

抄 録

第 23 卷 第 1 號 昭和 12 年 1 月

材 料	頁
(1) 低溫高溫に於ける鋼の引張りに對する性質	65
施 工	
(2) 現場打鉄筋コンクリート杭のデカロージユ式施行	66
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(3) コンクリートの配合と施工軟度	67
(4) 長径間鉄筋コンクリート版桁橋に對する經濟的論據と技術的応用性	70
橋梁及構造物	
(5) 橋梁取付部の路面の破損	73
(6) 橋梁の支承臺の臺石に於ける龜裂發生	74
(7) ミシシッピ河に架設せる長径間連続構橋	76
堰 堤	
(8) Grand Coulee 堰堤に於ける組織化されたコンクリート打作業	77
(9) フォートベック堰堤に於ける餘水吐の水門及水路鋪裝	78
上 水 道	
(10) Kenilworth 市に於ける砂面下濾過	80
下 水 道	
(11) 下水管に對するベンチュリー種	81
港 灣	
(12) 伊太利諾港に於ける 1922 年以來の發展	83
(13) 智利 Iquique 港の修築工事	88
道 路	
(14) 最新式道路築造機械	90

材 料

(1) 低溫高溫に於ける鋼の引張りに對する性質

(D.A.R. Clark, "Tensile Properties of Steels at Temperatures Below and Above Normal." Engineering, July, 24, 1936.)

現在までの通常以下の溫度に對する材料の力學的性質に關する研究は多く衝擊に對する性質を調べたもので引張りに於ける研究はないやうである。著者は -185°C から $+200^{\circ}\text{C}$ に至る溫度の範圍に於て、筒形の供試体で 30t の Buckton 型の試験機に依つて性質を調べた。供試体をあたためるには、パラフィンのガスを供試体の中を通し、冷却するには溫度範圍に依り氷と鹽、 CaCl_2 の加水せる溶液、固形二酸化炭素、アセトン、Petroleum ether、液体空氣等の寒剤を用ひた。供試体は 1 吋の直径の熔接せざる筒で 850°C で焼き鈍したも

のである。そして長さは 14 吋であつた。冷却すると脆くなるから低溫に於ては、撓みの處で notch-effect のために壞れるので、それを避けるために、供試体の中央部の厚さを大約半分の厚きにした。試験前供試体は少くも 10 分間一定にしておき、それを extensometer の針の動きで見當を附けた。試験の速さは降伏點に至るまでを大体 4 分にした。降伏點に至つた後では、延びは毎分 0.66 吋の一定速さであつた。

彈性限界として比例限界を取り、降伏點の応力は、試験器の drop of beam と extensometer の尺度以上の伸びを以つて決定し、最大応力は、最大荷重を最初の面積で割つたもので示した。 $+15^{\circ}\text{C}$ から $+150^{\circ}\text{C}$ までは通常の鋼の破壊面を示したが $+190^{\circ}\text{C}$ より $+200^{\circ}\text{C}$ までは破壊面の形は獨特のものであつた。剪断面をあらはして其の形は螺旋面形であつた。破壊面と供試体の垂直軸とのなす角は約 50° であつた。降伏點に在ると供試体に沿ふて Lüder 線がはつきり現はれた。そしてこ

れ等の試験では、試験器の beam が振動し、且つ小さな破壊音を發した。温度が 15°C から -185°C になると、破壊面は脆い材料の性質を現はし、概して言へば、最大応力、降伏點の応力、弾性限界の応力は温度に對して双曲線的に変化し、-200°C から -80°C 位まで急激に減少し、それ以上の温度では大體変化しない。伸びの百分率は、-200°C より 0°C 位まで殆ど直線的に増加し、0°C より 40°C 位までは大體一定で 40°C より 80°C 位まで急激に減少し、其れ以上の温度では大體一定である。弾性係数は、甚だゆるい傾斜で大體直線的に減少してゐる。

ある一つの供試体は -185°C の液体空気の温度に 10 分間おいた後常温に戻して試験した。それ等に依れば -185°C にする影響は brittle effect だけであつた。(最上武雄)

施 工

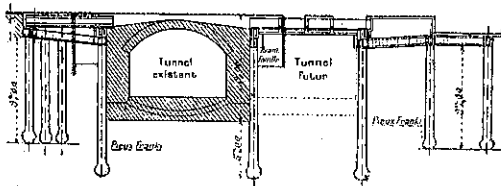
(2) 現場打鉄筋コンクリート杭のデ
カローージュ式施行

(L. Faivre, "Exécution de pieux moulés dans le sol par forage ou décarottage." Le Génie Civil, 13 juin, 1936, p. 556-558.)

鉄筋コンクリート基礎杭の現場打施行には先づ鉄型枠を地盤中に押し込んで置いて此の中にコンクリートを打つのと、豫め所要丈地盤を掘つて即ち適当な方法に依つて杭の占むべき箇所を相當する土を掻き出して置いて此の中にコンクリートを打つのとある。前者は普通に行はれて居るものであるが、後者は地盤表面が特に堅固な場合更に此の表土層より深部に基礎を届かせる必要のある時とか施行現場の種々の情況により地盤に震動影響を與へ度く無い時等に使用される。茲にはフランキ基礎工會社が最近ロンドンの請負現場で自社のパテント品たるフランキ基礎杭 313 本の施行中 194 本に對し採用した方法で後の範疇に屬し、デカローージュ式なる名稱を與へて居る施工法を記す。

圖-1 中影線で圍まれた隧道は現存地下鉄ルートで、右

圖-1.



隣は最近建設すべき地下鉄増設線隧道である。フランキ會社に其の基礎工を委ねられた新建築は集合店舗で既設地下鉄線に接し、豫定増設線に依り潜通さるべき位置にある爲、之等の現場情況から基礎施行に於て地盤に強烈なる震動を與ふる事は可及的之を避くるを要した。

杭の全長は大約 14m、其の内現存隧道底床迄が 9m 故残り 5m 丈更に深く透入つた譯である。

杭打工事は 2 段に分つて爲された。

第 1 段 牽引掘鑿： 開底の内径 480mm、外径 520mm の鋼掘鑿管を地中に押し込んで表土層を貫穿した。

圖-2 は之に用ひた工法略解で型枠に直接衝擊を加へる代り型枠頂部にワイヤーを取付け之を滑車 P を經由せしめて動力機から來る P なる張力を傳へさせる。P の値は凡そ 35t である。1 牽引に依り掘鑿管の沈下は 60~90 cm、管内には或る高さ迄土壤が満ちて來る。管下部は内面に斜向の切込みをつけ、管が地中に進入するに伴ひ管内に上り來る泥土が一層有効に圧縮されて管が地上に抜き出される時管から剝落する事を少くしてある。此の管内の土は管を地上に引上げて後ハンマーに依り敲き出す。圖-3 はかくして取り出された土塊である。

圖-2.

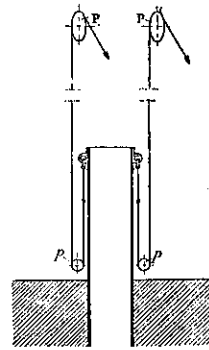


圖-3.

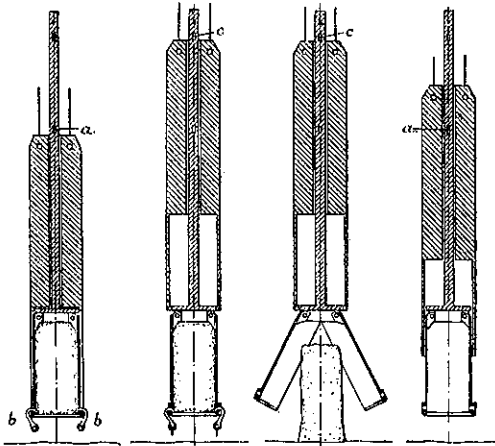


上記の作業は管が 1 回押し込まれる毎に爲され、之を繰返し、深さ 7.95m に至りて更に堅固な地質に達着し、更に強力なる掘鑿方法に依らねばならなければ次に述べる第 2 段の工法に移る。

第 2 段 特許“クロッシュ”に依る掘鑿： 圖-4 はフ

ランキ會社の特許になるクロッシユ(cloche)であつて第1段で用ひた掘鑿管の先端に取付けて用ひるものである。2個の對向した半円形の顎(圖-4 中右圖で開いて

圖-4.



居る部分)があり。之は閉じると一つの円筒をなして、管内を滑動する。此の機構はピストンの構造に似たるものでピストンロッドの先を平板にしたのが特許クロッシユに於けるハンマーで其の先に前述の2枚の顎が取付けてある(右端圖)。従てハンマーが運動するに伴ひ顎も共に動き中右圖の位置が最も伸び切つた位置で之から後退して左端圖の如くピストンに於ける蒸氣室に相當する管内に納められる。一旦土がこの兩顎に依つて掴み取られ、一杯になつたときはクロッシユを外に出し次の順序に依つて土を取除く。

1. aなるネジを去り、若し必要があれば顎先の鈎bを外物に引懸ける。
2. 次にハンマー部と顎部を一体の儘管外に抜き出し、ハンマー柄をc鈎に懸ける。
3. 顎を開き、中の土を掴み出す。
4. ハンマー、顎を戻し右端圖の如くして最初の左端圖の位置に歸す。
5. クロッシユ土を出してゐる間に、第1段で用ひた掘鑿管に荷重を加へて、クロッシユの作つた鑿孔中に進入させる。

クロッシユに依る掘鑿は頗る實利的且敏速であつて、此の爲最初から掘鑿管に依る事を止めて、全然クロッシユに依つたものが多い。

掘鑿が適當に迄進むだ時、掘鑿管をケーブルに依り上方の桁に吊り管底にコンクリート栓をかかつてケー

ルを緩めると管は適當に沈下し、底は都合よく擴げられて亞いで通常の方法に依り杭幹部のコンクリート打が出来た様になつた。約100tの大荷重を受くべき杭底の施行には特に注意を怠らなかつた。此の底部に用ひられたコンクリート量は約2m³、此の量は基礎地盤をなす粘土の精密なる調査の結果決めたものである。

若干のものには全長に亘り鉄筋を配した。其の量は2種あり主筋、9@25mmφ 螺筋15cmの歩みで9mm直径のものは豫定地下鉄隧道の建設後、長さ9mに亘り柱として作用すべきもので、他は主筋6@16mmφ 螺筋15mm歩みで6mm直径に過ぎず、然も螺筋の配されたのは上4mの間丈である。

此の工事中認むべき震度は完全に防止されたと云ふ事が出来る。

此の新法は更に他にも實施例が少くなく例へばアルヂェリヤのエレムリ丘上に建てられた大規模なビルディング基礎の如き其の一例である。(藤田龜太郎)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(3) コンクリートの配合と施工軟度

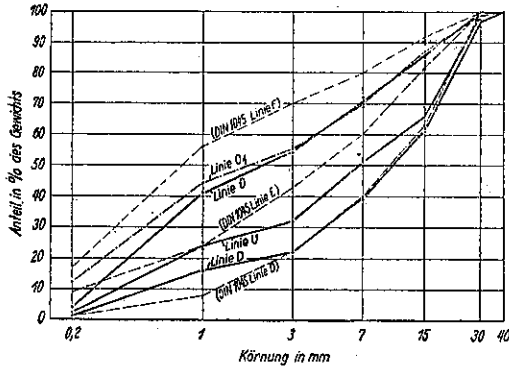
(Kurtcupalz, "Betonzusammensetzung und Verarbeitbarkeit." B. u. E. 20 Sep. 1936 S. 296-304)

コンクリートの施工軟度は現場の状況と相關的に決定されるものであり、コンクリートの質は配合方法に依り種々に変化する。如何なる場合に於ても施工方法の經濟性並に築造個所の特性を考慮して最小工費で均等な一体を造る様になしなければならない。此の觀點に立つて各種配合の特性を出来る丈數量的に求める爲に配合の施工軟度を其の構成状態を多少づゝ變へて如何なる試験結果を得るか調査した。試験は現場コンクリートに就き行ふべきであるから現場に簡單に利用出來、費用も安く然も感度の大なる事が望しいが此處では(a)擴り試験(擴り直径g cm), (b)スランプテスト(スランプs cm), (c)侵入試験(落下荷重の侵入度t cm), (d)上載荷重ある変形試験(上下衝撃回数n₁), (e)上載荷重無き変形試験(dに同じくn₂)を行つた。

如何なる範圍に施工軟度に對して配合割合が其の特性に影響を與へるかば下掲の表に示せる如くである。但し此の配合の批判に當つては試験器具の特性、型への打込並に搗固めの方法も考慮しなければならない。

a) セメント量、粒度並に水量(表-1)(圖-5): 表-1のポルトランドセメント(I.)は28日標準強度が約520

図-5.



kg/cm²のものであり、骨材の篩曲線は図-5に示す如きものを用ひ、水量は攪り量が約35,45,55 cmになる様に決めてゐる。此の表から3種の粒度率の異なる骨材(D, U, O)に水、セメント量を變へて作ったコンクリートの施工軟度が如何に變るかを比較出来る。總括するに、施工容易で實際上極めて良好なるコンクリートは篩曲線がドイツ規格のD, E線の殆ど中央を走り、搦固め

の容易なコンクリートを生ずる程度の水量を有する配合とすべきである。其の際充分な結合力を得るにはセメント量が200 kg/m³を下つてはならない。セメント量が少い時には他の粉末材料を混和しなければならぬ。其他強度に就き、尙骨材に碎石を用ひたる場合と砂利を用ひた場合との水量、セメント量、施工等の關係に就き述べてゐるが一般に得た結果と同一である。

b) 骨材の性狀(表-2): セメント量を200~270 kg/m³にして骨材を各地のもの(L, R, G, F)を使用し粒度別に分けて試験してゐる。碎石を用ひた場合は砂利に比して施工困難なるは當然であるが、O曲線の如く細骨材の多い配合では著しくなく、U曲線の如く粗骨材の多い配合では粘着力少く、空隙も生じ易く且分離を起す傾向がある。其他骨材の形状のみならず砂の密度、吸水率、風化速度、構成礦物等の生理的性質が施工軟度に影響する事が確かにされた。

c) 結合材並に混合材料(表-3): 結合材としてはポルトランドセメント(L, R), ポルトランドセメント火山灰(L, Tr), ポルトランドセメントと高炉鐵滓(L, U)

表-1の1.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Mischung	Zementgehalt kg/m ³	Wassergehalt kg/m ³	Wasserzementfaktor w	Körnung	g ¹⁾ cm	n ₁	n ₂	t mm	s ²⁾ cm	Eigenchaften des Betons nach Augenschein beim Einbringen	beim Verdichten ³⁾	Vordichtet mit ⁴⁾	W ₅₂₅ ⁵⁾ kg/cm ²
1. Mischungen mit Portlandzement L und Rheinkies sand 0/40 mm.													
a) Beton etwas sauer als erdfeucht (Stampfbeton).													
11 f	358	148	0.91	D	(42)	155	> 190	1.8	0	lose, sperrig	nicht ganz geschlossen	Eisenstampfer	265
11 g	341	188	0.53	D	(55)	125	115	0.9	0	lose, etwas sperrig	beweglich, nahezu geschlossen	"	376
11 h	309	147	0.47	D	(35)	165	115	2.0	0	etwas zusammenhängend	beweglich und geschlossen	"	500
		142			(57)	162		1.4	0				
14 f	154	159	1.09	U	(7)	60	70	1.8	0	lose	beweglich und geschlossen	Eisenstampfer	140
14 g	248	158	0.64	U	(37)	78	70	2.6	0	etwas zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	"	330
14 h	313	168	0.51	U	(81)	74	70	2.8	0			"	449
		158			(35)	67	70	2.6	0				
16 f	156	194	1.24	O	(88)	67	60	2.2	0	lose	sanftige Fläche, wack	Eisenstampfer	100
16 g	240	194	0.81	O	(80)	40	45	3.0	(-)	zusammenhängend	beweglich und geschlossen	"	181
16 h	312	189	0.61	O	(50)	60	60	2.3	0			"	303
		182			(83)	56	62	2.8	(0)				
b) Weicher Stampfbeton.													
12 f	156	176	1.13	D	44	34	15	3.8	0.5	lose, sperrig	beweglich und geschlossen	Holzstampfer	117
12 g	283	182	0.75	D	44	23	20	8.4	(-)	lose, Absondern grober Teile	rasch beweglich und geschlossen	"	245
12 h	363	183	0.60	D	45	24	12	8.1	(-)	zusammenhängend	" " " "	"	355
		180			44	27	16	6.6	(-)				
1 f	150	166	1.11	U	46	18	10	8.4	2.0	noch etwas lose	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	93
1 g	234	194	0.85	U	46	16	12	10.1	2.0	zusammenhängend	" " " "	"	235
1 h	301	189	0.63	U	45	11	9	11.1	3.5		" " " "	"	342
		193			46	14	10	9.0	2.8				
1 f ¹⁾	156	249	1.60	O	49	10	8	14.1	4.5	etwas lose	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	60
1 g ¹⁾	238	250	0.97	O	45	10	18	12.4	3.5	zusammenhängend	" " " "	"	152
1 h ¹⁾	308	265	0.76	O	49	7	6	16.5	7.0		" " " "	"	228
		288			47	9	9	15.0	5.0				
c) Nahezu (taueisiger Beton.													
18 e	156	188	1.20	D	54	18	7	5.4	16.0	Absondern grober Teile	--	leichtem Stochern	106
13 f	243	190	0.78	D	53	30	10	7.0	(-)	Absondern von Zementflein	--	"	213
18 g	309	192	0.62	D	55	13	4	16.6	(-)		--	"	398
		180			55	18	7	7.7	(-)				
15 e	150	207	1.38	U	55	21	13	8.1	3.0	Absondern grober Teile	--	leichtem Stochern	75
16 f	233	209	0.90	U	53	10	7	16.9	16.0	zusammenhängend	--	"	192
18 g	299	204	0.68	U	58	4	4	17.6	(-)		--	"	281
		207			56	12	8	13.9	(-)				
17 e	159	232	1.48	O	55	7	9	16.2	6.0	zusammenhängend	--	leichtem Stochern	54
17 f	246	230	1.02	O	53	6	4	22.7	16.0		--	"	124
18 g	314	230	0.76	O	55	6	6	22.3	12.6		--	"	152
		247			56	6	6	20.4	11.5			"	234

表-1 の 2.

11 f'	151	170	1.12	D	(15)	> 150	120	0.2	0	lose, sperrig	nicht ganz geschlossen nahezu geschlossen	Eisenstamper.	148
11 g'	283	169	0.72	D	(37)	> 180	180	1.1	0	lose, noch etwas sperrig	beweglich und geschlossen	-	254
11 h'	202	171	0.57	D	(37)	> 150	150	1.8	0	-	-	-	377
		170			(36)	> 160	160	1.8	0	-	-	-	
14 f'	160	196	1.25	U	(81)	85	50	2.5	0	lose, sperrig	nicht ganz geschlossen	Eisenstamper	105
14 g'	250	190	0.75	U	(81)	80	70	2.7	0	wenig zusammenhängend, lose	beweglich und geschlossen	-	239
14 h'	316	185	0.59	U	(85)	80	50	3.0	0	-	rasch beweglich und geschlossen	-	369
		191			(86)	85	57	2.7	0	-	-	-	
16 f'	155	201	1.30	O	(37)	85	80	2.1	0	wenig zusammenhängend	beweglich und geschlossen	Eisenstamper	72
16 g'	287	193	0.67	O	(36)	56	68	8.0	0	-	rasch beweglich und geschlossen	-	157
16 h'	308	188	0.61	O	(35)	89	70	2.2	0	-	-	-	257
		194			(36)	70	70	2.5	0	-	-	-	

b) Weicher Stampfbeton.

12 f'	151	215	1.43	D	(46)	80	70	0.4	(17)	lose, sperrig; Absondern von Zementleim	rasch beweglich und geschlossen	Stochem 4)	94
12 g'	231	212	0.92 <th>D</th> <td>47</td> <td>70</td> <td>18</td> <td>2.0</td> <td>(15.5)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>184</td>	D	47	70	18	2.0	(15.5)	-	-	-	184
12 h'	304	220	0.72 <th>D</th> <td>51</td> <td>45</td> <td>16</td> <td>4.2</td> <td>(17)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>4</td> <td>286</td>	D	51	45	16	4.2	(17)	-	-	4	286
		216			48	65	85	2.2	(16.5)	-	-	-	
5 f'	155	237	1.53 <th>U</th> <td>(48)</td> <td>45</td> <td>15</td> <td>3.7</td> <td>(16)</td> <td>sperrig, Absondern von Zementleim</td> <td>beweglich und geschlossen</td> <td>Holzstamper</td> <td>75</td>	U	(48)	45	15	3.7	(16)	sperrig, Absondern von Zementleim	beweglich und geschlossen	Holzstamper	75
5 g'	241	227	0.94 <th>U</th> <td>46</td> <td>40</td> <td>20</td> <td>5.2</td> <td>(18.5)</td> <td>sperrig</td> <td>rasch beweglich und geschlossen</td> <td>-</td> <td>169</td>	U	46	40	20	5.2	(18.5)	sperrig	rasch beweglich und geschlossen	-	169
5 h'	266	225	0.74 <th>U</th> <td>45</td> <td>35</td> <td>13</td> <td>6.4</td> <td>(11)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>224</td>	U	45	35	13	6.4	(11)	-	-	-	224
		230			47	40	16	5.1	(15.5)	-	-	-	
5 f''	154	253	1.64 <th>O</th> <td>45</td> <td>9</td> <td>14</td> <td>11.9</td> <td>4.0</td> <td>lose</td> <td>rasch, beweglich und geschlossen,</td> <td>Holzstamper</td> <td>53</td>	O	45	9	14	11.9	4.0	lose	rasch, beweglich und geschlossen,	Holzstamper	53
5 g''	242	230	0.99 <th>O</th> <td>45</td> <td>11</td> <td>10</td> <td>19.5</td> <td>6.0</td> <td>zusammenhängend</td> <td>Wasserabsondern</td> <td>-</td> <td>118</td>	O	45	11	10	19.5	6.0	zusammenhängend	Wasserabsondern	-	118
5 h''	311	244	0.78 <th>O</th> <td>47</td> <td>9</td> <td>8</td> <td>12.5</td> <td>6.5</td> <td>-</td> <td>rasch, beweglich und geschlossen</td> <td>-</td> <td>280</td>	O	47	9	8	12.5	6.5	-	rasch, beweglich und geschlossen	-	280
		255			46	10	11	12.7	5.5	-	-	-	

c) Nahezu flüssiger Beton

13 f'	150	245	1.64	D	(47-47)	> 70	50	0.5	(17)	Starkes Absondern von Zementleim, sperrig	-	leichtem Stochem	77
13 g'	284	231	1.07 <th>D</th> <td>(52-65) <td>> 100</td> <td>15</td> <td>2.7 <td>(-)</td> <td>wenig zusammenhängend</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>153</td> </td></td>	D	(52-65) <td>> 100</td> <td>15</td> <td>2.7 <td>(-)</td> <td>wenig zusammenhängend</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>153</td> </td>	> 100	15	2.7 <td>(-)</td> <td>wenig zusammenhängend</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>153</td>	(-)	wenig zusammenhängend	-	-	153
13 h'	301	250	0.83 <th>D</th> <td>(55-65) <td>21</td> <td>8</td> <td>2.3 <td>(19)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td></td> </td></td>	D	(55-65) <td>21</td> <td>8</td> <td>2.3 <td>(19)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td></td> </td>	21	8	2.3 <td>(19)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td></td>	(19)	-	-	-	
		249			(51-66)	-	24	1.9	(18)	-	-	-	
13 f''	155	261	1.68 <th>U</th> <td>(84-82) <td>60</td> <td>10</td> <td>5.8 <td>(11)</td> <td>Absondern von Zementleim, sperrig</td> <td>-</td> <td>leichtem Stochem</td> <td>69</td> </td></td>	U	(84-82) <td>60</td> <td>10</td> <td>5.8 <td>(11)</td> <td>Absondern von Zementleim, sperrig</td> <td>-</td> <td>leichtem Stochem</td> <td>69</td> </td>	60	10	5.8 <td>(11)</td> <td>Absondern von Zementleim, sperrig</td> <td>-</td> <td>leichtem Stochem</td> <td>69</td>	(11)	Absondern von Zementleim, sperrig	-	leichtem Stochem	69
13 g''	226	232	1.05 <th>U</th> <td>(87-82) <td>23</td> <td>8</td> <td>8.8 <td>(10)</td> <td>Absondern von Zementleim</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>185</td> </td></td>	U	(87-82) <td>23</td> <td>8</td> <td>8.8 <td>(10)</td> <td>Absondern von Zementleim</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>185</td> </td>	23	8	8.8 <td>(10)</td> <td>Absondern von Zementleim</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>185</td>	(10)	Absondern von Zementleim	-	-	185
13 h''	302	246	0.82 <th>U</th> <td>55</td> <td>55</td> <td>10</td> <td>13.0</td> <td>(17)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>193</td>	U	55	55	10	13.0	(17)	-	-	-	193
		250			-	34	9	9.8	(15)	-	-	-	
17 h'	146	247	1.67 <th>O</th> <td>69</td> <td>7</td> <td>4</td> <td>-</td> <td>(16)</td> <td>Absondern von Zementleim zusammenhängend</td> <td>-</td> <td>leichtem Stochem</td> <td>42</td>	O	69	7	4	-	(16)	Absondern von Zementleim zusammenhängend	-	leichtem Stochem	42
17 f''	252	235	1.11 <th>O</th> <td>48</td> <td>6</td> <td>5</td> <td>12.5</td> <td>(17.5)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>146</td>	O	48	6	5	12.5	(17.5)	-	-	-	146
17 g''	310	245	0.79 <th>O</th> <td>59</td> <td>6</td> <td>5</td> <td>16.4</td> <td>(16.5)</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>154</td>	O	59	6	5	16.4	(16.5)	-	-	-	154
		249			58	6	5	17.9	(17)	-	-	-	

表-2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Mischung	Zementgehalt kg/m ³	Wasser- gehalt bcm ³	Wasser- zement- faktor	Körnung	Zuschlag	g	m ₁	t	s	Eigenschaften des Betons nach Augenschau beim Einbringen	beim Verdichten	Verdichten mit	Wsch kg/cm ²
23 a	197	195	0.98	U	L	50	16	11.3	2.0	nicht, etwas lose zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstamper	158
23 b	203	178	0.88	U	R	35	17	3.8	5.0	lose, Absondern grober Teile	-	-	162
23 c	201	185	0.92	U	F	46	17	5.2	1.0	etwas sperrig	-	-	133
23 d	205	224	1.09	U	F	45	24	5.4	-	-	-	-	
1 c	201	232	1.14	O	L	44	10	9.6	4.0	zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstamper	123
1 e	203	215	1.06	O	R	44	10	9.5	4.0	-	-	-	117
1 f	195	231	1.16	O	G	46	10	10.4	4.0	-	-	-	109
1 g	206	215	1.10	O	F	44	16	9.2	2.5	-	-	-	105
1 b	205	193	0.75	U	L	45	10	12.0	2.2	zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstamper	273
1 h	271	163	0.62	U	R	41	10	10.5	2.5	-	-	-	203
1 i	271	195	0.72	U	G	46	26	9.1	4.0	schwaches Absondern grober Teile	-	-	224
5 b	220	224	0.80	U	F	45	20	8.6	-	etwas sperrig	-	-	228
1 d	272	226	0.83	O	L	44	8	10.8	5.0	zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstamper	210
2 d	258	260	0.78	O	R	44	9	10.4	4.0	-	-	-	197
7 d	216	224	0.81	O	G	44	14	9.6	8.0	-	-	-	213
5 d	277	214	0.88	O	F	45	10	9.9	5.0	-	-	-	206

である。表を見ると結合材の種類に依る施工軟度への影響はO曲線の如き配合では特別な差異はないがU曲線の如き配合では確かに認められる。普通セメントでは火山灰を混ぜた結合材は結果が良好なるも強度の大なるセメントでは良い結果は得られない。此等の配合に於て或程度高炉燐渣を加へたものが他の二つの結合材を以てせる配合の場合より薄く骨材をセメント糊状体で被覆する事が出来る。

混合材料に於て粘土或は火山灰を混ざると一般に混じらない場合より結合力ある且つ柔軟な配合を生ずる。

これは石灰粉或は石英粉を混ざる配合より稍好都合である。然しO₁曲線配合の如き場合は明瞭でない。又混合材料の粘土を骨材重量の3%以上にすると結果は良くなく強度が非常に落ちるが他の材料はU曲線配合の如き場合には其れ程でもないがO₁曲線配合の如き場合には著しい強度の増加を来す。混合材(火山灰, 石灰粉)は極めて微粉であるから強度増加は恐らく細骨材組成の改良に役立つらしく又或材料の場合は硬化は直接に促進されるらしい。更に硬練の配合(道路コンクリート)に於ては材料3%を混和して施工軟度を高めるに

表-3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Mischung	Bindemittel	Bindemittelgehalt	Wassergehalt	Wasserzementfaktor	Körnung und Zusatzstoffe	g	W ₁	l	z	Eigenschaften des Betons nach Augenschau beim Einbringen		Verflüchten mit	W ₁₀₀ kg/cm ²
		kg/m ³	kg/m ³	w		cm	cm	cm	cm	beim Verdichten			
L. Welcher Stampfbeton mit verschiedenen Bindemitteln und Rheinklassend 0/30 mm.													
23 a	L	137	193	0,98	U	50	16	11,8	2,0	noch etwas lose	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	158
1 b	L	265	133	0,38	U	45	10	12,0	3,3	zusammenhängend	" " " "	"	273
19 b	R	194	198	1,02	U	47	19	7,4	2,0	noch etwas lose	" " " "	"	141
2 b	R	264	301	0,76	U	46	—	10,4	—	zusammenhängend	" " " "	"	283
9 a	0,5 L + 0,5 Tr	200	210	1,05	U	45	9	15,8	—	zusammenhängend, geschmeidig	" " " "	"	74
9 b	0,5 L + 0,5 Tr	271	203	0,15	U	45	9	12,6	—	" " " "	" " " "	"	120
10 a	0,5 L + 0,5 U	198	195	0,98	U	45	13	9,2	6,0	ähnl. 9a, jedoch nicht so geschmeidig	" " " "	"	115
10 b	0,5 L + 0,5 U	273	197	0,72	U	46	12	14,8	10,0	ähnl. 9b, jedoch nicht so geschmeidig	" " " "	"	196
II. Welcher Stampfbeton mit Portlandzement R, Rheinklassend 0/30 mm und Zusatzstoffen.													
1 e	L	204	233	1,14	O	44	10	9,6	3,0	zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	123
1 d	L	272	226	0,88	O	44	8	10,8	5,0	"	" " " "	"	219
2 c	R	208	231	1,14	O	44	15	9,5	1,5	"	" " " "	"	108
2 d	R	265	228	0,86	O	45	15	10,0	2,0	"	" " " "	"	161
9 c	0,5 L + 0,5 Tr	202	226	1,17	O	46	14	14,0	4,0	"	" " " "	"	59
9 d	0,5 L + 0,5 Tr	206	240	0,90	O	45	11	12,9	4,0	"	" " " "	"	89
10 c	0,5 L + 0,5 U	201	227	1,18	O	43	14	9,1	4,0	"	" " " "	"	70
10 d	0,5 L + 0,5 U	267	232	0,88	O	44	13	9,8	3,0	"	" " " "	"	130
19 b	R	194	189	1,02	U	47	19	7,4	2,0	noch etwas lose	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	141
18 a	R	158	198	1,00	U + 3 % Q	45	17	10,0	3,0	etwas zusammenhängender als 19 b	" " " "	"	175
19 a	R	187	219	1,11	U + 3 % T	45	20	14,0	7,0	zusammenhängender als 18a, xBh	" " " "	"	91
19 c	R	191	237	1,19	U + 5 % T	44	11	15,8	7,0	" " " "	" " " "	"	90
21 a	R	199	187	0,99	U + 3 % Tr	46	12	11,7	—	ähnlich 18a	" " " "	"	194
21 b	R	194	204	1,05	U + 5 % Tr	44	12	12,0	9,0	geschmeidiger als 18a	" " " "	"	209
22 a	R	200	198	0,99	U + 3 % K	45	20	12,9	—	ähnlich 19b, etwas beweglicher	" " " "	"	184
22 b	R	197	195	0,98	U + 5 % K	45	20	13,8	7,0	ähnlich 18a, etwas beweglicher	" " " "	"	182
18 c	R	211	232	1,10	O ₁	48	8	15,0	4,0	zusammenhängend	rasch beweglich und geschlossen	Holzstampfer	122
20 a	R	218	300	1,08	O ₁ + 3 % T	46	8	19,4	2,0	ähnlich 18c	" " " "	"	100
20 c	R	212	254	1,20	O ₁ + 5 % T	46	9	19,3	4,0	xBh und geschmeidig	" " " "	"	91
21 c	R	210	225	1,07	O ₁ + 8 % Tr	44	10	12,5	3,0	geschmeidiger als 18c	" " " "	"	161
21 d	R	201	222	1,09	O ₁ + 5 % Tr	46	9	11,3	4,0	ähnlich 21c	" " " "	"	170
22 c	R	229	219	1,03	O ₁ + 3 % K	46	9	13,3	4,0	zusammenhängend, geschmeidig	" " " "	"	163
22 d	R	206	216	1,05	O ₁ + 5 % K	45	9	12,1	3,0	" " " "	" " " "	"	160

は同時に水量を増加し多少の強度低下を考慮しなければならぬ。斯かる材料は出来る丈微細にして約3%混和しても水量の増加なくコンクリートを柔軟にし、強度収縮が不利にならぬ様に努むべきである。

結 言: 以上の試験結果の表を見れば或試験器具がコンクリートの種々の特性中、如何なるものを良く示すかを知る事が出来る。假令スランプテストに依り重力の作用を受けるコンクリートの特性を、擴り試験に依り小振動衝撃の下に移動性並に結合力を、侵入試験に依り移動性並に空隙の有無を更に上載荷重無き変形試験に依り衝撃作用を受けたコンクリートの移動性を知り得るが型枠内で搗固めに依りて受ける衝撃と異なるので空隙の有無は不明である。衝撃数も上載荷重ある場合の如く平面になり難いので硬練の場合には決定し難い。上載荷重ある変形試験はコンクリートの内部摩擦力並に変形能力を極めて良く理解されるので前者に比し型枠内のコンクリートの状態を知り易い。要するに夫々の器具に依つて施工の際に必要な特性の若干づつを知る事が出来るのである。只1個の測定器具にて任意の配合の施工軟度を理解する事は出来ない。但し配合

の構成状態を充分知つて居つて其の特性を充分理解してゐる場合には外観丈でわかるから器具に依り數値を求める必要はないわけである。(谷藤正三)

(4) 長径間鉄筋コンクリート版桁橋に對する 經濟的論據と技術的応用性

(Franz Brandeis, "Die wirtschaftliche Begründung und technische Verwendbarkeit weitgespannter Eisenbeton-Plattenbrücken." B. u. E. 5. juni. 1936, S. 181-185)

版桁橋をして如何なる径間長さ經濟的に用ひ得るかといふ問題は單に上部構造のみを考へて解決出来得るものでも無いし又既往の實例のみに依り得るものではない。上、下部構造並に基礎の經費は相互に密接な關聯を有し且合目的な而も經濟的な橋型を判定する爲最も重要なものなる故、各橋梁建設に附帶した工事及施工に要する費用を確めることは必要なことである。又一橋梁に於てその附隨せる事情を理論的に掘むことは困難であり、且恒に或程度近似的にのみしか計算出来ないのであるからこの經濟的問題を理論的に解決すること

は或制限内に於てのみ可能である。實際に於ては是の問題は單に比較設計と計算に依てのみ近似的に判定されるのである。表-4 に是等經濟的關係の例を示した。

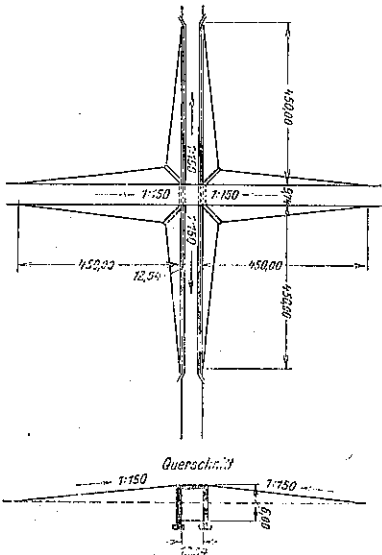
表-4.

Nr.	km	Höhe Weite m	Unterbau		Überbau				Nebenarbeiten		Gesamt- summe R.M.
			R.M.	%	Konstruktion		Ausbau		R.M.	%	
					R.M.	%	R.M.	%			
1	0,500	5,10	2433,40	39	1501,20	25	1078,50	20	620,80	10	4278,90
2	2,000	8,00	3593,70	30	4183,50	31	3634,20	29	2417,70	16	13329,50
3	2,838	5,50	2825,00	31	2100,00	23	2363,00	20	1786,20	20	10714,20
4	2,983	7,50	1925,50	30	1824,50	28	1806,00	25	765,20	14	6228,20
Mittelwerte			34		29		25		19		

表中の各橋梁はすべて鉄筋コンクリート版桁橋である。表より明かなる如く基礎工、下部構造の經費が非常に大であり且附帶工事費も相當額に達してゐる。建設高が屢々非常に影響する。特に平坦地に於ける道路の交叉の如き代表的なものであり、是の場合の如き建設高數種の相違が經濟上非常な變化を及ぼすものである。故に最も經濟的なものとする爲には梁全体の路線に及ぼす影響を考へ建設高の變化に依る經費の節減又は建設高を完全に利用し盡す如く考慮するを要する。實例として B. u. E. 1935, Heft. 14 に示した跨線橋に於ては 15 時の建設高減少に依て \$ 1 500 000 の經費節減を來してゐる。

實例-1: 平坦地に於ける複線鉄道線路の交叉。この場合一方の半分を地中に掘下げ片方を斜路として盛上げ交叉部に於ける兩路線の高低差平均 16m である(圖-6)。計算上兩路線高低差を 2cm 變化することに依

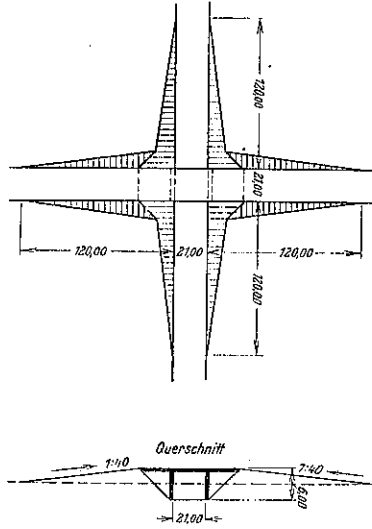
圖-6.



り 153.50 m³ の土工量及 0.8m³ の基礎石工量を変化しこの經費總額 407.75 R.M. の變化を來す。

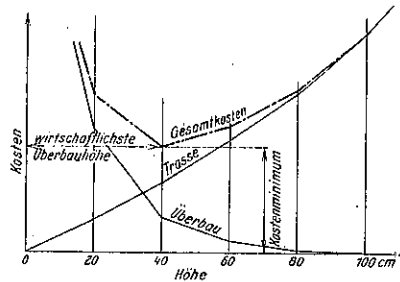
實例-2: 平地に於ける傾斜 25% を有する幅員各 21m 自動車道路の交叉(圖-7)。建設高 2cm の減少に依て土工量 65.8m³, 石工量 1.44m³, 經費に於て 216 R.M.

圖-7.



の減少を來す。版桁構造としては 50cm 丁桁としては 1.30m の高を要し兩者の經費差 8 640 R.M. にして之に對し橋梁の元費 3 000 R.M. なる故結局 5 640 R.M. 全建設費の 40% の節約と成る。

圖-8.



是の兩場合に於ける經濟的關係を圖-8 に示した。即各建設高に對する上部構造並に路線の費用を固し、この兩者を加算せる曲線を作り最も經濟的な建設高を求めた。橋梁架構に對する經濟的方法としては尙是の他に使用材料の強度を完全に利用することが大切である。が而しこの場合コンクリートの許容応力をどの程度にするのが最も經濟的なかど問題となる。高応力に於ける自重節約の實際的影響を無視し、次に長 1m 幅 1m にして $M=30 \text{ t.m.}$ の曲げモーメントを受くる断面とコンクリート及鉄筋の他の種々の応力の場合の靜力學的

に定めた高 h とを比較して見る。其他コンクリートの種類鉄材其他型枠等の因子も勿論影響するものである。只高級セメントを用ひ且相當高応力を用ふることは確かに経済的である。径間が増大する場合自重の影響は非常に大と成り、遂に自重の増加の爲径間のより以上の増大が経済的ならざる範圍に到達する。表-5 及 6 より

表-5.

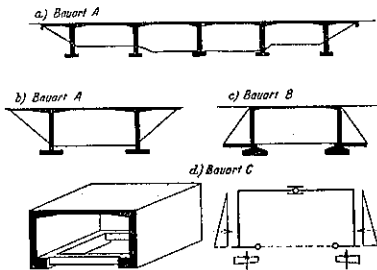
	40	55	70	85	100	kg/cm ³
M	29	23	20	18	16	tm
d	78	52	41	35	30	cm
f _c	39	46	52	58	63	kg
K _b	78	57	49	45	42	Einb.
K _f	39	46	52	58	63	Einb.
G. K.	112	108	101	103	105	Einb.

表-6.

	40	55	70	85	100	kg/cm ²
M	31,5	24,2	20,6	18,4	16,8	tm
d	80	56	44	37	31	cm
f _c	30	35	39	44	47	kg
K _b	80	62	53	48	47	Einb.
K _f	36	42	47	53	55	Einb.
G. K.	116	104	100	101	103	Einb.

試験径間に於ては 70kg/cm² が最も経済的なるを知る。一般に小径間に於ては小応力が経済的であるが径間長きに從て応力を増加するを有利とする。大径間版桁に對しては力学的型式が亦大切である。この型の選擇並に突桁部分の構築法に依り 40m スパンは技術的に可能であり又経済的にも有利である。A: 上構、支承及基礎の分離せるもの。B: 上構支承は結合し、基礎のみ分離せるもの。C: 上構支承及基礎を力学的に統一体として結合せるもの。尙上記 3 者に對し次の分類が合目的である。a: 力学的状態を技術的に変化せしめざるもの。b: 建築工学的的方法に依り力の状態を梁内に特に望

図-9.

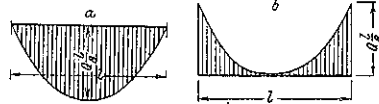


ましき応力状態を生ぜしむるもの。次に上記 B, b の組織即上構と支承とを結合し且地盤の關係上基礎を分離せるものみに於ける力学的状態の技術的变化に就て徹底的に研究して見る。特に此處では 図-9 d) に示す構

造に於て土圧及偏心支承反力よりする力が構造上よりする引張、圧縮帯と結合して充分區劃される構造に就て説明する。

1) 片持梁のモーメント面は等布荷重の場合自由支承梁の半分である(図-10)。梁に對する材料消費量はモー

図-10.

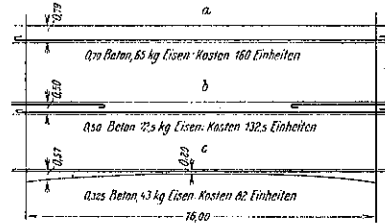


メント面に比例する故この事は即ち材料の經濟を意味する。(図-11 に示した値は固定支承の場合を含まず架版の材料のみを示す。図-9 a), b) の如く固定端が特別の梁にある場合は計算上材料の餘分は不要である)。

2) 自由支承梁に於て曲げモーメントの増大に從て剪断力は減少し、剪断力の増大に從て曲げモーメントは減少するが片持梁ではモーメントの増大に從て剪断力も増大する故より有効に断面を利用出来る。3) 片持梁に於ては最大モーメントのみに對して荷重分布の目的が達せられる。

図-11-a, b, c は滿載荷重の場合の自由支承梁連続桁及片持梁の材料及値を計算したもので之に依れば片持

図-11.



梁は最も安價に自由支承が最も高價である。即ち片持梁は最も安價ではあるがその先端の撓大なるため實際上の使用不適當となり之をラーメンと組合せ経済的構造物を作ることが考へられる(図-9c) 参照)。之は建設中は片持梁として施工し中央に接目をおき最後に之を閉鎖して 2 鉸ラーメンとしたものである。突桁に對する式は

$$\frac{dx-h'}{r^2} = \int_0^x (p_y + a_y + \gamma d_y) y dy$$

茲に x : 突桁端より断面迄の距離, d_x : 點 x に於ける版厚, h' : 版上面より上部鉄筋に到る距離, p_y : 點 y に於ける有効荷重, a_y : 點 y に於ける上載荷重, γ : 断面 x より或點に到る距離, γ : 構造物の重量, r : 断面応力に關係ある係數, この式に對して中央断面の選定、固定

端の厚が大切であるが一般には拋物線形が用ひられる。前述スパン 36m の版桁ラーメンは全幅員 9.40m, 高欄間 9.00m, 両側に各 75cm の歩道を有し許容応力 $\sigma_b = 75 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_b = 6 \text{ kg/cm}^2$ であり, この τ_b に對して抗剪筋は不要である。街路橋とし, 群集荷重 500 kg/m^2 及 軋圧機 24t に對し設計した。幅 1m に對する最大モーメント, 中央断面: 有効荷重 $M_p = 31.5 \text{ tm}$, 溫度変化 $M_t = 2.03 \text{ tm}$, 上載荷重 $M_a = 5.95 \text{ tm}$, 故に $M_{\max} = 39.38 \text{ tm}$, $M_{\min} = -4.06 \text{ tm}$, 固定端断面: 有効荷重, $M_p = -63.0 \text{ tm}$, 上載荷重, $M_a = -11.9 \text{ tm}$, 自重 $M_G = -240.2 \text{ tm}$, 故に $M_{\max} = -319.16 \text{ tm}$, 溫度及收縮 $M_{t.s.} = -4.06 \text{ tm}$, 支承に於ける最大剪断力 $Q_{\max} = 45.4 \text{ t}$, 設計中央断面 $M = 39.38 \text{ tm}$, $d = 60 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$, $\sigma_b = 67 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 70.3 \text{ cm}^2$ 即ち $12\phi 28 \text{ mm}$ 固定端断面, $M = 319.16 \text{ tm}$, $d = 160 \text{ cm}$, $h = 153 \text{ cm}$, $\sigma_b = 69.3 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c = 1200 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 206 \text{ cm}^2$ 即ち $34\phi 28 \text{ mm}$, $\tau_{\max} = \frac{153 \times 100 \times 0.845}{45400} = 3.52 \text{ kg/cm}^2$, 對重モーメント $= 292 \text{ tm}$, ラーメンに對する主動土圧モーメント $= 45.3 \text{ tm}$, $M = 292 - 45.3 = 337.3 \text{ tm}$, 顛覆に對する安全率 $= \frac{337.3}{240.2} = 1.4$ 倍。支承上の全荷重, $P_{\max} = 135.4 \text{ t/m}$, 鉸の幅 $= 20 \text{ cm}$, 鉸の圧力 $= 67.7 \text{ kg/cm}^2$, 地盤反力 $= \frac{135400}{580 \times 100} = 2.33 \text{ kg/cm}^2$, 使用鉄筋量は梁部平面に對し 140 kg/m^2 , 支承及基礎を含めて 250 kg/m^2 。コンクリート量梁部平面に於て $0.8 \sim 2.06 \text{ m}^3/\text{m}^2$ である。之を平板橋と比較する爲 Melan 及 Gesteschi の式を用ひ, コンクリート量, $0.2 + 0.014 \times 36.0 + 0.0007 \times 36.0^2 = 1.61 \text{ m}^3/\text{m}^2$ 。鉄筋 $27 + 0.26 \times 36.0^2 = 377 \text{ kg/m}^2$, 型枠 $1.9 + 0.08 \times 36.0 = 4.80 \text{ m}^3/\text{m}^2$ 。この式は單に短徑間に對して用ひられ特に自由支承の場合に有効であるがラーメンの場合には餘り關係は無い。

今日 10~12m を限度とされてゐる平板桁の利用範圍は述べ來つた理由に依り理論的にも亦實際にも 40~50m スパン迄を經濟的として用ひ得るものであるとの結論に到達するものである。(糸川一郎)

橋梁及構造物

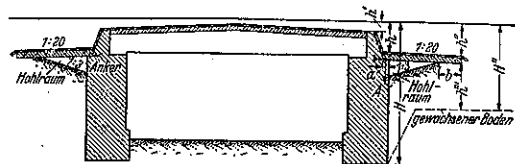
(5) 橋梁取付部の路面の破損

(Alfons Schroeter, "Der fehlende Übergang zwischen Brücke und Boden als Ursache der Pflasterversackungen hinter Brücken." Bauing. 18, Sept. 1936, S. 378~380.)

ドイツに於て自動車専用道路の着工に當り, イタリ

の道路視察をした際, 自動車が橋梁の両端で激しい動搖をしたが, 橋梁と橋臺との間の鋪裝路面が橋臺の方で沈下してゐる爲であることが分つた。これは自動車専用道路の新しい橋梁にもよく見られる事實で, 取付部の構造上の缺陷によるものでこれに對して適當な對策が考へられた。今迄この修理の爲には相當の維持費を費して居り, 又自動車の壽命もこれが爲にかなり縮められてゐる。交通量の多い橋梁にあつてはこれは重要な問題で今迄でも色々の方法が用ひられてゐる。一番多いのは橋梁の床版を其の儘橋臺の上に迄延長するのであるが, この方法は路面の破損箇所を單に橋臺の後方へ移すだけにしかすぎない。又別に橋臺の背面に Packung をする方法あり, 滲透してくる水を容易に排水するが大きい空隙がある爲に背面の土砂が逃げて, 其の爲路面が沈下する。更に Packung を繰返して修繕をなし背面の土砂を搗固める爲に橋臺に加はる外力の合力が底面の趾端に近く働き overturning moment が大となつて前にのめる結果になる。種々な考慮の結果又經驗上から, 橋臺と取付道路との間に版を架け渡す次の様な方法が多く橋に採用されてゐる。圖-12 はその一例で圖で分る様に橋臺に小さいコンクリート版を渡してゐる。鋪

圖-12.



裝面が破壊する原因としては, 土の深さが h' から H へと急変するため起きるもので版を用ひるとこれは h'/h の比となる。 $h'/h = 1$ となつた時が理想的であるが, h を餘り小さくすると版上の土砂の荷重の衝撃を弱め又荷重を分布する働が不十分になる爲宜しくない。普通 h は 0.8m より大きくとり版上の土砂はよく搗固めるが端になる程搗固めの度を弱めて版の端では HP' の所と同じ程度の固さにする。取付側では版は幅 b の部分で載つてをり版の他端は橋臺上にあり自由に回転し得る支承である。この版がある爲に橋梁の取付部の路面はこゝで沈下をおこすことなく平にたもたれる。版は前以て作つたものを並べたり或は大きいものになると現場で 3~5m の幅に區切つて施工継手を設けて打つ。木橋の場合には鉄筋コンクリート版の代りに木板を用ふる。圖-14 では版をうける爲にラーメン隅角部に特別の支承を設けてゐる。防水層は圖-12, 13, 14 にみる如く版

図-13.

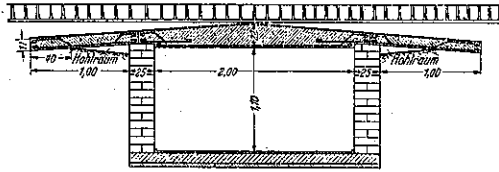


図-14.

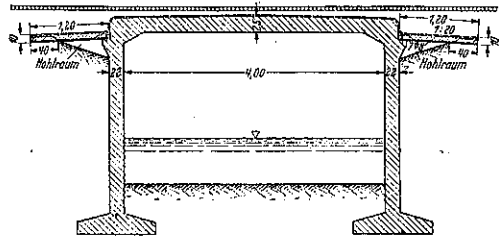


図-15.

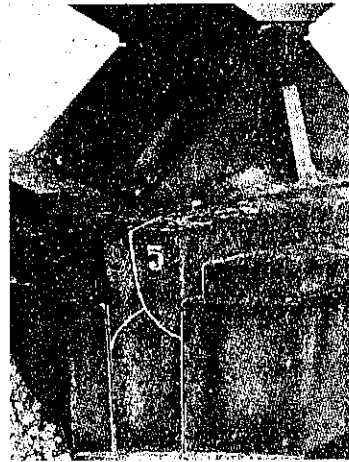
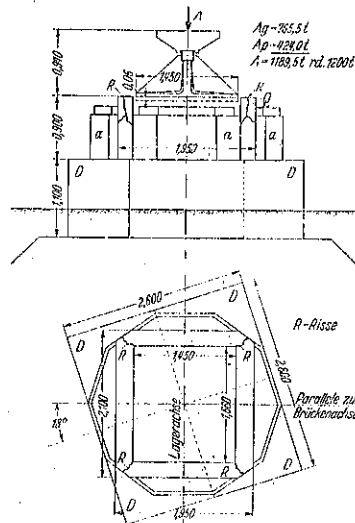


図-16.



の両端に迄施し、滲み込んでくる水は版の両端から地中に逃がす故橋臺背面に水が傳つて流れ Packung が沈下することはない。この版の橋臺への反力 A の爲に overturning moment を減じ又橋臺にかゝる土圧を小にし従て土圧による overturning moment は小さくなる。この力学的に有利な効果は版を深く置き且長くする程よく、橋臺にかゝつてくる合力は版の働によつて踵端に近づく。これら力学上の特點は版の爲の cost を拂つても餘りあるもので今迄苦んで居た橋臺取付部の路面の沈下に對する對策としてこの種の版を用ふる工法は甚だ効果ある方法である。(住友 彰)

(6) 橋梁の支承沓の臺石に於ける龜裂發生

(Karl Fischer, "Rissbildungen bei Auflagerquadrern". Bauing. 2, Okt. 1936, S. 410~413.)

Wien の Donau Kanal に架した道路橋で左岸の沓の臺石に 図-15 に見る如く底版の隅角から龜裂が發生した。この橋に對して危険なものであるか否か、又凍結に依つて龜裂が更に大きくなるのを防ぐ爲にこの原因を明かにして修繕を加へることになつた。この橋の右岸の固定沓の臺石は左岸のものと同じ材質で又寸法も略同大であるのに龜裂を生じなかつたといふことから見て、原因は構造の上に缺陷があつたといふことになる。固定沓の底版は 図-16 の如く $1450 \times 1660\text{mm}$ で臺石との間には厚 8mm の鉛板を挿入してあり、 6cm 深に石を切り込んで据付けてゐる。底版の周囲の隙間にはセメントモルタルを填充してゐる。臺石の材料試験の結果は

壓縮強度(乾燥)	2 041 kg/cm^2
(濕潤)	1 856 "
曲げ強度	177 "

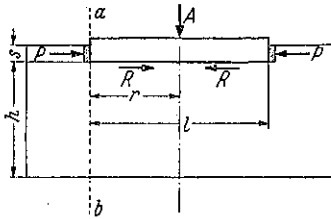
1 個の臺石に加はる反力は

死 荷 重	$A_D = 765.5\text{t}$
活 荷 重	$A_P = 424.0$
計	$\text{max } A = 1 189.5\text{t}$

臺石に生ずる支圧応力は反力が一様に分布するものとすれば、死荷重に對しては $\sigma_D = 765\ 500 / 145 \times 166 = 31.8\ \text{kg/cm}^2$ 最大 $\sigma_{\text{max}} = 1\ 189\ 500 / 145 \times 166 = 49.4\ \text{kg/cm}^2$ 破壊に對しての安全率 n は $n = 1\ 856 / 49.4 = 37.5$ となり従て臺石は垂直反力以外の力で破壊されたとみる

べきである。注意すべきことは橋軸が南北に一致して
居り北側即ち左

図-17.



岸の固定端は強い日光の直射をうけることである。結局この龜裂は周囲をモルタルで埋め込んだ底飯が温度による膨脹を妨げられて、次にのべる様に台石の縁に大きい水平力が働き破壊されたと考へられる。

図-17 について紙面に直角方向の幅を b cm とし底飯下面の摩擦抵抗を R とすれば

$$R = \mu \cdot \sigma_0 \cdot b \cdot r \dots\dots\dots(1)$$

温度による膨脹の爲の力は

$$P = b \cdot d \cdot E \cdot \alpha \cdot t_1 \dots\dots\dots(2)$$

R と P とが丁度平衡を保つ温度変化 t_1 は

$$t_1 = \frac{\mu \cdot \sigma_0 \cdot r}{d \cdot E \cdot \alpha} \dots\dots\dots(3)$$

橋軸に直角方向では $l=166$ cm, $r=83$ cm, $b=145$ cm
 $d=8$ cm, $\sigma_0=31.8$ kg/cm², $\mu=0.40$, $E=2150000$ kg/cm²
 $\alpha=0.000012$, $E\alpha=25.8$ なる故 (3) 式より

$$t_1 = \frac{0.40 \times 31.8 \times 83}{8 \times 25.8} = +5^\circ\text{C}$$

温度が $t^\circ\text{C}$ 上昇すると切込の部分に働く力 P は

$$P = b \cdot d \cdot E \cdot \alpha (t - t_1) \dots\dots\dots(4)$$

今 $t=35^\circ\text{C}$ とすると $P=145 \times 8 \times 25.8 \times 30 = 898$ t である。
 $a-b$ 断面では $F=195 \times 84 = 16380$ cm² $W = \frac{1}{6} 195 \times 84^2 = 229320$ cm³ $M = 898000 \times 45 = 40410000$ kg-cm であり彎曲線応力 σ は

$$\sigma = \frac{898000}{16380} \pm \frac{40410000}{229320} = 55 \pm 176 = 231, -121 \text{ kg/cm}^2$$

曲げ強度 177 kg/cm² の約 30% を超過してゐる。温度が $\Delta t = 30 \cdot \frac{177}{231} + 5 = 26^\circ\text{C}$ 上昇した時に臺石に働く力が丁度曲げ強度に等しくなる。又更に橋軸に平行な方向を考へると $l=145$ cm, $r=72.5$ cm, $b=166$ cm, $d=8$ cm で (3) 式より

$$t_1 = \frac{0.40 \times 31.8 \times 72.5}{8 \times 25.8} = 4.5^\circ\text{C}$$

$t=35^\circ\text{C}$ とすると $P=166 \times 8 \times 25.8 \times 30.5 = 1045$ t, 臺石に働く応力は $F^2=210 \times 84 = 17640$ cm², $W = \frac{1}{6} 210 \times 84^2 = 246960$ cm³, $M=1045000 \times 45 = 47025000$ kg-cm

$$\sigma = \frac{1045000}{17640} \pm \frac{47025000}{246960} = 59 \pm 190 = +249, -181 \text{ kg/cm}^2$$

即ち線応力は 41% 超過してゐる。又温度変化 $\Delta t = 30.5 \cdot \frac{177}{249} + 4.5 = 26^\circ\text{C}$ になつた時石材の曲げ強度に達する理である。この修理には図-18 に見る様に龜裂の入つた部分を、圧搾空氣のハンマーで取除いて底飯をうけ

図-18.

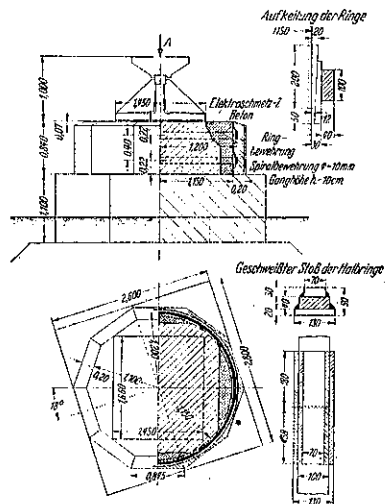
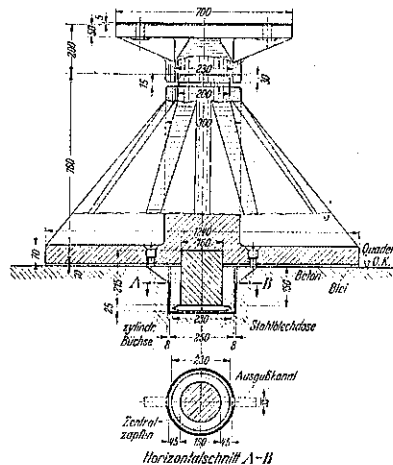


図-19.



る臺石の面積を以前の約 80% にする。この場合支圧応力は $\max \sigma = \frac{49.4}{0.80} = 62$ kg/cm² で安全率 $n = \frac{1856}{62} = 30$ となる。次いで円形の枠を作つて中に Elektroschmelzzement を混入したコンクリートを填充し更にこの外を 2 本の 100×40 mm の band で所々に鉄の楔を入

れて締めつけ、この外は螺旋鉄筋でコンクリートを補強して元形に復する。底鈹は鉛板の上を自由に動き得て、温度変化によつての動きを妨げられない様にしてゐる。死荷重に對して摩擦抵抗は $R_s = 0.40 \times 765.5 = 306$ もあり、活荷重による水平力及可動端の回転摩擦抵抗より大なる爲、底鈹と臺石との間の摩擦抵抗が足りないといふ心配はない。可動端にあつても同様に龜裂が入らぬとも限らぬので、底鈹周囲のセメントモルタルを全部取除いて瀝青材料を注ぎ込んだ。底鈹の寸法が大きい程、この種の破壊が生じやすい理で Wien の Rotunden 橋では図-19 の如きものを用ひた。底鈹は厚 10mm の鉛板上にあり温度による伸縮は自由出来る。水平力に對する抵抗は中心にある径 160mm の鉄蕊による。この鉄蕊は前以てコンクリートに埋め込んだ径 250mm 厚 8mm の鉄製の円筒の中に収り、下部は径 230mm のレンズ形の箱に載り其の Cushion 作用で上からの荷重を臺石に傳へる。

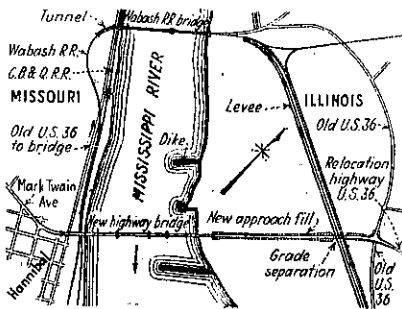
(住友 彰)

(7) ミシシッピ河に架設せる長径間連続構橋

(John I. Parcel, "Long Continuous Truss Bridge Spans Mississippi River." E.N.R. Sept. 10, 1936, p. 362~364.)

Missouri 州ハンニバル市近郊 Mississippi 河上に長さ 1125 呎もある 2 径間の連続下路構橋が架せられた。是れまではハンニバル市の商業街から約 1 哩北にある Wabash 鉄道の單線鉄道橋に依つて輸送が行はれて來たが図-20 に示される如く鉄道橋の西の入口で直角に

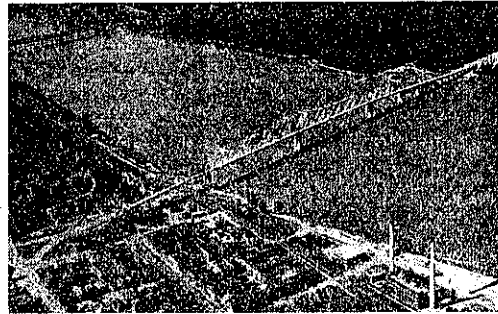
図-20.



曲つて居て而も其處で C.B. & Q. 鉄道及 Wabash 鉄道と立体交叉して居る。隧道のポータルが僅か 30 呎しかないので貨物を一旦トンネルの入口で卸して居たと云ふ様な甚だ危険でもあり又不便な路線であつたのが

新架設橋に依つて短距離にして安全なルートとなつた。

図-21.



連続構橋の兩側は径間各々 300 呎の單構橋で對稱になつて居る。基礎の深さが相當に違ふ爲ハンニバル側の方は經濟的径間としては 300 呎より稍小となるべきであるが對稱性を得んが爲に兩側各々 300 呎の等径間とした(図-21)。設計は大體 A.A.S.H.O. (米國聯邦道路委員會)の標準示方書に據つた。活荷重は H-20 を用ひた。横荷重、縦荷重は示方書と大分違ふ、次の様に定めた。

風荷重

- a) 同時に死荷重のみを考へる時：構造物 (2-トラス, 2-手摺, 1-床)の垂直投影面 1 呎²に付き 30 封度
- b) 同時に死荷重、活荷重、衝擊を併せ考へる時：前項 (a) の 50% に、活荷重に對する横荷重として長さ 1 呎に付き 100 封度を加へたもの、但し此の場合その値は荷弦の 1 呎當り 300 封度、空柱の 1 呎當り 150 封度以下であつてはならない。

縦荷重

縦風荷重は水平風荷重の 50%、制動荷重は活荷重の 10% (側径間) 及 5% (中央径間) 設計荷重の組合せは

- | | |
|--|----------------------|
| | normal unit stress % |
| 1. $D + L + I @ \dots$ | 100 |
| 2. $D + 30 \text{ lb. Wind} @ \dots$ | 100 |
| 3. $D + I + I + 15 \text{ lb. Wind} @ \dots$ | 125 |
| 4. $D + I + I + 15 \text{ lb. Wind and Temp.} @ \dots$ | 140 |

架設は連続構橋及 300 呎の側径間 2 つは假バントを用ひてカンチレバー式架設法を用ひた。

連続構橋は兩側から架設し始め完了した時にピヤーの上にハイドロリック ジャッキを据え付けて 4 時ばかりあげその下に shoe を置きその上に落して位置を正確ならしめた。その時のジャッキの讀みは 245.5 kip で

計算に依る端反力 247.5 kip と長は、1% [弱であつた。使用材料中構造用 silicon steel はアプローチをも加へては 1040t, carbon steel は 1600t を用ひてゐる。全工費は 673 000 弗でその中下部構造 271 000 弗, 上部構造は 402 000 弗である。(平井義明)

堰 堤

(8) Grand Coulee 堰堤に於ける組織化された コンクリート打作業

(“Concrete Dispatching System Used at Grand Coulee Dam.” E.N.R. Sept. 10, 1936, p. 377~379.)

Grand Coulee Dam のコンクリート打作業は 1 日 7 000 碼³ 以上であつて、嚴重な監督の下に施工され、且あらゆる方法によつて極度に時間を短縮し、コンクリート打量を増す可く努めた。

このコンクリート打には 3 人の操作手が居て、1 人は進行係で円滑に運行せしめる責任ある者であつて、その位置でクレーンや車の動きを観測出来、電話でコンクリート打現場と連絡し、配合係に配合を指定する。

配合操作は配合係の仕事であるが、ミキサからバケットに移される後は再び進行係の責任である。

配合係は全部信號又は電話によつて動作する。従てその位置から現場は見えない。押ボタンを使用して命令された通りの配合のコンクリートを送る責任がある。混合係の準備完了合図を待つてミキサに送入する。ミキサの混合が終ると、その下に待つてゐるバケットにコンクリートを移す。

總ての命令は信號で行はれたが、その中で最も時間短縮に有効であつたのは指示盤であつた。これは進行係、配合係及混合係の 3 個所に具へられ、5 列の燈が各列 8 個の組合せで 5 種の混合を示し得る。これによつて何時どのミキサに如何なる配合が行はれるかを直ちに知ることが出来る装置になつてゐる(図-22)。

進行係、配合係、混合係間の相互連絡は信號板を使った。最初には通話管も準備した。併し後には通話管の代りに電話を使用した。混合個所に於て騒音の多いときには電話より通話管が優ることもあつた。

図-23 に示す如く高低 2 臺の高架があり、進行係は混合係にコンクリートを高架に送るか低架に送るかを指示する。西側作業場の高架には 4 臺のクレーンが、低架上には 3 臺のクレーンが備へてある。

図-22.

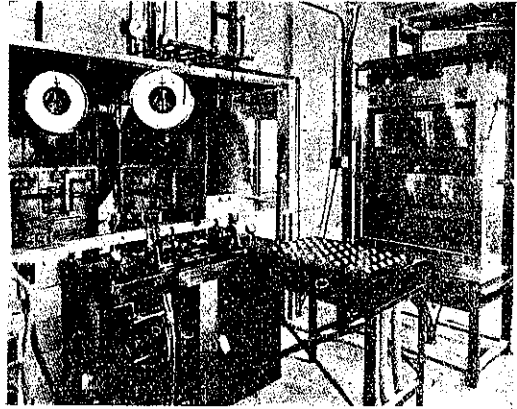


図-23

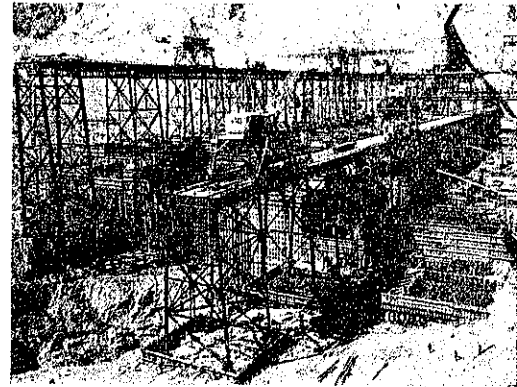
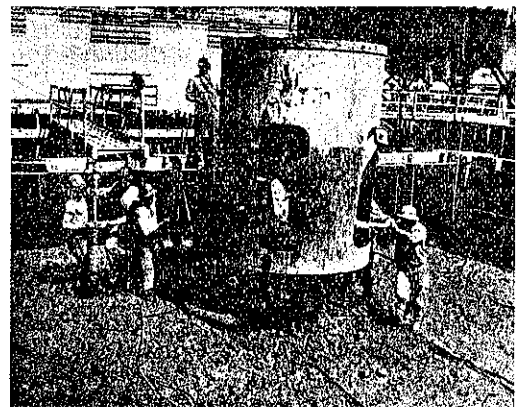


図-24. コンクリート打現場



コンクリート打作業は 8 人の 1 隊より成り、その監督は進行係と電話で連絡してゐる。8 人の中 5 人は電気振動機を使用し、3 人はショベルを持つて働くがその中の 1 人はバケットをあける役目である(図-24)。

この作業は1回に50呎平方、厚5呎まで続ける。而して465 噸³を約7時間で打つことが出来る。

示方書では5呎の厚さに打上後72時間を最短と定め堰堤の縦方向に於ける隣接高差は25呎以下、横方向には15呎以下とした。

コンクリート打は50×50呎を標準としたが、最大50×63呎、最小25×44呎となりその大きは26種類となつた。この作業の段取りに就ては技術者が大いに苦心したものである。即ち別に木の模型を作り進行状態を表して行つた。

尙この模型木にはコンクリート打初め及打上時間を記して置いた。而して検査官が来て O. K. の記號を付ける迄は消さないわけである。検査は3人で8時間交替である。

コンクリート打作業隊の働くべき割當個處はコンクリート打總監督が定める。彼は各隊の監督の名前及場所を記した黑板の處に位置し、各隊が作業場を交替するときはこの板を見て次の個所へ出動するといふ順序である。 (傍島 溱)

(9) フォートベック堰堤に於ける餘水吐の水門及水路鋪裝

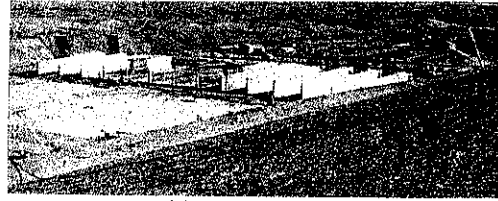
(H. W. Richardson, "Spillway Gates and Channel Paving." E.N.R. Aug. 27, 1936, p. 295~299.)

土堰堤として規模の大なること及獨創的工法に於いて世界無比の大工事 Fort Peck 堰堤は目下その餘水吐の工事にかゝつて居るが主なる工事は餘水吐の上端に取付けられる制水門の建設と1哩にわたる水路のコンクリート鋪裝工事である。

1. 設計大要: 餘水吐は堰堤地點から東方約3哩の所に作られ 255 000 秒一呎を流すやうに計畫されて居る。全長 9 700 呎、掘鑿の最大深 145 呎、底幅は取入口附近の 800 呎が最大で最狭部 130 呎である。延長 1 900 呎の取付水路は水平でそれ以下の水路は 5.23 % の平均勾配を有し最大流速約 96呎/秒を有する。

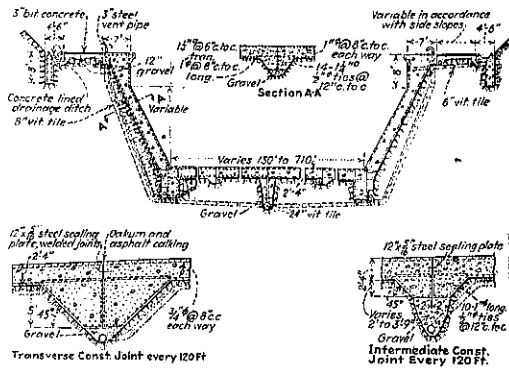
餘水吐の上流端に作られる制水門は頁岩の中に深く埋められた直径5呎のコンクリート筒(467箇所)の上に厚さ12呎の鉄筋コンクリート・スラブを置いて基礎として居る。水門はストーン・ゲートで40×25呎のもの16門弧状をなして配置されて居る。此のピアは水門位置から下流に187呎程延びて導流壁となつて居る。

図-25. 導流壁建設



水路の床をなすスラブは厚さ28吋で20×40呎毎のブロックとして打たれその施工地は兩頭釘及溶接された幅12吋厚さ5/16吋の水密用鋼片で接合されて居る。水路の床及側壁の裏には排水管が敷設されその總長31哩に及ぶ。

図-26. 餘水路の横断面

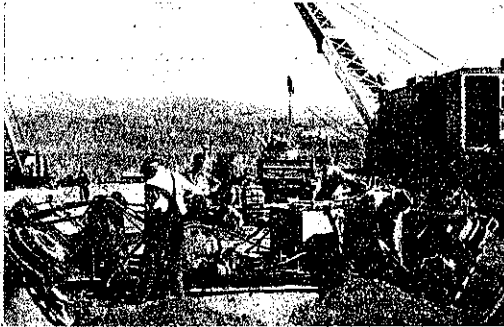


水路の下流端には頁岩の中に130呎の深さにコンクリート止水壁を下げてある。

2. 特殊の工具及施工法: (A) 鑽孔錐 水門の基礎としてコンクリート筒を入れるために特殊の大錐で鑽孔した。これは軸とその下端につく直径5呎の裂目を有する円盤から出来て居る。軸は起重機の腕から下つて居て上部の機室にある40馬力の電気モーターで廻転され腕の下端から出て居る伸縮自在のトルクアームで支へられ動搖を防いである。錐は1呎位掘る毎に裝置全体を持ち上げ一方側に廻転し緊索で円盤を傾け切屑を取除く。所要の穴が掘れるとその壁に瀝青乳劑のスプレイをかけて風化を防ぎついで鉄筋を入れコンクリートが打たれる。

(B) 頁岩用錐 炭坑で多く用ひられる道具で此所では排水管敷設のV型溝を作るのに用ひられた。その構造は図-27に見られるやうに背中合せについて居る鉋操作裝置に長さ8呎の鉋支持体がついて居てその上を無限連鎖について鉋の齒が動くやうになつて居る。

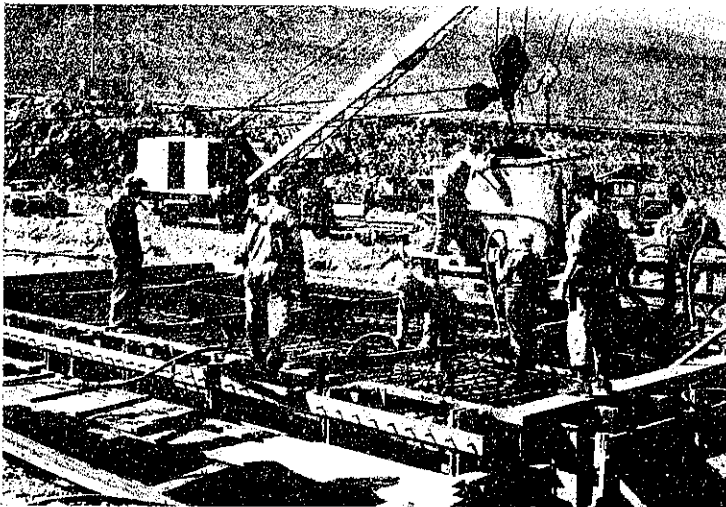
図-27. 頁岩切断機の操作状況



1 對の鋸は垂直から45度まで任意の角度に傾かせる事が出来深さは6呎まで任意の深さに切る事が出来る。鋸自身の動力は電力でV型溝の兩肩の上を走るトラックにつまれた携帯用変圧器から供給される。鋸装置全体はトラクターにより1分間に9~20吋位の速さで進行する。鋸の切口幅は約3吋であるが頁岩の風化が起るので切口には直ちに切屑をつめ又稍永くそのままでおく時はセメント注入を行ふ。

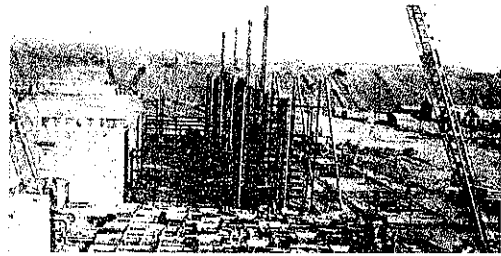
(C) 水門基礎床版のコンクリート工事 基礎床版は前述の467のコンクリート筒の上に厚さ12呎、幅75呎の鉄筋コンクリートで25×75呎のブロックとして打たれた。コンクリートを型枠に注入する際不必要に鉄筋をよごさぬため特殊の工夫がされた。即ちシュートが伸縮し得るやうになつて居て、コンクリート注入のはじめに床版の底近くのびて型枠が満たされるにつれてシュートの節がちぢむやうになつて居る。

図-30. 床版へのコンクリート打設



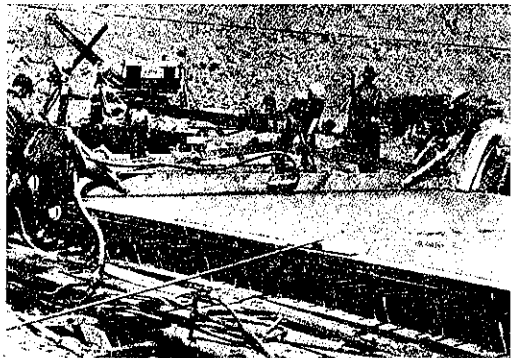
警察により任意位置に引張られる底開バケツトに注意

図-28. 水門基礎床版のコンクリート注入装置展覧



(D) 餘水路の鋪裝 此の堰堤地點は頁岩が大部分を占めて居るので、餘水路掘鑿の際には風化を防ぐ被覆層として8呎ばかり設計断面に餘裕をとつておいて、コンクリート鋪裝直前にこの被覆層を取除いて新しい頁岩面にコンクリートを打つやうにした。水路床版の構造は前述の通りであるが表面仕上げは木製フロートで行ひ12日間の養生期間をとつてゐる。

図-29. 餘水路床版の仕上げ



なほ此の工事で面白い工法は水路の側壁斜面に図-31に示すやうなカンチレバー型の鋼の型枠を移動して用ひた事である。その構造は図によつて明かであるが特にコンクリートを打つた後の型枠に對する揚圧力を考慮してそれに耐え得るやうに設計されて居る。

(B) 中央コンクリート・プラント 開鑿すべき水路の大体中央に位して居る。大体同型のもの二つで共に低溫の際の加熱装置を具備し最も近代的名ものである。此所で混合されたコンクリートは2碼角のダンプバケツトを積んだトラックにより現場に運搬される。(井平信貴)

図-31.

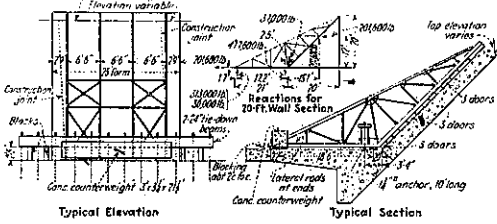


図-32. 中央コンクリート混合装置

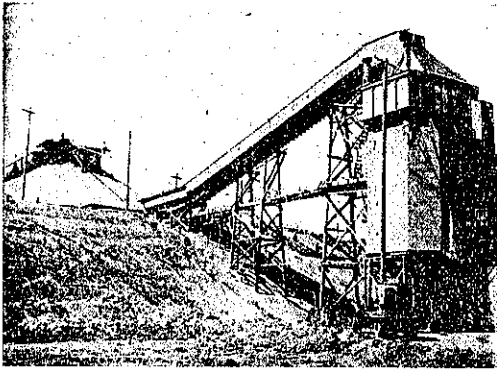
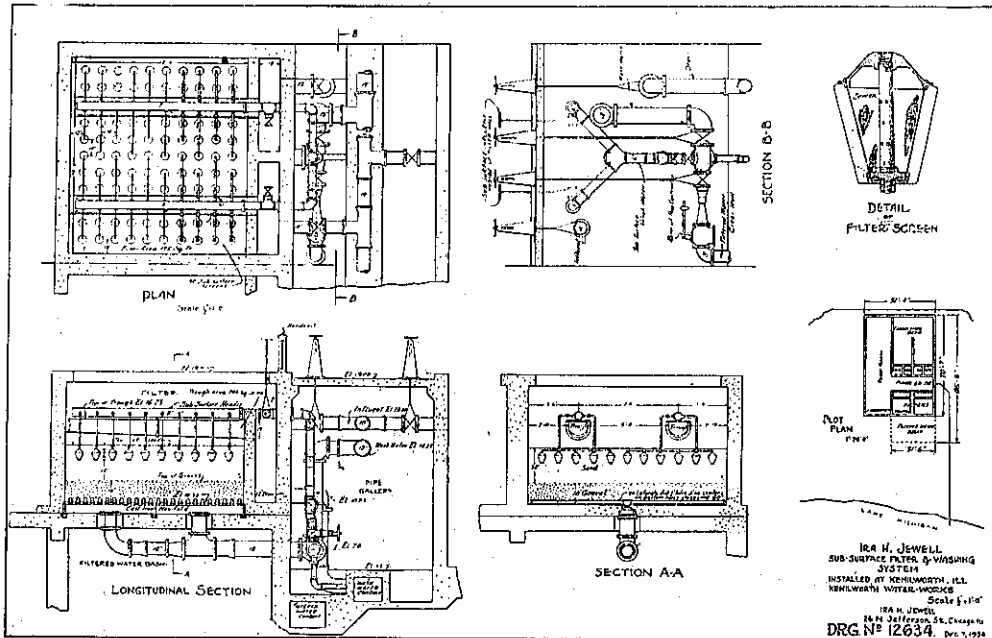


図-33. Kenilworth 市浄水場砂面下濾過及洗滌装置設計図



上 水 道

(10) Kenilworth 市に於ける砂面下濾過

(C. C. Ley, "Sub-Surface Filtration at Kenilworth," Water Works and Sewerage. 1936, Aug. p. 293-296.

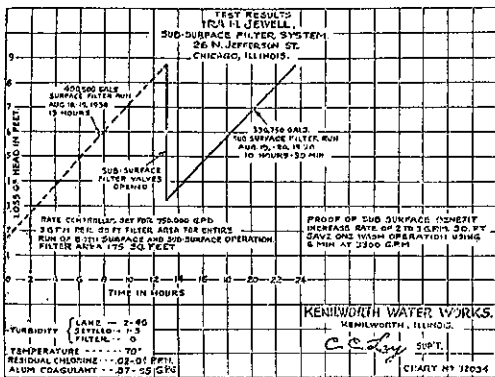
Illinois 州 Kenilworth 市浄水場に於ては長 12 呎、幅 14.5 呎、濾過面積 175 呎² の濾池 2 池を有し、其の濾過能力は 1 池當 50 萬ガロンである。此の濾池の特色は Ira H. Jewell 氏の考案に成る砂面下濾過法を約 2 年以前より採用してゐることであつて、本方法に依る濾過能力の實績は従来の標準濾過能力 2 G.P.M./呎² に對して 50% の増加を示し、尙原水の良好なる場合には實に 100% の増加を示した。

茲に砂面下濾過装置と云ふのは在來式の粗渠上に 1 本の管を設置して之より兩側に枝管を分岐し、之より濾床面の下約 6 吋の深さに約 15 時間隔に並列した砂面下装置即ち配水スクリーンに原水及濾床洗滌用の淨水を流入し、之に依て原水の濾過と濾床の洗滌を行はしめる様にしたものである。此のスクリーンは鍍金を施した可鍛鉄鑄物と鍍止鋼線スクリーンから成り、濾床の洗滌を行ふ場合には在來式の濾床底からの上向洗滌水に對して上記スクリーンから淨水を放出し交錯せしめ

て茲に亂流を生ぜしめ所謂水理的攪機作用を生ぜしめる。而して此の洗滌に於ては濾池の砂層 30 時に對して僅か 6~8 時の砂を攪散せしめるのみであつて、而も廣範圍に擴散する場合よりも砂を良く攪拌し洗滌することが出来る。尙、濾床下と砂面下スクリーンからの洗滌水量の割合は正確に決定する方法が無いが、Jewell 氏から得た報告から推察すると濾床下から 20~30%、砂面下スクリーンから 70~80% を噴出すべきであると考へられる。

次に原水が沈澱池に於て浮游物質が良好に處理された場合には標準濾過速度に於て砂は表面下僅か 2~3 時の深さの部分のみしか汚されてゐないのであるから従來濾過に利用されなかつたスクリーンの取付箇所にある砂は全く新しい儘である譯である。故に砂面下スクリーンより原水を流入して濾過する場合には、スクリーンと之を囲んだ砂との極めて大なる接觸面積に依つて有效なる濾過面積を有することになり、在來の方法に依るものに對して更に濾過能力を増大し得る譯である。本濾池に於ては此の接觸面積が濾床表面積の僅か約 50% に過ぎないが、原水に於ける浮游物の状態、濁度等が極めて良好なる場合には 100% の面積が増加したと同一の効果を収め得ることが出来て之が事實は圖-34、35 及表-7 に示す通りである。

図-34. 濾床表面に依る濾過を行ひたる後濾床表面下に依る濾過を持續する狀況



即ち、本式に依る時には在來のものよりも多量の淨水を濾過することが出来、尙濾過水の水质に何等の影響も及ぼさず洗滌の回数減少し能率的な操作をすることが出来る。尙、上記のスクリーンは使用後 2 年のものを検査したが、何處にも破損の箇所又は錆の形跡なく、且砂がスクリーンの目に詰つて支障を生じた事實を認めなかつた。

図-35. プラントンに原因する短継続時間に於ける 1.5 M.G.D. の設計水量を標準とする濾床表面濾過の場合と、1M.G.D. を標準として濾床表面下濾過をも同時に行ひたる場合との損失水頭増加の比較

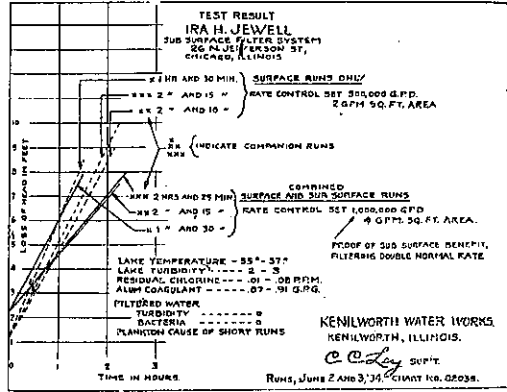


表-7. 濾過水量の償額

濾過速度 (毎分ガロン/平方呎)	持 続 時 間	濾 過 水 量 (ガ ロ ン)	
3	表面及表面下	14 時 15 分	448 875
	表面のみ	9 10	288 750
3	表面及表面下	5 7	160 125
	表面のみ	5 2 1/2	168 000
3	表面及表面下	1 25	1 7 625
	表面のみ	1 55	6 375
3	表面及表面下	6 15	106 875
	表面のみ	3 15	102 375
2.2	表面及表面下	3 0	94 500
	表面のみ	3 0	94 500
2.2	表面及表面下	11 35	267 575
	表面のみ	7 5	163 625
2.2	表面及表面下	4 30	103 950
	表面のみ	4 15	103 950
2.2	表面及表面下	10 15	236 375
	表面のみ	6 0	138 600
3	表面及表面下	4 15	98 175
	表面のみ	4 0	98 175
2	表面及表面下	5 0	157 500
	表面のみ	3 0	63 000
3	表面及表面下	2 0	94 500
	表面のみ	2 0	63 000
2	表面及表面下	1 15	26 250
	表面のみ	1 15	26 250
4	表面及表面下	45	36 750
	表面のみ	45	36 750
2	表面及表面下	1 45	73 500
	表面のみ	1 45	36 750
		0	36 750

(玉置 巖)

下 水 道

(11) 下水管に對するベンチュリー種

(H. K. Palmer, "Venturi Flumes For Sewers," Water Works and Sewerage, Sep. 1936, p. 322) ~324.

下水は其の流速約 1 呎/秒以下に落ちる時固形物の沈澱を生じ且つ計量器の特質を變するが爲水より以上測定困難である。且亦、下水は地下深く埋設せる管又は狭

水路中を流るゝを以つて接近困難にして所要の特殊構造は高價である。一般に測定器として用ひられる堰は、堰前面に沈澱する固形物に依り正確さを失ふ事は別として、例へば良好結果を得る様設置するゝとも下水管の最大容量の約 40% 以上は取扱ひ得ないと言ふ缺點がある。Parshall 計量器(樋)は灌漑水路には優れた方法であるが、併し下水管に應用される時缺點を有するものであり、その一つは狭少部が矩形断面なるを以つて円形管に適用し得ざる事、従て少流量を測定するに不充分なるものは豪雨時の流量を測定するにも不充分であらう。若し Parshall meter が下水管の築造と同時に造られるなら、管底に於ける所要 3 時の落差は設けうるが、築造後の下水管中に置かんとするなら狭少部断面を上げる丈の方法しかない。それと共に普通人孔は小さすぎるを以つて特殊構造を要する。又下水管中に浮子井戸の使用は適當でない、それは浮子井戸から計量器まで絶えず少量の清水を流さないで固形物がその中に集り腐敗分解するに至るから。

ベンチュリー下水樋: 本文中に述べるベンチュリー型の樋では水路中に於て樋上に浮子を置き得るが、Parshall meter では測定點が收縮水路中にあり又水面が水平でない故容易でない。下水管に對しては、ベンチュリー樋は兩側の傾斜は高さ 2、水平 1 の梯形が最善の形であり且つ狭少部の長さは約管径に等しいがよいと分つてゐる。過渡断面に於ては、横 1、縦 3 の縦断採取が最も望ましい様である。理論的には平らである程より良い。勾配の変化は要しないから、型枠を取付け急硬コンクリートを打立てるため下水流を止めて下水管中に造る事が出来る。或場合には下水を止めずして打立ててゐる。下水量が多すぎて型枠を置いてコンクリートを打立て得ないから工場製床版を底に置けば出来る。

ベンチュリー樋では以前上流側水路と狭少部との兩方で水深を測る必要があると考へられたが、狭少部が管の寸法と勾配に適當に比例してゐる場合過渡断面の上流側水路の水深を測れば充分であると言ふ事が分つた。ベンチュリー計量器及ベンチュリー樋は共にベルヌイ原理に基くものである。普通の下水管中に用ひられる寸法の良く造られた樋に對しては勢力水頭は記録器械の精度の限度内に於ては一定であると考へられ得る。ベンチュリー計量器又はベンチュリー樋の何れの收縮過渡断面も流速増加の原因となり、其の相當流速水頭は流速の自乗に比例して増加する。勢力水頭は一定であるから圧力に於てそれに相當する減少があらねばならぬ。

ベンチュリー計量器に於ては管及狭少部は満水してゐる故断面は一定であるが、樋に於ては圧力は断面と共に變る所の水深に依る。それ故狭少部に於ては水面は上流水路に於けるより低い。

流速と勢力との關係: 今、幅 1 呎の矩形樋を種々な水深に於て 1 呎³/秒を流すと考へる。勢力水頭に關する結果は表-8 の通りである。水深が 0.6 呎から 0.314 呎に減ずるに従ひ勢力水

表-8.

水深 D (呎)	流速 V (呎/秒)	流速水頭 $V^2/2g$ (呎)	勢力水頭 $D + V^2/2g$ (呎)
0.6	1.07	0.043	0.643
0.5	2.00	0.062	0.562
0.4	2.50	0.097	0.497
0.325	3.08	0.147	0.472
0.314	3.18	0.173	*0.471
0.300	3.33	0.173	0.473
0.25	4.0 ¹	0.248	0.498
0.20	5.00	0.388	0.588

¹ 限界

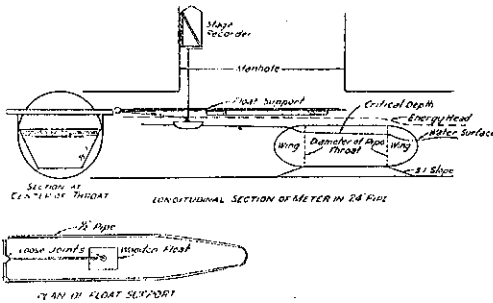
ものである。限界水深

は斯くの如き水路の下端上の水深であり、亦廣頂堰上の理論水深である。過去に於て其の限界水深を測る事に依り水量を測定せんと勢力が爲されたが、波の爲實測出來ない事が分つた。上表に於て、水深 0.325~0.300 間は勢力水頭に於て僅か 0.002 呎の變化しかない事が分る、是は勢力水頭が一定でも水深が一定しない事を示す。明かに勢力水頭は水深の代りに測らるべきであり、且つそれは本文中に述べるベンチュリー樋の根本原理である。

ベンチュリー樋の設計: 極容量に支障あらしめずして、流れの大範圍に涉り可成精確な結果を得んとするなら各場合特別に設計せねばならぬ程樋の設計に影響する因子が多いのである、左もなくば最初の樋と殆ど同じ條件下に次の樋を作らねばならぬ。限界速度に於ては、全勢力は最少であり且つ全勢力は下流で増加出來ないから狭少部に於て水路中に於けるより少々高くなければならぬ事は明かである。流水断面が大きくなるに従ひ勢力の損失は常に幾らかある故是に對して幾分の餘裕を取らねばならぬ。此の餘裕は狭少部と下流水路とに於ける流速水頭の差の少くとも 1/4 であらねばならぬ。是の條件を充す爲狭少部は充分狭く作らねばならず又は狭少部の底は下水管底より高く上げねばならぬ、又は兩方法を用ひねばならぬ。種々の水量に對し狭少部を選び且つ狭少部と上流水路に於ける勢力水頭を計算したる時は、水深を見出す爲に上流水路に於ける相當流速水頭を引き且つ觀測水深と流量との關係曲線を畫く事が必要である。設計の基く所の原理は測點に於け

る水面高が狭少部に於ける勢力水頭の位高に等しく、測點に於て流速水頭丈低いと言ふ事である。即ち $Y = E - V^2/2g$ 茲に、 Y ：測點に於ける水面高、 V ：測點に於ける流速、 E ：狭少部の流速水頭の位高。

図-36.



同時に狭少部に於ける勢力水頭の位高は樋より下流の管に於ける勢力水頭より高くないはならぬ。是等の條件は流動が整流又はそれに近い時にのみ成立つものである。若し狭少部が短きに尖ると、狭少部には流動が整流たるべき點なく且つ得られる限界水深は下流の状態に關する様になり、條件は不確實となる。狭少部が長すぎる場合には、勢力の消耗となり且つ限界勢力が測點に於ける勢力に等しくなる様補正を施さねばならぬ。實驗に依ると、狭少部の長さは管径に等しい時好結果が得られる事を示してゐるが、尙更に實驗に俟たねばならぬ點が多い。

樋の公式： 勢力水頭の値は以下の公式により種々な型の樋に就き計算し得る。

矩形樋に對し、 $Q = 3.09 b E^{1.5}$

三角樋に對し、 $Q = 2.297 p E^{2.5}$

梯形樋に對し、 $Q = 3.06(b + 0.72 p E) E^{1.5}$

茲に、 Q ：流量(呎³/秒)、 E ：狭少部の底より上の勢力水頭(呎)、 b ：樋の底幅、 p ：樋の側面の傾斜(水平/鉛直)。

總ての寸法及型の樋に對する實驗式は實用上餘りに煩しいが爲未だ作られてゐない。勢力水頭から測點に於ける流速水頭を引く方法は記録器械の精度内に於て精確であり、又總ての場合信頼出来る。實驗式を用ふるには與へられた下水管中に正しい寸法の樋を置く事が必要であり、式は流量の一定限度内に於てのみ用ひられる。従て径 12 吋管中に 6 吋の樋を置いた時の流量公式は、

h が 0.34 呎より低い時 $Q = 2.40 h^{1.64}$

h が 0.34 呎より高い時 $Q = 3.20 h^{1.07}$

評價曲線及精度： 何の位の寸法の樋を造らねばならぬか又底より上何の位高くすべきか正確に計算するは容易だが、流れを止め得る制限時間内に又は恐らくは下水を流しながら樋を造らねばならぬ時には出来上つた樋は計畫より離れた物であるかも知れない。頂面が平であるなら、幅に於ける小変化や側面傾斜や底より上の高さ等は成績に支障ない、何となれば狭少部及水路断面を測り且つ適する評價曲線を書けばよいから。樋の精度は信頼出来る計量器と比較する充分な機会がない爲尙、幾分疑問とする處があるが、不定形水路中に設けたる Parshall 計量器と假に取付けた樋と比較した所 4% の誤差を示した。それ故普通の條件下には誤差は約 3% 位であり、良条件下には恐らく 2% 位であらう。測點に於ける流れの緩い程結果は正確であるが、併し此の流速が小さ過ぎると汚泥が沈澱するに至る。流れの速い時は波動を作る傾向があり水深の決定が不確となる。

當時水流が限界水深以下となる如き急勾配の下水管中には樋は造り得ない、何となれば水が共軌水深まで跳ぶに至るから。12 吋の矩形樋の表に依ると、流速 5 呎/秒 勢力水頭 0.588 呎、水深 0.2 呎で 1 呎³/秒 流れるなら水は同勢力水頭を有する水深まで跳ぶ事になる、即ち 0.5 呎と 0.6 呎の間である。此の跳水は恐らく 0.5 呎を越へないだらうが損失水頭となるもので、此の水深の増加は下水管の容量を充分減ずるものである。著者は Los Angeles Country Sanitation District に於て下水管の流量が堰に依る測定では疑はしい程増加したるを以つて 1932 年是等の樋に對する實驗を始めたものである。現在迄に 16 箇の樋を作り將來も尙作る筈であるが、今迄閉塞の心配も無く成績は甚だ良好である。(西村義一)

港 灣

(12) 伊太利諸港に於ける 1922 年以來の發展

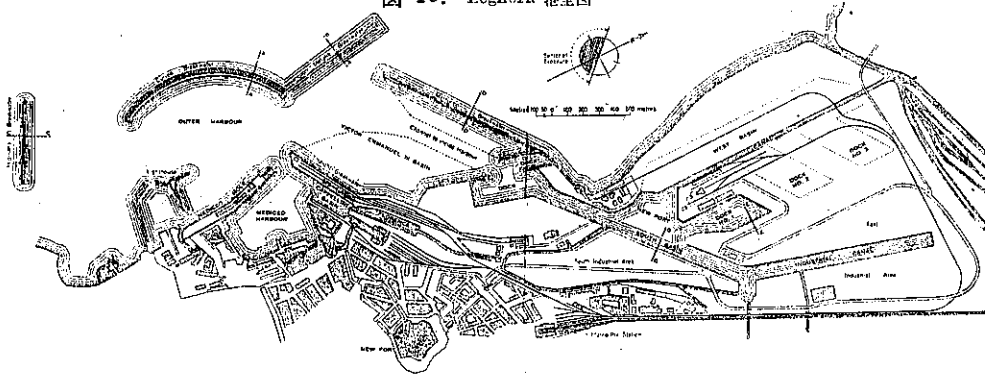
(Henry Coen Cagli, "Italian Docks and Harbours." D.&I. Authority. April, 1936, p. 147~152.)

伊太利の國情は、その築港問題に次の如き重要な 2 觀點を提供する。

- 1) 非常に多數の港を必要とする地勢
- 2) 大部分が高價な構造となる技術的困難

伊太利は「半島」と云ふよりは寧ろ「島國」であつて(海岸線 8500 km に對し北緯國境 1920 km)、對外取引の大部を海路に仰ぐを至當とし、従て多數の港が必要であ

図-40. Leghorn 港全図



50t/h 石炭揚卸機 40, 石炭置場 38ha

4) B. Mussolini 港區 水深 12m 以上, 5 突堤の岸壁延長 5.3km

防波堤は粗石堤の上に直立堤を置いた混成型(図-38)岸壁の大部分は単塊積(図-39)で, 極一部は圧搾空氣基礎工, 又は鉄筋コンクリート函塊(火山灰コンクリート中詰)で施工。

Leghorn:

舊港 (Mediceo) 8.5m × 42 ha, 最大取扱貨物 215 萬噸 (1929) 石炭揚卸機 4, 電動起重機 12, 大理石川 30t 積込機 1, 新港 9m × 22 ha 10.5m 岸壁 1.8km と 4m の内貿埠頭 1.3km の他, 將來擴張の餘地あり。鑛油積卸

図-41. 図-40 の G-G 断面

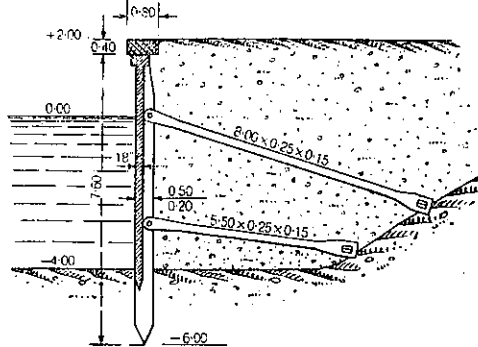
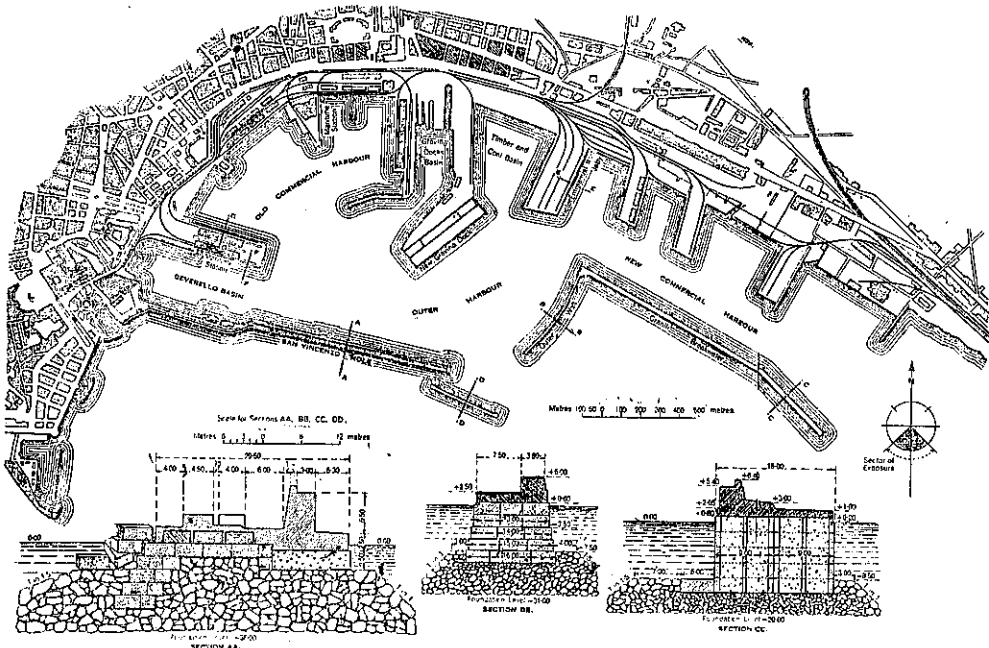


図-42. Naples 港全図



用と海軍用の2内港と接続し、又9m水深の運河で100haの工業地帯と連絡する。

岸壁は舊港のは単塊積、新港は沈井式又は鉄筋コンクリート欠板式(図-41)である。

Naples:

重要商港最大取扱貨物 267 萬噸 (1928) 最大船客數 130 萬人 (1925) 防波堤工事成功のため港内概して静穩、南西の暴風時にも波高 4m を越す事は稀。泊地を次の5に分つ。

- 1) Beverello 港區 大洋定期船用商港 12.5m×20ha
- 2) 舊商港 内國郵船用 4~13m×80ha
- 3) 「入堀泊渠」水深11m 2 修船渠 (他に兩入口の新渠 321m×40m×13m のもの工事中)
- 4) 特殊(石炭・木材)荷役泊地 11m×15ha
- 5) 新商港 10~20m×50ha

全港に 800m の岸壁、石炭揚卸機 4、電動起重機 35 の施設あり。

図-43. 図-42 の E-E 断面

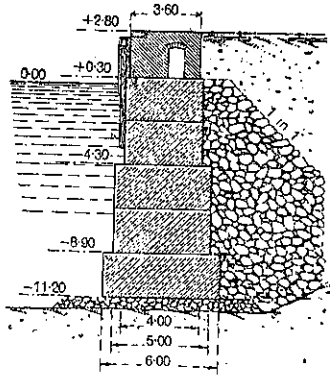


図-44. 図-42 の F-F 断面

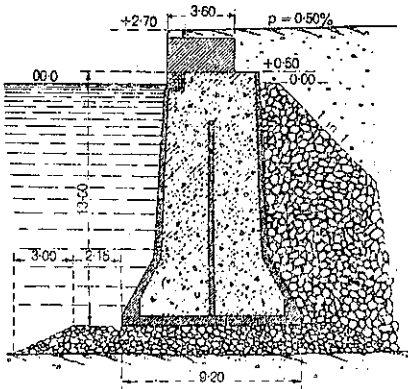
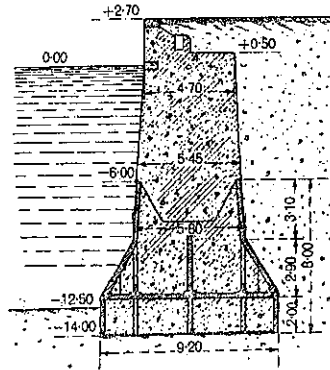


図-45. 図-42 の G-G 断面



岸壁は一般に単塊積(図-43)、一部は函塊式(図-44)又は圧搾空氣基礎工(図-45)で施工。

Catania:

Sicily の東岸、最強風の方東或は南東で「フェツチ」900 哩以上のため波高 7m 以上に及ぶ。

港内 66ha、港口 250m、内港 7~10m の岸壁 3km 最大取扱貨物 70 萬噸 (1934)

防波堤の代表的なもの図-47 の如し。

図-46. Catania 港全圖

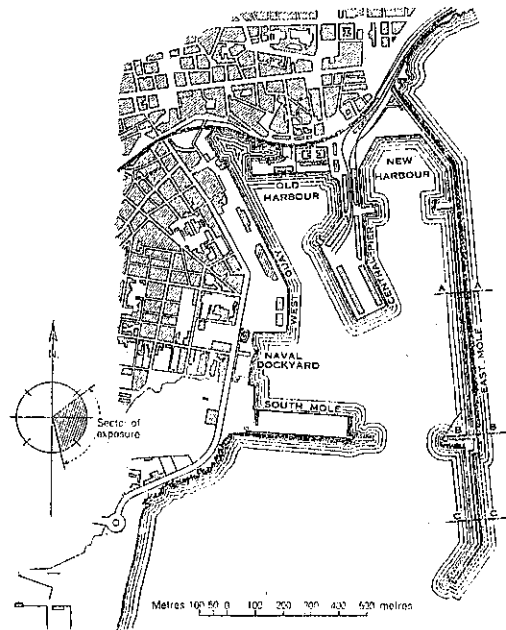
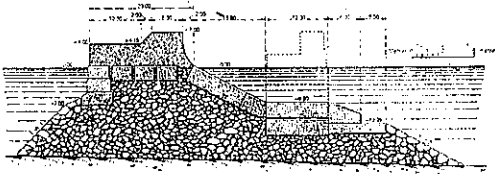


図-47. 図-46のC-C断面



Ravenna:

伊太利で唯一の著名な内港で、最大取扱貨物 43 萬噸 (1931), 次の 3 部に分つ

図-48. Ravenna 港全図

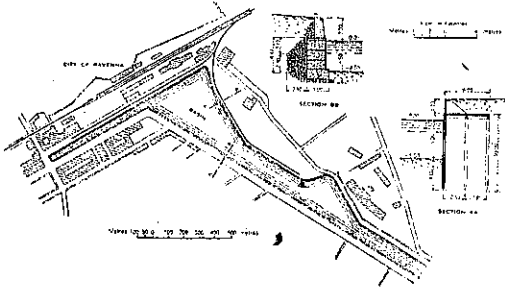
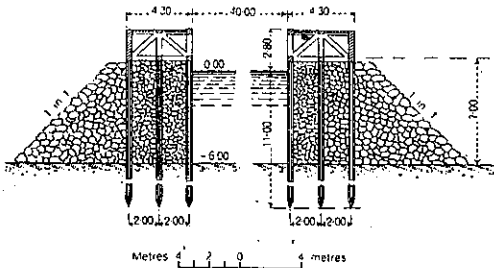


図-49. Corsini 運河の入口



- 1) 内港 (Ravenna) 3.6ha 岸壁 1520m
- 2) 前港 (Corsini) 8ha 岸壁 1090m
- 3) Corsini 運河 前 2 者を連絡し長 10km. 幅 40m. 港口で長 600m の平行突堤を形成し其の構造は木製或は鉄筋コンクリートの圍堰(図-49)。

Venice:

伊太利で Genoa に次ぐ重要港、取扱貨物 373 萬噸 (1934)。港は史上に有名な「鹹湖」(58 660 ha)内にあり。Lido, Malamocco, Chioggia の 3 港口で外海と連絡する。潮差は最大 2m (伊太利第一)で、落潮々流は築港並に衛生状態に貢献する處大。

- 1) 舊港 市の東部にあり、50ha の水面積と Gindicca 運河に沿ふ 4 436m' の船席(その 90% は 8~11m の水深)を有す。起重機 63。
- 2) 新港 (Marghera) 擴張の要望に応ず可く「鹹湖」

図-51. 工業港運河 図-51のC-C断面

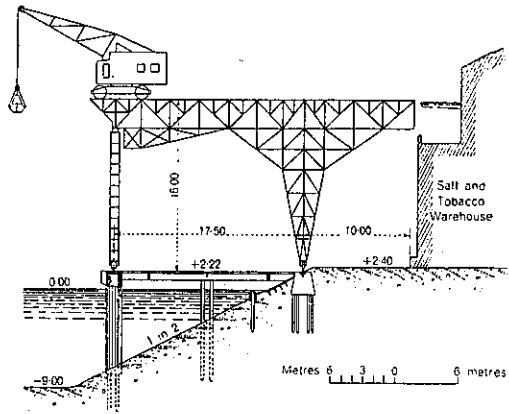


図-50. Venice (Marghera 港)

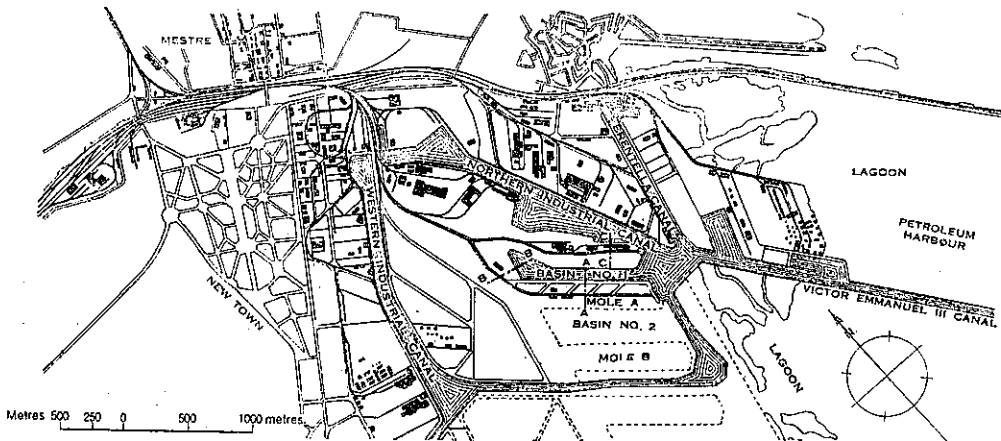
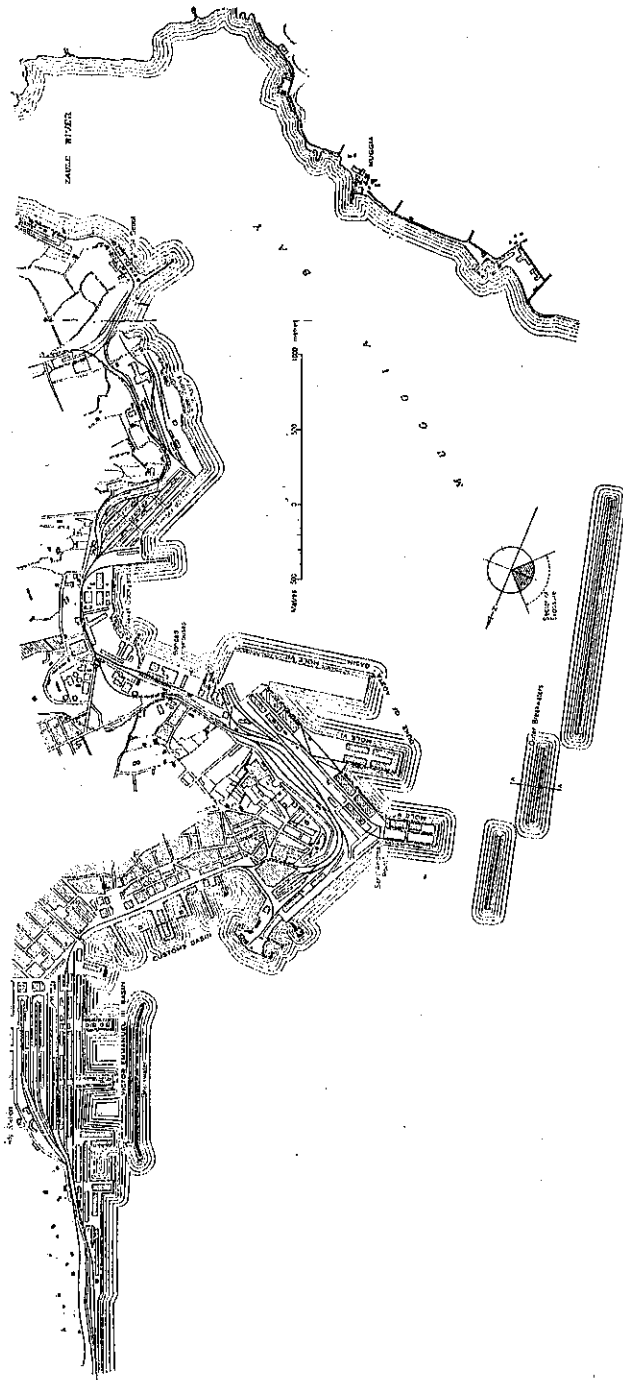


図-52. Trieste 港全図



の周辺に築設され、尙将来発展の餘地を存してゐる。其の美観は「Adria海の女王」と稱せられる所以。

新港は、2000haの低濕地を開發、18km以上に達する埠頭を築設して年額1200~1500萬噸の貨物に備へる計畫である。其の第1期工事は略完成、主として石炭設備で水深9m(将来10m)の岸壁1650mを有し、荷役能力150萬噸/年である。新舊港の連絡は、V. Emanuel III. 運河(長4km底幅90m深10m)で、運河の中程に石油用の2泊渠と、鑛油用の埋立地40haあり。

尙工業港として約1200haの埋立地を充て、幅100m深9mの大船運河及鐵道道路を縦横に配置する。

Trieste:

最大取扱貨物 286 萬噸 (1939) 全港内面積 86 ha, 水深の大なる岸壁 3758m, 起重機 159. 敷地面積 35 萬 m² の倉庫の設備を有する。 (櫻木興一)

(13) 智利 Iquique 港の修築工事

(Dr.-Ing. H. Ritter, P. Holzmann, "Der Ausbau des Hafens von Iquique Chile." W.R.H. 1936. 23, Okt. S. 326~330.)

1. 概説: Iquique 港は南米西岸チリの港で、智利硝石の輸出港として有名である。従來は小規模の數條の棧橋と、外海に開放せる泊地により硝石の荷役を行つて居た。現在計畫は前面の Serrano 島を取り入れ、之より突堤 2 本を出し、(図-53) 外側突堤の港外側は防波堤兼用の護岸として (図-55, 56) 島と海岸は舊防波堤を敷築して幅約 34m の埋立地を造り之に依り陸地と連絡せしめてゐる (図-53, 54)。本港に於て最も注目すべきは、突堤の位置が水深 -10m ~ -25m の深さにある事である。従て之に對する防波護岸、岸壁の構造は、図に示す如く捨石の勾配、高さ、大き、並にブロック積の工法等は興味あるもの

図-53. 平面図

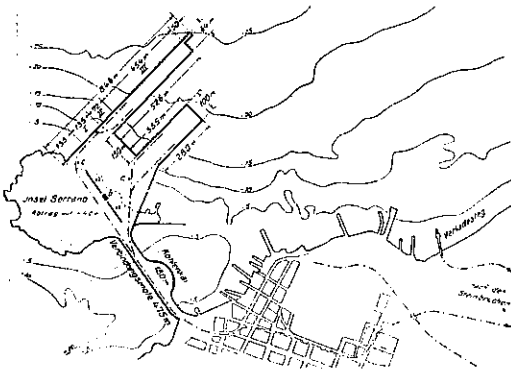


図-54. Serrano 島との連絡部分

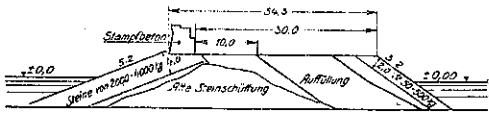


図-55. 防波堤断面 I

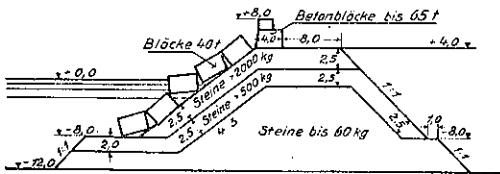


図-56. 防波堤断面 II

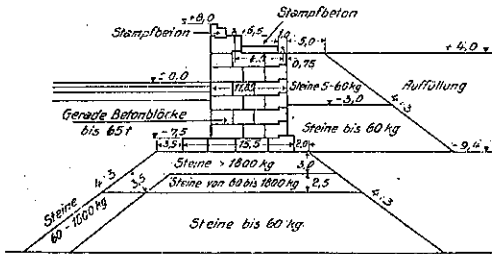


図-57. 防波堤断面 III

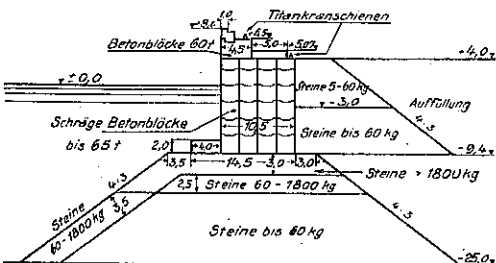


図-58. 防波堤頭部

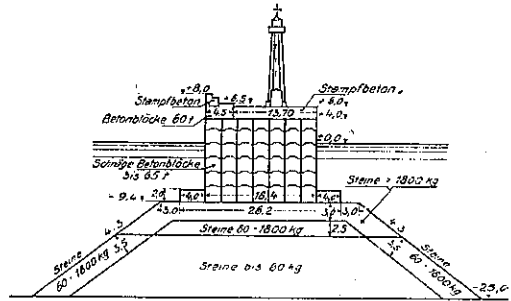
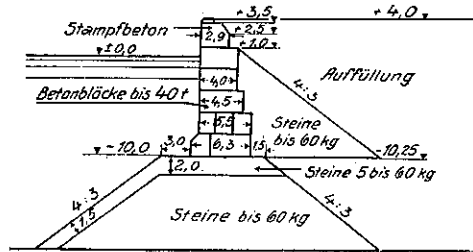


図-59. 岸壁断面



である(図54~59)。

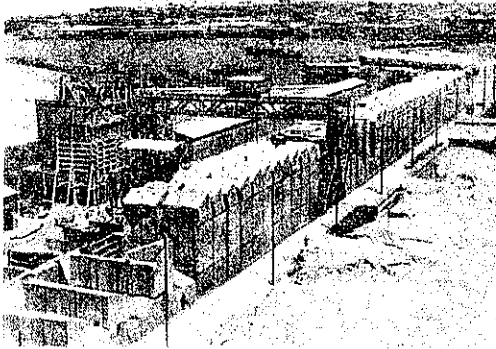
2. 計畫の概要: Serrano 島を連絡する防波堤は、図-53に示す如く延長 475m, 有效幅員 30m の埋立地あり、その南側に底幅 4.3m の胸壁がある。港内側中央 180m の區間は、-5m の石炭用岸壁がある。之の部分は図-54に示す如く元の防波堤を利用したものである。突堤 2本の内で外側のものは、港外側 846m の防波堤護岸で防禦された内側に、-10m 水深の岸壁を 526m 有する。之の突堤の幅は 64m である。更に之より内側に 1本の突堤を設け、各図に示す如く -10m 水深の岸壁を 335m 及 280m 築設する。荷ピャー間のスリップの幅は 150m であり、ピャーの幅は 100m である。以上の突堤及埋立地は Serrano 島の大部分と同様地盤高は、+4.0m とし、埋立の土砂は島を切りくずしたものを利用した。島の面積は 26ha を利用出来る。

3. 石材の採取: 工事現場より 5km を離れた Punta Negra, 3.5km の距離に在る Colorado より採石し、輕便鉄道で運搬した。Punta Negra 採石場では長 20m の主横坑を開き、之に長 10m の横坑を通じ、黒色火薬 10 000 kg, ダイナマイト 20kg を装薬して電氣點火により爆發せしめ、岩石 20 000 m³ を一時に破壊した。Colorado では、深さ 20~25m の堅坑の先端部に水平に 3本、横坑長各 8~10m を放射狀に通じ、之に火

薬 10 000~12 000kg, ダイナマイト 20~30kg を装置した。

4. ブロックの製作: Serrano 島に造塊工場を設け 図-60 の如くポータル・クレーン(高 12.3m, 幅 27m, 能

図-60. ケーソン工場



力 65t) を備へ、造塊工場全延長は 180m, 幅は 35m とし、8 000 個のブロックを置ける。ブロックのコンクリート配合は、セメント 170kg, 3mm 以下の砂 425 リットル, 60mm 以下の砂利 940 リットルであるが、コンクリートの節約の爲に、重量 30kg 以下(比重 2.80) の石塊を、ブロック容積の 11% 混入した。以上の配合で全体としての比重は 2.60 であつた。コンクリートを打つて 8 日目に型枠を撤去し、更に 20 日間養生し、初めより 60 日以後には掘付けても良いとした。

5. ブロックの据付: 防波堤ブロック据付には、電動式タイタン・クレーンを使用した。最大拉力 65t (腕木長 20m), 最大腕木長 28m (之の時拉力 45t) である。又揚垂直距離は 24.50m で -12.0m より、+12.5m まで作用し得る。岸壁ブロック据付は、ディーゼル式浮起重機を用ひ、その能力は 50t (腕木長 7m) 防波堤頭部のブロックは、図-62 の如く斜に積み、各ブロック間には古軌條を挿入する。(比田 正)

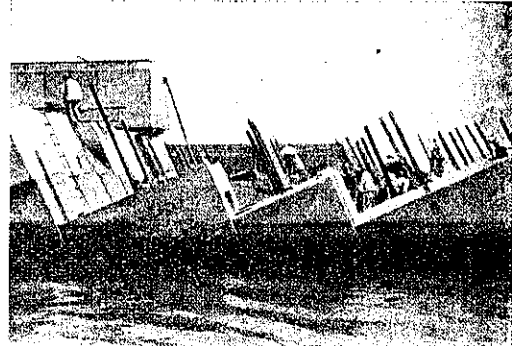
道 路

(14) 最新式道路築造機械

(“Mechanical Road Building and Repair”. Roads and Road Construction. Sep. 1. 1936, p. 287.)

道路の築造用並に修繕用機械として最近紹介された

図-62. 防波堤頭部



ものはマカダムの撒布、敷均し及矯正操作を行ひ、而も特にタールマカダム・アスファルト 其他の瀝青舗装に好都合なものである。此の機械は Adnum Block Top Paver と稱され、Foot Co. Nunda, N.Y. で製造されてゐる。其自身全機能を備へ附屬設備を必要としない。幅 10 呎で其れ以上の幅員の道路に利用出来、作業中他車線には交通を通す事が出来る。舗装用混合物は貨車から先づ前頭部のホッパーに入れられ、底部には廻転軸を與へ其れが門扉式に開いて 10 呎幅に材料が一様に撒布する様になつてゐる。ホッパーの出口のすぐ後には路頂部の形に仕上げたスクリーンがあつて厚きを矯正出来る様にし、スクリーンは側面的に操作し其の前側には草刈機械に具へてゐる様な齒を有してゐる。此れは機械を誘導し支持する爲に用ひた擬作用により材料を規定の高度と厚みを有する様に均す作用をする。其の結果仕上り面は極めて平坦なものになる。

此の機械の他の特徴は動力遮断装置を有する事でこれは路盤に材料の流れ出るのを停止する戸で、操縦者が任意に舗装作業を絶對的に統制出来る様になつてゐる。斯くて操縦者は勾配の変化する所であつても交會點を通過する間は作業を停止し其の後再び仕事を繼續出来る。此の機械使用の場合は作業困難なタールマカダムの 32)~600t の材料を 1 日に完全の程度に撒布するのに只 2 人の人間と數ガロンの石油を要するのみである。舗装結果は撒布された材料の厚きは大体均一に保たれるが孔或は突起を生じても亦て自動的に操作され交通上全く理想的路面が得られる。此の機械は既に Evanston, Illinois, U.S.A. の舊道の新舗装に利用されてゐる。(谷藤正三)