

## 附 錄

### (I) ロンドン市所定建築條例拔萃 (1915 年再定)

#### (A) 設計用荷重表 (每平方呎に付き封度)

普通住宅	}	84	計算所	}	100
養育院			事務所		
病室			類似の建物		
旅館寢室					
類似のもの					
美術館、	}	112	體操場	}	150
公衆會場			遊技場		
禮拜堂、			類似の建物		
公開圖書讀書室			震動有る床		
教會、			圖書藏室	}	224
小賣場			博物館		
學校教室、			工場	倉庫	以上
演劇場	會議室、	類似のもの			
講義室、	音樂堂、				

階段 荷重は 120 封度 (一平方呎) 以上、如何なる場合にてても 300 封度を階段の中央に集中せしめたる結果より大なるを要す。

屋根 水平と二十度以上の角をなせる屋根には傾斜面一平方呎に對し 28 封度。

可動荷重 實際の荷重をとり設計するを要す。

風壓 水平風壓力 20 封度以上。

(B) 桁の最大彎曲率  $l$ =徑間長、 $W$ =徑間上の總荷重

荷 重	支 端	彎 曲 率
一端固定せる カンチレバー の終端に集荷重	カンチレバー	$-Wl$ (固定端にて)
同上に等布荷 重ある時	カンチレバー	$-\frac{Wl}{2}$
等布荷重	兩端單に支持桁	$\frac{Wl}{8}$ (徑間の中心)
桁の中央に集 荷	同 上	$\frac{Wl}{4}$ (同 上)
等布荷重	兩端固定桁	$-\frac{Wl}{12}$ (固定端にて)
同 上	同 上	$+\frac{Wl}{12}$ 以下(桁の中心)
桁の中央に重 集	同 上	$-\frac{Wl}{8}$ (固定端にて)
同 上	同 上	$+\frac{Wl}{8}$ (桁の中心)
等布荷重	一端は固定他端 は單に支持桁	$-\frac{Wl}{8}$ (固定端にて)
同 上	同 上	$Wl$ (支端より $l$ の $\frac{3}{8}$ の位 置にて)

(C) 連續桁の最大彎曲率 (但し約等徑間連續)

$l$ =徑間長、 $W_a$ =一徑間上の靜荷重、 $W_d$ =一徑間上の動荷重、

$W$ =一徑間上の總荷重。

最端徑間の中央	最端徑間に次ぐ 徑間の支端	其他中間徑間の 中 央	其他中間徑間の 支 端
$+\frac{W_s l}{10}, +\frac{W_a l}{12}$	$-\frac{W_s l}{9}, -\frac{W_a l}{10}$	$+\frac{W_s l}{12}, +\frac{W_a l}{24}$	$-\frac{W_s l}{9}, -\frac{W_a l}{12}$
或は約 $+\frac{Wl}{10}$	或は約 $-\frac{Wl}{10}$	或は約 $+\frac{Wl}{12}$	或は約 $-\frac{Wl}{10}$

桁の反曲點に於ては其點を越えて桁有効深の半分に相當する丈  
け鐵筋を延ばし置くべし。

(D) 混凝土上の可許應力

	混凝土の調合 (容積にて)			
	1:2:4 #/〇"	1.2:2:4 #/〇"	1.5:2:4 #/〇"	2:2:4 #/〇"
(1) 直 應 壓 力	600	650	700	750
(2) { 桁に於て彎曲より生ずる 纖維應壓力	600	650	700	750
(3) 應 剪 力	60	65	70	75
(4) { 鐵と混凝土との粘着應力、 鐵筋の兩端を鈎形に曲ぐ るもの	100	100	100	100
(5) { 同 上 鐵筋の兩端を其他の方法 にて有効に錨着せるもの	60	60	60	60
(6) 應 張 力	0	0	0	0



(III) 第四十七表

床用スラブの強度

太線の數字は、 $M = \frac{1}{8}wl^2$ ; 細線の數字は、 $M = \frac{1}{12}wl^2$ .

$f_c = 500 \text{ #/sq. in.}$ ,  $f_s = 16,000 \text{ #/sq. in.}$ ,  $R = 71$ ,  $p = 0.050$ .

ス ラ ブ 總 厚	鐵 筋 下 混 凝 土 厚	ス ラ ブ 幅 一 呎 に 對 し 所 要 鐵 筋 斷 面 積	ス ラ ブ 幅 一 呎 に 對 し 對 抗 力 率	方 呎 の 一 重 平 量	下記の單位荷重に對しスラブの可許徑間長									
					50 #	75 #	100 #	150 #	200 #	250 #	300 #	400 #	500 #	
					呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎
2	2 1/2	.075	1,300	24.2	3.5	3.0	2.7	2.3	2.0	1.8	1.7	1.4	1.3	
2 1/2	3	.105	2,600	30.3	4.2	3.7	3.3	2.8	2.4	2.2	2.1	1.7	1.6	
3	3 1/2	.135	4,300	36.4	4.7	4.1	3.7	3.1	2.8	2.5	2.3	2.0	1.8	
3 1/2	4	.165	6,500	42.5	5.8	5.0	4.5	3.8	3.4	3.1	2.8	2.4	2.2	
4	4 1/2	.180	7,700	48.5	5.8	5.1	4.6	4.0	3.5	3.2	2.9	2.6	2.3	
5	5	.239	13,700	60.7	7.1	6.2	5.6	5.0	4.3	3.9	3.6	3.2	2.8	
6	6	.284	19,300	72.7	6.8	6.1	5.5	4.8	4.2	3.8	3.6	3.1	2.8	
7	7	.344	28,300	84.8	8.3	7.5	6.7	5.9	5.1	4.6	4.4	3.8	3.4	
8	8	.404	39,000	97.0	7.2	6.4	5.9	5.1	4.5	4.1	3.8	3.4	3.1	
9	9	.449	48,100	109.1	8.8	7.8	7.2	6.2	5.5	5.1	4.6	4.2	3.8	
10	10	.509	61,800	121.3	9.1	8.2	7.5	6.6	5.9	5.4	5.0	4.4	4.0	
12	12	.629	84,400	145.5	11.1	10.0	9.2	8.1	7.2	6.6	6.1	5.4	4.9	
					10.3	9.4	8.7	7.6	6.9	6.3	5.9	5.2	4.7	
					12.6	11.5	10.6	9.3	8.4	7.7	7.2	6.4	5.8	
					11.9	10.9	10.1	9.0	8.2	7.5	7.0	6.3	5.7	
					14.5	13.3	12.4	11.0	10.0	9.2	8.6	7.7	7.0	
					13.4	12.3	11.5	10.3	9.4	8.7	8.1	7.3	6.6	
					16.4	15.0	14.1	12.6	11.5	11.6	9.9	8.9	8.1	
					14.3	13.3	12.4	11.2	10.2	9.5	8.9	8.0	7.3	
					17.5	16.3	15.2	13.7	12.5	11.6	10.9	9.8	8.9	
					15.6	13.6	13.7	12.4	11.4	10.6	9.9	8.9	8.2	
					19.1	17.9	16.7	15.2	13.9	12.9	12.1	10.9	10.0	
					17.9	16.9	16.0	14.6	13.5	12.6	11.9	10.7	9.9	
					21.8	20.7	19.5	17.9	16.5	15.4	14.5	13.1	12.1	

第四十八表

床用スラブの強度

太線の數字は、 $M = \frac{1}{8}wl^2$ ; 細線の數字は、 $M = \frac{1}{12}wl^2$ .

$f_c = 600 \text{ #/sq. in.}$ ,  $f_s = 15,000 \text{ #/sq. in.}$ ,  $R = 98$ ,  $P = .0075$ .

ス ラ ブ 總 厚	鐵 筋 下 混 凝 土 厚	ス ラ ブ 幅 一 呎 に 對 し 所 要 鐵 筋 斷 面 積	ス ラ ブ 幅 一 呎 に 對 し 對 抗 力 率	方 呎 の 一 重 平 量	下記の單位荷重に對しスラブの可許徑間長									
					50 #	75 #	100 #	150 #	200 #	250 #	300 #	400 #	500 #	
					呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎	呎
2	2 1/2	.112	1,800	24.2	4.1	3.5	3.2	2.7	2.3	2.1	1.9	1.7	1.5	
2 1/2	3	.157	3,600	30.4	5.0	4.3	3.9	3.3	2.8	2.6	2.3	2.1	1.8	
3	3 1/2	.202	6,000	36.5	5.5	4.8	4.3	3.7	3.1	2.9	2.7	2.4	2.1	
3 1/2	4	.247	8,900	42.7	6.7	5.9	5.3	4.5	3.9	3.6	3.3	2.9	2.6	
4	4 1/2	.270	10,600	48.7	6.8	6.0	5.4	4.6	4.1	3.7	3.4	3.0	2.7	
5	5	.360	18,900	60.9	8.3	7.4	6.6	5.6	5.0	4.5	4.2	3.7	3.3	
6	6	.427	26,700	73.1	8.0	7.1	6.5	5.6	5.0	4.5	4.2	3.7	3.3	
7	7	.517	39,100	85.5	9.8	8.7	8.0	6.9	6.1	5.5	5.1	4.5	4.0	
8	8	.607	53,800	97.9	8.5	7.6	6.9	6.0	5.3	4.9	4.5	4.0	3.6	
9	9	.675	66,400	109.6	10.4	9.3	8.4	7.4	6.5	6.0	5.5	4.9	4.4	
10	10	.765	85,300	121.8	10.7	9.6	8.8	7.7	7.0	6.4	5.9	5.2	4.7	
12	12	.945	130,200	146.2	13.1	11.7	10.8	9.4	8.6	7.8	7.2	6.4	5.8	
					12.0	11.0	10.1	8.9	8.1	7.4	6.9	6.1	5.6	
					14.7	13.5	12.4	10.9	9.9	9.0	8.4	7.5	6.9	
					13.9	12.8	11.9	10.5	9.6	8.8	8.2	7.3	6.7	
					17.0	15.7	14.5	12.8	11.7	10.8	10.0	8.9	8.2	
					15.6	14.4	13.5	12.1	11.0	10.2	9.5	8.5	7.8	
					19.1	17.6	16.5	14.8	13.5	12.5	11.6	10.4	9.6	
					16.7	15.5	14.6	13.1	12.0	11.1	10.4	9.4	8.5	
					20.4	19.0	17.8	16.0	14.7	13.6	12.7	11.5	10.4	
					18.2	17.0	16.0	14.5	13.3	12.4	11.6	10.4	9.6	
					22.2	20.8	19.5	17.7	16.2	15.2	14.2	12.7	11.7	
					21.1	19.8	18.8	17.1	15.8	14.8	14.0	12.6	11.6	
					25.8	24.2	23.0	20.9	19.3	18.1	17.1	15.4	14.2	

第四十九表  
混凝土一立坪練立用材料

混凝土調合比 (セメント): 砂: 砂利	一立坪用材料 (砂利六分及び以下)			一立坪用材料 (砂利八分及び以下)		
	セメント	砂	砂利	セメント	砂	砂利
	(樽) (立坪)	(立坪)	(立坪)	(樽) (立坪)	(立坪)	(立坪)
1: 1: 3	15.1	0.29	0.86	16.5	0.31	0.94
1: 1.5: 3	13.7	0.39	0.78	14.8	0.42	0.84
1: 2: 4	10.7	0.41	0.81	11.7	0.44	0.89
1: 2: 5	9.4	0.36	0.89	10.2	0.39	0.97
1: 2.5: 5	8.8	0.42	0.83	9.5	0.46	0.91
1: 3: 5	8.2	0.47	0.78	8.9	0.51	0.85
1: 3: 6	7.4	0.42	0.84	8.1	0.46	0.92
1: 3.5: 7	6.4	0.43	0.85	7.0	0.47	0.93
1: 4: 8	5.7	0.43	0.86	6.2	0.47	0.93

第四十五表  
床仕上用モルタル材料 (百面坪に對し)

調合比	モルタル 厚	セメント	砂
		樽 (立坪)	立坪
1: 1	1/2	26.4	0.45
1: 1.5	1/2	22.0	0.60
1: 2	1/2	18.4	0.65
1: 2.5	1/2	16.0	0.70
1: 1	3/4	40.0	0.70
1: 1.5	3/4	32.4	0.85
1: 2	3/4	28.0	1.00
1: 2.5	3/4	24.0	1.05
1: 1	1	52.0	0.90
1: 1.5	1	43.2	1.20
1: 2	1	36.8	1.30
1: 2.5	1	32.0	1.40

(V) 混凝土の鬆性と之れを不滲透性  
ならしむる方法

鐵筋混凝土が水槽又は貯水池等として成功した實例も多いが失敗を招いた例も乏しくない。そこで技術者としては混凝土が如何なる理由で滲透性を有するか又如何にせば不滲透性混凝土となるかと云ふ事に就き絶對的の確信が必要である、茲に今其の理由と方法とを述ぶるに先ち混凝土の鬆性 (Porosity) と滲透性 (Permeability) との區別を説明しよう。

混凝土の鬆性と滲透性 (Porosity vs. Permeability.)

鬆性は材料内の空隙率を以て測定する事が出来るが、滲透性は一定時間に通過する水量の多寡によりて定むべきものである。故に鬆性は單に空隙の總量によれども滲透性は空隙の大小と其の連絡如何によりて大なる相異がある。最大密度を有する純セメント、モルタルは四十乃至四十三パーセントの空隙を有する譯であるが水を絶對的に滲透せしめない。然るに 1:2:4 混凝土は絶對空隙十二乃至十四パーセントを有するのみであるが少しく水を滲透する。即ち前者は空隙多くして水を透さないが後者は空隙少なくして尙ほ水を滲出するとは如何なる譯であるか其の理由は斯うである。前者に於ては其の空隙は頗る微小で有つて一樣に分布されて居る。故に凝固したる後は其の空隙内に含まるる空氣を水の

力では到底押し出す事が出来ない。然るに後者に在りては微細なるセメントと粗大なる砂利、砂との混合物で有るから如何に撞き固めを充分にするも完全なる混和が不可能である従て空隙の大きさが比較的大で有るが故に水の通過が容易である。然らば混凝土内の空隙は何によりて生ずるかと云ふ疑問が起る、其の空隙の成因は混和用水量の占有せる空間と撞き固めの際排除し得ざる空気である。されば固練混凝土 (Dry concrete) では氣隙が多く軟製混凝土 (Wet concrete) では占水孔隙が多い。今若し混凝土を製するに當り、セメントの硬化に際し化學作用を完成するに必要以上の水量を混和せば水分の發散と共に多數の氣孔を殘留するに至る。

最大密度を有する 1:2:4 混凝土を製するには所要セメント重量の約三十二パーセントに相當する水量を混和せねばならぬ、而して此の水量は混凝土容積の約十二パーセントを占めて居る。ベーカー博士の實驗によれば硬化の爲め化學作用を起すに必要な水量は一週間迄に僅かに其の全量の四分の一 (即ち八パーセント) に過ぎぬから残り四分の三丈けの水は漸次發散すべき量である、換言すれば混凝土容積の十二パーセントの四分の三即ち全容積の九パーセントは占水孔隙 (Water-filled voids) として永久に殘る譯である。撞き固めの完全なる混凝土では氣孔 (Air-filled voids) が混凝土全容積の百分の一乃至二に過ぎぬとの事であるから混和撞固め共に完全なる 1:2:4 混凝土も尙十乃至十一パーセントの空隙を其の内部に有せねばならぬ譯で有る。

### 混凝土を不滲透ならしむる方法

以上述べたるが如く多少の差異はあるが混凝土内には必ず空隙を存して居るから、之れを不滲透性のものとするには其の孔隙を成るべく細小ならしむるか、或は他の材料にて填充するか、又は外面より塗布材を使用して水の進入を防ぐかの方法によらねばならぬ。其の方法を今三つに分ちて述べよう。

#### (一) 密度の大なる良質混凝土使用

砂利及び砂の大きさと分量とを理想的 シープ、アナリシス 曲線 (Sieve-analysis curve, I. O. Baker's A Treatise on Masonry Construction, 1913 年版、147 頁参照) に依り定め密度の大なる混凝土を製し、實用上滲透性ならしむる事が出来る、其の要點は次ぎの如し。

(イ) セメントの分量を増加せば其の反比以上に不滲透性混凝土となる。

(ロ) 砂利及び砂の大きさを撰定するに最大密度を有せしむる様大小粒大を撰別使用すれば、砂及び砂利重量の十二乃至十五パーセントに相當する セメントの分量を使用して不滲透性混凝土と爲す事が出来る。

(ハ) 碎石よりも砂利を使用せる混凝土は不滲透性を有す。

(ニ) 最大密度及び強度を得べき理想的 シープ、アナリシス 曲線により定めたる細末砂粒の分量は實際の場合には少しく増加するを可とす。

(ホ) 混凝土は少しく軟かきに失するを可とす、而して内部に空隙を存せしめざる様撞き固めを充分完全ならしむる事肝要である。

(ヘ) 地下室、貯水池、水槽等の床表面は普通混凝土を打ちたる上に直ちに 1:1 又は 1:2 モルタルを塗り立つる事甚だ有効である、此の方法は縦壁等に應用する事困難である、何となれば縦壁には混凝土が凝固するまで模型を残し置く必要有るが爲め直ちに モルタル塗りを施す事が出来ぬ。凝固したる混凝土の表面に塗布 モルタルを使用すれば後日小龜裂を生じ易い事は既に述べたるが如くである。

## (二) 防水成分混和法

此の方法の主要點は混凝土内に豫め或る粉末又は溶劑を混和し置き、以て空隙の一部を填充して不滲透性と爲すにある、其の方法に二種類ある、一は單に混和物を入れて空隙を填充する事、他は一種又は數種の混和物を入れて セメントと化學作用を起さしめ空隙を填充する物質を生ぜしむる事である。

此の空隙填充物の性質には更に二種の區別がある、(イ)毛管的に水を吸ひ付くる性質のものと(ロ)反對に水を弾き去る性質のものとしてである。(イ)の場合の數例は混和物として石灰、粘土、硅藻土、ボズラン、セメント (Pozzolan cement, 伊太利國 ヴェスピアス 山麓 Pozzuoli にて發見せられたるもので石灰と混用せば水中に凝固す) 等で、(ロ)の場合の例は蠟 (Wax), 樹脂 (Resin), 明礬

(Alum) 及び石鹼其他特種溶劑である。(イ)と(ロ)との化學作用上の區別は未だ明瞭に研究が積まれて無い。

(イ)石灰混和法。石灰は其の價低廉で何處にても得られ易く微細なる粉末であるから混凝土と混和し易く、従て混凝土を不滲透ならしむるに頗る有効なる材料である。米國大家 トンプソン (S. E. Thompson) 氏の實驗成績によれば厚八吋の壁に對し每平方吋六十封度 (每平方呎八千六百四十封度) の水壓力を加へ實用上不滲透性混凝土を得たる石灰の分量は (セメント量に對し) 次ぎの如し。

1: 2: 4 混凝土に對し……石灰 8% (セメント重量の)

1: 2 $\frac{1}{2}$ : 4 $\frac{1}{2}$  混凝土に對し……石灰 12% (同上)

1: 2: 5 混凝土に對し……石灰 16% (同上)

石灰の混和量が セメントの一割以内であれば混凝土の抗壓強度に甚しき影響を及ぼさないと云ふ。

(ロ) ボズラン、セメント混和法。ボズラン、セメントは大部分石灰より成り立つて居るから不滲透性ならしむる効力は(イ)の方法と相異が無い、只石灰混和法は混凝土の強度に何等の増加を見ない (寧ろ減却)が ボズラン材は其の強度を著しく増加すると云ふ。故に ボズランは混凝土を不滲透性ならしむるに頗る有効なる材料である。然し本材は産出量少ないから、世間に使用されること少ない。ボズランは又水中に硬化する性質を有し且つ硫酸鹽の作用を受けぬから海水工用混凝土に混和して頗る有効である。

(ハ)明礬と石鹼。此等の材料は歐米に於ては既に六七十年前より不滲透性混凝土を作るに應用されて居た、明礬は是れを微細なる粉末としセメントに混じて使用せられ、石鹼は水に溶解して混凝土混和用水として使用される、然し兩材料共之れを水に溶かし使用するも差支は無い。明礬は水に溶け易いから先づ五分の一位の水中に明礬を溶解し、残り五分の四の水中に石鹼を溶解し後此等二者を混和攪拌しても良い。

混和分量は重量に於て明礬 1.0 硬質石鹼 2.2 の割合を適當とす、而して用水量に對し明礬は千分の十五、石鹼は千分の三十を實用上の限度とす、何となれば百分の三以上の石鹼を冷水中に溶解せしむる事が不可能で有るが爲めで有る。

ベーカー博士が 1.3 パーセントの明礬、石鹼混合物を 1:3 セメント、モルタルに混用し實驗せしに透水量は三分の一に減じたと云ふ、又強度の方は此等の混合物二パーセントを混入せる結果強度二十パーセントに減じたりと云ふ。

シルヴェスター法 (Sylvester process) によれば、混凝土の凝固乾燥せる表面上に明礬溶液と石鹼溶液とを交互に數回塗り良好の結果を得べし、石鹼溶液は温湯にて可なり、又此等兩液を塗布するには一方の乾燥せる後に施すべきもので有る。

(ニ)以上の外に石灰と石鹼とを使用する方法もあり、又多くの特許品も有る。或る物は溶液或る物は粉末、或る物は之れをセメントに混和して販賣し、其の種類種々有る、米國カーン會社の

トラスコン液の如き又ソーゾーの如き其の例である、然し此等特許品が前述の方法よりも卓越して居ると云ふ事は未だ證明せられて居らぬ。

之れを要するに混凝土を不滲透性ならしむる爲めに現今使用せられて居る材料は明礬か、アルミニウム硫酸鹽か、蠟、樹脂 (Resin)、パラフィン、等の何れかに過ぎぬ。或る時には明礬と灰汁とを推奨する人有りと云ふが、然しセメントは往々アルカリ性溶液の爲め其の性質を破壊せらるる事があると云ふから、灰汁の如きは其の使用を嚴禁せねばならぬ。

### (三) 塗布法

不滲透ならしむる爲めに混凝土の表面に良質モルタルを塗る事は龜裂を防ぎ得べくんば有効で有る、然し細龜裂を全然防止する事は困難で有る、唯一の方法は混凝土の硬化前に塗るに在る。硬化後に塗りたるモルタルは温度の變化と共に剝落する事殆んど確實で有る、又黒色を厭はざる處ではアスファルトを塗布する事有効で有る、アスファルトは華氏 180 度に於て流るゝ事なく又華氏零度に於て脆弱となる事がない、本材は華氏 450 度に熱し (但し 450 度以上は不可) 使用すべし。

此の外フェルト等を用ひ不滲透ならしむる事普通で有るが此等は何れも混凝土其物とは單獨なる材料により水の滲出を防ぐ方法で有るから茲に贅言せず。



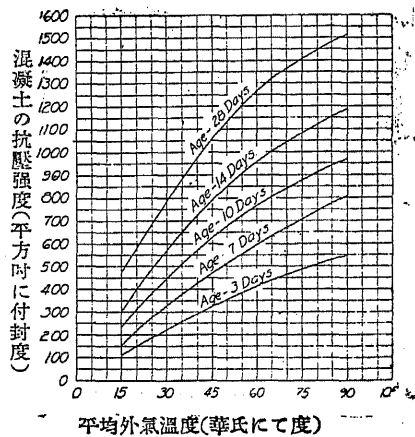
### (VI) 硬化中外氣温度の高低が混凝土の強度に及ぼす影響

冬期に作れる混凝土と夏期に作れるものが同一の抗壓強度を有するや否や、又若し外氣の温度の高低により混凝土の抗壓強度が影響を受くるものであれば其の程度が如何であらうか、數年來の疑問で有つた。此の問題に就き米國イリノイ大學に於て兼て實驗中で有つたが其の研究の結果を 1915 年に同大學助教授 マクダニエル氏 (Mr. A. B. McDaniel) が發表された (Bulletin No. 81, Engineering Experiment Station, University of Illinois, 1915 参照)。

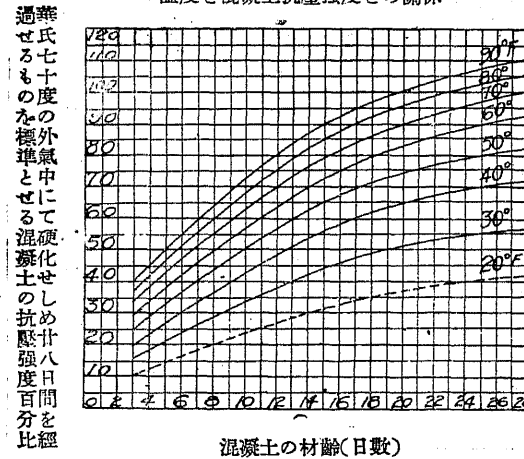
鐵筋混凝土工事の設計及び施工に従事する人々は、此の結果から冬期と夏期とに於ける可許應力の撰定、型枠取外し期日の長短等を定むるに便ずる事が出来る。

(一) 試験材片。實驗用混凝土は重量に於て 1:2:4 の調合で、供試材は (A) 直徑及び高さ共六吋を有する圓壘形四十五個と (B) 六吋立方體五十一個と (C) 直徑八吋高さ十六吋を有する圓壘形六十個とである。使用水量

第 百 八 十 五 圖  
各種材齡に對する温度と抗壓強度との關係



第 百 八 十 六 圖  
温度と混凝土抗壓強度との關係



は (A) 及び (B) 屬に對しては砂及び碎石重量の 10%、(C) 屬に對しては 9.3% で、型は二日目に取外し所定の温度を有する室内に貯藏せるものである。

(二) 實驗上より得たる結論。實驗成

績を圖に表はせば第百八十五圖及び第百八十六圖の如し、實驗上より マクダニエル氏 の掲げたる結論は次の如くである。

(イ) 混凝土の抗壓強度は硬化中の温度の高さに従て増加す (但し實驗せる範囲内にて)、或る一定温度を取れば強度の増加率は混凝土の材齡 (Age) の増加に伴ひ減少す (第百八十六圖参照)、而して此の場合に強度増加率は低温度に於て硬化せしめたるもの程少である。今普通の硬化温度 (華氏六十度乃至七十度) にて凝固せしめた混凝土の抗壓強度を材齡により比較すれば次の如し。

材齡 (日數).....	7	14	21	28
抗壓強度比 (約數)	50%	75%	90%	100%

此の材齡に對する強度百分率は華氏三十度乃至七十度に於ては略同一である。

(□) 華氏六十度乃至七十度の氣温中に貯へ硬化せしめたる混凝土の抗壓強度は、華氏三十二度乃至四十度に於てせるものの大凡そ二倍である。

(ハ) 普通工事に使用せらるる混凝土の抗壓強度は又第百八十五、六兩圖より直接求むる事が出来る。但し本實驗の供試材は所定期日の間、略ぼ同一温度内に貯へて居るから實地の場合に於けるが如く温度の激變に會する事なく凝固せるもので有る。尙結氷點前後の温度内にて硬化せる供試材は著しき被害を見たるは豫期の如くて有つたと云ふ。

## (VII) 電氣と鐵筋混凝土

鐵筋混凝土の各種建築工事に應用さるゝに至るや一つの疑問が社會から喚起された、夫れは電氣鐵道或は其他の電流により鐵筋混凝土建築物が破壊されはせぬかと云ふ事であつた。

1906-7年に於ける Toch 氏 (The Electrolytic Corrosion of Structural Steel, Jour. Am. Electro-Chem., 1906), Knudson 氏 (Electrolytic Corrosion of Iron & Steel in Concrete, Trans. A. I. E. E., 1907), Langsdorf 氏 (Electrolysis in Reinforced Concrete, Jour. Ass. of Eng. Soc., 1909) 等の實驗室内試験成績によれば或る場合には鐵筋より混凝土に電流を通ずるときに鐵筋に鏽を生じ、又は混凝土を龜裂せしむと論證せらるゝに至つた。そこで一時は鐵

筋混凝土建築や橋梁が危險であるのみならず非永久的であるとまで稱せられた。鐵筋混凝土の應用を大に推奨しつゝあつた處の米國技術者は其の當時政府に向つて、其の損害の程度や豫防方法を切りに照會し來るに至つたので米國政府も捨て置き難く、1910年六月 E. B. Rosa, B. McCollum 及び O. S. Peters の三氏に命じ、其の原因と性質、損害の有無と程度、並に豫防方法等の研究調査を始めしめ、約三年間の實驗成績を發表されましたが普通に起る電壓では何等の心配もない事が知らるゝに至つた。(Electrolysis in Concrete, No. 18, Technologic Papers of the Bureau of Standards, U.S.A. 1913 参照)。

其の實驗的研究の方法は頗る完全なものであつて報告は百三十六頁の長文であるが茲には其の結論の大要を掲げて技術者の参考に供したい。

(一) 從來研究者の認めし事實(電流が鐵筋より濕氣ある混凝土に通ずる場合に混凝土は龜裂す)は單に一部分の供試材に認められしに過ぎず、此の如き結果は Potential gradient が每呎につき約六十ヴォルト以下なる場合には起る事が無い。

(二) 九十個の供試材を作り十五ヴォルトの電流を五千五百時間通じたが三個の異質セメントを用ひしものゝ外龜裂を見しものなく、又鐵筋の表面光澤が埋込當時と少しも異ならず従て鏽を生じない。又鐵と混凝土との間の粘着力は少しも減ぜられて居らぬ。

(三) 鐵を陽極 (Anode 即ち鐵より混凝土に電流を通ずる時) とする場合に混凝土が龜裂する理由は、電流の爲め鐵の酸化に基づくものである。酸化物の容積は元容積の 2.2 倍となるが爲め其の膨脹壓力により龜裂するのである。

(四) 鐵を陽極とする場合に例令鐵筋が濕潤混凝土内に在るも華氏、百十三度(攝氏四十五度)以下の温度内に於ては鐵筋の腐蝕は殆んど認め難たい。其の理由は混凝土内の  $Ca(OH)_2$  が防錆作用を有する爲めであると云ふ。

(五) 濕潤混凝土内にて鐵を陽極とし百ヴォルト以上の高電壓を通ずれば龜裂の發生が速かであると云ふのは電流の爲めに熱せられたる結果である。

(六) 混凝土内に鹽を少量(一パーセント以内)混加すれば電流の通行を容易ならしめ、從て錆の量を多くし龜裂を生ぜしめ易い、故に臨海混凝土工事は比較的電氣的作用を受け害を被むり易いから電流の Potential gradient を比較的低きものに制限せねばならぬ。

(七) 鐵を陰極 (Cathode 即ち混凝土より鐵に電流を通ずるとき) とする場合には鐵筋に近き部分の混凝土は軟化せられ暗色を呈するに至る、之れを外氣に曝露すれば著しく硬化し且つ脆くなる傾きがある。電流の爲め軟化する部分は電壓に比例し甚しき場合には鐵筋の周り二分位に及ぶ事があつて鐵と混凝土との間の粘着力を減却するに至る。

(八) 以上の結果は混凝土内  $Na$  及び  $K$  の漸次集中さるゝが爲めである、故に此等の分量を減ずれば從て軟化の程度も減ぜらるゝに至ると云ふ。

(九) 鐵を陰極とする場合に混凝土の軟化さるゝのは普通の電壓では單に鐵との接着部に止まるから混凝土自身の抗壓強度は少しも悪影響を受けない。多數實驗上の成績によれば毎呎に百七十五ヴォルトの電流を一年餘通じたものでも混凝土主體の抗壓強度は減却しない。

(十) 鐵筋混凝土建築内に於ける直流電力線は地と接せしめてはならぬ。又建物内に引き込むべきパイプ、ラインに對しては出來得る限り建物外にて絶縁接合を設くべし。又パイプ、ラインが建物を通過する場合には建物の兩側に絶縁接合を設くこと必要である。被鉛電纜を建物内に引き込む場合には混凝土と直接接觸を避くる爲め木片其他の支持物を設くれば充分である。

### (VIII) 感線法を用ひ鐵筋混凝土拱の設計法

(Design of Reinforced Concrete Arches by Influence Lines)

拱の設計に在りては、活重を其の徑間の定區間上加へ、拱輪に最大應力を與ふるものとして計算するを常例として居る。例へば「カンチレバー」法に掲げたる前例に於ても活重を (1) 半徑間上と (2) 全徑間上とに加へ其の中何れか大なる應力をとりて最大

應力と定めたのである。是れ尤も一般的に行はるる方法であるが、徑間長の大なる拱橋に於ては此の如き荷重法によるよりも次ぎに述ぶる感線法 (Method of Influence Lines) を適用するを可とす。

感線法に於ては先づ徑間上に數點を撰定し、此等の各點に於て單位荷重 (重量一封度或は一噸等) を加へ、以て彎曲率、推力又は維應力に對する感線を定め計算を施すのである。

感線を用ひ拱を計算する方法を會得せしめんが爲め、第一百八十七圖に掲ぐる徑間長百呎、拱矢二十呎、拱頂厚二呎六吋起拱線に於て參呎六吋の厚さを有する鐵筋混凝土拱橋の計算を試みべし。茲に鐵筋は拱輪輿行一呎に付き二平方吋を拱の兩縁より各三吋の位置に配置せるものである。本例題を次ぎに掲ぐる (第一), (第二), (第三), (第四), (第五), (第六) の各項に分ちて述べよう。

#### (第一) 斷面に関する惰性率 (I) 及び區分長 ( $\delta s$ ) の計算

拱軸線の半長は 55.17 呎である。又任意斷面の惰性率は  $I = I_c + 15I_s$  なり、茲に  $I_c$  は混凝土斷面に関するもの、 $I_s$  は鐵筋斷面に関するものである。前法 (第六) (249 頁) には拱輪の區分法を一部圖式により定むる方法を掲げたが茲には計算法により定むる方法を紹介せん。無鉸鐵筋混凝土拱は其の厚さ拱頂に於て小に起拱點に進むに従て次第に大であるから、前法に據るも亦本法によるも拱輪の凡ての部分を通じ  $\frac{\delta s}{I}$  なる比が精確に常數であると曰ふ事が絶對的に必要である、故に  $\frac{\delta s}{I}$  の比が常數なる様に尤も正確

に拱輪を數個に區分する事を期せねばならぬ、今符號を次の如く定む。

$$\begin{cases} i = \frac{1}{I} & i_a = i \text{ の平均値} \\ s = \text{拱軸線の半長、} n = \text{拱の半徑間長に於ける拱輪區分數} \end{cases}$$

先づ第一に拱輪を其の軸線に沿ひ任意の數に等分し以て其の各個の中心點に於て各斷面の  $I$  を定め、其の各々の逆數  $i$  を見出し更に其等の平均値  $i_a$  を算出せよ、然る時は

$$\frac{\delta s}{I} = \frac{i_a \cdot s}{n}$$

なるにより  $\frac{\delta s}{I}$  の値を知り得べし、故に任意點に於ける  $\delta s$  の長さは容易に定むる事が出来る。先づ拱頂部より初め其の第一區劃長を算定し、順次第二、第三に進み起拱點まで及ぼす事が出来る。尤も各區劃長は初めより之を知る事が出来ぬから従て  $I$  の値も正確に定め得ぬ譯であるが、熟達すれば容易に修正する事が出来る。本例の場合に於ける計算例は次表の如し。第五十一表に於て  $i = 3.629$  なるにより、半拱の分割數を 10 とせば

$$i_a = \frac{3.629}{10} = 0.363$$

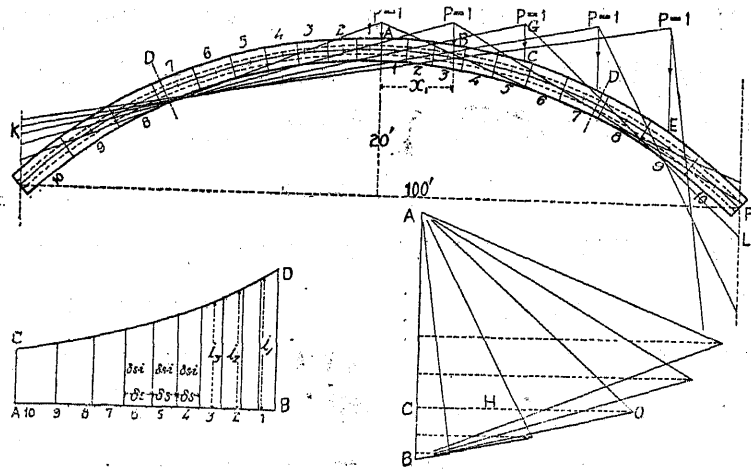
今  $i$  の値を縦軸線にとり  $i$  曲線を畫かんとす、第一百八十八圖に掲げたるが如く、 $AB$  の長さを 55.17 呎に等しく採り、之れを十等分し此等に 1, 2, 3, 等の符號を記し、此等區間の中心點より各  $i_1, i_2, i_3$  等の長さを適當の縮尺にて採り其の終點を連ぬれば  $CD$  曲線を得べし、面積  $ABCD = \frac{55.17}{10} \times \sum i = 55.17 \times i_a$  既に

第五十一表

拱輪區分算定表 (單位呎)

區分點	拱輪厚 $d$	$r_c$	豫備計算として拱輪を等分せる時			$\delta s/I = \text{常數なる様區分せる時}$			
			$15I_s$	$I = I_c + 15I_s$	$i = \frac{1}{I}$	$i$	$\delta s$	$I$	$d$
1	2.55	1.38	.44	1.82	.549	.560	3.57	1.78	2.53
2	2.65	1.55	.48	2.03	.492	.520	3.85	1.92	2.59
3	2.75	1.73	.53	2.26	.442	.480	4.16	2.08	2.67
4	2.85	1.93	.57	2.50	.400	.440	4.53	2.26	2.75
5	2.95	2.14	.62	2.76	.362	.405	4.95	2.47	2.84
6	3.05	2.36	.68	3.04	.328	.370	5.42	2.71	2.93
7	3.15	2.61	.73	3.34	.300	.333	6.00	3.00	3.03
8	3.25	2.86	.79	3.65	.274	.300	6.67	3.33	3.15
9	3.35	3.13	.85	3.98	.251	.265	7.50	3.75	3.28
10	3.45	3.42	.91	4.33	.231	.235	8.51	4.26	3.42
					3.629		55.16		

第一百八十七圖



第一百八十八圖

第一百八十九圖

掲げたる公式によりて

$$\frac{\delta s}{I} = \frac{i a^3}{n} = \frac{0.363 \times 55.17}{10} = 2.0027$$

從て一般に,  $\delta s = 2.0027 \times I = \frac{2.0027}{i}$

今百八十八圖の一端例へば B 點より初め、順次縮尺にて各點毎に上式の如き  $\delta s$  の値を計り取れば茲に十個の等面積を得べし。之れ  $\delta s$  を定むる方法である。前の表中には  $I, d$  等をも示せり。第一百八十八圖は計算上には必ずしも必要ではないが方法の理解を一層明瞭ならしめんが爲め紹介せるに過ぎぬ。

(第二) 各荷重點に於ける單位荷重により起る  $H_0, V_0$  及  $M_0$  の計算。

第一百八十七圖は設計すべき拱輪を以上述べたる方法により  $\frac{\delta s}{I}$  の比が常數なるべき様區分し、其の中心點に各 1, 2, 3 等の符號を付せるものである。本拱は側壁なき所謂 Open Spandrel 式であるから荷重は拱上各十呎の距離に於て九點に集中して働くものとす、其の各點を A, B, C, D, 及び E とし左右同形なり、(Filled spandrel 式にして荷重が拱上連続的に働く場合には任意の荷重點を撰定して可なり、而して其の數は最大維應力計算上正確を保し得るを程度とす、多くの場合に於て八乃至十箇所を撰定せば充分なり)。

次ぎに起る問題は此等の各點に逐次單位荷重 (一封度) を加へ



$$\begin{aligned}
 & B \text{ 點に 同上 } \begin{cases} H_0 = \frac{10 \times (-1404.4) - (-135.78) \times 52.54}{-6051.4} = +1.142, \\ V_0 = \frac{-4845.3}{14,052} = -0.345, \\ M_0 = -\frac{-135.78 + 2 \times 1.142 \times 52.54}{20} = +0.80 \end{cases} \\
 & C \text{ 點に 同上 } \begin{cases} H_0 = \frac{10 \times (-900.7) - (-73.65) \times 52.54}{16051.4} = +0.849, \\ V_0 = \frac{-2903.4}{14,052} = -0.207, \\ M_0 = -\frac{-73.65 + 2 \times 0.849 \times 52.54}{20} = -0.78. \end{cases} \\
 & D \text{ 點に 同上 } \begin{cases} H_0 = \frac{10 \times (-455.1) - (-31.64) \times 52.54}{-6051.4} = +0.477, \\ V_0 = \frac{-1360.8}{14,052} = -0.097, \\ M_0 = -\frac{-31.64 + 2 \times 0.477 \times 52.54}{20} = -0.92 \end{cases} \\
 & E \text{ 點に 同上 } \begin{cases} H_0 = \frac{10 \times (-122.4) - (-7.27) \times 52.54}{-6051.4} = +0.139, \\ V_0 = \frac{-337.4}{14052} = -0.024, \\ M_0 = -\frac{-7.27 + 2 \times 0.139 \times 52.54}{20} = -0.37 \end{cases}
 \end{aligned}$$

(第三) 各荷重點に單位荷重を加へたる時、拱の任意断面に起る彎曲率及推力の算定。

以上の計算に於て、 $H_0$ 、 $V_0$ 、 $M_0$  等の値を定め得たるを以て、拱の任意點に於ける彎曲率、剪力及推力を算定するは圖式法によるも亦解析法によるも極めて容易である。解析法は既に前例に掲げ

たるが如し、茲には比較的容易なる圖式法を紹介せん。先づ  $O$  點に單位荷重を加へたりとせよ。第百八十九圖に示せるが如く、力角形を畫く目的を以て荷重  $AB$  を適當の縮尺にて 1 に等しくとり、更に  $B$  點より剪力、 $V_0 = -0.207$  に等しくとり  $O$  點を定め、次に  $O$  點より右方へ水平に推力  $H_0 = +0.849$  に等しく  $CO$  をとり以て  $O$  點を定むべし。拱頂點に於ける推力の偏倚  $e$  は  $\frac{M_0}{H_0}$  であるから、 $e = \frac{0.78}{0.849} = 0.92$  呎、故に拱頂軸線より下方に 0.92 呎の點を定め、以て平衡角形 (Equilibrium polygon) の通る一點を定むる事を得たり、此の點を通じ力角形の一邊  $OB$  に平行線を引き、荷重線との交點を  $G$  とす、此の  $G$  點より更に  $OA$  に平行線  $GL$  を畫けば、 $O$  點上に單位荷重を加へたる場合の推力の方向、大さ並に加力點なり。以上と全く同法を繰り返へして  $A$ 、 $B$ 、 $D$ 、 $E$  點に單位荷重を加へたる場合に於ける推力の方向、大さ並に加力點を定め得べき事圖上に明かなり。

此の如く力角形と平衡角形との兩者を定めたる後は、此等單位荷重の何れかの一個より拱輪内に起る彎曲率を見出す事極めて容易である。即ち平衡角形より拱軸線までの垂直距離に、極距離 (pole distance) を乗じたる積は其の點に於ける彎曲率である、かくて拱の左右何れの断面に於ける彎曲率たりとも此等の個々の單位荷重より起る彎曲率を總合して求むる事が出来る。従て彎曲率に對する感線を定め得べき事明瞭である。又断面に直角に働く推力も同様に定め得べし。

(第四) 任意斷面に於ける維應力に対する感線

(Influence lines for fiber stresses).

彎曲率や推力に対する感線を定むるよりも、寧ろ直接維應力に對する感線を定むる convenient である、依て次に其の理論と方法とを紹介せん。本書 116 頁第一行より次ぎの關係を得

$$f_e = \frac{M}{bh} + \frac{M \frac{h}{2}}{I}$$

茲に  $f_e$  は縁維應力 (Extreme fiber stress) を示せるものなれども、今中軸線より任意點に於ける應力を求むるものなりとせば上式中  $\frac{h}{2}$  の代りに中軸線よりの距離  $u$  を用ひて

$$f_e = \frac{N}{bh} + \frac{Mu}{I}$$

茲に  $N$  は其の斷面に働く直推力 (Normal thrust) として、 $M$  は同斷面に於ける彎曲率なり、然るに力學上の原理より  $M = Ne$ 、又  $r$  を以て其の斷面の環動半徑 (Radius of gyration) とせば  $bhr^2 = Ar^2 = I$ 。故に  $f_e$  に關する上式は次ぎの如く變ずる事を得

$$f_e = \frac{N \frac{r^2}{u} u}{I} + \frac{Neu}{I} = \frac{N \left( e + \frac{r^2}{u} \right) u}{I} \dots \dots \dots (a)$$

今本式中  $\frac{r^2}{u}$  を檢するに此は或る長さに過ぎぬ、從て  $N \left( e + \frac{r^2}{u} \right)$  は、直推力  $N$  に或る長さを乘じたるものであるから一種の彎曲率と考ふる事が出来る、今之れを表はすに  $M'$  を以てせば (a) 式

は次の如く書き表はすことが出来る。

$$f_e = \frac{M'u}{I}$$

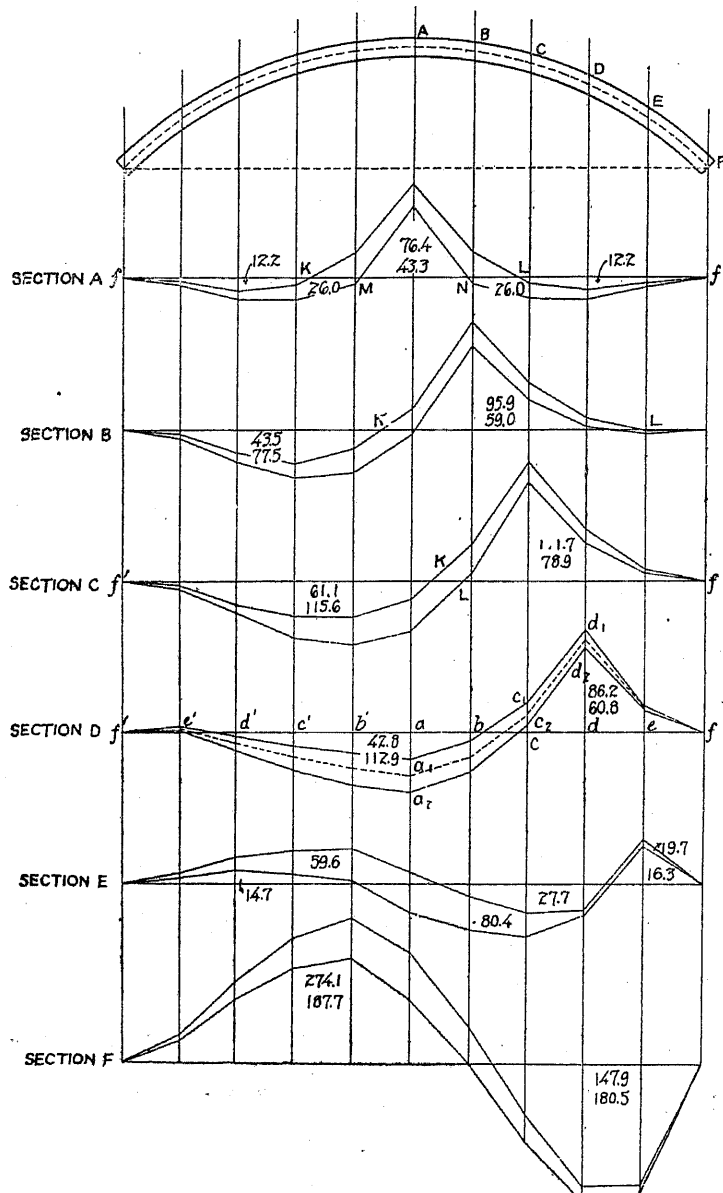
之れを詳言すれば此の新規の彎曲率  $M'$  は  $N$  なる直推力に乘ずるに偏倚  $e$  と更に  $\frac{r^2}{u}$  なる長さを加へたる距離を以てせるもので有る。されば實地計算の場合には各斷面につき  $\frac{r^2}{u}$  なる數を計算し、中軸線より上部の維應力を求むる時は之れを加へて力率中心點を定め又中軸線より下部の維應力を求むる時は之れを減じて力率中心點を求むべし。此の如く力率中心點を定めたる上は、維應力は普通の如く彎曲率に  $\frac{u}{I}$  を乘じたるものとなる。故に此の如き彎曲率 ( $M'$ ) の感線は、直ちに拱橋の維應力を定むる感線と成す事が出来る。

本例題に於ては、各荷重點に單位荷重を置きたる場合に就き、各斷面並に起拱點に對し感線を畫きたり、其の結果は第百九十圖に掲げたり。本圖の構造法を説明せんが爲め一例として先づ  $D$  斷面に就き考ふべし。今  $O$  點に單位荷重を加へたりと假定せよ、説明上  $D$  斷面を擴大して第百九十一圖に示す。

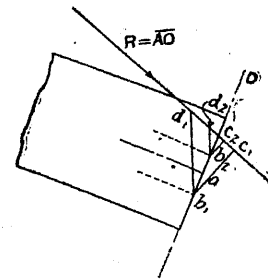
圖に於て  $R$  なる力は  $D$  斷面以左の諸力の合成力で、 $GL$  [第百八十七圖] の方向を有す。其の力の大きさは力角形の  $AO$  に等し。 $D$  斷面の中軸線は  $a$  點を通過す [第百九十一圖]、 $ab_1$ 、及び  $ab_2$  の距離は  $D$  斷面につき計算せる  $\frac{r^2}{u}$  の値である。從て  $b_1$  點は上縁維に對する  $M'$  の力率中心點で、 $b_2$  は下縁維に對する  $M'$  の力率



第 百 九 十 圖



第 百 九 十 一 圖



中心點で有る。[ $b_1$  及  $b_2$  は断面の ケルン (kern) の両端である、例へば矩形の断面では ケルン の形状が菱形で有つて其の尖端は、何れも断面の縦横軸線の中央三分の一點 (Middle-third point) である]

以上述べ來れる  $M'$  の値を圖式に説明す

るは興味ある問題で有る。即ち上維 (Upper-fibers) に對しては  $M'$  は  $R \times b_1 c_1$  で、下維 (Lower-fibers) に對する  $M'$  は  $R \times b_2 c_2$  で有る。又  $R$  の代りに水平推力即ち  $H$  を用ゆれば、單に  $b_1$  及  $b_2$  點より垂直線を立て  $R$  線との交點  $d_1$  及  $d_2$  を求め次ぎの如く書き表す事が出来る、即ち上維に對しては  $H \times b_1 d_1$  又下維に對しては  $H \times b_2 d_2$  で有る。此の如き彎曲率を一々計算して第百九十圖が出来たのである。例へば  $C$  點に單位荷重を加へたる時に  $D$  断面に起る彎曲率 ( $M'$ ) の値は第百九十圖中の  $CC_1$  及  $CC_2$  で有る、此の内  $CC_1$  は上維に對するもので  $CC_2$  は下維に對するものである、而して  $C$  點に荷重を加ふれば  $D$  断面に正彎曲率を生ずるが故に  $CC_1, CC_2$  の値を  $ff$  線の上方に取つた譯で有る。同様に  $D$  點に單位荷重を加へたる時、 $D$  断面に生ずる前記  $M'$  の値は  $dd_1$  及  $dd_2$  で有つて、此等共に正力率で有るから  $ff$  線の上方に取つて居る。以上と全く同一の方法を繰り返し  $A, B, C, E$  等の各點に單位荷重を加へ依て生ずる  $M'$  の値を各別に算定し、 $D$  断面に於ける維應力感線  $f a_1 d_1 f$  及  $f a_2 d_2 f$  線を定めたのである。

此の内  $f a_1 d_1 f$  線は上部維應力に對する感線で、 $f a_2 d_2 f$  線は下維應力に對する感線である。又茲に點線にて示せるものは、斷面對照形を爲す場合に於ける、普通の彎曲率感線である。此の場合の力率中心は即ち斷面の中軸點で有る。

第百九十圖に示せる各斷面の應力感線中、正縱距 (Positive ordinates) は正力率を示すもので有るから、正縱距は上維 (Upper-fibres) に對しては應壓力なる事を表はし、下維 (Lower-fibres) に對しては應張力なる事を示す。従て負縱距 (Negative ordinates) は上維に應張力を、下維に應壓力を生ずる事を示すものである。

D 斷面に於ける維應力は、其の點に於ける縱距に  $\frac{u}{I}$  乘じて得らるべき事屢々述べたるが如し。

次ぎに掲ぐる第五十三表には、 $u, I, r^2$  及  $\frac{r^2}{u}$  の値を A, B, ..., F の各斷面に就き示せり。又距離  $\frac{r^2}{u}$  は第百八十七圖に於て拱軸線に沿ひ點線を以て示してある。以上は集荷重の場合に於ける感線

第五十三表 斷面の性質 (單位呎)

斷面	拱輪厚 $d$ (呎)	$u = \frac{1}{2}d$	$I$	$A =$ ( $A_c + 15A_s$ )	$r^2$	$\frac{r^2}{u}$
A	2.50	1.25	1.70	2.92	0.58	0.46
B	2.78	1.39	2.10	3.20	0.65	0.47
C	3.00	1.50	2.54	3.42	0.74	0.49
D	3.18	1.59	3.06	3.60	0.85	0.53
E	3.35	1.67	3.70	3.77	0.98	0.59
F	3.50	1.75	4.46	3.92	1.14	0.65

であるが、連續荷重法 (Filled-spandrel の場合) の場合には各荷重點につき計算せる縱距の終點を通ずる滑曲線 (Smooth curves) でなければならぬ。

(第五) 任意の斷面に於ける最大維應力

(Maximum fiber stresses).

(第四)の部に於て、假定斷面に於ける維應力感線を定め得たるを以て、如何なる荷重法(例へば、集荷重でも亦等布荷重でも)に對しても、任意の斷面に於ける最大維應力を算定する事極めて容易なり、先づ第百九十圖に於て軸線以上の感線に圍まるる面積と、同以下の感線に圍まるる面積とを精密に測定し圖中に其の數を書き込むべし[第百九十圖參照]。若し等布荷重を拱上加ふる場合ならば、此等の面積に一平方呎上の等布荷重を乗ずれば、其の斷面に於ける各彎曲率を得べし。又集荷重の場合で有れば、其の各點の集荷重に乗ずるに其の荷重に相當する感線縱距を以てし、此等を盡く合計して其の斷面の彎曲率を定め得べし。此等彎曲率の最大値は試算により見出す事極めて容易である。此等感線圖により最大應力を生ぜしむる荷重の版圍と一般的位置とを明瞭に知る事が出来る。

(1) A 斷面に於ける最大應壓力。

例へば今拱頂點(即ち斷面 A)をとり、毎呎 800 封度の等布荷重より生ずる上維應力を算定せんが爲め力率 ( $M'$ ) を求めんに第百九十圖より;  $M' = [76.4 - (2 \times 12.2)] \times 800 = 41,600$  呎封度、

$$\text{故に } f_c = M' \frac{u}{I} = 41,600 \times \frac{1.25}{1.70} = 30,600 \text{#/} \square \text{'} = 213 \text{#/} \square \text{'}$$

又活荷重を毎平方呎 500 封度なりとせば、 $K$  より  $L$  までの間に活荷重の有る場合に最大應力を生ぜしむるものである、而して其の場合の應力度は次の如し、

$$f_c = 76.4 \times 500 \times \frac{1.25}{1.70} \div 144 = 195 \text{#/} \square \text{'}$$

故に動静面荷重より生ずる最大應壓力次の如し。

$$f = 213 + 195 = 408 \text{#/} \square \text{'}$$

(2)  $B$  断面に於ける最大應壓力、(上線維)

$$\text{最大静荷重應壓力} = [95.9 - 43.5] \times 800 \times \frac{1.39}{2.10} \div 144 = 193 \text{#/} \square \text{'}$$

$$\text{最大(動荷重)應壓力} = 95.9 \times 500 \times \frac{1.39}{2.10} \div 144 = 221 \text{#/} \square \text{'}$$

此の動荷重區間は  $KL$  間なり

$$\text{故に最大應壓力} = 193 + 221 = 414 \text{#/} \square \text{'}$$

(3)  $C$  断面に於ける最大應壓力、

$$\text{最大(静荷重)應壓力} = (111.7 - 61.1) \times 800 \times \frac{1.50}{2.54} \div 144 = 166 \text{#/} \square \text{'}$$

$$\text{最大(動荷重)應壓力} = 111.7 \times 500 \times \frac{1.50}{2.54} \div 144 = 230 \text{#/} \square \text{'}$$

此の荷重區間は  $Kf$  間なり

$$\text{故に最大應壓力} = 166 + 230 = 396 \text{#/} \square \text{'}$$

又下線維應力を求むるは次の如し、

$$\text{最大(静荷重)應壓力} = (115.6 - 78.9) \times 800 \times \frac{1.50}{2.54} \div 144 = 120 \text{#/} \square \text{'}$$

$$\text{最大(動荷重)應壓力} = 115.6 \times 500 \times \frac{1.50}{2.54} \div 144 = 237 \text{#/} \square \text{'}$$

此の動荷重區間は  $fL$  間なり

$$\text{故に最大應壓力} = 120 + 237 = 357 \text{#/} \square \text{'}$$

其他の断面に對しても同様に維應力を計算する事容易なり。

感線の形狀より最大應力を與ふる荷重法を知る事甚だ容易なり、例へば拱頂部に最大應力を生ぜしむる荷重法は本例に於ては中央五分の一區間上に荷重を加ふ可く、更に断面  $C$  點並に  $D$  點に對しては徑間長の左方約  $\frac{2}{3}$  若くは右方約  $\frac{1}{3}$  を覆ふ事を要す、起拱點に對しても略同様なり。

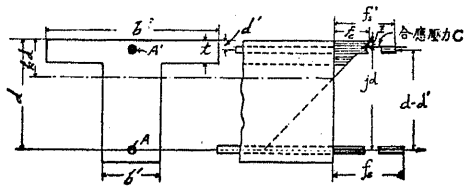
(第六) 結成應力 (Resultant stress) が應張力と成る場合。

今結成應力が應張力を示し、混凝土が應張力に耐へ得ざる場合には、應力の算定に當り以上感線を使用する事能はず、必ずや第三十四節其二 (119 頁) に示したる公式によらなければならぬ、此の場合には彎曲率に對する感線を定め、以て推力並に彎曲率を決定せねばならぬ。感線を定むる方法は以上述べ來れる處と同一の理論に基くもので有るから茲には省略す。

### 附錄 (IX) 抗張及抗壓兩鐵筋を有する丁状桁の計算式

第二十七節乃至第三十一節に於ては單筋即ち抗張鐵筋のみを有する丁状桁に就き、其の理論並に計算式等を述べたのであるが、茲には復筋を有する丁状桁の計算式を述べよう（第百九十二圖參照）。圖に於て抗壓鐵筋斷面積を  $A'$  とし其他は標準符號を用ひ

第 百 九 十 二 圖



$$\frac{f_s}{n} : f_c = (1-k) : k \quad \text{故に} \quad k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

又突縁部に於ける平均應壓力は幹部に於ける應壓力を無視せば  $f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right)$  である。突縁部に使用せる鐵筋上の應壓力は

$$\frac{n f_c \left(k - \frac{d'}{d}\right)}{k}$$

従つて桁の斷面上に働く應壓力の全量 (C) は次の如

し

$$C = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt + n f_c \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{k}\right) A'$$

而して此の應壓力は同斷面上に於ける應張力に等しきが故に次式の關係を得

$$f_s A = f_c \left(1 - \frac{t}{2kd}\right) bt + n f_c \left(\frac{k - \frac{d'}{d}}{k}\right) A'$$

此の式を解き簡約せば次式を得べし、但し茲に  $p = \frac{A}{bd}$ ,  $p' = \frac{A'}{bd}$  である。

$$k = \frac{n p + \frac{1}{2} \left(\frac{t}{d}\right)^2 + n p' \left(\frac{d'}{d}\right)}{n p + \frac{t}{d} + n p'} \dots \dots \dots (216)$$

又抗壓面より壓力重心點までの距離 (z) の値は次式の如し

$$z = \frac{\frac{3kd - 2t}{6} \left(\frac{t}{d}\right)^2 + n p' d' \left(k - \frac{d'}{d}\right)}{\frac{2kd - t}{2} \left(\frac{t}{d}\right)^2 + n p' \left(k - \frac{d'}{d}\right)} \dots \dots (217)$$

z を定むれば抵抗力率腕長 jd を算出する事容易である即ち  $jd = d - z$ .

此の如く k, z, jd 等の値を定むれば復筋丁状桁の諸應力を算出するに次式を用ゆれば可なり。

$$f_s = \frac{M}{A_j d}, \quad f_c = \frac{f_s}{n} \frac{k}{1-k},$$

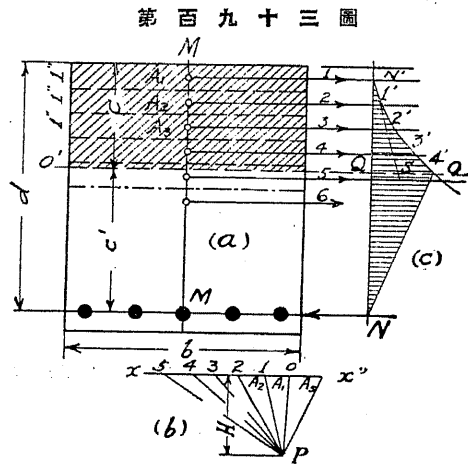
$$f'_s = \text{抗壓鐵筋上の應壓力} = n f_c \frac{k - \frac{d'}{d}}{k}$$

### 附錄 (X) 鐵筋混凝土桁及柱の應力算定に 關する圖式解法

本編第五章並に第六章等に述べたる處は矩形, 方形, 八角形又は丁形を成せる桁及柱に關する理論式であるが實地に於ては以上の形狀以外圓形環形等の斷面を有する桁又は柱を取扱はねばならぬ事が屢々ある。此等の部材に關する計算式を掲ぐるは徒らに理論に走り、複雑なる公式を列擧するに過ぎぬ、斯る場合には寧ろ圖式解法による事便利である、本法は其の根本の理論さへ會得せば如何なる形狀の斷面にも應用する事容易である。

#### (其一) 變曲應力のみを生ずる場合 (Case of Bending Stress alone.)

鐵筋混凝土部材の斷面に直應力を生ずる事無く、單に彎曲應力のみを生ずる場合には、其中軸線の位置従つて應力度を圖式解法により定むる事容易である、第百九十三圖に於て (a) 圖を與へられたる部材の斷面とし、 $MM$  を以て彎曲力の作用



第百九十三圖

面とす、又  $b$  を斷面の幅員、 $d$  を其の有効深とせよ、今此の斷面の抗壓縁維より初め下方約中央部まで圖に示せるが如く  $MM$  に直角なる小面積に區劃せよ、此の如き方法を以て斷面の中央部以下に及ぼす必要な事後段に明かである。此等の小面積は便宜上成るべく等距離に分割するを可とす。

此等小斷面の重心點より各々  $MM$  線に直角に 1, 2, 3, 4 等の直線を書き、各小斷面積を 1, 2, 3, 4 等の線の方に働く靜力と見なす。第百九十三圖 (b) に於て任意の點  $O$  より始め、 $xx'$  線上に  $01, 12, 23,$  等を各々其の小面積に等しく取り、更に  $O$  點より垂直線  $OP$  を下し任意の點  $P$  にて止め、之れを極 (Pole) として  $P1, P2, P3$  等の射線を書き力角形 (Force Polygon) を完成すべし。又 (c) 圖に於て  $MM$  線に平行に  $NN'$  線を書き水平線 1 との交點  $N'$  を求め力角形の射線  $P1, P2, P3$  等に平行に  $1', 2', 3'$  等の直線を順次に書き索角形 (Funicular Polygon) を作れ、小斷面を極度に小に取れば此の角線は其の角を失ひ一つの拋物線形を爲すべし。

更に又 (b) 圖に歸り  $O$  點より右方に長さ  $A_1$  を取り  $0x'$  とし、 $Px'$  を結び (c) 圖に於て此の線に平行なる直線  $NO$  を書き  $O$  點を定むべし、茲に  $A_1$  は鐵筋斷面積に乘ずるに彈率比  $n$  を以てせるもの即ち  $A_1 = n A$  にとりたるものである。又  $N$  點は鐵筋の重心線を水平に延長せる直線上に選ぶべし。以上の方法にて定めたる  $O$  點は桁斷面の中軸線位置を示すものである。中軸線

の上部にある混凝土の小面積を静力と考へたる場合の力率總和は極距 (Pole distance) に  $OQ$  なる長さを乗じたるもの即ち  $H \times OQ$  である。又中軸線以下に位する鐵筋斷面積を  $n$  倍せるもの力率も  $H \times OQ$  であつて互に相等しきが故に  $OO'$  線は中軸線なる事明かである。

茲に掲げたる桁斷面の惰性率は索角形面積  $NON'Q$  に  $2H$  を乗じたるものに等しい。其の場合には桁の斷面  $MM$  を畫きたる縮尺にて  $NON'Q$  の面積を測り、又 (b) 圖の  $P_1, P_2$  等を畫きたる縮尺にて  $H$  を測るものとす。

今之れを證明せん中軸線に關する  $A_s$  の静力率は  $OQ$  の長さに極距  $H$  を乗じたるものなる事は前述の如くである。又中軸線に關する  $A_s$  の惰性率は  $A_s$  の力率の力率に等しい事は力學上明かである、換言すれば即ち  $OQ \times H \times NQ$  に等しい、然るに  $OQ \times NQ = 2 \times NOQ$  (三角形  $NOQ$  の二倍)、従つて中軸線  $OO'$  に關する  $A_s$  の惰性率は三角形  $NOQ$  に  $2H$  を乗じたるものに等しい、同様に面積  $N'SQ \times 2H$  は中軸線  $OO'$  に關し静力 ( $A_1$ ) の惰性率に等しい事を知る事が出來、又面積  $N'OQ \times 2H$  は  $OO'$  軸に關し静力 ( $A_1$ ), ( $A_2$ ), ( $A_3$ ) 等の惰性率に等しい。故に全斷面積の惰性率は既に説明せるが如く面積  $NON'Q \times 2H$  に等しい事が證明される譯である。

維應力を定むるには次ぎの方法によるべし。桁の強度に關する一般公式から混凝土上の最大維應力 ( $f_c$ ) は次式の如し、

$$M = \frac{f_c I}{c}, \quad \text{或は} \quad f_c = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{\left(\frac{I}{c}\right)},$$

又鐵筋上の應張力は

$$M = \frac{f_s I}{nc'}, \quad \text{或は} \quad f_s = \frac{M}{\left(\frac{I}{nc'}\right)}.$$

上式に於て

$M$  = 彎曲率、 $c$  = 中軸線より最外抗壓縁維に至る距離

$c'$  = 中軸線より鐵筋中心線に至る距離

$I$  = 桁の斷面惰性率

である。

例題 (1) 第百九十三圖の場合に於て  $f_s$  の値を定めよ、但し  $d = 8\frac{1}{2}$  吋、 $b = 6$  吋、 $A =$  抗張鐵筋斷面積  $= 0.489$  平方吋、 $M = 53,700$  吋封度とす。

(a) 圖に於て桁斷面の最上縁より下方に幅一吋づゝを劃し、各小面積を算出し之れを静力  $A_1, A_2, A_3$  等とす、(b) 圖に於て  $01, 12, 23,$  等を  $A_1, A_2, A_3$  等に等しく何れも單位 6 に取り、同縮尺にて  $0P$  を單位 20 に取り、 $0c'$  は  $A_s$  即ち  $15 \times 0.489 = 7.335$  に取り (b) 圖の如き力角形を作り更に之れより (c) 圖の索角形を畫く時は索角形の面積として 6.75 單位を得べし。又  $N'Q$  即ち  $c'$  の長さは 3.48 吋、従て  $c' = 8.5 - 3.48 = 5.02$  吋である。

故に  $I =$  斷面惰性率  $=$  面積  $N'QNO \times 2H = 6.75 \times 2 \times 20 = 270$  單位

即ち 
$$f_s = \frac{M}{\left(\frac{I}{nc'}\right)} = \frac{53,700}{\frac{270}{15 \times 5.02}} = 14,976 \text{ #/}\square\text{'}$$

以上圖式法の結果を計算法により檢せんに  $p = \frac{0.489}{6 \times 8.5} = 0.96 \%$

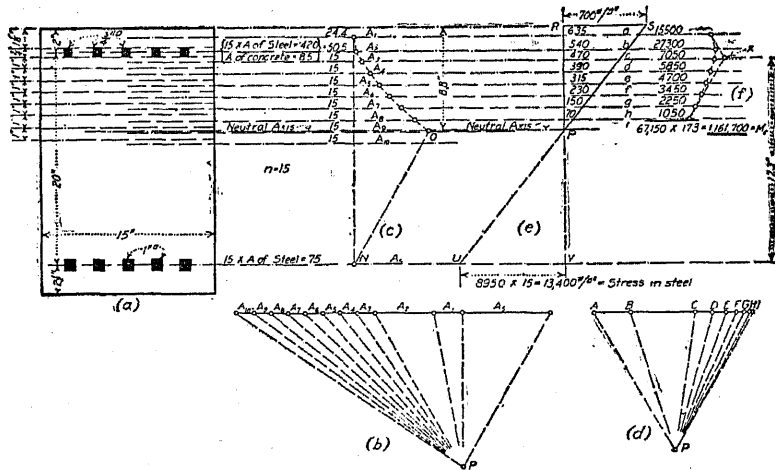
従て  $k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn = 0.41$

故に 
$$f_s = \frac{M}{A_j d} = \frac{53,700}{3.587} = 14,970 \text{ #/}\square\text{'}$$

なり。如何によく其の結果の一致せるかを知る事が出来る。

例題 (2) 第百九十四圖 (a) に示せる復筋混凝土桁の中軸線位置並に其の抵抗率を定めよ、但し  $d=20$  吋、 $b=15$  吋、 $A=5.0$  平方吋、 $A'=2.8125$  平方吋、 $f_c=700$  #/□' とす。

第百九十四圖



抗壓力により (d) 圖に示せる力角形を作り之れより (f) 圖の索角形を畫き、其の合力點  $X$  を定め此の點より鐵筋中心線迄の距離を測り抵抗隅力の腕長 17.3 吋を定むる事が出来る。而して抵抗率は抵抗力の總和に力率腕長を乗じて得らるべきにより

$$\text{混凝土抵抗率(抗壓)} = 67,150 \times 17.3 = 1,161,695 \text{ 吋封度}$$

此の値は普通の計算公式により檢算をなす事が出来る。

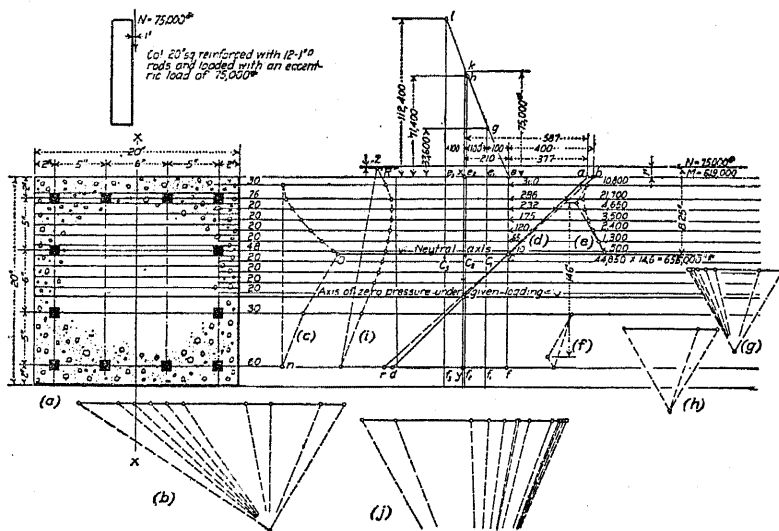
(其二) 彎曲應力と同時に直應力を生ずる場合

(Case of Bending and Direct Stress.)

部材の斷面上に彎曲應力と同時に直應力(本論第三十四節に説きたる問題なり)を生ずる場合の圖式解法を次ぎに例示すべし。

例題 部材の斷面矩形なる時(第百九十五圖)。

第百九十五圖



鐵筋混凝土支柱の斷面を二十吋角、四周に一時角棒十二本を配置せり、柱上の荷重は 75,000 封度にして、柱面より 1 吋の外方に於て  $XX$  軸 (a 圖) に對し對照的に働くものとす、此の場合に於て鐵筋及混凝土上の最大單位應力を求む。

(イ) 之れを解くには先づ荷重の偏倚より生ずる彎曲率の影響を定め、然る後荷重より生ずる直應力の影響を考ふるを便とす。彎曲應力のみを有する場合の中軸線位置は前に屢々述べたるが如く第百九十五圖 (b), (c) 兩圖の方法により  $O_c$  線上に位する事を定むる事が出来る、次ぎに同 (d) 圖に於て垂直基線  $ef$  を畫き其上端  $e$  點より右方に  $eb$  線を出し此の長さを或る便宜の封度数にとるべし、此の場合には此の應力を便宜上 400 封度と假定し  $b$  を結び更に之を延長して  $bc$  線を畫け、 $ce, eb$  兩線間の水平距離を測り夫れ夫れ混凝土及鐵筋上の應壓力を知り、又  $ef, ec$  兩線間の水平距離を測り抗張鐵筋上の應張力を定め得べし。同 (e) 圖及び (g) 圖により合應壓力の働く位置を定め、同 (f) 圖及び (h) 圖により合應張力の位置を決定する事が出来る、此の如くにして抵抗隅力の腕長 14.6 吋を見出し得べく、從て抵抗壓力の總和 44,850 封度に此の腕長 14.6 吋を乗じ抵抗力率 655,000 吋封度を決定す、但し此の抵抗力率は混凝土上の最大應壓力を一平方吋に付き四百封度と假定せる時である。決定せる中軸線より荷重までの距離は 8.25 吋であるから此の荷重の偏倚の爲めに生ずる彎曲率は、 $M = 75,000 \times 8.25 = 619,000$  吋封度である、前述の如く抵抗



率 655,000 吋封度の時に最大應壓力  $400 \text{ #/sq. in.}$  であるから、彎曲率 619,000 吋封度の時には比例により最大應壓力  $377 \text{ #/sq. in.}$  なる事が解る。そこで同 (d) 圖に戻り  $ea$  を 377 封度に等しく縮尺にて定め  $acd$  線を書き新なる應力圖を構成する事が出来る。

(□) 次ぎに直應力の影響を述べよう。以上攻究せる處は彎曲應力に就てのみであるが、今直荷重を中軸線上加ふる時は上維の應壓力を増し下維の應張力を減じ従て初め定めたる基線  $ef$  は左方に移動する事となる。今假りに軸荷重の爲め應壓力  $100 \text{ #/sq. in.}$  を増加するものと假定し基線  $ef$  を  $e_1f_1$  に移動せしむべし。此場合に於ける應壓力の増量と應張力の減量との和は 33,600 封度となるから、此の量を  $e_1$  點より上方へ任意の縮尺にて  $e_1g$  にとり  $g$  點を定む、是れを曰ひ換ふれば約中軸點に 33,600 封度の荷重を加ふる時混凝土應壓力を  $100 \text{ #/sq. in.}$  丈け増加し鐵筋應張力を  $1,500 \text{ #/sq. in.}$  ( $=100 \times 15$ ) 丈け減却する結果となる。

$e_1f_1$  基線を更に  $100 \text{ #/sq. in.}$  に相當する丈け左方に移動する時は、 $e_2f_2$  の位置に至り應壓力の増量と應張力の減量との和は 37,800 封度となる、之れに前述の 33,600 封度を加へ合計 71,400 封度で有るから此の量を  $e_2$  の上方へ  $e_2h$  にとり  $h$  點を定むべし。此の如く更に  $100 \text{ #/sq. in.}$  に相當する丈け基線を順次左方に移動せしむる時は、 $e_3f_3$  の位置に至り荷重量 112,400 封度となり  $e_3$  點の上方へ  $i$  點を定むる事が出来る、斯くて  $eghi$  點を連續する曲線を書き 75,000 封度線との交點  $k$  を定むべし、依て新基  $lavy$  線を決

定し、先きに定めたる  $ad$  線との交點を見出し、應力の皆無なる軸線位置を知る事が出来る。斯くて  $aw=587 \text{ #/sq. in.}$  にして最大應壓力を示し、鐵筋上の最大應張力は  $yd \times n$  として算定する事が出来る。

以上の方法により 75,000 封度の荷重を約中軸線位置に加ふれば、基線  $ef$  が  $xy$  の位置まで移動し混凝土に於ては彎曲應力  $377 \text{ #/sq. in.}$  の上に更に直壓力  $210 \text{ #/sq. in.}$  の増加を見、鐵筋上に於ける應張力の減量は  $yf \times n = 210 \times 15 = 3,150 \text{ #/sq. in.}$  となる。又上法に於て荷重を約中軸點位置に加ふる事を述べたが、精密に論ずれば基線を左方に移動するに従ひ抗壓面積を増加すべきにより、荷重點も少しく應張力側に移動すべき理である。然し此の移動量は斷面上に應張力の少なからざる間は甚だ微少であるから計算上に影響する處頗る少である。例へば上例に於て基線を  $e_1f_1$  に移動せば荷重點は  $o$  に非ずして  $e_1$  であり。更に  $e_2f_2$  に移動せば荷重點は  $o_2$  である。

基線  $xy$  を見出したる後、以上の結果を試査する事が出来る。即ち (j) 圖に示せるが如く力角形を作り、更に之れより (i) 圖の索角形を書き其の合成力作用線は  $N$  線上に在るべき筈である。然し微少の誤差  $\epsilon$  を生ずる事普通で、其の量は中軸線より  $o_1, o_2$  等の距離である。此等の誤差を修正せば  $M$  が少しく大となり、従て  $f_s$  は  $377 \text{ #/sq. in.}$  より  $383 \text{ #/sq. in.}$  に増加す而して混凝土上の最大應壓力は  $583 \text{ #/sq. in.}$  となる。又鐵筋上の應張力は  $yd \times n$  である。

以上の方法は圓形環形其他如何なる斷面の梁材及柱材に對しても容易に應用する事が出来る。

## 附 錄 XI.

### 東京萬世橋間高架鐵道橋の内、外濠拱橋記要

「メラン」式鐵筋混凝土拱橋、徑間長 125 呎

大正七年竣成（著者の設計）

（口繪參照）

#### （其一）總論

鐵道院管内に於て鐵筋混凝土を以て築造せる橋梁に乏しからざるも其の稍々著大なるものは舊外濠に架したる「メラン」式拱橋である、本拱橋は純徑間長百二十五呎橋幅八十三呎餘（六線併列）之れに要せる混凝土の總容積六百餘立坪にして外面は花崗石張りとなし橋頭四隅に橋柱を有して居る（第百九十六圖及第百九十七圖參照）其の設計及工事の概要を摘記して讀者參考の一助とせん。

#### （其二）計算要項

(1) 動荷重 「クーパー」氏所定  $E_{88}$  並に  $E_{40}$

(2) 擊衝量  $I = \frac{1}{2} \times \frac{300}{300 + \text{徑間長(呎)}}$

(3) 温差（拱輪内熱應力算定用）  $\pm 30^\circ F.$ （後節參照）

(4) 許客應力

$f_c = 600 \text{ \#/sq.} \text{ (1-2-4 混凝土上の可許應壓力)}$

$f_s = 15,000 \text{ \#/sq.} \text{ (鐵筋上の可許應張力)}$

$v = 60 \text{ \#/sq.} \text{ (1-2-4 混凝土上の可許應剪力)}$

$$u = 80 \text{ #/} \square \text{ (同上の可許粘着應力)}$$

$$(5) \quad n = 15 \text{ (彈率比)}$$

(其三) 拱頂厚、拱輪厚並ニ荷重法

拱頂部輪厚は概ね下記の諸氏が發表せる公式を用ひ算定し其の平均値を以て拱頂部の厚さと定めた、即ち

$$(1) \text{ Luten 氏} \quad (2) \text{ Weld 氏} \quad (3) \text{ Douglas 氏}$$

$$(4) \text{ Schwartz 氏} \quad (5) \text{ Melan 氏}$$

此等の内尤も合理的なのは「メラン」教授の公式であると思ふ。即ち次ぎの如し。

$$h = \text{拱頂部輪厚} = \frac{1}{1 + na_0} \left\{ \frac{w_2 r_0}{2(f_c - \gamma' r_0)} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 p_1 f_0 (f_c - \gamma' r_0) \cos^2 \phi}{w_2^2 r_0}} \right] \right\}$$

茲に

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

$$a_0 = \text{拱頂部に於ける鐵筋量比} = 0.0085$$

$$w_2 = w_0 \gamma_1 + \frac{1}{2} p_1 = 4 \times 110 + \frac{1}{2} \times 660 = 770 \text{ #/} \square$$

$$w_0 = \text{拱頂上部に於ける填充土砂の厚さ} = 4.0 \text{ 呎}$$

$$\gamma_1 = \text{拱背部填充材料の密度} = 110 \text{ #/} \text{立方呎} \text{ (本拱にては砂利)}$$

$$p_1 = \text{拱の徑間上に加へられたる動荷重の力度} (660 \text{ #/} \square)$$

$$r_0 = \text{拱頂部を通過する壓力線の曲率半徑} = 107.656 \text{ 呎}$$

$$f_c = \text{混凝土の線維應力度} = 600 \text{ #/} \square \text{ 又は } 86,400 \text{ #/} \square$$

$$\gamma' = \text{混凝土重量に } \frac{k}{1 + na_0} \text{ を乗じたるもの}$$

$$= 150 \times \frac{2}{3 \times (1 + 15 \times 0.0085)} = 88.6 \text{ #/} \text{立方呎}$$

$k =$  支保工の支持すべき拱輪の部分量、本拱にては拱輪量の三分の二を支保工に支持せしむるものとす

$$f_0 = \text{減小拱矢} = \frac{6 g_0}{5 g_0 + g_1} f = 15.1 \text{ 呎}$$

$g_0 =$  拱頂部に働く總荷重力度

$g_1 =$  起拱部に働く總荷重力度

$$f = \text{拱矢} = 20 \text{ 呎}, \quad f_c - \gamma' r_0 = 600 \times 144 - 88.6 \times 107.656$$

$$= 76,860, \quad \cos^2 \phi = \frac{l^2}{l^2 + 4f^2} = 0.95, \text{ 茲に } l = \text{徑間長とす}$$

$$h = \frac{1}{1 + 15 \times 0.0085} \times \left\{ \frac{770 \times 107.656}{2 \times 76,860} \right.$$

$$\times \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 660 \times 15.1 \times 76,860 \times 0.95}{770 \times 770 \times 107.656}} \right] \left. \right\}$$

$$= \frac{1}{1.1275} \times 3.17 = 2.82 \text{ 呎}$$

本拱橋にては之れを 3.0 呎と假定せり。

起拱點に於ける拱輪厚は拱頂厚の二倍半となし 7.5 呎と假定せり。

荷重法は動荷重を等價等布荷重に換算し次ぎの四法を採用せり。(拱背を土砂又は砂利にて填充せる場合には機關車荷重の如きも集中して働くものに非らざるを以て、等價等布荷重となすを適

當とす。)

1. 全徑間上に靜荷重のみを加ふ。
2. 全徑間上に總荷重を加ふ。
3. 全徑間上に靜荷重を加へ更に右半又は左半徑間上に動荷重を加ふ。
4. 全徑間上に靜荷重を加へ更に徑間中央三分の一區間上に動荷重を加ふ。

#### (其四) 拱輪形狀ノ撰定

拱輪の形狀を決定するに種々なる方法あることは拱本論に述べたる如くである。而して其の歸着する處は拱輪をして彎曲應力を生ずること出來得る限り少なからしむる様拱輪の形狀を定むるを理想とす、從て荷重に對する壓力線と拱軸線とが全然一致するが如き拱環の形狀は最も理想的である。

拱背に土砂の填充なき場合には拱環上の荷重略ぼ一様であるから壓力線は拱頂より起拱點に進むに従ひ次第に其の曲率半徑を増加すべきも拱背を土砂又は砂利の類を以て填充せる拱橋に在りては荷重の分布拱頂部に最小で起拱點に進むに従ひ増加すべきを以て此の場合の壓力線は其の曲率半徑拱頂部に大にして起拱部に進むに従ひ是れを減少することである。從て此の如き拱輪に對しては拱軸線の形狀橢圓形又は之れに近き多心弧形を適當とすべし。

拱輪の形狀橢圓形をなせるものは拱背部の填充土砂を減じ且つ拱下の純空間を増加するの結果となる。

本高架拱の設計に當りては先づ試法により大體拱軸線の形狀を定め自重並に等布動荷重の半量を全徑間に割當たる荷重に對する壓力線を定め、更に此の曲線に近き拱軸線を假定し再三此の如くにして拱軸線と壓力線とが略ぼ相一致するが如き新拱軸線と定めしたのである。

拱腹線の形狀は橢圓形に近き七心圓弧を以て決定せり。

#### (其五) 拱背部ヲ土砂其他ノ材料ニテ填充セル拱橋ニ於テ拱輪ニ生ジ得ベキ温差ノ程度

温差に基因する所謂熱應力は鐵筋混凝土拱橋に至大の影響を有することは已に本論に述べたる處である。從來築造せられたる拱橋に龜裂を生じたものは概ね此の原因より來れるものが多い。

設計上に採用すべき温差の程度に就きては熱應力其物の不明なる丈け一層の攻究と調査とを必要とすべし。

次に本拱橋の設計に付き調査せる事項を少しく記述して見よう。

本高架線並に外濠等に使用せる拱橋は其の頂部即ち最も薄き部分に於て道床用「バラスト」(厚さ約三呎)を以て被覆すべき構造で有る、又拱の下面は日光の直射を受くることなきを以て拱輪に生じ得べき温度の差異は單に外氣温度の變化に基因するもので左程大でないと曰ふことは何人にも容易に想像される。

外氣(日蔭)の温度は東京附近に於て寒暑を通じて次の如し(中央氣象臺調査)

年次	最高溫度 (攝氏)		最低溫度 (攝氏)		最高溫度 (攝氏)	最低溫度 (攝氏)	
	月 日	溫度	月 日	溫度			
明治四十一年	八月一日	33.2	一月廿四日	(-) 5.1	38.3	68.9	
明治四十二年	七月十六日	33.9	一月十二日	(-) 5.9	39.8	71.6	
明治四十三年	八月一日	32.8	二月二日	(-) 5.8	38.6	69.5	
明治四十四年	八月廿一日	33.4	一月二日	(-) 5.4	38.8	69.8	
大正元年	九月二日	34.5	一月十七日	(-) 5.2	39.7	71.5	
大正二年	八月十二日	32.5	一月六日	(-) 5.9	38.4	69.1	
大正三年	七月三十日 八月十一日	34.5	一月五日	(-) 4.6	39.1	70.4	
大正四年	七月十九日	34.2	二月六日	(-) 5.5	39.7	71.5	
大正五年	九月一日	33.1	一月六日	(-) 6.2	39.3	70.7	
大正六年	七月廿七日	34.2	一月卅一日	(-) 6.1	40.3	72.5	
氣象臺設立以來	明治十九年七月十四日	36.6	大正七年一月九日	(-) 8.2	44.8	80.6	
						平均	70.55

以上は外氣の溫度の變化に屬し、此の溫度は直ちに混凝土内に傳達せられ得べきものに非らざるべし。殊に混凝土は熱の不良導體であるから其の外面は相當の溫度を感じても實體内數時の部分には完全に傳達せられ難い。

「ベーカー」博士觀測の結果によるも混凝土表面より四吋乃至六吋の内部に在りては其の溫度の變化は外氣溫度の變化に伴はざるものなりと云ふて居る。

「ハウ」氏 (Symmetrical Masonry Arches. 一一九頁) によれば土を以て被覆せる鐵筋「コンクリート」拱輪の内部に自記寒暖計を埋込み十箇月間に生ぜる溫差は華氏二十度を越ゆることなかりしと云ふ。

米國「イリノイ」州「ビック、マッディー」川 (The Big muddy) に架

せる純「コンクリート」拱橋は「イリノイ、セントラル」鐵道會社の建設に係り複線純混凝土拱橋としては長大なるもので徑間長百四十呎拱矢三十呎を有す。本橋の溫差伸度を檢するが爲め千九百三年一月廿日より五月二十三日まで五箇月間實驗せる結果によれば同期間に於ける最大伸度 0.012 呎で混凝土の膨脹係數を毎度 (華氏) 0.0000054 と假定せば華氏十六度の溫差に相當し又同係數を毎度に付き 0.000006 と假定せば華氏十四度餘の溫差に當つて居る。是は「オープン、スバンドレル」拱橋の場合で有る。米國「アイオワ」州に於て大學工學試驗所に於て「ニコルス」氏及び「マククロー」氏 (Bulletin No. 30 of the Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts, by Messrs. C. B. Nichols and C. B. McCullough) の遂行せる實驗成績は溫差の程度を判ずるに參考とすべき點多し其の要點次の如し。

實驗に際して水銀寒暖計及び電氣寒暖計の兩者を拱輪の各部に埋込み内部の「コンクリート」に直接接觸せしめ其の成績を得たるものである。

拱橋名	實驗期間(西曆)	徑間長	拱矢
スカウ、クリーク拱	1909-1912	四十五呎	十一呎三吋
アルナット街拱	1911-1912	六十八呎	十一呎六吋

以上二拱橋に就き實驗せる結果によれば厚さ五呎乃至六呎以下の混凝土塊の内部に生ずる溫差は平均外氣溫差の約七十五「パーセント」に相當せりとの事である。

拱橋所在地の外氣平均溫差は華氏百〇二度なりしを以て其の七十五「パーセント」は七十六度五分に相當す、而して此の溫差は「ワルナット」街拱に就き一月より八月までの間に得たる溫差より小なること僅かに華氏二・七度に過ぎず、又「スカウクリーク」拱に於て同年同期間に得たる溫差より小なること僅かに二・六度に過ぎなかつたと曰ふ。尙ほ溫度の變化に伴ふ拱輪自身の昇降を検するが爲め、水準測量を施したる結果によれば他の理由により影響を被らざる限り、理論上の昇降と實際の降昇とは能く一致せりと云ふ。

而して調査の結果兩氏の提言する處によれば同地と同緯度の地方に於ける拱橋の設計に對しては無應力時の溫度より少くとも四十度の昇降あるものと假定するを適當なりと論じて居る。

次に「フィラデルフィア」市「ワルナット、レーン」拱橋徑間長二百三十三呎 (Walnut Lane) に於て、電氣寒暖計により千九百八年八月より千九百九年五月まで十箇月に實驗し得たる結果によれば、混凝土内に於ける溫度の最大變化は攝氏二十四度 (華氏四十三度二分) なりしと曰ふ。

而してこの期間に於ける外氣の最大溫差は攝氏五十二度 (華氏九十五度六分) で、拱頂に於ける最大隆起を實測せるに計算上攝氏二十四度の隆起と能く一致せりと云ふ。而して本拱橋の實驗上外氣溫差と混凝土内溫差との關係を見るに後者は前者の約四十六「パーセント」に過ぎない。

以上二例共に實驗上の結果で、一方は七十五「パーセント」、他方は四十六「パーセント」である點から見れば混凝土内溫差と外氣溫差との關係は拱輪露出部の状態と拱輪厚の大小とにより著しき差を生ず、従て混凝土斷面積大なるものは、小なるものに比し傳熱の程度甚だしく小なるを明瞭ならしむるものである。歐米各國に於て一般に認めらるゝ處によれば長大なる徑間を有し拱輪の上部を土砂或は砂利等にて被覆せる場合に於ては混凝土内最大溫差を攝氏三十度 (華氏五十四度) 以上とする要なしと云ふに一致して居る。

獨逸國技術者の計算上に使用しつゝある拱橋内溫差の程度は次の如くである。

拱輪厚さ	八 吋迄	攝氏	四十度	華氏	七十二度
同 上	二十 吋迄	同	三十三度	同	五十七度六分
同 上	四十 吋迄	同	二十四度	同	四十三度二分

瑞西國建築條例によれば攝氏三十五度 (華氏六十三度) を採用すべきを規定せり、其他參考となるべき實例に乏しからず、例へば「ラリマー、アベニュー」拱 (徑間長 300.406 呎) 並に「オハイオ」州「クリーブランド」市「ロッキー」川に架せる拱橋 (徑間長 280 呎) は共に華氏 (±) 三十度を採用し瑞西國「ラウサンヌ」市にある「シャウデロン・モントベノン」拱橋に於ては攝氏 (±) 二十度 (華氏三十六度) 東京市鍛冶橋に於ては華氏 (±) 十五度 (土木學會誌、第一卷第三號五十四頁) を採用せり。

本市街高架拱橋に在りては、拱背全部砂利を以て填充し、其の厚さは拱頂部即ち尤も少なき部分に於て三尺で、拱輪は其の兩側を除き、何れの部分も直接日光に暴露せられて居らぬ。殊に外濠橋の如きは拱頂部に於ける混凝土の厚さ三尺に達し従て混凝土内部に起り得べき最大温差は五十度を超過し得まい。今假りに「ニコルス」「マクロー」兩氏の實驗成績に據り混凝土内最大温差を外氣温差の七十五「パーセント」と假定せば東京地方に對し次の結果となる。

(1) 明治四十一年乃至大正六年迄十箇年間の最大温差の平均を採れば華氏五十三度。

(2) 過去に於ける最大外氣温差八〇・六度を採れば華氏六十度六分。

以上論述せる各種の事情を參酌し本拱橋に對し熱應力を算定すべき温差を華氏六十度(± 30 度)と假定して熱應力を算定する事とした。

#### (其六) 拱輪設計法並ニ配筋方式

設計並に計算法は彈性理論に基き、本書第 239 頁乃至 273 頁に論述せる方法によれり。更に其の結果を本書第 479 頁に述べたる感線法により檢算した。計算の詳細は重複を避くる爲め茲には省略して、單に最大及最小應力を掲ぐるに止めよう。

#### 外濠拱輪各部に於ける最大及最小應力表

(徑間長百二十五呎 +符號ハ應壓力  
-符號ハ應張力)

拱輪區分點	最大應力 (#/sq) (但し荷重と溫度の變化とより 生ずるもの)		最小應力 (#/sq) (但し荷重と溫度の變化とより 生ずるもの)	
	拱背	拱腹	拱背	拱腹
拱頂點	+ 524	+ 504	+ 39	+ 13
拱頂と起拱點との 中間部	+ 539	+ 524	+ 23	- 58
起拱點に次ぐ區分 點	+ 533	+ 488	- 108	- 131
起拱點	+ 364	+ 431	- 118	- 53

拱輪の鐵筋は次の理由に基きメラン式を採用した。

1. 鐵筋をして正確に其の位置を保持せしむる事、徑間長大なる拱橋に細き鐵筋を使用する時は繼手に著しき鐵量を要するのみならず従て鐵筋位置の正確を期すること甚だ困難なり、メラン式鐵筋なれば此の缺點を除き得べし。
2. 混凝土が凝固し初むるときは拱輪混凝土は支保工に據らず直接鐵筋上に支持せらるゝに至るべき事。
3. 普通丸棒の如き鐵條を使用するよりも組立堅牢且つ容易にして經濟的なる事。

主鐵筋の總數は「メラン」式「リップ」三十七條で、汽車線と電車線とに對し其の斷面を異にせり。

即ち汽車線路に對してはアングル鐵四個並にカヴァー、プレートを使用し、電車線路に對しては單にアングル鐵四個とせるに過ぎ

ない。上下兩臥材を連ぬるにレーシング、バーを使用し、中間四箇所及兩端の部分に於ては小なるアングル鐵を使用せること圖に示すが如くである。

横繫材には平鐵板及アングル鐵を使用し堅固に組固め、更に横鐵筋として直徑七分丸棒を拱輪の下縁に沿ひ使用せり、其の目的は拱背部は砂利を以て覆はるゝか故に温差の影響を受くること少ないが、拱の下面は、其の温差甚しく將來細龜裂を生ずる憂あるを豫想し之れを防ぐが爲めである。横鐵筋の分量は概ね混凝土斷面の千分の二を標準とし拱輪の上下兩縁に近く配置したり。

#### (其七) 拱側壁ニ於ケル伸縮接合 (Expansion Joint)

拱側壁に設くべき伸縮接合の位置に就き從來幾多の方法がある。

温度下降に際し主拱輪は短縮し、從て其の低下を見るに至るべし、故に拱頂部と拱脚との間に伸縮接合を設けなければ側壁の何れの部分にか縦龜裂を生ずるの結果となる。

徑間長三四十呎以下なる拱橋に就ては概ね拱脚部の兩側に設くこと普通であるが徑間の稍々大なるものによりては側壁の數箇所設けたるもの少くない。

「ワシントン」市「コネクチカト、アヴェニュー」拱橋に於ては拱頂部に之れを設け又「スポケーン」市「モンロー」拱橋にありては徑間の各三分點に之れを設けて居る。

米國「ミード」街拱橋 (The Meadow Street Bridge) は橋脚の

兩側で起拱點の直ぐ上部に伸縮接合を設けたので有るが温差の爲め橋脚に隣れる支柱は強大なる應力を受けたる實例が有る、此の事實に鑑み「ラリーマー、アヴェニュー」拱橋(徑間長 296.748 呎)に於ては此の位置を變更し拱軸線と温差推力 (Temperature thrust) との交點の上部に伸縮接合を設け良好なる結果を得た。

外濠拱橋の設計に當り此の點に付き種々研究調査を重ねた。元來伸縮接合は温差により拱輪回轉の最大なる部分に設くるを理想とす、大徑間を有する拱橋に於て殊に然り、拱軸線と温差推力との交點は彎曲應力が最小で回轉の最大なる部分であるから、此の點に伸縮接合を設くることが理想的である。外濠橋に於ても茲に之れを選定した。

伸縮接合線は之れを隱式となせるものと現式となせるものとの二者あれども、隱式とせるものは水仕舞一般に困難で水洩を見ること多く現式の方反て良好なりと認め、外濠橋に於ては外裝石を此部分に限り空目地とした。

#### (其八) 拱輪混凝土施工法

##### 1.) 一般施工ノ方法

現今拱輪混凝土の施工法として二種の方法がある。一は横劃施工法で他は縦劃施工法なり、長大なる徑間長を有する拱は概ね一定の横區劃に分ち混凝土を施すを常とす其理由は主に

- (イ) 單獨塊區に分ち豫め混凝土を充分凝縮せしめ、拱環工完成の後凝縮應力 (Shrinkage Stress) の影響を成るべく



小ならしむること。

(ロ) 拱架上に成るべく一様なる對照荷重を加へ拱架の不同沈下を防ぐこと。

(ハ) 全徑間を連續一日に施工する事不可能なる場合多きを以て、拱輪を分割施工の必要あること。

長大なる徑間を有する拱橋は其の拱輪施工に當り、以上の如く横區劃法を採ること施工上便利で、凝縮應力を減少するの利益あるが、本工法の缺點とする處は拱完成の後區劃線が永久に一種の接合線として殘存するが爲め、氣温の變化或は彎曲力の爲め拱に應張力を生ずる場合には、此線に沿ひ分離し易く、從て混凝土の抗張力を利用し得ざるに至ることである。以上の如くであるから拱輪塊片は鐵筋により接續するの外、個々獨立して働くものと見做さなければならぬ、從て横劃施工法の場合に在りては拱區劃長は工程の許す限り長からしむるを常とす、歐米諸國の既設拱橋に於ても單劃長十七八呎に及べるもの少くない。

從來施行せられたる拱橋中徑間長八十呎以下のものに在りては横區劃を設けなくて拱輪全部を一日に完成せるもの其の數に乏しくない、橋の幅員大なるものは拱徑間の方向に沿ひ三呎乃至四呎の幅に全拱徑間の混凝土を打込むこと普通である。然し此の如き方法を採用し得る場合は概ね比較的「フラットアーチ」に限られて居る。四呎乃至五呎以上の高さに混凝土を施せば混凝土を甚だしく不等質ならしむるからである。此の如き縦劃連續施工法を採用

する場合には、頗る堅牢なる拱架を要すると共に混凝土の施工法も亦對照的でなければならぬ。

## 2). 外濠橋拱輪施工法及拱架工

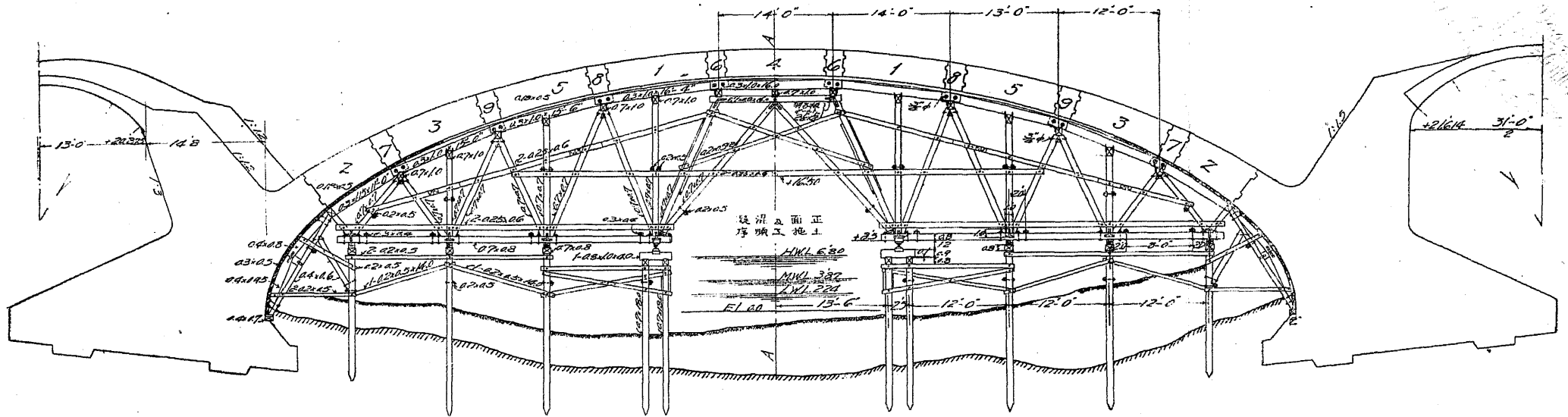
徑間長百二十五呎を有する外濠拱橋の拱環混凝土施工法は各種の方法を參酌し又一方拱架上の荷重を考慮し十七區劃に分けた、其の區劃法は第百九十七圖に示せるが如し。「メラン」式拱橋の特徴とする處は發明者「メラン」教授の主張するが如く型枠の重量を「メランリップ」に負擔せしむるに在り、鐵筋混凝土拱橋に於て埋め込みたる鐵筋は混凝土應壓力の約十五倍即ち一平方呎に對し約七千封度乃至九千封度を超過せしむることが出來ぬ。換言すれば拱輪内に埋込みたる鐵筋材は其の固有許容強度毎平方呎に對し一萬五千封度を完全に利用すること不可能である。從つて強度上の不經濟を避くるには「メラン、リップ」を使用し、型枠工を之れに懸垂し其の重量及び拱混凝土自重を之れに負擔せしむるにある。然るときは鐵筋は混凝土の無應力なる際に於て或る程度の始壓力を受くべし。初め此の方針を以て設計を進めたるも「メラン」式鐵筋を架設するに先立ち相當の拱架及足場を要し、殊に此の上にて「メラン」式「リップ」の紙綴を爲す爲めには型枠自身も亦堅牢にして正確なること必要である。而かも一方懸垂式型枠となすが爲め莫大なる長さの釣「ボルト」を要し兩者の經濟的關係は單純でない、此等の點を比較研究の上第百九十七圖に示す如き支保工を施すこととした。假支保工を設計するに當り考慮せる問題は、外

濠に於て通船の必要上中央純徑間約二十一尺を殘し其の他は約二間毎に三尺五寸乃至四尺五寸間に杭打を施し根固めを充分にし、一區劃の混凝土重量が主に杭上に集中し、且つ上木下梁材の撓曲より拱の異形を呈することを防ぐ爲め、一區劃の中央に擔ひ梁を用ひ更に之れを支柱にて支持した。支保工用木材(松材)に對する計算上の許容荷重は一平方時に付き一千二百封度乃至一千四百封度と假定せり。

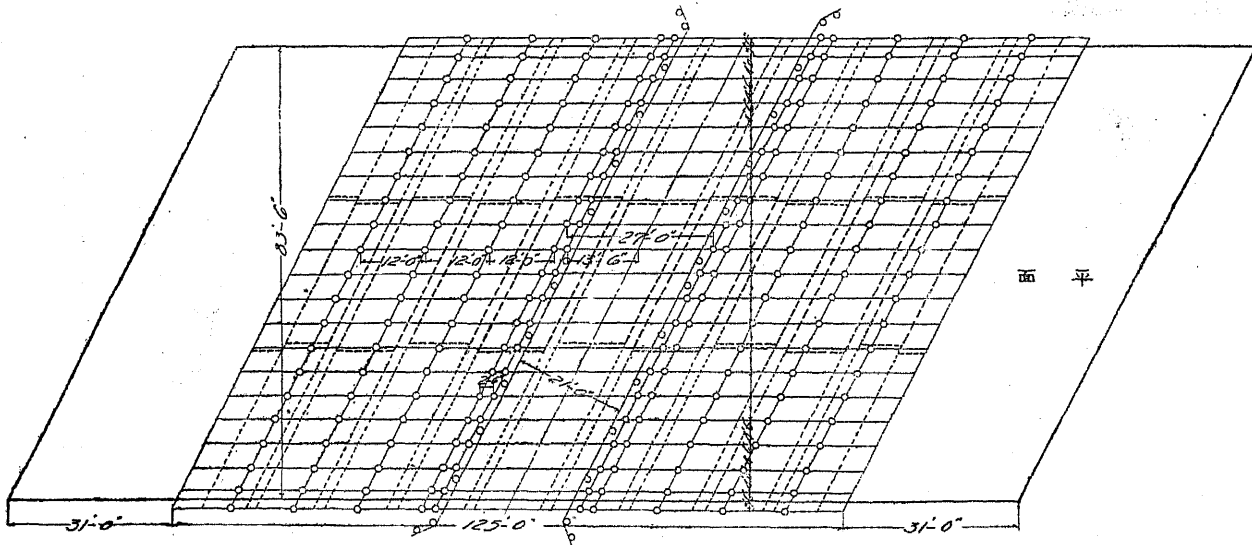
橋梁幅員は八十三呎で此の幅に對し一時に混凝土を施すこと困難であるから之れを三分し更に之れを十七區劃に分ち圖中點線にて示せる區劃毎に混凝土を施した、施工の順序は初めに中央區間次に兩側區間に移つたものである。混凝土施工前、拱架を設計の位置より上げ越すこと四分(但し此外に荷重及溫差の爲め四分の反りを付せり)であつたが、混凝土を施工し拱橋竣成後支保工及拱架工全部を取拂ひ、拱頂部の沈降を検測せしに、東側(汽車線)十六分の七吋、西側(電車線)十六分の八吋、平均に於て約二分の一吋で有つた。即ち最初の型枠上げ越しの豫定は偶然にも理想的であつたので良好なる結果を收むることが出來た。



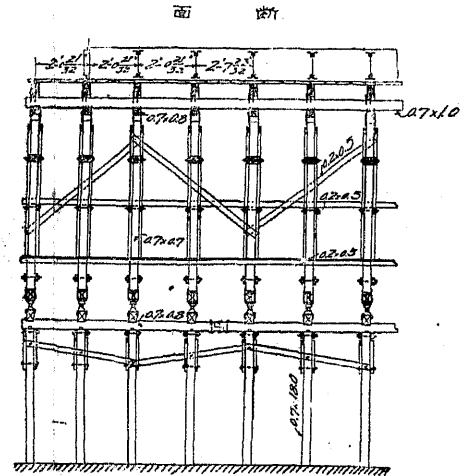
第 百 九 十 七 圖



圖之架拱橋拱土凝混筋鐵索外



面 平



面 斷

附錄 (XII) 鉸端と有する結構の反力及彎曲率圖表

		第一荷重法	第二荷重法	第三荷重法	第四荷重法
$V_0$	スツブ鉸端に於ける垂直反力	$\frac{9P_1(1+2\phi) - 2P_2l\phi}{8\Delta'}$	$\frac{9+16\phi}{8\Delta'} p l$	$-\frac{\phi}{4\Delta'} p l$	$\frac{9(1+2\phi)}{8\Delta'} p l$
$V_1$	支柱鉸端に於ける垂直反力	$\frac{P_1(15+22\phi) + 2P_2(16+11\phi)}{8\Delta'}$	$\frac{27+44\phi}{8\Delta'} p l$	$\frac{6+11\phi}{4\Delta'} p l$	$\frac{15+22\phi}{8\Delta'} p l$
$H$	支柱鉸端に於ける水平反力	$\frac{2P_2l - 3P_1l}{8\Delta'}$	$-\frac{1}{8\Delta'} p l$	$\frac{1}{4\Delta'} p l$	$-\frac{3}{8\Delta'} p l$
$M_2$	側徑間中央に於ける彎曲率	$\frac{P_1^2(3+8\phi) + 2P_2l^2\phi}{16\Delta'}$	$\frac{3(1+2\phi)}{16\Delta'} p l^2$	$-\frac{\phi}{8\Delta'} p l^2$	$\frac{3+8\phi}{16\Delta'} p l^2$
$M_3$	側徑間定着端に於ける彎曲率	$-\frac{P_1^2(3+2\phi) + 2P_2l^2\phi}{8\Delta'}$	$-\frac{3+4\phi}{8\Delta'} p l^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta'} p l^2$	$-\frac{3+2\phi}{8\Delta'} p l^2$
$M_4$	支柱上端に於ける彎曲率	$-\frac{2P_2l^2 - 3P_1l^2}{8\Delta'}$	$-\frac{1}{8\Delta'} p l^2$	$-\frac{1}{4\Delta'} p l^2$	$\frac{3}{8\Delta'} p l^2$
$M_5$ </td <td>中央徑間スツブ両端に於ける彎曲率</td> <td><math>-\frac{P_1l^2\phi + P_2l^2(1+\phi)}{4\Delta'}</math></td> <td><math>-\frac{1+2\phi}{4\Delta'} p l^2</math></td> <td><math>-\frac{1+\phi}{4\Delta'} p l^2</math></td> <td><math>-\frac{\phi}{4\Delta'} p l^2</math></td>	中央徑間スツブ両端に於ける彎曲率	$-\frac{P_1l^2\phi + P_2l^2(1+\phi)}{4\Delta'}$	$-\frac{1+2\phi}{4\Delta'} p l^2$	$-\frac{1+\phi}{4\Delta'} p l^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta'} p l^2$
$M_6$	中央徑間スツブ中心部に於ける彎曲率	$\frac{P_1l^2(1+3\phi) - 2P_2l^2\phi}{8\Delta'}$	$\frac{1+\phi}{8\Delta'} p l^2$	$\frac{1+3\phi}{8\Delta'} p l^2$	$-\frac{\phi}{4\Delta'} p l^2$
$X_0$	側徑間に於ける鉸端に於ける最大正彎曲率点の位置	$\frac{9(1+2\phi) - 2P_2l\phi}{8\Delta'} l$	$\frac{9+16\phi}{8\Delta'} l$	—	$\frac{9(1+2\phi)}{8\Delta'} l$
$M$	全上最大彎曲率	$\frac{81P_1^2(1+2\phi)^2 + 4P_1l^2(9+22\phi) - P_2^2l^2}{128\Delta'^2}$	$\frac{(9+16\phi)^2}{128\Delta'^2} p l^2$	—	$\frac{81(1+2\phi)^2}{128\Delta'^2} p l^2$
		$\phi = \frac{h}{l} \frac{I_B}{I_C}$	$\Delta' = 3+5\phi$		

附錄 (XIII) 固定端を有する結構の反力及彎曲率圖表

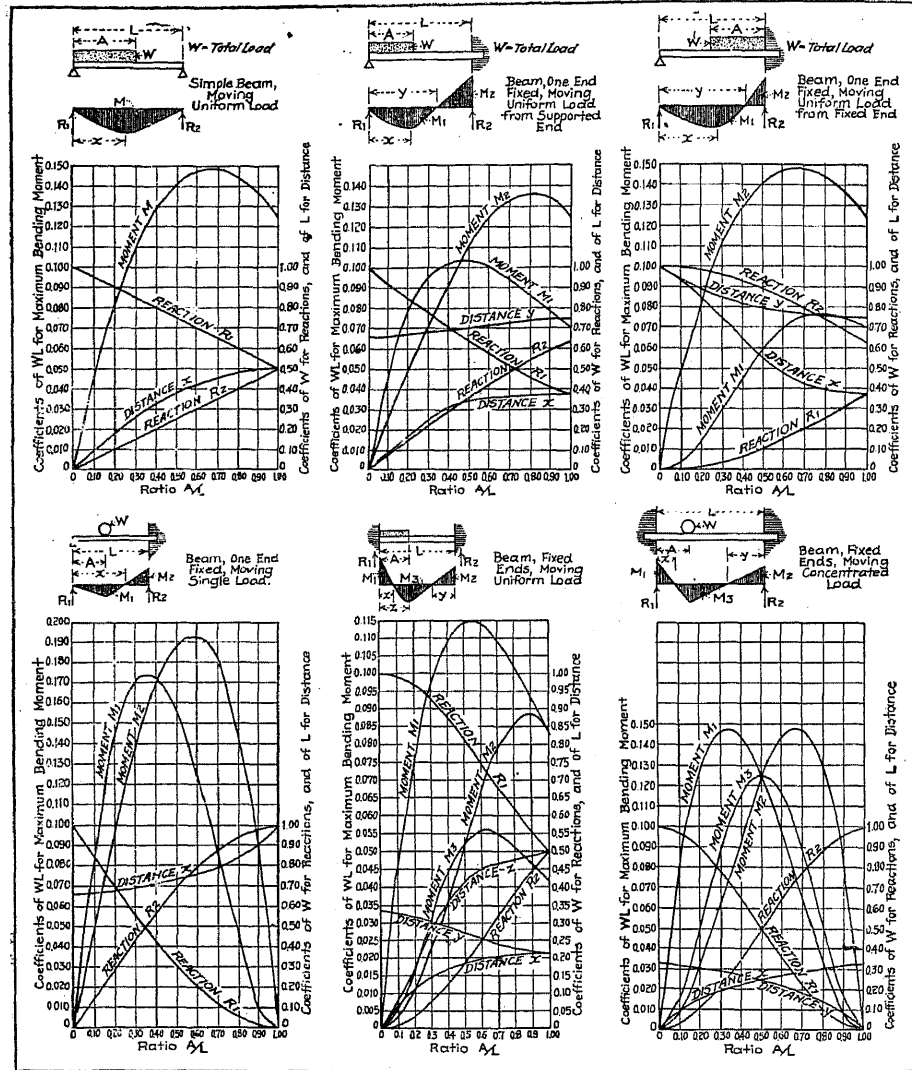
	第一荷重法	第二荷重法	第三荷重法	第四荷重法
$V_0$				
スラブ両端・ 梁の垂直反力	$\frac{Pl(4+7\phi)-Pl^2\phi}{4\Delta}$	$\frac{1}{2}Pl$	$-\frac{\phi}{4\Delta}pl$	$\frac{4+7\phi}{4\Delta}pl$
$V_1$	$\frac{Pl(4+5\phi)+Pl^2(4+7\phi)}{4\Delta}$	$pl$	$\frac{4+7\phi}{4\Delta}pl$	$\frac{4+5\phi}{4\Delta}pl$
$H$	$\frac{Pl^2-Pl^2}{4\Delta}$	—	$\frac{1}{4\Delta}pl$	$-\frac{1}{4\Delta}pl$
$M_0$	$-\frac{2Pl^2(4+2\phi)-Pl^3\phi}{12\Delta}$	$-\frac{1}{12}pl^2$	$\frac{\phi}{12\Delta}pl^2$	$-\frac{1+2\phi}{6\Delta}pl^2$
$M_1$	$\frac{Pl^2-Pl^2}{12\Delta}$	—	$\frac{1}{12\Delta}pl^2$	$-\frac{1}{12\Delta}pl^2$
$M_2$	$\frac{2Pl^2(4+2\phi)-Pl^3\phi}{24\Delta}$	$\frac{1}{24}pl^2$	$-\frac{\phi}{24\Delta}pl^2$	$\frac{1+2\phi}{6\Delta}pl^2$
$M_3$	$-\frac{Pl^2(4+\phi)+2Pl^3\phi}{12\Delta}$	$-\frac{1}{12}pl^2$	$-\frac{\phi}{6\Delta}pl^2$	$-\frac{2+\phi}{12\Delta}pl^2$
$M_4$	$-\frac{Pl^2-Pl^2}{6\Delta}$	—	$-\frac{1}{6\Delta}pl^2$	$\frac{1}{6\Delta}pl^2$
$M_5$	$-\frac{Pl^2\phi+2Pl^3(4+\phi)}{12\Delta}$	$-\frac{1}{12}pl^2$	$-\frac{1+\phi}{6\Delta}pl^2$	$-\frac{\phi}{12\Delta}pl^2$
$M_6$	$\frac{Pl^2(2+5\phi)-2Pl^3\phi}{24\Delta}$	$\frac{1}{24}pl^2$	$\frac{2+5\phi}{24\Delta}pl^2$	$-\frac{\phi}{12\Delta}pl^2$
$h_0$	$\frac{h}{3}$	—	$\frac{h}{3}$	$\frac{h}{3}$
$\chi_0$	$\frac{(4+7\phi)-\frac{Pl}{4\Delta}l}{4\Delta}$	$\frac{1}{2}l$	—	$\frac{4+7\phi}{4\Delta}l$
$M$	$\frac{Pl^2(16+5\phi+5\phi^2)-Pl^3(4+5\phi+5\phi^2)}{96\Delta^2}$	$\frac{1}{24}pl^2$	—	$\frac{Pl^2(16+5\phi+5\phi^2)}{96\Delta^2}$

$\phi = \frac{h}{l} \frac{I_b}{I_c} \quad \Delta = 2 + 3\phi$

附錄 (XIV) 集荷重を加へたる結構の反力及彎曲率圖表

一般式	中央徑間上・對照集荷重の場合	徑間・中央=集荷重の場合
$H = \frac{3a(1-\frac{a}{l})}{2h[3+4\frac{hI_c}{lI_b}+2\frac{hI_c}{lI_b}]}P$	$\frac{a(1-\frac{a}{l})}{2h\Delta}P$	$\frac{1}{8\Delta}P$
$V_0 = -\frac{a(1-\frac{a}{l})\phi}{\Delta}P$	$-\frac{\phi}{4\Delta}P$	$-\frac{\phi}{4\Delta}P$
$V_1 = \frac{3a(1-\frac{a}{l})\phi}{2\Delta}P$	$\frac{1+2(1+\frac{a}{l}\phi)\phi}{2\Delta}P$	$\frac{2+5\phi}{4\Delta}P$
$M_0 = \frac{(1-\frac{a}{l})\phi}{3\Delta}Pa$	$\frac{(1-\frac{a}{l})\phi}{3\Delta}Pa$	$\frac{\phi}{12\Delta}Pl$
$M_1 = -\frac{2(1-\frac{a}{l})\phi}{3\Delta}Pa$	$-\frac{2(1-\frac{a}{l})\phi}{3\Delta}Pa$	$-\frac{\phi}{6\Delta}Pl$
$M_2 = -\frac{(1-\frac{a}{l})}{2\Delta}Pa$	$-\frac{(1-\frac{a}{l})}{2\Delta}Pa$	$-\frac{1}{8\Delta}Pl$
$M_3 = -\frac{(1-\frac{a}{l})(3+4\phi)}{6\Delta}Pa$	$-\frac{(1-\frac{a}{l})(3+4\phi)}{6\Delta}Pa$	$-\frac{3+4\phi}{24\Delta}Pl$
$M_4 = \frac{3\phi^2+2(1+2\phi)\phi}{6\Delta}Pa$	$\frac{3\phi^2+2(1+2\phi)\phi}{6\Delta}Pa$	$\frac{3+8\phi}{24\Delta}Pl$
$\phi = \frac{hI_b}{lI_c} \quad \Delta = 1+2\phi$		

附錄 (XV) 桁に於ける反力及彎曲率圖表



(XVI) 各種混凝土抗壓強度表

(佛國大家 M. Felet 氏多數研究の結果  
發表の公式に依る)

混凝土調合			抗壓極強 #/sq (材齡六ヶ月目)				
セメント	砂	砂利	空隙 50% を有する 篩立碎石	空隙 45% を有する 普通碎石	空隙 40% を有する 川砂利	空隙 30% を有する 混合砂利	空隙 20% を有する 混合砂利
1	1.5	2	3 890	3 870	3 840	3 780	3 730
		3	3 750	3 710	3 680	3 600	3 530
		4	3 620	3 570	3 520	3 430	3 330
1	2	3	3 460	3 420	3 390	3 320	3 250
		4	3 340	3 300	3 250	3 170	3 090
		5	3 230	3 180	3 120	3 010	2 930
		6	3 130	3 160	3 010	2 890	2 780
1	2.5	3	3 200	3 160	3 130	3 070	3 020
		4	3 090	3 050	3 010	2 940	2 850
		5	2 980	2 940	2 880	2 790	2 700
		6	2 890	2 830	2 780	2 670	2 570
1	3	4	2 860	2 830	2 780	2 720	2 660
		5	2 780	2 740	2 690	2 610	2 530
		6	2 680	2 630	2 580	2 480	2 390
		8	2 510	2 440	2 390	2 280	2 160
1	4	6	2 310	2 270	2 220	2 140	2 070
		7	2 240	2 190	2 150	2 060	1 980
		8	2 170	2 120	2 070	1 970	1 880
1	5	10	2 040	1 980	1 920	1 810	1 700
		1	1 770	1 720	1 660	1 570	1 470
1	6	12	1 430	1 380	1 320	1 230	1 140

大正五年四月五日 印刷  
 大正五年五月十日 發行  
 大正五年七月十五日 再發行  
 大正五年八月廿五日 三版發行  
 大正五年九月十日 四版發行  
 大正五年十二月八日 五版發行  
 大正五年十二月八日 七版發行

定價 金四圓五拾錢

不許複製  
版權所有

著者兼發行者

東京市芝區三田南寺町貳拾四番地  
 阿部美樹志



印刷者

東京市神田區美土代町二丁目一番地  
 島連太郎

印刷所

東京市神田區美土代町二丁目一番地  
 三秀舍

賣捌所

丸善株式會社  
 丸善 神田支店  
 丸善 大阪支店  
 丸善 京都支店  
 丸善 橫濱支店  
 丸善 福岡支店  
 丸善 仙臺支店

東京市日本橋區通三丁目  
(郵便振替貯金口座東京第五番)  
 東京市神田區表神保町  
(郵便振替貯金口座東京第二八一六番)  
 大阪市東區博勞町四丁目  
(郵便振替貯金口座大阪第七四番)  
 京都市三條通鉄屋町西入  
(郵便振替貯金口座大阪第一七三番)  
 橫濱市辨天通二丁目  
(郵便振替貯金口座東京第一一八五二番)  
 福岡市博多上西町  
(郵便振替貯金口座福岡第五〇〇番)  
 仙臺市國分町  
(郵便振替貯金口座仙臺第一五番)