

土木試験所報告

第五十一號

鐵筋・コンクリートロッカーの形狀

並びに配筋に関する實驗的研究

著者 保夫

一 木 保 夫

研究 第9号
Result paper 第9号

9. 9. 9

昭和十五年三月

内務省土木試験所

建設省沼津支所圖書

分類	II-K	巻	1-43
購入年月日	年	月	日



鐵筋コンクリートロッカーの形狀並びに 配筋に関する實驗的研究

一 木 保 夫

要 旨

筆者は茲に「土木試験所報告」第 45 號に「鐵筋コンクリート搖承に関する壓縮強度試験」として、各地工事現場よりの依頼に係る鐵筋コンクリートロッカーの壓縮試験結果につき報告したが、更に進んでロッカーの形狀、接觸面鋼板の影響、對稱斷面に於ける横方向引張應力の分布狀態、鐵筋の配置方法並びに力學的算定方法に關して研究を行ひ、合理的設計基準を求めんがために、高 30 cm の模型ロッカーにつき、各種の試験を行つた結果を茲に報告せんとするものである。

目 次

I. 總 説	(1)
II. 設計理論に関する既往の研究	(2)
(1) Hertz の研究	(2)
(2) Krüger の研究	(3)
(3) Mörsch の研究	(3)
(4) Kribitz の研究	(3)
(5) Faerber の研究	(4)
(6) Freudenthal の研究	(4)
(7) Bortsch の研究	(5)
(8) 之等の設計理論に関する考察	(7)
III. 試験方法	(7)
(1) 供試體の種類	(7)
(2) 供試體の製作	(8)
(3) 試験方法	(8)
(4) 歪測定並びに應力算定方法	(9)
(5) 使用骨材及びコンクリートに関する試験結果	(10)
IV. ロッカー供試體に関する試験結果	(12)
V. 對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布並びに之に基く配筋方法に関する研究	(33)
VI. ロッカーの壓縮強さに及ぼす形狀、配筋方法及び接觸面鋼板の影響、並びに之等に対する考察	(35)
(1) 形狀に就いての考察	(35)
(2) 配筋方法の影響並びに之に對する考察	(35)
(3) 接觸面鋼板の影響並びに之に對する考察	(36)
VII. 結 論	(38)

I. 總 説

中徑間以上の鐵筋コンクリート桁の可動支承としては、從來は主として鑄鐵又は鑄鋼製構造を採用して來たが、現下非常時局の逼迫せる鐵鋼材節減の要求により、鐵鋼材に代る適當な材料を選擇使用すべきことは急を要する頗る重要な問題となつた。且又構造美の根本要素の一たる構造物安定觀の見地からも、從來の如き支承部分の露

出式構造よりも隠蔽式構造とすることが屢々希望せられてゐるところである。

之等の點より我國に於ては、更に地震時の危険をも考慮し、鉄筋コンクリートロッカーの使用が目下漸次普及せんとしつつあり、既に相當多くの橋梁工事に於てその實例を見てゐる状態である。

然しながら未だ之に對する完成された設計基準なく、實驗例も少いために、各所に於て使用し居る實例を見るに、鉄筋の配置は區々であり、その安全度も充分ならざるものあり、頗る不安心な現状である。

鉄筋コンクリートロッカーの設計に當つては、現在では主として、簡單であると云ふ點から Krüger 及び Mörsch の設計方法が採用されてゐるが、之等の方法では對稱断面に於ける水平方向の引張應力の分布を拋物線狀に假定してゐるために、接觸面に厚い承板を使用した場合以外は、實際とあまりよく一致しない。而も接觸面に厚い承板を使用することは、從來の旨に代つて鉄筋コンクリートロッカーを使用せんとする本來の主旨に反するものである。

かゝる現状に鑑み、筆者は曩に「土木試験所報告」第 45 號に「鉄筋コンクリート掬承に關する壓縮強度試験」として、各地工事現場よりの依頼に係る鉄筋コンクリートロッカーの壓縮試験結果につき報告したが、尙今後の設計施工に於ける參考に供せんがために、更に進んで高 30 cm の模造ロッカーにより、ロッカーの形狀、接觸面承板の影響、對稱断面に於ける横方向引張應力の分布状態、鉄筋の配置方法並びに力學的算定方法等に關して試験研究を進めたのである。

茲にその試験結果を報告すると共に、從來の主としてドイツに於ける研究の概略を述べ、最後に本研究の結果より得られた結論を述べる。

尙この模造實驗の結果を確めるために、100 ton の荷重に耐ふべき鉄筋コンクリートロッカーを設計し、之につき試験を行ふ豫定であるから、その結果を得次第「鉄筋コンクリートロッカーの設計例」として發表する。

II. 設計理論に關する既往の研究

鉄筋コンクリートロッカーの設計理論に關しては、石絞、コンクリート絞或は鉄筋コンクリート絞と同様に考へることが出来、要するに問題となるのは垂直方向の壓縮應力によつて誘起する、横方向の引張應力であつて、之等に關しては從來主としてドイツに於て研究され、Köpke, Barkhausen, Hertz (Emperger, "Handbuch für Eisenbetonbau", Bd. VII.), Krüger (Deutsche Bauzeitung, 1906), Mörsch (B. u. E., 1924), Kriebitz (B. u. E., 1926), Faerber (Der Bauing., 1928), Bielick (Zement, 1930), Freudenthal (B. u. E., 1933), Bortsch (B. u. E., 1935; B. u. E., 1938) 等の實驗的研究或は近似的假定のもとに誘導せる算式等がある。この内主なるものにつき次に簡単に記述する。

(1) Hertz の研究

Hertz は 2 つの彈性體が接觸し、之によつて一方の物體から他方の物體に壓力が傳はる場合の該接觸面の幅、變形及び應力分布状態に關する問題を取扱い、Hertz の理論として有名な次式を與へてゐる。

即ち 2 つの圓錐形彈性體が接觸する場合

$$b = 4 \sqrt{\frac{P}{\pi l} \cdot \frac{\frac{1}{E_1} \left(1 - \frac{1}{m_1^2}\right) + \frac{1}{E_2} \left(1 - \frac{1}{m_2^2}\right)}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

$\sigma = \frac{4P}{\pi b l}$
 茲に b = 接觸面の幅 E_1, E_2 = ヤング係数
 σ = 接觸面の中央に生ずる最大壓縮應力 m_1, m_2 = ポアソン數
 P = 傳達さるべき壓力 r_1, r_2 = 接觸する圓端面の半径
 l = 彈性體の接觸する長さ (圖-1 参照)

今 $E_1 = E_2 = E, m_1 = m_2 = m$ とすれば $b = 4\sqrt{\frac{2P(1-\frac{1}{m^2})}{\pi l E (\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2})}}$ となる。

尙 Kópké 及び Barkhausen も共に接觸面に於ける最大壓縮應力及び接觸面の幅に関する問題を取扱つてゐる。

然しコンクリートや石材の様な脆性材料を使用せる鉸或はロッカーに起る最初の破壊現象は、その接觸面の破壊ではなく、内部に生ずる縦の龜裂であるから、之等の式は接觸面の半径を決定する場合とか、接觸部分の幅を計算する場合とか、接觸部分の應力を計算する場合にのみ使用される。

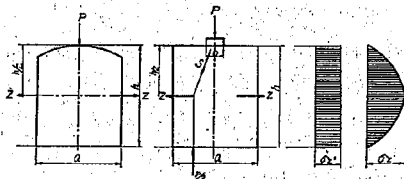
(2) Krüger の研究

Krüger は單に彼の實驗結果に基いて、鉸の對稱斷面に作用する、壓縮方向に直角的な横方向の全引張力 Z を $Z = 0.28 P$ で與へ、之を圖-2 に示す如く拋物線狀に分布するものと假定してゐる。但し長さは單位長をとる。

(3) Mörsch の研究 ("Ueber die Berechnung der Gelenkquader", B. u. E., 1924. Heft 12)

Mörsch は甚だ任意的假定のもとに出發して、力の平衡狀態より、鉸の對稱斷面に作用する横方向の全引張力 Z に對し、 $Z = \frac{P(a-b)}{4h}$ なる式を與へてゐる。但し長さは單位長をとる。 Z の分布狀態に關しては、Krüger と同様に拋物線狀に分布するものと假定してゐる (圖-2 参照)。

圖-2. Krüger 及び Mörsch による全引張力 Z



Krüger 及び Mörsch の如く Z の分布狀態を拋物線狀と假定すれば、最大引張應力 σ_z は、 $\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{Z}{h} = 1.5 \delta_z$ となる譯である。但し之をロッカーに適用する場合には、兩側の P による影響を組合せて考へることが必要であり、結局ロッカー全體の引張應力分布狀態は一部分重り合つた2つの拋物線で表はされる。たゞこの場合、 h のとり方、即ち片側の P による影響をどの點まで考へるか、甚だ曖昧であるが、大略 (1.0~1.2) a 位にとつてよい様に思はれる。

(4) Krebitz の研究 ("Wälzgelenke aus Beton oder Stein", B. u. E., 1926. Heft 5)

Krebitz は縦の龜裂が引張應力によつてではなく、引張歪によつて起るものと考へ、一般彈性理論から出發して、Krüger 或は Mörsch の様な不確實な引張強度を基準とせず、壓縮強度を基準として鉸の安全度を判斷する次の公式を誘導した。

即ち圓筒面接觸の場合は

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o}{1.06 + 0.033 \frac{d-\delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}}}$$

但し σ_m = 引張歪による破壊の基準となる壓縮應力

σ_o = Hertz による接觸面の最大壓縮應力

δ = Hertz による接觸面の幅

t 及び δ = 圖-3 に示す如く夫々鉸の高及び幅

又幅 δ なる平面で接觸する場合には

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o}{1.30 + 0.02 \frac{d-\delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}} - 0.30 \left(\frac{\delta}{d}\right)^2}$$

鉄筋を挿入した場合には、鉄筋の斷面積を f_s , f_o の影響するコンクリートの面積を f_o , 鉄筋とコンクリートとのヤング係数の比を n とすれば、圓筒面接觸と、幅 δ なる平面接觸との夫々の場合に對し

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o}{\left(1.06 + 0.033 \frac{d-\delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}}\right) \left(1 + n \frac{f_s}{f_o}\right)}$$

及び

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o}{\left[1.30 + 0.02 \frac{d-\delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t\delta}} - 0.30 \left(\frac{\delta}{d}\right)^2\right] \left(1 + n \frac{f_s}{f_o}\right)}$$

以上の式は最初一般の弾性理論から出發したにも拘はらず、最後の結果に到達する途中に於て、多數の任意的な假定をしたので、聊か龍頭蛇尾の觀がある。

(5) Faerber の研究 ("Das Eisenbeton-Pendellager", Der Bauing., 1928. Heft 43)

Faerber はロツカーの對稱斷面に於ける横方向の最大引張應力 σ_x に關し、Mürsch と同様な方法で研究を進め、近似的假定のものに次の式を與へてゐる。

$$\frac{\sigma_x}{\gamma a} h^2 \left(\frac{1}{2} - \beta\right)^2 \left[1 - \frac{2h}{3\gamma a} \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\right] = \frac{3P(\alpha a - \delta)}{16(3\xi + 2\beta h)}$$

茲に α, β, γ はロツカーの寸法によつて異なる係數である。

(6) Freudenthal の研究 ("Beitrag zur Berechnung von Wälzgelenken aus Beton und Stein", B. u. E., 1933. Heft 9 u. Heft 10)

Freudenthal は鉸の内部の應力分布狀態に關して研究し、對稱斷面に於ける横方向の引張應力 σ_x の値に對し次

圖-3 Krebitz の研究

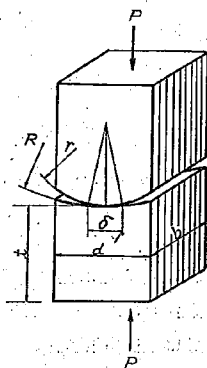
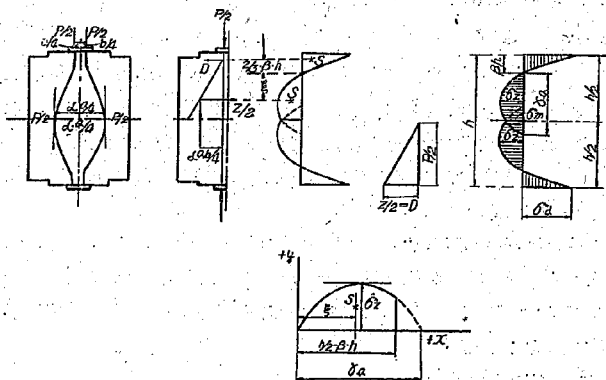


圖-4 Faerber の研究



の式を歸導した。

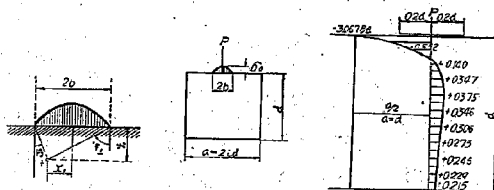
$$\sigma_x = \frac{5P}{4\pi b} \left[-\varphi(1+3\cos^2\varphi) + 3\cos\varphi \right] + \frac{2P\varphi^2}{\pi} \left[\frac{1}{2(4+\varphi^2)d} + \frac{d^2(d-y)}{\{d^2+(d-y)^2\}^{\frac{3}{2}}} + \frac{d^2(d+y)}{\{d^2+(d+y)^2\}^{\frac{3}{2}}} \right] - 4\alpha \cdot d^{\frac{1}{2}} (d^2 - 3y^2)$$

但し

$$\alpha = \frac{105}{64\pi} \cdot \frac{P}{d^{\frac{1}{2}}} \cdot \frac{\frac{3}{4} \varphi^2 \ln \left(1 + \frac{4}{\varphi^2} \right) - \frac{3}{2} \arccot \frac{2}{\varphi} + \frac{2}{4+\varphi^2}}{1 + \frac{4}{\varphi^2} \varphi^2 + \varphi^4}$$

彼の解法も勿論1つの近似解法に過ぎないが、絞の内部の應力状態に關する限り、これまでのものよりも遙かに嚴密に近いのである。尙この Freudenthal の解法については、「土木學會誌」第19巻第9號に福田武雄氏が「コンクリート或は石材の絞の解法」として抄譯しておられるので、詳細は同文を参照されたい。

圖—5 Freudenthal による横方向引張應力 σ_x (P は抛物線狀に分布するものと假定する)



(7) Bortsch の研究 (Wälzelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton), B. u. E., 1938. Heft 19 u. Heft 20)

最近オーストリーのグラーツ大學教授 Bortsch は弾性理論から出發して、之に彼の實驗の結果を加へ、對稱斷面に於ける引張應力 σ_x の分布狀態を簡單な方法で直線を以て描き、之より圖式的に鐵筋の配置を定める方法を發表してゐる。

Bortsch の方法については「土木學會誌」第25巻第3號及び第6號に2回に分けて抄譯しておいたので、詳細は同文を参照されたい。

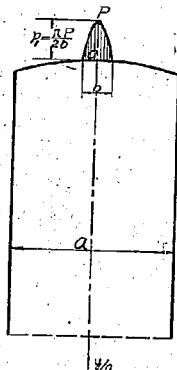
次に簡単にその方法のみについて記すこととする。

今圖—6 に示す如き單位長の絞を考へ、之に荷重 P が b なる幅に $b = b \cos \frac{\pi x}{b}$ に従つて分布して働くものと考へる。(Hertz の理論に於ては橢圓狀に分布するものと假定してゐる。(1) Hertz の研究参照)。絞の幅を a , $b/a = \beta$ とする。然る時は對稱斷面に於ける σ_x の分布狀態を示す圖を圖—7 の如くして描くことが出来る。

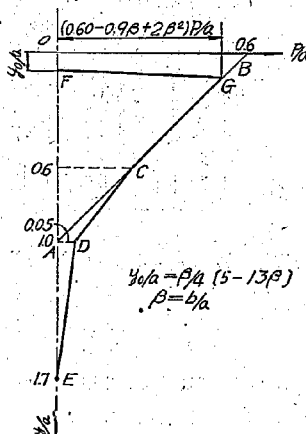
$y/a = 1$ なる A 點と $\sigma_x = 0.6 P/a$ なる B 點とを結ぶ。この直線と $y/a = 0.6$ に於ける水平線との交點を C とする。

$y/a = 1$ に於て $\sigma_x = 0.05 P/a$ をとり、かくして D 點が求まる。一方 $y/a = 1.70$

圖—6 コンクリート絞



圖—7 Bortsch による對稱斷面の σ_x の分布狀態

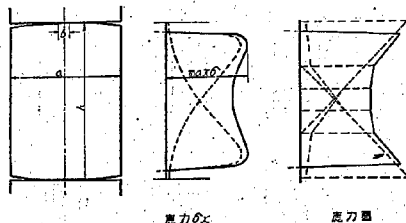


間隔の最も密な點は、高さの半分即ち $y=28$ cm の所で、最大應力の生ずべき點の鉄筋量があまりに少なすぎる。

更に Bortsch は龜裂が入つた場合の無筋及び鉄筋コンクリート鉸について研究を進め、龜裂が入つた場合には鉄筋は前述の計算によるよりも 50 % も大なる應力に抵抗すべきであることを見出し、そのために鉄筋の許容應力としては普通一般に用ひられてゐる $1,200 \text{ kg/cm}^2$ の代りに、之より小なる $800 \sim 1,000 \text{ kg/cm}^2$ 程度にとることが必要であることを述べてゐる。鉄筋の許容應力を低くすることは特に我國の様な地震國に於ては、地震時の安全度を高める點に於ても必要なことである。

ロッカーに於ける應力の計算も鉸に於けると全く同様であるが、たゞロッカーの場合には、兩端に働く各々の荷重によつて生ずる 2 つの應力曲線が合さつたものとなる。即ち圖-9 に示す如き、高さの $\frac{1}{2}$ の所に最小の σ_x をもつた對稱な應力曲線を得る。鉄筋の決定も圖-8 の場合と全く同様にして出来る。

圖-9 ロッカーに於ける σ_x 分布圖



(8) 之等の設計理論に関する考察

以上が今日までに發表されてゐる主なる計算方法の大

略であるが、現在では之等の内最も簡單であると云ふ點から、Krüger 及び Mörsch の方法が最も多く使用されてゐる。然し後に述べる如く、當試験所に於て行つた實驗の結果から、Krüger 及び Mörsch の方法は接觸面に厚い鋼板を使用した場合以外は實際とあまりよく一致せず、之に對して最も新しい Bortsch の方法が普通の場合に對し比較的良く實際と一致し、この方法によつて鉄筋の計算を行つたロッカーが充分大なる強さを有することが明らかになつた。

Bortsch の方法によれば、Krüger 或は Mörsch の方法によるよりも荷重の作用點に近い部分で最大の引張應力が生じ、従つてその部分で鉄筋の間隔が最も密になるわけである。

尚この外、Krebitz とか 'Freudenthal' の方法は、理論としては比較的嚴格なものであるが、式の形が複雑であるために、實際設計に使用するには不便である。

III. 試 験 方 法

(1) 供試體の種類

模型ロッカー供試體の種類は無筋のもの 4 種各 3 箇、鉄筋入りのもの 8 種各 1 箇、合計 12 種 20 箇に就き試験を行つた。

鉄筋としては 8 番、9 番、10 番、12 番の鐵線を使用した。鉄筋配置その他詳細の寸法は後に箇々の供試體について記すこととし、茲では圖-10 に大體の種別をスケッチする。

I は幅 15 cm、高 30 cm、厚 1.5 cm で、接觸面に鋼板を有せざるもの、II は I に鋼板を取付けたものである。III は隅の部分を取除いた形、IV は之に鋼板をつけたものである。V は Bortsch の方法によつて I に鉄筋を入れたもの、VI は同じく Bortsch の方法によつて II に鉄筋を入れたものである。VII、VIII は 1 重の螺旋鉄筋を入れたもの、IX、X は 2 重の螺旋鉄筋を組み合せて入れたもの、XI、XII は IX、X の幅を 11 cm としたもので、何れも一方は鋼板を有せず、他方は鋼板を有してゐる。

接觸面鋼板は圖-11 に示す如く厚 10 mm、幅 8 cm で、表面を半徑 15 cm に削り均した。

圖-10 供試體の種類

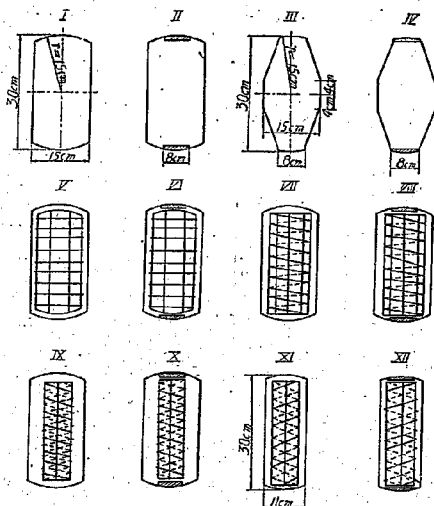
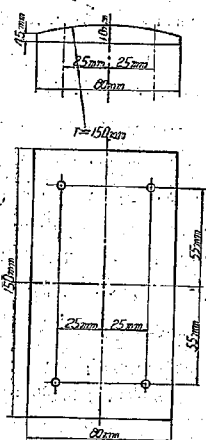


圖-11 接觸面銅板



埋込みボルトの位置は無筋供試體に對しては圖-11 に示す位置とし、鉄筋入り供試體に對しては鉄筋挿入に
便なる様、幾分その位置を變更した。

(2) 供試體の製作

製作には 15 cm×15 cm×75 cm のコンクリート曲げ試験供試體型枠を利用し、之にロッカーの接觸面に正し
く一致する凹面を有する木塊をはめこみ、締付け金具で固定して、コンクリートを打った。接觸面に正規の形状
を與へるため、木塊の締付けには周到なる注意を拂つた。

配合 1:1.5:3、水セメント比 55% (スランプ 7~8 cm を標準として水量を決定した) とし無筋のものにあ
つては 2 層に填充、I, II に對しては各層 60 回宛、III, IV に對しては各層 50 回宛、徑 16 mm、長 50 cm
の標準突棒で突固めた。鉄筋入りのものに對しては、コンクリートが充分行き互る様 4~5 層に分けて填充し、
徑 10 mm 及び 徑 4 mm の鉄棒をも併用して充分突固めを行った。コンクリート打込後數時間にして上面を鋸
にて均し、濕布で被りおき 3 日後脱型し、その後試験日まで標準養生水槽中に入れて養生した。

セメントは淺野普通ポルトランドセメント、砂及び砂利は多摩川産、大きさ々々 2.5 mm 及び 15 mm 以下の
ものを使用した。砂の比重 2.70、單位重量 1,516 kg/m³、空率率 44%、粗粒率 1.71、砂利は比重 2.62、單位重
量 1,632 kg/m³、空率率 38%、粗粒率 6.12 であつた。砂利は豫め 15~10 mm、10~5 mm、5~2.5 mm の 3 種
に篩分けておき、製作の際再び之を所要の粒度に混合して使用した。

尙使用コンクリートの強度を試験せんがために、ロッカー供試體 No. 1 製作と同時に、同配合、同水比のコ
ンクリートにつき 10 cm×20 cm の圓筒形壓縮供試體 3 箇及び 8 cm×8 cm×40 cm の角筒形曲げ供試體 3 箇を
製作した。

(3) 試験方法

材齡 28 日で供試體を水中より取出し、表面の水分を拭き取り、表面がやや乾燥して灰白色を呈するをまつて

$$D_{a+\frac{\pi}{4}} = \varepsilon_a + \frac{\pi}{4} - \varepsilon_a + \frac{3}{4}\pi$$

E = ヤング係数

m = ポアソン数

本試験に於ては $\alpha=0$, $\varepsilon_a + \frac{\pi}{4} = \varepsilon_a + \frac{3}{4}\pi$ 即ち $D_{a+\frac{\pi}{4}} = 0$ と假定したのであるから, 上記の σ_1 及び σ_2 に関する式は次の如く變形される.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{mE}{2} \left(\frac{\varepsilon_a + \varepsilon_a + \frac{\pi}{2}}{m-1} + \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_a + \frac{\pi}{2}}{m+1} \right) \\ &= mE \left(\frac{m\varepsilon_a + \varepsilon_a + \frac{\pi}{2}}{m^2 - 1} \right) \\ \sigma_2 &= \frac{mE}{2} \left(\frac{\varepsilon_a + \varepsilon_a + \frac{\pi}{2}}{m-1} - \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_a + \frac{\pi}{2}}{m+1} \right) \\ &= mE \left(\frac{m\varepsilon_a + \frac{\pi}{2} + \varepsilon_a}{m^2 - 1} \right)\end{aligned}$$

$$\tan 2\alpha = 0$$

上記の式を使用して計算を行った.

又コンクリートのヤング係数 E 及びポアソン数 m に関しては普通計算に用ひられてゐる値をとつて $E=210,000 \text{ kg/cm}^2$, $m=6$ と假定した. 後に試験結果にて述べる如く, 使用コンクリートにつき E の測定を行ったが, この場合に對し $E=210,000 \text{ kg/cm}^2$ にとれば, 大體實際に近いことが確かめられた.

以上の如く, E は大體實際に近い値であるが m を假定し, 完全弾性體に関する理論をそのままコンクリートに應用したのであるから, 勿論計算によつて得られた値が實際の應力と幾分相違することは免れないが, かなり近似の値は得られるものと信ずる.

(5) 使用骨材及びコンクリートに関する試験結果

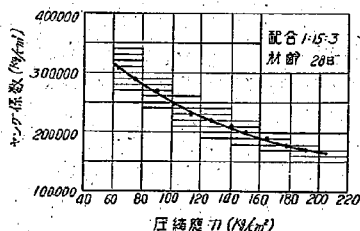
砂利は多摩川産で徑 15 mm 以下のものを使用した, その粒度及び性状, 品質は表-1 の如くである.

砂も砂利と同じく多摩川産で徑 2.5 mm 以下, その粒度及び性状, 品質は表-2 の如くである.

コンクリートの圧縮及び曲げ試験結果は表-3 及び表-4 の如くである.

圧縮供試體については Martens 伸縮測定機によつて, ヤング係数 E を求めたが, その結果は圖-14 に示

圖-14 圧縮に對するヤング係数 (3' 筒の平均値)



す通りである.

尚ロツカー供試體 No. 17 より後のものに對しては, 幾分圓味を帯びた砂利を使用したため (粒度は前のものと同じ) コンクリートが軟くなつたので, 之について No. 16 以前に使用したコンクリートと強度を比較するため, 再び圧縮及び曲げ供試體を製作して試験を行った. その結果は表

-5 及び表-6 に示す通りで, 表-3 及び表-4 に示された値と殆んど變りないことが認められた.

表-1 砂利の粒度及び性状品質

篩 (mm)		粒 度 (%)	残 留 (%)	性 状 及 び 品 質			
通 過	残 留						
15	10	24.2	24.2	真 比 重	2.62	粗 粒 率	6.12
10	7	33.2	57.4	單 位 重 量	1,632 kg/m ³	輕 裝 單 位 重 量	1,542 kg/m ³
7	5	29.9	87.3	空 隙 率	38 %	輕 裝 空 隙 率	41 %
5	2.5	12.7	100.0	吸 水 率	1.2 %	容 積 壓 縮 率	4.8 %

表-2 砂の粒度及び性状品質

篩 (mm)		粒 度 (%)	残 留 (%)	性 状 及 び 品 質			
通 過	残 留						
2.5	1.2	1.31	1.31	真 比 重	2.70	粗 粒 率	1.71
1.2	0.6	7.52	8.83	單 位 重 量	1,516 kg/m ³	輕 裝 單 位 重 量	1,380 kg/m ³
0.6	0.3	54.26	63.09	空 隙 率	44 %	輕 裝 空 隙 率	49 %
0.3	0.15	34.50	97.59	吸 水 率	1.1 %	容 積 壓 縮 率	8.9 %
0.15		2.41	100.00	淤 泥	1.2 %		

表-3 コンクリート圧縮試験成績

供試體 番 號	配 合	水セメン ト比 (%)	スランブ (cm)	フ ロー (%)	材 節 (口)	供 試 體 寸 法			重 量 (kg)	單位重量 (kg/m ³)	總 荷 重 (kg)	壓 縮 強 度 (kg/cm ²)
						徑 (cm)	高 (cm)	斷面積 (cm ²)				
No. 1	1:1.5:3	55	8.3	195	28	10	20	78.5	3.71	2,363	21,800	278
No. 2	"	"	"	"	"	"	"	"	3.68	2,343	20,300	258
No. 3	"	"	"	"	"	"	"	"	3.70	2,357	20,800	265
平 均										2,354		267

表-4 コンクリート曲げ試験成績

供試體 番 號	配 合	水セメン ト比 (%)	スランブ (cm)	フ ロー (%)	材 節 (口)	供 試 體 寸 法			重 量 (kg)	單位重量 (kg/m ³)	總 荷 重 (kg)	曲 げ 強 度 (kg/cm ²)
						幅 (cm)	高 (cm)	長 (cm)				
No. 1	1:1.5:3	55	8.3	195	28	8	8	40	6.22	2,430	542	55
No. 2	"	"	"	"	"	"	"	"	6.18	2,414	514	53
No. 3	"	"	"	"	"	"	"	"	6.22	2,430	532	54
平 均										2,425		54

$$\left(\text{支間 } 35\text{cm とし中央側面上に載荷, } \sigma_b = \frac{3}{2} \frac{Pl}{bh^2} \right)$$

表-5 コンクリート圧縮試験成績

供試體 番 號	配 合	水セメン ト比 (%)	スランブ (cm)	フ ロー (%)	材 節 (口)	供 試 體 寸 法			重 量 (kg)	單位重量 (kg/m ³)	總 荷 重 (kg)	壓 縮 強 度 (kg/cm ²)
						徑 (cm)	高 (cm)	斷面積 (cm ²)				
No. 1	1:1.5:3	55	14.0	220	28	10	20	78.5	3.69	2,349	20,500	263
No. 2	"	"	"	"	"	"	"	"	3.68	2,343	20,700	265
No. 3	"	"	"	"	"	"	"	"	3.68	2,343	21,100	271
										2,345		266

表-6 コンクリート曲げ試験成績

供試體 番 號	配 合	水セメン ト比 (%)	スランプ (cm)	フ ロー (%)	材 齢 (日)	供 試 體 寸 法			重 量 (kg)	單位重量 (kg/m ³)	總 荷 重 (kg)	曲げ強度 (kg/cm ²)
						幅 (cm)	高 (cm)	長 (cm)				
No. 1	1:1.5:3	55	10.1	210	28	8	8	40	6.23	2,436	682	60
No. 2	"	"	"	"	"	"	"	"	6.23	2,436	649	57
No. 3	"	"	"	"	"	"	"	"	6.21	2,436	691	61
平 均										2,436		59

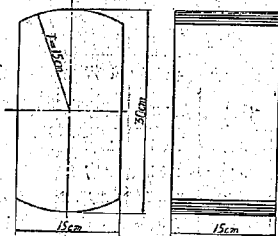
(支間 30cm とし中央側面上に載荷, $\sigma_b = \frac{3}{2} \frac{PL}{bh^2}$)

IV. ロツカー供試體に関する試験結果

(1) 供試體 No. 1

型式Iに属するもので、形状寸法は圖-15 に示す如くである。

圖-15 供試體 No. 1



製作: 昭和 14 年 1 月 25 日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 7.2 cm,

フロー 195

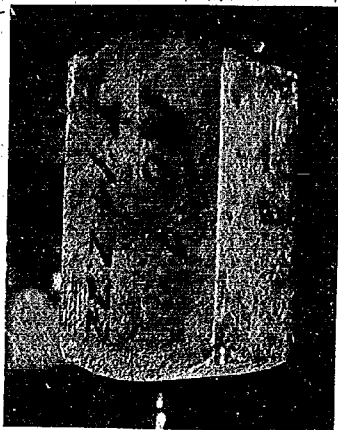
昭和 14 年 2 月 22 日, 材齢 28 日にて試験を行つた。

供試體重量 15.42 kg 龜裂荷重 15.00 ton

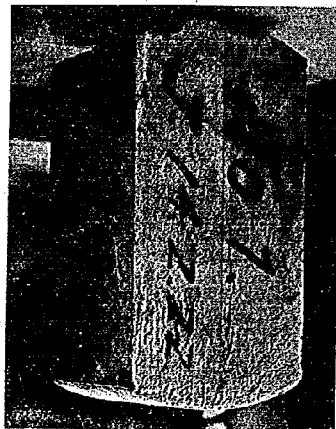
破壊荷重 15.65 ton

龜裂は寫眞-2 に見る如く略對稱断面に沿つて生じ、初龜裂發生と同時に龜裂は急速にのびて、破壊状態に達した。寫眞-1 は載荷前の供試體である。

寫眞-1 載荷前の供試體 No. 1



寫眞-2 破壊後の供試體 No. 1



(2) 供試體 No. 2

型式 II に属するもの、即ち接觸面に鋼板を取付けたもので、形状寸法は圖-16 に示す通りである。

製作：昭和 14 年 1 月 25 日

配合 1 : 1.5 : 3; 水セメント比 35 %, スランプ 8.0 cm,

フロー 195

昭和 14 年 2 月 22 日, 材齢 28 日で試験した。

供試體重量 16.52 kg

龜裂荷重 24.50 ton

破壊荷重 24.80 ton

寫眞-4 に見る如く、略對稱斷面に沿ふた縦の龜裂と、側面に横の龜裂を生じて破壊した。寫眞-3 は載荷前の供試體である。

寫眞-3 載荷前の供試體 No. 2

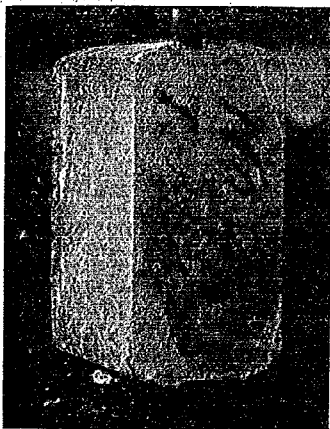
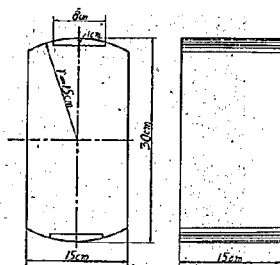


圖-16 供試體 No. 2



寫眞-4 破壊後の供試體 No. 2



(3) 供試體 No. 3

型式 IV に属するもので、形状寸法は圖-17 の通りで、接觸面に鋼板を有するものである。

製作：昭和 14 年 1 月 28 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55 %, スランプ 9.4 cm,

フロー 200

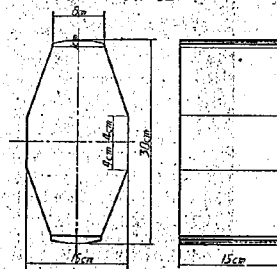
昭和 14 年 2 月 25 日, 材齢 28 日で試験を行った。

供試體重量 14.06 kg

龜裂荷重 23.00 ton

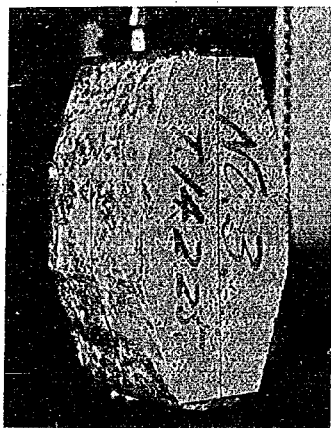
破壊荷重 23.30 ton

圖-17 供試體 No. 3

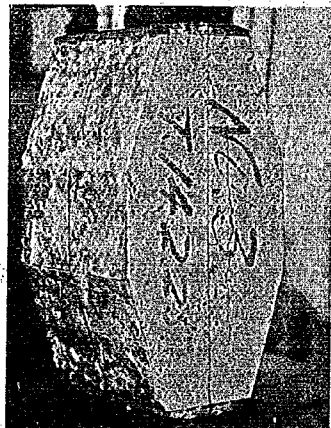


写真—6 に見る如く、縦の龜裂を生じて破壊した。写真—5 は載荷前の供試體である。

写真—5 載荷前の供試體 No. 3



写真—6 破壊後の供試體 No. 3



(4) 供試體 No. 4

型式 I に属するもので、供試體 No. 1 に相應するものである。

製作：昭和 14 年 1 月 31 日

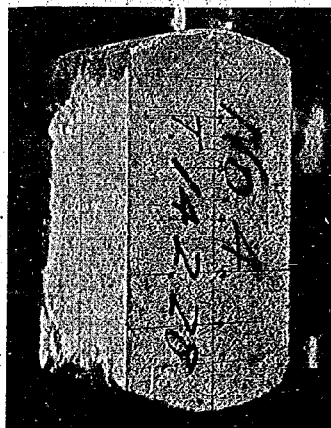
配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 6.4 cm, フロー 195

昭和 14 年 2 月 28 日、材齢 28 日で試験した。

供試體重量 15.48 kg 龜裂荷重 15.00 ton

破壊荷重 15.72 ton

写真—7 載荷前の供試體 No. 4



写真—8 破壊後の供試體 No. 4

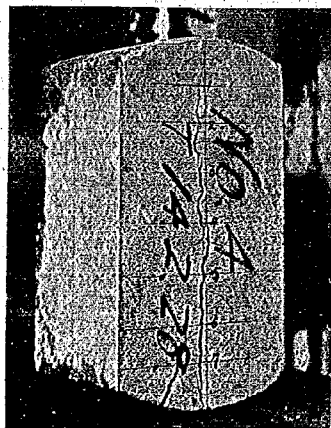


写真-7 は載荷前の供試體、写真-8 は破壊後の龜裂状態を示す。
尚、前述の方法によつて写真-7 に示す7箇の測點に於て、載荷
5 ton 及び 7 ton の場合の歪を測定し、之より水平引張應力の大
さを求めたが、その結果は圖-18 に示す如くである。

(5) 供試體 No. 5

型式 II に屬するもので、供試體 No. 2 に相應するものである。

製作：昭和 14 年 2 月 4 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 6.5 cm,

フロー 195

昭和 14 年 3 月 4 日、材齢 28 日で試験した。

供試體重量 16.68 kg

龜裂荷重 21.00 ton

破壊荷重 21.30 ton

供試體上部に初龜裂を生じ、直ちに下方にのびて破壊した。

写真-9 は載荷前の供試體、写真-10 は破壊後の龜裂状態を示す。

圖-18 水平引張應力 σ_x の實測値

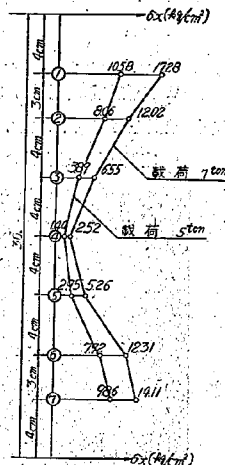
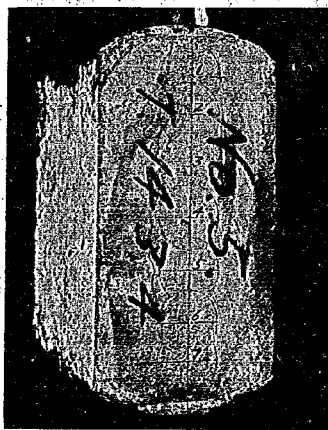
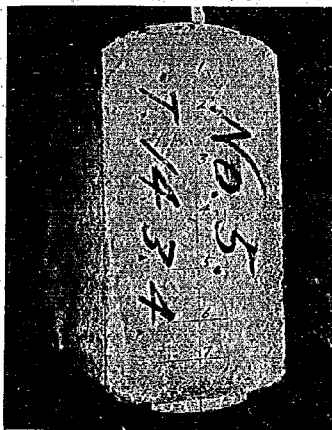


写真-9 載荷前の供試體 No. 5

写真-10 破壊後の供試體 No. 5



之に於ても写真-9 に見る如き7箇の測點に於て歪の測定を行つたが、結果が不揃ひのために省略した。

(6) 供試體 No. 6

型式 IV に屬し、供試體 No. 3 に相應するものである。

製作：昭和 14 年 2 月 8 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 7.5 cm, フロー 195

昭和 14 年 3 月 8 日、材齢 28 日で試験を行つた。

供試體重量 14.15 kg

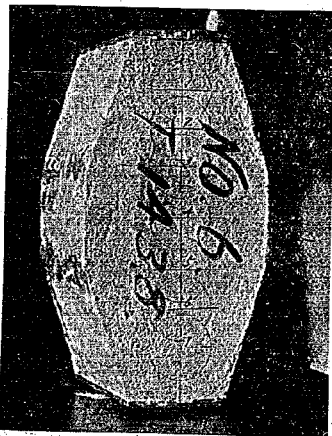
龜裂荷重 25.20 ton

破壊荷重 26.20 ton

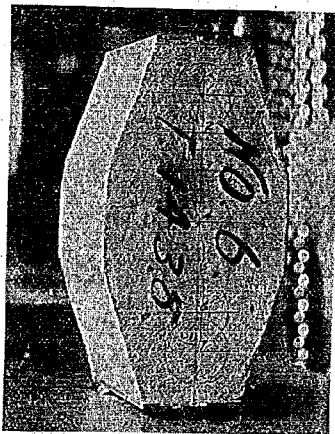
初龜裂發生と殆んど同時に破壊した。

写真—11 は載荷前の供試體、写真—12 は破壊後の龜裂状態を示す。龜裂は略對稱軸に沿ひて生じ、然る後面面に横の龜裂を生じて破壊状態に達した。

写真—11 載荷前の供試體 No. 6



写真—12 破壊後の供試體 No. 6



壓縮試験に先立ち、写真—11 に見る如く7箇の測點で歪の測定を行つたが、この結果は非常に不揃ひであつたので捨てた。

(7) 供試體 No. 7

型式 III に屬し、形状寸法は圖—19 に示す通りである。

製作：昭和 14 年 2 月 10 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 7.3 cm,

フロー 200

昭和 14 年 3 月 10 日、材齡 28 日で試験した。

供試體重量 12.81 kg

龜裂荷重 14.50 ton

破壊荷重 14.80 ton

写真—14 に見る如く、初龜裂發生と殆んど同時に破壊状態に達した。写真—13 は載荷前の供試體である。

(8) 供試體 No. 8

型式 III に屬し、供試體 No. 7 に相應するものである。

製作：昭和 14 年 2 月 17 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 7.4 cm, フロー 195

圖—19 供試體 No. 7

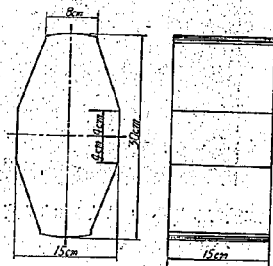


写真-13 載荷前の供試体 No. 7

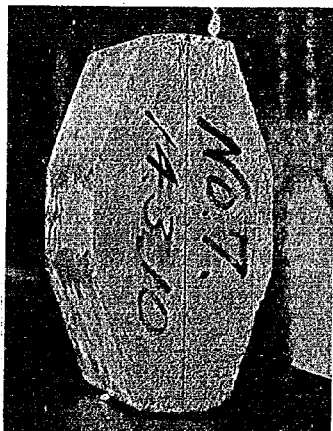
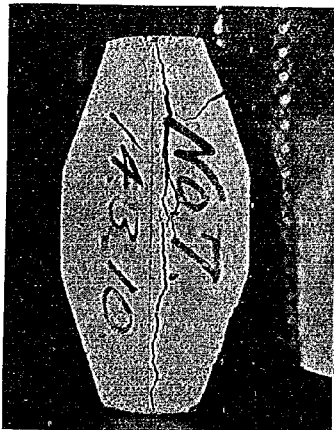


写真-14 破壊後の供試体 No. 7



昭和 14 年 3 月 17 日、材齢 28 日で試験した。

供試体重量 12.71 kg

龜裂荷重 14.50 ton

破壊荷重 16.12 ton

写真-15 は載荷前の供試体、写真-16 は破壊後の龜裂状態を示す。

壓縮試験を行ふ前に、写真-15 に見る 7 箇の測點にて歪の測定を行つたが、結果が不揃ひであつた。

写真-15 載荷前の供試体 No. 8

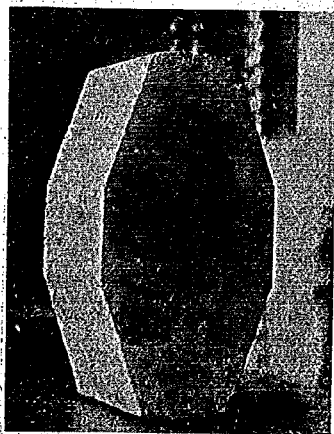
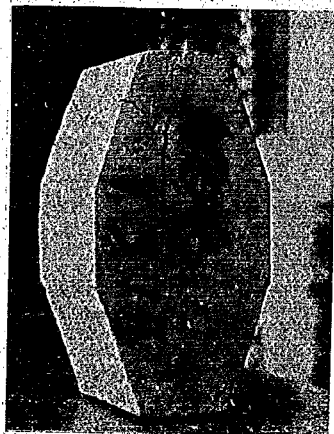


写真-16 破壊後の供試体 No. 8



(9) 供試体 No. 9

型式 II に屬し、供試体 No. 2 又は No. 5 に相應する、接觸面に鋼板を有するものである。

製作：昭和 14 年 3 月 7 日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 7.2cm, フロー 200

昭和 14 年 4 月 4 日, 材齢 28 日で試験した。

供試體重量 16.67 kg

龜裂荷重 21.50 ton

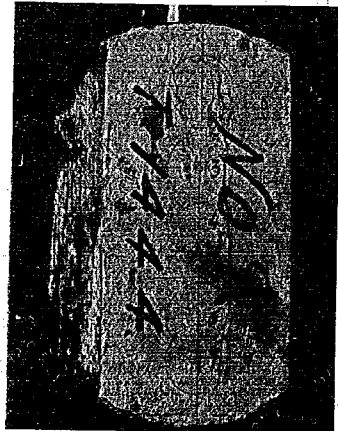
破壊荷重 22.30 ton

寫眞—17 は載荷前, 寫眞—18 は破壊後の状態を示す。

寫眞—17 に見る 7 箇の測點に於て, 載荷 5 ton 及び 10 ton の場合の歪を測定し, 之より計算によつて水平

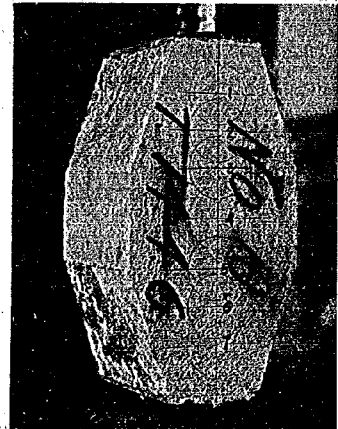
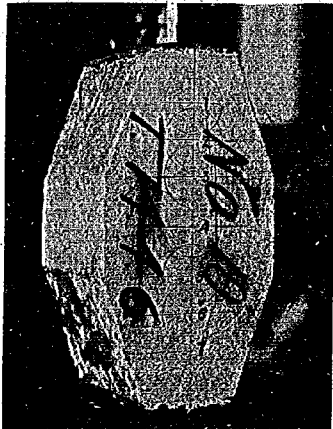
寫眞—17 載荷前の供試體 No. 9

寫眞—18 破壊後の供試體 No. 9



寫眞—19 載荷前の供試體 No. 10

寫眞—20 破壊後の供試體 No. 10



を考へる)となり、最大引張應力は $0.6P/a = 13.33 \text{ kg/cm}^2$ である。引張應力の分布状態は圖-22.の通りであり、之より鉄筋の間隔を決定した。鉄筋としては 10. 番及び 12. 番の鉄線を使用し、許容應力は $\sigma_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ とした。

圖-23 に鉄筋の詳細圖を示す。寫眞-21 は鉄筋を組立てたところである。

寫眞-21 組立て終つた鉄筋

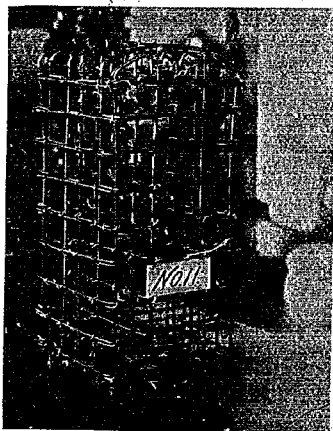
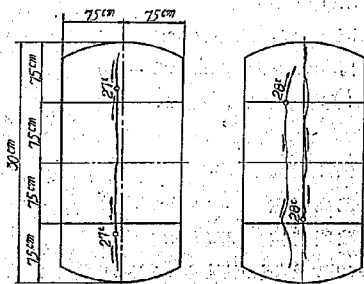


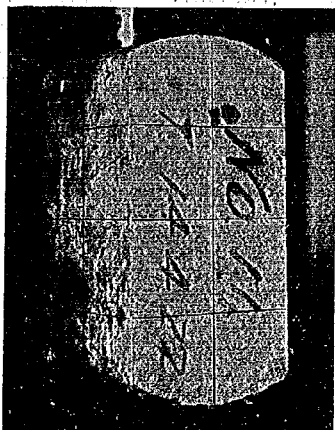
圖-24 載荷 30 ton までの龜裂状態



コンクリート填充上面 コンクリート填充下面

側面には龜裂を生ぜず

寫眞-22 載荷前の供試體 No. 11



製作：昭和 14 年 3 月 25 日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 6.5 cm, フロー 195

昭和 14 年 4 月 22 日, 齡材 28. 日で試験を行つた。

供試體重量 16.15 kg

龜裂荷重 27.00 ton

破壊荷重 44.00 ton

圖-24 に初龜裂發生より載荷 30 ton に至るまでの龜裂進行状態を示す。

最初對稱断面に沿ふた縱の龜裂を生じ、龜裂がかなり進んだ後上下接觸面のコンクリートが壓挫され、その部分のコンクリートが楔形に剝落し、遂に寫眞-23. に見る如き破壊状態に達した。側面即ち C; D 両面には破壊に達する直前に、寫眞の如き龜裂を生じた。

寫眞-22 は載荷前の供試體である。

(12) 供試體 No. 12

型式 III に屬し、供試體 No. 7 又は No. 8 に相應するものである。

写真-23 破壊後の供試體 No. 11



製作：昭和 14 年 3 月 18 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 7.1 cm, フロー 200

昭和 14 年 4 月 15 日, 材齢 28 日で試験した。

供試體重量 12.86 kg

龜裂荷重 15.40 ton

破壊荷重 15.40 ton

写真-25 に見る如く、對稱断面に沿ふた縦の龜裂を生じて破壊した。龜裂荷重と破壊荷重は區別することが出来なかつた。写真-24 は載荷前の供試體である。

写真-24 載荷前の供試體 No. 12

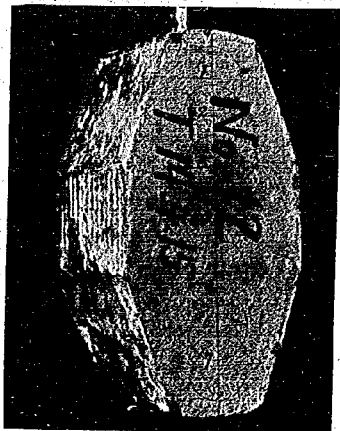
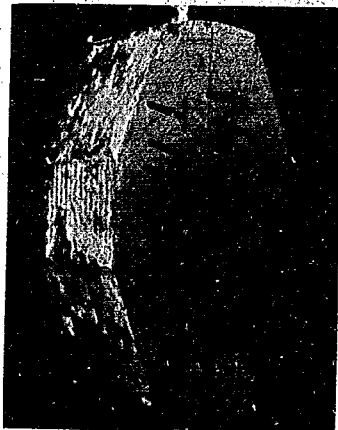


写真-25 破壊後の供試體 No. 12



載荷 5 ton 及び 7 ton の場合の、水平引張応力 σ_x の實測値は圖-25 に示す通りである。

(13) 供試體 No. 13

型式 I に屬し、供試體 No. 1 又は No. 4 に相應するものである。

製作：昭和 14 年 3 月 18 日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 7.5 cm, フロー 200

昭和 14 年 4 月 15 日, 材齢 28 日で試験した。

供試體重量 15.27 kg

龜裂荷重 13.80 ton

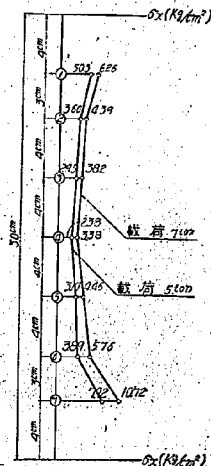
破壊荷重 13.80 ton

龜裂荷重と破壊荷重とは區別出来なかつた。寫眞-26 は載荷前の供試體, 寫眞-27 は破壊後の龜裂狀態である。

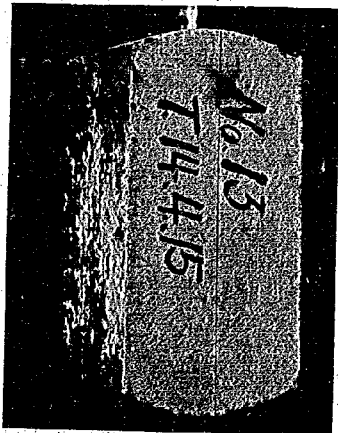
(14) 供試體 No. 14

型式 VI, 即ち Bortsch の設計方法によつて型式 II に鉄筋を挿入した

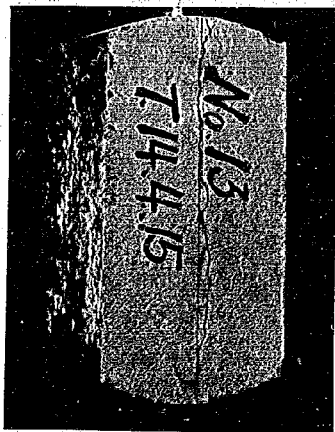
圖-25 水平引張應力 σ_x の實測値



寫眞-26 載荷前の供試體 No. 13



寫眞-27 破壊後の供試體 No. 13



ものである。接断面承載を有する故に、 $\beta = b/a = 0.3$ (即ち $b = 15 \times 0.3 = 4.5$ cm) と假定した。従つて $\gamma/a = \frac{\beta}{4} \times (5 - 13\beta) = \frac{0.3}{4} (5 - 13 \times 0.3) = 0.0825$ となり、又最大引張應力は $(0.60 - 0.9\beta + 2\beta^2)P/a = (0.60 - 0.9 \times 0.3 + 2 \times 0.3^2)P/a = 0.51 \times 22.22 = 11.33$ kg/cm² となる。但しこの場合 γ は承載の下よりとるべきである。引張應力の分布状態は圖-26 の如くになり、之より鉄筋の間隔を決定した。鉄筋としては 10 番及び 12 番の鉄線を使用し、許容應力は $\sigma_s = 800$ kg/cm² とした。

鉄筋の詳細は圖-27 の通りである。

写真-29 載荷前の供試体 No. 14

図-28 に初亀裂発生より、載荷 40 ton に至るまでの亀裂進行状態を示す。

亀裂は図の如くにのび載荷 41~45 ton にて、上下接觸面承載附近のコンクリートが、楔形に壓潰され、遂に写真-30 に見る如き破壊状態に達した。コンクリートの壓潰が進むにつれて、上下の承載は彎曲し、破壊状態に於ては写真に見る如く、接觸面が平坦に近くなった。側面即ち C、D 兩面に於ては、破壊に達する直前に、写真の如き亀裂を生じた。

写真-29 は載荷前の供試体である。

(15) 供試体 No. 15

型式 VII, 即ち型式 I に 1 重の螺旋鉄筋を挿入したものである。

螺旋鉄筋の量は 3% とした、即ち $D=12\text{ cm}$ とすれば、有効

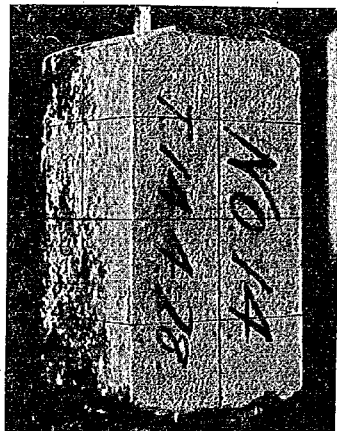
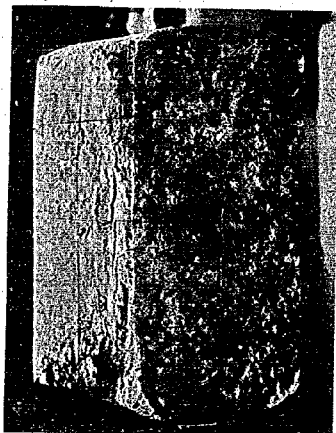
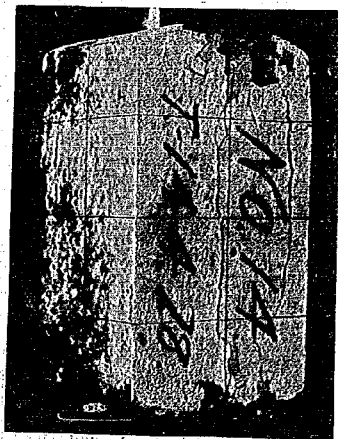


写真-30 破壊後の供試体 No. 14



斷面積は $A_c=113.10\text{ cm}^2$ となり、 $A_s=113.10 \times 0.03=3.39\text{ cm}^2$ となる。螺旋鉄筋として 8 番鉄線を用ひ、之より間隔を決定すれば、 $\phi=1.53\text{ cm}$ となる。上下各々 $\frac{1}{3}$ にこの間隔を用ひ、中央部分は之の約 1.5 倍見當とした。軸方向鉄筋としては 9 番鉄線を使用した。鉄筋の詳細は図-29 に示す如くである。

写真-31 は鉄筋を組立てたところである。

製作: 昭和 14 年 4 月 11 日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 7.0 cm, フロー 200

昭和 14 年 5 月 9 日, 材齢 28 日で試験した。

図-29 鉄筋詳細図

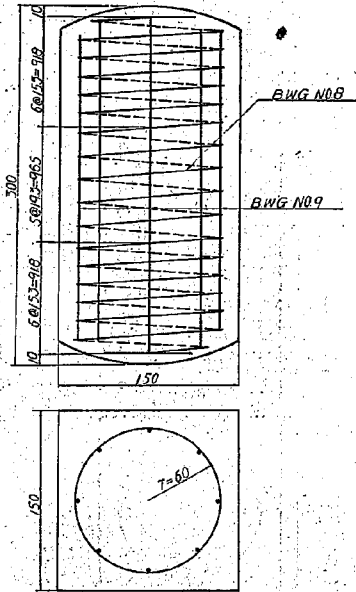
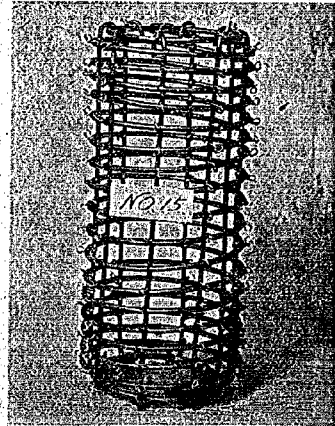


写真-31 組立て終った鉄筋



供試体重量 16.14 kg

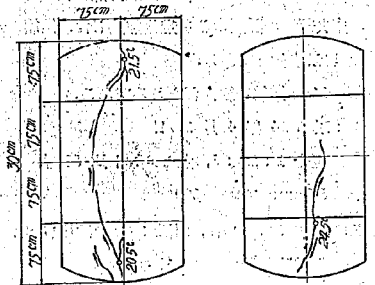
龜裂荷重 20.50 ton

破壊荷重 50.60 ton

図-30 に初龜裂發生より、載荷 25 ton までの龜裂進行状態を示す。

32~35 ton にて載荷點附近のコンクリートが壓挫され始め、40~43 ton にて、側面に龜裂を生じ載荷の進む

図-30 載荷 25 ton までの龜裂状態



コンクリート填充上面

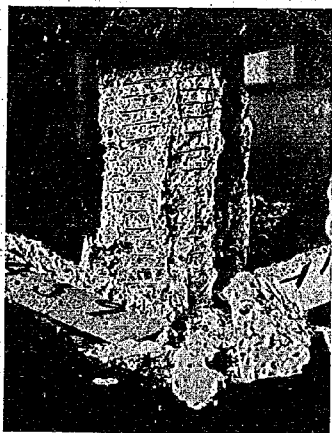
コンクリート填充下面

側面には龜裂を生ぜず

写真-32 載荷前の供試体 No. 15



写真-33 破壊後の供試体 No. 15



につれて螺旋の外側のコンクリートが柱状になつて剥落し、螺旋にかこまれた部分のみでもち、50.60 tonで荷重の上昇が止つた。破壊状態に於ては、上下接面のコンクリートは殆んど平坦に壓挫されてゐた。

写真-32 は載荷前の供試体、写真-33 は破壊後の状態を示す。

(16) 供試体 No. 16

型式 VIII, 即ち型式 II に1重の螺旋鉄筋を挿入したものである。螺旋鉄筋量は供試体 No. 15 (VII) と同じく3%とし、従つて上下部の鉄筋間隔は同じく1.53 cmとし、中央部分の間隔のみを幾分加減した。鉄筋の詳細は図-31 に示す如くである。

写真-34 組立て終つた鉄筋

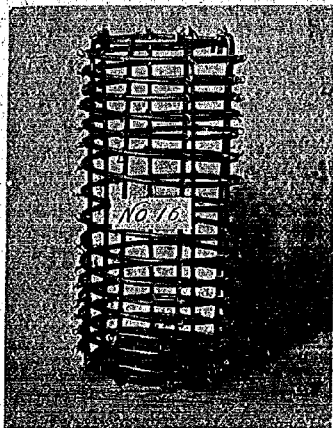


図-31 鉄筋詳細図

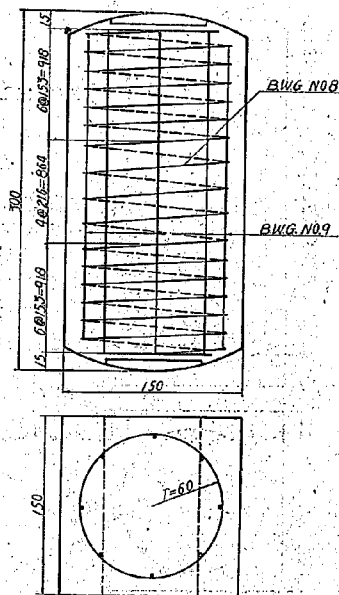


写真-34 は鉄筋を組んだところである。

製作: 昭和14年4月11日

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, スランプ 5.5 cm, フロー 200

昭和14年5月9日, 材齢 28日で試験した。

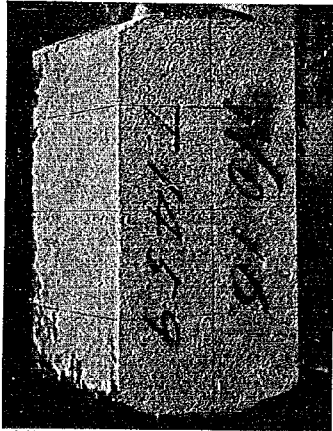
供試体重量 17.40 kg

龜裂荷重 32.00 ton

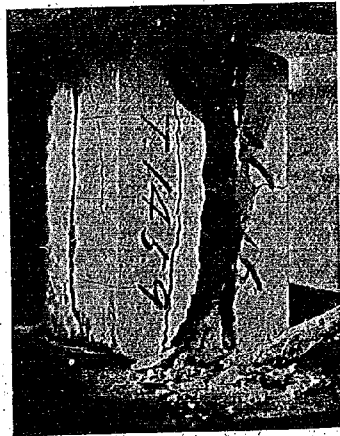
破壊荷重 49.75 ton

図-32 に初龜裂発生より、載荷 40 ton までの龜裂進行状態を示す。側面には 43 ton 附近にて初めて龜裂を生じた。

写真—35 載荷前の供試體 No. 16



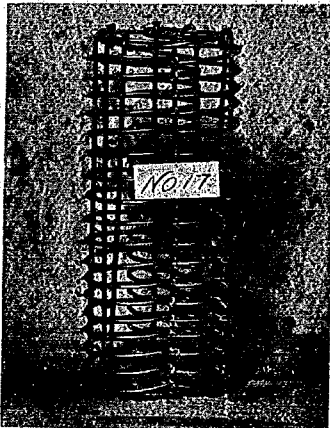
写真—36 破壊後の供試體 No. 16



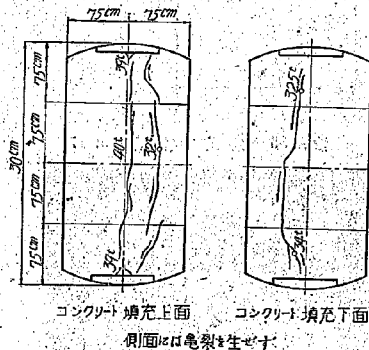
39 ton にて上下承領附近のコンクリートが楔形に壓挫され始め、荷重の上昇につれて螺旋の内部に圍まれた部分と外側とが分離し、遂に写真—36 に見る如き破壊状態に達した。破壊状態に於ては、上下の接觸面承領は写真に見る如く、曲つてしまつた。

写真—35 は載荷前の供試體である。

写真—37 組立て終つた鉄筋



圖—32 載荷 40 ton までの龜裂狀態



(17) 供試體 No. 17

型式 IX, 即ち型式 I に 2 重の螺旋鉄筋を組合せて入れたものである。

螺旋鉄筋の量は、1 つの螺旋鉄筋の有効斷面積に對し、3%とした。即ち $D=4\text{cm}$ とすれば、有効斷面積は $A_c=50.27\text{cm}^2$ となり、螺旋鉄筋として 10 番鉄線を用ひ 3% 入れるものとして間隔を決定すれば、 $t=1.52\text{cm}$ となる。上下各々 $\frac{1}{3}$ にこの間隔を用ひ、

中央部分は之の約1.5倍とした。軸方向鉄筋としては9番鉄線を使用した。

図-33 鉄筋詳細図

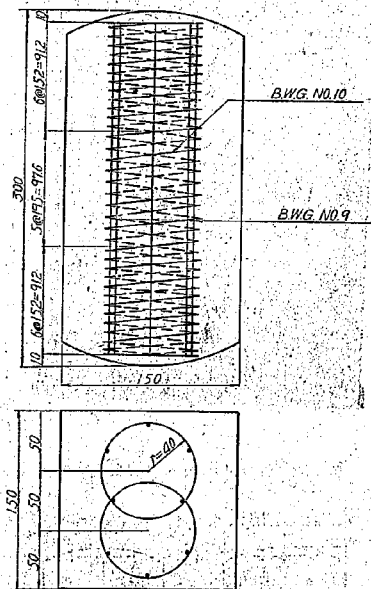
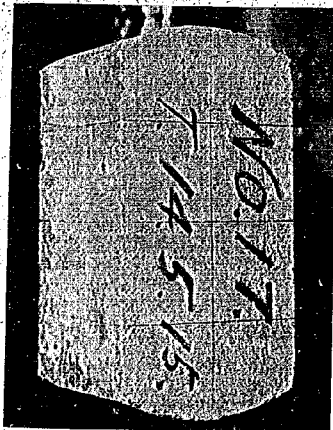


写真-38 載荷前の供試体 No. 17



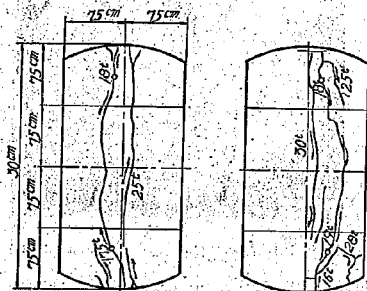
鉄筋の詳細は図-33 に示す如くである。

写真-37 は鉄筋を組立てたところである。

製作：昭和14年4月17日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ
10.5 cm, フロー 200

図-34 載荷 30 ton. までの龜裂状態



コンクリート填充上面

コンクリート填充下面

側面には亀裂を生ぜず

写真-39 破壊後の供試体 No. 17



前にも述べた如く、No. 17 以後のものに於ては、幾分圓味をもつた砂利を使用したため、同じ水セメント比

に對しコンクリートが軟くなつたので、No. 16 以前のものに使用したコンクリートと強度を比較してみたが、その結果強度には殆んど變化のないことが確かめられた。

昭和 14 年 5 月 15 日、材齢 28 日で試験した。

供試體重量 16.05 kg

龜裂荷重 17.50 ton

破壊荷重 43.25 ton

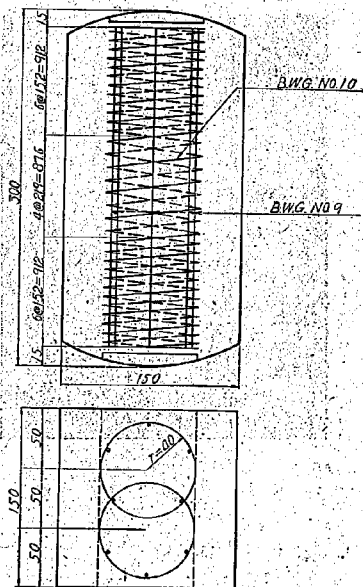
圖—34 に初龜裂發生より、載荷 30 ton までの龜裂進行狀態を示す。

約 30 ton で載荷點附近のコンクリートが壓挫され始め、37 ton にて側面に縱の龜裂を生じた。寫眞—38 は載荷前の供試體、寫眞—39 は破壊後の狀態である。螺旋の外側のコンクリートは柱狀に剝落し、載荷點附近のコンクリートは楔形に壓挫されて、平坦になつた。

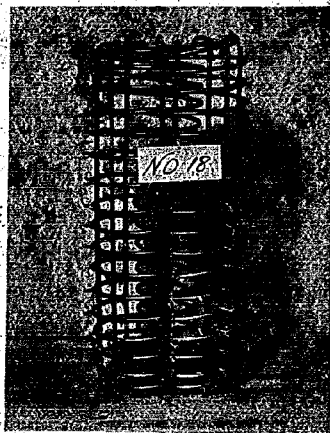
(18) 供試體 No. 18

型式 X、即ち型式 II に 2 重の螺旋鐵筋を組合せて入れたものである。螺旋鐵筋量は供試體 No. 17 (IX) と同じく、1 つの螺旋鐵筋の有効斷面積に對して 3% とし、中央部分の間隔のみを幾分か減した。鐵筋の詳細は圖—35 に示す如くである。寫眞—40 は鐵筋を組んだところである。

圖—35 鐵筋詳細圖



寫眞—40 組立て終つた鐵筋



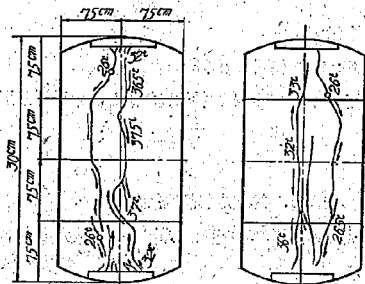
製作：昭和 14 年 4 月 19 日

配合 1 : 1.5 : 3, 水セメント比 55%, スランプ 16.0 cm, フロー 220

昭和 14 年 5 月 17 日, 材齢 28 日で試験した.

供試體重量 16.98 kg
龜裂荷重 26.00 ton
破壊荷重 53.00 ton

圖—36 載荷 40 ton までの龜裂狀態



コンクリート填充上面

コンクリート填充下面

側面には20cm程度の亀裂も生ず

圖—36 に初龜裂發生より、載荷 40 ton までの龜裂進行狀態を示す.

約 35 ton にて上下接觸面承載附近のコンクリートが壓縮され始め、40 ton を越えた頃から承載が彎曲した.

寫眞—41 は載荷前の供試體、寫眞—42 は破壊後の狀態である. 之に於ても、前と同じ様に螺旋内部のコンクリートと外側とが分離した.

(19) 供試體 No. 19

型式 XI, 即ち型式 IX の幅を 11 cm としたものである. 鐵筋は 2 重の螺旋鐵筋で供試體 No. 17(IX)と同じく、間隔も同じである. 圖—37 の如し.

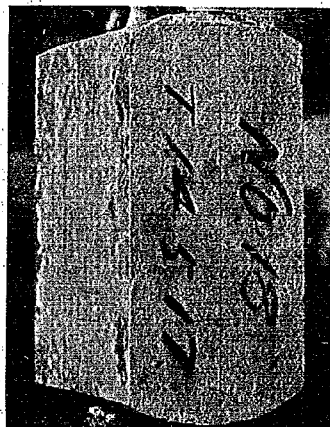
製作: 昭和 14 年 4 月 17 日

配合 1: 1.5: 3, 水セメント比 55%, スランプ 14.5 cm, フロー 215

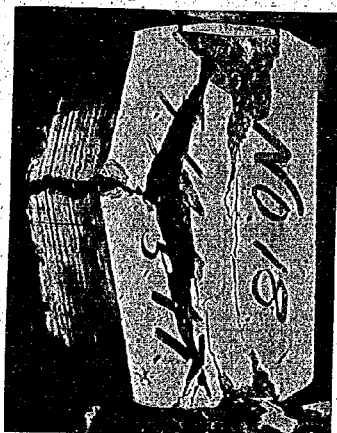
昭和 14 年 5 月 15 日, 材齢 28 日で試験した.

供試體重量 11.90 kg
龜裂荷重 18.00 ton
破壊荷重 42.30 ton

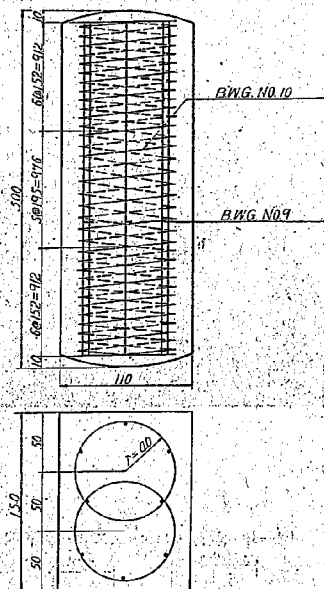
寫眞—41 載荷前の供試體 No. 18



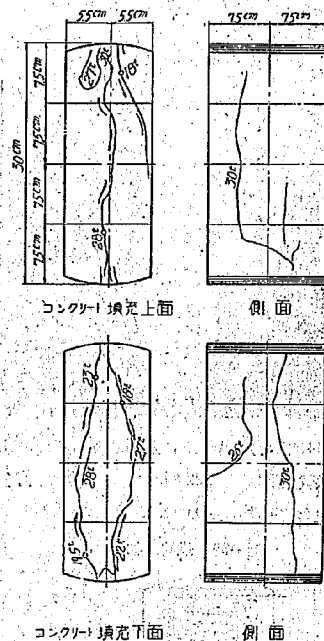
寫眞—42 破壊後の供試體 No. 18



圖一37 鉄筋詳細圖



圖一38 載荷 30 ton までの龜裂狀態



圖一38 に初龜裂發生より、載荷 30 ton までの龜裂進行狀態を示す。

約 30 ton で載荷點附近のコンクリートが壓挫され始め、荷重の上昇につれて螺旋の内部と外部とが分離し、遂に寫眞一44 に見る如き破壞狀態に達した。寫眞一43 は載荷前の供試體である。

(20) 供試體 No. 20

型式 XII, 即ち型式 X の幅を 11 cm としたものである。鉄筋は供試體 No. 18 (X) と同じく 2 重の螺旋鉄筋で、間隔も同じである。圖一39 の如し。

製作: 昭和 14 年 4 月 19 日

配合 1: 1.5: 3, 水セメント比 55%,

スランプ 16.8 cm, フロー 230

寫眞一43 載荷前の供試體 No. 19

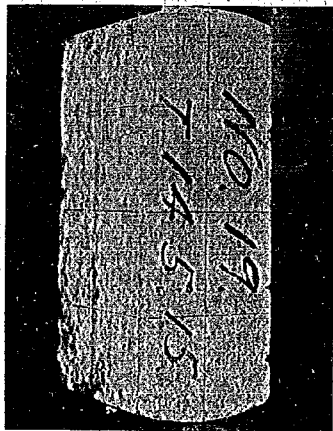
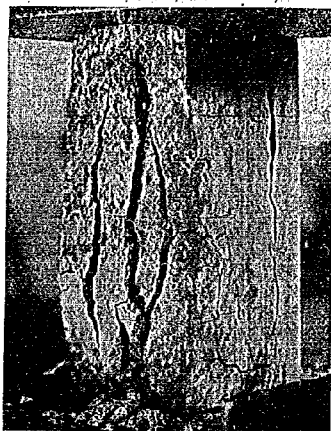


写真-44 破壊後の供試体 No. 19



昭和 14 年 5 月 17 日, 材齢 28 日で試験した。

供試体重量 12.98 kg 縦裂荷重 29.00 ton

破壊荷重 49.00 ton

図-39 鉄筋詳細図

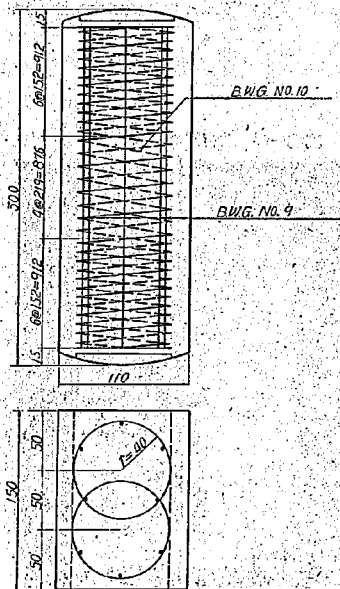
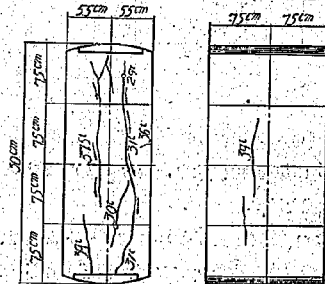
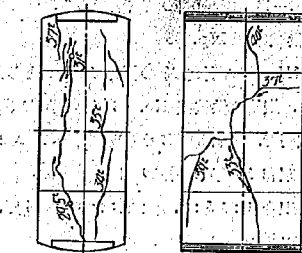


図-40 載荷 40 ton までの龜裂状態



コンクリート 填充上面

側面



コンクリート 填充下面

側面

図-40 に初龜裂發生より、載荷 40 ton に至るまでの龜裂進行狀態を示す。

写真-45 は載荷前の供試體、写真-46 は破壊後の狀態を示す。破壊狀態に於ては、上下の承版は写真に見る如く彎曲した。

写真-45 載荷前の供試體 No. 20

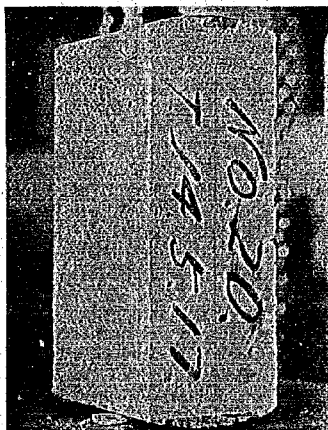
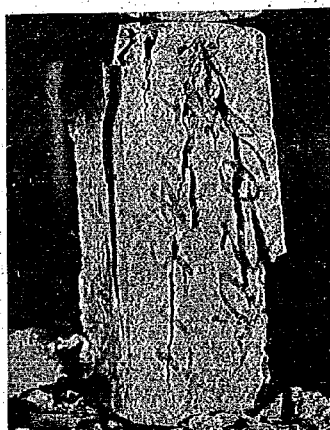


写真-46 破壊後の供試體 No. 20



V. 對稱斷面に於ける水平方向引張應力の分布並びに之に

基く配筋方法に関する研究

無筋の供試體 I, II, III, 及び IV について、載荷 5 ton の場合の對稱斷面に於ける水平方向引張應力の實測値をまとめると圖-41 の如くなる。破壊は、I, III については 7 ton, II, IV については 10 ton 載荷せる場合の實測値である。

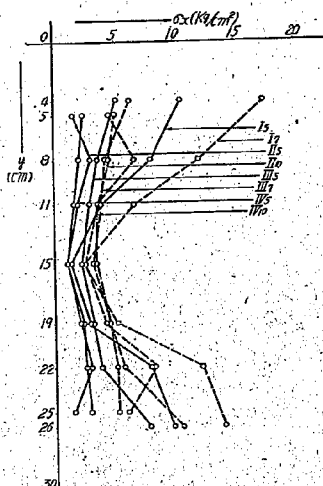
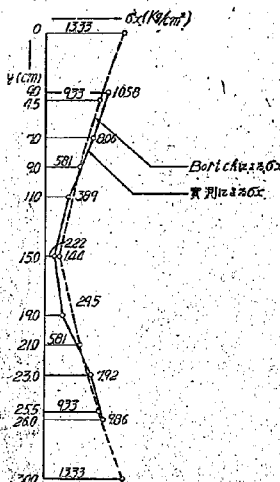
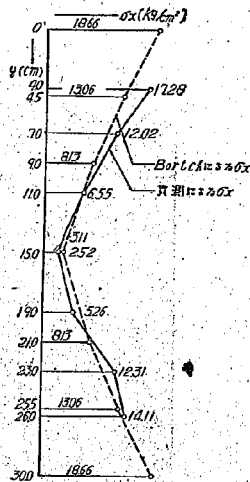
今この内より I_0 、即ち型式 I についての載荷 5 ton の場合の實測値を抜き出して、之と Bortsch の方法により計算せる値とを比較する時は圖-42 の如くであり、兩者が良く一致することが分る。

又載荷 7 ton の場合は圖-43 の如くなり、之も亦略々一致してゐる。

たゞ荷重の作用點に近い部分では實測値が幾分大きな値を示してゐる。

即ち接觸面に鋼板を有しない場合には、Bortsch の方法によつて計算した値が非常によく實際と一致することが分る。又普通の薄い鋼板を使用した場合にも、Bortsch の方法によつて計算を行へば、實際とは幾分相違するがその誤差は安全側にあると云ふことが云ひ得るのである。この實驗に於ては、工作上の關係から比較的厚い鋼板を使用したために、圖-40 の II に見る如くむしろ Krüger 或は Mörsch の假定してゐる拋物線に近い形を示してゐるが、實際に於てはこの様な厚い鋼板を使用する必要はないのである。

参考のために Krüger 及び Mörsch の方法によつて載荷 5 ton の場合の最大引張應力を計算すれば、次の如くなる。

圖-41 水平引張力 σ_x の實測値圖-42 水平引張力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (載荷 5 ton)圖-43 水平引張力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (載荷 7 ton)

Krüger による場合

$$P = 333.33 \text{ kg/cm}$$

$$Z = 0.28 P = 0.28 \times 333.33 = 93.33 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_x = 1.5 \frac{Z}{h} = 1.5 \times \frac{93.33}{15} = 9.33 \text{ kg/cm}^2$$

但し $h = 15 \text{ cm}$ と假定した。

Mörsch による場合

$$P = 333.33 \text{ kg/cm}$$

$$Z = \frac{P(a-b)}{4h} = \frac{333.33(15-4.5)}{4 \times 15}$$

$$= 58.33 \text{ kg/cm}$$

但し $b = 4.5 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$ と假定

した。

$$\sigma_x = 1.5 \frac{Z}{h} = 1.5 \times \frac{58.33}{15} = 5.83 \text{ kg/cm}^2$$

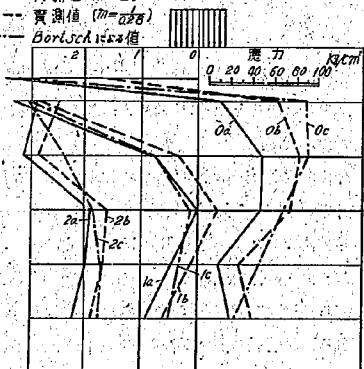
但し $b = 8 \text{ cm}$ と假定すれば

$$Z = 38.89 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_x = 3.89 \text{ kg/cm}^2 \text{ となる}$$

圖-44 水平引張力 σ_x の實測値と Bortsch の方法により計算せる値との比較 (Hannover の Technische Hochschule にて行つた実験による)a) — 實測値 ($m=3$)b) — 實測値 ($m=0.88$)

c) — Bortschによる値



II_c に於ける最大引張力 σ_x は 3.02 kg/cm^2 であり、厚い鋼板を使用した場合には、Mörsch の方法が比較的實際に近い値を與へることが分る。

尙 Bortsch の方法が實際と良く合ふと云ふことについては、最近 Hannover の Technische Hochschule に於て、供試體として鋼板を用ひて行つた実験によつても證據立てられてゐるので、参考のためにその結果を載

せておく。(Gaede, "Wälzelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton", B. u. E., 1939. Heft 11)

VI. ロツカーの壓縮強さに及ぼす形状、配筋方法及び接觸面

鋼鉄の影響並びに之等に対する考察

以上無筋のもの 4 種各 3 箇、鉄筋入りのもの 8 種各 1 箇合計 12 種 20 箇について行つた壓縮試験の結果をまとめると表-7 の如くである。

表-7 壓縮試験結果の概括

型 式	配 筋 方 法	接 觸 面 鋼 鉄 の 有 無	龜 裂 荷 重 (ton)	破 壊 荷 重 (ton)	備 考
I	無 筋	無	14.60	15.06	3 箇の平均
II	"	有	22.33	22.80	" "
III	"	無	14.80	15.44	" "
IV	"	有	25.40	25.60	" "
V	Bortsch による	無	27.00	44.00	
VI	"	有	34.00	48.00	
VII	1 重の螺旋	無	20.50	50.60	
VIII	"	有	32.00	49.75	
IX	2 重の螺旋	無	17.50	43.25	
X	"	有	26.00	53.00	
XI	"	無	18.00	42.30	
XII	"	有	29.00	49.00	

配合 1:1.5:3, 水セメント比 55%, 材齢 28 日

龜裂荷重とは、肉眼にて毛狀龜裂を認めた時の荷重の讀み。

破壊荷重とは、荷重の上昇が止んだの時の讀み、即ち最大荷重のことである。

之を圖に示せば圖-45 の如くである。

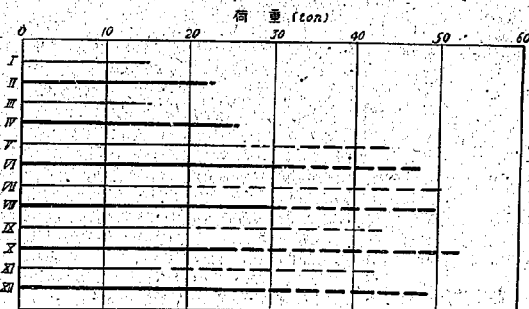
以上より形状、配筋方法及び接觸面承載の影響に就き考察すれば次の如くである。

(1) 形状に就ての考察

形状について云へば III 又は IV は、I 又は II より夫々僅か強さは増してゐるが、IV の様な形とすれば、最も大きな引張應力を受ける部分の鉄筋の長さが最も短くなつて不合理であるから、結局形としては II の様な標準型とも云ふべきものが一番良いと云ふことになる。

(2) 配筋方法の影響並びに之に対する考察

圖-45 龜裂荷重及び破壊荷重



——— 接觸面に鋼鉄が有せず
----- も有す

實験の終端にて初龜裂を生じ破壊の終端にて破壊状態に達し荷重の上昇止む

圖-45 より分る如く、型式 VI、即ち Bortsch の方法によつて鉄筋を Bügelrost として入れ、鋼鉄を用ひ

たものが、最も良いことが分る。螺旋鉄筋を用いたものにあつては、無筋のものに比べて破壊荷重は非常に大であるが、龜裂荷重はあまり高まつてゐない。破壊荷重とは、試験機の荷重の上升が止んだ時の読みであつて、既にそれ以前に於て、載荷點附近のコンクリートが壓縮され、鋼筋が彎曲し、螺旋鉄筋を使用したものにあつては螺旋鉄筋の外側のコンクリートが剥落する等、使用に耐へない状態に達するので、良否の判断は龜裂荷重と、龜裂の進行状態及び破壊の状態とによるべきである。この點から考へて、VIの型式が最も良いのである。鋼筋の影響も亦、圖-45 から明らかに分る。

表-8 接觸面鋼筋の影響

(3) 接觸面鋼筋の影響並びに之に對する考察

接觸面に鋼筋をつけたために、圖-45 から分る如く強さは増加してゐるが、各型式について龜裂荷重及び破壊荷重の増加率を示せば表-8 の通りである。

螺旋鉄筋を用いたものにあつては、無筋のものに比して龜裂荷重があまり増加しないので、鋼筋の影響は無筋のものに於けると略々同じ位になつてゐる。

又、鐵筋入りのものにあつては、破壊荷重の増加率が比較的小さいのは(むしろ減少してゐるものもある)、鋼筋を有するものも、有しないものも同様に、破壊に近い状態に於ては、載荷點附近のコンクリートが壓縮されて殆んど平坦に近い面で壓縮される様になるためである。

以上の如く、接觸面に鋼筋を使用することによつて、ロッカーの強さを増すことが出来るが、今載荷 5 ton の場合に載荷點附近のコンクリートに生ずる最大壓縮應力を Hertz の式によつて計算してみると次の如くになる。

先づ接觸面に鋼筋を使用せず、桁の下面のコンクリートとロッカーのコンクリートとが直接接觸する場合を考へると、その場合の接觸面積 b は、Hertz の式によつて

$$b = 4 \sqrt{\frac{2P}{\pi LE} \frac{1 - \frac{1}{m^2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

之に $P=5,000 \text{ kg}$ 、 $L=15 \text{ cm}$ 、 $E=210,000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $m=6$ 、 $r_1=\infty$ 、 $r_2=15 \text{ cm}$ を入れると

$$\begin{aligned} b &= 4 \sqrt{\frac{2 \times 5,000}{3.1416 \times 15 \times 210,000} \cdot \frac{1 - \frac{1}{36}}{\frac{1}{15}}} \\ &= \frac{4}{100} \sqrt{\frac{10,000}{3.1416 \times 21} \cdot \frac{35}{36}} \\ &= 0.04 \sqrt{147.33} = 0.04 \times 12.14 \\ &= 0.49 \text{ cm} = 4.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

故に接觸面のコンクリートに生ずる最大壓縮應力は、

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{4P}{\pi b L} \\ &= \frac{4 \times 5,000}{3.1416 \times 0.49 \times 15} \\ &= 866 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となり、非常に大となる。

次に桁の下面と、ロッカーの接觸面に鋼板を用ひ、鋼板と鋼板とが接觸する場合を考へると(この場合は $E=2,100,000 \text{ kg/cm}^2$, $m=3$ を入れる)

$$\begin{aligned} b &= 4\sqrt{\frac{2P}{\pi l E} \cdot \frac{1 - \frac{1}{m^3}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \\ &= 4\sqrt{\frac{2 \times 5,000}{3.1416 \times 15 \times 2,100,000} \cdot \frac{1 - \frac{1}{9}}{\frac{1}{15}}} \\ &= \frac{4}{100} \sqrt{\frac{10,000}{3.1416 \times 210} \cdot \frac{8}{9}} \\ &= 0.04 \sqrt{13.48} = 0.04 \times 3.67 \\ &= 0.15 \text{ cm} = 1.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

故に接觸面の鋼板に生ずる最大壓縮應力は

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{4P}{\pi b l} \\ &= \frac{4 \times 5,000}{3.1416 \times 0.15 \times 15} \\ &= 2,829 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

又載荷點附近のコンクリートに生ずる最大壓縮應力は、鋼板の幅8cmに荷重が楕圓に分布するものと考えれば

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{4P}{\pi b l} \\ &= \frac{4 \times 5,000}{3.1416 \times 8 \times 15} \\ &= \frac{5,000}{94.248} \\ &= 53.05 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

又 Bortsch の計算に於ける $\beta=0.3$, 即ち $b=0.3a=0.3 \times 15=4.5 \text{ cm}$ と考へれば

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{4 \times 5,000}{3.1416 \times 4.5 \times 15} \\ &= 94.31 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となる。

又この荷重の分布を Bortsch の假定してゐる様に $p=p_1 \cos \frac{\pi x}{b}$ に従つて分布するものとするれば、最大壓縮應力は

$$\begin{aligned} p_1 &= \frac{\pi P}{2b} \\ &= \frac{3.1416 \times 5,000}{2 \times 4.5} \\ &= 174.53 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

となる。

上記の如く、接觸面に鋼板を使用することによつて最大壓縮應力を大いに減ずることが出来る。即ち、鋼板の使用によつて載荷點附近のコンクリートが壓潰されるのを、ある程度まで防ぐことが出来る。尤もこの場合の壓

縮應力は、普通の1方向の壓縮の場合とは異なり、Druckkern内に於ける3方向の壓縮であるから、鋼に對して普通 $1,200 \text{ kg/cm}^2$ の許容應力を $5,000 \sim 6,000 \text{ kg/cm}^2$ に高め得ると同様に、コンクリートの許容應力も相當高め得るものである。

尙又、鋼板の使用によつて、桁の下面或は橋臺、橋脚の上面とロッカーとの接觸が良好になり、以上の理由を綜合すれば、ロッカーの接觸面と桁の下面或は橋臺、橋脚のロッカーと接する上面には、必ず鋼板を使用すべきであると云ふことが結論し得る。但し、この鋼板の厚さは、實驗の結果から見て、あまり大なる厚さは必要としない。普通のロッカーに對しては、 $20 \sim 25 \text{ mm}$ 程度で充分であらう。

VII. 結 論

以上高 30 cm の模型ロッカー供試體（無筋のもの4種各3箇、鐵筋を入れたもの8種各1箇）について行つた試験の結果得られた結論は次の如くである。但しこの實驗によつて得た數字上の關係が、そのまゝ實物大のロッカーに對して適合しないことは勿論である。

(1) 形に關しては、型式 III 又は IV は I 又は II より丈夫強さは僅か増してゐるが（表-7 及び圖-44 参照）、IV の様な形とすれば、最も大きな引張應力を受ける部分の鐵筋の長さが最も短くなつて不合理であるから、結局 II の様な標準型とも云ふべき形を採用すべきである。

(2) 鐵筋の作用は、龜裂發生までは割合に小さいが、若し之を無筋とすれば、一旦龜裂を生ずる時はその龜裂は急速に進展し破壊に至る處れがあり、かゝる理由より鐵筋による補強は常に必要であり、無筋のまゝ使用することは許されない。

(3) 表-8 から分る如く、ロッカーの上下接觸面に鋼板を取付けると強さは増す。之は鋼板の使用によつて、對稱斷面に於ける横方向引張應力の最大値が減少して來るためである。又鋼板の使用によつて、桁の下面或は橋臺、橋脚の上面とロッカーとの接觸が良好になり、且又載荷點附近のコンクリートに生ずる最大壓縮應力を大いに減じ、その部分のコンクリートが壓潰されるのを、ある程度まで防ぐことが出来る。

之等の理由より、ロッカーの接觸面と桁の下面或は橋臺、橋脚のロッカーと接する上面には必ず鋼板を使用すべきである。

但し、この鋼板の厚さは、實驗の結果から見て、あまり大なる厚さは必要としない。普通のロッカーに對しては $20 \sim 25 \text{ mm}$ 程度が適當であらう。あまり厚い鋼板を使用することは、鐵筋コンクリートロッカーを使用せんとする本來の主旨に反するものである。

(4) 鐵筋の計算は、對稱斷面に於ける水平方向の引張應力に依るのであるが、この引張應力の分布狀態に關しては、從來色々な式が發表されてゐるが、この内普通のロッカーに對しては、最近發表された Bortsch の方法が最も實際に近く、しかも計算も割合に簡單である。尤も、接觸面に厚い鋼板を使用した場合には、Krüger 或は Mörsch の假定してゐる拋物線に近い分布狀態となるので、Bortsch の方法が適用出来るのは薄い鋼板を使用した場合に限るのである。

圖-41 及び 圖-42 は鋼板を有しない場合の試験結果であるが、普通の薄い鋼板を使用した場合にも、Bortsch の方法によつて計算を行へば、實際とは幾分相違するが、その誤差は安全側にある。この場合 β は 0.3 位にとつて計算すればよい。

(5) 鐵筋の配置方法は、螺旋よりも Bügelrost とした方が良い。即ち Bortsch の方法によつて、對稱斷面

に於ける水平方向の引張應力に充分抵抗し得るだけの鉄筋を、Bügelrost として入れ、上下接觸面に鋼版を付けたもの(型式 VI)が最も良い。

長さの方向及び軸方向の鉄筋は補助の鉄筋であつて、太い鉄筋を使用する必要はない。

(6) 最後に設計荷重に対する安全率の問題であるが、之は非常に難しい問題で、龜裂荷重や破壊荷重を基準とすべきものでなく、その中間の、載荷點附近のコンクリートが壓縮され始め、龜裂が急速に進展し始めた時の荷重を基準とすべきであつて、之に關しては尙、貨物大の供試體につき、研究を進める豫定である。勿論、龜裂荷重の高いことは望ましいのであるが、鉄筋コンクリートの本來の性質から云つて、コンクリートの毛狀龜裂をそれ程嚴格に避けることは、不經濟である。

本試験の型式 VI に於ては、設計荷重 5 ton に対して、龜裂荷重 34 ton は 6.8 倍、破壊荷重 48 ton は 9.6 倍にして非常に大であるが、之は形が小さいこと、對稱斷面に於ける水平引張應力の最大値を、前述の如く 11.33 kg/cm^2 に抑へて設計したことによるのであつて、この様な設計は安全過ぎる。實際設計する場合にこの最大引張應力の値をどの程度に抑へるべきかは、更に試験を行はなければ分らないが、鉄筋の太さ、間隔等の點から考へて、 25 kg/cm^2 位にとるのが適當であると考へる。このとり方によつて安全率が變つて來るのは當然である。

以上が本試験の結果より得られた結論であるが、尙参考のために、今日迄當試験所にて行つた試験の結果得られた、設計施工に當つての注意事項を附記しておく。

(1) 先づ與へられた荷重に対して形状を決めなくてはならないが、形状のあまり大に過ぎるものは自重が大となつて取扱ひにも不便であるから、なるべく小さなもので大きな強さを有するものが望ましい。併し、あまり小さすぎで鉄筋の間隔が密になりすぎても、いけないから、適當の大きさを見出すことが必要である。Bortsch の方法によつて計算する場合には、鉄筋の太さ、間隔等を考へて、最大引張應力の値を大體 25 kg/cm^2 位に抑へて形状をきめれば良いと思ふ。

(2) 鉄筋の配置については、横方向の引張應力に対して充分抵抗し得る如く鉄筋を配置すべきである。即ち設計に當つては、對稱斷面に於ける水平方向引張應力圖により、この全引張力を鉄筋によつてとらしむる如く計算をなし、應力大なる箇所は鉄筋間隔を密にし、應力小なる箇所は疎とし、合理的な配置方法を講ずべきである。Bortsch の方法に依る場合には、龜裂の入つた場合の、鉄筋の受ける應力の増大を考慮に入れ、鉄筋の許容應力を普通より小さくとつておくべきである(II の (7) Bortsch の研究参照)。

(3) 龜裂は無筋のものにあつては中央に生じ、鉄筋にて補強せるものにあつては、中央に近い軸方向鉄筋に沿ふて生ずる。従つて引張應力の最も大きい對稱斷面に軸方向鉄筋を置くことは宜しくない。又軸方向鉄筋は補助の鉄筋であるから、太いものを使用する必要はない。

(4) 應力の分布状態及び龜裂状態より明らかなる如く、かゝるロッカーの龜裂發生は軸方向の壓縮によつて誘起される横方向の引張應力によつて起るものであるから、龜裂荷重を高め、ロッカーの強さを増すために、ロッカー用のコンクリートとしては、壓縮強さと共に引張強さの特に大なるものを使用すべきである。

(5) 鉄筋の配置が相當複雑になつて、あまり硬練りのコンクリートを用ひ得ざる故に、なるべく富配合(普通は $1:1.5:3$ 或は $1:1:2$)のコンクリートを用ひ、突固めは入念に行ひ、出來得れば震動機を使用してコンクリート内の空気を減少せしむべきである。又鉄筋に強め引張應力を與へておくことも龜裂荷重を高める一つの方法である。

(6) セメントは風化しない特に新鮮なものを用ひ、骨材の粒度も適当なものを選擇し、配合、混合は特に入念に行はなければならない。

(7) 接觸面鋼板はあまり厚いものは必要としないが、あまり薄すぎるもの、或は幅の狭すぎるものであつては効果がない。普通のロッカーに對しては、幅がロッカーの幅の約半分位で、厚 20~25 mm 程度の鋼板を曲げて取付けるのが適當と考へる。

(8) 接觸面鋼板は桁の荷重を直接に受けて、之をロッカーにある程度分布して傳へるが故に、その表面仕上げは特に入念に行ひ、凹凸なく桁の下面接觸板或は橋臺、橋脚上の接觸板と全長に互に一様に接觸し、荷重を平等に分布せしむる如くしなければならない。

(9) 板はその表面仕上げのみならず、コンクリート施工の際、正規の位置を保たしむること困難で又板のねじれも生じ易く、然も板の偏倚がロッカーの強さに及ぼす影響は頗る大きいから、コンクリート施工の際は中心位置の偏倚とねじれを生ぜざる様、特に注意が肝要である。

このためには、型枠を横に組み、兩端の鋼板が鉛直に立つ位置において、コンクリートを打てば都合がよい。併しこの場合ロッカーの長さがあまり長くなると、接觸面の偏倚も大きくなり易く、従つて應力の分布が不均等になり龜裂を早く生ずることゝなつて望ましくない。

(10) ロッカーと桁とは、杓によつて連結し、地震等の際、ロッカーが轉倒しない様な構造にしなければならない。

(11) ロッカーは橋臺或は橋脚の中に隠蔽されるものであるが、施工の際はロッカーの下端まで橋臺或は橋脚のコンクリートを打ち、ロッカーを正規の位置に置き、然して後に残りの兩側のコンクリートを打てば都合がよい。兩側の壁とロッカーの間には夫々 5 cm 位の間隙をおき、この中に填隙材を填充しない方がよい。

大體以上の通りであるが、要するにかゝるロッカーの強さは、コンクリートの入念なる配合及び施工、鉄筋の合理的配置並びに接觸面鋼板をして正規の形状及び位置を保たしむることにあるから、之等の諸點に充分注意して設計或は施工をなすべきである。

土木試験所出版圖書

報告

(* 印は残部なし)

件名	発行年月	件名	発行年月
1 路面及勾配が馬車運送に及ぼす影響に就ての研究中間報告(牧) 瀝青質材料就瀝青質混合物に関する研究第一報(三木)	(大正) 14. 3	*12 瓦斯爐及乾炭爐タール及びビッチに関する試験成績(三木, 山田新) コール・タール・ビッチ中の純瀝青に就て(三木, 山田新) 大気中に於けるアスファルト・セメントの變化(永峯) 石灰瓦斯のアスファルト・セメントに及ぼす影響(永峯) 標準砂モルタルの強度に及ぼす火山灰及石粉の影響(高田)	4. 1
2 瀝青質材料針度に就て	15. 1	13 ポートランドセメント混泥土鋪装の磨耗試験(山田, 船山) 橋梁用敷板強度試験(青木, 鈴木) 苳既橋鐵材の腐蝕に関する調査(青木) 鋪装用鋳鉄ブロック磨耗試験(高田)	4. 5
3 「グアイアログ」に依る路面凹凸測定 瀝青混合物に関する研究 「アスファルト」合材混合の際に於ける「アスファルト」の粘度に就て	15. 2	*14 瀝青乳劑及ビチュマルス鋪装に関する試験(藤井, 永峯) 瀝青滲透ブロックに関する試験(三木) 瀝青質材料の滲透性に関する試験(三木) 瀝青質材料の粘度及膨脹係数に関する試験(三木, 山田新)	4. 12
*4 急硬セメントに関する試験報告	15. 5	*15 北上川降閉式轉動堰模型試験(物部, 青木, 伊藤) 電氣銲接法による鐵筋の接合(青木) 現場打混泥土の耐壓試験報告(高田)	5. 2
*5 簡易鋪装に関する試験報告	(昭和) 2. 3	*16 路面の構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第一)(藤井, 船山) 瀝青滲透ブロック鋪装試験(三木) 工事用石材試験成績(高田, 眞崎)	5. 5
*6 混泥土及鐵筋混泥土抗拉力試験報告(宮本)	2. 5	*17 路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第三)(藤井)	5. 5
*7 八幡製鐵所副産部製品、瀝青質材料、瀝青質鋪装、「セメント」類及揮發油に對する「アスファルト」の可溶性率等に関する試験成績(三木, 山田新, 高田)	2. 7	*18 混泥土鋪装の粗骨材別磨耗比較試験(山田, 船山) 鋪装混泥土工に及ぼす氣象作用の影響並に之に應ずる設計及工法に就て(一)(藤井) 鬼怒川上流改修工事用角礫灰岩砂利及砂に関する試験(高田) 鐵筋混泥土道路橋設計資料(大野) 各種土木工事用材料試験成績(三木)	5. 10
*8 瀝青質材料標準試験方法 石材類標準試験方法	2. 10	*19 路面構造の運輸經濟に及ぼす影響並に之に基く道路設計の基本に関する研究(第四)(藤井)	5. 11
*9 急硬性「セメント」に関する試験(三木, 高田, 船山, 小田, 大和田) 「ソリデナット」の耐壓強度に関する試験(高田, 船山) 「ブロック」に関する試験(西川, 眞崎, 船山) 高知縣縣瀧川産砂に関する試験(高田) 多摩川産砂利及砂に関する調査(高田) 石材類試験成績(高田, 眞崎)	2. 11	*20 東京山手赤土の彈性的性質に関する試験(一)(高田) 基礎の沈下量算定法(一)(松村) 岩間水門に関する水理試験(青木)	6. 6
*10 路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第一)(藤井, 船山) 道路橋振動試験(青木)	3. 3		
*11 瀝青滲透ブロック試験成績(三木, 小田) 鋪装工事用サーフェス・ヒーダーの碎石に及ぼす影響に関する試験(高田) 常願寺川産砂に関する試験(高田, 眞崎, 船山)	3. 7		
*12 アスファルト・ブロック試験成績(三木, 松本) 各種アスファルト・ブロック比較試験成績(三木, 松本) 石油アスファルトとコール・タール・ビッチとの混合物に関する試験(三木, 山田新)			

號	作 名	發行年月
*20	伊藤) 單絞掛機型試驗(三浦) 國道鐵筋混凝土桁橋標準設計案 (大野)	
21	背水曲線の一般的解法(物部, 伊藤) 單絞掛の振動に関する理論並に實驗 (三浦) 混凝土鋪裝の繼目に関する試験 (山田, 船山) 河水のボルトランド・セメントに及 ぼす影響(西川, 川如) 標準砂モルタルの強度に及ぼす石粉 の影響(高田) 瀝青乳劑試驗成績(西川)	6.12
22	地震時土壓の實驗的研究(松尾) 混凝土鋪裝機日用エラストイト試験 (西川, 松本) 高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關 する試験(高田) 基礎の沈下量算定法(第二)(松村) 新土壓計算圖表(本間)	7. 5
23	簡易鋪裝に関する質地比較試験 (山田, 船山) 鋼矢板試験(青木) 大和川筋巻ノ瀨地に關する調査 (第一)(高田)	7. 7
24	道路の背水曲線の設計に就て(藤井) 阻挫に関する試験(本間) 乳劑の粘度に就て(島田) 府縣道鐵筋コンクリート丁桁橋標準 設計案(大野) 碎石の磨損率に関する一試験(高田) 三縣津浪調査報告(松尾) 本邦產鋪裝用石材(附鐵)(高田, 眞崎)	8. 6
*25	本邦鋪裝用タールの性質に就て(西 川, 山田耕) 横溢流堤流量試驗(伊藤, 本間) 擁壁の安定增大に關する一提案及之 に關する試験(松尾) 砂利層の支持力に關する試験 (第一報)(山田, 船山) 鋼矢板試験(續)(青木) エナツト・パイプ試験(青木)	8.11
26	地震に因る動水壓を考慮せる重力堰 堤の断面決定法(物部) 田中村調節池溢流堤に關する水理試 驗(本間) 瀝青鋪裝切取試驗體の性質(西川, 松 本) 道路鋪裝用瀝青乳劑の性状に關する 基本的研究(第一報)(島田, 福島) 自動車の路面に及ぼす衝撃に關する 研究(其一)(松村)	9. 3
27	道路用骨材の性質に及ぼす粒子形状 の影響に就て(藤井) 津浪の奥書軽減に關する模型試験 (松尾) 津浪の變形の理論(本間) 三縣津浪調査報告(追加)(松尾)	9 6

號	作 名	發行年月
27	自動車の路面に及ぼす衝撃に關する 研究(其の二)(松村) 瀝青透入マカダムに關する試験(第 一報)(山田, 船山)	
28	地震動による土堰堤の變形(松村) 銑削鋼引張試驗用小型試驗片(青木, 佐藤) 國產瀝青乳劑試驗成績(西川) 骨材及び類似材の級性に關する研 究(島田) 鐵筋コンクリート無絞掛の經濟的並 に耐震的設計(1)(大野)	9.10
29	矢板擁壁の控板に作用する力に關す る試験(松尾) 瀝青機目材試驗成績(西川, 松本) 南洋材カボール並にターペンタイン の物理的諸性質に關する試験(青 木, 石川) 道路鋪裝用瀝青乳劑の性状に關する 基本的研究(第二報)(島田, 福島) 阪神地方沿岸風水害調査報告(松尾)	9.12
30	道路鋪裝用瀝青乳劑の性状に關する 基本的研究(第三報)(島田) 鰐口狀河口に於ける水流に就て (本間) 下關海峡の潮流に關する模型試験 (本間) 基礎版の基本的研究(第一報)(松村) 溢流堤下流洗掘防止に關する一試験 (八木) 國道鉄結綫桁橋標準設計案(青木, 牧野)	10.4
31	土砂の安定強度試験(山田, 西川) 本邦鋪裝用タールの性質(其のⅡ) (西川) 道路鋪裝用タール乳劑に關する研究 (第一報)(福島, 川如) 擁壁裏面の土壓軽減の效果に關する 試験(松尾) 浦戸港々口の潮流に關する試験 (第一報)(本間)	10.8
32	本邦道路橋の重量(青木, 佐藤) 道路鋪裝タール乳劑に關する研究 (第二報)(島田) 河川潤曲部に於ける水流に就て(本 間) タールとアスファルトとの混合物 の鋪裝材としての性質(西川) タール鋪裝と水稻の發育との關係 (西川) ボートランドセメントの凝結後に於 ける溶解物のPHに就て(高田) 王泊渠堤の漏水の溫度及水素イオン 濃度(高田)	10.11
33	砂利路面工の配合比に關する試験 (山田, 船山) 鋼橋銑接骨鉄縮試験(青木, 鈴木) 基礎版の基本的研究(第二報)基礎 桁(松村) 道路鋪裝用アスファルトの力學的持 性に就て(其のⅠ)(島田) 停止波に就て(横田)	11. 3

號 件 名 發行年月

- (島田)
鐵筋コンクリート橋承に関する壓縮
強度試験(一本)
- 46 { 上下弦に任意の慣性モーメントを有
せるフイーレンディール樁の應力
算定法(1)(佐藤)
波による河口附近の砂の移動に關
する實驗(本間)
河道に設けた貯水池の水理(伊藤) 14. 7
杭の水平抵抗力に関する試験(第2報)
(松尾)
普通早強中熱熟主酸質混合高爐セメ
ント及礫土セメントに関する比較
試験(第2報)(川州)
河川合流點の調整に就いて(第1報)(安藝)
- 47 { 物理地下探査法に依る相模川河水
統制地域の岩盤位置調査(島田)
振動コンクリートの強度並に之と普
通コンクリートとの比較に關する
試験(一木・木村) 14.10
各種安定材混和に依る土壤安定法に
關する實驗室試驗報告(第1報)
(福島・眞崎)

號 件 名 發行年月

- 小型水路に於ける流速公式の實驗的
研究(松尾)
砂粒河床模型實驗の基本に關する實
驗並に限界掃流力に關する研究 14.12
(安藝・佐藤)
防波堤に及ぼす波の壓力並に堤體の
安定に關する實驗的研究(第1報)
(松尾)
- 49 { 水門の流出状態に關する實驗的研究
(横田)
急流河川の床止堰堤下流部の洗掘に
關する模型實驗(安藝・佐藤) 15. 1
- 50 { アスファルト混合料の抽出溶液より
アスファルトの回收方法に關する
研究(西川・松本) 15. 2
砂利道と土砂道との路面耐力の増進
工法に關する比較試験(山田・船
山)

彙 報

- 1 { 試驗調査事務分掌
試驗調査事項の處理方法
現在實施中の主たる試驗調査事項
昭和11年に於ける材料その他の依頼
試驗
備付雜誌
附 處務細則 12. 3
- 2 { 赤羽分所水理試驗設備 12. 3
- *3 { 獨逸 Oder 河の流量調節の Ottma-
chau 貯水池建設に就て 12. 8
- 4 { 黃河に關する H. Engels の模
型實驗に就て 13. 3
- 5 { 大塊コンクリート用特殊セメントに
就て(第1報) 13. 8

- 6 { 大塊コンクリート用特殊セメントに
就て(第2報) 13.11
- 7 { Mississippi 河の改修計畫(横田)
Vicksburg に於ける國立水理試驗所
に於ける模型實驗(佐藤) 14. 9
- 8 { Mississippi 河改修工事施行設備並
に工法(安藝)
堤防築設に關する土質力學的理論と
その應用(片平) 14.10
- 9 { 獨逸の國策に基く道路建設 14.11
- 10 { 黃河の改修に關する調査資料 14.11
- 11 { 支那の道路及道路運輸に關する調査
資料(谷藤・齊藤・尾之内・寺西) 15. 2

其 他

- *本邦道路橋輯覽 14.12
- *本邦道路橋輯覽 第二版 3. 3
- *本邦道路橋輯覽(増補) 3. 3
- 第六回國際道路會議に關する
報告書 7. 4

- 土木工事用材料標準試驗方法 7. 4
- 本邦道路橋輯覽 第三輯 10.11
- 本邦道路橋輯覽 第四輯 14. 4
- 道路用アスファルト乳濁臨時
規格(案)(西川) 14. 7

昭和十五年三月十日印刷
昭和十五年三月十五日發行

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