

# 論 說 報 告

土木學會誌 第十一卷第六號 大正十四年十二月

## 扭 力 論

扭力の理論及び實驗を論じて  
鐵筋混凝土の扭力抵抗に及ぶ

後 編

會員 工學士 宮 本 武 之 輔

### 内 容 梗 概

本論文は曩に公にせる扭力論の續編にして、前編に於て検討したる扭力理論及び主として金屬材料に就ての既往の實驗の結果を取捨採擇して、鐵筋混凝土部材に對する之が應用を考究するを以て目的とし、先づ歐米各國に於ける鐵筋混凝土に關する扭力實驗の結果を比較考證し、次ぎに鐵筋混凝土抗扭材の理論的解法を創定して世評に問はんとす。而して著者當初の計畫たる、此の理論的解法を驗證せんがための著者自らの扭力實驗は猶ほ未だ、その結果を茲に公表する程度に達せしむる事能はざりしが故に、その報告は之を切離して、公表を他日に期する事としたり。

### 目 次

	頁
第三編 鐵筋混凝土の扭力實驗	3
第一章 概 說	3
第二章 混凝土の彈性係數	5
第三章 ムェルシュの實驗	11
第一節 混凝土の抗裁強度	11
第二節 混凝土の扭力試驗	16
第三節 鐵筋混凝土の扭力試驗	19
第四章 フェップルの實驗	22
第一節 理論的研究	22

第二節	混凝土の扭力試験	27
第三節	鉄筋混凝土の扭力試験	31
第四節	鉄筋と混凝土との附着力	37
第五章	バツハ及びグ Raffa の実験	44
第一節	總 説	44
第二節	混凝土の強度	46
第三節	混凝土の扭力試験	48
第四節	方形断面鉄筋混凝土軸の扭力試験	52
第五節	矩形断面鉄筋混凝土軸の扭力試験	60
第六節	混凝土の弾性係數	64
第六章	グ Raffa の実験	69
第一節	總 説	69
第二節	混凝土の強度	70
第三節	混凝土の扭力試験	73
第四節	圓形断面鉄筋混凝土軸の扭力試験	74
第五節	混凝土の弾性係數	80
第七章	メナアジェエ及びメルシエの実験	83
第一節	總 説	83
第二節	鉄筋混凝土の扭力試験	84
第三節	混凝土の弾性係數	87
第八章	ヤングの実験	88
第一節	總 説	88
第二節	混凝土及び鉄筋混凝土の扭力試験	91
第三節	混凝土の弾性係數	96
第四編	應用扭力論	97
第一章	混凝土軸の理論	97
第一節	混凝土の弾性係數	97
第二節	混凝土の強度	106
第三節	軸断面に於ける應力の分布	111
第四節	混凝土軸の設計	126

第二章 鐵筋混凝土軸の理論	128
第一節 軸に於ける鐵筋の效果	128
第二節 鐵筋様式論	132
第三節 圓形斷面軸の設計	142
第四節 方形及び矩形斷面軸の設計	144
第五節 その他の斷面の軸の設計	144
第三章 鐵筋混凝土螺旋杭の實例	145
第四章 結 論	148

### 第 三 編 鐵筋混凝土の扭力實驗

#### 第 一 章 概 説

前二編に於て著者は彈體に對する扭力理論及び主として金屬材料に就ての扭力實驗に關する、古來の研究を紹介したりしが、此等の理論を不均一材料たる混凝土、及び特に混凝土と鋼との共同作用を必要とする鐵筋混凝土に適用するに方りては、幾多の慎重なる實驗の助けを籍るに非ずんば、得て正當なる結論に到達し難きは多言を須ひず。

鐵筋混凝土の最も經濟的なる用途は實に之を桁として使用するにあり。抗壓材又は抗張材の如きにありては、斷じてその優越なる特性を發揮せしむる所以に非ず。然れども近時、鐵筋混凝土の極めて廣汎なる應用は、單に之を桁としてのみ使用する事を許さず。複雑なる構造物の一部として、或は之に應壓力を取らしめ或は之に應張力を取らしむるの必要に迫らるゝこと少からず。著者が佛國に於て目撃したる鐵筋混凝土バウストリング構橋の如きは、新しき試みとして、その最も著しき特例なるが、特に抗壓材にありては鐵筋配置に關する特殊の様式の發明せられたるもの少しとせず。佛國のコンシデール (Considère) の如き、最も著名なる一例として普く人の知る所なり。

唯鐵筋混凝土を軸として使用し、之に扭力を取らしむるが如きは、曩きに新荒川に架設せられたる橋梁の橋脚として、鐵筋混凝土螺旋杭を使用したる外、歐米各國に於てもその實例に乏しく、僅かに英國及び白耳義に於て此の種の杭を使用したる實例あれど、その成績良好ならざりしと聞けり。思ふに鐵筋混凝土に扭力

を取らしむるが如き構造は、多くの場合に於て容易に之を避くる事を得べく、従つて實地上の必要に迫らるゝこと少かりしが故に、混凝土又は鐵筋混凝土の抗扭力に關する研究は近來まで之が閑却を見たるものにして、如上の構造物を設計するに方りても、既往の經驗と理論的根柢とを文獻に徵するに由なかりしを以て、その施工が俄かに成功を收め難かりしは、決して怪しむに足らざるなり。

抗扭材として設計せられざる構造物にありても、荷重状態の如何によりては、その一部に應扭力を生ず可きは想像に難からず。桁橋が非對稱的荷重を蒙りたる場合、擁壁が不均一土壓を受けたる場合、船舶が局部的激浪に衝突したる場合等の如く、凡て構造物の一部が局部的の荷重を受くる場合には、その一部に應扭力を生ず可きは理の當然にして、特にわが國の如き地震の被害甚大なる地域に於ける構造物は、かなりの程度の應扭力を蒙る可きは極めて明白なり。此の故に獨逸シュツットガルト・テヒニッシュ・ホホシュウレに於けるバッハ教授に、鐵筋混凝土橋梁の床構に就ての扭力實驗あり、米國イリノイ大學に於けるタルボット教授に、鐵筋混凝土矩形版に就ての扭力實驗あり。混凝土に關する實驗は、漸く近年に至りて此の種の研究に向つて方向付けらるゝに至れり。

然れども扭力の研究は、軸に就て之を實驗するを以て、最も基本的とし且つ最も本質的とす。此の故に著者はその扭力研究の範圍を混凝土及び鐵筋混凝土軸の扭力抵抗に限定す可し。

佛國にありては 1900-1905 年に亘りてその土木省 (le ministère des travaux publics) に直屬する鐵筋混凝土委員會に依り、土木工學校の實驗室 (la laboratoire d'essai mécanique à l'école nationale des ponts et chaussées) に於て、小規模の扭力實驗がなされたる外、又此の種の研究あるを聞かず。米大陸にありては、加奈陀トロント大學に於けるヤング教授の實驗あるに過ぎずと雖も、獨逸にありては、ミュンヘン・テヒニッシュ・ホホシュウレの材料試験所に於けるフェップルの研究 (1912 年)、シュツットガルト・テヒニッシュ・ホホシュウレの材料試験所に於けるムルシュの研究 (1904 年)、同バッハ及びグラフの研究 (1912 年)、同グラフの研究 (1922 年) の如きは、最も貴重なる研究資料として世界に誇るに足る。

著者は此等の研究の結果を本編に於て略述せんとするに先だち、混凝土の弾性を研究する意味に於て、バッハがシュツットガルトに於ける、混凝土の弾性に關する過去 30 年間の實驗の結果を一瞥せんとす。バッハの此方面に於ける研究は

實に 1894 年の夏に始まり、その第一回の報告 (Bach: Versuche über die Elastizität von Beton, *Zeitschrift des V. d. I.* 1895, S. 489 u. f.) は 1895 年、その第二回の報告 (Bach: Versuche über die Elastizität und Druckfestigkeit von Körpern aus Zement, Zementmörtel und Beton, *Z. d. V. d. I.* 1896, S. 1381 u. f.) は 1896 年に公表せられ、その後随時の刊行物 (*Zeitschrift des V. d. I., Armierter Beton, Beton und Eisen, Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisen-beton, usw.*) に依りて發表せられたりしが、著者はグラフの報告 (O. Graf: Die Druckelastizität und Zugelastizität des Betons, *Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 227, Berlin 1920*) に就て、その大要を摘録するに止む。グラフはシュツットガルト材料試験所に於ける技師にして、バッハの研究の共助者たり。バッハの名に依りて世に發表せられたる實驗は専らグラフに依りて施され、上記の報告論文は實に 1894—1919 年の 25 年間に於ける、弾性に關する研究の要點を網羅したるものとす。

## 第 二 章 混 凝 土 の 弾 性 係 數

### (イ) 變形と弾性係數

第二編第三章第六十七圖に於て、鑄鐵の抗壓及び抗張試験に於ける、應力度と總變形、餘剩變形及び弾性變形に對する弾性係數の關係を圖示したりしが、實驗の結果に徴するに、鑄鐵及び混凝土の如き材料にありては、一定の應力度に對する此等の變形は決して一定不變に非ずして、荷重を加へ或は之を取り去る操作を反覆する毎に、總變形  $\lambda_0$ 、餘剩變形  $\lambda_1$ 、及び弾性變形  $\lambda$  の値は各増大し、而も斯の如き操作を反覆する回數の増すに従つて、變形の増加率は遞減し遂に  $\lambda_0$ 、 $\lambda_1$ 、 $\lambda$  の値が一定の應力度に對して一定不變なるに至る平衡状態に到達す可し、而して所謂弾性係數は此の平衡状態に於ける弾性變形  $\lambda$ 、従つて  $\epsilon = \lambda/l$  なる値に依りて算出せられたるものとす。

次表は明らかに此の間の關係を示すものにして、混凝土の配合は容積にて 1:2½:5、供試體は直徑 25<sup>cm</sup>、總長 100<sup>cm</sup>、嚙體破壊抗壓強度  $K_c = 96 \text{ kg/qcm}$ 、荷重繼續時間 1.5 分とす。

第三十六表 混凝土抗壓試験 その一

應力度 $\sigma$ (kg/q cm)	操作回数	$l=75$ cm に対する變形 (1/600 cm にて)			彈性係數 $E_c$ (kg/q cm)
		$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
0-7.9	1	1.29	0.16	1.13	306,000
	2	1.30	0.16	1.14	
	3	1.33	0.17	1.16	
	4 (平衡)	1.33	0.17	1.16	
0-15.8	1	2.78	0.31	2.47	279,000
	2	2.83	0.34	2.49	
	3	2.87	0.35	2.52	
	4	2.90	0.35	2.55	
	5 (平衡)	2.90	0.35	2.55	
0-23.7	1	4.47	0.50	3.97	259,000
	2	4.62	0.53	4.09	
	3	4.64	0.55	4.09	
	4	4.67	0.55	4.12	
	5 (平衡)	4.67	0.55	4.12	
0-31.6	1	6.31	0.79	5.52	245,000
	2	6.51	0.81	5.70	
	3	6.60	0.84	5.76	
	4	6.65	0.89	5.76	
	5	6.71	0.91	5.80	
	6 (平衡)	6.71	0.91	5.80	
0-39.5	1	8.33	1.14	7.24	233,000
	2	8.64	1.27	7.37	
	3	8.84	1.29	7.55	
	4	8.88	1.31	7.57	
	5	8.99	1.40	7.59	
	6	9.02	1.43	7.59	
	7	9.06	1.43	7.63	
	8 (平衡)	9.06	1.43	7.63	

第三十六表によりて、變形が平衡状態に達する迄の操作所要回数は、應力度  $\sigma$  と共に増大するを見る可く、應力度  $\sigma$  が著しく大なる場合には、操作を反覆すればする程、變形は増大して底止する所を知らず、遂に平衡状態を現出することなきに至る。是明かに屈點を超過せることを示すものにして、第二編第三章を参照せば容易に此の現象を説明することを得可し。次表は斯の如き場合の一例にし

て、混凝土配合は容積にて 1:4、嚙體破壊抗壓強度  $K_c=146 \text{ kg/q cm}$ 、供試體は斷面積  $618 \text{ q cm}^2$  の正方形斷面、材齡 92 日、荷重繼續時間 2 分とす。

第三十七表 混凝土抗壓試験 その二

應力度 $\sigma$ (kg/q cm)	操作回数	$l=75.04 \text{ cm}$ に對する變形 (1/1200 cm にて)			彈性係數 $E_c$ (kg/q cm)
		$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
0.1-16.2	1	5.45	0.27	5.18	279,300
	4 (平衡)	5.47	0.28	5.19	
0.1-32.4	1	11.43	0.47	11.01	254,900
	5	11.99	0.66	11.33	
	10 (平衡)	12.09	0.68	11.41	
0.1-48.5	1	18.49	0.97	17.52	236,700
	5	19.44	1.34	18.10	
	9	19.89	1.56	18.33	
	10 (平衡せず)	19.98	1.57	18.41	
0.1-64.7	1	26.91	2.04	24.87	219,600
	5	28.74	2.86	25.88	
	9	29.65	3.25	26.40	
	10 (平衡せず)	29.78	3.29	26.49	

本表にありては  $\lambda$  が平衡の状態に達せざるものに就ても、假りに一定の  $\lambda$  の状態に就て彈性係數を算出したりしが、第三十六、三十七表を見れば、 $\sigma$  と  $\epsilon$  との間にはフックの正比例の法則が成立せざること明らかにして、混凝土の場合にも  $\sigma$ - $\epsilon$  の關係は第六十七圖の如き曲線となることを知る可し。

鐵筋混凝土にありては、純混凝土に比して彈性大なるが故に、後者に就て平衡状態に達せざる場合に於ても、猶ほ數十回、多きは 50-60 回の操作を反覆したる後、遂に平衡状態を現出することあれど、此の場合に於ても、甚しく大なる應力段階に對しては平衡状態に到達することなきは勿論とす。

#### (□) 用水量と彈性係數

用水量と強度及び彈性係數との間の關係に就ては、バツハに極めて廣汎なる研究あり。次に示せるものは硬練混凝土と軟練混凝土とに就て施行せる抗壓試験及び抗張試験の各一例なり。

第三十八表は混凝土配合、容積にて 1:2:3、混凝土料としてライン川砂 (0-7 mm) 及びライン川砂利 (7-20 mm) を使用し、供試體は  $20 \times 20 \times 80 \text{ cm}$ 、硬練混凝土は材齡 90 日にして、嚙體破壊強度  $K_c=294 \text{ kg/q cm}$ 、立方體破壊強度  $K_c=416$

kg/q cm, 軟練混凝土は材齡 86 日にして, 塙體破壊強度  $K_c=220$  kg/q cm, 立方體破壊強度  $K_c=284$  kg/q cm の成績を示せり。

第三十八表 混凝土抗壓試験 その三

硬練混凝土 (用水量 4.0%)					軟練混凝土 (用水量 5.7%)				
$\sigma$ (kg/q cm)	$l=50$ cm に対する變形 (1/1200 cm にて)			$E_c$ (kg/q cm)	$\sigma$ (kg/q cm)	$l=50$ cm に対する變形 (1/1200 cm にて)			$E_c$ (kg/q cm)
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$			$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
0.1-12.3	1.94	0.01	1.93	379,300	0.1-12.3	2.31	0.01	2.30	313,300
0.1-24.5	3.95	0.02	3.93	372,500	0.1-24.7	4.78	0.03	4.75	310,700
0.1-36.8	6.03	0.03	6.00	367,000	0.1-37.1	7.35	0.05	7.30	304,100
0.1-49.1	8.18	0.05	8.13	361,600	0.1-49.5	10.05	0.09	9.96	297,600
0.1-73.7	12.83	0.15	12.68	348,300	0.1-74.2	15.73	0.24	15.47	287,000
0.1-98.2	17.89	0.37	17.52	336,000	0.1-99.0	22.17	0.57	21.60	274,700
0.1-122.8	23.39	0.63	22.76	323,500	0.1-123.8	29.74	1.17	28.57	259,800
0.1-147.4	29.18	0.99	28.19	313,500	0.1-148.5	39.02	2.16	36.86	241,600
0.1-172.0	35.61	1.44	34.17	301,800	0.1-173.2	52.21	4.35	47.86	217,000

第三十九表は混凝土配合 1:2:3, 材齡 45 日にして硬練混凝土破壊抗張強度  $K_t=17.5$  kg/q cm, 立方體破壊抗壓強度  $K_c=178$  kg/q cm, 軟練混凝土破壊抗張強度  $K_t=16.2$  kg/q cm, 立方體破壊抗壓強度  $K_c=124$  kg/q cm, なる成績を示せるものとす。

第三十九表 混凝土抗張試験 その一

硬練混凝土 (用水量 7.8%)					軟練混凝土 (用水量 9.9%)				
$\sigma$ (kg/q cm)	$l=45$ cm に対する變形 (1/1200 cm にて)			$E_t$ (kg/q cm)	$\sigma$ (kg/q cm)	$l=45$ cm に対する變形 (1/1200 cm にて)			$E_t$ (kg/q cm)
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$			$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
0.5-4.9	0.91	0.02	0.89		0.5-4.9	1.13	0.05	1.08	
0.5-7.4	1.46	0.03	1.43	264,300	0.5-7.4	1.79	0.08	1.71	222,000
0.5-9.9	2.05	0.05	2.00		0.5-9.9	2.56	0.13	2.43	

即ち變形は兩表を通じて硬練混凝土が軟練混凝土よりも小さく, 従つて彈性係數は硬練混凝土が軟練混凝土よりも大なるを見る可く,  $\sigma$  の増大すると共に  $E$  の減小するは第三十六, 三十七表の場合と同一なり。

#### (ハ) 配合と彈性係數

配合と彈性係數との間の關係に就ては, 膠泥と混凝土とは稍その趣を異にし, 膠泥にありては一定のセメントと混合す可き砂の量が増加するに従ひ,  $E$  の値は初めは増大し配合 1:2 の附近に於て  $E$  は最大となり, 之より漸次砂の量の増加



すると共に減少す。混凝土にありては之と異り、 $E$  の値は配合が貧質となるに従つて遞減するの傾向あり。次の 2 表は此の間の關係を示すに足る。

第四十表 混凝土抗壓試験 その四

配合	材齡 (日)	破壊 強度 $K_0$ (kg/qcm)	$\sigma=0-23.7$ kg/q cm			$E_2$ kg/qcm	$\sigma=0-39.6$ kg/qcm			$E_1$ (kg/qcm)
			$l=75$ cm に対する變形 (1/600 cm にて)				$l=75$ cm に対する變形 (1/600 cm にて)			
			$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$		$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
1:2½:5	86	115	6.34	0.62	5.72	186,500	11.60	1.36	10.24	174,000
1:3:6	94	122	6.69	0.78	5.91	180,500	12.03	1.50	10.53	169,200
1:3½:7	117	109	8.04	1.04	7.00	152,400	14.43	2.13	12.35	144,300
1:4:8	108	102	8.61	1.32	7.29	146,300	15.64	2.73	12.91	138,000
1:4½:9	141	92	8.78	1.25	7.53	141,600	16.51	2.77	13.74	129,900
1:5:10	143	80	9.48	1.47	8.01	133,100	18.06	3.33	14.63	121,400

次表は用水量 9.0%，供試體斷面積  $20 \times 20$  cm，材齡 45 日，破壊抗張強度 1:1½:2 混凝土に對して  $K_2=22.2$  kg/qcm，1:3:4 混凝土に對して  $K_2=12.6$  kg/qcm なる場合の成績とす。

第四十一表 混凝土抗張試験 その二

配合 1:1½:2					配合 1:3:4				
$\sigma$ (kg/qcm)	$l=45$ cm に対する變形 (1/1,200 cm にて)			$E_2$ (kg/qcm)	$\sigma$ (kg/qcm)	$l=45$ cm に対する變形 (1/1,200 cm にて)			$E_2$ (kg/qcm)
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$			$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	
0.49-2.46	0.34	0.05	0.29	366,800	0.49-2.43	0.33	0.04	0.34	308,100
0.49-4.91	0.83	0.11	0.72	331,500	0.49-4.87	0.95	0.11	0.84	281,600
0.49-7.37	1.35	0.17	1.18	314,800	0.49-7.30	1.60	0.22	1.33	266,500
0.49-9.83	1.87	0.22	1.65	305,700					
0.49-12.29	2.44	0.30	2.14	297,800					

(二) 養生と彈性係數

混凝土の養生又は貯藏 (Curing or storing, la déposition, die Lagerung) と彈性係數との間の關係に就ては、水中養生が空中養生よりも彈性係數大なり。即ち次の如し。次表は配合 1:4 混凝土，用水量 7.8% にして  $\sigma=0.1-41$  kg/qcm に對する實驗とす。

第四十二表 混凝土抗壓試験 その五

材齡 (年)	$E_0$ , 空中養生			$E_2$ , 水中養生		
	實驗 1	實驗 2	平均	實驗 1	實驗 2	平均
2	280,900	252,700	266,800	340,000	306,700	323,400
5	253,600	241,700	250,200	373,300	350,900	362,100

9	278,800	265,700	272,300	396,500	372,900	384,700
12	284,900	272,200	278,600	399,000	387,300	393,200

又次表は配合 1:2:3 混凝土, 材齡 45 日の場合の成績とす。

第四十三表 混凝土抗張試験 その三

$\sigma$ (kg/qcm)	$E_s$ , 濕潤養生			$E_s$ , 7日間濕潤, その後は乾燥		
	實驗 1	實驗 2	平均	實驗 1	實驗 2	平均
0.5-2.5	432,000	415,400	423,700	372,400	353,800	363,100
0.5-7.5	325,900	324,000	325,000	302,400	333,800	318,100

#### (木) 材齡と弾性係數

混凝土の材齡と弾性係數との間の關係に就ては、實驗の成績區々にして歸一する所を知らず。或場合には  $E$  の値が材齡と共に増減し、或場合には材齡と反對に増減し、その中間に於て或は  $E$  が最大値を取り、或は最小値を取る。その一例は既に第四十二表に之を示したるが、斯の如きは要するに、弾性係數に對する材齡の影響の輕微なるに起因するものと言ふ可く、材齡以外の因子によりて影響せらるゝことの遙かに大なるを立證するものと斷ず可し。次に他の一例を示す。

第四十四表 混凝土抗壓試験 その六

材齡 (年)	$E_c$ , 配合 1:2:2		$E_c$ , 配合 1:2:4	
	$\sigma=0.1-100$	$\sigma=0.1-200$	$\sigma=0.1-100$	$\sigma=0.1-200$
1/4	328,200	302,600	316,100	282,700
2	321,900	312,600	304,900	301,200
4 1/2	309,900	315,800	290,100	299,900

#### (へ) 應力度と弾性係數

混凝土の弾性係數は一定に非ずして應力度と共に變化し、應力度の増大するに従つて  $E$  の値が減小すること、鑄鐵の場合と同じく、その實例は之を前數表に於て見出すことを得可し。

#### (ト) 抗壓強度と弾性係數

前諸項に於て述べたる所に依り、用水量、配合、養生、材齡等の弾性係數に對する關係は、材齡の場合を除けば、その強度に對する關係と全く同一なることを知るが故に、混凝土の強度の増大するに従つてその弾性係數も亦増大す可きは、容易に之を想像することを得可し。

バツハの混凝土の抗壓弾性に就ての約 600 の實驗の結果より、立方體破壊強度の 1/6 或は牆體破壊強度の 1/5 を許容應力度とし、此の應力度に對應する彈

性變形の彈性係數を求め、之を縦矩とし、混凝土の立方體破壞強度を横矩として、その間の關係を圖示する時は、拋物線に類する曲線を得可く、此の曲線より抗壓強度と彈性係數との間の關係を窺ふ可し。

第四十五表 混凝土の破壞抗壓強度と彈性係數との關係

立方體破壞強度 $K_c$	許容應力度 $\sigma = K_c/6$ に對する $E_c$
100 kg/qcm	215,000 kg/qcm
200	300,000
300	360,000
400	410,000
500	440,000
600	463,000

即ち  $E$  の値は  $K_c$  と共に増大するを見る可し。

以上は混凝土の抗張又は抗壓彈性係數  $E$  に關する實驗にして、その剛性係數即ち抗裁彈性係數  $G$  に關しては、古來未だ廣汎なる實驗の徵す可きものなく、従つて混凝土の用水量、配合その他が  $G$  に及ぼす影響に就て詳細に之を検討するに由なしと雖も、混凝土の  $G$  に關する僅少の實驗よりも猶ほ明らかに、應裁力度  $\tau$  の増大するに従つて  $G$  の減小する事實を認め得可く、此の關係は前述の  $\sigma$  と  $E$  との間の關係と全く同一なるのみならず、既に  $E$  と  $G$  とは物體の彈性を表現す可き特有の計數なる以上、 $E$  に關する既往の實驗より推論して、用水量、配合その他の因子が剛性係數  $G$  に及ぼす影響は、その彈性係數  $E$  に及ぼす影響と大差なしと斷ぜんも、蓋し大過なきに庶し。

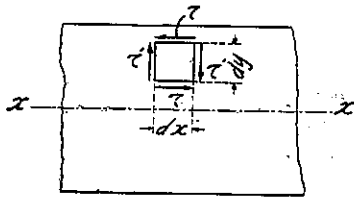
猶ほ混凝土の剛性係數  $G$  に關しては、後章にその實驗値を紹介す。

### 第三章 ムエルシュの實驗

#### 第一節 混凝土の抗裁強度

著者の見聞の範圍内に於ては、物體破壞の状態に於ける抗裁強度従つて應裁力に就て、2種の概念を區別せるは、獨逸シュツットガルト・テヒニッシュ・ホホシュウレ、鐵筋混凝土工學教授ムエルシュを以て唯一の學者とす。一は Schubfestigkeit にして、他は Scherfestigkeit なり。ムエルシュの説く所 (E. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 6te. Auflage, 1923, Stuttgart, Bd. I., 1 Hälfte, S. 74) に依

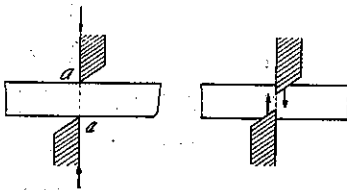
れば、材料強弱に関する普通の著書に於て、一般に同一の意味を有するものとして取扱はるゝ、此等 2 種の抗裁強度 (Shearing strength, la résistance au cisaillement, die Schubfestigkeit oder Scherfestigkeit) は、混凝土に於ては嚴格に區別せざる可らざるものにして、前者は之を桁 (第七十一圖) 及び軸の場合に於て見出す可く、後者は之を第七十二圖の如き純裁斷の場合に於て見出す可しとなす。



第七十一圖

桁及び軸の場合にありては、應裁力は必ず 1 對をなして存在し (第七十一圖)、従つて 1 個の偶力  $\tau dx$  を構成するが故に、之と對抗す可き他の偶力  $\tau' dy$  の存在を必要とし、 $\tau dx = \tau' dy$  なる關係より、 $dx = dy$  と取れば  $\tau = \tau'$  となるが故に、

桁又は軸の任意の點に於ける縦斷面の方向と、之に直角なる横斷面の方向とには、



第七十二圖

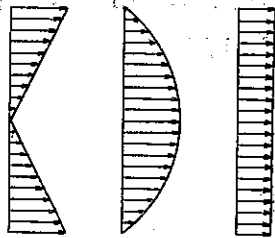
同一應力度の應裁力が働かざる可らざるに反し、第七十二圖左圖の如き純裁斷の場合にありては、裁斷面  $aa$  には應裁力が働けども、 $aa$  に平行なる如何なる他の横斷面にも、應力の存在するものあるを見ず。従つて  $aa$  に直角なる縦斷面にも何等

の應力が存在せざる事は容易に之を論斷する事を得可し。

若し ミュルシュ に従つて、此等 2 種の概念の採用を許すならば、著者は前者を裁力、後者を純裁力と稱せんとす。然れども、第七十二圖の如き裁斷の場合にありても、純裁力を生ずるは單に瞬間的に過ぎず。裁斷機が同右圖の如き位置に達せりとせば、外力は最早や  $aa$  斷面に働かずして、上下の裁斷力はその働線を異にし、従つて物體は彎曲率の作用を蒙る可きが故に、之を純裁斷とは稱し難し。ミュルシュ の實驗に於ける第七十六圖の如き装置にありても、供試體は裁力と同時に彎曲率の作用を蒙る可きは、極めて明瞭なり。此の故に バッハ もその著書 (C. Bach: *Elastizität und Festigkeit*, 1924, S. 400) 中に記して言はく——嚴格なる意味に於ては、裁力は決して單獨に起るものにあらずして、必ず之に彎曲率を伴ふと。

此の彎曲率の影響を無視して、姑く純裁力なる概念を許容せんか、軸に於ては應裁力度は斷面重心に於て零にして、之より周邊に向つて直線的 (圓形及び楕圓

形断面の場合)に増大し, 桁に於ては應裁力度は桁の断面の中立軸を頂點として



第七十三圖

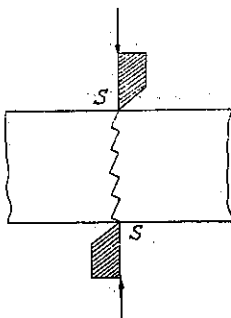
拋物線的に, 抗張又は抗壓邊維に向つて減小すれども, 第七十二圖の如き純裁斷の場合にありては, 應裁力は aa 断面に等布的に分布するものと考へらる。(第七十三圖)

ムエルシュは言はく, 實驗の結果に依れば, 鍊鐵又は軟鋼の如き強靱なる材料にありては, 純抗裁強度は抗張強度の 0.75-0.80 にして, 第二編に於て述べたる所に

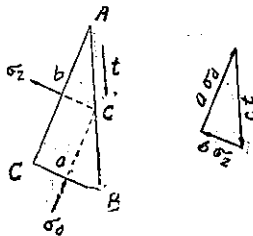
依りて, 軸の破壊に於ける抗裁強度も亦, 抗張強度の 0.75 [ $m=3, K_s=m/(m+1) \cdot K_2=0.75 K_2$ ] 之は 0.80 [ $m=4, K_s=m/(m+1) \cdot K_2=0.80 K_2$ ] なるが故に, 此の場合にありては少くとも實質の上に於て, 兩種の抗裁強度を區別することを必要とせずと雖も, 脆弱なる材料, 例へば鑄鐵, 混凝土又は天然石材の如きにありては, 純抗裁強度は抗張強度より稍大にして, 抗張強度と抗壓強度との中間に位するを常とすと。

1904 年獨逸ワイス・ウント・フライターハ株式會社 (Firma Wayss und Freytag A. G., Neustadt) のために, シュツットガルト材料試驗所に於て施行せるムエルシュの實驗 (ムエルシュは現に同株式會社の理事を兼ね。) は, 此の點に關する研究より始まる。純裁斷に關するムエルシュの理論は次の如し。

混凝土の如き脆弱なる材料にありては第七十二圖の如き純裁斷は裂裁に依るが故に, 此の裁斷に對する混凝土の抵抗力を第七十四圖の如き, 微分鋸齒狀線に依るものと假定すれば, 之によりて純抗裁強度  $K_c$  の理論値を誘導することを得可し。第七十四圖の鋸齒の微分面には, 應張力と應壓力とが同時に作用するものと



第七十四圖



第七十五圖

せば, 此等の應力の水平分力は互に消殺し, その鉛直分力の總代力は裁力  $S$  に等しからざる可らざるが故に, 鋸齒の鉛直面に於ける裁力  $tc$  は 2 個の垂面應力  $\sigma_a a$  及び  $\sigma_b b$  と平衡を保ち (第七十五圖), 且つ兩者の力線の交點を通過す可きが故に, 之によりて鋸齒の直角を斷定し得可し。即ち面  $AC$  と

$BC$  とは直角に交はる。此の鋸齒の破壊は應張力  $\sigma_a$  及び應壓力  $\sigma_b$  が, 同時に

その破壊強度  $K_x$  及び  $K_y$  に達したる時に起る可く、斯の如き假定の下に於ける破壊が、所謂裁斷と同一義なるがためには、 $\sigma_x$  及び  $\sigma_y$  が夫々  $K_x$  及び  $K_y$  に達すると同時に、純應裁力  $t$  が破壊純抗裁強度  $K_t$  に達せざる可らず。

第七十五圖の力の三角形に於て

$$t^2 c^2 = \sigma_x^2 a^2 + \sigma_y^2 b^2$$

然るに  $\sigma_x a$  と  $\sigma_y b$  との水平分力が互に相等しき條件より

$$\sigma_x a \frac{a}{c} = \sigma_y b \frac{b}{c}, \quad \therefore \sigma_x a^2 = \sigma_y b^2$$

即ち

$$t^2 c^2 = \sigma_x \sigma_y a^2 + \sigma_x \sigma_y b^2 = \sigma_x \sigma_y (a^2 + b^2) = \sigma_x \sigma_y c^2$$

$$\therefore t = \sqrt{\sigma_x \sigma_y}$$

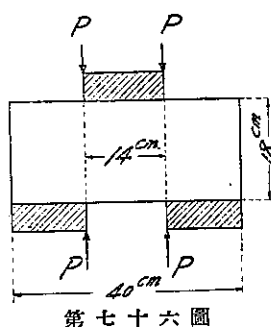
故に純抗裁強度は抗張強度及び抗壓強度の幾何學的平均値にして

$$K_t = \sqrt{K_x K_y} \dots \dots \dots (317)$$

米國ハアヴアド大學教授スウェインはその近業 (G. F. Swain: Strength of Materials, New York, 1924, p. 135) に於て、純裁斷に關するムールシュの此の理論に説き及ぼし、之を駁撃して言はく——此の理論は一見極めて單純にして且つ合理的なるが如く見ゆれども、之に多少の考慮を拂へば、直ちにその謬論なるを發見し得可し。若し面  $c$  に先に假定せるが如き純裁力 (pure shear) が働くものとせば、主應張力及び主應壓力の面は之と  $45^\circ$  の角を挟まざる可らず。(第二編第二章第三節參照)  $a, b$  の如き他の如何なる面も主面たる事能はず、之に働く應力は單に  $\sigma_x, \sigma_y$  の如き垂面應力のみならずして、必ず切觸應力を伴はざる可らざるに、上の理論は全然此の切觸應力を度外視せるが故なりと。

著者の見る所は自ら之と異なり、純裁斷の場合に於て、物體の抗張強度と抗壓強度とを拉し來りて、恣に之と抗裁強度との關係を理論づけんとしたるムールシュの假定に對し、既に根本的の疑義を有するが故に、俄かに此の理論を肯定する事能はずと雖も、同時にスウェインの駁論が自ら根本的の誤謬に陥れることを指摘せざる能はず。思ふにこはスウェインが著者の譯語に於ける裁力 (die Schubspannung) と純裁力 (die Scherspannung) とを混同したる結果に出づ可く、スウェインの所謂純裁力 (pure shear) とは桁又は軸に於けるが如く、應裁力が縦斷及び横斷の方向に起る場合を指せるものにして、此の時に於てこそ裁力の面と  $45^\circ$  の方向に主面を生ずれども、第七十二圖の如き純裁斷の場合には、 $ac$  面以外の斷面に於

ては、その縦断面たると横断面たるとに論なく何等の應力が存在せざる事、前述の如くなるが故に、此の場合に第二編第二章第三節の如き推論を適用する事は、それ自身に於て根本的の謬見と斷ぜざる可らず。



第七十六圖

然らば此の點に關する實驗の結果は如何。ムエルシュの實驗は第七十六圖の如き裝置に依り、マルテンス壓搾機を使用し、断面  $18 \times 18$  cm の方形嚢に就てなされたるものにして、その成績は次の 2 表の如し。第四十六表はライン川砂及びライン川砂利を使用したる、配合 1:3、用水量 14% の混凝土、材齡 2 年の成績にして、 $K_c$  の實驗値は  $K_c = P/b^2 = P/(18 \times 18)$  より算出したるものとす。

第四十六表 混凝土純抗裁試験 その一

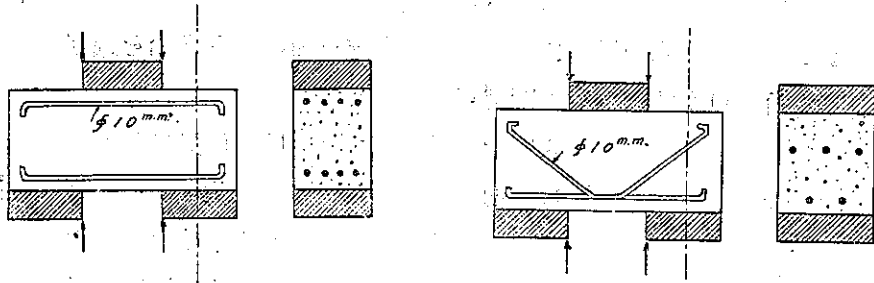
番號	總荷重 $2P$ (ton)		$K_c$	$K_c$	$K_c$ (kg/qcm)	
	龜裂	破壊	(kg/qcm)	(kg/qcm)	實驗	公式 (317)
1	5	40	8.8	350	61.8	55.5
2	10	38	15.8	342	58.7	73.5
3	—	50	22.0	233	77.2	71.6
平均			15.5	308	65.9	69.0

第四十七表は配合 1:4、用水量 14% の混凝土、材齡  $1\frac{1}{2}$  月の成績にして、此の實驗にありては、材齡  $1\frac{1}{2}$  月に於ける  $K_c$  及び  $K_c$  の實驗なかりしが故に、假りに同一配合に依る供試體、材齡 3 月の一例 (3 個平均) を挿入したり。(\*)

第四十七表 混凝土純抗裁強度 その二

番號	總荷重 $2P$ (ton)		$K_c$	$K_c$	$K_c$ (kg/qcm)	
	龜裂	破壊	(kg/qcm)	(kg/qcm)	實驗	公式 (317)
1	15	25			38.6	
2	24	27			41.7	
3	—	20			31.0	
平均			8.8*	172*	37.1	38.8*

更に進んでムエルシュは第七十七圖及び第七十八圖の如き、鐵筋混凝土供試體に就ての純抗裁試験を行ひたれど、その成績に就ては茲に詳説せず。(E. Mörsch: Schub- und Scherfestigkeit des Betons, *Schweizerische Bauzeitung*, 1904, Bd. XLIV, S. 295 u.f.; *Der Eisenbetonbau*, 1923, Bd. I. 1 Hälfte, S. 88 u.f.)



第七十七圖

第七十八圖

一般に (317) 式より求めたる  $K_c$  の値は、直接實驗の結果より算出せる  $K_c$  の値に比して、多少大なる値を與ふること第四十六、四十七表の如しと雖も、その差極めて小なり。上記の表に於ける  $K_c$  の値は嚮體破壊強度にして、此の代りに立方體破壊強度の値を入れるれば、實驗と (317) 式とは更に一層接近す可しとは、ムエルシュの説明なれど、著者は之と全く反對の意見を抱く。何となれば立方體破壊強度は、一般に嚮體破壊強度よりもその値大なる事は公知の事實なるが故に、(317) 式に於て後者の代りに前者の値を  $K_c$  に代入するものとせば、算出せられたる  $K_c$  の値は更に増大し、實驗の結果と一層懸絶するに至る可きや明かなればなり。唯此の關係は鐵筋混凝土の抗扭力と直接の關係を有せざる寧ろ枝葉の問題なるが故に、茲には深く論ぜず。

### 第二節 混凝土の扭力試驗

ムエルシュが前掲の實驗報告 (*Schweizerische Bauzeitung*, 1904, Bd. XLIV. S. 307-310) に依れば、その混凝土の抗扭力に關する實驗は圓形充斷面及び同中空斷面に就てなされたるものにして、混凝土の配合 1:4、供試體の兩端に六角形の頭を附して試験機への挿入に便にし、圓形斷面の部分の純長  $l=34$  cm にして、その成績次の如し。但し表中、抗扭強度  $K_a$  は充斷面に就ては  $K_a=16 M_a/(\pi d^3)$ 、中空斷面に就ては  $K_a=16dM_a/\pi(d^4-d_0^4)$  より算出せられたるものとす。

第四十八表 混凝土抗扭試驗 その一

供試體	寸法 (cm)	破壊扭力率 $M_a$ (kgcm)	抗扭強度 $K_a$ (kg/qcm)	材齡 (日)
V	$d=26$	61,500	13.2	89
VI	"	66,500	19.3	85
VII	"	46,000	13.3	79
VIII	"	59,500	17.3	98
平均		58,375	17.1	89



第四十九表 混凝土抗扭試験 その二

供試體	寸法 (cm)	破壊扭力率 $M_a$ (kg cm)	抗扭強度 $K_a$ (kg/qcm)	材齡 (日)
I	$d=26, d_0=16.2$	53,000	18.5	99
II	“	59,500	20.9	96
III	“	63,250	22.0	95
IV	“	42,500	14.8	93
平均		54,560	19.0	96

此等の實驗に於て觀察し得たる所は、(1) 純混凝土軸にありては、嚙面に龜裂を生じたる後、幾許ならずして軸が破壊の状態に達すること、換言せば破壊扭力率は龜裂扭力率よりさして大ならざること、及び(2) 破壊面は鑄鐵の場合と同じく略  $45^\circ$  の方向に中心軸と斜交する螺旋面を取ることの 2 點なりとす。

第二編に紹介せる鑄鐵軸に関する實驗は勿論、混凝土軸に関するその他の實驗にありては、茲に示せるが如き公式(第一編第四章參照)を用ひて算出せる  $K_a$  の値は、充断面に於て中空断面より遙かに大なるものあるを普通とすれど、ムルシュの此の實驗は、之と全く反對の現象を呈せり。此の場合には平均材齡に於ける僅かに 8 日の長短の如きは深く問題とするに足らず。

既に第二編第一章第二節に於て、圓形中空断面の軸が同充断面の軸に比して、 $K_a$  の値小なる實驗成績を、鑄鐵に就て例證し、且つ第四章の終りに於て之を理論付くる上に於て多少の説明を加へたりしが、斯の如き一般的事實は實に理論の容易に肯定し得る所なるに係らず、第四十九表の結果は正に之に逆行するものと言はざる可らず。思ふに實驗の結果より一個の確定概念を捕捉せんがためには、實驗に細心の注意を拂ふことゝ、許し得る限り多數の供試體を作りて、實驗の回數を重ねるを以て必須の要件とす。特に混凝土の如き不均一材料に就て、その必要愈々切なるものあるを感ず。否らずんば往々にして理論上肯定し難き反對の結果を生じ、そのために人を誤ること一再にして止まらず、第四十九表の如きは正にその適例と言ふ可く、恐らく實驗者の豫想し得ざる或種の原因のために、斯の如き結果を生じたるものと推斷するの外なしと雖も、ムルシュは之に對して、中空断面にありては供試體製作の際、充断面に於けるよりも混凝土の搗固め完全なりしに起因す可しと斷じたる外、何等の説明を加へざるのみならず、後に此の實驗の成績を混凝土に関するその著書 (Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1923, I. Bd., 1. Hälfte, S. 79) 中に収録するに方り、之に恣に改算を加へたる形跡の歴然た

るは、著者の甚だ遺憾とする所なり。ムエルシュが前掲の著書中に記す所は次の如し。但し混凝土の配合は 1:4,  $K_a$  は夫々  $K_a=16M_a/\pi d^3$ ,  $K_a=16dM_a/\pi(d^4-d_0^4)$  を用ひて算出せられたるものとす。

第五十表 混凝土抗扭試験 その三

混凝土軸	寸法 (cm)	供試體	材齡(日)	破壊扭力率 $M_a$ (kgcm)	抗扭強度 $K_a$ (kg/qcm)
圓形断面	$d=26$	4	88	58,375	17.1
同(中空)	$d=26, d_0=15$	3	54	27,830	8.9

第五十表の圓形断面に對する値は明らかに第四十八表の實驗成績なれど、同中空断面に對する値は、之と同時に施行せられし第四十九表の實驗成績に非ずして、全く他の實驗をその代りに挿入したるを見る。此の實驗も亦恐らくシュツットガルトに於て、その後施行せられしものなる可く、グラフも亦此の實驗を引用(後述)したれど、その詳細に至りては如何なる刊行物にも發表せられたるものあるを見ず。著者は何故にムエルシュがその實驗を新たにせずして、著しく材齡の異なる 2 種の實驗を第五十表の如く對立せしめたるかを判斷するに苦しむ。惟ふに、ムエルシュの本意とする所は、公式上の抗扭強度  $K_a$  の値が、中空断面に於て充断面よりも小さく算出せらるゝ事實が、混凝土に於ても鑄鐵に於けると同様に認めらるゝ一事を指摘するに存して、その要求急なるの餘り、多く他を顧みるに違なかりしものなる可しと雖も、第五十表に於けるが如く材齡を著しく異にし、且つ例令同一の配合なりとは言へ、明らかに、異なる材料を用ひて異なる條件の下に作られたりと想像せらるゝ供試體に就ての、實驗成績を、何等の説明なしに對比せしめたるは、全く意味をなさず。此の結果を取りて理論的推論の基礎とするが如きは思はざるの甚しきものとす。

獨逸鐵筋混凝土要覽 (Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. I., 1923, S. 343) 中、混凝土の抗扭力に關する項目の下に、グラフはムエルシュの實驗を紹介して、下の如き數字を掲げたり。

圓形断面 (材齡 3 月)  $K_a=(18.2+19.3+13.3+17.6):4=17.1$

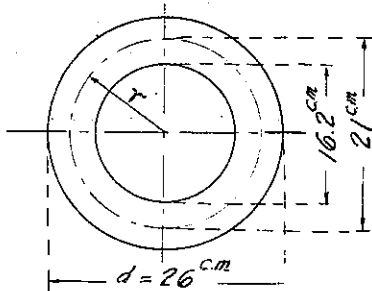
同(中空) (材齡 2 月)  $K_a=(9.4+7.9+9.3):3=8.9$

此の數字は明かに第五十表の結果を示すものにして、その同じくシュツットガルト派の學徒たる關係上、グラフも亦ムエルシュの鑿に倣ひたるを見る可し。

著者はムエルシュの實驗が、混凝土の扭力抵抗を闡明する上に於て、未だ満足す可き程度に完成せられざりしことを遺憾とする者なれど、その實驗は混凝土の扭力に關する研究が、未だ一般の注意を惹くことなかりし 1904 年に於て爲され、此の方面の世界的研究に對して鮮やかなる先鞭をつけたる事に對して、深き敬意を拂ふ。

### 第 三 節 鐵筋混凝土の扭力試驗

ムエルシュの施行したる鐵筋混凝土の扭力試驗は、前掲の報告によれば、第四十九表に紹介したると同一の供試體に就てなされ、その周壁の中心に扭力率に依る主應張力の方向、即ち  $45^\circ$  の方向に上る螺旋筋を挿入したるものにして、此の場合には (1) 軸の端面に  $45^\circ$  の方向に最初の龜裂を生じたる後、猶ほ暫く荷重を増大するに非ずんば、軸は破壊せざること、換言せば破壊扭力率は龜裂扭力率よりも著しく大なること、(2) 軸の破壊は同様に、螺旋筋に直角に  $45^\circ$  の方向の螺旋面に依りて起ることを觀察することを得たり。而して此の實驗を第四十九表の結果と對比するに、最初の龜裂を生じたる時の扭力率  $M_a$  の値は、何れも第四十九表の平均扭力率 54,560 よりも大なることを知るが故に、此の實驗に於ける  $M_a - 54,560 = M_a'$  は、螺旋筋に依りて支へられたる扭力率なることを知る可し。故に  $r_1 = 10.5 \text{ cm}$  を中心より螺旋筋に至る半徑 (第七十九圖) とせば、 $S$  を螺旋



第七十九圖

筋によりて支へらるゝ水平力として

$$M_a' = S r_1, \quad S = \frac{M_a'}{r_1} = \frac{M_a - 54,560}{r_1}$$

なる關係あり。而して螺旋筋の斷面積を  $f_0$ 、その本數を  $z$ 、螺旋筋の應張力度を  $\sigma_0$  とせば

$$\sigma_0 = \frac{S \sqrt{2}}{z f_0} = \frac{M_a' \sqrt{2}}{z f_0 r_1} \dots \dots (318)$$

此の關係を用ひて、實驗の成績を表示せば次の如し。但し混凝土の配合は 1:4、供試體は圓形中空斷面にして、周壁の中心に  $45^\circ$  の方向の主應張力に抵抗す可き螺旋筋を挿入す。軸の兩端には六角形の頭をつけ、圓形斷面の部分の純長  $l = 34 \text{ cm}$  とす。

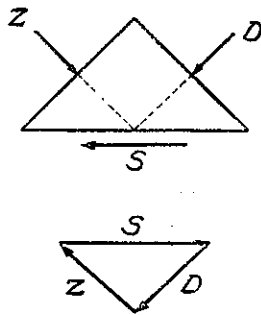
第五十一表 鐵筋混凝土抗扭試驗 (ムエルシュ)

供試體	寸法 (cm)	螺旋筋	龜裂扭力率	$M_d'$	$\sigma_e$	破壊扭力率	材齡 (日)
IX	$d=26, d_0=16.2$	5- $\phi 7$ mm	72,500	17,940	1,260	86,500	60
X			70,000	15,440	1,080	120,000	60
平均			71,250	16,690	1,170	103,250	60
XI	$d=26, d_0=16.2$	10- $\phi 10$ mm	125,000	70,440	1,206	142,500	60
XII			120,000	65,440	1,120	155,000	60
平均			122,500	67,940	1,163	148,750	60

此の實驗にありては供試體 X は龜裂を生じたる後も、破壊の時迄猶ほ混凝土が張力に抵抗したることを見る可く、又供試體 XI, XII に於ては破壊に先だつて螺旋筋が抜け出し、充分にその抗張強度を發揮し能はざりし形跡あり。上表に於ける  $\sigma_e$  の値は供試體 IX, X の平均値と供試體 XI, XII の平均値との間に殆んど差違を認めず。之を同じくシュツトガルト材料試験所に於て施行せられし鐵筋混凝土桁の實驗の成績と對比するに、混凝土に第一の龜裂を生じたる時の伸張率は、測定の結果  $\varepsilon=516 \times 10^{-6}$  にして (4 個平均)、之を鐵筋の彈性係數  $E=2,160,000$  kg/qcm に適用する時は、此の時の鐵筋の應張力度は  $\sigma_e=\varepsilon E=516 \times 2.16=1,120$  kg/qcm となり、上の抗扭試験に於ける平均値  $\sigma_e=1,167$  と正確に一致するものと言ふ可し。

此の關係は極めて興味ある現象にして、配合 1:4 混凝土の抗張強度を此の場合に  $K_2=9$  kg/qcm と取れば、混凝土が破壊する場合の鐵筋の應張力度は  $\sigma_e=(120-130) K_2$  にして、 $n$  を鐵筋と混凝土との彈性比として、所謂彈性限度内の計算に於て普通に假定せらるゝ  $\sigma_e=n\sigma_s=(10-15)\sigma_s$  なる關係が、混凝土破壊の刹那に於ては全然成立せざる事を證するものにして、應力度の増大するに従つて混凝土の彈性係數が急激に減少し、従つて彈性比が急激に増大する事を物語る一證左なりとす。

前掲ムエルシュの著書中に於ける、此の實驗の引用は、既に第四十九表の結果を抹殺せる關係上、必然的に上述のものとは趣を異にし、ムエルシュ自ら、此の實驗にありては無鐵筋中空斷面 (第五十表) と有鐵筋中空斷面との間に、材齡を異にするが故に、兩者を比較する事能はざる所以を述べ、 $K_d=16dM_d/\pi(d'-d_0)$  の公式を用ひて算出せる  $K_d$  の値を掲ぐると共に、次の如き推論を用ひて軸の破壊に際する鐵筋の應張力度を算出せるを見る。



第八十圖

軸が破壊するに方りては、混凝土は龜裂の結果主應張力を取るに能はず、此の主應張力は専ら鐵筋に依りて支へらるゝと共に、之に直角なる方向の主應壓力は猶ほ依然として混凝土に依りて支へらるゝが故に、若し混凝土の主應壓力が鐵筋の線に集中せりと考ふる時は

$M_a$ ; 軸の破壊扭力率,  $D$ ; 混凝土の支ふる主應壓力  
 $Z$ ; 鐵筋の支ふる主應張力,  $S$ ; 總代水平力

として、第八十圖より

$$S = \frac{M_a}{r_1}, \quad Z = D = \frac{1}{2} S \sqrt{2} = \frac{1}{2} \frac{M_a}{r_1} \sqrt{2}$$

或は  $M_a$  は  $1/2$  づゝ混凝土及び鐵筋に依りて支へらるゝが故に、鐵筋に依りて支へらるゝ水平力は  $S' = M_a / (2r_1)$  となり、従つて  $Z = S' \sqrt{2} = M_a \sqrt{2} / (2r_1)$

従つて (318) 式を得たると同様に、鐵筋の應張力度は

$$\sigma_s = \frac{Z}{af_s} = \frac{1}{2} \frac{M_a}{r_1 af_s} \sqrt{2} \dots \dots \dots (319)$$

(319) 式を用ひて、軸破壊時の  $\sigma_s$  の値を算出せる結果は次の如し。

第五十二表 鐵筋混凝土抗扭試験 (ムエルシュ)

供試體	螺旋筋	最初の龜裂		破 壊		
		$M_a$ (kgcm)	$K_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$M_b$ (kgcm)	$K_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IX	5-φ 7 mm	72,500	25.2	86,500	30.2	3,026
X		70,000	24.4	120,000	42.0	4,208
XI	10-φ10 mm	125,000	43.6	142,500	49.5	1,220
XII		120,000	41.8	155,000	54.0	1,330

鐵筋を挿入せる結果は  $K_a$  の値を、混凝土の  $K_s$  よりも遙かに大ならしむるのみならず、特に供試體 XI, XII にありては、 $K_a$  を  $K_s$  よりも著しく増大せしむるを見る可し。猶ほ供試體 IX, X にありては、破壊時の  $\sigma_s$  の値は鐵筋の  $K_s$  に達し、軸の破壊が螺旋筋の切斷に依りて完成せられし事を立證せるに係らず、供試體 XI, XII に於ける  $\sigma_s$  の値は鐵筋脱出の結果、 $K_s$  よりも遙かに小なり。

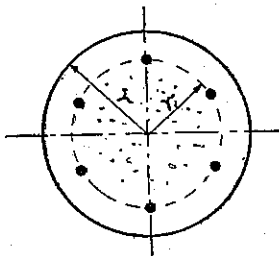
茲にはムエルシュの實驗に對する詳細なる批評を省略す。後編に於て之を總括せんとす。

## 第 四 章 フェップルの實驗

### 第 一 節 理論的研究

既に鑄鐵の如き脆弱なる材料を以て作れる軸の破壊が、斜めの方向に於ける主應張力に起因する明白なる事實あり。混凝土に就ての此の現象は既に1904年ミュルシュに依りて實驗立證せられたること前述の如く、此の故に1910-11年バツハがシユツトガルトに於ける實驗は、此の主應張力に對抗せしむ可き斜めの方向の螺旋筋の影響を研究せんとする方針の下に施行せられたるに係らず、偶然にも之と時期を同じくして施行せられたるフェップルのミュンヘンに於ける實驗が、此の螺旋筋に就て何等の考慮を拂はず、寧ろ故らに之を度外視せるは、著者の頗る遺憾とする所なりと雖も、フェップルの實驗に對する評論は、之を後編に譲り著者は茲には唯、その實驗の結果の梗概を、その報告 (A. Föppl: Verdrehungsversuche mit Wellen aus Eisenbeton, *Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule, München, Heft 32, 1912*) に基きて略述するに止めんとす。

此の實驗は第八十一圖にその一例を示すが如き圓形断面の鐵筋混凝土軸に就て、爲されたるものにして、その實驗の結果を記述するに先だちて、フェップルは豫め之に多少の理論的検討を加へたり。



第 八 十 一 圖

均一材料を以て作れる圓形断面の軸にありては、その横断面は扭力を加へられたる後も、猶ほ平面として止まること、均一材料を以て作れる桁の横断面が、彎曲後も猶ほ平面として止まると同一なり。全く異なる2種の材料、即ち鋼及び混凝土より成る鐵筋混凝土桁にありても、その實用上の計算の基礎は、同様にその横断面が彎曲後も平面なりとの假定の上に築かるゝと同じく、鐵筋混凝土軸の計算も亦、その横断面が扭力を加へられたる後も、平面なりとの假定にその基礎を置くを以て第一歩とし、フェップルの推論は此の假定より出發す。

均一材料を以て作れる圓形断面軸に就ての此の事實が、鐵筋混凝土圓形断面軸に就ても同様に成立す可しとの假定は、多少の補正なくしては許容し難きこと、

後述の如しと雖も、姑く此の假定に従ふ時は、(5) 及び (9) 式を用ひ

$\tau_c$ ; 混凝土の應裁力度,

$\tau_s$ ; 鐵筋の應裁力度

として 
$$\tau_c = G\theta\rho \dots\dots\dots(320)$$

而して鐵筋と混凝土との剛性係數の比、即ち抗裁彈性比を  $n$  とせば

$$\tau_s = nG\theta\rho \dots\dots\dots(321)$$

$f_c$ ; 混凝土の斷面積,

$f_s$ ; 鐵筋の總斷面積,

$f_0$ ; 軸の斷面積,  $f_0 = f_c + f_s$

とせば

$$M_a = G\theta \int \rho^2 df_c + nG\theta \int \rho^2 df_s = G\theta \left[ \int \rho^2 df_c + (n-1)G\theta \int \rho^2 df_s \right]$$

然るに

$$\int \rho^2 df_c = \frac{1}{2} \pi r^4 = \frac{1}{2} f_0 r^2$$

又  $f_s$  は  $f_c$  に比して小さきが故に、軸の中心より鐵筋の重心迄の距離を  $r_1$  とせば

$$\int \rho^2 df_s = f_s r_1^2$$

$$\therefore M_a = G\theta \left[ \frac{1}{2} f_0 r^2 + (n-1) f_s r_1^2 \right] \dots\dots\dots(322)$$

(322) 式より次の 2 式を得可し。

$$\theta = \frac{2M_a}{Gr^2[f_0 + 2(n-1)(r_1/r)^2 f_s]} \dots\dots\dots(323)$$

$$G = \frac{2M_a}{\theta r^2[f_0 + 2(n-1)(r_1/r)^2 f_s]} \dots\dots\dots(324)$$

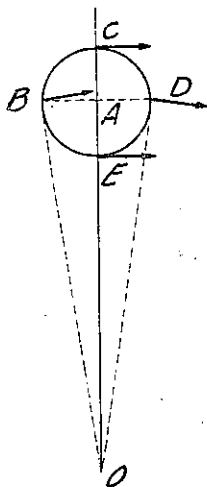
軸の周邊に於ける混凝土の應裁力度は最大にして、之を  $\tau_1$  を以て表せば、(322) 式より  $G\theta$  を求め、之を (320) 式に代入し  $\rho=r$  として

$$\tau_1 = \frac{2M_a}{r[f_0 + 2(n-1)(r_1/r)^2 f_s]} \dots\dots\dots(325)$$

(322), (323) 及び (325) 式に於て  $f_s=0$  とせば、鐵筋を挿入せざる場合の公式を得可し。[(7), (8) 式参照]

(323), (325) 式より, 鐵筋を挿入せるがために  $\theta$  及び  $\tau_1$  が輕減せらるゝ限度を定むることを得可しと雖も, 軸の抗扭強度は  $\tau_1$  のみならず, 鐵筋と混凝土との間の附着力に依りて支配せらるゝが故に, 抗扭強度の増大する程度は, 單に(325)式よりは決定し難し。

次に軸の横斷面が果して扭力を加へられたる後も, 平面として止まる可きや否やを吟味せんに, 第八十二圖に於て  $O$  を軸の重心,  $A$  を鐵筋の重心とせば, 鐵筋の周邊上の點  $B, C, D, E$  に於ては, 應裁力は半徑  $OB, OC, OD, OE$  に夫々垂直の方向を取らざる可らざる可きこと, 前掲の假定より明なかなるが故に,  $AO$  の距離が比較的大なる限り, 此等の點の應裁力は殆んど同一の方向及び同一の大きさを有するものと假定し得可し。依りて例へば  $D$  點の附近に於ける微分面積にありては, 應裁力は鐵筋の周邊に垂直ならざる可らず。而して鐵筋内に假定せる此の微分面積に隣接する混凝土の微分面積内の應裁力は, 前者と同一の方向を有し, 且その應力度  $\tau_0$  は假定によりて鐵筋の應力度  $\tau_1$  の  $1/n$  なる可し。然れども 應力交換の法則 (das Wechselwirkungsgesetz) に従つて, 鐵筋より混凝土に傳達せらるゝ應裁力は, 同時に亦混凝土より鐵筋に傳達せらるゝ應裁力に等しからざる可らざるが故に,  $D$  點に於ける兩應裁力度  $\tau_0, \tau_1$  は互に相等しきを要す。 $B$  點に於ても同様にして  $\tau_0 = \tau_1$  なり。此の推論は單純なる平衡條件より誘導せられたるものにして, 他に何等特別の假定を設くることを必要とせざるが故に, 一般に無條件に成立す可きものにして, 之に依りて軸の斷面は眞に平面として止まるに非ず, 少許の彎曲を起す可きことの證明を見出すものとす。唯鐵筋の直徑が軸の直徑に比して小なる事實は, 之を實際問題として, 斯の如き斷面の彎曲が, 鐵筋の附近に於てのみ多少著しきものあるを認むれども, 之より少しく距たれば此の彎曲は殆んど消滅し, 上述の假定によりて見出されたる應力分布の法則が, 殆んど完全に成立すと見做し得るものとす。



第八十二圖

第八十二圖の  $C$  及び  $E$  に於ては, 應裁力は鐵筋の周邊に切線方向を取り, 鐵筋と混凝土との間に應裁力の傳達なきが故に, 鐵筋内の大なる應裁力  $\tau_1$  が, 混凝土内の小なる應裁力  $\tau_0$  と相隣接することを妨げず。従つて鐵筋が混凝土より

同時に亦混凝土より鐵筋に傳達せらるゝ應裁力に等しからざる可らざるが故に,  $D$  點に於ける兩應裁力度  $\tau_0, \tau_1$  は互に相等しきを要す。 $B$  點に於ても同様にして  $\tau_0 = \tau_1$  なり。此の推論は單純なる平衡條件より誘導せられたるものにして, 他に何等特別の假定を設くることを必要とせざるが故に, 一般に無條件に成立す可きものにして, 之に依りて軸の斷面は眞に平面として止まるに非ず, 少許の彎曲を起す可きことの證明を見出すものとす。唯鐵筋の直徑が軸の直徑に比して小なる事實は, 之を實際問題として, 斯の如き斷面の彎曲が, 鐵筋の附近に於てのみ多少著しきものあるを認むれども, 之より少しく距たれば此の彎曲は殆んど消滅し, 上述の假定によりて見出されたる應力分布の法則が, 殆んど完全に成立すと見做し得るものとす。



脱出する危険は、實際上  $B, D$  2 點及び、その附近に於てのみ豫想せらる可きものとす。

猶ほ  $B$  及び  $C, C$  及び  $D$  等の中間にありては、同様にして應力交換の法則により、鐵筋の周邊に法線の方向の  $\tau_c$  及び  $\tau_b$  の分力は相等しきを要し、若し  $\tau_c$  と  $\tau_b$  とが同一の方向を有するものとせば、同時にその大きさも亦、相等しからざる可らずして、此の結果は明かに事實に背戻するが故に、此の部分にありては鐵筋と混凝土との境界面の内外にありて  $\tau_c$  と  $\tau_b$  とが、その方向を異にすと想像し得可し。

鐵筋脱出の危険は、脱出の直前に於ける  $B$  及び  $D$  點に於て、鐵筋と混凝土との間に傳達せらるゝ應裁力の大きさに關係するが故に、今此の應裁力の大きさを  $\tau_{bc}$  とせば、 $\tau_{bc}$  は (320), (321) 式に依りて計算せらるゝ  $\tau_b$  と  $\tau_c$  との仲間にあると假定し得可し。従つて

$$\tau_{bc} = \tau_b + z = \tau_c - nz = n(\tau_b - z)$$

とせば

$$z = \tau_b(n-1)/(n+1)$$

$$\therefore \tau_{bc} = \frac{2n}{n+1} \tau_b = \frac{2n}{n+1} \frac{2M_a r_1}{r^2 [f_0 + 2(n-1)(r_1/r)f_c]} \dots \dots (326)$$

$2n/(n+1) \doteq 2$  と假定すれば、 $\tau_{bc}$  は  $\rho = r_1$  の點の  $\tau_b$  の値の殆んど 2 倍に當り、且つ同時に (325) 式の與ふる  $\tau_1$  よりも大なる事明かなるが故に、鐵筋と混凝土との間の附着力は、應裁力のために軸の外周に於ける混凝土が破壊する、それよりも小さき荷重に依りて敗北することを結論し得可し。換言せば軸の破壊は鐵筋の脱出に依りて起るか、少くとも鐵筋の脱出が軸の破壊に先立つ可きことを知る可し。

更に鐵筋を挿入せる軸と混凝土のみの軸とを比較するに、(326) 式に於て  $f_c$  が小なる時は、 $\tau_{bc}$  の値を (325) 式に於て  $f_c = 0$  とせる場合の  $\tau_1$  の値より大ならしめ得るが故に、鐵筋混凝土軸に於て鐵筋滑脱に依る軸の破壊が、純混凝土軸に於て混凝土の應裁力による破壊よりも、小さき荷重の下に起ることある可きを推定するに足る。但し鐵筋が滑脱し始むる刹那より、前述の假定は最早や成立せず。状態は一變するが故に、軸の抗扭力が鐵筋挿入によりて増大せらるゝか、或は却つて減殺せらるゝかは、俄かに決定す可らず。

鐵筋の滑脱を防ぎ、依りて以て鐵筋挿入に依る軸の補強を所期せんがためには鐵筋の斷面積に次の如き限度を設くることを必要とす。即ち混凝土軸に於ける抗扭力が(325)式の  $\tau_1$  によりて決定せられ、鐵筋混凝土軸のそれが(326)式の  $\tau_{oe}$  によりて決せらるゝものとせば  $\tau_1 \geq \tau_{oe}$  として

$$\frac{2M_d}{r f_0} \geq \frac{2n}{n+1} \frac{2M_d r_1}{r^2 [f_0 + 2(n-1)(r_1/r)^2 f_e]}$$

従つて 
$$f_e \geq \frac{[2nr_1/(n+1) - r] f_0 r}{2(n-1)r_1^2} \dots\dots\dots(327)$$

$n$  は相當に大なる數なるが故に  $n+1 \doteq n-1 \doteq n$  とせば、(327) 式の代りに次の略式を使用し得可し。

$$f_e \geq \frac{f_0 r}{nr_1} \left[ 1 - \frac{r}{2r_1} \right] \dots\dots\dots(328)$$

(327), (328) 式は假りに鐵筋と混凝土との間の附着強度  $K_h$  と、混凝土の抗裁強度  $K_s$  とが同一の大きさを有するものと假定したり。否らざる場合にありては兩式に多小の修正を必要とす。

以上はフエップルの理論の大要にして、その最後の斷り書きに依り、附着強度 (Adhesive resistance, la résistance d'adhérence, die Haftfestigkeit,)  $K_h$  と抗裁強度  $K_s$  との間に、 $K_h = \eta K_s$  なる關係が存在するものとせば、 $\tau_1/K_s \geq \tau_{oe}/K_h$  として(327), (328) 式の代りに次式を得可し。

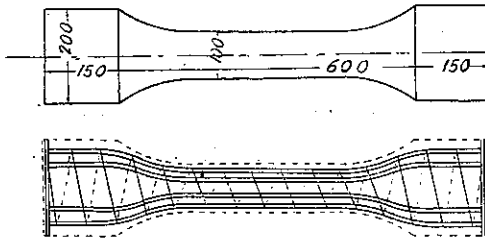
$$f_e \geq \frac{[2nr_1/\eta(n+1) - r] f_0 r}{2(n-1)r_1^2} \dots\dots\dots(327_1)$$

$$f_e \geq \frac{f_0 r}{nr_1} \left[ \frac{1}{\eta} - \frac{r}{2r_1} \right] \dots\dots\dots(328_1)$$

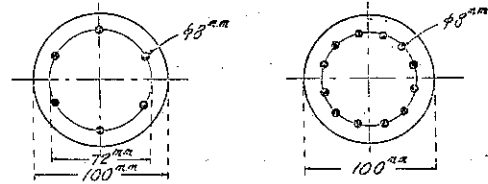
フエップルの理論は單に軸の横斷面に於ける應裁力のみを考慮し、斜めの方向に於ける主應張力を度外視せるが故に、鐵筋混凝土軸の破壊を論ずるにあたりても、單に混凝土の應裁力と、軸鐵筋即ち斷面に垂直なる縦鐵筋と混凝土との間の附着力との關係を検討したるのみにして、之と斜めの方向に於ける主應張力との關係に觸るゝ事なかりしは、その理論の最大缺點と言ふ可く、之によりて鐵筋混凝土軸の設計にあたりて充たされざる可らざる必要條件の一つを與へたりとは言へ、

未だ之を以て充分なる條件とは稱す可らず。否寧ろ比較的必要程度の小なる條件に固執して、徒らに吞舟の魚を逸したるの憾みあり。

## 第 二 節 混 凝 土 の 扭 力 試 験



第 八 十 三 圖



第 八 十 四 圖

フックルの實驗用供試體は第八十三圖の如き形狀寸法を備へ、全長 90 cm、中央の圓形斷面の部分の直徑 10 cm、兩端は長さ 15 cm の部分を限り、邊長 20 cm の正方形斷面に廓大す。供試體は  $r_1=36$  mm (第八十一及び八十四圖) の位置に直徑 8 mm の鐵筋 6 本を挿入せるもの (3 個)、同 12 本を挿入せるもの (3 個) 及び鐵筋を挿入せざるもの (9 個) の 3 種とし、此の軸鐵筋に配するに、徑 2 mm の螺旋筋を使用し、軸鐵筋と螺旋筋との交點は徑 1 mm の細筋を以て結束すること第八十三圖の如し。軸鐵筋の兩端は之を薄き鐵板に固定し、以て鐵筋の滑脱を防ぐ。此の螺旋筋は單に混凝土施工の際、軸鐵筋の間隔を一定に保たんがためにのみ考案せられたるものにして、その抗扭力に對する影響は之を無視するものとす。

混凝土の配合はセメント 8 リットル、砂 12 リットル、砂利 (最大粒 10 mm) 12 リットルなるが故に容積比にして  $1 : 1\frac{1}{2} : 1\frac{1}{2}$  とす。用水量は砂又は砂利の乾燥の程度に應じて増減し、鐵筋混凝土に對して  $5-5\frac{1}{2}$  リットル、純混凝土に對して  $4-5\frac{1}{2}$  リットルを使用す。混凝土の施工は、型を鉛直の位置に置き約 10 cm づゝ層狀に打ち上がるものにして、混凝土の表面に充分に水の廻るを限度として次層の混凝土を加ふ。

鐵筋混凝土軸の中 1 個 (12 本の軸鐵筋を有するもの) は、その製作をワイス・ウント・フライターハ株式會社ミュンヘン工場に依頼し、同時に材料試験所の職工を同工場に派して、混凝土の施工を習得せしめ、他の凡ての軸は之を材料試験所

内に於て製作せるものなるが故に、此の1個のみは他の軸に比して多少の相違を豫期し得可く、此の故に此の軸は材齡 30 日に達したる時に豫備試験として扭力の實驗に供せられ、他の軸とは條件を異にするが故に茲にはその成績を省略す。

思ふにミュンヘン材料試験所に於てはバウシンガアが之を主宰したりし昔よりフエップルが主宰する現在に至るまで、混凝土に関する實驗は多く之を閑却し、専ら金属材料に就ての實驗に没頭したる傾向ありて、混凝土の施工に就ては經驗に乏しかりしに依る可く、此の點はシュツットガルト材料試験所がパツハに依る數十年の混凝土實驗の經驗を有するとは自らその選を異にす。従つてミュンヘンに於けるフエップルの實驗と、シュツットガルトに於けるムエルシュ、パツハ及びグラフ等の實驗とを比較對照する場合には、此の點に關して多少の斟酌を加ふるの必要ある可し。

本實驗に於ける扭力率の臂長は 51.8 cm なるが故に、荷重  $P$  を  $kg$  にて表せば、扭力率は  $M_a = 51.8 P \text{ kg cm}$  となる。又扭力角  $\theta_1$  は觀測長  $l = 30 \text{ cm}$  に就き、半径 4.0 m の圓弧上に於ける弧長  $s$  (mm) に依りて測定 (第一表參照) せられしが故に、 $\theta$  に對する單位長を 1 cm とせば

$$s = \theta_1 r = \theta l r = 30 \times 4,000 \theta = 120,000 \theta, \therefore \theta = (s/12) \times 10^{-4}$$

なる關係あり。

純混凝土軸 9 個に就ての抗扭試験及び抗壓試験の成績次の如し。

第五十三表 混凝土抗扭試験 (フエップル)

供試體	練方	抗 扭 試 験					抗 壓 試 験*	
		用水量 (リットル)	材齡(日)	$P$ (kg)	$M_a$ (kgcm)	$s$ (mm)	材齡(日)	$K_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
$A_0$	軟練	5½	121	59	3,056	2.8	160	307
$C_0$		5	136	87.5	4,533	5.8	160	201
平均		5½	128	73.3	3,797	4.3	160	254
$B_0$	硬練	4	107	80	4,144	7.1	160	254
$D_1$		4	114	83	4,299	6.3	160	226
$D_2$		4	114	102.5	5,310	7.9	160	223
$D_3$		4	114	130	6,734	8.0	160	251
平均		4	112	99	5,128	7.3	160	241
$E_1$		硬練	4½	209	88	4,568	4.3	—
$E_2$	4½		210	125	6,475	5.5	—	—
$E_3$	4½		210	125	6,475	5.8	—	—
平均	4½		210	113	5,853	5.2	—	—

\* 抗壓試験は抗扭試験に依る軸の破壊後、その頭部より 15 cm の邊長を有する立方體を切り取り、材齡約 160 日にして施行せられしものにして、 $20 \times 20 \times 15$  cm の軸の頭部より  $15 \times 15 \times 15$  cm の立方體を作ること、及び一度抗扭試験に供されたる混凝土を更に抗壓試験に使用することの適否に關し著者は多少の疑問を有す。

上表に於ける  $P$  従つて  $M_a$  は軸破壊時の荷重従つて扭力率の値なれど、列記したる  $s$  の値は必ずしも之に對應するものにあらず。例へば  $A_0$  に於ては  $P=50$  の時の  $s=2.8$  にして、 $P=59$  に増大したる時に軸の破壊を見たれど、此の破壊の直前に於ける  $s$  は觀測せられず。混凝土軸にありては鐵筋混凝土軸と異なり、第一の龜裂と軸の破壊とが殆んど同時に起ることは、特に注意す可き現象にして正に前章のムルシュの實驗と一致するものとす。

此等の實驗の途中に於ける  $P$  又は  $M_a$  と  $s$  との値は次の如し。

第五十四表 混凝土軸に於ける扭力率  $M_a$  と扭力角弧長  $s$  との關係 (その一)

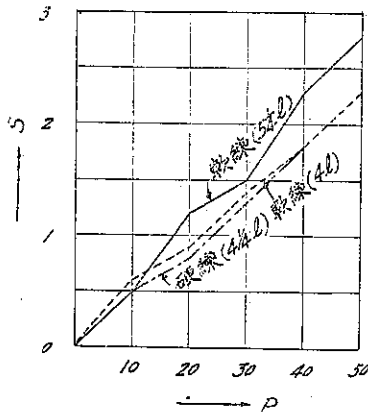
荷重 $P$ (kg)	扭力率 $M_a$ (kgcm)	扭力角弧長 $s=30 \times 4,000 \theta$ (mm)											
		軟練 (用水量 $5\frac{1}{2}$ l)			硬練 (用水量 4l)				硬練 (用水量 $4\frac{1}{2}$ l)				
		$A_0$	$C_0$	平均	$B_0$	$D_1$	$D_2$	$D^m$	平均	$E_1$	$E_2$	$E_3$	平均
10	518	0.4	0.7	0.5	0.7	0.7	0.5	0.6	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5
20	1,036	1.4	1.0	1.2	1.2	0.9	0.7	0.7	0.9	0.9	0.7	0.8	0.8
30	1,554	1.4	1.6	1.5	1.7	1.2	1.5	1.2	1.4	1.4	1.3	1.2	1.3
0	0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1,554	1.6	1.5	1.5	1.7	1.2	1.5	1.2	1.4	1.5	1.3	1.2	1.3
40	2,072	2.4	2.2	2.3	2.1	1.8	1.8	1.6	1.8	2.0	1.7	1.6	1.8
50	2,590	2.8	2.8	2.8	2.8	2.3	2.3	2.0	2.3	2.5	2.1	2.2	2.3
0	0		0.1		0.3	0.2	0.1	0.0	0.15	0.1	0.0	0.0	0.1
50	2,590		2.8		3.0	2.5	2.6	2.1	2.5	2.4	2.1	2.2	2.2
60	3,108		3.5		3.2	2.9	3.1	2.7	3.0	3.1	2.5	2.6	2.7
0	0		0.2		0.7	0.6	0.2	0.1	0.4	0.1	0.1	0.0	0.1
60	3,108		3.7		3.6	3.1	3.1	2.6	3.1	3.1	2.5	2.6	2.7
70	3,626		4.5		4.8	3.8	3.7	3.1	3.8	3.8	3.0	3.1	3.3
0	0		0.3		1.0	0.8	0.4	0.2	0.6	0.1	0.2	0.1	0.1
70	3,626		4.4		4.9	4.1	3.8	3.1	4.0	3.7	3.0	3.1	3.3
80	4,144		5.5		7.1	4.8	4.4	3.8	5.0	4.3	3.7	3.6	3.9
0	0		1.0			1.5	0.5	0.3		0.3	0.2	0.1	0.2
80	4,144		5.8			5.9	4.8	3.8		4.3	3.5	3.6	3.8
90	4,662						5.6	4.1			4.0	4.0	

0	0	0.9	0.4	0.2	0.2
90	4,662	5.9	4.3	4.0	4.2
100	5,180	7.0	5.0	4.7	4.7
0	0	1.5	0.5	0.3	0.2
100	5,180	7.5	5.2	4.7	4.8
110	5,698		5.8	4.9	5.3
0	0		0.7	0.4	0.2
110	5,698		6.0	5.0	5.3
120	6,216		6.7	5.6	5.9
0	0		1.0	0.5	0.3
120	6,216		6.9	5.5	5.8
130	6,734		8.0		

此の表より  $P=50\text{ kg}$  までの荷重段階に於ける  $s$  の平均値を摘録せば次の如し。

第五十五表 混凝土軸に於ける  $M_a$  と  $s$  との関係 (その二)

混凝土 練方	用水量 (リットル)	供試體 員数	材齡 日	總扭力角弧長 $s$ (mm)				
				$P=10\text{kg}$	20	30	40	50
軟練	5½	2	128	0.5	1.2	1.5	2.3	2.8
硬練	4	4	112	0.6	0.9	1.4	1.8	2.3
同	4½	3	210	0.5	0.8	1.3	1.8	2.3



第八十五圖

フェップルの實驗はシュツトガルト派の實驗とその趣を異にするか故に、上掲の 2 表に於ける  $s$  の値は一般に總扭力角に對する弧長を表はし、唯第五十四表に於て  $P=0, M_a=0$  に對應する數字のみ餘剩扭力角に對する弧長を表はす。

第八十五圖は第五十五表の結果を圖示したるものにして、 $P=0-50\text{ kg}$  の間にありては  $s$  は略、 $P$  に正比例するものとして大差なきが故に、此の間に於ける剛性係數  $G$  を常數と見做す時

は、(324) 式に於て、 $M_a=50 \times 51.8=2,590\text{ kgcm}$ ,  $r=5\text{ cm}$ ,  $f_0=\pi r^2=25\pi\text{ cm}^2$ , 軟練混凝土に對して  $\theta=2.8/(30 \times 4,000)$ , 硬練混凝土に對して  $\theta=2.3/(30 \times 4,000)$  とし、且つ  $f_0=0$  と置きて計算する時は

軟練混凝土に對し  $G=113,000\text{ kg/cm}^2$

硬練混凝土に對し  $G=138,000 \text{ kg/cm}^2$

を得可し。此の  $G$  はバツハの實驗に於けるが如く彈性變形に對するものに非ずして、總變形に對するものなれど、軟練混凝土よりも硬練混凝土の方が、一般に彈性の大なる事實は明かに之を認む可く、本編第二章の終りに於て附言したる、著者の推定の誤らざりしことを立證するものと言ふ可し。

又  $M_a=2,590 \text{ kg cm}$  に對應する混凝土の最大應裁力度は、(325) 式より同様に於て  $\tau_1=13.2 \text{ kg/cm}^2$  を得可し。

鐵筋と混凝土との彈性比  $n$  は、鐵筋混凝土桁の如き場合にありては  $E_s/E_c=n=15$  を取る場合最も多く、軸にありても  $G_s/G_c=n=15$  と假定して大過なかる可しとは多くの人の推量する所なれど、此の實驗は全く此の豫想を裏切り、鐵筋の剛性係數  $G_s=850,000 \text{ kg/cm}^2$  とせば

$$\text{軟練混凝土に對し} \quad G_s/G_c=n=850,000/113,000=7.52$$

$$\text{硬練混凝土に對し} \quad G_s/G_c=n=850,000/138,000=6.16$$

を得可し。本實驗に於ける鐵筋混凝土軸の混凝土は軟練なるが故に、 $n=7.5$  と假定するを以て妥當とするが如し。

次に (325) 式に於て  $M_a$  に破壊扭力率の値を代入し、斯くして求め得たる  $\tau_1$  の値を、混凝土の破壊抗扭強度  $K_a$  を以て表はす時は、配合 1 : 3, 平均材齡 112 日, 用水量 4 リットルの硬練混凝土に對しては  $K_a=26.1 \text{ kg/cm}^2$  を得可く、同じく配合 1 : 3, 平均材齡 210 日, 用水量 4 $\frac{1}{2}$  リットルの硬練混凝土に對しては  $K_a=29.8 \text{ kg/cm}^2$  を得るが故に、前章ムルシュの實驗に依る、配合 1 : 4, 平均材齡 88 日の混凝土に就ての成績  $K_a=17.1 \text{ kg/cm}^2$  (第四十八表) に比すれば、著しく大なり。但し此の  $K_a$  は曩きに縷述せるが如く、單に一種の概念的數量たるに止まること勿論とす。

### 第 三 節 鐵筋混凝土の扭力試驗

フエップルの實驗用鐵筋混凝土供試體は、第八十三、八十四圖に示せるが如き形狀寸法を有し、實驗の方法純混凝土の場合と同様にして、その成績次の如し。

第五十六表 鐵筋混凝土抗扭試驗 (フエッブル)

供試體	軸鐵筋	材齡 (日)	最 初 の 龜 裂			破 壞		
			$P$ (kg)	$M_a$ (kgom)	$s$ (mm)	$P$ (kg)	$M_a$ (kgom)	$s$ (mm)
$A_{12}$		147	160	8,288	26.0	170	8,806	32.3**
$B_{12}$	12- $\phi$ 8 mm	143	160	8,288	31.7	170	8,806	39.7**
$C_{12}$		138	105	5,439	24.5*	105	5,439	—
平均		143	142	7,338		148	7,684	
$A_6$		121	90	4,662	—	100	5,180	—
$B_6$	6- $\phi$ 8 mm	142	120	6,216	37.3	120	6,216	—
$C_6$		137	110	5,698	12.7*	110	5,698	—
平均		133	107	5,525		110	5,698	

表中 \* は  $P=100$  kg の時の  $s$  の値にして荷重を次の段階に進むるや否や龜裂を生じ、此の龜裂は逐次擴大して破壊を誘引し、その間  $s$  を觀測す可き平衡状態に達せざりしものとす。又 \*\* は  $P=160$  kg の時の最後の  $s$  の値にして、此の荷重段階に於て  $s$  は逐次増大して遂に此等の最大値に達し、 $P=170$  kg に上せるや否や軸は急激に破壊したるものとす。

此の實驗に於ても軸の龜裂は約  $45^\circ$  の方向に起りたること、ムエルシュの實驗と同一なるが故に、此等の龜裂は斜めの方向の主應張力に起因すること明かなり。且つ此等 2 種の供試體を通じて觀察せらるゝ興味ある現象は、軸鐵筋のみを使用して螺旋筋を施さざる軸にありては、最初の龜裂を生じてより幾許ならずして破壊を見ること、純混凝土軸に類似する一事なりとす。

次に此等の實驗の途中に於ける  $P$  又は  $M_a$  と  $s$  との間の關係を表示す可し。

第五十七表 鐵筋混凝土軸に於ける扭力率

 $M_a$  と扭力角弧長  $s$  との關係 (その一)

荷重 $P$ (kg)	扭力率 $M_a$ (kgom)	扭力角弧長 $s=30 \times 4,000 \theta$ (mm)			平均
		$A_{12}$	$B_{12}$	$C_{12}$	
10	518	0.7	0.7	0.8	0.7
20	1,036	1.1	0.7	1.3	1.0
30	1,554	1.6	1.2	2.2	1.7
40	2,072	2.2	1.8	3.1	2.4
50	2,590	2.8	2.2	4.1	3.0
0	0	0.4	0.0	0.5	0.3
50	2,590	2.9	2.4	4.3	3.2
60	3,108	3.5	3.0	5.6	
70	3,626	4.2	3.4	7.4	



80	4,144	5.0	3.9	9.4
90	4,662	6.2	4.5	12.3
100	5,180	7.1	5.7	13.4
0	0	2.5	1.0	6.5
100	5,180	8.0	5.9	24.5
110	5,698	9.3	6.8	
120	6,216	10.8	7.7	
0	0	2.9	1.7	
120	6,216	11.6	8.3	
130	6,734	12.9	9.8	
140	7,252	14.0	12.0	
0	0	4.2	2.9	
140	7,252	15.2	13.3	
150	7,777	17.9	15.4	
160	8,288	24.9	19.5	

第五十八表 鐵筋混凝土軸に於ける扭力率

 $M_d$  と扭力角弧長  $s$  との関係 (その二)

荷重 $P(\text{kg})$	扭力率 $M_d(\text{kgom})$	扭力角弧長 $s=30 \times 4,000 \theta$ (mm)			平均
		$A_s$	$B_s$	$C_s$	
10	518	0.6	0.5	0.7	0.6
20	1,036	1.4	1.1	1.1	1.2
30	1,554	2.0	1.5	1.9	1.8
0	0	—	0.0	0.0	—
30	1,554	—	1.5	1.8	—
40	2,072	2.8	1.9	2.3	2.3
50	2,590	4.4	2.7	3.4	3.5
60	3,108	7.2	3.3	4.2	4.9
0	0	3.4	0.1	0.3	1.3
60	3,108	7.8	3.3	4.4	
70	3,626	10.0	4.1	5.3	
80	4,144	14.8	4.6	6.1	
90	4,662		5.6	7.8	
0	0		0.7		
90	4,662		5.9		
100	5,180		7.2		
110	5,698		9.0		
120	6,216		20.0		

一の荷重段階に對する  $s$  の値は,  $P$  を加へたる瞬間と少しく時間を経過せる後  
 とにてその値を異にし,  $s$  は時間の経過するに従つてその平衡値まで増大する傾

向あり。上表に於ける  $s$  の値は  $P$  なる荷重を加へたる直後に測定せるものとす。

軸の表面に龜裂を生ずる直前にありては、一定の  $P$  の段階内に於て  $s$  の値が急激に増大するを常とす。例へば  $B_{12}$  にありては  $P=160$  kg に對して始めに觀測せる  $s$  の値は 19.5 mm (第五十七表) なれど、少時にして 21.8 mm に増大し、更に 23.8 mm となり、その後約 2 分にして 31.7 mm (第五十六表) に達せし時最初の龜裂を生じたり。特に  $C_{12}$  の如きは最初の龜裂を生ぜし前に既に著しき扭力角を示し (第五十七表) 假令、混凝土の表面に龜裂を認めずと雖も、軸の内部が早く既に破壊の状態に達せることを想像せしむるものあり。換言せば鐵筋の滑脱が軸表面の龜裂に先立ちて起れることを推斷するに足る。

フエップルの純混凝土軸に關する實驗中、軟練混凝土を取れば、第五十四表に依りて  $P=30$  kg までは、變形は完全に彈性變形にして荷重を 0 ならしむれば變形も亦消失し、 $P=30-50$  の間に於て 0.1 mm の余剩變形 (扭力角弧長) を生ずるが故に、此の餘剩變形は  $P=40-50$  の間に於て起りしものと假定することは必ずしも不合理に非ず。(第五十四表  $C_0$ ) 従つて軟練混凝土の  $P=50$  kg に對する彈性變形は  $s=2.8-0.1=2.7$  mm と取れることを得可し。

第五十三表を第五十六表と比較する時は、軸の耐荷力は鐵筋の挿入に依りて著しく増大せらるゝことを知れども、第五十四表を第五十七、五十八表と比較する時は、軸の彈性變形は鐵筋の挿入によりて、さしたる影響を蒙ることなきを見る可し。加之、第五十七、五十八表より鐵筋混凝土軸に於ける餘剩變形は、純混凝土軸に於けるそれよりも寧ろ小さき荷重に對して起り、一定の荷重段階に於ける前者の値は後者のそれよりも却つて大なるを知る。

第五十七表に依れば 12 本の軸鐵筋を使用せる軸の、 $P=50$  に對する餘剩變形は平均  $s=0.3$  にして、之が  $P$  の如何なる段階に就て起りしやを明かにせずと雖も、前述の純混凝土軸に對する補正と同様にして 0.3 の餘剩變形を  $P=30-50$  の間に分布し、 $P=30-40$ ,  $P=40-50$  の間の餘剩變形を夫々  $s=0.1$ ,  $s=0.2$  と假定する時は、12 本の軸鐵筋を使用せる軸の  $P=40$ ,  $P=50$ , に對する平均彈性變形は、夫々  $s=2.4-0.1=2.3$ ,  $s=3.0-0.2=2.8$  となる。(第五十七表)

6 本の軸鐵筋を使用せる軸に對しては、斯の如き補正を施すこと極めて困難なり。第五十八表より  $B_6$ ,  $C_6$  に比して  $A_6$  の變形が特に著しきものあるを見る可く、此のためにその平均値を示す數字は多少の疑問を以て見ざる可らずと雖も、此

の場合にありても  $P=40$  までは餘剰變形なしと假定するものとせば、次の如き弾性變形の値を得可し。

第五十九表 混凝土軸に於ける  $M_a$  と  $s$  (弾性扭力角弧張) との関係 (その三)

混凝土 練方	用水量 (リットル)	供試體 員數	軸鐵筋 材齡 (日)	$P=10$ kg	弾性扭力角弧長 $s$ (mm)				
					20	30	40	50	
軟練	5½	2	—	128	0.5	1.2	1.5	2.3	2.7
“	“	3	6-φ8 mm	133	0.6	1.2	1.8	2.3	*
“	“	3	12-φ8 mm	143	0.7	1.0	1.7	2.3	2.7

\* フェッブルは茲に 3.1? なる疑問符つきの數字を挿入したれど、その根柢疑はしきが故に著者は之を取らず。

第一章に記したるフェッブルの扭力理論が果して成立するものとせば、軸の抗扭力は鐵筋の挿入に依りて、著しく増大せられざる可らず。従つて扭力角は此のために鐵筋斷面積の増大すると共に減少せざる可らざるに、第五十九表を見れば軸の扭力角は毫も鐵筋の挿入に依りて減少せず、否寧ろ却つて此のために増大するが如き全く反對の結果を示せり。(323) 式より純混凝土軸及び鐵筋混凝土軸の單位扭力角は夫々

$$\theta = \frac{2M_a}{Gr^2f_0}, \quad \theta = \frac{2M_a}{Gr^2f_0[1+2(n-1)(r_1/r)^2(f_e/f_0)]}$$

にて表はさるゝが故に、軸の扭力角は鐵筋の挿入によりて  $1+2(n-1)(r_1/r)^2(f_e/f_0)$  の比を以て減退す可し。前節の示す所に依り、 $n=7.5$  として此の比を計算すれば 12 本の鐵筋を有する軸に對し

$$\left(\frac{r_1}{r}\right)^2 = \left(\frac{36}{50}\right)^2 = 0.518, \quad \frac{f_e}{f_0} = 12\left(\frac{8}{100}\right)^2 = 0.0768$$

なるが故に、 $1+2(n-1)(r_1/r)^2(f_e/f_0) = 1.517$  となる可く、12 本の鐵筋を有する軸の扭力角、従つて弧長  $s$  は、純混凝土軸のそれに對して  $1/1.517 \doteq 2/3$  の比を有せざる可らざるに、此の現象の第五十九表に認め難きは鐵筋混凝土軸の理論と同様にして誘導せられたる鐵筋混凝土軸の前掲の理論が、扭力角の算出に對して適用し難きことを證するものとす。而してその理由は既に第一節第八十二圖に就て説明せるが如く、鐵筋と混凝土との間に傳達せらる可き應裁力の増大と密接の關係を有する事明かなるも、果して然らば此のために如何なる程度まで軸の抗扭力が減殺せられ、従つてその扭力角が増大せらるゝかは、前述の推論よりは未だ決定

せられず。

次に起る問題は軸の強度が鐵筋の挿入に依りて果して増大せらるゝや否やに係る。此の問題を解決せんがためには、純混凝土軸の破壊荷重を、鐵筋混凝土軸の龜裂荷重と比較すれば足る。

純混凝土軸の破壊荷重は、硬練混凝土、材齡 112 日にして  $P=99$  kg, 同材齡 210 日にして  $P=113$  kg (第五十三表) なれど、鐵筋混凝土軸との比較に對しては軟練混凝土を取らざる可らず。然るに軟練混凝土を使用せる軸の中、 $A_0$  は圓形斷面の部分より方形斷面の部分への廓大部に於て破壊せるが故に、此の比較の目的に適せず。従つて混凝土軸の成績は單に、 $C_0$  を剩すのみにして、特にその結果に對する信頼を極度に微弱ならしむるを悲しむ。今假りに純混凝土軸の破壊荷重を  $P=90$  と取る時は、鐵筋混凝土軸の龜裂荷重は第五十六表に依り、鐵筋 6 本の軸に對して  $P=107$ , 同 12 本の軸に對して  $P=142$  なるが故に、軸の強度は鐵筋の挿入に依りて著しく高められたる事を察知す可くその比は

$$90 : 107 : 142 = 1.0 : 1.19 : 1.58$$

然るに第一節の理論を假定する場合には、(325) 式より算出せらるゝ最大應力度の値を比較して、殆んど上の比例數の逆比と正確に一致する

$$1 : 0.794 : 0.658 = 1 : 1/1.19 : 1/1.58$$

を得可きが故に、上述の理論は軸の周邊に於ける最大應力度、従つて軸の強度の計算に對しては一般に成立するものと結論し得可し。

然れども此の符合は未だ以て混凝土軸に關する上述の理論の絶對的確然性を認めしむるに足らず。既に扭力角の觀測値がその理論値と一致せざること、上述の如くなるに加ふるに、此の實驗にありても軸の破壊は斜めの方向の龜裂によりて始まる事明かなる實驗的結果の存するに關せず、(325) 式は單に最大應裁力度の値を與ふるに止まりて、之と斜めの方向に於ける主應張力度との間の靜力學的關係に對しては、一毫も之に觸るゝことなきは、理論として根本的に不備たるを免れず。加之、上に記せる強度の計算に於て  $n=7.5$  と取りたる事に果して誤りなきか。又純混凝土軸の破壊荷重を  $P=90$  と取りたる事に果して誤りなきか。その間多大の疑問の存するあり。要するに實驗回數の少なき事は、著しく此の實驗成績の價値を減殺するものと言ふ可く、決定的なる結論を得んがためには、猶ほ幾多の實驗を繼續施行することの必要なるは、フュッブルも亦自ら之を認めて、そ

の報告中に於て屢次之を繰返へせり。

フエップルの實驗を通じて觀測し得る所のものは、軸鐵筋のみを使用したる鐵筋混凝土軸と雖も、純混凝土軸に比して多少その強度を増すこと、及び軸の破壊は斜めの方向に起るが故に、軸に挿入す可き鐵筋は  $45^\circ$  の方向の螺旋形を採用するを以て、最も有効とすること之なり。但しフエップルの實驗用供試體は軸鐵筋の外に、少量の螺旋筋を使用したるに係らず、フエップルがその影響を無視せること前掲の如くなるを以て、上記の結論の上に、此の螺旋筋の影響が果して幾許の關係を有するかは當然疑問とせざる可からず。

要するにフエップル自らの言葉の如く、その實驗は供試體員數の少なきのみならず、單に豫備實驗の使命を有するに過ぎざるが故に、今後此の方面に就て施さる可き實驗に對する、有力なる指針を與ふる點に於ての價值は輕少ならずと雖も、實驗そのものより一定の確定的結論を誘導するが如きは、絶対に不可能に屬す。

#### 第 四 節 鐵筋と混凝土との附着力

フエップルの實驗の結果に依れば、鐵筋を挿入せる軸にありては、混凝土のみの軸に比して、比較的小さき荷重の下に於て早く既に著しき餘剩變形を起すことは前 2 節に於て示す所の如し。此の現象は鐵筋より隔絶せる位置に於ける混凝土が、過大なる應力を取るがためにもあらず。又鐵筋そのものゝ餘剩變形に依りても説明すること能はず、従つて餘剩變形は鐵筋に隣接する混凝土層、及び兩者の接觸面それ自身に於ける、相對的歪形に起因するものと目せざる可らず。即ち鐵筋と混凝土との間の滑脱抵抗即ち附着力が、早く既に敗北したる事を認む。

固より此の現象は比較的輕微なる荷重の下に起るとは言へ、此のために鐵筋の効力が直ちに消耗せられたりと斷ずること能はざるは、鐵筋の挿入に依りて軸の破壊荷重が著しく高めらるゝ、前掲の實驗的事實に徴して自ら明かなり。従つて此の實驗の明示する所に従へば、鐵筋と混凝土との間の附着力は、少くとも比較的大なる荷重の下にありては、混凝土自體中の粘着力とは全く別個の性質を有することを知る可く、混凝土自體中にありては、一局部に比較的著しき歪形の起ると同時に、此の粘着力は完全に消滅して、所謂龜裂を生ずるが故に、向後の應裁力の傳達を不可能ならしむれども、鐵筋と混凝土との間にありては、切觸力即ち普通の意味に於ける應裁力は、既に多少鐵筋の滑脱を見たる後と雖も、猶ほ且つ

その間に傳達せられる。依りて此の場合に於ける抗裁力は鐵筋と混凝土との間の摩擦力に歸するを以て至當とす。

鐵筋混凝土構造に於ける鐵筋と混凝土との間の附着力は、主として兩者の間の摩擦力に起因するものと稱す可く、従つて兩者の間の應壓力の發生に密接なる關係を有すとの主張は、早く既に他の方面より樹立せられたる所にかゝり、此の應壓力は混凝土が硬化するに際して起す壓縮に起因するものと考へらる。従つてフエップルの意見に従へば、既に多少の滑脱が認められたる後の、鐵筋と混凝土との間の應裁力の傳達は、全く分離せる2個の固體の間の滑動摩擦と全く同一の性質を有し、従つて之と同一の法則に従はざる可らずと雖も、斯の如き假定は決して此の現象を説明せんがための、唯一の可能的方法に非ず。

コンシデエルの實驗的結論に従へば、挿入せる鐵筋の附近に於ける混凝土は、鐵筋を挿入せざる全く同種の混凝土に比して、破壊に先だちて遙かに大なる變形に耐ふる可能性を附與せらる。固より此の結論は他の凡ての實驗の悉く肯定する所にあらず、フエップルと雖も亦、自己の實驗を根柢としてコンシデエルの結論に是非の判斷を下さんがためには、餘りにその實驗の貧弱なることを認めれども、今若しコンシデエルの説を姑く肯定するとせんか、軸の抗扭試験に於ても亦、鐵筋に既に多少の滑脱を認めたる後と雖も、鐵筋と混凝土との間の完全なる切離を想定すること能はず。従つて此の時に傳達せらるゝ應裁力を、相互的壓力の下に立つ2個の固體の間の普通の摩擦力と同一に取扱ふ可しとする意見に對しては、多大の疑問を抱かざる可らず。

6本の軸鐵筋を有する軸にありては、 $P=30$  kg までは猶ほ鐵筋の滑脱を認め難きは、第五十八表より明かなれど、 $P=60$  kg に達するに及んで、 $A_6$  は既に著しく滑脱限度を超過し、 $C_6$  と雖も少くとも此の限度を超過したりと認めらる。第五十八表の結果より滑脱限度の正確なる平均値を定むることは、固より不可能なりと雖も、此の限度を  $P=50$  kg と假定することは、蓋し不當に失せざる可し。12本の軸鐵筋を有する軸にありては、 $P=50$  kg にして  $B_{12}$  は猶ほ未だ滑脱限度に達せざるも、 $A_{12}$ 、 $C_{12}$  は既に此の限度を超過したるの形跡あり。 $B_{12}$  にありては  $P=90-100$  kg の間に於て、急激なる變形の増加あるが故に、此の軸に對する滑脱限度は  $P=50$  よりは遙かに高く、恐らく  $P=90$  の附近にある事を想見するに足る。此の不充分なる實驗の基礎の上に、滑脱限度の平均値を算定することは不可

能なれど此の限度が軸鐵筋 12 本の軸にありては少くとも  $P=50$  kg より高き値を有す可しとは、之を想像するに難からず。

此等の數字は今後の廣汎なる實驗の結果に依りて、必然的に訂正せらる可きことを保留條件として、假りに上記の數字より鐵筋と混凝土との間の、附着力を算出せば次の如し。

(326) 式を用ひ  $n=7.5$  の假定に従へば、6 本の鐵筋を有する軸に對しては、

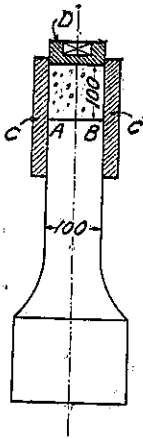
$$P=50 \text{ kg}, \quad M_a=50 \times 51.8 \text{ kgom}, \quad \tau_{bs}=13.3 \text{ kg/cm}^2$$

12 本の鐵筋を有する軸に對しては

$$P=50 \text{ kg}, \quad M_a=50 \times 51.8 \text{ kgom}, \quad \tau_{bs}=11.0 \text{ kg/cm}^2$$

或は  $P=60 \text{ kg}, \quad M_a=60 \times 51.8 \text{ kgom}, \quad \tau_{bs}=13.1 \text{ kg/cm}^2$

故に 12 本の鐵筋を有する軸の滑脱限度は、 $P=60$  kg と取りて大差なかる可きか。假りに此等の値を第二節に求めたる、混凝土の抗裁強度  $K_s=26.1-29.8$  kg/cm<sup>2</sup> と比較せば、滑脱限度附近に於ける鐵筋と混凝土との附着力は、混凝土の抗裁強度よりは遙かに低く、約その 1/2 に過ぎざることを知る可し。



第 八 十 六 圖

上記の扭力試験に附隨して、鐵筋と混凝土との間の附着力に關して、フエップルの施行せる實驗は次の如し。

既に扭力試験に使用して破壊せる純混凝土軸  $A_0, B_0, C_0, D_1, D_2, D_3$  の 6 個を取りて、その破壊面を第八十六圖  $AB$  の如く平面に切り均し、之に  $C$  の如き型をあて、10 mm の厚さに新たに混凝土を繼ぎ足し、膠泥の猶ほ未だ乾かざる間に、その上面に鐵片  $D$  を載せ、此の上に 50 kg の荷重を置きて混凝土を 28 日間硬化せしめたる後、 $D$  に扭力率を加へて之を切離せしめ斯の如き状態の下に鐵筋と混凝土との間に傳達せらる可き應裁力の大きさを測定したるを以て、その第一回の試験とす。鑄鐵片  $D$  の下面は初め之を滑かに削り取り、その後錆びるがまゝに放任したるものにして、此の第一回の試験にありては、鐵筋と混凝土との間の附着極めて不完全にして、6 個の供試體の中 4 個は既に實驗の準備作業中に鑄鐵片の脱離を見、他の 2 個に於ても平均  $M_a=158$  kgom の扭力率の値に依りて、その切離を起せるが故に、 $\tau_1=2M_a/(\pi r^2)$  の公式を用ひて計算せば、最大附着強度は

$K_h=0.8 \text{ kg/cm}^2$  に過ぎず。斯の如き弱小なる値は決して常態にあらずとなし、更にフエッブルは第二回の試験を行ひたりしが、此の實驗は前回のものと同一供試體を使用し、鑄鐵を厚さ 5 mm の純セメント層を以て、既に硬化せる混凝土の上に固着し、之を材齡僅かに 9 日にして實驗に供したるものとす。此の實驗に於てフエッブルは、鑄鐵の混凝土に對する附着力と、軟鋼のそれとの間に相違點の存するや否やを検せんがために、供試體 6 個の内 2 個に就ては、鑄鐵片  $D$  の下面に軟鋼の薄片を取付けたるものを使用したりしが、鑄鐵と軟鋼との混凝土に對する附着力の間には、別に著しき差異の認め難さを確むることを得たり。前後 2 回の實驗の結果は次表の如く、附着強度は  $K_h=2 M_a/(\pi r^2)$  より算出せられたるものとす。

第六十表 鐵筋と混凝土との附着力 (その一)

供試體	接攘體	材齡 (日)	破壊扭力率 $M_a(\text{kgcm})$		附着強度 $K_h(\text{kg/cm}^2)$
			實 驗	平 均	
1		28	—		
2		“	—		
3	鑄鐵と	“	—		
4	混凝土	“	—		
5		“	185	158	0.8
6		“	131		
7	軟鋼と純	9	1,100	1,490	7.6
8	セメント	“	1,880		
9		9	1,625		
10	鑄鐵と純	“	1,815	2,150	16.0
11	セメント	“	2,320		
12		“	2,825		

上表に於ては供試體 7 及び 8 の平均値は、同 9 乃至 12 の平均値の約 1/2 に過ぎずして、此の結果より見れば軟鋼の混凝土に對する附着力は、鑄鐵のそれに比して著しく小なりと結論し得るが如しと雖も、本實驗は供試體員數少きに過ぎて斯の如き斷定を下すには甚だ不充分なり。既に軟鋼供試體の中にあつても、供試體 8 の如きは鑄鐵供試體 9 及び 10 よりも大なる結果を與ふるが如きは、果して兩者の附着強度の上に本質的に上述の如き差違の存するやを疑はしめて餘りあり、此の故にフエッブルが供試體 7 乃至 12 の總平均を求めて、 $M_a=1,930 \text{ kgcm}$ 、 $K_h=9.8 \text{ kg/cm}^2$  なる數字を示して、別に鑄鐵と軟鋼との間に區別を設けざりしは此の場合に處して寧ろ妥當なりと言ふ可し。



著者の見る所を以てすれば、少くとも軟鋼と鑄鐵との間に於て、附着強度に對する材質的影響の差異を識別せんとするが如きは、無意味と言ひ能はざるまでも、寧ろ無用の業なり。附着力は軟鋼と鑄鐵との材質的差異よりも、その表面状態の如何によりて影響せらるゝこと遙かに大なる可きが故に、少くとも此の點に關して特別の注意を拂ふことなくば、上記の如き實驗は全く無意味に終る可きものとす。

第二回の實驗に於て鐵片の脱離せる後のセメントの上面を検するに、凡ての場合に於て多少の氣泡と、セメントの硬化に起因する龜裂を認めたるが故に、鐵片とセメントとの間の附着は、猶ほ未だ決して完全に非ざりしことを察知するに足る。而も材齡僅かに 9 日にして、第二回の實驗が第一回の實驗に比して、著しく大なる附着強度を興へたる所以のものは果して膠泥と純セメントとの間の材料の性質上の相違に起因するか、或は又他に原因の存するあるか、未だ俄かに之を斷定す可らず。

著者の見解に従へば鐵筋と混凝土との間の附着力は、主として後者が硬化壓縮する場合の、鐵筋に及ぼす壓力即ち把握力に起因す可しとの一般的推斷を採用する限り、茲に示せるフエッブルの實驗成績は、實際の場合に起り得可き鐵筋と混凝土との間の附着力とは、全く無關係なる數値なりと斷じて憚らず。假令鑄鐵片の上に 50 kg の荷重を加へたる状態の下に、混凝土又は純セメントを硬化せしめたりとは言へ、此の 50 kg の荷重の齎す壓力と、混凝土硬化の場合にその内部に挿入せられたる鐵筋の蒙る壓力との間に、果して如何の比例的關係ありやは、何人も容易に之を説明すること能はざる可し。従つて本節前半に於て算出せる値  $\tau_0 = 13.3 \text{ kg/cm}^2$  が、多數の實驗の結果より見出されたる確定的平均値にして、且つ第六十表に示せる實驗が眞に完全なる状態の下に施行せられて、之と全く同一の値  $K_h = 13.3 \text{ kg/cm}^2$  を興へたりと假定しても、こは單に偶然の符合なるに止まる。

之よりさき、混凝土と鐵筋との附着力の測定に關してプロイスの施せる實驗 (Preuss: *Armierter Beton*, 1909, S. 336) は、混凝土立方體中に完全なる周壁を有するものと 4 箇所縦縷を有するものとの 2 種の鐵管を挿入し、混凝土の硬化後之を引き抜きたるものにして、此の實驗に於ては縦縷を有する鐵管を抜き取るには、極めて僅小なる力を以てして充分なりしも完全周壁を有する鐵管は比較的小さき荷重の下に於て、既に鐵管と混凝土との間に歪形の起るを認むれども、而も

猶ほ之を完全に引き抜かんとするに方りては、遙かに大なる抵抗力を示すことを認めたるが故に、プロイス自ら之に結論を下して、極めて微小なる荷重状態までは、鐵と混凝土との間に附着力の存在するを認むれども、此の荷重状態を超過したる後は、鐵と混凝土とを結合する唯一の力は之を摩擦力に求めざる可らずと提言したり。フエップルは此の實驗の結果に興味を感じ、縦罅を有する鐵管に於て附着力の小さき原因が、供試體製作の際元來膠泥と鐵管周壁との間に、完全なる結合力を生ぜしめ能はざりし缺陷に存するか、或は混凝土施工の際此の縦罅内に假りに挿入したる鐵針を抜き取る場合に、既に鐵管本體と混凝土との間の結合力に加へられたる損傷に存するかに關して、疑問を有したりしが故に、フエップル自ら之と同種の實驗を反覆することとし、此のために6個の供試體を作り、之に挿入す可き鐵管は全然プロイスと同様の縦罅を有するものとし、内3個は混凝土施工の際此の縦罅内に完全に適合する様、假りに挿入したる鐵針をそのまま存置して試験に供し、他の3個は試験に先だちて此の鐵針を、鐵槌の如きものを用ひず漸増する張力に依りて抜き取りたりしが、フエップル豫想して、縦罅内に鐵針を殘存せしめし供試體は、プロイスの完全周壁の鐵管の場合と類似の成績を與ふ可しとなしたりしが、實驗の結果は正に此の豫想を裏切りたること後述の如し。混凝土の配合は  $1 : 1\frac{1}{2} : 1\frac{1}{2}$  或は  $1 : 3$  (容積) にして、材齡  $4\frac{1}{2}$  月とす。

鐵管を抜き取りたる後6個の供試體の内2個を取りて鐵管の孔の方向に壓力を加へ、その抗壓強度を試験したりしに、立方體の斷面積  $900 \text{ q cm}$ 、孔の直徑  $38 \text{ mm}$ 、從つて混凝土の純斷面積  $889 \text{ q cm}$  にして、抗壓強度は夫々  $223, 213 \text{ kg/q cm}$  を算し、平均  $K_c = 218 \text{ kg/q cm}$  を得たり。

鐵針を殘存せしめし試験に供したる供試體3個(I—III)の成績は次の如し。供試體Iにありては荷重  $0.5 \text{ t}$  にして  $0.02 \text{ mm}$  の歪形を生じ、荷重を  $1.0 \text{ t}$  に増加せんとする中途に於て、鐵管と混凝土とは完全に切離し、その後は  $0.57 \text{ t}$  の荷重に依りて完全に鐵管を混凝土中より抜き去る事を得たり。供試體IIの實驗にありては、荷重段階を更に細分すその成績次の如し。

荷重 (t)	0.2	0.3	0.4	0.5	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
歪形 (mm)	0	.01	.02	.04	.01	.05	.06	.08	.09

荷重が  $1.0 \text{ t}$  に達するに先だちて鐵管と混凝土とは切離し、その後鐵管を抜き取るために  $0.6 \text{ t}$  の荷重を必要としたり。供試體IIIの成績は次の如し。

荷重 (t)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	0	1.0	1.1
歪形 (mm)	0	0	.01	.01	.03	0	.03	.05	.07	.09	.10	.11	.01	0.11	.15

荷重が 1.2<sup>t</sup> に達するに先だちて鐵管と混凝土とは切離し、更に鐵管を抜き取るために 0.75<sup>t</sup> の荷重を必要とせり。

實驗に先だちて縦罅内の鐵針を抜き取りたる供試體 3 個 (IV-VI) に就ては、供試體 IV は 0.1<sup>t</sup> の荷重、同 V は 0.15<sup>t</sup> の荷重、同 VI は 0.1<sup>t</sup> よりも猶ほ小さき荷重にて、容易に鐵管を抜き取ることを得たり。

供試體 I-III の實驗成績がその豫想を裏切りたるに鑑み、フェッブルは更に以上の實驗に、完全周壁を有する鐵管を挿入せる 3 個の供試體 (VII-IX) に就ての實驗を追加したりしが、供試體材齡 215 日 (約 7 月) にして、その成績次の如し。

第六十一表 鐵筋と混凝土との附着力 (その二)

供試體	荷重 (t)											
	歪形 (mm)	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5		
VII	總歪形	.04	.10	.17	.25	.31	.38	.45				
	餘剩歪形	0	0	.02	.03	.05	.05	.09				
VIII	總歪形	.05	.11	.17	.23	.30	.36	.42	.52	.60		
	餘剩歪形	.01	.01	.01	.02	.02	.02	.04	.04	.09		
IX	總歪形	.02	.09	.15	.22	.29	.37	.42	.50	.59		
	餘剩歪形	0	0	.01	.01	.02	.03	.04	.04	.06		

供試體 VII, VIII, IX は夫々 3.5-4.0<sup>t</sup>, 4.5-5.0<sup>t</sup>, 4.5-5.0<sup>t</sup> の荷重段階に於て、鐵管の切離を見たるものとす。

此等の實驗より結論し得る所は次の如し。1. 或る状態の下に於ては鐵と混凝土との間に始んど何等の内部的結合力を生ずることなし。又その間に多少の結合力又は附着力の存在するものありとも、そは鐵針の抜き取りに際して殆んど完全に消滅す。2. 鐵管と混凝土との間の彈性歪形は、専ら鐵管の抗張彈性變形に因るものと言ふ可く、その餘剩歪形は鐵管と混凝土との間の歪形に因るものと認めらる。3. 完全周壁を有する鐵管と縦罅内に鐵針を存置せる鐵管とは、全く別個の成績を示す。此の間の差違は、假令その内に鐵針を挿入すると雖も、縦罅を有する鐵管にありては、混凝土施工の際、完全にその變形 (鐵管々壁が混凝土の壓力のために、内部に押し倒さるゝ傾向を指すものか) を防止すること能はざるがためなりと解釋し得可し。4. 但し完全周壁の鐵管の滑脱抵抗を、果して管壁と

混凝土との間の普通の摩擦力に歸す可きや否やは、未だ此の實驗よりは決定せられず。

フエップルの最後の實驗より、供試體 VII, VIII, IX に就て、夫々 3.5t, 4.5t, 4.5t の荷重までは混凝土と鐵管との間に多少の滑動即ち歪形を認むれども、兩者は未だ切離せず。之に各 0.5t の荷重を増加せんとするに及んで、鐵管と混凝土との切離を見たるが故に、此の場合の附着力を夫々、3.5t, 4.5t, 4.5t と假定し附着力の平均値を 4.5t とすれば、混凝土と鐵管との切觸面積を、孔の周長  $1.9\pi$  cm, その長さ 30 cm, 従つて周面積  $358 \text{ cm}^2$  と取りて、假りに附着強度を算出せんか、 $K_n = 12.6 \text{ kg/cm}^2$  を得可く、之を疊きに抗扭試験の場合に就て求めたる  $\tau_{10} = 11.0\text{--}13.3 \text{ kg/cm}^2$  と比較すれば、その間の差異極めて小さきを見る可し。猶ほ此の點に關しては、第四編に於て他の同種の實驗との比較研究を重ねんとす。

要するにフエップルの實驗はその規模の小なるに關せず、頗る多種多様に亘り従つて扭力の研究上幾多の問題を提供せる功績の没す可らざるものありと雖も、その實驗は悉く未定の草案に類し一も完成せられたるなきは、以上の説明に徴して自ら明かなる可し。

## 第 五 章 バツハ及びグラフの實驗

### 第 一 節 總 說

バツハ及びグラフに依りて 1910-1911 年に亘り、シュツットガルト・テヒニッシェ・ホホシュウレの材料試験所に於て施行せられたる鐵筋混凝土軸に關する實驗は、シュバンゲンベルグ (Spangenberg) の主唱に依り、ワイス・ウント・フライタハ株式会社 (Firma Wayss und Freytag A. G. in Neustadt a. d. Haardt) の代表者としてのムエルシユ、ディッカーホフ・ウント・ウヰドマン株式会社 (Firma Dyckerhoff und Widmann A. G. in Karlsruhe) の代表者としての前記シュバンゲンベルグ、及びシュツットガルト材料試験所との間に立案せられ、之を獨逸鐵筋混凝土委員會 (Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton) に提出して、1910 年 5 月 7 日之が施行を全委員に依りて承認せられたる所のものにして、此の方面に於ける最も廣汎なる實驗として全世界の學界を驚嘆せしめたるものとす。著者は此の實驗の結果を、1912 年の出版にかゝる報告に依りて、茲に紹介し得る事を欣幸とす。(Bach und Graf: Versuche über die Widerstandfähigkeit von Beton und Eisenbeton

gegen Verdrehung, *Veröffentlichungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton*, 1912, Heft 16)

此の實驗はその供試體が長さ約 2 m 圓形斷面軸の直徑 40 cm. 方形斷面軸の邊長 30 cm に達し、之をミュンヘンのフュッパルの實驗に比すれば、驚く可き長大なる寸法を備ふることゝ、鐵筋の配置を種々に變じてその間の比較研究を試みたるを以て、著しき特徴とし且つ見通す可らざる新機軸とす。

斯の如き寸法の大なる軸に就ての大規模の實驗は、獨逸に於ける夥しき材料試驗所の大部分が、猶ほ之を不可能とする所にして、シュツットガルト材料試驗所の完備せる設備に俟つにあらずんば、得て之を望む可らず。

此の實驗は 4 個の軸に依る豫備試験と 33 個の軸による本試験とに分れ、別に 33 個の立方體又は壙體に依る抗張試験及び抗壓試験を含めども、著者は次に此等を一括して説明す可し。

供試體製作に用ひし混凝土材料の中、セメントはハイデルベルヒ・ウント・マンハイム・ポオトランド・セメント株式會社 (Die Portlandzementwerken Heidelberg und Mannheim A. G.) の製品、混凝土はシュバイヤ (Speyer) 附近のライン川砂 (0-7 mm) 及びライン川砂利 (7-20 mm) にして、共にワイス・ウント・フライタハ株式會社の供給する所にかゝる。

此のセメントの強度は配合 1 : 3 の膠泥試験に於て、舊規定 (材齡 28 日、始め 1 日は濕潤せる空中に、殘餘の 27 日は水中に硬化せしむ) に従へば、抗張強度  $K_s = 29.3-34.5$ , 平均 (40 個)  $K_s = 31.8$  kg/q cm, 抗壓強度  $K_c = 311-348$ , 平均 (20 個)  $K_c = 337$  kg/q cm, 新規定 (材齡 28 日、始め 1 日は濕潤せる空中に、次の 6 日は水中に、殘餘の 21 日は空中に硬化せしむ) に従へば、抗張強度  $K_s = 47.1-50.3$ , 平均 (30 個)  $K_s = 48.7$  kg/q cm, 抗壓強度  $K_c = 411-432$ , 平均 (15 個)  $K_c = 420$  kg/q cm を示す。

又使用せる鐵筋は主鐵筋  $\phi 18$  mm 圓釘 (軟鋼), 螺旋筋又は箍鐵筋  $\phi 7$  mm 圓釘にして、その強度次の如し。 $\phi 18$  mm 圓釘, 平均 (5 個) 屈點 3,813 kg/q cm, 平均 (5 個) 抗張強度  $K_s = 5,909$  kg/q cm,  $\phi 7$  mm 圓釘, 平均 (10 個) 屈點 4,080 kg/q cm, 平均 (10 個) 抗張強度  $K_s = 5,929$  kg/q cm。

混凝土の配合は凡て 1 : 2 : 3 (容積) にして、乾燥材料の 9% (重量) の混合用水を使用す。

供試體を製作するには、型を鉛直位置に据付け、混凝土は最大 14 cm の厚さを以て層状に施工す。混凝土施工後 2 日間は型を存置しその頂面は之を濕潤せる布を以て被ひ、第 3 日目に側型を外し、第 7 日目に底型を取外して供試體を濕潤砂上に横たふ。型を外したる後は供試體の全面を實驗の當日迄、濕潤せる布を以て被ふこと勿論とす。

供試體の材齡約 45 日 ( $1\frac{1}{2}$  月)、扭力率の臂長 50 cm なるが故に、 $P$  を kg にて示せる荷重とせば、 $M_a = 50 P \text{ kgom}$  とす。又軸の嚮體部分の長さ 115 cm の中央 70 cm の部分を觀測長とし、扭力角は半徑 200 cm の圓弧上の弧長 (1/100 mm) にて測定す。

試験機は水平式なるが故に、供試體は自重及びその觀測長の兩端に取り付けたる觀測装置の重量のために、彎曲應力を蒙る可しと雖も、その影響極めて微弱なるが故に、之を無視せり。

## 第 二 節 混 凝 土 の 強 度

### (1) 混凝土の立方體抗壓強度

豫備試験に際して製作せる混凝土立方體は邊長 30 cm にして、その數 4 個を算し、材齡 45 日の抗壓強度 (壓力の方向は混凝土施工の層に垂直とす) 次の如し。

$$K_c = 235-256, \quad \text{平均 (4 個)} \quad K_c = 244 \text{ kg/q cm}$$

又本試験に際して製作せる混凝土立方體は邊長 30 cm にして、その數 18 個を數へ、材齡 45 日 (約) の抗壓強度次の如し。

$$K_c = 218-264, \quad \text{平均 (18 個)} \quad K_c = 248 \text{ kg/q cm}$$

此の兩者を平均する時は

$$K_c = \frac{4 \times 244 + 18 \times 248}{4 + 18} = 247 \text{ kg/q cm}$$

### (2) 混凝土の嚮體抗壓強度

混凝土の嚮體抗壓強度を測定せんがための供試體は  $20 \times 20 \times 80 \text{ cm}$  の標準寸法を有し、その數 6 個にして抗壓強度を測定するがために使用するのみならず、應力と應變率との比、従つて混凝土の彈性係數を測定 (後述) するの用に供す。邊長に比して長さが 4 倍なる場合の、嚮體抗壓強度次の如し。

第六十二表 混凝土塊體抗壓強度

番 號	材 齡 (日)	a	寸 法 (cm) b	h	自重 (kg)	抗壓強度 $K_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
7	47	20.4	20.3	82.1	78.5	204
16	46	20.4	20.4	82.0	78.1	195
17	45	20.4	20.3	82.8	79.1	209
22	45	20.1	20.4	82.6	78.0	210
23	44	20.4	20.2	82.6	78.5	210
26	44	20.5	20.3	82.6	79.9	198
平均	45	20.4	20.3	82.5	78.7	204

故に此の實驗に於ては塊體強度は立方體強度の約 80% とす。

### (3) 混凝土の抗張強度

混凝土の抗張強度を測定せんがための供試體は、 $20 \times 20 \times 145$  cm の標準寸法を有し、その數 6 個にして抗張強度を測定するに使用するのみならず、應力と應變率との比、従つて混凝土の彈性係數を測定（後述）するの用に供す。その成績次の如し。

第六十三表 混凝土抗張強度

番 號	材 齡 (日)	a	寸 法 (cm) b	h	自重 (kg)	抗張材齡 $K_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
9	47	20.1	19.7	145.0	150.6	18.6
11	43	20.3	19.9	144.9	152.6	21.0
13	45	20.4	19.7	145.0	152.1	18.4
27	45	20.4	20.0	145.3	155.3	15.4
28	44	20.5	19.9	145.2	154.6	19.4
36	46	19.4	20.0	145.0	147.9	18.9
平均	45	20.2	19.9	145.1	152.2	18.6

此の抗張強度の立方體抗壓強度に對する比を求むれば、 $K_t/K_c = 18.6/247 = 1/13.3$

### (4) 混凝土の抗扭強度

純混凝土軸は豫備試驗に於て方形斷面 2 個、本試驗に於て方形斷面 3 個、矩形斷面 3 個、圓形斷面 3 個、圓形中空斷面 3 個、計 14 個にして、その破壊扭力量  $M_a$  より、方形及び矩形斷面、圓形斷面、圓形中空斷面に對して夫々

$$K_a = \left[ 3 + \frac{2.6}{0.45 + h/b} \right] \frac{M_a}{b^2 h}, \quad K_a = \frac{2}{\pi} \frac{M_a}{r^3}, \quad K_a = \frac{2}{\pi} \frac{M_a r}{r^4 - r_0^4}$$

なる公式（第一編参照）を使用して算出せる、所謂抗扭強度の値次の如し。

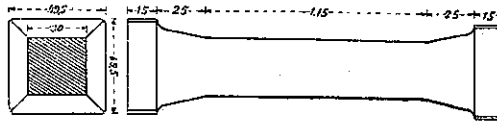
第六十四表 混凝土抗扭強度

断面	番 號	材 齡 (日)	寸 法 (cm) b 又は r	法 (cm) h 又は r <sub>0</sub>	l	自 重 (kg)	破壊扭力率 $M_a$ (kg·cm)	抗扭強度 $K_a$ (kg/cm)	$K_a/K_c$
方 形	2	—	30.0	30.1	195.4	563.0	201,250	35.6	
	4	—	30.0	30.0	195.3	567.0	175,000	31.0	
	平均	45	30.0	30.0	195.3	567.5	188,125	33.3	1.79
	5	44	30.1	30.1	195.1	567.5	173,000	30.4	
	7	44	30.1	30.2	195.1	570.7	172,500	30.2	
	9	43	30.1	30.1	195.3	571.0	175,000	30.7	
平均	44	30.1	30.1	195.2	569.7	173,500	30.4	1.63	
矩 形	6	45	21.0	42.0	195.1	550.9	150,000	32.9	
	12	45	21.0	42.0	195.4	551.8	145,000	31.8	
	14	46	21.0	42.0	195.4	550.3	150,000	32.9	
	平均	45	21.0	42.0	195.3	551.0	148,333	32.5	1.75
圓 形	8	47	19.95	—	195.4	693.0	320,000	25.7	
	10	45	19.95	—	195.2	691.9	340,500	27.3	
	20	44	20.05	—	195.2	691.4	300,000	23.7	
	平均	45	20.0	—	195.3	692.1	320,167	25.6	1.38
同(中空)	18	44	20.00	12.70	*	567.2	187,500	17.3	
	19	45	20.05	12.55	195.5	561.0	167,500	15.6	
	22	45	20.05	12.55	195.7	564.7	192,500	18.0	
	平均	45	20.0	12.6		564.3	182,500	17.1	0.92

\* は報告書中活字脱落

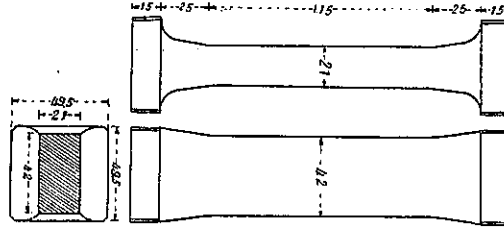
表中  $K_a/K_c$  の比は,  $K_c=18.6 \text{ kg/cm}$  として算出す。而してその値は邊長比 1:2 の矩形に於て最大, 方形及び圓形之に亞ぎ, 圓形中空断面に於て最小なり。此の結果は鑄鐵の如き脆弱なる材料に就ての, 既往の實驗(第二編参照)と正確に一致するものにして, 此の點に關する唯一の例外は第三章第二節に紹介せるムェルシュの實驗(第四十八, 四十九表)あるのみ。

第 三 節 混凝土の扭力試驗

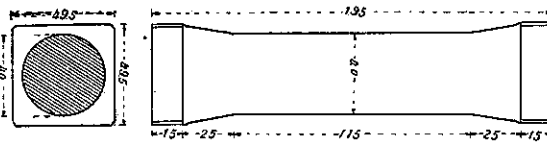


第 八 十 七 圖

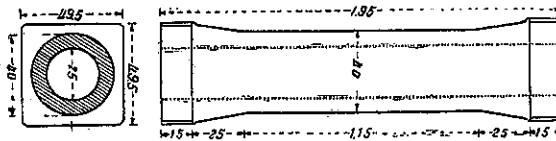




第 八 十 八 圖



第 八 十 九 圖



第 九 十 圖

第八十七乃至九十圖は方形断面，邊長比  $h/b=2$  の矩形断面，圓形断面，圓形中空断面の4種の純混凝土軸の標準寸法を示す。その標準断面積次の如し。

方形断面  $f=30 \times 30=900 \text{ qcm}$ ， 矩形断面  $f=21 \times 42=882 \text{ qcm}$

圓形断面  $f=(\pi/4) \times 40^2=1,257 \text{ qcm}$ ， 圓形中空断面  $f=(\pi/4)(40^2-25^2)=766 \text{ qcm}$

供試體員數は方形断面のもの，豫備試験に於て2個，本試験に於て3個，計5個矩形断面，圓形断面，圓形中空断面に於て各3個，合計14個にして，その破壊扭力率の値は既に第六十四表に示せる所の如し。

此等の軸の破壊試験に於て觀察し得たる所は，1. 龜裂扭力率と破壊扭力率とは殆んど正確に一致すること，換言せば純混凝土軸にありては，嚙面に第一の龜裂を生ずるや直ちに軸全體の破壊を誘因すること，及び2. 破壊は約  $45^\circ$  の方向に上る螺旋面に従つて起ること之なり。

寫眞第七乃至九は此等の軸の破壊の状態を示すものにして，之を鑄鐵軸の破壊の状態を示す寫眞第四乃至六（前編）と比較對照せば，興味極めて深きものあり。

又扭力率の各段階に於ける總扭力角，餘剩扭力角，彈性扭力角を觀測長 70 cm に對し，半徑 2,000 mm の圓弧上の弧長 (mm) にて表はしたるもの，即ち  $s_0, s_1$

及び  $s$  の値次の如し。

$$\theta = s/70 \times 2,000$$

第六十五表 方形断面軸扭力角 (弧長)

扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 5			供 試 體 7			供 試 體 9		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.24	—	—	0.22	—	—	0.23	—	—
25,000-50,000	0.23	0.01	0.22	0.24	0.01	0.23	0.24	0.02	0.22
25,000-75,000	0.49	0.04	0.45	0.49	0.03	0.46	0.50	0.04	0.46
25,000-100,000	0.75	0.06	0.69	0.75	0.05	0.70	0.77	0.07	0.70
25,000-125,000	1.05	0.12	0.93	1.03	0.08	0.95	1.07	0.11	0.96
25,000-150,000	1.44	0.22	1.22	1.37	0.15	1.22	1.42	0.18	1.24

第六十六表 矩形断面軸扭力角 (弧長)

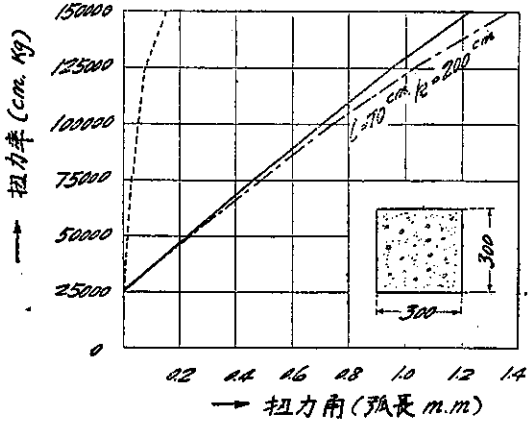
扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 6			供 試 體 12			供 試 體 14		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.27	—	—	0.29	—	—	0.27	—	—
25,000-50,000	0.30	0.02	0.28	0.31	0.03	0.28	0.31	0.02	0.29
25,000-75,000	0.63	0.06	0.57	0.64	0.05	0.59	0.66	0.06	0.60
25,000-100,000	1.01	0.10	0.91	1.01	0.09	0.92	1.03	0.14	0.94
25,000-125,000	1.44	0.18	1.26	1.42	0.16	1.26	1.56	0.24	1.32
25,000-150,000	(2.06)								

第六十七表 圓形断面軸扭力角 (弧長)

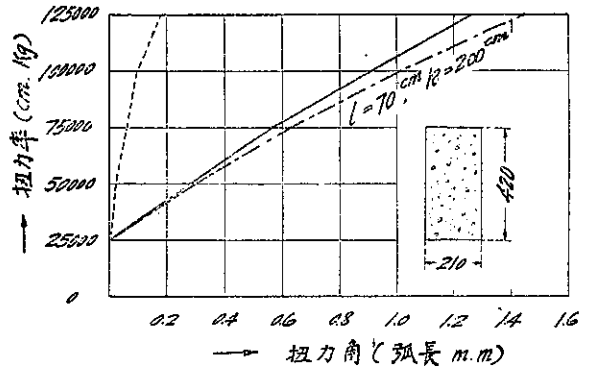
扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 8			供 試 體 10			供 試 體 20		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.08	—	—	0.10	—	—	0.10	—	—
25,000-100,000	0.29	0.02	0.27	0.33	0.02	0.31	0.32	0.01	0.31
25,000-150,000	0.53	0.03	0.50	0.56	0.04	0.52	0.55	0.03	0.52
25,000-200,000	0.78	0.04	0.74	0.81	0.07	0.74	0.81	0.05	0.76
25,000-250,000	1.05	0.06	0.99	1.07	0.10	0.97	1.08	0.08	1.00
25,000-300,000	1.35	0.10	1.25	1.34	0.14	1.20	(1.40)		

第六十八表 圓形中空断面軸扭力角 (弧長)

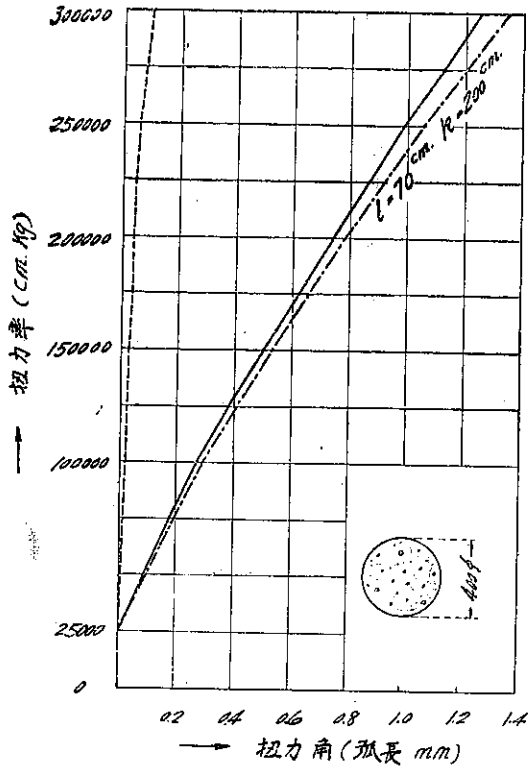
扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 18			供 試 體 19			供 試 體 22		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.12	—	—	0.12	—	—	0.12	—	—
25,000-50,000	0.13	0.01	0.12	0.13	0.01	0.12	0.13	0.01	0.12
25,000-75,000	0.27	0.02	0.25	0.28	0.03	0.25	0.27	0.02	0.25
25,000-100,000	0.42	0.04	0.38	0.44	0.06	0.38	0.41	0.03	0.38
25,000-125,000	0.58	0.07	0.51	0.61	0.10	0.51	0.57	0.06	0.51
25,000-150,000	0.76	0.11	0.65	0.82	0.14	0.68	0.73	0.08	0.65
25,000-175,000	0.98	0.17	0.81				0.93	0.13	0.80



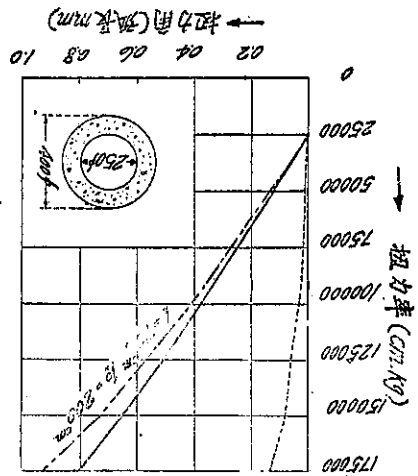
第九十一圖



第九十二圖



第九十三圖



第九十四圖

第九十一乃至九十四圖は夫々、供試體 7, 6, 8 及び 23 の扭力角曲線を示す。此等の曲線は扭力角の増大率が、扭力率の増大率よりも大なることを示すが故に、混凝土の剛性係数が應裁力度の増大すると共に、反對に減小することを間接に立證するものとす。

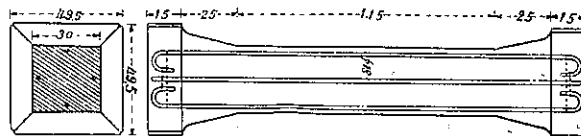
第六十九表 混凝土軸破壊總扭力角（弧長）

斷 面	供試體	破壊總扭力角 (mm)			破壊抗扭強度 (kg/cm)		
		實 驗	平 均	比例數	實 驗	平 均	比例數
方形	5	—			30.4		
	7	1.91	2.01	1.76	30.2	30.4	1.78
	9	2.11			30.7		
矩形	6	2.33			32.9		
	12	2.24	2.28	2.00	31.8	32.5	1.90
	14	2.26			32.9		
圓形	8	—			25.7		
	10	1.71	1.60	1.40	27.3	25.6	1.50
	20	1.50			23.7		
圓形中空	18	1.21			17.8		
	19	1.04	1.14	1.00	15.6	17.1	1.00
	22	1.18			18.0		

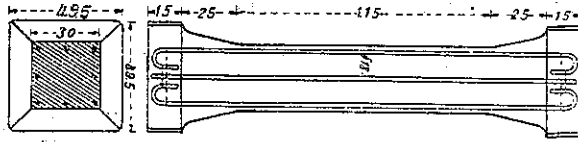
此の表より、軸破壊の直前に於ける總扭力角の比は、彈體の公式より算出せられたる軸の破壊抗扭強度の比と、殆んど同一の値を有することを知る可しと雖も此の間の關係は、その説明を後の研究に譲る。

第 四 節 方形斷面鐵筋混凝土軸の扭力試驗

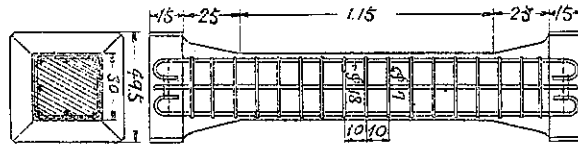
方形斷面鐵筋混凝土軸は第八十七圖に示せる純混凝土軸と同形同大にして、鐵筋の配置に依りて之を次の如き 5 種、14 個に分つ。



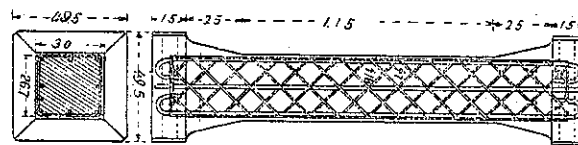
第 九 十 五 圖



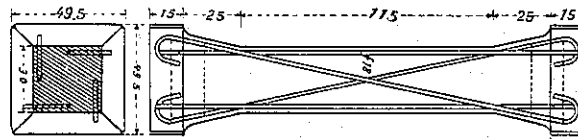
第九十六圖



第九十七圖



第九十八圖



第九十九圖

- (a) 第九十五圖に示すが如く、4本の $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋を挿入せるもの3個。
- (b) 第九十六圖に示すが如く、8本の $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋を挿入せるもの3個。
- (c) 第九十七圖に示すが如く、8本の $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋と、之に直交して19本の $\phi 7$  mm 圓釘より成る縮鐵筋を100 mmの間隔に挿入せるもの2個。(豫備試験)
- (d) 第九十八圖に示すが如く、8本の $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋と、之と $45^\circ$ の角度を以て斜交する8本の $\phi 7$  mm 圓釘より成る螺旋筋を、94.4 mmの間隔に挿入せるもの3個。
- (e) 第九十九圖に示すが如く、 $12^\circ$ の角度を以て斜めに傾く、4本の $\phi 18$  mm 圓釘を挿入せるもの3個。

此等 5 種の軸に於ける平均鐵筋量次の如し。

第七十表 方形斷面鐵筋混凝土軸鐵筋量

軸種	主 鐵 筋				箍 又 は 螺 旋 筋			
	徑 (cm)	斷面積 (cm <sup>2</sup> )	周邊 (cm)	重量 (kg)	徑 (cm)	斷面積 (cm <sup>2</sup> )	周邊 (cm)	重量 (kg)
(a)	1.81	10.25	22.71	17.8	—	—	—	—
(b)	1.81	20.50	45.42	35.7	—	—	—	—
(c)	1.82	20.81	45.74	36.5	0.71	—	—	6.6
(d)	1.80	20.40	45.31	38.8	0.72	0.41	2.27	7.4
(e)	1.81	10.24	22.70	18.9	—	—	—	—

主鐵筋重量は軸兩頭部に於ける補強のための追加鐵筋をも含む。上表より、軸 (a) (b) (c) (d) (e) に於ける主鐵筋量は、1 : 2 : 2 : 2 : 1 の比を保つことを知ると共に、軸 (c) 及び (d) に於ける主鐵筋に對する箍鐵筋又は螺旋筋の比は 20 % に満たざる事に、特に注意す可し。

鐵筋混凝土軸の實驗に於て特に注意せざる可らざることは、軸の斷面寸法小に過ぐる時は、鐵筋の挿入のために混凝土の搗固めを困難、從つて不充分ならしむるが故に、實驗の結果が往々にして、純混凝土軸よりも却つて鐵筋混凝土軸に於て、却つて扭力抵抗の減殺せらるることある可き一事なりとす。此の故に軸の斷面寸法は事情の許す限り、之を大きく擇ぶ必要あり。此の意味より言へば、前掲ムエルシュの實驗も、フエップルの實驗も遺憾の點少からず。茲に紹介する獨逸鐵筋混凝土委員會の實驗用供試體が、此等に比して著しく大なる斷面寸法を與へられし所以のものは偏へに此の點を顧慮せしによる。

實驗の結果次の如し。

第七十一表 方形斷面鐵筋混凝土軸抗扭試驗

軸 種	供試體	軸 寸 法 (cm)			軸 重 量 (kg)	材 齡 (日)	扭 力 率 (kgem)	
		$b_1$	$b_2$	$l$			龜 裂	破 壞
(a)	11	30.1	30.1	195.3	532.3	44	180,000	180,000
	13	30.1	30.1	195.3	579.1	45	200,000	200,000
	15	30.2	30.1	195.2	579.5	46	185,000	185,000
	平均	30.1	30.1	195.3	580.3	45	188,333	188,333
(b)	21	30.2	30.0	195.2	591.4	44	185,000	185,000
	23	30.1	30.1	195.3	595.3	44	207,500	207,500
	25	30.1	30.1	195.4	593.4	44	200,000	200,000
	平均	30.1	30.1	195.3	593.4	44	197,500	197,500

(c)	1	30.0	30.1	195.2	597.0	—	225,000	275,000
	3	30.1	30.1	194.9	600.0	—	212,500	300,000
	平均	30.1	30.1	195.1	598.5	45	218,750	287,500
(d)	17	30.2	30.1	195.2	599.5	45	262,500	400,000
	33	30.0	30.2	195.3	590.3	45	275,000	420,000
	35	30.2	29.9	195.0	599.0	45	250,000	400,000
	平均	30.1	30.1	195.2	596.3	45	262,500	406,667
(e)	30	30.0	30.3	195.3	583.6	45	212,500	212,500
	32	29.9	30.1	195.2	580.6	47	212,500	225,000
	37	30.0	30.2	195.4	578.2	46	225,000	225,000
	平均	30.0	30.2	195.3	580.8	46	216,667	220,833

第七十二表 方形断面鉄筋混凝土軸の比較

實 験	軸 種	材齡 (日)	供試體 員數	龜裂扭力率		破壊扭力率		$M_u'/M_u$
				$M_a$ (kgcm)	比例數	$M_u'$ (kgcm)	比例數	
豫 備	純混凝土	45	2	188,125	1.00	188,125	1.00	1.00
	(c)	45	2	218,750	1.16	287,500	1.53	1.32
本試験	純混凝土	44	3	173,500	1.00	173,500	1.00	1.00
	(a)	45	3	188,333	1.09	188,333	1.09	1.00
	(b)	44	3	197,500	1.14	197,500	1.14	1.00
	(d)	45	3	262,500	1.51	409,667	2.34	1.55
	(e)	46	3	216,667	1.25	220,833	1.27	1.02

第七十二表は極めて興味ある數字を示せり。即ち 1. 軸鉄筋のみを使用せる鉄筋混凝土軸にありては、純混凝土軸に比して、その龜裂扭力率及び破壊扭力率とも、少許の増大を示すに過ぎず。4-φ 18 mm の軸に於て 9 %、8-φ 18 mm の軸に於て 14 % の増大のみ。 2. 4-φ 18 mm の軸鉄筋を少しく傾斜せしめて挿入せる軸にありては、此の増大率稍著しく、龜裂扭力率に於て 25 %、破壊扭力率に於て 27 % に達す。 3. 軸鉄筋の外に箍鉄筋を使用せるものにありては、純混凝土軸に對する龜裂扭力率の増大率は 16 % に過ぎざれど、破壊扭力率の増大率は 53 % に達す。 4. 軸鉄筋の外に僅かに 20 % 未滿の螺旋筋を使用せる軸は、その抗扭力最大にして、龜裂扭力率の増大率 51 %、破壊扭力率の増大率實に 134 % の多きに達す。 5. 軸鉄筋のみを使用せる軸にありては、龜裂扭力率と破壊扭力率との間に毫も徑庭を認めざるごと、純混凝土軸の場合と同一なり。 6. 軸鉄筋を僅かに傾斜せしめたる軸にありては、破壊扭力率は龜裂扭力率より僅かに (2%) 高きに過ぎず。 7. 軸鉄筋の外に箍鉄筋を挿入せる軸の破壊扭力率は、その龜裂

扭力率に比して 32% の増大率を示し。8. 軸鐵筋の外に螺旋筋を使用せる軸の破壊扭力率は最大にして、その龜裂扭力率に比して 55% の増大率を示す。

之を要約せば鐵筋混凝土軸の鐵筋としては軸鐵筋は殆んど無効と稱し得可く、箍鐵筋に於て僅かにその効力を認め、45° の方向の螺旋筋が効力最大なり。此の結果は實に第二編に於て説明せる軸の應力に關する理論、及び鑄鐵軸に關する既往の實驗より、容易に想像し得る所に屬す。

寫真第十乃至十三は鐵筋混凝土軸 (a) (b) (d) (e) の破壊の状態を示す。

鐵筋混凝土軸の扭力試験に於て特に興味あることは、鑄鐵軸等の實驗にありては純混凝土軸の場合と同様、龜裂と同時に軸の破壊を起すが故に、最初に龜裂の現はるゝ點即ち最大應力の點を、實驗上より觀察すること困難なりと雖も、鐵筋混凝土軸、特に (d) の如き螺旋筋を挿入せる軸にありては、軸の嚙面の中央、換言せば軸斷面の邊の中點、即ち理論上最大應力を生ず可き點 (第一編參照) に最初の龜裂を生じ、此の龜裂が扭力率の増大すると共に益々發達し、且つその他の點に順次龜裂を生ずること、及び此等の龜裂は中心軸に對して約 45° の方向を取り、螺旋筋の方向に對して略、垂直なることなどを、順を追ひて仔細に觀察し得らるゝ事これなり。此の點に關しては、次章の矩形斷面軸に就て、別にパツハが報告せる所を參照せよ。(C. Bach: Torsions-Bruch-Versuche mit Körpern von rechteckigem Querschnitt, die anschaulich die Mitte der langen Seite des Querschnittes als Ausgangspunkt des Bruches erkennen lassen, Z. d. V. d. I., 1912-S. 440-1)

又扭力率の各段階に於ける總扭力角、餘剩扭力角、彈性扭力角を、觀測長 70 cm に對し、2,000 mm の半徑上の弧長 (mm) にて表はしたるものを、前章と同様に  $s_0$ ,  $s_1$ ,  $s$  にて表はせば、その値次の如し。  $\theta = s/70 \times 2,000$

第七十三表 鐵筋混凝土軸 (a) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_t$ (kgom)	供試體 11			供試體 13			供試體 15		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.20	—	—	0.22	—	—	0.23	—	—
25,000-50,000	0.23	0.01	0.22	0.24	0.01	0.23	0.24	0.01	0.23
25,000-75,000	0.47	0.03	0.44	0.43	0.02	0.46	0.49	0.03	0.46
25,000-100,000	0.72	0.05	0.67	0.74	0.04	0.70	0.76	0.06	0.70
25,000-125,000	0.98	0.07	0.91	1.02	0.07	0.95	1.05	0.10	0.95



25,000-150,000	1.26	0.10	1.16	1.32	0.12	1.20	1.38	0.15	1.23
25,000-175,000	1.60	0.17	1.43	1.70	0.20	1.50	1.78	0.24	1.54

第七十四表 鐵筋混凝土軸 (b) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_a$ (kg cm)	供試體 21			供試體 23			供試體 25		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.22	—	—	0.21	—	—	0.21	—	—
25,000-50,000	0.24	0.02	0.22	0.23	0.01	0.22	0.22	0.01	0.21
25,000-75,000	0.49	0.03	0.46	0.46	0.02	0.44	0.46	0.03	0.43
25,000-100,000	0.77	0.07	0.70	0.70	0.04	0.66	0.71	0.05	0.66
25,000-125,000	1.05	0.10	0.95	0.98	0.03	0.90	0.98	0.03	0.90
25,000-150,000	1.36	0.16	1.20	1.27	0.13	1.14	1.27	0.12	1.15
25,000-175,000	1.81	0.27	1.54	1.60	0.20	1.40	1.60	0.19	1.41
25,000-200,000				2.15	0.36	1.79	(1.93)		

第七十五表 鐵筋混凝土軸 (d) 扭力角 (弧長)

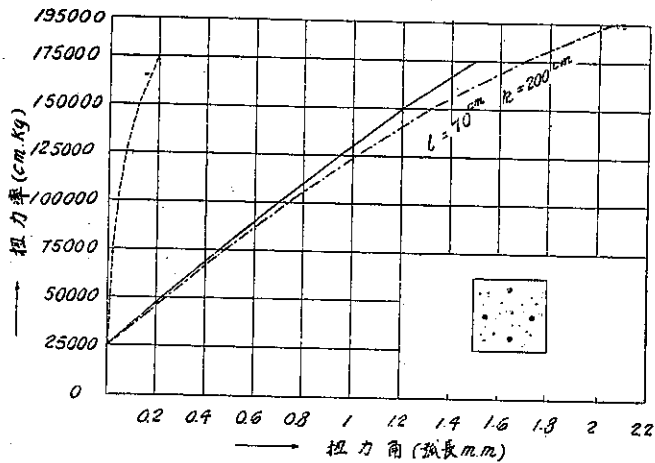
扭力率 $M_a$ (kg cm)	供試體 17			供試體 33			供試體 35		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.22	—	—	0.23	—	—	0.20	—	—
25,000-50,000	0.23	0.01	0.22	0.24	0.02	0.22	0.24	0.02	0.22
25,000-75,000	0.47	0.02	0.45	0.43	0.04	0.44	0.49	0.04	0.45
25,000-100,000	0.72	0.04	0.68	0.74	0.07	0.67	0.74	0.06	0.68
25,000-125,000	0.98	0.07	0.91	1.01	0.10	0.91	1.00	0.09	0.91
25,000-150,000	1.25	0.10	1.15	1.30	0.15	1.15	1.29	0.13	1.16
25,000-175,000	1.56	0.15	1.41	1.60	0.19	1.41	1.61	0.13	1.43
25,000-200,000	1.93	0.22	1.71	1.96	0.26	1.70	1.99	0.25	1.74
25,000-225,000	2.35	0.32	2.03	2.35	0.32	2.03	2.42	0.34	2.08
25,000-250,000	2.95	0.49	2.46	2.83	0.45	2.38	3.06	0.49	2.57
25,000-275,000	5.4*	1.2	4.2	4.13**	0.87	3.26	5.6	1.2	4.4
25,000-300,000	11.1	2.8	8.3	8.4	2.0	6.4	10.6	2.6	8.0
25,000-325,000	14.8	3.8	11.0	13.3	3.4	9.9	14.6	3.6	11.0
25,000-350,000	18.3	4.8	13.5	17.2	4.7	12.5	17.9	4.6	13.3
25,000-375,000	24.2	7.7	16.5	21.7	5.9	15.8	22.6	6.6	16.0
25,000-400,000				34.0	14.6	19.4			

\*  $M_a=262,500$  にして最初の龜裂を生ず。更に詳言せば  $M_a=262,500$  の荷重状態に置かれてより  $2\frac{1}{2}$  分後の總扭力角 3.98 mm, 同 9 分後の總扭力角 4.45 mm にして, 此の時に最初の龜裂を認む。

\*\*  $M_a=275,000$  の荷重状態に置かれて直ちに観測せる總扭力角は 3.41 mm, 同 7 分後の總扭力角 4.13 mm にして, 此の時に最初の龜裂を認む。

第七十六表 鐵筋混凝土軸 (e) の扭力角 (弧長)

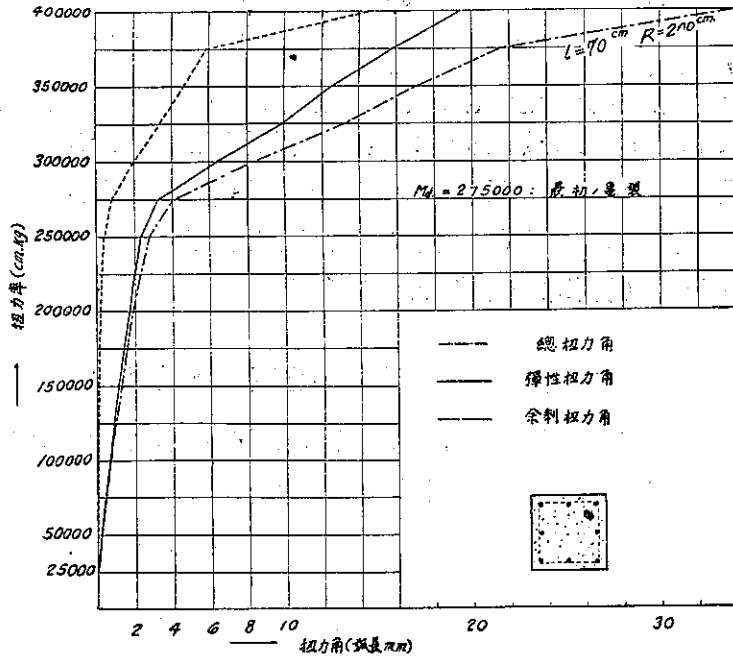
扭力率 $M_a$ (kgom)	供 試 體 30			供 試 體 32			供 試 體 37		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.21	—	—	2.22	—	—	0.24	—	—
25,000-50,000	0.23	0.02	0.21	0.23	0.02	0.21	0.24	0.01	0.23
25,000-75,000	0.48	0.05	0.43	0.47	0.04	0.43	0.49	0.02	0.47
25,000-100,000	0.73	0.08	0.65	0.71	0.05	0.66	0.74	0.03	0.71
25,000-125,000	1.00	0.13	0.87	0.97	0.07	0.90	1.01	0.06	0.95
25,000-150,000	1.30	0.17	1.13	1.25	0.10	1.15	1.31	0.10	1.21
25,000-175,000	1.63	0.24	1.39	1.56	0.14	1.42	1.63	0.15	1.43
25,000-200,000	2.00	0.33	1.67	1.83	0.19	1.69	2.02	0.22	1.80



第 百 圖

第百, 百一圖は夫々, 供試體 13 (鐵筋混凝土軸 a) 及び 33 (鐵筋混凝土軸 d) の扭力角曲線を示す。

次に鐵筋混凝土軸の龜裂扭力率よりも小なる,  $M_a=25,000-100,000$  及び  $M_a=25,000-150,000$  の 2 種の扭力率段階に於ける扭力角 (弧長) を, 純混凝土軸のそれと對比せば次の如し。



第 百 一 圖

第七十七表 方形断面鉄筋混凝土軸扭力角の比較

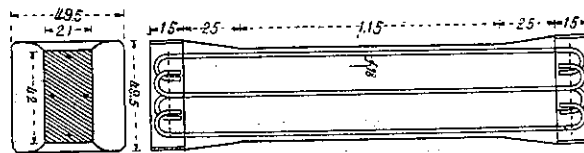
軸種	供試體	$M_a = 25,000 - 100,000$						$M_a = 25,000 - 150,000$					
		$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比	$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比
純混凝土	5	0.75		0.06		0.69		1.44		0.22		1.22	
	7	0.75		0.05		0.70		1.37		0.15		1.22	
	9	0.77		0.07		0.70		1.43		0.18		1.24	
	平均	0.76	1.00	0.06	1.00	0.70	1.00	1.41	1.00	0.18	1.00	1.23	1.00
鉄筋混凝土 (a)	11	0.72		0.05		0.67		1.26		0.10		1.16	
	13	0.74		0.04		0.70		1.32		0.12		1.20	
	15	0.76		0.06		0.70		1.38		0.15		1.23	
	平均	0.74	0.97	0.05	0.83	0.69	0.99	1.32	0.94	0.12	0.67	1.20	0.98
同 (b)	21	0.77		0.07		0.70		1.36		0.16		1.20	
	23	0.70		0.04		0.66		1.27		0.13		1.14	
	25	0.71		0.05		0.66		1.27		0.12		1.15	
	平均	0.73	0.96	0.05	0.83	0.67	0.96	1.30	0.92	0.14	0.78	1.16	0.94
同 (d)	17	0.72		0.04		0.68		1.25		0.10		1.15	
	33	0.74		0.07		0.67		1.30		0.15		1.15	
	35	0.74		0.06		0.68		1.29		0.13		1.16	
	平均	0.73	0.96	0.06	1.00	0.68	0.97	1.28	0.91	0.13	0.72	1.15	0.93

同 (e)	30	0.73	0.08	0.65	1.30	0.17	1.13					
	32	0.71	0.05	0.66	1.25	0.10	1.15					
	37	0.74	0.03	0.71	1.31	0.10	1.21					
	平均	0.73	0.96	0.05	0.83	0.67	0.96	1.29	0.91	0.12	0.67	1.16

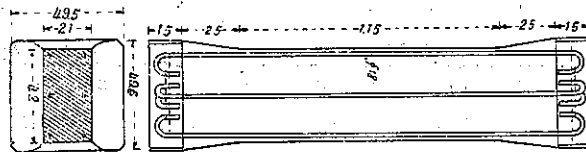
上表を見れば、扭力角は鉄筋挿入によりて純混凝土軸に比して、多少の減少を示し、此の點はフエッブルの實驗とは全く反對の結果を示せども、その減少率はフエッブルの (323) 式の如き公式を基本として豫想し得可き値に比すれば、寧ろ微細論するに足らず。(前章第三節第五十九表参照)

### 第五節 矩形断面鐵筋混凝土軸の扭力試驗

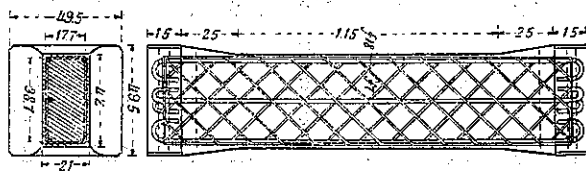
矩形断面鐵筋混凝土軸は第八十八圖に示せる混凝土軸と同形同大にして、鐵筋の配置によりて、之を次の如き 3 種 9 個に分つ。



第 百 二 圖



第 百 三 圖



第 百 四 圖

(f) 第百二圖に示すが如く、4 本の  $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋を挿入せるもの 3 個。

(g) 第百三圖に示すが如く、6 本の  $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋を挿入せるもの 3 個。

(h) 第百四圖に示すが如く、6 本の  $\phi 18$  mm 圓釘より成る軸鐵筋と、之と  $45^\circ$

の角度を以て斜交する 8 本の  $\phi 7$  mm 圓釘より成る螺旋筋を、99.7 mm の間隔に挿入せるもの 3 個。

此等 3 種の軸に於ける平均鐵筋量次の如し。

第七十八表 矩形断面鐵筋混凝土軸鐵筋量

軸 種	主 鐵 筋				螺 旋 筋			
	徑 (cm)	斷面積 (cm <sup>2</sup> )	周邊 (cm)	重量 (kg)	徑 (cm)	斷面積 (cm <sup>2</sup> )	周邊 (cm)	重量 (kg)
(f)	1.81	10.24	22.70	18.0	—	—	—	—
(g)	1.80	15.30	33.98	27.1	—	—	—	—
(h)	1.80	15.28	33.96	30.7	0.72	0.41	2.25	7.3

主鐵筋重量は軸兩頭部に於ける補強のための追加鐵筋をも含む。上表より、軸 (f) (g) (h) に於ける主鐵筋量は  $1 : 1\frac{1}{2} : 1\frac{1}{2}$  の比を保つと共に、軸 (h) に於ける主鐵筋に對する螺旋筋の比は、約 25% なる事を知る。

實驗の結果は前節の方形断面軸の場合と大同小異にして之を蒐録せば次の如し。

第七十九表 矩形断面鐵筋混凝土軸抗扭試驗

軸 種	供試體	軸 寸 法 (cm)			軸 重 量 (kg)	材 齡 (日)	扭 力 率 (kgcm)	
		b	h	l			龜 裂	破 壞
(f)	16	21.1	42.0	195.2	562.3	47	150,000	150,000
	24	21.0	42.2	195.5	565.0	45	157,500	165,000
	26	21.0	42.1	195.3	564.1	48	157,500	137,500
	平均	21.0	42.1	195.3	563.8	47	155,000	157,500
(g)	28	21.1	42.0	195.2	572.5	44	162,500	175,000
	29	21.0	42.1	195.4	570.0	46	150,000	150,000
	31	20.9	42.0	195.4	570.0	45	162,500	162,500
	平均	21.0	42.0	195.3	570.8	45	158,333	162,500
(h)	27	21.1	42.0	195.1	578.9	45	187,500	365,000
	34	20.9	42.0	195.2	576.5	47	237,500	372,500
	36	21.0	42.1	195.5	575.9	46	225,000	375,000
	平均	21.0	42.0	195.3	577.1	46	216,667	370,833

第八十表 矩形断面鐵筋混凝土軸の比較

軸 種	材 齡 (日)	供試體 員數	龜 裂 扭 力 率		破 壞 扭 力 率		$M_a'/M_a$
			$M_a$ (kgcm)	比例數	$M_a'$ (kgcm)	比例數	
純混凝土	45	3	148,333	1.00	148,333	1.00	1.00

(f)	47	3	155,000	1.04	157,500	1.06	1.02
(g)	45	3	158,333	1.07	162,500	1.10	1.03
(h)	46	3	216,667	1.46	370,333	2.50	1.71

此の場合にも前節第七十二表に就て述べたと同様の関係あり。45° の方向の螺旋筋が最も有効に、扭力に抵抗せることを示せり。

寫眞第十四乃至十六は鐵筋混凝土軸 (f) (g) (h) の破壊の状態を示せるものにして、矩形断面軸にありてはその長邊の中央に約 45° の方向に最初の龜裂を生じ、扭力率の増大すると共に此の龜裂が發達し、且つ漸次短邊にも龜裂を認むるに至る事、正に理論の教ふる所と正確に一致す。寫眞第十七、十八は鐵筋混凝土軸 (h) に於ける龜裂發達の状態を示す。

又扭力率の各段階に於ける總扭力角、餘剩扭力角、彈性扭力角を、觀測長 70 cm に對し、2,000 mm の半徑上の弧長 (mm) にて表はしたるものを、 $s_0$ ,  $s_1$ ,  $s$  とせばその値次の如し。 $\theta = s/70 \times 2,000$

第八十一表 鐵筋混凝土軸 (f) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_d$ (kgom)	供試體 16			供試體 24			供試體 26		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.27	—	—	0.28	—	—	0.29	—	—
25,000-50,000	0.31	0.02	0.29	0.29	0.02	0.27	0.31	0.04	0.27
25,000-75,000	0.66	0.06	0.60	0.60	0.04	0.58	0.63	0.07	0.56
25,000-100,000	1.05	0.11	0.94	0.94	0.03	0.86	0.99	0.12	0.87
25,000-125,000	1.49	0.20	1.29	1.34	0.15	1.19	1.38	0.17	1.21
25,000-150,000	(2.04)			1.81	0.26	1.55	1.97	0.38	1.59

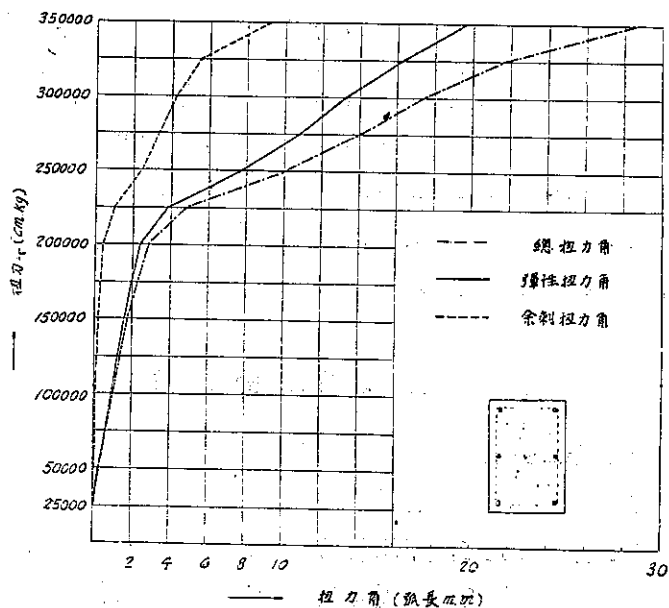
第八十二表 鐵筋混凝土軸 (g) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_d$ (kgom)	供試體 28			供試體 29			供試體 31		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.28	—	—	0.30	—	—	0.29	—	—
25,000-50,000	0.30	0.02	0.28	0.31	0.02	0.29	0.30	0.02	0.28
25,000-75,000	0.62	0.05	0.57	0.66	0.06	0.60	0.62	0.05	0.57
25,000-100,000	0.98	0.10	0.88	0.96	0.14	0.91	0.96	0.08	0.88
25,000-125,000	1.38	0.18	1.20	1.35	0.21	1.30	1.35	0.13	1.22
25,000-150,000	1.91	0.31	1.60	(2.02)			1.79	0.22	1.57

第八十三表 鐵筋混凝土軸 (h) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_t$ (kgcm)	供試體 27			供試體 34			供試體 36		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.26	—	—	0.30	—	—	0.29	—	—
25,000-50,000	0.30	0.02	0.28	0.31	0.01	0.28	0.32	0.03	0.29
25,000-75,000	0.62	0.05	0.57	0.63	0.06	0.57	0.65	0.05	0.60
25,000-100,000	0.96	0.10	0.86	1.02	0.11	0.91	0.99	0.09	0.90
25,000-125,000	1.38	0.19	1.19	1.41	0.16	1.25	1.37	0.15	1.22
25,000-150,000	1.81	0.29	1.55	1.83	0.23	1.60	1.77	0.21	1.56
25,000-175,000	2.43	0.43	2.00	2.29	0.30	1.99	2.25	0.30	1.95
25,000-200,000	3.39	0.76	2.63	2.89	0.48	2.41	2.79	0.40	2.39
25,000-225,000	8.4	2.3	6.1	3.78	0.75	3.03	4.8	1.0	3.8
25,000-250,000	12.2	3.3	8.9	9.2	2.1	7.1	10.0	2.4	7.6
25,000-275,000	15.1	3.8	11.3	13.2	3.1	10.1	14.0	3.3	10.7
25,000-300,000	18.8	4.7	14.1	16.5	4.0	12.5	17.4	4.2	13.2
25,000-325,000	23.9	7.0	16.9	21.2	5.2	16.0	21.7	5.5	16.2
25,000-350,000	35.2	14.4	20.8	28.5	9.2	19.3	28.8	9.2	19.6

第百五圖は供試體 36 (鐵筋混凝土軸 h) の扭力角曲線にして、第百一、百五圖より、螺旋筋を挿入せる軸にありて、最初の龜裂を生じてより急激に扭力角曲線が彎曲する、共通の現象を看取し得可し。



第 百 五 圖

次に鉄筋混凝土軸の龜裂扭力率よりも小なる、 $M_a=25,000-75,000$  及び  $M_a=25,000-125,000$  の 2 種の扭力率段階に於ける扭力角 (弧長) を、純混凝土軸のそれと對比せば次の如し。

第八十四表 矩形断面鉄筋混凝土軸扭力角の比較

軸種	供試體	$M_a=25,000-75,000$						$M_a=25,000-125,000$					
		$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比	$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比
純混凝土	6	0.03		0.06		0.57		1.44		0.18		1.26	
	12	0.04		0.05		0.59		1.42		0.16		1.26	
	14	0.06		0.06		0.60		1.56		0.24		1.32	
	平均	0.04	1.00	0.06	1.00	0.59	1.00	1.47	1.00	0.19	1.00	1.28	1.00
鉄筋混凝土 (f)	16	0.06		0.06		0.60		1.49		0.20		1.29	
	24	0.60		0.04		0.56		1.34		0.15		1.19	
	26	0.63		0.07		0.56		1.33		0.17		1.21	
	平均	0.63	0.98	0.06	1.00	0.57	0.97	1.40	0.95	0.17	0.89	1.23	0.96
同(g)	28	0.02		0.05		0.57		1.38		0.18		1.20	
	29	0.06		0.06		0.60		1.51		0.21		1.30	
	31	0.02		0.05		0.57		1.35		0.13		1.22	
	平均	0.03	0.98	0.05	0.83	0.58	0.98	1.41	0.96	0.17	0.89	1.24	0.97
同(h)	27	0.02		0.05		0.57		1.33		0.19		1.19	
	34	0.03		0.06		0.57		1.41		0.16		1.25	
	36	0.05		0.05		0.60		1.37		0.15		1.22	
	平均	0.03	0.98	0.05	0.83	0.58	0.98	1.39	0.95	0.17	0.89	1.22	0.95

故に平均値に於て、鉄筋混凝土軸の扭力角は純混凝土軸のそれに比して僅かに小さきこと、第七十七表の場合と同様にして、鉄筋の挿入が軸の抗扭力に與ふる影響の極めて輕微なる事を例證す。

## 第六節 混凝土の彈性係數

### (1) 混凝土の抗壓彈性係數

混凝土の抗壓彈性係數は、第二節第六十二表に示せるが如く、 $20 \times 20 \times 80$  cm の標準寸法を有する嚮體に就て、平均材齡 45 日にして實驗せらる。應力度の各段階に於ける混凝土の壓縮變形は、觀測長 50 cm に對し  $1/1,200$  cm を以て表はしたるものにして、その結果次の如し。 $\epsilon = \lambda / (50 \times 1,200)$



第八十五表 混凝土の應壓變形 その一

應力度*	供 試 體 7			供 試 體 16			供 試 體 17		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )									
0.1-12.1	2.40	0.04	2.36	2.55	0.02	2.53	2.55	0.04	2.51
0.1-24.2	4.91	0.10	4.81	5.25	0.08	5.17	5.29	0.13	5.16
0.1-36.3	7.65	0.18	7.47	8.14	0.18	7.96	8.20	0.27	7.93
0.1-48.4	10.50	0.31	10.19	11.26	0.33	10.93	11.19	0.39	10.80
0.1-60.5	13.44	0.47	12.97	14.39	0.47	13.92	14.30	0.59	13.71
0.1-72.6	16.58	0.70	15.88	17.73	0.67	17.06	17.65	0.85	16.80
0.1-84.7	20.02	1.04	18.98	21.32	0.96	20.36	21.10	1.16	19.94
0.1-96.8	23.61	14.1	22.20	25.29	1.41	23.88	24.84	1.53	23.31

第八十六表 混凝土の應壓變形 その二

應力度*	供 試 體 22			供 試 體 23			供 試 體 26		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )									
0.1-12.1	2.39	0.04	2.35	2.43	0.02	2.46	2.43	0.02	2.41
0.1-24.2	5.18	0.10	5.08	5.20	0.04	5.16	5.04	0.04	5.00
0.1-36.3	8.05	0.21	7.84	8.03	0.08	7.95	7.76	0.08	7.68
0.1-48.4	11.02	0.37	10.65	11.00	0.23	10.77	10.63	0.17	10.46
0.1-60.5	14.05	0.50	13.55	14.07	0.41	13.66	13.65	0.30	13.35
0.1-72.6	17.36	0.81	16.55	17.32	0.66	16.66	16.85	0.53	16.32
0.1-84.7	20.81	1.10	19.71	20.85	0.95	19.90	20.37	0.77	19.60
0.1-96.8	24.78	1.67	23.09	24.47	1.29	23.18	24.16	1.23	22.93

\* 平均略値

第八十五、八十六表の値を用ひ、その弾性變形 $\lambda$ に對する混凝土の弾性係數  $E_c$  を計算せば次の如し。

第八十七表 混凝土の抗壓彈性係數

應力度	抗 壓 弾 性 係 數 $E_c = \sigma_c / \epsilon$ (kg/cm <sup>2</sup> )						
	供試體 7	供試體 16	供試體 17	供試體 22	供試體 23	供試體 26	平均
$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )							
0.1-12.1	305,100	282,200	286,900	303,900	292,700	296,300	295,100
0.1-24.2	300,600	277,400	280,200	287,000	281,400	286,300	285,400
0.1-36.3	290,000	271,400	273,100	279,000	274,000	281,200	278,000
0.1-48.4	283,800	263,500	267,800	274,400	269,600	275,300	272,200
0.1-60.5	279,000	258,600	263,900	269,700	266,200	269,700	267,700
0.1-72.6	273,000	253,200	258,600	265,000	261,800	264,700	262,600
0.1-84.7	266,800	247,500	254,000	259,700	256,000	257,100	256,700
0.1-96.8	260,800	241,500	248,400	253,400	251,100	251,500	251,000

$E_c$  の平均値は  $(\sum E_c)/6$  によりて算出せるものに非ず。パツハの持論に従つて  $1/(E_c)_{\text{mittel}} = [\sum (1/E_c)]/6$  より之を求む。既に第二編に於て斯の如き平均法の數例

を示したり。(C. Bach: Elastizität und Festigkeit, 1924, S. 5-8 参照)

(2) 混凝土の抗張彈性係數

混凝土の抗張彈性係數は、第二節第六十三表に示せるが如く、 $20 \times 20 \times 145$  cm の標準寸法を有する嚮體に就て、平均材齡 45 日にして實驗せられ、應力度の各段階に於ける混凝土の伸張變形は、觀測長 45 cm. に對し、 $1/1,200$  cm を以て表はさる。 $\epsilon = \lambda / (45 \times 1,200)$ .

第八十八表 混凝土の應張變形 その一

應力度* $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	供 試 體 9			供 試 體 11			供 試 體 13		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
1.2- 2.5	0.17	0.01	0.16	0.20	0.02	0.16	0.19	0.01	0.18
1.2- 5.0	0.59	0.03	0.56	0.62	0.05	0.57	0.65	0.06	0.59
1.2- 7.5	1.04	0.05	0.99	1.13	0.10	0.99	1.15	0.12	1.03
1.2-10.0	1.55	0.11	1.44	1.65	0.18	1.44	1.72	0.18	1.54
1.2-12.5	2.11	0.16	1.95	2.27	0.31	1.95	2.37	0.30	2.07
1.2-15.0	2.76	0.28	2.48	3.00	0.51	2.48	3.30	0.63	2.67

第八十九表 混凝土の應張變形 その二

應力度* $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	供 試 體 27			供 試 體 28			供 試 體 36		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
1.2- 2.5	0.22	0.03	0.19	0.25	0.06	0.19	0.22	0.04	0.18
1.2- 5.0	0.71	0.11	0.60	0.78	0.20	0.58	0.65	0.08	0.57
1.2- 7.5	1.24	0.21	1.03	1.36	0.36	1.08	1.23	0.15	1.08
1.2-10.0	1.86	0.40	1.46	2.00	0.55	1.45	1.95	0.25	1.70
1.2-12.5	2.58	0.62	1.96	2.71	0.77	1.94	2.75	0.42	2.33
1.2-15.0	3.78	1.09	2.69						

\* 平均略値

第八十八、八十九表の實驗値より、その彈性變形  $\lambda$  に對する混凝土の彈性係數  $E_z$  を計算せば次の如し。

第九十表 混凝土の抗張彈性係數

應力度 $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	抗 張 彈 性 係 數 $E_z = \sigma_z / \lambda$ (kg/cm <sup>2</sup> )						平均
	供試體 9	供試體 11	供試體 13	供試體 27	供試體 28	供試體 36	
1.2- 2.5	405,000	390,000	390,000	369,500	369,500	390,000	385,300
1.2- 5.0	366,400	360,000	347,800	333,000	344,500	369,500	353,100
1.2- 7.5	343,500	325,000	330,300	325,000	334,800	320,000	329,600
1.2-10.0	330,000	319,600	308,600	318,100	320,300	285,900	313,100
1.2-12.5	312,900	308,600	292,200	305,800	309,000	263,800	298,700
1.2-15.0	302,700	297,100	277,100	271,000			286,300

第八十七及び九十表は應力度の段階を異にするが故に、直接の比較に困難なりと雖も、比較的類似の應力度、即ち  $\sigma_c = 0.1 - 12.1 \text{ kg/cm}^2$  に對しては  $E_c = 295,100$ ,  $\sigma = 1.2 - 12.5 \text{ kg/cm}^2$  に對しては  $E_c = 298,700$  なるが故に、單に此の成績のみより見れば、混凝土の  $E_c$  と  $E_c$  とは略同一の値を有するものと見做す事を得可し。

### (3) 混凝土の抗裁斷性係數 (剛性係數)

暫く應力と變形との間に正比例の法則を假定せんか、方形 (及び矩形) 断面、圓形断面及び圓形中空断面の混凝土軸に於ける扭力率及び扭力角の關係より、夫々次の如き公式を用ひて、その剛性係數を算出する事を得。

$$G = \left[ 3.645 - 0.06 \frac{h}{b} \right] \frac{M_d}{\theta} \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3}, \quad G = \frac{M_d}{\theta} \frac{2}{\pi} \frac{1}{r^4}, \quad G = \frac{M_d}{\theta} \frac{2}{\pi} \frac{1}{r^4 - r_0^4}$$

此等の公式を用ひ、第三節第六十五乃至六十八表の彈性扭力角に對する剛性係數を計算せば次の如し。

第九十一表 混凝土の抗裁彈性係數 その一

扭力率 $M_d$ 10 <sup>3</sup> kg/cm	方 形 断 面			矩 形 断 面			
	應力度 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	剛 性 係 數 $G$ (kg/cm <sup>2</sup> )			應力度 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	剛 性 係 數 $G$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
		供試體 5	供試體 7	供試體 9	供試體 6	供試體 12	供試體 14
25-50	4.1-8.2	139,000	132,000	139,000	6.1-12.1	142,000	137,000
25-75	4.1-12.4	136,000	132,000	133,000	6.1-18.2	139,000	132,000
25-100	4.1-16.5	133,000	130,000	131,000	6.1-24.3	131,000	127,000
25-125	4.1-20.6	132,000	128,000	127,000	6.1-30.3	126,000	120,000
25-150	4.1-24.7	125,000	125,000	123,000			

第九十二表 混凝土の抗裁彈性係數 その二

扭力率 $M_d$ 10 <sup>3</sup> kg/cm	圓 形 断 面			圓 形 中 空 断 面			
	應力度 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	剛 性 係 數 $G$ (kg/cm <sup>2</sup> )			應力度 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	剛 性 係 數 $G$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
		供試體 8	供試體 11	供試體 20	供試體 18	供試體 19	供試體 22
25-50					2.3-4.7	138,000	135,000
25-75					2.3-7.0	133,000	130,000
25-100	2.0-8.0	156,000	136,000	134,000	2.3-9.4	131,000	129,000
25-125					2.3-11.7	131,000	128,000
25-150	2.0-11.9	141,000	135,000	133,000	2.3-14.1	128,000	120,000
25-175					2.3-16.5	123,000	122,000
25-200	2.0-16.0	133,000	133,000	127,000			
25-250	2.0-19.9	128,000	130,000	124,000			
25-300	2.0-24.1	124,000	129,000				

第九十一、九十二表より  $\tau \doteq 12.0 \text{ kg/q cm}$  の應力段階に對する  $G$  の値を比較せば次の如し。

第九十三表 混凝土剛性係數の比較 ( $\tau \doteq 12 \text{ kg/q cm}$ )

断面形状	剛 性 係 數 $G$ (kg/qcm)		
	最 大	最 小	平 均
方 形	136,000	132,000	134,000
矩 形	142,000	137,000	140,000
圓 形	141,000	133,000	136,000
圓形中空	131,000	128,000	129,000

混凝土の剛性係數が第九十三表の如く、軸の断面形状によりて相違す可しとは、殆んど想像し難き所なれど、こは實驗の不備なるに因るか、 $G$  の算出にあたりて彈體の公式を使用せるがための誤謬に起因するか、或は又他の原因の存するありて然るか。バツハは之に對して何等の説明を加へず。

#### (4) 混凝土のポアッソン比

一定の應力度に對する  $E$  及び  $G$  の値を知れば、 $1/m$  をポアッソン比として、(296) 式より

$$G = \frac{1}{2} \frac{m}{m+1} E, \text{ 従つて } m = \frac{2}{E/G - 2}$$

を用ひて  $m$  の値を算出することを得可し。 $E_c \doteq E_s = E$  と假定し。圓形中空断面軸に依る  $G$  の觀測値より、 $m$  の値を計算すれば次の如し。

1. 應力度  $\sigma = \tau \doteq 5 \text{ kg/q cm}$  まで。

$$E = 353,100 \text{ (第九十表)}, G = 136,000 \text{ (第九十二表)}$$

$$\text{従つて } m = \frac{2}{\frac{353,100}{136,000} - 2} = 3.4$$

2. 應力度  $\sigma = \tau \doteq 7 \text{ kg/q cm}$  まで。

$$E = 329,600 \text{ (第九十表)}, G = 131,000 \text{ (第九十二表)}$$

$$\text{従つて } m = \frac{2}{\frac{329,600}{131,000} - 2} = 3.9$$

3. 應力度  $\sigma = \tau \doteq 10 \text{ kg/q cm}$  まで。

$$E = 313,100 \text{ (第九十表)}, G = 130,000 \text{ (第九十二表)}$$

従つて

$$m = \frac{2}{\frac{313,100}{130,000} - 2} = 4.9$$

4. 應力度  $\sigma = \tau = 12 \text{ kg/cm}^2$  まで。

抗張彈性係數を取れば  $E = 298,700$  (第九十表),  $G = 129,000$  (第九十二表)

従つて

$$m = \frac{2}{\frac{298,700}{129,000} - 2} = 6.3$$

又抗壓彈性係數を取れば  $E = 295,100$  (第八十七表),  $G = 129,000$  (第九十二表)

従つて

$$m = \frac{2}{\frac{295,100}{129,000} - 2} = 7.0$$

故に  $m$  も亦  $E, G$  と同じく應力度に従つて變ずる一種の變數なることを知る可く,  $E$  及び  $G$  は應力度の増大すると共に減小すれど, 此の實驗の結果に依れば,  $m$  は應力度の増大すると共に同じく増大するが故に, ポアッソン比  $1/m$  は應力度の増大すると共に減小すること  $E$  及び  $G$  に同じ。(後編參照)

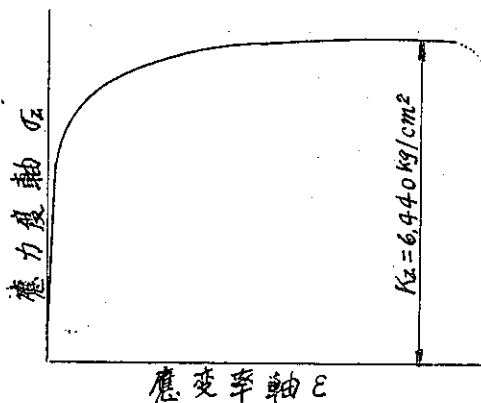
## 第 六 章 クラフの實驗

### 第 一 節 總 說

前章に紹介せる矩形断面及び方形断面鐵筋混凝土軸に関する實驗は、扭力に對する鐵筋の抵抗を比較する上に於て不便なるを免れず。此の比較を最も容易ならしむるものは、圓形断面軸に外ならざるが故に、ミュルシュは 1920 年、茲に紹介せんとする圓形断面鐵筋混凝土軸に就ての扭力試験の計畫を立て、ワイス・ウント・フライタハ株式會社、及びアルメンディンゲン・ポオトランド・セメント工場 (Die Portlandzementfabrik Allmendingen, Ulm an der Donau) の協力の下に、1921 年クラフの手に依り、シュツットガルト材料試験所に於て、本章の實驗を斷行するに至れり。著者は今その實驗報告 (O. Graf and E. Mörsch: Verdrehungsversuche zur Klärung der Schubfestigkeit von Eisenbeton. Versuchsdurchführung und Versuchsergebnisse von O. Graf. Versuchsplan und statische Auswertung der Ergebnisse von E. Mörsch, *Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens*, Heft 258, Berlin, 1922) の概要を摘録せんとするに先だち、多年此の方面の實驗のために努力を惜まざりしミュルシュに敬意を表す。

此の實驗は實に前章に紹介せるバツハ及びグラフの實驗の姉妹作業とも稱す可く、之と同形同大の軸 6 種 17 個より成り、別に 20 個の供試體に依る抗壓試驗、抗張試驗及び抗載試驗を含む。

混凝土材料の内セメントはアルメンディングゲン・ポオトランド・セメント工場の無償提供する所にかゝり、混凝土はシュバイヤア附近のライン川砂及びライン川砂利にして、共にホルツェンガア會社 (Firma Holzinger in Speyer) の供給品とす。此のセメントの抗壓強度は、配合 1:3 の膠泥試験に於て、舊規定 (材齡 28 日、始め 1 日は空中に、殘餘 27 日は水中に硬化せしむ) に従へば、平均 (10 個)  $K_c=274 \text{ kg/cm}^2$ 、新規定 (材齡 28 日、始め 1 日は空中、次の 6 日は水中、殘餘の 21 日は空中に硬化せしむ) に従へば、平均 (15 個)  $K_c=338 \text{ kg/cm}^2$ 、使用せる鐵筋は主鐵筋、螺旋筋及び箍鐵筋何れも  $\phi 10 \text{ mm}$  圓釘にして、その抗張強度、平均 (9 個)  $K_c=7,553 \text{ kg/cm}^2$  にして、その  $\sigma-\epsilon$  曲線の一例は第百六圖



第 百 六 圖

に示すが如く、特定の屈點を有せず。

混凝土の配合は 1:2:3 (容積) にして、乾燥材料の 9.2—9.4 平均 9.3 % の混合用水を使用す。或はセメント 262.6 kg, 砂 400 リットル, 砂利 600 リットル, 水 172 リットルの割合とす。

供試體の製作、實驗の方法全く前章に紹介せるものと同一にして、軸の材齡平均 3 月、扭力試験に於ける扭力角は、觀測長  $l=70 \text{ cm}$  に對し、半徑 2,015 mm の

圓弧上の弧長 (1/100 mm) にて觀測す。

## 第 二 節 混凝土の強度

### (1) 混凝土の立方體抗壓強度

供試體は邊長 30 cm にして、その數 9 個を算し、材齡平均 91 日の抗壓強度次の如し。

$$K_c=135-172, \quad \text{平均 (9 個) } K_c=151 \text{ kg/cm}^2$$

### (2) 混凝土の塊體抗壓強度

供試體は  $20 \times 20 \times 80 \text{ cm}$  の標準寸法を有し、材齡平均 91 日にして試験に供

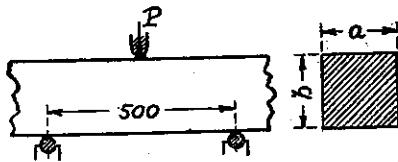
す。その成績次の如し。

第九十四表 混凝土塊體抗壓強度

番 號	材 齡 (日)	寸 法 (cm)			自 重 (kg)	抗 壓 強 度 $K_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
		a	b	l		
38	91	20.1	19.8	81.2	73.6	132
40	90	20.2	19.7	81.2	73.2	119
52	92	20.2	20.2	81.2	76.4	123
平均	91	20.2	19.9	81.2	74.4	125

即ち塊體抗壓強度は立方體抗壓強度の 80% にして、前章パツハ及びグラフの實驗と正確に一致するを見る可し。

(3) 混凝土の抗張及び抗曲強度



第 百 七 圖

供試體は 20×20×145 cm の標準寸法を有し、材齡 3 月にして先づ之を抗張試験に供し、その切斷片の一つを取りて、之を第百七圖の如き方法の下に抗曲試験に供す。抗曲強度の算出に使用する公式は  $K_b = 6 M_b / (ab^2)$  と

す。

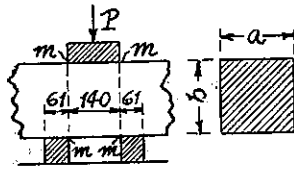
第九十五表 混凝土抗張及び抗曲強度

番 號	材 齡 (日)	寸 法 (cm)			自 重 (kg)	強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )	
		a	b	l		$K_t$	$K_b$
38	91	19.6	20.3	145.5	11.0	29.5*	
40	91	19.7	20.2	143.9	12.2	29.3*	
46	89	19.8	20.1	146.3	11.3	31.4*, 32.7**	
平均	90	19.7	20.2	145.2	11.5	30.7	

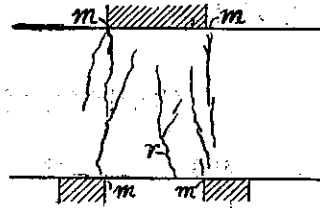
\* 供試體は水平位置にて製作し、此の場合の上面を桁の壓力側とせる値、\*\* 同上を桁の張力側とせる値

第九十五表より、混凝土の立方體抗壓強度  $K_c = 151$  と取りて、 $K_t / K_c = 11.5 / 151 \doteq 1 / 13.1$ ,  $K_b / K_c = 30.7 / 151 \doteq 2.7$ , 而して茲に求めたる  $K_t / K_c \doteq 1 / 13.1$  は前章の  $K_t / K_c \doteq 1 / 13.3$  と、殆んど完全に一致す。

(4) 混凝土の抗裁強度



第 百 八 圖



第 百 九 圖

供試體は 20×20×80 cm の標準寸法を有し、第百八圖の如き方法に依りて抗  
裁試験に供す。(本編第三章第一節参照)

第百九圖は供試體 52 の破壊の状態を示したるものにして、所謂純裁力のみを  
蒙る可しとムエルシュの主張する第百八圖の如き抗張試験に於ても、供試體の中  
央部に彎曲率に起因する  $r$  の如き龜裂を生じ、次に断面  $mm$  の線に沿へる破壊  
が之に従ふを以て普通とす。成績次の如し。但し  $K_t = P/2ab$

第九十六表 混凝土抗裁強度

番 號	寸 法 (cm)		第一回試験 *		第二回試験 **	
	$a$	$b$	$P$ (kg)	$K_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$P$ (kg)	$K_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
38	20.2	20.5	30,000	36.2	28,000	33.8
40	20.4	21.1	24,050	27.9	—	—
44	20.4	21.1	29,000	33.7	26,000	30.2
48	20.1	21.0	22,100	26.2	—	—
52	20.1	21.0	22,300	26.9	26,000	30.7
平均	20.0	21.0	25,590	30.2	26,670	31.6

\* 供試體製作の上面を試験の場合の上面とせる値、\*\* 同上を下面とせる値

即ち平均  $K_t = 30.7$  kg/cm<sup>2</sup> にして、此の實驗値を (317) 式に代入せんに、 $K_s = 11.5$ ,  $K_c = 151$  (立方體) とせば、 $K_t = \sqrt{11.5 \times 151} = 41.7$  kg/cm<sup>2</sup>,  $K_s = 11.5$ ,  $K_c = 125$  (磚體) とせば、 $K_t = \sqrt{11.5 \times 125} = 38.0$  kg/cm<sup>2</sup>

即ち (317) 式の與ふる  $K_t$  の値は、上記の實驗値  $K_t = 30.7$  よりも甚しく大に  
して、第四十六、四十七表の成績に於ては  $K_t$  の觀測値と實驗値との間に大差な  
く、ムエルシュの公式 (317) 式を驗證する上に於て、徒らに學徒を眩轉せしむる  
の觀ありしが、此の場合の成績は明かに (317) 式に關するムエルシュの謬論を、  
實驗的に立證するものと言ふ可し。

(5) 混凝土の抗扭強度

純混凝土軸は第八十九圖に示せると全く同一の形狀寸法を有する圓形斷面 3個、



第九十圖に示せると全く同一の形状寸法を有する圓形中空断面 3 個、計 2 種 6 個にして、その破壊扭力率より抗扭強度を算出せる結果は次の如し。

第九十七表 混凝土抗扭強度

断面	番號	材齡 (日)	寸 法 (cm)			自重 (kg)	破壊扭力率 $M_a$ (kgom)	抗扭強度 $K_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_a/K_c$
			$r$	$r_0$	$l$				
圓 形 同 (中 空)	38	92	20.1	—	195.0	666	250,000	19.6	1.62
	44	91	19.9	—	195.0	673	250,000	20.2	
	48	92	20.0	—	195.0	663	200,000	15.9	
	平均	92	20.0	—	195.0	667	233,333	18.6	
	39	93	19.9	12.6	195.2	445	150,000	14.4	
	45	92	20.1	12.6	195.2	445	162,500	15.1	1.20
	50	91	19.9	12.6	195.2	440	125,000	12.0	
	平均	92	20.0	12.6	195.2	448	145,833	13.8	

前章の實驗 (配合 1:2:3, 材齡 1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> 月) にありては、圓形断面及び同中空断面の  $K_a$  の比は 25.6:17.1=1.0:0.67 (第六十四表) なるに對し、本章の實驗 (配合 1:2:3, 材齡 3 月) にありては此の比は 18.6:13.8=1.0:0.70 (第九十七表) にして、略同一の關係を有すれども、 $K_a/K_c$  の値は前者にありては、1.38 及び 0.92, 後者にありては 1.62 及び 1.20 なるが故に、その間に可なりの徑庭あるを見る可し。

### 第 三 節 混凝土の扭力試驗

供試體は前述の如く、第八十九圖に示せるが如き圓形断面 3 個、第九十圖に示せるが如き圓形中空断面 3 個にして、その破壊扭力率の値は、既に第九十七表に與へたる所の如し。

寫真第十九は此等の軸の破壊の状態を示すがために轉載したるものにして、軸は明かに斜めの方向に於ける主應張力に依りて破壊せるを見る可し。

又此等の軸の扭力率の各段階に於ける總扭力角、餘剩扭力角及び彈性扭力角を 70 cm の觀測長に對し、2,015 mm の半徑上の弧長 (mm) にて測定せるものを  $s_0$ ,  $s_1$  及び  $s$  を以て表はせば、その値次の如し。

第九十八表 圓形断面軸扭力角 (弧長)

扭力率 $M_a$ (kgom)	供試體 38			供試體 44			供試體 48		
	$s$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,000	0.11	—	—	0.11	—	—	0.11	—	—
25,000-50,000	0.12	0.01	0.11	0.11	0.01	0.10	0.12	0.01	0.11

25,000-75,000	0.24	0.02	0.22	—	—	—	—	—	—
25,000-100,000	0.37	0.03	0.34	0.35	0.02	0.33	0.41	0.04	0.37
25,000-125,000	0.51	0.04	0.47	—	—	—	—	—	—
25,000-150,000	0.64	0.05	0.59	0.63	0.06	0.57	0.73	0.09	0.64
25,000-175,000	0.78	0.07	0.71	—	—	—	0.92	—	—
25,000-200,000	0.95	0.09	0.86	0.95	0.11	0.84	(1.14)	—	—
25,000-225,000	1.15	0.12	1.03	1.13	—	—	—	—	—
25,000-250,000	(1.34)	—	—	(1.13)	—	—	—	—	—

第九十九表 圓形中空断面軸扭力角 (弧長)

扭力率 $M_t$ (kgom)	供 試 體 39			供 試 體 45			供 試 體 50		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0-25,050	0.12	—	—	0.13	—	—	0.15	—	—
25,000-50,000	0.13	0.01	0.12	0.13	0.01	0.12	0.17	0.01	0.16
25,000-75,000	0.27	0.02	0.25	0.23	0.02	0.26	0.36	0.03	0.33
25,000-100,000	0.43	0.04	0.39	0.46	0.04	0.42	0.56	0.06	0.50
25,000-125,000	0.61	0.07	0.54	0.64	0.06	0.58	(0.32)	—	—
25,000-150,000	(0.83)	—	—	0.84	0.10	0.74	—	—	—

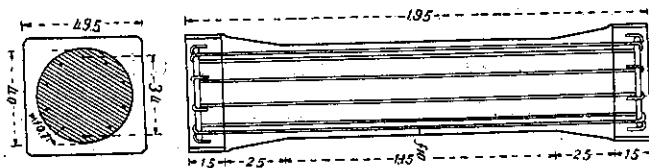
此等の値は前章の第九十三、九十四圖と殆んど同形の曲線を示す。

第一百表 混凝土軸破壊總扭力角 (弧長)

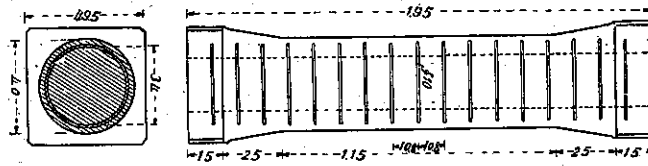
断面	供試體	破 壞 總 扭 力 角 (mm)			破 壞 抗 扭 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )		
		實 驗	平 均	比 例 數	實 驗	平 均	比 例 數
圓 形	38	1.45	—	—	19.6	—	—
	44	1.44	1.33	1.33	20.2	18.6	1.35
	48	1.25	—	—	15.9	—	—
圓 形 中 空	39	0.95	—	—	14.4	—	—
	45	1.03	1.00	1.00	15.1	13.3	1.00
	50	0.97	—	—	12.0	—	—

2種の断面に於ける破壊總扭力角の比が、同破壊抗扭強度の比と同一の値を有することは、前章第六十九表と全く相同じ。

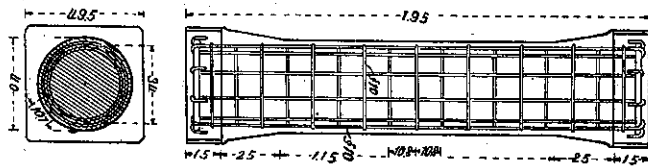
第 四 節 圓形断面鐵筋混凝土軸の扭力試験



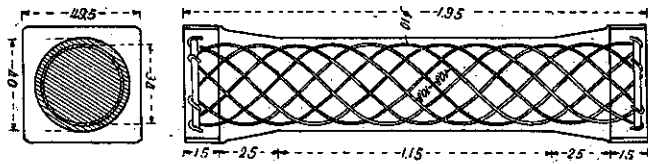
第 百 十 圖



第 百 十 一 圖



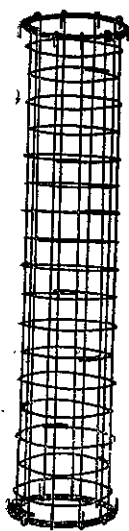
第 百 十 二 圖



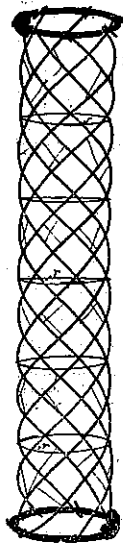
第 百 十 三 圖

供試體は第八十九圖に示せる混凝土軸と同形同大にして、鐵筋の配置に依りて之を次の如き 4 種 11 個に分つ。

- (i) 第一百十圖に示すが如く、10 本の  $\phi 10$  mm 圓釘より成る軸鐵筋を挿入せるもの 3 個。
- (j) 第一百十一圖に示すが如く、17 本の  $\phi 10$  mm 圓釘より成る縱鐵筋を挿入せるもの 2 個。此の縱鐵筋は重襲接合 (Lap joint, le recouvrement, die Ueberlappung) とし、鐵線を以て捲き立てたる上を鍛接 (autogen geschweisst wird) す。縱の間隔 10.8 cm にして、4 本の  $\phi 1.5$  mm 鐵線を以て、混凝土施工の際その正規の位置を保つがための繫筋とす。
- (k) 第一百十二圖に示すが如く、10 本の  $\phi 10$  mm 軸鐵筋及び 17 本の 10 mm 縱鐵筋を使用せるもの 3 個。
- (l) 第一百十三圖に示すが如く、7 本の  $\phi 10$  mm 螺旋筋を 10.8 cm の間隔を以て、 $45^\circ$  の方向に挿入せるもの 3 個。



第百十四圖



第百十五圖

而して此等の鐵筋が混凝土より脱出する事を防ぐがためには、軸の兩頭部に特殊の補強鐵筋を追加挿入すること、上の圖の如し。第百十四、百十五圖は夫々軸 (k) 及び (l) に於ける鐵筋組上りの状態を示すものにして、軸 (l) にありては鐵筋の位置を固定するがために、細き鐵線  $r$  を以て繋ぎを取ること、第百十五圖の如し。

此等の軸の單位長に於ける鐵筋量  $V_s$  を計算せん、鐵筋 1 本の斷面積を  $f$  とする時は、軸 (i) に就ては  $V_s = 10f$ 、軸 (j) に就ては  $V_s = 34 \pi f / 10.8 = 10f$ 、軸 (k) に就ては  $V_s = 10f + 34 \pi f / 10.8 = 20f$ 、軸 (l) に就ては  $V_s = 7\sqrt{2}f = 10f$  となり軸 (i) (j) 及び (l) は全く同一の鐵筋量を有すれども、軸 (k) は此等に比して 2

倍の鐵筋量を使用せる事を知る可く、之に依りて鐵筋の有効率を直接數字的に比較對照することを得可し。實驗の結果次の如し。

第百一表 圓形斷面鐵筋混凝土軸抗扭試驗

軸種	供試體	軸寸法 (cm)		軸重量 (kg)	材齡 (日)	扭力率 (kgom)	
		$r$	$l$			龜裂	破壊
(i)	40	20.0	195.4	684	90	225,000	240,000
	46	20.0	195.2	686	91	250,000	250,000
	51	20.0	195.1	676	94	225,000	225,000
	平均	20.0	185.2	682	92	233,333	238,333
(j)	41	19.9	195.1	—	91	250,000	250,000
	54	20.1	195.2	678	91	250,000	250,000
	平均	20.1	195.2	—	91	250,000	250,000
(k)	42	20.1	195.2	691	92	250,000	390,000
	47	19.9	195.2	705	90	250,000	395,000
	52	20.0	—	695	91	240,000	350,000
	平均	20.1	—	697	61	246,667	378,333
(l)	43	19.9	195.2	699	90	270,000	(700,000)
	49	19.9	—	700	93	270,000	(700,000)
	53	20.0	195.2	700	94	270,000	(700,000)
	平均	19.9	—	700	92	270,000	(700,000)

第百二表 圓形断面鐵筋混凝土軸の比較

軸種	材齡 (日)	供試體 員數	龜裂扭力率		破壞扭力率		$M_a'/M_a$
			$M_a$ (kgom)	比例數	$M_a'$ (kgom)	比例數	
純混凝土	92	3	233,333	1.00	233,333	1.00	1.00
(i)	92	3	233,333	1.00	238,333	1.02	1.02
(j)	91	2	250,000	1.07	250,000	1.07	1.00
(k)	91	3	246,667	1.03	378,333	1.62	1.53
(l)	92	3	270,000	1.16	(700,000)	3.00	2.59

此の結果より見れば、1. 軸鐵筋又は箍鐵筋のみを使用せる軸 (i) 及び (j) にありては、龜裂扭力率と破壞扭力率とは殆んど完全に一致し、且つその値は純混凝土軸に於けるそれと略同一なるが故に、單純なる軸鐵筋又は箍鐵筋は、軸の抗扭力を増進するがために、殆んど無効なることを知る。 2. 軸鐵筋と箍鐵筋とを併用し、従つて前 2 者に比して 2 倍の鐵筋量を使用せる軸 (k) にありては、龜裂扭力率に於てさしたる影響の認む可きものなきに反し、その破壞扭力率の値は純混凝土軸に比して、62% の増大を示す。此の異常の増大率は決して 2 倍の鐵筋量を使用せるがために非ずして、別に靜力學的理由の存するものありて然るは、之を軸 (i) 及び (j) の増大率と比較せば、自ら明白なる可し。3. 45° の方向に螺旋筋を挿入せる軸にありては、鐵筋の効力最も著大にして、純混凝土軸に比してその龜裂扭力率は 16%、破壞扭力率は實に 200% の増進を示せり。但し此の軸の破壞扭力率  $M_a' = 700,000$  は、螺旋筋の外側の混凝土が剝離す可き状態に達したる場合の値にして、此の時未だ軸の抗扭力が完全に消滅したるに非ざるが故に、軸 (k) の眞の破壞扭力率は、猶多少之よりも大なるものと見ざる可らず。

寫眞第二十乃至二十二は此等の軸の破壞の状態を示したるものにして、龜裂線に傍記せる數字は、50 cm の臂長に加へられたる荷重 (kg) を表はす。

此等の軸に就て、扭力率の各段階に於ける總扭力角、餘剩扭力角及び彈性扭力角を 70 cm の觀測長に對し、2,015 mm の半徑上の圓弧 (mm) にて測定せるもの、即ち  $s_0, s_1, s$  の値次の如し。

第百三表 鐵筋混凝土軸 (i) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_a$ (kgom)	供試體 40			供試體 46			供試體 51		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0- 25,000	0.09	—	—	0.11	—	—	0.11	—	—
25,000- 50,000	0.11	0.01	0.10	0.11	0	0.11	0.13	0.01	0.11
25,000- 75,000	0.23	0.02	0.21	—	—	—	—	—	—

25,000-100,000	0.35	0.03	0.32	0.36	0.02	0.34	0.40	0.03	0.37
25,000-125,000	0.49	0.05	0.44	—	—	—	—	—	—
25,000-150,000	0.63	0.07	0.56	0.65	0.04	0.61	0.73	0.08	0.65
25,000-175,000	0.78	0.10	0.68	—	—	—	—	—	—
25,000-200,000	0.96	0.12	0.84	0.98	0.10	0.88	1.17	0.17	1.00
25,000-225,000	1.16	0.16	1.00	1.20	—	—	(1.49)	—	—

第百四表 鐵筋混凝土軸 (j) 扭力角 (弧長)

扭力率 $M_a$ (kg cm)	供 試 體 41			供 試 體 54		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0- 25,000	0.10	—	—	0.10	—	—
25,000- 50,000	0.11	0	0.11	0.12	0.01	0.11
25,000-100,000	0.36	0.02	0.34	0.38	0.03	0.35
25,000-150,000	0.63	0.04	0.59	0.70	0.07	0.63
25,000-200,000	0.96	0.09	0.87	1.07	0.13	0.94
25,000-225,000	1.15	—	—	(1.48)	—	—

第百五表 鐵筋混凝土軸 (k) 扭力角 (弧長)

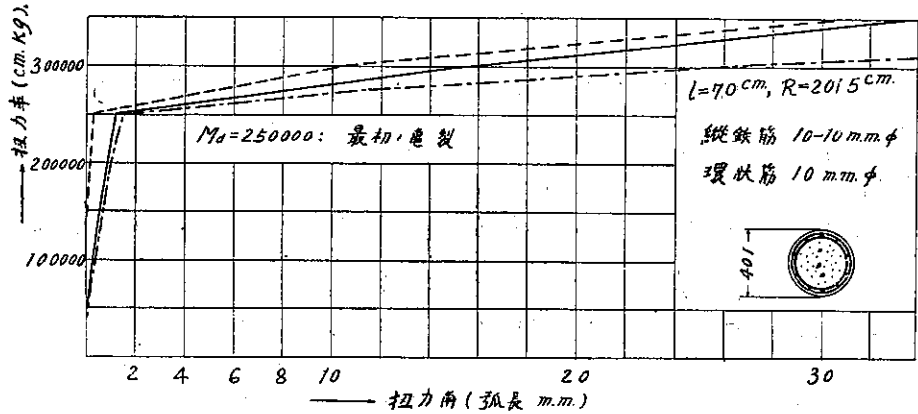
扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 42			供 試 體 47			供 試 體 52		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0- 25,000	0.11	—	—	0.11	—	—	0.11	—	—
25,000- 50,000	0.11	0	0.11	0.12	0.01	0.11	0.12	0	0.12
25,000-100,000	0.35	0.01	0.34	0.37	0.02	0.35	0.37	0.02	0.35
25,000-150,000	0.62	0.04	0.58	0.67	0.06	0.61	0.67	0.06	0.61
25,000-200,000	0.94	0.09	0.85	1.04	0.11	0.93	1.00	0.11	0.89
25,000-225,000	1.13	—	—	—	—	—	—	—	—
25,000-250,000	1.43	0.25	1.18	1.65	—	—	1.53	0.23	1.30
25,000-275,000	11.1	—	—	—	—	—	—	—	—
25,000-300,000	25.4	10.2	15.2	32.7	13.6	19.1	2.33	9.2	14.1
25,000-350,000	64.5	30.8	33.7	75.8	36.8	39.0	—	—	—

第百六表 鐵筋混凝土軸 (l) 扭力角 (弧長)

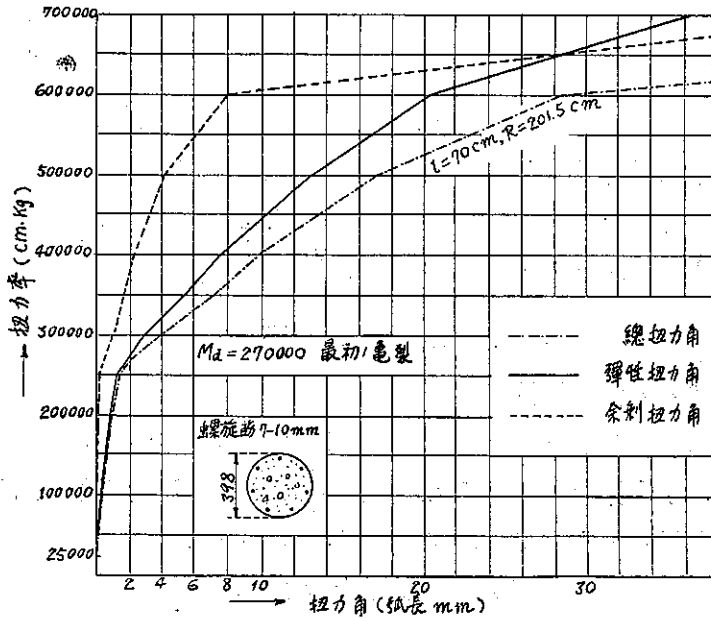
扭力率 $M_a$ (kgcm)	供 試 體 43			供 試 體 49			供 試 體 53		
	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$	$s_0$	$s_1$	$s$
0- 25,000	0.11	—	—	0.11	—	—	0.11	—	—
25,000- 50,000	0.11	0	0.11	0.11	0.01	0.10	0.11	0	0.11
25,000-100,000	0.35	0.01	0.34	0.37	0.02	0.35	0.35	0.01	0.34
25,000-150,000	0.64	0.04	0.60	0.64	0.04	0.60	0.61	0.03	0.58
25,000-200,000	0.97	0.09	0.88	0.97	0.08	0.89	0.92	0.07	0.85
25,000-250,000	1.42	0.18	1.24	1.40	0.17	1.23	1.32	0.14	1.18
25,000-270,000	2.14	—	—	1.73	—	—	1.67	—	—
25,000-300,000	3.96	1.01	2.95	3.98	1.00	2.98	3.65	0.91	2.74
25,000-350,000	7.1	1.7	5.4	7.6	2.0	5.6	6.5	1.6	4.9

25,000-400,000	9.9	2.3	7.6	10.4	2.3	8.1	9.2	2.0	7.2
25,000-500,000	17.2	4.1	13.1	17.6	4.2	13.4	15.5	3.5	12.0
25,000-600,000	28.4	8.0	20.4	27.9	7.2	20.7	24.6	5.7	18.9
25,000-700,000	84.4	48.2	36.2	61.2	29.2	32.0	44.1	14.6	29.5

第百十六、百十七圖は夫々、供試體 42 (鐵筋混凝土軸 k) 及び 43 (鐵筋混凝土軸 I) の扭力角曲線を示す。



第 百 十 六 圖



第 百 十 七 圖

次に混凝土軸の龜裂扭力率よりも小なる、 $M_a=25,000-100,000$  及び  $M_a=$

25,000-150,000 の 2 種の扭力率段階に於ける扭力角 (弧長) を、比較せば次の如し。

第七表 圓形断面鐵筋混凝土軸扭力角の比較

軸種	供試體	$M_d = 25,000 - 100,000$						$M_d = 25,000 - 150,000$					
		$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比	$s_0$	同比	$s_1$	同比	$s$	同比
純 混 凝 土	38	0.37		0.03		0.34		0.64		0.05		0.59	
	44	0.35		0.02		0.33		0.63		0.06		0.57	
	43	0.41		0.04		0.37		0.73		0.09		0.64	
	平均	0.38	1.00	0.03	1.00	0.35	1.00	0.67	1.00	0.07	1.00	0.60	1.00
鐵 筋 混 凝 土 (i)	40	0.35		0.03		0.32		0.63		0.07		0.56	
	46	0.36		0.02		0.34		0.65		0.04		0.61	
	51	0.40		0.03		0.37		0.73		0.08		0.65	
	平均	0.37	0.97	0.03	1.00	0.34	0.97	0.67	1.00	0.05	0.86	0.61	1.02
同 (j)	41	0.36		0.02		0.34		0.63		0.04		0.59	
	54	0.33		0.03		0.35		0.70		0.07		0.63	
	平均	0.37	0.97	0.03	1.00	0.35	1.00	0.7	1.00	0.06	0.85	0.61	1.02
同 (k)	42	0.35		0.01		0.34		0.62		0.04		0.58	
	49	0.37		0.02		0.35		0.67		0.06		0.61	
	52	0.37		0.02		0.35		0.67		0.06		0.61	
	平均	0.37	0.97	0.02	0.67	0.35	1.00	0.65	0.97	0.05	0.71	0.60	1.00
同 (l)	43	0.35		0.01		0.34		0.64		0.04		0.60	
	49	0.37		0.02		0.35		0.64		0.04		0.60	
	53	0.35		0.01		0.34		0.61		0.03		0.58	
	平均	0.36	0.95	0.01	0.33	0.34	0.97	0.63	0.94	0.04	0.57	0.59	0.98

此の表の結果は鐵筋混凝土軸の扭力角が、純混凝土軸のそれに比して多少の減少を示せども、その間の差異極めて輕微なる事を證明すること、前章の第七十七及び八十四表と全く同一なり。(第五十九表参照)

### 第五節 混凝土の彈性係數

#### (1) 混凝土の抗壓彈性係數

供試體は第二節第九十四表に示せるが如く、 $20 \times 20 \times 80$  cm. の標準寸法を有する構體にして、平均材齡 3 月にして實驗せらる。混凝土の壓縮變形は觀測長 50 cm に對し、 $1/1,200$  cm を以て表はす。 $\epsilon = \lambda / (50 \times 1200)$

第八表 混凝土の應壓變形

應力度 $\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	供試體 38			供試體 40			供試體 52		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
0.1-6.2	1.15	0.01	1.14	1.23	0.04	1.19	1.26	0.04	1.22



0.1-12.5	2.45	0.03	2.42	2.63	0.08	2.55	2.70	0.07	2.63
0.1-25.0	5.45	0.11	5.34	5.90	0.14	5.76	5.86	0.13	5.73
0.1-37.5	8.88	0.21	8.67	9.99	0.33	9.66	9.46	0.25	9.21
0.1-50.0	12.69	0.40	12.29	14.57	0.57	14.00	13.41	0.42	12.99
0.1-62.5	16.96	0.72	16.24	19.88	0.97	18.91	17.94	0.71	17.23
0.1-75.0	22.13	1.29	20.84	26.45	1.70	24.75	23.53	1.26	22.32

此の値を用ひ、弾性變形  $\lambda$  に對する弾性係數  $E_c$  を計算せば次の如し。

第百九表 混凝土の抗壓弾性係數

應力度 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	抗 壓 弾 性 係 數 $E_c = \sigma_c / \epsilon$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
	供 試 體 38	供 試 體 40	供 試 體 52	平 均
0.1- 6.2	326,300	312,600	300,000	311,300
0.1-12.5	309,900	294,100	280,600	293,400
0.1-25.0	280,900	260,400	258,600	266,000
0.1-37.5	260,200	233,500	241,000	244,300
0.1-50.0	245,100	215,100	228,200	228,400
0.1-62.5	231,700	198,900	215,200	214,300
0.1-75.0	216,800	182,500	199,500	198,500

(2) 混凝土の抗張弾性係數

供試體は第二節第九十五表に示すが如く、 $20 \times 20 \times 145$  cm の標準寸法を有し、平均材齡 3 月にして實驗せらる。混凝土の伸張變形は觀測長 45 cm に對し、 $1/1,200$  cm を以て表はす。 $\epsilon = \lambda / (45 \times 1,200)$

第百十表 混凝土の應張變形

應力度 $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	供 試 體 38			供 試 體 40			供 試 體 46		
	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$	$\lambda_0$	$\lambda_1$	$\lambda$
1.26- 2.52	0.26	0.02	0.24	0.26	0.02	0.24	0.39	0.03	0.36
1.26- 3.78	—	—	—	0.54	0.04	0.50	0.80	0.06	0.74
1.26- 5.03	0.82	0.06	0.76	0.84	0.07	0.77	1.23	0.11	1.12
1.26- 6.29	—	—	—	1.22	0.17	1.05	1.67	0.17	1.50
1.26- 7.55	1.45	0.17	1.28	1.67	0.31	1.36	2.15	0.24	1.91
1.26- 8.81	—	—	—	2.23	0.46	1.77	2.63	0.33	2.30
1.26-10.03	2.23	0.40	1.88				3.16	0.41	2.75

弾性變形  $\lambda$  に對する弾性係數  $E_z$  の値次の如し。

第百十一表 混凝土の抗張弾性係數

應力度 $\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	抗 張 弾 性 係 數 $E_z = \sigma_z / \epsilon$ (kg/cm <sup>2</sup> )			
	供 試 體 38	供 試 體 40	供 試 體 46	平 均
1.26- 2.52	284,100	282,700	285,800	283,200
1.26- 3.78	—	271,400	278,100	274,700

1.26- 5.03	269,100	264,300	275,600	271,800
1.26- 6.29	—	258,400	274,400	266,200
1.26- 7.55	266,300	249,400	269,300	261,400
1.26- 8.81	—	230,000	268,400	247,700
1.26-10.03	253,900	—	261,900	

此の結果より見れば前章第六節第八十七、九十表の場合と異り、 $E_c$  の値は  $E_c$  の値よりも著しく小なり。

### (3) 混凝土の抗裁彈性係數 (剛性係數)

前章の場合と同様にして、第九十八、九十九表の結果より、彈性變形に對する剛性係數  $G$  を算出せば次の如し。

第一百十二表 混凝土の抗裁彈性係數

扭力率 $M/L$ $10^3 \text{ kg/cm}$	圓 形 斷 面			圓 形 中 空 斷 面				
	應力度 $\tau (\text{kg/cm}^2)$	剛性係數 $G (\text{kg/cm}^2)$		應力度 $\tau (\text{kg/cm}^2)$	剛性係數 $G (\text{kg/cm}^2)$			
		供試體 38	供試體 44	供試體 48	供試體 39	供試體 45	供試體 50	
25- 50	2.0- 4.0	125,000	143,100	127,600	2.4-4.3	142,100	135,500	106,600
25- 75	2.0- 6.0	125,000	—	—	2.4-7.1	136,400	125,100	103,400
25-100	2.0 8.0	121,300	130,300	113,800	2.4-9.5	131,200	116,200	102,300
25-125	2.0-10.0	117,000	—	—				
25-150	2.0-12.0	116,500	125,600	109,600				
25-175	2.0-14.0	116,200	—	—				

### (4) 混凝土のポアッソン比

ポアッソン比を  $1/m$  とすれば、前章と同様にして  $m = \frac{2}{E/G - 2}$

第一百十二表の結果より見て  $G$  の値には、軸の断面形状の相違に依る區別を定むる事困難にして、此の點に關して云爲するためには實驗回數の少きに失する憾みあり。而して本實驗の示す所に依れば、 $E_c$  と  $E_c$  との間には可なりの徑庭あるが故に、ポアッソン比例數  $m$  は上式中  $E$  に  $E_c$  を用ひたる場合と、 $E_c$  を用ひたる場合とに依りて差異を生ず可きは極めて當然なり。

1. 應力度  $\tau = 2.0 - 8.0 \text{ kg/cm}^2$  に對する圓形断面軸の  $G = 120,200$  (第一百十二表)、之に對して  $\sigma_c = 0.1 - 6.2 \text{ kg/cm}^2$  の場合の  $E_c = 311,300$  (第九表) を取れば

$$m_c = \frac{2}{\frac{311,300}{120,200} - 2} = 3.4$$

$E_c$  の代りに  $\sigma_s = 1.26 - 7.55 \text{ kg/cm}^2$  の場合の  $E_s = 261,400$  (第百十一表) を取れば

$$m_s = \frac{2}{\frac{261,400}{120,200} - 2} = 11.4$$

2. 應力度  $\tau = 2.4 - 7.1 \text{ kg/cm}^2$  に對する圓形中空斷面の  $G = 119,800$  (第百十二表) を上記の  $G$  に代入せば,  $E_c = 311,300$  に對して

$$m_c = \frac{2}{\frac{311,300}{119,800} - 2} = 3.3$$

又  $E_s = 261,400$  に對しては

$$m_s = \frac{2}{\frac{261,400}{119,800} - 2} = 11.0$$

殆んど同一の應力度に對應す可き  $m_c$  の値と  $m_s$  との間の差違, 斯の如く甚しき所以のものは, 混凝土の特性が之を然らしむるか, 或は又實驗の不備なるに起因するか, その原因の奈邊に存するにもせよ, 混凝土實驗界の前途に重大なる暗示を與ふるものと稱す可く, 而して前章に於けるバツハの實驗, 本章に於けるグラフの實驗, 何れも此の點を闡明す可く餘りに不完全にして, 單に混凝土のポアソン比に對する, 不鮮明なる概念を與ふるに過ぎざる事は, 著者の最も遺憾とする所なり。

## 第七章 メナアジェエ及びメルシエの實驗

### 第一節 總 說

佛國土木省 (Le ministère français des travaux publics) は, 1900 年 12 月 19 日, その省令に依りて, 鐵筋混凝土の使用に關する諸問題を研究し, 進んで土木工事に此の構造様式を採用するに方りて容認せらる可き諸規定を決定せんがために必要なる検討をなさしむる目的の下に鐵筋混凝土委員會 (La commission du ciment armé) を設立し, ロリュウ (Lorieux) を委員長に, コンシデエル (Considère), ラビュウ (Rabut), メナアジェエ (Mesnager), コアニエエ (Coignet), エン<sub>x</sub>ビツク (Hennebique), カンドロオ (Candlot) 外 7 名を委員に任命したりしが, 此等の委員は第一乃至第三の分科委員會に分屬して, 各その調査研究を進め, 1905 年初頭

その業を終りて同年 4 月 17 日、コンシデエルを報告起草委員長に選び、翌 1906 年 1 月 19 日、土木大臣に調査報告 (Ministère des travaux publics, Commission du Ciment armé: Expériences, rapports et propositions, instructions ministérielles relatives à l'emploi du béton armé) を提出したり。

上記 3 個の分科委員会の内、混凝土及び鐵筋混凝土の一般的實驗をその事業とせるは、メナアジュエを主査とする第二分科委員会 (La deuxième sous-Commission) にして、その實驗は當時佛國土木工學校 (L'école nationale des ponts et chaussées) 材料試驗室主任たりしメナアジュエの指導の下に、同試驗室主事メルシエの施行する所に係るが故に、その結果を本論文に引用する限りに於て、著者は簡単に之をメナアジュエ及びメルシエの實驗と呼ぶ。

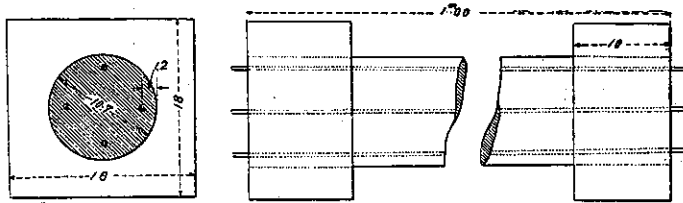
佛國鐵筋混凝土委員會の實驗は 1901-1904 年の滿 4 年間に亘りて繼續せられ、その報告書は 480 頁に餘る大冊なりと雖も、施されたる實驗が多種多様に亘り、混凝土の研究上極めて有益なる諸問題に觸るゝに關せず、實驗回數及び供試體員數僅小に過ぎて、その成績を價值づくる上に於て遺憾の點少からざるは、著者の同委員會のために深く惜む所なり。

同報告書の内容を詳細に亘りて茲に報告することは著者の本意に非ざるが故に茲には本論文に直接の關係を有する部分に限りて、之を抄譯するに止む可しと雖も、鐵筋混凝土軸の扭力試驗が早く既に同委員會に依りて實行せられたる事は、特に注意を拂はしむるに足る。同實驗はその規模餘りに小にして、之を今日より見れば寧ろ兒戲に類するの觀あり、特に純混凝土の扭力試驗を省略せるが故に、扭力に對する鐵筋の抵抗力を比較對照する事能はざるは、此の實驗の價值を極度に低下せしむるものなりと雖も、早く既に鐵筋混凝土の扭力抵抗に着眼せる一事は、同委員會の功績をして廣く世界の學界に誇らしむるに足ると共に、期せずしてその時期を同じくしたるムルシュの實驗 (本編第三章) と共に、歐大陸の學界に於ける東西兩隣の双璧をなすものと言ふ可く、そこに著者は甚大なる興味を覺ゆ。

## 第 二 節 鐵筋混凝土の扭力試驗

本實驗用供試體は第百十八圖に示すが如く、總長 1 m, 平均直徑 10.7 cm の圓形斷面軸にして、その兩端に 18×18×10 cm の頭部を附す。供試體員數僅かに 2 個、供試體 1 は  $\phi 5.4$  mm 圓釘 4 本、供試體 2 は  $\phi 7.6$  mm 圓釘 4 本、之を

軸の外周より約 1.2 cm の位置に圖の如く挿入す。



第 百 十 八 圖

鐵筋量、供試體 1 に就ては  $4 \times 2.7^2 \times \pi = 91.60 \text{ mm}^2$ 、供試體 2 に就ては  $4 \times 3.8^2 \times \pi = 181.14 \text{ mm}^2$  にして、軸の總斷面積は  $8,992 \text{ mm}^2$  なるが故に、鐵筋比は供試體 1 に就て約 1%、供試體 2 に就て約 2% なり。

混凝土の配合は他の凡ての實驗に對するものと同様にして、砂  $0.400 \text{ m}^3$  (400 リットル) 砂利  $0.800 \text{ m}^3$  (800 リットル) に對し、ポオトランド・セメント 300 kg を使用す。供試體は空中貯藏、材齡 7 箇月にして實驗に供せられ、その一端を水壓機の兩盤の間に挟みて之を水平に支へ、他端に槓桿を附しその臂長 1 m にして之に扭力率を生ず可き荷重を加ふ。扭力率の臂長を一定ならしむるがためには此の槓桿を一種の轉軸筒中に容れ、槓桿と轉軸筒との間には鋼球を挟ましめて摩擦の輕減に力む。試験の間に於ける軸の長さの變化は、軸の兩端に露出せる鐵筋の一つを取りて、1 m の長さ に就て之を測定す。

斯の如く本實驗の供試體はその一端に於てのみ支へらるゝが故に、自重及び他端に加へられし荷重のために、突桁としての彎曲率及び裁力を生ずることを免れず、その扭力率の上に及ぼす影響は前章及び前々章に於けるバツハ及びグラフの實驗に於て、軸を單桁として支へたる場合に比すれば、著しく大なるものある可きを想像し得べし。實驗の結果次の如し。

第百十二表 鐵筋混凝土扭力試驗

荷 重 $P(\text{kg})$	扭力率 $M_x(\text{kgom})$	供 試 體 1 變形 $\lambda(\text{mm/m})$	供 試 體 1 應變率 $\epsilon$	供 試 體 2 變形 $\lambda(\text{mm/m})$	供 試 體 2 應變率 $\epsilon$
5	500	0.00	0	0.00	0
10	1,000	<0.01	<0.00001	<0.01	<0.00001
15	1,500	0.02	0.00002	0.01	0.00001
20	2,000	<0.03	<0.00003	<0.02	<0.00002
25	2,500	0.03	0.00003	<0.02	<0.00002
30	3,000	0.06	0.00006	0.02	0.00002

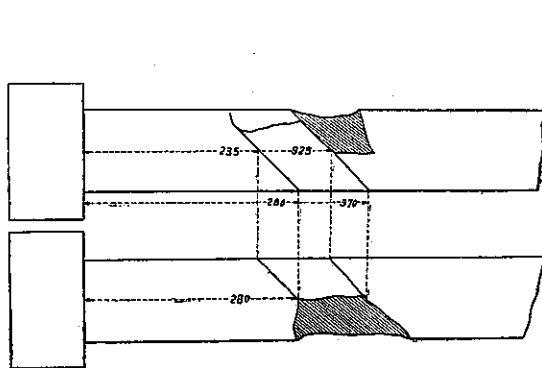
35	3,500	0.10	0.00010	0.05	0.00005
40	4,000	0.13	0.00013	0.07	0.00007
45	4,500	*		0.10***	0.00010
50	5,000			0.16**	0.00016

\* 供試験 1 に就ては  $P=45$  よりも少しく低き荷重の下に、破壊を生ぜり。

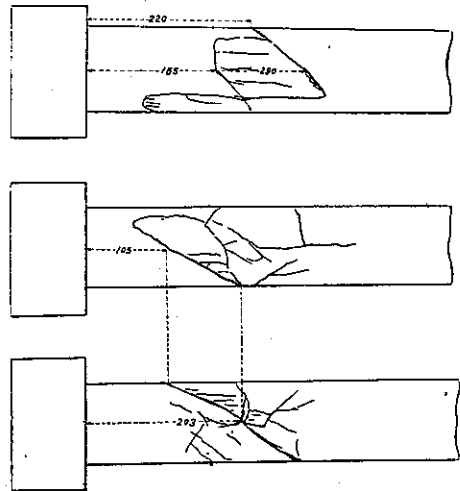
\*\* 供試験 2 に就ては  $P=45$  にして最初の龜裂を生じたり。

\*\*\*  $P=50$  の荷重を加へて約 1 分後に軸は破壊せり。

第百十九、百二十圖は夫々供試験 1, 2 の破壊後觀測せられたる嚙面の龜裂の狀態を示すものにして、主龜裂の方向は中心軸に對して、供試験 1 に就て約  $61^\circ$  同 2 に就て  $45^\circ$  の方向を取る。



第 百 十 九 圖



第 百 二 十 圖

佛國鐵筋混凝土委員會の實驗は斯の如く不備不完全にして、その報告も亦斯の如く簡單なるが故に、之を數字的參考資料とする事極めて困難なりと雖も、試みに第百十三表の結果を第七十一、七十九、百一表と同一の形式の下に表示せば次の如し。

第百十四表 圓形斷面鐵筋混凝土軸抗扭試驗

供 試 體	軸 寸 法 (cm)		軸 鐵 筋	材 齡 (月)	扭 力 率 (kgom)	
	r	l			龜 裂	破 壞
1	10.2	100	4-φ 5.4 mm	7	<4,500	4,500
2	10.2	100	4-φ 7.6 mm	7	4,500	5,000

此の結果より見るも、供試験 2 が同 1 に比して著しき抗扭力の増大を示さざるより推論して、1. 軸鐵筋は混凝土軸の扭力抵抗を増す上に於て殆んど無効なる

こと、及び 2. 軸の破壊は約  $45^\circ$  の方向の主應張力に起因す可きことを、観察するに足る可し。

### 第 三 節 混 凝 土 の 弾 性 係 數

佛國鐵筋混凝土委員會は、混凝土抗壓材に就て、應力度の各段階に於ける縦の方向の壓縮 (Le raccourcissement longitudinal) と横の方向の伸張 (Le gonflement transversal) とを觀測する、極めて有益なる實驗を施行したりしが、此の壓縮率と伸張率とを夫々  $\varepsilon, \varepsilon'$  を以て表はせば (第二編第三章)、此の實驗の結果より、 $\sigma_c/\varepsilon = E$  なる關係を用ひて混凝土の抗壓彈性係數、 $1/m = \mu = \varepsilon'/\varepsilon$  なる關係を用ひて混凝土のポアソン比、從つて (296) 式より  $G = E/2(1 + \mu)$  なる關係を用ひて混凝土の抗剪彈性係數を算出し得可し。

本實驗用供試體は  $50 \times 50 \times 100$  cm の標準寸法を有する塊體にして、混凝土の配合は砂  $0.400 \text{ m}^3$ 、砂利  $0.800 \text{ m}^3$  に對し、セメント 300 kg を使用する。混凝土はセイヌ川砂 (0-5 mm) 及びセイヌ川砂利 (5-25 mm) にして、その粒狀配合次の如し。

セイヌ川砂 (mm)	0-0.5	0.5-2	2-5
百分比 (重量%)	27.3	50.4	22.3
セイヌ川砂利 (mm)	5-10	10-20	20-25
百分比 (重量%)	26.3	68.7	5.0

供試體員數 2 個、供試體 1 は鉛直位置に於て製作、供試體 2 は水平位置に於て製作せられたるものにして、材齡約  $10\frac{1}{2}$  月にして水壓機を用ひ、水平の状態にて實驗に供す。

實驗の結果より第三十二表と同一の形式の下に、 $E$  と  $G$  とを計算すれば次の如し但し第三十二、三十三表にありては、 $E = \Delta\sigma/\Delta\varepsilon$ 、 $\mu = \Delta\varepsilon'/\Delta\varepsilon$ 、 $G = \Delta\tau/\Delta\varphi$  の關係に依りて、 $E, G, \mu$  を算出したるものなれど、次表は前章及び前々章のバッチ及びグラフの計算と同様に、初應力度  $\sigma = 4.5 \text{ kg/cm}^2$  を基準として、任意の應力度に對する彈性係數を  $E = (\sigma - 4.5)/\varepsilon$  より計算するが故に、 $E = \sigma/\varepsilon$ 、 $\mu = \varepsilon'/\varepsilon$ 、 $G = \tau/\varphi$  なる關係を有するものとす。

第百十五表 混凝土の抗壓試驗 (メナアジェエ及びメルシエ)

$\sigma_c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	供 試 體 1					供 試 體 2				
	$\varepsilon(10^{-6})$	$E(\text{kg/cm}^2)$	$\varepsilon'(10^{-6})$	$\mu$	$G(\text{kg/cm}^2)$	$\varepsilon(10^{-6})$	$E(\text{kg/cm}^2)$	$\varepsilon'(10^{-6})$	$\mu$	$G(\text{kg/cm}^2)$
4.5	0		0			0		0		
13.6	32	284,400	5	0.16	122,600	36	252,700	8	0.22	103,600

22.7	61	298,300	13	0.21	123,300	63	267,500	18	0.26	106,200
31.8	92	275,400	21	0.23	112,000	102	267,500	28	0.27	105,300
40.8	123	295,100	27	0.22	120,900	135	268,900	40	0.30	103,400
49.9	154	294,800	38	0.25	117,900	169	268,600	53	0.31	102,500
59.0	191	285,400	49	0.26	113,300	206	264,500	71	0.34	93,700
68.0	225	282,200	57	0.25	112,900	240	264,600	110	0.46	90,600
77.1	260	279,200	70	0.27	109,900	279	260,000	140	0.54	84,400
86.2	298	274,200	85	0.29	106,300	321	254,500	177	0.55	82,100
95.3	334	271,900	104	0.31	103,300	359	252,900	215	0.60	79,000
104.3	373	267,600	127	0.34	99,900	407	245,200	253	0.62	75,700
113.4	408	266,900	143	0.36	93,100	451	241,500	276	0.61	73,000
122.5	445	265,100	173	0.39	95,400	496	237,900	303	0.61	73,900
131.6	489	259,900	200	0.41	92,200	546	232,800	338	0.62	71,900
140.6	529	257,200	227	0.43	80,600	599	230,600	376	0.63	70,700
149.7	577	251,600	264	0.46	86,200	654	228,900	421	0.64	69,300
158.8	621	248,400	297	0.43	83,900	715	215,800	471	0.66	65,000

故に混凝土施工面に平行に荷重を加へたる供試體 2 は、之に垂直に荷重を加へたる供試體 1 に比して、遙かに弾性係數小なる事を見る可く、且つ應力度の小なる間は多少の例外はあれど、一般に弾性係數  $E$ ,  $G$  は應力度の増大すると共に、反對に減小する事實を認め可し。

茲に最も注意す可きことは、ポアソン比  $\mu=1/m$  が應力度の増大すると共に増大する一事にして、此の成績はバツハ及びグラフの扭力に関する實驗（本編第五章第六節参照）とは正に反對の結論に立つものとす。著者は茲には敢て此の問題に觸れず、單に實驗の結果を摘記するに止む。猶ほ第百十五表の  $E$  及び  $G$  は著者の計算する所に係るが故に、著者は此の數字計算の關する限りに於て、一切の責に任ず。

## 第 八 章 ヤングの實驗

### 第 一 節 總 說

米國イリノイ大學教授タルボットの紹介に依りて、著者が加奈陀トロント大學教授ヤングより寄贈を受けたる、トロント大學紀要 (University of Toronto, Bulletin No. 3, 1912, Section No. 9) は同大學にてヤング、セイジャア及びヒュウスの名に依りて施行せられたる混凝土及び鐵筋混凝土矩形斷面の扭力試驗に関する報告 (C. R. Young, W. L. Sager and C. A. Hughes: Torsional Strength of Rectangular



Sections of Concrete, Plain and Reinforced) にして、單に該實驗報告たるに止まらず、彈體矩形斷面軸の解法に關する沿革、サン・ヴナンの正解及び米國に行はる種々の材料強弱學の教科書中に採擇せらるゝ略解を略述せるのみならず、古來混凝土軸に就て施行せられし扭力試験の成績を簡單に紹介すと稱して、本編第三章に記せしミュルシュの實驗、同第五章に記せしバツハ及びグラフの實驗に就てその結果を轉載せるが故に、簡單に扭力に關する概念を得むとする者に取りては絶好の參考資料たるを失はず。

矩形斷面軸に關するサン・ヴナンの解法を紹介せるが中には、同報告は少許の誤謬を含めども、斯の如き誤謬を指摘する事は著者の本旨に非ざるが故に、以下簡單に同報告の梗概を紹介せんとす。

同報告の冒頭に記して言はく——矩形斷面に於ける扭力の問題は、實地上屢々發生する所にして、或る條件の下にありては、此のために生ずる應力決して微小なりとせず。床の出入口 (Floor opening) に近き部分の壁桁又は床桁の如き、突桁型擁壁の基礎桁の如き、或は又斜拱を支ふる拱脚の如き、何れも扭力率を蒙る部材の適例にして、斯の如き力率に起因する應力の存在は、何れも能く之を認むれども、而も之に對して部材を設計せんがために合理的なる努力の費やされたること極めて稀なりと。

此の陳述に見ても明かなるが如く、ヤングの主旨とする所は、純扭力を蒙る部材の研究にあらず、主として鐵筋混凝土構造を構成する桁の一部が、副應力として扭力を蒙ることある可き、實地上の現象にその研究の胚種を藏するが故に、その實驗にあたりて矩形斷面を採用せるは理の當然に屬す。

ヤングは又言はく——角嚙の稜線は之が扭力を蒙る時螺旋形を取り、扭力角の大なる場合には、此の稜線に沿ひて高度の應張力が作用する事は、公知の事實なり。柔軟なる材料を扭力に依りて破壊せしむる時、その稜線の伸張率が 20-25% の多きに達する事實は、明かにその證左にして、稜線を横切りて龜裂を生ずるは、材料の應力がその抗張破壊強度を超過したるがために外ならずと。

此の故に扭力を蒙る矩形斷面軸にありては、軸鐵筋はその 4 隅に入るゝを以て最も有効とす可く、多くの桁にありては抗張側の 2 隅には既に軸鐵筋の存在するありて、能く扭力に抗するが故に、同様にその抗壓側の 2 隅にありても、桁の全長に亘りて軸鐵筋を挿入せざる可らずとするがヤングの意見にして、此の理由に

より本編第五章に紹介せるパツハ及びグラフの方形又は矩形断面供試體にありては、4本の軸鐵筋を使用せる場合には、之を方形又は矩形の4邊の中點に近く配置せるに反し、ヤングの供試體にありては之を断面の4稜に近く配置したり。然れども著者の見る所を以てすれば、ヤングの此の推論は全く時代を逆轉せしめて、問題を第19世紀の初頭に復歸せしむるの觀あり。既に第一編第一章第二圖に就て説明せるが如く、扭力角の小なる限り縦纖維の蒙る張力の影響は無視す可き程度に小さく、混凝土軸にありては、その破壊の刹那に於ける扭力角も、猶ほ極めて小さきが故に、その破壊が4稜に於ける縦纖維の應張力に起因す可しとなすが如きは、1807年に於ける老ヤングの文獻 (Young: A Course of Lecture on Natural Philosophy and the Mechanical Arts, London, 1807, Vol. I) を無視したるものと言ふ可し。

軸の断面に於ける應裁力の結果が $45^\circ$ の方向の斜張力を生ずる事、及び混凝土軸の破壊はその抗張強度の敗北に起因す可き事は、ヤングも亦之を認む。此の故に桁の断面に於て彎曲應力及び應裁力の結果として斜張力を生じ、之に對抗せしむるために斜めの方向の鐵筋 (Stirrup, le fer de suspension, das Hängeeisen) 及び曲上筋 (Bent-up bar, le fer plié vers l'hauf, das abgebogene Eisen) が、最も有効なると同理によりて、軸にありては $45^\circ$ の方向の螺旋筋が最も有効なる事を結論し得可く、桁が扭力を蒙る場合には一部の鐵筋及び曲上筋は同時に能く扭力に抵抗し得れども、一部の鐵筋及び曲上筋は扭力率に對して反對の方向に置かるゝ事となるが故に、毫も之に抵抗する事能はずと雖も、而も扭力の作用を蒙る桁が猶ほ能く破壊せざる所以のものは、桁の荷重に依る應裁力と扭力のための應裁力とが相消殺すると、丁字桁の版(突縁)が能く桁(幹部)の補強に資するものと、許容應裁力度の假定が従前極めて保守的なりしとに因る可しと。如上の如き解説の下に、ヤングは次の各項の研究のために本實驗を計畫したるものにして、その着眼點は遙かに前章の佛國鐵筋混凝土委員會の實驗を凌駕するものありと言ふ可し。

1. 断面の邊長比を種々に變ずる場合の影響。
2. 軸鐵筋のみを挿入したる場合の影響。
3. 軸鐵筋と少量の螺旋筋を挿入したる場合の影響。
4. 軸鐵筋と多量の螺旋筋を使用したる場合の影響。

5. 純混凝土の抗扭弾性係數(Torsional modulus of elasticity)即ち剛性係數の値。實驗の結果は次節以下に於て之を略述す可し。

## 第 二 節 混凝土及び鐵筋混凝土の扭力試驗

實驗用供試體は 5×5 in 断面 4 個, 5×7.5 in 断面 4 個, 5×10 in 断面 4 個, 計 12 個にして, 桁の總長 5 ft. (=1.524 m) を算す。此の内 3 個は純混凝土, 9 個は鐵筋混凝土部材にして, 鐵筋の詳細は之を第百十六表及び第百二十一圖に示す。(英米單位は全部メートル單位に改む。以下同斷)

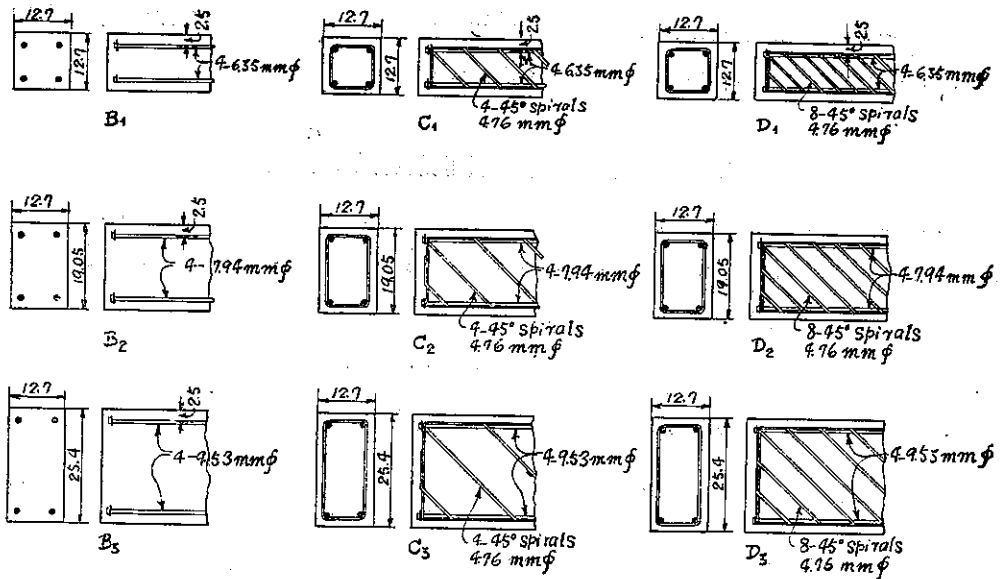
第百十六表 供試體形狀寸法 (ヤング)

供試體	断面寸法 (cm)		鐵 軸鐵筋	筋 螺旋筋 (45°)	螺旋鐵筋比 (%)
	標 準	測 定			
A <sub>1</sub>	12.7×12.7	12.65×12.7	—	—	—
A <sub>2</sub>	12.7×19.05	12.7×19.05	—	—	—
A <sub>3</sub>	12.7×25.4	12.7×25.63	—	—	—
B <sub>1</sub>	12.7×12.7	12.85×12.7	4-φ 6.35 mm	—	—
B <sub>2</sub>	12.7×19.05	12.85×19.28	4-φ 7.94 mm	—	—
B <sub>3</sub>	12.7×25.4	12.7×25.88	4-φ 9.53 mm	—	—
C <sub>1</sub>	12.7×12.7	13.03×13.18	4-φ 6.35 mm	4-φ 4.76 mm	0.94
C <sub>2</sub>	12.7×19.05	13.03×19.51	4-φ 7.94 mm	„	0.55
C <sub>3</sub>	12.7×25.4	13.16×26.19	4-φ 9.53 mm	„	0.39
D <sub>1</sub>	12.7×12.7	13.18×13.49	4-φ 6.35 mm	8-φ 4.76 mm	1.88
D <sub>2</sub>	12.7×19.05	13.18×19.84	4-φ 7.94 mm	„	1.10
D <sub>3</sub>	12.7×25.4	13.03×26.37	4-φ 9.53 mm	„	0.78

混凝土材料の中セメントは加奈陀市場の優良品, 粗混凝土料 (約 6.4-19.1 mm) は石灰岩の碎石にして, タイラア式篩を使用せる粒狀分析に於て, 微粒係數 (Fineness modulus) 6.047 を示し, 細混凝土料は清淨にして粗粒なる山砂にして, 微粒係數 3.208 を示す。

使用鐵筋は徑 9.53, 7.94, 6.35 mm の 3 種の軟鋼釦と, 螺旋筋用徑 4.76 mm 軟鐵線にして, 軟鋼の平均弾性限度 2,500 kg/cm<sup>2</sup>, 平均破壊強度  $K_t=4,300$  kg/cm<sup>2</sup>, 軟鐵の弾性限度 2,200 kg/cm<sup>2</sup>, 破壊強度  $K_t=3,600$  kg/cm<sup>2</sup> なり。軸鐵筋と螺旋筋との交點は 16 番鐵線を以て結束す。

混凝土の配合は容積にして 1:6 即ち 1:2:4 にして, セメント 0.017 m<sup>3</sup>, 砂 0.034 m<sup>3</sup>, 砂利 0.068 m<sup>3</sup>, 水 0.014 m<sup>3</sup> の割合を以て混合し, 稍硬練の外觀を呈すれども, 優良なる可塑性を失はず。



第 百 二 十 一 圖

混凝土は製作後 48 時間にして型を外し、その後は貯藏室内の濕潤氣中に貯へ材齡 28 日にして試験に供す。扭力用供試體の外、混凝土の抗壓強度を測定せんがために、15×30 cm の圓壙形供試體を作り、材齡 28 日にして之を試験に供し、平均抗壓強度  $K_c = 120 \text{ kg/cm}^2$  を得たり。

扭力の實驗には容量約 161,000 kgcm のオルゼン式扭力機を用ひ、軸は水平位置に於て試験に供すること、バツハ及びグラフの實驗に同じ。

扭力試験の結果を概言すれば、**1.** 純混凝土軸は螺旋面に沿ひて破壊すること、**2.** 鐵筋混凝土軸の最初の龜裂は、軸の壙面に於て約 45° の方向に現はるゝこと、**3.** 此等の龜裂は扭力應力と彎曲應力との合成の結果、徑間の略中央にその端を發することゝす。

實驗の結果を例に依りて彈體の公式 (216) 式 即ち  $\tau_1 = \psi M_u / b^2 h$  (第一編第五章) に適用し、 $\psi$  の値は第十四表によりてサン・ザナンに従ふ時は、その成績次の如し。

第百十七表 矩形斷面軸扭力試驗

供 試 體	邊長比 $h/b$	破壊扭力率 $M_u$ (kgcm)	破壊抗扭強度 $K_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	比例數
A <sub>1</sub>	1.00	16,000	37.7	
A <sub>2</sub>	1.50	23,300	32.7	

$A_3$	2.02	43,100	42.1	
平 均			37.5	1.00
$B_1$	1.01	16,100	37.2	0.99
$B_2$	1.50	26,200	35.4	0.95
$B_3$	2.04	42,300	40.9	1.09
平 均			37.8	1.01
$C_1$	1.01	21,900	46.8	1.25
$C_2$	1.50	33,400	43.5	1.16
$C_3$	1.99	41,500	37.1	0.99
平 均			45.2*	1.21*
$D_1$	1.02	28,800	58.7	1.56
$D_2$	1.50	41,500	51.8	1.38
$D_3$	2.02	61,500	55.3	1.47
平 均			55.3	1.47

\* 供試體  $C_3$  の成績は不確實にして信を置き難きが故に、平均値より之を除く。

此の成績に就てヤングは説明を下して言はく——斷面の稜に於ける軸鐵筋は殆んど扭力抵抗に對して効力なきは、バツハ及びグラフに依りて施されたる獨逸鐵筋混凝土委員會の實驗の結果に同じ。惟ふに鐵筋混凝土軸の扭力角は未だ大ならざるが故に、稜に於ける軸鐵筋を扭力率に對抗する一因子として作用せしむるに足らざりしに由る可しと。此の結果は敢て此の實驗を俟たずして、猶能く之を豫想し得ること前述の如し。

軸鐵筋の外少量の螺旋筋を使用せる供試體  $C$  にありては、純混凝土供試體  $A$  に比して抗扭強度を増進せしむること 21% にして、同多量の螺旋筋を使用せる供試體  $D$  にありては、その増進率 47% に達し、 $C$  に於ける増進率の 2 倍より少しく大なりと雖も、之を約 0.5% の螺旋鐵筋量を使用せる獨逸鐵筋混凝土委員會の實驗成績が 129-156% の増進率を示すに比すれば、甚だしく微弱なる値と言はざる可らず。その理由に就てヤングは解釋を下して言はく——獨逸鐵筋混凝土委員會の供試體はその寸法大なるが故に、混凝土の施工を完全ならしむる事を得たと、その軸鐵筋は之を邊の中央部に挿入せるが故に、之が抗扭力の上に可なりの影響を與へたるを想像し得可しと。

猶ほ供試體  $C, D$  に就て、各之に對應する純混凝土供試體  $A$  に對する餘剩扭力率  $M_0$  (本編第三章第三節) の値より、螺旋筋の應力度  $\sigma_s$  を算出せる結果は次の如し。

第百十八表 鐵筋混凝土抗扭試驗 (ヤング)

供試體	螺旋筋	破壊扭力率	純混凝土同上	$M_d$	$\sigma_c$
$C_1$	4- $\phi$ 4.76 mm	21,900	16,000	5,900	1,270
$C_2$		33,400	23,300	10,100	2,180
$C_3$		41,500	43,100	—	—
$D_1$	8- $\phi$ 4.76 mm	28,800	16,000	12,800	1,370
$D_2$		41,500	23,300	18,200	1,960
$D_3$		61,500	43,100	18,400	1,980

軟鐵の屈點  $2,200 \text{ kg/cm}^2$  なるが故に、 $C_1, D_1$  は螺旋筋の應力度が屈點より遙かに小さき値に對して、軸の破壊を見たれども、その他の軸にありては  $\sigma_c$  の値は略螺旋筋の屈點に近きことを見る可し。

但し此の  $\sigma_c$  の算出法はムールシュに從ふ。ムールシュに依れば鐵筋混凝土軸の之に對應する純混凝土軸に對する餘剩扭力率は、鐵筋即ち螺旋筋に依りて支へらるるものにして、抗裁力の  $1/2$  は  $45^\circ$  の方向の螺旋筋に依り、その  $1/2$  は之に直角に働く混凝土の應壓力に依りて支へらる。ヤングは斯の如く説明したるのみにして、所謂ムールシュの公式を與へず、從つて上表に於ける  $\sigma_c$  算出の過程を知るに由なしと雖も、ヤングの論ずる所はムールシュの (318) 式と (319) 式とを混同せる誤解に出づ可しと解せらる。(本編第三章第三節參照)

ムールシュの (318) 式は龜裂扭力率の比較に對してのみ使用せらる可き公式にして、第百十八表の  $M_d$  は破壊時の比較に於ける餘剩扭力率なるが故に、此の値を (318) 式に適用する事能はざるは勿論にして、鐵筋混凝土軸の破壊時にありては、混凝土は全く龜裂して應張力に耐ゆる能はざるが故に、その使命は單に主應壓力を取るに止まり、主應張力の一部を分擔す可しと考ふるが如きは、理論上絶対に之を許さず。此の故にムールシュも鐵筋混凝土軸の破壊に對して使用す可き公式としての (319) 式を提案するに方りては、混凝土は單に應壓力を受くるに止まり、その應張力の如きは全然之を無視したるものにして、從つて (319) 式の  $M_d$  は鐵筋混凝土軸の破壊扭力率を表はすが故に、之に第百十八表の  $M_d$  を適用するが如きは全然意味をなさず。

(318), (319) 兩式は圓形斷面に對する公式にして、之に對應す可き方形又は矩形斷面に對するムールシュの公式は、後述の如く夫々

$$\sigma_c = \frac{M_d \sqrt{2} (b_1 + h_1)}{2 f_c b_1 h_1}, \quad \sigma_c = \frac{M_d}{2} \frac{\sqrt{2} (b_1 + h_1)}{2 f_c b_1 h_1}$$

なり。茲に  $b_1, h_1$  は螺旋鐵筋列に就て測りたる斷面の幅及び高さを表はす。試みに上記の第二式に第百十八表の  $C_1$  を適用せんか、 $z=4$ ,  $f_c=0.185 \text{ cm}^2$ ,  $b_1=h_1=9.13 \text{ cm}$  (平均) にして、 $M_a$  の代りに  $M_a=5,900 \text{ kgcm}$  を用ふるものとせば

$$\sigma_c = \frac{5,900}{2} \frac{\sqrt{2} \times 2}{4 \times 0.185 \times 9.13} = 1,230 \text{ kg/cm}^2$$

此の算出値は第百十八表の換算値  $\sigma_c=1,270$  に比して少しく相違すれど、斯の如き僅小の誤差は單位の換算にあたりては免れ難き所なるが故に、ヤングの計算が實に斯の如き誤解の下に進められたる事を立證するに足る可し。

今試みにヤングの實驗値より第五十二表と同様にして、ムールシュの公式を用ひて  $\sigma_c$  の値を算出すれば次の如し。

第百十九表 鐵筋混凝土抗扭試驗 (ヤング)

供 試 體	螺旋筋	破 $M_a$ (kgcm)	$K_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	環 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )
$C_1$	4- $\phi$ 4.76 mm	21,900	46.8	4,530
$C_2$		33,400	43.5	5,490
$D_1$	8- $\phi$ 4.76 mm	28,800	58.7	2,940
$D_2$		41,500	51.8	3,350
$D_3$		61,500	55.3	4,430

茲に算出せる  $\sigma_c$  の値を螺旋筋の破壊強度  $K_a=3,600 \text{ kg/cm}^2$  (前掲) と比較する時は、 $D_1, D_2$  の 2 個を除きては甚しく破壊強度を超過するものあり。その原因は之を混凝土が猶ほ多少應張力に抵抗したりと解す可きか、或は又茲に使用したるムールシュの公式の不備なるに歸せざる可らざるか、此の點に關する著者の見解は之を次編に譲る。

以上の結果に對しヤングは斷定を下して、1. 純混凝土矩形斷面軸の長邊の中點に於ける算出最大應裁力度は、その邊長比に依りて殆んど影響せられず、配合 1:2:4 混凝土に對し材齡 1 月にして約  $38 \text{ kg/cm}^2$  なり。2. 單に軸鐵筋のみを使用したる場合には、扭力に對して殆んど何等の効果なし。3. 螺旋筋は軸の抗扭力を増すに卓効あり。強度の増進率は略、螺旋鐵筋量に正比例し、0.4-1.0% の螺旋鐵筋を使用する場合には、純混凝土軸又は單に軸鐵筋のみを使用せる軸に比して、20-50% の強度を増すと説けり。

ヤングの實驗に就ては後編に於て再び之に觸るゝ機會ある可しと雖も、茲に一言せざる可らざるは上記 1. の結論なり。

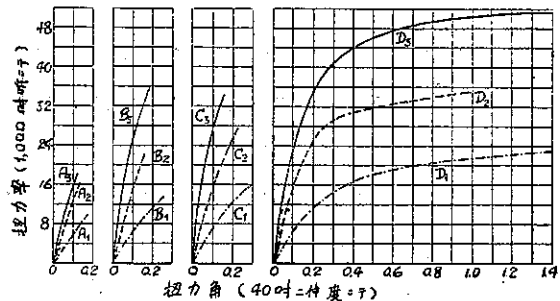
第百十七表の  $K_a$  の値は彈體に對する公式によりて算出せられたるものなるが故に、此の結果より見て直ちに上記の如き斷定を下す事は甚だしく早計なり。況んやその結果は  $K_a=32.7-42.1$  に變化し、その間に可なりの徑庭あるに於てをや。物質の強度がその斷面形狀に依りて相違するが如きは、普通の理論を以てしては肯定し難き所なるが故に、第二編第一章第二節に掲げたるが如く、鑄鐵の破壊抗扭強度が軸の斷面形狀に依りて相違す可しとするパウシンガアの推定の如きは、著者の容易に與みし能はざる所にして、著者は此の意味に於てヤングに代りて、純混凝土軸の抗扭強度はその斷面形狀に依りて相違する事なかる可きも、本實驗にありては假りに彈體公式を使用して  $K_a$  の値を算出せるが故に、その値は邊長比によりて多少相違するが如き結果を示せりと斷定するを以て、寧ろ妥當なりと信ず。

### 第 三 節 混凝土の彈性係數

純混凝土及び鐵筋混凝土軸の扭力試験の中途に於て、 $l=101.6\text{ cm} (=40\text{ in})$  の觀測長に對して、扭力角  $\theta_1$  を測定す。

その結果より扭力率對扭力角の關係を圖示すれば第百二十二圖の如し。

此の結果より見る時は軸の剛性は、その軸鐵筋なると螺旋筋なるとを問はず、鐵筋の挿入によりて殆んど増大せざることを知る可く、此の點は前數章に紹介せるフェッブル、バッハ及びグラッフの實驗と全くその軌を一にす。



第百二十二圖

猶純混凝土軸に就ての扭力率對扭力角曲線は、第百二十二圖の示すが如く始んど直線なるが故に、實驗の結果を第一編に掲げたる彈體公式に適用して、剛性係數  $G$  を算出する事を得可し。此の場合にヤングは矩形斷面に對するグラスホフの公式 (247) (第一編第七章第二節) に依り、 $l$  を觀測長、 $\theta_1$  を度にて表はしたる扭力角として

$$G = 3.6 \times \frac{180}{\pi} \frac{M_a l}{\theta_1} \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3} \doteq 205 \frac{M_a l}{\theta_1} \frac{b^2 + h^2}{b^3 h^3}$$



の如き公式を使用したれど、著者はグラスホフを取らず。サン・ヴナンの(248)式を使用して

$$G = 3 \times \frac{180}{\pi} \frac{M_n l}{\theta_1} \frac{1}{b^3 h} \frac{1}{f_1 (h/b)} = 171.9 \frac{M_n l}{\theta_1} \frac{1}{b^3 h} \frac{1}{f_1 (h/b)}$$

より  $G$  を算出し、之を次表に對照す可し。

第百二十表 純混凝土剛性係數

供試體	邊長比 $h/b$	剛性係數 (kg/cm <sup>2</sup> ) ヤング	著者
$A_1$	1.00	110,600	109,300
$A_2$	1.50	113,800	111,800
$A_3$	2.03	94,600	91,900
平均		106,300	104,300

ヤングが英米單位にて算出せる  $G$  の平均値は  $G = 1,519,000 \text{ lb/in}^2$  にして、此の故にヤングは混凝土配合 1:2:4、材齡 1 月の剛性係數は  $105,000 \text{ kg/cm}^2$  即ち  $1,500,000 \text{ lb/in}^2$  と見て大差なしと斷定せり。

以上は古來歐米各國に於て發表せられたる、扭力の理論及び實驗の大綱にして特に鐵筋混凝土軸の實驗に關しては、剩す所なくその文獻を網羅し得たる事を確信す。唯、今より約 8 年前米國ペンシルヴェニア大學教授ベリイ (H. C. Berry) に依りて、徑約 20 cm (8 in) の混凝土軸に就て扭力試験のなされたるあれど、その結果は遂に公表せらるゝことなかりしが故に、茲に之を紹介する事能はざるは、著者の最も遺憾とする所なり。

以上古來の理論的研究及び實驗の結果に對する著者の見解、及び混凝土並びに鐵筋混凝土軸の扭力抵抗に對する結論は、之を第四編に總括せんとす。

## 第四編 應用扭力論

### 第一章 混凝土軸の理論

#### 第一節 混凝土の彈性係數

##### 1. 彈性係數

彈性係數とは物體の彈性を表はす可き係數なるが故に、完全彈體に非ざる實地上の物體に就てはその彈性限度内の應力度の値、或は第二編第三章第六十六圖に於ける  $OA$  の部分に限りて、此の文字の使用を局限せざる可らざるは固より當然にして、鋼の如き材料にありては  $OA$  は直線にして且つ此の間に於ける應力變

形は凡て弾性變形なるが故に、應力度がその弾性限度に達するまでは之を理論的の完全なる彈體として取扱ふ事を得れども、鑄鐵、混凝土の如き材料にありては、多少その定義を變更するに非ずんば、之に弾性係數の概念を適用する能はず。

鑄鐵、混凝土は  $OA$  の間にありてもその變形は弾性變形のみにあらず、その中に餘剩變形を含むが故に、勿論之を以て彈體と目す可らず。且つその弾性變形に就て見るも、應力度と應變率との間にはフックの正比例の法則が成立せず。従つて  $E$  及び  $G$  の如き所謂弾性係數の算出は、根本的に無意味なるを免れずと雖も、實地上の必要により此等の材料をも猶ほ彈體と見做し、以てその理論的解法に彈體公式を準用せんがためには、弾性係數の定義を特に此等の材料に適合して、次の如く修正するの必要あり。

鑄鐵、混凝土及び之に類似する材料の弾性係數は、應力度とその弾性變形との間の關係より之を算出し、且つ一定の應力度段階に對應するその値を以て、その間に於ける平均弾性係數と見做す。

而して此の定義に従つて限定せられ算出せられたる鑄鐵及び混凝土の弾性係數は固より常數に非ずして、應力度の増大するに従つて却つて減小する一般的特性を有する事は、前二編に於て屢々指摘例證したる所の如し。

特に混凝土にありては、その弾性係數が應力度の強弱に依りて増減するに止まらず、用水量、配合、養生法及び材齡の如何によりて著しく影響せらるゝものあるは、第三編第二章に詳述せるバツハの實驗に依りて明かなり。

此の外混凝土の弾性は決して凡ての方向に對して同一なるに非ず、混凝土施工の方向に従つて著しくその値を異にするものあり。その一例は之を第百十五表に示せる佛國鐵筋混凝土委員會の實驗に於て見る可く、應力の方向が混凝土施工面と一致する場合の弾性係數は、之が互に垂直なる場合のそれに比して、著しく小なるは當時既に著者の指摘したる所の如し。

## 2. 抗壓及び抗張弾性係數

鋼又は軟鋼にありてはその弾性係數の値は常數にして、その一例は之をバツハの實驗及びプレチュナイダアの實驗（第二編第三章）に於て見出す可し。即ちバツハに従へば軟鋼に對し  $E_s \doteq 2,110,000 \text{ kg/cm}^2$ 、プレチュナイダアに従へば同じく軟鋼に對して  $E_s \doteq 2,160,000 \text{ kg/cm}^2$  にして、明かに供試材料を異にするに係らず、 $E_s$  の値の間にはさしたる相違を認めず。

之に反して鑄鐵及び混凝土の如き材料の彈性係數は常數にあらず、材質上の影響を度外視するも猶ほ、應力度の如何に依りて此の値を異にする事前述の如く、此の點に關しては毫も異論を挟む可き餘地を剩さず。

唯問題とする所は抗壓彈性係數  $E_c$  と抗張彈性係數  $E_t$  との間の差違如何にあり。鋼の如き比較的的理想に近き彈體にありては、 $E_c$  と  $E_t$  との間に少くとも實地上に於ては區別を設くるを要せずと雖も、鑄鐵及び混凝土にありては之とその趣を異にし、 $E_c$  と  $E_t$  は之を同一に取り扱ふ事能はざるを原則とす。

例をバハの (301) 式 (第二編第三章) に取るも、鑄鐵の彈性は應張力に對する場合と、應壓力に對する場合とによりてその値を異にし、且つ (301) 式を基礎として一定の  $\sigma$  の値に對する  $\epsilon$  を計算し、此の  $\sigma, \epsilon$  を用ひて變數  $E_c, E_t$  を逆に算出する時は、一定の應力度に對應する  $E_t$  の値は  $E_c$  の値よりも小さきを見る可く、此の關係はハウシンガアの實驗に依る第三十二、三十三表を比較するも、容易に之を認むる事を得可し。

混凝土の彈性係數  $E_c, E_t$  の間の關係に就ては、バハ及びグラフの實驗 (第三編第五章第六節) に依れば、一定の應力度段階に對して  $E_c$  と  $E_t$  とが略同一なる事を示せども、グラフの實驗 (第三編第六章第五節) に依れば、その間に可なりの徑庭あり。固より此等の實驗にありては、實驗の範圍狭く且つ同一の應力度に對應する彈性係數の値を正確に比較する事能はずと雖も、之を既往の實驗 (第三編第二章) に徴するも、一定の應力度に對する  $E_c$  と  $E_t$  との値は一般に同一ならず、此の場合にありてはグラフの實驗の結果に信賴するを至當とし、第三編第五章第六節の結果は、之を實驗的過誤に陥りたるものと見る可し。(後述)

ムルシュは第三編第六章第五節、グラフの實驗の結果より、同實驗に使用したる配合 1:2:3 (容積)、材齡約 3 月の混凝土に就て次の如き彈性係數の値を採擇したり。

第二百一十一表 混凝土の彈性係數

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2	316,000	270,000
4	310,000	257,000
6	304,000	240,000
8	298,600	218,000
10	293,000	193,000
11	290,500	175,000

斯の如きの確なる數字を採定す可く、前述の實驗は余りに貧弱なるの憾みあり、又此等の數字が果して該彈性係數の値として適當なりや否やは、俄かに之を判定するに苦しむと雖も、グラフの實驗よりは此の表の數字を通して次の諸點を歸納する事を得可し。即ち(イ)  $E_1$ 、 $E_2$  は共に應力度  $\sigma$  の増大するに従つて反對に減小す。(ロ) 同一の應力度に對應する  $E_2$  の値は  $E_1$  よりも一般に小なり。(ハ) 應力度の増大するに従ひ、 $E_1$  に比して  $E_2$  は遙かに急激に減小す。

### 3. 抗裁彈性係數

應力が裁力にして應力變形が歪形なる場合にありても、抗裁彈性係數即ち剛性係數の特性に關しては、前項抗壓又は抗張彈性係數に關する説明を移して以て、之に適用する事を得可し。

鋼に就て剛性係數が常數なる事實は之を軟鋼に關するブレチュナイダアの實驗(第一編第七章第五節及び第二編第三章)の結果に徴するも、極めて明白にして、その扭力試験より直接に求め得たる剛性係數の値は  $G=824,700 \text{ kg/cm}^2$ 、抗張試験より間接に算出せる値は  $G=833,000 \text{ kg/cm}^2$  にして、その間に大差なく且つ此等の値は常數なる事を確むる事を得たり。

之に反して鑄鐵の  $G$  はその  $E$  と同じく應力度の増大するに従つて、反對に減小する事は、之を既往の實驗に徴するも極めて明白なりと言ふ可く、その一例は之をベウシंगाアの實驗に於て見る可し(第一編第七章第四節第十六表及び第二編第三章第三十二、三十三表参照)

混凝土の  $G$  に關しては、之を鑄鐵の  $G$  と類似の關係に立つものと推定し得可きが如しと雖も、猶ほそこに多少の吟味を要するものあり。混凝土の  $G$  に關する實驗はフェップル(第三編第四章第二節)、バツハ(第三編第五章第六節)、グラフ(第三編第六章第五節)、メナツジェエ(第三編第七章第三節)、及びヤング(第三編第八章第三節)に依りて施されたるものあり。その結果としてバツハ、グラフ及びメナツジェエは混凝土の  $G$  はその  $E$  と同じく、應力度の増大すると共に反對に減小す可き事を驗證(第九十一、九十二、百十二、百十五表)したれども、フェップル及びヤングは、特に應力度の値の小なる範圍内に於ては  $G$  を常數と假定し得可きことを指摘したり。(第五十五、百二十表)

此等の實驗はその規模何れも小にして固より混凝土の特性に關する定説を歸納するには、極めて不完全なりと雖も、その間、猶ほ一定の法則の動かし難きものあ

るを看取せしむ。唯著者をして忌憚なく言はしむれば、フエッブル、バツハ、グラフ及びヤングの實驗は何れも混凝土軸の扭力角より彈體の公式を使用して  $G$  を算出せるものなるが故に、 $G$  が常數に非ざる限りその値は決して眞の  $G$  を與ふるものにあらず。鑄鐵及び混凝土に就て曩きに彈性係數の定義を修正したれども、 $G$  を常數とする假定の上に成立する彈體公式を使用して變數  $G$  を算出するが如きは、根本的の謬見にして、彈性係數の修正定義を以てしても、猶ほ之を容認する能はず、従つて上記諸實驗の結果は之を無條件に信賴する事能はず、應力度低くしてその間に於ける  $G$  を常數と見做して大過なき範圍内に於てのみ、比較的正確なる  $G$  を與ふるものとす。之に反してメナヅェエに指導せられたる佛國鐵筋混凝土委員會の實驗は、混凝土嚙體抗壓試驗の結果より、間接に  $G$  を算出せるものにして、最も信賴す可き貴重なる研究資料たるを失はず。此の實驗(第百十五表)の結果に徴するも、應力度の微小なる範圍内に於ては、 $G$  は之を常數と假定するもさしたる誤差を生せず。換言すれば、 $G$  は應力度の増大するに従つて反對に減小する變數にして、應力度對應變率の關係は曲線を以て表はさるれど、應力度が微小なる範圍に於ては、此の曲線の曲率は極めて小さきが故に、此の場合には此の曲線を直線と假定し得べきものとす。此の關係は  $E$  に就ても亦同様に成立す。

フエッブルは荷重  $P=0-50$  kg, 従つて扭力率  $M_a=0-2,590$  kgcm の間に於て、 $G$  を常數としたりしが、此の扭力率段階に對し彈體公式を使用して  $\tau_1=2M_a/(\pi r^3)$  より算出せる應力度の値は  $\tau_1=0-13.2$  kg/cm<sup>2</sup> にして、之に對しバツハ及びグラフの圓形斷面軸に關する實驗より、之に近似する扭力率段階を求むれば、 $M_a=25,000-150,000$  kgcm を得可く、之に同じく彈體公式を適用して  $\tau_1$  を算出する時は、 $\tau_1=2.0-11.9$  となり、斯の如き微弱なる應力度の値に對しては、バツハの實驗と雖も、 $G$  の値にさしたる變動を認めざるが故に、此の間に於て  $G$  を常數と假定する事を妨げず。ヤングの實驗も亦之と同様の關係にあるが故に、バツハ、グラフ及びメナヅェエの實驗と、フエッブル、ヤングの實驗との間には、何等の杆格を生ずる事なきを見る可し。

第三編第五章第六節第九十三表の示す所に依れば、混凝土の  $G$  は斷面形狀に依りて多少の差異ある事、當時著者の指摘せる所なりと雖も、 $G$  は混凝土そのもの、彈性のみに起因す可き計數にしてその値は本質的に定まり、決して軸斷面

の形状如何によりて影響せらる可きにあらず。且つ應力度の低き範囲内に於ては、 $G$  の値は之を常數と見て大差なきが故に、第九十三表に於ける  $G$  の値の變動は、之が算出に彈體公式を使用したるためなりとも目す可らず。固より彈體公式を使用したるがための誤差は、全然之を度外視する能はずとしても、その主要なる原因は之を混凝土の如き不均一材料の實驗に伴ふ本質的の誤差に歸するを以て至當とす可く、バウシソンの鑄鐵軸に就ての實驗（第一編第七章第四節第十六表）及びグラフの混凝土軸に就ての實驗（第三編第六章第五節第一百十二表）の結果は、明らかに著者の見解に裏書するを見る可し。

#### 4. ポアソソソ比

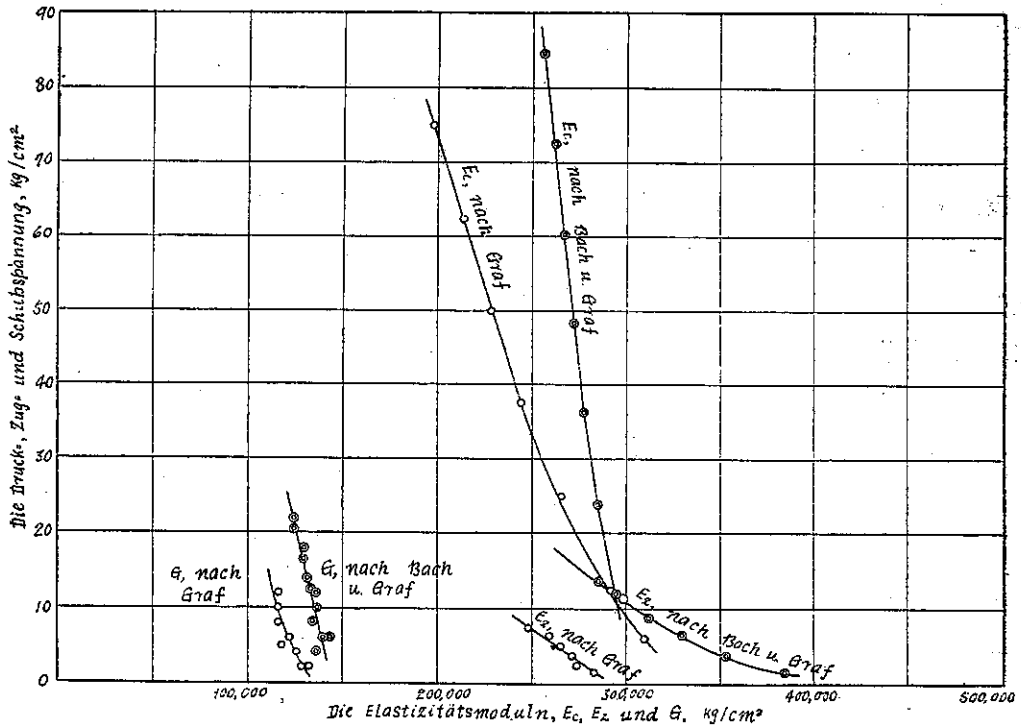
鋼に就ては彈性係數  $E$  及び  $G$  を常數と定め得るが故に、第二編第三章 (296) 式の關係より  $m$  を算出して、ポアソソソ比  $\mu=1/m$  を常數と定め得れども、鑄鐵及び混凝土に就ては即ち然らず。鑄鐵のポアソソソ比に關する實驗の一例は、之を第二編第三章第三十二、三十三表（バウシソソソ）に見出す可く、此の結果を見ればポアソソソ比  $\mu=1/m$  は常數に非ず、 $E, G$  と同じく應力度に従つてその値を變ずる變數にして、 $E, G$  とは反對に應力度の増大するに従つて同じく増大する事を知るが故に、 $m$  は應力度の増大すると共に減小する變數なりと考へらる。

然れども (296) 式は  $G, E$  常數なる假定の上に成立するものにして、 $G, E$  に對する定義を前述の如く修正し、従つて變數  $G, E$  に對應する變數  $m$  を採定するものとしても、(296) 式の  $G$  に對應する應力度の値は、同じく  $E$  に對應する應力度又は應張力度の値の  $1/2$  に相當す可きが故に、此の公式を使用して算出せらるゝ  $m$  の値は同一應力度段階に對應する  $E$  及び  $G$  の間の關係を表はすものに非ざる事明かなり（第三十四、三十五表參照）

混凝土のポアソソソ比例數  $m$  の値に關しては實驗の徵す可きもの極めて少なく、バウシソソソ、グラフの抗扭試驗、メナソソソエの抗壓試驗の副産物として僅かに、 $m$  に對する概念を捕捉し得るに過ぎずと雖も、此の僅小なる實驗の結果に依るも、 $m$  は鑄鐵の場合と同じく一種の變數なる事を窺知するに足る。

而してバウシソソソ及びグラフの實驗とメナソソソエの實驗とは、 $m$  變動の法則に關し全く反對の結果を與へ、バウシソソソ（第三編第五章第六節）に依れば  $m$  は應力度の増大すると共に増大する變數なれど、メナソソソエ（第三編第七章第三節）に依れば  $m=1/\mu$  は應力度の増大すると共に反對に減小する變數なる事を驗證す。グラフ

の實驗（第三編第六章第五節）よりは此の間の關係を云爲する事困難にして、グラフ自身もその報告中此の點に關して言及する事を避けられた、バツハ及びグラフの實驗の結果を第二百二十三圖の如く圖示する時は、バツハの  $E_1$  曲線の勾配は  $G$  曲線の勾配より急なるが故に、(296) 式或は  $m=2/(E/G-2)$  を用ひて算出せる  $m$  は、應力の増大すると共に減小す可く、 $E_2$  曲線の勾配は  $G$  曲線の勾配より緩なるが故に、同様にして算出せる  $m$  は應力の増大すると共に増大す可き事を知る。第三編第五章第六節 (4) の計算は實に後者の例證とす。



第 百 二 十 三 圖

之に對してグラフの曲線を検するに、略之と類似の傾向あり。即ち  $E_1$  曲線は  $G$  曲線に比して急勾配、 $E_2$  曲線は  $G$  曲線に比して緩勾配なるが故に、前者より算出せる  $m$  は應力の増大すると共に減小し、後者より算出せる  $m$  は應力の増大すると共に増大す可き事を知る。

此の關係は若し此等の實驗にして信頼し得可くんば、混凝土の彈性に關する最

も興味ある特性を暗示するものと言ふ可く、應力度の増大するに従つて弾性係数の減小する傾向は、 $E_s$  に於て最も著しく、 $G$  之に亞ぎ、 $E_c$  に於て最も弱しと推定する事を得可し。此の推定にして誤りなからしめば、(296) 式より

$$m_c = \frac{2}{E_c/G-2}, \quad m_s = \frac{2}{E_s/G-2}$$

として、2種のポアソン比例数を區別し得可く、曩きに説明せる所によりて、一般に  $E_s$  は  $E_c$  よりも小なるが故に、従つて  $m_s$  は  $m_c$  よりも大なるを常とし、且つ上述の関係より、 $m_c$  は應力度の増大すると共に増大し、 $m_s$  は應力度の増大すると共に減小する反對の特性を認む可く、従つてバハの實驗とメナージュエの實驗とは毫も背馳する事なき相兩立する事實を驗證せるものと言ふ可し。

古來の實驗は殆んど凡ての材料に就て  $m=3-4$  なる値を與ふる事既述の如く、此の関係はバウシंगाアの鑄鐵に關する實驗(第三十二、三十三表)よりも亦、之を窺知する事を得可しと雖も、混凝土にありては  $m$  の値に可なりの變動あり。

メナージュエの實驗(第百十五表)によれば供試體 1 に就ては  $m_c=6.3-2.1$ 、供試體 2 に就ては  $m_c=4.5-1.5$  の間に變化する事を示し、バハ及びグラフの實驗は更に變動の甚しきものあり。但しメナージュエの實驗は鑄鐵に關するバウシंगाアの實驗と同じく夫々  $\sigma, \tau=\sigma/2$  に對應する  $E, G$  の間の關係を示す事勿論にして、バハ及びグラフの實驗が同一の  $\sigma, \tau$  の値に對應する  $E, G$  を用ひて  $m$  を算出せるとは自らその趣を異にす。卑見によれば(296)式を使用して  $m$  を算定する限りに於て、同一の應力度に對應する  $E, G$  を取る事なく、バウシंगाア及びメナージュエに従つて、一定の應力度に對應する  $E$  及びその  $1/2$  の應力度に對應する  $G$  とより、 $m$  を算出するを以て至當とすること、 $m$  そのものゝ本質に照らして明かなる可し。而して此の法則の下に計算を更むる時はバハの求めたる  $m_c$ 、グラフの求めたる  $m_c, m_s$  は多少その値を異にす可しと雖も、混凝土の  $m$  はその  $E, G$  と同じく、配合、材齡、養生法、用水量その他に依りて影響せらる可きが故に、他の金屬材料に於けるが如く  $m$  の値を茲に確定せんとするが如きは、不可能なると同時に無意味なる事多言を須ひず。

## 5. 要 約

以上の説明を要約せば次の如し。但し \* 印を附したる諸項は、實驗の不充分なるがため、多少の疑義を後日に殘すものとす。以下同斷。



- (1) 混凝土の弾性係数は常數にあらず、應力度の増大するに従つて却つて減小する一種の變數なり。
- (2) 硬練混凝土は軟練混凝土に比して、弾性係數大なり。
- (3) 富質配合の混凝土は貧質配合の混凝土に比して、弾性係數大なり。
- (4) 水中に養生せる混凝土は、空中に養生せる混凝土に比して、弾性係數大なり。
- (5)\* 弾性係數に對する混凝土材齡の影響は、極めて微弱不同なり。
- (6) 弾性係數は混凝土施工の方向によりて相違す。應力の方向が混凝土施工面に垂直なる時は弾性係數大きく、之に平行なる時は弾性係數小さし。
- (7) 混凝土の抗壓弾性係數  $E_c$  と抗張弾性係數  $E_t$  とは同一ならず。同一の應力度に對應する  $E_c$  は一般に  $E_t$  より小なり。
- (8)\* 應力度の増大するに従つて混凝土の弾性係數の減小する傾向は、 $E_c$  に於て最も著しく  $E_t$  に於て最も弱く、 $G$  はその中間に位す。
- (9) 混凝土の弾性係數は應力度によりて變ずる變數なれど、應力度の輕微なる範圍内に於ては之を常數と假定するを妨げず。
- (10) 混凝土の  $G$  が軸の斷面形狀によりて相違す可しとなすは謬見にして、 $G$  は斷面形狀の影響を蒙る事なし。
- (11) 混凝土のポアソン比例數  $m$  を、 $m=2/(E/G-2)$  なる公式より算出する場合には、一定の應力度に對應する  $E$  と、その  $1/2$  の應力度に對應する  $G$  とを取りて組合すを以て至當とす。
- (12) 混凝土に就ては應力が壓力なるか張力なるかに従つて、2種のポアソン比例數  $m_1, m_2$  を區別する事を得。
- (13) 混凝土に於ては一定の應力度に對應して  $E_c$  が  $E_t$  より大なる關係上、 $m_1$  は  $m_2$  よりも小なり。
- (14)\* 混凝土の  $m_1, m_2$  は應力度に依りて變ずる變數にして、 $m_1$  は應力度の増大すると共に減小し、 $m_2$  は應力度の増大すると共に増大す。
- (15) 一般の材料に就ては  $m=3-4$  の間に變化すれども混凝土にありては、その變動の範圍更に大きく  $m=2-6$ 、或は遙かに此の範圍を超ゆる場合あり。

## 第 二 節 混 凝 土 の 強 度

### 1. 抗 壓 強 度

混凝土の強度は前節に於て述べたるその弾性係數と同じく、配合、材齡、養生法、用水量その他に依りて著しく影響せらるゝが故に、抗壓強度  $K_c$ 、抗張強度  $K_t$ 、抗曲強度  $K_b$ 、抗載強度  $K_s$  等の値を數學的に示さんとするが如きは著者の本意に非ず。著者は一般に混凝土の強度を支配する法則、及び各強度相互間の關係を研究するを以て本節の目的とせんとす。

之を既往の實驗に徴するに、配合、養生法及び用水量の混凝土強度に及ぼす影響は、前述の弾性係數に及ぼす影響と全く相同じ。唯弾性係數に對する材齡の影響は微弱不同なれど、強度に對する材齡の影響は確定的にして、凡ての實驗が強度は材齡と共に増大する事實を立證せり。

混凝土の抗壓強度  $K_c$  は供試體斷面積とその長さとの比率關係によりて影響せらるゝ事極めて大なるは公知の事實にして、之を約言して、混凝土の嚮體破壞強度は立方體破壞強度より小なりと稱する事を得可し。

而して斷面積を一定にすれば、混凝土の嚮體破壞強度は供試體の長さの増大すると共に遞減する傾向あり。此の故に混凝土の嚮體破壞強度を云爲せんとする場合には、斷面邊長に對する供試體の長さの比を指摘するの要あり。例へば嚮體破壞強度を觀測せんがための混凝土供試體にありては、米國は直徑 6 吋、長さ 12 吋の圓嚮形、或は直徑 9 吋、長さ 18 吋の圓嚮形、即ち横寸法に對する縦寸法の比を 2 と採るを普通とし、獨逸にありては斷面  $20 \times 20$  cm、長さ 80 cm の角嚮形、或は斷面  $25 \times 25$  cm、長さ 100 cm の角嚮形或は之に準ずる圓嚮形、即ち横寸法に對する縦寸法を 4 と採る場合最も多きが如きは、その適例なり。バッハ及びグラフの實驗（第三編第五章第二節）及びグラフの實驗（第三編第六章第二節）に於ける立方體供試體は邊長 30 cm、嚮體供試體は  $20 \times 20 \times 80$  cm の寸法を有し、混凝土配合は共に 1:2:3、材齡前者に於て平均 45 日、後者に於て平均 90 日なるに關せず、逆に後者の嚮體破壞強度及び立方體破壞強度は何れも前者のその約 60% に達するに過ぎずと雖も、立方體強度に對する嚮體強度の比は、兩者を通じて 80% にして兩實驗は此の點に於て正確に一致する事前述の如し。

何故に混凝土の嚮體強度はその立方體強度に比して小なるか。金屬材料に關して所謂長柱公式を使用してその長柱強度を低減せしむると同一の理由に依りて、

混凝土の嚙體強度を輕減せざる可らざる原因の存するあるか。或は又別箇の原因に基きて然るか。此の點に關してはザリガー (Saliger) の理論の發表せられたるものあれど、此の間の關係は扭力の問題に直接の影響なきが故に、今之に觸れず (Handbuch für Eisenbetonbau, 3 te. Aufl., I. Band, Berlin, 1921, S. 372)

供試體横寸法に比して縦寸法の増大するに従つて、抗壓強度の遞減する現象を例證するがためには、バッハに極めて興味ある實驗あり。(Zeitschrift für Beton, 1915, S. 57 u. 58)

第二百二十二表 混凝土抗壓強度 (バッハ)

番 號	断 面 cm	長 さ $l$ cm	$l/b$	抗 壓 強 度 $\text{kg/cm}^2$		$K_c/K_0$
				$K_c$	$K_0$	
1	32×32	16	0.5	427	303	1.41
2	32×32	32	1	310	303	1.02
3	32×32	64	2	288	303	0.95
4	32×32	120	3.7	316	365	0.87
5	32×32	256	8	270	313	0.86
6	32×32	384	12	263	313	0.84

表中  $K_c$ ,  $K_0$  は夫々嚙體強度及び立方體強度なり。此の表を見ても  $l/b$  の比の増大するに従ひ  $K_c$  の遞減する現象を明かに認むる事を得可く、 $K_c/K_0$  の比は  $l/b$  の値に従つて變化すれど、之を要約して混凝土の嚙體強度は立方體強度の約 80 % なりと概言する事を得可く、第三編第五章及び第六章のバッハ及びグラッフの實驗に正確に合致するを見る。

## 2. 抗張強度

混凝土の抗張強度は極めて小さくその抗壓強度は之に比して著しく大なるが故に、混凝土は専ら之を抗壓側に使用して應壓力を取らしむるが鐵筋混凝土の原理なりと雖も、混凝土軸の破壊は専らその抗張強度の敗北に起因すること明白なるが故に、抗張強度の研究は混凝土の扭力に就ての最も重要な題目なり。

バッハ及びグラッフの實驗 (第三編第五章第二節) に依れば、配合 1:2:3, 材齡約 45 日の抗張強度  $K_t=18.6 \text{ kg/cm}^2$  にして、その立方體抗壓強度に對する比は  $K_t/K_c=1/13.3$  にして、グラッフの實驗 (第三編第六章第二節) に依れば、配合 1:2:3, 材齡約 90 日の抗張強度は  $K_t=11.5 \text{ kg/cm}^2$  なれど、その立方體抗壓強度に對する比は  $K_t/K_c=1/13.1$  にして、兩者は正確に一致するを見る可し。

然れども混凝土の  $K_t$  がその  $K_c$  の約  $1/13$  の値を示すは決して凡ての實驗の

一致する所にあらず、之を既往の實驗に徴するに  $K_s/K_c$  の値は  $1/8-1/12$  の間に變化する場合最も多きを以て、一般の場合を標準として、混凝土の  $K_s$  はその  $K_c$  の  $1/10$  に近き値を有すと概言する事は、必ずしも不當に失せざる可し。

### 3. 抗裁強度

混凝土又は鑄鐵の場合にありてはその抗裁強度に關し、ムエルシュが裁力 (Die Schubfestigkeit) 及び純裁力 (Die Scherfestigkeit) の 2 種の概念を區別せるは前述の如し (第三編第三章第一節)。

混凝土の抗裁強度を研究するに先だち著者は裁力に關する此の 2 種の概念の區別に對して多少の検討を加ふ可き必要を認む。桁及び軸の斷面にありては、互に直角の方向に同一應力度の裁力を生じ、之に反して所謂純裁斷の場合にありては第七十二圖 (第三編第三章第一節) の  $aa$  斷面以外に應裁力の作用する事なきはムエルシュの指摘する所の如し。而して所謂純裁斷の場合にありては、第七十二圖又は第七十六圖の如き装置を用ひて、その抗裁強度を測定し得と雖も、桁又は軸の場合にありてはその抗裁強度を實驗的に測定す可き方法あるを知らず。鍊鐵又は軟鋼の如き材料を以て作れる軸の破壊はその應裁力に依つて起る事、實驗の證明する所 (第二編第四章參照) なるが故に、軸破壊試驗よりその抗裁強度を算定し得るが如しと雖も、而も此の場合に使用し得可き公式は所謂彈體の公式にして、之を軸の破壊時に適用する事の不合理なるは論を待たず。果して然らばムエルシュの説くが如く、鍊鐵又は軟鋼の純抗裁強度が  $K_s = (0.75-0.80) K_c$  にして、 $K_s = m / (m+1) K_c$  より計算せる抗扭試験の場合の應力度が同じく  $K_s = (0.75-0.80) K_c$  なる關係式を與へたりとて、これは決して此等の材料に於ける上記 2 種の抗裁強度が、同一の數値を與ふとの斷定に對する論據とするに足らざるなり。加之、鑄鐵又は混凝土に於けるが如く軸の破壊が専らその主應張力に起因する場合にありては、如何なる方法を以てその抗裁強度を測定せんとするか。卑見によれば裁力と純裁力とは即ち一ありて二なし。即ち第三編第三章第一節に於て假りに區別せる  $K_s$  と  $K_c$  とは全く同一の義意と數値とを有し、應裁力は軸又は桁の場合と純裁斷の場合とに従つてその性質を異にすれども、之に對抗す可き材料の抗裁強度に至りては即ち一なり。之を事實に徴するに凡ての材料の抗裁強度なるものは、第七十六圖の如き所謂純裁斷に依りて測定せられ之を軸又は桁に於ける應裁力に對する抵抗力として取扱ふを慣例とし、唯此等の場合にありては應裁力は單獨に存在せ

ずして、必ず斜張力を伴ふ可きが故に、特に鑄鐵又は混凝土に對しては此の點に關して考慮を拂ふ事あるのみ。

ムエルシュの説けるが如く鍊鐵又は軟鋼にありては、 $K_s/K_z=0.75-0.80$  なる値を有し (Bach: Elastizität u. Festigkeit, 1924, S. 411; Hütte, I. Bd., 24 Aufl., 1923, S. 584) 抗載強度はその抗張強度よりも低きを常とするに反し、鑄鐵にありては  $K_s/K_z=1.02-1.17$  (Bach: Elastizität u. Festigkeit, 1924, S. 414) にして、抗載強度がその抗張強度よりも大なる事を示し、混凝土にありても之と同様の關係あり。是れ鍊鐵又は軟鋼の軸が應裁力に依りて横斷面の方向に破壊するに反し、鑄鐵又は混凝土の軸が主應張力に依りて斜めの方向に破壊する唯一の原因なりと雖も、此の故に鑄鐵又は混凝土にありては裁力と純裁力とを嚴密に區別せざる可らざるとする、ムエルシュの斷定に至りては、そこに何等の理由あるを見ず。而してムエルシュの提出せる (317) 式即ち  $K_s=\sqrt{K_z K_c}$  なる關係が理論的及び實驗的に信頼するに足らざる事は、著者の既に指摘せる所なるが故に、茲に反覆せず。

混凝土の抗載強度に關するグラフの實驗 (第三編第六章第二節) に依れば、その平均値に於て  $K_s=K_c=30.7 \text{ kg/cm}^2$  にして、その抗張強度に對する比を求むれば  $K_s/K_z=2.67$  となり、之を鑄鐵の場合に比すれば更に著しく大なるを見る。ムエルシュの實驗に依る時は、第四十六表 (第三編第三章第一節) に依り、 $K_z=15.5$ ,  $K_s=K_c=65.9$  なるが故に、 $K_s/K_z=4.25$  となり、グラフの實驗に比すれば異常なる差異を示すと雖も、古來同一混凝土に就て同時に  $K_z$  又は  $K_c$  と  $K_s$  とを測定せる實驗資料乏しきが故に  $K_s/K_z$  の比は上述の  $K_z/K_c$  の比の如く比較的々確にその値を要約し得るや否やの根本問題をすら解決する能はざるは極めて遺憾なり。獨逸にありては概言的に  $K_s=(1/8-1/12) K_c$ ,  $K_s=(1/2)\sqrt{K_z K_c}$  の如き値を與へたるものあり。(Hütte, I. Bd. 1923, S. 498) 後者の値はムエルシュの (317) 式の正に  $1/2$  に當れども、斯の加き公式は之を理論的に見て何等の根據なきのみならず、之を實驗の結果に徴するも著しき誤差を生ずる事極めて明白なるが故に、著者は之を取らず。

要するに、 $K_s$  と  $K_z$ ,  $K_c$  の間には混凝土の特性上果して一定の數字的關係が成立すと認め得べきや否や、若し成立するものとせばその關係は如何なる形式の下に之を公式化せしめ得可きか、凡そ此等の問題に關しては、之を後世の實驗的解決に俟たざる可らずと雖も、茲に一事の斷言し得るものあり。即ち混凝土にあ

りては鑄鐵と同様にして、抗載強度  $K_c$  は抗張強度  $K_t$  よりも大きく、且つ混凝土に於ける  $K_c/K_t$  の比は鑄鐵のそれよりも著しく大なる事實之にして、此の點に關しては殆んど異論を挟む可き餘地を剩さず。

#### 4. 抗扭強度

第二編第四章に於て述べたる所により抗載強度が抗張強度よりも小なる材料にありては、軸の破壊はその應載力に起因して横斷又は縱斷の方向に起り、抗載強度が抗張強度よりも大なる材料にありては、軸の破壊はその主應張力に起因して斜めの方向に起る。鍊鐵、軟鋼及び鋼の如きは前者の適例にして、鑄鐵及び混凝土の如きは後者の適例なり。而して此の斷定は實驗の立證する所なるのみならず、軸破壊時に於ける斷面上應力分布の如何に關せず成立す可き事明かなるが故に、鍊鐵、軟鋼及び鋼の場合にありては抗扭強度は抗載強度と同一の意味を有し、鑄鐵及び混凝土の場合にありては抗扭強度は抗張強度と同一の意味を有するものとして取扱はざる可らず。

猶ほ軸斷面に於ける應載力度  $\tau$  と主應張力度  $\sigma_0$  との間には、(290) 式によりて  $\sigma_0 = \tau(m+1)/m$  なる關係 (第二編第二章第三節) あるが故に、假令材料の抗載強度が抗張強度より小なりと雖も、 $K_c$  が  $K_t m/(m+1)$  より大なる時は、軸は勿論主應張力によりて破壊し、抗扭強度は同様にして抗張強度と同一義を有すれども、實地上普通に取扱はるゝ材料にありては斯の如き限界に立つものなきが故に、茲には此の點に關する吟味を省く。

従つて鑄鐵又は混凝土の實驗に於て、破壊扭力率の大きさより彈體公式を適用して、所謂抗扭強度を算出したるバツハの第二十八乃至三十表、パウシンガの第三十一表、ムールシュの第四十八乃至五十表、バツハの第六十四表、グラフの第九十七表ヤングの第百十七表の結果の如きは、全然無意味の計數たるに止まること曩きに屢々著者が指摘したる所の如し。

而して抗張強度と所謂抗扭強度との關係を検討せんがためには、軸破壊時に於ける斷面上應力分布の法則を研究し、且つ應載力度と主應力度との間の關係に就て上掲 (290) 式を吟味せざる可らずと雖も、その研究は之を次節に譲る。

#### 5. 要 約

(1) 混凝土の用水量、配合、養生法及び施工の方向等のその強度に及ぼす影響は、その彈性係數に及ぼす影響と全く同一にして、一般に彈性係數の大なる混

土は同時に強度優秀なり。

(2) 混凝土の強度はその材齡と共に長ず。

(3) 混凝土抗壓強度  $K_c$  は供試體横斷寸法に對する長さの比  $l/b$  の増大すると共に反對に減小し、 $l/b=2-4$  の範圍内に於ては、塊體強度は立方體強度の 90-80% と假定する事を得べし。

(4) 混凝土抗張強度  $K_t$  はその立方體抗壓強度  $K_c$  に比して著しく小さく、 $K_t/K_c$  の比は通例 1/8-1/12 の間に變化し、平均 1/10 と取りて大差なし。

(5) ムルシュが鑄鐵又は混凝土に就て區別す可しとなしたる 2 種の強度概念、裁力 (Schubfestigkeit) と純裁力 (Schärfestigkeit) とは、理論上及び實地上より見て之を區別す可き理由を認めず。

(6) 鍊鐵又は鋼の抗張強度  $K_t$  はその抗張強度より小さく、 $K_s/K_t$  の比は通例 4/5-3/4 の間に變化すれども、鑄鐵にありては  $K_s$  は  $K_t$  より大きく、 $K_s/K_t$  の比は 1 より僅かに大なるを常とし、混凝土にありても  $K_s$  は  $K_t$  よりも大なり。

(7)\* 混凝土に於ける  $K_s/K_t$  の比は鑄鐵の場合に比すれば遙かに大きく、その値は種々に變動すれども、何れの場合にありても 2 より大なり。

(8) 鍊鐵及び鋼にありては軸の破壊は應裁力に起因して横斷又は縦斷の方向に起る。是れその  $K_s$  が  $K_t$  より小なる結果にして、抗扭強度  $K_a$  は  $K_t$  と同一の意味を有すれども、鑄鐵又は混凝土にありては軸の破壊は主應張力に起因して斜めの方向に起り、破壊面は 45° の螺旋面を取る。是れその  $K_s$  が  $K_t$  よりも大なる結果にして、抗扭強度  $K_a$  は  $K_t$  と同一の意味を有するもとす。

### 第 三 節 軸斷面に於ける應力の分布

#### 1. 應力分布の概念

前節の末段に於て著者は、鑄鐵又は混凝土の如き材料にありては、その抗扭強度  $K_a$  は抗張強度と同一義を有せざる可らざる所以を明かにしたりしが、第二編第一章第二節に紹介せる鑄鐵軸に關するパッハ及びパウシంగాの實驗の結果に依れば、第二十八乃至三十一表に表示せられたる  $K_a$  の値は  $K_t$  と一致せず、充斷面に就ては  $K_a/K_t$  は 1 よりも大きく、中空斷面に就ては  $K_a/K_t$  は 1 よりも小さき事を示すのみならず、同一材料を以てするも軸の斷面形狀の異なるに従つて、抗扭強度  $K_a$  の値に可なりの變動あり。此の關係に對してパッハは何等の説明を

も加へず、實驗の結果をそのあるがまゝに容認して、此等の實驗を紹介せるその著作 (Bach: *Elastizität u. Festigkeit*, 1924, S. 365) 中に、鑄鐵の抗扭強度は斷面形狀に關係す (Abhängigkeit der Drehungsfestigkeit des Gusseisen von der Querschnittsform) なる條項を設け、バウシంగాは軸の斷面形狀に依る  $K_d$  の値の相違を、材料の抗張強度  $K_t$  と抗曲強度  $K_b$  との間の關係より解釋せんと試みたるは既に第二編第一章第二節に説ける所の如し (Bauschinger: *Experimentelle prüfung der neueren Formeln für die Torsion prismatischer Körper*, *Der Civilingenieur*, 1881, S. 115)

鑄鐵軸に就ての此の關係は混凝土軸に就ても同様に成立し、ムエルシュの第四十八乃至五十表、バッハの第六十四表、グラフの第九十七表、ヤングの第百十七表は何れも、混凝土の  $K_d$  が軸の斷面形狀に依りて相違する事を示し、且つ中空斷面に就て算出せる  $K_d$  の値が、充斷面のそれに比して著しく小なるものあるは鑄鐵と混凝土に論なく一般的に成立する共通現象なりとす。軸の破壊が應裁力に因ると應張力に因るとに論なく、 $K_t$  又は  $K_b$  は材料固有の強度の値にして、上の如く  $K_d$  が斷面形狀によりて相違するが如きは不合理も亦極まる。然らば何故に軸の抗扭試験に於て斯の如き奇異なる結果を生じたるか。著者はその原因を専ら次の 2 項に歸せんとす。言はく (イ) 軸の破壊時に於ける應力分布の法則を研究する事なくして、妄りに彈體公式を使用したるがためなり。言はく (ロ) 鑄鐵又は混凝土軸の破壊がその應張力に起因する明白なる實驗的事實を無視して、應裁力度と主應力度との間の關係を吟味する事を忘れて、單に應裁力度の大きさを與へんがために制定せられたる彈體公式に固執したるがためなり。

應裁力度と主應力度との間の關係及び、軸破壊時に於ける應力分布に關する解法の一例は、既に第二編第二章及び第四章に於て之を解説し、特に第四章の末段に於て之を鑄鐵斷面軸に關する既往の實驗値に適用して、應用扭力論の見地より見て、その一層合理的なる所以を明かにしたりしが、本節に於て著者は此の問題を更に進んで討究せんとす。

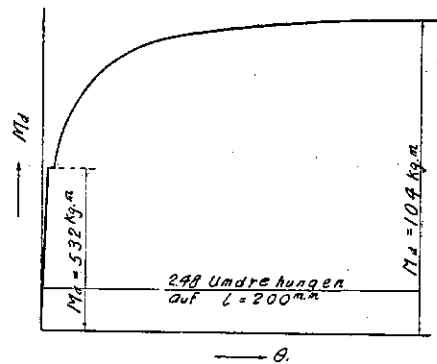
## 2. 應力分布に關するスウェインの見解

米國ハッヴド大學教授スウェインは扭力を加へられたる場合の、鋼材の力學的現象を説明して、扭力試験に於て軸の扭力角が扭力率と共に増大する事は、その状態全く抗張又は抗裁試験に於ける變形と應力との間の關係と同一にして、一定の



地點までは扭力角は扭力率に比例して上昇し之を扭力に於ける弾性限度と稱す。此の限度を超過する時は扭力角は急激に増加し、屢々所謂屈點の現象を表はすと共に、屈點以後の變化は全く抗張試験の場合に類似すと。(Swain: Strength of Materials, 1924, p. 141)

スウェインの此の説明は専ら鋼軸に對して試みられたるものにして、斯の如き實驗の一例は之を第二百二十四圖に見出す可し。第二百二十四圖はバウハが1914年直徑 2cm の鋼軸に就て施行したる實驗の結果より、扭力率を縦距、扭力角を横距として、その間の關係を圖示したるものとす。



第二百二十四圖

スウェインは屈點を超過したる場合の扭力現象を説明して言はく、抗張試験にありては應張力は全断面に等布分布するが故に、一の纖維の應力を之に隣接する他の纖維に傳達分與して、前者の應力を軽減する事能はずと雖も、扭力試験にありては、最大應力を受くるは外側の纖維のみなるが故に、此の外側纖維が應裁力のために屈したる時は、應力は直ちに之に隣接する内側の纖維に傳達せらるゝ傾向あり。従つて屈點以上の現象は之を抗張試験の場合と比較して、多少減速せらる可きを期待す可しと。

而して斯の如き推論の歸結として容易に想定し得る所は、弾性限度又は屈點應力度に對して、應力度の値が断面中心よりの距離に比例せず、外側纖維より断面中心に向つて或距離の間に限り應力度が一定なる可き事にして、その極限の場合に於て、應力度の値が全半径に亘りて一定ならば、扭力率の値最大となり、應力分布は第二編第四章第七十圖の如き状態を呈す。第七十圖に於て  $\tau_0$  を屈點應力度とすれば、圓形断面軸に對して扭力率は  $M_a = (\pi/2)\tau_0 r^3$  より進んで  $M_a = (2\pi/3)\tau_0 r^3$  に増大す可く、此の増大率 30% に達す。

スウェインは此の推定を非認して、斯の如き應力分布は決して實際上到達し難き所なるが故に、(315) 式の如き公式は決して使用す可らずと論じたれど、何故に應力分布に對する第七十圖従つて (315) 式の假定が不合理なるかに關しては毫も説明を加へず。惟ふにスウェインは軸の破壊を論ずるを以て眼目とせず、その研

究は専ら弾性限度までの力學的現象に限られ、従つて實地設計上の見地よりして (315) 式を排斥したるものなる可しと雖も、既に軸の扭力試験に於て第二百二十四圖の如き扭力率對扭力角曲線の存するありて、破壊の直前にありては扭力角の相違するに關せず扭力率従つて應力度を一定と假定し得る事明かなるに鑑み、著者は少くとも鍊鐵又は鋼に對しては、軸破壊の理論的解法を第七十圖及び (315) 式に求むる事の、決して不合理にあらざる事を論斷して憚らず。唯第二百二十四圖は鋼に關する實驗の結果なるが故に、之を鑄鐵又は混凝土に適用して多少の誤差を生ずる事ある可きは想像に難からず。

### 3. 應力分布に關するムエルシュの見解

圓形断面軸に就て彈體公式を使用して算出せる、所謂抗扭強度の値は前述の如く  $K_a = 2M_d / (\pi r^3)$  なり。今断面應力度の値が凡ての半徑に就て等布的なりと假定し、且つ混凝土軸の破壊は張力によりて招來せらるゝ事明かなるが故に、此の理由によりて第七十圖の  $\tau_0$  を  $K_s$  に等しと取る時は、 $K_s = 3M_d / (2\pi r^3)$  となり従つて  $K_a / K_s = 4/3$  を得可し。然るに混凝土軸に關する實驗の結果によれば  $K_a / K_s$  の値は茲に求めたる  $4/3$  よりは遙かに大きく、第九十七表の結果によれば  $K_a / K_s = 1.62$  を示す。即ち猶ほ他に原因の存するありて軸嚙面に於ける應張龜裂の發生が阻止せらるゝを知る。(Graf u. Mörsch: Verdrehungsversuche zu Klärung der Schubfestigkeit von Eisenbeton, *Forschungsarbeiten auf dem Geb. des Ing.*, Heft 258, 1922, S. 36)

然れども斯の如きムエルシュの説明は此の場合に取りて蛇足なるのみならず理論上の分裂に陥れる誹りを免れず。ムエルシュの説明に依れば  $K_a / K_s = 4/3$  が實驗の結果と一致せざるを以て唯一の論據とするが如しと雖も、第九十七表に於てこそ  $K_a / K_s$  の値は  $4/3$  より大なれ、夫子自らの實驗に依る第四十八表の結果は姑く措いて問はず、バッハの實驗に依る第六十四表の結果、 $K_a / K_s = 1.38$  は如何にして之を説明せんとするか。著者は此の點に就て深く追究せん事を欲せずと雖も、(315) 式の  $\tau_0$  を直ちに  $K_s$  を以て置き代へ之を取りて推論の根據としたる事に就ては、果してその何の意味たるかを解するに苦しむ。

應力分布に關するムエルシュの見解は次の如し。第二編第二章及び第三章に於て説明せる應裁力度と主應力度との間の關係、及び彈性係數  $E$ ,  $G$  の間の關係は材料の彈性係數が應壓力に對しても亦應張力に對しても同一、即ち  $E_s = E_z$ 、従つ

てポアソン比例数  $m_c = m_z$  の場合に限りて成立するものにして、混凝土に於て推定せるが如く、 $E_c$  と  $E_z$ 、従つて  $m_c$  と  $m_z$  とが同一ならざる場合には、此等の關係に就ての公式を適當に修正せざる可らざるは勿論なり。

第二編第三章第六十五圖に於て對角線  $AC, BD$  に沿ひて、夫々  $\sigma_z = \tau, \sigma_c = \tau$  の應張力及び應壓力が働くものとするれば、 $E_z, E_c$  及び  $m_z, m_c$  が同一ならざる結果として、 $CC', BB'$  の長さは此の場合には相等しからず。

$$CC' = \frac{1}{2} \sqrt{2} \left( \frac{\tau}{E_z} + \frac{1}{m_c} \frac{\tau}{E_c} \right), \quad BB' = \frac{1}{2} \sqrt{2} \left( \frac{\tau}{E_c} + \frac{1}{m_z} \frac{\tau}{E_z} \right)$$

又稜點  $C, B$  に於ける直角の變形の  $1/2$  は

$$\begin{aligned} \frac{\varphi}{2} &\doteq CC' + BB' = (CC' + BB') \frac{1}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{2} \tau \left[ \frac{1}{E_z} + \frac{1}{m_c E_c} + \frac{1}{E_c} + \frac{1}{m_z E_z} \right] \frac{1}{\sqrt{2}} \end{aligned}$$

或は 
$$\varphi = \tau \left[ \frac{1}{E_z} \frac{1+m_z}{m_z} + \frac{1}{E_c} \frac{1+m_c}{m_c} \right] \dots\dots\dots (329)$$

之に  $\varphi = \tau/G$  なる關係を入るゝ時は

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{E_z} \frac{1+m_z}{m_z} + \frac{1}{E_c} \frac{1+m_c}{m_c} \dots\dots\dots (330)$$

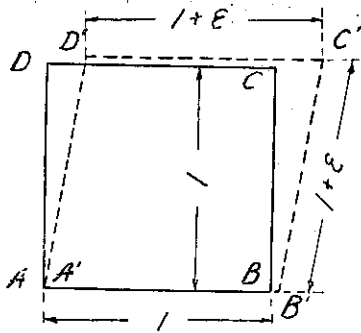
此の關係は (296) 式を修正せる

$$\frac{1}{G} = \frac{2(1+m_z)}{m_z} \frac{1}{E_z}, \quad \frac{1}{G} = \frac{2(1+m_c)}{m_c} \frac{1}{E_c} \quad \dots\dots (331)$$

の關係式よりも亦、明かに之を合成し得。 $E_z = E_c$  の場合には方形  $ABCD$  と菱形  $A'B'C'D'$  とは同一の邊長を有すれども、 $E_z$  と  $E_c$  とが同一ならざる結果として、兩者の邊長は一般に同一ならず。 $CD=1, C'D'=1+\varepsilon$  と置けば

$$\begin{aligned} \varepsilon &\doteq CC'' - BB'' = (CC' - BB') \frac{1}{\sqrt{2}} \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{2} \tau \left[ \frac{1}{E_z} + \frac{1}{m_c E_c} - \frac{1}{E_c} - \frac{1}{m_z E_z} \right] \frac{1}{\sqrt{2}} \end{aligned}$$

或は 
$$\varepsilon = \frac{\tau}{2} \left[ \frac{1}{E_z} \frac{m_z-1}{m_z} - \frac{1}{E_c} \frac{m_c-1}{m_c} \right] \dots\dots\dots (332)$$



第 百 二 十 五 圖

故に第六十五圖の菱形  $A'B'C'D'$  を方形  $ABCD$  上に重ね、 $A'$  を  $A$  に一致せしむる時は第百二十五圖を得可く、横斷の方向のみならず、縦斷の方向にも  $\varepsilon$  だけの單位變形の起る事を知る可し。

斯の如き論點に即して、第三編第六章に紹介せるグラフの實驗に基き、第百二十一表の彈性係數の値を採用して、 $m_c=5$ 、 $m_z=10$  の假定より (329)

式の  $\varphi$ 、(332) 式の  $\varepsilon$  を計算せるムルシユの値は次の如し。

第 百 二 十 三 表 混 凝 土 軸 の 扭 力 變 形 率

$\sigma, \tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$G$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\varphi$ (10 <sup>-6</sup> )	$\varepsilon$ (10 <sup>-6</sup> )
2	316,000	270,000	127,000	15.74	0.80
4	310,000	257,000	123,600	32.60	1.84
6	304,000	240,000	117,200	51.18	3.36
8	298,600	218,000	110,300	72.56	5.76
10	293,000	193,000	102,100	98.00	9.65
11	290,500	175,000	96,000	114.73	13.15

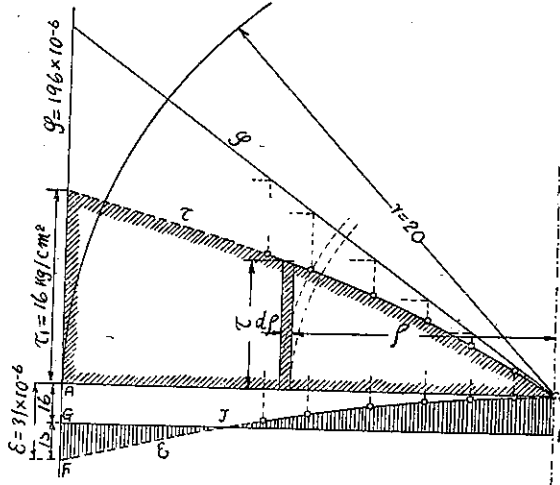
表中第四行の  $G$  は、 $m_c=5$ 、 $m_z=10$  として、 $E_c$ 、 $E_z$  の値より (330) 式を用ひて假りに著者が計算したるものにして、(330) 式の右邊の第一項と第二項とが同一數値を有せざる可らざる必然性より言へば、 $m_c=5$ 、 $m_z=10$  は決して適當なる數値にあらず、且つ之を常數と取る事は理論上は勿論、實際上に於ても不合理なれど、而も斯の如くにして算出せる  $G$  の値は、大體に於て第百十二表と一致するを見る可し。但し第百二十一、百二十三表の彈性係數の値は總變形に對應するものとす。

圓形斷面混凝土軸に就てのグラフの實驗に於て、觀測長  $l=700$  mm に對し、2,015 mm の半徑上の弧長にて測定せる、軸破壊直前の總扭力角の平均値は、第百表より  $s_0=1.38$  mm なるが故に、此の値より  $\varphi$  を求むる時は

$$\varphi = \frac{1.38 \times 20}{2,015 \times 700} = 196 \times 10^{-6}$$

軸の半徑は變形後も直線として止まる可きが故に、斷面内部の纖維の  $\varphi$  の値は斷面中心よりの距離に正比例し、従つて第百二十三表より  $\varphi$  に對する  $\tau$  の値、換

言すれば半徑上任意の點に於ける應力度  $\tau$  の値を見出す事を得可く、之によりて應力分布の状態を第二百二十六圖の如く圖示する事を得可し。



第 百 二 十 六 圖

第二百二十三表より見出し難き應力度の値は、推測に依り、此の部分は圖面上破線を以て示す。最大應力度  $\tau_1 = 16 \text{ kg/cm}^2$  は斯の如くにして求む。従つて

$$M_a = \int_0^r \tau \cdot 2\rho\pi d\rho \cdot \rho = 2\pi \int_0^r \tau \rho^2 d\rho$$

なる關係あり。第二百二十六圖より圖式上  $M_a$  を算出する時は  $M_a = 220,000 \text{ kgcm}$  を得可く、之を實驗上の平均値 (第九十七表)  $M_a = 233,000 \text{ kgcm}$  と比較せば、その間の誤差僅かに 6% 弱に過ぎざるを見る。

第二百二十六圖底部に於ける曲線  $OF$  は應裁力度に對應する  $\epsilon$  の値を第二百二十三表より見出し、之を軸  $AO$  を基準として下に向つて計りたるものにして、外部の纖維は之によりて内部の纖維よりも、一層強く伸張せられんとする傾向あり。然れども斷面各部に於て  $\epsilon$  の値を異にし、従つて斷面に彎曲 (die Wölbung) を生ずるが如きは實際に於て沮止せらるゝが故に、軸の斷面は凡ての點に於て一定の  $\epsilon$  を取り、此の  $\epsilon$  は外纖維及び内纖維に於ける理論上の  $\epsilon$  の中間の値を取る可きが故に、内部の纖維は此のために張力、外部の纖維は壓力を蒙る事となる。此の張力と壓力とはその總量を等しくせざる可らざるが故に、 $E_1 = E_2$  の場合には、第二百二十六圖の  $AG = OH$  を斷面平均  $\epsilon$  として、 $GFJ$  の廻轉體 (Body by rotation, le corps par rotation, der Rotationskörper) と、 $JOH$  の廻轉體と同一の體積を有

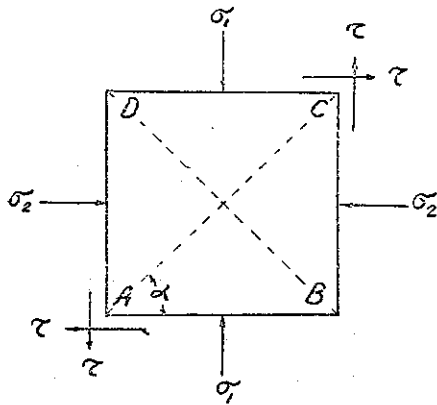
せざる可らず。但し實際に於て  $E_0$  は  $E_2$  より大なるが故に、廻轉體  $GFJ$  の體積は廻轉體  $JOH$  の體積より小なり。此の理論の下に断面平均應變率線  $GH$  を畫く時は、断面周邊に於ける阻止せられたる變形は  $FG$  を以て表はされ、之に起因する應壓力度は、

$$\epsilon = 15 \times 10^{-6}, E_0 = 310,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{として}$$

$$\sigma_0 = \frac{15 \times 310,000}{10^6} = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

而して断面平均伸張率は  $AG$  を以て表はされ、單位長に就て  $16 \times 10^{-5}$ 、即ち  $0.016 \text{ mm/m}$  なりと雖も、最高扭力率の下に於ける軸の縦變形は觀測せられざりしが故に、之を比較する事能はず。

此の外、軸は菱變形の結果切線の方角にも亦、その寸法を増大す。而して  $\epsilon$  は外部に向つて急激に増加するが故に、周邊に位する部分は軸心に位する部分に比して、その直徑を増大せんとする傾向一層強きものあり、此のために軸心に於ては輻射狀張力を生じ、従つて周邊に於ては環狀壓力を發生す可し。計算を單純化せんがために、此の場合にありても  $\epsilon$  の配分を第百二十六圖に於けると同様と見做し、従つて断面周邊に於て縦斷の方角にも横斷の方角にも同一應力度の副應壓力が作用するものと假定せば、周邊に於ける軸の單位部分  $ABCD$  には、第百二十七圖の如き應力が作用する事となり、此の場合の主應力度に對しては、(273) 式を得たると同様にして



第百二十七圖

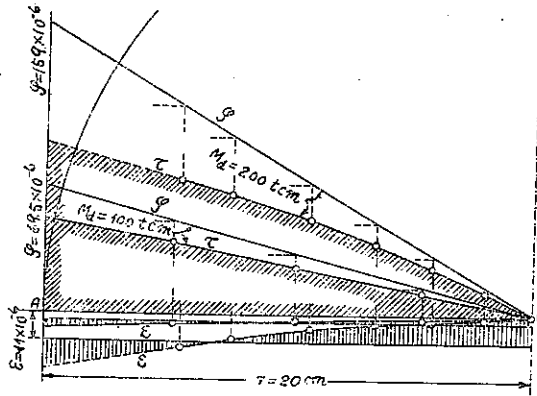
.....(333)

$$\sigma_0 = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau^2}$$

を得可く、之を此の場合に適用して、 $\sigma_1 = \sigma_2 = 4.6$ 、 $\tau = 16 \text{ kg/cm}^2$  とする時は

$$\sigma_0 = 16 - 4.6 = 11.4 \text{ kg/cm}^2$$

之を同一混凝土の抗張試験より求めたる平均強度  $K_2 = 11.5 \text{ kg/cm}^2$  (第九十五表) と比較すれば、實に驚く可き正確さを以て相一致するを見る可し。



第 百 二 十 八 圖

第百二十八圖は  $M_a=200,000 \text{ kgom}$  及び  $100,000 \text{ kgom}$  に對して測定せられたる扭力角の値より、第百二十六圖と同一の原理に依りて應裁力の分布を圖示したるものにして、此の方法に依る計算値を實驗値と對比すれば次の如し。

第百二十四表 扭力率及び縦變形の比較

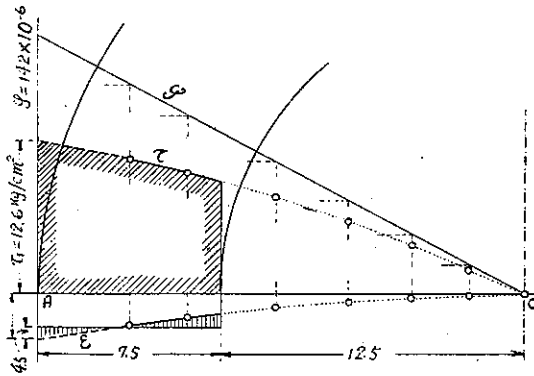
$M_a$ (kgom)	扭力率 (kgom)		縦變形 (mm/m)	
	計算	實驗	計算	實驗
200,000	193,000	200,000	0.011	0.007
100,000	109,750	100,000	0.0025	0.0012

即ち扭力率の値は計算値と實驗値とよく一致すれども、縦變形に於ては實驗値は計算値の約  $1/2$  に過ぎず。此の點に關してムルシュは説明を下して、軸嚙面にありては濕度蒸發のために温度の下降を見る可く、此のために縦變形が影響を蒙りたるものなる可しと論ぜり。

・抗扭抵抗は斜めの方向の抗張強度によりて制限せらるゝと同時に、周邊に於ける副應壓力に依りて補強せらる可しとせる上記の論斷は、之を中空斷面軸の扭力試験に適用して、更に確證を見出す。充斷面に對比して中空斷面の計算上の抗扭強度の低き事實（第六十九表 1 : 1.50, 第百表 1 : 1.35）は、此の場合には周邊の應力を輕減す可き軸心の存在せざる事によりて、之を證明する事も決して不可能にあらずと雖も、何故に最大扭力率に對應する扭力角の値が、中空斷面にありては充斷面に比して著しく小なるか（第六十九表 1 : 1.40, 第百表 1 : 1.38）は、周邊に於ける副應壓力を以てするに非ずんば之を證明する能はず。その理如何と言ふに、今若し  $E_1$  と  $E_2$  の相違に依る副應力の存在を否認するとせんか、扭力角  $\theta$  又は歪形  $\phi$  が特定の値に達した時に周邊裁力抵抗は敗北し、此の特定の  $\phi$  の

値は材料の性質によりて限定せらるゝのみにして、半徑上應載力分布が如何なる法則に従ふかに關係せず。況んや軸が充斷面なりや又は中空斷面なりやは問ふ所にあらざるが故なり。

第百二十九圖に於て第百二十六、百二十八圖と同様の作圖を混凝土中空斷面軸に於て施せば、平均最大歪形は $\varphi=142 \times 10^{-6}$ にして之に對する應載力度は $\tau=12.6$



第百二十九圖

kg/cm<sup>2</sup> と想定せられ、圖面上より求めたる扭力率は  $M_d=141,200$  kgcm となり、實驗の結果 (第九十七表)  $M_d=145,800$  kgcm と正確に一致するを見る。

次に第百二十九圖より斷面周邊に於て阻止せらるゝ單位縱變形は  $\epsilon=4.5 \times 10^{-6}$  なる事を知るが故に、之に起因する應壓力度は

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{4.5 \times 310,000}{10^5} = 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

此等の値を (333) 式に適用する時は

$$\sigma_0 = 12.6 - 1.4 = 11.2 \text{ kg/cm}^2$$

を得可く、之を抗張強度の實驗値  $K_z=11.5$  kg/cm<sup>2</sup> と比較して、相一致する事の正確なるを見る可し。即ち混凝土軸の破壊が斜めの方向の應張力に依る實驗的事實を理論的に立證し得たり。

#### 4. 應力分布に關する著者の見解

軸破壊時の斷面應力分布の法則に關して著者は、第二編第四章の末段に於て之が一解法を掲げ、圓形斷面軸に對して (315) 式、圓形中空斷面軸に對して (316) 式を使用する事の合理的なる所以を例證したりしが、茲に此等の公式に對して再度の検討を加へんとす。

(315) 及び (316) 式の  $\tau_0$  を (290) 式に適用して斜めの方向に於ける主應張力度を求め、之を材料の抗扭強度  $K_d$  と置く時は  $\sigma_0=K_d$  として、圓形充斷面及び圓形中空斷面に對して夫々

$$K_d = \frac{m+1}{m} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{\pi r^3} \dots\dots\dots (334)$$



$$K_a = \frac{m+1}{m} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{M_a}{\pi(r^3 - r_0^3)} \dots\dots\dots (335)$$

を得べく、軸の破壊がその應張力に依るが如き材料にありては、 $K_a = K_z$  なるを要す。之を鑄鐵軸に關するバツハの實驗に徴するに、 $m = 10/3$  と假定する時は第二十八、二十九表より次の如き成績を得可し。

第二百五表 鑄鐵の抗扭強度と抗張強度

斷 面	寸 法 (cm)	使用公式	$K_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_a/K_z$
圓 形	$d = 10.23$	(334)	1,578	1,579	1.00
同	$d = 9.6$	„	1,613	„	1.02
同(中空)	$d = 10.2, d_0 = 6.97$	(335)	1,452	„	0.92
同	$d = 10.23, d_0 = 6.95$	„	1,609	1,679	0.96
同	$d = 9.65, d_0 = 7.00$	„	1,552	„	0.92

即ち誤差は僅かに最大 8% に過ぎずして、鑄鐵の如き材料に對し供試體員數が 1-3 個に過ぎざる不完全なる實驗にありては、此の程度の誤差は之を容認せざる可らず、(334) 及び (335) 式の正當なる事は實驗的に證明せられたりと言ふ可し。加之此等の公式を使用する事に依りて、曩きに彈體公式を用ひて算出せる  $K_a$  の値が、中空斷面に於て充斷面より遙かに小なる共通の現象に對する疑問を芟除し得たりと言ふ可し。

次に混凝土軸の斷面に於ける應力分布を論ずるに先だち、著者は前項の ムェルシュの解法に對して短評を加へんとす。混凝土にありては  $E_c$  と  $E_s$  とが同一ならず、從つて  $m_c$  と  $m_s$  とが同一ならざる可きは著者が既に第四編第一章第一節に於て説きたる所の如し。彈體にありては扭力のための軸の長さの變形は、之を無視し得可き程度に小さきこと、既にヤングの道破せる所(第一編第一章參照)なりと雖も、混凝土の如く  $m_c$  と  $m_s$  とが相等しからざる材料にありては、ムェルシュの説くが如く軸の長さに於ける變形と、單位變形  $\epsilon$  とが全斷面を通じて均一ならざるがための周邊應壓力の存在とは、之を認めざる可らず。鐵筋混凝土軸の長さが扭力のために變形を起す事は、之をメナージュエの實驗(第百十三表)よりも例示する事を得可しと雖も、ムェルシュの理論の基調をなすグラフの實驗にありては、此の點に關する觀測不備にして、第百二十四表に示せる値の如きは、グラフの實驗報告の何れの部分にも發見する事能はず。加之扭力に對する試験裝置の性質上軸の長さの伸張は多大の抵抗を蒙る可きが故に實際の周邊應壓力の大

きさはムエルシュが算出せる値よりも大なる可きは想像に難からず、而も之に配するに  $E_c, E_z, m_c, m_z$  に関する不正確なる假定を以てす。その結果になる  $K_c$  即ち (333) 式の  $\sigma_0$  の値が、混凝土の  $K_c$  と正に符節を合するが如く相一致したるが如きは、誠に偶然に非ずんば奇蹟ならんのみ。

(329) 式は (331) 式を (330) 式の如く組合せたる結果に外ならずして、應力分布が第百二十六、百二十八、百二十九圖の如き曲線に従ふ可き事を示す。此の想定は弾體公式を使用する等變分布の假定に比して、遙かに合理的なる事勿論なりと雖も、何故にムエルシュは (333) 式の應張力のみを考慮して、之に對して直角の方向に働く應壓力の影響を無視したるか。(333) 式の表はす 2 種の應力度を  $\sigma_z$  及び  $\sigma_c$  とせば

$$\sigma_z = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau^2},$$

$$\sigma_c = -\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau^2}$$

となり、之を第二編第二章の如く取扱ふ時は、 $\varepsilon = \sigma_z/E_z, \varepsilon' = (-\sigma_c)/m_c E_c$  にして、 $\Sigma = \sigma_z/E_z - \sigma_c/m_c E_c, \sigma_0 = E_z \Sigma$  なるが故に、(278) 式の代りに次式を得可し。

$$\begin{aligned} \sigma_0 = & \left(-\frac{1}{2}\right) \left[1 - \frac{E_z}{m_c E_c}\right] (\sigma_1 + \sigma_2) \\ & + \frac{1}{2} \left[1 + \frac{E_z}{m_c E_c}\right] \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + 4\tau^2} \dots\dots\dots (336) \end{aligned}$$

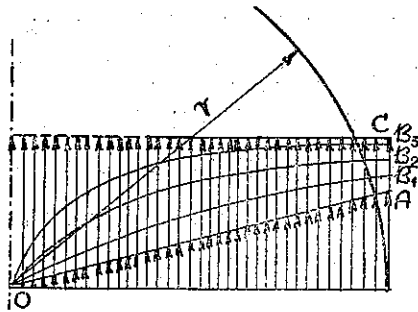
ムエルシュの假定せるが如く、 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$  の場合には (336) 式を簡化して

$$\sigma_0 = -\left[1 - \frac{E_z}{m_c E_c}\right] \sigma + \left[1 + \frac{E_z}{m_c E_c}\right] \tau \dots\dots\dots (337)$$

更に  $\sigma = 0$  とせば 
$$\sigma_0 = \left[1 + \frac{E_z}{m_c E_c}\right] \tau \dots\dots\dots (338)$$

(338) 式は (290) 式に對應し、 $E_c = E_z, m_c = m_z = m$  の場合には (290) 式に歸す。

著者の見る所を以てすれば、凡ての材料に於て應力度の微小なる間は、應裁力度は等變分布の法則に従ふこと第百三十圖  $OA$  の如し。此の想定は金屬材料に



第 百 三 十 圖

適用して誤りなきのみならず、混凝土の如き、脆弱なる材料に就ても、應力度の輕微なる範圍内に於て  $G$  を常數と假定し得る實驗的事實より、同様にその合理的なるを歸納し得可し。應力度の増大するに従ひ之に伴ふ變形は加速的に増大せらるゝが故に、應力分布は第百三十圖  $OB$  の如き曲線に従ふに至る。此の曲線の曲率は應力度の増大すると共に  $OB_1$  より  $OB_2$ 、 $OB_2$  より  $OB_3$  の如く増大し物體破壊の刹那に於ては  $OC$  の如く、殆んど等布分布の状態に到達す可し。

鑄鐵にありては應力分布が實際上斯の如き經路を取り、従つて軸破壊に對しては (334)、(335) の如き公式を使用して殆んど誤りなき事を、實驗的に立證する事を得たりしが、鑄鐵に比して更に脆弱なる混凝土にありては、應力が等布分布の状態に達するに先立ちて軸の破壊を見るに至る可きは想像に難からず。而して此の場合にありては、應力分布の法則を公式化すべき方法を知らざるが故に、ムエルシュの例に倣ひて圖式解法に依るを以て最も合理的とす。

(337) 式及び  $\sigma$  の影響を無視せる (338) 式をグラフの實驗に適用する時は、第百二十三表を用ひて

$$\frac{E_s}{m_s E_c} = \frac{175,000}{5 \times 290,500} = 0.12$$

圓形斷面に對して (337) 式を使用する時は  $\sigma_0 = K_a$  として

$$K_a = 1.12 \times 16 - 0.88 \times 4.6 = 13.9 \text{ kg/cm}^2$$

(338) 式を使用する時は  $K_a = 17.9 \text{ kg/cm}^2$

ムエルシュの (333) 式に比して (337) 式の合理的なるに關せず、前者が實驗値  $K_s = 11.5 \text{ kg/cm}^2$  と正確に一致し、後者が約 20% の誤差を含むを見ても、如何に此の實驗が不完全なるかを知るに足る可く、同時に試験裝置に起因する周邊應力度が、ムエルシュの算出せるものよりも事實上大なるものある可しとする、前掲著者の推定を有力に裏書するを見る可し。

以上は専ら圓形斷面に關する應力分布の研究にして、軸破壊時にありては應力の分布は一種の曲線に従ひ、特に金属材料の場合には、斯の如き曲線分布の代り

に等布分布の假定を採用するも、その誤差僅小なる事を確かむる事を得たりしが、此の假定は直ちに之を圓形以外の断面に適用する事能はず。圓形以外の断面にありては軸断面の彎曲あり。此の彎曲は扭力試験に於ては供試體頭部の質量のために、その自由變形を拘束せらるゝが故に、軸の断面には垂面應力の發生するを免れずして、而も此の應力は之を正確に測定す可き方法なきが故に、古來此の方面に於ける理論的並に實驗的研究の公にせられたるものあるを傳聞せず。

鑄鐵軸に關してはパウシంగాに橢圓断面、方形断面、及び矩形断面の實驗あり。混凝土軸に關してはバッハに方形断面及び矩形断面の實驗あり。何れも  $K_a$  の値が断面形狀に依りて相違する事を示せども、そは軸の破壊に際して使用す可らざる彈體公式を使用したるがためのみ。圓形断面に對しては解法を新たにして、充断面の  $K_a$  と中空断面の  $K_a$  との間に斯の如き不合理の存せざる所以を明かにしたりしが、その他の断面に關しては今猶ほその解法を樹立する事能はずと雖も、圓形断面に就ての解法より推定して、材料強度の性質上、 $K_a$  は断面形狀に影響せられずと解するを以て至當とす可く、第二編第一章第二節に於けるパウシంగాの推論の如きは、斷じて之を肯定す可らず。

##### 5. 經濟的軸断面形狀

軸の經濟的断面形狀に就ては、既に第二編第一章に於て多少の研究を試み、第一編第五章に掲げたる (223) 式より、同一断面積を有する軸にありては同一の扭力率に對應する最大應力度  $\tau_1$  は係數  $C_1$  に逆比例するが故に、 $C_1$  の最小なる圓形断面が軸として最も經濟的な事を論斷したりしが、軸の破壊に際しては (223) の如き彈體公式は之を使用す可らず、その間の力學的關係は全く別個の法則に従はざる可らざるが故に、上記の結論は之に多少の修正を加ふるに非ずんば是認す可らず。

之を同一断面積を有する鑄鐵軸に就てのパウシంగాの實驗 (第三十一表) に徴するに、破壊扭力率は圓形、橢圓形 ( $c/b=2$ )、方形及び矩形 ( $h/b=2$ ) に對して夫々、 $M_a=206,320$  kgcm,  $195,570$  kgcm,  $211,130$  kgcm 及び  $166,050$  kgcm にして、矩形断面に對する値こそ遙かに小なれ、圓形、橢圓形及び方形断面に對する値の間には大差なく、方形断面にありて却つて  $M_a$  の値最大なるを示す。

混凝土軸に就てのバッハの實驗にありては、その断面積同一ならざるが故に直接之を比較する事能はずと雖も、同一断面形狀に對しては猶ほ (223) 式を使用し

て、 $M_a$  が  $f^{\frac{3}{2}}$  に比例すと假定し得るものとせば、第六十四表の結果を修正して同一断面積に對應する  $M_a$  の値を比較する事を得可し。

第二百二十六表 混凝土軸破壊扭力率

断面形状	観 測 値		修 正 値	
	$f$ (cm <sup>2</sup> )	$M_i$ (kgom)	$f$ (cm <sup>2</sup> )	$M_a$ (kgom)
方 形	906	179,350	906	179,350
矩 形	882	148,330	906	154,430
圓 形	1,257	320,170	906	195,920

即ち此の表の示す所によれば、同一断面積に對應する破壊扭力率の値は、圓形断面最大にして方形断面之に亞ぎ、矩形 ( $h/b=2$ ) 断面最小なり。即ち此の場合にありては上の假定を是認する限り、圓形断面が最も經濟的なる事を示せども、前掲バウシంగాの實驗は必ずしも此の結論を裏書せず。要するに軸破壊扭力率の比較に於ては、經濟的断面の決定に對して猶ほ多少の疑問を藏すと言はざる可らず。

唯實地上に於ける軸の設計にありてはその最大應力度を材料の彈性限度以下にあらしむるを通例とするが故に、(223) 式を使用して殆んど誤りなく、従つて圓形断面を以て最も經濟的なりと斷定する事を得可し。

## 6. 要 約

(1) 材料の抗扭強度  $K_a$  は軸の断面形状によりて相違せず。 $K_a$  の値が断面形状に依りて相違するが如き、古來の實驗の結果は  $K_a$  の算出に方りて彈體公式を使用せるがための誤謬に出づ。

(2) 圓形断面に就て言へば、完全彈體の應力分布は等變的、鋼、鍊鐵及び鑄鐵軸の破壊時應力分布は等布的、混凝土軸の破壊時應力分布は曲線的なり。

(3) 應力分布が等布的なると曲線的なるとに論なく、軸心部は周滲部の應力を輕減する傾向あり。彈體公式を使用して算出せる  $K_a$  の値が、中空断面に於て充断面よりも小なる實驗的不合理は、之によりて説明せらる。

(4) 圓形以外の断面に就ては、未だその破壊時應力分布に關する解法を見出し難し。

(5) 混凝土軸にありては、その抗壓及び抗張彈性係数が相違する結果。軸の縦寸法及び横寸法の方向に變形を起す。その單位變形は全断面を通じて一様ならず、軸心に於て最小、周邊に於て最大となり、その結果として軸心部には垂面應張力、周

邊部には垂面應壓力を生ずれども、その應力度は事實上之を算出する事困難なり。

(6) 軸の設計に方り、應力度をその弾性限度以下にあらしむる場合にありては、鋼は勿論、鑄鐵及び混凝土にありても、 $G$  を常數と假定して大差なきが故に、此の場合には彈體公式を使用して誤りなし。

(7) 前項の推論に従へば、軸斷面の内最も經濟的なるは圓形なりと断定し得。

### 第 四 節 混 凝 土 軸 の 設 計

#### 1. 應力等布分布の假定と混凝土軸

應力等布分布の假定に従ひ、(315)、(316) 式の  $\tau_0$  を (338) 式に適用して、 $\sigma$  の影響を無視する時は、(334)、(335) 式の代りに次式を得可し。

$$K_a = \left[ 1 + \frac{E_z}{m_c E_c} \right] \frac{3}{2} \frac{M_d}{\pi r^3} \dots\dots\dots (339)$$

$$K_a = \left[ 1 + \frac{E_z}{m_c E_c} \right] \frac{3}{2} \frac{M_d}{\pi (r^3 - r_0^3)} \dots\dots\dots (340)$$

第六十四表のバツハの實驗に於て懸案の應力度に對し、第二百二十三圖を用ひ

$$E_c = 288,000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_z = 252,000 \text{ kg/cm}^2, \quad m_c = 7$$

又第九十七表のグラフの實驗に於て懸案の應力度に對し、同様にして

$$E_c = 290,000 \text{ kg/cm}^2, \quad E_z = 175,000 \text{ kg/cm}^2, \quad m_c = 5$$

として、此等の値を (339)、(340) 式に代入して計算する時は次表を得。

第二百二十七表 混凝土の抗扭強度と抗張強度

斷 面	寸 法 (cm)	使用公式	$K_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$K_a/K_z$
圓 形	$r=20$	(339)	21.6	18.6	1.16
同	$r=20$	„	15.7	11.5	1.37
同(中空)	$r=20, r_0=12.6$	(340)	16.3	18.6	0.88
同	$r=20, r_0=12.6$	„	13.0	11.5	1.13

即ち誤差は 12-37% に達す。是れ等布分布の假定を採用したると、垂面應力  $\sigma$  の影響を無視したるに依るものにして、混凝土軸にありてはその破壊時にありても、應力等布分布の假定を採用す可らざるを檢證したるものと言ふ可く、況んや軸の設計に方りては、斷じて之に従ふ可らざるを知る。

#### 2. 應力等變分布の假定と混凝土軸

扭力率の輕微なる間にありても、混凝土軸斷面に於ける應力分布は曲線に従ふと雖も、その曲線の曲率は第二百二十八圖の示すか如く極めて小なるが故に、實地

上之を直線と見做す事を得。而して斯の如き應力等變分布の假定を採用する事は軸の設計を安全に導くのみならず、混凝土軸は垂面應力 $\sigma$ の發生のために、益々その安全を加ふるに至る可きは多言を要せず。

### 3. 軸 の 設 計

軸の設計にありては凡ての材料に彈體公式を準用す可し。鋼、軟鋼及び鍊鐵にありては、軸の破壊はその應裁力に起因す可きが故に、最大應裁力度 $\tau_1$ をしてその許容抗裁強度 $k_s$ 以下にあらしむ。即ち第一編第四章に掲げたる(105), (109), (113), (120), (126), (133), (139), (145), (153), (159), (165), (172), (176), (181), (188)を以て設計の標準とす。

鑄鐵にありては軸の破壊はその主應張力に起因す可く、最大應裁力度 $\tau_1$ と主應張力度 $\sigma_0$ との間には、第二編第二章(290)式の関係あり。 $m=10/3$ と取りて $\sigma_0=(m+1)\tau_1/m=1.3\tau_1$ をその許容抗張強度 $k_s$ 以下にあらしむ。従つて上記の諸公式に於ける $k_s$ に、 $mk_s^2/(m+1)=0.77k_s$ を代入したるものを以て設計の標準とす。

混凝土にありては軸の破壊は同様にその主應張力に起因すれども、此の場合には垂面應力の影響を無視すれば、 $\tau_1$ と $\sigma_0$ との間に(338)式の関係あり。

$\sigma_0=\tau_1[1+E_s/m_cE_c]$ をその許容抗張強度 $k_s$ 以下にあらしむ。

$1+E_s/m_cE_c$ の値は混凝土によりて相違すと雖も、前掲バツハの實驗にありては1.125、グラフの實驗にありては1.12を示すが故に、 $1+E_s/m_cE_c \doteq 1.125=9/8$ と假定し得るものとせば、 $\sigma_0=1.125\tau_1$ となる。従つて上記の諸公式に於ける $k_s$ に $k_s/[1+E_s/m_cE_c]=0.89k_s$ を代入したるものを以て設計の標準とす。

混凝土に於ては通例 $K_s=(1/10)K_c$ なるが故に、 $k_s$ に對する安全率を $k_c$ に對するものと同一に取るものとせば、 $k_s=0.1k_c$ にして、上記の値は $0.09k_c$ となり、バツハの實驗用供試體を用ひて(105)式より

$$M_a \leq 0.09 k_c \frac{\pi r^3}{2} = 0.09 k_c \frac{20^3 \pi}{2} \doteq 1,131 k_c$$

此の實驗にありては $K_c \doteq 250 \text{ kg/cm}^2$ 、安全率を3としても $k_c = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore M_a \leq 90,000 \text{ kgcm}$$

但し此の計算に伴ふ上述の假定の結果、軸は餘分の安全を與へらるゝが故に、實際の安全率は3よりは大なり。何れにしても混凝土の抗張強度は頗る微弱なるが故に、混凝土自體の支へ得る許容扭力率の値は極めて小なるは論を俟たず。

#### 4. 要 約

(1) 軸の設計に方りては凡ての材料に對して彈體公式を準用して  $\tau_1$  を算出す可し。鑄鐵及び混凝土にありては、此のために餘分の安全を與へらる。

(2) 鋼、軟鋼、鍊鐵にありては、最大應裁力度  $\tau_1$  を許容抗裁強度  $k_s$  以下にあらしむ可し。

(3) 鑄鐵にありては、許容抗張強度を  $k_s$  として、 $\tau_1$  を  $0.75 k_s - 0.80 k_s$ 、平均  $0.77 k_s$  以下にあらしむ可し。

(4)\* 混凝土にありては、 $\tau_1$  を約  $0.9 k_s$  以下にあらしむ可し。

## 第 二 章 鐵筋混凝土軸の理論

### 第 一 節 軸に於ける鐵筋の效果

#### 1. 鐵筋混凝土軸の斷面

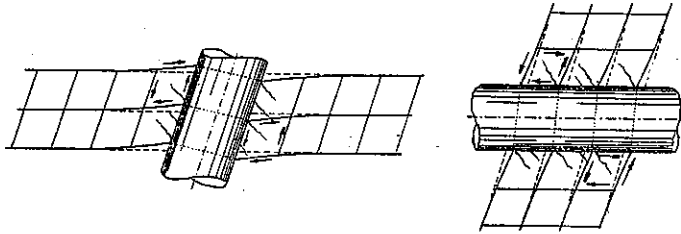
均質材料、圓形斷面軸の斷面は扭力を加へられたる後も猶ほ平面として止まり、鐵筋混凝土軸にありても、その斷面に彎曲なき事を以て根本の假定として、その推論を進むるを常とすれど、此の假定は多少の修正を加ふるに非ずんば、鐵筋混凝土に適用し難きこと、既に第三編第四章に於て、フエップルの言及せる所の如し。

フエップルの説くが如く、應力線の方に於て大なる鐵筋の應裁力と小なる混凝土の應裁力とが相隣接する事は、應力交換の法則に従つて不可能なるが故に、鐵筋と混凝土との接觸面に於て、兩者の間に傳達せらるゝ應裁力は、(320) 式の與ふる混凝土の理論的應裁力  $\tau_0$  よりは大きく、又 (321) 式の與ふる鐵筋の理論的應裁力  $\tau_1$  よりは小さく、(326) 式に依りて與へらるゝ  $\tau_{0e}$  の如き中間の値を取らざる可らず。鐵筋の斷面積は概して小なるが故に、その應力度を一定と假定すれば、軸に挿入せられたる縱鐵筋の應裁力度は、 $\tau_e = n\tau_0$  にあらずして、之より遙かに小なる  $\tau_e = \tau_{0e} = 2n\tau_0 / (n+1)$  なる値を有し、且つ鐵筋の周圍の混凝土の應力度は  $\tau_0$  より  $\tau_{0e} = 2n\tau_0 / (n+1)$  に高めらるゝが故に、混凝土の部分のみに就て言へば、鐵筋に近き部分の應力度従つて變形は、之より距たれる部分のそれらより大となる可し。

ムエルシュも亦此の想定を是認し、軸の斷面は鐵筋の周圍に於て、此のために少



許の彎曲を起し、その結果として鐵筋の左右には主應張力に起因する斜めの小龜裂を生ず可き事を結論したり。(第百三十一圖)



第 百 三 十 一 圖

第百三十一圖左圖は縱鐵筋、同右圖は縮鐵筋の場合を示す。此の斜めの龜裂は  $\tau_{\theta}$  が軸周邊の  $\tau_0$  よりも大なる關係上、軸嚙面の螺旋形龜裂に先立つて起るのみならず、此のために著しく鐵筋と混凝土との間の附着を害す可き危險あり。

## 2. 軸の扭力角

バッハの實驗及びグラフの實驗を通じて觀測せらるゝ興味ある現象は、純混凝土軸の破壊扭力角の値が斷面によりて相違し、且つその値が各斷面に就て、彈體公式より算出せる  $K_t$  の値と、畧同一の比を以て變化する事なり。(第六十九表、第百表參照)

ムルジュは之を應力曲線分布の法則に依りて説明せんとし、グラフの實驗に於て圓形斷面に就ては  $\tau_1 = 16 \text{ kg/cm}^2$ 、同中空斷面に就ては  $\tau_1 = 12.6 \text{ kg/cm}^2$  なる最大應裁力度の相違に歸したり。(前章第三節)

第一編第四章 (103), (107) 式により、圓形斷面及び同中空斷面に就て  $\theta = \tau_1 / Gr$  なる關係あるが故に、兩斷面に於ける  $\tau_1$  の値が  $16 : 12.6 = 1.27 : 1.00$  なる比を保つ限り、 $\theta$  も亦之と同一の比を保つ可きものなれど、事實は此の比は  $1.38 : 1.00$  なる値を有す (第百表)

此の解法を是認するとしても、圓形以外の斷面に就ては今猶ほ  $\tau_1$  を算出する方法なきが故に、此の問題は猶ほ姑く未解決に委せざる可らざるは遺憾なり。

次に鐵筋混凝土軸の扭力角は理論上、(323)式によりて表はされ、鐵筋の挿入によりて著しく輕減せられざる可らざる理なるに關せず、既往の實驗はフエッブル (第五十九表)、バッハ (第七十七表及び第八十四表)、グラフ (第百七表) 及びヤング (第百二十二圖) を通じて、何れも軸の扭力角が鐵筋の挿入によりて毫も輕

減せられず、特にフエップルの實驗にありては却つて少許の増大をすら示せり。  
 之を既往の實驗に徴するに、裁力に對して直角の方向に挿入せられたる鐵筋は、  
 混凝土の鐵筋に對する附着強度の不足する結果、充分にその抗裁力に寄與する能  
 はず。著者は扭力角が鐵筋の挿入によりて殆んど影響せられざる、上掲の實驗的  
 事實を、鐵筋の負担する應力度が  $\tau_0 = n\tau_0$  にあらずして  $\tau_0 = 2n\tau_0/(n+1)$  により  
 て表はさる可き、前掲の推論により解釋せんとす。  $n=8$  と假定したる場合にあり  
 ても、 $2n/(n+1) \doteq 1.8$  に過ぎざるが故に、鐵筋の影響は極めて微弱にして、之に  
 依りて扭力角の値に (323) 式によりて表はさるゝが如き影響を期待するは、絶對  
 に不可能なるが故なり。

### 3. 鐵筋と混凝土との附着強度

鐵筋と混凝土の附着強度に關しては、第三編第四章第四節に於てフエップルの實  
 驗値を掲げ、且つ附着強度の性質に就て數言を費やしたりしが、古來此の點に  
 關する研究の結果の公表せられたるもの頗る多く、メナージュエ (Commission du  
 ciment armé: Experiences, rapports, etc. relatives à l'emploi du béton armé. Paris,  
 1907, p. 94) バッハ (Bach: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten  
 Eisens, *Forschungsarbeiten auf dem Geb. des Ing.*, Heft 22, 1905; Versuche mit  
 einbetonierten Thacher-Eisen, *Forschungsarbeiten a. d. Geb. des Ing.*, Heft 39  
 1907; Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängig-  
 keit von der Länge der Eiseneinlagen, *Z. d. V. d. I.* 1911, S. 859 sowie S. 1,270).  
 プロブスト (Probst: Das Zusammenwirken von Beton und Eisen, *Forschungs-  
 arbeiten a. d. Geb. des Eisenbetons*, Heft IV. 1906), クラインローゲル (Kleinogel:  
 Ueber das Wesen und die wahre Grösse des Verbunds zwischen Eisen und Beton,  
 1911), ミュウラァ (Müller: Versuche ueber reine Haftfestigkeit, 1908), プロイス  
 (Preuss: Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton, *Armierter Be-  
 ton*, 1910, Heft 9), ロホランド (Rohland: Die Kolloidnatur des zements und der  
 Eisenbeton, *Armierter Beton*, 1911, Heft 12) は、僅かにその數例に過ぎず。

此等の實驗の結果は之を本節の末尾に要約する所ある可く、此の問題を詳細に  
 亘りて検討する事は本書の範圍を脱するが故に、之を省畧す。唯附着強度に關す  
 る實驗の結果は極めて區々にして、フエップルが推定せるが如く、必ずしも附着強  
 度  $K_h$  が抗裁強度  $K_c$  より小なりとの結論に到達せずと雖も、 $K_h$  が  $K_c$  より大

なる場合にありてもその間に大差なく、加之前述の如く鉄筋と混凝土との間に傳達せらるゝ裁力は、軸嚙面に於ける最大應裁力より大なるを以て、軸の嚙面に應裁龜裂を生ずるに先だちて、鉄筋と混凝土との間に滑動を生ずる事ある可きは想像に難からざるのみならず、 $K_n$  が著しく小なる場合には、鉄筋と混凝土との間の滑動が、軸嚙面の應張龜裂にすら先だつ事あるを豫期せざる可らず。

要するに軸の鉄筋は  $K_n$  に依りて支配せられ、充分にその強度を發揮し難きは、一點疑ひの餘地を有せず、之を以てフエップルの實驗に對する著者の解釋とす。

#### 4. 鉄筋と混凝土との彈性比

鉄筋の彈性係数は、獨逸の如く軟鋼 (Das Flusseisen) を使用する場合と、英米の如く建築鋼 (Structural steel) を使用する場合とに依りて、之を同一に論ず可らず。その間に多少の相違ある可しと雖も、鉄筋の彈性係数を平均、 $E_s = 30,000,000$  lb/in<sup>2</sup> = 2,100,000 kg/cm<sup>2</sup> (プレチユナイダ<sup>7</sup>の實驗値  $E_s = 2,200,000$  kg/cm<sup>2</sup>, 第二編第三章),  $G_s = 12,000,000$  lb/in<sup>2</sup> = 840,000 kg/cm<sup>2</sup> (プレチユナイダ<sup>7</sup>實驗値  $G_s = 830,000$  kg/cm<sup>2</sup> 第二編第三章) と取るものとし、グラフの實驗より許容應力度附近の混凝土彈性係数を求めて、 $E_c = 220,000$  kg/cm<sup>2</sup> (第百九表),  $E_z = 265,000$  kg/cm<sup>2</sup> (第百十一表),  $G_c = 117,000$  kg/cm<sup>2</sup> (第百十二表) とせば、彈性比の値次の如し。

$$\text{抗壓彈性比, } n = E_s/E_c = 2,100,000/220,000 \doteq 10,$$

$$\text{抗張彈性比, } n = E_s/E_z = 2,100,000/265,000 \doteq 8,$$

$$\text{抗裁彈性比, } n = G_s/G_c = 840,000/117,000 \doteq 7.$$

抗壓及び抗張彈性比に就ては茲に論ぜず、フエップルが求めたる實驗値は前掲の如く  $n = 7.5$  (第三編第四章第二節) にして、茲に算出せるものと大差なきが故に抗裁彈性比は  $n = 6-8$  の間に變化す可き事を推定するに足る。

#### 5. 要 約

(1) 鉄筋混凝土軸は圓形断面のものと雖も、扭力を加へられたる後、その断面は平面として止まらず。鉄筋の左右に於て互に反對の方向に少許の局部的彎曲を起す。

(2) 鉄筋の周圍に於ける混凝土は他の部分に比して遙かに大なる應裁力を取り、此のために鉄筋の左右に於て斜めの應張小龜裂を生ず。此の龜裂は軸嚙面の應張螺旋形龜裂に先だつのみならず、ために鉄筋と混凝土の附着を害する危険あ

り。

(3) 軸の抗裁鐵筋はその周囲の混凝土の  $n$  倍の應力を取る事能はず。之より遙かに小にして、 $\tau_e = 2n\tau_0/(n+1)$  なる關係を有す可く、且つ此の場合の  $\tau_e$  は鐵筋と混凝土との間の附着力より大なる事能はざるが故に、鐵筋の有効率は極度に輕減せらる。

(4) 裁力に對抗する鐵筋の効果斯の如く微弱なるが故に、鐵筋混凝土軸の扭力角は之を純混凝土軸のそれに比して、殆んど低減せられず。

(5) 鐵筋と混凝土との間の附着強度  $K_h$  は混凝土の一般的強度と略同一の關係に於て、配合、材齡、用水量、養生法に依りて影響せらるれども、他に猶ほ有力なる因子の加はるものあるが故に、その結果は此等因子の極めて複雑なる函數となる。

(6) 平釘に對する  $K_h$  の値は、畸形釘に對するそれよりも小なり。

(7)  $K_h$  の平均値は鐵筋の徑の増大すると共に増大し、屈點の高き鐵筋に對する  $K_h$  の値は、屈點の低き鐵筋に對するそれよりも大なり。

(8) 混凝土中に挿入 (to imbed in concrete, encastrer dans le béton, zu einbetonieren) せられたる鐵筋の長さの増大するに従つて、 $K_h$  の平均値は遞減す。

(9)\* 平釘に對する  $K_h$  は混凝土の抗裁強度より大ならず。

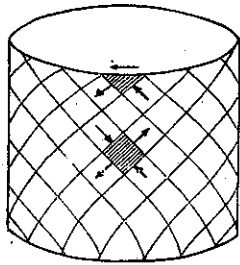
(10) 鐵筋と混凝土との抗裁彈性比は、その抗壓及び抗張彈性比より小さく、通例  $n = G_e/G_b = 6-8$  の間に變化す。

## 第 二 節 鐵筋樣式論

### 1. 混凝土軸の主應力

著者の見聞の範圍内に於ては、混凝土及び鐵筋混凝土軸に關する理論的解法を公にせる學者は、唯獨逸に於けるフュップル、ムエルシュ及びラウシュ (E. Rausch) あるのみ。フュップルの解法は既に第三編第四章第一節に之を紹介したりしが、それは前述の如く裁力に對抗せしむる意味に於て鐵筋の効果を論じたるに過ぎずして、混凝土軸に生ずる斜めの主應張力に對する力學的考察を閉却せるが故に、取つて以て之が解法たらしむるに足らず。ラウシュの研究 (Rausch: Torsionsbewehrung, Zentralblatt der Bauverwaltung, 1921, S. 525) は、扭力を受くる嚙體に於ける縱鐵筋及び環狀鐵筋並びに螺旋筋の効果を論じたるものにして、鐵筋混凝土軸の解

法に資する所尠しとせず。ムエルシュの解法は既に第三編第三章に於て、その一斑を示したりもが、専ら斜めの方向の主應力に對抗せしむる意味に於て鐵筋の効果を論ぜるが故に、理論としては比較的完全なるに近し。



第百三十二圖

第百三十二圖は圓形斷面軸の嚙面に於ける主應力の應力線 (Lines of stress, les trajectoires des tensions, die Spannungstrajektorien) を圖示し、應壓力線と應張力線とは常に互に垂直に交はる。混凝土の應張力がその抗張強度を超過せざる限り、軸は斯の如き應力分布の狀態に於て外力と平衡を保てども、混凝土に龜裂を生じ、從つて張力に對する

その抵抗が消滅したる後は、應張力は全く鐵筋によりて支へられざる可らず。此の見地に立ちて以下、鐵筋各様式の効果を比較研究せんとする。

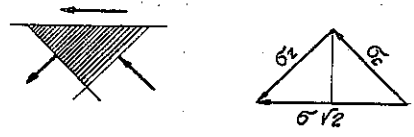
### 2. 縦鐵筋

著者曩きに日本工人俱樂部土木講義録のために、混凝土及び鐵筋混凝土工學を講じ、縦鐵筋のみを有する圓形斷面螺旋杭の設計に對して

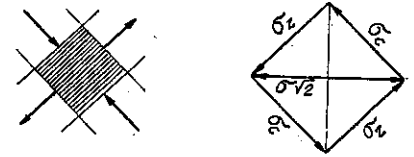
$$M_a = \tau_1 \left[ \frac{1}{2} \pi r^3 + n f_c (r_1^2 / r) \right]$$

$$k_s \geq \frac{2 M_a}{r [\pi r^2 + 2 n f_c (r_1 / r)^2]} \dots \dots \dots (341)$$

の如き公式を制定したりしが、これは混凝土斷面積中より鐵筋斷面積を控除せざりし相違あるのみにして、フエップルの (325) 式と全く同一なり。同様に應載力のみを考慮せるに過ぎざるが故に、鐵筋混凝土軸は斷じて之に依りて設計す可らず。



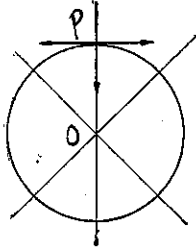
第百三十三圖は軸の嚙面の微分面積を表はす。軸の兩端にありては、主應力度  $\sigma_c = \sigma_s = \sigma$  にして、その鉛直及び水平分力は共に  $\sigma / \sqrt{2}$  によりて表はさるゝが故に、鉛直分力は互に



第百三十三圖

消殺し、水平分力は協力して扭力率と平衡を保つ。同様にして軸の中間の點にありては、2 個の  $\sigma_c$  と 2 個の  $\sigma_s$  とがそれ自體に於て平衡を保つ事、力多角形の作圖によりて明らかなり。今混凝土に龜裂を生じたる時は、軸の兩端にありては

$\sigma_c$  の鉛直分力は縦鐵筋の應張力によりて對抗せらるれども、此の縦鐵筋は毫も水平應力を支へ難きが故に、軸の扭力率は縦鐵筋の挿入に依りて増大せられず。



第百三十四圖

又軸の中間の點を取りて考ふるに、此の點に働く 1 對の  $\sigma_x$  の水平分力は、外より内に向ふ輻射狀壓力を生じ、1 對の  $\sigma_c$  の水平分力は内より外に向ふ輻射狀張力を生ず可し。(第百三十四圖)

混凝土に龜裂を生ぜざる限り、此の輻射狀壓力と張力とは互に平衡を保てども混凝土に龜裂を生じたる後にありては、縦鐵筋は  $\sigma_c$  に起因する輻射狀張力に對抗する事能はざるが故に、直ちに軸の破壊を招來す可く、縦鐵筋のみを使用せる軸にありては、その龜裂扭力率と破壊扭力率との間に大差なく、且つそれらは純混凝土軸の破壊扭力率に比して殆んど相違を認めざる、既往の實驗に共通する結果は、實に此の理によりて説明する事を得可し。

次に軸鐵筋の位置に就ては、既に鐵筋そのものゝ効果を否定する限り、その位置の如きは殆んど問題とするに足らず。例へば矩形斷面軸に於て、邊の中點に挿入せられたる鐵筋は矩形の稜點に挿入せられたる鐵筋に比して、効果大なりとなすヤングの説明(第三編第八章)の如きは、更めて論評するの必要なからむ。況んや破壊時の應力分布が如何なる法則に従ふ可きかと、今猶ほ疑問として解決せられざるに於てをや。

次にバツハの實驗に依る矩形斷面軸に於て、縦鐵筋を中心軸に對して僅かに傾斜せしめたるものゝ龜裂扭力率及び破壊扭力率が、純混凝土軸のそれに比して稍高きは、此の場合の縦鐵筋は多少螺旋筋の性質を有するがためにして、螺旋筋の効果の著大なるに鑑みて、容易にその間の關係を説明し得可し。

### 3. 環狀鐵筋

グラフの實驗に依る分離籠即ち環狀鐵筋のみを使用せる軸にありては、之を抗裁力の方面より論ずれば、籠と籠との間の混凝土は力學的に何等の影響を蒙らざるが故に、環狀鐵筋は扭力率に對して全く無効なりと雖も、軸の破壊は裁力に依らずして、斜めの方向の張力に起因す可きが故に、此のために多少の考慮を費やす要あり。

混凝土に龜裂を生じたる後と雖も、籠鐵筋の間隔にして甚しく大ならざる限り

$\sigma_c$  に起因する輻射状張力は、筒の應張力によりて對抗せらる可し。唯軸の兩端部に於ては  $\sigma_c$  の鉛直分力を支ふ可き縦鐵筋の存在するものなきが故に、之を逆に考ふる時は  $\sigma_c$  の消滅したる後に於て、單獨に  $\sigma_c$  の存在する事を許さず。是れグラフの實驗の示すが如く、環狀鐵筋のみを使用したる軸が、縦鐵筋のみを使用したる軸と同じく、純混凝土軸に比して殆んど何等の扭力率の増大を認めざる所以なり。

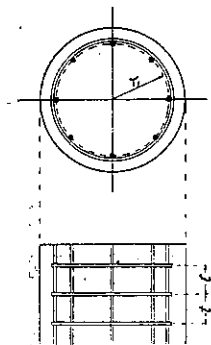
#### 4. 縦鐵筋と環狀鐵筋

縦鐵筋と環狀鐵筋とは各之を單獨に使用する時は、上述の如く殆んどその効果なしと雖も、之を併用する場合には關係は全く一變し、純混凝土軸に比して、その龜裂扭力率には大差なきも、破壊扭力率に於て著しき増大を示す事、グラフの實驗に徴して明かなり。

此の場合にありては  $\sigma_c$  の鉛直分力は縦鐵筋、その水平分力は環狀鐵筋の應張力によりて支持せらるゝが故に、之によりて軸の破壊扭力率の増大を期待し得可くその間の力學的關係次の如し。

混凝土の應壓力は全部その鐵筋列の半徑上に集中せりと假定す。混凝土の凡ての部分、特にその軸心部の應力が猶ほ鐵筋列の半徑上に集中せるが如き想定は、少くとも實際問題として不合理なれど、今姑く此の假定に従ふ。

縦鐵筋に就ては、その員數を  $z$  とせばその間隔  $t = 2\pi r_1 / z$  にして、最も有効にして且つ經濟的なる配筋法は、縦鐵筋と環狀筋との斷面積の比をその間隔の比に等しからしむるにある事勿論なるが故に、若し同一徑の鐵筋を縦横に使用する場



第百三十五圖

合には環狀筋の間隔を  $t$  として、 $t = t$  たる可し。而して此の場合には總代水平力  $S = M_d / r_1$  は  $1/2$  づゝ鐵筋と混凝土とによりて支へられ、且つ混凝土應壓力及び鐵筋應張力の鉛直分力は相等しくして俱に  $S/2$  に等しかる可きが故に、第百三十五圖に於て、縦鐵筋 1 本の支ふる應張力は

$$\begin{aligned} Z_1 &= S/2z = M_d/2zr_1 \\ &= M_d t / 4\pi r_1^2 \end{aligned}$$

なる可し。

同様にして環狀鐵筋 1 本の支ふる應張力は次の如し。

$$Z_2 = St/4\pi r_1 = M_d t / 4\pi r_1^2$$

$t' = t = 2\pi r_1 l$  の場合には

$$Z = Z_1 = Z_2 = \frac{M_a t}{4\pi r_1^2} = \frac{M_a}{2\pi r_1} \dots \dots \dots (342)$$

即ち縦鉄筋と環状筋とは同量の應張力を取る事を知る可く、固より當然の結果にして、此の場合の鉄筋の應力度は次式にて表はさる。

$$\sigma_e = Z/f_e = \frac{M_a t}{4\pi f_e r_1^2} = \frac{M_a}{2\pi f_e r_1} \dots \dots \dots (343)$$

若し  $t' = t$  ならざる場合には

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e' &= Z_1/f_e' = \frac{M_a t'}{4\pi f_e' r_1^2} \\ \sigma_e &= Z_2/f_e = \frac{M_a t}{4\pi f_e r_1^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (343_1)$$

故に鉄筋を最も有効に使用し、従つて (343<sub>1</sub>) 式の  $\sigma_e' = \sigma_e$  をその抗張強度に等しからしめんがためには、 $t'/f_e' = t/f_e$ 、或は  $f_e'/f_e = t'/t$  なる條件を満足せざる可らざる事前述の如し。

此の解法は著者の創見にしてラウシュ又はムルシュの説明とは結果を異にする、その間の取捨は之を世評に問ふ。

此の解法をグラフの實驗 (第百一表) に適用せんに、供試體 52 は之を他の供試體に比較して成績異常なるが故に之を捨て、破壊扭力率  $M_a = 390,000 \text{ kgcm}$  と取るものとすれば、(342) 式を用ひて

$$Z = \frac{390,000 \times 10.8}{4\pi \times 17^2} = 1,160 \text{ kg}$$

而して鉄筋の徑は 10 mm にしてその斷面積  $f_e = 0.785 \text{ cm}^2$  なるが故に、鉄筋の應張力度は (343) 式より

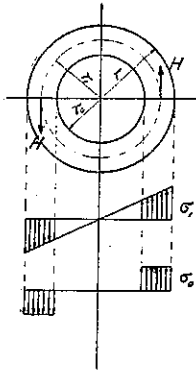
$$\sigma_e = Z/f_e = \frac{1,160}{0.785} \doteq 1,480 \text{ kg/cm}^2$$

之を鉄筋の平均抗張強度  $K_s = 7,553 \text{ kg/cm}^2$  と比較すれば、軸破壊時の鉄筋の應力度  $\sigma_e$  は  $K_s$  の僅かに 20% 弱に過ぎずして、此の鉄筋様式にありては、充分に強度を發揮せしめ能はざるを知る。

次に斯の如き假定の下に於ける混凝土の應壓力を算定せんに、此の應壓力の水平分力は前述の如く  $S' = S/2 = M_a/2r_1$  にして、鉄筋の線上に集中すと假定せられしが、此の假定は決して合理的なるものに非ず。軸の横斷面に於ける應力の分布



に如何なる法則を採用するとも、その總代力の力線をして周邊に近く配置せられし鐵筋の線上にあらしむる事能はざればなり。唯軸が中空断面なる場合に限りて、此の假定は比較的合理的なるに庶し。



第百三十六圖

第百三十六圖の如き圓形中空断面に於て、應力が等變分布の假定に従ふ時は

$$\begin{aligned}
 S' &= \int \sigma df = \int_{r_0}^r \frac{\sigma_1}{r} \rho 2\pi \rho d\rho \\
 &= \frac{2\pi\sigma_1}{r} \int_{r_0}^r \rho^2 d\rho \\
 &= \frac{2}{3} \frac{\pi\sigma_1(r^3 - r_0^3)}{r} = \frac{M_a}{2r_1} \\
 \therefore \sigma_1 &= \frac{3}{4} \frac{M_a r}{\pi r_1 (r^3 - r_0^3)} \dots\dots\dots(344)
 \end{aligned}$$

又應力が等布分布の假定に従ふ時は

$$\begin{aligned}
 S' &= \int \sigma df = \int_{r_0}^r \sigma_0 2\pi \rho d\rho = 2\pi\sigma_0 \int_{r_0}^r \rho d\rho \\
 &= \pi\sigma_0(r^2 - r_0^2) = \frac{M_a}{2r_1} \\
 \therefore \sigma_0 &= \frac{M_a}{2\pi r_1 (r^2 - r_0^2)} = \frac{2}{3} \frac{r^3 - r_0^3}{r(r^2 - r_0^2)} \sigma_1 \dots\dots\dots(345)
 \end{aligned}$$

而して斜めの方向の混凝土の應壓力度は  $\sqrt{2} \sigma_1, \sqrt{2} \sigma_0$  なる可きが故に

$$\sigma_c = \frac{3\sqrt{2}}{4} \frac{M_a r}{\pi r_1 (r^3 - r_0^3)} \dots\dots\dots(346)$$

$$\sigma_c = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{M_a}{\pi r_1 (r^2 - r_0^2)} \dots\dots\dots(347)$$

實際の混凝土の應壓力度は此の兩式によりて表はさるゝ  $\sigma_c$  の中間にある可しと雖も、此等の公式の當否に關して、實驗の徴す可きものなきを遺憾とす。

5. 螺旋鐵筋

此の場合には鐵筋は直接主應張力に抵抗し得るが故に最も有効なるは、理論及び實驗の明示する所にして、此の時も混凝土の應壓力が鐵筋の線に集中せりと假定せば、混凝土應壓力、鐵筋應張力の水平分力  $H_b, H_c$  は相等しく、且つ

$$M_a = (H_b + H_c)r_1 = 2Hr_1, \quad \therefore H = M_a/2r_1$$

なるを以て、螺旋筋 1 本の支ふる應張力け

$$Z = H\sqrt{2} / z = \frac{M_a}{2r_1\sqrt{2}} \dots\dots\dots(348)$$

第三編第三章第三節参照。又鐵筋の應力度は (319) 式によりて表はさる。即ち

$$\sigma_s = Z / f_s = \frac{M_a}{2r_1 f_s \sqrt{2}}$$

此の公式をムルシユの實驗 (第三編第三章第三節) に適用したる結果は、既に之を第五十二表に掲げたりしが、更に之をグラフの實驗 (第三編第六章第四節) に適用せんに、 $M_a = 700,000 \text{ kgcm}$  として (346) 式より

$$Z = \frac{700,000}{7 \times 17 \times \sqrt{2}} = 4,160 \text{ kg}$$

鐵筋の應力度は (319) 式より

$$\sigma_s = \frac{4,160}{0.785} = 5,300 \text{ kg/cm}^2$$

此の  $\sigma_s$  は鐵筋の抗張強度  $K_s = 7,553 \text{ kg/cm}^2$  の 70% 強に當る。但し此の軸にありては  $M_a = 700,000 \text{ kgcm}$  にては、未だ完全に軸の破壊を見ざりしこと、前述の如くなるが故に、 $\sigma_s$  の値が  $K_s$  に到達することなかりしは當然なりとす。

次に此等の算式を用ふる場合の混凝土の應壓力を算出せんに、前項の場合と同様にして圓形中空斷面に對して、此の場合にも  $S' = M_a / 2r_1$  なるが故に同様に (346), (347) 式を使用し得可し。

此の公式をムルシユの實驗に適用すれば、第五十一表より供試體 IX, X に就ては平均  $M_a = 103,250 \text{ kgcm}$  なるが故に、(346), (347) 式より夫々

$$\sigma_o = \frac{3\sqrt{2}}{4} \frac{103,250 \times 13}{10.5\pi(13^3 - 8.1^3)} \doteq 25.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{\sqrt{2}}{2} \frac{103,250}{10.5\pi(13^3 - 8.1^3)} \doteq 21.3 \text{ kg/cm}^2$$

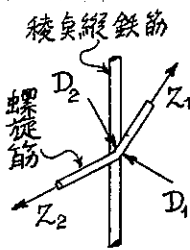
又供試體 XI, XII に就ては平均  $M_a = 143,750 \text{ kgcm}$  なるが故に同様に

$$\sigma_o = 37.3 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_c = 30.7 \text{ kg/cm}^2$$

此等の値は混凝土の抗壓強度  $K_c$  に比して遙かに小なるが故に、此の場合の混凝土の應壓力は全く之を考慮の外に置いて可なり。中空斷面にあらざる充斷面に對して (319) 又は (343) 式を準用する場合には、軸心部の混凝土の存在そのも

のを全く度外視するに非ざる限り、軸の断面は力學的平衡を保つ能はず。而も軸心部混凝土は周邊部混凝土の應力を軽減す可き性質あるは動かし難き事實なるが故に、實際問題としては (319), (343) 式を使用するに方りては、混凝土の應壓力に對して考慮を拂ふ事を要せず。

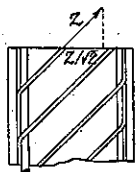
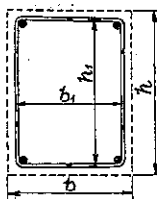
次に此の理論を矩形又は正方形断面に擴張せんに、此の場合にムールシュの與へたる公式は次の如し (E. Mörsch: Der Eisenbetonbau, 1922, I. Bd. 2. Hälfte, S 281)



第三百三十七圖

軸の扭力率はその最大値に達し、鐵筋の外側混凝土が應張龜裂のため剝落し、或は殆んど剝落す可き状態に達したる時は、斜めの鐵筋によりて2個の稜點の間に傳達せらる可き何等の力も存在せざるが故に、螺旋筋の直線部にありては應力一定なる可し。ムールシュの推論は此の假定より出發す。第三百三十七圖に於て一つの稜點縦鐵筋の左右に於ける螺旋筋の應張力を  $Z_1, Z_2$ 、之と平衡を保つ可き混凝土の應壓力を  $D_1, D_2$  とすれば、 $D_1 + Z_1$  及び  $D_2 + Z_2$  にして、水平の方向に於ける平衡條件より  $D_1 = Z_1, D_2 = Z_2$  又鉛直の方向に於ける平衡條件より  $D_1 + Z_1 = D_2 + Z_2$  を得るが故に

$$D_1 = D_2, Z_1 = Z_2$$



第三百三十八圖

第三百三十八圖に於て螺旋筋の員數を  $z$  とせば、矩形の断面に於て長邊の側に現はるゝ螺旋筋の員數は

$$z_1 = \frac{zh_1}{2(b_1 + h_1)}$$

又短邊の方に現はるゝそれは  $z_2 = \frac{zb_1}{2(b_1 + h_1)}$

故に  $Z$  の水平分力  $Z/\sqrt{2}$  によりて支へらるゝ扭力率は  $D$  の水平分力  $D/\sqrt{2}$  によりて支へらるゝ扭力率と相等しく、此等は俱に  $M_a/2$  なるを以て

$$\frac{M_a}{2} = \frac{Z}{\sqrt{2}} \left[ \frac{zh_1 b_1}{2(b_1 + h_1)} + \frac{zb_1 h_1}{2(b_1 + h_1)} \right] = \frac{Zzh_1 b_1}{\sqrt{2}(b_1 + h_1)}$$

$$\therefore Z = \frac{\sqrt{2} M_a (b_1 + h_1)}{2zb_1 h_1} \dots\dots\dots (349)$$

従つて

$$\sigma_c = \frac{\sqrt{2} M_a (b_1 + h_1)}{2zf_0 b_1 h_1} \dots\dots\dots (350)$$

(350) 式は既に之をヤングの實驗に適用したりしが (第百十九表), 更に之を  
 パッハの實驗に依る正方形断面及び矩形に適用せんに, 第九十八圖の正方形断面  
 に就ては,  $b_1=h_1=26.7$  cm,  $z=8$ ,  $M_u=406,667$  kgcm,  $f_c=0.41$  cm<sup>2</sup>

$$\therefore Z=2,692 \text{ kg}, \quad \sigma_c=6,566 \text{ kg/cm}^2$$

第百四圖の矩形断面に就ては,  $b_1=17.7$  cm,  $h_1=38.7$  cm,  $z=8$ ,  $M_u=370,833$  kgcm,  
 $f_c=0.41$  cm<sup>2</sup> にして

$$Z=2,698 \text{ kg}, \quad \sigma_c=6,580 \text{ kg/cm}^2$$

故に正方形及び矩形断面に就て算出せる  $\sigma_c$  の値は正確に一致す。而も此の場  
 合の  $\sigma_c$  は  $\phi 7$  mm 鐵筋の抗張強度  $K_s=5,929$  kg/cm<sup>2</sup> に比して約 10% 強高し。  
 斯の如き現象は正方形及び矩形兩断面に共通なるのみならず, 前掲ヤングの實驗  
 (第百十九表) にありても明白に之を認むる事を得るが故に, 決して實驗上の偶然  
 と解す可らず。

之に對してムールシュは解釋を施し, (349), (350) は軸心部混凝土の應壓力を  
 無視せる公式なるが故に, 此の結果は上記の實驗に於て, 軸心部混凝土に未だ應  
 張龜裂を生ぜず, 従つて此の部分の混凝土がそれ自體にて扭力率に抵抗し得たる  
 事を示すと断定したりしが, 著者は俄かに此の見解に與みせず。果してムールシュ  
 の説くが如くならば, (349), (350) 式と同一の假定の下に立つ (346), (319) 式  
 に依りて圓形断面に就て算出せられし  $\sigma_c$  の値の間にも, 亦斯の如き關係が成立  
 せざる可らざるに係らず, 圓形断面にありて此の事實なきは如何。(350) 式によ  
 る  $\sigma_c$  が  $K_s$  より大なるに關せず, (319) 式による  $\sigma_c$  が  $K_s$  よりも遙かに低き  
 を, ムールシュは果して何によりて説明せんとするか。

ムールシュの基本假定を檢討せんに, 表面混凝土の剝落を理由として鐵筋の應力  
 を稜點と稜點との間に於て一定と見做したれど, 此の場合にも内側混凝土と鐵筋  
 との間の附着は未だ消滅せず。如何となれば両者が完全に切離し, 従つてその間  
 に何等裁力の傳達なきに至らば, 軸は最早や寸毫と雖も扭力率に抵抗する事能は  
 ざる可きを以てなり。果して然らば稜點と稜點との間に於て, 螺旋筋の應力が必  
 ずしも一定なるを必要とせず。實に  $D_1=Z_1$ ,  $D_2=Z_2$ ,  $D_1+Z_1=D_2+Z_2$  なる關係  
 は  $D_1=D_2=Z_1=Z_2=0$  の條件を以てしても亦満足せらる可きを以て, 必ずしも  
 $Z_1=Z_2$  なる事を必要とせず。

彈體矩形軸の断面に於ける應力分布は第一編に詳述せるが如く, 長邊の中點に

於て最大、短邊の中點に於ける應力度は之と  $\tau_1 \cong \tau_2 \cong (\tau_1/1.347) = 0.74 \tau_1$  なる關係を保ち（第一編第四章第三節）、且つ斷面の4稜に於ては應力零なり。此の理論は之を混凝土軸の破壊に適用し難き事勿論なりと雖も、軸の破壊時にありても力學的平衡の條件に至りては不動なる可きが故に、斷面の稜點にありては依然として應力零なりと假定する事は決して不合理と言ふ可らず。此の見地に立ちて著者は、螺旋筋の應力が一定、従つて之に對抗す可き混凝土の應力度が邊の中點に於ても稜點に於ても同一なりとするムルシュの假定、従つてその上に制定せられたる (349), (350) の如き公式の力學的合理性を認むる事を憚る。

混凝土矩形軸の斷面に於ける應力分布は今猶ほ理論的にも實驗的にも、その法則を見出し難きが故に、固より該軸に對する螺旋筋の効果を合理的に公式化す可き手段を有せざるは著者の最も遺憾とする所なれど、過渡期の應急策としてムルシュの (350) 式を軸設計の基礎として採用する場合には、此の公式が含む理論的誤謬は軸の設計を安全側に導く可きことは、之を上掲の算字計算に徴して明かなる可し。

最後に龜裂扭力率に對する鐵筋の應張力度に關して、二、三の補論を加へんとす。純混凝土軸に對する鐵筋混凝土軸の餘剩扭力率  $M'_d$  は、鐵筋によりて直接支へられたる扭力率なるが故に、此の時の螺旋筋の應力度は (318) 式（第三編第三章第三節）より見出され、此の公式をムルシュの實驗に適用したる結果は、既に之を第五十一表に表示したりしが、第三編第六章のグラフの實驗にありては、龜裂彎曲率の比較に於て第九十七表及び第一百一表より、 $M'_d = 270,000 - 233,333 = 36,667 \text{ kg/cm}$ ,  $z = 7$ ,  $f_c = 0.785 \text{ cm}^2$ ,  $r_1 = 17 \text{ cm}$  として (318) 式より

$$\sigma_s = \frac{36,667 \times 1.414}{7 \times 17 \times 0.785} = 555 \text{ kg/cm}^2$$

此の實驗に於ける混凝土の抗張強度は  $K_s = 11.5 \text{ kg/cm}^2$  なるが故に、 $\sigma_s \doteq 50 K_s$  にして、前掲ムルシュの實驗に於ける  $\sigma_s = 1,163 - 1,170 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_s \doteq (120 - 130) K_s$  とは甚しく相違すれども、兩實驗を通じて軸龜裂時、換言すれば混凝土破壊時の鐵筋應力  $\sigma_s$  と混凝土應力  $\sigma_c$  との間には、最早や  $\sigma_s = n\sigma_c$ ,  $n = E_s/E_c \doteq 10 - 15$  なる關係が成立せず、此の場合にも猶ほ彈性比なる用語を許すものとするれば、彈性比  $n$  は混凝土破壊の状態に近づくに従つて急激に増進する事を窺ふ可し。

## 6. 要 約

(1) 混凝土軸に鐵筋を挿入するは専ら之を斜めの方向の主應張力に對抗せしむるにあるを以て、縦鐵筋又は環狀鐵筋を單獨に挿入せる軸にありては、軸は毫も之によりて補強せられず。

(2) 縦鐵筋と環狀鐵筋とを併用せる軸にありては、鐵筋の應力は  $45^\circ$  の方向に於けるその分力によりて軸の主應張力に對抗し得るが故に、龜裂扭力率及び破壞扭力率ともに純混凝土軸のそれよりも大なり。

(3)  $45^\circ$  の方向に螺旋筋を挿入せる軸にありては、鐵筋は直接主應張力に對抗するが故に、鐵筋の効率最も大にして龜裂扭力率及び破壞扭力率ともに純混凝土軸のそれよりも遙かに大なり。

(4) 前項の軸の破壞は鐵筋の外側の混凝土の剝落に始まり、螺旋筋の切斷、或はその脱離、或は軸の崩壞に終る。混凝土の應壓力は通例之を考慮するを要せず。

(5)\* 混凝土破壞時の鐵筋及び混凝土の應張力度  $\sigma_s$ ,  $\sigma_c$  は  $\sigma_s = n'\sigma_c$  として、此の  $n'$  は普通に假定せらるゝ彈性比  $n = E_s/E_c$  の 5-8 倍にも達す。

## 第 三 節 圓形斷面軸の設計

以上の説明に依りて鐵筋混凝土軸の最も有効なる配筋法は、扭力率の方向に中心軸と  $45^\circ$  の角をなして交はる螺旋筋に外ならざる事を知るが故に、以下此の方針に基きて鐵筋混凝土軸の設計を論ず可し。

鐵筋混凝土軸の設計に方りて第一の論點を構成するものは、混凝土の抗扭強度を無視するや否やに在り。獨逸鐵筋混凝土構造標準規定 (1916 年 1 月 13 日) に於ては、混凝土の許容應力度 (Teil II. § 18, Zulässige Spannungen) の條項に、抗壓強度  $k_c = 25-35$ , 抗曲強度  $k_b = 30-40$ , 抗裁強度  $k_s = 4$ , 附着強度  $k_h = 4.5$ , 抗扭強度 (矩形斷面に對し)  $k_a = 4 \text{ kg/qcm}$  の如き規定を設く。抗扭強度の規定を設けたるは正に獨逸を以て嚆矢とす可しと雖も、此の場合に使用す可き公式を示さざるが故に、茲に所謂抗扭強度の意味は不明瞭なるを免れず。何れにしても抗張強度と同一義を有する微弱なる混凝土の抗扭強度に依頼する事は、鐵筋混凝土の特性を害するが故に、著者は桁に於て通例混凝土の張力を無視するが如く、軸に於ても混凝土の張力を無視するを以て至當なりと思惟す。之を實例に徴するに軸の龜裂扭力率は、螺旋筋を挿入したる場合と雖も、方形斷面に於て純混凝土軸の

それに比して 51% (第七十二表), 矩形断面に於て 46% (第八十表), 圓形断面に於ては僅かに 16% (第百二表) を増すに過ぎず。

而して軸に於て混凝土を壓力にのみ抵抗せしめ, 張力は専ら之を螺旋筋によりて取らしむる場合には, 軸嚙面の混凝土に應張龜裂の發生するを覺悟せざる可らずと雖も, 鐵筋の應力度を普通に假定せらるゝ許容強度の範圍内に限定する時は, 軸嚙面の龜裂は猶ほ未だ甚しからず, 加之此の龜裂は細筋を密に挿入する事によりて之を毛細龜裂の範圍に止め得るが故に, 上記の想定は實地上毫も支障なし。

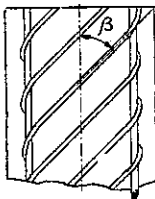
此の場合に使用して鐵筋の斷面積を定む可き公式は (319) 式より

$$f_s \geq \frac{M_a}{2r_1 k_s \sqrt{2}} \dots\dots\dots (351)$$

茲に  $k_s$  は鐵筋の許容抗張強度とす。鐵筋員數  $n$  を成る可く大きく, 従つて  $f$  を成る可く小さくする事は, 設計方針上の要諦なるは勿論とす。但し此の場合に於ても (346), (347) 式の與ふる  $\sigma_c$  の値は混凝土の許容抗壓強度  $k_c$  を超過す可らざるは言ふを俟たず。以下同斷。

螺旋筋の代りに縦鐵筋と環狀鐵筋とを併用する場合には (343) 式より

$$f_s \geq \frac{M_a}{2nr_1 k_s} \dots\dots\dots (352)$$



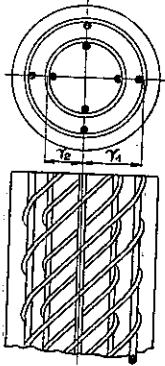
第百三十九圖

茲に  $n$  は縦鐵筋員數にして, 環狀鐵筋は縦鐵筋と同一間隔に挿入す可し。

次に螺旋筋の方向が中心軸と 45° の角をなさず。此の角が  $\beta$  を以て表はさるゝ場合には,  $\beta$  が 45° より大なると小なるとに論なく鐵筋の効率是从つて減じ (第百三十九圖),  $Z \sin \beta$ ,  $Z \cos \beta$  の内何れか小なる方の値によりてその扭力抵抗を限定せらる可きが故に, (351) 式の代りに次式を用ふ可し。

$$\left. \begin{aligned} f_s &\geq \frac{M_a}{2r_1 k_s 2 \sin \beta}, & \beta &\leq \frac{\pi}{4} \\ f_s &\geq \frac{M_a}{2r_1 k_s 2 \cos \beta}, & \beta &\geq \frac{\pi}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (353)$$

最後に著者は著大なる扭力率に抵抗せしむる軸にありては, 半径  $r_1$  の圓周上に挿入する螺旋筋の員數は, 之を無限に増大せしめ難きが故に, 更にその内側に螺旋筋を挿入す可き事を提言せんとす。



第四百十圖

此の場合に使用す可き公式次の如し。

- $r_1$ ; 外側螺旋筋半徑
- $r_2$ ; 内側同 上
- $n_1$ ; 外側螺旋筋員數
- $n_2$ ; 内側同 上

とせば、外側螺旋筋の應力度が  $\sigma_1 = k_e$  に達せし時の内側螺旋筋の應力度は、 $\sigma_2 = k_e r_2 / r_1$  によりて表はさる可きが故に、内外同一の大きさの鐵筋を使用するものとすれば、外側螺旋筋及び内側螺旋筋によりて支へらるゝ扭力率は夫々

$$M_1 = n_1 f_e k_e r_1 / \sqrt{2}, \quad M_2 = n_2 f_e k_e r_1 \left( \frac{r_2}{r_1} \right)^2 / \sqrt{2}$$

にして、その和は混凝土によりて支へらるゝ扭力率に等しく、俱に  $M_d/2$  に等しきが故に、此の場合には次式を使用す可し。

$$f_e \geq \frac{M_d}{r_1 k_e \sqrt{2} [n_1 + n_2 (r_2/r_1)^2]} \dots\dots\dots (354)$$

但し應力曲線分布の結果として、 $\sigma_2 > k_e r_2 / r_1$  なる可きが故に、(354) 式を用ひて設計せられたる軸は餘分の安全を與へらる。

#### 第 四 節 方形及び矩形断面軸の設計

此の場合には假りに (350) 式を使用し矩形断面に對しては第三百三十八圖より

$$f_e \geq \frac{M_d (b_1 + h_1)}{z k_e b_1 h_1 \sqrt{2}} \dots\dots\dots (355)$$

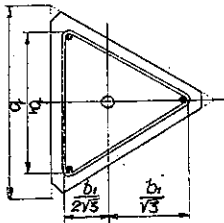
方形断面に對しては  $b_1 = h_1$  として

$$f_e \geq \frac{M_d \sqrt{2}}{z b_1 k_e} \dots\dots\dots (356)$$

此の公式は決して理論的に正確なりと言ふ可らざるも、此等の公式は軸に餘分の安全を與ふ可き事前述の如し。

#### 第 五 節 その他の断面の軸の設計





第百四十一圖

第百四十一圖の如き三角形断面に對しは、前節の方形断面の場合の假定と推論とを用ひ

$$f_s \geq \frac{M_d \sqrt{6}}{z b_1 k_s} \dots \dots \dots (357)$$

圖より此の公式の理論上不完全なる事は、(355)、(356)式と同一なり。

正六角形、正八角形の如き正多角形断面にして、圓形螺旋筋を使用せる軸に對しては、圓形断面に就ての公式 (351)、(353)、(354) 式を準用す可し。

凡て桁にして彎曲率と同時に扭力率の作用を蒙る場合には、桁としての鐵筋の外、此等の公式を使用して算出せる螺旋筋を 45° の方向に挿入す可く、扭力率の方向が逆轉するが如き特殊の場合には、此等の螺旋筋を右曲りと左曲りととの 2 方向に挿入す可きこと勿論とす。

### 第三章 鐵筋混凝土螺旋杭の實例

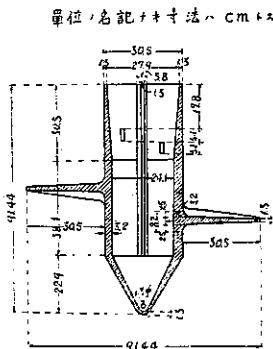
東京府下新荒川放水路上に架設せられし江北橋、堀切橋、四ッ木橋、小松川橋船堀橋の如き木造公道橋は、橋脚として圓形断面鐵筋混凝土螺旋杭 (Screw pile, le pieu hélicoïdal, der Schraubenpfahl) を使用せる特例なるが故に、次に之を略説す可し。荒川沿岸の一般的地質構成は A. P.-20 尺附近迄は砂層及び粘土層交錯すれど、以下 A. P.-100 尺附近に至る間は含水量多き微粒沈泥 (Silt) にして、基礎として極めて不適當なるが故に、上記の橋梁橋脚に於ては徑 45.45 cm (低水路) 又は徑 30.30 cm (洪水敷) の圓形断面鐵筋混凝土杭の尖端に、徑 91.44 cm の鑄鐵製螺旋双を取付け、杭の底面支持面積を増大し、從て杭は打込みに依らずして扭込み法を採用し、以て杭 1 本當り約 10<sup>t</sup> の荷重を負はしめたるものにして、第百四十二圖は徑 45.45 cm 杭の設計圖とす。

杭取扱ひのためには 5<sup>t</sup> 人力捲揚機 (Handwinch)、杭扭込みのためには絞盤 (Capstan) を使用し、之に人夫 8 人を專屬せしむ。螺旋双が砂層又は粘土交り砂層を貫通する場合にありては、上記の絞盤を以てしては杭を扭込む事能はず、強いて之を扭込まんとする時は杭を破損せしむる危險あるを以て、此の場合には水の噴射 (Water jet) によりて螺旋双附近の砂を排除しつゝ扭込みを續く。此のため 15 馬力電動機 (三相交流, 200-220 Volts, 50 Cycles, 1,500 R. P. M.) 及

は10馬力、3聯嚙形唧子唧筒 (Plunger pump) を使用したりしが、此等を詳論する事は著者の本旨に非ず。唯著者が本編に於ける研究の結果に基づきて、此等の螺旋杭の設計を検討する事は、此の種の杭の今後の設計上多少の意義ある可きを信ずると共に、著者はそこに絶大なる興味を覺ゆ。

次に著者の見解を列記す。

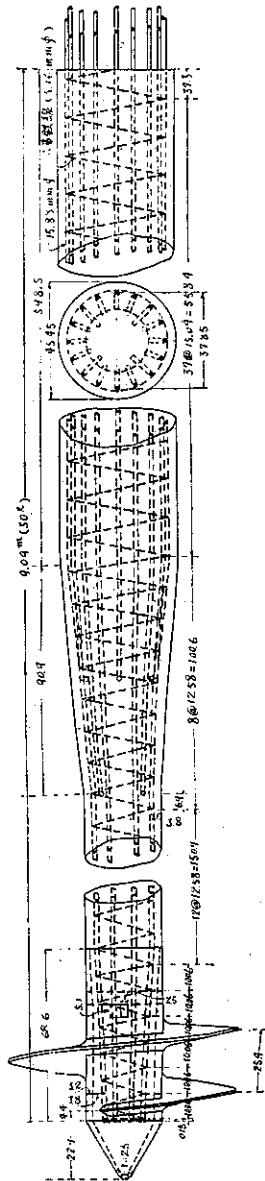
(1) 此の設計にありては、徑 30.30 cm の杭に對して 19.05 mm φ 縦鐵筋 8 本、徑 45.45 cm の



第四百十二圖

するを以て設計上優れりとす。

但し螺旋筋と同時に縦鐵筋を使用せる、本例の如き場合にありては (353) 式を使用す可らずして、之に多少の修正を加ふるの要あり。一般に第三百三十九圖の



杭に對して 15.88 mm φ 縦鐵筋 16 本を使用するに關せず、螺旋筋として六番鐵線 (5.16 mm φ) 僅かに 1 本を單絲螺旋として挿入せるに過ぎざるは、螺旋杭として扭込みの際の扭力率に抵抗せしむる意味より言へば甚だしく不充分にして、極端に均衡を失す。

(2) 杭は扭込みの際の扭力率のみならず扭込み前及びその後に於て、彎曲率及び軸壓力を蒙る事勿論なれど、軸壓力に對してもコンシデエル式に於て見るが如く螺旋筋を密に挿入して、縦鐵筋を少なくする方が遙かに有効にして經濟的なり。

(3) 彎曲率に對しても上記の縦鐵筋は寧ろ必要以上に過剰なるが如し。此の場合にありても螺旋筋は所謂桁の斜張力に對して、最も有効に抵抗し得るものとす。

(4) 本設計例に於けるが如く螺旋筋の角度を緩にして單絲螺旋式とするよりも、此の角度を 45° として多絲螺旋式を採用

$\beta$  が  $\pi/4$  より小なる時は螺旋筋に環状鉄筋を追加し,  $\beta$  が  $\pi/4$  より大なる時は之に縦鉄筋を追加して抵抗力の不均衡を匡正補足すれば, 鉄筋効率の減損を緩和する事を得可きは理論上自ら明らかにして, 螺旋筋の發揮し得る扭力抵抗の最大限は

$$\left. \begin{aligned} M_a &= 2zr_1k_e f_c \cos \beta, & \beta &\leq \frac{\pi}{4} \\ M_a &= 2zr_1k_e f_c \sin \beta, & \beta &\geq \frac{\pi}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(358)$$

にして, 螺旋筋のみに依る扭力抵抗は (353) 式より

$$\left. \begin{aligned} M_a' &= 2zr_1k_e f_c \sin \beta, & \beta &\leq \frac{\pi}{4} \\ M_a' &= 2zr_1k_e f_c \cos \beta, & \beta &\geq \frac{\pi}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(358_1)$$

なるが故に, (358) 式の  $M_a$  より (358<sub>1</sub>) 式の  $M_a'$  を控除せる差額を  $\Delta M_a$  とせば, 此の差額は夫々環状鉄筋又は縦鉄筋に依りて支へられざる可らず。従つて

$$\left. \begin{aligned} \Delta M_a &= 2zr_1k_e f_c (\cos \beta - \sin \beta) \\ &= M_a (1 - \tan \beta), & \beta &\leq \frac{\pi}{4} \\ \Delta M_a &= 2zr_1k_e f_c (\sin \beta - \cos \beta) \\ &= M_a (1 - \cot \beta), & \beta &\geq \frac{\pi}{4} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(359)$$

(359) 式の  $\Delta M_a$  を (342) 式の  $M_a$  に代入して次式を得可し。

螺旋筋と環状筋とを併用する場合には, 後者の断面積を  $f_2$ , その間隔を  $t_2$  として (358) 式を用ひ

$$\left. \begin{aligned} f_2 &\geq \frac{M_a}{zr_1k_e 2 \cos \beta} \\ f_2 &\geq \frac{M_a (1 - \tan \beta) t_2}{4\pi r_1^2 k_e} \end{aligned} \right\} \beta \leq \frac{\pi}{4} \dots\dots\dots(360)$$

螺旋筋と縦鉄筋とを併用する場合には, 後者の断面積を  $f_1$ , その間隔を  $t_1$  として同様に (358) 式を用ひ

$$\left. \begin{aligned} f_1 &\geq \frac{M_a}{zr_1k_e 2 \sin \beta} \\ f_1 &\geq \frac{M_a (1 - \cot \beta) t_1}{4\pi r_1^2 k_e} \end{aligned} \right\} \beta \geq \frac{\pi}{4} \dots\dots\dots(361)$$

$\beta \leq \pi/4$  の場合に縦鉄筋を用ひ,  $\beta \geq \pi/4$  の場合に環状筋を用ひる事の無効な

るは説明を要せず。

(361) 式を用ひて本設計例の杭を吟味するに、 $f_c=0.208 \text{ cm}^2$ ,  $z=1$ ,  $r_1=19 \text{ cm}$ ,  $\sin \beta=0.99219$ ,  $k_c=1,050 \text{ kg/cm}^2$  として (361) 式の第一式より

$$M_u=0.208 \times 19 \times 1,050 \times 2 \times 0.99219=8,200 \text{ kg cm}$$

次に此の  $M_u$  の値を用ひ、 $\cot \beta=0.12573$ ,  $z_1=2\pi r_1/t_1=16$ , 而して  $k_c$  の値を同一と取れば (361) 式の第二式より

$$f_1=\frac{8,200 \times 0.87427}{2 \times 19 \times 16 \times 1,050}=0.0112 \text{ cm}^2$$

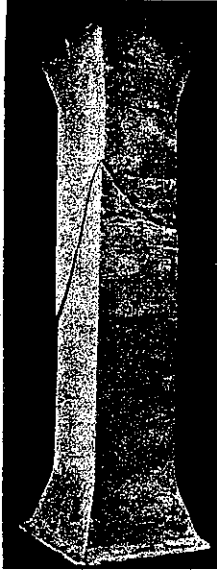
而して實際に使用せる縦鐵筋の斷面積は  $f_1=1.98 \text{ cm}^2$  なるが故に、單に扭力の方面のみより論ずる時は、此の設計にありては鐵筋が如何に不經濟に使用せられたるかを察知するに足る可し。

#### 第 四 章 結 論

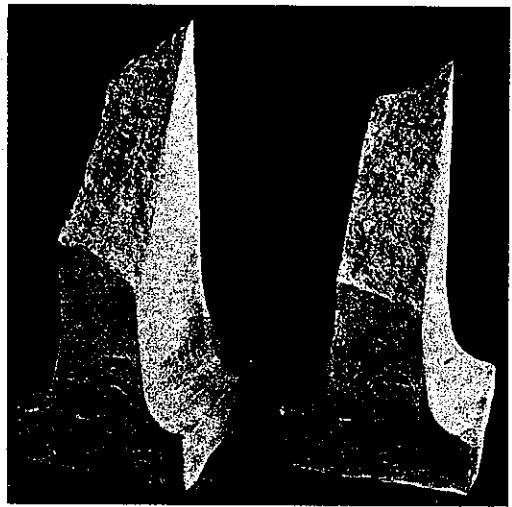
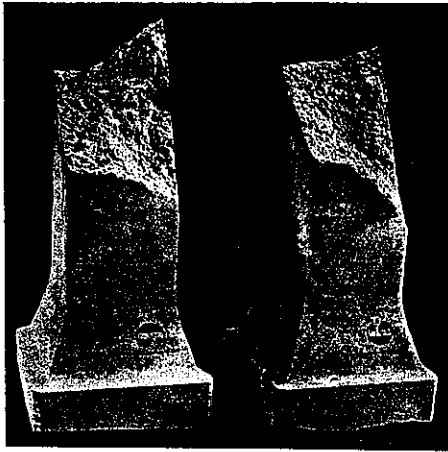
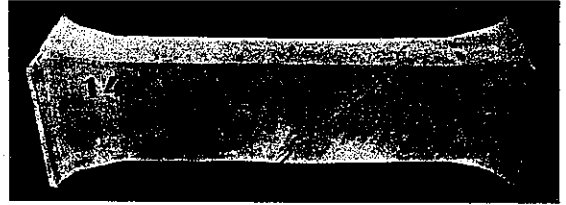
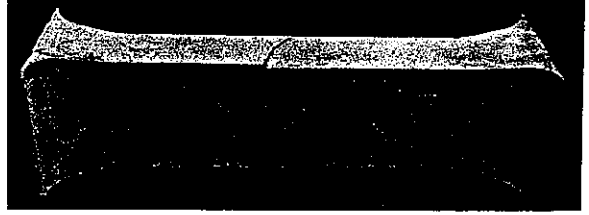
著者は本論第一編に於て古來獨佛諸國の學徒によりて發表せられたる扭力の理論及び實驗を紹介して之を論評し、第二編に於て鋼、鍊鐵、鑄鐵、木材及び混凝土の如き材料に依る軸破壞の原理を論じ、第三編に於て 1904 年以來獨佛米諸國の學徒によりて發表せられたる鐵筋混凝土軸扭力實驗の結果を紹介して、之に應用扭力論の根據を求め、第四編に於て混凝土及び鐵筋混凝土軸に對する理論的研究を試み、此等の軸の設計公式を與へたりしが、混凝土の性質及び鐵筋の力學的効果その他に關して、著者が既往の實驗に徴して合理的なりと信ずる根柢の上に要約したりし種々の想定は、猶ほ多少の疑義を存する事前掲の如く、彈性係數に對する混凝土材齡の影響、應力度と  $E_c$ ,  $E_s$ ,  $G$  との間の關係、混凝土のポアソン比例數  $m_c$ ,  $m_s$  の値、混凝土に於ける  $K_1/K_2$  の比、同じく  $K_u/K_s$  の比その他の如き、猶ほ之を後世の實驗に依りて確證せられむ事を待つや切なり。

然れども此の方面に於ける混凝土の實驗的研究のためには、別にその人あり。著者は應用扭力論の見地に立ちて本編第二章及び第三章に示せる設計公式、特に (352), (353), (354), (360), (361) の如き諸公式を著者自らの實驗に依りて驗證せんとする計畫を樹てたれど、未だその結果を公表するの運びに至らざるが故に、之を他日に保留するの已むなきを遺憾とす。(完)

寫真第七

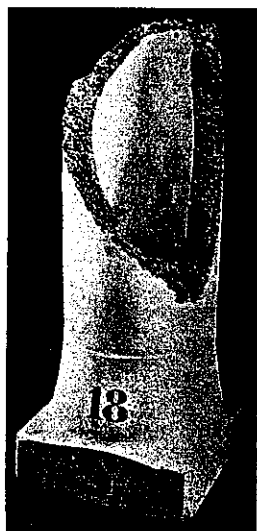
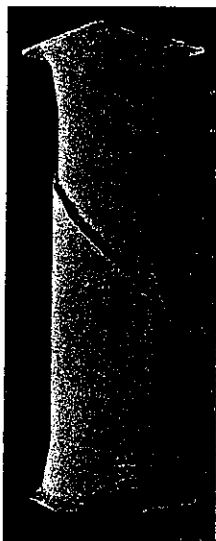


寫真第八

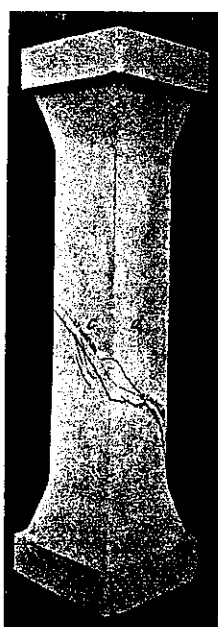
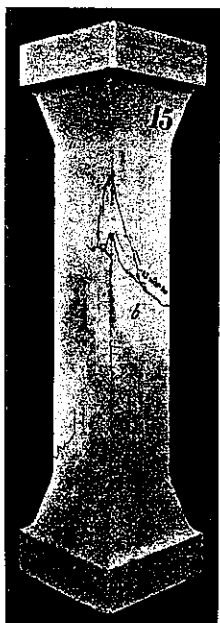


(土木學會誌第十一卷第六號附圖)

寫真第九

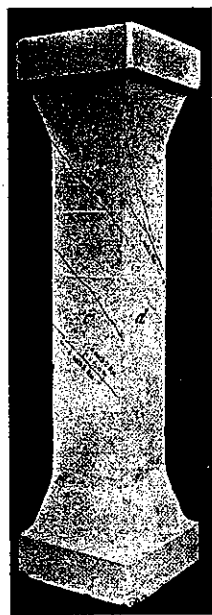
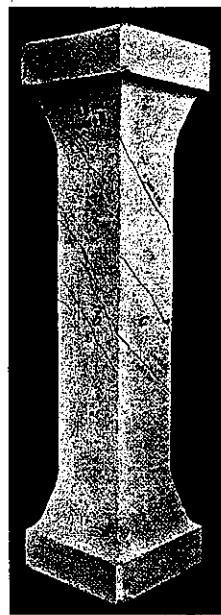
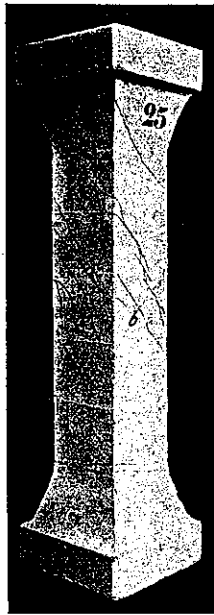
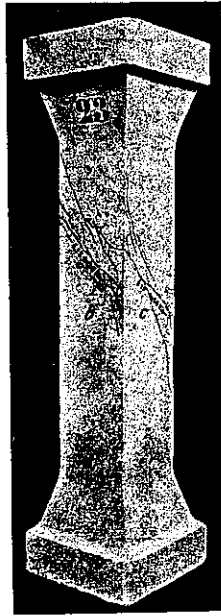
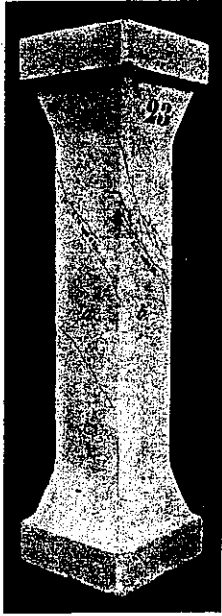


寫真第十



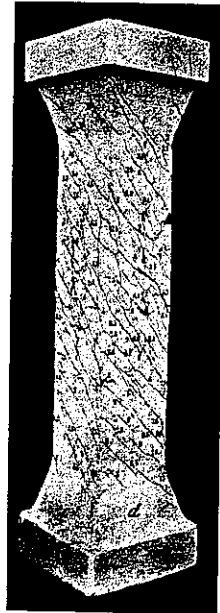
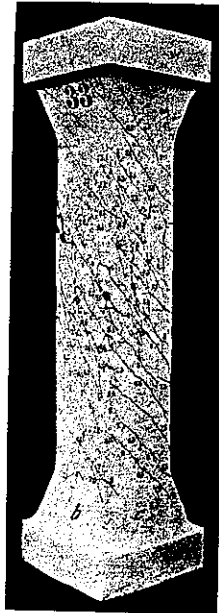
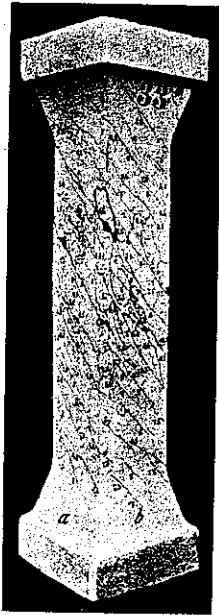
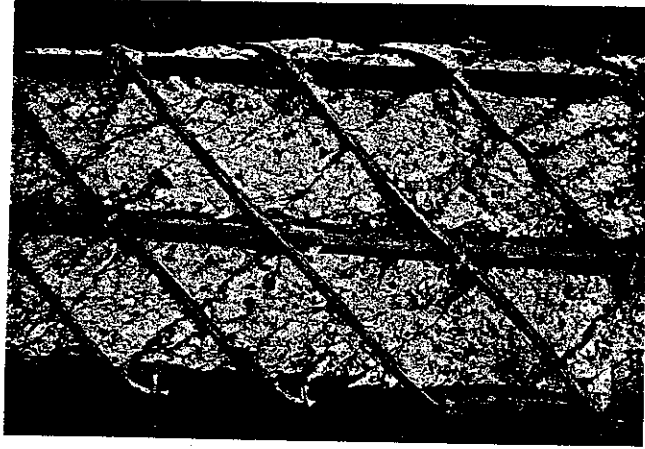
(土木學會雜誌第十一卷第六號附圖)

寫真 第十一



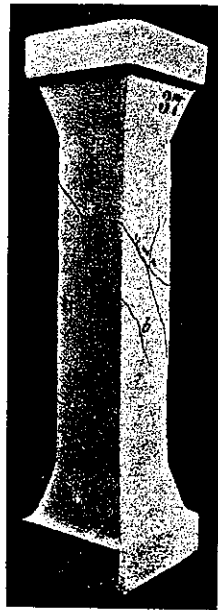
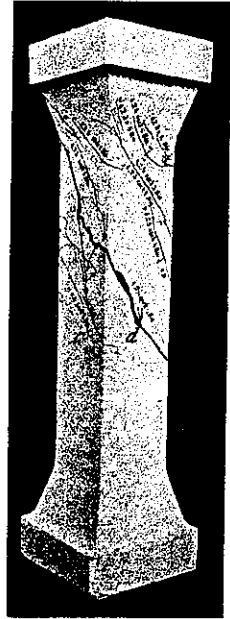
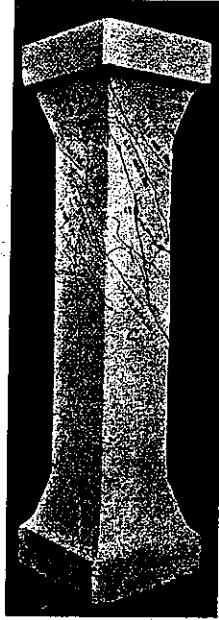
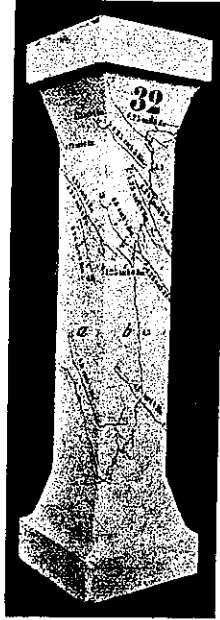
(土木學會誌第十一卷第六號附圖)

寫真第十二

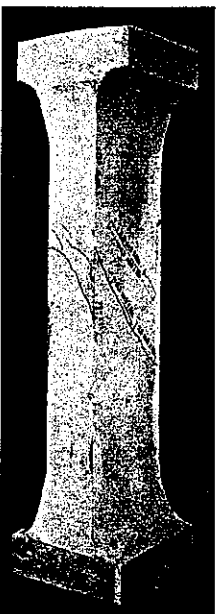
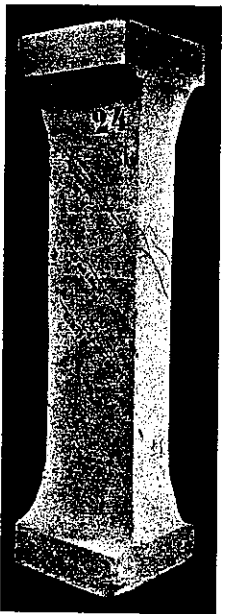
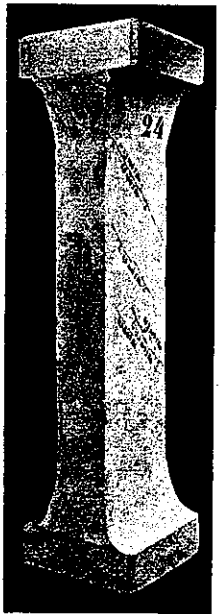
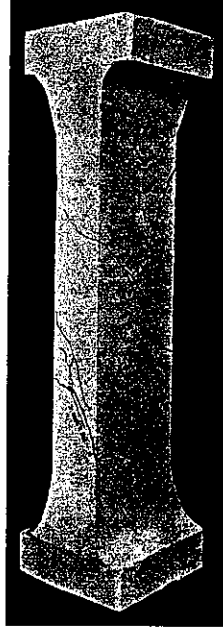
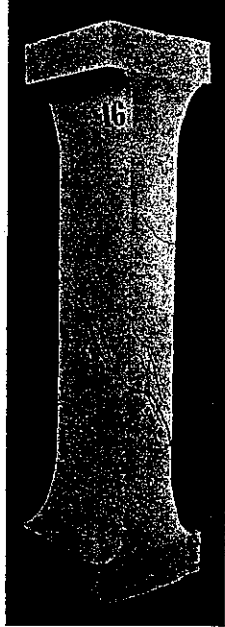
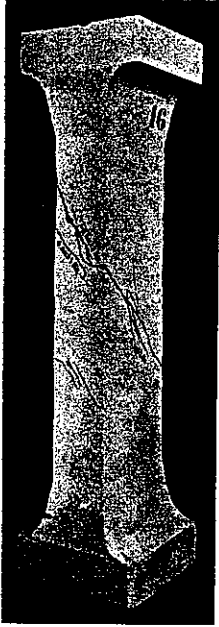




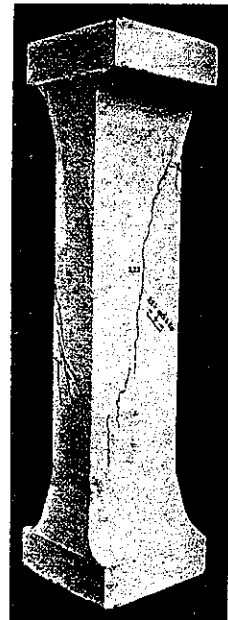
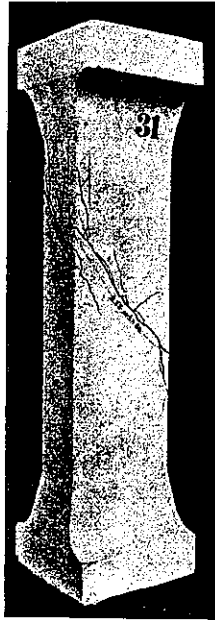
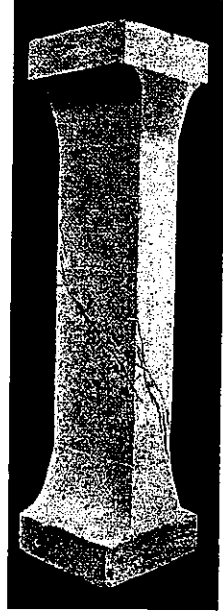
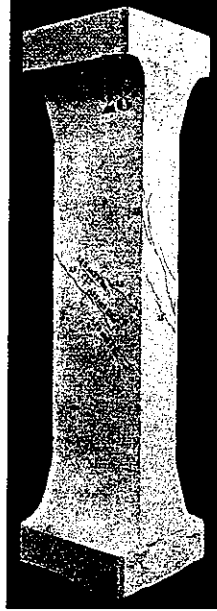
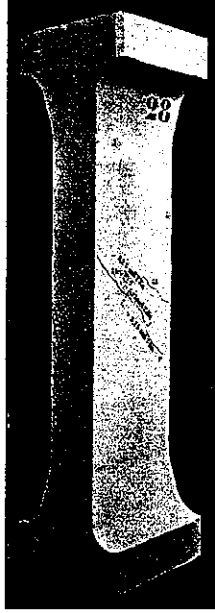
寫真第十三



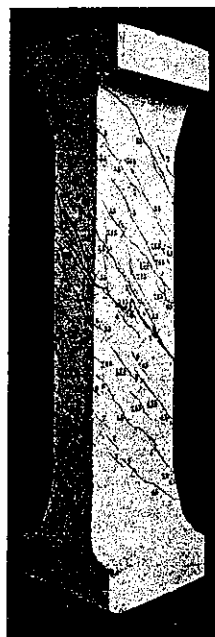
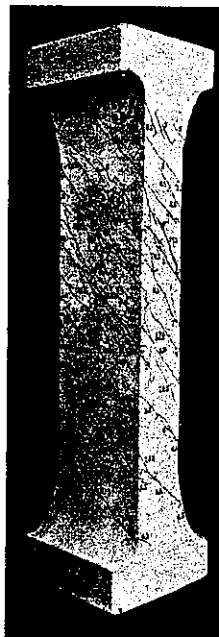
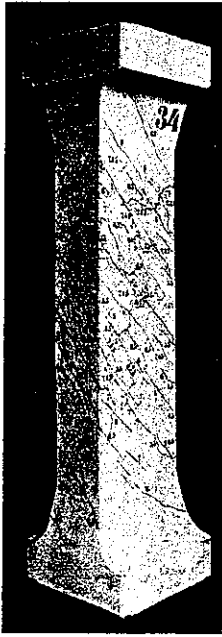
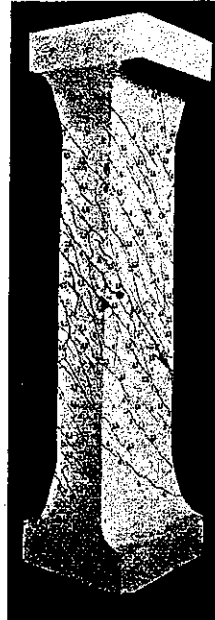
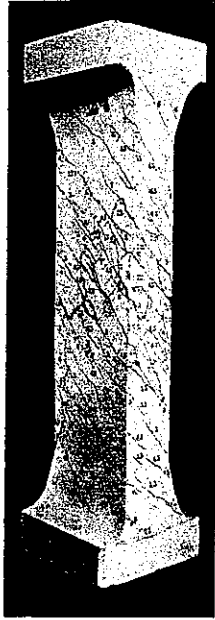
寫真第十四



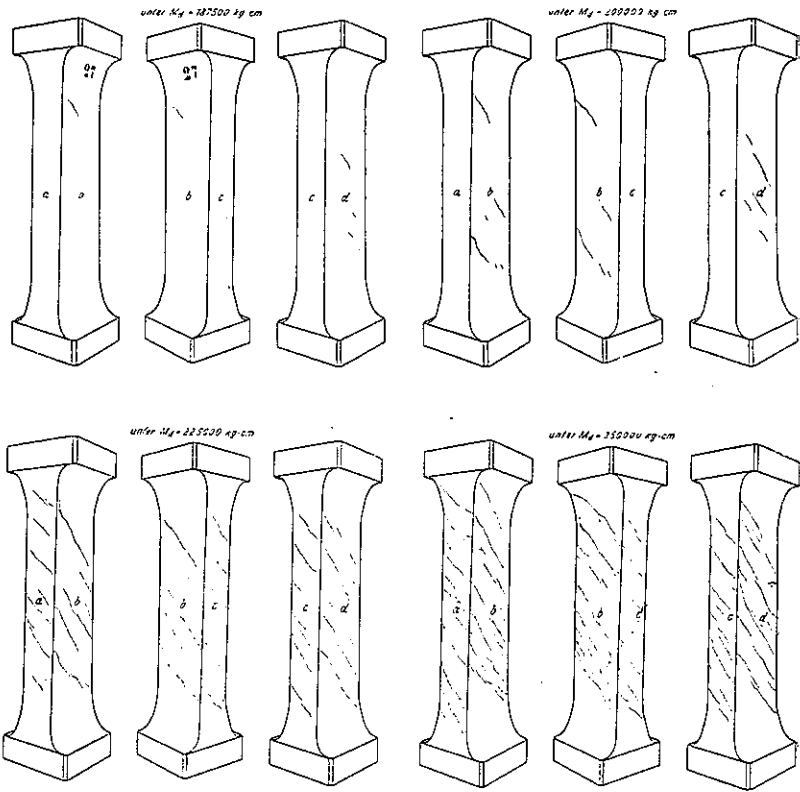
寫真第十五



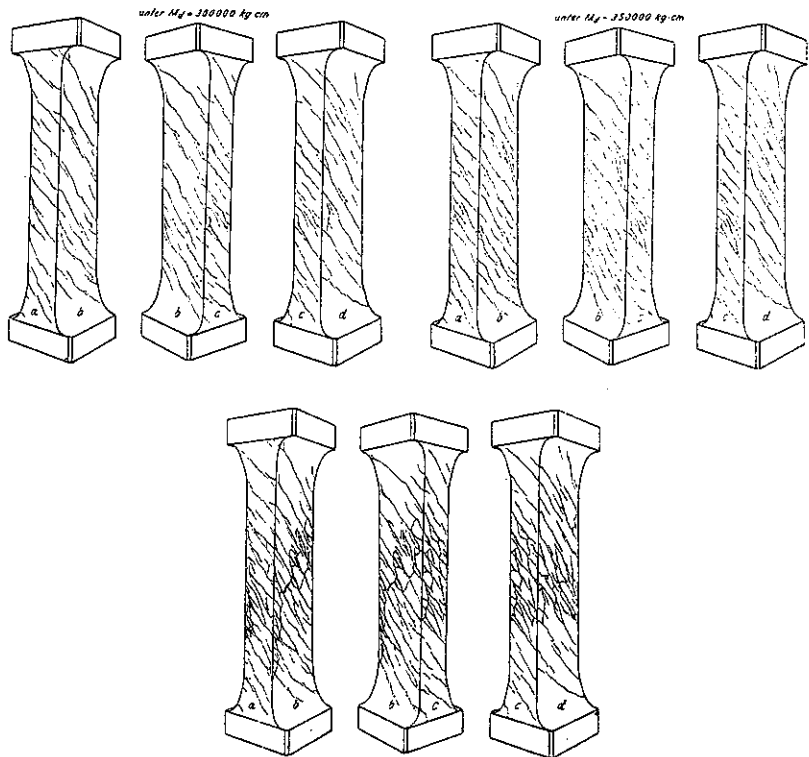
寫真第十六



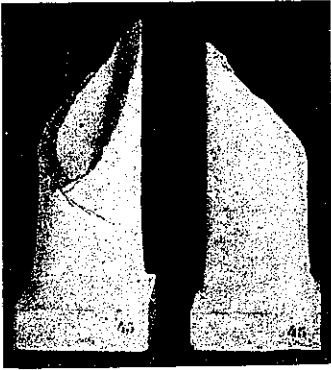
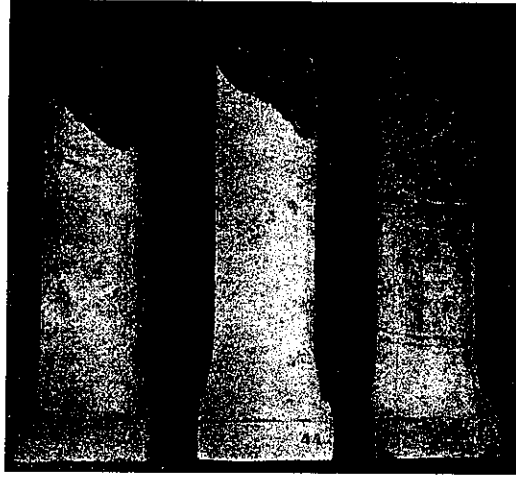
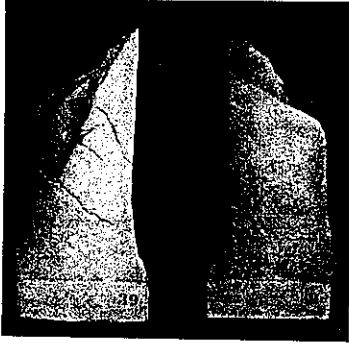
# 寫真第十七



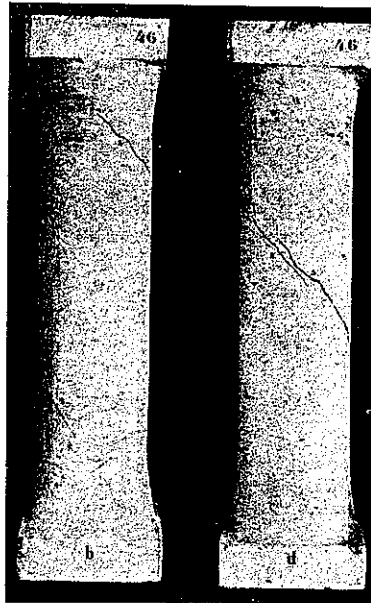
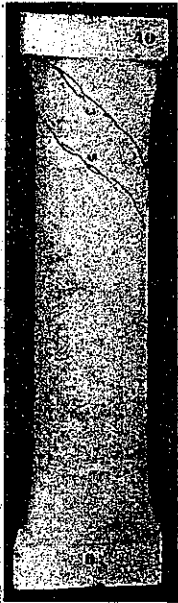
# 寫真第十八



寫真第十九

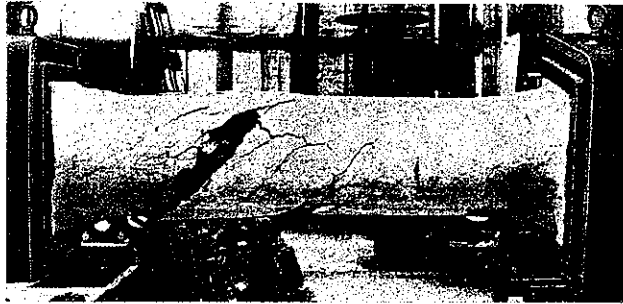
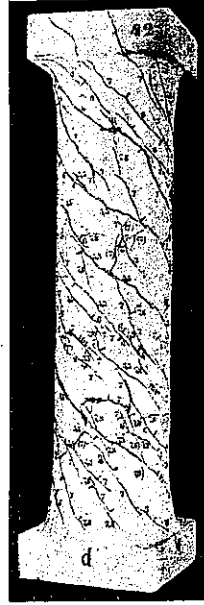
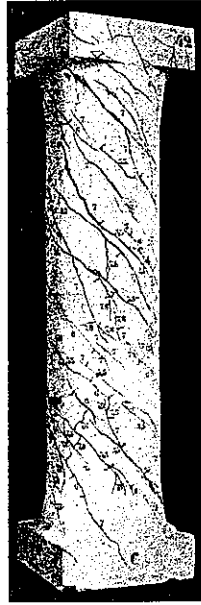


寫真第二十



1900年

寫 真 第 二 十 一



(土木學會誌第十一卷第六號附圖)

寫 真 第 二 十 二

