

土木試験所報告

第五十八號

電氣熔接法による鉄筋の接合(第3報)……内務技師 青木楠男… 1

エタニット管の強さとその用途適應性
に就いて……………内務技師 青木楠男…37

各種セメント(普通・早強・低熱・珪酸質
混合・高爐)の耐水耐蝕性比較に就いて
(第1報)……………内務技師 福島彌六…49

中空壓縮材の挫屈に関する理論的研究
(第2報)……………内務技師 横田周平…73

支那煉瓦試験成績……………元内務技師 西川榮三 103

昭和十六年一月

内務省土木試験所

建設省沼津支所圖書			
分類	Ⅱ-K	卷号	1-50
購入年月日	年 月 日		

電氣熔接法による鐵筋の接合 (第3報)

隅 肉 熔 接 接 手

内務技師 青 木 楠 男

目 次

I. 概 説	(1)
[1] 緒 言	(1)
[2] 丸鋼隅肉熔接接手の種類	(1)
II. 重ね接手	(2)
[1] A種接手	(2)
[2] B種接手	(4)
III. 當金接手	(6)
[1] C種接手	(6)
[2] D種接手	(7)
[3] E種接手	(13)
IV. 隅肉熔接接手要約	(32)
V. 附録、熔接以外の接手	(32)
[1] ターンバックル	(32)
[2] 鍛接接手	(33)

(この報告は昭和11年より昭和14年に亘つて蒐集した資料並に實驗結果を纏めたものである。これらの仕事にあつては内務技師鈴木倫虎、同宮澤岩雄兩氏を煩した點が頗る多い。)

I. 概 説

[1] 緒 言

この報告は内務省土木試験所報告第39號記載の「電氣熔接法による鐵筋の接合 (第2報)」の續編である。第2報に於ては主として抵抗熔接接手及銲合熔接接手に関する試驗結果をのべたが、本第3報に於ては隅肉熔接接手其他について述べんとするものである。

[2] 丸鋼隅肉熔接接手の種類

丸鋼の接合に隅肉熔接を使用したものに重ね接手と當金接手との區別の生ずることは鋼板類の場合と同様である。圖-1に示したものはこれらの接手の主なるものである。

重ね接手としてはA種とB種の2種が用ひられる。前者は鐵筋端を單に重疊せるもので、引張をうくるとき e なる偏心による曲げモーメントの發生を避け難い。B種はこの偏心を除去せんがために鐵筋端を屈曲せしめたものである。兩種とも熔接部底部は2つの圓の接觸部にあたり極めて狹隘にして完全なる熔込は期待し難い。

當金接手としてはC種乃至H種の6種を掲げた。C種は當金として兩側に小徑の丸鋼を使用せるもの、D種は平鈑を使用せるものである。兩種とも當金材料として市販品を用ひたるが故にこれが調製に特別の手續を要

せざるも、底部伏盤にして熔接部底部の熔込を完全ならしむることの困難なる點は、A、B種と同様である。

E種は前2種の熔込の完全を期するために當金として扇形のものを使用してをる。當金製作に幾分の手數を要するも、熔接の完全を期しうる點から見て最も安全なる工法である。

F種及G種は片側當金接手であつて何れも偏心による曲げモーメントは避け難い。F種には扇形當金、G種には異形の當金を使用してをる。

H種は當金としてスリーブを使用したもので應力の傳達には孔熔接と前面溝肉熔接とが用ひられてをる。建築物等の堅鐵筋接手として用ひて便なるも一般的の接手工法ではない。

以下にこれらの接手の中主としてA乃至E種について著者の行つた調査並に實驗の結査を記述する。

II. 重ね 接 手

[1] A 種 接 手

單に丸鋼端を重疊するのみであつて別に添接板を使用しないこの接手では力の作用方向に對して接手部が e なる偏心を有し接手端部に於て各鐵筋には $\frac{1}{2}P \cdot e$ なる偏心モーメントを生じ、荷重の増加に伴ひ熔接部は其端部から漸次屈曲する。著者の實驗では此種熔接接手の示す降伏點荷重はこの屈曲のために著しく低下し、丸鋼自身の示す荷重の $\frac{1}{2}$ に達するに過ぎない。而してこの降伏點強度は重疊の大小には殆ど無關係の如くである。試験體の破壊に際しての龜裂は先づ熔接端部に發し丸鋼屈曲の増大と共に漸次内部に進行し、熔接部の完全に一體としての働きは認め難い。従つて重疊長の増加は強度の増大に對し比例的の効果を示さない。

圖-2 A種接手の偏心

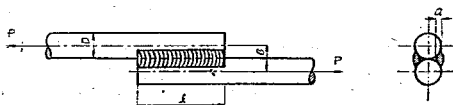


圖-3乃至圖-5は光弾性實驗にて求めたる重疊 $2D$ の場合の等傾曲線、主應力曲線等明曲線及應力分布圖である。重疊部の端に於ける應力の集中、重疊部に接して丸鋼母材に曲げ應力の發生せること、重疊部應力が其兩端に近づく

ほど急激に増大する事等が明瞭に認められ、前項の試験片の破壊状況の據つて起るところを示してをる。

熔接部の重疊長が更に増加して直径の4~5倍以上に達するときは試験片の切斷は丸鋼部に生ずること多く、熔接端部に發する重疊の進行も顯著でない。

A種重疊接手の所要重疊長の算出式には普通上記の偏心による曲げの影響を加味せず、單に重疊部の剪斷強度にのみ論議を置いて求められてをる。而も剪斷應力の分布を均等なりと假定する場合が多い。Eberhard Lucanによると熔接接手に丸鋼母材の全強に相當する強度も持たしむるためには重疊長 $l=2D^2$ を要すと云はれてをる。Lucanの計算式の謬誤に於ては熔接部の剪斷許容強度として母材引張許容強度の $\frac{1}{2}$ を假定してをり、熔接漏目の喉厚としては丸鋼の經、電極棒の經等に無關係に $a=4\text{mm}$ を採用してをる點に檢討の餘地がありと考へる。

熔接の剪斷許容強度としては今日母材引張許容強度の65%を採ることが一般であり、熔接漏目の喉厚は丸鋼

図-3 A種試片の等傾曲線及主應力曲線 (重直長 2D)

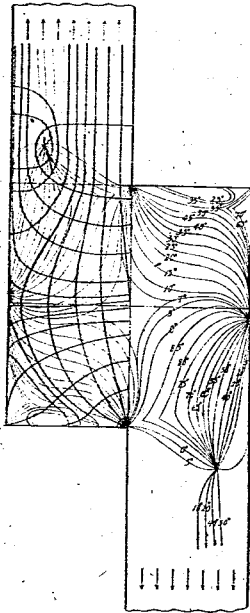
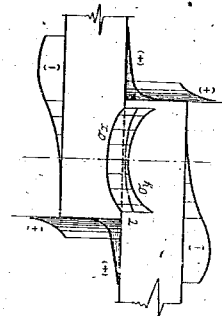


図-4 同上 等明曲線



図-5 同上 應力分布図



の径と電極棒の径とによつて變化せらるべきものと信ずる。著者の調査では熔込深は圖-6 に示す如く丸鋼と電極棒との接觸點より更に熔接臺の幅の $1/2$ 程度深まるものと考へられ、餘盛を除外した喉厚 a と丸鋼径との間には電極棒 3mm, 4mm, 5mm の各の場合圖-7 の3曲線の如き關係がある。今便宜上3種の電極棒に對する平均値として最も普通に使用せらるゝ4mm 棒の場合を採り、丸鋼直径の變化による a の變化を大體直線的なりと假定すれば $a \approx 0.305 D$ にて示される。

今 D : 丸鋼直径; σ : 丸鋼許容引張強度; a : 熔接喉厚; l : 熔接長; σ_s : 熔接許容剪斷強度とすれば、丸鋼と接手の強度とが相等しいためには

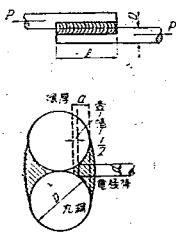
$$\frac{\pi D^2}{4} \sigma = 2al\sigma_s$$

若し $\sigma_s/\sigma = 0.65$; $a = 0.305 D$ とすれば接手の熔接所要長は

$$l \approx 2D \dots\dots\dots (1)$$

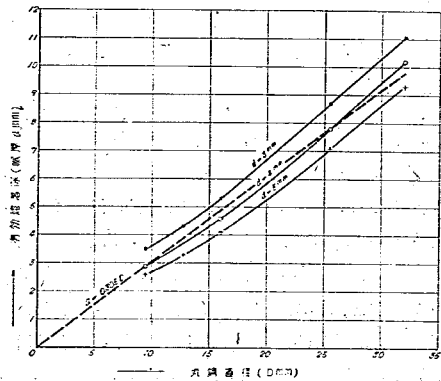
となる。實際に使用せらるゝ熔接長はこの長さ
に熔接臺のために約10mmを加へ更に偏心による
曲げに對して幾分の考慮を拂はねばならぬ。

図-6



此種の接手につ
いての實驗例は比
較的少く充分の資
料を揚げ難いが著
者の實驗にて $D \approx$
9.5 mm ~ 32 mm
の試験片に於て
 $l = 4D$ を越へた

図-7



るものにて初めて母材切断が起つてをる。

但しこの實驗に使用された熔着鋼の剪断強度は $2,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度であつて $\sigma_s/\sigma = 0.5 \sim 0.43$ に過ぎず従つて (1) 式は $l = 2.6D \sim 3D$ となるべきである。

この種の接手は前掲の如く其強度上に幾分の疑點を有するほかに、鉄筋コンクリート用として使用されたる場合にこれに發生する彎曲がコンクリート被覆を龜裂剥落せしむるの憂があり、鉄筋コンクリート用丸鋼の接合法としてすぐれたものと稱し難い。

この種工法の實例としては著者が直径 $\frac{3}{8}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{5}{8}$, 1, $1\frac{1}{4}$ 吋の各種鐵筋について行つた實驗竝に東京府土木部橋梁課の依頼試驗の結果を掲げること出来る。前者については内務省土木試驗所報告第15號を参照されたく、後者の試驗成績は下掲の如くである。

表—1 A種接手強度試驗成績 (東京府四ツ木橋)

使用電極棒 大洋組 徑 4 mm
熔 接 機 不 明
熔 着 鋼 喉 厚 5 mm

試片番號	丸鋼直径	切 断 強 度		摘 要	
		荷 重 kg	強 度 kg/cm ²		
No. 1	16 mm	8000	39.8*	熔接部切断	兩面付
No. 2	16	8050	40.0	〃	〃
No. 3	16	5400	26.9	〃	片面付
No. 4	16	5750	28.6	〃	〃

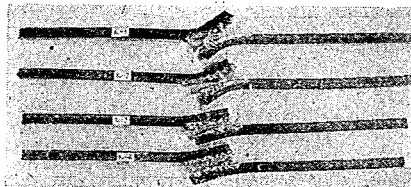
* 切断強度は丸鋼斷面について求めたものである。

四ツ木橋熔接鐵筋試驗成績 この試驗は 2, 3 種の工法の比較を行つたもので表—1 に掲げたのは夫等中よりA種重ね接手のみの成績を拔萃したものである。

各試片とも切断は熔接部に起つてをり、熔接部が荷重の増大と共に漸次屈曲し、熔接部兩端より龜裂が發生してをること

は圖—8 に示した切断狀況より推察することが出来る。No. 3, No. 4 は型枠上に組立たる鐵筋の兩側熔接の困難なる事情に鑑み片面付となしたもので兩面付の約 70% の強度を示してをる。熔着が 50% なるに對し強度の割合の大なることは兩面付に於て熔着鋼全體が均等に作用せず端部の龜裂が曲げの影響を顯著にうけてをるに對し片面付のものは兩面付のものほど甚しい曲げを生ぜず剪断に近き一様な切断面を示してをることからも或程度の説明がつけられる。

・ 圖—8 A 種 接 手 破 壞 狀 況

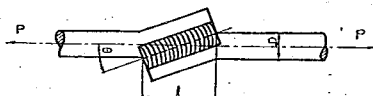


[2] B 種 接 手

この接手はA種が偏心のために起す曲げを避けんがために、丸鋼端を幾度所要の角度に屈曲せしめ、其重疊部に對しA種同様の隅肉熔接を施工せんとするものである。屈曲の角度は重疊長の短いほど大きい。

A種に述べたと同様の材料について著者の行つた實驗の結果からして次の様な事が決斷される。先づ兩端を屈曲せしめた關係から荷重を加へた最初に於て曲げの影響の少いことは當然であるが、荷重の増加と共に熔接部兩端に龜裂を生じ龜裂の發生と共に重疊部の傾斜角 θ は漸次増

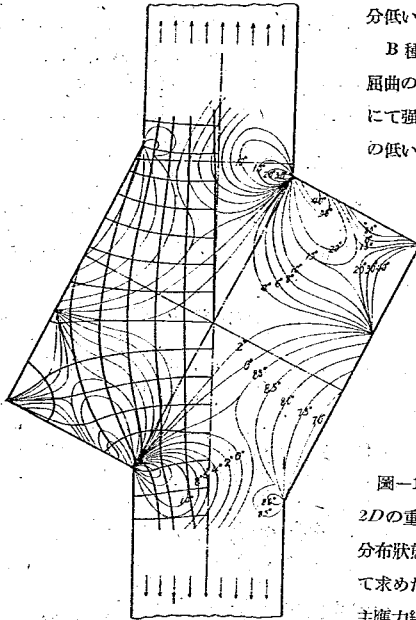
圖—9 B 種 接 手



* 土木試驗所報告第15號摘稿「電氣熔接法による鐵筋の接合」参照

大し遂に切斷するに至ることはA種と同様である。切斷時の傾斜角は實驗の範圍では重疊の多少に無關係にほぼ一定である。B種接手の示す降伏點荷重は重疊部を豫め屈曲せしめたことによつてA種に比して著しく増大してをる。A種接手の降伏點荷重の低かつたことが主として曲げの影響によつたものである點から考へて當然

圖—10 B種試片の等傾曲線と主應力曲線



の結果と考へる。而してB種接手の示した降伏點荷重は重疊の多少には殆んど無關係で母材其のもの、降伏點荷重に比較して幾分低い。

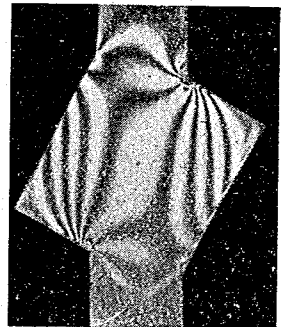
B種接手の破壊程度をA種接手の夫れに比較すると鉄筋端の屈曲の効果は殆んど認められない。又重疊長を増加しても其割合にて強度は増さないことはA種同様であり、著者が比較的強度の低い熔着鋼を用ひて行つた實驗の結果では重疊長 $4D$ (D は丸鋼直徑)にしてはちめて丸鋼の破斷が起つてをる。

以上の状況に鑑みるにB種接手の強度計算はA種接手に示せると同様に支障なかるべく載荷の當初に於ける曲げ影響の不足は幾分強度計算を安全ならしむるものと考へる。

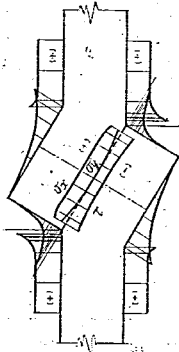
この接手を實地に應用するについての困難は相接合せらるゝ隣接鉄筋端を平行に配置することに苦心を要すること、又重疊部の幅が大體鉄筋直徑の3倍に近いこと等である。

圖—10乃至圖—12は $2D$ の重疊の場合の應力分布状態を光弾性實驗にて求めたもので圖—10の主應力線の方を圖—3

圖—11 同上等明曲線



圖—12 同上應力分布圖

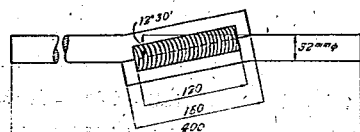


のものに比して方向偏倚の著しく減じてをること、又丸鋼母材に彎曲の發してをらないことが明にわかる。併し重疊鉄筋端部の應力集中は避け難い。

この種の接手の實例としては前記の著者の實驗(内務省土木試驗所報告第15號)のほかに東京府多摩川原橋施工にあたつて同府橋梁課の依頼によつて著者の行つた比較試験の資材がある。

この試験に用ひた試片は東京月島青山酸素電氣工業所の製作にかゝるもので、溶接機には大

圖—13 B種接手試験片(多摩川原橋)



阪電氣株式會社製交流電氣熔接機 A. S. A. 型 容量 8.5K.W. のものを使用し、電極棒には登坂電氣研究所製徑 4.5mm のものを用ひてをる。

圖—13 は同試験片の形狀寸法を示したもので、表—2 は其強度試験成績である。

この試片に於て熔着鋼の剪斷強度を引張強度平均値の 80% にとるとすれば $\sigma_s = 26,000 \text{ kg/cm}^2$ となる。従つて $\sigma_s/\sigma = 0.57$ にて所要重襲長は $l = 2.3D = 7.3 \text{ cm}$ となる。壺のための餘裕を 2cm 見込むとするも圖—13 の熔接長 120mm は過分の長さとなはねばならぬ。然るに強度試験の結果は 1—A, 1—B が母材強度以上に達したりと雖も 1—B は熔接部で切斷してきり、1—C に至つては母材の 85% の強度で破壊してをる。この原因は接手の熔接が熔

着鋼試片製作に際してのものほど優良でなかつたことにあると考へられる。試片 1—C については熔接部端部の壺が著しく大きく且つ不手際であること、熔接長が 1—A, 1—B に比して短かつた事等が特にこの試片の程度を低下せしめたものである。

全體的にこれらの試片を見て感ずることは接手端部への應力の集中であつて破壊は端部の壺型にはおまり最強の切斷部に於ては接手熔着部の中央部が残るこの部分に剪斷破壊が起るものと認められる。従つて剪斷強度を以て誘導したる前掲程度計算式によつて求めらるゝ所要熔接長に對しては壺のほかに端部應力集中に對する餘裕を充分に見込む必要ありと考へる。圖—14 は多摩川原橋工事にあつて試験を行つた B 種接手の試験前及試験後の狀況を示す。

III. 當 鋸 接 手

[1] C 種 接 手

本接手は當鋸として丸鋼を使用したもので、現場に丸鋼殘材のある場合は特別の當鋸材を必要とせざるの利點あるも、丸鋼同志の接溝線に沿つての熔接に於て熔込みに充分なる期待を持ち得ざることは A 種 B 種に於けると同様である。

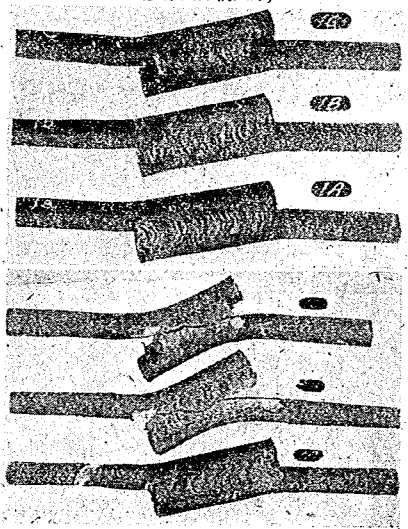
當鋸丸鋼 1 本の斷面積は母材の $\frac{1}{2}$ 斷面積をもてば足りるわけで D を母材の直徑、 D' を當鋸丸鋼の直徑とすれば D' は $\frac{D}{\sqrt{2}}$ 以上あればよいこととなる。

當鋸の長さ L は其片側熔接長 l の 2 倍+母材端部間隙を加へたものとなるわけである。熔接長 l の算定は (1) 式の場合と全く同一の記號を使用するとき次の如くにして求められる。即ち母材強度と接手強度と相等しと

表—2 B 種接手強度試験成績
(多摩川原橋)

試片番號	極大強度 kg	摘 要
1—A	37,600	把握部母材切斷
1—B	37,400	熔接部切斷
1—C	31,200	熔接部切斷
母 材	37,000	$\phi 32.2 \text{ mm}$ の 丸 鋼 ($\sigma = 4,550 \text{ kg/cm}^2$)
熔 着 鋼	$\begin{cases} 3,210 \\ 3,350 \end{cases} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	引張強度

圖—14 B 種熔接接手試片並に其切斷狀況
(多摩川原橋試片)



をきて (圖-14)

$$\frac{\pi}{4} D^2 \sigma = 4 a l \sigma_s$$

又 $\sigma_s/\sigma = 0.65$ とし、喉厚は母材と當釧丸鋼との平均直径によつて定まるものと假定

$$a = 0.305 \left(\frac{D+0.7D}{2} \right) = 0.26D \text{ とすれば}$$

$$l = 1.17D \text{ (2)}$$

となる。

著者が直径 16mm の丸鋼へ同径の丸鋼を當釧として接合した試片について行つた實驗では $l=D, 2D, 3D, 4D$ の 4 種とも母材にて切斷し、強度上では極めて良結果が得られた。但しこの場合の所要熔接長は喉厚が大となる關係上 $l=0.86D$ である。圖-15 は切斷前の試片を示す。

圖-15 C 種 接 手

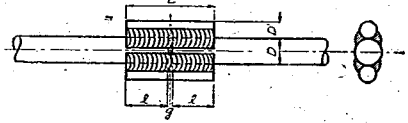
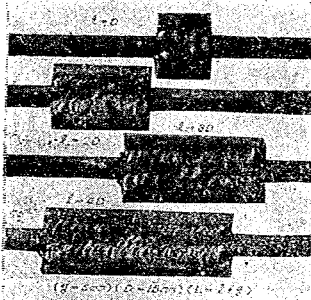


圖-16 C 種接手の一例



することは困難である。

圖-17 の D 種接手に於て丸釧直径を D とし、添接釧の幅員を $B=1.2D$ にとるとすれば添接釧の所要厚 t は次式にて決定せらる。

$$2 \cdot t \cdot 1.2D = \frac{\pi}{4} D^2$$

$$t = 0.327D$$

上記の所要厚を標準として各種の直径の丸釧に対する添接釧の寸法を市販鉄板の厚を考慮して決定するとき大體表-3 の如くなる。

表-3 D 種 接 手 の 添 接 釧 寸 法 (mm)

丸 鋼 直 径 (D)	16	19	22	25	28	32	36	38
丸 鋼 斷 面 積 (A)	201.1 (19.2)	283.5 (22.8)	380.1 (26.4)	490.9 (30)	615.8 (33.6)	804.2 (38.4)	1018.0 (43.2)	1134.0 (45.5)
添 接 釧 幅 (B)	19	22	26	32	35	38	43	48
添 接 釧 厚 (t)	6	8	8	8	9	12	12	12
添 接 釧 斷 面 (A')	228.0	352	416.0	512.0	640.0	912.0	1032.0	1152.0
添 接 釧 長 (L)	75	77	80	85	90	95	105	115

備考。添接釧幅員 (B) の項にて括弧を附したる寸法は $B=1.2D$ の關係より求めたる寸法である。添接釧の幅は斷面積の大きから見るとき此値に比して遙かに小なるものにて充分なる場合あるも、熔着鋼の喉厚を一定寸法以上に保たき意味に於てなるべき $B=1.2D$ に近き値を採用した。添接釧長 L は後述の熔添所要長から定めたものである。丸釧端間隔 5mm とす。

次に接手熔着長の決定であるが、このためには先づ熔着鋼の喉厚の大きさ定めねばならぬ。圖-17 に於て喉厚の方向は添接板の端と丸鋼の最外側を結ぶ線に直角とし、其大きさは熔接棒が同方向に挿入せらるゝものとして、丸鋼に接觸するに至るまでの深さに熔込の深さとして熔接棒の径の $1/2$ を加へたるものを採る。この假定の下に求めたる丸鋼直径と喉厚との關係は、圖-18 の如くにして、熔接棒の径の相違による變化を度外視して考ふるとき、ほゞ

$$a = 0.409D - 3.12$$

となる。今本式を用ひて D が 15, 20, 25, 30mm の場合を求むれば

D (mm)	15	20	25	30
a (mm)	3.09	5.06	7.27	9.15

$$(0.206D) \quad (0.256D) \quad (0.29D) \quad (0.30SD)$$

となる。鉄筋コンクリート工事に於て其接手が最も問題視せらるゝ丸鋼の径は 25~32mm なるべく、この程度の直径に對しては $a = 0.3D$ と假定して大過なしと考へらる。

今 D : 丸鋼直径; σ : 丸鋼許容引張強度;
 a : 熔接喉厚; l : 熔接長; σ_s : 熔接許容剪断應力とすれば丸鋼と接手とが同一強度を有するためには

$$\frac{\pi}{4} D^2 \sigma = 4 a l \sigma_s$$

若し $\sigma_s / \sigma = 0.65$; $a = 0.3D$ と假定すれば、接手の所要熔接長は

$$l = 1.0D$$

となる。この理論長は前述の如く丸鋼径 25~38mm の場合であつて直径 15 及 20mm の場合には所要理論熔接長は夫々 $l = 1.5D$ 及 $1.2D$ となる。實際施工せらるべき熔接長は以上の理論長へ壺の長さとして少くも喉厚の大きさ、普通 10mm 程度を加算する。尙熔接長が $4a$ に達せざるものは施工困難なるが故に前記の算出法にて求めたる長さが $4a$ 以下なるものに於ては其長さを $4a$ とするを妥當なりと認める。以上の諸條件を基として求めたる各種直径丸鋼の熔接長は大體表-4 の如きものとなる。

表-4 D 種接手片側熔接長 (mm)

丸鋼直径 (D)	16	19	22	25	28	32	36	38
喉厚計算値 (a)	3.424	4.651	5.878	7.105	8.332	9.968	11.604	12.422
理論熔接長 (l)	22.6	23.5	24.9	26.7	28.4	31.0	33.7	35.1
$l + 10$	32.6	33.5	34.9	36.7	38.4	41.0	43.7	45.1
$4a$	13.7	18.6	23.5	28.4	33.3	39.8	46.4	49.7
使用熔接長 (l')	34	36	38	40	42	45	50	55

圖-18 D種接手の喉厚と丸鋼直径との關係

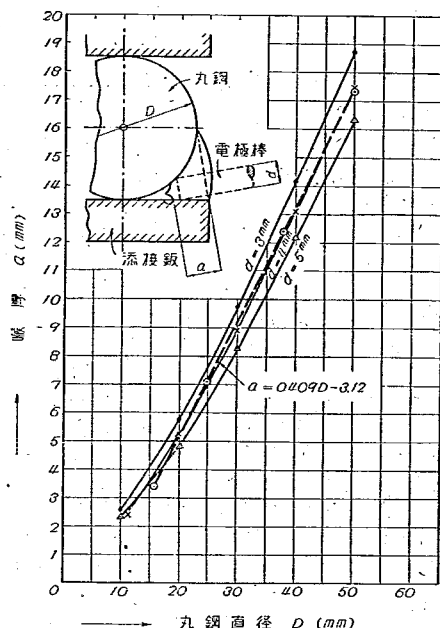


図-19 は表-1 の関係を圖示したものである。
以上の熔接長から添接鉄の長さは自ら定まり、表-4 の使用熔接長の2倍に丸鋼端の間隙 5mm 程度を加算したものととなる。表-3 の添接鉄長 (L) は斯くの如くにして求めたる寸法である。

この種の接手の最大缺點は既述の如く熔接を底部まで充分に熔込ましむることの困難な點であつて、平鉄と丸鋼との間隙へ熔着鋼を置くことはA種乃至C種の如く丸鋼と丸鋼との間へ熔着することより更に不便である。併しこれ等の底部熔込の不充分な點は其位置か外力の方向に平行である爲に直角の場合の如く繰返し應力に對して大なる影響ありとは考へられない。

尙D種の接手の仕上の形狀はA種乃至C種に比して遙かにコンパクトであるが、これをE種に比べるとよほどの見劣りがする。

以下はD種接手について行つた依頼強度試験結果を略記したものである。

1. 東京府多摩川原橋 本橋の施工にあつて東京府から各種の丸鋼熔接法について比較試験の依頼があつた。中面合熔接せるものの成績は土木試験所報告第39號に重ね接手については本報告 II [2] に記載の如くである。D種接手としては圖-20 に示すか如き2種のものについて行つた。使用した電極棒は登坂電氣研究所製の徑 4.5mm のもの熔接機は大坂電氣株式會社製交流電弧熔接機容量 8.5 KW のものを使用してを。熔着鋼の強度其他に關しては土木試験所報告第39號附稿「電氣熔接法による鉄筋の接合」を参照されたい。

2種の試験片は圖-20 に示す如く添接鉄の大きを異にしてをり丸鋼徑 32mm に對し2號試験片にては添接鉄 $12 \times 38.1 \times 150$ mm, 5 號試験片にては $9 \times 50 \times 150$ mm を使用してをる。兩者共其斷面積は丸鋼斷面に比して約

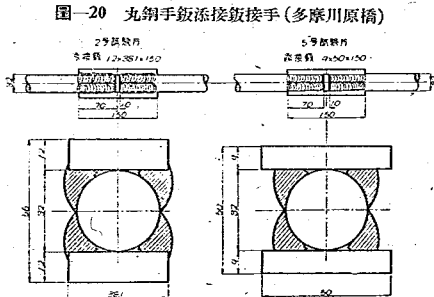
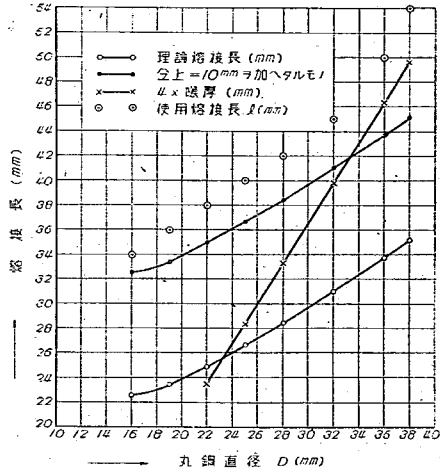


図-20 丸鋼手鉄添接鉄接手 (多摩川原橋)

圖-19 理論熔接長と實使用長との關係



12% の餘裕をもつてをる。其熔接長は片側 70 mm を有し、著者が表-4 に示せる熔接長 45mm に對しては約 60% の過大となつてをる。従つて熔着鋼強度が 38 kg/mm^2 を有するものとせば破壊が丸鋼に發生すべきことは豫想されるところであり、實際實驗の結果も試片6筋孰れも丸鋼の全強を示し、添接鉄の切斷を見るもの1個ありたるも其他はすべて母材にて破斷してをる。表-5 は其試験成績である。

この試験結果では各試片とも充分丸鋼母材の強度を確保してをると稱することが出来るが、熔接長は理論長より著しく大であるために使用電極棒が甚だ多量である。熔接長を更に短縮しても尙充分なる成績を示したものと信ずる。圖-21 及圖-22 は試片の破壊前後の狀況を示したものである。

表—5 D種溶接手引張試験成績(多摩川原橋)

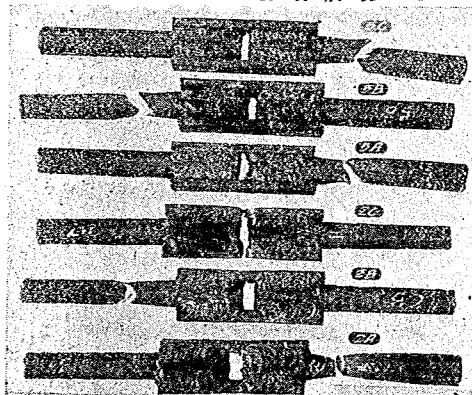
試片番號	丸鋼徑 mm	極 限 強		作業時間 (m)	電 極 棒 使 用 量		摘 要	
		最大荷重 kg	極限強度 kg/cm ²		本 數	體 積 (cm ³)		
2 號	A	32	37,750	46.8	37.0	14.0	71.3	1回盛, 母材切斷
	B	〃	37,850	46.9	29.5	11.2	57.0	2回盛, 〃
	C	〃	37,900	47.0	20.0	7.8	39.7	1回盛, 添接鉸切斷
5 號	A	32	38,200	47.3	18.5	7.4	37.6	2回盛, 母材切斷
	B	〃	37,600	46.6	18.5	8.0	40.7	〃 〃
	C	〃	38,000	47.1	19.0	8.5	43.3	〃 〃

備考 極限強度は最大荷重を丸鋼原斷面積にて除したものである。

これ等によると各試片とも其破斷箇所が添接材端より約 50mm の點に起つてをることがわかる。母材に對する熱影響のことを考へられないでもないが、試片の總長が比較的短く丸鋼部分の自由長少く切斷は握みの端部より生じてをるので熱影響に對する確實な意見が述べられない。

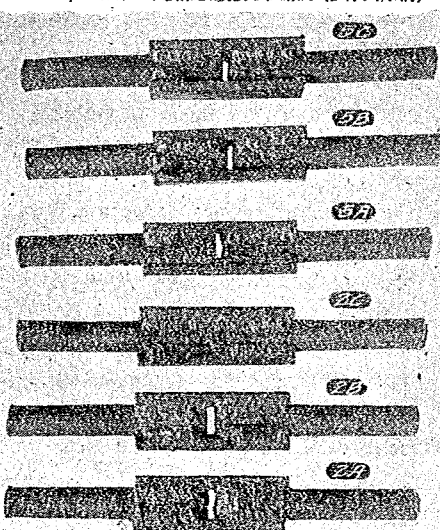
これ等の試片を見て特に留意を必要とすることは試験 2C の切斷狀況である。この試験片は他のものと異り、丸鋼接合部に間隙を置かず密着せしめ、溶接も他のものゝ如く中斷せず連續して施工してをる。其切斷強度は充分丸鋼母材の強度に匹敵してはをる。

圖—22 同上破壊狀況



れるところであり、一度龜裂を生じた場合は熔着鋼と融合してをる添接鉸に對してこの龜裂が切り缺きの作用をなし、に應力の集中が生じ遂に添接鉸の切斷を生ずるものと考へられる。従つてこの種の接手に於て溶接を連續施工して熔着鋼に引張應力を作用せしめ、先づこれに龜裂を發生せしむるが如き工法は絶対に避くべきものと

圖—21 試験前の平板添接鉸接手試験片(多摩川原橋)



が切斷が添接鉸に起つてをり、其強度も添接鉸としては幾分低い値を示してをる。切斷が添接鉸に生じたことは熔着鋼を連續施工したことに基因することは明かで、中央接合部には荷重の加はると共に應力は添接鉸とこれに沿つて施工された熔着鋼とにて分擔せらるべく、應力の増加に伴つて延性の乏しき熔着鋼が先づ龜裂を起すに至るべきことは豫期せら

信ずる。

2. 千葉縣流山橋、養老橋其他 千葉縣の依頼により流山橋外2橋の鉄筋接手の強度試験を行った。3種ともD種接手に属するものであつたが、其細部に幾分の相違がある。即ち圖-23に示すが如く丸鋼先端を盲接きとせるもの、間隙を残したるもの、熔填せるものと3種である。各試片とも熔着長は充分な長さを有し、強度上の不安はなく孰れも母材にて切斷してをる。(b)の如きは其施工技術に多大の懸念が持たれ、(c)は丸鋼先端を熔着してをるのでこの部分の龜裂發生を豫期したが熔着長の大なることは、これらの弱點のすべてを覆ふて餘りあつたものと認められる。表-6は其成績である。

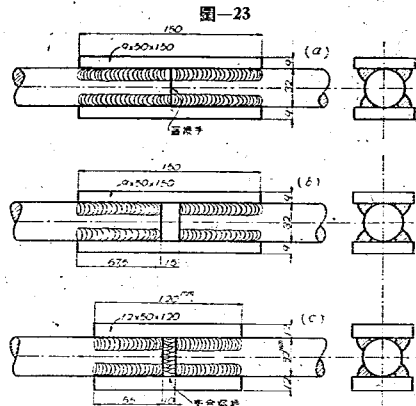


表-6 千葉縣依頼 D種熔接接手引張試験成績

試片番號	丸鋼直徑 mm	添接鉄 幅・厚・長	片側 熔接長	接手間隙	極 限 強		摘 要
					最大荷重 kg	極限強度 kg/mm ²	
(a) (流山橋)	32	9・50・150	75.	直	37,300	48.4	盲接手 母材切斷
(b) (養老橋)	32	9・50・150	67.5	15	35,850	44.6	母材切斷
(c) (—)	32	12・50・120	55.	10	33,750	42.0	母材切斷 接手間隙熔填

3. 長野縣鐵筋熔接標準 同縣にては昭和12年鐵筋コンクリート構造物用の丸鋼の熔接を試み、これが標準接手としてD種を採用してをる。下記は同縣道路課の好意によつて得た試験成績である。

圖-24は鐵筋徑22mmより40mmに至る6種についての工法を示したもので、これが特徴と見られる點は丸鋼接手間隙を3mmとし兩側熔接間には更に片側11~21mmだけ間隔を保たしめてをること、添接鉄の厚さに相等する前面隅肉熔接を併用してをること等である。

この種の工法をつつた試験材について長野縣長野工業學校にて行つた成績は表-7の如くである。

表-7 D種熔接接手引張試験成績 (長野縣)

鐵筋直徑 mm	添接鉄 幅・厚・長	片側 熔接長 mm	極 限 強		摘 要
			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
22	25・8・115	45	13,400	35.4*	母材切斷
22	25・8・115	45	13,600	35.6	〃
28	35・9・120	45	23,850	38.8	〃
28	35・9・120	45	23,700	38.5	〃

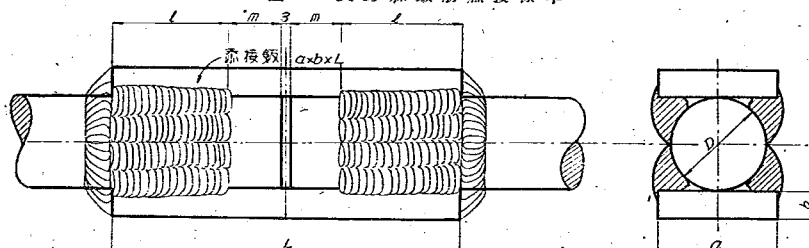
備考

*1 試験報告表には添接鉄寸法及熔接長明記されず表-7に掲げたるものは図-23の標準寸法を示す

*2 丸鋼断面についての単位強度

各試片とも丸鋼母材にて切斷してをるが其単位強度は著しく低い、鉄筋コンクリート用棒鋼の強度としてはあまりに低値であつて、この原因が母材の素質によるものか前面溝肉作業の熱影響によるものであるか、判然しない。

図-24 長野縣鉄筋熔接標準



丸鋼径 D (mm)	添 接 鉄			l mm	m mm	電極棒径 mm
	a mm	b mm	L mm			
22	25	8	115	45	11	4
25	30	9	115	45	11	4
28	35	9	120	45	135	5
32	40	12	135	50	16	5
36	45	12	140	50	185	5
40	50	12	145	50	21	5

4. 其他の D 種接手強度試験成績 前掲數種の D 種接手のほかに著者の行つて同種接手強度試験成績を示せば表-8 の如くである。

表-8 丸鋼 D 種接手強度試験成績

依 領 省 又は工事名	鉄 筋 径 mm	添 接 鉄 幅・厚・長	片 側 熔 接 長 mm	接手間隙 mm	極 限 強		摘 要
					最大荷重 (kg)	強 度 kg/mm ²	
東京府土木部 橋 梁 課	28	38.1 × 9 × 150	70	10	25,250	41.0	母材切斷、熔接部 異狀なし
	”	”	”	”	25,400	41.2	

岡 山 縣 大 府 工 事 復 舊 工 事	K_1	28	36・9・150	75	無	26,100	42.4	前面隅肉使用, 母材切斷, 熔接部異状なし
	K_2	〃	〃	〃	〃	25,850	42.0	
	K_3	〃	〃	〃	〃	25,800	41.9	
	C_1	〃	〃	〃	〃	25,850	42.0	
	C_2	〃	〃	〃	〃	25,600	41.6	
	C_3	〃	〃	〃	〃	26,450	43.0	
	N_1	〃	〃	〃	〃	25,800	41.9	
	N_2	〃	〃	〃	〃	26,300	42.8	
	N_3	〃	〃	〃	〃	26,000	42.3	
東 京 府 第 一 河 川 出 張 所	{	25	50・5・150	70	10	20,850	42.5	母材部切斷
		〃	〃	〃	〃	20,400	41.6	
千 葉 縣	{	28	36・9・150	75	無	25,850	42	前面隅肉使用, 内材部切斷, 母材切斷
		32	50・12・120	55	銲合熔接	33,750	42	
東 京 府 第 二 河 川 出 張 所	{	25	45・6・150	70	10	21,000	42.8	熔接部切斷
		25	〃	〃	〃	19,700	40.1	

5. D 種接手強度試験成績に對する考察 前掲諸試験成績を通過するに切斷が明かに接手部に發生してをるものは多摩川原橋 2・C 試片のみであつて其他のものは孰れも母材部に切斷を起してをり接手強度過大ならざるやの感がある。事實前掲の諸例について見るに接手の片側熔接表は所要長に比して遙かに大であつて、例へば $D=32\text{mm}$ の丸鋼の場合、計算から求め得られる所要熔接長は 41mm 程度であるが、實際使用された例を見ると最大 75mm 最少 50mm である。熔接の施工に不安なき限り、熔接長を減少しても充分接合の目的を達するものと信ずる。尙多摩川原橋の 2・C 試片の接手部切斷は前述の如く、接手部熔填の結果に基くものと信ずるが、施工された銲合熔接の材質が母材に近似した優良なものであれば斯くの如き懸念の生ぜざることは當然である。又 2, 3 の試片は側面隅肉のほかに前面隅肉を併用してをるが、D 種試験片を通じ、これが有無にかかはらず大部分の切斷が母材部に起つてをる關係上、前面隅肉の効果を明瞭に認めることは困難であるが、側面隅肉に比して單位強度の高い前面隅肉の施工が渺ならざる補強の役目を果しをることは疑ひ得ないところである。従つてこれが使用の場合は相等側面隅肉長の短縮をなし得るものと考へる。但し丸鋼の横斷方向に施工されるこの熔接が、鋼材の材質を害する懸念は多分にあるからなるべく軽い熔接にとゞめたい。又、前面隅肉施工による疲勞限度の低下について考慮すべきものと信ずるが其程度については確言するだけの資料をもたない。

[3] E 種 接 手

D 種接手に用いた平鋼板の添接鈹を丸鋼に沿つて扇形に曲げて使用するもので、添接鈹と丸鋼表面との間には完全な隅肉熔接を施工することが出来る。

この場合添接鈹の大きさは丸鋼の斷面積に相應するものとして決定せらるべきは當然であるが、其厚の選定には、兩添接鈹の間隔が其部分に 2 個の等脚隅肉熔接を完全に施工し得る程度とする必要がある。厚さ薄くして添接鈹の幅の過大となるときは隅肉熔接の施工並に應力の傳達上から不便が多い。

即ち圖-24 に於て

R ; A : 丸鋼半徑並斷面積

t ; L : 添接鈹の所要厚並幅

とすれば、上記の条件を満足するためには

$$AB \geq t$$

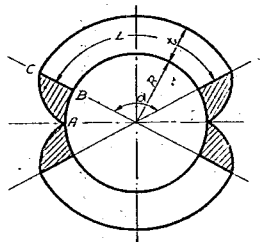
従つて、中心角 $\alpha \geq \pi - \frac{2t}{R}$

又添接板の断面積を丸鋼の断面積と同一ならしむる爲には

$$L = \frac{A}{2t}$$

今これらの諸条件を丸鋼径 19, 22, 25, 28, 32, 36, 38, 42mm に對し
添接板厚 8, 9, 12, 16mm につきて照査するとき表—9 の結果が求めら
れる。

圖—25 E 種 接 手



表—9 E 種 接 手 添 接 板 厚 と 中 心 角 と の 関 係

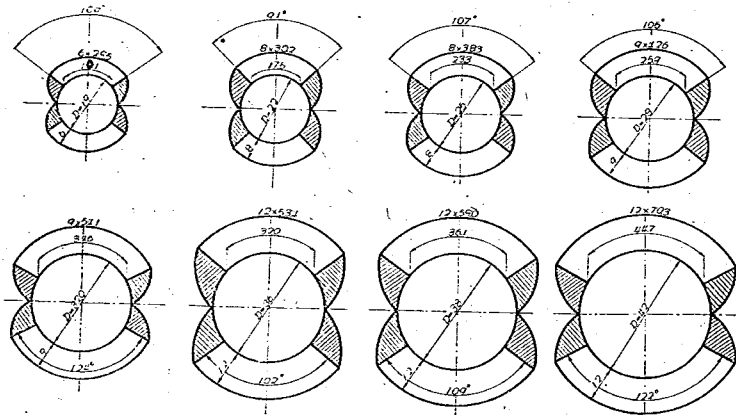
丸 鋼 径 (mm)	丸 鋼 断 面 積 (mm ²)	添 接 板		焊接板の 中心に含 む 角 度 α	同 上 α°	$\pi - \frac{2t}{R}$
		厚 t (mm)	長 $L = \frac{A}{2t}$			
19	2,835	6	2,362	1,890	108°29	1,879
		8	1,772	1,313	75.23	1,458
		9	1,575	1,125	64.46	1,247
22	3,801	6	3,168	2,263	129.66	2,051
		8	2,376	1,584	90.76	1,558
		9	2,112	1,363	78.09	1,506
25	4,909	8	3,068	1,859	106°51	1,862
		9	2,727	1,604	91.90	1,702
		12	2,045	1,105	63.31	1,222
28	6,158	8	3,848	2,138	122.50	1,999
		9	3,421	1,849	105.94	1,756
		12	2,566	1,283	73.51	1,427
32	8,042	8	5,026	2,513	143°98	2,142
		9	4,467	2,179	124°85	2,017
		12	3,350	1,522	87.204	1,642
36	10,180	8	6,363	2,892	165.70	2,253
		9	5,655	2,513	143.98	2,142
		12	4,242	1,768	101.30	1,801
38	11,340	8	7,087	3,077	176.30	2,300
		9	6,300	2,681	153.61	2,194
		12	4,725	1,891	108.29	1,879
42	13,850	8	8,656	3,462	198.36	2,380
		9	7,694	3,017	172.86	2,285
		12	5,771	2,137	122.44	1,999
		16	4,328	1,492	85.51	1,618

表—9 中太字にて示せるものが前掲の諸条件を満足する最も適切なる添接板なりと認める。圖—26 はこれ等を圖示したものである。

前掲の断面を有する添接板を使用するものとして、これが所要溶接長は、丸鋼の強さと側面隅肉溶接接手の強さを相等しとをきて

$$\frac{\pi}{4} D^2 \sigma = 4 a t \sigma_s$$

圖-26 E 種 接 手 添 接 鉄 寸 法



母材の強度と隅肉熔接の強度との比 $\sigma_s/\sigma = 0.65$ とし、隅肉熔接の喉厚は脚長即ち添接鉄厚 l の 0.6 倍 (計算の結果は 0.55~0.66 倍) なりと假定すれば理論上の所要熔接長は

$$l = 0.503 \frac{D^2}{t}$$

となる。

今前掲の添接鉄に於て其鉄厚と丸鋼徑との關係を求むるに大體次式にて示さる (圖-27 参照)。

$$t = 0.311D$$

従つて熔接の理論所要長は

$$l = 1.62D$$

となり、實使用長はこれへ壹の影響を考へて約 10mm の餘長を見込めば充分である。

尙以上の如くにして求めた熔接長が $4a = 2.8l$ 以下の場合は作業上の不便から $4a$ 程度の長さとする。又、側面隅肉に於ける應力分布を均等と假定したのであるが、實際問題としては兩端に應力の集中が避け難いのでこれに對する餘裕を見込むことが多い。

表-10は前掲の諸條件を考慮して決定した各種直徑の丸鋼に對する使用熔接長である。

圖-27 E種接手、添接鉄の厚さと丸鋼直徑との關係

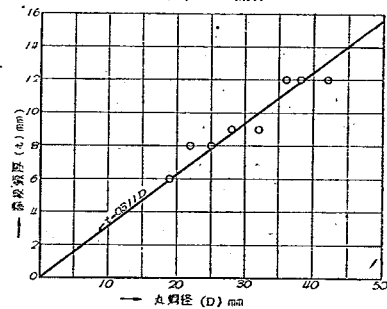


表-10 E 種 接 手 添 接 鉄 所 要 熔 接 長

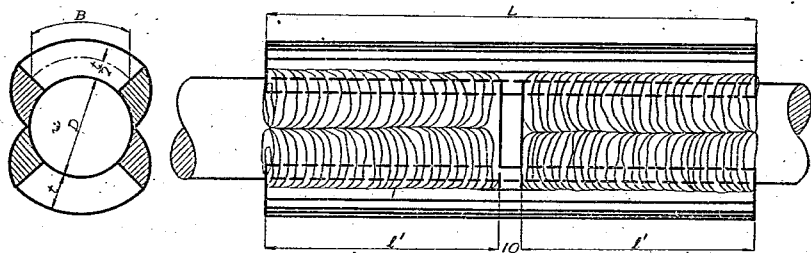
丸 鋼 直 徑 D	19	22	25	28	32	36	38	42
理 論 熔 接 長 (l)	30.8	35.6	40.5	45.4	51.8	58.3	61.6	68.0
$l+10$	40.8	45.6	50.5	55.4	61.8	68.3	70.6	78.0
$4a$	14.4	19.2	19.2	21.6	21.6	28.8	28.8	28.8
使 用 熔 接 長 (l')	45 (50)	50 (55)	55 (60)	60 (65)	65 (70)	70 (75)	75 (80)	80 (85)

備考 使用溶接長 (l') の決定には端部応力集中を見込んで假りに 5mm の餘裕をとつた、括弧内の數値は 10mm の餘裕をとつた場合の寸法である。

添接鉋長は上記使用溶接長へ丸鋼端部の間隙 5~10mm を見込めば自ら決定する。表-11 は間隙 10mm とせる場合の所要添接鉋の形狀寸法を示したものである。

表-11 E 種接手添接鉋形狀寸法

丸鋼直徑 (mm)	19	22	25	28	32	36	38	42
丸鋼斷面積	2835	3801	4909	6158	8042	10180	11340	13830
添接鉋								
厚 (δ)	6	8	8	9	9	12	12	12
平均幅 (B)	23.8	23.8	30.8	34.3	44.4	42.7	47.6	57.5
斷面積 (A)	1424	1904	2464	3087	3996	5124	57.12	69000
100	100	110	120	130	140	150	160	170
長 (L)	(110)	(120)	(130)	(140)	(150)	(160)	(170)	(18)



この種丸鋼溶接接手の應力分布状況を實物について測定することは極めて困難なので、フェノライト製試片による光弾性實驗によつて、その傾向を知らんと試みた。光弾性實驗であるから應力は平面的に取扱ふを便とする。従つて試片の形狀としては丸鋼の中軸を通る斷面形に對應するものを選んだ。圖-28 は其形狀を示すものである。この試片に於て添接鉋に相等する部分の厚さが實物に比して非常に大きなつてをる。フェノライト試片に於ても母材と添接鉋とに相當する部分の斷面積を相等しからしめた結果である。

圖-29 及圖-30 は實驗で求めた等傾曲線、等明曲線竝にこの結果に基いた主應力線である。更に圖-31 は前記の結果を用ひて算出した斷面 AB 及び CD に沿つた σ_x , σ_y 及 τ の大さを示したものである。これらの算出には A 點の縁維應力を基準とし

$$\sigma_x - \sigma_y = (\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\phi$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\phi$$

$$\sigma_x - \sigma_{x0} = - \int_{x0}^x \frac{\partial \pi}{\partial y} dx$$

こゝに σ_1, σ_2 : 主應力
 ϕ : 主應力の傾斜
 σ_{x0} : 縁維應力

図-28 フェノライト試片の形状

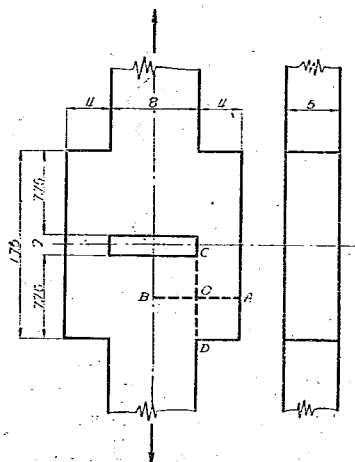


図-30 等明曲線

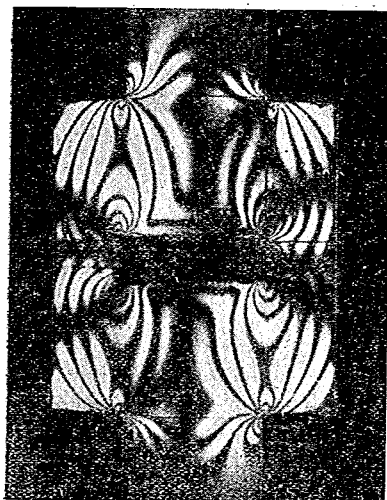
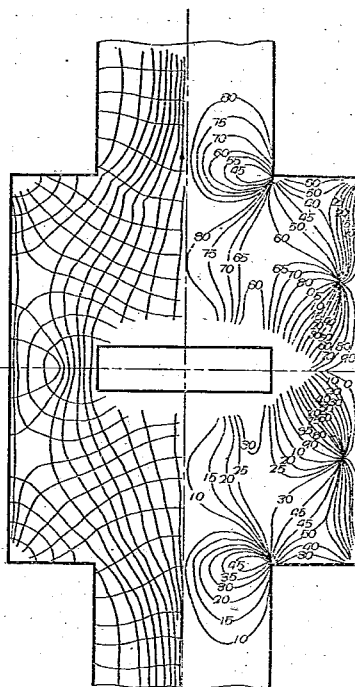


図-29 等傾曲線及主應力線



の関係を用ひて、 AB 線の應力を求め、更に O 点の應力を基として同様の方法にて CD 線の應力を求めたものである。

図-31 於にて O 線の A 側側にて σ_y が負となつてをることは添接鉚に彎曲の影響の現はれてをることを示す。この関係は主應力線圖からも推定出来る。又 CD 線に於て σ_x σ_y 及 τ が何れも兩端に向て著しく増大してをることは、端部の應力集中を示すものである。

以上 E 種接手の細部構造の決定に關する事項を記述したが、以下にこの種接手の實例について著者の行つた實驗並に各方面からの依頼試驗成績を略述したいと思ふ。

1. 25mm 丸鋼による豫備試験 前掲 E 種接手熔接長の決定に於ては熔着鋼の剪斷強度を丸鋼強度の 65% と假定したがこの比率の採方が所要熔接長に及ぼす影響は頗る大きい。この試験はこの 65% の比率の安全性を確めるために行つたもので、試料としては 25mm 丸鋼、添接鉚としては圖-32 の如きものを用ひた。添接鉚

圖-31 内部座力圖

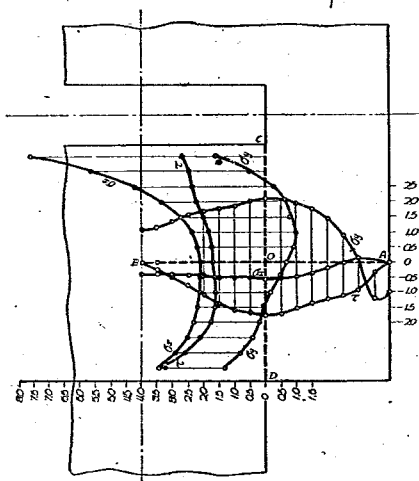
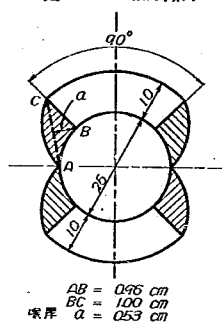


圖-32 試験片断面



の形状は其断面を丸鋼と同一ならしめること、 $CB=AB$ ならしめる事添接板の中心角度を $\frac{\pi}{2}$ とする等の条件から定めたものである。

丸鋼断面積 $A=4,909\text{mm}^2$ に對し、兩添接板断面は $A=5,498\text{mm}^2$ である。

日本標準規格による鉄筋コンクリート用丸鋼の引張強度は $39\sim 52\text{kg/mm}^2$ である。もし熔着鋼の剪断強度がこれの 65% 程度とせば略 $25\sim 35\text{kg/mm}^2$ の値を有することとなる。

よつて熔着鋼剪断強度 25, 30, 35kg/mm^2 の 3 種の場合を想像し、喉厚 0.53cm, 母材引張強度平均 46kg/mm^2 と假定し、壺長 10mm を見込むとき、所要熔接長は 5.5, 5.0, 4.5cm の 3 種となる。よつて圖-33 に示す如き 3 種の試験片を作製した。

熔接に使用した電極棒は極工社製 G 印, G.E 會社製 F 印及 W-22 印の 3 種を使用した。直徑 7mm 標距距離 25mm の引張試験片による試験成績は表-12 の如くである。

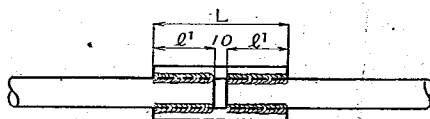
表-12 熔着鋼強度

種別	G_1	G_2	平均	F_1	F_2	平均	W_1	W_2	平均
引張強度 (kg/mm^2)	44.0	41.3	42.7	42.1	41.7	41.9	48.7	50.7	49.7
伸率 (%)	16	16	16	14	12	13	24	24	24

これらの熔着鋼の剪断強度は前掲推想強度を遙るかに越へ G 及 F 種は 30kg/mm^2 以上、W 種は 35kg/mm^2 以上を有するものと推定されるが試片製作には電極棒 G, F, W を夫々試片 A-a, A-b, A-c の製作に使用した。

試片は引張試験に先ち熔着部を削成し、隅肉熔接の形状を正確に所定の大きとした。各試片の引張試験成績表-13 の如くである。

圖-33 添接板寸法



種別	A-a	A-b	A-c
L' (mm)	55	50	45
L (mm)	120	110	100
試片数	3	3	3

前表の成績にて明かなることく各試片とも切斷は丸鋼母材部に發生してをり接合部には何等危險の徴候を示さなかつた。圖-34 及圖-35 は試験前後の試片の狀況を示したものである。

これらの結果より推論するとき熔接長の算出に於て熔接部の剪斷強度を母材強度の 65% に採ることは、本豫備試験に使用せる程度の電極棒を用ひ、施工に著しい失敗なき限り、充分安全性を有するものであり、場合によつては 70% 程度の比率を採用するも大過なかるべしとさへ考へられるのである。

尚切斷試験後の試片について其狀況を觀察するに、先づ第一に注目せらるゝ點は 1, 2 の例外を除き各試片とも切斷が接手金物端より約 8.5cm の箇所に發生してをることである。かゝる傾向は鋼合熔接接手に於ても屢々見受けられるもので熱影響の現れと信するものであるが詳細な溫度測定を行つてをらぬから確言することは出来ない。

更に試片の各部の伸張について觀測した結果は圖-36 の如くである。切斷箇所に於ては斷面局部收縮のため

表-13 引張試験成績

試片番號	熔接長	使用電極棒	最大荷重 (kg)	單位強度* (kg/mm ²)	切斷箇所
A-a ₁	5.5	G	23,700	47.8	丸鋼部分
a ₂	"	"	20,700	41.8	"
a ₃	"	"	20,600	41.6	"
A-b ₁	5.0	F	20,700	41.8	"
b ₂	"	"	20,800	42.0	"
b ₃	"	"	23,700	47.8	"
A-c ₁	4.5	W	20,800	42.0	"
c ₂	"	"	20,800	42.0	"
c ₃	"	"	20,700	41.8	"

備考 * 最大荷重が丸鋼斷面積に對する單位強度なり

圖-34 試験前の試片

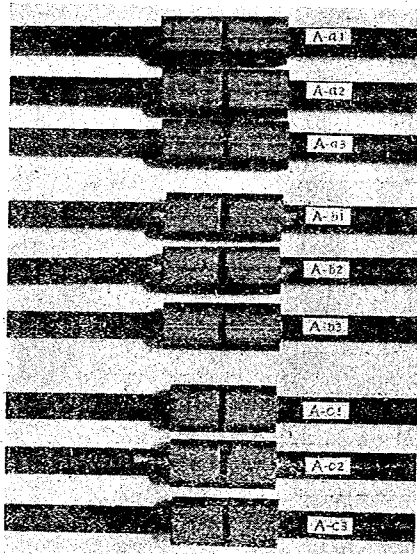
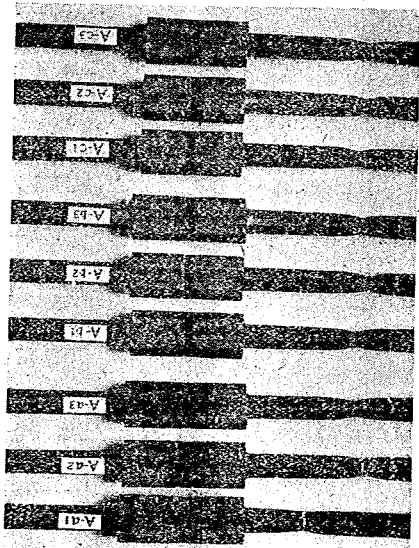


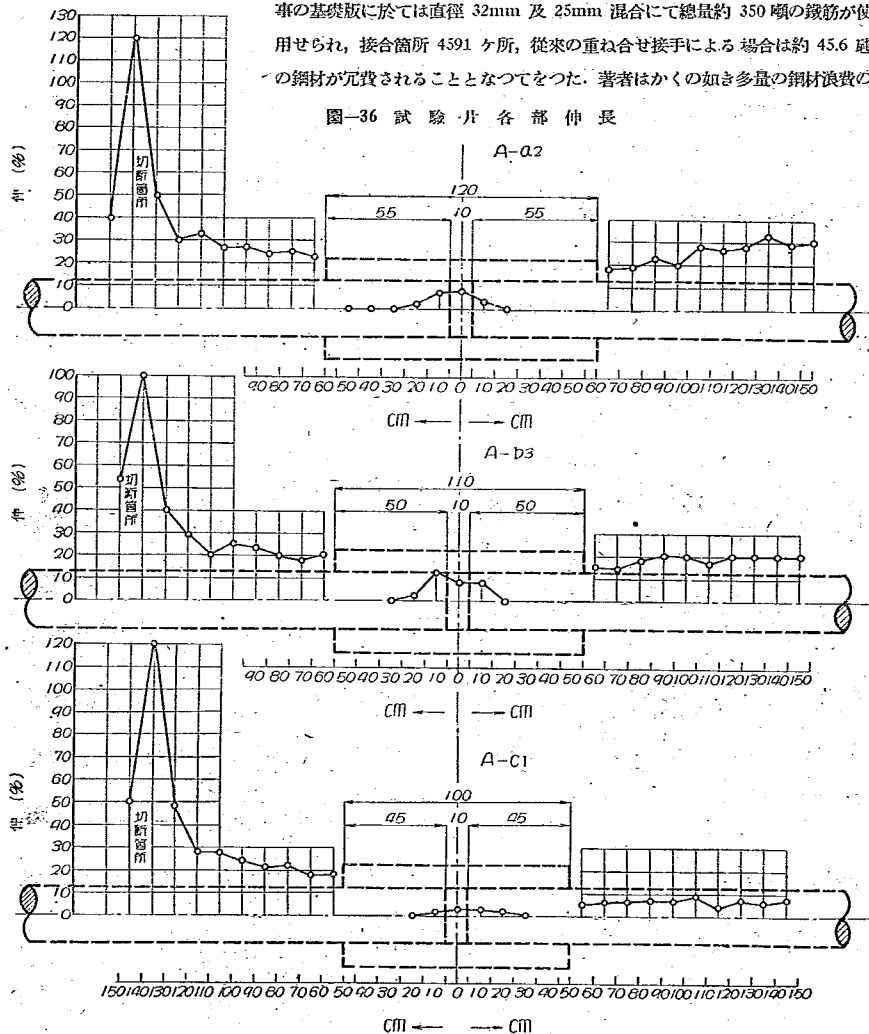
圖-35 試験後の試片



に最大の伸張を示すことは當然であるが、伸張は接手の中央添接部にてても相當量に達する。この部分は斷面値の急變する箇所であつて應力傳達の狀況も甚だしく複雑なるべしと推定せられる。この部分の伸長が相當量に達することはこの部分を溶着鋼にて充たすことの危険を物語るもので、この點は D 種接手に於ける實驗結果に基づいてすでに記述した如くである。

2. 江戸川河水統制水門工事用鐵筋の熔接 内務省東京土木出張所施工の千葉縣行徳町江戸川河水統制水門工事の基礎版に於ては直径 32mm 及 25mm 混合にて總量約 350 噸の鐵筋が使用せられ、接合箇所 4591 ケ所、從來の重ね合せ接手による場合は約 45.6 噸の鋼材が冗費されることとなつてをつた。著者はかくの如き多量の鋼材浪費の

圖-36 試驗片各部伸長



防止策として表-10及表-11に示すE種丸鋼熔接手を推奨するの機会をもつたが、幸にこれが採擇を見るに至り、E種熔接手の大規模実施の體驗を持つことが出来た。以下はこれが實施に關する記録である。

熔接工と電極棒 熔接工としては内務省東京土木出張所荒川機械工場所屬のS技工(41才)及N技工(22才)の兩氏を使用することとし、先づ其技術檢定を行つた。檢定は熔接協會の電弧熔接手資格檢定規定に準據し、下向側合熔接についてのみ試験を行つた。表-14が其試験成績である。先づS技工について見るに第I回試験成績は甚だ心細い結果を示して到底丸鋼接手の工事に従事せしめ得る見込がたくなかつた。よつて更に半ヶ月間の練習期間を與へた後第II回の試験を行つたが、前回の成績との間に何等進歩の跡が認められず、試片の切斷面には熔滓、氣泡の挟雜甚しいものがあつた。以上の結果から見て元來瓦斯熔接工出身であるS技工の電弧熔接に何等か技術的の誤りがあるものと推定された。よつて技術習得の目的で同人を3日間S製作所に派遣し同所の優秀技術者の指導を受けしむると共に、使用電極棒もS製作所製E印徑4mmのものに變更した。斯くの如にして得たS技工の技術には急激な進歩の跡が見え充分信頼しうべき域に達し得た。表-14の第III回及第IV回試験成績の如くである。

表-14 熔接工技術檢定試験成績

技工	試験 番 號	試 片 番 號	斷 面 積 mm ²	極 限 荷 重 kg	強 度 kg/mm ²	使用電極棒	摘 要
S 技 工	第 I 回	1 乃至 8	485.5 乃至 512.5	13,750 乃至 19,458	27.3 乃至 38.2	角丸商店 納入品	熔接部切斷、挟雜物 多量層狀をなすもの あり。
	第 II 回	1 乃至 6	510.5 乃至 540.2	15,100 乃至 17,850	29.6 乃至 34.8	角丸商店 納入品	熔接部切斷、氣泡挟 雜物點在す。
		7	535.0	12,400	23.2	芝浦E印	熔接部切斷、熔込根
		8	548.0	16,800	30.7	〃	〃
	第 III 回	1	493.4	23,600	47.8	芝浦製作所 E印	母板切斷
		2	490.0	23,100	47.2		〃
		3	500.1	23,400	46.8		熔接部切斷、斷面良好
	第 IV 回	1	491.2	22,900	46.6	芝浦製作所 E印	母板切斷
		2	488.9	22,900	46.8		〃
		3	493.8	22,950	46.9		〃
		4	491.2	23,200	47.2		〃
N 技 工	第 I 回	1	480.0	19,800	41.2	芝浦製作所 E印	熔接部切斷
		2	480.0	21,300	44.3		〃
	第 II 回	1	500.0	20,500	41.0	芝浦製作所 E印	母材切斷
		2	509.0	21,000	41.2		〃
		3	504.0	20,800	41.3		〃
		4	505.0	20,900	41.4		〃
		5	499.0	20,500	41.1		〃
		6	500.0	20,200	40.4		熔接部切斷

N技工の檢定成績に關しては特記すべき事項はない2回の檢定試験結果に基きて現場作業に従事せしめうる技術あるものと認めた。

使用鋼材 主鉄筋として使用せらるゝ 32mm 並 25mm 丸鋼について行つた試験結果は何れも J. E. S. 構造用圧延鋼材中の鉄筋コンクリート用棒鋼の規格に合格するものであつて特記すべき點はないが、添接鉄用の鋼材としては鋼鉄剪断によつて生じた屑鉄板を購入使用した結果、材質に幾分の不均等性が見え、其引張強度は試片 6 箇中にて最大 54.1kg/mm² 最少 38.6kg/mm² の變化を示したが大體 39kg/mm² 以上の強度を有するものと認めて合格せしめた。

接手形状寸法 32mm 及 25mm 丸鋼の當鉄接手は圖—37 A. B. の如くで略圖—26 及表—11 に示したものと同様である。このほかに曲げ上げ鉄筋の接合に圖—37 C の如き重ね接手を使用した接手の長さは豫備試験の結果 (表—15 参照) によつたもので $l=20cm$ を採用した幾分長がすぎるやに考へられるが作業の困難な點を考慮して充分な安全性を持たしたものである。

現場溶接作業 江戸川水門工事に於ては電力は自家発電によつてをる。池貝鐵工所製 150 馬力ディーゼル機関にて運轉される明電舎製 3 相 125 KV-A の發電機から送られる 3300V の電流は芝浦製作所製 40 KW 變壓器にて 220V に變壓されて溶接機に送られる。工事に使用した溶接機は 2 臺で次の容量のものである。

芝浦製作所製 單式交流電弧溶接機 SWA—300 型
最大入力 30 KVA 50 ϕ —一次側電壓 100—200 V 定格二次電流 300A 定格時間 1 時間。

作業は作業小屋内へ溶接手が腰掛けて適度の高さとなるが如き木製臺を配置し、これの上面に溶接機の導線を導き、臺上に鉄筋を置きは導線と接觸しうる構造とした。又溶接作業にあつて發生す紫外線の溶接作業員以外に及ぼす害を防止のために遮蔽用圍立を配置した。

作業にあつては鉄筋の運搬、添接鉄の取付、熔滓の取除き其他に従事せしむるため手傳人夫を溶接工 1 人につき 2—4 人附屬せしめた。

工事は昭和 12 年 3 月 3 日より開始されたが溶接作業着手當初は寒氣甚しく且つ作業小屋は周壁なきため直接寒風に曝らされての作業であつた爲に成程思はしからざるものがあつたが、風除けと、溶接部の急冷防止に注意するに至つて所要の結果を収め得た。

溶接鉄筋引張試験 溶接工の資格檢定を終ると共に、32mm 及 25mm 丸鋼について所定の溶接接手の製作をなさしめ、これが引張試験を行つた。表—15 は S 技工の製作せるものに對する成績表である。

圖—37 江戸川河水統制水門工事鐵筋接手詳細圖

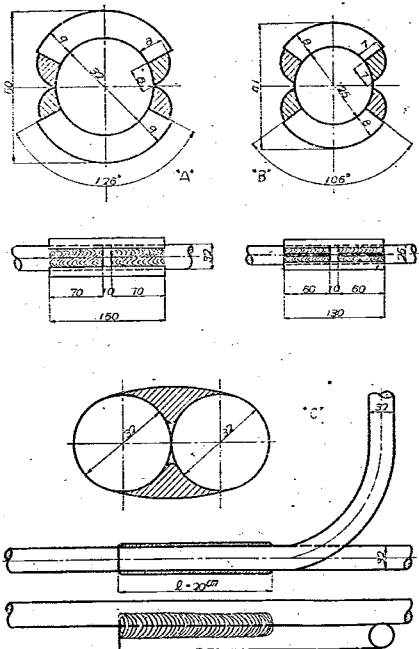


表-15 江戸川河水統制水門丸鋼熔接手引張試験成績

試片番號	丸鋼直徑 mm	斷面積 mm ²	極限荷重 kg	單位強度 kg/mm ²	電極棒 使用量 本	電氣電流 A	熔接時間 分	摘 要
A型	1	32.5	829.6	34,600	41.7	6.0	90~95	母材切斷
	2	32.5	829.6	33,900	40.9	6.0	〃	
	3	32.5	829.6	33,200	40.0	5.6	〃	
	4	32.5	829.6	32,500	39.2	5.8	〃	
B型	1	25.5	510.7	25,600	50.1	5.0	90~95	母材切斷
	2	25.5	510.7	25,600	50.1	5.0	〃	
	3	25.5	510.7	21,700	42.0	4.6	〃	
	4	25.5	510.7	22,000	42.5	5.0	〃	
C型	1	32.0	804.0	30,100	38.5	15.0	100	l=120 母材切斷
	2	32.0	804.0	32,200	40.0	15.0	〃	l=120 〃
	3	32.0	804.0	28,800	35.8	9.0	〃	l=150 熔接等切斷
	4	32.0	804.0	35,200	43.8	12.0	〃	l=200 母材切斷

備考 熔接時間は一接手を完成するまでの凡ての操作時間を示す。C型の中-No. 2 は 5 層盛、他は何れも 4 層盛なり。

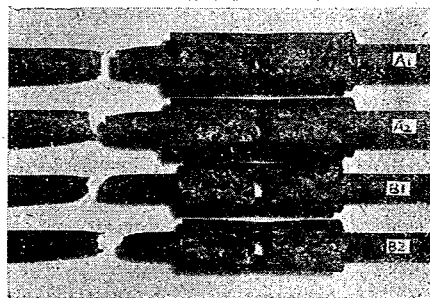
この試験結果により各型とも充分なる強度を與へることを明かにし得たので現場熔接工事に着手せしめた。圖-38 は表-15 の試片中代表的のものゝ切斷狀況を示したものである。

工事着手後も隨時施工済の接手を攝取しこれについて引張強度試験を行つた。昭和12年3月より6月迄の間に24本の試片を採つてをる。これについて行つた試験成績の詳細はこれを省略するが、工事着手當時のものに熔接部切斷を示したものが1箇、添接鈹に用ひられた鋼材の強度低きため添接鈹にて切斷せるもの數箇ありたるのみにて其他は凡て丸鋼母材にて切斷してをる。前者は作業小屋の寒風に曝露されてをつた爲の影響であることは既述の如くであり、後者は添接鈹中に構造用鋼以外の低炭素のものゝ混してをつた爲であることも使用鋼材の項に於て説いた如くである。

熔接費 内務省東京土木出張所江戸川河水統制水門建設事務所の調書を基として熔接に要した費用を算出した結果は大體表-16 の如くである。

表-16 の工費中添接鈹はA型用B型用とも其大半は板材購入の上東京土木出張所荒川機械工場にて扇形に加工したもので、殘餘は既成品を購入したものである。兩回の添接鈹單價は次表の如くである。

圖-38 丸鋼熔接手試験片



又電極棒は芝浦製作所E印
4mm のもので購入価格は1箱
當り0.85 圓である。これが消費
量を工事係員の報告によつて算
出すると次の如くである。

A型接手1箇所當

0.348~0.382kg (7.25~7.96本)

B型接手1箇所當 0.290kg (6.05本)

C型接手1箇所當 0.446kg (9.3本)

備考 平均單價 A型 0.24 圓 B型 0.17 圓

表-16 江戸川河川統制水門丸鋼熔接格接費

型 式	用 使 所 箇	接 手 数	添 接 鈑		電 極 棒		熔 接 工 人		電 力 料		計	
			具 数	金 額	重 量	金 額	員 数	金 額	員 数	金 額	金 額	接 手 一 箇 所 當
A 型	閘 門	1201	2402	583.7	418	355.3	124	304.2	210	352.0	107.8	1.42
	水 門	2401	4802	1166.9	915	777.8	146	396.1	675	1141.8	215.2	1.54
	計	3602	7204	1750.6	1333	1133.2	270	700.3	885	1493.8	436.2	1.50
B 型	水 門	651	1302	120.7	188	160.0	35	109.2	86	155.9	48.5	0.89
C 型	閘 門	338	—	—	151	128.0	21	63.7	114	186.7	500	1.23
計	閘 門	1539	2402	583.7	569	483.5	145	367.9	324	538.7	1954	1.38
	水 門	3052	6104	1287.6	1103	937.7	181	505.3	761	1297.7	3393	1.40
	計	4591	8506	1871.3	1672	1421.2	326	873.2	1085	1836.4	5347	1.39

備考 本表には熔接機、同消却費、送電設備費、消耗品費等を含みぬ。

上記の消費量は表-15 に示した豫備試験に於けるものに比し A 型、B 型に於て約 20% の増加となつてを
る。この原因は實作業に於ては試験片製作の場合より 1 ビード だけ多く施工した結果であり、C 型に於ける約
20% の減少は鐵筋曲げ上げの不正確から $l=20\text{cm}$ を完全に熔接し得なかつた爲である。

又表-16 の電力料は 1 接手當りの實使用電力量と、自家発電に要した 1 KWH 當りの費用から算出したもの
である。

1 接手當使用電力量は各型について 3~4 日の實使用電力量から平均値を求めた。

A 型 接 手

B 型 接 手

C 型 接 手

1.21, KWH

0.745

1.48

発電に要した費用は昭和 12 年 4 月より 7 月迄 (熔接施行期間) の總發電電力 38023 KWH に對し、

發 電 費

送 電 費

諸 扱

計

1899.2 圓

779.2 圓

133.4 圓

2811.8 圓

であつて 1 KWH 當り、0.074 圓に當つてを。

熔接工程、熔接工 1 人 1 日の熔接工程は

A 型 溶 接	最 小	15~16 箇所	最 大	30~32 箇所
B 型 溶 接	最 小	24~25 箇所	最 大	34~35 箇所
C 型 溶 接		10 箇所前後		

尚溶接工1日の規定就業時間は午前7時より午後5時迄作業時間は約9時間であるが、多忙な時期には13時間位作業してをる。

工事費の比較 本工事に使用せる丸鋼は総吨数 350 吨で、これが購入価格は 105~184 圓、平均 1t 當り 163.1 圓である、今 4591 箇所の丸鋼接手に對して従来の重ね合せ接手を使用したとしてこれに失はれる鋼材重量は、45.6 吨に達する。

	單位重量	直 徑	箇 所	
32mm 丸鋼 (A型箇所)	6.31	× 54	× 0.032	× 3602 = 39.3t
" (C型箇所)	6.31	× 42	× 0.032	× 338 = 2.9t
25mm 丸鋼 (B型箇所)	3.85	× 54	× 0.025	× 615 = 3.4
				45.6t

鋼材價格のほかに鉄筋加工費として吨當り 5 人歩、結束費として繼手 1 箇所 0.02 圓を見込めば重ね合せ工法による接手用竣工費は

鋼 材	163.1 × 45.6 = 7437
加 工 費	2.0 × 5 × 45.6 = 456
結 束 費	0.02 × 4591 = 92
計	7985

上記の重ね接手に對し溶接接手の工費は表-16 より 6398.0 圓にして兩者の間に

$$7985 - 6398 = 1587 \text{ 圓}$$

即ち約 20% の節約がなされた事となる。但し本工費ではこの節約費の中から溶接機 2 臺 (價格 370 × 2 = 740 圓) を購入工事に使用してをる。

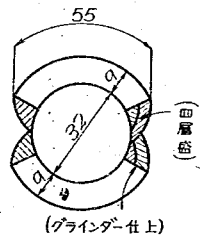
3. 松原橋 新京濱園道松原橋は中央徑間 20.0m、兩側徑間各 6.0m の 3 徑間鉄筋 コンクリート 連鉄桁橋にて、これが主桁に使用せる主鉄筋 32mm 丸鋼の接合に電弧溶接當接手を使用した。

接手の形状寸法は既述のものと大同小異である。片側溶接長 70mm、當鋼厚 9mm、長 150mm、中央間隙 10mm である。圖-39 は其斷面を示したもので當鋼は幅 50mm の平鋼を壓縮機にて曲げ、端部はグラインダーにて隅肉底部の角度の 90° となる様仕上した、溶着鋼は片面 4 層盛である。使用電極棒は芝浦製作所製 E 印、徑 4mm 溶接機は同製作所製、S.W.A. 300 型最大入力 30 KVA である。直徑 6mm、標點距離 48mm の引張試験片を用ひて行つた溶着鋼強度試験の結果では引張強度 48.1kg/mm²、伸率 19.2% を示してをる。

丸鋼接手強度試験は工事筋手の最初製作せしめたる試験片について行つた。表-17 が其成績である。

圖-39 松原橋鉄筋接手

(製作の結果は 57mm とする)



尚接手強度試験と共に添接材について強度試験を行った。試験片6箇中3箇所は室温のまゝ、他の3箇所は2分30秒～3分10秒間薄黄色に加熱の後35分～40分間に室温に冷却せしめた、室温のまゝのものゝ引張強度平均46.5kg/mm²、伸率23.7%(試験片寸

表-17 松原橋丸銅熔接接手引張試験成績

試験片番号	丸銅径mm	断面積	極限荷重kg	単位強度kg/mm ²	摘 要
1	32	804	34,280	42.5	母材切断、熔接部端部に小亀裂
2	"	"	35,350	44.0	
3	"	"	36,000	44.8	

法、断面 34.5×9.0mm、標距距離 200mm) である。加熱せられたるものゝ平均引張強度は 45.8kg/mm²、伸率 22.9% で顕著な変化は認められない。

本工事施工にあつての熔接作業費を内務技手水島秀夫氏の調査によつて要約すれば表-18 及表-19 の如くである。

表-18 松原橋丸銅熔接接手材料労力表

作業日数	接合箇所数	就業時間	一箇所平均作業時間			電力			電極棒使用量		勞力	
			熔接	段取	計	負荷電流	電壓	電力量	本数	匙	熔接工	手傳
17	317	133~55 ^{時分}	分	分	分	A	V	KWH				
1箇所割平均	—	—	17	3	21	70~80	125	0.93	2430	95.9	17	82
									7.7	0.302	0.053	0.238

備考 一日作業接手数は最大 24、最少 16、普通 22 箇所である。作業は昭和 13 年 1 月 28 日より同 2 月 16 日に亘つてを。

表-19 松原橋丸銅熔接接手1箇所當單價表

材 料	形 狀 寸 法	稱 呼	員 數	單 價	金 額	摘 要
添 接 銀	50×9×150	枚	2	0.38	0.760	芝浦製作所 E 印
電 極 棒	4mmφ×35cm	延	0.302	0.85	0.256	
電 力 費*		k.W	0.93		0.173	
熔 接 工		人	0.053	4.00	0.212	記録係 1 人ヲ含ム
人 夫 助		人	0.053	2.20	0.117	
人 夫 手		人	0.205	1.80	0.270	
小 計					1.788	切揃及グラインダ
電氣設備費*					0.268	
金 引 鋸*		枚	0.155	0.75	0.120	
人 夫*	加 工	人	0.095	2.00	0.190	—
同 小 計	段 取	"	0.025	1.80	0.045	
合 計					2.303	
						勞力 0.834

備考 *1 電力量はメートルによる。本工事中の支持料金 55.00 圓にして接手 1 箇所當 0.173 圓なり

*2 電氣設備は容量 18KVA 架結長 30m、外線内線工事費並取外料合計 85.0 圓にて接手 1 箇所當り 0.268 圓

*3 金引鋸使用数量 49 枚接手 1 箇所當り 0.155 枚

*4 添接銀グラインダ 5 人 接手 1 箇所當り 0.015 人

母材端切揃 26 人 接手 1 箇所當り 0.08 人

*5 熔接場段取 8 人 接手 1 箇所當り 0.025 人

接合に重ね合せ接手を使用する場合の工費は

$$\begin{array}{ll}
 \text{接 手 長} & 35d + 25d \approx 1.9\text{m} \\
 \text{結束用鋼線 (径 1.2mm) 長 0.8m のもの 1箇所} & 0.22 \times 6.31 \times 1.9 = 2.64 \\
 & 0.30 \times 0.0088 \times 5.6 = 0.015 \\
 \text{鉄筋 1箇所曲手間} & \approx 0.067 \text{ 人} \times \text{時間} \\
 \text{〃 手間} & \approx 0.025 \text{ 人} \times \text{時間} \\
 \text{計} & 2.820
 \end{array}$$

両工法を比較するとき溶接接手は

$$2.82 - 2.303 \approx 0.52$$

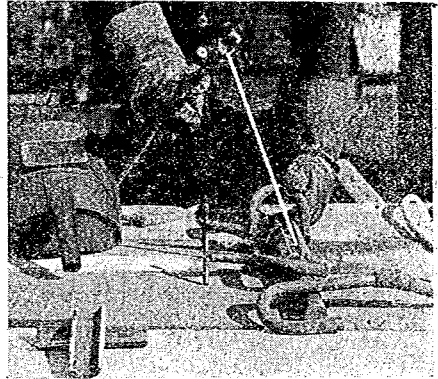
の廉價となり、約 20% の節約となる、

図—40 及 図—41 は溶接現場施工状況を示す、

図—40 松原橋鉄筋溶接状況（其一）



図—41 松原橋鉄筋溶接状況（其二）



4. 其他の E 種接手強度試験成績 前掲數種の試験成績のほかに著者が諸府縣からの依頼によつて行つた強度試験成績を直径別に分類したものが表—20 である。

表—20 丸鋼 E 種接手強度試験成績表

其 1 25mm 丸 鋼

依頼者竣工工事名	試片 番號	添 接 鉚			片 側 鉚接長 mm	接 手 間 隙 mm	極 限 強 度		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	延 度 (kg/mm ²)	
富 山 縣 (早 月 橋)		111°6'	8	130	60	10	19,100	41.9	實測丸鋼径 24.1, 電極棒直径 No. 16.4mm. 母材切斷富山佐藤工業所施工
富 山 縣 (早 月 橋)	1 乃至 5	124	8	150	70	10	19,450 乃至 19,650	39.6 乃至 40.0	富山佐藤工業株式會社製, 母材切斷
内 務 省 荒川機械工場 木下川水門	2	125	6	130	60	10	18,700	39.05	母材切斷, 溶接部異状なし
	4	〃	〃	〃	〃	〃	18,750	39.1	
	5	〃	〃	〃	〃	〃	18,750	39.1	
	6	〃	〃	〃	〃	〃	18,700	39.05	

其 2 28mm 丸 銅

依頼者並工事名	試片 番號	添 接 板			片 側 熔接長 mm	接 手 間 隙 mm	極 限 強 度		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
富 山 縣 (早 月 橋)		109°16'	9	130	60	10	23,450	38.9	電極棒帝段 No. 16, 4mm 實測丸銅徑 27.7 母材切斷 佐藤工業所 實測丸銅徑 27.9
		"	"	"	"	"	23,550	38.5	
富 山 縣 (早 月 橋)	11 乃至 15	124	9	150	70	10	24,100 乃至 24,250	39.4 乃至 39.5	富山佐藤工業株式會社 母材 切斷

其 3 32mm 丸 銅

依頼者並工事名	試片 番號	添 接 板			片 側 熔接長 mm	接 手 間 隙 mm	極 限 強 度		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
富 山 縣 [*]	KA	126	9	150	70	10	35,690	44.3	熔接機日立製作所交流 25 KVA 電極棒川崎製 (K.S.A No. 2) 4mm, 2 層盛, 33T 時近にて熔接端に小龜 裂母材切斷, 川崎造船所施工
	KB	"	"	"	"	"	35,500	44.1	
	KC	"	"	"	"	"	35,900	44.7	
	YA	126	9	150	70	10	35,600	44.3	熔接機日立製作所直流, 電極 棒帝段 No. 17, 4mm 2 層盛 母材切斷, 横河橋梁製作所
	YB	"	"	"	"	"	35,250	43.9	
	YC	"	"	"	"	"	35,200	43.8	
	SA	126	9	150	75	無	36,200	45.0	熔接機, 大阪電氣交流, 帝段 No. 17, 2 層盛 接手中央部添接板切斷, 佐藤 工業株式會社
	SB	"	"	"	"	"	36,350	45.2	
	SC	"	"	"	"	"	33,000	41.0	
	SD	"	"	"	"	"	33,800	42.0	
	KSA	126	9	150	70	10	32,500	40.2	熔接機日立製作所交流, 帝段 No. 17, 4mm 母材切斷, 汽車製造會社
	KSB	"	"	"	"	"	35,600	44.3	
	KSC	"	"	"	"	"	34,200	42.5	
	OA	126	9	150	70	10	35,600	44.3	日立製交流熔接機, 母材切斷 大阪鐵工所
	OB	"	"	"	"	"	35,000	43.5	
	OC	"	"	"	"	"	35,200	43.8	
群 馬 縣 [*] (馬 橋)	1	120	9	210	100	10	36,400	45.3	非上工業株式會社施工, 施工 良好なり, 母材切斷
	2	"	"	"	"	"	36,350	45.2	
	3	"	"	"	"	"	36,300	45.1	
茨 城 縣 [*] (茨 橋)	1 乃至 5	110	9	150	70	10	30,800 乃至 31,800	38.3 乃至 39.5	母材部切斷, 母材強度は J. E.S No. 20 號の材料として は低し
富 山 縣 [*] (赤 川 橋)	1	124	9	150	70 (熔填)	"	38,600	48.0	母材切斷 添接板切斷 接手間隙熔填せり 富山佐藤工業所製 作 母材切斷 添接板切斷 母材切斷
	2	"	"	"	"	"	38,200	47.5	
	3	"	"	"	"	"	38,400	47.8	
	4	"	"	"	"	"	36,550	45.5	
	5	"	"	"	"	"	38,400	47.8	

其 3 32 mm 丸 鋼 (續)

依頼者並工事者	試片 番號	添 接 鈑			片 側 熔接長 mm	接手 間隙 mm	極 限 強		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
群馬 馬井 縣橋	A	124	9	170	80	10	34,250	42.6	母材切斷, 熔接部異狀なし
	B	"	"	"	"	"	34,150	42.5	
	C	"	"	"	"	"	34,200	42.6	
群馬 馬倉 縣橋	1	116	12	210	100	10	32,300	40.2	母材切斷, 熔接部異狀なし 井上工業株式會社
	2	"	"	"	"	"	32,300	40.2	
	3	"	"	"	"	"	32,450	40.4	
鳥飯 根梨 縣橋	1	110	9	150	75	無	32,550	40.5	母材切斷
	2	"	"	"	"	無	32,400	40.3	
茨城 城代 縣橋	I 乃至 5	110	9	150	70	10	30,600 乃至 31,700	38.1 乃至 39.4	母材切斷
	6 乃至 10	110	9	150	70	10	33,800 乃至 35,000	42.0 乃至 43.5	
桐昭 生和 市橋	1	120	9	170	85	無	36,100	44.9	母材部切斷, 中央銜合附近の 熔接に龜裂發生
	2	"	"	"	"	"	35,300	43.9	
	3	"	"	"	"	"	36,400	45.3	
樺太 遠古丹 廳橋	1	89	12	200	97.5	5	31,700	39.4	母材切斷, 帝段 No. 17, 5mm 棒使用
	2	"	"	"	"	"	33,550	41.7	
	3	"	"	"	"	"	31,350	39.0	
	1	89	12	200	97.5	5	34,150	42.5	母材切斷, 豐國炭素 No. 2, 4mm 棒使用
	2	"	"	"	"	"	34,200	42.6	
	3	"	"	"	"	"	32,400	40.3	

其 4 38mm 丸 鋼

依頼者並工事名	試片 番號	添 接 鈑			片 側 熔接長 mm	接手 間隙 mm	極 限 強		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
鳥根 縣* ₅ (神立 橋)	1	134	12.5	170	80	10	43,400	38.3	母材切斷, 熔接部異狀なし
	2	"	"	"	"	"	46,200	40.7	

其 5 異徑丸鋼*₆ (富山縣早月橋)

丸 鋼 直 徑	試片 番號	添 接 鈑			片 側 熔接長 mm	接手 間隙 mm	極 限 強		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
32mm と 28mm	A _x	111°42'	8	130	60	10	26,650	43.6	28mm 丸鋼切斷
	A _B	"	"	"	"	"	23,200	38.2	
	16 乃至 20	124°	9	150	70	10	24,100 乃至 24,350	39.3 乃至 39.6	28mm 丸鋼切斷, 富山佐藤工業株式會社製作

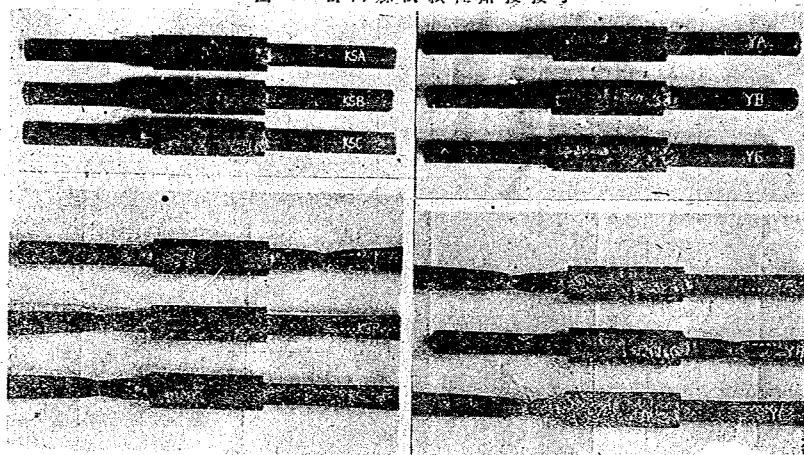
其 5 異徑丸鋼*。(富山縣早月橋) (續)

丸 鋼 直 徑	試片 番號	添 接 鋸			片 側 熔接長 mm	接 手 間 隙 mm	極 限 強 度		摘 要
		中心角	厚	長			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
28mm と	C ₀	101°53'	8	130	60	10	19,200	40.7	25mm 丸鋼切斷
	C _L	"	"	"	"	"	19,300	42.3	
25mm	6 乃至 10	124°	8	150	70	10	19,500 乃至 19,800	39.7 乃至 40.3	25mm 丸鋼切斷、富山佐藤工業株式會社製作

5. E 種接手強度試験成績に對する考察 以上の諸試片の成績を通覽にするに切斷が熔接部に生じたものは皆無にして大部分丸鋼部にて破斷してをる、稀に熔接部端部に小龜裂を示せるものもあるも接手の強度に影響を有する程度のものではない、又添接鋸に破壞を起してをるものがあるが、接手間隙の熔填が其原因と推定される、又接手部熔接長が一般に必要な以上に大なることは D 種接手の場合と同様である。

試片中特記すべきものとしては 32mm 丸鋼にて富山縣⁴¹の K, Y, S, K S, O の 5 種は同縣が熔接接手工に先ち關西方面の一流工場に試験片を製作せしめたもの、試験成績にして各種とも充分なる強度を示してを

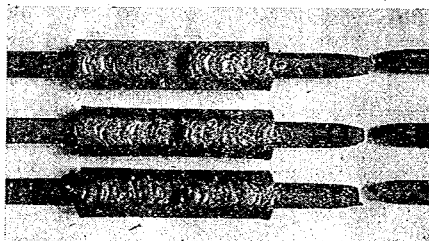
圖—42 富山縣依頼種熔接接手



るが S 種のみは切斷が添接鋸に起つてをる、接手間隙熔填の結果である。圖—42 はこれらの試片を示したものである。

⁴² 群馬縣鎗橋の試験片は其施工極めて優良、其強度も殆んど均等にして、母材切斷箇所もほゞ一定し添接鋸端より約 10cm の點に起つてをる圖—43 は其切斷狀況を示したものである。同試片は片側熔接長 100mm にて著しく過大である恐らく 50mm 程

圖—43 群馬縣鎗橋熔接丸鋼



度にて充分の強度を示し得たものと信ずる。

*3 茨城縣中央橋の試片は5箇所とも母材切斷を起してをるが其強度は平均値が僅かに 39kg/mm^2 に達する程度であつた、母材の素質によるものと認める、施工状況は極めて均等で極限強度の相互差異は3% 餘である。

同工事に於ける接手箇所数は154箇所、接手1箇所當の施工費は3.21圓で其内譯表-21の如くである。
(三浦壽氏に依る)

表-21 茨城縣中央橋丸鋼溶接工費

名 稱	形 狀 寸 法	員 數	單 位	單 價	金 額	摘 要
電 極 棒	徑 4mm 長 30cm	8.4	本	0.034	0.285	實使用量7本、餘裕2割
添 接 鋸	厚 9mm 長 150mm 幅 45mm	2	枚	0.35	0.70	扇形仕上
職 工		0.104	人	5.50	0.572	熔接工1日2人にて19箇所8日間に て仕上
手 傳		0.228	人	0.90	0.205	1日2.5人10日間鐵筋整理運搬
電 力 費					0.623*	1箇月使用料金60圓、設備費36圓計 96圓
熔接機損料	日本電機製				0.325*	附屬品共一式損料50圓
雜 費					0.50*	器具材料現場運搬、鐵筋支保材其他一 式計77.0圓
計					3.21	1.762 1.448*

溶接工能率は1日25箇所の施工可能にして溶接工2人を雇附せるは安全を期しすぎてをる、又僅か10日間の工事に對し、電力料として1箇月1200 KWHの最賃料金60圓を支拂つてをり實使用電力量は200 KWHに過ぎなかつた事等がこの單位を高からしめた所以である。

*1 富山縣赤川橋の試片は接手間隙を熔填してをる、5試片とも充分なる強度は示してをるが2號及4號試片が添接鋸にて切斷してをることはこの間隙熔填に原因してをると考へる。

*3 38mm 丸鋼を使用せる鳥根縣神立橋の接手は何れも母材部に切斷が起つてをるが、切斷箇所は添接鋸端に接してをり、且つ殆んど斷面收縮を示さず、丸鋼軸線に直角に破斷し一般壓延鋼材の破壊狀況とは趣を異にしてをつた、この原因を確むるために母材丸鋼の提出を求めこれについて引張試験を行つたが平均強度 42kg/mm^2 伸率 24.5% で JES 第 20 號の構造用壓延鋼材の規定に合格してをり特異性が認められなかつた、従つて熔接接手試片の異狀切斷の原因としては熔接時の熱影響が第1に考へられるのであるが、熔接作業狀況を詳かにし得ない關係から確實な判斷を下すことが出来なかつた、

*5 富山縣早月橋工事に於ては32mm 丸鋼と28mm 丸鋼と25mm との2組の異徑鐵筋の接合を行つてをる、小徑の丸鋼に相應する添接鋸を用ひ直徑の相違に基く間隙へは厚2mm乃至1.5mmの弧形填材を使用してをる圖-44は32

mm 丸鋼と28mm の場合を示す、これらの切斷はすべて小徑の丸鋼にて切斷を生じてをる。

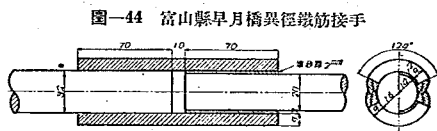


圖-44 富山縣早月橋異徑鐵筋接手

IV. 隅肉熔接接手要約

前掲5種の隅肉熔接接手中 A 種は其構造上當初より偏心を有し荷重の増加と共に屈曲を生ずる惧あること、熔接施工箇所が狭隘にして底部までの熔込不能なる點、等から見て丸鋼接手としては避くべきものと考へる。

B 種は A 種の偏心を除去したものであるが、熔接端部の應力集中の著しい爲に破壊は端部より漸次中央に進行し重襲長の増加も充分強度増大に役立たざる状況であり、熔接施工困難の度は A 種と同様、更に接手の幅が丸鋼の約3倍となるの缺點ありて、熔接接手とし推奨しうべき工法ではない。

C 種は當釐として現場有合せの丸鋼屑を使用せんとするものであるが、A, B 同様熔接施工困難なること、接手部の幅員著しく大なる事等の理由より、重要ならざる少數箇所にて止むを得ざる場合のほかに使用すべきものでないと思ふ。

D 種と E 種とは共に當釐を使用するもの前者は平釐のまゝ後者は弧形に曲げたるものを用ひてをる、前者に於ては隅肉熔接が直線と圓弧にて圍まれる部分に施工するものであつて作業困難に且つ底部までの熔込が全然不能であり内部に熔滓の殘留の避け難い事は A, B 種同様であるに對し、後者は一般隅肉熔接の有する二等邊直角三角形に近い形に施行せられ底部までの熔込等は一般平釐に於けると同様に施工することが出来る、併し隅肉の形狀から向し直徑の丸鋼に對して前者の方が喉厚が大となるために熔接長從つて添接釐長を短縮することが出来る利點を有するが、同時に熔着鋼の量、從つて使用電極棒の數量が増加するの缺點を免れない、接手の仕上りを比較するときは後者の方が遙かにコンパクトである。

以上 D 種と E 種とは其細部について一得一失を有するも、接手としての最高要點たる熔接については其施工の容易さ、底部熔込の安全性の兩點から見て E 種が遙かに優つてをるものと考へねばならぬ。

E 種の理論熔接長としては各種の假定の下に

$$l=1.62D$$

とし、これに壺並に應力端部集中の影響を加味して 15~20mm を加へたものを實使用長として充分な安全性を確保しうるものと信ずる、表-10及表-11 は斯くの如くにして求めたる熔接長並に添接釐寸法を示す。

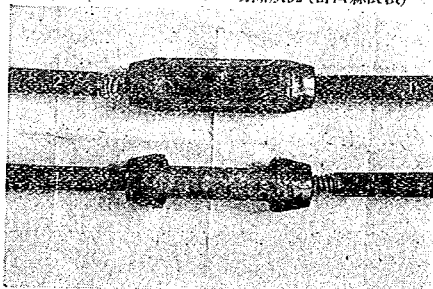
D 種及 E 種共に接手中部には 5~10mm の間隙を附し、この部分は熔接を繼續せしめることを必要とする。

V. 附録、熔接以外の丸鋼接手

[1] ターン・バックル

丸鋼接手として従來屢々用ひられたものにターンバックルがあるが、これが製作費の大なること、丸鋼端をアップ・セットせざる限り、端部に刻むネジの谷斷面に支配されて丸鋼の全強を求むることは全く不可能である、表-22 は當所にて行つた試験結果を示したもの、圖-45 は端部アップ・セットせざるもの、切斷状況を示し圖-46 はアップ・セットせるもの、

圖-45 ターン・バックル切斷状況 (富山縣依頼)



の、細部を示せり。

図-46 端部アップ・セットせるターン・バックル (山形縣)

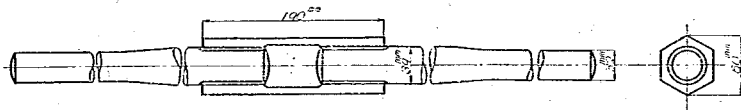


表-22 ターン・バックル引張試験成績

依頼者	試片 番 號	鉄 筋 径	極 限 強		摘 要
			最大荷重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	
富 山 縣	1	36.0	31,600	31.0	丸鋼端アップ・セットせず、螺旋部切断
	2	36.2	31,700	30.8	
山 形 縣*1	1	32.0	33,800	42.0	ターン・バックルの中央切断、 母材径 32mm より 39mm に變化せんとする 箇所切断、ターン・バックルに異状なし 母材径 32mm の部分切断、ターン・バックル の中央部引伸されたるも切断せず 母材 32mm の部分切断、ターン・バックル異状 なし
	2	〃	26,900	38.4	
	3	〃	36,300	45.1	
	4	〃	34,300	42.6	
	5	〃	36,000	44.7	

備考 *1 丸鋼径 32mm にして端部を 39mm にアップ・セットして螺旋山を刻めり

[2] 丸 鋼 の 鍛 接

北海道廳帯廣治水事務所施工の十勝川河西橋に於ては径間 41m の鉄筋コンクリード・ゲルバー桁橋の主鉄筋として 44 mm 丸鋼を使用した、これが接手工法としては鍛接法を用ひてをり著者は同治水事務所の依頼によつて、これが強度試験を行つた以下は其試験成績である。

使用鋼材 日本鋼管株式会社、川崎工場の製品で表-23 の強度を有してをる、試片は 44mm 丸鋼中央部を径 40mm に削成して試験を行つた、C 試片は原材のまゝ、D 試片は鍛接の目的にて鈍赤色に加熱、空氣中にて冷却せしめたものである、試験成績によると、この加熱は鋼材の延性を増加してをる様である。

表-23 河西橋 丸鋼強度試験

試片番號	平行部 直 径 mm	断面積 mm ²	限 極 強		伸 率		備 考
			荷 重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	標 距 mm	伸 率 (%)	
C	40	125.6	56,550	45.0	160	27.5	原材のまゝ、中 央部切断 加熱 中央部 切断
D	〃	125.6	58,800	46.8	〃	38.1	

第1回試験 強度、鍛接接手の強度試験を行ふために提出されたものは A_1 及 A_2 の 2 試片でこれが鍛接は図-47 の如く矢筈式の工法を用ひてをる、提出された試片接合部の直径は母材とは同様であつた、試験成績は表-24 の如くである、

兩試片とも極限強度は母材の 95% に近い値を示し鉄筋コンクリート用の丸鋼として充分な強度を有してをる、試片切斷時の状況を見ると荷重の増加と共に先づ圖-47 の A 部に龜裂を生ずるもこの龜裂は餘り成長せず極限荷重に近きて B 部附近に龜裂を生じ最後の切斷は矢筈中央部分にて外側母材部に起つてをる、これより深部の矢筈部では全然銀合が認められなかつた。圖-48 は試片の切斷狀況を示したものである。尚この試験に於て注目せらるゝことは伸率の著しく少いことである、これは切斷部にて充分な局部伸張の起らなかつた事によるもので圖-49 に示す、切斷試験後の試片形狀を見るとき頷くことが出来る。

圖-47 接手の銀接

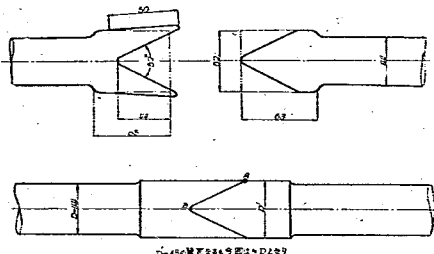


表-24 河西橋丸鋼銀接接手強度試験成績 (第 1 回)

試片番號	試片直徑 mm	斷面積 mm ²	極 限 強 度		伸 率		摘 要
			荷 重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	標 距 mm	伸 率 (%)	
A ₁	46.0	166.3	70,800	42.6	180	7.8	接合部切斷
A ₂	45.0	159.2	67,900	42.7	〃	13.9	〃

内部銀接狀況 銀接部の接合狀態を確めるために提出された B 試片 2 箇中 1 個を矢筈底部に沿つて、他の 1 個をこれに直角方向に半切し、この切斷面を研磨後、腐蝕せしめた、圖-50

圖-48 A 試片の切斷狀況

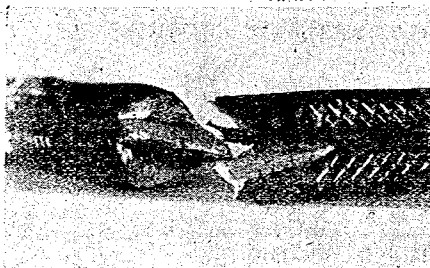
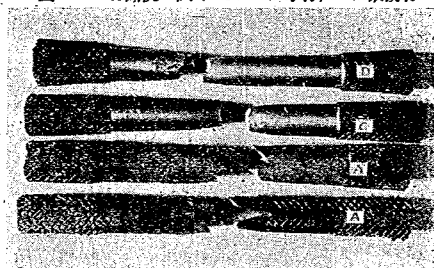


圖-49 切斷後の試片 C.D は母材、A は銀接材

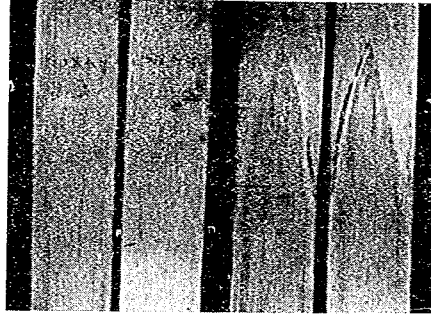


は其腐蝕寫眞である。これによつて見るに矢筈底部並に接合部に沿つて可成の塊雜物の存在が認められ完全なる融合の困難なる事、並に A 試片の切斷狀況異常の原因を確めることが出来る。

第 2 回試験 前掲の試験結果に基づき銀接接手の強度が母材の 95% 程度に達せしめ得ることが確められたので、切斷が接手に起ることを避ける目的から接手部の直徑を充分大きくアップ・セットして接合を行つたものが第 2 回の試験片として當所へ提出された X₆, X₈ の兩試片であつた、接手部は圖-51 に示すが如く長約 140mm の間直徑 54mm にアップ・セットしてある、丸鋼徑 44mm に對し、斷面積の増大は約 50% である、引張試験の成績は表-25 の如くで何れも母材部にて切斷してをり、接手箇所では矢筈端部に幾分の剝離が認められたるも

著しいものではない。

図-50 B試験片の接合部断面微写真



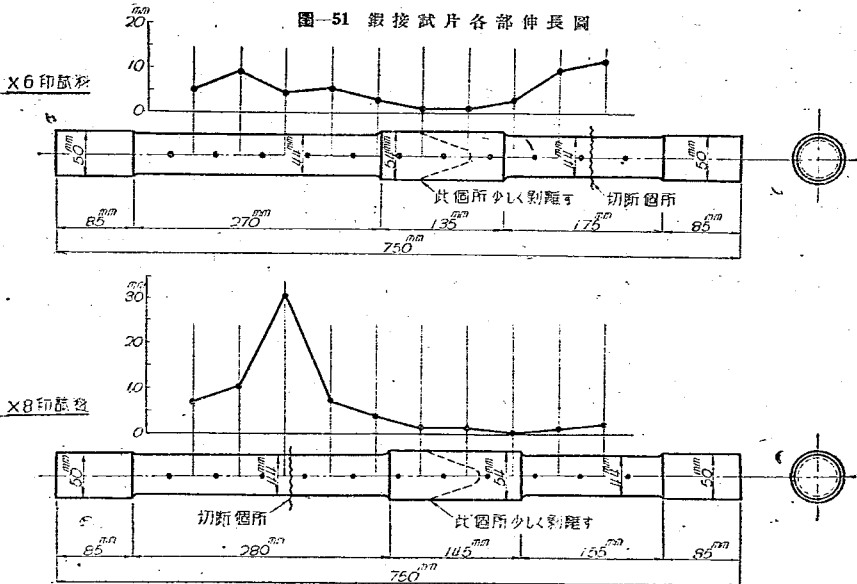
矢筈の底部に沿つた縦断面 矢筈底部に直角方向の縦断面

(蝕合部の黒色は挟雜物の存在を示す)

表-25 河西橋丸鋼鍛接手強試験成績 (第2回)

試片番號	丸鋼断面		接手断面		極限強度		伸率		摘 要
	直 徑	断面積	直 徑	断面積	荷 重 (kg)	強 度 (kg/mm ²)	標 距	伸 率	
X ₆	44	1520	54	2290	67,500	44.4	176	23.8	丸鋼部切斷
X ₈	〃	1520	54	〃	60,400	39.7	〃	28.4	〃

図-51 鍛接試片各部伸長圖



X₃ 試片の強度が幾分低下してをるが鍛接時の過熱の影響ではないかと考へるが確かではない。接手部を充分強大として切斷を丸鋸母材部に起さしむる目的はこの工法にて充分達成し得たものと考へる、これらの試片が示した各部分の延伸狀況は圖-51 によつて知ることが出来る。

尙この鍛接接手の施工は河西橋架橋工場の鍛冶場で直營實施されたもので (昭和 13 年) 1 箇所當りの工費は機械器具の設備修繕費等を除外して 4.71 圓と報告されてをる。1 日工程約 8 箇所である。

エタニット管の強さとその用途適應性に就いて

内務技師 青 木 楠 男

目 次

I. 緒 言	(1)
II. 材質に關する試験	(2)
[1] 物理的性質	(2)
[2] 壓縮強さ	(2)
[3] 引張強さ	(3)
III. 管體としての試験	(7)
[1] 外壓試験	(7)
[2] 水壓試験	(8)
IV. 本試験結果と昭和7,8年製品の試験結果との比較	(9)
V. 要 約	(11)

(本試験は主として本所具、鈴木倫虎及石川利雄兩君を預したものである)

I. 緒 言

曩に當試験所報告(第25號昭和8年發行)に於てエタニット管に關する試験成績を發表したが、當時の該管は本邦に於ける製作開始初期のものであつたので、其後該品の需要増加に伴ふ、工場の新設、製作設備の擴張を考ふるとき其製品の性質に幾分の變化あるべしと推察された。偶々水道協會は水道鑄鐵管以外の代用管に關する規格制定を目的として上下水道用特殊管規格調査委員會を組織し、先づエタニット管についての調査に着手することとなつた。

以下は著者が同委員會の一員として分擔した同管材質試験の成績であつて、比重、含水率並に吸水率に關する試験、壓縮試験、引張試験並に引張彈性係數の測定、管體曲げ試験並に外壓試験等を行つたものである。

管體試験の終りに掲げた水壓試

験は東京市水道局芝浦工場にて實施したもので、其試験成績は同局岩崎瑩吉氏の報告によつたものである。

實驗に供した試料中 100mm 管

はエタニットパイプ株式會社東京工場の製品であり、其他のものはすべて同大宮工場の製品である。大宮工場製の試料の製造日及硬化狀況は表の如くである。

東京工場製品は9月28日製管、硬化狀況は大宮工場のものと大同小異である。

年 月 日	操 作	硬 化		
		硬 化 場 所	気温又水温	温 度
13年8月30日	製作硬化	室内静置	23°~26°C	89~94%
31日	硬 化	〃	24°~28°C	94%
9月1日	硬 化	水槽中	23°~27°C	
乃至12日				
13日		出槽屋外放置		

II. 材質に関する試験

[1] 物理的性質

比重, 含水率及吸水率測定用の試片は一辺約 3cm の立方體をとし, 比重及吸水率の測定は試片の吸水状況より見て浸水期間を9日とした。試験結果は表-1 に示すが如く平均比重 1.77, 平均吸水率は 17.3% を示している。

[2] 壓縮強さ

表-1 含水率, 比重及吸水率

試片番號	含水率 百分率%	比 重	吸水 百分率%
1	10.6	1.78	16.9
2	10.5	1.77	17.5
3	10.6	1.76	17.6
平 均	10.6	1.77	17.3

1) 試片並試験方法

試片は石材標準試験方法の定むる處に準じ立方體を選びて1邊3cm とした。

その3主軸を管徑, 管軸, 管周とし, 加壓方向を之等の3種の方向に区分し A, B, C, の符號を附した。

2) 氣乾状態に於ける壓縮強さ

試験成績は表-2 の如く管徑方向の強さ最大にして 1320kg/cm², 管周方向はに次ぎ 1020kg/cm², 管軸方向最も弱く 983kg/cm² である。

表-2 氣乾状態に於ける壓縮強さ

試片番號	加壓方向	試 片 寸 法		破壊荷重 kg	壓縮強さ (kg/cm ²)	備 考
		長 × 巾 × 高	斷 面 積			
A ₁	管 徑	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	10,950	1,220	試験施行 昭和13年12月19日 材齡 111 日
A ₂	〃	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	11,920	1,330	
A ₃	〃	3.00 × 2.95 × 3.00	8.85	9,400	1,060	
A ₄	〃	2.96 × 2.98 × 2.98	8.82	11,800	1,680	
A ₅	〃	2.96 × 2.98 × 3.00	8.82	11,450	1,330	
平 均					1,320	
B ₁	管 軸	2.95 × 3.00 × 3.00	8.85	7,800	881	
B ₂	〃	3.00 × 3.00 × 2.95	9.00	7,150	795	
B ₃	〃	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	10,300	1,150	
B ₄	〃	2.97 × 2.98 × 2.98	8.85	9,200	1,040	
B ₅	〃	2.96 × 2.98 × 2.95	8.82	9,300	1,050	
平 均					983	
C ₁	管 周	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	8,230	914	
C ₂	〃	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	10,600	1,180	
C ₃	〃	2.95 × 3.00 × 3.00	8.85	7,100	802	
C ₄	〃	3.00 × 2.98 × 2.95	8.94	9,300	1,040	
C ₅	〃	3.00 × 2.99 × 3.00	8.97	10,500	1,170	
平 均					1,020	

3) 飽水状態に於ける壓縮強さ

試片の浸水期間は9日にして雨後重量の増加を認めざるを以て之を飽水状態と考へ試験を行つた。その成績は

表-3 の如くで管径、管軸並管周方向の強さは各 $1,220 \text{ kg/cm}^2$ 、 892 kg/cm^2 及 846 kg/cm^2 を示しその比 1:0.73:0.69 である。

表-3 飽水状態に於ける壓縮強さ

試片番號	加壓方向	試 片 寸 法		破壊荷重 (kg)	壓縮強さ (kg/cm^2)	備 考
		長 × 巾 × 高	斷 面 積			
Aw ₁	管 径	2.95 × 3.00 × 3.00	8.85	9,050	1,020	試 験 施 行 昭和13年12月19日 材齡 111 日
Aw ₂	〃	2.95 × 2.95 × 3.00	8.70	11,900	1,370	
Aw ₃	〃	3.00 × 2.95 × 2.95	8.85	9,850	1,110	
Aw ₄	〃	2.97 × 2.98 × 2.97	8.85	11,400	1,290	
Aw ₅	〃	3.00 × 2.98 × 2.98	8.94	11,500	1,290	
平 均					1,220	
Bw ₁	管 軸	2.95 × 3.00 × 2.95	8.85	8,630	975	
Bw ₂	〃	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	8,150	906	
Bw ₃	〃	3.00 × 3.00 × 2.95	9.00	7,770	863	
Bw ₄	〃	2.97 × 2.98 × 2.98	8.85	7,200	814	
Bw ₅	〃	2.98 × 2.97 × 2.98	8.85	8,000	904	
平 均					892	
Cw ₁	管 周	3.00 × 3.00 × 2.95	9.00	7,900	878	
Cw ₂	〃	2.95 × 3.00 × 2.95	8.85	6,250	706	
Cw ₃	〃	3.00 × 3.00 × 3.00	9.00	8,650	961	
Cw ₄	〃	2.94 × 2.99 × 3.00	8.79	7,950	905	
Cw ₅	〃	2.95 × 2.95 × 2.95	8.70	6,800	782	
平 均					846	

氣乾状態の強さと飽水状態の強さとを比較するに表-4 の如くである。

表-4 によれば、9日間の浸水により之が強さに及ぼす影響は最大 17% の減少を示してゐる。

[3] 引 張 強 さ

1) 試片並試験方法

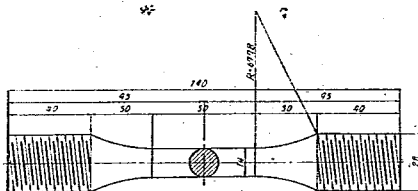
管軸方向と管周方向の2方向につき引張強さを試験した。

試片の形状は圖-1 の如くとつた。

表-4 氣乾状態と飽水状態との壓縮強さの比較

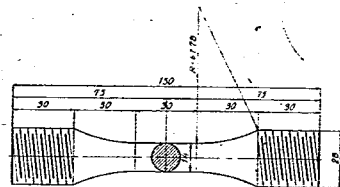
種 別		管 径 方 向	管 軸 方 向	管 周 方 向
氣乾狀態	kg/cm ²	1.320	983	1.020
	比	1.00	0.74	0.77
飽水狀態	kg/cm ²	1.220	892	846
	比	1.00	0.73	0.69
飽水狀態と氣乾狀態との強さの比		0.93	0.91	0.83

管軸方向引張試験片 (単位 mm) 圖-1 (a),



(b)

管周方向引張試験片 (単位 mm)



試験は気乾状態のものにつき行ひ、参考のために飽水状態のものを 2, 3, について試験した。

2) 気乾状態引張強さ

強さに及ぼす材齢の影響を求むるために、45 日、60 日、74 日、90 日、105 日、146 日、に就き各 5 本づつの試験を行ひ、表—5 及 6 の結果を得た。

表—5 気乾状態に於ける管軸方向引張強さ

試片番號	引張方向	材 齢 (日)	試 片 寸 法		破壊荷重 (kg)	引張強さ (kg/cm ²)	備 考
			平 均 徑 (cm)	斷 面 積 (cm ²)			
1	管 軸	45	1.41	1.56	251	161	昭和13年10月14日 試験
2	〃	〃	1.40	1.54	324	211	
3	〃	〃	1.39	1.52	255	168	
4	〃	〃	1.40	1.54	271	176	
5	〃	〃	1.40	1.54	327	213	
平 均						186	
1	管 軸	60	1.41	1.56	363	233	10月29日試験
2	〃	〃	1.41	1.56	337	216	
3	〃	〃	1.40	1.54	343	223	
4	〃	〃	1.40	1.54	362	235	
5	〃	〃	1.40	1.54	371	241	
平 均						230	
1	管 軸	74	1.40	1.54	353	229	11月12日試験
2	〃	〃	1.39	1.52	341	224	
3	〃	〃	1.40	1.54	304	197	
4	〃	〃	1.40	1.54	347	225	
5	〃	〃	1.39	1.52	255	168	
平 均						209	
1	管 軸	90	1.40	1.54	360	234	11月28日試験
2	〃	〃	1.39	1.52	282	186	
3	〃	〃	1.40	1.54	320	208	
4	〃	〃	1.40	1.54	321	208	
5	〃	〃	1.40	1.54	333	216	
平 均						210	
1	管 軸	105	1.40	1.54	334	217	12月13日試験
2	〃	〃	1.40	1.54	342	222	
3	〃	〃	1.40	1.54	326	212	
4	〃	〃	1.41	1.56	340	218	
5	〃	〃	1.41	1.56	294	188	
平 均						211	
1	管 軸	146	1.40	1.54	376	244	昭和14年1月30日 試験
2	〃	〃	1.40	1.54	345	224	
3	〃	〃	1.41	1.56	288	185	
4	〃	〃	1.41	1.56	328	210	
5	〃	〃	1.41	1.56	387	248	
平 均						222	

表-6 氣乾狀態に於ける管周方向引張強さ

試片番號	引張方向	材 齡 (日)	試 片 寸 法		破壊荷重 (kg)	引張強さ (kg/cm ²)	備 考
			平均徑 (cm)	斷 面 積 (cm ²)			
1	管 周	45	1.41	1.56	345	221	昭和13年10月14日 試験
2	〃	〃	1.37	1.47	295	200	
3	〃	〃	1.36	1.45	279	192	
4	〃	〃	1.40	1.54	432	281	
5	〃	〃	1.40	1.54	390	253	
平 均						229	
1	管 周	60	1.40	1.54	416	270	10月29日試験
2	〃	〃	1.40	1.54	375	244	
3	〃	〃	1.41	1.56	418	268	
4	〃	〃	1.40	1.54	400	260	
5	〃	〃	1.40	1.54	430	279	
平 均						264	
1	管 周	74	1.40	1.54	484	314	11月12日試験
2	〃	〃	1.38	1.50	458	306	
3	〃	〃	1.40	1.54	531	345	
4	〃	〃	1.41	1.56	426	273	
5	〃	〃	1.39	1.52	520	342	
平 均						316	
1	管 周	90	1.40	1.54	553	359	11月28日試験
2	〃	〃	1.40	1.54	501	325	
3	〃	〃	1.40	1.54	552	358	
4	〃	〃	1.39	1.52	491	323	
5	〃	〃	1.40	1.54	499	324	
平 均						338	
1	管 周	105	1.40	1.54	554	360	12月13日試験
2	〃	〃	1.39	1.52	420	276	
3	〃	〃	1.40	1.54	486	316	
4	〃	〃	1.40	1.54	492	319	
5	〃	〃	1.40	1.54	530	344	
平 均						323	
1	管 周	146	1.38	1.50	503	336	昭和14年1月23日 試験
2	〃	〃	1.40	1.54	351	228	
3	〃	〃	1.40	1.54	568	369	
4	〃	〃	1.40	1.54	426	276	
5	〃	〃	1.40	1.54	384	249	
平 均						292	

管周方向の試験結果は、90 日迄は順次強さを増すもそれ以後は強度の増進を認められない。

管軸方向にありては、60 日迄は増大するも以後は増進を認められない。

3) 飽水狀態に於ける引張強さ

試片は浸水期間9日を以て飽水の狀態となり、その成績表-7 の如くである。

表-7 飽水状態に於ける引張強さ

試片番號	引張方向	材 齡 (日)	試 片 寸 法		破壊荷重 (kg)	引張強さ (kg/cm ²)	備 考
			平均徑 (cm)	斷面積 (cm ²)			
1	管 軸	113	1.40	1.54	226	147	昭和13年12月21日 試験
2	〃	〃	1.40	1.54	249	162	
3	〃	〃	1.40	1.54	240	156	
4	〃	〃	1.40	1.54	248	161	
5	〃	〃	1.40	1.54	278	180	
6	〃	〃	1.40	1.54	242	157	
7	〃	〃	1.40	1.54	203	132	
平 均						156	
1	管 周	113	1.39	1.52	402	264	12月21日試験
2	〃	〃	1.40	1.54	342	222	
3	〃	〃	1.40	1.54	409	266	
4	〃	〃	1.40	1.54	368	239	
5	〃	〃	1.40	1.54	325	211	
6	〃	〃	1.40	1.54	421	273	
7	〃	〃	1.40	1.54	420	273	
平 均						250	
1	管 軸	146	1.40	1.54	266	173	昭和14年1月23日 試験
2	〃	〃	1.40	1.54	273	177	
平 均						175	
1	管 周	146	1.40	1.54	395	256	1月23日試験
2	〃	〃	1.40	1.54	438	285	
平 均						271	

表-7 の結果に依れば、浸水せ
るための影響は表-8 の如くにし
て 7% 乃至 27% の低下を示すを
以て、水道管の如きものに使用す
る場合は浸水状態と考へらるゝを
以て気乾状態に比し少くも 30%
の強度低下を見込むべきものと考
へられる。

表-8

材 齡 (日)	管 軸 方 向			管 周 方 向		
	飽 水	氣 乾	飽水/氣乾	飽 水	氣 乾	飽水/氣乾
113	156	213	0.73	250	317	0.79
146	175	222	0.79	271	292	0.93

113 日氣乾状態の強さは表-5 及 6 より想定す。

表-9 材齡と引張弾性係数との關係

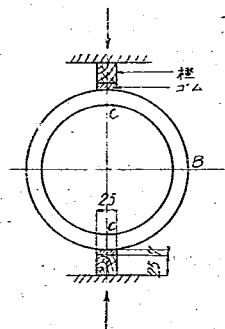
材 齡 (日)	45	60	74	90	105	146
管 軸 方 向	187,000	207,000	202,000	—	205,000	195,000
管 周 方 向	196,000	200,000	—	—	—	194,000

斷距離 20mm としての歪みを測定し、之より引張弾性係数 E を算出した。

弾性係数に及ぼす材齡の影響に関しては、表-9 の通りである。

管軸方向に於ては大體 187,000kg/cm²~207,000kg/cm²を示し、管周方向のは 194,000kg/cm²~200,000kg/cm²である。

圖-2
外圧試験装置 (單位mm)



III. 管體としての試験

[1] 外 壓 試 験

1) 試片並試験方法

試験は氣乾狀態に於て行ひ、試材としては内徑 200mm 及 450mm の 2 種を用ひた。試験裝置圖-2 の如くである。

2) 外 壓 強 度

内徑 d 、管厚 t なる管が外壓 P をうくるときその最大の應力は C 及 C' 點に起り次式にて示さる。

$$\sigma_c = \frac{0.954 P(d+t)}{L^2}$$

管の龜裂は先づ上下内側に生ずるを以て、上式にて算出せる應力は次の様になる。

表-10 氣乾狀態に於ける外壓強度

試片番號	供 試 體			龜 裂 荷 重			破 壊 荷 重		摘 要
	内 徑 (mm)	有效長 (mm)	管 厚 (mm)	P (kg)	P/m (kg/m)	σ (kg/cm ²)	P_0 (kg)	P_0/m (kg/m)	
1	199	1,000	22	12,300	12,300	536	10,000	10,000	試験昭和13年11月 16日材齡78日
2	199	1,000	22	9,600	9,600	418	8,200	8,200	
3	199	1,000	22	11,900	11,900	476	10,450	10,450	
平 均					11,670	477			
4	200	298	22	4,100	13,760	602	3,000	10,070	試験13年11月16日 材齡78日
5	199	299	22	4,200	14,500	632	3,200	10,700	
6	200	299	22	4,000	13,370	585	3,000	10,030	
7	200	300	22	4,050	13,500	591	3,100	10,330	
8	200	300	22	4,800	16,000	700	3,200	10,660	
平 均					14,230	622			
9	453	300	46	5,800	19,330	435	2,500	8,330	試験13年11月17日 材齡79日
10	451	300	46	6,050	20,170	452	4,600	15,330	
11	451	300	46	6,450	21,500	482	4,500	15,000	
12	451	300	46	5,800	19,330	433	2,500	8,330	
13	451	300	46	6,300	21,000	471	4,550	15,170	
平 均					20,270	455			
14	450	1,000	46	20,000	20,000	447	16,000	16,000	試験13年11月17日 材齡79日

以上の結果を見れば、試片 No. 1~3 及 No. 9~14 のものにありては大體に於て 450kg/cm² 前後の値を示

せるも、No. 4~8 に於ては之より約 1.4 倍の 622kg/cm^2 なる値を示し、尙何れも略近似の値を示してゐる。是はこの製品の不均一性を示すものにして、製作状況の相違に基因するものと考へる。

次にこれが破壊状況であるが、前回の試験と略同様なが故に是を省略する。

尙参考のために管としての曲げ試験を行つた。試験は径間 80cm、中央に載荷せるものにして、その結果を示せば表-11 の如くである。

各試片共中央荷重下に於て破折す

表-11 曲げ破壊係数

試片番號	管内径 (mm)	管厚 (mm)	破壊荷重 $P(\text{kg})$	破壊係数 $\sigma(\text{kg/cm}^2)$	備 考
1	199	21	13,900	377	試験施行昭和13 年11月16日材館 78日
2	200	21	10,900	294	
3	201	21	16,150	432	
平均				368	

[2] 水 圧 試 験

1) 試片並試験方法

水圧試験は東京市水道局芝浦工場に於て昭和 14 年 1 月 16 日~20 日に行つた。

その試験成績次の通りである。

試験は、管の兩側に圖-3 の如き鑄鐵製

キャップを裝置し、この中に管を入れゴム

輪を挿入しボルトを以て締めつけ漏水を防止した。

この方法により従來の方法に於ける兩側を押すために起る曲げと扭れとの影響等が除去することが出来た。

エタニット・パイプには使用水壓に應じ其管厚を變へた A, B, C, D 4 種の製品がある。各種の標準水壓は次の如くである。

A 種 5.3kg/cm^2

B 種 8.5kg/cm^2

C 種 10.5kg/cm^2

D 種 17.5kg/cm^2

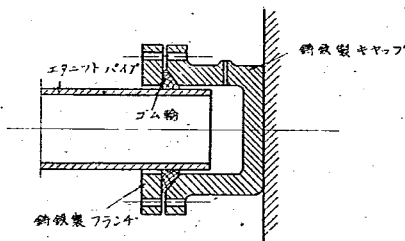
2) 内 壓 強 度

氣乾状態のもとに於て水壓試験を行へるもので、管周方向に作用する張力は、 $\sigma = \frac{d_0 p}{2t}$ なる式により算出せらるゝものとして是が應力を計算した。試験の結果を示せば 表-12 の如くである。

破壊の状況を見るに、その何れもが先づ引張應力によるものと認められ、尙その強さに於ては公稱 200mm の D 種管の 286kg/cm^2 を最大とし最低は D 種管の 100mm の 168kg/cm^2 である。

これを引張試験の結果と對照するに、管周方向の 140 日近頃の強さは約 300kg/cm^2 にして略水壓の場合の最大の應力と同等と考へらるゝも 100mm D 種管が 168kg/cm^2 との低値を示せるは甚だ遺憾とするところである。併しその強度について以上つ如き相違あれ共是を試験規格水壓と比較する時は遙に大なる水壓に耐え、最小にても D 種 100mm 管にて 2.3 倍、最高 C 種 100mm 管にて 4.8 倍であつて相當の餘裕を有してゐる。

圖-3



管 種	供 試 體 管 径 (mm)	試 驗 水 規格水壓 (kg/cm^2)	本 試 驗 水 壓 (kg/cm^2)	本 試 驗 水 壓 規格水壓
B	100	8.5	30	3.5
C	100	10.5	50	4.8
C	200	10.5	40	3.8
D	100	17.5	40	2.3
D	200	17.5	66	3.8

表-12 氣 乾 狀 態 水 壓 強 度

試片番號	管 種 別	供 試 體 (mm)			破壊水壓 (kg/cm ²)		材 齡 (日)	摘 要
		内 徑 (d)	管 厚 (t)	管 長	d	σ		
B-1	B	101	8	3000	21.1	133	113	
B-2	"	101	8	3000	33.8	212	113	
B-3	"	100	8	3000	37.0	231	113	
B-4	"	101	8	3000	29.8	186	113	
平 均						190		
C-1	C	100	9.5	3000	49.0	257	111	
C-2	"	100	9.5	3000	51.0	268	113	
C-3	"	100	9.5	3000	52.0	273	114	
C-4	"	101	9.5	3000	44.8	238	114	
C-5	"	100	9.5	3000	51.8	267	114	
平 均						261		
D-1	D	100	12	3000	28.0	116	110	
D-2	"	100	12	3000	44.0	182	114	
D-3	"	100	12	3000	43.0	179	114	
D-4	"	101	12	3000	42.2	193	114	
D-5	"	100	12	3000	40.5	168	114	
平 均						168		
C-6	C	199	17	4000	32.2	194	140	軸方向に於て切斷
C-7	"	199	17	4000	15.8		141	
C-8	"	199	17	4000	45.8	268	142	
C-9	"	199	16.5	4000	37.8	227	142	
C-10	"	199	16.5	4000	45.8	276	142	
平 均						241		
D-6	D	199	23	4000	67.0	289	139	
D-7	"	199	23	4000	70.0	302	140	
D-8	"	199	22	4000	65.0	293	141	
D-9	"	198	23.5	4000	63.3	266	141	
D-10	"	199	22.5	4000	63.3	279	142	
平 均						286		

IV. 本試験結果と昭和7,8年製品の試験結果との比較

前回に於ける試験成績は所報 25 號に發表せる處にして、この供試體は日本エタニットパイプ芝浦工場の製品にして創業尙日淺き昭和7年10月頃より8年5月頃迄の製作で、その大部分は8年3月のものである。

今回の試験試料は昭和13年8月30日及び9月28日の製作のもので、工場の設備も相當完備せるものと考へられ、尙氣溫その他も良好なりと認められる。

これら兩回の試験結果を比較すれば次の如くである。

1) 比重、含水率及吸水率

比重及吸水率の測定に於て前回と異なる處は、浸水日數を9日とせる事である。

前回は石材試験法に準じ、浸水日数を4日(96時間)とせるもエタニット・パイプの場合飽水状態となるに約9日を要した。

兩回の吸水率を比較すれば右表の如き差があるが、これ等は浸水日数の多少にも依ると考へるが比重の差から見て材質の差も大に影響してをると考へる。

	含水率	比 重	吸水率
前 回	7.6%	1.97	11.4%
今 回	10.6%	1.77	17.3%

2) 圧 縮 強 さ

前回は氣乾状態、飽水状態、絶對乾燥状態の3状態について求めたが、今回は絶對乾燥のものは行はなかつた。

氣乾状態のものに就いて見るに前回は比し材齢も多く製作の條件も優れりと考へらるゝに拘らず管周方向に於て僅かに強度大なるのみにて、他の2方向は前回に劣り、飽水状態に於ても各方向とも強度低く、管徑方向の如きは30%も低下してをる。

氣 乾 状 態 の 比 較

	材 齢	管 徑 方 向	管 軸 方 向	管 周 方 向
前 回	46 日	1,560kg/cm ²	1,050kg/cm ²	973kg/cm ²
今 回	111 日	1,320kg/cm ²	983kg/cm ²	1,020kg/cm ²

飽 水 状 態 の 比 較

	材 齢	管 徑 方 向	管 軸 方 向	管 周 方 向
前 回	89 日	1,770kg/cm ²	910kg/cm ²	1,020kg/cm ²
今 回	111 日	1,220kg/cm ²	892kg/cm ²	846kg/cm ²

3) 引 張 強 さ

前回は管軸方向のみについて試験せるために管軸方向強さのみを比較せんとす。

下表は兩回の試験より求めた氣乾状態管軸方向の強さを對照したものである。

材 齢	49 日	53 日	57 日	60 日
前 回	284kg/cm ²	276kg/cm ²	290kg/cm ²	282kg/cm ²
今 回	200kg/cm ²	210kg/cm ²	220kg/cm ²	230kg/cm ²

表中今回の強度は60日以外は表一5の成績より想定せる値であつて實測値ではないが大體に於て可成りの強度低下を示してゐる事が認められる。

次に飽水状態は試料不足にて比較し難いが、前回は管軸方向のみに就き是を行ひ材齢105日にて218kg/cm²を示したが、今回は113日にて156kg/cm²、146日にて175kg/cm²を示すにすぎない。

4) 外 壓 試 験

氣乾状態外壓試験の結果は前回も今回と略近似し、前回は材齢119日乃至211日で348kg/cm²~625kg/cm²に對し、今回の材齢78日及79日で447kg/cm²~622kg/cm²である。

次に曲げ破壊係數であるが、供試體の全長1000mmにして前回と同様の試験が出来ず、経間800mmとせるものであつて、前回の試験成績と比較するに200mm管にては今回材齢78日で368kg/cm²なるのに對し前回材齢223日で331kg/cm²の強さであつて、今回の方が幾分強く10%大なる値を示してゐる。

5) 水 壓 試 験

前回の強さは165kg/cm²~253kg/cm²の應力強度を示したが、今回は168kg/cm²~486kg/cm²で前回より幾分強度の増加を見たが、是は材質そのものの強さの増加でなくむしろ試験方法の改善の結果によるものと考へられる。

V. 要 約

昭和13年8,9月の製品につき試験を行ひ、之を昭和7年10月〜8年5月の製品と比較した。

1) 比重、含水率及吸水率

比重 1.77, 含水率 10.6% 吸水率 17.3% にして昭和7,8年のものより比重小, 含水率及吸水率大で品質は幾分低下してをる。

2) 壓縮強さ

前回に比して試片の材齢大であるが氣乾状態の管徑、管軸、管周方向の強さは約 $1,300\text{kg/cm}^2$, 980kg/cm^2 , $1,000\text{kg/cm}^2$ で前回の試験に比して弱く、最大は管徑方向の 15% である。

又飽水状態のものは管徑、管軸、管周方向夫々 $1,200\text{kg/cm}^2$, 900kg/cm^2 , 850kg/cm^2 で之を前回に比較すれば、管徑方向に於 31% の低下を示してをる。

3) 引張強さ

氣乾状態に於ける強さは材齢 45 日乃至 146 日にて、管軸方向 $180\text{kg/cm}^2 \sim 220\text{kg/cm}^2$, 管周方向 $230\text{kg/cm}^2 \sim 240\text{kg/cm}^2$, 飽水状態は材齢 110~140 日にて、管軸方向 155kg/cm^2 175kg/cm^2 であり、管周方向は $250\text{kg/cm}^2 \sim 270\text{kg/cm}^2$ で、管軸方向の氣乾状態 60 日の強さを前回と比較すれば約 20% 弱く又飽水状態のは 110 日附近にて約 30% 程の低下が認められた。

4) 外壓強度

材齢約 80 日にて $440 \sim 620\text{kg/cm}^2$ を示して、昭和7,8年の製品とは材齢を異にして比較し難いが、幾分弱きものと考へられる。

5) 内壓強度

材齢 110~140 日のものに於て $170 \sim 285\text{kg/cm}^2$ の内壓強度を示した。これを前回の強度に比較するとき幾分の強度増加を示してゐる。この原因は試験方法の改善によるものであつて、材質の向上とは認め難い。

各種セメント(普通・早強・低熱・珪酸質混合・高爐)の耐水耐蝕性比較に就いて(第1報)

内務技師 福 島 彌 六

目 次

I. 緒 言	(1)
II. モルタル及びコンクリートのセメント硬化物に対する有害水及び鹽類の作用	(2)
III. セメントの耐水耐蝕性試験に關する最近の文献概要	(4)
IV. 試料及び試験方法	(9)
[1] セメント試料及び品質	(9)
[2] 耐水耐蝕性比較試験	(10)
V. 試験結果及び其考察	(13)
[1] 單味ボルトランド・セメントの耐水耐蝕性	(20)
[2] 混合ボルトランド・セメントの耐水耐蝕性	(22)
IV. 結 論	(23)

I. 緒 言

セメントの水和作用に依つて生ずる水和生成物、即ち珪酸石灰鹽水和物($x\text{CaO} \cdot y\text{SiO}_2 \cdot m\text{H}_2\text{O}$)及び礬土酸石灰鹽水和物($x'\text{CaO} \cdot y'\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot m\text{H}_2\text{O}$)等は化學的に見て全く安定なもので無く或るものは水に溶解し易く、特に水和に依つて生ずる水酸化石灰 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ は最も水に溶解し易く又水中に溶解せる或る鹽類は水和物と作用してセメント・パチルスを生じ、其の結果モルタル或はコンクリートが浸蝕され構造物の安定を阻害する事は廣く認められてゐる。

實際上の問題としても、例へば河川護岸工事、港灣防波堤工事、堰提工事及び上下水道工事等に於けるコンクリートは絶えず河水、海水、地下水、或は有害鹽類を含む水等には變質又は浸蝕され長年月間には次第に老衰し著しく其の安定を喪失する場合が多く見られる。此の例は四圍海岸に臨み海岸線長く又國內は火山系の山脈が走り火山國たる我國に於て比較的多く見うけられる問題である。

特に温泉地域より流出する河川、地下水又は泉水等は種々の鹽類或は遊離酸等を含みそれによるコンクリート構造物の浸蝕の被害は我國に於て相當に多い事を聞き、當試驗所に於ても或る温泉沿ひの 2, 3 の縣より之が改良或は對策に就いての依頼を受けてゐる。

元よりコンクリートの耐久性は設計及び施工法等の巧拙に依るコンクリートの品質に大いに關係するものであるが、同時にそれに用ひるセメントの種類に依つても影響を受けるものと考へられる。今日各工事に使用される市販のセメントにも普通、早強、珪酸質混合、高爐等の各種セメントがあり之等のセメントは有害鹽を含む水に對する化學的抵抗性、換言すれば其の耐水耐蝕性に就いて各セメントの成分、性質の相違に基く差異があると考へられる。

従つて、斯かる工事のコンクリートに使用するセメントの選擇及び使用に就いては當然豫め充分の調査と特に施工法上の注意を拂ふ必要が有り、茲に一應各種のセメントの耐水耐蝕性に關して調査及び試験をしてをく必要を生ずる。

セメントの耐水耐蝕性の比較試験に関しては従来多数のセメント研究者又は使用者により主にセメント・モルタルに依る室内試験が行はれ、之に関する文献は多数に存在してゐる。然しながら之を實際のコンクリート工事に関連せしめ實際の現場試験と併行して行つた例は我國に於ては比較的少ない様である。

米國は此の點に就て早くより着手し、最近に於ては例へば特に硫酸鹽類を含むコロラド河水道工事に際し此地方の土壌及び地下水(約 1.0% Na_2SO_4 液に相當する程度)に相當の硫酸鹽類を含有しコンクリート管が浸蝕されるに鑑みたる L.H. Thuthill 氏の試験、或は桑港・オークランド間の金門大橋架橋工事に際し橋脚となるべき大塊コンクリートの海水による浸蝕を考慮したる加洲道路局の T.E. Stanton 氏の研究等の如き 實施工事に関連した廣範圍の研究試験が數々行はれてゐる。又米國聯邦規格には特に耐硫酸鹽セメント (Sulphate Resistance Cement) として耐蝕性の強い此のセメントの規定を設けてゐる。本所に於ては某縣と協力し同縣の温泉地域より流出する有害河川に於けるコンクリート施工工事と關聯し實地のコンクリートの腐蝕状態を調査し、同現場にコンクリート浸蝕試験地を設け之が實地試験を行ひ、又同時にセメント試験室内にて國產代表的各種セメントに就て硫酸鹽溶液に對する耐水耐蝕性比較試験を行つた。

現在、現場に於けるコンクリート供試體の浸蝕試験は半にして目下続行中であるが、試験室に於けるセメント・モルタルに依る耐蝕性比較試験は一先づ終了したるを以て本報告にては此の成績のみを報告する事とした。

本報告に於ては、先づ硫酸鹽溶液に對するセメント・モルタルの耐水耐蝕性試験に關する參考事項並に最近に於ける主なる文献を概述し、次に本比較試験に用ひた試料及び試験法を記し、最後に試験結果より見たる考察及び結論の順に記述する事とした。

II. モルタル及びコンクリートのセメント硬化物に對する 有害水及び鹽類の作用

セメントの硬化物は鹽基性なるにより鹽基には比較的冒され難いが、反對に一般の酸類又は酸性水には可成り速に溶解され易く、極めて稀い酸性水でも絶へず長年月に亘つて作用される時には著しく浸蝕され、老化し安定を喪失するに至る。

一方有害なる鹽を含める水の作用は酸の場合とは稍趣きを異にし此れはセメントの水和に依る硬化成物と結合して新に二次的結晶性物質を生成し其の結晶膜により膨脹しコンクリート構造物に膨脹性龜裂を生ぜしめ其の作用が次第に内部に及び遂に之が崩壞を促進する原因となると考へられてゐる。然しながら一般にモルタル及びコンクリートのセメント硬化物に有害な影響を與へる無機の酸類、鹽類、瓦斯類或は有機物質等は其の數が極めて多く且つ其の種類、濃度、温度等の條件により浸蝕の程度が可成りに多種多様である。

今比較的實際上に主なる有害物質とその浸蝕作用に就て述べる。

先づ 1. 酸類としては之を (1) 無機酸……鹽酸 (HCl)、硫酸 (H_2SO_4)、亞硫酸 (H_2SO_3)、硝酸 (HNO_3)、炭酸 (H_2CO_3)……等、及び (2) 有機酸……醋酸 (CH_3COOH)、乳酸 ($\text{CH}_3\text{CHOH} \cdot \text{COOH}$)、腐蝕酸 (humic-acid) 類とに大別す。無機酸として硫酸或は亞硫酸類は火山地帯の硫黄温泉水或は温泉地域より流出する河水中に少量が遊離のまゝ混ざる場合が多く又之に鹽酸が混合してゐる場合もある。我國に於ても Y 縣 S 河の河水の如きは之の適例である。

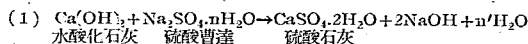
炭酸は炭酸性の鐵水又は地下水中に含まれてゐる場合があり、炭酸は弱酸であるがセメント硬化物中の石灰と容易に作用して難溶性の石灰鹽を可溶性の重炭酸石灰に變じ之を溶出せしめ一般の酸類と同様にセメント・モル

タル又はコンクリートに就て浸蝕性の強大なるものであり然も炭酸は直接石灰を冒すものであるから其の浸蝕性に関しては十分に注意すべき事項であり之を含む河水又特に工場廢水等に就て充分考慮を拂ふべきである。一般に、酸類を含める水は極めて稀薄なるも絶えず直接の浸蝕をなし長年月に亘つて意外の浸蝕をなし單にコンクリートのみならず内部の鐵筋をも冒した實例もある故に特に注意すべきである。

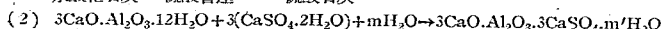
次に鹽類としては之に關する主なものとして各種の鹽類は有害なものが多數に存在するが然し實際普通に問題視されてゐるものは主に硫酸鹽を主とする次のものである。(1) 硫酸鹽類……硫酸曹達(Na_2SO_4)、硫酸加里(K_2SO_4)、硫酸石灰(CaSO_4)、硫酸苦土(MgSO_4)、明礬($\text{KAl}(\text{SO}_4)_2$)……類(2) 鹽化物……鹽化苦土(MgCl_2)、食鹽(NaCl)、鹽化アンモニウム(NH_4Cl)……等あり。

此の内硫酸鹽類は特にセメント硬化物に對して浸蝕性が強大であり、著しい浸蝕作用を呈する。例へば海水中は其の千分中に約 25~30 分の NaCl 、2~4 分の MgCl_2 、0.5~1.0 分の KCl 等の鹽化物及び 1~2 分の MgSO_4 、0.5~1.5 分の CaSO_4 、1~2 分の Na_2SO_4 等の硫酸鹽類、其の他少量の臭化物・沃化物などより成り、計約 30~35 分即ち 3.0~3.5 % 位の鹽類を含んでゐる。然してコンクリート構造物には、此等の鹽類の内比較的多く含まれてゐる鹽化物(NaCl 、 MgCl_2 、 KCl)より寧ろ少量ではあるが Na_2SO_4 、 MgSO_4 、 CaSO_4 等の硫酸鹽による浸蝕の害が遙かに著しく且つ恐ろしいものである。

其の他、此等の硫酸鹽類は廣く硫黄を含む温泉水、礦水、地下水、又は火山地帯より硫出する特殊河水、温泉地域の土壤中に良く含まれてゐる場合が多い。硫酸鹽類はセメント硬化物又はコンクリート中の礬土酸石灰鹽と作用し之を腐蝕せしむるセメント・バチルス(バチルス)を容易に生成しコンクリートを侵蝕し膨脹龜裂の發生となり崩壊を起すに至る最も有害なるものである。今之が代表として假に硫酸曹達(Na_2SO_4)に就て其の溶液がセメント硬化物に對する作用を考へて見ると次の如くである。



水酸化石灰 硫酸曹達 硫酸石灰



礬土酸石灰水和物

石灰スルホ・アルミネート(セメント・バチルス)



即ち、硫酸鹽はセメント硬化物中にはセメントが水と作用して生成する。遊離水酸化石灰 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (25~35%)との間に抱水石膏 $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ を作り ((1) 式) 更に之は共存するセメントの構成化合物の一なる礬土酸三石灰鹽 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ 、略号 C_3A (Tri-Calcium Aluminate) の水和物なる $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ と作用して石灰・スルホアルミネート或はセメント・バチルス (Cement Bacillus) と俗稱する $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot m\text{H}_2\text{O}$ ($m = 30 \sim 32$) を生ずる ((2)~(3)式)。此のセメント・バチルスは分子式に示す如く礬土酸石灰に硫酸石灰鹽が結合したものであり多量の結晶水を有する抱水結晶をなし或ものは斜方晶系の尤大なる斜狀結晶を生じ、其の結晶狀の爲めにセメント硬化物に局部的なる網狀龜裂を起し次第に内部にまで進展し遂にセメント又はコンクリート構造物の崩壊の素因をなすに至る。

斯く硫酸鹽類のコンクリートに及ぼす害は恐るべきものであるが實際の場合には此の化學的作用は施工後長年月後に至り始めて現れ来るもの多く、又海水或は河川工事の如き波浪の絶へざる撃突或は龜裂内部に滲透せる水の凍結等の物理的作用等が相錯してコンクリートの耐久性が次第に失はれて行くのが實際であると考へられる。

其の他上に述べた鹽類の他に硝酸鹽、炭酸鹽類が問題となる場合もあり特に工場より流出する工場廢液は遊離

酸或は各種の複雑なる鹽類、有機化合物等を含有し工場内又は附近のコンクリート構造物に著しい害を與へる場合もある。

有機物としては亞麻仁油、綿實油の如き植物油は酸敗すると遊離酸を生じ石灰と作用して石灰鹽を生じ又蔗糖、葡萄糖、糖蜜の如き糖類は石灰と容易に作用してサツカラートを造り石灰を溶出し特に砂糖類はセメント又はコンクリート施工に際し注意すべき有害物と認められてゐる。其の他石炭酸、クレゾール、クレオソート類も之に影響を及ぼすものと云はれてゐる。

上記の如きセメント又はコンクリートに悪影響を與へる種々の物質及び浸蝕の實地調査試験に就ては American Joint Committee の調査があり、更に英報告書 *Dexon and Grose-Deterioration of Structures of Timber, metal and concrete exposed to Action to Sea Water* の實地の調査、研究の報告があり、又 R. Grün 氏のコンクリート書には可成り詳細に之に關する記述がある。

III. セメントの耐水耐蝕性試験に關する最近の文獻概要

セメントの耐水耐蝕性はセメント・モルタル又はコンクリートの耐久性に大なる影響を及ぼす主要な一要素なるを以て各國の試験所に於ける此れに關する試験研究は著しく多數に上つて居る。此の内で最近に於ける主なる文獻の概要を記すると大體次記の様である。

- (1) 各種の鹽類溶液に對するセメントの耐蝕性に關する Otto Graf 氏の試験 (Zement 1934 Nr. 27, 28, 31, 32, 33)

此の試験は各種のセメント(ポルトランド、高爐、礬土、混合セメント)を使用して、梁型セメント・モルタル供試體(10×10×56 cm)を造り之を各種の浸蝕性鹽類溶液(0.9, 21% Na_2SO_4 , 2.4% MgSO_4 , 5.0% NaCl ; 人造海水、鏡水、蒸溜水、水道水等)中に浸漬して約2ヶ年の長期間に亘り各供試體の浸蝕の比較をなした。供試體の浸蝕は其の外観上の變化(表面の浸蝕、龜裂、セメント・パチルスの生成及び崩壞)並に曲げ及び壓縮強さの測定をもなして比較して居る。此の場合強度は鹽類溶液中に浸漬した供試體の部分と浸漬せざる殘分とに就て測定し、一方比較用として單に清水中に漬けた供試體の強度との比率を求め之によつて強度の比較をなしてゐる。此の強度の比較より見た結論としては、一方溶液としては硫酸鹽溶液(Na_2SO_4 , MgSO_4)が最も浸蝕性が強大であり、食鹽溶液は比較的に弱く、海水、鏡水等は清水に對して特に著しい作用は認められなかつた。

他方セメント供試體に就ては、單味ポルトランド・セメントは硫酸鹽溶液により著しく浸蝕され、表面が剝脱或は崩壞なし、從つて強度を喪失したものを多數認めたが、同氏はポルトランド・セメントの耐蝕性と其の成分及び諸比率との間に一定の關係を見出し得なかつたと報じてゐる。高爐セメントは略ポルトランド・セメントに類似し特に耐蝕性の良い事は此の試験では認められなかつたが、礬土セメントが特に海水及び食鹽溶液に對し抵抗性が薄弱であつた。次に混合セメントはこれらの中で最も抵抗性が強く供試體の浸蝕による變化及び長期に於ける強度の減少の少なさを認めて居る。要するに O. Graf 氏は多數のセメント及び鹽類溶液に就て頗る廣範圍に亘る嚴密な比較試験をなし、其の結果各個のものに就ては可成り詳細な比較をなしてゐるが、然し一般にセメントの成分と耐蝕性との關係及び耐蝕性の一般合理的な比較方法に關しては餘り觸れてゐない。

- (2) 硫酸苦土溶液に對するセメントの耐蝕性に關する H. Haegermann 氏の試験 (Zement, 14, 1937)

此試験は種々の原料を用ひ特に原料の配合及び燒成温度、時間等の製造條件を變へて相當の範圍に成分割合を異にする各種の單味ポルトランド・セメントを試製し、之より梁型モルタル供試體を作り、養生後 10% MgSO_4

液中に2年間に亘つて浸漬し、各々定つた期間に之を取り出し其の供試體の壓縮強さを測定し、別に比較用として水中養生（28日）をしたものと其の強度比較してその強度比より耐蝕性の優劣を比較してゐる。

此の結論としては、一般に原料の種類は勿論、特に焼成の良否はセメントの化學的抵抗性に大なる影響を與へ焼成の不充分なものは此の性質が可成劣る事を認た。ポルトランド・セメントの成分上より見ると酸化鐵の含有量を適當に増す事は望ましく、單味ポルトランド・セメントでは $\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3 = 10 \sim 7\%$ 、鐵率 $(\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3) = 1.0 \sim 1.3$ 、 $\text{CaO}/\text{SiO}_2 = 2.6 \sim 2.3$ 、 MgO 少量、 $\text{CaSO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ 必要量の成分範圍のものが抵抗性が強くそれに相當するクリンカーの成分の一例として、 SiO_2 23%、 Al_2O_3 5%、 Fe_2O_3 4%、 CaO 66%、 $\text{MgO} + \text{Alkali}$ 2%、 $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 = 1.25$ 、 $\text{CaO}/\text{SiO}_2 = 2.5$ と報じてゐる。

要するに、此の研究は供試體が浸蝕を受け老化して強度を喪失する事實に基きその強度試験をなし一方清水中に養生をしたものとの強度比を求め之より耐蝕性を比較し、又單味ポルトランド・セメントに就ては其の原料の性質及び焼成の良否從つてセメントの構成化合物割合がセメントの化學的抵抗性と密接な關係のある事を論じた點に注目すべきものがある。

(3) 硫酸鹽 (Na_2SO_4 , MgSO_4) 溶液に對するセメントの耐蝕性に関する Gonnermann 氏の研究 (J. L. Savage: Special Cement for mass Concrete Washington D. C. 1936)

此の試験は普通の原料より成分を異にした各種の單味ポルトランド・セメントを作り、之よりモルタル及びコンクリート供試體を作り、養生後夫々 2% Na_2SO_4 及び 2% MgSO_4 溶液中に浸漬し、6ヶ月毎に浸蝕の検査をなし其の度合を採點し、之を耐久係數と稱し之とセメントの主要構成化合物 (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF) 割合との關係を考察した。此の結果、硫酸鹽に對するセメントの抵抗性は主要化合物の内で礬土酸三石灰 $\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ が最も惡影響を與へ此の化合物の含量の多いセメントは化學的抵抗性が薄弱なる事を確めた。

即ち、 MgSO_4 溶液中に浸けた供試體では $\text{C}_3\text{A} \leq 7\%$ のセメントは5年間も良好な抵抗性を表し、又 Na_2SO_4 溶液の場合は $\text{C}_3\text{A} \leq 10\%$ のものが充分な抵抗性を表したと報じて居る。要するに此の耐蝕性試験は多數の單味ポルトランド・セメントに就て其の主要成分と耐蝕性との關係を實驗的に比較考察して主要化合物中礬土酸三石灰 (C_3A) が最も有害作用をなし、 C_3A 含有量が比較的少く、 $\text{C}_3\text{A} = 6 \sim 7\%$ 程度なるポルトランド・セメントは良好な耐蝕性を表すと結論してゐる。

(4) 硫酸重達溶液に對する各種セメントの耐水耐蝕性に関する L. H. Tuthill 氏の研究 (J. A. Concrete Inst. Vol. 8, No. 2, 83, 1937)

之は米國コロラド河水道工事に際し此の地方の土壤及び地下水に著しく硫酸鹽を含有し（地下水は約 1.0% Na_2SO_4 に相當する程度のもの）コンクリート管が著しく浸蝕されるので之に用ふるセメントの品質を検討する必要を生じ、モルタル及びコンクリートの抵抗性を數年間に亘つて試験したものである。セメントは單味ポルトランド・セメント、ボルゲー堰堤用低熱ポルトランド・セメント、早強ポルトランド・セメント、低礬土酸三石灰ポルトランド・セメント、珪酸質混合セメント類を使用し、浸漬溶液は 1.0% 及び 10% Na_2SO_4 溶液を用ひ實驗室内浸蝕促進試験をなした。

此の試験より得た結論は大略次の通りである。1.0% Na_2SO_4 溶液と 10.0% 溶液とに於ては濃厚溶液の方が一層浸蝕性が強大であるが結果は略一致してゐる。ポルトランド・セメントの耐蝕性は其の成分なる礬土酸三石灰 (C_3A) の含有量の多寡に關係があり、低礬土高珪酸型のセメントが特に抵抗性が強く、一例として其のセメント塊の成分を示す次のものである。

即ち C_3A (特に少量) 4%, $4C_1AF$ (比較的少量) 9%, C_3S 53%, C_2S 30% 程度である。一般に早強及び普通の単味ポルトランド・セメントは最も抵抗性が弱く、特殊の低砒土型ポルトランド・セメント及び高珪酸物質を混じった混合セメントが最も秀れた抵抗性を表してゐる。

要するに同氏はポルトランド・セメントの耐蝕性は其の燒塊成分中 C_3A 含有量の多寡が直接に關係するものであり、同様に他の成分 (C_4AF , C_3S , C_2S 等) との相對的割合にも關係し、多數の試驗結果より耐硫酸鹽ポルトランド・セメントとして次の成分範圍のものが必要であると報じてゐる。即ち、 $C_3A \leq 4\%$ 、 $C_3A + C_4AF \leq 12\%$ 、 $C_3S \leq 50\%$ 、 $C_2S \leq 30\%$ 、比表面積 $\geq 2000 \text{ cm}^2/\text{gr.}$ 、引張強さ (7 H) $\geq 250 \text{ lb./in.}^2$ 。

同氏は又一般に單味ポルトランド・セメント類よりも高珪酸質の混合セメントの耐蝕性が秀れて居る事を指摘してゐる。

(5) 海水及び硫酸鹽溶液に對するセメントの耐水耐蝕性に關する California 道路局 T. E. Stanton 氏の試験 (J. L. Savage Special Cement for Francisco-Oakland, 1936)

米國加州道路局では San Francisco-Oakland 灣大橋及び Golden Gate 大橋の築造に際し常に海水の影響を蒙る基礎工事及び橋脚、緩衝構造物等に使用するセメントに就いて廣範圍なる耐水耐蝕性試験を行つた。此の結果、低砒土型ポルトランド・セメント (Special low- C_3A Cement) 或は海水用セメント (Sea water Cement) とプゾラン混合セメント (Portland Puzzolan Cement) とが特に海水に化學的抵抗性の強大なるを認め、基礎及び橋脚等の常に海水の浸蝕作用を受けるコンクリートには此の2種のセメントを使用した。此の内で低砒土型ポルトランド・セメントは總て米國標準規格に合格せる特質を有し然もセメント燒塊の C_3A 含有量は 8.0 % 以下のものと規定し、實際は C_3A 含有量は 7.0~3.5% のものにして平均 5% 程度のものを使用した。プゾラン混合セメントはセメント燒塊に高珪酸物質 (主に煅燒頁岩) を 15~30 % 混合したものをを用ひ、此の燒塊は C_3A 含有量 9.5% 以下、平均 7% 程度のものと限定して造つたものである。

一例として此の混合セメントの成分割合を次に示す。

セメント燒塊	67.2%	} 100.0%
石 膏	2.8%	
混合材		
頁 岩	24.0%(80分)	} 800~900°C 煅燒 ... 30.0%
石 灰	6.0%(20分)	

斯く同所に於ては蔡港灣の海水、 Na_2SO_4 溶液 (2%, 10%) 及び MgSO_4 溶液 (2%, 10%) を用ひ多くのセメントに就て耐水耐蝕性試験をなし、結局單味ポルトランド・セメントでは C_3A が有害作用をなし、一般に C_3A 含有量の大きなものが抵抗性が弱く、小なるもの程強大なるを認め、同時に上記の特殊砒土型ポルトランド・セメント及び混合セメントは普通の市販ポルトランド・セメントに比し海水及び鹽類溶液に對して抵抗性が遙に強大なる事を認めた。

上述の如き硫酸鹽溶液 (Na_2SO_4 , MgSO_4 , 2.0%, 10% 液) 中に供試験浸漬して耐水耐蝕性を比較する試験は硫酸鹽中に於ては海水中に於けるよりも浸蝕作用が最も顯著に表れるもので從つて比較的短期間に供試體の重量及び強度の減少並に浸蝕、龜裂、崩壞の變化が顯著に現れるものである。

即ち、硫酸鹽溶液中の浸漬試験はセメント・モルタル或はコンクリートの有害鹽水に對する浸蝕を短期日に比較試験する一種の人工促進試験と見做し得るものである。

(1) セメントの化学的抵抗性はセメント・クリンカー中の礬土酸三石灰 ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) の含有量の少い程強い。

(3) 硫酸鹽中に於ても硫酸曹達 (Na_2SO_4) と硫酸苦土 (MgSO_4) とはセメントに對する浸蝕の狀態が少しく異なるを認めた。

$$\begin{array}{l}
 1. \quad 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + x\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot m\text{H}_2\text{O} \quad m=6,8, 10, 12 \\
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{(Ca)} \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{(Ca)} \\
 2. \quad 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot m\text{H}_2\text{O} + 3\text{Na}_2\text{SO}_4 + x\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{Ca}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O} \\
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O} \\
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{c} 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O} \\ 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O} \end{array}} \right\} n=30-32 \\
 \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{セメント・バルチス} \\
 3. \quad 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot m\text{H}_2\text{O} + \text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow 4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O} + 3\text{CaSO}_4 + x\text{H}_2\text{O}
 \end{array}$$

CaSO_4 結晶性石膏 (コンクリート・崩壊)
 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ セメント・バチルス含水結晶 (コンクリートの膨脹、龜裂、崩壊)

b. 硫酸苦土の場合は、比較的に長期間に亘りセメント・モルタル或はコンクリートに作用する。此の場合には著しい膨脹或は容積の変化を示さずしてしかも強い浸蝕をなすと云ふ。

$$\text{即ち } 3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O} + 3\text{MgSO}_4 \rightarrow 3\text{CaSO}_4 + 3\text{Mg}(\text{OH})_2 + \text{SiO}_2 \cdot y\text{H}_2\text{O}$$

(5) 普通ポルトランド・セメント及び混合セメントの硫酸鹽溶液による浸蝕の遲速の度を供試體の重量の減少より試験した結果によると、一般に普通ポルトランド・セメントは混合セメントに比して早く浸蝕されるが混合セメントの場合は反對に遅い。又普通ポルトランド・セメントは硫酸曹達溶液には極めて早く短日月に浸蝕されるが硫酸苦土の場合は少し遅い。反對に混合セメントは硫酸苦土に徐々に浸蝕されるが硫酸曹達には殆んど耐されてゐない結果が表れて居る。

結局、桑港金門灣大橋梁建設當局に於ては上記の各試験の他に更にセメント・モルタルのアルカリ性土壌に對する耐久力比較試験及びセメントの水和作用に伴ふ發熱によるコンクリートの發熱量測定試験等の研究試験を行ひ、上述のブゾラン混合セメント及び低礫土特殊ボルトランド・セメントを基礎構造物及び橋脚コンクリートに使用することとした。

(6) セメント・モルタルの硫酸鹽溶液中浸漬に依る強度變化に就ての G. Baire 氏の試験 (Rerue générale des Matériaux des Construction. 1939 [361], 177)

之は佛國セメント協會試験所長 G. Baire 氏が倫敦開催の建築材料國際會議で講演されたものであり、高級ボルトランド・セメント、普通セメント、海水用セメント、Gaize セメント各1種宛と高爐セメント2種とを $MgSO_4$ 、 $CaSO_4$ 、 Na_2SO_4 溶液に浸漬して耐蝕性を比較した場合の1週より2年迄の強度成績が發表されてゐる。其の結論としては、溶液では $MgSO_4$ が最も有害作用が顯著であり之に較べて Na_2SO_4 は可成り弱く、又セメントに就ては高石灰型の早強及び普通ボルトランド・セメントが最も弱く、反對に Gaize セメントが最も抵抗性が強大であり、高爐セメントも優良であると報じてゐる。然しながら原文には浸蝕による強度の變化のみを報じ各セメントの成分分析の記載が無いので各成分と強度變化とより此の性質を考察する事が遺憾ながら出来ない。

(7) ブゾラン混合セメントに關するソ聯國の研究 (Cement & Lime Macuf. XII, 12 241~248, 1939)

最近ソ聯國は盛に大規模のコンクリート工事をなし同時に多量のセメントを生産し、特に比較的廉價であり多量に得られる各種の混合セメントを廣く使用してゐる。同國は混合セメントの研究委員を設け、凡そ6ヶ年に亘つて主として其の清水・海水及び各種鹽類溶液 ($NaCl$ 、 Na_2SO_4 、 $MgSO_4$ 、 $CaSO_4$ 等) 等に對する耐水耐蝕性試験、發熱及び膨脹收縮試験等の種々の研究を行つた。

其の結果同委員の研究報告によると、一般に單味ボルトランド・セメントは海水又は鹽類溶液に對して耐水耐蝕性が弱く、其の供試體は比較的短日月間に著しく浸蝕され終りに崩壊されるに至るものもあつたが鐵礫セメント又はトラス、珪礫土、珪酸白土等をセメント塊塊に混合したボルトランド・ブゾラン・セメントの如き混合セメント類は有害鹽類の浸蝕作用に對して最も抵抗性が強く耐水耐蝕性の秀れてゐると論じてゐる。斯く混合セメントは之を用ひたコンクリートが海水、鹹水、地下水等の有害水に對して化學的抵抗性が強大であり、特に水理構造物として水密性であり耐久性が良く又其の生産費の廉價な點に其の特有するものとしてゐる。

(8) 高珪酸質混合セメントの耐水耐蝕性に關する永井教授の試験

同氏は早くより混合セメントに着目され日本産高珪酸質を混合せる混合セメントに就いて廣汎なる研究を行はれ、(建築協會誌昭和6~12年) 特に其の耐水耐蝕性に對しても詳細に研究された(同誌、昭和10年43集572頁)。同氏は本邦に廣く分布せる珪酸白土、可溶白土、溶珪白土を混ぜる混合セメントを用ひ 1:1:2 軟練モルタル $4 \times 4 \times 16$ cm 試験片を作り下半部を各種の鹽類溶液 (10% Na_2SO_4 、4% $MgSO_4$ 、10% $NaCl$ 、10% $MgCl_2$) 中に4~52週間浸漬し、供試體の膨脹收縮、龜裂崩壊の有無又は壓縮強さ等を測定して耐蝕性を比較した。

此の結論としては、浸漬52週迄に於ては普通セメントは混合セメントに較べ甚だしく浸蝕され龜裂或は崩壊するに對し混合セメントは耐蝕性著しく優れてゐるを認め、此れらは混合材による遊離石灰の固定に基くと述べ、更に鹽類としては鹽化物の作用は割合に弱いが硫酸鹽の作用は最も強大にして普通セメントは全く之に浸蝕され供試體は崩壊したが、混合セメントは良く之に耐へ耐蝕性の強大なるを認めてゐる。高爐セメントは高珪酸混合セメントに較べ稍浸蝕のされ方が多い。

斯く同氏は早くより良質な混合セメントの耐水耐蝕性の優秀なるを認め、築港、河川護岸、上下水道等の工事

に於て特に直接海水或は有害水に接する コンクリートに混合セメントを使用する事の合理的なるを提唱してゐる。

IV. 試料及び試験方法

[1] セメント試料及品質

試料は國産市販各種セメントの代表的なものにして比較的品质が一定し且つ優良なる昭和13年3月～4月頃の既往の製品である。其の後石炭配給統制強化により國産セメントの品質は急に低下し各種の製品が市上に混淆し品質も混濁状態となつた。此の試験に用いた試料は斯の如き現下の市販品でない事を特に斷つてをく。此等のセメントは各工場より石油空罐に密封して直送を受けた極めて新鮮なセメントであつた。

其の内譯は普通ポルトランド・セメント（以下普通セメントと略稱す）9個、早強ポルトランド・セメント（以下早強セメントと略稱す）6個、低發熱性ポルトランド・セメント（以下低熱セメントと略稱す）2個、珪酸質混合セメント3個及び高塩セメント1個、計21個（5種類）のセメントである。

表—1 供試各種セメントの化學成分、比率及係數

セメントの種類	試料番號	(1)			(2)			(3)			水硬率	珪酸率	活動係數	緻率
		灼熱減量	不溶解渣	珪酸	礬土	酸化鐵	石灰	苦土	無水硫酸					
		%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
低發熱性セメント(a)	No. 1a	0.24	0.20	24.88	3.57	4.57	63.18	2.02	1.01	1.90	3.03	6.91	0.78	
	No. 2a	0.65	0.16	25.26	3.97	4.40	62.80	1.08	1.42	1.85	2.99	6.31	0.90	
	No. 3b	0.90	0.10	22.43	4.88	3.50	65.49	1.33	1.08	2.13	2.68	4.60	1.39	
	No. 4c	0.80	0.30	21.44	4.84	3.28	66.25	1.01	1.65	2.21	2.64	4.43	1.48	
	No. 5b	0.80	0.10	22.16	5.01	3.45	65.62	1.76	0.90	2.14	2.61	4.42	1.44	
	No. 6c	1.00	0.12	22.13	5.05	3.24	66.01	1.35	1.00	2.17	2.67	4.38	1.57	
	No. 7c	0.56	0.20	21.72	4.93	3.02	66.57	1.02	1.74	2.22	2.71	4.36	1.63	
	No. 8b	0.58	0.21	22.21	5.16	3.20	65.78	1.37	1.33	2.12	2.66	4.30	1.61	
	No. 9b	1.04	—	21.28	5.84	3.86	64.74	1.70	1.33	2.09	2.19	3.64	1.51	
普通セメント(b)	No. 10c	0.41	0.33	21.72	5.21	2.75	66.17	1.76	1.56	2.22	2.19	4.11	1.89	
	No. 11b	1.10	0.40	22.32	5.66	3.56	64.14	1.55	1.18	2.03	2.42	3.94	1.59	
	No. 12b	1.02	0.35	21.08	5.76	3.66	64.75	1.24	1.31	2.11	2.20	3.60	1.57	
	No. 13c	1.42	0.38	22.16	5.53	3.26	64.72	1.50	1.32	2.09	2.52	4.01	1.70	
	No. 14b	0.65	0.25	22.10	5.79	3.45	65.38	1.00	1.42	2.07	3.36	3.77	1.68	
	No. 15c	1.27	—	21.37	5.31	2.34	66.53	1.34	1.66	2.25	2.79	4.02	2.27	
	No. 16b	0.76	0.15	23.03	6.00	3.04	64.81	0.90	1.37	2.02	2.53	3.81	1.97	
	No. 17b	1.08	0.26	22.00	6.33	3.24	64.65	0.98	1.12	2.04	2.27	3.43	1.95	
	No. 18d	3.18	14.28	34.56	5.20	3.20	51.49	1.44	1.34	—	—	—	—	
珪酸質混合セメント(d)	No. 19d	3.52	19.67	35.86	7.76	2.74	47.40	1.22	1.17	—	—	—	—	
	No. 20d	2.58	18.44	38.30	4.66	2.44	49.13	1.18	1.18	—	—	—	—	
高 鹽 セメント(e)	No. 21e	0.71	0.55	26.93	10.33	1.93	53.70	4.06	1.44	—	—	—	—	
低發熱性セメント	平均値	0.45	0.18	25.04	3.77	4.49	62.94	1.55	1.22	1.88	3.01	6.61	0.84	
普通セメント	〃	0.88	0.24	22.34	5.60	3.44	65.04	1.31	1.23	2.09	2.45	3.95	1.63	
早 強 セメント	〃	0.80	0.27	21.76	5.15	2.98	66.04	1.33	1.49	2.19	2.59	4.22	1.75	
珪酸質混合セメント	〃	3.09	17.46	36.24	5.90	2.80	49.34	1.28	1.23	—	—	—	—	

備考 (1) 試料番號は表—2 に於ける礬土酸三石灰 (C_3A) 含有量の増加順である

$$\begin{aligned}
 (2) \text{ 水硬率} &= \frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} & \text{珪酸率} &= \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \\
 \text{活動係數} &= \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3} & \text{緻率} &= \frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}
 \end{aligned}$$

此等のセメントに就いては豫め成分分析、物理的性質及びモルタル強度 (1:3 硬練モルタル, 1:2 軟練モルタル) の試験を J. E. S. 規格法及び日本工學會法に依つて行ひ其の一般性質を試験した。

此の結果は表—1 (成分及び比率), 表—2 (構成化合物割合, R. H. Bague 氏法), 表—3 (物理的諸性質), 表—4 (1:3 硬練モルタル強度), 及び表—5 (1:2 軟練モルタル強度) に夫々表示する。

總ての試料は表—1—5 に表示する通り J. E. S. 規格に經て合格するは勿論, 其の性質に異狀を認むるものなく強度も優れ, 代表的な優秀製品と見做し得るセメントである。

[2] 耐水耐蝕性比較試験

供試體は從來の硬練 1:3 にモルタルの代りに梁型軟練モルタル供試體 (4×4×16cm) を使用し, 日本工學會規定の軟練モルタル試験法に準じて之を製作した。即ち配合はセメント:朝鮮九味浦微砂:標準砂 1:1:2 になし, 水・セメント比はボルトランド・セメント及び高爐セメントにては 60% と爲した。其の軟度は小型フローデーブルにて測定したるに 200—240 の範圍とした。

珪酸質混合セメントはボルトランド・セメントと略同程度の軟度とする爲の水・セメント比を平均 64% と爲して製した。

表—2 供試各種ボルトランド・セメントの構成化合物割合⁽¹⁾

セメントの種類	試料番號 ⁽²⁾	珪酸三石灰 $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_2S)%	珪酸二石灰 $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (C_2S)%	礬土酸三石灰 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A)%	セリット部分 $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ (C_4AF)%	硫酸石灰 CaSO_4 %	鐵 率 $\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}$
低發熱性セメント (a)	No. 1a	35.2	45.1	1.7	13.9	1.7	0.78
	No. 2a	27.4	51.7	2.4 3.1 (<6.0)	13.4	2.4	0.90
普通セメント (b)	No. 3b	55.3	22.6	7.0	10.6	1.8	1.39
	No. 4c	64.9	12.6	7.3	10.0	2.8	1.48
	No. 5b	57.6	20.1	7.4	10.5	1.5	1.44
	No. 6c	59.1	18.9	7.9	9.9	1.7	1.56
	No. 7c	63.3	14.6	8.0	9.2	3.0	1.63
	No. 8b	56.0	21.4	8.2	9.7	2.3	1.61
	No. 9b	53.4	20.8	8.9	11.7	2.3	1.51
	No. 10c	60.9	16.3	9.1	8.4	2.7	1.89
	No. 11b	45.2	29.2	9.1	10.8	2.0	1.59
	No. 12b	55.8	18.4	9.1	11.1	1.5	1.57
早強セメント (c)	No. 13c	49.6	26.2	9.1	9.5	2.2	1.70
	No. 14b	50.4	25.4	9.5	10.5	2.4	1.68
	No. 15c	64.0	13.0	10.1	7.1	2.8	2.27
	No. 16b	40.3	35.6	10.7	9.2	2.3	1.97
	No. 17b	45.5	28.8	11.3	9.9	1.9	1.95
	平均値	31.3	48.4	2.4	13.7	2.1	0.84
普通セメント	〃	51.1	24.7	9.0	10.4	2.0	1.63
早強セメント	〃	60.3	16.9	8.4	9.1	2.5	1.75

備考 (1) R. H. Bogue 氏に依り計算

(2) 試料番號は礬土酸三石灰増加の順である

表-3 供試各種セメントの物理的諸性質

セメントの種類	試料番號	凝 結 時 間				比 重 (其 値)	4900孔 残流(%)	膨 脹 性 煮 沸 法
		室 温 (°C)	水 量 w/c%	始 発 時 時分	終 結 時 時分			
低熱性セメント(a)	No. 1a	20.5	26.3	5-35	7-15	3.27	3.41	完全
	No. 2b	18.5	26.8	3-40	5-05	3.24	3.92	"
	No. 3b	17.0	26.5	3-28	5-15	3.16	2.37	"
	No. 4c	17.5	27.9	1-40	3-03	3.11	1.89	"
	No. 5b	17.0	26.9	3-28	5-25	3.17	3.28	"
	No. 6c	19.0	26.8	2-39	4-19	3.19	1.01	"
普通セメント(b)	No. 7c	17.5	27.5	2-31	4-14	3.14	2.65	"
	No. 8b	17.5	26.3	1-33	3-05	1.16	2.16	"
	No. 9b	18.5	26.8	2-40	4-03	3.14	3.28	"
	No. 10c	20.0	27.4	2-00	5-00	3.17	1.92	"
	No. 11b	18.5	27.3	2-05	4-20	3.17	2.99	"
	No. 12b	19.0	27.5	2-03	3-35	3.16	2.25	"
早強セメント(c)	No. 13c	18.5	27.5	1-30	3-05	3.15	2.01	"
	No. 14b	17.5	26.5	2-50	4-29	3.17	3.51	"
	No. 15c	19.0	27.5	1-43	3-03	3.12	1.71	"
	No. 16b	21.0	27.5	3-25	4-50	3.16	1.36	"
	No. 17b	17.5	28.0	2-23	4-03	3.18	1.36	"
	No. 18d	18.5	30.0	1-50	4-10	3.03	1.49	"
珪酸質混合セメント(d)	No. 19d	18.5	36.8	2-10	5-00	2.89	0.94	"
	No. 20d	18.5	32.8	2-40	5-05	2.92	1.13	"
高 塩 セメント(e)	No. 21e	17.5	29.0	3-10	4-40	3.03	1.03	"
低熱性セメント	平均値	19.5	26.6	5-38	6-10	3.26	3.67	"
普通セメント	"	18.2	27.0	2-33	4-21	3.16	2.51	"
早強セメント	"	18.6	27.4	2-01	3-47	3.14	1.87	"
珪酸質混合セメント	"	18.5	33.2	2-13	4-45	2.95	1.15	"

表-4 供試各種セメントの硬線 1:3 モルタル強度

セメントの種類	試料番號	引 張 強 さ (kg/cm ²)				壓 縮 強 さ (kg/cm ²)			
		水量w/c%	5 日	7 日	28 日	水量w/c%	3 日	7 日	28 日
低熱性セメント(a)	No. 1a	26.7	22.7	29.3	37.0	27.6	180	253	429
	No. 2a	26.7	22.5	29.8	35.9	27.6	152	261	442
	No. 3b	27.1	31.1	37.1	39.1	28.0	249	395	499
	No. 4c	28.0	43.0	45.7	46.8	28.8	476	537	621
	No. 5b	26.7	35.7	37.5	40.0	27.6	333	442	523
	No. 6c	28.0	39.2	42.9	45.2	28.8	460	494	629
普通セメント(b)	No. 7c	28.0	41.3	43.0	45.1	28.8	425	500	619
	No. 8b	27.1	37.7	41.5	43.2	28.0	426	523	564
	No. 9b	26.7	33.7	34.9	37.3	27.6	328	413	460
	No. 10c	28.0	38.7	41.2	46.8	28.8	484	513	641
	No. 11b	27.1	33.7	35.8	42.0	28.0	332	401	507
	No. 12b	27.1	32.4	34.1	38.8	28.0	323	394	500
早強セメント(c)	No. 13c	27.6	39.0	39.7	41.8	28.4	423	517	594
	No. 14b	27.1	36.1	37.6	38.6	28.0	301	399	521
	No. 15c	28.0	40.6	41.7	44.2	28.8	424	520	631
	No. 16b	26.7	32.0	33.9	42.4	27.6	316	395	524
	No. 17b	27.6	39.7	42.8	44.0	28.4	347	417	548
	No. 18d	30.0	33.0	36.0	41.5	30.8	390	467	540
珪酸質混合セメント(d)	No. 19d	30.0	31.5	33.6	41.1	30.8	283	431	532
	No. 20d	30.0	30.3	34.1	43.4	30.8	351	443	514
高 塩 セメント(e)	No. 21e	28.0	33.8	38.6	43.5	28.8	343	478	501
低熱性セメント	平均値	26.7	22.9	29.6	36.5	27.6	169	251	436
普通セメント	"	27.0	34.7	37.2	40.6	27.9	328	431	516
早強セメント	"	28.0	40.3	42.4	45.0	28.8	449	514	623
珪酸質混合セメント	"	30.0	31.6	34.6	42.0	30.8	341	447	527

備考 実験室温度 17~24°C
水槽温度 20±2°C

表-5 供試各種セメントの軟練モルタル強度

セメントの種類	試料番號	フロー %	曲げ強さ (kg/cm ²)			壓縮強さ (kg/cm ²)		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
低發熱性セメント (a)	No. 1a	213	14.7	26.1	49.7	41.9	79.4	191
	No. 2a	204	14.6	23.7	55.5	40.0	74.5	227
普通セメント (b) 早強セメント (c)	No. 3b	210	24.2	41.4	67.9	88.0	183.	344
	No. 4c	212	25.3	65.0	75.0	245.	321.	406
	No. 5b	212	25.7	39.8	64.9	91.4	149.	288
	No. 6c	205	36.0	52.5	64.8	139.	226.	348
	No. 7c	202	40.6	59.3	80.4	174.	273.	377
	No. 8b	214	41.3	58.2	76.6	181.	324.	393
	No. 9b	190	23.9	40.4	70.5	95.7	185.	328
	No. 10c	204	48.0	67.9	27.0	214.	328.	418
	No. 11b	223	24.5	42.3	22.5	89.5	192.	328
	No. 12b	191	29.1	45.2	63.2	118.	195.	291
	No. 13c	223	33.3	43.7	73.5	131.	221.	380
	No. 14b	217	31.1	46.2	69.1	131.	203.	375
	No. 15c	216	39.4	60.0	69.2	168.	389.	375
	No. 16b	225	27.6	36.8	60.7	106.	146.	322
	No. 17b	202	38.5	52.2	70.4	132.	237.	382
珪酸質混合セメント (d)	No. 18d	194	30.8	45.9	68.6	107.	182.	292
	No. 19d	175	25.4	40.8	69.7	87.8	143.	330
	No. 20d	183	31.9	48.4	74.3	116.	194.	374
高嶺セメント (e)	No. 21c	204	30.6	42.7	74.6	117.	179.	356
低發熱性セメント	平均値	209	14.7	24.9	52.6	41.0	77.0	209
普通セメント	〃	209	29.5	44.0	58.4	115.	201.	339
早強セメント	〃	210	41.8	58.1	72.2	179.	277.	394
珪酸質混合セメント	〃	184	29.4	45.0	69.9	104.	173.	333

備考 實驗室温度 20°C~27°C 水槽温度 20°C~25.5°C

供試體は製作後約 24 時間湿空にて養生し、後脱型し 28 日間 20±2°C の恒温水槽中で養生した。養生後供試體は浸蝕性有害鹽の代表として硫酸曹達を選び、其の 10% 無水硫酸曹達 (Na₂SO₄) 溶液中にその全體を浸漬して、然る後 4 週、8 週、13 週、17 週、26 週 (1/2 年) 38 週及び 52 週 (1 年) の各材齡毎に之を取り出して浸蝕の試験をなした。

一方、同様な供試體を清水中でのみ同期間 (4 週~52 週) 養生をなし上記の各材齡毎に之を取り出し試験して硫酸曹達溶液中浸漬のものと併行して之が比較試験をなした。

使用した硫酸曹達溶液は 4 週毎に 1 回之を取換へて新鮮なものに代へた。

供試體の耐水耐蝕性試験は、先ず各材齡毎に其の浸蝕状態を寫眞に撮り、表面の浸蝕膨脹龜裂、缺削状態、セメント・バチルスの生成及び崩壞等の外貌上の變化を良く觀察して定性的に比較し且つ寫眞に記録し、次に曲げ強さ及び壓縮強さを測定した。

但し、強度試験に當り硫酸鹽溶液中に浸漬の或る供試體は後掲の寫眞に示す如く長期間に著しく浸蝕され、原型を保たず嚴密に原斷面を有しないものがあつた。又一般に曲げ強さの測定に際しては、硫酸鹽溶液中に浸漬の多くの供試體は載荷重時に龜裂部分より容易に切斷され其の結果曲げ強さの偏差が甚だしく現れ、從つて之による強さの比較は不適當と認められた。

從つて本報告では、浸蝕による供試體の壓縮強さを基準となし之と清水養生の供試體の壓縮強さを比較して次記の強度比率又は強度低下率を算出し之を以て各種セメントの耐水耐蝕性を數字的に比較する事にした。

即ち、

$$a \text{ 強度比率} = S_2/S_0 \times 100$$

茲に、 S_2 ……硫酸鹽溶液中に浸漬して一定期間養生した供試體の壓縮強さ (kg/cm²)

S_0 ……清水中にのみ養生をした同一材齡の供試體の壓縮強さ (kg/cm²)

$$b \text{ 強度低下率} = 100 - \text{強度比率}$$

即ち強度比率は清水養生をなした供試體の壓縮強さを 100 となし之に對する硫酸鹽溶液中に浸漬養生をなした供試體の壓縮強さの率 (%) を表したものである。

從つて、強度低下率は硫酸鹽溶液中に浸漬した供試體が浸蝕作用により受けた強度の低下を表したものである。

例へば強度比率 25 のものは $S_2 = S_0/4$ にして強度低下率 = 75 となり清水養生の供試體の強度 100 に對し浸蝕作用を受けた供試體は強度 25 となり、75 の強度を喪失した事を表はすものである。

斯く各種セメントの耐水耐蝕性は、一方供試體の外貌上の變化を寫眞に撮り定性的に比較すると同様に他方其の強度を測り強度の喪失を求めて數字的に之を比較する事とした。

要するに、茲に報告する各種市販セメントの耐蝕性試験は上記の通り供試體の 4 週 (28 日) 養生後、4 週に始り 52 週 (364 日) にして一先づ終了し、約 1 ヶ年の日月に亙つて實驗室にて 10% 硫酸曹達溶液による促進試験をなしたものである。

V. 試験結果及び其の考案

試験結果は總て之を表又は圖或は寫眞にて表す。即ち表-6 は各種セメントのモルタル供試體の硫酸鹽溶液浸漬材齡 4~52 週間に至る壓縮強さを表はす。

此の表中或供試體は材齡 17 週或はそれ以後に於て完全に崩壊をなし強度を測定し得ざるものがあつた之には ** 印を附した。圖-1 は浸漬材齡が進むに従ひ各供試體は強度を喪失して實際の強度が減退する關係を圖示したものである。

表-7 は比較試験用の爲めに行つた同一供試體の水中養生のみをした同一材齡のもの、壓縮強さを表す。表-8 は浸蝕性硫酸曹達 10% 溶液中に浸漬した供試體が同一期間水中に養生せる供試體 (強度 100%) に對する強度比率 (壓縮

圖-1 供試各種セメント供試體の硫酸鹽溶液 (10%) 中に於ける強度の變化 (平均値) 配合 (フロー 200, 1:1:2, 軟練モルタル)

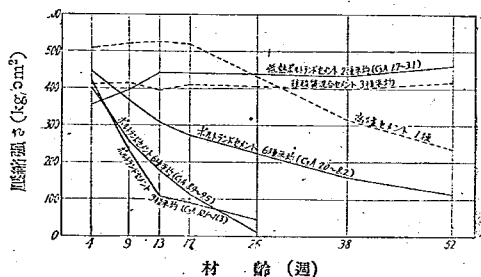


表-6 供試各種セメントの 10% 硫酸曹達溶液中に於ける壓縮の強さ
4 週間水中養生後溶液中に浸漬、軟練モルタル供試體

セメントの種類	試料 番号	水中養生 試験	圧 縮 強 さ (kg/cm ²)								水セメント比 (%)	フ ロー
			4 週		4 週		4 週		4 週			
			4 週	9 週	13 週	17 週	26 週	38 週	52 週			
低発熱性セメント (a)	No. 1a	328	338	420	414	—	—	423	436	60	218	
	No. 2a	401	404	465	470	—	—	445	485	60	218	
	No. 3b	435	—	321	321	—	—	129	954	60	235	
	No. 4c	429	282	182	121	96.8	**	**	**	60	200	
	No. 5b	451	425	466	457	—	—	398	165	60	208	
	No. 6c	449	431	480	412	—	—	454	448	60	220	
	No. 7c	431	400	294	270	低熱性ナシ	低熱性ナシ	低熱性ナシ	—	60	238	
	No. 8b	485	302	127	76.7	**	**	**	**	60	240	
	No. 9b	437	148	119	69.2	**	**	**	**	60	210	
	No. 10c	457	393	400	399	—	—	92.9	28.0	60	200	
普 通 セ メ ン ト (b) 早 強 セ メ ン ト (c)	No. 11b	385	267	148	137	66.7	**	**	**	60	196	
	No. 12b	374	290	173	90.6	9.0	0	**	**	60	200	
	No. 13c	365	206	125	6.0	**	**	**	**	60	204	
	No. 14b	388	233	102	0	**	**	**	**	60	214	
	No. 15c	397	190	0	**	**	**	**	**	60	218	
	No. 16b	426	224	207	142	**	**	**	**	60	194	
	No. 17b	441	246	112	75.4	**	**	**	**	60	203	
	No. 18d	394	411	391	416	—	—	406	407	63	218	
	No. 19d	364	359	357	393	—	—	377	384	67	210	
	No. 20d	474	473	446	426	—	—	412	459	63	219	
高 爐 セ メ ン ト (e)	No. 21e	509	521	526	520	—	—	316	237	60	210	
低 発 熱 性 セ メ ン ト 普 通 セ メ ン ト 早 強 セ メ ン ト 硫 酸 質 混 合 セ メ ン ト	平 均 値	365	396	443	442	—	—	434	461	60	218	
	〃	425	292	199	158	—	—	—	—	60	211	
	〃	421	289	247	201	—	—	—	—	60	213	
	〃	411	414	395	412	—	—	398	417	64	216	

備考 表中 * 印は供試體の完全崩壊を意味する。

表-7 供試各種セメントの水中養生壓縮強さ供試體 4×416cm (フロー200, 配合 1:1:2)

セメントの種類	試料 番 號	水中養生 期間	壓 縮 強 さ (kg/cm ²)								水 比	フ ロー
		8 週	13 週	17 週	21 週	30 週	42 週	56 週				
低發熱性セメント(a)	No. 1a	299	387	410	409	—	435	428	60	218		
	No. 2a	388	405	462	463	—	484	440	60	218		
	No. 3b	450	417	431	450	—	463	415	60	235		
	No. 4c	414	414	438	408	440	—	—	60	200		
	No. 5b	418	417	444	423	—	406	402	60	203		
	No. 6c	449	425	451	433	—	469	465	60	220		
	No. 7c	433	447	420	438	—	—	—	60	238		
	No. 8b	439	487	455	485	—	—	—	60	240		
	No. 9b	418	397	439	444	—	—	—	60	210		
	No. 10c	426	463	459	461	—	458	428	60	200		
普通セメント(b) 早強セメント(c)	No. 11b	416	391	407	419	391	—	—	60	196		
	No. 12b	367	397	405	417	381	—	—	60	200		
	No. 13c	366	396	394	402	—	—	—	60	204		
	No. 14b	374	402	424	438	—	—	—	60	214		
	No. 15c	424	403	409	—	—	—	—	60	218		
	No. 16b	414	444	405	427	384	386	—	60	194		
	No. 17b	437	446	430	428	—	—	—	60	203		
	No. 18d	365	381	371	416	—	418	410	63	218		
	No. 19d	322	315	367	373	—	393	415	67	210		
	No. 20d	437	459	457	477	—	426	497	63	219		
高 爐 セメント(e)	No. 21e	474	508	514	500	—	458	434	60	218		
低發熱性セメント 普通セメント 早強セメント 硫酸質混合セメント	平 均 値	343	396	346	436	—	458	434	60	218		
	〃	415	422	427	437	×	×	×	60	211		
	〃	420	420	427	428	×	×	×	60	213		
	〃	375	385	398	422	—	414	431	64	218		

表-8 強度比率及強度低下率

セメントの種類	強 度 比 率 ⁽¹⁾ (%)	強 度 比 率 ⁽¹⁾ (%)								強 度 低 下 率 ⁽²⁾ (%)							
		4 週	9 週	13 週	17 週	26 週	38 週	52 週	4 週	9 週	13 週	17 週	26 週	38 週	52 週	4 週	9 週
低発熱性セメント (a)	No. 1a	110	100	102	101	—	97	110	(-10)	0	-2	-1	—	+3	-2		
	No. 2a	106	100	101	102	—	92	110	(-6)	0	-1	-2	—	+8	(-10)		
普通セメント (b)	No. 3b	97	—	74	69	—	26	23	+3	—	+26	+31	—	-74	+77		
	No. 4c	104	68	42	30	22	**0	**0	-4	+32	+58	+70	+70	+100	+100		
	No. 5b	108	102	105	108	—	98	41	-8	-2	-5	-8	—	+2	+59		
	No. 6c	100	101	106	95	—	97	99	0	-1	-6	+5	—	+3	+4		
	No. 7c	100	89	70	62	—	—	—	0	+11	+30	+38	—	—	—		
	No. 8b*	110	62	28	16	**0	**0	**0	-10	+38	+71	+84	+100	+100	+100		
	No. 9b*	105	37	24	16	**0	**0	**0	-5	+63	+76	+84	+100	+100	+100		
	No. 10c	107	58	90	87	—	14	7	-7	+15	+10	+13	—	+86	+93		
	No. 11b	93	68	36	33	17	**0	**0	+7	+32	+6	+69	+98	+100	+100		
	No. 12b	102	73	43	22	2	**0	**0	-2	+27	+56	+78	+98	+100	+100		
	No. 13c*	100	56	32	1	**0	**0	**0	0	+44	+68	+99	+100	+100	+100		
	No. 14b*	104	58	24	0	**0	**0	**0	-4	+42	+76	+100	+100	+100	+100		
早強セメント (c)	No. 15c*	94	5	0	0	**0	**0	**0	-6	+95	+100	+100	+100	+100	+100		
	No. 16b*	104	96	55	48	37	**0	**0	-4	+4	+45	+52	+63	+100	+100		
	No. 17b*	101	56	26	18	—	**0	**0	-1	+45	+74	+82	+100	+100	+100		
	No. 18d	108	108	105	100	—	97	99	-8	-8	-5	0	—	+3	+1		
	No. 19d	110	114	97	105	—	95	93	-10	-14	-3	-5	—	+5	+7		
	No. 20d	108	103	98	89	—	97	92	-8	-3	+2	-11	—	+3	+8		
高強セメント (e)	No. 21e	107	112	102	104	—	60	47	-7	-12	-2	-4	—	+40	+53		
低発熱性セメント	平 均 値	108	100	103	102	—	95	106	-8	0	-2	-2	—	+5	-6		
普通セメント	〃	103	69	46	37	—	—	—	-3	+31	+54	+63	—	—	—		
早強セメント	〃	101	79	57	46	—	—	—	-1	+21	+43	+54	—	—	—		
珪酸質混合セメント	〃	109	108	100	98	—	96	96	-9	-8	0	+2	—	+4	—		

備考 (1) 強度比率 $\frac{S_n}{S_m} \times 100$ (2) 強度低下率 = $100\% - \text{強度比率}(\%)$ (3) 表中 (—) 印は強度低下を示す (+) 印は強度低下を示す
表中 ** 印は供試体が全く崩壊したるを表す

各種セメント (普通・早強・低熱・珪酸質混合・高強) の耐水耐酸性比較に就いて (第1部)

強さ)及び強度低下率を算出して示した表である。此の表は結果を總括せるものであり、即ち表-6、表-7及び表-8より各種セメント(低發熱性 a、普通 b、早強 c、珪酸質混合 d、高爐 e)の耐水耐蝕性を比較し得るものである。

圖-2 は表-8.の關係を強度低下率より圖示したもので、之により各種セメントの耐水耐蝕性を比較する事が出来る。圖-3 は單味ポルトランド・セメントに就いて其の礬土酸三石灰($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$)含有量と耐蝕性(強度比率にて表す)との關係を表し、圖-4 は鐵率($\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$)と同様の關係を表示したものである。之は單味ポルトランド・セメントの成分と其の耐蝕性との關係を比較する爲めに掲げたものである。

寫眞 A, B, C は硫酸鹽溶液中浸漬期間 26, 38, 52 週の各材齡に於ける各種セメントのモルタル

圖-2 供試各種セメント供試體の硫酸鹽溶液(10%)中に於ける強度低下率

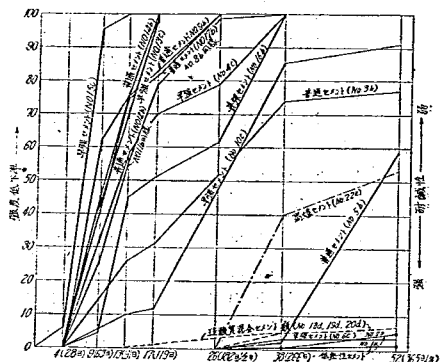


圖-3 ポルトランドセメントの礬土三石灰($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$)含有量と耐蝕性との關係

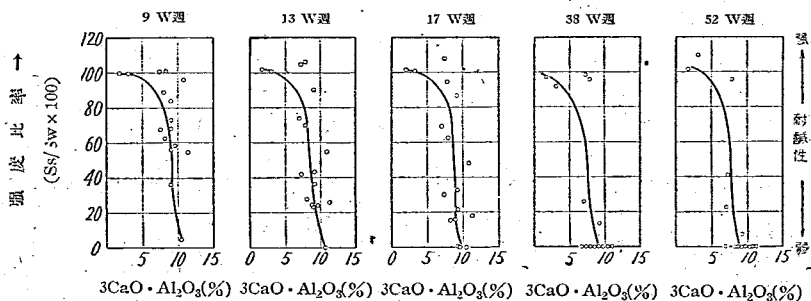


圖-4 ポルトランドセメントの鐵率($\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}$)と耐蝕性との關係

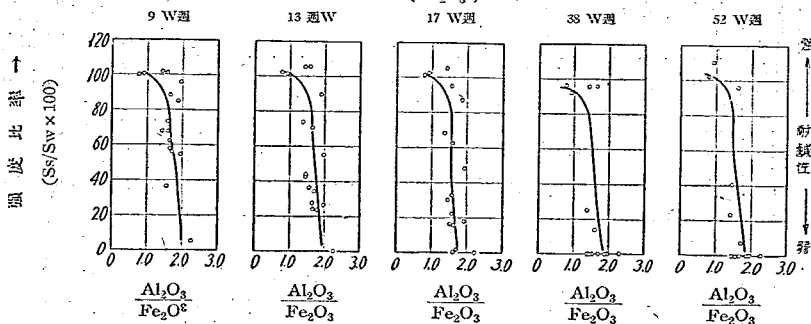
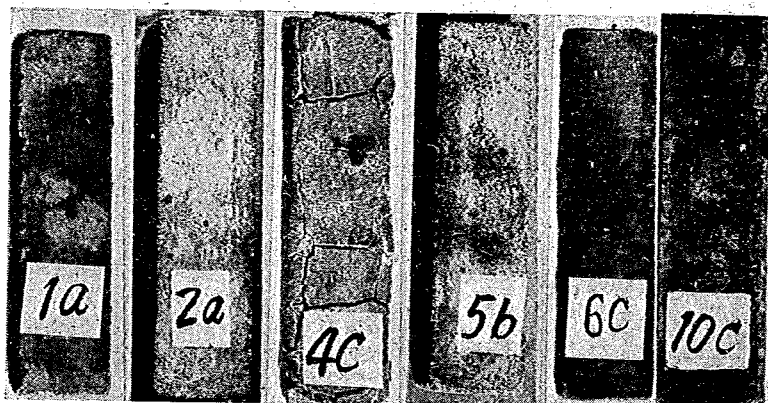


写真 本邦市販各種セメント供試體の浸蝕状態（材齢1年間）

A. 浸漬期間 26 週（6ヶ月）



低發熱性
セメント
 $C_3A=1.7$
龜裂を認めず

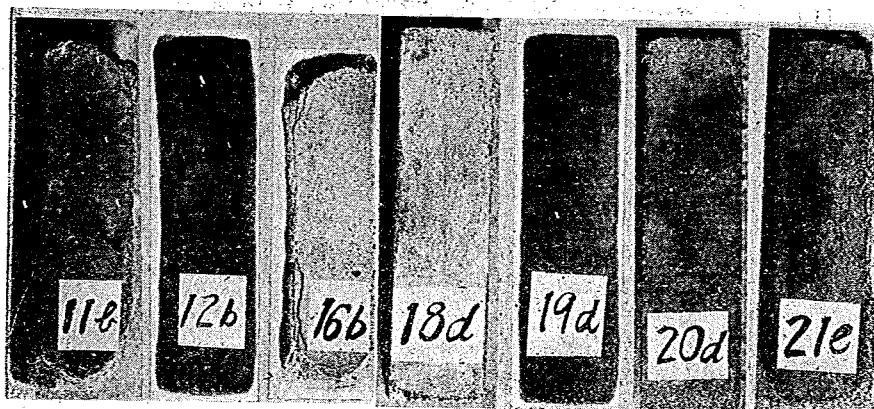
低發熱性
セメント
 $C_3A=3.1$
龜裂を認めず

早強セメント
 $C_3A=7.3$
龜裂甚だしく
殆んど崩壊

普通セメント
 $C_3A=7.4$
殆んど龜裂を
認めず

早強セメント
 $C_3A=7.9$
枝に各項に龜
裂を認む

早強セメント
 $C_3A=9.1$
供試體全面に
相當の龜裂を
生ず



普通セメント
 $C_3A=9.1$
著しき浸蝕を
受け崩壊に傾
す

普通セメント
 $C_3A=9.1$
龜裂甚し

普通セメント
 $C_3A=10.7$
相當の龜裂を
生じ各項缺除
す

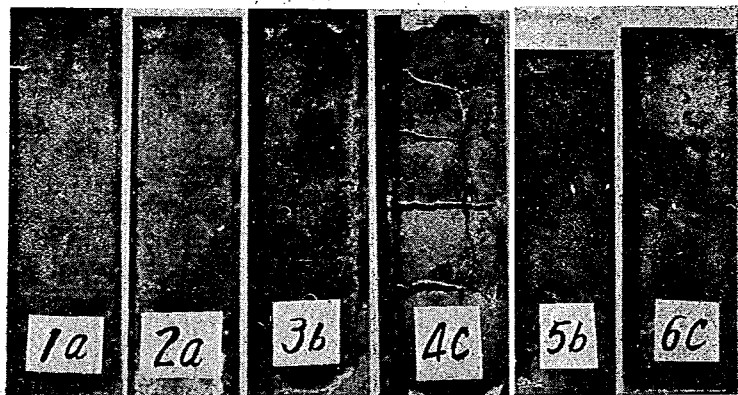
珪酸質混合
セメント
龜裂を認めず

珪酸質混合
セメント
各項に僅かに
龜裂を認む

珪酸質混合
セメント
龜裂を認めず

高爐セメント
各枝及び頂に
相當の龜裂を
生ず

B. 浸漬期間 38 週 (9 ヶ月)



低発熱性
セメント

$C_3A=1.7$
龜裂殆んど認め難し

低発熱性
セメント

$C_3A=3.1$
龜裂を認めず

普通セメント

$C_3A=7.0$
相當に龜裂を生じ稜及び頂
缺除す

早強セメント

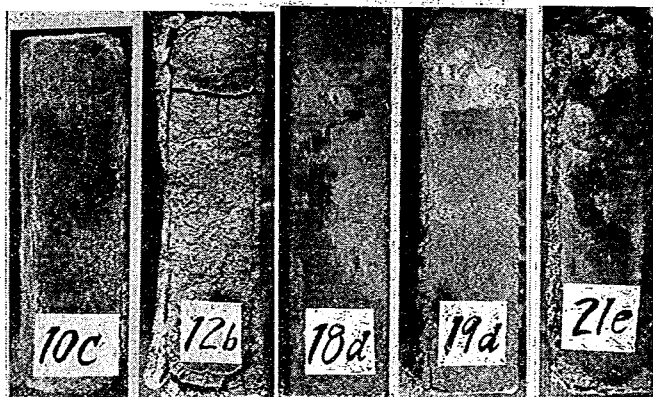
$C_3A=7.3$
龜裂甚しく崩
壊

普通セメント

$C_3A=7.4$
各稜及び頂に
相當の龜裂を
認む

早強セメント

$C_3A=7.9$
稜に僅かに龜
裂を認む



早強セメント

$C_3A=9.1$
龜裂甚しく殆
んど崩壊に近
し

普通セメント

$C_3A=9.1$
龜裂甚しく殆
んど崩壊

珪酸質混合
セメント

殆んど龜裂を
認めず

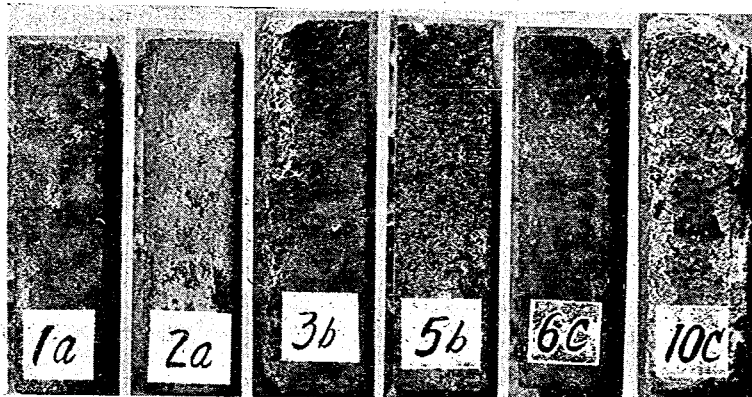
珪酸質混合
セメント

稜及び頂に龜
裂を認む

高爐セメント

相當の浸蝕を
受け稜及び頂
缺除す

C. 浸漬期間 52 週（1 年）



低発熱性
セメント

$C_3A=1.7$
殆んど龜裂を
認め難し

低発熱性
セメント

$C_3A=3.1$
性かに頂に龜
裂を認め

普通セメント
 $C_3A=7.0$

相當の龜裂を
生じ稜及び頂
點除す

普通セメント
 $C_3A=7.4$

相當の龜裂を
生ず

早強セメント
 $C_3A=7.9$

稜及頂に龜裂
を生ず

早強セメント
 $C_3A=9.1$

龜裂除き甚し
く殆んど崩壊



珪酸質混合
セメント

各稜に龜裂を
認め

珪酸質混合
セメント

各頂龜裂の爲
點除す面には
龜裂を認めず

珪酸質混合
セメント

殆んど龜裂を
認め難し

高塩セメント

相當の浸蝕を
受け稜及び頂
點除す

供試體の浸蝕状態を記録したものであり、之により浸蝕に依る外貌上の變化即ち、表面の龜裂發生、角稜の缺削、浸蝕により生じた生成物或はセメント・パチルス生成状態更に供試體の崩壊等を明瞭に比較し得られる。從つて之により各種セメントの耐水耐蝕性を定性的に比較する事が出来る。

各種セメントの耐水耐蝕性を比較考察するには便宜上之を單味ポルトランド・セメント及び混合セメントに大別して比較する。

[1] 單味ポルトランド・セメントの耐蝕性

試験結果を通覽するに、一般に單味ポルトランド・セメントは混合セメントに較べて耐水耐蝕性が弱い。即ち表—6 に表す如く硫酸鹽溶液浸漬材齡 26 週前に於てポルトランド・セメント供試體の約半數は崩壊を始めたが混合セメントは全然此の傾向を認めなかつた。又浸蝕に依る強度の損失は圖—2 に示す如くポルトランド・セメントでは材齡 26 週前に殆んど強度を喪失したが混合セメントでは全く之を認めず同様に材齡 36 週に於ける寫眞を比較してもポルトランド・セメント供試體の浸蝕状態は甚だ著しいものがある。

次に、單味ポルトランド・セメント同志に就いて之を比較するに各個のセメントの間には其の耐蝕性に夫々相當の相違が認められる。

例へば、普通セメント試料 No. 5b 及び No. 14b は其の物理的性質が略類似し水中浸漬中の壓縮強さは約 400 kg/cm² を示し一見同種のもつと見做されるにも拘らず、硫酸鹽溶液中に浸漬した場合には No. 5b は 26 週まで著しく浸蝕を受けず、52 週に至つて膨脹性龜裂を表し浸蝕の状態を明に表したが猶相當に強度を有し強度比率約 40% を保ち崩壊するに至らない。之に反して No. 14b は僅に 13 週にして既に著しく浸蝕され膨脹性龜裂の發生が甚だしく強度を全く喪失して僅か 17 週にて全く崩壊するに至つた。

同様な事實は早強セメント試料 No. 6c 及び No. 15c に於ても認められた。

斯く各ポルトランド・セメントの個々のものゝ耐蝕性に大なる相違のある事は單にセメントの物理的性質或は規格強度等に依つて此の性質を簡單に判斷し得られるものでなく、前述の Gonnermann, Haegermann, Thuthill. 氏等が既に指摘した如くセメントの化學成分の關係より之を考察する必要がある事を示唆せるものと考へられる。

次に、單味ポルトランド・セメントの同志間に於て其の成分關係より其の耐蝕性を比較する。

先ず供試ポルトランド・セメントは化學分析をなし之より礬土酸三石灰($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$)含有量及び鐵率($\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$)とを求めて之を表—2 及び表—4 に示した。

即ち礬土酸三石灰含有量の多寡及び鐵率の大小はポルトランド・セメント同志間に相當に相違してをり、低熱性セメントでは C_3A が平均 2.4%、鐵率平均 0.84 にして最低値を示し低礬土型のセメントであるが、普通及び早強セメントでは C_3A が 7.0~11.3% 及び鐵率 1.39~2.27 の範圍にして一般に礬土が多く鐵率が大である。

圖—1 は各種ポルトランド・セメントを礬土三石灰含有量の多寡、即ち $\text{C}_3\text{A}=1.7\sim3.1\%$ 、 $\text{C}_3\text{A}=7.0\sim8.2\%$ 、 $\text{C}_3\text{A}=8.9\sim9.5\%$ 、 $\text{C}_3\text{A}=10.1\sim11.3\%$ の群に分ち之と混合セメント類との硫酸鹽溶液中に於ける供試體の壓縮強さの低下を比較したものが有り、圖—3 は礬土酸三石灰及び鐵率と壓縮強度比との關係を以つて耐蝕性を比較したものである。

此の成績より見ると、一般に單味ポルトランド・セメントの硫酸鹽溶液に對する抵抗性は礬土酸三石灰の含有量の多少に關係して居る事が明瞭であり、此の含有量或は鐵率と各材齡に於ける供試體の強度比との關係は夫々圖—3 及び圖—4 に示す如く此等の數値の或る限界を界として耐水耐蝕性の優秀の相違がつき、一曲線を以つ

て此の限界を略々表す事が出来る。次に單味ポルトランド・セメントの各々に就いて成分と耐蝕性とを比較してゐる（表-2、表-8 及び 圖-3、圖-4 参照）。

低發熱性ポルトランド・セメント（試料 No.1a, No.2a）は珪酸及び酸化鐵分が多く礬土分が少く一種の低礬土型ポルトランド・セメントであり成分的には $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = 2 \sim 3\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 \leq 1.0$ である。

試験成績より見ると此のセメントは頗る耐蝕性が優秀にして長期の材齡（26 週, 38 週及び 52 週）に於ても寫眞に示す如く供試體の浸蝕による外貌上の變化が少く肉眼的に膨脹性龜裂等を認めず頗る安定にして又強度の低下を殆ど表してゐない。

即ち此の種のセメントは高塩提用低發熱性セメントとして製造されてゐるものであるが、同時に優れた耐硫酸鹽セメントとも見做し得られるものである。

普通及び早強ポルトランド・セメント類（試料 No.3b~No.17b 普通セメント b, 早強セメント e）は多少の例外はあるが大體其の耐蝕性は鐵率又は $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ の含有量の多寡に主として關係するものの如く、例へば $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \geq 8\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 \geq 1.5$ なる普通セメント No.3b 及び早強セメント No.6c は耐蝕性比較的に強く、多くの普通セメント供試體が浸蝕材齡 26 週又は 38 週にして甚だしく浸蝕され崩壞したるに反し此のセメントは 52 週の長期に於ても比較的安定であつた。

一方例へば $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \leq 10\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 \geq 2.0$ なる普通セメント No.17b 及び早強セメント No.15c の如きは著しく耐蝕性が弱く浸蝕材齡 9 週又は 13 週の比較的早期に於て強度の大部分を喪失し 26 週前に於て供試體は完全に崩壞するに至つた。一般に此の試験の結果、供試單味ポルトランド・セメントに就ては主として成分上礬土及び酸化鐵分の多寡が之に關係し $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \leq 7 \sim 8\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 \leq 1.0 \sim 1.5$ の限界内のセメントが比較的良好な耐蝕性を示す事實が認められた。

次に、以上の關係を前記の文献と對照して見るに Haegermann 氏は燒きの充分なる試製の單味ポルトランド・セメントでは $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3 = 1.0 \sim 1.3$ のセメントが耐蝕性が優良であると報じ、又 Gommernann 氏は多數の市販のポルトランド・セメントに就て其の主要化合物と耐蝕性とに就て試験をなし圖-3 及び圖-4 に示した様な類似の相互關係を見出し、要するに主要化合物中 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ が最も惡影響を與へるものであり此の含有量多くして或る限度を過ぐるセメントは抵抗性が薄弱であり、逆に此の含有量が比較的に少く $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = 6 \sim 7\%$ を超へざるものが耐蝕性の優良であると論じ、又 Thushill 氏は多數の米國市販ポルトランド・セメントに就て此の關係を廣く検討し $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \leq 4\%$, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + 4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \leq 12\%$ のものとなしてゐる。

更に實際上の問題としては米國聯邦規定の耐硫酸鹽セメントとして $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \leq 5\%$ と規定し、又桑港オーランド大橋用セメントとしては加州道路局の研究の結果 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \leq 8\%$ の規定を設け實際は 8% 以下の市販セメントを使用した。

斯く本試験と前記諸氏の研究とは略同様な結果を表し前記の文献の報する處は相當之を支持すべきものであり又本邦市販のポルトランド・セメントに就ても之と略一致した關係のある事實を認めた。

然しながら、多くのポルトランド・セメント中には此の關係を以つて必ずしも一樣に律する事の出来ない場合もある。例へば早強セメント No. 6c と No. 4c 或は No. 7c とを比較するに成分上 $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ 含有量及び鐵率が略等しいが耐蝕性は非常なる相違を認めた。即ち、No. 4c 或は No. 7c の供試體が浸蝕材齡 26 週或は 38 週に於て完全に崩壞したるに反し No. 6c の供試體は 52 週の長期にても全く安定にして僅かに膨脹性龜裂

を認めた程度に過ぎず、又強度の喪失も無く強度低下係が 4% に過ぎず優秀なる耐蝕性を表してゐた。

此の事實より、セメントの耐水耐蝕性は單に上述の如きポルトランド・セメントの成分或は比率又は特に或る假定に基く Bogue 法の計算より求むる化合物割合のみに依り必ずしも直に判斷し得るものとは限らず Haegermann 氏が指摘した如く原料の性質及び配合割合、特に燒成の良否等の製造條件が此の性質に重大なる影響を與へるものと考へられる。

〔2〕 混合ポルトランド・セメントの耐蝕性

混合セメントはポルトランド・セメントの燒塊に珪酸質物質又は高爐鐵滓等の混合物を加へたものであり、此の場合に微粉狀の混合物はセメントの水和に際して生成する遊離の石灰を固定し又はモルタル或はコンクリートの空隙填充材として働くとの相互作用の結果單味ポルトランド・セメントの缺點を補ひ特に水密性に耐水耐蝕性を優良ならしむるものと認められてゐる。

本試験は代表的な市販珪酸質混合ポルトランド・セメント 3 種に就て行つたが其の結果は一般に普通及び早強セメントの如き單味のポルトランド・セメントに較べて格段に優良なる耐蝕性を表した。即ち供試體は浸蝕作用に依る表面の削缺、バルチスの生成或は膨脹性龜裂の發生等が殆んど認められず又長期に於いて強度の喪失が殆んど見へなかつた。

此の事實は表—6、表—8 又は圖—1、圖—2 或は寫眞に依り表はされてゐる。

例へば普通セメント試料 No. 11b, 12b と同一會社の製品なる珪酸質混合セメント試料 No. 18b, 20d とを比較すると前者は硫酸鹽浸漬時間 26 週に於て著しい浸蝕を受け膨脹性龜裂が甚だしく殆んど崩壞狀態を表したが後者は殆んど浸蝕を受けず浸漬材齡 58 週の長時間にても僅に角縁が少し削缺した程度であり又強度の喪失も殆んどなく強度低下率が少く平均 5% にして著しく耐蝕性が秀れ、安定であつた。

要するに、良質なる珪酸質を混合したセメントは化學的抵抗性が強大であり之を用ひたモルタル及びコンクリートは水密性にして耐水耐蝕性が秀れてゐる事は既に多くの研究者に依り認められてゐる事實にして本試験の結果も良くそれと一致した成績を表した。

然しながら此の種のセメントの性質は混合物の種類、品質、混合割合又はセメント燒塊の性質等に依り可成セメントの性質に相違を生ずるものであるから其の品質の選擇及び判斷には適當なる試験と充分なる注意が必要なる事は勿論である。

混合セメントの一種なる高爐セメント (試料 No. 22e, 燒塊 50, 鐵滓 50) は表—8 及び圖—2 に表した如く浸漬材齡 12 週頃までは何等浸蝕された形跡を認められなかつたが、52 週間の長期には相當に浸蝕され多くの龜裂を表し強度を喪失し強度低下率 53% に至つた。

之を一般の普通セメント及び早強セメントと比較するに之よりは相當に良好な耐蝕性を表してゐるが、珪酸質混合セメントには幾分劣つた成績を表した。尙高爐セメントは試料僅に一種を試験したに過ぎないから之を以て全體を律する事は出来ないが、要するに之も混合物なる水滓鐵滓の性質の良否に依り相當に製品の性質が支配されるものと考へられる。

尙、之に續き珪酸質混合セメント及び高爐セメント類に關しては更に多數の試料に就き改めて詳細なる耐水耐蝕性比較試験を行ふ豫定である。

VI. 結 論

各種のポルトランド・セメント 17 種、珪酸質混合セメント 3 種及び高爐セメント 1 種、總計 21 個の昭和 13 年 3 月～4 月頃の既往の代表的市販セメントを用ひてモルタル供試體を造り、之を 10% 無水硫酸曹達溶液中に約 1 年間に亘つて浸蝕し其の外観上の検査及び強度の測定に依り耐水耐蝕性(化學的抵抗性)の比較試験を行つた結果を次に要約し結論する。

(1) 一般に混合セメントは單味ポルトランド・セメントに比較して耐水耐蝕性が遙に優良である。即ち單味ポルトランド・セメント供試體の約半數は硫酸鹽溶液浸漬材齡 26 週(1/2 年)頃にて殆んど強度を喪失し且つ著しく浸蝕され終りに崩壊するに至るを認めたが、珪酸質混合セメントは全く此の傾向を認めず強度の喪失も殆んどなく約 52 週(1 年)後に於ても安定であつた。

(2) 單味ポルトランド・セメント中特殊の高珪酸低熱型となる低發熱性セメントは各セメント中最良の抵抗性を表し、その供試體は約 1 年後に於ても浸蝕に依る變化甚だ少なく何等強度の低下を認めず、優秀なる耐水耐蝕性を表した。此のセメントは低熱性セメントであると同時に優良なる耐硫酸鹽セメントと見做し得られるものと認めた。

(3) 單味ポルトランド・セメントの化學的抵抗性は其の化學成分の含有割合と密接の關係を有し單に物理的性質又は強度のみに依り評價し得ざるものと考へられる。化學成分中主として礬土及び酸化鐵の含有割合、即ち礬土三石灰($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$)含有量或は鐵率($\text{Al}_2\text{O}_3/\text{Fe}_2\text{O}_3$)の大小が耐蝕性に最も影響するものと考へる。

(4) 本試験の結果、單味ポルトランド・セメントの礬土三石灰含有量或は鐵率と耐蝕性との間には各材齡に於て圖—3 及び圖—4 に表す如き曲線にて示される關係が認められ一般に單味ポルトランド・セメントの耐蝕性には礬土三石灰含有量或は鐵率が増し或る限界の値に達すると急に其の耐蝕性を弱くする傾向のある事を認めた。

一般に供試市販ポルトランド・セメントに就ては礬土三石灰含有量 7～8% 以下、鐵率 1～1.3 以下のセメントが比較的良好なる耐蝕性を示した。此の關係は Gonnermann, Haegermann, Thuthill 及び Stanton の諸氏の試験結果と略一致する事が判り、諸氏の所説は充分に肯定し得ると考へた。

然しながら此の關係のみを以て必ずしも總てを律する事は尙不充分にして内には例外のものも存する事を認めた。

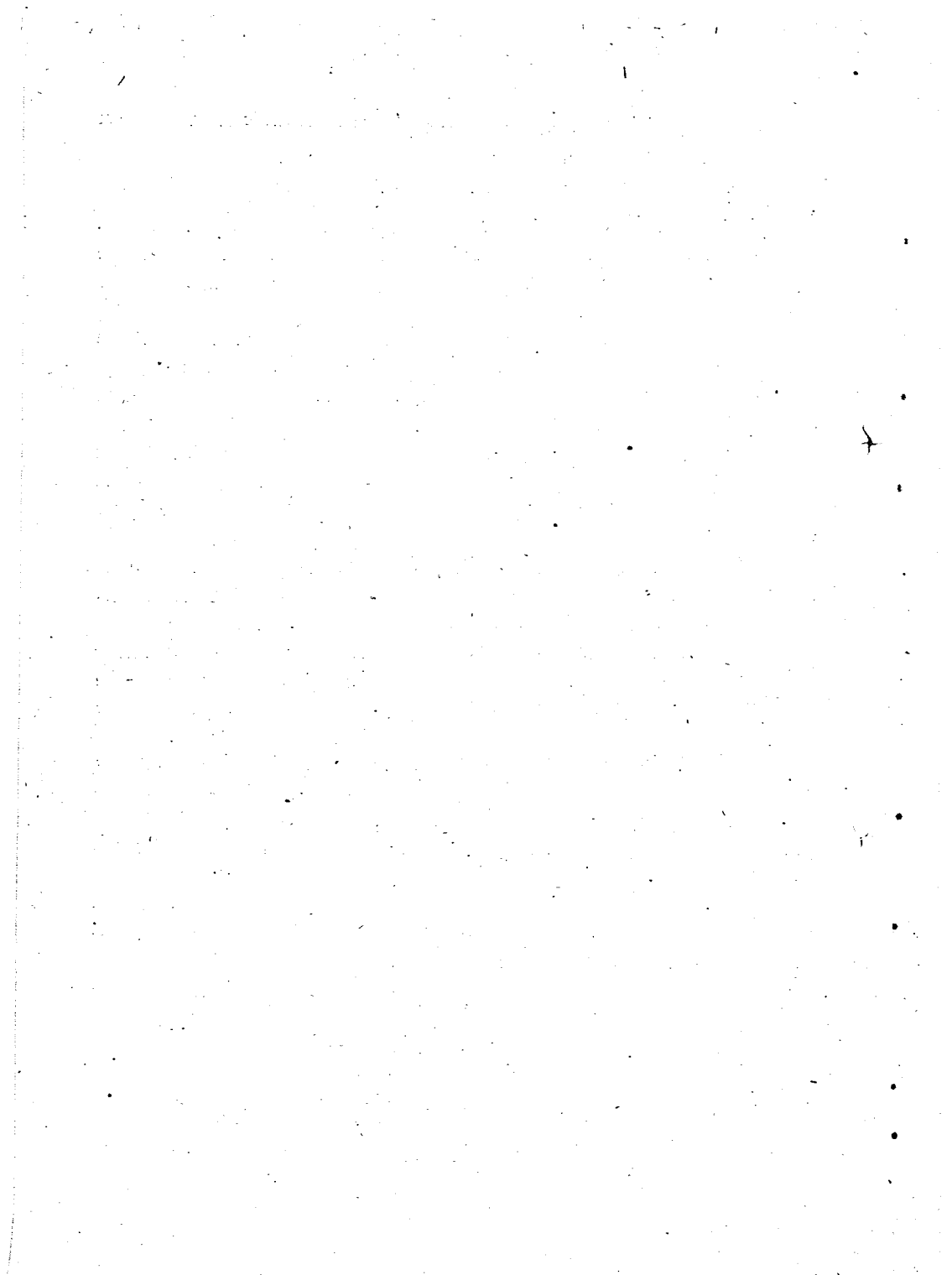
(5) 一般に良質の珪酸質混合セメント類は普通或は早強セメントの如き單味ポルトランド・セメントに較べて格段に優良なる耐蝕性を表した。此の性質は從來珪酸質混合セメントの主なる特徴の 1 つと考へられてゐたが試験に於ても此の事實を肯定し得る良好な成績を認めた。

然しながら、此種セメントの性質は混和物の品質、混合量並びに撈塊の性質により相當に影響されるものと考へられる。

高爐セメントは之に次いで比較的良好的耐蝕性を認めたが供試セメント 1 種に過ぎずして充分に之を検し得なかつた。

附記。本試験に關しては川畑健雄氏の勞を煩した事大である。錄して深く感謝の意を表す。

(内務省土木試験所セメント試験室、昭和 15 年 4 月—1940)



中空壓縮材の挫屈に關する理論的研究 (第 2 報)

内務技師 横 田 周 平

要 旨

第 1 報に於て求めた中空壓縮材に對する安定條件を諸種の組合せ壓縮材及び管柱に就て計算し、次に中空壓縮材主として組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪断力の影響を明らかにした。

目 次

III. 諸種の組合せ壓縮材及び管柱に對する安定條件の計算	(1)
[1] 緒 言	(1)
[2] 組合せ四角柱に對する計算	(2)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合	(2)
(ii) 對角線の方向に挫屈する場合	(6)
[3] 組合せ三角柱に對する計算	(10)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合	(10)
(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合	(10)
[4] 管柱に對する計算	(14)
[5] 要 約	(18)
IV. 組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪断力の影響	(18)
[1] 壓縮材の挫屈に及ぼす剪断力の影響に關する一般論	(18)
[2] 剪断力の影響を考慮した場合の組合せ四角柱の限界荷重	(21)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合	(21)
(ii) 對角線の方向に挫屈する場合	(25)
[3] 剪断力の影響を考慮した場合の組合せ三角柱の限界荷重	(26)
(i) 一側面の方向に挫屈する場合	(26)
(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合	(28)
[4] 要 約	(28)
[5] 第 III 篇及び第 IV 篇の總括	(29)

III. 諸種の組合せ壓縮材及び管柱に對する安定條件の計算

[1] 緒 言

著者は第 II 篇に於て中空壓縮材の撓曲線に對する微分方程式を導いて次の如き式を得た。

$$EI_0 \left\{ 1 - \beta^2 \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 \right\} \frac{d^2 y}{dx^2} + Py = 0 \quad (31)$$

但し

E : 材料の彈性係數

I_0 : 挫屈しない前の壓縮材の斷面の慣性モーメント

P : 中心軸荷重

β^2 : 中空壓縮材の内部的機構を示す特性的數値

挫屈の限界點附近の解を求むる事とし $\frac{P}{EI_0} = \frac{1}{\alpha^2}$ と置き換へれば次の式より出發すれば良い事になる。

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{y}{\alpha^2} \left(1 + \frac{\beta^2 y^2}{\alpha^4} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (34)$$

α と β とは共に長さのディメンションを有する。此の微分方程式を解けば中空壓縮材の撓屈を不安定ならしめざる条件として、換言すれば中空壓縮材が不安定ならざる爲の条件として次の条件式が導かれる。

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} \leq \frac{2}{3} \quad \dots\dots\dots (41)$$

α^2 に対しては

$$\frac{1}{\alpha^2} = \frac{P}{EI_0} = \frac{\pi^2}{L^2} \quad (L: \text{壓縮材の長さ})$$

と置いて良い。結局中空壓縮材の安定不安定の問題はその壓縮材に固有な数値である β^2 を求むる事に歸する。

β^2 を求むるには其の壓縮材を曲げて見てその断面の慣性モーメントの減少量を出せば良い。即ち曲げられる前には慣性モーメントが I_0 であつたものが曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられて後に I となつたとすれば β^2 は次式で與へられる。

$$\beta^2 = \frac{I_0 - I}{I_0} R^2 \quad \dots\dots\dots (46)$$

實際に計算して見れば常に R^2 は消え、 β^2 は曲げには無關係に中空壓縮材の内部的機構の脆弱性を示す特性の常數として求められる。

本篇に於ては 5 種の骨組型式の組合せ四角柱、組合せ三角柱及び管柱に對して夫々の β^2 を計算しその安定条件を具體的に計算した。

【2】 組合せ四角柱に對する計算

断面が正四邊形で全く對稱的に部材を配置して作つた組合せ四角柱の撓屈を考へるのに先づ大きく分けて 2 つの場合が考へられる。即ち圖-14 に於て $N-N'$ を中軸面とする様な撓屈と $N'-N'$ を中軸面とする様な撓屈とである。四角柱の撓屈に於ては此の 2 つの方向の坐屈が兩極端であつて其の他の場合は此の 2 つの場合の中間にあるものと考へる事が出来る。

圖-14 の如き正四角柱に於ては何れの方角に對してもその慣性モーメントは一定不變であるが撓屈は對角線の方角に最も起り易い。此れは常識的にも直ちに豫想せられるが計算に於ても文明瞭に現れて来る。

然しながら從來一般に取扱はれてゐるのは $N-N'$ を中軸面とする様な撓屈 (此れは四角柱としては最も撓屈し難い場合ではあるが) であるから先づ此の場合を取扱ふ事とする。

橋梁に於ける壓縮材の如く四邊形の相對する邊が溝型鋼或は之に類似の合成部材である様な場合には $N'-N'$ を中軸面とする撓屈が最も重要となる。然しながら其の場合に於ても断面が圖-15 の如く變形する撓屈し方も起り得る。此れは稜片の撓屈に起因する事であつて第 V 篇に於て論ずるであらう。

圖-15

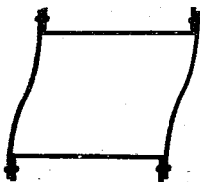
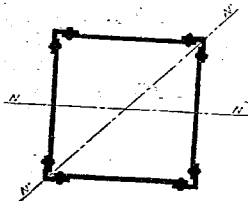


圖-14



骨組の種類は圖-16 に於て示す 5 型式を取り上げて之に就て實際に計算を行つた。此の他無數の骨組型式が考へられるが同様に計算すれば何れの場合でも解決されるであらう。骨組の靜定、不靜定は計算には大して問題とならない。

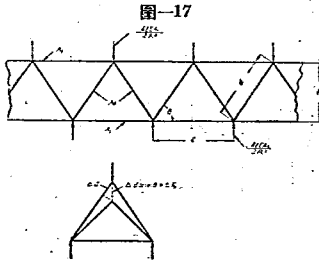
(1) 一側面の方角に撓屈する場合

(2)

(a) 第1種骨組 (ワレン型骨組)

第1種骨組のその骨組面の方向の柱屈に対する安定計算は既に第II篇に於て詳細に述べたのであるが β^2 を簡単に機械的に計算する立場から此處に整理し直して見る。

第1種骨組の組合せ四角柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられた場合各



格點には弦材に直角に $\frac{hEA_f}{2K^2}$ なる力が作用する事は既に述べた。茲に A_f は弦材の断面積、 h は骨組の幅、 l は稜片の格間長である。稜片は之等の壓縮力を支へなければならない。

一本の稜片にかかる壓縮力を P_d とすれば

$$2P_d \sin \theta = \frac{hEA_f}{2K^2}$$

$$P_d = \frac{hEA_f}{4K^2} \operatorname{cosec} \theta = \frac{h^2 EA_f \cos \theta}{2K^2 \sin^2 \theta}$$

稜片の長さを d とし P_d なる壓縮力を受けての縮みを Δd とすれば

$$\Delta d = \frac{P_d}{EA_d} d = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{h^2 d \cos \theta}{2K^2 \sin^2 \theta} = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{h^2 \cos \theta}{2K^2 \sin^3 \theta}$$

稜片の縮みが骨組の幅に如何に影響を及ぼすかは、柱の中立軸の長さが曲げの前後を通じて不変である事を考へれば、 $\Delta d \times \operatorname{cosec} \theta$ で表して来る事が解る (圖-17, 下圖), 即ち骨組の幅の減少を Δh で表せば

$$\Delta h = \Delta d \operatorname{cosec} \theta = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{h^2 \cos \theta}{2K^2 \sin^4 \theta}$$

β^2 は (46) 式より

$$\beta^2 = \frac{I_0 - I}{I_0} R^2 = 2 \frac{\Delta h}{h} R^2 = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{h^2 \cos \theta}{\sin^4 \theta}$$

此れを (41) の条件式に代入し $\frac{1}{\alpha^2} = \frac{\pi^2}{L^2}$ なる関係を用ふれば

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{\pi^2 h^2 \cos \theta}{L^2 \sin^4 \theta} \leq \frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{3\pi^2 h^2 \cos \theta}{2L^2 \sin^4 \theta}$$

細長比を $s = \frac{i}{L}$, $\left(i = \frac{h}{2}\right)$ で表せば

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad (47)$$

此れが第1種骨組の稜片に対する求むる条件式である。 $\frac{\cos \theta}{\sin^4 \theta}$ の値は $\theta = 60^\circ$ に於て $\frac{8}{9} = 1$ である。従つて

$\theta = 60^\circ$ に於て此の條件式の規定する具體的な條件を感得する事が出来るであらう。

第 II 篇に於て此の型式の骨組の曲げを解析して得た結果に依れば

$$\Delta h = \frac{A_f}{A_d} \cdot \frac{h^3 \cos \theta}{2K^2 \sin^4 \theta} - \frac{h^3}{8K^2} \cot^2 \theta$$

であつた。然しながら右邊の第 2 項は第 1 項に比較して一般に非常に小さく、又此れを省略する事は安全側でもあるから、省略して仕舞へば本節の結果と同様になる。

以下の骨組に對しても本節と同様な考へ方で機械的に計算して行く事とする。

(b) 第 2 種骨組

第 2 種骨組はラーメンシュタープ (Rahmen-Stab) に相當するものであつて、兩弦材間の支材は綴片と呼ぶ事とする。

柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられた時に格點に加へられる壓縮力は前と同様に $\frac{h l E A_f}{2K^2}$ であつて綴片 h の受ける壓縮力 P_h は此れに等しい、即ち

$$P_h = \frac{E A_f h l}{2K^2}$$

$$\Delta h = \frac{A_f}{A_h} \cdot \frac{h^2 l}{2K^2} = \frac{A_f}{A_h} \cdot \frac{h^3 \cos \theta}{2K^2 \sin \theta}$$

但し

$$\frac{h}{l} = \frac{\sin \theta}{\cos \theta}$$

従つて

$$\beta^2 = 2 \frac{\Delta h}{h} K^2 = \frac{A_f}{A_h} \cdot \frac{h^2 \cos \theta}{\sin \theta}$$

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{A_f}{A_h} \cdot \frac{\pi^2 h^2 \cos \theta}{L^2 \sin \theta} \leq \frac{2}{3}$$

$$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{3\pi^2 h^2 \cos \theta}{2L^2 \sin \theta} = \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \quad (48)$$

但し s は柱の細長比である。

此處で第 1 種骨組と第 2 種骨組を比較して見れば次の如くである。

第 1 種及び第 2 種の骨組を有する組合せ壓縮材が同一の安定度に在る爲に要する綴片の總量を比較すれば第 1 種骨組に對しては

$$A_d \times L \sec \theta \geq \frac{6\pi^2}{s^2 \sin^4 \theta} A_f L,$$

第 2 種骨組に對しては

$$A_h \times L \tan \theta \geq \frac{6\pi^2}{s^2} A_f L,$$

となる。従つて 90° を除く如何なる θ の値に對しても第 1 種骨組の方が第 2 種骨組より餘計の材料を要する。

以上の結果のみより判斷すれば第 2 種骨組の方が有利の如く見えるが、此れは中空壓縮材の安定度に對してであつて、限界荷重の點より見れば第 IV 篇に於て計算する如く第 2 種骨組は第 1 種骨組に劣るのである。

(47) 式、(48) 式に對する數表は夫々表-3、表-4 に示す如くであつて此れに對するぐらふは夫々第 1 報に於ける圖-11、圖-12 となる。

表-3 $\frac{A_d}{A_f} = \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$ に於ける $\frac{A_f}{A_d}$ の数表

細長比 s	$\theta=40^\circ$	45°	50°	55°	60°	65°
10	0.376	0.597	0.904	1.32	1.90	2.70
15	0.847	1.34	2.04	2.98	4.27	6.06
20	1.54	3.39	3.70	5.30	7.60	10.8
25	2.35	3.73	5.65	8.28	11.9	16.8
30	3.39	5.37	8.14	11.9	17.1	24.3
40	6.02	9.55	14.47	21.2	30.4	43.1
50	9.41	14.9	22.6	33.1	47.5	67.4
60	13.5	21.5	32.6	47.7	68.4	97.0
70	18.4	29.2	44.5	64.9	93.1	132
80	24.1	38.2	57.9	84.8	122	172
90	30.5	48.3	73.3	107.0	154	218
100	37.6	59.7	90.4	133	190	270
110	45.5	72.2	109	160	230	326
120	54.2	86.0	130	191	274	388
130	63.6	100	153	224	321	456
140	73.7	117	177	260	372	528
150	84.7	134	204	298	427	606

表-4 $\frac{A_d}{A_f} = \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$ に於ける $\frac{A_f}{A_h}$ の数表

細長比 s	$\theta=40^\circ$	45°	50°	55°	60°	65°
10	1.42	1.69	2.01	2.41	2.92	3.62
15	3.19	3.80	4.53	5.43	6.58	8.15
20	5.67	6.75	8.05	9.64	11.7	14.5
25	8.85	10.6	12.6	15.1	18.3	22.6
30	12.7	15.2	18.1	21.7	26.3	32.6
40	22.7	27.0	32.2	38.6	46.8	57.9
50	35.4	42.2	50.3	60.3	73.1	90.5
60	51.0	60.8	72.4	86.8	105	130
70	69.4	82.7	98.6	118	143	177
80	90.9	108	129	154	187	232
90	115	137	163	195	237	293
100	142	169	201	241	292	362
110	172	204	243	292	354	438
120	204	243	290	347	421	521
130	239	285	340	407	494	612
140	278	331	394	473	573	710
150	322	380	453	543	658	815

(c) 第3種骨組

第3種骨組に於ては荷重の分配が問題になるので多
少複雑になる。圖-19 に示される如く各格点には P_1
と P_2 がかるものとすれば次の関係式が成立する。

$$P_1 + P_2 = \frac{EA_f h l}{2R^2}$$

$$P^2 = P_h$$

$$P_1 = P_h + 2P_d \sin \theta$$

稜片と綴片の縮みが相関聯してゐる條件より

$$\frac{P_d}{EA_d} \cos \theta = \frac{P_h}{EA_h}$$

之等の條件より P_h を求めれば

$$P_h = \frac{EA_f A_h R^2 \cos \theta}{2(A_h + A_d \sin^2 \theta) \sin \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

$$\Delta h = \frac{P_h}{EA_h} = \frac{A_f R^2 \cos \theta}{2(A_h + A_d \sin^2 \theta) \sin \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

$$\beta^2 = 2 \frac{\Delta h}{h} R^2 = \frac{A_f R^2 \cos \theta}{(A_h + A_d \sin^2 \theta) \sin \theta}$$

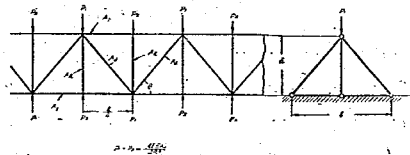
(41) の條件式は次の如くなる。

$$\frac{\pi^2 A_f R^2 \cos \theta}{L^2 (A_h + A_d \sin^2 \theta) \sin \theta} \leq \frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{1}{A_f} (A_h + A_d \sin^2 \theta) \geq \frac{3\pi^2 R^2 \cos \theta}{2L^2 \sin \theta}$$

圖-19



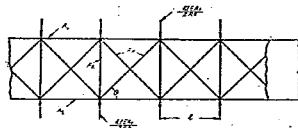
$$\frac{1}{A_f}(A_h + A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \dots\dots\dots (49)$$

$A_h=0$ と置けば第1種骨組となり結果は(47)式と一致する。 $A_d=0$ と置けば第2種骨組となり(48)式と一致する。

(d) 第4種骨組

此の場合には稜片に作用する圧縮力 P_d , 額片に作用する圧縮力 P_h の間には次の関係が成立する。

図-20



$$P_h + 2P_d \sin \theta = \frac{E A_f h l}{[2K^2]}$$

$$\frac{P_d s}{E A_d} \operatorname{cosec} \theta = \frac{P_h h}{E A_h}$$

$$P_h = \frac{E A_f A_h h^2 \cos \theta}{2(A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \sin \theta} \cdot \frac{1}{K^2}$$

$$\frac{A_h}{h} = \frac{P_h}{E A_h} = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{2(A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \sin \theta} \cdot \frac{1}{K^2}$$

$$\beta^2 = 2 \frac{A_h}{h} K^2 = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{(A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \sin \theta}$$

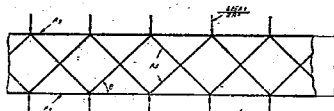
(41) の条件式は次の如く表はされる

$$\frac{\pi^2 A_f h^2 \cos \theta}{L^2 (A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \sin \theta} \leq \frac{2}{3}$$

或は
$$\frac{1}{A_f}(A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \dots\dots\dots (50)$$

此れが第4種骨組に対する条件式である。 $A_d=0$ と置けば(48)式と完全に一致する。

図-21



(e) 第5種骨組

此れは複ワレン型であつて改めて計算する迄もなく、第4種骨組に於て $A_d=0$ と置けば求められる。

即ち
$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{3\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \dots\dots\dots (51)$$

此れは第1種骨組即ちワレン型骨組の場合に於て A_d を $2A_d$ に置き換へたものに等しい。従つて表-3 或は図-11 を利用する事が出来る。

以上は通常電柱等に見られる組合せ四角柱に就ての計算であつたが橋梁等に用ひられる組合せ圧縮材の場合には A_f を弦材の断面積の半分とすれば(47)~(51)の各式は夫々1本の稜片又は額片の断面を決定する条件式となる。

(ii) 対角線の方に挫屈する場合

断面が正四邊形をなし部材の配置が完全に對稱的である様な組合せ四角柱に於ては、(i) 節に於て假定した一側面の方の挫屈よりは、對角線の方の挫屈の方が遙かに可能性が多い。此れは常識的にも直ちに考へられる事であるが實際に四角柱の破壊状態を觀察しても結論される。

限界荷重としては第IV篇に於て計算する如く何れの方に挫屈する場合にも同一であるが、その安定度は對角線の方に於て著しく低い爲にかゝる結果となるのである。中空圧縮材に於ては限界荷重の外に、挫屈し

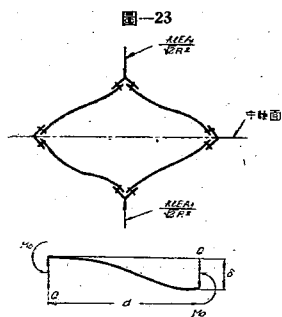
た状態の安定不安定、換言すれば壓縮材の安定度の問題が非常に重大である事は本節の計算に於て特に明瞭に現はれる。

對角線の方角に對して安定度の低い原因は、此の方角の挫屈に對する稜片又は緩片の抵抗は其等の曲げ剛さに依存するものであるからである。

以下の計算に於て示される如く此の方角の挫屈に對して (41) の條件式を適用すると稜片又は緩片に對して實際には取り得ない様な過大な曲げ剛さが要求される。即ち四角柱は對角線の方角の挫屈に對しては其れ程安定度に缺けてゐるのである。

(a) 第1種骨組

先づ第1種骨組を取つて考へるのに、柱が曲げられた場合に弦材が中軸面に向つて押される事は前と同様であり之に抵抗せんとする力は稜片又は緩片の曲げ剛さに關係して来る。骨組の平面で曲げられる時には稜片は壓縮力に對して抵抗すれば良かつたのであるが今度は充分な曲げ剛さが要求される事になつた。



即ち兩端固定の稜片又は緩片が圖の如く δ だけ變位せしめら

れた時に生ずる反力 Q で弦材が中軸面の方角に押し着けられるのを支へてゐる。稜片又は緩片に軸壓力もかかるのであるがその影響は省略して差支へないであらう。 Q を δ の函數として求めれば (52) 式の如くである。

$$Q = \frac{12EI_d}{d^3} \delta \quad (52)$$

但し I_d : 稜片の慣性モーメント

d : 稜片の長さ

である。

四角柱が半径 R の圆弧狀に曲げられて居るとすれば弦材の各格點には夫々 $\frac{EA_d h l}{\sqrt{2} R^2}$ が圖の如く作用し正方形の斷面を菱形に變形せんとする。

圖-24 に就て此の變形を計算すれば

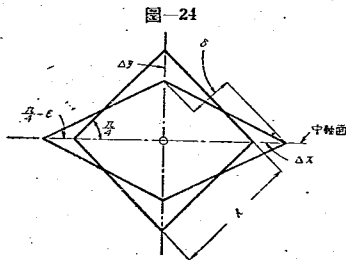
$$\Delta x = 2h \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varepsilon}{2}\right) \sin \frac{\varepsilon}{2}$$

$$\Delta y = 2h \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varepsilon}{2}\right) \sin \frac{\varepsilon}{2}$$

$$\delta = (\Delta x + \Delta y) \sin \frac{\pi}{4}$$

$$= h \sin \varepsilon$$

$$\approx h \varepsilon$$



柱が曲げられると断面がかく變形せられるから其處に慣性モーメントの減少が生ずる。即ち

$$\begin{aligned} I &= 2A_f h^2 \sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \varepsilon\right) \\ &= A_f h^2 (1 - \sin 2\varepsilon) \\ &\approx I_0 (1 - 2\varepsilon) \\ &= I_0 \left(1 - \frac{2\delta}{h}\right) \end{aligned}$$

但し $I_0 = A_f h^2$ (曲げられる前の慣性モーメント)

次に Q に対しては格點に於ては圖-22 (b) の如く 4 本の稜片が集中してゐるものと見做す事が出来るから次の式が成立する。實際には同圖 (c) の如く稜片を施すが力學的には (b) 圖と同様に扱はれる。

$$4Q \sin \frac{\pi}{4} = 2\sqrt{2}Q = \frac{EA_f h l}{\sqrt{2} R^2}$$

(52) 式を代入すれば

$$\delta = \frac{A_f h l d^3}{48 I_d R^2}$$

従つて

$$\begin{aligned} I &= I_0 \left(1 - \frac{A_f h d^3}{24 I_d} \cdot \frac{1}{R^2}\right) \\ \beta^2 &= \frac{A_f h d^3}{24 I_d} \end{aligned}$$

(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 A_f h d^3}{24 L^2 I_d} \leq \frac{2}{3}$$

或ひは

$$\frac{I_d}{I_0} \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{25^3 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (53)$$

(b) 第 2 種骨組

第 1 種骨組の場合と同様に計算される。計算の順序を示せば:—

(52) 式より

$$Q = \frac{12EI_h}{h^3} \delta$$

格點に於て

$$\sqrt{2}Q = \frac{EA_f h l}{\sqrt{2} R^2}$$

$$\delta = \frac{A_f h^4 l}{24 I_h R^2}$$

$$\beta^2 = \frac{2\delta}{h} R^2 = \frac{A_f h^4 \cos \theta}{12 I_h \sin \theta}$$

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 A_f h^4 \cos \theta}{12 L^2 I_h \sin \theta} \leq \frac{2}{3}$$

従つて

$$\frac{I_h}{I_0} \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{25^3 \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (54)$$

(c) 第3種骨組

第3種骨組に於ては矢張り荷重の配分が問題となり計算が多少複雑となる。圖-25の如く格點に荷重がかゝつたとし之に對する稜片、綴片の反力を夫々 P_d, P_h とする。 P_1, P_2 の方向は骨組の面に 45° をなして居り P_d, P_h は骨組の面に直角に作用してゐる。

之等の諸力の間には次の關係が成立する。

$$P_1 + P_2 = \frac{E A_f h l}{\sqrt{2} R^2}$$

$$P_1 = 2(P_h + 2P_d) \sin \frac{\pi}{4}$$

$$P_2 = 2P_h \sin \frac{\pi}{4}$$

$$P_h = \frac{12 E I_h}{h^3} \delta$$

$$P_d = \frac{12 E I_d}{d^3} \delta$$

以上より P_1, P_2, P_h, P_d を消去すれば

$$\delta = \frac{1}{48} \cdot \frac{A_f h l}{\frac{I_h}{h^3} + \frac{I_d}{d^3}} \cdot \frac{1}{R^2}$$

$$\beta^2 = \frac{2\delta}{h} R^2 = \frac{1}{24} \cdot \frac{A_f l}{\frac{I_h}{h^3} + \frac{I_d}{d^3}}$$

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 A_f l}{24 L^2 \left(\frac{I_h}{h^3} + \frac{I_d}{d^3} \right)} \geq \frac{2}{3}$$

或は
$$\frac{1}{I_0} \left(\frac{I_h}{h^3} + \frac{I_d}{d^3} \right) \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{2 s^2 h^3 \sin \theta} \quad (55)$$

(55) 式に於て $I_h = 0$ と置けば (53) 式に、 $I_d = 0$ と置けば (54) 式に夫々一致する。

(d) 第4種骨組

第4種骨組に於ては第3種骨組に於ける I_d を $2I_d$ に置き換へれば良い。即ち求むる條件式は

$$\frac{1}{I_0} \left(\frac{I_h}{h^3} + 2 \frac{I_d}{d^3} \right) \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{2 s^2 h^2 \sin \theta} \quad (56)$$

(e) 第5種骨組

(56) 式に於て $I_h = 0$ と置けば第5種骨組に對する條件式を得る。即ち

$$\frac{I_d}{I_0} \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{4 s^2 \sin^4 \theta} \quad (57)$$

四角柱の對角線の方向の挫屈を不安定ならしめない爲の條件は全て上述の如く $\frac{I_d}{I_0}$ 或は $\frac{I_h}{I_0}$ が細長比 s と角度 θ との函數として表はされる。即ち稜片又は綴片の慣性モーメントが組合せ四角柱全體の慣性モーメントと對比せしめられるのであるから實際には殆ど施し得ない程過重な慣性モーメントが要求されてゐる事が解る。

之に對して骨組の平面内で撓屈する場合の條件式に於ては弦材の斷面積に對する稜片又は綴片の斷面積が限定され、常識的な見當とも良く一致してゐると思はれる。

四角柱の對角線の方向の撓屈に對して稜片又は綴片の曲げ剛さで抵抗せんとする事は殆ど不可能と謂つて良く、此の爲にはどうしても對角線の方向に緊材等の如き手段を必要とするのであらう。

[3] 組合せ三角柱に對する計算

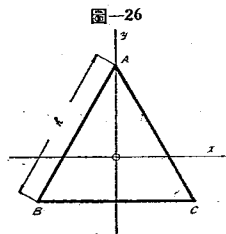
組合せ四角柱は斷面の對角線の方向に對して安定度が非常に低い事は前章(ii)節に於て計算に依つて實際に示された通りである。此れは四邊形の不靜定性に起因するものであつて、對角線の方向に緊材でも入れて靜定的な斷面とすれば充分な安定度を附與する事が出来るであらう。

之に對して組合せ三角柱は三角形が其れ自身靜定的である爲に安定度に對しては非常に有利である。本章に於ては組合せ三角柱に就てその撓屈を不安定ならしめざる條件を計算する。

三角柱としては正三角形斷面が最も効果的である。正三角形の重心を原點として圖-26の如く坐標軸を取れば三角柱の撓屈に對しては一側面の方向に撓屈する場合即ち x 軸の方向に撓屈する場合と一側面に直角の方向に撓屈する場合即ち y 軸の方向に撓屈する場合との2つの特性的場合とが考へられる。

(i) 一側面の方向に撓屈する場合

此の場合には BC なる骨組面がその平面内で撓屈するのであつて、その他の面は此の方向の撓屈に對しては殆ど作用して居ないと見做す事が出来る。従つて前章(i)の場合の計算が直ちに此の場合に適用せられる。但し四角柱の場合と三角柱の場合とは骨組の幅が同じであつても柱の斷面の回轉半径は異なる。従つて細長比が異つて来る。四角柱に於ける細長比は $\frac{2L}{h}$ であるに對して三角柱に於ては $\frac{\sqrt{6}L}{h}$ である。即ち最後の條件式の右邊が形に於て前章(i)の場合の $\frac{3}{2}$ 倍となる。5種の骨組の三角柱に對して一側面の方向の撓屈を不安定ならしめざる爲の條件を別記すれば次の如くである。



$$\text{第1種骨組} \quad \frac{A_a}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (58)$$

$$\text{第2種骨組} \quad \frac{A_b}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (59)$$

$$\text{第3種骨組} \quad \frac{1}{A_f} (A_b + A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (60)$$

$$\text{第4種骨組} \quad \frac{1}{A_f} (A_b + 2A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (61)$$

$$\text{第5種骨組} \quad \frac{A_d}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^4 \theta} \quad \dots\dots\dots (62)$$

(ii) 一側面に直角の方向に撓屈する場合

結論を先にすれば此の場合の安定條件は結局(i)の場合と全く同一となる。即ち(58)~(62)の各式が其邊適用されるのであるが、計算過程を示せば次の如くである。

(a) 第1種骨組

第1種骨組に於ける關係諸量は圖-27に示される如くであるとし柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられてゐる状態を考

へる。

弦材 A の歪度は $\frac{h}{\sqrt{3}R}$ となり従つて弦材 A に作用する應力は $\frac{EA_p h}{\sqrt{3}R}$ となる。従つて各格點に於て弦材が中軸面の方向に押される力 P_A は次の如く表はされる。

$$P = \frac{EA_p h}{\sqrt{3}R^2}$$

同様に弦材 B, C が中軸面の方向に押される力は各格點に於て

$$P_B = P_C = \frac{EA_p h}{2\sqrt{3}R^2} = \frac{P}{2}$$

である。之等の力を支へてゐるのが稜片である。

稜片の間隔は l であつて圖-27 (b) の如く施されてゐるとする。三角柱の各面に於て間隔が l でさへあれば、竣工の位相のづれは別に問題とはならない。従つて最も考へ易い場合を取つたのである。實際の場合には圖-27 (c) の如く施される。

先づ AB 面, AC 面に於ける稜片の受ける壓縮力を計算する。 A 點に4本の稜片が集中してゐるとしてその一本にかかる應力を P_d とすれば

$$P_A = \frac{EA_p h l}{\sqrt{3}R^2} = 4P_d \sin \theta \sin \frac{\pi}{3}$$

$$P_d = \frac{EA_p h l}{6R^2 \sin \theta} = \frac{EA_p l^2 \cos \theta}{3R^2 \sin^2 \theta}$$

AB 面, AC 面の稜片は壓縮力を受けるが BC 面の稜片は引張力を受ける。 BC 面の各稜片の受ける引張力を P'_d とすれば

$$2P'_d \sin \theta = 2P_d \sin \theta \cos \frac{\pi}{3}$$

$$P'_d = \frac{1}{2} P_d = \frac{EA_p l^2 \cos \theta}{6R^2 \sin^2 \theta}$$

實際の場合には各稜片には曲げモーメントが加へられるのであらうが三角形の静定性から考へてその影響は省略して差支へないと考へられる。

次に AB 面に就て (AC 面に就ても同様) その稜片が P_d なる壓縮力を受ける結果、最初幅が h であつたものが柱が曲率 $\frac{1}{R}$ に曲げられて後如何程減じたかを求める。稜片 d の彈性的縮み Δd は

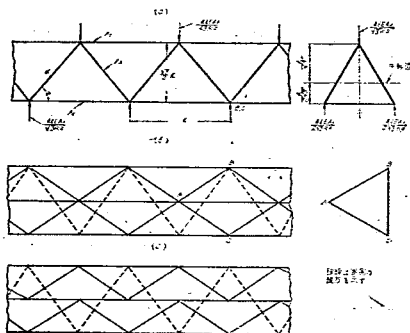
$$\Delta d = \frac{P_d d}{EA_d} = \frac{A_p l^2 d \cos \theta}{3A_d \sin^2 \theta} \cdot \frac{1}{R^2} = \frac{A_p l^3 \cos \theta}{3A_d \sin^3 \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

h の減少量を Δh とすれば

$$\Delta h = \Delta d \operatorname{cosec} \theta = \frac{A_p l^3 \cos \theta}{3A_d \sin^4 \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

BC 面に於ては稜片が引張られてゐるからその幅は最初 h であつたものが曲げられて後には h より Δh だけ大きくなる。

圖-27



$$\Delta h' = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{6 A_d \sin^4 \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

従つて最初正三角形 ABC であつた断面が、柱が曲げられた爲に圖-28 の如く $\Delta A'B'C'$ に變形された事になる。此の角變化を ε とする。

$$2A'B' \cos\left(\frac{\pi}{3} - \varepsilon\right) = B'C'$$

$$\therefore 2(h - \Delta h) \cos\left(\frac{\pi}{3} - \varepsilon\right) = h + \Delta h'$$

ε が小なる時は

$$\varepsilon = \frac{\Delta h + \Delta h'}{\sqrt{3} h} = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{2\sqrt{3} A_d \sin^4 \theta} \cdot \frac{1}{R^2}$$

ΔABC , $\Delta A'B'C'$ を比較して曲げられる前後の高さの減少 δ を求めれば

$$\delta = h \sin \frac{\pi}{3} - (h - \Delta h) \sin\left(\frac{\pi}{3} - \varepsilon\right)$$

$$\approx \frac{1}{2\sqrt{3}} (4\Delta h + \Delta h')$$

$$= \frac{\sqrt{3}}{4 A_d \sin^4 \theta} \frac{A_f h^2 \cos \theta}{R^2}$$

最後に慣性モーメントが柱の曲げられる前後でどう變化するかを計算する。曲げられない前の慣性モーメント I_0 は

$$I_0 = A_f \left(\frac{h}{\sqrt{3}}\right)^2 + 2A_f \left(\frac{h}{2\sqrt{3}}\right)^2 = \frac{A_f h^2}{2}$$

回転半径 $i = \frac{h}{\sqrt{6}}$

曲げられた後の慣性モーメント I は

$$I = A_f \left(\frac{h}{\sqrt{3}} - \frac{2}{3}\delta\right)^2 + 2A_f \left(\frac{h}{2\sqrt{3}} - \frac{1}{3}\delta\right)^2$$

$$\approx I_0 \left(1 - \frac{4\delta}{\sqrt{3} h}\right)$$

従つて

$$\beta^2 = \frac{4\delta}{\sqrt{3} h} R^2 = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{A_d \sin^4 \theta}$$

(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 A_f h^2 \cos \theta}{A_d L^2 \sin^4 \theta} \leq \frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$$

但し s は細長比であつて三角柱の場合には

$$\frac{1}{s^2} = \frac{h^2}{6L^2}$$

これは (58) 式と全く同じである。

(b) 第2種骨組

図-28

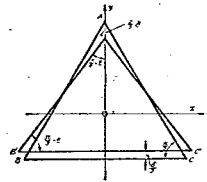
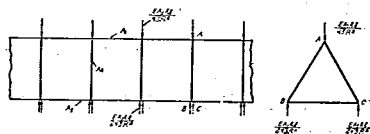


図-29



AB 面或は AC 面に就て考へるのに緩片 h の受ける圧縮力 P_h は

$$2P_h \sin \frac{\pi}{3} = P_A$$

$$\therefore P_h = \frac{P_A}{\sqrt{3}} = \frac{EA_h l}{3K^2}$$

緩片 h の縮み Δh は

$$\Delta h = \frac{P_h h}{A_h E} = \frac{A_f h^3 \cos \theta}{3A_h K^2 \sin \theta}$$

次に BC 面に就て考へるのに稜片 h の受ける引張力 P'_h は

$$P'_h = \frac{1}{2} P_h = \frac{EA_f h l}{6K^2}$$

緩片 h の延び $\Delta h'$ は

$$\Delta h' = \frac{A_f h^3 \cos \theta}{6A_h K^2 \sin \theta}$$

$$\delta = \frac{1}{2\sqrt{3}} (4\Delta h + \Delta h')$$

$$= \frac{\sqrt{3} A_f h^3 \cos \theta}{4A_h \sin \theta} \cdot \frac{1}{K^2}$$

従つて (a) の場合と同様に

$$\beta^2 = \frac{4\delta}{\sqrt{3} h} K^2 = \frac{A_f h^2 \cos \theta}{A_h \sin \theta}$$

(41) の條件式より

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 A_f h^2 \cos \theta}{A_h L^2 \sin \theta} \leq \frac{2}{3}$$

或は

$$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$$

此れは (59) 式と全く同じである。

三角柱に於ける第1種骨組と第2種骨組との比較は四角柱に於ける同じ比較と全く同様である。

(c) 第3種骨組

第3種骨組に対しても同様に計算出来る。結果に於ては (a) の場合と (b) の場合とを機械的に組合せたものと同じになる。(41) の條件式は次の如くなる。

$$\frac{1}{A_f} (A_h + A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$$

此れは (60) 式と全く同じである。

(d) 第4種骨組

安定條件の式は次の如くなる。

$$\frac{1}{A_f} (A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$$

此れは (61) 式と全く同じである。

(e) 第5種骨組

安定條件の式は次の如くなる。

$$\frac{A_d}{A_f} = \frac{9\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^4 \theta}$$

此れは (62) 式と全く同じである。

以上で 5 種の骨組型式の組合せ三角柱に対して、その綾片又は綴片の断面を規定する条件式を求むる事が出来た。その結果は骨組面の方向に挫屈する場合に対しても又骨組面に直角の方向に挫屈する場合に対しても同一の条件式を得た。即ち三角柱の挫屈に対する安定度は方向に無関係である事が判る。此の點は四角柱と全然趣を異にしている。

条件式の形としては四角柱の場合と良く類似してゐる。

[4] 管柱に対する計算

本章に於ては管を柱として使用する場合此れが不安定なる挫屈を起さざる爲には、換言すれば柱として安定である爲には、その肉厚が管の半径に対して如何程でなければならぬかを定める条件を求め様とする。組合せ壓縮材の場合と同じく中空壓縮材に対する基礎方程式に依つて取扱い得る事は第 II 編に於て示した。求むる条件式は細長比或は長さ半徑の比のみの函數として求められる筈である。

問題は結局 β^2 の値を求むる事に歸するが、此の爲には組合せ壓縮材の場合にもさうであつた如く、管柱の曲げ剛さが曲げに依つて如何に變化するかを調べて見れば良い。

長い管柱が半径 R の圆弧狀に曲げられたとすれば、その中軸面は伸び縮みがなく、中軸面より外側は引伸ばれ内側は壓縮される。管の半径(肉厚の中心迄)を r_0 、厚さを t 、中軸面は圖-30 の如く x 軸を通るとし極坐標に依つて角度を出せば偏角 θ を有する點に於ては $\frac{r_0 \sin \theta}{R}$ である。

管の厚さ t は r_0 に比して小であるとする。従つてその點を中心とする微小部分 $tr_0 d\theta$ に作用する引張乃至壓縮力は

$$E \frac{r_0 \sin \theta}{R} tr_0 d\theta = \frac{Er_0^2 t \sin \theta d\theta}{R}$$

半径 R に曲げられてその断面 $tr_0 d\theta$ に上記の如き引張乃至壓縮力を働かせる爲には半径 R なる圓に對して求心乃至遠心的に作用する静水壓の如き力を此の圆弧にかけなければならない(圖-31)。その單位長さ當りにかかる静水壓を dq とすれば

$$dq = \frac{Er_0^2 t \sin \theta d\theta}{R^2} \dots\dots\dots (63)$$

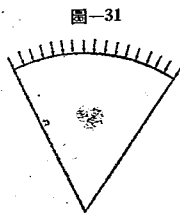


圖-31

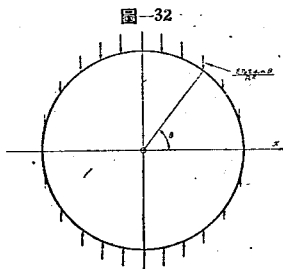


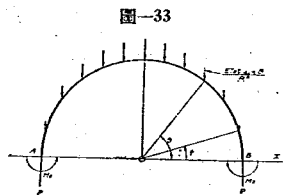
圖-32

即ち管の断面を取つて考へれば管が半径 R に曲げられた場合管の表面 $r_0 d\theta$ 當りに圖-32 に示される如き壓力を受けてゐる事になる。従つて管の断面は最初圓形であつても曲げられて後は圖-32 に示される如き力を受けて弾性的に變形する筈であり、變形の仕方は變形が極く僅かであれば橢圓的であらうと豫め推定する事が出来る。

かかる荷重を受けて厚さ t を有する圓環

が如何に變形するかをつぎに求めて見よう。但し圓環の軸方向の應力に基く歪度に依る變形は小なるものと推定せられるからこれは省略して、専ら曲げモーメントに依る圓環の變形を求めれば問題は解決されるのである。

圓環を中軸面で截つて其の上半を取つて考へれば其の切口に於ては圖-33に示す如き反力 P と曲げモーメント M_0 を加へなければならぬ。 P を求めれば



$$P = \int_0^{\frac{\pi}{2}} dq = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{Er_0^3 t \sin \theta}{K^2} d\theta$$

$$= \frac{Er_0^3 t}{K^2} \dots \dots \dots (64)$$

θ なる位置に於ける曲げモーメント M を計算すれば

$$M = M_0 - Pr_0(1 - \cos \theta) + \int_0^{\theta} dqr_0(\cos \phi - \cos \theta)$$

$$= M_0 - \frac{Er_0^3 t}{2K^2} \sin^2 \theta \dots \dots \dots (65)$$

圓環の變形を決定する微分方程式は次の如くである。

$$\frac{r^2 + 2r'^2 - rr''}{(2r + r'^2)^{\frac{3}{2}}} - \frac{1}{r_0} = \frac{M}{EI_t} \dots \dots \dots (66)$$

但し

$$r' = \frac{dr}{d\theta}$$

$$r'' = \frac{d^2 r}{d\theta^2}$$

$$I_t = \frac{\rho^3}{12} \quad (\text{管柱の単位長を取つて考へる})$$

左邊の第1項は極坐標で表はした曲率の式である。第2項は曲げられる前の圓環の曲率であつて是れは常數である。變形の極く僅かな場合を論ずるのであるから第1項の r の値は r_0 の前後を僅かに變動するのみである。

上記の微分方程式を解いて切口 A 或は B に於ける切線が y 軸に平行であると謂ふ條件を入れれば M_0 が決定せられる筈である。然しながら微分方程式を上記の體で解く事は困難であるから最小仕事の原理に依り M_0 を決定する。

$$\frac{1}{4} W = \frac{1}{2EI_t} \int_0^{\frac{\pi}{2}} M^2 ds = \frac{1}{2EI_t} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (M_0 - \frac{Er_0^3 t}{2K^2} \sin^2 \theta)^2 r_0 d\theta$$

$$\frac{dW}{dM_0} = 0 \quad \text{と置けば} \quad M_0 = \frac{Er_0^3 t}{4K^2} \dots \dots \dots (67)$$

(67) 式を (65) 式に代入すれば

$$M = \frac{Er_0^3 t}{4K^2} (1 - 2 \sin^2 \theta) = \frac{Er_0^3 t}{4K^2} \cos 2\theta \dots \dots \dots (68)$$

(68) 式を (66) 式に代入して解けば圓環の變形が求められる。變形が極く僅かな時には橢圓となるであらう事が豫想せられるから逆に橢圓を假定して其の曲率を求めて見る。

橢圓の方程式は極坐標で表せば

$$r^2 \left(\frac{\cos^2 \theta}{a^2} + \frac{\sin^2 \theta}{b^2} \right) = 1 \quad \dots\dots\dots (69)$$

但し a, b は夫々楕円の長軸及び短軸の長さの半分であつて、圓環の中心線の長さは不變であるとしてゐるから

$$r_0^2 = ab \quad \dots\dots\dots (70)$$

なる制約を受けてゐる。

此の楕円の曲率 $\frac{1}{\rho}$ を計算すれば

$$\frac{1}{\rho} = \frac{r^2 + 2r^2 r'' - r'^2}{(r^2 + r'^2)^{\frac{3}{2}}} = \frac{\left(\frac{\cos^2 \theta}{a^2} + \frac{\sin^2 \theta}{b^2} \right)^{\frac{3}{2}}}{a^2 b^2 \left(\frac{\cos^2 \theta}{a^4} + \frac{\sin^2 \theta}{b^4} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

$$\frac{a^2 - b^2}{a^2} = e^2 \text{ と置けば } e^2 \text{ は非常に小である故}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{b^2}{a^2} &= 1 - e^2 \\ \left(\frac{b}{a} \right)^n &= (1 - e^2)^{\frac{n}{2}} \approx 1 - \frac{n}{2} e^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (71)$$

と置く事が出来る。之等の関係を用ひて上式を近似的に簡易化すれば

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{r_0} (1 - e^2)^{\frac{3}{2}} (1 - e^2 \cos^2 \theta)^{\frac{3}{2}} (1 - e^2 (2 - e^2) \cos^2 \theta)^{-\frac{3}{2}}$$

e^4 以下を省略すれば

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{r_0} \left(1 + \frac{3}{4} e^2 \cos 2\theta \right) \quad \dots\dots\dots (72)$$

此の値を (66) 式に代入し (68) 式を考慮に入れれば

$$\frac{3e^2}{4r_0} \cos 2\theta = \frac{M}{EI_1} = \frac{r_0^3 t}{4I_1 R^2} \cos 2\theta$$

従つて $I_1 = \frac{\rho^3}{12}$ であるから

$$e^2 = \frac{r_0^4 t}{3I_1 R^2} = \frac{4r_0^4}{t R^2} \quad \dots\dots\dots (73)$$

即ち微分方程式 (66) の解は (73) 式の如き離心率を有する楕圓となつた譯である。管の場合に於ても組合せ壓縮材の場合と同様に變形が $\frac{1}{R^2}$ に比例してゐる事は注目値する。此の事は中空壓縮材を通じての特性であり之に依つて中空壓縮材を定義する事も出来るであらう。

以上で R^2 と e^2 の關係が求められた。次に慣性モーメントの變化と e^2 の關係が求められれば、結局管柱が曲げられた爲に慣性モーメントが如何に減少するか解かり、従つて中空壓縮材の基礎方程式に依つて撓屈の安定、不安定が判定せられる。

柱が曲げられる前の慣性モーメントを I_0 とすれば

$$I_0 = \frac{\pi}{4} \left\{ \left(r_0 + \frac{t}{2} \right)^4 - \left(r_0 - \frac{t}{2} \right)^4 \right\}$$

柱が曲げられて後の慣性モーメントを I とすれば

$$I = \frac{\pi}{4} \left\{ \left(a + \frac{t}{2} \right) \left(b + \frac{t}{2} \right)^3 - \left(a - \frac{t}{2} \right) \left(b - \frac{t}{2} \right)^3 \right\}$$

然るに

$$\begin{aligned} a &\equiv r_0 \left(1 + \frac{e^2}{4} \right) \\ b &\equiv r_0 \left(1 - \frac{e^2}{4} \right) \end{aligned}$$

と置き得る故

$$\begin{aligned} I &= \frac{\pi}{4} \left\{ \left(r_0 + \frac{t}{2} + \frac{r_0 e^2}{4} \right) \left(r_0 + \frac{t}{2} - \frac{r_0 e^2}{4} \right)^3 - \left(r_0 - \frac{t}{2} + \frac{r_0 e^2}{4} \right) \left(r_0 - \frac{t}{2} - \frac{r_0 e^2}{4} \right)^3 \right\} \\ &\equiv \frac{\pi}{4} \left[\left(r_0 + \frac{t}{2} \right)^4 - \left(r_0 - \frac{t}{2} \right)^4 - \frac{r_0 e^2}{2} \left\{ \left(r_0 + \frac{t}{2} \right)^3 - \left(r_0 - \frac{t}{2} \right)^3 \right\} \right] \\ &= I_0 \left\{ 1 - \frac{12r_0^2 + t^2}{8(4r_0^2 + t^2)} e^2 \right\} \end{aligned}$$

(73) 式を代入すれば

$$\begin{aligned} I &= I_0 \left\{ 1 - \frac{r_0^4 (12r_0^2 + t^2)}{2t^2 (4r_0^2 + t^2)} \cdot \frac{1}{K^2} \right\} \dots\dots\dots (74) \\ \beta^2 &= \frac{r_0^4 (12r_0^2 + t^2)}{2t^2 (4r_0^2 + t^2)} \end{aligned}$$

挫屈が不安定ならざる爲の條件は

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} = \frac{\pi^2 r_0^4 (12r_0^2 + t^2)}{2L^2 t^2 (4r_0^2 + t^2)} \leq \frac{2}{3} \dots\dots\dots (75)$$

(75) 式を $\frac{t^2}{r_0^2}$ に就て解けば

$$\frac{t^2}{r_0^2} \geq \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{16 + 30\pi^2 \left(\frac{r_0}{L} \right)^2} + \frac{9}{16} \pi^4 \left(\frac{r_0}{L} \right)^4 - 4 + \frac{3\pi^2}{4} \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (76)$$

$\frac{r_0}{L}$ が小なる場合は (76) 式は近似的に次の如く表はされる。

$$\frac{t}{r_0} \geq \frac{3\pi r_0}{2L} \dots\dots\dots (77)$$

r_0 に對して t が小なる時は斷面の回轉半徑は近似的に $\frac{r_0}{\sqrt{2}}$ である。従つて (76) 式を細長比 s で表はせば次式を得る。

$$\frac{t^2}{r_0^2} \geq \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{16 + \frac{60\pi^2}{s^2} + \frac{9\pi^4}{4s^4}} - 4 + \frac{3\pi^2}{2s^2} \right\} \dots\dots\dots (78)$$

管柱に關して行つた以上の計算に於ては最初 t を r_0 に比較して小なりとし曲げモーメントのみに依る斷面の變形に就て考へて來た。即ち (66) の微分方程式を樹てる前に既に t が r_0 に比して小であるとして近似的に取扱つてゐる。以下 (76) 式迄は e^2 に關しては近似計算を行つてゐるが t に關しては近似計算を行つてゐない。(78) 式は (76) 式より近似的に求めたものであつて (76) 式の方が正確である。管柱の場合には殊更に細長比の函數とする必要はなく、(76) 式の方が便利であらう。 r_0 は管の厚さの中心迄の長さである事は勿論である。

(76) 式に對する數表は表-5 に示す如くであり、之に對するぐらふは圖-13 に示した。

管柱の安定不安定に關聯して思ひ出されるのは竹の節の存在である。竹の節に於ては、外側に膨れ上つて居る部分は恰も補剛材の如き役割を果し、内側には相等強い膜を有し、尙且つ節の附近に於ては材料が緻密となつてゐる。かくの如く三段構へに構へて曲げに依る斷面の變形に抵抗しようとしてゐる。節の存在は植物生理學的に

表-5

$$\frac{l^2}{r_0^2} \geq \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{16 + 30\pi^2 \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 + \frac{9\pi^4}{16} \left(\frac{r_0}{L} \right)^4} - 4 + \frac{3\pi^2}{4} \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 \right\}$$

$\frac{r_0}{L}$ 小なるとき

$$\frac{l}{r_0} \geq \frac{3\pi}{2} \left(\frac{r_0}{L} \right) \left\{ 1 - \frac{3\pi^2}{16} \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 \right\}$$

$$\approx \frac{3\pi}{2} \left(\frac{r_0}{L} \right)$$

$\frac{L}{r_0}$	10	15	20	25	30	40	50	60
$\frac{r_0}{l}$	2.16	3.21	4.26	5.32	6.38	8.50	10.7	12.7
$\frac{L}{r_0}$	70	80	90	100	110	120	130	140
$\frac{r_0}{l}$	14.9	17.9	19.1	21.2	23.3	25.5	27.6	29.7

但 L : 管柱の長さ, r_0 : 管の半径, l : 肉厚

れる。

従来の応用力學に於ては曲げに依る断面の變形は重要視せられなかつた。従つて竹の節の力學的意義は認められなかつた。併しながら竹に節の無い場合を考へれば非常に弱くなり安定を保ち得ないであらう事は常識的にも豫想される。竹の節は中空壓縮材に於ては限界荷重の他に安定不安定の問題が非常に重要である事を示す良き實例の1つとして擧げる事が出来る。

[5] 要 約

本篇に於ては第 II 篇に於て導いた中空壓縮材の安定條件を諸種の組合せ壓縮材並に管柱に對して實際に適用した。

組合せ四角柱が一側面の方向に挫屈する場合の安定條件は橋梁等に用ひられる組合せ壓縮材にも適用せられる。

組合せ四角柱に稜片又は綴片に依つて對角線の方向の挫屈に對して充分の安定度を持たせる事は非常に困難である。

組合せ三角柱に對しては骨組面の方向と骨組面に直角の方向との2つの特性的方向が認められるが何れの方向に對しても安定度は同一である。此の點は四角柱と大いに異なる點である。

管柱の安定も中空壓縮材に對する基礎方程式に依つて論ずる事が出来る。その結果は(76)乃至(78)式で表はされる。

本篇の結果は第 IV 篇の結果と相俟つて總括する。

IV. 組合せ壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響

[1] 壓縮材の挫屈に及ぼす剪斷力の影響に関する一般論

第 III 編迄に於ては、壓縮材が挫屈した場合の撓曲線は曲げモーメントのみに支配されるとして式を樹て、之に依つて挫屈現象を論じ、結論として中空壓縮材の限界荷重は常にオイレルの限界荷重に等しい事及び中空壓縮

如何なる役割を果してゐるものか判らないが恐らく大した役割は有つてゐないであらう。若しそうであるとすれば節の存在は自己の力學的安定度を増大せんとする目的以外の何物でもない。節の間隔等も必要にして、充分な程度の安定度を得る様に美しい調和を保つて配置されてゐるものと思は

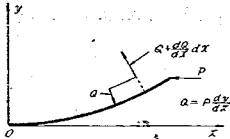
材が不安定なる挫屈を越さざる爲の條件を求める事が出来た。上記の所論に於ては剪断力の影響を全然無視したのであつた。

中空圧縮材特に組合せ圧縮材に於ては剪断力の影響は非常に大きく、之を無視する事の出来ない事は後に實際に計算される如くである。然しながら都合の良い事には剪断力の影響は結局限界荷重を低下せしめるだけであつて、中空圧縮材が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件に全然關係しない。従つて中空圧縮材の挫屈に及ぼす剪断力の影響は第 III 篇迄の所論に之を積重ねれば良いのである。

限界荷重に對する剪断力の影響に就てはティモシェンコ氏挫屈理論第2章第26節に記述されてゐる。仲、瀧川、久田三氏共譯書より原文通り引用すれば次の如くである。

“挫屈荷重に關する諸公式を前に導いた際には曲率が曲げモーメントに比例するものとして通常の撓曲線の微分方程式を用いた。次に挫屈荷重に對する剪断力の影響を圖-34 (原著圖-85) に示す様な簡単な場合に就て考

圖-34



へよう。剪断力の正の方向を圖に示す様にとれば、此の力の大きさは

$$Q = P \cdot \frac{dy}{dx} \quad (79)$$

となる。此の力に依つて起る撓曲線の撓角の變化は $\frac{nQ}{AG}$ となる。ここに A は斷面積、 G は剪断彈性係數、 n は斷面の形狀に關係する係數である。

矩形斷面の場合には $n=1.2$ 、圓形斷面の場合には $n=1.11$ となる。剪断力

Q に基づく撓角の變化の割合は剪断に依つて生ずる附加的曲率を表すもので次の様になる。

$$\frac{n}{AG} \cdot \frac{dQ}{dx} = \frac{nP}{AG} \cdot \frac{d^2y}{dx^2}$$

撓曲線の全曲率は曲げモーメントに依る曲率に剪断力に依る曲率を加へたものである。従つて圖-34 の場合の撓曲線の微分方程式は次の様になる。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P(\delta - y)}{EI} + \frac{nP}{AG} \cdot \frac{dy}{dx}$$

即ち

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P}{EI \left(1 - \frac{nP}{AG}\right)} (\delta - y) \quad (80)$$

此の方程式と次式 (剪断力を考慮しない場合)

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = P(\delta - y)$$

とを比べると右邊の分母に係數 $\left(1 - \frac{nP}{AG}\right)$ を持つ點だけが異つてゐる。第12節に於けると同様の方法を用ゐれば、荷重 P の挫屈値を定める次式を得る。

$$\frac{P}{EI \left(1 - \frac{nP}{AG}\right)} = \frac{\pi^2}{4l^2}$$

之から

$$P_{cr} = \frac{P_c}{1 + \frac{nP_c}{AG}} \quad (81)$$

となる。此の式の $P_c = \frac{\pi^2 EI}{4l^2}$ は此の場合の Euler の挫屈荷重である。従つて挫屈荷重は剪断力の爲に

$$\frac{1}{1 + \frac{nP_e}{AG}}$$

なる割合で減少する。単一柱の場合には此の比が殆んど 1 となり、剪断力の影響を無視する事が出来る。然し組立柱に対する影響は實用上重要な問題であつて考慮しなければならない。”

以上の式に於て用ひられてゐる G は材料固有の G であるが、中空壓縮材に於て之を一本の中實な柱と見做した場合にはその見かけの剪断弾性係数はより小さくなるであらう。中空壓縮材に於ては此の見かけの G を計算すれば $\frac{n}{AG}$ に相等する數値が求められ従つて (81) 式に依つて限界荷重の低下が求められる筈である。

中空壓縮材の挫屈に対する基礎方程式は曲げられるに従つて曲げ剛さが減すると謂ふ點を加味すれば誘導される。即ち (80) 式に於ける I を

$$I = I_0 \left\{ 1 - \beta^2 \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)^2 \right\}$$

但し I_0 : 曲げられない前の慣性モーメントと置き換へれば、剪断力の影響をも考慮した中空壓縮材の撓曲線に対する微分方程式が得られる。此處で

$$\frac{1}{\alpha^2} = \frac{P}{EI_0 \left(1 - \frac{nP}{AG} \right)}$$

と置けば剪断力を考慮しない場合の中空壓縮材に対する基礎方程式と形に於て全然同一となる。(著者の挫標の取り方では (80) 式に於て $\delta = 0$ となる。) 但し $\frac{1}{\alpha^2}$ の内容に於て $\frac{nP}{AG}$ なる項が含まれた處が異なるのみである。

不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は、

$$\frac{\beta^2}{\alpha^2} \leq \frac{2}{3}$$

である。 α としては限界荷重 P_{cr} に於ける値を用ふべきであるが其の時は

$$\frac{1}{\alpha^2} = \frac{P_{cr}}{EI_0 \left(1 - \frac{nP_{cr}}{AG} \right)} = \frac{P_e}{EI_0}$$

但し P_e : オイレルの限界荷重

であるから、兩端鉸支持の中空壓縮材の場合には結局

$$\frac{1}{\alpha^2} = \frac{\pi^2}{L^2}$$

と置かれる事になる。此の關係も亦剪断力を無視した場合と全然同一である。

従つて中空壓縮材の挫屈に關して剪断力を考慮すると謂ふ事はより正確な限界荷重を求むる事であつて、挫屈の安定、不安定の判斷には全然無關係である事が解る。従つて第 III 篇に於て求められた諸結果は剪断力を考慮する場合に於ても其の儘適用せられるものである。

中空壓縮材に於ては剪断力に依る曲げ剛さの減少も考へられるが曲げモーメントに依る減少に比較すれば無視し得る。

本篇に於ては剪断力の影響を考慮に入れて第 III 篇に於て取扱つた諸種の組合せ壓縮材の限界荷重を計算する。

[2] 剪断力の影響を考慮した場合の組合せ四角柱の限界荷重

骨組の種類は圖-16 に掲げた 5 種とし、一側面の方に屈挫する場合と對角線の方に挫屈する場合とを計算する。結論を先に謂へば何れの方の挫屈に對しても限界荷重は同じである。

(i) 一側面の方に挫屈する場合

組合せ壓縮材の剪断抵抗を之と大きさの同じである中實單體の壓縮材に置き換へて考へ、その剪断彈性係数を求めんとするのであるが、之は元の組合せ壓縮材から見れば見かけの剪断彈性係数とも呼ばるべきものであらう。是を求むる爲には純粹に剪断力のみをかけて見て是れに對する抵抗を吟味すれば良い。

先づ置換した中實單體の壓縮材 (紙面に垂直の方向には單位長さとする) を考へ之に純粹に剪断力のみを作用せしめて見る。圖-35 に於ける如くに長さ L 幅 h なる壓縮材に外部から強度 τ なる剪断力のみをかけたとする。之は壓縮材の或る斷面に $Q = \tau h$ なる剪断力をかけた場合に相當する。然る時は此の壓縮材の内部は何れの點に於ても剪断應力は τ であつて引張應力、壓縮應力は全然生じない。即ち純粹に剪断力だけを考へる時は材の縁維に於ても引張或は壓縮力を生じない。従つて材の縁維が伸びたり縮んだりはない。此の事は以後の考へ方に於て重要な事であると思はれる。

次に骨組の枠だけを考へ、圖-35 の如き剪断力をかければ明らかに圖-35 の如く容易に變形するであらう。斯の如き變形を起させない爲には圖-37 に於ける如く此の枠の内側に逆向きの剪断應力 τ (外側の剪断應力と同じ大きさ) を與へなければならぬ。斯くすれば枠に於ける應力度分布は圖-2 の場合と同様である。

組合せ壓縮材に於ける綾工は此の内側に於ける剪断力に對應すべきものである。此處に剪断力に對する綾工の抵抗が認められる。

(a) 第1種骨組

ワレン型の第1種骨組に就て上述の見地から剪断力に對する綾片 d の抵抗を吟味して見よう。弦材に對して全體としては引張力も壓縮力も作用して居ないと見做す事が出来る。格點の附近局部的には作用してゐるが是れは

無視し得る。即ち弦材には長さの變化は無い。従つて綾工の1格間長 l を採つてその變形を考へるには、圖-39 の如く綾片に力をかけて見れば良い。頂點 A に於ては格間長 l に作用する全剪断應力の合計 τl が集中してゐる。底點 B 及び C に於ては各隣りの綾片にかゝるべき力を除けば夫々 $\frac{\tau l}{2}$ づつが $\vec{CB}$ の方向にかゝる事となる。斯る力系に於て A, B, C 共に移動するのであるが弦材に伸縮がない故邊 BC を固定して考へ A のみ A' に變位したと考へる事が出来る。然る時は此の組合せ壓縮材は剪断力 $Q = \tau h$ を受けて ε なる剪断歪度を受けたのである。次に ε を求めて見よう。

綾片 AB にかゝる引張力は $\frac{\tau l}{2} \sec \theta$ である従つて AB の伸びは

$$(21)$$

圖-35

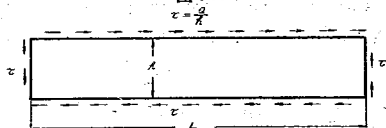


圖-36



圖-37

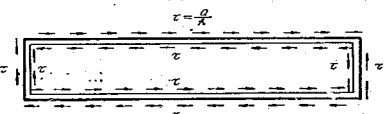
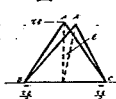


圖-38



圖-39



$$A'B - AB = \frac{\tau l d}{2EA_d \cos \theta} = \frac{\tau h^2}{EA_d \sin^2 \theta}$$

AC の縮みも同量である。

$$\therefore AA' = \frac{\tau h^2}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

$$\therefore \varepsilon = \frac{AA'}{h} = \frac{\tau h}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

然るに $\tau h = Q = P \frac{dy}{dx}$

$$\therefore \varepsilon = \frac{Q}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} = \frac{P}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \frac{dy}{dx}$$

ε が一定であれば壓縮材の撓みにはならない。即ち図-36 の如く歪むだけである。 ε に変化がある時はそれが撓となる。曲げモーメントに依る撓に附加へらるべき剪断力に依る撓は

$$\frac{d\varepsilon}{dx} = \frac{P}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \frac{d^2y}{dx^2}$$

で表はされる。 $\frac{d^2y}{dx^2}$ の係数である

$$\frac{P}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

は (2) 式に於ける

$$\frac{nP}{AG}$$

に相等する項である。従つて (81) 式と同様の形で限界荷重を求むれば

$$P_{cr} = \frac{P_e}{1 + \frac{P_e}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}} \quad (82)$$

P_e はオイレルの限界荷重であつて両端鉸支持の場合

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2}$$

である。従つて其の場合には

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 I_0}{A_d L^2 \sin^2 \theta \cos \theta}} \quad (83')$$

茲に $I_0 = 2A_f \left(\frac{h}{2}\right)^2$ であり、細長比を $s = \frac{2L}{h}$ で表はせば

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2\pi^2}{s^2 \sin^2 \theta \cos \theta} \cdot \frac{A_f}{A_d}} \quad (83)$$

此の組合せ壓縮材が骨組の平面に於て不安定な撓屈を起さない爲の條件は

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad (47)$$

であつた。此の關係を (83) 式に代入すれば次式を得る。

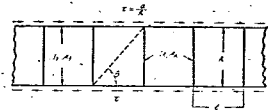
$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \tan^2 \theta} \quad (84)$$

(84) 式に依つて見ても限界荷重は稜片の角度如何に依つてオイレルの限界荷重と零の間を變化する。 $\theta \rightarrow 0$ なる時は限界荷重はオイレルの限界荷重に近附くが然しながら (47) 式に依れば $\frac{A_h}{A_f} \rightarrow \infty$ となり實現不可能であり、又 $\theta \rightarrow \frac{\pi}{2}$ ならしむれば (47) 式に對しては有利であるが (84) 式に於ては $P_{cr} \rightarrow 0$ となり又實際的でない。

(47) 式、(84) 式を同時に考慮すれば結局 $\theta = 45^\circ \sim 60^\circ$ 程度が最も適當な處であらう。

(83') 式はティモシェンコ氏著捫屈理論 27 節 (94) 式と同じものであつて、角度の取り方が $\phi = \frac{\pi}{2} - \theta$ になつてゐる點が異なるのみである。著者は不安定なる捫屈を起さざる爲の條件を是に加へて考察を一步進め様とするのである。

圖—40



b) 第2種骨組

第2種骨組に就ても同様の考への下に剪断力の影響を加味して限界荷重を求むる事が出来る。即ち

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E I_0}{L^2} \left\{ \frac{h^2 \cos^2 \theta}{12 E I_h \sin \theta} + \frac{h^2 \cos \theta}{24 E I_f \sin^2 \theta} \right\}} \quad \dots\dots\dots (85')^*$$

此の場合には稜片 h の慣性モーメント I_h のみならず弦材の損性モーメント I_f が入つて来る。此の種の構造が不静定なる爲である。

第2種骨組の四角柱が其の骨組の平面で不安定なる捫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \quad \dots\dots\dots (48)$$

であつた。此の條件と關聯して考へるに都合よい様に (85') 式を變形すれば

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 s_h^2 \cos \theta}{6 s^2 \sin \theta} \cdot \frac{A_f}{A_h} + \frac{\pi^2 s_f^2}{12 L^2}} \quad \dots\dots\dots (85)$$

但し

s : 組合壓縮材全體に関する細長比

s_h : 稜片 h に関する細長比

s_f : 格間長 l に関する弦材の細長比

である。此處に於て (48) 式の條件を入れれば

$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 E I_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{s_h^2}{36} + \frac{\pi^2 s_f^2}{12 s^2}} \quad \dots\dots\dots (86)$$

$\frac{s_h^2}{36}$ 、 $\frac{\pi^2 s_f^2}{12 s^2}$ は通常の場合可成りに大きい數値を示すであらうから、第2種骨組に於ては不安定なる捫屈を起さざる爲の條件を満足する程度に強力な稜片を施してもその限界荷重 P_{cr} はオイレルの限界荷重 P_e より甚だしく低いであらう。

曲げモーメントのみを考へる時は第2種骨組は有利なる如く見えなが、剪断力の影響を考へる時はその骨組の不静定性に基く弱點が暴露され限界荷重の著るし低下が見られる。

* ティモシェンコ氏捫屈理論 27 節 (95) 式と同じものである

此の種の骨組で圖-41 の如き變断面組合せ壓縮材を集成すれば剪断力の影響に依る限界荷重の低下を覆ひ得て有利であらう。此の事はフイーレンディール橋の場合に就ても類似點を見出す。

(c) 第3種骨組

此の場合には稜片 d に比較して綴片 h は剪断力に對して殆ど抵抗を及ぼさない。従つて剪断力に對しては第1種骨組と全く同様に取扱はれる。即ち限界荷重に對しては(83)式が基礎適用される。

第3種骨組の組合せ壓縮材がその骨組の面内で不安定なる挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{1}{A_f} (A_h + A_d \sin^2 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \quad (49)$$

であつた。

此の條件式を(83)式に代入すれば

$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \tan^2 \theta + \frac{A_h}{3A_d \sin \theta \cos^2 \theta}} \quad (87)$$

是に依つて見れば綴片を併用ふるよりは稜片のみの方が有利の様に見える。然しながら、(49)の條件式は綴片を取りやめれば取止めた材料より遙かに多くの材料を稜片に附加しなければならぬ事を示してゐる。經濟的な柱を組立てるには2,3の場合に就て試算を行はなければならない。

(b) 第4種骨組

此の場合に於ても綴片は剪断力に何等の抵抗をも及ぼさない。従つて第5種骨組(複ワレン型)と同様に取扱はれる。複ワレン型と同様であれば限界荷重に對する式は(83)式に於て A_d を $2A_d$ と置けば良い。即ち

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 I_0}{2A_d L^2 \sin^2 \theta \cos \theta}} \\ &= \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A}{A_d} \cdot \frac{\pi^2}{s^2 \sin^2 \theta \cos \theta}} \quad (88) \end{aligned}$$

是に對して不安定なる挫屈を起さない爲の條件は

$$\frac{1}{A_f} (A_h + 2A_d \sin^2 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta} \quad (50)$$

であつた。(50)式を(88)式に代入すれば

$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{1}{3} \tan^2 \theta + \frac{A_h}{6A_d \sin \theta \cos^2 \theta}} \quad (89)$$

となる。

(e) 第5種骨組

圖-41

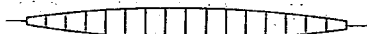


圖-42

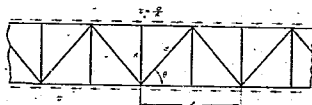
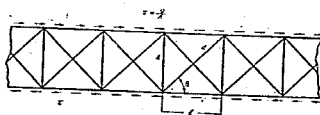


圖-43



此の種の骨組の限界荷重に對する式は (88) 式と全く同じである。不安定な挫屈を起さない爲の條件は (50) 式に於て $A_h=0$ と置けば得られる。此の條件を考慮した限界荷重の式は (89) 式に於て同様に $A_h=0$ と置けば良い。之は (84) 式と全く同じである。

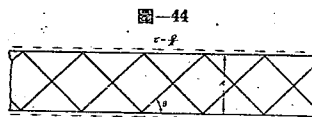


圖-44

以上は四角柱の一側面を取つて考へたのであるから、四角柱全體を考へる時は限界荷重は本節に於ける P_{cr} の2倍となる。或は又 I_0 として柱全體の慣性モーメントを取れば (83) 式、(85) 式、(88) 式は其儘四角柱の限界荷重を與へる式となる。

(ii) 對角線の方向に挫屈する場合

斷面が正四邊形をなし部材の配置が全く對稱的である四角柱の對角線の方向の挫屈を考へる。此の場合は四角柱全體を考へるのであるから此の點前節と區別しなければならない。

(a) 第1種骨組

組合壓縮材が剪断力 Q のみを受けてゐる状態は部分的に置換すれば圖-45 に於ける如く縁維弦材に

$$\tau = \frac{Q}{\sqrt{2} h}$$

なる剪断力が作用してゐるものと考へる事が出来る。此の剪断力は2つの骨組側面で支持されるのであるから骨組の一側面を取つて考へれば圖-46 の如く力がかかるものと見做す事が出来る。此れは圖-39 の場合と相似であるから骨組の面の剪断歪度 ϵ' は次の如く表はされる。

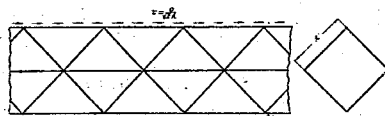


圖-45

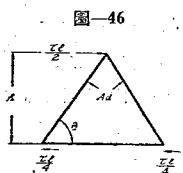


圖-46

$$\begin{aligned} \epsilon' &= \frac{\tau h}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} = \frac{Q}{2\sqrt{2} EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \\ &= \frac{P}{2\sqrt{2} EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \frac{dy}{dx} \end{aligned}$$

壓縮材全體としての剪断歪度を ϵ とすれば

$$\epsilon = \frac{\epsilon'}{\cos \frac{\pi}{4}} = \sqrt{2} \epsilon'$$

でなければならない。

故に

$$\epsilon = \frac{P}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \cdot \frac{dy}{dx}$$

従つて剪断力の影響を考慮に入れた場合の限界荷重は

$$P_{cr} = \frac{P_e}{1 + \frac{P_e}{2EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}}$$

となる。兩端鉸支持の場合にはオイレルの限界荷重は

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2}$$

であるから

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 I_0}{2A_d L^2 \sin^2 \theta \cos \theta}}$$

$$= \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2\pi^2}{s^2 \sin^2 \theta \cos \theta} \cdot \frac{A_f}{A_d}} \quad (90)$$

となる。但し

$$I_0 = 4A_f \left(\frac{h}{2} \right)^2, \quad \frac{2L}{h} = s$$

である。(90) 式を骨組の平面内で屈曲する場合の (83) 式に比較すれば四角柱に於ては骨組の平面内で屈曲する場合も対角線の方に屈曲する場合も限界荷重には變りが無い事が解る。

第1種骨組を有する組合せ四角柱が対角線の方に不安定な屈曲を起さない爲の條件は

$$\frac{I_d}{I_0} \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^4 \theta} \quad (53)$$

であつた。之を断面積に對する式に書き改めれば

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{\pi^2 s_d^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^4 \theta} \quad (53')$$

となる。但し s_d は稜片の細長比である。此の條件は式より明らかなる如く著るしく強大な稜片を要求するものであつて實際の場合満足され相にない、之は又一方より考へれば四角柱が対角線の方の屈曲に對して非常に弱い事を示すものである。

(53') 式の條件を (90) 式に代入すれば

$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{4}{s_d^2 \cos^3 \theta}} \quad (91)$$

を得る。これは骨組の平面内で屈曲する場合の (84) 式に相當する式である。

対角線の方に屈曲する場合の第2~5種骨組の四角柱の限界荷重も第1種骨組に於けると同様、骨組面の方向に屈曲する場合の限界荷重と相等しい。即ち第2種骨組に對する限界荷重に對しては (85) 式を、第3種骨組に對しては (83) 式を、第4種及び第5種骨組に對しては (88) 式を其儘使用する事が出来る。

対角線の方に不安定なる屈曲を起さざる爲の條件は第2種以下の骨組の場合に於ても既に求められた。之等の條件を限界荷重の式に入れば夫々の骨組に應ずる (91) 式の如き型の式が得られるであらう。

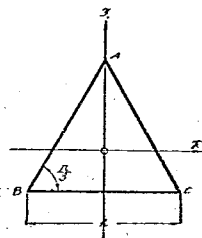
[3] 剪断力の影響を考慮した場合の組合せ三角柱の限界荷重

三角柱の屈曲にも2つの特性的方向が考へられる。圖-47を其の断面(正三角形)と考へれば、x軸の方向に屈曲する場合(一側面の方向に屈曲する場合)とy軸の方向に屈曲する場合(1側面に直角の方向に屈曲する場合)とである。

(i) 一側面の方向に屈曲する場合

三角柱が圖-47に於けるBCの方向に屈曲する場合の剪断力の影響に就て先づ計算する。此の場合縦維材はBとCの位置に在り其の間の剪断力の傳達にはBC, BACの2つの徑路がある。此の2つの徑路を通つて傳達される剪断

圖-47



應力度を夫々 τ_1, τ_2 とする。但し τ_1, τ_2 は次の関係式を満足しなければならない。

$$\tau = \tau_1 + \tau_2, \quad Q = \tau h \quad (92)$$

但し Q は座屈材の或る點に於ける剪断力であつて (79) 式に依り軸荷重と結び付けられてゐる。先づ τ_1 と τ_2 が如何なる割合になつてゐるかを求めなければならない。先づ第1種骨組に就て計算すれば次の如くである。

第1種骨組に於て BC の骨組面を考へれば圖-39 に於ける τ を τ_1 に置き換へれば良い。 BC 面に於ける剪断歪度を ε とすれば此れは BC の方向に挫屈する場合の三角柱の剪断歪度であつて、

$$\varepsilon = \frac{\tau_1 h}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

となる。次に BA 面 (AC 面に就ても同様) を考へその骨組面の剪断歪度を ε' とすれば同様に

$$\varepsilon' = \frac{\tau_2 h}{EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

を得る。

ε と ε' の間には次の関係が存在する。

$$\varepsilon' = \varepsilon \cos \frac{\pi}{3} = \frac{\varepsilon}{2}$$

$$\frac{\tau_1}{2} = \tau_2 \quad (93)$$

(92), (93) 兩式より

$$\tau_1 = \frac{2Q}{3h}, \quad \tau_2 = \frac{Q}{3h}$$

従つて三角柱の剪断歪度は次の如く表はされる。

$$\varepsilon = \frac{2Q}{3EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} = \frac{2P}{3EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \frac{dy}{dx}$$

以上より剪断力の影響を考慮に入れた場合の限界荷重は次の如くなる。

$$P_{cr} = \frac{P_e}{1 + \frac{2P_e}{3EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}} \quad (94)$$

両端鉸支持の場合

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2}, \quad I_0 = \frac{A_f h^2}{2}$$

である。之等の關係式を (94) 式に代入すれば

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2\pi^2}{s^2 \sin^2 \theta \cos \theta} \cdot \frac{A_f}{A_d}} \quad (95)$$

を得る。但し細長比 s は $s = \frac{\sqrt{6}L}{h}$ である。(95) 式は形に於て (83) 式或は (90) 式と全然同一である。第2種以下の骨組に對しても四角柱の場合と全然同形である事が豫想されるので第2種以下の骨組に對する計算は省略する。第1種骨組の三角柱が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は

$$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta} \quad (58)$$

であつた。此の條件式を (95) 式に代入すれば次式を得る。

$$P_{cr} \geq \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2}{9} \tan^2 \theta} \quad (96)$$

(96) 式を (84) 式と比較すれば、不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は三角柱の方が四角柱 (骨組の面内で挫屈する場合) より過重なだけ限界荷重の低下率は三角柱の方が小さい。

第2種以下の骨組の組合せ三角柱に対しても同様に剪断力の影響を考慮に入れて x 軸の方向の挫屈に対する限界荷重を求める事が出来る。之等は形に於て既に求めた四角柱の限界荷重の式と同一である。即ち第2種骨組に対しては (85) 式を、第3種骨組に対しては (83) 式或は (95) 式を、第4種、第5種骨組に対しては (88) 式を基礎使用する事が出来る。四角柱と三角柱の場合に於ける細長比の相異は既に式中に於て考慮されてゐる。

第2~5種骨組の三角柱が不完全なる挫屈を起さざる爲の條件は夫々第III篇式 (59), (60), (61), (62) で表はされた。之等の條件式をその對應する限界荷重の式に代入すれば各骨組に対して (96) 式と同様な式が導かれる。

(ii) 一側面に直角の方向に挫屈する場合

圖-47 に於て y 軸の方向に挫屈する場合の剪断力の影響に就て計算する。此の場合縁維材は A 及び B , C であつて其の間の剪断力の傳達は AB , AC の2つの骨組面に依つて同様に傳へられる。

第1種骨組に就て AB 面 (AC 面に就ても同じ) を取つて考へれば圖-39 に於て τ を $\frac{\tau}{2}$ に置き換へれば良い。但し此の場合の τ は次式に依つて與へられる。

$$\tau = \frac{2Q}{\sqrt{3} h}$$

Q は (79) 式に依つて軸荷重と結び付けられる。骨組面の剪断歪度を e' とすれば e' は次式で表はされる。

$$e' = \frac{Q}{\sqrt{3} EA_d \sin^2 \theta \cos \theta}$$

之を y 軸の方向の剪断歪度 e に換算すれば

$$\begin{aligned} e &= \frac{e'}{\cos \frac{\pi}{6}} = \frac{2Q}{3EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \\ &= \frac{2P}{3EA_d \sin^2 \theta \cos \theta} \frac{dy}{dx} \end{aligned}$$

となる。此の式は x 軸の方向に挫屈する場合と全然同じである。従つて限界荷重も x 軸の方向に挫屈する場合の (94) 或は (95) 式と全然同じとなる。

y 軸の方向の挫屈に対して、挫屈を不安定ならしめざる條件は x 軸の方向の挫屈の場合と同様である。第1種骨組に対しては (58) 式の條件式が成立する。此の條件式を限界荷重の式に入れれば同様に (96) 式を得る。

三角柱の場合に於ては x 軸の方向の挫屈に於ても y 軸の方向の挫屈に於ても限界荷重、安定條件共に同一である事が解る。第2種以下の骨組に就て一々計算する必要はないであらう。

[4] 要 約

第IV篇に於ては剪断力の影響を考慮に入れて組合せ壓縮材の挫屈現象を解析した。その結果は次の2項目に要約される。

- (1) 組合せ壓縮材の限界荷重は所謂オイレルの限界荷重より低下する。

中質壓縮材に於ては此の低下は殆ど問題にならぬ程度であるが組合せ壓縮材に於ては弦材の斷面積に比較して綾片の斷面積が非常に小である爲に兩弦材間の剪斷力の傳達に於て中質壓縮材に於けるよりは遙かに大なる剪斷歪度を示し、此の爲に限界荷重は非常に大なる影響を蒙り、曲げモーメントのみに着目した場合の限界荷重即ちオイレルの限界荷重より著しく低下する。剪斷力の影響を考慮した場合の限界荷重が正しい限界荷重を與へるであらう。

(2) 中空壓縮材としての安定の問題に對しては剪斷力の影響を考慮すると否とは何等の關聯をも有しない。即ち限界荷重と安定度の問題とは全然別個の問題である。

[5] 第 III 篇及び第 IV 篇の總括

組合せ四角柱と組合せ三角柱の限界荷重と安定條件とを總括すれば表に示す如くである。

限界荷重は四角柱に於ても同じ形の式で與へられ、且つ各2つの特性的方向に對しても變りはない。

安定條件は三角柱に於ては2つの特性的方向に對して相異はないが四角柱に於ては著しい相異がある。

四角柱の限界荷重は何れの方角に對しても理論的には同一であるにも拘らず、實際には對角線の方角に著しく弱いと謂ふ事實は、中空壓縮材の問題は限界荷重だけでは解決出來ず、安定度と謂ふ事が重大な問題となつて來る事を實證してゐるものと見る事が出来る。

以上著者の取扱つた組合せ壓縮材は部材を對稱的に配置した等斷面四角柱、三角柱であつて通常電柱等に多く見られる様なものを對象とした。橋梁等の構造物に於ける壓縮材の場合には溝型の強力な弦材を綾片又は綾片で結合するのが通常であるが、此の場合に對しては四角柱が“一側面の方角に挫屈する場合”の式を適用すれば良い。

剪斷力の影響を考慮した場合の管柱の限界荷重は中質壓縮材の場合に準じて

$$P_{cr} = \frac{P_e}{1 + \frac{n P_e}{2 \pi r_0^2 G}}$$

として良いであらう。管柱の場合には組合せ壓縮材と異つて剪斷力の傳達に對して充分な材料を有してゐるので剪斷力の影響を考慮に入れても限界荷重は所謂オイレルの限界荷重より大して低下しないであらう事が常識的にも豫期される。

之に對して管柱が不安定なる挫屈を起さざる爲の條件は

$$\frac{r_0^2}{r_0^2} \geq \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{16 + 30\pi^2 \left(\frac{r_0}{L} \right)^2} + \frac{9\pi^4}{16} \left(\frac{r_0}{L} \right)^4 - 4 + \frac{3\pi^2}{4} \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 \right\}$$

$\frac{r_0}{L}$ 小なる時は略す

$$\frac{L}{r_0} \geq \frac{3\pi}{2} \left(\frac{r_0}{L} \right) \left\{ 1 - \frac{3\pi^2}{16} \left(\frac{r_0}{L} \right)^2 \right\}$$

である。

剪斷力の影響は結局組合せ壓縮材に就て重要視せらるべきものであつて中空壓縮材全般に關する問題ではないと言ふ事が出来る。

組 合 せ 四 角 柱

限 界 荷 重			不安定なる捩屈を起さざる爲の條件	
			骨組の平面内で捩屈する場合	對角線の方に捩屈する場合
第1種	骨	組	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{\pi^2 s_d^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^2 \theta}$
第2種	骨	組	$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$	$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{\pi^2 s_h^2 \cos \theta}{2s^2 \sin \theta}$
第3種	骨	組	$\frac{1}{A_f} (A_h + A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$	$\frac{A_d}{A_f} \left(\frac{A_h}{A_d s_h^2} + \frac{\sin \theta}{s_d^2} \right) \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin \theta}$
第4種	骨	組	$\frac{1}{A_f} (A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{6\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$	$\frac{A_d}{A_f} \left(\frac{A_h}{A_d s_h^2} + \frac{2 \sin \theta}{s_d^2} \right) \geq \frac{\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin \theta}$
第5種	骨	組	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{3\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{\pi^2 s_d^2 \cos \theta}{4s^2 \sin^2 \theta}$

組 合 せ 三 角 柱

限 界 荷 重			不安定なる捩屈を越さざる爲の條件
第1種	骨	組	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin^4 \theta}$
第2種	骨	組	$\frac{A_h}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$
第3種	骨	組	$\frac{1}{A_f} (A_h + A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$
第4種	骨	組	$\frac{1}{A_f} (A_h + 2A_d \sin^3 \theta) \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{s^2 \sin \theta}$
第5種	骨	組	$\frac{A_d}{A_f} \geq \frac{9\pi^2 \cos \theta}{2s^2 \sin^4 \theta}$

支那煉瓦試験成績

元内務技師 西 川 榮 三

目 次

緒 言	(1)
I. 試験の目的、試料及び試料の取扱ひ	(2)
[1] 試験の目的	(2)
[2] 試 料	(2)
II. 煉瓦試料の外観的検査	(3)
[1] 外状、切斷面状態、打音	(3)
[2] 形状、寸法及び重量	(7)
[3] 刻 字	(8)
III. 比重、空隙率、吸水率、強度	(8)
[1] 煉瓦試料の準備	(8)
[2] 見掛比重、真比重及び空隙率	(11)
[3] 吸水率	(11)
[4] 曲げ強さ	(12)
[5] 壓縮強さ	(13)
[6] モルタル附着強さ	(14)
IV. 小銃に依る射撃試験 (1)……煉瓦其の他	(15)
[1] 概 説	(15)
[2] 外観検査	(15)
[3] 彈丸穿入の深さ	(21)
[4] 破碎せられた部分の面積	(25)
[5] 破碎せられた部分の容積	(26)
[6] 小銃射撃試験概括	(27)
V. 小銃に依る射撃試験 (2)……アスファルト混合物	(28)
[1] 供試體	(28)
[2] 射撃條件	(30)
[3] 射撃後の外観、小銃彈穿入の深さ、破碎せる面積、破碎せる容積等	(30)
VI. 耐火度	(34)
VII. 要 約	(35)

緒 言

昭和 13 年 10 月 1 日附築内第 92 號を以つて、陸軍築城部本部部員小倉尙氏より、本所所長宛支那煉瓦 18 個の品質及び強度試験の依頼があり、内務技師西川榮三之が試験を擔當し下記の成績を得たるを以つて、茲に之を報告する。

本試験に關しては、初め陸軍工兵少佐杉山彬氏、陸軍工兵大尉敷田正夫氏より試料 18 個を受け、試験に關し協議し、其の後敷田大尉の轉任により陸軍工兵大尉安成秀隆氏と連絡を保ち、更に杉山少佐及び安成大尉の轉任により陸軍工兵中尉神田實氏と連絡を保ちつゝ試験を進行せしめた。小銃射撃試験については陸軍造兵廠東京研究所陸軍砲兵中尉中村邦輔氏の勞を預したものである。

尙試験施行には内務技師松本榮氏の助力を得たこと多く其の勞を茲に謝す。

I. 試験の目的、試料及びその取扱ひ

[1] 試験の目的

本試験は陸軍築城本部より送附せられたる支那煉瓦 18 個につき品質及び強度の試験を行ふと共に、セメント・モルタル、セメント・コンクリート、日本煉瓦等についても同様の試験を行ひ、彼此比較し、築城材料として性状研究の参考資料を得んとすを目的とした。但し試料 18 個中原形を損えず保存すべき試料 8 個については、單に外觀検査を行ふに止めた。

[2] 試 料

試料は支那煉瓦 18 個及び日本煉瓦 4 種とセメント・モルタル、セメント・コンクリート、膠石等である。

(1) 支 那 煉 瓦

試料として築城本部より送附せられたるものは下記 18 種 (表-1) である。表-1 は築城本部の調査に係るものである。

表-1 試 料 支 那 煉 瓦

番 號	年 使 登 用 或 場 是 所	國 名	帝 位	皇 紀	逆 年	個 數	
C-1	永 和 4 年	後 漢	順 帝	成 務 天 皇 9 年	紀元 799	1799 前	個 1
C-2	漢 安 2 年	後 漢	順 帝	成 務 天 皇 36 年	1008	1590 年	1
C-3	延 喜 4 年	〃	桓 帝	〃 天 皇 13 年	803	1796 年	1
C-4	中 平 2 年	〃	靈 帝	〃 天 皇 31 年	821	1777 年	1
C-5	永 明 9 年	南 北 朝	武 帝	仁 賢 天 皇 55 年	845	1753 年	1
C-6	太 清 2 年	梁	武 帝	欽 明 天 皇 4 年	1151	1447 年	1
C-7	開 皇 4 年	隋	文 帝	敏 達 天 皇 9 年	1208	1390 年	1
C-8	建 隆 3 年	宋	太 祖	村 應 上 和 天 皇 13 年	1244	1354 年	1
C-9	洪 武 7 年	明	太 祖	村 應 上 和 天 皇 2 年	1633	976 年	1
C-10	南 京 定 城 庫 門			長 慶 中 3 年	2034	564 年	1
C-11	常 州 城 壁						1
C-12	南 京 城 壁					約 100 年	1
C-13	蘇 州 城 壁						1
C-14	太 平 門 上						1
C-15	太 平 門 上						1
C-16	故 宮						1
C-17	富 貴 山						1
C-18	幕 五						1

備考 1. 表-1 は築城本部にて調査せしめられし所を其の儘寫したものである。
2. C-1 の年代は表記 2 者の中のいずれかである。

支那煉瓦は表-1 に示せる 18 種で、各 1 個づきの試料があり、C-1 より C-8 までは、参考品として保存すべきものに属したるを以つて、外観的の検査を行つたのみで、強度其の他の試験は行ひ得なかつた。C-12 は南京彈藥庫壁に使用せられた空洞煉瓦にして、他の試料と並行試験を行ひ得るだけの大きさの供試體を切り取り得ざるため、之も外観的の検査を行ふに止めた。従つて強度其の他の試験を行ひ得たる試料は C-9、C-10、C-11、C-13、C-14、C-15、C-16、C-17、C-18 の 9 種のみであつた。

(2) 日本煉瓦

支那煉瓦と比較する爲に日本煉瓦 4 種について試験を行つた。其の種類は表-2 の如くである。

右表はいつでも大阪煉瓦株式会社より直接納入せしめたるものを試料として使用した。

表-2 試料 日本煉瓦

(3) セメント混合物

セメントとして使用したるものは、浅野セメント株式会社川崎工場製品たる普通ポルトランド・セメント 1 種及び日本ソリヂテット株式会社製品たるネオソリヂテット 1 種合計 2 種である。小銃射撃試験に於て射手の手馴らし用モルタル供試體を作製する爲に、宇部セメント製造株式会社製品たる早強ポルトランド・セメント及び普通ポルトランド・セメントを用ゐた。之等のセメント類を用ひてモルタル、コンクリート、膠石の供試體を作製し、是等について

番 條	名 稱	摘 要
J-21	普通煉瓦	赤煉瓦にして普通に使用せらるゝもの
J-22	アスファルト普通煉瓦	普通煉瓦に石油アスファルトを滲透したるものにして、鋪装用に供せらるゝもの、横断歩道用として東京市内に用ゐられて居る。
J-23	鋪装用煉瓦 (或はクリンカー)	車道鋪装用として特に硬質の煉瓦
J-24	アスファルト硬質煉瓦	硬質の煉瓦の表面に石油アスファルトを滲透せしめ、鋪装用、殊に坂路鋪装用とせるもの

試験を行つた。是等のセメント混合物の配合、水量、スランプ、フロー等は表-3 に示すが如し。

モルタル、コンクリート、膠石等の養生は 4 週間之を行つた。但し手馴らし用モルタル供試體の養生は約 2 週間之を行つたにすぎない。モルタル及びコンクリート供試體は本所に於て之を作製し、膠石供試體は日本ソリヂテット株式会社にて作製し、養生 1 週間後本所にこれを移し、他の供試體と共に養生を行つた。使用せるセメント類の強度試験は表-3 に示すものとは別に之を行ひ、大體日本工學會軟煉モルタルの試験方法に準じた方法に依つた。

II. 煉瓦試料の外観的検査

煉瓦の試料に就ては、其の外状、切断面の状態、粉末の色、打音、寸法等を検査した。

[1] 外状、切断面状態、打音

支那煉瓦はすべて大形にして(後述寸法を参照されたい)、粘土を水にて捏混し、成形乾燥後焼成して製造せるものゝ如く、概して砂の如き混和物は少い様な外観を呈して居る。

其の形状は長方六面體で、たゞ C-12 の空洞煉瓦のみは其の形を異にして居る(圖-4 参照)。試料の多くは土にて汚れ或は白色の石灰モルタルしきものを附着して居る。これによつて見るに煉瓦間の目筋に土或は石灰モルタル等が使用せられたものとも考へられるが、試料の外観のみからは明かに判斷しにくい。外面は黒色を呈して居るものもあつた。

表-3 試料セメント混合物

番 号	名 稱	セ メ ン ト	骨 材		水 量			養 生
			細 骨 材	粗 骨 材	ス ラ ブ	フ ロ ー	W/C	
A-26	モルタル 1:2	ボルトランド・セメント (浅野川崎工場)	多摩川砂		...	200	44	全期間(28日)湯潤養生
N-28	モルタル 1:2	ネオソリヂチット (日本ソリヂチット)	同 上		...	195	50	同 上
A-27	コンクリート 1:2:4	ボルトランド (浅野川崎)	多摩川砂	多摩川砂利 30mm以下	11.2	205	60	同 上
N-29	コンクリート 1:2:4	ネオソリヂチット	同 上	同 上	10.5	200	65	同 上
A-31	膠 石 1:2	ボルトランド (浅野川崎)		安山岩碎石 15~18mm	...	...	33	1 週間水中其の後 滋潤養生
A-32	膠 石 1:2	同 上		同 上	...	...	33	同 上
N-33	膠 石 1:2	ネオソリヂチット		同 上	...	...	33	同 上
N-34	膠 石 1:2	同 上		同 上	...	...	33	同 上
NH-35	モルタル 1:2	早強ボルトランド (宇部)	多摩川砂		...	196	44	全期間(14日)湯潤養生
N-36	モルタル 1:2	普通ボルトランド (宇部)	同 上		...	190	44	同 上

支那煉瓦の外観については表-4 に掲示した。其の切断面の色及び状態は同表中記載の如く、C-12 の空涙煉瓦を除きては、概して白灰色、灰色、帯黄灰色、帯青灰色等を呈し、其の質は瓦に類するものが多かった。内部には焼成龜裂、不規則な氣孔等ありて、正しく均等ではない様見受けられる。其の1部を取りて粉末となし(50番篩通過位とす)其の粉末の色を検したるに表-4 中に記載せる如くであつた。表中の色の表し方は内閣印刷局に於て作製せる標準色彩票(商工省規格調査會の色の規格委員會に提出せられた未決定の一案)と照合して、色彩票の番號を以て行つた。この色彩票は未だ正式規格となつたものでないが、他に適當な表し方がないので、後の記憶の便宜上これを用ゐた。

試料 C-1 乃至 C-8 はこれを粉砕し得ないものであるから粉末の色は調べる事が出来なかつた。C-9 乃至 C-18 の色は表中記載の如く、灰色或は灰色に多少青味がゝつた色、或は灰色に赤橙色、橙色、黄色等のかつた色を呈して居る。

打音は煉瓦そのものについて點檢したが、龜裂其の他の存在のため音響に変化を生ずるため、音響のみで、煉瓦の品質の硬軟を定めることは困難と思はれた。表中 1, 2, ... 7 の數値は大概の比較のため、附したる順位で音響低くして最も濁れるものを1とし、音響高くして最も澄めるを7とした。大體 1~4 は濁音、5~7 は清音に屬し、打音 6 は日本普通煉瓦燒過品程度に聞かるゝ打音に類するものである。煉瓦の形狀、寸法、ひゝわれ等の條件も打音に影響を及ぼすからこれを以て燒成の程度を判斷することは無理であるが、支那煉瓦中のあるもの、例へば C-3, C-5, C-7, C-10, C-11, C-18 等は燒成温度低く、其の質軟質なるものゝ如く推想さ

れる。この點については後述の強度試験及び小銃射撃試験と比較對照することとする。

日本煉瓦につき外狀、切斷面狀態、粉末の色、打音等を表示すれば表-5 の如くである。試料として用ゐたる日本煉瓦は支那煉瓦に比して形狀小さく(表-6, 29 頁参照)、J-21 は普通煉瓦にして建築用に供せらるゝものであり、J-22 は普通煉瓦にアスファルトを滲透せしめて製したるアスファルト煉瓦にして横断歩道其の他の鋪裝又は鋪床材料に用ゐらるる耐磨耗性の煉瓦である。J-23 は車道鋪裝用として製せるもので特に硬質堅靱なる

表-4 支那煉瓦試料の外観検査

試料番號	外 状	切 斷 面 狀 態	粉 末 の 色	打 音	備 考
C-1	黒色(外面)	灰色の瓦質を呈す		6 (清)	日本の普通煉瓦焼過一等品と同程度の音響
C-2	他物を附着し汚れて居る	同上		5 (清)	
C-3	同上	同上		1 (濁)	
C-4	同上	青味を帯びた灰色		4 (濁)	
C-5	黒色(外面)	灰色		2 (濁)	
C-6	同上	灰色		6 (清)	
C-7	同上	白灰色		3 (濁)	
C-8	同上	白灰色にしてC-7より白味強し		5 (清)	
C-9	土にて汚れて居る	灰色	4 (灰色)	5 (半濁)	空洞煉瓦
C-10	灰色	灰色	5 (灰色、4より濃い色)	2 (濁)	
C-11	灰色	灰色	04-43 (薄ねづみ色)	3 (濁)	
C-12	赤褐色の空洞煉瓦	赤褐色	05-63 (灰色のかゝつた橙色)		
C-13	白灰色(外面)	白灰色の瓦質を呈す	15-54 (青味が、つたねづみ色) 04-32 (赤黄色が、つた灰色)	6 (清)	
C-14	土にて汚れて居る	帶黄白色	03-34 (黄色が、つた灰色)	7 (清)	
C-15	同上	淡灰色の瓦質を呈す	4 (灰色)	6 (清)	
C-16	白色の石灰モルタルの如きもの附着す	灰色の瓦質を呈す	04-65 (少し橙が、つた灰色)	7 (清)	
C-17	土にて汚れてゐる	土色	02-65 (黄色が、つた灰色)	7 (清)	
C-18	外面は汚れて居る	白灰色の瓦質を呈す		1 (濁)	

表-5 日本煉瓦試料の外観検査

試料番號	外 状	切 斷 面 の 狀 態	粉 末 の 色	打 音	備 考
J-21	暗赤色、空隙多し	同 左	06-84 (黒味を帯びた赤色)	6 (清)	普通煉瓦
J-22	暗褐色、空隙はアスファルトにて填充せらる。	表面より20mm以上迄は暗褐色を呈しアスファルトを含む。		 (濁)	普通煉瓦にアスファルトを滲透せるもの
J-23	チョコレート色	チョコレート色にして粗粒を含む	06-85 (黒味を帯びた赤色但しJ-21より黒味強し)	甚しく高い音 (清)	空隙少く、硬質の煉瓦
J-24	黒褐色	表面より7~10mmの部分はアスファルトを含み黒褐色を呈し、中心部はチョコレート色を呈す		? (清)	特種の硬質の煉瓦の表面より約10mm位アスファルトを滲透せるもの

支那煉瓦

圖-1 (C-1)~(C-4)

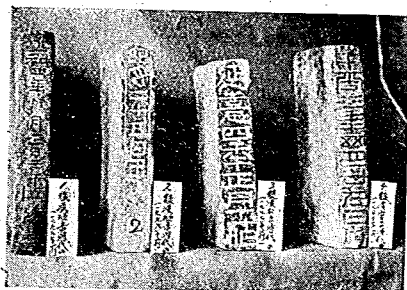


圖-2 (C-5)~(C-8)

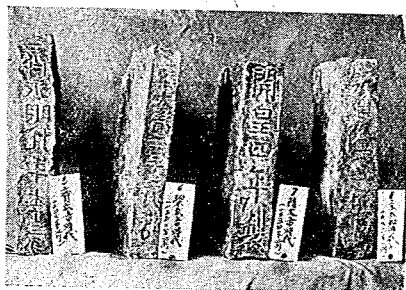


圖-3 (C-9)~(C-11)

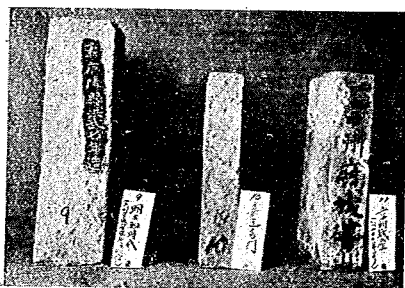


圖-4 C-12 空洞煉瓦

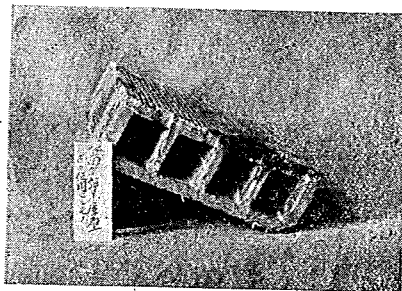


圖-5 (C-13)~(C-15)

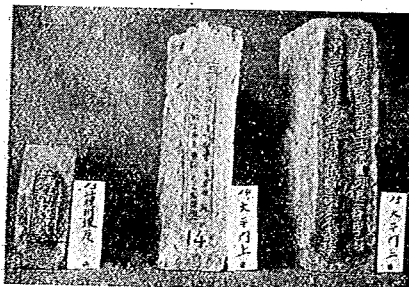
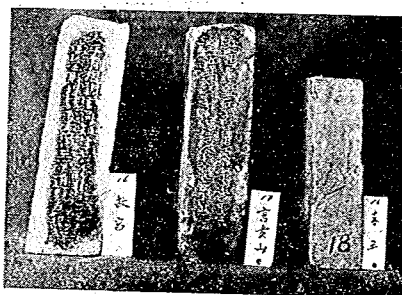


圖-6 (C-16)~(C-18)



ものである。J-24 は硬質煉瓦に其の表面より約 10mm 以上の所までアスファルトを滲透せしめて製したもので坂路舗装用に供するものである。

支那煉瓦の外貌は圖-1 乃至圖-6 の如くで、其の 1 個々々に年代を刻してある。

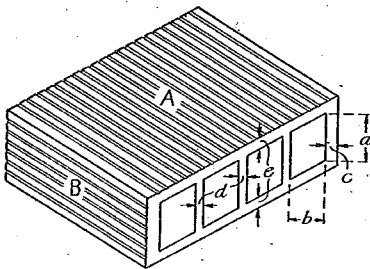
[2] 形状、寸法及び重量

上記諸煉瓦中、支那煉瓦の形状は圖-1 乃至圖-6 に示せる寫眞に見る如きものであり、すべて日本煉瓦に比して大形である。其の寸法を示せば表-6 の如くである。

表-6 に示した長、幅、厚より各煉瓦の見掛容積を算出すれば、大約同表 5 行目(縦行)に示した通りである。煉瓦 1 個の大約重量は同表 6 行目に示した通りである。但し、表示の重量は試料 C-1 乃至 C-8 と C-12 とに就ては實測せるも、C-9、C-10、C-11 及び C-14 乃至 C-18 に對しては、見掛容積と見掛比重とより算出せるものである。C-13 は試料完全ならずして、全煉瓦の容積及び重量を知る便がない。

日本煉瓦の寸法は試料 3~4 個の平均値である。

圖-7 支那煉瓦 C-12₁の形状



備考	空洞の寸法	縦	a=6.7cm
		横	b=5.7cm
	煉の厚	側	c=1.8cm
		中	d=1.3cm
		上	e=1.7cm
	溝の数	上下の表面	A=27本宛
		左右の側表面	B=10本宛

表-6 煉瓦の寸法及び重量

煉瓦番號	長 (cm)	幅 (cm)	厚 (cm)	見掛容積 (lit)	重量 (kg)
C-1	38.1	18.0	5.4	3.710	
C-2	36.8	17.4	6.1	3.902	
C-3	35.3	18.3	6.5	4.195	
C-4	39.0	17.8	6.4	4.440	
C-5	36.8	18.1	5.7	3.795	
C-6	36.5	18.2	5.2	3.450	
C-7	35.6	17.3	7.0	4.310	
C-8	37.6	18.2	7.1	4.860	
C-9	41.0	20.8	11.2	9.550	17.37
C-10	33.6	17.2	6.0	3.473	6.26
C-11	35.3	18.0	7.0	4.441	8.44
C-12	30.7	30.3	10.3	(空割煉瓦)	
C-13	30.7	19.0	8.2		
C-14	41.0	20.1	10.7	8.820	15.35
C-15	44.3	20.6	11.6	10.570	18.62
C-16	41.2	20.7	11.9	10.150	19.17
C-17	43.6	20.7	11.1	10.010	16.71
C-18	36.0	17.9	9.1	5.860	11.18
J-21	21.4	10.2	6.2	1.353	2.53
J-22	21.6	10.1	6.1	1.330	2.65
J-23	21.3	9.6	7.7	1.574	3.38
J-24	20.8	8.0	7.7	1.280	2.73

重量はやはり、見掛容積と見掛比重とより算出した。故に J-24 の如く煉瓦の表面部と内部とで質を異にするものでは、眞の重量は表中記載の重量より幾分少いものと考えられる。表中記載の重量は見掛の容積とアスファルト滲透部分の見掛比重(2.13)とより算出したものである。

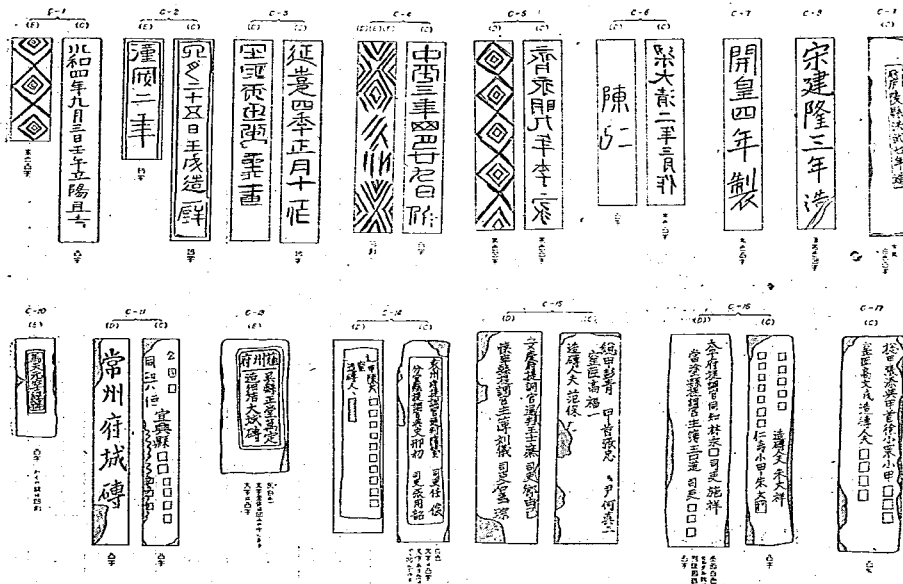
表-6 に依りて見れば、支那煉瓦は概して大形で、長約 30~44cm、幅約 17~21cm、厚約 5.5~12cm あり、重量は約 6~19kg である。これに比して日本煉瓦は遙かに小形で、1 個の重量は 2.5~3.5kg の範囲にある。

支那煉瓦 C-12 は空割煉瓦で、其の形状は圖-7 に示す如く、空洞の寸法 a=6.7cm、b=5.7cm; 壁の厚さ

c=1.8cm, d=1.3cm, e=1.7cm; 上面の溝の数 A=27 本, 側面の溝の数 B=10本である。

[3] 刻字 (支那煉瓦)

支那煉瓦には 1 個毎に諸種の文字を刻し、煉瓦製作の年次、使用の箇所、官名、人名等が讀まれる。其の文字は諸所不明の箇所もあり、其の意義明瞭ならざるものもあれど、判明せる所のみを、参考の爲に次に寫記す。



上記の寫字は煉瓦の諸面にあるもので、a, b 面は面積最大の面、c, d は面積大なる側面、e, f は面積小なる側面を示す。文字あるも不明なる所は□印を以て示しておいた。

III. 比重、空隙率、吸水率、強度

煉瓦試料については、見掛比重、真比重、空隙率、吸水率、硬度、曲げ強さ、壓縮強さ等の試験と小銃による射撃試験とを行つた。更に其の一部を細粉となし熔融温度を觀測した。

[1] 煉瓦試料の準備

支那煉瓦中 C-1 乃至 C-8 はそのまゝ保存する必要ありしため強度試験其の他を行ひ得なかつたこと前述の如し。C-12 は空洞煉瓦にして、其の壁薄きため、他の煉瓦と平行試験を行ふに足る供試験體を作り得なかつた。ゆゑ、是も強度試験其の他を行ひ得なかつた。従つて強度其の他の試験を行ひ得たる煉瓦試料は C-9 乃至 C-11, C-13 乃至 C-18, 及び J-21 乃至 J-24 である。

之等の煉瓦試料より $4 \times 4 \times 16\text{cm}$ 供試體及 $4 \times 2 \times 7\text{cm}$ 供試體數個を切り取らせた。供試體切りには、試料中なるべく龜裂、孔、缺落等なき部分を選ぶ様努力したが、原煉瓦には概ね龜裂、孔等多く強度試験の供試體として完全なるものを得る譯にはゆかなかつた。

強度試験に用ゐたる $4 \times 4 \times 16\text{cm}$ の煉瓦供試體の龜裂、孔等を示した寫眞は圖-8 乃至圖-17 の如くである。圖-17 は日本煉瓦の供試體を示したもので龜裂、孔等はないが、圖-8 乃至圖-16 に示した支那煉瓦供試體の中には龜裂、孔等の甚しいものも交つて居た。之は試料の性質上止むを得なかつた。圖-17 の中 21-a は日本の普通煉瓦で、22-a は之にアスファルトの滲透せるものであり、23-a は鋪裝用煉瓦であり、24-a は硬質煉瓦の表面 1cm 許りにアスファルトを滲透せるものより切取りたるもので、寫眞中色濃き部分はアスファルトの滲透せる部分で、色うすき部分はアスファルトの滲透せざる部分である。従つて供試體そのものは均質のものでないが、止むを得ず其の儘試験を行つた。

圖-8 強度試験供試體
支那煉瓦 C-9

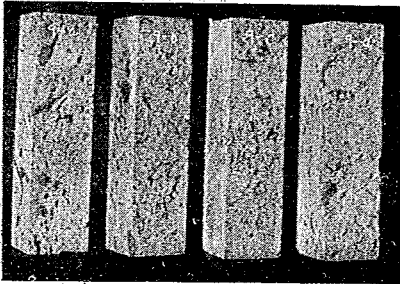


圖-9 強度試験供試體
支那煉瓦 C-10

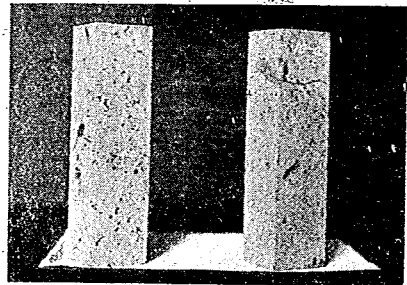


圖-10 強度試験供試體
支那煉瓦 C-11

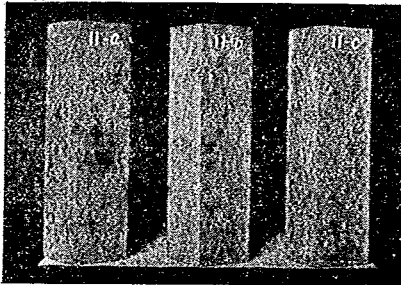


圖-11 強度試験供試體
支那煉瓦 C-13

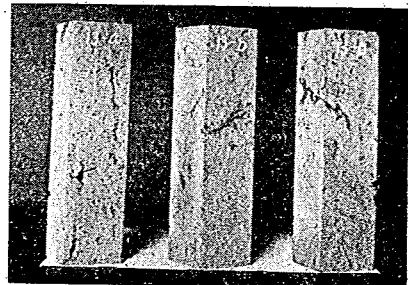


圖-12 強度試驗供試體
支那煉瓦 C-14



圖-13 強度試驗供試體
支那煉瓦 C-15

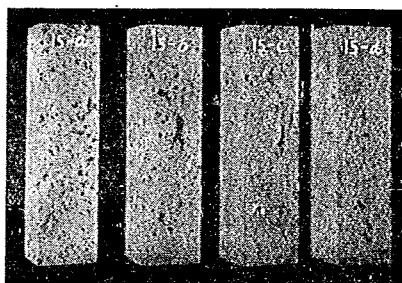


圖-14 強度試驗供試體
支那煉瓦 C-16

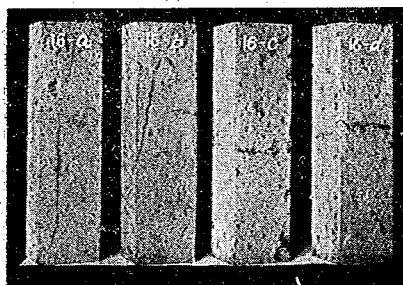


圖-15 強度試驗供試體
支那煉瓦 C-17

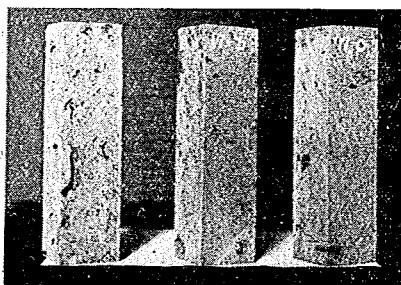


圖-16 強度試驗供試體
支那煉瓦 C-18

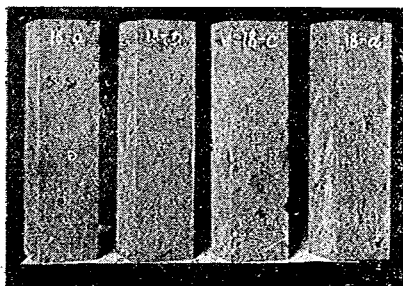
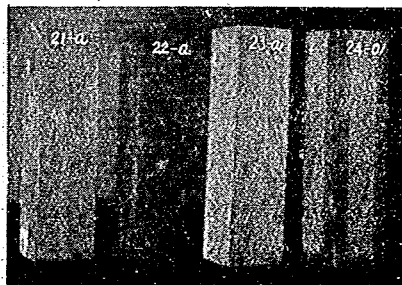


圖-17 強度試驗供試體
日本煉瓦 J-21, J-22, J-23, J-24



[2] 見掛比重 S , 眞比重 S_s 及び空隙率 V

見掛比重 S は $4 \times 2 \times 7 \text{cm}$ 供試體 (重量約 87~120g) を $105 \sim 120^\circ \text{C}$ に乾燥し, 其の重量 W_1 を秤り, 次に之を水中に浸漬して吸水せしめ, 吸水後の空氣中重量 W_2 及び水中重量 W_3 を秤り次式に依り見掛比重 S を算出した.

$$S = \frac{W_1}{W_2 - W_3}$$

眞比重 S_s は, 微粉末とせる煉瓦試料 55g につきルンヤテリー比重瓶を以て測定を行つた.

上記兩測定値より次式により空隙率 V を算出した.

$$V = 100 \left(1 - \frac{S}{S_s} \right)$$

見掛比重 S 及び眞比重 S_s は 2 回以上測定を行ひ其の平均値を以つて示した. 見掛比重 S , 眞比重 S_s , 空隙率 V の値を表示すれば表-7 の如くである.

[3] 吸水率

煉瓦の吸水率は $4 \times 2 \times 7 \text{cm}$ 供試體を $105 \sim 120^\circ \text{C}$ にて乾燥秤量した後之を清水中に浸漬して 1, 2, 4, 7, 21 日毎に其の重量を秤り, 吸水率 $A_w = \frac{W_2}{W_1} \times 100$ の式に

より算出し, 各煉瓦の吸水率は,

2 回以上試験の平均値を以つて示した. 其の成績は表-8 の如くである. 但し, 上式中 W_1 は乾燥供試體の重量を, W_2 は吸水後の供試體重量を示す.

上記の成績に依れば, 各煉瓦供試體の吸水率は浸漬日数と共に僅か宛増加を示して居るが, 其の大部分は最初の 1 日に吸水せられて居る. 之を圖示すれば, 圖-18 (a) の如くである. 21 日間の吸水率に依つて, 各煉瓦を比較して見ると支那煉瓦は最小 14.0%, 最大 24.5% で, 各煉瓦間にかなりの相違が認めら

れ, 其の品質が, 各々相當に異なることを示して居る. 之を日本煉瓦 J-21 (普通煉瓦) に較べるといづれも吸

表-7 見掛比重 S , 眞比重 S_s 及び空隙率 V

	試料	見掛比重 S	眞比重 S_s	空隙率 V (%)
支那煉瓦	C—9	1.82	2.73	33.3
	C—10	1.80	2.62	31.3
	C—11	1.90	2.63	27.7
	C—12	1.80	2.74	34.2
	C—13	1.58	2.73	42.1
	C—14	1.74	2.82	38.3
	C—15	1.76	2.70	34.8
	C—16	1.89	2.75	31.2
	C—17	1.67	2.75	39.2
C—18	1.91	2.60	26.5	
日本煉瓦	J—21	1.87	2.66	29.7
	J—22	1.99	…	…
	J—23	2.15	2.55	15.6
	J—24	2.13(a)	…	…

備考 (a) は供試體の中アスファルトを滲透せる部分と滲透せざる部分とあるを以つて, 之にかゝげた數値は全煉瓦の見掛比重, 眞比重, 空隙率等を適確には表して居ない.

表-8 吸水率 7日~21日

試料	供試體重量 g	吸水率 A_w (重量%)					吸水率 A_w 21日
		1日	2日	4日	7日	21日	
C-9	100.5	15.2	15.6	16.2	16.6	17.1	31.1
C-10	102.1	14.7	15.0	15.8	16.1	16.8	30.3
C-11	106.0	13.1	13.2	13.6	13.8	14.2	27.0
C-12	69.2	14.6	15.0	15.5	15.8	...	...
C-13	87.3	21.5	21.9	23.2	23.6	24.5	38.7
C-14	97.3	18.7	18.8	19.4	19.9	20.5	35.7
C-15	97.4	17.6	17.8	18.4	18.7	19.0	33.5
C-16	105.6	13.2	13.5	13.8	14.2	14.6	27.6
C-17	92.0	20.4	20.7	21.6	22.0	22.6	37.7
C-18	107.1	12.6	12.7	13.2	13.5	14.0	26.8
J-21	104.2	10.1	10.3	11.2	11.7	12.2	22.8
J-22	112.0	0.1	0.1	0.3	0.5	0.7	...
J-23	120.5	2.2	2.3	2.4	2.6	2.8	6.0
J-24	113.1	0.9	1.1	1.4	2.2	2.7	...

水が多い。尤も日本の普通煉瓦中にも J-21 より吸水率の多いものがあるから、この比較から直ちに支那煉瓦と日本煉瓦との吸水率について吸水の多少を論断することは出来ない。

J-22 は煉瓦の空隙をアスファルトを以て填充したものであるから、當然の結果として吸水率は極めて少く、殆んど吸水しないと言ふてよい程度である。J-23 は特種硬質緻密なる煉瓦で之も吸水率は普通煉瓦に比して遙かに小である。J-24 は硬質煉瓦の表面部のみにはアスファルトを滲透せるものであるから、全煉瓦の吸水と、供試體の吸水との間には差が生ずる。(供試體の一部にはアスファルトの滲透して居ない部分が幾分露出して居た。)従つて表-8 中の數値は單に参考のために掲げたにすぎぬものである。

圖-18 (a) 煉瓦吸水率

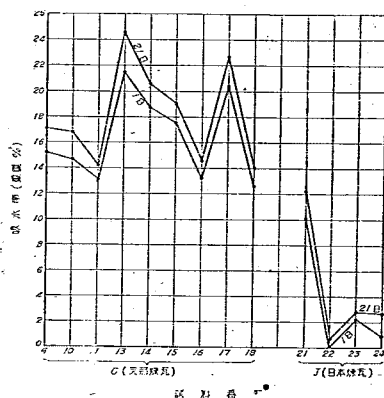
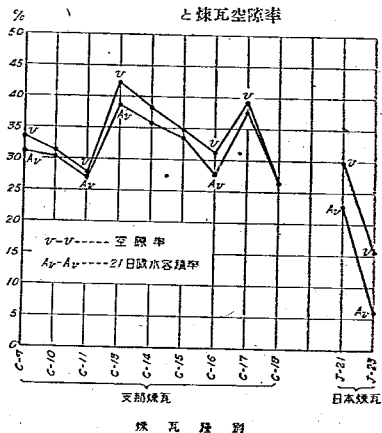


圖-18 (b) 煉瓦供試體吸水容積と煉瓦空隙率



水の比重を1と見做し、吸収せられた水の容積の煉瓦見掛容積に對する百分率即ち吸水容積率 A_v を求むれば次の如くである。

$$A_v = A_w \times S \quad (S \text{ は煉瓦見掛の比重})$$

21 日吸水容積率 A_v の値は表-8 の 8 行目に示してある。

煉瓦空隙率 (表-7 の 5 行目頁) V の値と、21 日吸水容積率 A_v の値とを比較すれば、圖-18 (b) の如く、支那煉瓦にありては、21 日間の吸水の結果は、煉瓦の空隙の殆ど全部に水が行き互つて居ることを示して居る。換言すれば支那煉瓦の空隙は殆ど全部が外界に直通して居るものと考へてよい。之に反して日本煉瓦は、空隙率 V と吸水容積率 A_v との間に可成りの相違があり、空隙の一部には、水の到達し難き部分即ち外界より隔離された部分があることを示して居る。之に依つて考ふるに支那煉瓦は概ね其の燒成温度があまり高からざるものゝ如くである。

[4] 曲 げ 強 さ

(1) 煉瓦の曲げ強さ

前掲寫眞 (圖-8 乃至圖-17) に示した様な $4 \times 4 \times 16 \text{cm}$ 供試體を徑間 10cm の 2 支點上に支へ、其の中央に荷重をかけ、漸次荷重を増加しつゝ、荷重に對する撓みを讀み、遂に供試體が切斷せる時の荷重 (kg) を測定

し、之より煉瓦の曲げ強さ (kg/cm^2) を算出した。

試料の曲げ強さは 2~4 個の供試體の曲げ強さの平均を以つて示した。然し、供試體中には前述の如く龜裂、孔等の甚しきものがあり、其の爲に意外の點に於て切斷し、極端に低い強度を示したものが往々見受けられたが、之等の數値は煉瓦全體の本來の強度を示すものではないから平均値の計算には除外した。各煉瓦の曲げ強さを表示すれば表-9 の如くである。

上記煉瓦と比較の目的を以つて ボルトランド・セメント (淺野、川崎工場) 及びネオソリヂテットにて、軟煉モルタル供試體を作り、28 日養生後其の曲げ強さを測定し、6 個の平均を以つて之等の試料の曲げ強さを示した。モルタルの曲げ強さは表-10 に示した。

表-10 セメント・モルタルの曲げ強さ
但し 供試體 $4 \times 4 \times 16 \text{cm}$ 徑間 10cm

セメント	配合	水量	全荷重 kg	曲げ強さ kg/cm^2
		フロー		
ボルトランド	1:1	200	402	93.9
	1:2	200	279	65.2
ネオソリ	1:1	200	320	74.9
	1:2	195	219	51.4

上記セメント・モルタル類の曲げ強さと煉瓦の夫れとを比較するに、支那煉瓦の平均値は略ボルトランド・セメント 1:2 モルタルと等しく、日本煉瓦 J-21 は ボルトランド・セメント 1:1 モルタルと等しい程度である。各試料の曲げ強さを圖示すれば圖-20 (14 頁) の如くである。

(2) 撓み

煉瓦及びモルタルの曲げ強さの測定に際しては撓みをも測定したが、支那煉瓦に於ては、撓みに多少の相違はあるが、大體日本煉瓦 J-21 の程度と類似して居る。日本煉瓦 J-22 (アスファルト普通煉瓦) はやゝ撓みが大きく、J-23、J-24 は撓みは格段に少い。セメント・モルタル類は大體普通煉瓦 J-21 程度である。數個の試料につき撓みの程度を例示するに圖-19 の如くである。

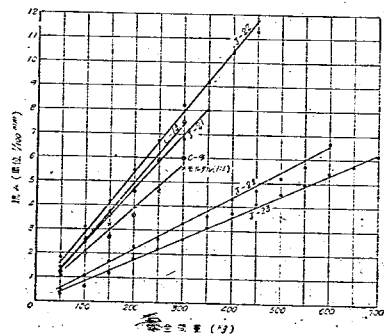
[5] 壓縮強さ

煉瓦の壓縮強さは、前記 $4 \times 4 \times 16 \text{cm}$ 供試體曲げ試験の結果生じたる $4 \times 4 \times$ 約 8cm の切斷片を供試體として用ひ、軟煉セメント・モルタル壓縮試験の場合に準じて之

表-9 煉瓦の曲げ強さ
但し 供試體 $4 \times 4 \times 16 \text{cm}$
徑間 10cm

	試料	全荷重 kg	曲げ強さ kg/cm^2
支那煉瓦	C-9	348	81.5
	C-10	205	48.0
	C-11	205	48.0
	C-13	127	29.8
	C-14	267	93.8
	C-15	106	24.2
	C-16	350	81.9
	C-17	206	48.3
	C-18	275	64.4
日本煉瓦	J-21	395	92.4
	J-22	537	125.6
	J-23	891	208.5
	J-24	719	168.3
支那煉瓦	平均		62.3
日本煉瓦	J-21		92.4
同上	J-23及 24 平均		188.4

圖-19 煉瓦及びモルタルの撓み
供試體 $4 \times 4 \times 16 \text{cm}$
徑間 10cm, 荷重は 10cm の中央にかけた



を測定した。其の結果を表示すれば表-11の如くである。各煉瓦の壓縮強さは6個の供試體の試験結果の平均値を以て示した。供試體中にはひゝわれ、孔等の存在のため、極端に低き數値を與へたものがあるが、之等は平均値計算には除外した。

表-11 によれば支那煉瓦の壓縮強さは最低約 150 kg/cm^2 、最高約 420 kg/cm^2 にして平均約 310 kg/cm^2 位である。日本普通煉瓦 J-21 は約 470 kg/cm^2 で之より強度が高い。J-23, J-24 は壓縮強さは、上記の煉瓦に比して遙かに強い。軟練標準モルタル (28 日養生) の壓縮強さと煉瓦強さを比較すれば、1:1 配合のモルタルは支那煉瓦及び日本普通煉瓦より強く、1:2 配合のモルタルは日本普通煉瓦 J-21 より弱い程度である。

各試料の壓縮強さを圖示すれば、圖-20 の如くで、大體に於て曲げ強さの大なるものは、壓縮強さも大である。其の關係の逆になつて居るものは、曲げ強さの供試體が不均等であつた事に歸因するものと考えられる。

[6] モルタル附着強さ

$4 \times 2 \times 7 \text{ cm}$ の煉瓦供試體 2 個に充分吸水せしめ、その長約 4.0cm だけの部分をモルタル (1:2) を以て附着せしめ、28 日養生後其の附着の強さを測定した。各試料につき 2~4 回の試験を行ひ、其の平均値を以て附着の強さ (Shearing bonding Strength) を表した。其の

表-11 煉瓦及びセメント・モルタルの壓縮強さ

種別	試料番號	壓縮の強さ kg/cm^2	種別	試料番號	壓縮の強さ kg/cm^2
支那煉瓦	C-9	334.7	日本普通煉瓦	J-21	467.7
	C-10	418.1		J-22	404.1
	C-11	321.7		J-23	1452.2
	C-13	199.5		J-24	979.0
	C-14	365.0	ボセモルトラングンドトルネツォ・リモデルチタ	1:1	623.1
	C-15	150.5		1:2	366.8
	C-16	359.6		1:1	481.2
	C-17	184.8		1:2	267.2
平均	C-18	344.8			
	平均	308.5			

圖-20 曲げ強さ及び壓縮強さ

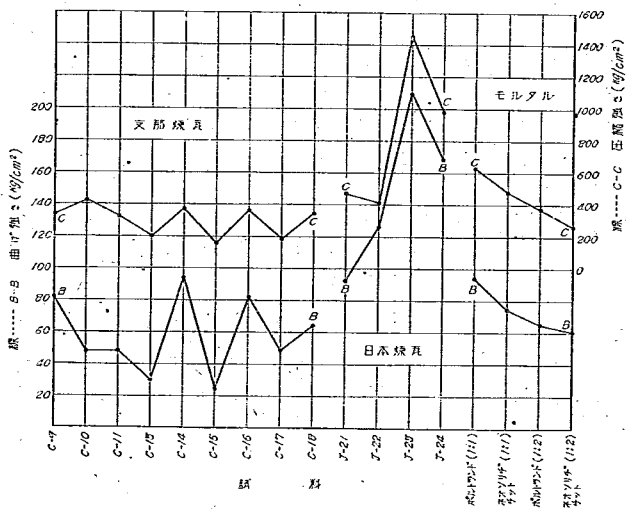


表-12 モルタル附着の強さ

試料	附着強さ kg/cm^2	試料	附着強さ kg/cm^2	試料	附着強さ kg/cm^2
C-9	11.5	C-15	4.7	J-21	10.6
C-10	5.5	C-16	6.3	J-22	9.0
C-11	7.7	C-17	2.0	J-23	8.4
C-13	6.1	C-18	7.1	J-24	6.6
C-14	9.1				

結果は表-12 の如くである。

供試體の面は磨り上げて仕上げせるもので、煉瓦そのものの面より平滑であるから、實際の施工の場合に比して一般に低い數値を與へて居るものと推測せられる。支那煉瓦中 C-17, C-15, C-10 等は附着力として比較的低い數値を示して居るが、煉瓦の性質より考へて、其の他の試料と格段の相違あるはや疑問とせざるを得ない。本試験を行ふに當り 2 個の供試體をモルタルにて膠着せしむる場合、其の操作上の僅かの相違が、試験結果に對して重大なる影響を及ぼし易いから上記の結果から直ちに試料自體のモルタルに對する附着力を比較することは危険なとしせず、表-12 は單に參考に掲げたのみである。更に充分の試験を行つた上ならでは其の關係を明かにし難いが、試料少量にして之以上の實驗を行ひ得なかつた事を遺憾とする。煉瓦とモルタルとの附着の良否は單に煉瓦の本質の相違により變化するのみならず、煉瓦面の粗度、モルタルを附着せしむる場合の諸條件等の相違によりて、大なる相違が生ずる。従つて煉瓦製造に當りて其の面を粗鬆ならしめ且つ施工に注意すれば、おそらく附着上の問題は解決し得るものと考へられる。

IV. 小銃に依る射撃試験

[1] 概 説

前記諸試験の供試體を切り取りたる殘餘の切斷片は、其の大きが區々であつたが、之を小銃射撃試験に供し、小銃彈による破壊の狀況を検することとした。

小銃射撃試験の供試體はすべて $30 \times 30 \times 15\text{cm}$ の木箱内に置くこととし、箱の底部には 1:2:4 コンクリートをクッションとし、其の上に煉瓦を箱の中央に置き、其の周圍は 1:2 モルタルを以て固め、モルタル及びコンクリートは 28 日間濕潤養生を行つた。各供試體の表面には黒布を張り、射撃の際破砕片の散逸を防ぎ、黒布の中央煉瓦供試體の存在する場所には白圓を畫きの印とした。

本試験は支那煉瓦の切斷片、日本煉瓦 (1 個の大きさのものを用いた)、セメント・モルタル (1:2 配合)、セメント・コンクリート、膠石等につき昭和 13 年 12 月 2 日、陸軍造兵廠東京研究所内の射撃場に於て陸軍築城本部陸軍工兵中尉神田實氏、陸軍技師久野直氏及び勝海氏等立會、陸軍砲兵中尉中村邦輔氏指揮の下に、射程 50m に於て行はれた。試料は支那煉瓦 C-9 乃至 C-11 及び C-14 乃至 C-18, (C-13 は試料小にして射撃試験の供試體を得ることが出来なかつた。) 日本煉瓦 J-21 乃至 J-24, モルタル (1:2) [A-26, N-28]; コンクリート (1:2:4) [A-27, N-29], 膠石 (1:2) [A-31, A-32, N-33, N-34] 等で、この中 A-32, N-34 は弱装藥彈にて射撃し、他はすべて普通量の火藥を用ゐた。弱装藥彈を用ゐて射程 50m に於ける射撃は普通装藥彈により射程 500m に於て射撃せる場合に相當するものである。射撃の標準決定に便する爲、日本普通煉瓦 J-25, ボルトランド・セメント・モルタル (配合 1:2, 2 週間養生) uH-35, uH-36 等の供試體を別に作り、豫備射撃を行ひ、射手の標準決定方法が定りたる後に本射撃を行つた。

射撃試料については、表-1 乃至表-3 (2 頁~4 頁) にその種別配合等をかゝけてある。

[2] 外 觀 檢 査

小銃射撃試験に於ては、50m の射程を以て射撃を行つたが、煉瓦試料に於ては、的となる部分が比較的小であつた爲、豫め手馴らし射撃を行はしむる必要があつた。手馴らし用としては上記各試料の他に、日本普通煉

瓦J-25 及ポルトランド・セメント・モルタル (1:2) UH-35, UH-36 等の供試體を利用した。圖-21乃至圖-43 は試供體射撃後の外觀を示したものである。

彈丸命中後の外狀を略記すれば次の如くである。

(1) 支那煉瓦

C-9, 支那煉瓦. 彈丸は普通装薬のもので, 左上部に命中し, 煉瓦の一部は破砕せるも, 彈丸は深く透らず, はね返されたるものゝ如し。

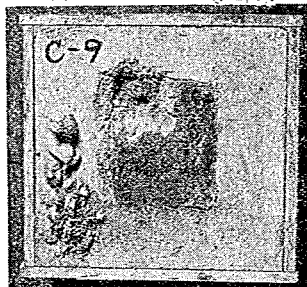
C-10, 同 上. 普通装薬彈, 上部に命中, 彈丸は供試體中に止りしものゝ如し。後に調査せる所によれば, 彈丸は煉瓦を貫通し, 其の後のコンクリート中に止つて居た。

C-11, 同 上. 普通装薬彈, 右側稍下部に命中, 破片は少きも, 彈丸は煉瓦中に深く穿入して居る。

C-14, 同 上. 普通装薬彈, 右上部に命中, 破片は極めて少く, 彈丸は煉瓦中に深く入る。

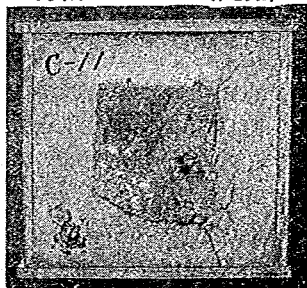
C-15, 同 上. 普通装薬彈, 稍下部に命中, 破片は極めて少く, 彈丸は煉瓦を貫通せるものゝ如し。

圖-21 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-9. 普通装薬



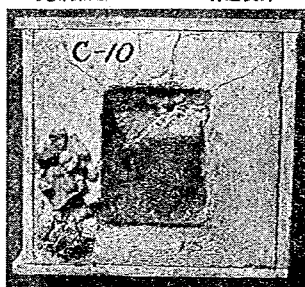
備考 中央は煉瓦, 周囲はコンクリート, 左下にあるは破片, 小銃彈左上部へ命中

圖-23 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-11. 普通装薬



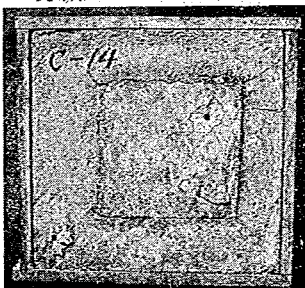
備考 中央は煉瓦, 周囲はコンクリート, 左下にあるは破片で, 破片は少いが彈丸は深く穿入せるものゝ如し。

圖-22 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-10. 普通装薬



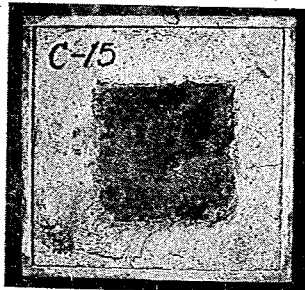
備考 中央は煉瓦, 周囲はコンクリート, 左下にあるは破片, 稍右へより上部へ命中

圖-24 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-14. 普通装薬



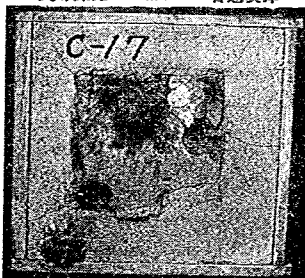
備考 圖-22 の備考と同じ。はじきかへさる。

図-25 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-15. 普通装弾



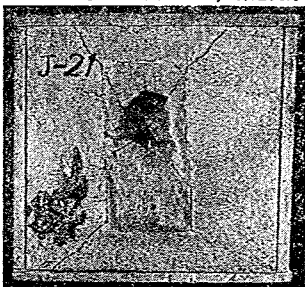
備考 図-22 の備考と同じ。

図-27 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-17. 普通装弾



備考 中央は煉瓦，周囲はコンクリート，左下にあるのは破片，小銃弾は2ヶ所(2回射撃す)に命中，破片少く，弾丸は深く穿入せるものの如し。

図-29 小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J-21. (普通煉瓦). 普通装弾



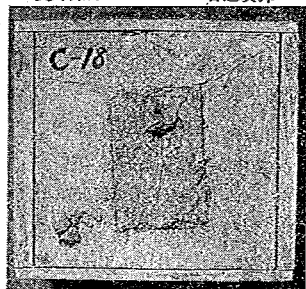
備考 中央は煉瓦，周囲はコンクリート，左下にあるは破片，弾丸はやゝ上部殆ど中央に命中し，煉瓦中に穿入せるものゝ如し。

図-26 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-16. 普通装弾



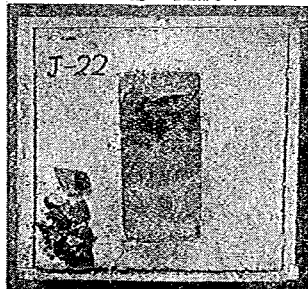
備考 中央は煉瓦，周囲はコンクリート，左側にあるは破片，破片多し

図-28 小銃射撃後外觀
支那煉瓦 C-18. 普通装弾



備考 中央は煉瓦，周囲はコンクリート，左下にあるは破片，やゝ上部に命中，破片少く，弾丸は深く穿入せるものゝ如し。

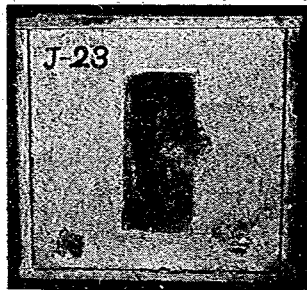
図-30 小銃射撃後外觀
日本煉瓦 J-22 (アスファルトを塗り透せる普通煉瓦) 普通装弾



備考 中央は煉瓦，周囲はコンクリート，左下にあるは破片，J-21程弾丸は穿入せずして，はじきがへされたるものゝ如し。

図-31 小銃射撃後外観

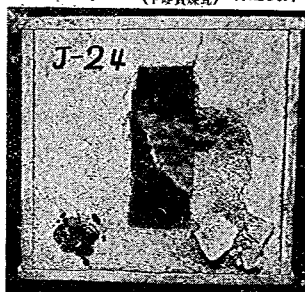
日本煉瓦 J-23 (鋪装用煉瓦) 普通装弾



備考 中央は煉瓦、周囲はコンクリート、左下にあるは煉瓦の破片、右下にあるはコンクリートの破片、弾丸はやゝ右へよりて命中したるも、煉瓦の貫通して固くしてはじきかへされたるものゝ如し。

図-32 小銃射撃後外観

日本煉瓦 J-24 (アスファルト舗装煉瓦) 普通装弾



備考 中央は煉瓦、周囲はコンクリート、左下は煉瓦の破片、右下はコンクリートの破片、弾丸中の一發は煉瓦をはづれたるを以つて、他の一發を以つて煉瓦に命中せしめた。

C-16. 支那煉瓦 普通装薬弾、稍右側中央部に命中、破片多く、弾丸は煉瓦中に止りしごとし。

C-17. 同 上 普通装薬弾、右側及左側下部に2發命中、左側下部のものは煉瓦を貫通せるものゝ如し。破片少し。

C-18. 同 上 普通装薬弾、稍上部に命中、破片少く、弾丸は煉瓦中に深く穿入せるものゝ如し。

上記支那煉瓦は C-9、C-10、C-16 を除きては破片が少い。又 C-9 を除く他の煉瓦は概ね煉瓦中深く弾丸が穿入して居る。C-15 及び C-17 は弾丸は煉瓦を貫通せるものゝ如し。

弾丸が弾きかへされたるもの、然らざるものゝ區別及び煉瓦中に穿入せる深さ等は表-13 に示してある。

支那煉瓦射撃後の外状は圖-21 乃至圖-28 の如し。

(2) 日 本 煉 瓦

J-21. 日本煉瓦 弾丸は普通装薬のものゝ中央附近に命中し、煉瓦には對角線狀に龜裂を生じ、弾丸は深く煉瓦中に穿入し、破片多し。供試體は煉瓦2枚を重ねてあつたが、後に検査せる所によれば、弾丸は其の中の1枚を貫通してゐた。

J-22. 同 上 弾丸は普通装薬、やゝ上部に命中し、煉瓦には龜裂を生ぜず、弾丸はあまり深く穿入せず、はじきかへされたるものゝ如し。破片は相當にある。

J-23. 同 上 弾丸は普通装薬、稍右へより命中、煉瓦周囲のモルタルの一部にまで影響を及ぼしてゐる。弾丸ははじきかへされ、破片は少い。

J-24. 同 上 弾丸は普通装薬、弾丸中一發は煉瓦に命中せざりしを以つて、第2發を以て煉瓦のやゝ上部に命中せしめた。従つて下部の破砕箇所は、最初の一發の影響が多い。弾丸ははじきかへされてゐる。煉瓦破

圖-33 小銃射撃後外観

日本煉瓦 J-25 (普通煉瓦 手廻し用) 普通装弾



備考 中央は煉瓦、周囲はコンクリート、左下は煉瓦破片、本供試體は射手の手廻し用に供したるもので、煉瓦に對する他の試験成績はない。

片は少い。

以上日本煉瓦は、J-21を除く他は、皆特殊製品で強度大なるものであり、彈丸は煉瓦中に穿入し得ず、はじきかへされ、煉瓦破片も少い。之等供試體の外狀は圖-29乃至圖-32の如し。圖-33は手馴らし用に用ゐた普通煉瓦の射撃後外狀を示したものである。

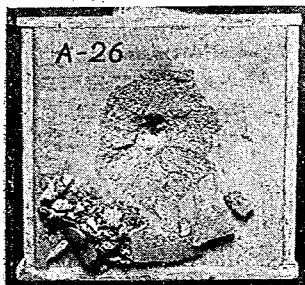
(3) モルタル、コンクリート、膠石

A-26. ボルトランド・セメント・モルタル (1:2), 彈丸は普通装藥。略中央に命中、深くは穿入せず、モルタル破片相當多し。

A-28. ネオソリヂチット・モルタル (1:2), 彈丸は普通装藥。やゝ上部に命中、深くは穿入せず、モルタルに龜裂を見るも、破砕面積は A-26 より少い。

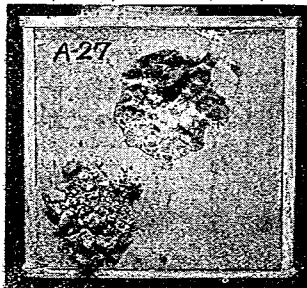
A-27. ボルトランド・セメント・コンクリート (1:2:4), 彈丸は普通装藥。やゝ上部に命中、彈丸ははじきか

圖-34 小銃射撃後外観
ボルトランド・セメント・モルタル
(1:2)……A-26 普通装彈



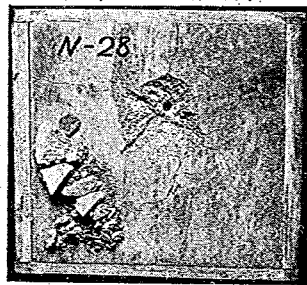
備考 彈丸は略中央に命中、下部にあるはモルタルの破片

圖-36 小銃射撃後外観
ボルトランド・セメント・コンクリート
(1:2:4)……A-27 普通装彈



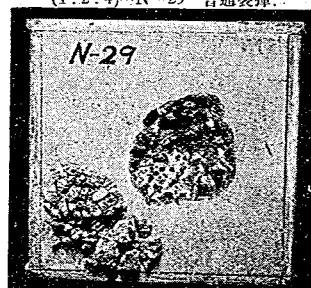
備考 彈丸は稍上部に命中せるもははじきかへされたる如し。左下にあらはるはコンクリートの破片

圖-35 小銃射撃後外観
ネオソリヂチット・モルタル
(1:2)……N-28 普通装彈



備考 本供試體は J-26 とセメントを異にするのみ (水量稍多く、フロー略等しい)。

圖-37 小銃射撃後外観
ネオソリヂチット・コンクリート
(1:2:4)……N-29 普通装彈



備考 本供試體は J-27 とセメントを異にするのみ。小銃射撃の結果は J-27, N-29 は外観的に略似て居る。

図-38 小銃射撃後外觀
ボルトランド・セメント膠石
(1:2)---A-31 普通装弾



備考 弾丸はやゝ上部に命中、はじきかへさる。

図-40 小銃射撃後外觀
ネオソリヂェット膠石
(1:2)---N-33 普通装弾



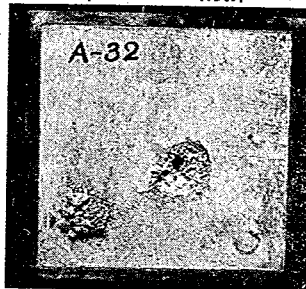
備考 N-33 は A-31 と比較してセメントを異にするのみである。射撃の結果も略似て居る。

図-42 小銃射撃後外觀
セメント・モルタル
(1:2)---UH-35 普通装弾



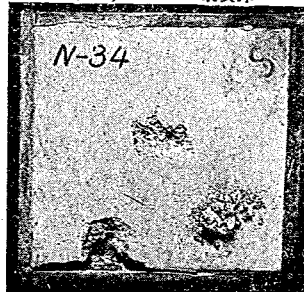
備考 不供試験は射手の手馴し用に供したもので、A-26 とはセメントを異にし、養生期間をも異にす。弾丸は2発命中して居り、弾丸の断片をのこす。

図-39 小銃射撃後外觀
ボルトランド・セメント膠石
(1:2)---A-32 弱装弾



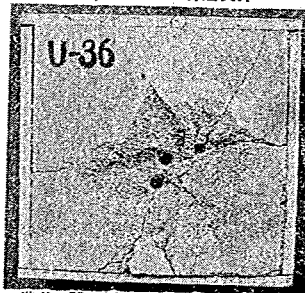
備考 A-31 と A-32 とは同等な供試験であるが、弾丸の火薬量の異なる場合の比較を示す。

図-41 小銃射撃後外觀
ネオソリヂェット膠石
(1:2)---N-34 弱装弾



備考 N-33 と N-34 とは同等な供試験を火薬量の異なる弾丸で射撃した場合の比較を示す。N-34 と A-32 とは唯セメントを異にするのみである。

図-43 小銃射撃後外觀
セメント・モルタル
(1:2)---U-36 普通装弾



備考 U-35 と同質。射手手馴し用、弾丸は3発命中

へさる。破片相嵩多し。

A-29. ネオソリヂット・コンクリート (1:2:4), 弾丸は普通装薬、やゝ右よりへ命中、破片多く略 A-27 と類似せる結果を示す。

A-31. ボルトランド・セメント膠石 (1:2), 弾丸は普通装薬、やゝ上部に命中、はじきかへさる。A-27, A-29 等のコンクリートに比して破片は稍少い。

A-32. 同 上。弾丸は弱装薬、やゝ下部に命中、A-31 と A-32 は全く等しい供試體につき、装薬量の異なる場合の比較を示す。A-32 の場合は A-31 に比して破片は著しく少い。

N-33. ネオソリヂット膠石。弾丸は普通装薬、中央に命中、A-31 と N-33 とは、單にセメントを異にするのみで、射撃の結果も類似してゐる。

N-34. 同 上。弾丸は弱装薬、略中央に命中、N-33 と N-34 とは全く等しい供試體につき、装薬量の異なる場合の比較を示す。N-34 の場合は N-33 に比して破片は著しく少い。又 N-34 と A-32 とは單にセメントを異にするのみで、其の結果は類似してゐる。

これ等の外狀は圖-34 乃至圖-41 に示してある。圖-42 及び圖-43 は手馴らし用に供したもので、養生期間の少いものである。

[3] 彈丸穿入の深さ

上記の各供試體につき、彈丸穿入の深さの概略値を外より測定し表-13 の 3 行目に示した。彈丸が深く供試體に穿入せるものにありては、殘留彈の模様が不明であるから、こゝに得た數値は極めて概略的なもので殘留彈が供試體内部に止る時は、殘留彈の長さだけ少く測定して居る譯である。表-13 の 4 行目に於て・印を附したるものは、供試體中へ深く彈丸の穿入したる形跡のあるもので、其の他無印のものは破片の飛散と共に彈丸も彈きかへされて、供試體中に其の形骸を止めざるものである。

支那煉瓦は C-9 を除く外概ね彈丸が煉瓦供試體内に止りし如く、就中 C-15, C-17 は、彈丸が煉瓦 (厚 11cm 餘を) を貫通して居る。之等は強度試験に於ても、特に壓縮強さ低き (夫々 150.5 及 185kg/cm²) ものである。之に反し壓縮強さ頗る大なる J-23, J-24 (夫々 1432 及 979kg/cm²) 等の日本煉瓦は彈丸をはじき返し、且つ破碎せられた深さも少い。即ち彈丸の穿入せる深さは夫々 1.21 及 1.50cm に過ぎない。

モルタル、コンクリート、膠石等は、彈丸により其の面が破碎せられるが、彈丸ははじき返されてゐる。破碎の深さは、本試験では 3.3~3.8cm 程度である。

上記の如き外部的觀察では、彈丸の行衛を明かならしめ且つ穿入の深さを正確に知るに困難であつた。仍つて、彈丸命中箇所を通過する平面に沿ひて石鋸を以つて試料を切斷し、その内部に殘留せる彈丸を摘出し、試料表面より彈丸の先端の止りし所までの深さ D (垂直距離) を測定した。(圖-44 参照) 表-13 の 4 行目に記した數値は、試料表面より彈丸の先端迄の垂直距離である。この切斷作業を行ひたる試料は下記 13 種である。

C-10, C-11, C-14, C-15, C-16, C-17

C-18, J-21, J-22, J-23, A-26, A-27

N-33

圖-44 彈丸突入の模様一例

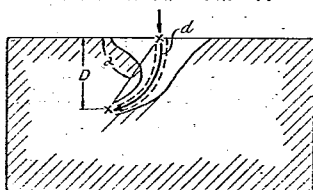


表-13 彈丸穿入の深さ

試料	彈丸穿入の深さ概略値 (1) cm	彈丸穿入の深さ (2) cm	煉瓦の厚さ cm	破砕せる面積 (a) cm ²	同 (b) cm ²	破砕せる容積 (a) cm ³	同 (b) cm ³	破砕容積と破砕面積との比	彈丸進行距離 cm	角 α	備考
支那煉瓦	C-9	3.22	• 3.2	11.2	54.1	61.6	58.2	0.95	...	...	
	C-10	3.80	• > 6.0	6.0	69.7	82.6	58.4	0.71	> 7.1	77°	彈丸コンクリート中に止る
	C-11	2.70	• 4.9	7.0	18.6	18.6	7.7	0.41	5.4	59°	彈丸煉瓦中に止る
	C-14	4.21(a)	• 5.8	10.7	11.8	11.8	3.8	0.32	不明	不明	同上
	C-15	貫通	• > 11.6	11.6	7.3	7.3	2.1	0.29	> 11.6	90°	貫通
	C-16	4.51	• 5.1	11.9	117.9	117.9	153.5	1.30	不明	60°	彈丸煉瓦中に止る
	C-17	3.24	• 7.5	11.1	17.9	17.9	...	...	不明	...	同上
	(角)	14.0(貫通)	貫通	11.1	18.8	18.8	10.4	0.55	不明	...	(切斷せず)
日本煉瓦	C-18	4.45	• 6.6	9.1	16.7	16.7	7.8	0.47	8.4	46°	彈丸煉瓦中に止る
	J-21	4.20	• 6.6	6.2	49.2	49.2	25.4	0.52	6.9	71°	煉瓦1枚を通過す
	J-22	3.45	• 3.5	6.1	110.1	110.1	96.8	0.88			
	J-23	1.21	• 1.2	7.7	34.9	28.6	15.2	0.53			
	J-24	1.50	• 1.5	7.7	59.2	34.4	108.4	0.98			
モルタル	J-25	3.83	• 3.9	...	103.1	150.8	58.9	0.45			
	A-26	3.54	• 3.5	供試體厚 15.0	193.5	193.5	156.8	0.81			
コンクリート	N-28	3.30	• 3.3	15.0	84.0	84.0	53.5	0.64			
	A-27	3.40	• 3.4	15.0	145.4	145.4	143.9	0.99			
膠石	N-29	3.81	• 3.8	15.0	143.4	143.4	142.5	0.99			
	A-31	3.38	• 3.9	15.0	87.7	87.7	80.2	0.90			
モルタル	N-33	3.49	• 3.5	15.0	94.1	94.1	96.4	1.02			
	A-32	1.72	• 1.7	15.0	51.9	51.9	27.3	0.53			
	N-34	1.03	• 1.1	15.0	32.2	32.2	12.9	0.40			
	UH-35	3.95	• 4.0+b	15.0	280.3	...	381.8	...			
モルタル	U-36	3.65	• 3.7+b	15.0							
		5.31	• 5.3+b	15.0	290.1	...	388.2	...			
		5.94	• 5.9+b	15.0							
		4.50	• 4.5+b	15.0							

備考 1. 彈丸穿入の深さ概略値 (1) は、外部より測定せる數値である。供試體内に彈丸が止つて居るものでは上記の數値は彈丸の長さ (供試體内では原長より短くなつて居るものと思ふ) だけ異なるかも知れない。

2. 供試體を切斷して測定したもので (1) よりは正確である。

3. 本表 4 行目の • 印は彈丸が供試體内に止つて居るものと推測されるものである。

4. 破砕せる面積 (a) は、供試體面の破砕せる面積全部即ち煉瓦の部分も、周囲のモルタルの部分も區別せず測定せる面積である。

5. 破砕せる面積 (b) は 1 個の彈丸により、目的とする試料が破砕せるもの豫想される面積である。

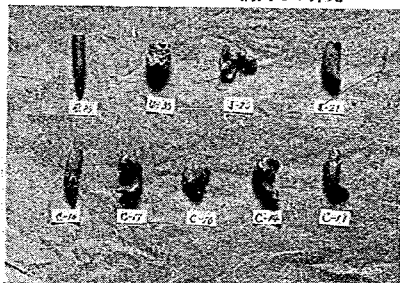
6. 破砕せる容積 (a) 及 (b) につきても、4, 5 と同様の區別をなせるものである。

7. 4 行目の +b は彈子の長さ

この中 J-22 乃至 N-33 は試料中に弾丸の止つて居ないものである。C-10 乃至 J-21 の 8 個は試料中に弾丸が止つて居るものと推測されたものである。之等 8 個について表-13 の 3 行目の概測値 (1) と 4 行目の實測値 (2) とを比較するに、いずれも實測値 (2) の方が概測値 (1) より大である。其の差は弾丸の先端までの距離と後端までの距離の差に原因する。

弾丸は供試体内に穿入するに際して垂直にのみ進行せず、多くは斜の方向にそれて居る。弾丸自身も種々に變形して居ることは圖-45 に示すが如くであるから、弾丸穿入の深さを其の進行の経路に沿つて測定せる距離 (d) は實測値 (2) (圖-44 では D にて示す) とは相違する。弾丸進行経路に沿ひ測定せる距離を示せば表-13 の 11 行目の如くである。弾丸進行経路の様子は圖-46 乃至圖-58 の寫眞に見る如くである。圖中弾丸の先端の止りし位置は×印を以つて示してある。又弾丸のはじき返された試料では、×印を以つて破砕部の最深箇所を示した。彈丸命中點の中心と弾丸先端位置とを結ぶ直線と供試體表面とのなす角 α は表-13 の 12 行目に記入してある。この角 α (圖-44 参照) の小なる程 垂直方向より餘計それて居るものと考へてよい。摘出せる弾丸は圖-45 に示すが如し。

圖-45 供試體中より摘出せる彈丸



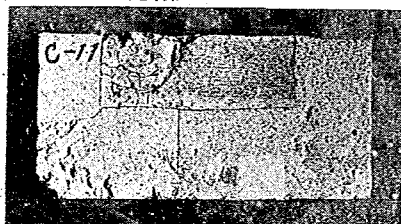
備考 上左端は彈丸の原形を示す。其の他は供試體中より摘出せるもので、附記せる番號は彈丸を摘出したる試料の番號である。

圖-46 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-10



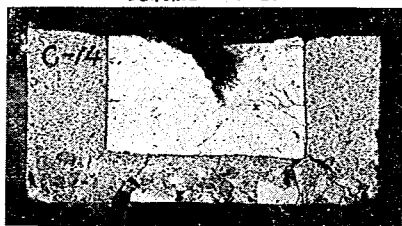
備考 上部中央は煉瓦、下部はコンクリート、煉瓦の周圍はモルタル。彈丸は煉瓦を貫通しコンクリート中に止つて居た。彈丸は右へそれ、角 $\alpha = 77^\circ$

圖-47 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-11



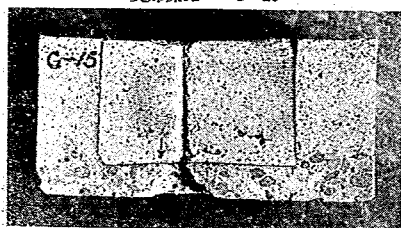
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居た。煉瓦中の彈丸の経路は稍斜左にそれて居る。角 $\alpha = 59^\circ$

圖-48 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-14



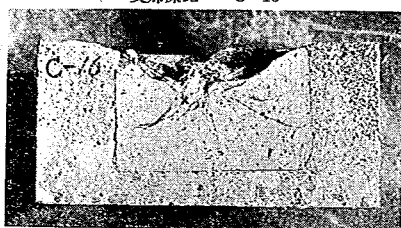
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居た。彈丸はやゝ右にそれたるが如きも、角 α は不明である。

圖-49 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-15



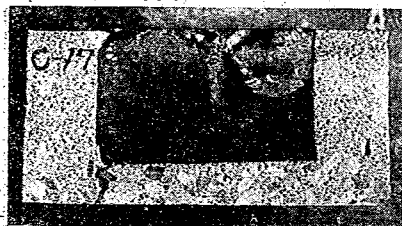
備考 彈丸は煉瓦を略垂直に貫通し、下部のコンクリートをも貫通破壊して居る。

圖-50 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-16



備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つて居る。彈丸の衝撃をうけたる所は甚しく破壊せられ破片甚多し。彈丸はやゝ左にそれ、角 $\alpha = 60^\circ$ である。

圖-51 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-17



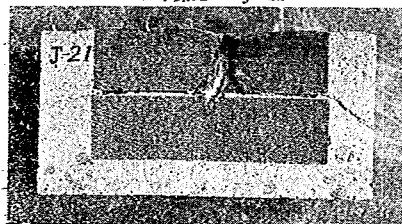
備考 この供試體は2發射撃を受けて居る。其の中1發は煉瓦を貫通した。他の1發は本圖に示す如く煉瓦中に止つた。

圖-52 射撃後供試體切斷面
支那煉瓦 C-18



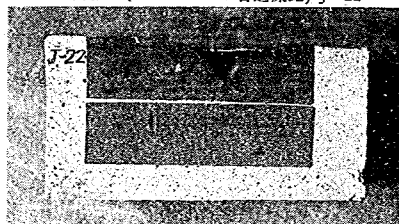
備考 彈丸の先端は煉瓦中×印に止つた。彈丸の経路はやゝ斜右にそれて居る。角 $\alpha = 46^\circ$

圖-53 射撃後供試體切斷面
日本煉瓦 J-21



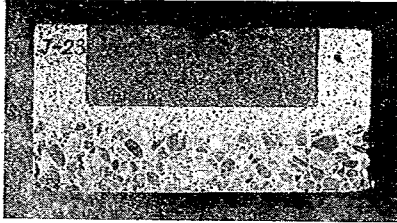
備考 本煉瓦は普通煉瓦である。その2枚をうすいモルタルで結合して重ねてある。彈丸は煉瓦1枚を貫通し、2枚目の表面で止つて居る。角 $\alpha = 71^\circ$

圖-54 射撃後供試體切斷面
日本煉瓦(アスファルト普通煉瓦) J-22



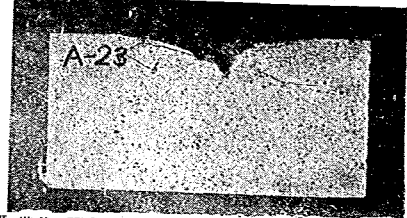
備考 本煉瓦は普通煉瓦にアスファルトを滲透せしめたものである。彈丸は煉瓦を深 3.5cm 許り破壊せるのみで彈き返されて行跡不明となつた。

図-55 射撃後供試体切断面
日本煉瓦 (舗装用煉瓦) J=23



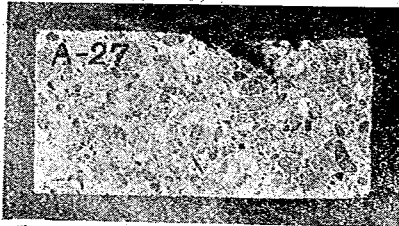
備考 弾丸ははじき返されて行衛不明である。破壊極めて少し。本煉瓦は強度頗る大なるものである。

図-56 射撃後供試体切断面
ポルトランド・セメント・モルタル (1:2) A-26



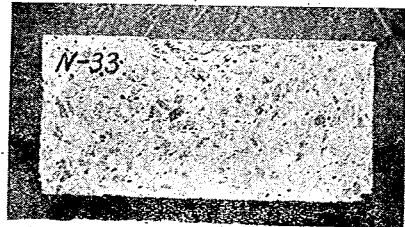
備考 弾丸ははじき返された。×印は弾丸の衝撃により破壊された最深箇所を示す。

図-57 射撃後供試体切断面
ポルトランド・セメント・コンクリート
(1:2:4) A-27



備考 弾丸ははじきかへされた。

図-58 射撃後供試体切断面
ネオソリヂチット膠石
(1:2) N-33



備考 弾丸ははじき返された。

〔4〕 破碎せられた部分の面積

各供試体面の弾丸により破碎せられた部分を紙上に寫し取り、プランメーターを以つて、其の面積(a)を測定した。破碎面積が煉瓦と其の周囲のモルタルとの兩部に及ぶものについては、煉瓦部分につき弾丸命中點を通る直径と破碎面積の周とに圍まる面積を求め、この2倍を以つて煉瓦の破碎面積(b)と見なした。表-13中6行目及び7行目に、破碎面積(a)及(b)を掲げてある。C-9、C-10、C-16を除き、支那煉瓦は破碎面積は少い。即ち弾丸は煉瓦の表面をあまり多く破碎せずして煉瓦内部に突入し、其の甚しきものは煉瓦を貫通する。日本煉瓦 J-21、J-25 (いづれも普通煉瓦) も支那煉瓦に類する。然るに J-22、J-23、J-24 は之と異なる。J-22 は破碎面積大なるも弾丸は煉瓦内に止らない。J-23、J-24 は弾丸をはじきかへし、且つ破碎面の深さ及び面積共に少い。この結果はこの2つの煉瓦が緻密で強度の頗る大なるに依るものと考へられる。

モルタル、コンクリート、膠石類は概して破碎面積は大きい。膠石については普通装薬の弾丸と弱装薬の弾丸との兩者を用ゐて射撃を行つたが、當然の結果として弱装薬の場合は普通装薬の場合に比して、破碎の深さ及び破碎面積は共に小である。即ち射程が 50m の場合と 500m の場合とでは、上記配合の膠石に於て、試料破壊の程度は表-14の如き比較結果を示し、射程 500m の場合は弾丸穿入深は 50m 場合の半以下であり、破碎

面積 (b) は 6 割以下である。

〔5〕 破碎せられた部分の容積

各供試體の破碎せられた部分の面積比較は〔4〕節に掲げた通りであるが、破碎量を比較するには其の容積を考ふる方が適確である。仍ち破碎部分にバテ詰め表面を平にし、然る後にバテを割して其の重量を秤り、バテの比重を以つて之を除して、破碎部分の容積の概略値を求めた。本實驗はあまり精確を期する譯には行かないが、各供試體につき大約の比較をなすには充分である。本實驗に用いたバテの比重は 2.17 であつた。

破碎容積は表-13 の 8 行目 (a) 及び 9 行目 (b) に記載してある。(a) は全破碎部分の容積で、(b) は彈丸工發に對し、問題とする煉瓦或はセメント混合物の破碎容積である。

之に依つて見ると破碎容積 (b) は略破碎面積 (b) と平行して居る。即ち支那煉瓦 C-11, C-14, C-15, C-17, C-18 等は破碎容積は少く、C-16 のみは破碎容積は大である。

日本煉瓦 J-21, J-25 は支那煉瓦に類する。J-22 は破碎容積は比較的大であるが、支那煉瓦 C-16 と異なる所は彈丸の弾きかへされてゐることである。J-23, J-24 は破碎容積は小である。

モルタル、コンクリート、膠石類は概して破碎容積は大である。モルタルに於て A-26 と N-28 とが破碎容積に於て著しく異なるは、偶然の結果か、セメントの種類異なる爲か不明である。コンクリートに於ては A-27 及 N-29 はセメントを異にするが、破碎容積に於て殆ど相違がない。

膠石に於ても A-31 と N-33 とは、セメントを異にするが、破碎容積が著しく異つて居ない。

普通装藥彈丸にて射撃せる A-31 及 N-33 と弱装藥彈丸にて射撃せる A-32 及 N-34 とを比較すれば、弱装藥によるもの、破碎容積の小なることは當然と言ひ得る。

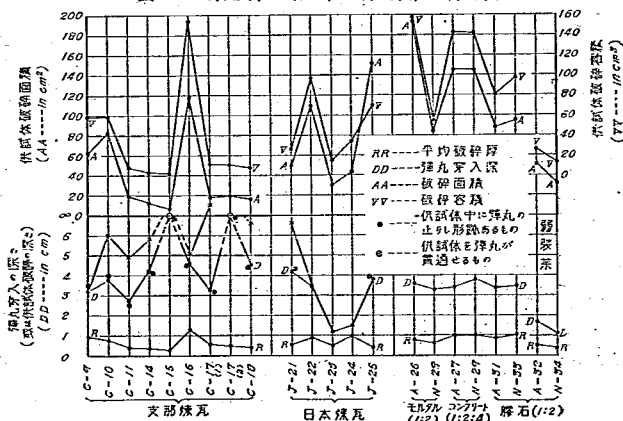
破碎容積と破碎面積との比を取れば表-13 の 10 行目に示す如くで、この數値は破碎部分の平均厚とも見做さるべきものである。平均破碎厚は 0.29 乃至 1.30 cm で試料毎に異なる。

彈丸穿入深微測値 (DD)、同質測値 (×印) 供試體破碎面積 (AA)、供試體破碎容積 (VV) 平均破碎厚 (RR)

表-14 射程 50m 及び 500m の場合の膠石破碎程度の比較

試料	射程	彈丸穿入深 (a)	破碎面積 (b)	破碎容積 (c)	平均厚 (d)	平均比率
A-31	50m	1	1	1	1	1
A-32	500	0.44	0.59	0.34	0.59	0.49
ネオソリデ デット膠石	N-33 50	1	1	1	1	1
	N-34 500	0.32	0.34	0.13	0.40	0.30

図-59 彈丸穿入の深さ、破碎面積、破碎容積



支那煉瓦試験成績

を圖示すれば圖-59 の如くである。圖-59 に示せる彈丸穿入の深さ (DD) は、概測値を掲げたものであるが、支那煉瓦に於ては、其の實測値 (×印) は、之より遙かに大であることは前述せる通りである。

[6] 小銃射撃試験概括

小銃射撃の結果を見るに C-9 以外の支那煉瓦はすべて彈丸が煉瓦の内部まで穿入する。強度の低い支那煉瓦 C-15, C-17) では彈丸は厚 11cm 以上を貫通して居る。之等の煉瓦は彈丸の衝撃による破砕片は少く、従つて破砕容積は少い。強度増大なる支那煉瓦 (C-16, C-9) にありては彈丸は煉瓦内に止るが破砕容積は却つて大である。

日本煉瓦 J-21 (普通煉瓦) は、支那煉瓦の強度大なるものほど破砕容積は多くない。

之に反してセメント・モルタル、コンクリート、膠石等は強度に於ては、支那煉瓦中の強度大なるものと格段の相違なきに拘らず、彈丸は供試體より彈き返され、供試體内には止らない。いづれも、彈丸は表面より 4.0cm の所までは達してゐないが破砕容積は比較的大である。

更に強度大なる日本煉瓦 J-23, J-24 では彈丸が煉瓦を深く穿たずして彈き返され、煉瓦の破砕容積も少く、小銃彈に對する抵抗が最も強い。

上記の状態を類別すれば、

1. 強度甚だ小なる煉瓦は、小銃彈深く穿入するも、破片は少い。
2. これより強度の稍大なる煉瓦は、彈丸は煉瓦内に止るも破片はかへつて多い。
3. セメント混合物に對しては、彈丸は深く穿入せず、はじかへさるゝも破片は多い。

表-15 小銃射撃結果比較例

状態類別	試料番號	強度 kg/cm^2		射撃後			備考
		壓縮	曲げ	穿入深 實測値	破平均 碎厚	破砕容積	
① 彈丸深く穿入し 破片少き煉瓦	C-15	150.5	24.2	> 11.6 cm	0.29 cm	2.1 cm ³	4 種ともすべて支那煉瓦である。
	C-17	184.8	48.3	> 11.1	0.55	10.4	
	C-11	321.7	48.0	4.9	0.41	7.7	
	C-18	344.8	64.4	6.6	0.47	7.8	
② 破片多き煉瓦	J-21	467.7	92.4	6.6	0.52	25.4	日本普通煉瓦
	C-9	334.7	81.5	3.2	0.95	58.2	支那煉瓦
	C-16	359.6	81.9	5.1	1.30	153.5	同上
	J-22	404.1	125.6	3.5	0.88	96.8	日本アスファルト煉瓦
③ モルタル 1:2	A-26	366.8	44.0	3.5	0.81	156.8	ポルトランド・セメント・モルタル
	N-28	267.2	50.0	3.5	0.64	53.5	ネオソリダチットモルタル
③ コンクリート 1:2:4	A-27	...	...	3.4	0.99	143.9	ポルトランド
	N-29	...	...	3.8	0.99	142.5	ネオソリダチット
③ 膠石 1:2	A-31	...	...	3.9	0.90	80.2	ポルトランド
	N-33	...	...	3.5	1.02	96.4	ネオソリダチット
④ 彈丸深く穿入せず。 破片も少き煉瓦	J-23	1452.2	208.5	1.2	0.53	15.2	鋪裝煉瓦
	J-24	979.0	168.3	1.5	0.98	33.6	アスファルト磁質煉瓦

4. 強度極めて大なる煉瓦は、彈丸の穿入することも少く、破片も少い。

これ等の關係を代表的の試料に依つて例示すれば表-15の如くなる。同表中 ①, ②, ③, ④ にて狀態類別を示した。

V. 小銃による射撃試験 (2).....アスファルト混合物

曩に煉瓦及びセメント混合物に就て小銃射撃試験を行つたが、之れ等はいづれも剛質體であるに反し、アスファルト混合物は可塑性物質に屬し、其の性狀を著しく異にする。仍つて煉瓦の場合と比較する目的を以て、之等についても小銃射撃試験を行つた。

[1] 供 試 體

小銃射撃試験に用たる供試體は $20 \times 20 \times 15\text{cm}$ の大さを有し、配合 1:3:6 のセメント・コンクリート基礎上に次の4種類のアスファルト混合物を置いたものである。

1. アスファルト・モルタル (砂及びアスファルトの混合物)
2. シート・アスファルト混合物 (中間層を有す)
3. アスファルト及び石粉, 砂混合物 (中間層を有せず)
4. トベカ混合物

上記4種の供試體の材料混合割合、厚さ等は下記の通りである (表-16)。

(1) アスファルト・モルタル供試體

アスファルト・モルタル供試體は、配合 1:3:6、厚 7cm のセメント・コンクリート基礎上に砂及びアスファルトの混合物厚 8cm を置いたものである。砂及びアスファルトの配合は表-16 (A) に示す如く 90:10 より 80:20 まで5種の變化がある。針度 40~50 の硬質アスファルトを用るものは5種、針度 170 の軟質アスファルトを用るもの3種である。

(2) シート・アスファルト供試體

シート・アスファルト供試體は、厚 7cm の基礎の上に碎石70%、砂 19.5%、石粉 3.5% 及びアスファルト 7%よりなる中間層 4cm を置き、其の上に、砂、石粉及びアスファルトの混合物よりなるシート・アスファルト層厚 4cm を置いたものである。表層の配合は表-16 の (B) に示す如く、4種の變化がある。

この中アスファルト 10%、12.5%、を含むものは、通常の道路舗装に用られるシート・アスファルト表層混合物に近い配合のものである。アスファルト 5% のものは、アスファルト量甚だ少く、アスファルトは單に砂石粉混合物の形態を保つに役立つ程度のものである。アスファルト量 15% の混合物は、舗装用としては甚だ軟質に過ぐるものである。アスファルトの針度はすべて 40~50 を用る。

シート・アスファルトに使用した砂は次の配合を有する。

10 番~ 40 番	25%
80 番~200 番	30%
計	100%

表-16 小銃射撃試験用アスファルト混合物供試體

(A) アスファルト・モルタル混合物

符 號	表層の厚 cm	中間層の厚 cm	基礎の厚 cm	表層混合の配合%				備 考
				砕 石	砂	石 粉	ア ス フ ル ト	
SA-1	8	—	7	—	90	—	10	日石アスファルト 針度 40~50
SA-2	8	—	7	—	87.5	—	12.5	
SA-3	8	—	7	—	85	—	15	
SA-4	8	—	7	—	82.5	—	17.5	
SA-5	8	—	7	—	80	—	20	
SA-6	8	—	7	—	90	—	10	日石アスファルト 針度 170
SA-7	8	—	7	—	85	—	15	
SA-8	8	—	7	—	80	—	20	

(B) シート・アスファルト混合物

SP-0	4	4	7	—	80	15	5	表層、中間層とも、 日石アスファルト、 針度 40~50
SP-1	4	4	7	—	75	15	10	
SP-2	4	4	7	—	72.5	15	12.5	
SP-3	4	4	7	—	70	15	15	

(C) 砂石粉アスファルト混合物

SM-1	8	—	7	—	62.5	20	17.5	日石アスファルト 針度 40~50
SM-2	8	—	7	—	60	20	20	
SM-3	8	—	7	—	55	20	25	

(D) トベカ混合物

T-0	8	—	7	25	50	11	7	日石アスファルト 針度 40~50
T-1	8	—	7	25	55.5	11	8.5	
T-2	8	—	7	25	55	11	9	
T-3	8	—	7	25	54.5	11	9.5	
T-4	8	—	7	25	53	11	11	

備考 i) 基礎は何れも 1:3:6 セメント、コンクリートである。(昭和14年2月3日作製)

ii) 中間層は SP 類のみに設けた。其の配合は碎石 70%、砂 19.5%、石粉 3.5% 及びアスファルト 7% である。

iii) SP 類に使用した砂の粒度は 10~40 番 25%、40~80 番 45%、80~200 番 30% である。

(3) 砂-石粉-アスファルト混合物供試體

この混合物供試體は、前記シート・アスファルト供試體の中間層を除き、厚 8cm 全部を シート・アスファルト表層に類する砂-石粉-アスファルトの混合物を以つて置きかへたるもので、唯アスファルト量を多量とし 17.5~25% を用ゐるものである。基礎は 1:3:6 セメント・コンクリートを用ゐた。砂の配合及びアスファルト針度はシート・アスファルト供試體の表層と同様である。

(4) トベカ供試體

この供試體は 1:3:6 セメント・コンクリート基礎厚 7cm 上にトベカ混合物厚 8cm を置いたもので、トベカ混合物は 15~2mm の碎石を 25%、2~0.075mm の砂 55~53%、填充材(石粉) 11%、アスファルト 9.0~11.0% を混合鋪設せるもので、アスファルトの針度は 40~50 である。これ等のトベカ配合 J-1 乃至 J-3 は通常街路或は交通頻繁なる国道等の鋪装に使用せらるゝものと同程度のものである。

[2] 射撃條件

アスファルト混合物は、其の機械的強度の上より見て煉瓦或はセメント混合物に比して低いのを常とする。2~3 個のアスファルト混合物供試體を射程 50m、普通装薬弾を以つて射撃したるに、殆ど供試體の全厚を貫通したるを以つて、比較試験としては弱装薬弾を用ふるを適當と認め、其の他の全供試體につき弱装薬弾を以つて射撃を行った。射撃は昭和 14 年 3 月 3 日、前回と同様に陸軍造兵廠東京研究所内射撃場に於て行はれた。気温は 13~15°C であり、供試體混合物の温度も略之と同様と考へられた。アスファルト混合物の性質は温度の影響を受けること多きを以つて、最冬期、夏季等に試験を行へば、其の結果は本試験と多少異なるであらう。

[3] 射撃後の外觀、小銃弾穿入の深さ、破碎せる面積、破碎せる容積等

上記諸種のアスファルト混合物供試體射撃後、煉瓦の場合と同様に其の外觀、小銃弾穿入の深さ、破碎せる面積、破碎せる容積等を測定した。之等の結果は總括して表-17、表-18、表-19 に示した。

(1) 外觀検査

20 個の供試體中、アスファルト・モルタル供試體 SA-1, SA-2 SA-3 は普通装薬弾を以つて、射程 50m にて射撃を行ったが、装薬量が多すぎ、SA-1 及び SA-3 の 2 供試體は全然破損してしまつた。依つて其の他の供試體については装薬量を半減し弱装薬弾を以つて試験を行った。

圖-60 アスファルト・モルタル
SA-4 (砂:アスファルト=82.5:17.5)
厚.....8cm
アスファルト.....針度 40~50

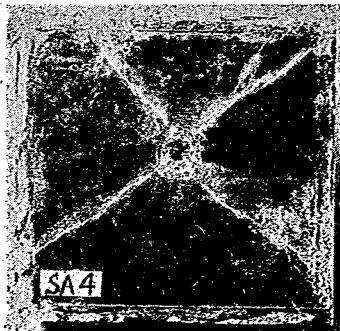


圖-61 アスファルト・モルタル
SA-6 (砂:アスファルト=90:10)
厚.....8cm
アスファルト針度.....170

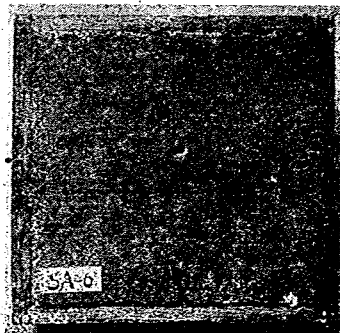


圖-62 シート・アスファルト
中間層 4cm 表層 4cm
表層のアスファルト量 12.5%

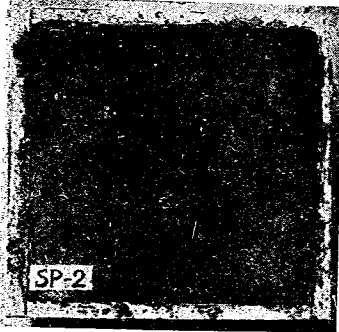
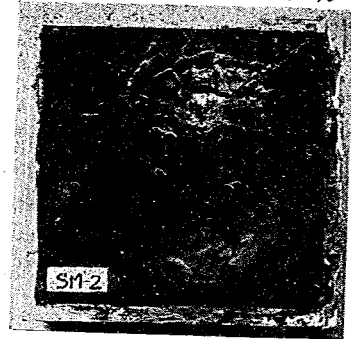


圖-63 砂-石粉-アスファルト
混合物 厚 8cm, アスファルト量 20%



アスファルト・モルタル SA-4 及 SA-5 の 2 供試體は比較的アスファルト量の多いものであるが、小銃弾は供試體面を破損することは少く、弾丸は供試體内部に深く穿入し、供試體の表面には、表-17 の 4 行目に記載せる如き龜裂を生じて居るに過ぎない。其の I 例として SA-4 につき其の外観を示せば圖-60 の如くである。

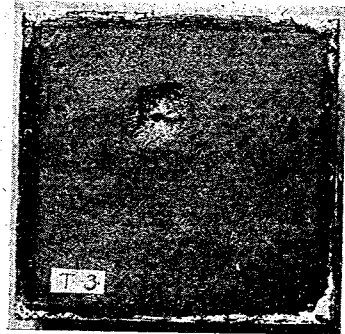
アスファルト・モルタル SA-6 乃至 SA-8 は SA-1 乃至 SA-5 に比し其のアスファルトを異にし、軟質アスファルトが用ゐられて居る。硬質アスファルトを用ゐるものに比して龜裂が著しく少い。SA-6 の如きは龜裂全くなく、弾丸の穿入せる孔以外に破損を見ないことは圖-61 に示す通りである。

中間層を有するシート・アスファルト供試體 SP-0 乃至 SP-3 にありても、表面の破損は概して少く、唯龜裂を生ずることは表-18 の 4 行目に記した通りである。SP-2 の外観は圖-62 に示してある。

中間層を有せず、アスファルト量比較的多きシート・アスファルト表層混合物 SM-1 乃至 SM-3 についても龜裂を生ずることは同様で、アスファルト量の増加によりて龜裂を防ぐことは困難な様である。この種類の混合物の射撃後外観は圖-63 に示してある。

トベカ供試體 T-0 乃至 T-4 は碎石を含み、アスファルトモルタル或はシート・アスファルト供試體に比し其の質が不均等であり、弾丸の衝撃により表面の破砕することは幾分多い。其の一例は圖-64 に示す如くである。

圖-64 トベカ T-3
厚 8cm アスファルト量 9.5%



(2) 彈丸穿入の深さ

アスファルト混合物の供試體は煉瓦供試體の如く、之を鋸にて切斷して其の中の彈丸を取り出すに困難なりし爲、供試體を適當に破砕し彈丸の穿入せる深さを測定した。小銃弾は場合により供試體中に垂直に穿入して居な

表-17 アスファルト混合物供試體

射撃後状態……………アスファルトモルタル供試體

但し 気温 13~15°C

装薬量 弱装 (但し SA-1, 2, 3 を除く)

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有率 %	概 状	小銃彈穿入の深さ cm	破 碎 せ る 部 分 の			
					深 さ cm	面 積 cm ²	容 積 cm ³	破 碎 平 均 厚 cm
SA-1	7	10	(1), (2)	...	...	...	...	...
SA-2	7	12.5	放射状亀裂 3 本 ⁽³⁾	7.02	1.08	3.3	1.4	0.42
SA-3	7	15.0	(1), (2)	...	...	...	...	...
SA-4	7	17.5	放射状亀裂 4 本, 環状亀裂 4 本	8.04 ⁽³⁾	1.04	3.7	2.2	0.59
SA-5	7	20.0	放射状亀裂 4 本, 環状亀裂 2 本	8.85 ⁽³⁾	0.43	7.0	1.8	0.26
SA-6	7	10.0	小銃彈の穿入せる孔あへのみにして, 龜裂なし.	7.92 ⁽³⁾	...	0.4	...	...
SA-7	7	15.0	放射状亀裂 3 本, 但し短くして毛髪状亀裂である.	8.97 ⁽³⁾	0.21	8.2	2.0	0.24
SA-8	7	20.0	殆ど龜裂なし.	8.54 ⁽³⁾	0.5	1.6	1.2	0.74

表-18 アスファルト混合物供試體射撃後状態

シート・アスファルト供試體及び砂・石粉-アスファルト混合物供試體

但し, 気温 13~15°C, 弱装薬彈

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有率 %	概 状	小銃彈穿入の深さ cm	破 碎 せ る 部 分 の			
					深 さ cm	面 積 cm ²	容 積 cm ³	破 碎 平 均 厚 cm
SP-0	8	5	放射状亀裂 5 本, 環状亀裂 2 本	5.85	...	0.2	0.0	...
SP-1	8	10	放射状亀裂 5 本, 環状亀裂 2 本	6.85	1.24	11.9	3.9	0.33
SP-2	8	12.5	放射状亀裂 6 本, 環状亀裂 2 本	6.82	0.20	3.9	1.5	0.39
SP-3	8	15.0	放射状亀裂 6 本, 環状亀裂 2 本, 恰も蜘蛛の巣の如く生ず.	6.15	0.35	4.9	2.1	0.43
SM-1	8	17.5	放射状亀裂 5 本, 環状亀裂 1 本	8.21 ⁽³⁾	0.85	24.3	5.0	0.21
SM-2	8	20.0	放射状及び環状亀裂無数に生じ, 蜘蛛の巣状を呈す.	7.70	0.54	2.2	1.1	0.50
SM-3	8	25.0	同上, 其の程度一層大である.	8.21 ⁽³⁾	0.13	1.6	0.5	0.31

表-19 アスファルト混合物供試體射撃後状態

トベカ供試體 附膠石・

但し 気温 13~15°C, 弱装薬彈

試料符號	試料厚 cm	アスファルト含有率 %	概 状	小銃彈穿入の深さ cm	破 碎 せ る 部 分 の			
					深 さ cm	面 積 cm ²	容 積 cm ³	破 碎 平 均 厚 cm
T-0	8	7	破碎せるも龜裂を生ぜず	2.54	2.46	56.4	25.1	0.45
T-1	8	8.5	放射状亀裂 3 本	4.43	0.93	24.0	12.4	0.52
T-2	8	9.0	短き放射状亀裂 8 本, 環状亀裂 1 本	2.55	2.45	17.0	29.7	1.70
T-3	8	9.5	毛髪状の放射状亀裂 4 本	3.97	0.74	7.7	17.3	2.25
T-4	8	11.0	短き放射状亀裂 8 本, 環状亀裂 2 本	3.12	0.93	6.1	2.5	0.41
A-35	...	15		1.7		51.9	27.3	0.53
N-35	...	15		1.1		32.2	12.9	0.40

表-17 乃至表-19 に対する備考

(1) SA-1, SA-2, SA-3 は普通装薬彈にて射撃した。

(2) SA-1, SA-3 は全く破壊せるを以て測定せず。

(3) 小銃彈がアスファルト混合物を全く貫徹し, 基礎セメント・コンクリート部分にまで達したものである。

(4) 小銃彈穿入の深さは, 供試體表面より, 小銃彈の尖端までの垂直距離にて示す。

い場合もあるが、弾道に沿ふての穿入距離を測定し難かりしを以つて、こゝに示した深さは供試體表面より彈丸先端までの垂直距離である。各供試體中の彈丸穿入深さは表—17 乃至表—19 の 5 行目に記載してある。アスファルト・モルタル SA—4 乃至 SA—8 にありては、彈丸はすべて厚 8cm の供試體を貫通して基礎コンクリートまで及んで居る。シート・アスファルト供試體 SP—0 乃至 SP—3 に於ては穿入の深さは 6~7cm である。砂—石粉—アスファルト混合物 SM—1 乃至 SM—3 にありては、殆どこれを通して居る。

トベカ供試體にありては、其の中に含まるゝ碎石によつて阻まるゝ爲、穿入深は 2.5 乃至 4.5 位に止つて居る。アスファルト量 7.0~11.0% 位の範圍に於てはアスファルト量の相違が穿入深に及ぼす影響は明かでない。これはトベカ混合物が碎石を含む不均等混合物 (Heterogeneous mixture) なるに歸因する。ある供試體に於ては、彈丸の所在の明でないものがある。かゝるものにあつては穿入深は破砕部の最深箇所に於ける深さを測定した。

(3) 供試體中より摘出せる彈丸

穿入深測定の際供試體中より摘出せる彈丸は、殆ど原形に近いものもあり、全く原形を止めざる程度まで打ちひしがれてゐるものもある。大體に於て砂—石粉—アスファルト混合物に止りしものは原形に近く、アスファルト・モルタルを貫して基礎コンクリートに及びしもの、シート・アスファルト表層を通過して中間層の碎石に及びしものは其の尖端がうちひしがれて居る。トベカ供試體に於けるものゝ中には甚しく變形して原形をとゞめなゝいものもある。摘出彈丸の外狀は圖—66 圖—67 に示した通りである。

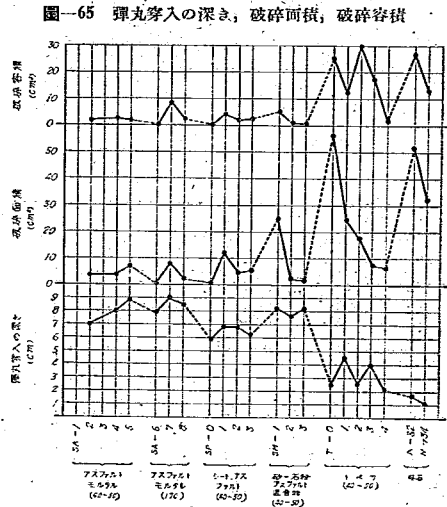
(4) 破砕せられた部分の面積

各供試體面の彈丸により破砕せられた部分 (輪廓) を紙上に寫し取り、プランニメーターを以つて其の面積を測定した。表—17 乃至 表—19 の 7 行目に記した數字はこの面積を示したものである。大體に於てアスファルト・モルタル、シート・アスファルト、砂—石粉—アスファルト混合物等の供試體にありては、破砕面積は少いが、トベカ供試體では稍多い。然しながらトベカ供試體中アスファルト量の比較的多いものは破砕面積が比較的小い傾向が見える。

(5) 破砕せられた部分の容積

破砕せられた部分の容積は煉瓦の場合と同様にして測定したが、其の結果は表—17 乃至表—19 の 8 行目に記した通りである。アスファルト・モルタル、シート・アスファルト、砂—石粉—アスファルト混合物にありては破砕容積は極めて少く、大體に於て小銃彈は供試體の表面をあまり破砕することなくして、供試體の内部に穿入してしまふことが分る。トベカ供試體に於ては、破砕容積は稍多く、小銃彈が供試體内部に穿入する前に、其の側擊箇所附近を幾分破損する。

彈丸穿入の深さ、破砕面積、破砕容積等を比較圖示すれば 圖—65 の如くである。アスファルト混合物の場合



をセメント混合物の場合と比較すれば、アスファルト混合物に於ては、概して弾丸は供試體中に穿入し易いが、其の表面の破砕せらる事は少い。アスファルト混合物同志を比較すれば、石粉を含まざるアスファルト・モルタルは弾丸の穿入最も容易であり、石粉を含むシート・アスファルト表層混合物は幾分穿入の深さが少い。トベカ式混合物に於ては弾丸の穿入は遙かに少いが表面の破砕される事が多くなる。

図-66 アスファルト・モルタルより摘出した弾丸

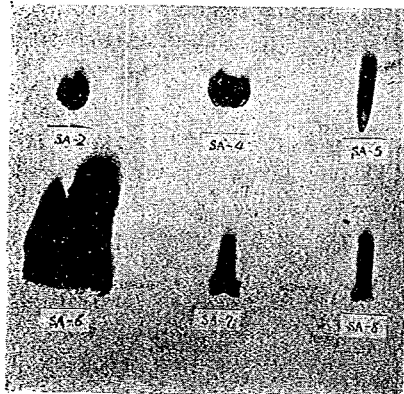
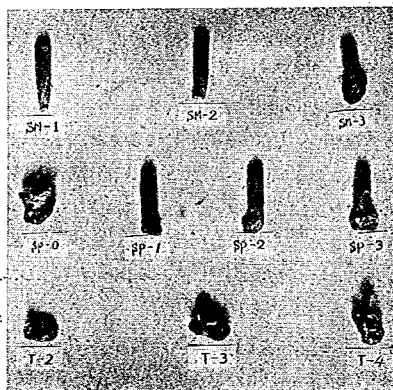


図-67 シート・アスファルト(SP), 砂-石粉-アスファルト混合物(SM), トベカ等より摘出せる弾丸



VI. 耐火度

支那煉瓦 C-9 乃至 C-18 及び日本煉瓦 J-21 及び J-23 の 12 種の試料については其の耐火度(熔融して軟化する温度)を比較した。耐火度の測定は試料を粉碎しこれを練り固めゼーゲル錐と同形同大の試験錐を作り、爐中に之をゼーゲル錐と共に置き、其の熔融軟化の状態を比較し、或は熔融軟化の温度をオブティカル・パイロメーターを以つて測定し、更にオブティカル・パイロメーターとゼーゲル錐とを比較し、温度の補正を行ひて之を定めた。其の試験結果は表-20 の如くである。

上記試験の成績に依れば、日本煉瓦(普通煉瓦) J-21 の耐火度は 1220°C であり、J-23 (鋪装用煉瓦) の耐火度は 1350°C である。支那煉瓦中耐火度の J-21 より低きものは C-16 及 C-17 の 2 つで、其の他はすべて之より耐火度が大である。支

那煉瓦 C-9, C-14, C-15 の 3 者は硬質の日本煉瓦 J-23 より耐火度が遙かに高い。C-14 の如きは耐火度最も高く 1425°C 以上に達し、耐火度のみについては甚だ良質である。以上の結果より推察するに、支那煉瓦の原土は其の耐火的の性質に於ては、優良のもの多きを思はしめる。之等の中の適當粘土を用ゐ、本邦の煉瓦變成技術を以てて製造を行へば、耐火度よろしく、且つ強度其の他の性質の優良なる煉瓦を得べき可能性がある。

表-20 煉瓦の耐火度

試料	耐火度	試料	耐火度	試料	耐火度
C-9	1390°C	C-13	1260°C	C-17	1190°C
C-10	1290	C-14	>1425	C-18	1285
C-11	1285	C-15	1410	J-21	1220
C-12	1175	C-16	1290	J-23	1350

要 約

本報告は支那煉瓦 18 個及び比較材料たる日本煉瓦、セメント混合物、アスファルト混合物等に関する試験の成績を記載したもので、其の要點を摘記すれば凡そ次の如くである。

1. 支那煉瓦の大半は年代の古いもので、原形のまゝ保存の必要ありし爲、唯外觀検査のみに止め強度の試験を行はなかつた。
2. 試験に供したる支那煉瓦中 C-9 は稍古いものであるが、其の他は比較的近代のもので、多くは城壁、城門等に使用せられて居たものである。(表-1 参照)
3. 支那煉瓦は概ね大形(表-6 参照)のもので、其の色は灰色、帯青灰色、淡灰色、帯黄白色、帯黄灰色等である。C-12 空洞煉瓦は赤褐色を呈して居る。打音は C-1, 2, 6, 8, 13, 14, 15, 16, 17 等は清音、其の他は濁音若しくは半濁音を發し、過半は燒成温度あまり高からざるものゝ如く、推想される。(表-4 参照)
4. 煉瓦の試料は、石鋸を以つて適當に切斷し諸種試験の供試體を作製したが、支那煉瓦の供試體は孔、龜裂等があり、其質が均一でなかつた。従つて強度試験の供試體としては完全なものでなかつたが、試料が唯一個のみしかなかつた爲に止むを得ず、切斷作成せる供試體により強度試験を行つた。能ふべくは、かゝる試料においては原形のまゝ強度試験を行ふべきものたることを論を俟たない。(圖-8 乃至圖-17 参照)
5. 支那煉瓦の見掛け比重は 1.58~1.91 で多くは 1.70 以上であり、日本普通煉瓦の 1.89 に比して低いものもある。支那煉瓦眞比重は 2.60 乃至 2.83 で多くは 2.7 前後である。日本普通煉瓦の 2.66 より大なるものも多い。支那煉瓦空隙率は 27.7 乃至 42.1% で、其の多くは日本煉瓦の 29.7% より大である。即ち其の質は概して多孔性である。(表-7 参照)
6. 支那煉瓦の吸水率(21 日)は 14.0 乃至 24.5% で、之を容積率に換算すれば、空隙率の殆ど全部に吸水して居ることとなる。日本煉瓦(J-21)の吸水率は遙かに少い。(表-8 参照)
7. 支那煉瓦の強度は、供試體が小型なりし關係上試験の結果が充分なるものとは考へ難いが、曲げ強さ 24.2~82kg/cm² で、日本煉瓦より低く(表-9 参照)、セメント・モルタル(1:2)或は(1:1)の程度である。(表-10 参照) 支那煉瓦壓縮強さは 150 乃至 418kg/cm² で概して日本煉瓦より低く、(表-11 参照)セメント・モルタル(1:2)程度或は之より低いものもある。日本の硬質煉瓦は強度が遙かに大である。
8. 小銃射撃試験(50m の射程)に於ては、支那煉瓦の殆ど全部が彈丸を供試體内に止むるか、貫通せらるゝかして、これを彈き返す力はない。其の中強度の低いものは破片が少いが、強度の稍大なるものは破片が多い。セメント混合物の強度は煉瓦と同程度であるに拘らず彈丸は彈き返へされ、破片を生ずることが多い。日本の硬質煉瓦は強度遙かに大なる爲、彈丸は彈き返され且つ破片を生ずることも少い。(圖-21 乃至圖-43 及び表-13 参照)
9. 支那煉瓦の耐火度は概して日本の普通煉瓦以上であり、中には耐火度のかなり高いものがある。支那原土が耐火物に優良なものと思はれる。(表-20 参照)
10. 小銃射撃試験の結果に依れば、アスファルト混合物は煉瓦、セメント混合物等と異り可塑性物質に屬し、小銃彈の衝撃に對して、之を反撥するだけの力はないが、其の代りに、其の表面の破砕せられる事は少く、小銃彈は供試體内に穿入、抑留するを以つて、破片飛散の被害を受くことが少い。この意味に於てトーチカコンクリート内壁の表面の如き場所にアスファルト混合物を使用することは有利なりと考へられる。

アスファルト混合物中に於ては砂及びアスファルトのみの混合物たるアスファルト・モルタルはこの性質最も良好である。アスファルト・モルタル中、軟質アスファルトを用ゐたるものは硬質アスファルトを用ゐたるものに比し、表面の破砕更に少く、龜裂を生ずることも少い。龜裂發生に關してはアスファルト・モルタル中に於けるアスファルト量を極端に増加してもあまり効果がない。従つて壁體最表面混合物としては、砂：アスファルト=90：10 前後の割合で充分である。但しかゝる層は垂直壁に於ては溫度に對する安定性良好ならずして、層厚を大ならしめ得ざるを以つて、表面 1.5~2.0cm 位に止め、其の下層は安定度より他のアスファルト混合物を以つて築造するをよしとす。但しかゝる築造物にアスファルト混合物を實施するには、其の配合、實施の方法等につき更に研究する要あるべし。

尙本試験は氣溫 13~15°C に於て行はれたものであるから、之より氣溫の低き場合或は高き場合に於ては、試験結果にある程度の相違あることは考へ得られるが、上記の試験に於て大體の傾向は推知し得るものと考へられる。

11. 要するに支那煉瓦の原土は相當に優良なものが使用されて居るか、其の形狀寸法が大型であり、原料の配合、燒成技術等が充分でない爲、其の質は均一性を缺き、孔、龜裂等の缺陷があり、空隙比較的多く、吸水することも多い。従つて強度も日本の普通煉瓦以下であるが就中其の 1~2 は極めて強度が低い。小銃彈は支那煉瓦中には深く穿入し、セメント混合物或は日本の硬質煉瓦と趣を異にする。其の耐火度は優良であり、原土は良質なることを推察せしめられる。従つて支那の原土中適當なるものを用ゐる。本邦の燒成技術を以つて煉瓦の製造を行へば、煉瓦として優良なるものを得べし。

昭和十六年一月十日印刷

昭和十六年一月十五日發行

內務省土木試驗所

東京市本郷區駒込上富士前町二十六番地

電話大塚(86) { 自3101番
至3103番

印刷者 井上源之丞
東京市板橋區志村町五番地

印刷所 凸版印刷株式會社
東京市板橋區志村町五番地