_{\alpha=p}$$

$$=\omega_1+\omega_2\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

$\sum$ は $F(\alpha)=0$ を滿足する α の凡ての値に就いての和を表し，解としては (2) 式の實數部分をとる。

計算すると，

$$\omega_1 = -\bar{A}\sum \frac{(\alpha - p_0)\sin \alpha_0 t + p_1 \cos t}{(\alpha - p_0)^2 + p_1^2}$$

$$\times \frac{I_1(\xi\alpha)J_0(\xi r) + J_1(\xi\alpha)I_0(\xi r)}{\pm\frac{a^2}{2c^2}\cdot\frac{1}{\xi\alpha}\left[\begin{matrix} 2J_0(\xi\alpha)I_0(\xi\alpha) - (1/\xi\alpha)\{J_0(\xi\alpha)I_1(\xi\alpha) \\ + I_0(\xi\alpha)J_1(\xi\alpha)\} \end{matrix}\right]}$$

$$\omega_2 = -Ae^{-\nu t}\frac{\{BC - AD)\cos p_0 t + (AC + BD)\sin p_0 t}{C^2 + D^2}$$

$$A = R_j(pr)R_{i,1}(p\alpha) + R_{i,1}(pr)R_{j,2}(p\alpha) - I_{i,0}(pr)I_{i,1}(p\alpha) - I_{j,0}(pr)I_{j,1}(p\alpha)$$

$$B = R_{j,0}(pr)I_{i,1}(p\alpha) + R_{i,1}(p\alpha)I_{i,0}(pr) + R_{i,0}(pr)I_{j,1}(p\alpha) + R_{j,1}(p\alpha)I_{j,0}(pr)$$

$$C = R_{j,1}(p\alpha)R_{i,1}(p\alpha) + R_{i,1}(p\alpha)R_{j,1}(p\alpha) - I_{j,0}(p\alpha)I_{j,1}(p\alpha) - I_{i,0}(p\alpha)I_{i,1}(p\alpha)$$

$$D = R_{j,0}(p\alpha)I_{i,1}(p\alpha) + R_{i,1}(p\alpha)I_{j,0}(p\alpha) + R_{i,0}(p\alpha)I_{i,1}(p\alpha) + R_{j,1}(p\alpha)I_{i,0}(p\alpha)$$

$$J_0 = R_{j,0} + iI_{j,0}, \quad I_0 = R_{i,0} + iI_{i,0}$$

$$J_1 = R_{j,1} + iI_{j,1} \quad I_1 = R_{i,1} + iI_{i,1}$$

となる。　　　　　　　　　　　　　（最上武雄）

直徑方向の丸孔を有する軟鋼丸棒の實驗

（柏原方勝 "Tension, Compression and Tortion Test of Circular Cylinders of Mild Steel Having a Circular Hole in the Direction of Their Diameters." 機械學會誌 昭和10年7月號）

平行部の中央に直徑方向の丸孔を有する軟鋼丸棒に於て，丸孔の直徑を變化せしめ，引張，壓縮及び捩り試驗を行ひ其の彈性變形及び破損の模樣を考察した。

1, 引張り試驗

E' は孔が大となると減少する。

今標點距離の一端を原點とし，距離 x に於ける平均引張內力 σ_m を次式で假定する。

$$\sigma_m = A + Bx^m \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

P を荷重，F_0 を平行部の斷面積，F_1 を孔の中心を通る最小斷面積，l を原點より孔の中心までの距離とし，$x=0$ で $\sigma_m = P/F_0$，$x=l$ で $\sigma_m = P/F_1$ と考へれば

$$\frac{E'}{E} = \frac{n+1}{F_0/F+n}$$

なる關係が得られる。$F_1/F_0 = \eta$ とおけば

$$\frac{E'}{E} = \frac{n+1}{1/\eta + n} \cdots\cdots\cdots\cdots \cdots\cdots (2)$$

この (2) 式は $n = 6.224$ とおけば，實驗結果と極めてよく一致する。

(2) 降伏點 σ_{s0}', σ_{su}'　上降伏點を σ_{s0}, 下降伏點を σ_{su} で示す。σ_{s0}'/σ_{s0} 及び σ_{su}'/σ_{su} と $d_1/d_0 = \xi$ との關係はほゞ直線的である。試驗片 II, III では第2の降伏點が明瞭にあらはれてゐる。IV, V でも現はれてゐるが，graph では明瞭でない。F_0 より算出した第2の降伏點の値を第2表に σ_{s0}'' σ_{su}'' として示してある。それに依ると，II 及び III ではこの値は丁度この材料の降伏點の値に相當し，これ等の試驗片では孔の無い部分も降伏してゐる事が解る。

(3) 引張りの結局の強さ σ_B　σ_B'/σ_B と ξ の關係は殆ど直線的で

$$\sigma_B'/\sigma_B = -1.35\,\xi + 1.15 \cdots\cdots\cdots (3)$$

第 1 表　引張試驗結果

試驗片	E' kg/cm²	σ_{s0}' kg/cm²	σ_{su}' kg/cm²	σ_{s0}'' kg/cm²	σ_{su}'' kg/cm²	σ_B' kg/cm²	σ_z' kg/cm²	δ' %	d_0 mm	d_1 mm
I	2.10×10^6	2 138	1 768	—	—	3 335	2 351	33.0	11.96	0
II	2.03×10^6	1 897 (2 354)	1 762 (2 186)	2 239	1 836	3 201 (3 847)	2 783 (3 453)	14.1	13.95	2.10
III	1.96×10^6	1 455 (2 291)	1 320 (2 079)	2 158	17 9	2 508 (3 950)	2 410 (3 795)	8.2	13.95	4.05
IV	1.79×10^6	850 (1 828)	811 (1 744)	981	919	1 821 (3 916)	1 749 (3 754)	3.4	13.95	6.05
V	1.62×10^6	621 (2 010)	602 (1 948)	719	680	1 243 (4 023)	1 188 (3 845)	2.9	13.97	8.05

d_0, d_1 は，夫々平行部及び孔の直徑の平均寸法を示す。又ヤング率 E' 及伸率 σ' は各試驗片毎の平均値を示し，その他の內力を以つて示された量は何れも孔のない平行部の直徑 d_0 より算出した値を示してゐる。又括弧內の數は d_1 より算出した値を示す。

(1) ヤング率 E'　標點距離 100 mm の Martens 伸長計に依り伸びを測定してヤング率 E を求めた。有孔試驗片では，孔を含む標點距離の伸びを測定して孔がないものと考へてヤング率を求めそれを E' で表はした。

で示される。但し ξ が極めて小でも σ_B'/σ_B となるとは考へられぬ故 ξ が或る程度以上に小さくなれば σ_B' は殆んど σ_B と同じ値を取ると考へられる。

(4) 引張りの強さ σ_z と伸率 δ　有孔試驗片では最大荷重を過ぎた後の伸びが甚だ少く特にその傾向は孔が小さい程著しい。そのため σ_z' は II 及び III では I より大となつてゐる。又 F_1 より算出した値は II–V 共に殆ど大差なく何れも I の σ_z の値より遙かに大となつてゐる。反面伸率が著しく減少してゐる。伸

率は，孔を中央にした標點距離 100 mm に就て算出した，尙ほ最も著しく伸びるのは孔の左右各 10 mm 位の間で他の部分の伸びは僅か 1% 以下である。

2, 壓縮試驗

E'/E と η の間の關係を引張り試驗と同樣にして求めると，$n=6.97$ とすれば實驗値と，計算結果とは，極めてよく一致する。又降伏點と ξ との關係は殆ど直線的である（第 2 表）。

壓縮試驗では，降伏現象が明瞭には現はれなかつた。

3. 捩り試驗

有孔試驗片の降伏モーメント M_s' は

$$M_s'=\tau_s[a^3(\pi/2-\sin^{-1}b/a+1/3\cos^{-1}b/a)$$
$$+2/3\,b^3\ln\left(\frac{b}{\sqrt{a^2-b^2}+a}-2/3\,ab\sqrt{a^2-b^2}\right)$$
$$a=d_0/2,\ b=d_1/2,$$

τ は降伏剪斷應力。

$M_s=\dfrac{\pi\tau_s d_0^3}{12}$ とし，

$$M_s'/M_s=1/\pi\left\{2\cos^{-1}\xi-\xi\sqrt{1-\xi^2}-\xi^3\ln\frac{\sqrt{1-\xi^2}+1}{\xi}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

$\xi=b/a$

(4) は $\xi<0.5$ の範圍では $M_s/M_s'=1-\xi\cdots\cdot(5)$ なる直線に極めてよく一致する。著者の實驗では (5) 式は上降伏點の場合のみしかあてはまらず，下降伏點ではあてはまらない。

第 2 表 壓縮試驗結果

試驗片	E' (kg/cm²)	σ_{so}' (kg/cm²)	σ_{su}' (kg/cm²)	d' (mm)
I	2.10×10^6	1 772	1 604	0
II	2.04×10^6	1 365	1 355	2.02
III	2.00×10^6	1 074	1 065	4.04
IV	1.82×10	846	841	6.10
V	1.64×10^6	557	547	8.01

第 3 表 捩り試驗結果

	試驗片	d_0 (mm)	d_1 (mm)	M_{s0}' (kg/cm)	M_{su}' (kg−cm)	$\theta_{max.}$
A 組	I	10.47	0	360	280	—
	II	10.35	1.10	356	270	1 650°
	III	10.46	2.04	325	282	1 280°
B 組	I′	10.01	0	271	203	4 300°
	III′	10.01	2.03	224	204	1 080°
	IV′	10.02	4.03	170	159	342°
	V′	10.01	6.02	105	105	132°

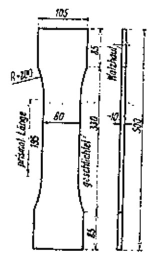
この樣な捩り試驗で (5) 式が成立する事がある事は，上の計算が實驗と一致する事になり $\tau_s=$const. と云ふ假定が，かゝる有孔試驗片でも差支へない事になる。然し，實際に孔の斷面で $\tau_s=$const. であるか否かは勿論解からない。 （最上武雄）

薄板と輕金屬の鋲止めの繰返し試驗

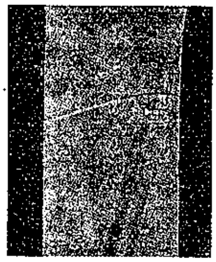
(Otto Mohr, "Über Dauerzugversuche mit Flach stäben und Mietverbingdungen aus Leichtmetall." Stahlbau 16. Aug. 1935 S. 132～133.)

橋梁及び他の構造物に，輕金屬を用ひる事は長年の間の問題であつた。我々の實驗では，斷面 112×10 mm

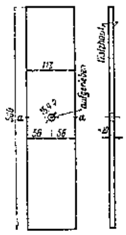
第 1 圖



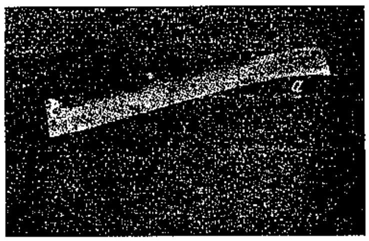
第 4 圖



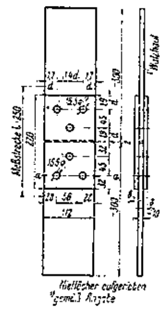
第 2 圖



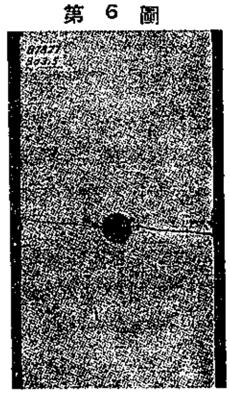
第 5 圖



第 3 圖



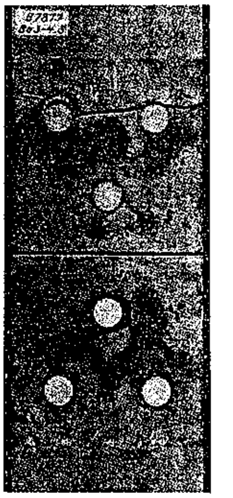
第 6 圖



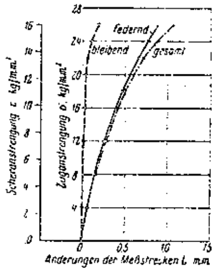
及び 112×8 mm の供試體を用ひた。材料は，アルミニューム合金で，銅と，マンガンを含む。

a) 第1圖の供試體に依り穴をあけぬ場合の實驗　結果は第4表の如くである。單なる引張り試驗では 41.7 kg/mm² の强さを示した。繰返し試驗は

第 8 圖

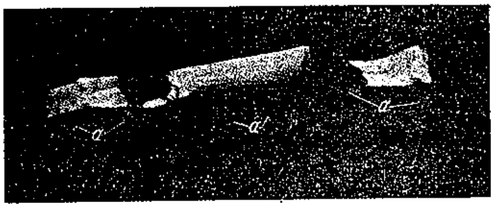


第 7 圖



0.5 kg/mm² の間で，200 萬回繰返した。第4圖は繰返し試驗を受けた供試體で，第5圖は，その破壞面である。

第 9 圖



破壞は，第4圖，又は第5圖の a 點に於て始まる。破壞面は，供試體の軸に垂直で板面に 45° までの傾きを持ち，狹い方の面とは 20° までの傾きをなす。

b) 第2圖の如き穴を有する供試體に依る試驗　200 萬回の繰返へし荷重で 0.5～7 kg/mm² の間に荷重をかけた。第6圖は試驗後の供試體を示す。

c) 第3圖に示す鋲止めの試驗　200 萬回の繰返しで，0.5～9 kg/mm² の間に荷重をかけた。第8圖第9圖は，板と板の摩擦に依り，粗くなつた處を示す。

d) 結論　この種の材料に依る繰返し試驗の結果は，St 37 及び St 52 の鋼に於けるよりも，遙かに低

第 4 表　Bondur-Metall 試驗成績表

(引張り强さ σ_B=42.6 kg/mm²; 伸び δ=19%，斷面收縮 φ=26% D.I.N. 1605 に依る供試體を用ふ.)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
	引張り試驗 記號	a-a の σ_{max} $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	穴の壓力 $\sigma_{l\,max}$ $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	穴の剪斷力 τ_{max} $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	繰返し試驗 記號	板の引張り總力 a-a 斷面 σ_0 $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	穴の壓力 σ_{l_0} $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	鋲の剪斷力 τ_0 $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	荷重範圍 $\sigma_0 - \sigma_u$ $\left(\frac{kg}{mm^2}\right)$	比	破壞までの繰返しの回數	／	σ_u=0.5 で 200 萬回の場合繰返し引張り試驗强さ
第1圖による供試體	Bo 1,5	41.7			(Bo 4,2.1)	(30.0)			(29.3)		(69 100)	廣い方の板面で破壞始まる	
					(Bo 4,2.2)	(24.0)			(23.5)		(159 200)		
					(Bo 2,2)	(19.0)			(18.5)		(234 600)		
					(Bo 1,1)	(15.0)			(14.5)		(787 100)	角で始まる	
					(Bo 3,1)	(13.0)			(12.5)		(1 10 6 200)	廣い方の板面で始まる	
					(Bo 4,2)	(12.0)			(11.5)		(2 586 000)	破壞せず	12
第2圖に依る穴のある供試體	Bo 1,6	40.0			Bo 2,1	20.0			19.5		52 900	穴の緣で破壞開始	
					Bo 3,5	12.0			11.5		335 800		
					Bo 4,1	9.0			8.5		1 101 300		
					Bo 3,2	8.0			7.5		978 800		
					Bo 1,2	7.0			6.5		2 709 300	破壞せず	7
第3圖の鋲止め	Bo 1-2,3	38.6	61.6	23.8	Bo 3-4,3	11.8	18.9	7.2	11.3	1:1.60:0.61	1 244 600	Bo. 4.3の板破壞す	
	Bo 1-2,4	40.0	63.8	24.6	Bo 7-4,4	10.0	16.0	6.1	9.5	1:1.60:0.61	1 325 000	Bo 3.4 の板破壞す	
		39.3	62.7	24.2	Bo 3.6-4,5	9.0	14.4	5.5	8.5	1:1.60:0.61	2 042 800	破壞せず	9

い。第2圖のものでは，約 1/3 である。これは大體，比重の比になつてゐる。　　　　　　（最上武雄）

組合應力をうける材料の破壊理論

(Joseph Marine, "Failure Theories of Materials Subjected to Combined Stress." Proc. A.S.C.E. Aug. 1935 p. 851～867.)

破壊の理論は現在までに種々唱へられてゐる。これを分けると，

a) 應力説　1) 最大應力説 (Rankine), 2) 最大 Normal-Stress 説, 3) 最大 Stress-Normal Stress 説。

b) 變形説　4) 最大歪度説 (St. Venant), 5) 最大 Distorsion 説, 6) 最大 Strain-Distorsion 説。

c) 剪斷力説　7) 最大剪斷力説 (Coulomb 及び Guest), 8) 内部摩擦説 (Coulomb 説の特別な場合), 9) 一般剪斷力説 (Mohr 説の特殊の場合)。

d) エネルギー説　10) 最大歪エネルギー説 (Beltrami 及び Haigh), 11) 最大剪斷エネルギー説 (von Mises, Hencky, Huber), 12) 最大 Strain-Shear エネルギー説, 13) 最大體積エネルギー説。

e) 雑　14) Wehage 説, 15) 最大 Change in Volume 説, 16) 最大 Shear-Strain 説 (Becker)

又他に Brandtzaeg に依る材料が一樣でない事から破壊を説明する説もある。各々上述の説を説明し，普通の方法で圖示した。そしてその圖に依つて各説を比較して見た。又各種の供試體をこわして見て，如何なる破壊の理論があてはまるかを調べて見たが，その結果に依ると，正しい破壊の理論は，これ等の説のいくつかの組合せであつて，s_1/s_2 の比に依る (s_1, s_2 は2つの主要應力) 又物質に依りその破壊理論は異なる。　（最上武雄）

過歪された材料中の應力

(Stresses in Over-Strained Materials "Report of the Committee appointed by Section G. British Association, to consider Stresses in Overstrained Materials." Engineering Sept. 13. 1935.)

委員會は，その安全さが，直接展性金屬に於ける過度の塑性歪を避ける事に存する樣な構造用，橋梁用，建築用，高壓管其等の軟鋼又は，適當な high-tensile 鋼の過歪 (overstrain) に特別な注意をして來た。この點についての幾多の研究は，1931 年の"報告"に公表し又種々の論文に依つて公けにされた。委員會は，これ等の研究を他の題目の研究特に，現在及び將來の技術的の進歩を獲得する事と云ふ問題と密接して考へて來た。再考する事の必要が構造上一般的方法としての鋲打ち方面に於ける電氣的又は其の他の方法に依る鎔接の問題に關して生じて來た。鎔接の問題が，ある種の困難と危險を無くして行く一方，塑性歪の問題を設計に於いて多くの經濟的重要な場合に，制限する要素 (limiting factor) としての，絶大の位置を獲得した。かゝる狀況に於いて，塑性歪の危險を（もつと，はつきりした形式的方法者に於いて）認識するために，設計の一般的方法が採用され，其の採用せる荷重の下の構造物の安全さが，展性金屬中の過剰の過歪を生ずるために必要な過剰の荷重と直接に比較して批判せられると言ふ事は希ましい事である。

委員會に於いて行はれた諸研究は，在來長く技術に依つて支持されてゐた見解を確認した。即ち，軟鋼又は適當な，high-tensile 鋼に於いては，彈性限は，設計の目的のための，比較値としては，不適當であると言ふ事である。この値は，試驗の方法に依り，少し注意すれば一般の應用には，不向きな程高い値を得る。降伏點は，一段と，信頼し得る値を與へると考へられたが，これも試驗の方法と荷重をかける速さに依つて，その値を大いに變へ得るとふ障害がある。所謂"lower yield point は，塑性歪が限られてゐる樣な構造物の設計に對して，構造用鋼を比較するには最も滿足し得，信頼しうる基礎を與へると考へられた。使用する事を欲する人々には，lower yield point の示方書が，採用さるべきであると思はれる。現在に於いては，その有用な事に經驗をする人々に依つては既に lower yield point が使はれてはゐるが，降伏點に關する英國標準示方書には，その測定に關する示方書がない。lower yield point の異つた構造用鋼の比較について，又設計の基礎として有用の點は下の如くである。

1) 軟鋼又は moderate high-tensile 鋼の試片では lower yield point の値は，普通の如何なる引張り試驗でも，extensometer 又は他の敏感な高價な裝置を用ひず測定出來る。2) 通常行れてゐる引張り試驗に，大した變化を與へなくても，一致する値を得，又地方的條件に合ふ樣に，ある範圍内で方法を少し變へても一致した値を得る事。3) その値は試驗をする測度に依つて，變りはあるが，その速さが，試驗の中途の短かい間のみなる時は，變化は少くて，實用上大した事なし。4) 通常の引張り試驗中 loweryield point をきめる事は，大して時間をとらない。5)（ある一定の荷重條件の下の軟鋼

又は moderate tensile 鋼の）tie-bar とか柱，梁，管等の構造物の部材中で，過剩の塑性過歪を起すに要する過剩の荷重は，使用された鋼の lower yield point を用ひて計算出來る。6）（一定の荷重をうける部材よりなる）鎔接構造物に於いては，計算せる（過度の塑性の過歪を生ずるに要する）過剩の荷重は，その部材が合理的に設計されてあれば，試驗せるものとよく一致する。7）複雜な鎔接構造物に於いては，實際の荷重と，計算せる荷重との境（この點で，過剩の過歪は，鋼の lower yield point に基づく計算で明らかにされるであらう）は設計者に取つて，有用な指導を與へる。

（最上武雄）

ラーメンの簡易計算

（E. Elwitz, "Vereinfachte Berechnung von Stockwerkrahmen." Stahlbau. 13. Sept. 1935 S. 145～148.）

此の高次不靜定系の靜力學硏究は種々あるが，そのうち 2 つの根本的硏究を述べる。

此の問題を正確に一般的に論じたのは Engesser であつて，主歪のみを先づ考慮し，次に他の變形を考慮して，第 1 次第 2 次‥‥の附加値を計算した。從つて此の方法は反覆法であり，煩雜である。

垂直荷重に對して Löser は實際的に便利な簡易計算法を與へた。之は柱材の頭の廻轉のみを考慮しその變位を無視し，又不載荷部材に於けるモーメント零點に對し一定の假定を爲した。

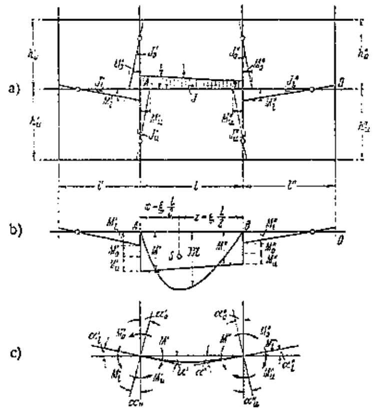
實際の問題に直面した時，出來る丈簡單明瞭にして，而も誤差の少い計算方法を必要とする。此の見解から次に簡單な計算方法を述べる。先づ 1 横梁のみに荷重を有する基本載荷場合に就いて，固定モーメントと，その隣接部材への分布とを簡單な式に依り與へ，任意の荷重の場合には之を組合せ計算する。

考慮すべき變形は格點廻轉と横梁の縱變位とである。前者は主作用，後者は副作用を示す。

1，長 l 及び慣性モーメント J の 1 横梁のみが荷重を受け，他の横梁は總て荷重を受けないものとする。此の場合載荷は全く任意である。横梁を單桁とみなした時のモーメント $\mathfrak{M}$ は直ぐわかる。此のモーメント面積 F の重心 S は左支點 A から $x=\xi\cdot\frac{l}{2}$，右支點から $z=\zeta\cdot\frac{l}{2}$ とする（第 10 圖）。

横梁支點 A 及 B に接續する部材 l', J_l'; h_o', J_o'; h_u', J_u'; l'', J_l''; h_o'', J_o''; h_u'', J_u'' に於けるモーメント零點を既知なりと假定すれば，横梁の左支點の固定モーメント M'，右支點の固定モーメント M'' は簡單に得られ，接續部材に於けるモーメントも得られる。

第 10 圖



固定モーメント M' 及 M'' の計算には，格點 A 及 B に集中する部材の廻轉角が相等しい事と，A 及 B の周りの格點モーメントが平衡する事とが必要である。

卽ち

$$\mathrm{tg}\alpha'=\mathrm{tg}\alpha_0'=\mathrm{tg}\alpha_u'=\mathrm{tg}\alpha_l'\,;$$

$$\mathrm{tg}\alpha''=\mathrm{tg}\alpha_0''=\mathrm{tg}\alpha_u''=\mathrm{tg}\alpha_l''$$

$$M_0'+M_u'+M_l'=-M'\,;$$

$$M_0''+M_u''+M_l''=-M''$$

$$\mathfrak{M}'=\frac{3}{2}\cdot\frac{F\zeta}{l}\,;\quad \mathfrak{M}''\frac{3}{2}\cdot\frac{F\xi}{l}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

とすれば横梁 l の格點廻轉は

$$\mathrm{tg}\alpha'=\frac{l}{6J}(2M'+M''+2\mathfrak{M}')\frac{1}{E},$$

$$\mathrm{tg}\alpha''=\frac{l}{6J}(M'+2M''+2\mathfrak{M}'')\frac{1}{E}$$

となる。然るに接續部材の格點廻轉角は，モーメント零點のみに關係する定數 β に依り次の如く書く事が出來る。卽ち

$$\mathrm{tg}\alpha_0'=\frac{M_0'}{J_0'}\cdot\frac{h_0'}{\beta_0'}\cdot\frac{1}{E}\,;\qquad \mathrm{tg}\alpha_0''\frac{M_0''}{J_0''}\cdot\frac{h_0''}{\beta_0''}\cdot\frac{1}{E}\,;$$

$$\mathrm{tg}\alpha_u'=\frac{M_u'}{J_u'}\cdot\frac{h_u'}{\beta_u'}\cdot\frac{1}{E}\,;\qquad \mathrm{tg}\alpha_u''=\frac{M_u''}{J_u''}\cdot\frac{h_u''}{\beta_u''}\cdot\frac{1}{E}\,;$$

$$\mathrm{tg}\alpha_l'=\frac{M_l'}{J_l'}\cdot\frac{l}{\beta_l}\cdot\frac{1}{E}\,;\qquad \mathrm{tg}\alpha_l''=\frac{M_l''}{J_l''}\cdot\frac{l''}{\beta_l''}\cdot\frac{1}{E}.$$

次に

$$\left.\begin{array}{l} c_0'=\dfrac{J_0'}{J'}\cdot\dfrac{l}{h_0'}\cdot\dfrac{\beta_0'}{6} \\ c_u'=\dfrac{J_u'}{J}\cdot\dfrac{l}{h_u'}\cdot\dfrac{\beta_u'}{6} \\ c_l'=\dfrac{J_l'}{J}\cdot\dfrac{l}{l'}\cdot\dfrac{\beta_l'}{6} \end{array}\right\} C'=c_0'+c_u'+c_l'\ ; \qquad \left.\begin{array}{l} c_0''=\dfrac{J_0''}{J}\cdot\dfrac{l}{h_0''}\cdot\dfrac{\beta_0''}{6} \\ c_u''=\dfrac{J_u''}{J}\cdot\dfrac{l}{h_u''}\cdot\dfrac{\beta_u}{6} \\ c\ ''=\dfrac{J_l''}{J}\cdot\dfrac{l}{l''}\cdot\dfrac{\beta_l''}{6} \end{array}\right\} C''=c_0''+c_u''+c_l'' \qquad \cdots(2)$$

の記號に依りモーメント M_0', M_u', M_l' ; M_0'', M_u'', M_l'' が $(2M'+M''+2\overline{\mathfrak{M}}')$ 又は $(M'+2M''+2\overline{\mathfrak{M}}'')$ の函數で與へられる。從つてモーメント平衡の條件から，固定モーメント M' 及び M'' は次式で得られる。即ち

$$\left.\begin{array}{l} M'=-C'[2M'+M''+2\overline{\mathfrak{M}}'] \\ M''=-C''[M'+2M''+2\overline{\mathfrak{M}}''] \end{array}\right\}\ \cdots\cdots(3)$$

故に固定モーメント M' 及び M'' は次の如くなる。即ち

$$\left.\begin{array}{l} M'=-\dfrac{2C'(1+2C'')\overline{\mathfrak{M}}'-2C'C''\overline{\mathfrak{M}}''}{(1+2C')(1+2C'')-C'C''} \\ M''=-\dfrac{2C''(1+2C')\overline{\mathfrak{M}}''-2C'C''\overline{\mathfrak{M}}'}{(1+2C')(1+2C'')-C'C''} \end{array}\right\}\ \cdots\cdot(4)$$

(4) 式は特殊の場合簡單になる。$C=0$ は鉸支承，$C=\infty$ は剛結せる事を意味する。載荷が横梁中央に對稱で $\xi=\zeta=1$ の時

$$\overline{\mathfrak{M}}'=\overline{\mathfrak{M}}''=\overline{\mathfrak{M}}=\frac{3}{2}\cdot\frac{F}{l}$$

$\left(\text{等分布載荷 } p \text{ の時は } \overline{\mathfrak{M}}=\mathfrak{M}=\dfrac{pl^2}{8}\right)$ となるから，次の如くなる。即ち

$$\left.\begin{array}{l} M'=-\dfrac{2C'(1+C'')}{(1+2C')(1+2C'')-C'C''}\overline{\mathfrak{M}} \\ M''=-\dfrac{2C''(1+C')}{(1+2C')(1+2C'')-C'C''}\overline{\mathfrak{M}} \end{array}\right\}\ \cdot\cdot(4a)$$

更に載荷横梁の左右に接續する部材が對稱であれば，$C'=C''=C$ となり，次の如くなる。即ち

$$\left.\begin{array}{l} M'=M''=-\overline{\mathfrak{M}}\cdot\dfrac{2C}{1+3C} \\ C=c_0+c_u+c_l. \end{array}\right\}\ \cdots\cdots\cdots\ (4b)$$

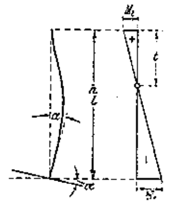
次に接續部材のモーメントは次式に依り得られる。即ち

$$\left.\begin{array}{l} M_0'=-M'\cdot\dfrac{c_0'}{C'}\ ;\ M_u'=-M'\cdot\dfrac{c_u'}{C'}\ ; \\ M_l'=-M'\cdot\dfrac{c_l'}{C'} \\ M_0''=-M''\cdot\dfrac{c_0''}{C''}\ ;\ M_u''=-M''\cdot\dfrac{c_u''}{C''}\ ; \\ M_l''=-M''\cdot\dfrac{c_l''}{C''}. \end{array}\right\}\ \cdot\cdot(5)$$

β は第 11 圖の記號と $\tau=M_2:M_1=t:(h-t)$ とに依り次の如くなる。即ち

$$\beta=\frac{6}{2-t}\ \cdots\cdots\cdots(6)$$

第 11 圖



接續部の端が鉸結される時は $\beta=3$ となり，剛結される時は

$t=$	$-\infty$	0	$\frac{h}{6}$	$\frac{h}{5}$	$\frac{}{4}$	$\frac{h}{3}$	$\frac{h}{2}$
$\beta=$	2	3	3.33	3.43	3.60	4	6

$t=\dfrac{h}{3}$ 又は $\dfrac{l}{3}$ で $\beta=4$ となる。實際はその中間に在る。次に C 及び β に種々の値を代入し $M'=M''=-\mathfrak{M}\cdot\dfrac{2C}{1+3C}$ を計算した結果は第 5 表である。

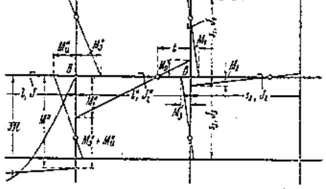
第 5 表

	$C=0.75\cdot\frac{\beta}{6}$	$C=3.0\cdot\frac{\beta}{6}$	$C=1$ [illegible] $.0\cdot\frac{\beta}{6}$
$\beta=3.0$	$M'=-0.353\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.547\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.632\,\mathfrak{M}$
	7.5%	2.9%	0.8%
$\beta=3.6$	$M'=-0.382\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.563\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.637\,\mathfrak{M}$
	4.5%	1.4%	0.5%
$\beta=4.0$	$M'=-0.400\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.571\,\mathfrak{M}$	$M'=-0.640\,\mathfrak{M}$

第 5 表から，基本載荷場合にはモーメント零點が 1/4 點にある即ち $\beta=3.6$ であると假定すれば實際上差支えない事を知る。

式 (4) 及び (5) に依り横梁の固定モーメントと格點A及びBに直接々續する部材のモーメントを見出したから更にそれ以外の部材に生ずるモーメントを求める。載荷

第 12 圖



横梁に直接々續する部材の遠端 D にモーメント M_D が生じる (第12圖)。之は格點 D に接續する部材 s_1, J_1; s_2, J_2, s_3, J_3 のモーメントと M_1, M_2, M_3 と平衡する。又格點廻轉角が相等しいから次式の如くなる。即ち

$$M_1=-M_D\cdot\frac{c_1}{c_1+c_2+c_3},\ 玆に\ c_1=\frac{J_1}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_1}\cdot\frac{\beta_1}{6}$$

$$M_2=-M_D\cdot\frac{c_2}{c_1+c_2+c_3},\ 〃\ c_2=\frac{J_2}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_2}\cdot\frac{\beta_2}{6}$$

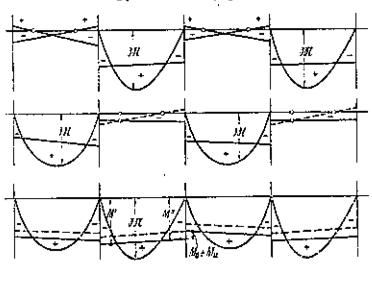
$$M_3=-M_D\cdot\frac{c_3}{c_1+c_2+c_3},\ 〃\ c_3=\frac{J_3}{J_l''}\cdot\frac{l''}{s_3}\cdot\frac{\beta_3}{6}$$

部材 s のモーメント零點は 1/4 點と假定する事が出來る。

更に次々に遠くの部材のモーメントを求める事が出來るが實際上必要でない。單純連續桁の場合に於ても載荷徑間の影響は徑間から載荷徑間から離れると非常に減少するが，ラーメンの場合には尙甚だしい。從つて格點 A 及び B に直接々續する部材のモーメントのみを考慮すれば實際上充分である。此の場合互ひに接續する横梁に同時に荷重を受けた時，固定モーメントは稍過大に，徑間モーメントは稍過小に得る事となる。然るに格點は大きさを有し又ホンチを有する時は尙，實際生ずるモーメントに近い値を得る事になる。

上の研究に依り，基本載荷場合に對し，第 10 圖に示されたモーメントを求める事が出來た。之を實際に應用するには，先づ總ての横梁徑間の $\mathfrak{M}$ を算定する。箇々の基本載荷場合に對し，固定モーメントが (4) 式に依り，他の部材に對するモーメントが (5) 式に依つて得られる。載荷徑間と不載荷徑間とが交互にあるものと假定した時の値を，第 13 圖 a) b) の如く畫く。次に之をまとめ第 13 圖 c) とする。點線は基本載荷場合の固定モーメントを結んだものであり，實線は隣接徑間の影響を考慮せる決定値である。

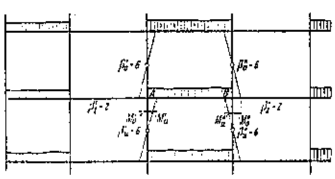
第 13 圖



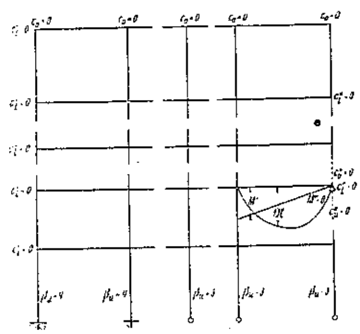
斯くして各階の横梁を別々に無關係に計算する事が出來る。但し緣柱に於ける横梁の固定モーメントは第14圖の載荷の時最大となり，左の緣柱に於て $\max M'=\max M_0'+\max M_u'$，右の緣柱に於て $\max M''=\max M_0''+\max M_u''$ となる。此の場合柱のモーメント零點はその中央に移り $(\beta_0=\beta_u=6)$，不載荷横梁は殆ど同じ大きさの固定モーメントを有する $(\beta_l=2)$。

第 15 圖に總ての架構に現はれる特殊の場合を示す。最上の横梁の場合は，式 (4) 及び (5) の c_0'，c_0'' が零となる。最下層に於ては脚が剛結されるか $(\beta_u=4)$，又は鉸結される $(\beta_u=3)$。或る部材の遠端が鉸結される時は必ず $\beta=3$ とおく。緣柱がある時，端徑間に於て $c_l'=0$，又は $c_l''=0$ となり，ない時は (自由支承) $C=0$ となる。

第 14 圖

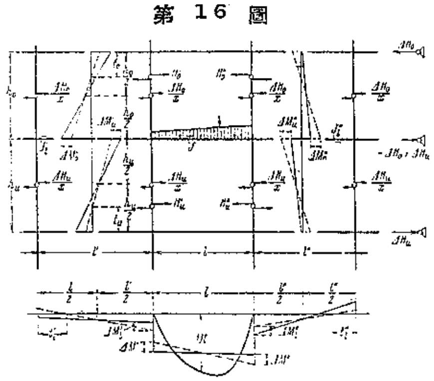


第 15 圖



2. 前の研究は隣りの横梁の縱變位を無視した載荷並に接續部材の配置及び構成が對稱の時は全く正しい。然らざる場合の縱變位の大きさとその影響に就て述べる。

第 16 圖



横梁の縦變位を生じないと云ふ假定は，横梁の高さに固定鉸支承を置いて水平力をとらしめる事に依り滿足される（第 16 圖）。然し斯る構造物は稀である，此の鉸に依つてとるべき力は，上横梁に於て $\Delta H_0 = H_0'' - H_0' = (M_0'' - M_0') : (h_0 - t_0)$ 下横梁に於て $\Delta H_u = H_u'' - H_u' = (M_u'' - M_u') : (h_u - t_u)$，中央横梁に於て $-\Delta H_0 + \Delta H_u$ となる。支承を取去る時は反力 ΔH は外力として作用する。

此の ΔH の作用する時近似的に，柱に於てモーメント零點をその中央と考へる事が出來る。ΔH は柱の慣性モーメント J_v の比に分布される。從つて 1 柱の剪斷力は $\dfrac{\Delta H}{x} = \Delta H \dfrac{J_v}{\sum J_v}$ となる。モーメント零點の位置と，ΔH の個々の柱に於ける分布に關する 2 つの假定により部材の附加モーメントを求める事が出來る。

より强い荷重を有する側に於て元の柱モーメントは ΔM_0, ΔM_u 丈減少し，より弱い荷重を有する側に於ては增大する。その大さは

$$\Delta M_0' = \frac{\Delta H_0}{x} \cdot \frac{h_0}{2}; \quad \Delta M_0'' = -\frac{\Delta H_0}{x} \cdot \frac{h_0}{2}$$

$$\Delta M_u' = \frac{\Delta H_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}; \quad \Delta M_u'' = -\frac{\Delta H_u}{x} \cdot \frac{h_u}{2}$$

1 格點に接續する 2 柱のモーメント $(\Delta M_0 + \Delta M_u)$ は，横梁 l 及び l' 又は l 及び l'' にその剛度係數 c に比例して分配される。$c_l' = \dfrac{J_l'}{J} \cdot \dfrac{l}{l'}$, $c_l'' = \dfrac{J_l''}{J} \cdot \dfrac{l}{l''}$ とすれば，載荷部材 l の

左支點 A に對し $(\Delta M_0' + \Delta M_u') \dfrac{1}{1 + c_l'} = \Delta M'$

右支點 B に對し $-(\Delta M_0'' + \Delta M_u'') \dfrac{1}{1 + c_l''} = \Delta M''$

接續部材 l' 及び l'' に於ては

左接續部材 l'　　$-(\Delta M_0' + \Delta M_u') \dfrac{c_l'}{1 + c_l'} = M_l'$

右接續部材 l''　　$(\Delta M_0'' + \Delta M\ '') \dfrac{c_l''}{1 + c_l''} = \Delta M_l''$

となる。此の場合は $H' < H''$ で，ΔH に依り M' は增大し，M'' は減少する。徑間中央のモーメントは殆ど變化しない。M_l' は減少し，M_l'' は增大する。第 16 圖の點線は横梁縦變位を考慮せざるもの，實線は之を考慮せるものを示す。

今極端な場合を考へ，$\Delta H = 0.50\,H$ とし，同じ部材からなる 4 柱 3 徑間高架を考へれば，$\dfrac{\Delta H}{x} = \dfrac{0.50 H}{4} = \dfrac{H}{8}$ となる。此の場合附加モーメント ΔM_0 又は ΔM_u は基本モーメントの 8〜10% となる。故に横梁の附加モーメントは基本モーメントの 5% を超過しない。3 徑間以上の高架に對しては横梁縦變位の影響を全然無視する事が出來る。　　　　　　　　　　　（奧田秋夫）

3. 土質工學

動力學的地質調査法

(A. Hertwig und H. Lovenz, "Das Dynamische Bodenuntersuchungs-verfahren" Bauing. 21. Juni 1935. S. 279〜285.)

動力學的地質調査法は新式振動計を用ひて動力學的に地質を調査せんとするもので，最初に 1932 年 Degebo が此の種の裝置を考案した。この地質調査法は彈性支床上の振動せる質點の原理を利用したもので，裝置中の各種の常數，例へば振子の重量，偏角等を適宜に變化し得らるゝ如くしたものである。標準の試驗器は振子重量を 2 700 kg，基礎面積を 1 m²，偏角を 10° としたものであるが，之にて全く獨立せる作用，位相，振幅の 3 曲線を求めてこの 3 曲線から固有振動數 α 及び減衰恒數 λ を算出して地質調査の資料とする。α 及び λ の土性力學的意義は前者は地盤の支持力，後者は振動に際しての抵抗力に關するものである。

各種土質の α の値は第 6 表の如くである。右端の欄には許容支持力强度を示してある。緊密な地質に對しては許容支持力强度の數字は省略してあるが，これは該地質では固有振動數と支持力の間に明瞭な關係が判然しないからである。

第 6 表　標準試驗器により求めた各種土質の α の値

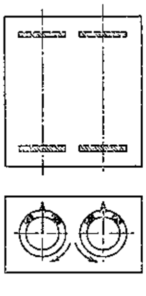
地　　　質	固有振動數 α Hz	許容支持力强度 (kg/cm²)
1.50 m 泥炭層	12.5	—
1.50 m 砂及び泥炭層	19.1	1.0
粘土質砂利層	19.4	—
古い鑛滓沈積層	21.3	1.5
古い粘土質砂沈積層	21.7	2.0
第三紀の粘土層	21.8	—
黑侏羅系粘土	23.8	—
一樣なる黄色砂層	24.1	3.0
30% 中粒砂を含む細砂層	24.2	1.5
一樣なる粗砂層	26.2	4.5
不均一にして緊密な砂層	26.7	4.5
全く水分無き第三紀粘土層	27.5	—
緊密な砂利層	28.1	4.5

岩石層に關する試驗結果は一般に正確な値は求め難いが，Göttingen 地方で行つた結果は貝殼石灰質の層にて大體 40 Hz 附近，砂礫層では大體 26.8 Hz 附近と推定された。各層の深さ及び規則正しさ及び基礎地盤の沈下係數を求めるには前記の器械常數（振子重量，基礎面積，偏角）を變化して，系統的の試驗を行ふ。

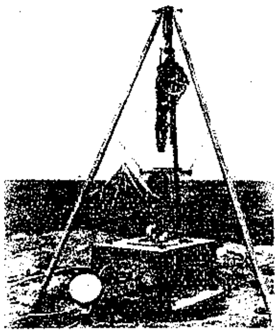
1. 試驗方法

A. 新式測定器　過去 2 ヶ年に渉る舊式振動計の使用から，その缺點として（i）圓錐齒輪を用ひてある爲に始動及び回轉繼續中無駄な作用力を要し，共鳴狀態に於ける最良の場合でさへも振子作用力は全作用力の 1/3 にしか達せぬ爲，作用曲線の評價が極めて困難なる事及び (ii) 最大回轉數が 35 Hz 內に限られ且又 (iii) 許容遠心力は 800 kg にして是等は小に過ぎ觀測上種々の不便があつた點に留意して新式振動計として第 17 圖に示す如き測定器を製作した。振動體は 2 個の平行な車

第 17 圖



第 18 圖



軸から成り各兩端に偏心板を有し，之れを 2，3 馬力の電動機で廻轉する。兩軸は齒車で接續して同期化してあり，電動機の電場及び廻轉子の磁場を調節して 3〜65 Hz の間に廻轉數を加減する事が出來る。又基礎面は 3 種 (1 m², 1/2 m², 1/4 m²) に變じ得る如くになつて居り，振子重量は 1 800〜2 700 kg に變じ得るから，此の器によつて基礎面積及び振子重量の及ぼす影響を調査するに都合よい譯である。偏心板には第 17 圖に見る如く 2 個の重量を附して遠心力が生じない樣にしてある。尙運搬に關しては新式では特別な貨物自動車に裝置し，任意の測定地點に持運びする事が出來る。此の他に本測定機は (1) 振動の振幅を測る爲のヴァイオリン線を用ひた自記振動計（詳細は Veröffentlichungen der Degebo, Heft 1. Berlin : J. Springers 1933 參照），(2) 週期を測定する爲の回轉計又は火花式測時計 (3) 位相角測定用の發火マグネット，之は高壓二次回路から發火するものを自記せしめる。(4) 振子の沈下測定には (a) 三脚式測定器 (Heft 1. 參照)，(b) 精密水準儀の何れかを用ふる。後者は振動の最中に在つては測定が困難である爲試驗の前後にのみ使用する。從つて全沈下は (a) と (b) の和で示される。

B. 試驗の實施　先づ基礎面の上に振子，振動測定器，（自記振動計其の他）週期及び作用力測定器，最後に沈下測定器を配置する（第 18 圖）。試驗には (1) 回轉數及びワット・メーター讀み 1 名，(2) 振動及び沈下測定 1 名，(3) 週期測定及び時間係り 1 名の合計 3 人を要し，各測定は 20 秒毎に行ふ。

1) 通常の 1 回の調査には平均 30 分掛る。

2) 通常の調査は次の 5 通りより成り大體 4 時間を要する。

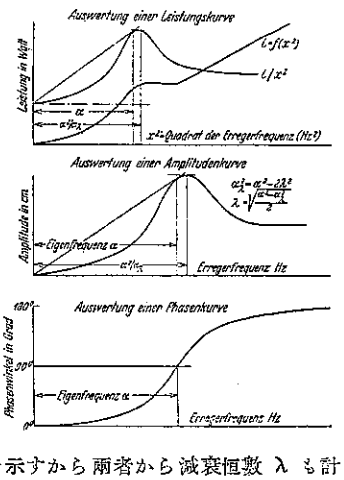
(a) 無偏心試驗 ($E=0$)，(b) $E=10°$ の試驗

(c) $E=20°$ の試驗，(d) $E=30°$ の試驗，(e) $E=0$.

3) 運搬及び組立てに要する總時間は場所により一定しないが最も好都合に行つて 2〜3 時間，而も斯る場合でも 2 ヶ所調査を完了するには約 1 日掛る。

C. 測定値の整理（第 19 圖）　測定の結果は (a) 週期，(b) 所要作用力，(c) 振子の振幅，(d) 振子と勵磁機間の位相差で，これ等から次の 3 曲線を作り，固有振動數 α 及び減衰恆數 λ を求めるには次の樣にする。

第 19 圖



1) 作用曲線，橫方向には作用振動週期の自乘縱方向には作用力（ワット）を取り，漸近線の交點からの曲線への切線の接點迄の橫座標が α を與へ，頂點迄の橫座標は α^2/α_λ を示すから兩者から減衰恆數 λ も計算出來る。

2) 原點を通つて振幅曲線への切線を引くと，その接點の橫座標が α，頂點の橫座標は α^2/α_λ を與へる。

3) 位相曲線は 90° の高さの水平線で固有振動數 α の點と曲線上で交る，減衰恆數は位相曲線の形に影響し，λ の値が增加的であれば曲線は平坦になる。

2. 地盤振動の觀測と測定

A. 調査の方針　上に記して來た處のものは單に所謂彈性支床上の機械組織に關する振動の振幅の測定に過ぎないが，更に振動體の周圍の地盤の振動を測定して見ねばならぬ。斯る地盤の振動の測定は極めて精密な裝置を必要とするものであり，更に振幅自體は單一な正弦曲線ではなく，正確な記錄に依らねばならぬ。卽ち次の諸項に從つて調査する事が肝要である。

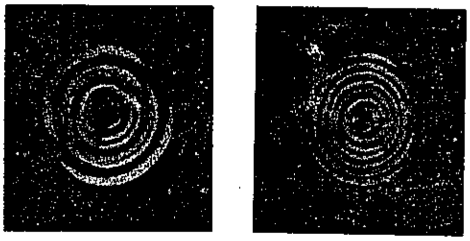
a) 任意の振動數を地盤に與へた時，その振動域は何れに屬するや，

b) 地盤振動は振動體を去る何れの邊まで靜止の狀態であり，地盤の性質が如何に關係するか，

c) 振子に依る如何なる固有振動が地盤に感應を與へたか，

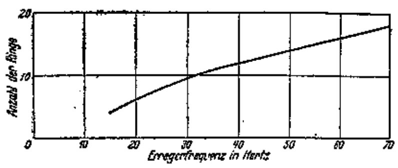
B. 水銀に依る地盤振動の測定（第20圖）　一定の

第 20 圖



直徑及び一定の水銀層を有する水銀皿に生ずる波紋は若し作用力が一定の週期的な振幅及び振動數を保つ間は又定まつたものである，而して先づ最初に前記の作用力に對する波紋の數及びその高さの關係を知らなければならない。この目的のために多くの電磁的振動を加へた水銀皿を實驗して第21圖に示す樣な結果を得た。

第 21 圖



卽ち波紋の數は作用振動の振動數に比例する。實驗は(1)作用力の振幅を殆んど一定に保ち，振動數を20～300 Hz の間に變じた場合の波紋の數の測定及び(2)一定の週波數の下で振幅を變化せしめた場合の波紋の高さの測定を行ひ次の如き結果を得た。

(1) 作用週波數と波紋數との間には明瞭な直線關係が認められ，大體波紋數 1 に對して振動數約 3 Hz の增加を來す。

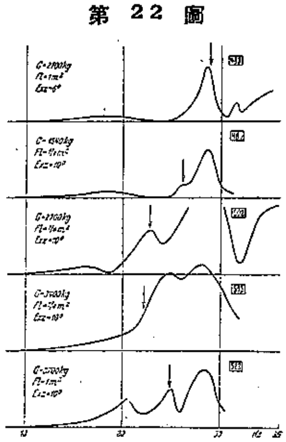
(2) 作用力の振幅と波紋高の間にも同樣の關係が存在し，肉眼にて識別し得る限界は振幅 5 μ，振動數 20～50 Hz である。

C. 地盤振動の範圍　彈性的地盤振動の影響範圍を知るため，作用振動を一定（偏心度 20°，振動數 20Hz）に保つて水銀皿を用ひ 6 方向に對して探究した。この際振動體は試驗地盤（各邊 200 m の正方形）の中央に裝置し，水銀測定器を利用して振幅の大さを一定に維持した。そして各方向に就いて中心からの距離と振幅を測定し，その結果 5 方向に於いては 100 m に到る線上卽試驗地帶の周邊部でも明な振動が認められ，又他の一方向に在つては中心を去る 250 m の地點でも上記より可成大きな振幅を示す事を知つた。

D. 堀溝等の遮蔽作用　堀又は溝の類ひの地盤振動の强度に及ぼす影響に就いての調査の結果はそれ等の影響が極めて少い事を示してゐる。この事實から，堀や溝の大さが彈性地盤振動の波長の數倍に亘る時には，是等を以つて振動の遮蔽の目的の對象と爲し得ると云ふ見解が生ずる。卽ち若しエネルギー傳導體として此の場合深波を採れば溝堀の大さは 12～80 m では小さい。何となればこの種の波の性質としてその波長は斯る數値の數倍に達する事があるからである。又若し表面波であれば斜面や溝底を傳播して進むから堀や溝による影響は殆んどない譯である。

E. 固有振動數　上記の動力學的測定に依る固有振動數なるものは所謂“彈性支床上の器械”の固有週波數であり，土の支持力の如何を示すよりも地盤の成層の狀況や地質に左右される所の地盤振數動である。所で地震計或は加速度計に依つて注意深く調査すると上記の振動數の中にも，又は地震計中の共鳴曲線（Rezonanzkurve）の中にも“地盤上の器械”の固有振數動と無關係な一定の振動數が存在することが認められる。この振動數は次の如くにして求める。

第 22 圖



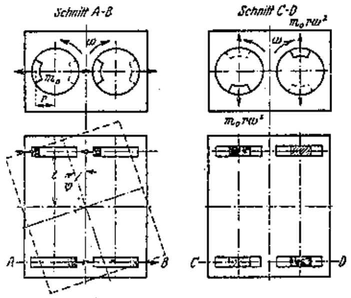
先づ一定の場所に地震計を据付け，振動體の位置，質量，基礎面積，偏角等を一定と爲したる後，

振動體を廻轉して前述の各に器械常數を交互に變じて各々の場合にその共鳴曲線を採る。この場合週波數は5〜40 Hz の範圍である。すると此の結果から共鳴尖端(Rezonanzspitze) の表はれる位置は必ず同時に測定した振動體の方で固有週波數を與へる所であるのに對し，各の場合の測定に於て求められる曲線中に常に同一の所に表はれる他の尖端のあるのが判る(第22圖)。

最初の週波數は云ふまでもなく器械常數に著しく影響される所の地盤を彈條裝置とした器械の個有週波數に關するものであり，之に反して後者は常に一定な，地層のみに關係する固有週波數である。

3. 廻轉振動計　上述の調査に於ては其の活動體に作用する總べての外力や質點反力は彈條の方向に作用

第 23 圖



するものと考へた。回轉振動計では第 23 圖の如く振動は垂直重心線に關して發生する。その運動方程式は

$$\Theta\frac{d^2\varphi}{dt^2}+b\frac{d\varphi}{dt}+C_M\varphi=M_D\cos\varphi t.$$

玆に　Θ：垂直重心線に關する質點慣性モーメント，
φ：休止點からの廻轉角，b：減衰に關する常數，
C_M：彈條恒數
M_D：作用力の垂直重心線に關する回轉モーメント。

上記の捩り試驗の結果として二つの例を擧げると次の様である。No. 408 は粘土層に對する偏角 32° の場合，N0. 424 は砂層に對し偏角は同一であ。その計算過程は垂直作用力の場合と同樣で，第 7 表は兩者に關する調査の結果を示す。

第 7 表

試驗番號	作用力	地質	α	λ
383	垂直	粘土	17.4	
408	捩り	〃	9.0	0.9
434	垂直	砂	20.5	
424	捩り	〃	17.0	5.8

Θ 及び C_M の値を決定するには $\frac{M_D}{\varphi}\cos\varphi=C_M-\Theta w^2=\frac{m_0rw^2ta}{C}$ を用ひる。m_0rw^2 は遠心力，t は偶力の臂長，C は振幅，a は振動計垂直重心線より支持體の重心に到る距離，$\frac{C}{a}$ の比は廻轉角の正切に相當する。No. 408 の粘土に對する試驗では $C=1.65\cdot10^7$ kg/cm，$\Theta=4\,900$ kg/cm·sec²，で No. 424 の砂層の場合には $C_M=8.74\cdot10^7$ kg/cm，$\Theta=8\,150$ kg/cm·sec² であつた。

4. 基礎調査への應用例

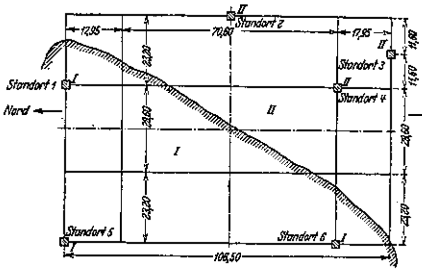
A. 機械裝置の基礎地盤の場合　1932 年に或るプロペラ試驗臺の基礎に對する振動試驗を行つたが其の結果は大略次の如くであつた。地盤は砂層で偏角 10°，地盤壓力 $\sigma=0.21\sim0.27$ kg/cm² に對し垂直方向の固有振動數から $\alpha=29.0\sim26.7$ Hz，を示し，水平振動より計算せる沈下係數は 6.3 kg/cm³，其の振動數は 13.1 Hz であるが實際の測定値は 13.5 kg/cm³ であつた。倘捩り試驗の場合には偏角の影響は著しい（詳細は Zeitschrift V. D. I Heft 12. 1934 參照)。

B. 隧道基礎の場合　該隧道の地質は其の底部に於て古い粘土質砂層が並行に走り，終端部では約 2 m の深さの粘土質砂礫層であつて調査はこの 2 ケ所で行つた。その結果は振動に對する强度は前者の方が大であり，又感度は減衰恒數 λ に關しては兩者同一で，沈下の値は後者は前者の約 10 倍に垂んとしてゐる。故に此の隧道に於て同一地盤壓力を一樣に加へるとすれば後者の地質の附近で可成大な沈下の差異を生ずべきである。

C. 貨物倉庫の基礎の場合　地質は約 2 m の深さの泥炭質砂層で，其の固有振動數は比較的少く 19.1 Hz，振幅は非常に大きく地盤の彈性的なるを示し，振子の沈下は比較的僅少であつた。是等の結果を綜合すると，貨車の往來に起因する振動に依り地盤は可成大きな振幅の振動を生じ，延ひては共鳴現象を招來して危險になる憂れがあり，而も斯る可能性は往來する交通機關の振數範圍が廣範である爲に決して些少ではないと云ふ結論に達する。即ちこの場合には道床砂利を彈性地層上に用ひて基礎上の地盤壓力を約 3 倍に高めた所，構造物の工事終了後少しの沈下も無く，振動に對して良好な結果を得た。

D. 組立工場の基礎　廣さ 106×55 m の組立工場で基礎地盤の均一性を探究し，支柱に對する設計の參考としたものである。第 24 圖の如く 6 ケ所の調査から得た固有振動數や沈下係數から該地盤は之を 2 種に大

第 24 圖



別され得る事が判明し，其の一半は沈下に際し一樣に地盤壓力 2.5 kg/cm², 他の一半は 2.0 kg/cm² を示した。

（糸川一郎）

7. コンクリート及鐵筋コンクリート

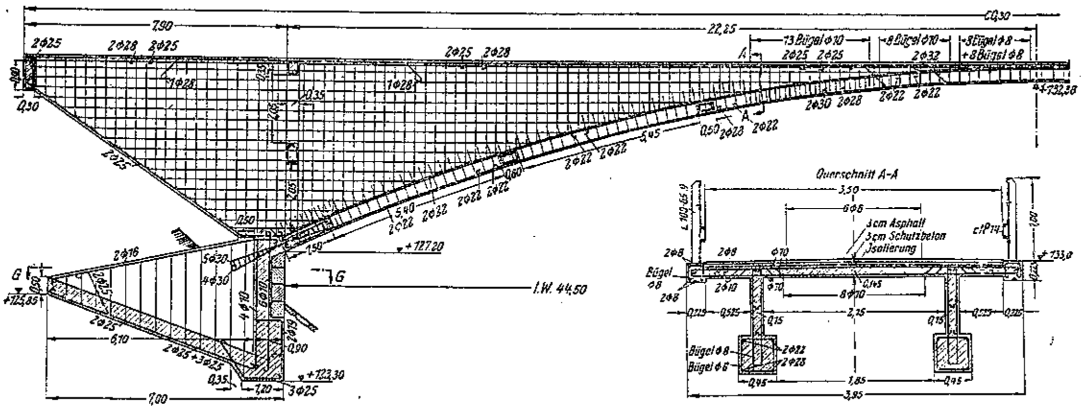
瑞典に在る鐵筋コンクリート橋

(Per Hallström, "Eisenbetonbrücken in Schweden." B. u. E. 20. Juli 1935 S. 221～222.)

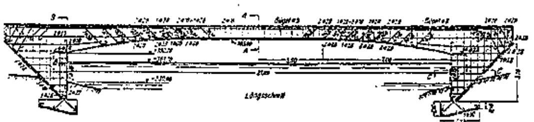
瑞典に在る輕快な鐵筋コンクリート構造の道路橋を 3 つ紹介する。設計荷重は 6 t の重量車である。

1. Västerbotten 縣の Byske 川上の橋（第 25 圖，第 26 圖） 2 鉸拱橋，徑間 44 m, 構造物の全長 60.3 m, 有效幅員 3.5 m。鋪床は厚さ 3 cm のアスファルト，床版の厚さ 14.5 cm 側壁の厚さ 15 cm。床版，側壁及び拱環は一體の構造となつてゐる。拱頂に於て著しく

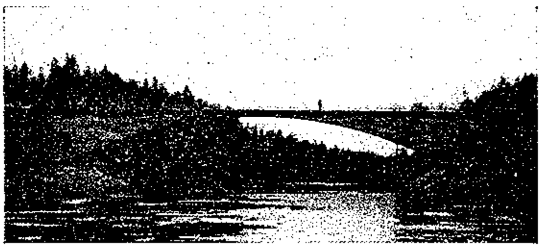
第 25 圖



第 27 圖



第 26 圖



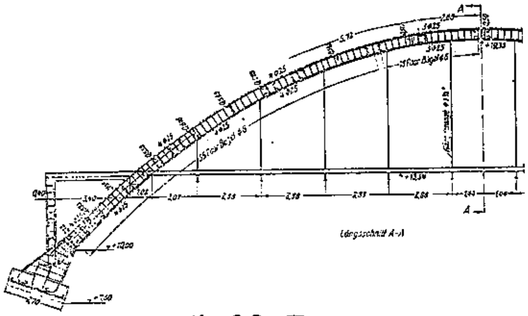
第 28 圖

華奢な外觀を有し，高さ僅かに 0.6 m に過ぎぬ。基礎は砂質で 1.25 kg/cm² の設計支持力である。

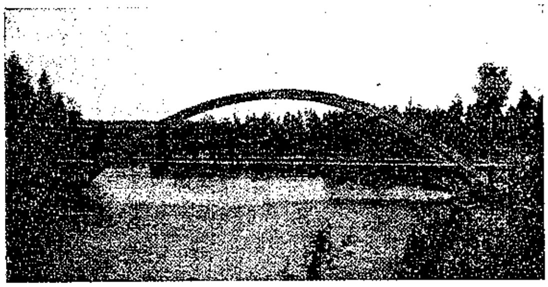
2. Norrbotten 縣 Jokkmokk に在る Appo 川の橋（第 27 圖，第 28 圖）　2 鉸ラーメン，徑間 21 m，有效幅員 4.5 m 交角 70° の斜角。鋪床は 8 cm のコンクリート。床版は 15.5 cm の厚さを有して，主桁の上に載つて居る。支間に比し桁中央の高さ少く 0.75 m に過ぎない。基礎は硬い堆石の上に載り設計支持力 1.5 kg/cm² である。

3. Norrbotten 縣 Oeverkalix に在る Bön 川上の橋（第 29 圖，第 30 圖）　2 個の固定された拱環と懸

第　29　圖



第　30　圖



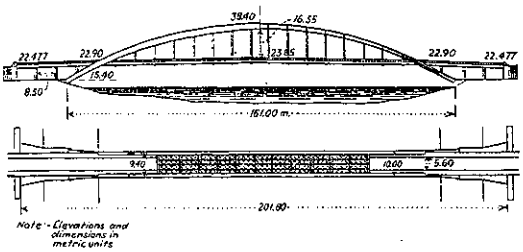
垂する車道より成立つ。支間 39 m，矢高 10 m，有效幅員 4.5 m。吊釬は 1/2 吋の丸鋼で，車道の橫桁には INP (St 37) の壓延鋼を用ひ 2.88 m の間隔である。鋪床厚さ 3 cm のアスファルト，床版は厚さ 17 cm の鐵筋コンクリート構造，床版は橋の方向に架け渡してある。基礎は固い堆石で 2 kg/cm² の荷重を負つて居る。橋は特に華奢な外觀を有する。　　（瀧山　登）

徑間 528 呎の鐵筋コンクリート下路拱橋

（S. Boussiron, "Record Span of 528 Ft. for Concrete Arch of Through Type." E. N. R., Sept. 1935, p. 323〜324.）

該橋は佛の La Rocke-Guyon に於て Seine 河に架せられた鐵筋コンクリート下路拱公道橋である。其の徑間は 528 呎で此の種の型式としては世界最長のものである。拱矢は徑間の約 1/7 で 75.5 呎，拱の全長は 662 呎，車道の幅員は 18.4 呎で兩側の步道を含んだ全幅は 32.8 呎であるが，起拱點の上部の拱肋と床部の交點の 4.26 呎の間は，26.25 呎になつてゐる（第 31 圖）。

第　31　圖

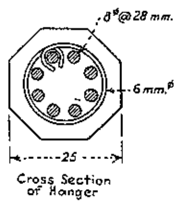


拱肋は兩端固定の中空斷面を有し，高さは起拱點で 4.7 呎，拱頂で 8.7 呎，幅は同じく 9.8 呎から 4.6 呎に變化してゐる。應力の最小の斷面，卽ち拱頂より水平距離 220 呎の所では兩端の拱肋固定モーメントを少にする爲に，拱肋の上下の各版は一體となつて剛拱をなしてゐる。一般的に云ふと拱の慣性モーメントは拱肋が全體的に一樣の應力を受ける如く，且又最大の撓度を得る樣に設計してある。

拱肋の鐵筋は軟鋼の螺旋捲の列より成り，その直徑は 8〜10 吋，之れに補助の肋筋及び鉤を入れて斷面 24 平方呎の 1⅓% に達してゐる。縱方向の丸鋼はコンクリート斷面の 1/2% 程度に入つて居り組立て鐵筋の役をなしてゐる。この鐵筋コンクリートの設計應力は每平方吋 1775 封度である。

拱橋の懸吊せる部分の床（厚さ 6 吋，長さ 440 呎）は他の部分と全く獨立して居り，第 32 圖に示す樣な 8 角形の鐵筋コンクリート垂直吊材 32 本で吊つてある。

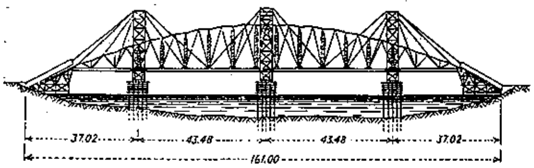
第　32　圖



對傾綾構は格子狀構をなし拱頂より左右兩側に各 145 呎の間に設けられてあり，主として 3 本の縱方向の拱肋と 2 本の頑丈な橫方向の桁で支持し，10 本の補助材で拱の主構に取付けてある。

架設の方法は第 33 圖に示す如くで，拱架は 3 本の木塔から吊つた索條で支えられて居り，この木製塔は兩河岸から各 121 呎相互に 143 呎の間隔に立てゝある。

第 33 圖



先づ最初に床部を作り，この上に拱の型枠を架し，二重になつた（2 段になつた）拱肋の型枠と橋床とは索條で緊結して剛性を與へた。

コンクリート作業は起拱點から拱頂に對して次の順序で行つた。(1) 拱肋の下側の版，(2) 拱肋の側壁，(3) 拱肋の上部の版。工事中水壓ジヤッキを盛に用ひて拱肋に旣應力を與へたり又拱の推力やモーメントを加減した。使用コンクリートの總量は 1 620 立方碼で，配合比は床部では毎立方碼に就きセメント 590 封度。拱肋，吊材及び對風構では同じく 670 封度であつた。

拱矢比の比較的小さい値 1：7 は全く外觀美の點からのみ決定したものであつて，從つて橋臺に大きな水平推力を生ずるのは止むを得なかつた。拱肋斷面に於ける橋臺より拱頂に對する高さ及び慣性モーメントの増加は 2 種の他拱肋斷面と共に比較研究せる結果決定した。

橋は竣功後 2 回の靜荷重試驗と 5 回の動荷重試驗を行つた。型枠其の他の重量は大體に於て指定靜荷重に等しかつた爲，最初は此等の諸材料を全部拱に作用せしめ，次回は半分を除去し，他の一半を載荷せる狀態とした。實測の結果は撓度は何れも理論値と比例した値を示し，瞬時的の彈性係數は 5 600 000 封度/平方吋と算定され，起拱點の最大應力度は壓應力で 412 封度/平方吋，應張力で 384 封度/平方吋であつた。故に溫度應力 142 封度/平方吋を加へても起拱點の最大曲げ應力度は 555 封度/平方吋を超過せぬことが判つた。

（糸川一郎）

8. 施　　工

掘鑿土量の増減に關する實驗

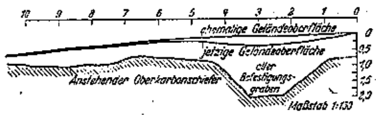
（Geologe Dr phil. habil. Gerhard keller, "Beobachtungen über Setzungsverscheinungen an verfülltenuntersuchungsgraben." Bauing. 21. Juni 1935 S. 285-287.）

此の實驗は試驗用の掘鑿溝に依り土工に際し地盤の弛緩より生ずる土量容積の膨脹及び盛土後の收縮に關して觀測した結果を述べたものである。一般に掘鑿土工に於ては特に深い基礎の場合程著しい土工容積の膨脹を來し，この所謂容積の増加は土の堅さ，仕事の仕易さ等の諸性質に關係するものであることは云ふ迄もない。而して膨脹は工事後の時間經過と共に進行して 20～30% に達し，次に逆に收縮を始める。斯の現象は輕い土質の地盤程その度合が大きい。又この傾向は地盤が旣に一度土工を施されたか或は地中に生存する生物の爲に非常に疏緩な狀態にある時にはその % を幾分異にする。

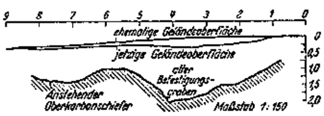
試驗溝は Essen 市 Rubaland 博物館の手に依り 1934 年 8 月，幅約 0.8 m，長さ 10～30 m，深さ 1～2 m の大さに作られたもので，その底部に岩層が露出し表面より 1.80～1.95 m に及び更に此の間に粘土層，粘土質砂礫層が交互に存しゐる。掘鑿した土は溝縱方向の採取片や縱斷圖等を基にして再び元通りの狀態に厚さ 0.20 m の層毎に注意深く埋戻した。この場合最初が粘土層で最後に腐蝕土を表面に緊塡し，全部の埋戻し終了後殘留せる掘鑿土は更に高さ 0.25 m に盛り上つた。

翌月即ち比較的雨量に乏しい 9 月及び 10 月の間には塡充土の表面には何等の變化が無く，草生へ初め，越へて 11 月には相當量の沈降が起り塡充土は全體的には可成の陷沒を示した。この經過は次の 12 月の頻繁な降雨期迄續き，翌年 1935 年の 1 月にこの沈降下運動は休止するに到つた。この間の關係は第 34 圖，第 35 圖に示す如くであつて試驗溝外の附近の土地表面には變化は見られなかつた。

第 34 圖



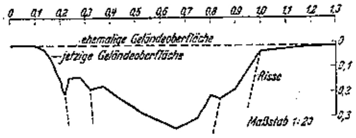
第 35 圖



最も大きな沈下は兩溝共掘鑿の最も深い地點に起り，0.7 m 程度の所では沈下の量は全然無かつたか又極めて微少であつた。第 36 圖第 37 圖に示す樣に溝測壁に沿ふて 2 條の龜裂が走り，溝に對して階段狀に落ちてゐる。この沈下の事實から次の事が判明した。卽ち斯る塡充土に對する土の諸種の變化は數字的にも決して些少なものではないに拘らず，盛土の表面に於ては少しも

侵蝕らしきものが無く，溝表面の凹狀陷沒個處に於ても土の流れが全く認められなかつた。沈下の解釋として，

第 36 圖



第 37 圖

地下水の運動が强く 而も割れ目ある 岩石が 地下に存する如き場合に 起り易い 微細物質の地表面下に 於ける運動も考へられるが，今の場合，換言すれば地下に泥板岩を有し，僅に所々に而も深く地下水が停滯してゐる樣な個處では斯る考へ方は不適當である。

要言すれば この强度の沈下に 對する說明は 唯塡充土砂自體に歸し得られるべき性質のもので，その變化した層組織間の關係を探究すればよい譯である。

掘鑿溝の土質は表面より約 0.30 m の腐蝕土，その下は粘土質砂，炭素質砂礫を 有する粘土層，石英質砂利及び變質粘板岩片を 含む粘土層が 續き最下部が 在來の底部の炭層である。尙土壤には雜草の根が混入し，屢々野鼠の跳梁した形跡があり，又元來が小麥畑であつた關係から鋤，草搔きの類で耕してあつた爲一般土工の場合に比して掘鑿が容易であつた。

本實驗による土の移動に際して 容積の膨脹は大體 20 %で長期間の放置の後には 約 1/2 に減じた。例へば 第 1 の 試驗溝では 20% の膨脹で約 1.05 m³ のものが 搗き固めの後には 0.7 m³ に減少してゐる。第 8 表は兩試驗溝に於ける實測値である。

第 8 表

	試驗溝(イ) (m³)	試驗溝(ロ) (m³)
(1) 掘鑿前の容積	5.27	6.16
(2) 20%の膨脹	1.05	1.23
(3) 增加の觀測値	0.70	0.75
(4) 搗き固めによる減小	0.35	0.48
(5) 沈下後の凹形	0.49	0.46
(6) 總沈下 (3)+(5)	1.19	1.21
(7) 沈下と搗固め (6)+(4)	1.54	1.69
(8) 許容增加量−總容積減少量 (2)−(7)	−0.49	−0.46
(9) 全體としての容積膨脹率	10.8%	13.3%

目下の所では 兩溝共降雨 其の他の原因に依り 從來より緊密な土壤となり，掘鑿前及び溝附近では當時も今日にても 尙弛緩した 狀態を續けてゐる。一般に 土質工學上では弛く 盛つた土壤は 相當期間の後在來の 密度及び耐壓强度に復歸することが知られてゐるが，この例の如く弛やかなりとは云へ 草根が 繁茂し野鼠が 掻掘りする狀況では 同一條件とは 考へられない。この場合では 表面の腐蝕土上に 密生した雜草の根が 一種の被覆層を 形造り地盤の低下を防止し，沈下は下部より徐々に進行し上層に及んだ。

斯る結果は，比較的輕い土質の土壤に於ては塡充土の表面に芝生の如きを植付けて滲透水を制禦し，土の泥濘化を漸遞せしめて，沈下を緩和する事が出來ると云ふ一つの例證を提示するものであるが，後日斯る土地を基礎地盤として 利用するには 更に 考慮を要する。その例として Rubaland 地方の工業都市に於ては特に最近 30〜50 年內にこの傾向が顯著となり 建造物中種々の障碍を蒙りつゝあるものが少くない。　　　（糸川一郎）

9. 橋梁及構造物

鋼鈑桁の經濟的設計

(Ing. Dr. J. Wanke, "Wirtschaftliche Bemessung von vollwandträgern. Bauing. 21 Juni 1935. S. 294-298.)

鈑桁の使用材料はその高さ，腹鈑及び蓋鈑，突緣の配置，補剛材，接續個處の如何等に 關係し，今假りに 腹鈑斷面を $t.h$ (t は厚さ，h は高さ) とすれば，t は h に對して 一定の關係を 有する如くに選定するのが 通例であるから，腹鈑斷面積は h の自乘に 比例すると 考へてよい。又接續個處や補剛材に要する材料も亦腹鈑の厚さ高さに關係するものと見看し得るから，適當なる設計常數 β を腹鈑斷面に對して 決定すれば，これに依つて鈑桁全般的の比較的正確な 所要材料を 推定する事が 出來る譯である。β の値は 概括的に云ふと 橋梁構造物に於て建築構造物より，鋲結構造に於て鎔接構造よりも大である。

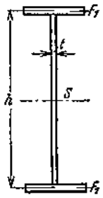
以下は鎔接鈑桁に關する計算であるが，內容の要處を適當に變更して 鋲結鈑桁に使用し得ること勿論である。

1. 曲げモーメントのみの場合

M：斷面に 作用する曲げ モーメント，t：腹鈑の厚さ，h：兩突緣中心間の距離，F_1：$\alpha.t.h$ 突緣鈑斷面積 F：全斷面積，$W=\frac{M}{\sigma}$：所要抵抗モーメント，β：設計常

數$=\dfrac{\Sigma V}{t.h.l}$,　V：補剛材其の他桁高に關係する諸部分の全容積,　l：桁長。

第 33 圖



最大曲げモーメントが與へられてゐるから種々の α に對して t,h から次の如く計算する。

$$F=(1+2\alpha+\beta)\,t.h,$$

$$W=\frac{1+6\alpha}{6}\cdot t\cdot h^2 \cdots\cdots (1)$$

(1) より　$h=\sqrt{\dfrac{6}{1+6\alpha}}\sqrt{\dfrac{W}{t}}$,

$$F=(1+2\alpha+\beta)\sqrt{\frac{6}{1+6\alpha}}\sqrt{W\cdot t} \cdots\cdots(2)$$

最小斷面積には次の關係が (1) 式より求められる

$$\alpha=\frac{1}{6}+\frac{\beta}{2} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

α の F に對する關係を知る爲 β の種々の値に對して (2) 式から第 9 表の如くに數字を求めた。この結果は斷面自身の比較的小さい變動に對し，α 及び α に相當する h の値は大きい範圍に變動することを示してゐる。

第　9　表

α	$\sqrt{\dfrac{6}{1+6\alpha}}$	$(1+2\alpha+\beta)\sqrt{\dfrac{6}{1+6\alpha}}$				
		$\beta=\varnothing$	$\beta=0,25$	$\beta=0,30$	$\beta=0,35$	$\beta=0,40$
1,0	0,926	2,777	3,009	3,055	3,101	3,148
0,8	1,017	2,645	2,899	2,950	3,000	3,051
0,7	1,074	2,578	2,846	2,900	2,954	3,007
0,6	1,142	2,512	2,798	2,855	2,912	2,969
0,5	1,225	2,450	2,756	2,817	2,878	2,939
0,4	1,328	2,390	2,722	2,789	2,855	2,922
0,367	1,369	—	—	—	—	$\boxed{2,921}$
0,342	1,403	—	—	—	$\boxed{2,852}$	—
0,317	1,438	—	—	$\boxed{2,781}$	—	—
0,3	1,464	2,342	2,708	2,782	2,855	2,928
0,292	1,477	—	$\boxed{2,708}$	—	—	—
0,25	1,549	2,324	2,711	2,789	2,866	2,944
0,2	1,652	2,312	2,725	2,808	2,890	2,973
0,15	1,777	2,310	2,754	2,843	2,932	3,021
0,1	1,937	2,324	2,808	2,905	3,002	3,098

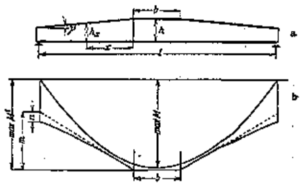
同一桁高に就て α の最小値及び最大値から

$$\left.\begin{aligned}&\sqrt{\frac{6}{1+6\max\alpha}}\cdot\sqrt{\frac{\max W}{t}}=\sqrt{\frac{6}{1+6\min\alpha}}\cdot\sqrt{\frac{W_0}{t}}\\&W_0=\frac{1+6\min\alpha}{1+6\max\alpha}\cdot\max W\end{aligned}\right\}$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

$\min\alpha=1/6$, $\max\alpha=2/3$ とすれば $W_0=2/5\max W$ となる。h は桁の全長に亙つて等高なるにより，第 9 表から $\max\alpha$ を求め，(2) 式から最强斷面の高さ，斷面を (4) 式から基本斷面に對する抵抗モーメントを知る。斯くして定めた桁斷面は最も理想に近いもので，假令桁兩端に於て高さを漸減し，所要鋼重量を節約し得たとしても，これが製作費を却つて大とせしめるの他ない。(2) 式で與へる數値は鎔接桁に在つては稍小さく，その傾向は桁の高の低く，堅固な突緣を用ひた桁に於て特に著しく，桁高の高い斷面に於ては顯著ではない。鋲結桁ではその傾向は前者の場合より少い。

第 39 圖



第 39 圖 a は桁の兩端で突緣を　$\alpha=\tan\gamma$　で傾斜せしめた場合で繋梁に用ひられる形である。この場合には先づ β を假定し最小の α（鎔接桁では 1/6～1/8）を選び (2) 式より

$$h=\sqrt{\frac{6}{1+6\alpha}}\sqrt{\frac{\max M}{t.\sigma}}$$

で h を出す，突緣斷面に對する α,t,h の關係は桁全長同一である。又高さは $h_x=h\cdot\left(1-\dfrac{a}{h}\cdot x\right)$, $\alpha_x=\dfrac{h}{h_x}\cdot\alpha$ から

$$M_x{}^t=\frac{1+6\alpha_x}{1+6\alpha}\max M^t\left(1-\frac{a}{h}x\right)^2,$$

玆に M^t は支持モーメント α_x を α,h 及び x で表はすと

$$M_x{}^t=\left[1-\frac{2(1+3\alpha)}{1+6\alpha}\cdot\frac{a}{h}\cdot x+\frac{a^2}{(1+6\alpha)\cdot h^2}x^2\right]\cdot\times\max M^t \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

支點に於ける斷面に對しては支持モーメントは

$$M_0=\left[1-\frac{2(1+3\alpha)}{1+6\alpha}\,\frac{a}{h}\cdot\frac{1-b}{2}+\frac{a^2}{(1+6\alpha)\cdot h^2}\times\left(\frac{1-b}{2}\right)^2\right]\max M^t=\max M-m+n.$$

支持モーメント圖は第 39 圖 b に見る如くで，曲げモーメントを完全に蔽ふためには，a を不變とするならば l を大とするか，或は同一突緣として大なる高さを用ふるかであるが，後者の場合には中央部分の斷面は充分に利用されない憾がある。

2. 曲げモーメント及び軸應力の場合　　曲げモーメント及び軸應力の作用する場合には一般に桁斷面は非對稱なる方が經濟的である。その斷面の設計は核心モーメントにより計算するが，先づ核心の位置を求め，次に計算を一二回繰返へさねばならぬ。桁高の未定な場合には更に計算は困難になる。故に對稱斷面の重心線に關する曲げモーメントを用ひることゝする。

A. 最も一般的な場合は斷面に作用する應力が 2 個

の外力即曲げモーメント及び軸應力：M_1, N_1 及び M_2, N_2 で表はされる場合で M_1, M_2 は共に對稱斷面の重心軸に關するモーメントである。而して斷面の決定は M 及び N に依る緣應力の絕對値が互に相等しい場合最も好都合である。

I. M_1, N_1, M_2, N_2 及び基本斷面より h, F_0, I_0 が與へられた場合　F：總斷面積，F_1, t：突緣の斷面積及び厚さ，$F_2=\varphi F$, t_2：片側の蓋鈑の斷面及び厚さ。h, F_0, I_0, i_0：基本斷面の高さ，斷面，慣性モーメント及び慣性半徑（重心軸 S に關する），I：重心軸 S' に於ける全斷面の慣性モーメント，x：重心移動距離，η_1, η_2：重心軸 S' の兩端よりの距離，$p_1=\dfrac{M_1}{N_1}$, $p_2=\dfrac{M_2}{N_2}$ 各 M_1, M_2 に對する臂長，k_1, k_2：核心 K_1, K_2 と重心軸 S' の間の距離，

M_2'：下方の核心 K_2 に關するモーメント‥‥M_1, N_1

M_1'：上方の核心 K_1 に關するモーメント‥‥M_2, N_2

$$\frac{M_2'}{I}\cdot\eta_1=\sigma,\quad \frac{M_1'}{I}\eta_2=\sigma\quad (\sigma=\text{許容强度})\quad\cdots(8)$$

書き換へると

$$M_2\eta_1-M_1'\eta_2=0,\ M_2'\eta_1+M_1'\eta_2=2\,I\sigma.\cdots\cdots(9)$$

慣性モーメント I は

$$I=F(1-\varphi^2)\frac{h'^2}{4}-I',\quad I'=F_0\left(\frac{h'^2}{4}-i_0{}^2\right)\cdots(10)$$

h' の値は基本型の h 及び t_1, t_2 より

$$h'=h+2t_1+t_2$$

同樣に x, η_1, η_2 に關しては $x=\varphi\cdot\dfrac{h'}{2}$ ‥‥‥(11)

$$\eta_1=(1-\varphi)\frac{h'}{2},\quad \eta_2=(1+\varphi)\frac{h'}{2}\cdots\cdots(12)$$

重心の變位高 x 及び核心距離から核心モーメントは

$$M_1'=N_2(p_2+x+k_1),$$
$$(M_2'=N_1(p_1-x+k_2)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(13)$$

(12) 式の η を代入すれば核心距離は

$$\left.\begin{aligned}k_1&=\frac{I}{F\eta_2}=(1-\varphi)\frac{h'}{2}-\frac{2I'}{Fh'(1+\varphi)}\\k_2&=\frac{I}{F\eta_1}=(1+\varphi)\frac{h'}{2}-\frac{2I'}{Fh'(1-\varphi)}\end{aligned}\right\}\cdots(14)$$

之の値及び (11) 式の x を (13) 式に入れると

$$\left.\begin{aligned}M_1'&=M_2+N_2\cdot\left[\frac{h'}{2}-\frac{2I'}{Fh'(1+\varphi)}\right]\\M_2'&=M_1+N_1\cdot\left[\frac{h'}{2}-\frac{2I'}{Fh'(1-\varphi)}\right]\end{aligned}\right\}\cdot(14a)$$

以上の結果と (9) 式に用ひれば

$$\varphi=\frac{aF-b}{cF}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(15)$$

$$dF^2+eF+f=0\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(16)$$

$$\left.\begin{aligned}&a=M_1-M_2+(N_1-N_2)\frac{h'}{2},\quad b=\frac{2I'}{h'}\cdot(N_1-N_2)\\&c=M_1+M_2+(N_1+N_2)\frac{h'}{2},\quad d=(c^2-a^2)h'^2\cdot\sigma\\&e=h'\cdot[2abh'\sigma-c(c^2-a^2)]-4I'c^2\sigma,\end{aligned}\right\}$$
$$f=2c^2I(N_1+N_2)-bh'(bh'\sigma+ac)$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(17)$$

φ 及び F より $F_1\ F_2$ は

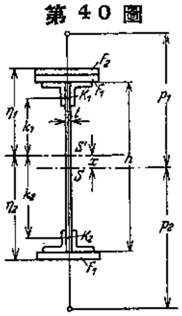
$$F_1=\frac{1}{2}[(1-\varphi)F-F_0],\qquad F_2=\varphi F\cdots\cdots(18)$$

II. M_1, N_1, : M_2, N_2 と h 及び t の與へられた場合

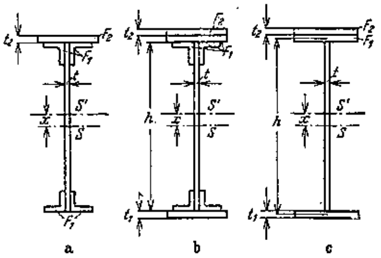
F_1：突緣（對稱斷面の）の斷面積，　$F_0=th+2F_1$,

i_0：對稱斷面の慣性半徑。鎔接斷面の場合には式

第40圖



第41圖



(15) 及び (16) に次の値を用ひればよい。

$$F_0=th,\quad i_0=h^2/12,\quad I'=th\left(\frac{h'^2}{4}-\frac{h^2}{12}\right).$$

鋲結斷面の場合には F_0, φ より

$$I=F_0\left(i_0{}^2+\varphi\frac{h'^2}{4}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(19)$$

玆に $h'=h+2t_1+t_2=\delta\cdot h$

(9) 式は次の如くになる。$\varphi=a/b$‥‥‥‥‥(20)

$$F_0=\frac{c-\varphi\cdot d}{e+\varphi\cdot f}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(21)$$

$$\left.\begin{aligned}a&=M_1-M_2+\frac{2i_0{}^2}{h'}(N_1-N_2),\\b&=M_1+M_2+\frac{2I_0{}^2}{h'}(N_1-N_2)+N_2h'\\c&=M_1+M_2+\frac{2i_0{}^2}{h'}(N_1+N_2),\\d&=M_1-M_2+\frac{2i_0{}^2}{h'}(N_1+N_2)-N_2h'\\e&=\frac{4i_0{}^2}{h'}\sigma,\quad f=h'\sigma\end{aligned}\right\}\quad(22)$$

鋲結斷面では φ 及び F_0 は i_0^2 から計算でき，鎔接桁の場合には $\alpha=\dfrac{F}{th}$ を (20), (21) 及び (22) 式に導き i_0^2, F_0 を定られる。

$$i_0^2=\frac{1+6\alpha}{12(1+2\alpha)}h^2=\frac{h^2}{r}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(23)$$

$$F_0=th(1+2\alpha)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(24)$$

$h'=h+t_1+t_2=\delta h$ の δ は最初の計算には $\delta=1$ として大體正確さは殆んど變らない。α の代りに ν を用ふるのであるが，この間には

$$\nu=\frac{12(1+2\alpha)}{1+6\alpha}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(25)$$

又は

$$\alpha=\frac{12-\nu}{6(\nu-4)}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(25a)$$

第 10 表は種々の α の値に對する ν の値を示したものである。

第　10　表

α	1	0.8	0,7	0.6	0,5	0.4	0.3	0,25	0,2	0,15	0,1
ν	5,143	5.379	5,538	5,739	6,000	6,353	6,857	7,200	7,636	8,211	9,000

(24) 式の α の代りに ν を代入すると

$$F_0=th\frac{2\nu}{3(\nu-4)}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(24a)$$

(23), (25) 式を考慮して (21) 式から ν に關する二次式を導くと，

$$a\nu^2+b\nu+c=0\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(26)$$

$$\left.\begin{aligned}
a&=1/3\,h^2t\sigma(M_1-M_2)-M_1(2M_2+N_2\delta h)\\
b&=\frac{2h^2t}{3\delta}\sigma[2(M_1+M_2)+(N_1+N_2)\delta h]\\
&\quad+2(2\delta M_1-N_1\delta)\left(\frac{2}{\delta}M_2+N_2h\right)\\
c&=8\left[\frac{th^3}{3\delta^2}\sigma(N_1-N_2)+N_1h\left(\frac{2}{\delta}M_2+N_2h\right)\right]
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(27)$$

即ち先づ最初に (27) 式から各係數を定め，次に (26) 式の二次式を解いて ν を求め (23) 式から i_0^2, (20) 式から φ を計算し，是等から斷面 F_1 F_2 が求められる。

$$F_1=\alpha th,\qquad F_2=\frac{th(1+2\alpha)}{1-\varphi}\quad\cdots\cdots(28)$$

III. M_1N_1, M_2, N_2 が與へられ，斷面の各部の寸法が自由に選擇され得る場合　是は第 41 圖 (c) 鎔接斷面の場合に適當する計算法で，近似的には鋲結の場合にも使用出來る。前と同樣の記號を用ひ h は對稱斷面の中心距離，從つて $h'=h+t_1+t_2=\delta h$ (近似的には $\delta=1$)，未知數は α,φ 及び h で α の代りに ν を用ひる。決定すべき 3 個の未知數に對し方程式は 2 個であるから，一つは任意に選定せねばならぬ。26 (式) から ν は既知のものとすると h は次の如き三次式となる。

$$ah^3+bh^2+ch+d=0\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(29)$$

$$\left.\begin{aligned}
a&=\frac{2t}{3(\nu-4)}\sigma\left[N_1+N_2+\frac{4}{\nu\delta^2}(N_1-N_2)\right]\\
b&=\frac{\nu t\delta}{3(\nu-4)}\sigma\left[\frac{4}{\nu\delta^2}(M_1+M_2)+(M_1-M_2)\right]\\
&\quad-\frac{2}{\nu}N_2N_1\\
c&=-\left(M_1N_2+\frac{4}{\nu\delta^2}M_2N_1\right),\quad d=-2M_1M_2
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(30)$$

上記の三次式から h は容易に求めるから (20) 式から φ, 從つて F_2 が與へられる。設計常數 β に關しては

$$F'=F+\beta\cdot th\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(31)$$

計算は種々の α に就て繰返へす事を必要とするが，最小斷面 $F'(\alpha=\alpha_0)$ の附近に於ては α の變化に對し F' への影響は極めて少い。

非對稱の集成斷面が最小斷面となる事は勿論であるが，多くの場合對稱斷面が用ひられるのは，例へば軸應力が曲げ應力より少である場合には突緣の補強は實際問題としては必要でなく，從つて對稱斷面でよい事になり，又鎔接の場合には出來るだけ突緣は同一の厚さとする關係から矢張り對稱斷面がよいからである。一方對稱斷面に於ては緣應力は一樣ではなく，桁の高さはαが求められて次の條件から定められる。

$$W=\frac{M}{\sigma-\dfrac{N}{F}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(32)$$

鎔接斷面では　$W=\dfrac{1+6\alpha}{6}\cdot th^2,\qquad F=th(1+2\alpha)$

h の二次方程式及び是等より

$$h=\frac{N}{2t(1+2\alpha)\sigma}+\sqrt{\left(\frac{N}{2t(1+2\alpha)\sigma}\right)^2+\frac{6}{1+6\alpha}\frac{M}{t\sigma}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(33)$$

(1) 式と比較すると曲げモーメントのみの場合より h は大である。α の種々の値に對し h を求め最小斷面 $F'=th(1+2\alpha+\beta)$ を得る。

B.　特別なる場合　前述の各方程式に於て，次の如くに置き得る場合である。

$$M_2=M_1=M,\quad N_2=N_1=-N\quad\cdots\cdots\cdots(34)$$

I. M, N 及び h, F_n, I_n が與へられてゐる時

$$\varphi=\frac{Nh'}{2M}\left[1-\frac{4I}{Fh'^2}\right]\quad\cdots\cdots\cdots(15a)$$

$$dF^2+eF+f=0 \quad \cdots\cdots(16a)=(16)$$

$$\left.\begin{aligned} d&=(4M^2-N^2h'^2)h'^2\sigma \\ e&=2[(N^2h'^2-4M^2)(Mh'+2I'\sigma)+2N^2h'^2I\sigma] \\ f&=-8N^2I'(Mh'+2I'\sigma) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(17a)$$

II. M, N 及び h, t の與へられた時

$$\varphi=\frac{i_0^2}{\dfrac{Mh'}{2N}+i_0^2-\dfrac{h'^2}{4}} \quad \cdots\cdots(20a)$$

$$F_0=\frac{h'(2M-Nh')}{4\left(i_0^2+\dfrac{h'^2}{4}\right)\sigma}.$$

鎔接斷面の場合には α 又は ν を用ひて簡單になり

$$\varphi=\frac{I}{1-\dfrac{\nu\delta^2}{4}\left(1-\dfrac{2M}{N\delta h}\right)} \quad \cdots\cdots(20b)$$

$$a\nu^2+b\nu+c=0 \quad \cdots\cdots(23a)=(23)$$

$$\left.\begin{aligned} a&=M(N\delta h-2M) \\ b&=2\left[\frac{4th^2}{3}\sigma M+\left(\frac{2}{\delta}M-Nh\right)(2\delta M-Nh)\right] \\ c&=\frac{8Nh}{\delta}\left[\frac{2}{3}\frac{th^2}{\delta}\sigma+2M-N\delta h\right] \end{aligned}\right\} \cdots(24a)$$

III. M, N 及び總ての斷面の大さが自由に選び得る時

$$ah^3+bh^2+ch+d=0 \quad \cdots\cdots(29a)=(29)$$

$$\left.\begin{aligned} a&=\frac{8t}{3(\nu-4)}\sigma, \quad b=\frac{4}{3(\nu-4)}\sigma\frac{M}{N}+\delta^2N \\ c&=2\delta M\left(\frac{\nu\delta^2}{4}-1\right), \quad d=-\nu\delta^2\frac{M^2}{N}. \end{aligned}\right\} (30a)$$

(糸川一郎)

來夏竣功の紐育 Triborough 橋

("New York's Triborough Bridge." E. N. R. Aug. 8 1935 p. 177～183.)

紐育 Triborough 橋は來夏の竣功豫定を前にして目下鋭意施工中であつて全長 3½ 哩, この計畫には倚延長 14 哩の取付街路も含まれて居り河川橫斷 4 ケ所, その中徑間 1380 呎の吊橋は Hudson 河の George Washington 橋に次ぐものである。該橋は East River の緑地地帶の發展に備へると共に其の要衝は Manhattan, Bronx 及び Queen の各區の接續を爲し經濟的にも重要な關係を爲すものである。

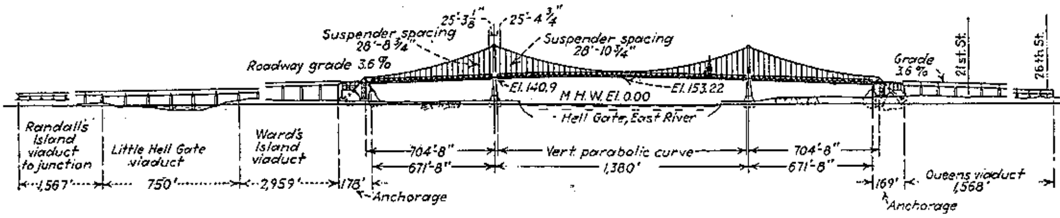
設計は先づ交通量の推定から出發したもので, 1 年 20 000 000 車輛, 1 日 54 8000 車輛が 1925 年末の狀態であつたものを, 1 時間 1 車線 600 車輛と假定し 8 車線で 1 日 57 000 車輛以上を交通せしめる事とした (Holland 隧道は 1000 車輛/車線/時間を基準してゐる)。

1. 吊 橋　East River を橫斷する徑間 1 380 呎の吊橋は兩塔何れも陸上に在つて, 兩側徑間は 704 呎 8 吋で其の索條は略 45° を爲して重力式錨碇に終つてゐる (第 42 圖)。兩索條は直徑 20⅝ 吋, 中心間隔 98 呎で塔頂から中央徑間の中點に到る 138 呎の矢 (1 :10) を有し, 塔は中空の柱から成り路面の下側, 上側及び柱頂の 3 個處を橫構で維持されてゐる。補剛構はワーレン構, 高さ 20 呎で塔の部分で鉸結してある。橋體は靜荷重として 1 呎當り 20 000 封度, 動荷重 4 000 封度で設計し, この條件で各索條の最大應張力は 22 700 000 封度, 吊材では 100 000 封度であつた。

基 礎: 塔の基礎及び碇着は何れも岩盤上に在り, Ward 島の錨碇の重量は 115 000 噸 (此の内コンクリート 59 000 立方碼), Queens 島の方では岩盤の深さの關係から 74 500 立方碼のコンクリートを要した。

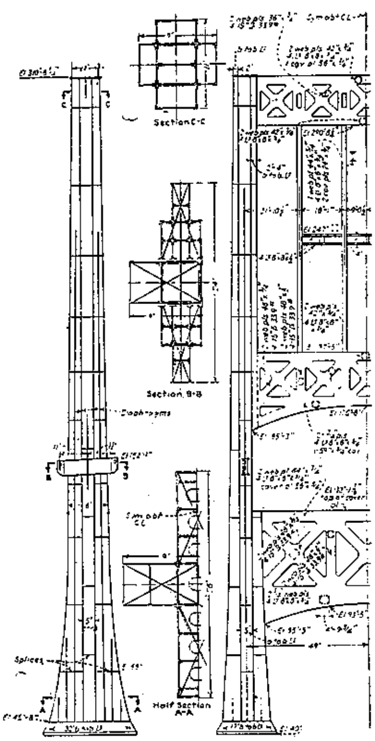
塔: 第 43 圖に示す如き構造を有し固定式可撓型で, 不均衡動荷重及び溫度應力に依る最大撓度は 14 吋である, 材料は silicon 鋼を柱部に綾構には carbon 鋼を用ひてある。各柱は鋼鈑及び山形鋼を十字形に集成し, 主なる組立材料は共に厚さ 3/4 吋で, 2 本の塔に對し約 5 500 噸の鋼材を要した。綾構は前項の樣に carbon 鋼で X 型格構を作り是を silicon 鋼の隅鈑で脚に取付てある。弦材及び腹材は共に box 型を爲し, 下弦は

第 42 圖



上段の綾構を除き上方に凹形を呈して居り，上段と中段の綾構の間には集成工型斷面の 4 本の垂直材が塔の補强に使用されてゐる。上端に於ける是等垂直材の取付は塔の撓曲より來る曲げモーメントに影響されぬ様に滑動式に接續してゐる。

第 43 圖



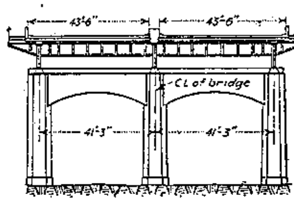
索條及び補剛構： 索條は斷面 277 平方吋，各 248 本の線束の 37 本撚から成り，各線は電氣鍍金した徑 0.196 吋のものである。補剛構は高さ 20 呎，格間長 28 呎とし，格間を更に小さく分割した。

補剛構の弦材は silicon 鋼の box 型で，最大斷面は上弦材で 72 平方吋，下弦材で 78 平方吋，斜材は carbon 鋼である。

床組： 横桁は silicon 鋼の長さ 96 呎，高さ 8 呎 $4\frac{1}{2}$ 吋の鋼鈑桁で，兩端の接續個所には徑 7/8 吋の鋲 46 個を用ひ，この點の剪斷力は 396 000 封度である。縱桁は各車線の周邊に沿うて走り 86 000 封度の剪斷力に抵抗する。上記床組の上に 7 吋厚さのコンクリート床版より成る幅 $43\frac{1}{2}$ 呎の鋪裝道路 2 本が支持されてゐる。

2. 陸　橋　全長 13 500 呎の陸橋は各々 1 570 呎が Queens 島，3 000 呎が Ward 島，4 570 呎が Randall 島，3 500 呎が Manhattan，及び 1 000 呎が Bronx に屬し，其の大部分は何れも同様な 4 車線の桁で徑間 60 呎より 140 呎に至る鋼鈑桁である。主桁に對し 20～25 呎間隔に横桁を置き，この上を I 型の縱桁が走り，橋脚は 3 本柱より成り上端で鐵筋コンクリートの繋材で連結してある。(第 44 圖) 柱の斷面は 8 角型で正方形の斷面に比して材料を輕減し，外觀を良好にした。最長の柱は 65 呎で鐵筋は徑 1 吋の垂直筋と 5/8 吋の螺旋筋を用ひた。尙吊橋に通ずる Queens 島の 1 500 呎の陸橋は 3.6% 勾配を爲してゐる。唯北方の終端部で 2 徑間が連續桁になつてゐるのが特殊なもので，141 呎の純徑間によつて街路と交叉し，材料の經濟上連續桁としたものである。

第 44 圖



橋脚は碇着部に近い 6 基は擴大基礎とし，他は全部コンクリート杭上に支持せしめた。吊橋より北は 2 個處の河川横斷を除き全部陸橋の連續で Randall 島と Ward 島を分つ Little Hell Gate は平均水面上 62 呎の桁下限界を有する徑間 125 呎の鋼鈑桁 6 連で渡つてゐる。

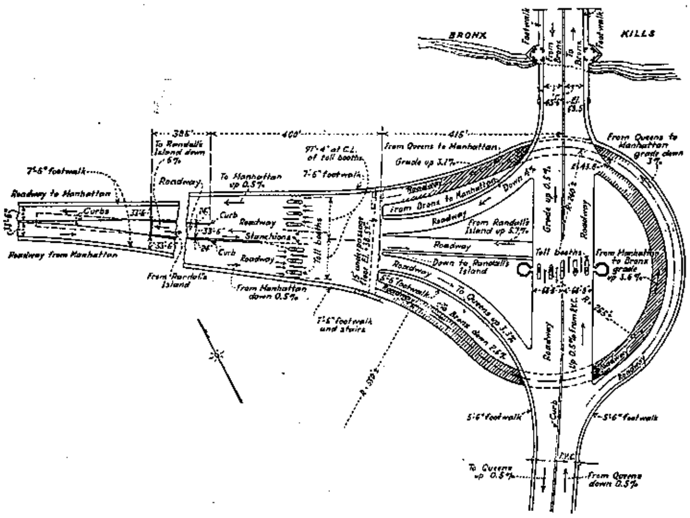
3. Randall 島の接續　Randall 島で Manhattan に通ずる道路と北方 Bronx に達する陸橋とが交叉する。この交叉の模様は第 45 圖に平面を示す如く Ward 島の陸橋の延長から成る高架コンクリート構造物で通行税徵集等の必要から幅員を 137 呎に擴げたもので，2 つの同心圓を形造る斜路であつて，交通の方向如何に拘らず立體交叉又は左曲りのない様に計畫されてある。斜路の最大勾配は 6% で他は 4% 内外であり，圓の半徑は 240 呎に制限し，出來るだけ 400 呎以上とした。通行税の徵集は 2 ケ所で爲されるが，Queens と Bronx 間の交通者はこの兩陸橋が接合して幅 137 呎に擴つた處で，他の交通者は Manhattan に到る幅 195 呎になつた所で徵集する。

4. Bronx 及び Manhattan 取付街路　上記 Randall 島の接續部分から Bronx に達する街路は北方稍進んだ處で Bronx Kill を横斷し，一方 Manhattan に到る陸橋は Harlem 河の橋梁となる。

前者 Bronx Kill の橋梁は 3 徑間の長さ 350 呎の鋼構橋であり，將來に於ける水路交通量の增大に備へる

爲，昇開橋としたもので其の床面積 31 000 平方呎，重量 2 900 噸なる未曾有の大昇開橋である。更にこの水路を越へた處で 4 徑間の構桁橋（この中 3 徑間は 272 呎，1 徑間は 170 呎）が之に續き，岩盤上に築造された

第　45　圖

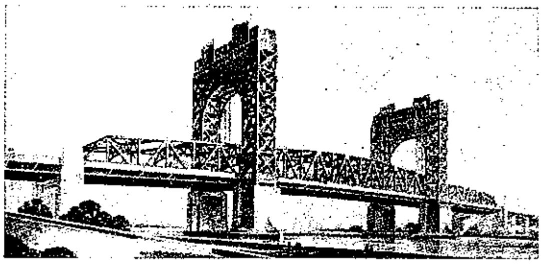


たコンクリート橋脚で支持してある。

Manhattan 街路は Harlem River を同様の徑間の構桁橋で横斷して居り，この中一徑間は 310 呎の昇開橋である。その下側は通常の河川交通に差支なき様高さ 55 呎の桁下限界を有してゐるが，更に昇開時には 135 呎の限界を支持する。

昇開橋の鐵塔は大さに於ても設計に於ても特殊なもので，各々獨立した高さ 210 呎，斷面 22×26 呎の 2 個の塔から成り，其の上部は拱狀の結構で結合し更に機械室を載せてゐる。又塔は全く橋脚上にのみ安定して居り，從來の如き側徑間に於ける後控を有してゐない（第 46 圖）。昇降部は塔の上端から $2^1/_4$ 吋の徑の索條

第　46　圖



96本で吊り，動力は 4 臺の 200 馬力電動機で與へる。Harlem 河の西方で 2 本の 3 車線の街路に分れ一方は南方に曲つて更に東方に逆戻りし East River Drive に達し，他は二番街に到る。Harlem 河から一番街及び 124 番街の南方に到る間は鋼鈑桁で他は全部コンクリート構造物である。　（糸川一郎）

ライン河に架かるアドルフヒットラー橋

（Hollatz, "Bau einer Straßenbrücke über den Rhein in Krefeld-Uerdingen." Bauing. 27 Sept. 1935 S. 401～405.）

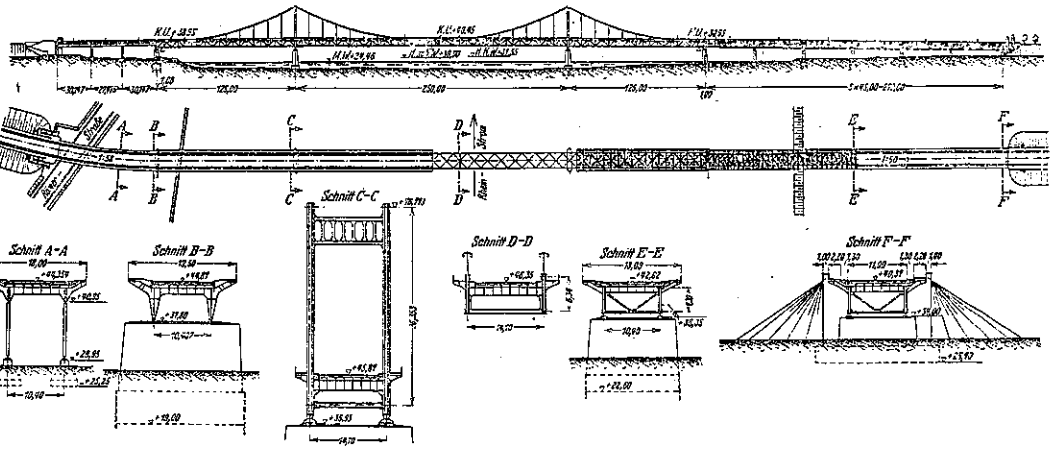
本橋は Krefeld-Uerdingen 地方のライン河に架せられたもので，Adolf-Hitler-Rheinbrücke と言ふ。

この橋梁は大分以前より計畫され居たが，和蘭と南ドイツを結ぶ道路の一部分を形成する，ライン河の右岸に沿ふて走る Duisburg と Köln 間の自動車用國道の建設に刺戟されて，本橋梁も建設される様になつた。Krefeld 及びライン河下流左岸地域に對しては，本橋は將來交通政策上大動脈となるものである。

橋梁の設計に當つては次に述ぶる要素が主として考慮された。(1) 構造樣式はライン下流地方特有の風景に合致する事。Uerdingen の部分の沿岸の優雅さを侵さない事。(2) 橋梁は出來るだけ明朗な統一のとれた感じを有する構造樣式を採る事。兩橋臺間約 860 m に亘る上部構造は鋼を用ふる事。(3) 橋梁上どの點からもラインの流れ及び風景を自由に眺望出來ること。

以上の要求を滿足するものは鋼索の吊橋 (Kabelhängebrücke) であるが，此の設計は其の工費の高價な故を以て實施の點からは考慮されなかつた。併し Dr. Ing. Voß-Kiel は外觀は鋼索の吊橋に似た橋梁樣式を提案した。この提案せる設計は補剛構桁（上下弦平行）を有する鋼串の吊橋(Kettenhängebrüeke)である。（第 47 圖）床面は補剛桁の上弦の高さに設けた。徑間割は，ライン河の部分は對稱なる 3 徑間とし，其の各長さは 125 m，250 m，125 m，右岸の取付橋梁は 6 徑間の避溢橋とし，この各徑間長は 45 m，左岸取付橋梁は 3 徑間で總長 87 m である。この間はライン河と併行に走つて居る道路と立體交叉とした。橋梁兩岸の取付勾配は 1/50 で，左右兩岸の取付橋梁部分は 1/60，吊橋兩側徑間の部分は 1/125，中央徑間は中央に於て拱矢 50 cm

第 47 圖

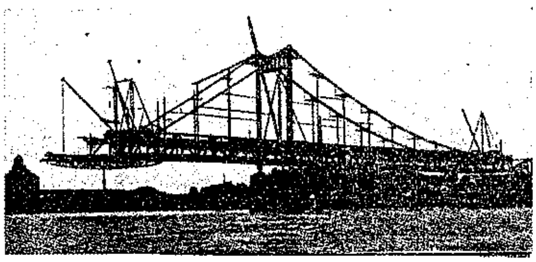


を有する抛物線勾配とした。

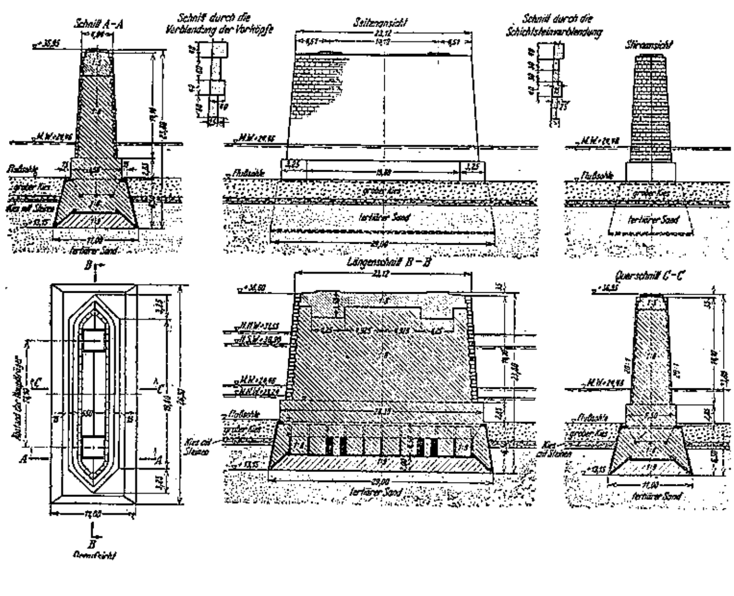
基礎は避溢橋部分の橋脚は沖積層の砂及び砂利の上に立つて居る。吊橋の二つの橋脚の位置は 1〜3 m の砂利層の下に第三紀の砂層が存して居る。この砂は粒が小さいが非常に密になつて居る爲，相當の耐荷力を有して居る。中央 2 基の橋脚は潜函を用ひ，他は全部締切工に依て施工した。鐵筋コンクリート潜函は夫々 1934 年 8 月及び 9 月に進水して河底以下 7〜8 m の深さに据付けた。潜函の作業室は後で 1：9 の割合のコンクリートを塡充した（第 48 圖）。

吊橋の左右兩側徑間の足場が 1934 年 9 月に出來て直ちに架橋を始めて 1935 年 1 月には兩側徑間の架橋が終り 1935 年 3 月始めには右岸避溢橋の架橋が終つた。

第 49 圖



第 48 圖



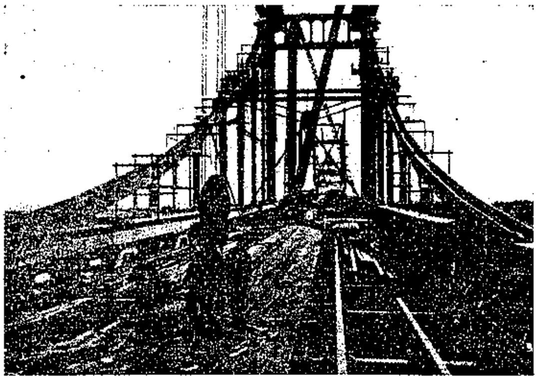
1935 年 2 月 24 日に中央徑間 250 m の部分の cantilever erection が始まり，6 月始め迄に兩側に於て各吊材で數へて 5 格間 62.5 m づゝの架橋が終了した（第 49 圖）。この狀態になつてから塔に補助の支索をつけて，之に依て橋を支へて架橋を進めて 1935 年 8 月に架橋が終つた。

橋の設計荷重は獨逸規程の Brückenklasse I に依つた。吊橋の主桁及び横桁並に左右兩岸へ至る取付橋梁の主桁は St 52 鋼を用ひ，他の部分には St 37 鋼を用ひた。吊橋に用ひた鋼の總重量は 5 970 t で，この内 St 37 が 1 320 t, St 52 が 4 530 t, 鑄鋼が 120 t, 避溢橋の部分では

鋼の總重量 1 055 t, St 37 が 560 t, St 52 が 460 t, 鑄鋼が 35 t, 左岸の3徑間の取付橋梁の部分では鋼の總重量 370 t, St 37 が 204 t, St 52 が 115 t, 鑄鋼が 15 t である。

吊橋の構造は主桁が鋼串の吊橋で縦桁を8本用ひた。補剛構桁の高さは 6.34 m とし主桁中心間隔は 14.10 m, 格間長は 6.25 m とした。抛物線狀に垂れ下つた鋼串 (Hängegurt) は桁の終端及び中央徑間の中心より夫々 31.25m 離れた點に於て補剛桁の上弦材と結合せしめた(第 50 圖)。この爲め構造物を輕減する事が出來, 尚鋼

第 50 圖



串を橋梁全長に亘つて用ひるよりは橋梁の終端部及び中央部に於ける結構を簡單にする事が出來た。吊材は 12.50 m 間隔卽ち2格毎に用ひた。兩橋脚上の塔の高さは40.54m とし, この塔の所の柱は横桁及び補剛桁の下弦材の所に於て左右兩方を連結し, 更に床面上方に於ては高さ5mの框形結構の所で左右兩柱を結び着けた(第 50 圖)。對風綾構は補剛桁の下弦材の面に設けた。上弦材にかゝる風壓は柱及び横桁に依て下の綾構に傳達せしめた。床面以下の鋼構造に接近し得る様に主桁の內側に於て下弦材に軌道を設けて檢査用の車を通じ得る様にし, 橋梁全長を往復し得る檢査用の車が2臺準備された。

右岸の全長 270 m の避溢橋は桁の高さ 4.30 m の連續桁とした。床面からの桁の高さは 5.60 m, 主桁中心間隔は 10.40 m, 故に步道の部分は 3.80 m の肱桁となつて居る。格間長は 4.50 m, 前の吊橋と同様に下弦材に對風綾構を設けた。

左岸の全長約 87 m の取付橋梁は半徑約 405m の曲線部分で, 鈑桁の連續桁とした。桁の高さは 2.50 m, 床面は同じく8本の縦桁に依つて支へた。横桁は高さ 1.30 mの框狀鈑桁とし, 其の上弦材は主桁の上弦材と同じ高さにあつて, 步道を受ける肱桁とは抗張ボルトに依て主桁上弦材の上を通じて連結した。横桁の下弦材は主桁下弦材まで圓弧を描いた鈑に依て連結した。對風綾構は上突緣の高さに設けた。

支承は右岸避溢橋は中央橋脚上に固定支承を設け, 他の4箇の橋脚及び吊橋の左右兩端橋脚及び右岸橋臺には簡單なる可動支承を設けた。左岸取付橋梁は中央橋脚上に固定支承を設け, 他は可動支承とした。

床面は車道と此の兩側に夫々緩速車道及び步道を設けた。 (富田惠吉)

10. 河　川

Florida 運河の起工

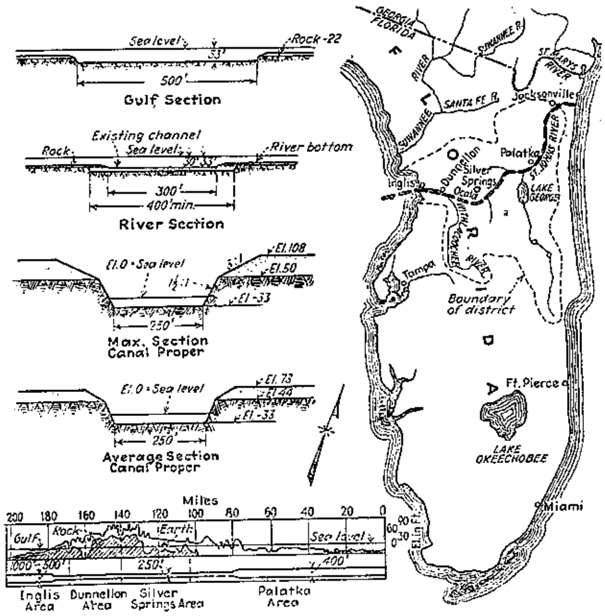
("Work on Canal Across Florida to Start Immediately." E. N. R. Sept 12, 1935 p. 376~377.)

Roosevelt 大統領は, 本年9月3日遂に Florida 半島横斷の運河開鑿に對し, 失業救濟資金より 5 000 000 弗の配分を許可した。そこで本工事を指命された軍部及び PWA 關係者は直ちに工事に着手する事になつた。

1. Florida 運河　運河の路線は半島東海岸の St. Johns 河を遡り, Palatka 町附近より Withlacoochee 河に移り, Mexico 灣の Inglis 市に至る。水路の延長は 195 哩 (Panama 50.5 哩) にして, 中央部 95 哩は幅 250 呎の人工水路を開鑿し, Mexico 灣には延長 18 哩幅 500~1 000 呎の海底水路を浚渫し, 其他は自然河川を幅 400 呎に改修す。運河の水位は總べて海水面と等しく, 水深は最小 30 呎として 2~3 呎の餘掘をなし最大切取深さは約 130 呎である。切取勾配は岩石 0.5:1 土砂 3:1 にして掘鑿總量は 570 000 000 立方碼 (Panama 240 000 000 立方碼) に達す。運河には徑間 300~500 呎の 10 個の橋梁が架けられ, 鐵道橋は可動橋とし公道橋は取付道路にて押上げ何れも桁下空間を 135 呎とす。運河の總工費は 146 159 000 弗にして Panama 運河の 336 400 000 弗に比して遙かに廉く, 又運河の利用による航海業者の利益は1ケ年 7 500 000 弗と推定される。

Florida 半島を横斷する運河は既に 1600 年頃イスパニヤ人によつて計畫されたのであるが, 最近に至り米國では PWA 關係者 (1933 年) 及び軍事關係者 (1934 年) が再び之を提案し, 何れも前記の計畫內容を推奨してゐる。大統領は双方の技術者を合同して一つの協議會を

第 51 圖 Flarida 運河



作り，計畫案の審査將來の工事方法の研究を行はしめた。此の協議會の決定事項として，本運河は經濟的獨立の不可能なる事が回答された。即ち運河通航料金を噸當り 8 セントとし 1 ケ年の收入より運轉維持費を控除すれば，殘額は總工費の 1.3% となり工事資金に對する利子も拂へない事になる。

2. 鹹水問題 Florida 半島横斷の舟運連絡には，土地の高低に從ふ階段式運河と海面と等高の海水位運河とが考へられ，前者の利用價値は低いが後者には海水による鹹害の虞がある。本運河地帶の地質は Ocala 町附近を頂點として圓屋根式に四方へ擴がる石灰岩の帶水層があり，當地一帶に湧出する泉井の水源をなす。運河の西部區間では此の帶水層を切斷する事になるので，地下水の水質並水位に及ぼす影響が問題となる。而して海水位運河を擁護する者は鹽水被害の局部的に限られる事と云ひ，之に反對する者は地下水湧出量の激減を主張してゐる。 （米屋秀三）

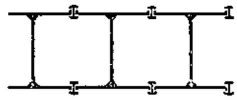
12. 堰 堤

全 鋼 製 堰

(W. Jerichow, "Talsperren ganz aus Stahl." Stahlbau, 13. Sept. 1935 S. 152.)

Peine 壓延工場に於て，廣突緣工桁から矢板を作つた。即ち工桁の突緣端に三角緣を設け，結合金物に依り厚い壁を形造るものである（第 52 圖）。此の矢板は强度大であつて，橋梁の基礎に用ひられはじめた。鋼製堰は今迄獨逸に於て餘り問題になつてゐないが，亞米利加に於ては可成り施工せられた。

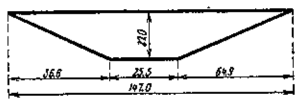
第 52 圖 Peine 矢板を用ひた堰壁の横斷面



獨逸に於ては堰は土堤を用ひるか，又は重力壁又は扶壁としてコンクリートに依り施行した。重力壁はその重量に依り水壓に抵抗するもので，餘りに重く且つ工費が大である。從つて近來，基礎を廣くし扶壁を用ひたものが行はれ，材料を節約し，工期並に工費を小ならしめる事が出來た。鋼を用ひる時は此の利點がもつと高度に發揮せられる。從つて他の材料を以てしては構造が困難な時，强度大にして可塑性に富んだ鋼を用ひ，經濟上の利益を得る事が出來る。尙又今日に於ては錆を生じない鋼が生産せられ，水中に於て錆の爲破壞される事が豫防され得る。

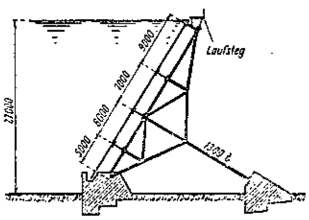
Thüringen の森の水利事業の調査が Hermann Reineke に依り着手され，Peine の函矢板を用ひた鋼製堰が考案され，其の結果全部鋼よりなる堰の計畫が行はれた。此の堰の重要寸法は第 53 圖に示す。

第 53 圖



上述の Peine 矢板が堰壁自體となり，堰の底に於て堰壁はコンクリートの枕に支えられる。そして堰壁は上の方では耐荷力に相當して大きくした距離に於て横桁に支えられる。横桁は又主桁に支られる（第 54 圖）。

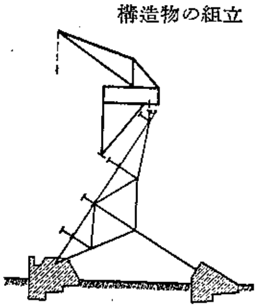
第 54 圖



主桁は鋲接及び鎔接工法に依る。

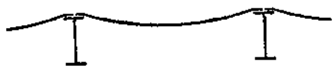
土堰堤，重力壁又は扶壁式コンクリート堰は全然現場で施行せられ，冬季は仕事が中斷される。鋼製堰はその製作は工場で行ひ，組立のみを現場で行ふ。此の計畫では始め支持構造部分を起重機に依り組立てたる後(第 55 圖)，堰壁自體を取付ける。次に矢板の間隙をコンクリートその他の類材でつめ，塗装を施す。

第 5 5 圖 起重機に依る鋼構造物の組立



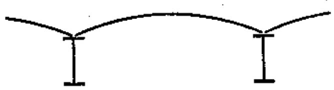
石工は壓縮應力のみに堪えるから，堰堤は谷をアーチ形に横切り，構造物の安全度を増し，又溫度變化に依る龜裂の豫防をする。之に反し鋼製堰は直線的に谷を横切る事が出來る。從つて長さは短くなり，溫度に依る伸縮は大きいが特殊の水密の伸縮目地を用ひる事が出來る。尙又矢板，凹形鈑，凸形鈑を用ひる事に依り，溫度に依る影響をなくする事が出來る (第 56 圖)。

第 5 6 圖 凹形鈑を用ひる堰斷面



亞米利加に於ては凸形鈑が用ひられた (第 57 圖)。之は獨逸に於て用ひられる凹形鈑と反對に，局部的過壓に依つて容易にバックルし破壞される。

第 5 7 圖 凸形鈑を用ひる堰斷面



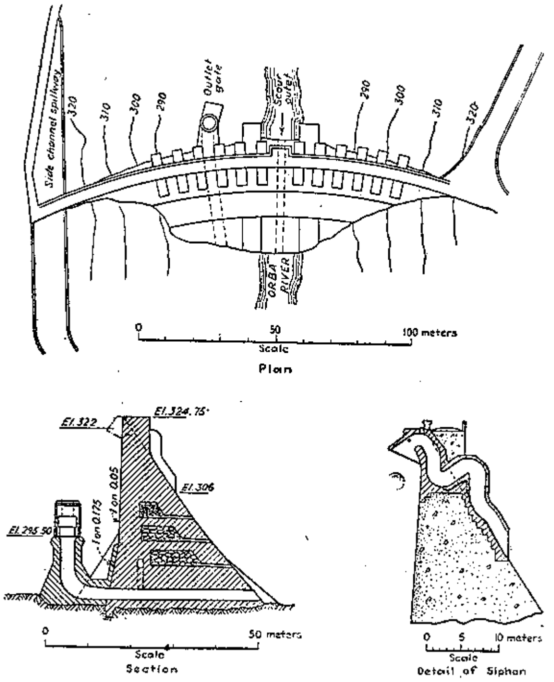
上述の堰の計畫に依り，工費を節約し，工期を短縮する事が出來る事が明かにされたが施行されるに至らなかつた。然し乍ら鋼製堰の經濟的價値の大なる事が實證された。 (奧田秋夫)

Italy に於ける Molare 堰堤の決潰

("Molare Dam in Italy Fails in High Flood." E. N. R. Aug. 22, 1935 p. 272～273.)

Italy の Orba 河に於ける Molare 堰堤は水力發電用の貯水を目的とする高さ 150 呎の重力式のものであるが，稀有なる洪水に依て 8 月 13 日に決潰した。決潰の原因は新聞紙の報道以外には解らないのであるが，洪水が堰堤を溢流したことは想像に難くない。

第 58 圖



1. Molare 堰堤の詳細： 貯水池は 14 000 acre-ft. の容量を有し Ortiglieto 湖として知られ，58 哩^2 の流域を有する。堰堤は第 58 圖に示す如く平均半徑 660 呎の拱重力式のもので高さ河底上 150 呎，底幅 125 呎である。堤體の頂部は長さ 456 呎，幅 20 呎で道路をなし，その下を 12 箇所の自動サイフォン餘水吐が通つてゐる。この餘水吐は 3 箇所 1 組とし，僅かの高さの相違になつてゐて，順次操作し得る樣に出來てゐる。サイフォンの全排水量は約 17 700 sec.-ft. である。この外に 5 300 sec.-ft の容量を有する延長 223 呎の側水路餘水吐があるから全餘水吐の排水容量は 23 000 sec.-ft. で，この場合の流域に對する Fuller の 1 000 年洪水値以上である。

堰堤は 1 923 年頃 the Societa Officine Elettviche Genovesi に依て良質の蛇紋岩中にコンクリートで築造したものである。堰堤の低部には排水用の石塊を塡充した 3 段の大きな室がある。堰堤には又前面部に檢査坑に依て排流坑に接續してる。竪排水坑から成る一般排水組織を有する。前面はセメント・モルタルで塗沫し，防水劑で處理してある。

Itary の堰堤築造規則に依ると拱重力堰堤に對して收

縮接手を必要としてないのであつて，圖面にも示してなく又説明にも記載してない。貯水池の峽地を締切つてある小補助堰堤は直線重力式で，收縮接手を施してある。

2. 放水口容量： 放水口は堰堤内に2箇所あつて，1箇所は直徑6呎の排砂口であり，1箇所は必要に應じて貯水池を乾すための本放水口である。後者はスタップ・タワーの頂部に据付けてある圓筒門扉に依て操作するのであるが，この圓筒門扉は靜水壓に依て迅速に操作し得る。之等2箇所の放水口の容量は約7 000 sec.-ft.と推定されたが，洪水量に對しては充分間に合ふ樣に思考された。

3. 設計： この堰堤に關する資料から見ると保守的に設計してあり，排水設備も妥當であることは明らかである。然しながら例外が2つある。1つは堰堤の心壁内に石塊を塡充してセメントを節約してることである。然しこの影響を堰堤の最高斷面に就て考へると，堰堤材料の平均重量に於て3％よりも小さい減少と同等のものである。も1つは收縮接手を省略したことであるが，これに依てアーチ作用から有り得べき如何なる支持をも堰堤に受けしめないのであらう。尤もかゝる大なる半徑のものに於ては此の作用は疑問であるが。

4. 決潰原因： 決潰原因は現在のところ推定に過ぎないのであるが，堰堤が蛇紋岩の變質岩を基礎として築造されてゐるものであるから，過荷重に起因した滑動が生じたことは明白らしい。豪雨は非常に突然で防禦手段を採る暇が無かつたために，洪水に依て押流された木材及び塵埃の類がサイフォン餘水吐の一部を閉塞したものと想像される。築造當時の堰堤の滑動率は水面が堤頂迄あつて背水のない場合で0.56となる。これはコンクリート重量150 lbs./cub. ft. 及び石塊120 lbs./cub. ft.を基礎としたものである。30呎の高さの背水は滑動率を0.64迄増加するのであつて，この場合基礎岩盤に對しては危險的な大きな數値である。又餘水吐の一部閉塞に依て堤頂上に3呎水流があつたとすると，滑動率を0.67迄高める。コンクリートに働く剪應力は過度でなく底部に於て39 lbs./sq. in.，最下室の床面に於て58 lbs./sq. in.である。 （玉置 嚴）

世界動力會議の大堰堤國際委員會

(G. Mercier, "International Commission on Large Dams of the World Power Conference." Water & Water Eng. Sept. 1935.)

第2回大堰堤會議の準備： 第1回世界動力會議に於ける審議決定事項の報告書は既に發行され，次回に持越された議題に對しても各國では着々と研究を行つてゐる。次の世界動力會議は1937年に開會される豫定であつて第2回大堰堤會議も其の時まで延期される事になつた。そこで各議題に對して充分研究するために，1934年10月London で開かれた例會に於ては，次回に審議すべき議題を22題の中から4題選出し，之に特種セメントに關する一部の議題を追加した。

議題 3:—特種セメント（但し質問は次記の範圍に限定す）。

(a) ポートランドセメント使用に於けるコンクリートの硬化熱及び滲透水によるコンクリートの頽化に關する最近の報告書内容

(b) 高堰堤用特種セメントの物理的並に化學的性質，製造方法，使用方法と實驗成績との關係

(c) 特種セメントに關する將來に於ける研究事項

(d) 最近刊行されたセメントに關する文獻の内容抜萃を含む書籍解説

議題 4:—溫度變化による伸縮繼目，コンクリートの收縮繼目の水密構造に關する設計並に施工。

(a) 前記繼目の存在理由

(b) 形狀，間隔，施工細目を含む，繼目設計の理論

(c) 繼目施工の實際問題

議題 5:—石造又はコンクリート造堰堤の表面仕上げ。

議題 6:—基礎地盤の地質學的研究，基礎の物理的性質決定のために行ふ地質學的試驗方法の研究，基礎地盤性質の堰堤の設計施工に及ぼす影響。

議題 7:—土堰堤の安定度算定。

安定度計算方法の確立及び使用材料（其の物理試驗成績は安定な算定の資料となる）の選定。

特種セメントに關する國際委員會分會： 大堰堤國際委員會には分會を設けることになり1934年10月London にて最初の會議を開いた。此の委員會の事業は次の如きものである。

(1) (a) 大堰堤築造に適當なセメントに品位等級をつける方法の研究。(b) 大堰堤用特種セメント製造並に使用方法を發達せしむること。

(2) (a) 特種セメントの實驗方法に關する提案。(b) 大堰堤國際委員會に於ても特種セメントに關する實驗を行ふこと。

(3) 第2回大堰堤會議に提出された特種セメントの

論文を結論の比較に便利なる様に編輯すること。

(4) 分委員會によつて蒐集された文獻の解說を時々會員に頒布す。又分會にてはセメントの試驗方法を吟味して，餘り經費を要しない時代の要求に應じた方法を採用する事。尙セメントの性質に關する研究範圍を次の5項に限定す。

(a) 硬化熱，(b) 水による頽化，(c) 收縮，(d) セメントの種類によるコンクリートの透水度，(e) セメントの種類によるコンクリートの施工軟度。

之に關する成績報告は旣に1935年6月の Hague に於ける分委員會々議で審査された。

尙大堰堤國際委員會の事業には前記の他に次の仕事が含まれてゐる。

(a) 各國の大堰堤に關し，水理，構造等の計畫說明書と事業報告書の編輯，

(b) 各分會によつて最小3ヶ國語の堰堤に關する工學辭典の刊行，

(c) 大堰堤に關する總べての事件を文書に作成保存し，尙圖書館を建築して書籍のカード索引を作る，

(d) 各國際委員會宛の報告書並に定期發行書籍の解說を纏めて中央委員會會報の發行。　(米屋秀三)

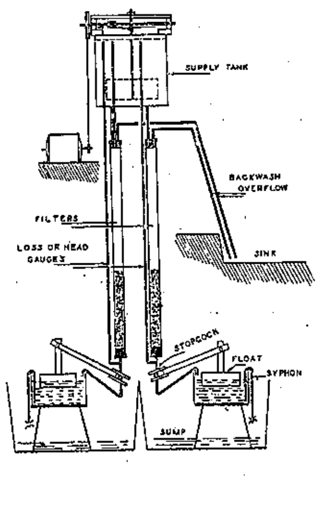
13. 上　水　道

無煙炭を用ふる場合の濾過持續時間の延長

(H. G. Turner & G. S. Scott, "Anthrafilt gives longer filter run than Sand." Water Works & Sewerage, Sept. 1935, p. 308～310.)

濾過池の經濟操作上重要な問題は濾過持續時間であるが，著者は濾過材として無煙炭を用ひ之による濾過持續時間と從來の砂層によるものとの比較研究を行つたのである。

第 59 圖



試驗裝置は第59圖に示す如きもので，貯水槽2個及ガラス濾過裝置2個，流量調節裝置及びモーターより成るもので，貯水槽及び其豫備は共に容量10ガロンである。濁度を生ぜしめるために赤粘土（徑5μのもの）を加へ攪拌機にて每分60回攪拌する。之に0.5%の炭酸ソーダ溶液60ccを注加し，15分乃至20分間混和しP.H價を調整，而る後1%の硫酸礬土溶液60ccを注加30分間攪拌す，斯く處理したる水を2本の濾過裝置に同時に送るので試驗中水溫は15°C乃至22°CにしてP.H價は6.0乃至7.0に當り，採用濾速は125 M.G.Dとし最大損失水頭は4呎とした。

濾層は完全に逆洗してから用ひ，未濾水，濾水の濁度は光電氣的裝置にて0.5度まで測定した。

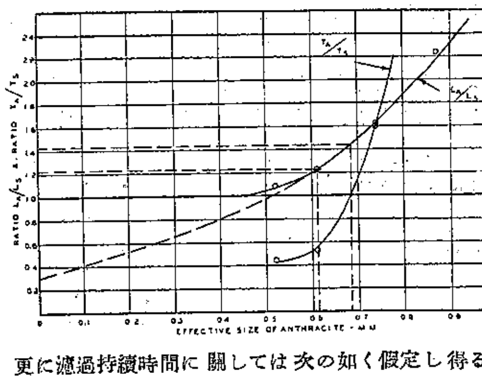
試驗の結果は第11表の如きもので之の結果を未濾水濁度20度としての持續時間は L_{20} にて示され砂層と無煙炭層との持續時間の比は L_{A20}/L_{S20} にて示される。

第11表の結果を圖示すれば第60圖を得る。

第 11 表

砂 濾過面積=10.7 cm² 比重=2.15							無煙炭 濾過面積=10.9 cm² 比重=1.44 水温 15～22°C P.H値 6.0～7.0							
有効径	濁度 原水	濁度 浄水	濾層厚 (cm)	空隙率 (%)	L_S (時間)	L_{S20} (時間)	有効径	濁度 原水	濁度 浄水	濾層厚 (cm)	空隙率 (%)	L_A	L_{A20}	L_{A20}/L_{S20}
0.61	23	3.0	34.3	43.6	14.13	16.25	0.52	24	1.1	35.8	54.5	9.94	11.83	-
〃	26	0.7	34.0	43.1	10.85	14.10	〃	26	0.6	36.3	54.0	13.64	17.73	-
平均	-	1.8	-	43.3	-	15.17	平均	-	0.8	-	54.2	-	14.83	0.98
0.61	29	0.6	33.0	42.0	10.94	15.85	0.61	29	0.3	34.6	54.8	13.43	19.46	-
〃	27	1.9	-	-	10.22	13.80	〃	25	1.5	-	-	14.75	18.70	-
〃	20	2.0	31.7	39.6	9.00	9.00	〃	21	0.7	34.3	54.3	10.60	11.13	-
平均	-	1.5	-	40.8	-	12.88	平均	-	0.8	-	54.5	-	16.43	1.27
0.61	16	0.6	31.0	37.8	5.36	4.77	0.74	17	0.4	36.9	53.4	14.95	12.71	-
〃	22	4.5	33.0	41.5	17.03	18.72	〃	19	0.3	39.6	56.7	31.46	29.90	-
平均	-	0.5	-	39.6	-	11.74	平均	-	0.8	-	55.0	-	21.30	1.81
0.61	25	0	33.0	41.3	7.48	9.60	0.87	27	0.2	38.1	55.0	15.86	21.42	-
〃	28	0	33.0	41.3	4.40	6.16	〃	24	0.1	35.8	52.1	10.40	12.48	-
平均	-	0	-	41.3		7.88	平均	-	0.2		53.5	-	16.75	2.15

第 60 圖



更に濾過持續時間に關しては次の如く假定し得る。即ち濾過持續時間は a) 濾材の粒子表面積及びブロックの表面積に逆比例し，b) 濾材粒子の間隔並に空隙率に正比例する。

故に之に基き同じ空隙率のものと見るため次の係數を求める。

$$f=\frac{(1-P_A)P_S^{\frac{4}{3}}}{(1-P_S)P_A^{\frac{4}{3}}}$$

P_A：無煙炭の空隙率

P_S：　砂の　〃

之の係數を求めて第 11 表の比を補正すれば第 12 表の如くなる。

次に第 12 表の結果に全試驗の平均空隙率 $P_A=54.3\%$, $P_S=41.2\%$ を f 式に代入して更に第 13 表を得る。

第 12 表

有效徑	$f\times L_A/L_B$
0.52 mm	0.586
0.61	0.653
0.74	0.872
0.87	1.2,5

又濾水の濁度比 (T_A/T_S) も第 60 圖に示す如きものである。

上の結果より見れば砂と同有效徑 (0.61^{mm}) の無烟炭層を用ふる時は持續時間 1.23 倍となり，又濾水水質が砂層 (0.61^{mm}) と同等のものを生ず可き無煙炭層の粒大は 0.68^{mm} で之を用ふれば持續時間は 1.45 倍となる。

上述の如く無煙炭層は同有效徑の砂よりも濾過持續時間大であり又更に濾水水質も優良である。

第 13 表

有效徑	補生 L_A/L_S
0.52 mm	1.090
0.61	1.215
0.74	1.622
0.87	2.241

(松見三郎)

沈澄槽の改造

(R. F. Goudey, "Water-Plant Capacity Increased by Modifying Settling Unit." E. N. R. Sept. 12 1935 p. 370～371.)

Los Angeles の Wilmington 濾過場は當初 5 m.g.d. を處理する目的で設計されたのであるが，操作を開始したところ僅に 1.5 m. g. d. の生産能力しかなかつた。そこで引入口及び引出口を主とする沈澄槽の改造を行つたのであるが，その結果改造前に比較し 4 倍以上の能力を得るに至つた。

28 乃至 125 p. p. m. の浮游物を含む原水は 1 ガロン當り 2 グレンの鹽化第 2 鐵を以て處理し，30 分間混合した後 50×50 呎トラクター型機械沈澄槽で沈澱し，次に 6 面の 12×12 呎急速濾過機で濾過する。

設計以下に生産能力が減少した原因を辿つて見ると次の如くなる。卽ち，堰又は他の狹隘箇所を溢流する際の鹽化第 2 鐵フロックの過度の分散；沈澱を阻害する槽に於ける高速度の流れ；除去困難なる槽の隅角部に於ける汚泥洲の堆積。

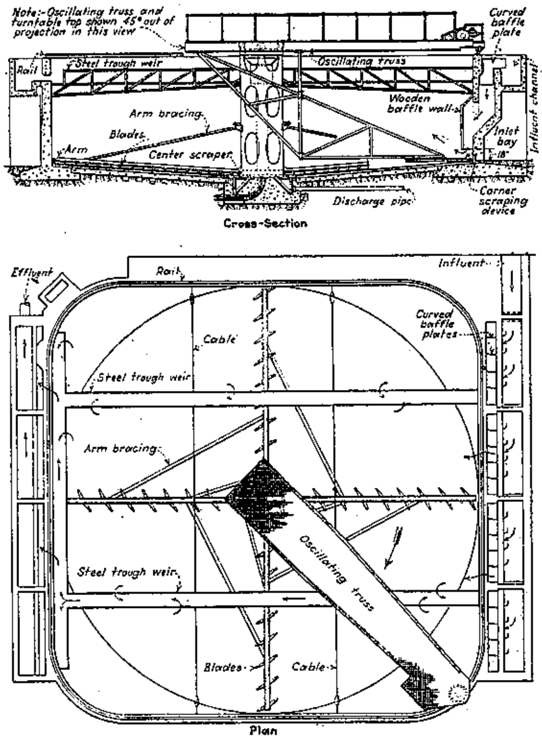
原設計：　原設備には沈澄槽の片側に 4 箇所の引入室 (inlet bay) があつて，原水は上向に傾斜してる流入樋を流れ，調節堰を溢れた後此所から流入した。本裝置は汚泥の堆積を防ぎ，流れを分割する長所があつたが，次の如き短所を有した。堰に依てフロックが分散したこと；流入速度が，沈澄槽の底部に落込む迄，流入樋に於ける流れの方向に持續したこと；引入室の構造上過大の渦流が惹起されたこと。但し引入室には，引入室の 45° 傾斜箇所を下降する水に依て惹起される前進速度を消滅するため，槽壁から 18 吋の距離に 2 吋の木製導流壁を裝備してあつた。

次に引入口に對向してる沈澄槽の引出口は水面下にある 6×12 吋孔越しの堰から出來てゐた。この引出口に於ける溢流は沈澄槽の外側の水路に落込むのであるが，この水路の水面高は濾過床に續いてゐて常に變化するので，構造上溢流に對し不適當と考へられた。又本裝置は流れ方に無理があつたのみならず，フロックの分散を招來した。

又偶角部汚泥淸掃機は沈澄槽の引入口の前を通過する際，槽の他部に於ける沈澱フロックを擴散せしめた。

改造設計：　引入口の改造には流入口に於けるフロックの分散を防止するための堰引入口の撤去と沈澄槽に於ける水位の上昇を包含する。引入室には曲り導流板を裝備したのであるが，これは各引入室へ等流を與へた

第 61 圖



のみならず，同時に水を下方に流れしむることに依てその接線速度エネルギを消散するに役立ち，尙フロックの結成を助勢する混合槽を構成した。又渦流を極小にするため，引入室の狹隘箇所に於ける張出コンクリート壁の一部を除去し，且つ木製導流壁を槽底の操作に差支へない程度に出來る丈け低下した。

堰溢流の長さは沈澄槽の引入及び引出側の間の槽の中央1/3を横切る2本の細樋を設置し39.5呎から231.5呎に增加した。この堰は槽の極く表面水のみを抄ひ取るのであつて,沈澄槽の容量を1.5 m.g.d.から6 m.g.d.に增加した主因を爲したものである。又濾過機の引入口には浮子調節裝置を備付け沈澄槽の引出樋に於ける水位を溢流に對し差支へない程度に高めたのであるが，この結果沈澄槽を通過したフロックの分散を防止することが出來た。

尙隅角部に於ける汚泥洲の形成を防止するため，特殊構造の汚泥掻寄裝置を考案した。之は原設備の汚泥掻寄沓を搖動橋の內部から吊つた構から成る新支承に取付け，汚泥掻寄裝置の廻轉に連れて隅角部を走行する樣にしたものである。

改良 Wilmington 濾過場に於ける淸淨度を他の沈澱槽の實績に比較して見ると特に高く，又停滯時間は低い。即ち平時に於ける6 m. g. d. の流れの場合に於て沈澱速度は2600ガロン/呎^2/日であり，停滯時間は48分である。尙沈澄槽は水酸化第2鐵の約80%を除去するのであつて，濾過持續時間は18時間である。

（玉置　嚴）

14. 下　水　道

合衆國に於ける汚水處理能力

("Sewage-Treatment Facilities in the United States." E. N. R. Aug. 15 1935 p. 224.)

E. N. R. の全國汚水處理能力調査の示す處に依れば，米國の處理場に於ける都市處理人口はほぼ1/3に達してゐる。

各州衞生技師よりの資料では全給水人口は76 714 000人で，この80%が下水道により排除され，汚水處理場總數は3 697で約22 200 000人が處理される。合衆國に於ける處理場に就ての數字並にその詳細なる資料は別表に示す通りである（別表は省略す）。

この44州よりの報告では處理場を有する組合は3 471であり，之に反して處理場の數が3 697となつてゐるが，この數字の差異は一部の都市には2, 3の處理場に依り處理され一方近隣都市と處理場を分割してゐる組合もある爲である。

Illinois 州は總處理人口では州中の筆頭で3 849 000人と算せられ處理人口順位に配列すれば第14表の如くである。

第 14 表

Illinois	3 849 000	Texas	2 300 000
Ohio	2 688 860	New Jersey	2 119 083
California	2 522 000	Maryland	915 000
New York	2 345 639	Oklahoma	773 784

然し處理組合の數から云へば一位は Texas 州が擧げられ，この種の處理場の數は約371である。100以上の處理場を有する州に就ては數の順位に配列した場合第15表に示した通りであつて括弧內の數字は1929年に不完全ながら調査され同樣に報告されたものである，最近5ケ年間に於て建設された新設處理場數及びその%の上から云へば California が共に一位である。

第 15 表

Texas	371 (298)	Oklahoma	157 (134)
California	253 (114)	Kansas	131 (110)
Iowa	228 (212)	Wisconsin	120 (100)
New York	219 (127)	Ohio	113 (89)
Pa.	201	Minnesota	107 (106)
New Jersey	189	N. Carolina	100 (92)
Illinois	178 (159)		

恐らく汚水處理能力の妥當性に對する適切な測定は汚水處理場によつて處理されるべき下水管に排除される處理人口に比例すべき筈である，此の意味で求めるなら矢張り Texas 州が擧がる，當州の下水管に排除される收容人口 2 657 460 人に對して處理場に於て處理されるべきものはその87%即ち2 300 000人である。

Illinois 州は Chicago 市の全人口を實際に處理しうる大衞生地區の設備を包括してゐる故に85%でほとんど接近し2位を占めてゐる，この樣な考から擧げて見た第1から第8位迄の州名は第16表の如くである。

第 16 表

Texas	87%	Oklahoma	79%
Illinois	85%	New Mexico	75%
Maryland	83%	California	74%
Rhode Island	83%	Arizona	74%

總組合數中61%が處理場を具備した立派な下水道系を有し，下水管に排除しうる人口から云へば36%を處理しうると云ふ事は特記すべきである，この事から例へ小組合ですらも大都市に於けるものと同樣處理場に於ては好適な役割を果してゐると云ふ事が結論しうる。

特殊な淨化設備をなした州の數の算定に對しては處理程度を報告した資料中より得られる，斯の如く今日設立されてる汚水處理場の多くは初步の沈澱處理以上を出てない。

特殊な淨化設備を有する處理場中實際に行はれてゐる豫備處理の多くはインホフ槽及び腐敗槽の利用による（之は 1929 年の調査に依り照査せるもの）と云ふ事が云へる，この Imhoff 槽及び septic tank は記載した處理場中 3 000 以上に亘つて用ゐられてゐる，然し本資料は今日設立されてゐる總ての處理場に亘つて網羅せんとするものであつて現今の實行方法の傾向を評價し樣とするものではない事に留意して貰ひたい。

酸化法卽ち第 2 次處理法中撒布濾床及び間歇細粗砂床は今尙盛んに用ひられてゐる，促進汚泥法を用ひてゐる處理場中撒氣式の方法による曝氣が機械曝氣より屢々多く用ひられてゐる。1929 年と 1935 年とでは代表的な州に於ける促進汚泥による處理場に就ては次の如くである。California 5 : 12, Illinois 7 : 11, Kansas 3 : 9, Kentucky 0 : 3, Nebraska 0:3, New York 1:4, North Carolina 2 : 4, Ohio 3 : 5, Oklahoma 1:4, Texas 12 : 21, 及び Wisconsin 0 : 4.

露天乾燥砂床法は現行汚泥處理法中の最も優れたものである。現今では相當に名聲を博してゐる機械脫水法は僅かに 19 箇所の設備と記錄されてるに過ぎず，消化による發生瓦斯の採集及び利用はその設備數に於て驚くべき程多數に及んでゐる，卽ち採用するもの 280, 利用するもの 164 である。 （竹內 正）

15. 港 灣

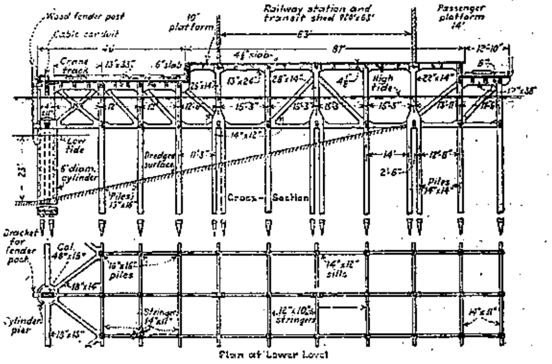
英國 Parkeston 港の架構式コンクリート岸壁

(E. E. R. Tratman, "Concrete Trestle Type Quay at English Marine Terminal." E. N. R. Aug. 22, 1935 p. 265～267.)

從來の重力式擁壁と異る，架構式のコンクリート岸壁が近時歐洲に於て好んで施工されてゐる。その一例は，佛國 Havre 港があるが，更に英國 Parkeston 港の London & Northeastern Railway の水陸連絡設備擴張工事として最近築造せられたものがある。

その全長は，4 000 呎 (1 220m)，新しく延長された部分は 1 120 呎 (342m) で，1934 年 10 月より使用されてゐる。Parkeston は London を距る 70 哩，歐洲大陸との重要なる貨客連絡點で，一般貨客と同時に大陸諸港との間に鐵道貨車の運搬も行はれて居る。岸壁は Stour 河口より上流 3 哩に亘り，之に沿つて鐵道幹線が入り，操車場その他の終端諸設備がある。河口岸は低濕地である爲，之等の敷地は皆埋立地である。尙，潮差は平均 15 呎 (4.6m)，最大 20 呎 (6.1)m，水深は干潮面下 20 呎 (6.1m) となつて居る。

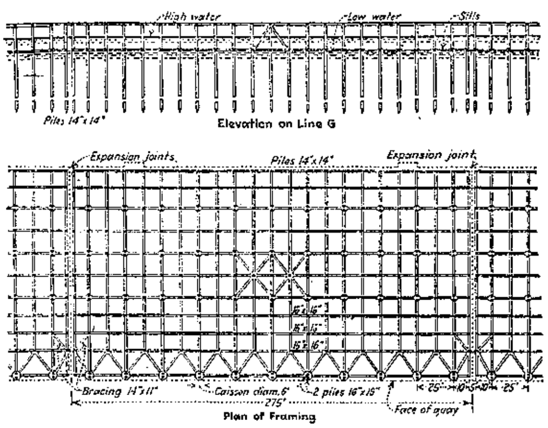
第 62 圖 英國 Parkeston に於けるコンクリート棧橋



岸壁構造は第 62 圖の如くで，延長 1 120 呎 (342m) の中 920 呎 (280m) は，中央に高き一段があり，此處に上屋，停車場等がある。殘の 200 呎 (61m) は舊岸壁との取附で一面同一高である。設計荷重は 1 000 lbs/□' (5 t/m²)，水際側に軌間 15 呎 (4.58m) の移動起重機の軌道があり，陸側には旅客用の軌道がある。

使用コンクリート杭は，普通 40 呎 (12.2m)（斷面，間隔は圖示），船舶の衝擊に耐える爲岸壁前面は第 63 圖の如く，16×16 吋角（約 40×40cm）の杭 2 本を，間隔 25 呎 (7.6m) に用ひてゐる。之を保護する爲に徑 6

第 63 圖 標準斷面構造圖



呎(1.8m)のプレカスト•コンクリート圓筒あり。更に防舷材支持を取りつける爲の突出部を設ける。圓筒は下端に刄先を有し，所定の深さまで根入して後中空な内部にコンクリートの中詰をする。(Havre 港のものは 14 呎角のケーソンを使用し同様施工したが，杭は 20 呎角である）設計に際しては，圓筒の支持力は考慮せず，全荷重を內部の杭に支持させる事になつてゐる。床版厚は外側起重機用道床では，その幅 4 呎 (1.2m) の部分を $10\frac{1}{2}$ 吋 (27cm)，列車々道敷では 6 吋 (15.cm)，中央高段部では $4\frac{1}{2}$ 吋 (11.5cm) とし，伸縮接合は 275 呎 (84m) 毎に設けて，その間隙を 2 吋 (5.1cm) とし，厚さ $\frac{1}{2}$ 吋 (13mm) 鋼鈑を一側に固定し，凹所には瀝靑材を挾む。

上記コンクリート圓筒，杭を除いて他は總べて場所打コンクリートとした。(之の點 Havre と異る，Havre では綾桁もプレカスト材を使用した）滿潮面以下のコンクリート作業は相當の困難を伴つた。小潮時には最大干潮面上にも尙海水が在るので施工出來ず，又，然らざる時でも干潮時 4 時間を利用し晝夜を分たずに作業せねばならない。杭長は 40 呎 (12.2m) であるが根入は 16 呎 (4.9m) で，最後の 7 呎 (2.1m) は砂利層である。杭打は全延長に木材足場を設けその上に 3t の錘を有する杭打機を移動させて行ひ，杭は 5t 起重機で取扱つた。或る場所では，過去のコンクリート擁壁に遭遇し，之を貫通する爲木杭の先端に鋼のキャツプを取付けて打貫いた。杭打に際して，落錘高 $2\frac{1}{2}$ 呎 (76cm) にて最後の 15 回打擊に對して 1 吋 (2.5cm) 沈下を限度としので打止と規定した。實際に當つては，始めの間は打擊 1 回に對し平均 $\frac{3}{4}$ 吋 (1.9cm) の沈下を示し，打止は 15 回打擊に對して $\frac{3}{4}$ 吋であつた。或杭は所定深さに至らずして傾斜し，二叉杭では一方が他方より深く入つたりしたが，何れも安全なる支持力を示した。杭打終了後，杭頭のコンクリートを橫桁下部の位置まで破壞して鐵筋を露出させ，橫桁を取附けてその上に床部を構成する。

コンクリート圓筒 1 本の長さは 24 呎 (7.3m) 必要であるが，起重機の作業に便ならしめる爲，15 呎 (4.6m) と 9 呎 (2.7m) に 2 分し兩者の間に枘を設けて結合せしめた場合もあつた。河底は軟質土砂であるので，圓筒は單に上から落下するか，木材で突き入れるかで充分所定の位置に達せしむる事が出來た。圓筒底部に袋詰コンクリートを置き，水の浸入を防ぎ，然る後鐵筋を押入して中詰コンクリートを塡充した。

コンクリート配合は 1:2:$2\frac{3}{4}$ とし，鐵筋被覆厚は總て $1\frac{1}{2}$ 吋 (3.8cm) とし，床版以下（床版裏面も含む）はコール•タールを塗布した。之は單に鐵筋の腐蝕防止の目的のみならず，海草，海蟲，貝類の附着をも防止する一助ともなる。

尙，中央には旅客驛及び貨物倉庫として鐵骨造 2 階上屋を建築した。(高さ，1 階 15 呎，2 階 $12\frac{1}{2}$ 呎，面積 290×63 呎）又，15 呎軌間の移動起重機の能力は 5t 及び $1\frac{1}{2}$t である。 (比田 正)