土木試驗所報告

第六十一號

基礎微分方程式を冪級數に展開して
解き之に依つて變斷面桁の固有振動
數を求むる方法……內務技師 横田周平… 1

木材合成桁の合成工法と强度に關す
る實驗的研究……內務技師 村上永一…19

黃土路床土の固結安定に關する基礎
試驗及び調査（第1報）……內務技師 福島彌六…49

鋼道路橋設計資料並びに鋲結鈑桁橋
標準設計案……囑託 牧野喬…93

510.5
2108-(2)

昭和十六年八月

內務省土木試驗所

報告第六十一號正誤表

頁	行	誤	正
54	表—3 粘土 4	19.26	79.26
58	表—4(2) 下ヨリ 6 欄（壓縮强さ）	11.	11.4
58	表—4(2) 下ヨリ 5 欄（壓縮强さ）	6.1	16.1

基礎微分方程式を冪級數に展開して解き之に依つて變斷面桁の固有振動數を求むる方法

內務技師　横　田　周　平

要　旨

桁の中央を原點に取り慣性モーメントが1次的或は2次的に減少する樣な實際的な變斷面桁の固有振動數を表題に述べた如き方法で計算した．計算結果は本所村上學士の求められた近似値と良く一致した．此の論文は亦內務省土木試驗所報告第56號(昭和15年9月)に發表せる〝基礎微分方程式を冪級數に展開して解き之に依つて變斷面壓縮材の限界荷重を求むる方法〟の續篇でもあり，此の方法が變斷面材の固有値問題解決の一つの有力な手段である事を示すものである．

目　次

I　變斷面桁の横振動に對する基礎微分方程式……(1)
II　基礎微分方程式を冪級數に展開して解く事……(2)
〔1〕慣性モーメントが1次的に變化する場合……(2)
〔2〕慣性モーメントが2次的に變化する場合……(8)
III 固有振動數の計算……(12)
〔1〕慣性モーメントが1次的に變化する場合……(12)
〔2〕慣性モーメントが2次的に變化する場合……(14)
〔3〕村上氏の計算値との比較……(14)
IV 結　言……(18)

I. 變斷面桁の横振動に對する基礎微分方程式

外力の作用しない場合の變斷面桁の横振動に對する基礎微分方程式は良く知られてゐる樣に次の如き形で表はされる．

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left\{EI(x)\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}\right\}+\frac{m}{g}\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}=0 \qquad (1)$$

但し　E：　材料の彈性係數

$I(x)$：　桁の斷面の慣性モーメントで x の函數

m：　單位長さ當りの死荷重で一般には x の函數であるが此の計算に於ては常數としてゐる．

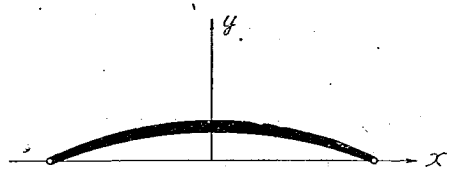
g：　重力の加速度

t：　時　間

坐標軸は圖—1 の如く取る．

桁の斷面は中央を中心として對稱的に變化

圖—1



するものとし中央斷面の慣性モーメントを基準にして1次的或は2次的に減少する場合に就て計算する．實際的な變斷面桁としては之等のものが最も普通である，式で表はせば

$$I(x)=I_c-(I_c-I_e)\left(\frac{2x}{L}\right)^n \quad \cdots\cdots(2)$$

但し　I_c：桁の中央斷面の慣性モーメント

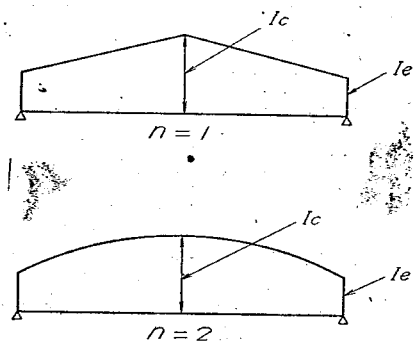
I_e：桁の兩端斷面の慣性モーメント

L：桁の長さ

n：　1又は2

變斷面桁自身の單位長さ當りの重量は可成り變化するが，橋桁等に於ては桁上に載る死荷重が大きいので之等の重量全部を考へれば M の値は大して變化しない，從つて桁全體の平均値を取る事とし此の計算に於ては m を常數とした．

圖—2



桁が振動數 w なる振動をなす時の撓曲線は

$$y=Z(x)\ sin\ wt \quad \cdots\cdots(3)$$

で表はす事が出來る．但し1秒間の振動數は $\frac{w}{2\pi}$ である．$Z(x)$ は x のみの函數であつて振動してゐる時の最大撓を與へる．

(3)式を(1)式に代入すれば

$$\frac{d^2}{dx^2}\left\{EI(x)\frac{d^2Z}{dx^2}\right\}-\frac{mw^2}{g}Z=0 \quad \cdots\cdots(4)$$

(2)式を(4)式に代入し

$$\frac{2x}{L}=\lambda,\ 0\leqq\beta^n=\frac{I_c-I_e}{I_c}\leqq 1,\qquad \alpha^2=\frac{mL^4w^2}{16EI_cg}$$

と置き換へれば

$$\frac{d}{d\lambda^2}\left\{(1-\beta^n\lambda^n)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}\right\}-\alpha^2Z=0 \quad \cdots\cdots(5)$$

$n=1, 2$ の場合に就て上記の微分方程式を冪級數に展開して解き，之より α^2 と β^n の關係，從つて w と $\frac{I_c-I_e}{I_c}$ との關係を求め樣とするのである．

II. 基礎微分方程式を冪級數に展開して解く事

[1] 慣性モーメントが1次的に變化する場合

$n=1$ の場合に對して(5)式を冪級數の形で解く，即ち(5)式の解として

$$Z=\sum_{\mu=0}^{\infty}A_\mu\lambda^\mu \quad \cdots\cdots(6)$$

を假定する．然る時は

$$\frac{d^2Z}{d\lambda^2}=\sum_{\mu=2}^{\infty}\mu(\mu-1)A_\mu\lambda^{\mu-2}=\sum_{\mu=0}^{\infty}(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^\mu$$

$$(1-p\lambda)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}=\sum_{\mu=0}^{\infty}(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^\mu-\sum_{\mu=0}^{\infty}p(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^{\mu+1}$$

$$=2A_2+\sum_{\mu=0}^{\infty}\Big\{(\mu+3)(\mu+2)A_{\mu+3}-p(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\Big\}\lambda^{\mu+1}$$

$$\frac{d^2}{d\lambda^2}\left\{(1-p\lambda)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}\right\}=\sum_{\mu=1}^{\infty}(\mu+1)\mu\Big\{(\mu+3)(\mu+2)A_{\mu+3}-p(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\Big\}\lambda^{\mu-1}$$

$$=\sum_{\mu=0}^{\infty}\Big\{(\mu+4)(\mu+3)(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+4}-p(\mu+3)(\mu+2)^2(\mu+1)A_{\mu+3}\Big\}\lambda^\mu \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

(5)式及び(7)式を(5)式に代入すれば，$0\leqq\lambda\leqq1$ の範圍の全ての λ の値に對して同式が成立する爲には，λ^μ ($\mu=0,\ 1,\ 2,\ 3,\cdots\cdots$)の全ての係數が悉く零とならなければならない．即ち

$$(\mu+1)(\mu+2)(\mu+3)(\mu+4)A_{\mu+4}-p(\mu+1)(\mu+2)^2(\mu+3)A_{\mu+3}-a^2A_\mu=0\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

$\mu=0,\ 1,\ 2,\ 3,\ \cdots\cdots$

$A_0,\ A_1,\ A_2,\ A_3$ を假定すれば A_4 以下の係數は(8)式に依り決定される．

本問題に對する境界條件としては

$\lambda=0$ に於て $\dfrac{dZ}{d\lambda}=0,\ \dfrac{d}{d\lambda}\left\{(1-p\lambda)\dfrac{d^2Z}{d\lambda^2}\right\}=0$

$\lambda=1$ に於て $Z=0,\ \dfrac{d^2Z}{d\lambda^2}=0$

後者の2條件は後に廻し前者の2條件より

$$A_1=0$$

$$A_3=\frac{1}{3}pA_2$$

を得る．$A_0,\ A_2$ は未定の儘殘し各係數を列記すれば次の如くである．

$$A_0=A_0$$

$$A_1=0$$

$$A_2=A_2$$

$$A_3=1\cdot2A_2\cdot\frac{1}{3!}p$$

$$A_4=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{2!}{4!}a^2+1\cdot2A_2\cdot\frac{2!}{4!}p^2$$

$$A_5=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{3!}{5!}pa^2+1\cdot2A_2\cdot\frac{3!}{5!}p^3$$

$$A_6=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{4!}{6!}p^2a^2+1\cdot2A_2\left(\frac{4!}{6!}p^4+\frac{1}{6!}a^2\right)$$

$$A_7=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{5!}{7!}p^3a^2+1\cdot2A_2\left(\frac{5!}{7!}p^5+\frac{5+1}{7!}pa^2\right)$$

$$A_8=\frac{A_0}{1\cdot2}\left(\frac{6!}{8!}p^4a^2+\frac{2!}{8!}a^4\right)+1\cdot2A_2\left(\frac{6!}{8!}p^6+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{8!}p^2a^2\right)$$

$$A_9=\frac{A_0}{1\cdot2}\left(\frac{7!}{9!}p^5a^2+\frac{7\cdot2!+3!}{9!}pa^4\right)+1\cdot2A_2\left(\frac{7!}{9!}p^7+\frac{7\cdot6\cdot5+7\cdot6\cdot1+7\cdot2!+3!}{9!}p^3a^2\right)$$

$$A_{10}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left(\frac{8!}{10!}p^6a^2+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{10!}p^2a^4\right)+1\cdot2A_2\left(\frac{8!}{10!}p^8+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot6\cdot1+}{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}p^4a^2+\frac{1}{10!}a^4\right)$$

$$A_{11}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left(\frac{9!}{11!}p^7a^2+\frac{9\cdot8\cdot7\cdot2!+9\cdot8\cdot3!+9\cdot4!+5!}{11!}p^3a^4\right)+1\cdot2A_2\left(\frac{9!}{11!}p^9+\frac{9\cdot8\cdot7\cdot6\cdot5+\cdots}{\cdots\cdots+5!}p^5a^2+\frac{9+5+1}{11!}pa^4\right)$$

$$A_{12}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left(\frac{10!}{12!}p^8a^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot8\cdot3!+10\cdot9\cdot4!+10\cdot5!+6!}{12!}p^4a^4+\frac{2!}{12!}a^6\right)$$
$$+1\cdot2A_2\left(\frac{10!}{12!}p^{10}+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot6\cdot5+\cdots\cdots+6!}{12!}p^6a^2+\frac{10(9+5+1)+6\cdot5+6\cdot1+2!}{12!}p^3a^4\right)$$

$$\cdots\cdots$$

以上の式を仔細に吟味すれば A_{13} 以上の係數も機械的に導かれる事が解るであらう．之等の係數間の關係は後に明らかにする．上記の各係數を(6)式に代入し

$\lambda=1$ に於て $Z=0$

なる境界條件を入れ a^2 に關して整頓すれば

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{1\cdot2+\left(\frac{2!}{4!}+\frac{3!}{5!}p+\frac{4!}{6!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m-1)!}{(m+4)!}p^m+\cdots\cdots\right)a^2\right.$$
$$+\left(\frac{2!}{8!}+\frac{7\cdot2!+3!}{9!}p+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{10!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$\left.+\left(\frac{2!}{12!}+\frac{11\cdot2!+7\cdot2!+3!}{13!}p+\frac{12(11\cdot2!+7\cdot2!+3!)+8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{14!}p^2+\cdots\cdots\right)a^6+\cdots\cdots\right\}$$

$$+1\cdot2A_2\left\{\left(\frac{1}{2!}+\frac{1}{3!}p+\frac{2!}{4!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m-1)!}{(m+4)!}p^{m-1}+\cdots\cdots\right)\right.$$
$$+\left(\frac{1}{6!}+\frac{5+1}{7!}p+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{8!}p^2+\cdots\cdots\right)a^2$$
$$\left.+\left(\frac{1}{10!}+\frac{9+5+1}{11!}p+\frac{10(9+5+1)+6\cdot5+6\cdot1+2!}{12!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4+\cdots\cdots\right\}=0 \quad\cdots\cdots(9)$$

A_0 にかゝる括弧内の $a^{2\nu}(\nu=1,2,3,\cdots\cdots)$ の係數を $\Phi_{1,2\nu}(p)$, A_2 にかゝる括弧内の $a^{2\nu}(\nu=0,1,2\cdots\cdots)$ の各係を同樣に $\Psi_{1,2\nu}(p)$ と置けば(9)式は次の如く簡約される．

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{1\cdot2+\Phi_{1,2}(p)a^2+\Phi_{1,4}(p)a^4+\Phi_{1,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\Psi_{1,0}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4+\cdots\cdots\right\}=0 \quad\cdots\cdots(10)$$

但し

$$\left.\begin{aligned}
\Phi_{1,2}(p)&=\frac{2!}{4!}+\frac{3!}{5!}p+\frac{4!}{6!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m+2)!}{(m+4)!}p^m+\cdots\cdots\\
\Phi_{1,4}(p)&=\frac{2!}{8!}+\frac{7\cdot2!+3!}{9!}p+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{10!}p^2+\cdots\cdots\\
\Phi_{1,6}(p)&=\frac{2!}{12!}+\frac{11\cdot2!+7\cdot2!+3!}{13!}p+\frac{12\cdot11\cdot2!+12\cdot7\cdot2!+12\cdot3!+8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{14!}p^2+\cdots\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots(11)$$

$$\left.\begin{aligned}
\Psi_{1,0}(p)&=\frac{1}{2!}+\frac{1}{3!}p+\frac{2!}{4!}p^2+\cdots\cdots+\frac{m!}{(m+2)!}p^m\cdots\cdots\\
\Psi_{1,2}(p)&=\frac{1}{6!}+\frac{5+1}{7!}p+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{8!}p^2+\cdots\cdots\\
\Psi_{1,4}(p)&=\frac{1}{10!}+\frac{9+5+1}{11!}p+\frac{10(9+5+1)+6\cdot5+6\cdot1+2!}{12!}p^2+\cdots\cdots\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots(12)$$

(11)及び(12)に於ける各級數に於てその係數間に如何なる關係があるかを求めて見る．その爲に(11)及び(12)の各級數を一般的に次の如く表はす．

$$\Phi_{1,2\nu}(p)=\frac{B_{2\nu,0}}{(4\nu)!}+\frac{B_{2\nu,1}}{(1+4\nu)!}p+\frac{B_{2\nu,2}}{(2+4\nu)!}p^2+\cdots\cdots+\frac{B_{2\nu,m}}{(m+4\nu)!}p^m+\cdots\cdots$$

$m=0,1,2,3,\cdots\cdots$: $\nu=1,2,3,\cdots\cdots$

$$\Psi_{1,2\nu}(p)=\frac{C_{2\nu,0}}{(4\rho+2)!}+\frac{C_{2\nu,1}}{(1+4\nu+2)!}p+\frac{C_{1\nu,2}}{(2+4\nu+2)!}p^2+\cdots\cdots+\frac{C_{2\nu,m}}{(m+4\nu+2)!}p^m\cdots\cdots$$

$m=0,1,2,3,\cdots\cdots$: $\nu=0,1,2,3,\cdots\cdots$

然る時は各係數の間には次の如き關係が見出される．

$$\left.\begin{aligned}
&B_{2,m}=(m+2)B_{2,m-1}=(m+2)! \qquad \because\ B_{2,0}=2!\\
&B_{4,m}=(m+6)B_{4,m-1}+B_{2,m}\\
&B_{6,m}=(m+10)B_{6m-1}+B_{4,m}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots(13)$$

$$\left.\begin{aligned}
&C_{0,m}=mC_{0,m-1}=m! \qquad \because\ C_{0,0}=1\\
&C_{2,m}=(m+4)C_{2,m-1}+C_{0,m}\\
&C_{4,m}=(m+8)C_{4,m-1}+C_{2,m}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots(14)$$

斯くの如き係數間の關係が求められれば，後は機械的手續きに依つて順序よく $\Phi(p)$, $\Psi(p)$ の各係數を必要な項數迄計算すれば良い．〝冪級數に展開して解く方法〟の成否の鍵は一に此の關係を見出し得るか否かに懸つてゐると謂ふ事が出來る．

(11), (12)の各級數は $0\leqq p\leqq1$ の範圍で收斂する事は證明を要しないであらう，

次に殘された最後の境界條件である

$$\lambda=1 \text{ に於て } \frac{d^2Z}{d\lambda^2}=0$$

なる條件を(6)式に入れ，前と同樣に a^2 に就て整頓すれば

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\left(\frac{2!}{2!}+\frac{3!}{3!}p+\frac{4!}{4!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m+2)!}{(m+2)!}p^m+\cdots\cdots\right)a^2\right.$$
$$+\left(\frac{2!}{6!}+\frac{7\cdot2!+3!}{7!}p+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{8!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$+\left(\frac{2!}{10!}+\frac{11\cdot2!+7\cdot2!+3!}{11!}p+\frac{12\cdot11\cdot2!+12\cdot7\cdot2!+12\cdot3!+8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{12!}p^2+\cdots\cdots\right)a^6$$
$$\left.+\cdots\cdots\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\left(\frac{1}{1}+\frac{1!}{1!}p+\frac{2!}{2!}p^2+\cdots\cdots+\frac{m!}{m!}p^m+\cdots\cdots\right)\right.$$
$$+\left(\frac{1}{4!}+\frac{5+1}{5!}p+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{6!}p^2+\cdots\cdots\right)a^2$$
$$+\left(\frac{1}{8!}+\frac{9+5+1}{9!}p+\frac{10(9+5+1)+6\cdot5+6\cdot1+2!}{10!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$\left.+\cdots\cdots\cdots\cdots\right\}=0 \qquad (15)$$

A_0にかゝる括弧内の $a^{2\nu}(\nu=1, 2, 3, \cdots\cdots)$ の係數を $\Phi'_{1,2\nu}(p)$, A_2 にかゝる括弧内の $a^{2\nu}(\nu=0, 1, 2, \cdots\cdots)$ の各係數を同樣に $\Psi'_{1,2\nu}(p)$ と置けば(15)式に簡約されて(16)式となる．$'$ は(6)式を λ に就て2回微分した事を示すものであつて p に關して微分した事を示すものではない．

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\Phi'_{1,2}(p)a^2+\Phi'_{1,4}(p)a^4+\Phi'_{1,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\Psi'_{1,0}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4+\cdots\cdots\right\}=0 \qquad (16)$$

但し

$$\Phi'_{1,2}(p)=\frac{2!}{2!}+\frac{3!}{3!}p+\frac{4!}{4!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m+2)!}{(m+2)!}p^m+\cdots\cdots$$
$$=\frac{1}{1-p}$$
$$\Phi'_{1,4}(p)=\frac{2!}{6!}+\frac{7\cdot2!+3!}{7!}p+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{8!}p^2+\cdots\cdots$$
$$=\frac{1}{1-p}\left(\frac{2!}{6!}+\frac{3!}{7!}p+\frac{4!}{8!}p^2+\cdots\cdots+\frac{(m+2)!}{(m+6)!}p^m+\cdots\cdots\right)$$
$$\Phi'_{1,6}(p)=\frac{2!}{10!}+\frac{11\cdot2!+7\cdot2!+3!}{11!}p+\frac{12\cdot11\cdot2!+12\cdot7\cdot2!+12\cdot3!+8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{12!}p^2+\cdots\cdots$$
$$=\frac{1}{1-p}\left(\frac{2!}{10!}+\frac{7\cdot2!+3!}{11!}p+\frac{8\cdot7\cdot2!+8\cdot3!+4!}{12!}p^2\cdots\cdots\right)$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$
$$\Psi'_{1,0}(p)=\frac{1}{1}+\frac{1!}{1!}p+\frac{2!}{2!}p^2+\frac{3!}{3!}p^3+\cdots\cdots+\frac{m!}{m!}p^m\cdots\cdots$$

$$=\frac{1}{1-p}$$

$$\Psi_{1,2}(p)=\frac{1}{4!}+\frac{5+1}{5!}p+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{6!}p^2\cdots\cdots$$

$$=\frac{1}{1-p}\left(\frac{1}{4!}+\frac{1!}{5!}p+\frac{2!}{6!}p^2+\cdots\cdots\right)$$

$$\Psi_{1,4}(p)=\frac{1}{8!}=\frac{9+5+1}{9!}p+\frac{10(9+5+1)+6\cdot5+6\cdot1+2!}{10!}p^2+\cdots\cdots$$

$$=\frac{1}{1-p}\left(\frac{1}{8!}+\frac{5+1}{9!}p+\frac{6\cdot5+6\cdot1+2!}{10!}p^2+\cdots\cdots\right)$$

$\cdots\cdots$

$(1-p)\Phi''(p)$, $(1-)\Psi''(p)$ の各級數は $0\leqq p\leqq1$ の範圍の p に對して全て收斂する事は證明を要しない．又之等の級數の各係數の間の關係は $\Phi(p)$, $\Psi(p)$ の場合と同樣である．

A_0, A_2 は同時に零になり得ない（同時に零となれば撓みがなくなり振動しない事になる）と謂ふ條件より(10)式と(16)式より A_0, A_2 を消去すれば次の式が成立する．

$$\left(1+2+\Phi_{1,2}(p)a^2+\Phi_{1,4}(p)a^4+\Phi_{1,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right)\left(\Psi_{1,0}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4+\cdots\right)$$
$$-\left(\Phi'_{1,2}(p)a^2+\Phi'_{1,4}(p)a^4+\Phi_{1,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right)\left(\Psi_{1,0}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4\cdots\cdots\right.$$
$$\left.+\cdots\cdots\right)=0 \qquad\cdots\cdots(17)$$

(17)式は a^2 と p とを關係づける式であつて．結局桁の固有振動數が曲げ剛さの變化の函數として表はされてゐるのである．

$p=0$ の場合即ち等斷面桁に就て以上の計算を驗證して見る．(5)式に於て $p''=0$ とすれば

$$\frac{d^4Z}{d\lambda^4}-a^2Z=0$$

となる．之を解けば一般解として次の形の解を得る．

$$Z=A\cosh\sqrt{a}\lambda+B\sinh\sqrt{a}\lambda+C\cos\sqrt{a}\lambda+D\sin\sqrt{a}\lambda$$

境界條件としては

$\lambda=0$ に於て $\frac{dZ}{d\lambda}=0$, $\frac{d^3Z}{d\lambda^3}=0$

$\lambda=1$ に於て $Z=0$. $\frac{d^2Z}{d\lambda^2}=0$

前の2つの條件より

$$B+D=0,\quad B-D=0$$

從つて

$$B=D=0$$

後の2つの條件より

$$A\cosh\sqrt{a}+C\cos\sqrt{a}=0$$
$$A\cosh\sqrt{a}-C\cos\sqrt{a}=0$$

A, C が同時に零になる事はないとすれば

$$\cos h\sqrt{a}\ \cos\sqrt{a}\doteqdot 0$$

$\cos h\sqrt{a}=0$ ならしむる a の實數値は存在し得し得ない故

$$\cos\sqrt{a}=0$$

從つて最少固有振動に對しては

$$\sqrt{a}=\frac{\pi}{2}$$

$$\therefore\quad w=\frac{\pi^2}{L}\sqrt{\frac{EI_g}{m}}$$

を得る.

之に對して(17)式に於て $p=0$ と置けば次の如くなる.

$$\left(1\cdot2+\frac{2!}{4!}a^2+\frac{2!}{8!}a^4+\frac{2!}{12!}a^5+\cdots\cdots\right)\left(1+\frac{1}{4!}a^2+\frac{1}{8!}a^4+\cdots\cdots\right)$$

$$-\left(a^2+\frac{2!}{6!}a^4+\frac{2!}{10!}a^5+\cdots\cdots\right)\left(\frac{1}{2!}+\frac{1}{6!}a^2+\frac{1}{10!}a^4+\cdots\cdots\right)=$$

$$\therefore\left(1+\frac{1}{4!}a^2+\frac{1}{8!}a^4+\frac{1}{12!}a^6+\cdots\cdots\right)^2-a^2\left(\frac{1}{2!}+\frac{1}{6!}a^2+\frac{1}{10!}a^4+\cdots\cdots\right)^2=0$$

$$\left(1+\frac{1}{2!}a+\frac{1}{4!}a^2+\frac{1}{6!}a^3+\cdots\cdots\right)\left(1-\frac{1}{2!}a+\frac{1}{4!}a^2-\frac{1}{6!}a^3+\cdots\cdots\right)=0$$

此れは

$$\cos h\sqrt{a}\ \cos\sqrt{a}=0$$

と同じものである. 即ち上記の解と全く一致する.

[2] 慣性モーメントが2次的に變化する場合

$n=2$ の場合に對して(5)式の解が同樣に(6)式の如き形で得られると假定する. 然る時は

$$\frac{d^2Z}{d\lambda^2}=\sum_{\mu=0}^{\infty}(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^{\mu}$$

$$(1-p^2\lambda^2)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}=\sum_{\mu=0}^{\infty}(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^{\mu}-\sum_{\mu=0}^{\infty}p^2(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\lambda^{\mu+2}$$

$$=1\cdot2A_2+2\cdot3A_3\lambda+\sum_{\mu=0}^{\infty}\left\{(\mu+4)(\mu+3)A_{\mu+4}-p^2(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+2}\right\}\lambda^{\mu+2}$$

$$\frac{d^2}{d\lambda^2}\left\{(1-p^2\lambda^2)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}\right\}=\sum_{\mu=0}^{\infty}\left\{(\mu+4)(\mu+3)(\mu+2)(\mu+1)A_{\mu+4}-p^2(\mu+2)^2(\mu+1)^2A_{\mu+2}\right\}\lambda^{\mu}\quad\cdots(18)$$

(6)式及び(18)式を(5)式に代入し, (5)式が恒等的に成立する爲には次の條件が滿足されねばならない.

$$(\mu+4)(\mu+3)(\mu+2)(\mu+1)_{\mu+4}-p^2(\mu+2)^2(\mu+1)^2A_{\mu+2}-a^2A_{\mu}=0\quad\cdots\cdots(19)$$

$\mu=0,1,2,\cdots\cdots$, 境界條件は1次の場合と同樣に

$\lambda=0$ に於て $\frac{dZ}{d\lambda}=0,\ \frac{d}{d\lambda}\left\{(1-p^2\lambda^2)\frac{d^2Z}{d\lambda^2}\right\}=0$

$\lambda=1$ に於て $Z=0,\ \frac{d^2Z}{d\lambda}=0$

最初の2つの條件より

$$A_1=A_3=0$$

從つて A_0, A_2 を假定すれば A_4 以下の各係數は(19)式に依り順次決定される.

$$A_4=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{2!}{4!}a^2+1\cdot2A_2\cdot\frac{2!}{4!}p^2$$

$$A_6=\frac{A_0}{1\cdot2}\cdot\frac{4!}{6!}p^2a^2+1\cdot2A_2\left\{\frac{4!}{6!}p^4+\frac{1}{6!}a^2\right\}$$

$$A_8=\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\frac{6!}{8!}p^4a^2+\frac{2!}{8!}a^4\right\}+1\cdot2A_2\left\{\frac{6!}{8!}p^6+\frac{6\cdot5+2!}{8!}p^2a^2\right\}$$

$$A_{10}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\frac{8!}{10!}p^6a^2+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^2a^4\right\}+1\cdot2A_2\left\{\frac{8!}{10!}p^8+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^4a^2+\frac{1}{10!}a^4\right\}$$

$$A_{12}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\frac{10!}{12!}p^8a^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{12!}p^4a^4+\frac{2!}{12!}a^6\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\frac{10!}{12!}p^{10}+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot6\cdot5+10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{12!}p^6a^2+\frac{10\cdot9+6\cdot5+2!}{12!}p^2a^4\right\}$$

$$A_{14}=\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\frac{12!}{14!}p^{10}a^2+\frac{12\cdot11\cdot10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+12\cdot11\cdot10\cdot9\cdot4!+12\cdot11\cdot6!+8!}{14!}p^6a^4+\frac{12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot2!+4!}{14!}p^2a^6\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\frac{12!}{14!}p^{12}+\frac{12\cdot11\cdot10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot6\cdot5+12\cdot11\cdot10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+12\cdot11\cdot10\cdot9\cdot4!+12\cdot11\cdot6!+8!}{14!}p^8a^2+\right.$$
$$\left.\frac{12\cdot11\cdot10\cdot9+12\cdot11\cdot6\cdot5+12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{14!}p^4a^6+\frac{1}{14!}\right\}$$

.....

A_4 以下の係數を上述の如く $A_0\,A_2$ で表はし之等を(6)式に代入し

$\lambda=1$ に於て $Z=0$

なる境界條件を入れ a^2 に關して整頓すれば

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{1\cdot2+\left(\frac{2!}{4!}+\frac{4!}{6!}p^2+\frac{6!}{8!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m+2)!}{(2m+4)!}p^{2m}+\cdots\cdots\right)a^2\right.$$
$$+\left(\frac{2!}{8!}+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{12!}p^4+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$+\left(\frac{2!}{12!}+\frac{12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot2!+4!}{14!}p^2+\cdots\cdots\right)a^6$$
$$\left.+\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\left(\frac{1}{2!}+\frac{2!}{4!}p^2+\frac{4!}{6!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m)!}{(2m+2)!}p^{2m}+\cdots\cdots\right)\right.$$
$$\left.+\left(\frac{1}{6!}+\frac{6\cdot5+2!}{8!}p^2+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^4+\cdots\cdots\right)a^2\right.$$

$$+\left(\frac{1}{10!}+\frac{10\cdot9+6\cdot5+2!}{12!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4$$

$$+\cdots\cdots\Big\}=0 \qquad (20)$$

A_0にかゝる括弧内の$a^{2\nu}(\nu=1,2,3,\cdots\cdots)$の各係数を$\Phi_{2,2\nu}(p)$, A_2にかゝる括弧内の$a^{2\nu}(\nu=0,1,2,3,\cdots\cdots)$の各係数を$\Psi_{2,2\nu}(p)$と置けば(20)式は次の如く簡約される.

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\Big\{1\cdot2+\Phi_{2,2}(p)a^2+\Phi_{2,4}(p)a^4+\Phi_{2,6}(p)a^6+\cdots\cdots\Big\}$$

$$+1\cdot2A_2\Big\{\Psi_{2,0}(p)+\Psi_{2,2}(p)a^2+\Psi_{2,4}(p)a^4+\cdots\cdots\Big\}=0 \qquad (21)$$

但し

$$\left.\begin{aligned}
&\Phi_{2,2}(p)=\frac{2!}{4!}+\frac{4!}{6!}p^2+\frac{6!}{8!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m+2)!}{(2m+4)!}p^{2m}\cdots\cdots\\
&\Phi_{2,4}(p)=\frac{2!}{8!}+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{12!}p^4+\cdots\cdots\\
&\Phi_{2,6}(p)=\frac{2!}{12!}+\frac{12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot2!+4!}{14!}p^2\cdots\cdots\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\qquad(22)$$

$$\left.\begin{aligned}
&\Psi_{2,0}(p)=\frac{1}{2!}+\frac{2!}{4!}p^2+\frac{4!}{6!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m)!}{(2m+2)!}p^{2m}+\cdots\cdots\\
&\Psi_{2,2}(p)=\frac{1}{6!}+\frac{6\cdot5+2!}{8!}p^2+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{10!}p^3+\cdots\cdots\\
&\Psi_{2,4}(p)=\frac{1}{10!}+\frac{10\cdot9+6\cdot5+2!}{12!}p^2\cdots\cdots\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\qquad(23)$$

(22)及び(23)式に於ける各級数に於てその係数間に如何なる關係があるかを求める. その爲に(22)(23)の各級数を一般的に次の如く表はす.

$$\Phi_{2,2\nu}(p)=\frac{B_{2\nu,0}}{(4\nu)!}+\frac{B_{2\nu,2}}{(2+4\nu)!}p^2+\frac{B_{2\nu,4}}{(4+4\nu)!}p^4+\cdots\cdots+\frac{B_{2\nu,2m}}{(2m+4\nu)!}p^{2m}+\cdots\cdots$$

$\nu=1,2,3,\cdots\cdots$, $m=0,1,2,3,\cdots\cdots$,

$$\Psi_{2,2\nu}(p)=\frac{C_{2\nu,0}}{(4\nu+2)!}+\frac{C_{2\nu,2}}{(2+4\nu+2)!}p^2+\frac{C_{2\nu,4}}{(4+4\nu+2)!}p^4+\cdots\cdots+\frac{C_{2\nu,2m}}{(m+4\nu+2)!}p^{2m}+\cdots\cdots$$

$\nu=0,1,2,\cdots\cdots$, $m=0,1,2,\cdots\cdots$,

然る時は各係数の間には次の如き關係が見出される.

$$\left.\begin{aligned}
&B_{2,2m}=(2m+2)\ (2m+1)B_{2,2m-2}=(2m+2)! \qquad \because\ B_{2,0}=2!\\
&B_{4,2m}=(2m+6)\ (2m+5)B_{4,2m-2}+B_{2,2m}\\
&B_{6,2m}=(2m+10)(2m+9)B_{6,2m-2}+B_{4,2m}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\qquad(24)$$

$$\left.\begin{aligned}
&C_{2,2m}=2m(2m-1)C_{2,2m-2}=(2m)! \qquad \because\ C_{2,0}=1\\
&C_{4,2m}=(2m+4)(2m+3)C_{4,2m-2}+C_{2,2m}\\
&C_{6,2m}=(2m+8)(2m+7)C_{6,2m-2}+C_{4,2m}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\qquad(25)$$

(24), (25)の各關係式に依つて, (22), (23)の各級數の係數は機械的に計算される, その形は $n=1$ の場合に良く類似し $n=3$ 以上の場合の形をも類推せしむる.

次に殘されてゐる境界條件

$$\lambda=1 \quad \text{に於て} \quad \frac{d^2Z}{d\lambda^2}=0$$

を入れ同樣に a^2 に就て整頓すれば

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\left(\frac{2!}{2!}+\frac{4!}{4!}p^2+\frac{6!}{6!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m+2)!}{(2m+2)!}p^{2m}+\cdots\cdots\right)a^2\right.$$
$$+\left(\frac{2!}{6!}+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{8!}p^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{10!}p^4+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$+\left(\frac{2!}{10!}+\frac{12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot2!+4!}{12!}p^2+\cdots\cdots\right)a^5$$
$$\left.+\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\left(1+\frac{2!}{2!}p^2+\frac{4!}{4!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m)!}{(2m)!}p^{2m}+\cdots\cdots\right)\right.$$
$$+\left(\frac{1}{4!}+\frac{6\cdot5+2!}{6!}p^2+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{8!}p^4+\cdots\cdots\right)a^2$$
$$+\left(\frac{1}{8!}+\frac{10\cdot9+6\cdot5+2!}{10!}p^2+\cdots\cdots\right)a^4$$
$$\left.+\cdots\cdots\right\}=0 \qquad \cdots\cdots(26)$$

(26)式に於て A_0 にかゝる括弧内の $a^{2\nu}$($\nu=1,2,3,\cdots\cdots$) の係數を $\Phi^{\eta}_{2,2\nu}(p)$, A_2 にかゝる括弧内の $a^{2\nu}$ ($\nu=0,1,2,\cdots\cdots$) の各係數を同樣に $\Psi^{\eta}_{2,2\nu}(p)$ と置けば(26)式は(27)式に簡約される. η は λ に就て2回微分した事を示し, p に關して微分した事を示すものではない.

$$\frac{A_0}{1\cdot2}\left\{\Phi^{\eta}_{2,2}(p)a^2+\Phi^{\eta}_{2,4}(p)a^4+\Phi^{\eta}_{2,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right\}$$
$$+1\cdot2A_2\left\{\Psi^{\eta}_{2,0}(p)+\Psi^{\eta}_{2,2}(p)a^2+\Psi^{\eta}_{2,4}(p)a^4+\cdots\cdots\right\}=0 \qquad \cdots\cdots(27)$$

但し

$$\left.\begin{aligned}
\Phi^{\eta}_{2,2}(p)&=\frac{2!}{2!}+\frac{4!}{4!}p^2+\frac{6!}{6!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m+2)!}{(2m+2)!}p^{2m}+\cdots\cdots\\
&=\frac{1}{1-p^2}\\
\Phi^{\eta}_{2,4}(p)&=\frac{2!}{6!}+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{8!}p^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot2!+10\cdot4!+6!}{10!}p^4+\cdots\cdots\\
&=\frac{1}{1-p^2}\left\{\frac{2!}{6!}+\frac{4!}{8!}p^2+\frac{6!}{10!}p^4+\cdots\cdots\right\}\\
\Phi^{\eta}_{2,6}(p)&=\frac{2!}{10!}+\frac{12\cdot11\cdot2!+8\cdot7\cdot2!+4!}{12!}p^2+\cdots\cdots\\
&=\frac{1}{1-p^2}\left\{\frac{2!}{10!}+\frac{8\cdot7\cdot2!+4!}{12!}p^2+\frac{10\cdot9\cdot8\cdot7\cdot2!+10\cdot9\cdot4!+6!}{14!}p^4+\cdots\right\}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(28)$$

$$
\left.
\begin{aligned}
\Psi\eta_{2,0}(p) &= 1+\frac{2!}{2!}p^2+\frac{4!}{4!}p^4+\cdots\cdots+\frac{(2m)!}{(2m)!}p^{2m}+\cdots\cdots\\
&= 1+p^2+p^4+\cdots\cdots+p^{2m}\cdots\cdots\\
&= \frac{1}{1-p^2}\\
\Psi\eta_{2,2}(p) &= \frac{1}{4!}+\frac{6\cdot5+2!}{6!}p^2+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{8!}p^4+\cdots\cdots\\
&= \frac{1}{1-p^2}\left\{\frac{1}{4!}+\frac{2!}{6!}p^2+\frac{4!}{8!}p^4+\cdots\cdots\right\}\\
\Psi\eta_{2,4}(p) &= \frac{1}{8!}+\frac{10\cdot9+6\cdot5+2!}{10!}p^2+\cdots\cdots\\
&= \frac{1}{1-p^2}\left\{\frac{1}{8!}+\frac{6\cdot5+2!}{10!}p^2+\frac{8\cdot7\cdot6\cdot5+8\cdot7\cdot2!+4!}{12!}p^4+\cdots\cdots\right\}\\
&\cdots\cdots
\end{aligned}
\right\}\cdots\cdots(29)
$$

(21)式と(27)式とより A_0 A_2 を消去すれば

$$
\left\{1\cdot2+\Phi_{2,2}(p)a^2+\Phi_{2,4}(p)a^4+\Phi_{2,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right\}\left\{\Psi\eta_{2,0}(p)+\Psi\eta_{2,2}(p)a^2+\Psi\eta_{2,4}(p)a^4+\cdots\cdots\right\}
$$
$$
-\left\{\Psi_{2,0}(p)+\Psi_{2,2}(p)a^2+\Psi_{2,4}(p)a^4+\cdots\cdots\right\}\left\{\Phi\eta_{2,2}(p)a^2+\Phi\eta_{2,4}(p)a^4+\Phi_{2,6}(p)a^6+\cdots\cdots\right\}=0\cdots\cdots(30)
$$

(30)式に依つて a^2 が p^2 の函數として與へられる.

III. 固有振動數の計算

[1] 慣性モーメントが1次的に變化する場合

(17)式に於て a^2 と p の關係を計算すれば此れは結局 w と $\frac{I_c-I_e}{I_c}$ の關係を明らかにする事になる. 此の爲には先づ $\Phi_{1,2}(p)$, $\Phi_{1,4}(p)$, $\Phi_{1,6}(p)$, ……; $\Phi\eta_{1,2}(p)$, $\Phi\eta_{1,4}(p)$, $\Phi\eta_{1,6}(p)$,……; $\Psi_{1,0}(p)$, $\Psi_{1,0}(p)$, $\Psi_{1,4}(p)$ ……; $\Psi\eta_{1,0}(p)$, $\Psi\eta_{1,2}(p)$, $\Psi\eta_{1,4}(p)$,…… 等の級數を計算しなければならない. 又之等の級數に乘ぜられる a の値は常に 1 より大きく, 例へば $p=0$ に對して $a^2=\left(\frac{\pi}{2}\right)^4=6.08807$ であるから, 次數の高い a の係數程小數點以下の位數を多く計算して置く事が必要であつた. その爲 $\Phi_{1,2}(p)$, $\Phi\eta_{1,2}(p)$, $\Psi_{1,0}(p)$, $\Psi_{1,2}(p)$, $\Psi\eta_{1,0}(p)$, $\Psi\eta_{1,2}(p)$, は小數點以下第 6 位迄. $\Phi_{1,4}(p)$, $\Phi\eta_{1,4}(p)$, $\Psi_{1,4}(p)$, $\Psi\eta_{1,4}(p)$, は小數以下第7位迄, $\Phi_{1,6}(p)$ $\Phi\eta_{1,6}(p)$, は第8位迄計算する事にした. 級數の計算で最も收斂の遲い場合には30項程度まで取つた. 振動數を計算して仕舞つてから判つた事であるが桁數は此れ程迄澤山に取る必要はなかつた.

各級數の計算結果は表—1 に示す如くである. $p=0.1$, 0.2,……0.8 の各値に對して a^2 の數値を決定すようとするのであるが, 最初 a^2 を假定して試算を繰返し求むる値を夾み得たならば比例部分の法則に依つて之を算定した. 計算の經過を總括すれば表—2 に示された通りである.

但し表に於ける α は振動數を次の形で表した時の係數である.

表—1

p	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$\Phi_{1,2}(p)$	0.088692	0.094891	0.102165	0.110853	0.121472	0.134931	0.152479	0.177392
$\Phi_{1,4}(p)$	0.0000557	0.0000631	0.0000723	0.0000841	0.0000997	0.0001210	0.0001522	0.0002021
$\Phi_{1,6}(p)$	0.00000000	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000002	0.00000002	0.00000003
$(1-p)\Phi'_{1,2}(p)$	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
$(1-p)\Phi'_{1,4}(p)$	0.0029031	0.0030427	0.0031994	0.0033772	0.0035815	0.0038201	0.0041048	0.0044550
$(1-p)\Phi'_{1,6}(p)$	0.00000061	0.00000067	0.00000075	0.00000084	0.00000095	0.00000110	0.00000130	0.00000157
$\Psi_{1,0}(p)$	0.517554	0.537129	0.559195	0.584404	0.613706	0.648566	0.691445	0.747050
$\Psi_{1,2}(p)$	0.001518	0.001672	0.001858	0.002087	0.002378	0.002761	0.003294	0.004097
$\Psi_{1,4}(p)$	0.0000003	0.0000004	0.0000004	0.0000005	0.0000006	0.0000008	0.0000011	0.0000015
$(1-p)\Psi'_{1,0}(p)$	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
$(1-p)\Psi'_{1,2}(p)$	0.042529	0.043455	0.044455	0.045540	0.046729	0.048042	0.049511	0.051185
$(1-p)\Psi'_{1,4}(p)$	0.0000266	0.0000286	0.0000309	0.0000337	0.0000370	0.0000410	0.0000461	0.0000527
$(1-p)\Psi_{1,6}(p)$	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000000	0.00000001	0.00000001	0.00000001

表—2　p と α の關係

$p=\frac{I_c-I_e}{I_c}$	0.1		0.2		0.3		0.4	
α(試算値)	0.99	0.98	0.97	0.96	0.96	0.95	0.94	0.93
$a^2=\left(\frac{\pi}{2}\right)^4\alpha^2$	5.966917	5.846982	5.728265	5.610765	5.610765	5.494483	5.379419	5.265572
$\triangle$	−0.020884	+0.019137	−0.004725	+0.0035781	−0.033117	+0.008365	−0.024577	+0.017586
α(決定値)	0.9848		0.9688		0.9520		0.9342	

$p=\frac{I_c-I_e}{I_c}$	0.5		0.6		0.7		0.8	
α(試算値)	0.92	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.85	0.84
$a^2=\left(\frac{\pi}{2}\right)^4\alpha^2$	5.152942	5.041531	4.931337	4.822360	4.714601	4.608060	4.398631	4.295742
$\triangle$	−0.021117	+0.021871	−0.023983	+0.019981	−0.037322	+0.007907	−0.017562	+0.028764
α(決定値)	0.9151		0.8946		0.8717		0.8462	

$$w=\alpha\cdot\frac{\pi^2}{L^2}\sqrt{\frac{EI_cg}{m}}$$

$\alpha=1$ は慣性モーメント I_c なる等斷面桁の場合に相應する.

$\triangle$は(17)式に於ける剩餘を示す. 卽ち

$$\triangle=(1\cdot2+\Phi_{1,2}(p)a^2+\Phi_{1,4}(p)a^4+\cdots\cdots)(\Psi\eta_{1,0}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4+\cdots\cdots)$$
$$-(\Phi\eta_{1,2}(p)a^2+\Phi\eta_{1,4})p)a^4+\Phi\eta_{1,6}(p)a^6+\cdots\cdots)(\Psi_{1,6}(p)+\Psi_{1,2}(p)a^2+\Psi_{1,4}(p)a^4+\cdots\cdots)$$

但し $\Phi\eta$, $\Psi\eta$ の各級數には $(1-p)$ を乘じた數値を使用してゐる.

表—2 のα の決定値は小數點以下 4 位迄求めたが最後の桁の數字は多少疑はしく, 又實用上から云つても殆ど意味ない數字であるから四捨五入すべきである.

[2] 慣性モーメントが 2 次的に變化する場合

此の場合は 1 次的に變化する場合と全く同樣の手續きで計算される. 各級數の數値は表—3 に一括する如くであつて, (30) 式に就て α を計算する結果は表—4 に示す. 1 次的の場合よりも 2 次的の場合の方が收斂が早く從つて表—4 の α の決定値の小數點以下第 4 位の數も正確であると考へられる.

[3] 村上氏の計算値との比較

振動時の桁の撓曲線を $Z(x)$ で表はせば振動數 w は勢力的見地より次式に依つて計算される.

表—3

p^2	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$\Phi_{2,2}(p)$	0.086857	0.090817	0.095319	0.100510	0.106607	0.113945	0.123098	0.135119
$\Phi_{2,4}(p)$	0.0000536	0.0000584	0.0000640	0.0000708	0.0000792	0.0000900	0.0001045	0.0001255
$\Phi_{2,6}(p)$	0.00000000	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000001	0.00000002
$(1-p^2)\Phi\eta_{2,2}(p)$	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
$(1-p^2)\Phi\eta_{2,4}(p)$	0.0028394	0.0029055	0.0029769	0.0030544	0.0031392	0.0032327	0.0033373	0.0034562
$(1-p^2)\Phi\eta_{2,6}(p)$	0.00000058	0.00000061	0.00000065	0.00000069	0.00000074	0.00000080	0.00000087	0.00000096
$\Psi_{2,0}(p)$	0.508686	0.518163	0.528596	0.540204	0.553303	0.568367	0.586168	0.608095
$\Psi_{2,2}(p)$	0.001474	0.001571	0.001684	0.001818	0.001979	0.002180	0.002441	0.002802
$\Psi_{2,4}(p)$	0.0000003	0.0000003	0.0000004	0.0000004	0.0000005	0.0000006	0.0000007	0.0000009
$(1-p^2)\Psi\eta_{2,0}(p)$	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000	1.000000
$(1-p^2)\Psi\eta_{2,2}(p)$	0.041951	0.042248	0.042560	0.042888	0.043236	0.043606	0.044003	0.044432
$(1-p^2)\Psi\eta_{2,4}(p)$	0.0000257	0.0000266	0.0000275	0.0000284	0.0000293	0.0000303	0.0000313	0.0000323

表—4　p^2 と α の關係

$p^2=\frac{I_c-I_e}{I_c}$	0.1		0.2		0.3		0.4	
α(試算値)	1.00	0.99	0.99	0.98	0.98	0.97	0.98	0.97
$a^2=\left(\frac{\pi}{2}\right)^4\alpha^2$	6.08807	5.966917	5.966917	5.846982	5.846982	5.728265	5.846982	5.728265
△	− 0.026612	+ 0.013118	− 0.014777	+ 0.025111	− 0.004357	+ 0.035720	− 0.036270	+ 0.004318
α(決定値)	0.9933		0.9863		0.9789		0.9711	

$p^2=\frac{I_c-I_e}{I_c}$	0.5		0.6		0.7		0.8	
α(試算値)	0.97	0.96	0.96	0.95	0.95	0.94	0.94	0.93
$a^2=\left(\frac{\pi}{2}\right)^4\alpha^2$	5.728265	5.610765	5.610765	5.494483	5.494483	5.379419	5.379419	5.265572
△	− 0.029727	+ 0.011225	− 0.025764	+ 0.015345	− 0.025107	+ 0.016576	− 0.029156	+ 0.013024
α(決定値)	0.9627		0.9537		0.9440		0.9331	

$$w^2=\frac{Eg}{m}\frac{\int I(x)\left(\frac{d^2Z}{dx^2}\right)dx}{\int Z^2dx} \qquad \cdots\cdots(31)$$

$Z(x)$の形としては無限に考へられるが固有振動としてはwを最少ならしむるものでなければならない．(31)式の右邊を變分してwを最少ならしむる様な$Z(x)$を求めんとすれば結局(4)の微分方程式を解かなければならなくなると思はれる．

(4)の微分方程式を解かないで濟ませ様とすれば，$Z(x)$を何等かの級數に假定してその係數を(31)式のwが最小なる様に定めるしか方法がない．內務省土木試驗所村上學士は此處で$Z(x)$をフーリエ級數に假定してリツツの定理を使用し巧妙な方法で振動數を計算された．村上氏の計算結果と著者の計算結果とを照合すれば表—5の如くであつて非常に良く合つてゐると謂ふことが出來る．兩者の間の開きは最も大きい場合でも 0.5% 程度

圖—5　村上氏計算値との比較

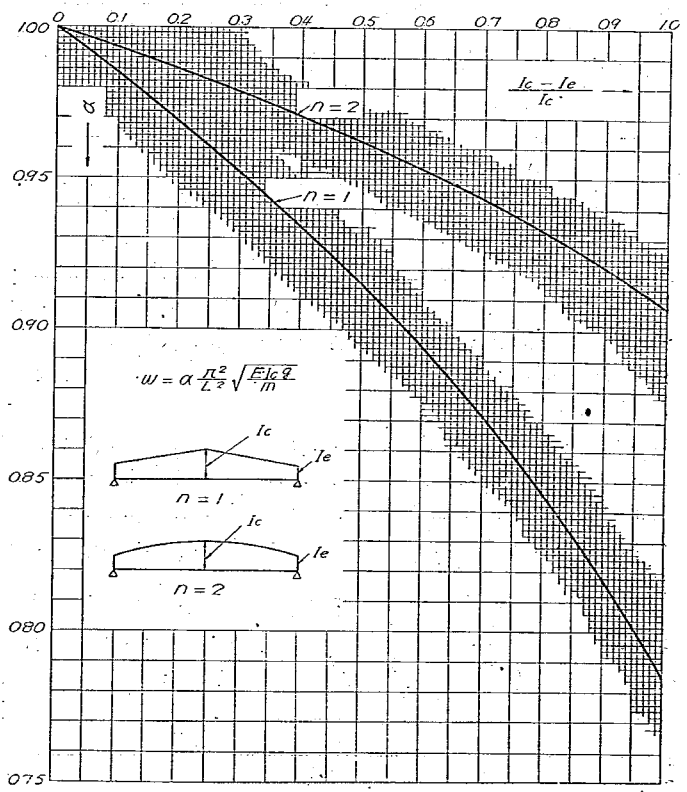
$\frac{I_c-I_e}{I_c}$	慣性モーメントが1次的に變化する場合		慣性モーメントが2次的に變化する場合	
	α (横・田)	α (村　上)	α (横　田)	α (村　上)
0.1	0.9848	0.9848	0.9933	0.9933
0.2	0.9688	0.9689	0.9863	0.9863
0.3	0.9520	0.9521	0.9789	0.4790

0.4	0.9342	0.9343	0.9711	0.9713
0.5	0.9151	0.9153	0.9627	0.9629
0.6	0.8946	0.8947	0.9537	0.9539
0.7	0.8717	0.8722	0.9440	0.9444
0.8	0.8462	0.8473	0.9331	0.9340
0.9		0.8182		0.9225
1.0		0.7843		0.9095

であつて兩者の計算に大きな間違ひのない事を實證してゐる.

著者の方法は原理は簡單であるが計算過程が長く其處に誤差の入つて來る可能性の多い處に缺點が認められるが, 計算に誤りさへなければ正しい數値が出てゐる筈である. 村上氏の方法ではフーリエ級數の項數を多く取り

圖—3



さへすれば益〻正しい値に近付き得るのであるが，著者の計算値が正しいものと假定すれば村上氏の計算値はフリーエ級數の2乃至3項迄を取れば充分正確な數値の得られる事を示すものであつて，此の程度の項數であれば計算も全く簡單であり村上氏の方法の優れてゐる點が認められる．

IV. 結　　言

此の計算の主旨を要約すれば次の通りである．

（i）實用的變斷面材の固有値問題に對しては基礎微分方程式を冪級數に展開して解く方法は一つの有力な手段であると云ふ事が出來る．其の意味で此の計算は所報56號の〝基礎微分方程式を冪級數に展開して解き之に依つて變斷面壓縮材の限界荷重を求むる方法〟の續篇である．

（ii）同じ變斷面桁に對する村上氏の計算値とは慣性モーメントが1次的に變化する場合及び2次的に變化する場合を通じて全く良く合致した，此れは兩者の計算に大きな誤りのない事を實證するものであると同時に亦村上氏の近似計算の精度の著しく高い事をも證明するものである．

（iii）計算結果をグラフで示せば圖—3 の如くである．

木材合成桁の合成工法と強度に關する實驗的研究

內務技師　村　上　永　一

要　　旨

木材を 2 層又は 3 層に重ねた合成桁の强度試驗を行ひ，その安全度と設計法とを明かにしたものである．合成工法としては從來の木栓接合に加ふるに，最近進歩せる輪形デユベル接合，噛合せデユベル接合を使用し，その合成工法用としての適否及び設計上の資料を得た．

目　　次

I. 緒　　言……（1）
II. 試驗桁の設計及び試驗方法……（2）
[1] 既往の實驗……（2）
（1） M. Bock の實驗……（2）
（2） Fr. Trysna の實驗……（3）
[2] 使用木材の材質試驗……（3）
（1） 壓縮試驗……（3）
（2） 剪斷試驗……（4）
（3） 曲げ試驗……（4）
[3] 試驗桁の種類及び試驗方法……（4）
（1） 試驗桁の種類……（4）
（2） 試驗方法……（5）
（3） 測定及び觀測すべき事項……（8）
III. 合成桁の强度に關する試驗結果……（9）
IV. 試驗結果に基く考察……（14）
[1] 撓に依る合成桁の應力分布の決定……（14）
（1） 2 層合成桁の中央に荷重がある場合の影響値……（15）
（2） 2 層合成桁の左右對稱の 2 點に荷重がある場合の影響値……（16）
（3） 3 層合成桁の中央に荷重がある場合の影響値……（17）
（4） 比例限界内の荷重の場合の應力分布……（18）
（5） 龜裂荷重時の應力分布……（20）
[2] 上下部材相互間の變位及び可動端の水平移動……（21）
（1） 上下部材相互間の變位……（21）
（2） 可動端の水平移動……（22）
[3] 合成工法の强度と合成桁の强度との關係……（23）
（1） 使用合成工法の特性……（23）
（2） 合成工法の設計とその安全度……（25）
（3） 合成工法の選擇とその比較……（27）
V. 結　　語……（28）

I. 緒　　言

桁に必要なる斷面積を有する大型木材が得られない場合には屢〻合成桁の使用が行はれる．現今の情勢では益〻大型木材の供給は困難を加ふるのみであるが故に，合成桁設計の必要は增加する一方である．之に對し內務省

の木道路橋示方書案の第三十六條には〝合成桁には剪斷力に抵抗する様栓を配置すべし．但し3層を超ゆる合成桁は使用すべからず〟と規定して，2層及び3層の合成桁の製作を許してゐる．然し此の規定に於ては設計基準となる數値に就いては少しも言及してゐない．之は內務省の示方書として，材質の異なる木材に就いて試驗を行つた海外の實驗及び之に準據する示方規定は參考とすべきも引用すべきものにあらず，と云ふ立前より，試驗所に於て日本產木材に就いて試驗し，その結果に準據すべきことに一決した結果である．

合成桁の强弱は部材間の合成工法如何に關係するもので，その最惡の場合は單に上下に部材を重ねたのみの單獨桁の場合よりも强度が低いと云ふ報告も海外の實驗に於て見る程である．

本試驗に於て先づ從來用ひられた木栓を使用した合成桁の强度試驗を行ひ，更に最近進歩したデユベル接合法を合成桁に應用した場合の强度試驗を行ひ，之の結果を先に報告したデユベル接合强度試驗結果と比較して，合成桁に使用した場合の適否及び作用程度を研究した．

試驗は本試驗所の床版試驗機に於て支間 260～280 cm の杉材にて製作した試驗桁 8 個に就いて行つたものでその數は少いと雖も日本產木材の合成桁の安全度を明かにし，木栓，輪形デユベル，嚙合せデユベルの合成工法としての適否を比較し，更に合成工法の基準を木道路橋示方書案に代つて說明する爲に充分利用されたものと確信し，茲に纏めて報告をなす次第である．

II. 試驗桁の設計及び試驗方法

[1] 既往の實驗

既往の實驗としては M. Bock, Leugeling, Lang 及び Fr. Trysna 等の行つたものがあるが何れも木栓又は部材自身を加工した嚙合桁に關するもので，デユベル接合を合成桁に使用したものは無い．この內で歷史的に著名であり，その結果を J. Melan が理論的研究の後に合成桁の計算式を導いた M. Bock の實驗，及び最近のもので木栓を矩形として使用せず圓筒として使用した Fr. Trysna の實驗を紹介する．

（1） M. Bock の實驗

1981 年及 1982 年の 2 回にわたつて發表された非常に古い實驗であるが，この結果を利用して J. Melan が理論的計算式を導いたので有名な實驗である．前年に發表したものは矩形木栓を用ひた合成桁であり，後のものは部材自身を凹凸ある齒に切刻んで造つた嚙合桁である．

木栓を使用した合成桁は支間 10m の 3 層及び 4 層合成桁で，種々の形の木栓と配置とに依つて，破壞荷重より曲げ强度を完全桁（合成工法から完全に行はれた極限として，合成桁と同一斷面を有する一部材よりなる桁）の斷面 2 次率を用ふると，最高 233 kg/cm², 最低 141 kg/cm² であり，4 層合成桁は 147 kg/cm² の曲げ强度を示した．この使用桁の合成しない場合の曲げ强度は 420 kg/cm² であるから，强度低下は著しいものである．撓は非常に大きく完全桁として計算した値の數倍にも及び，殘留變形も計算値の 2 倍以上あつた．又ボルトのみの締附けに依る合成桁の試驗を行つたが，ボルトの締附けに依る部材間の摩擦は零に近いことも明かにされた．

嚙合桁は 32 × 64 cm 及び 30 × 65 cm の斷面積を有する支間 7.5 m の 2 層合成桁で，齒の間隔は 1 m，齒の深さは 5 cm で φ 24 mm のボルトを使用した．桁には反りを附し，中央で 25 mm 程度のものであつた．撓は 2 本の單獨桁（合成工法の作用が零となる極限として，合成桁の各部材が單獨桁として何ら力學的の共力作用をしない場合）の場合に到達する撓に迄終局に於て到達する．曲げ强度は完全桁として計算すれば 169～232

kg/cm² で破壞は齒部の剪斷强度の克復によるもので，計算上の剪斷强度は單に 8.5 ～9.0 kg/cm² に過ぎなかつた．

この試驗結果より J. Melan は次の計算式を導いた．

$$S = S_0 + \frac{n-1}{2n}\beta z$$

S = 使用木材の曲げ强度 (kg/cm²)　　S_0 = 合成桁の曲げ强度 (kg/cm²)

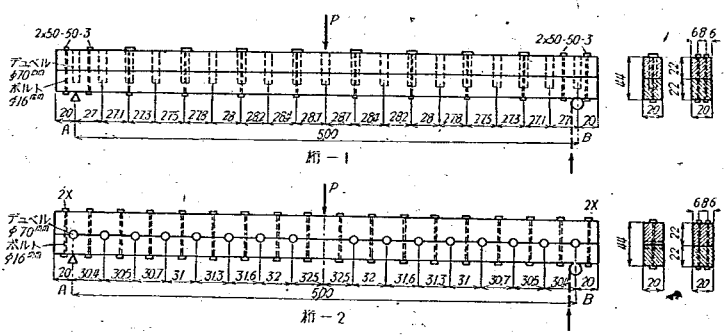
n = 合成桁の重ね部材の數　　β = 合成工法の種類に關係する係數

z = 齒又は栓の壓力 (kg/cm²)

(2) Fr. Trysna の實驗

1926 年にドレスデン高等工業の材料試驗所で支間 5 m の 10 個の試驗桁の實驗で，この內 5 個は 2 層合成桁，5 個は 3 層合成桁で，合成工法として Bongossi 材と稱する硬木製の φ 70～80mm の圓筒形の木栓を，一部は水平に (剪斷栓)，一部は垂直に (彎曲栓) 置いて φ 16～20mm のボルトに依り緊結し，桁は總て 40 mm の反りを附けてから木栓を入れた．

圖—1 Fr. Trysna の試驗した圓筒形木栓を 2 樣に使用した合成桁



試驗結果は剪斷栓，彎曲栓として使用した場合の何れに於ても破壞荷重には大した差はないが，桁の撓は剪斷栓を使用した方が小さかつた．曲げ强度は完全桁として計算すれば，2 層合成桁では 221～319 kg/cm² で平均して 266 kg/cm², 3 層合成桁では 210～302 kg/cm² で平均して 244 kg/cm², この桁材の曲げ强度は 420 kg/cm² であるから，完全桁に對する合成桁の作用度は 2 層合成桁の場合 0.635，3 層合成桁の場合 0.580 で，その間の差異は 5 % に過ぎなかつた．依つて 2 層又は 3 層合成桁と區別した作用係數の定め方は適當でない．合成桁の彈性度は施工の良否に左右される．M. Bock の實驗に於ける如く矩形木栓や鐵合桁より圓筒形木栓は施工の完全が期待されるから，撓は少く，破壞時に於てすら單獨桁としての撓の半分以上になるものはほとんどなかつた．垂直木栓は水平木栓よりボルトの數が節約されるから鐵材使用量の輕減が出來たと報告してゐる．

[2] 使用木材の材質試驗

試驗桁材としては上州產杉材にして心無し小節のものであり，木栓としては檜材を使用した．材質試驗として杉材は壓縮試驗，曲げ試驗及び剪斷試驗の 3 種を，檜材は壓縮試驗及び剪斷試驗を行つた．

(1) 壓 縮 試 驗

試験は纖維に平行方向の壓縮試験のみを行ひ，試片は 40 × 40 × 80 mm のものを用ひ杉材は試験桁—2 及び試験桁—5 より 4 個づつ，樺材は 3 個の試験片に依つた．

表—1 壓縮試験結果

材種	杉材（試験桁—2より）				杉材（試験桁—5より）				樺材		
試片記號	a_1	a_2	a_3	a_4	b_1	b_2	b_3	b_4	c_1	c_2	c_3
材質	赤味	赤味	白太マジリ	白太マジリ	赤味	赤味	白太マジリ	白太マジリ	—	—	—
平均年輪幅(mm)	5.66	5.12	3.19	3.33	5.66	5.21	3.33	3.00	4.33	5.21	4.50
破壊荷重 (kg)	3,390	3,265	3,965	4,210	3,480	3,260	4,100	3,850	8,850	9,000	9,250
斷面積(cm^2)	15.190	14.996	15.072	15.121	15.004	15.214	15.367	15.216	15.920	15.920	16.000
壓縮强度(kg/cm^2)	223.2	217.7	263.1	278.4	231.9	214.3	266.8	253.0	555.9	565.3	578.1
含水率 (%)	15.5	15.5	13.6	14.8	15.8	16.0	14.0	12.8	11.0	10.2	12.0

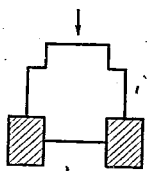
（2）剪斷試験

剪斷試験は右圖の如きX型を用ひ，杉材樺材の各1より3個づつの試片を採り試験した．試験成績は次の如し．

表—2 剪斷試験結果

材種	杉材			樺材		
試片記號	d_1	d_2	d_3	e_1	e_2	e_3
平均年輪幅(mm)	3.33	3.15	3.50	4.33	5.00	4.66
破壊荷重 (kg)	955	810	780	2600	2720	2620
斷面積(cm^2)	41.365	40.772	42.349	41.265	41.227	40.941
剪斷强度(kg/cm^2)	23.8	19.9	18.4	63.0	66.0	64.0
含水率 (%)	12.2	13.8	12.4	11.1	12.2	11.8

圖—2 剪斷試験片



（3）曲げ試験

曲げ試験は木栓用の樺材にはその要を認めず，杉材のみに就いて行つた．試験桁の理論的研究には曲げ試験に依る彈性係數及び曲げ强度は重要なるものであるから，各試験桁より2個づつの試片を採つて試験を行ひ，彈性係數の算定上，試片の支間中央の撓を測定した．曲げ試験片は斷面 33 × 30 mm，長さ 460 mm の桁にして，之を支間 400 mm としてその中央に荷重を載せるもので，P kg なる荷重時の曲げ應力及び曲げ彈性係數は次の算式により求められる．

曲げ應力　$\sigma = \dfrac{M}{W} = 2{,}222\ P\ \mathrm{kg/cm^2}$

曲げ彈性係數　$E = \dfrac{P}{\eta_0 I} \cdot \dfrac{l^3}{48} = 197.5308\ \dfrac{P}{\eta_0}$

M：中央の曲げモーメント (cm—kg)　　W：斷面係數 (cm^3)

I：斷面2次率 (cm^4)　　η_0：中央の撓 (cm)

以上の平均値を參照して $E = 7 \times 10^4$ を採用して計算を行つた．

[3] 試驗桁の種類及び試驗方法

（1）試驗桁の種類

試驗桁は 2 層合成桁として木栓接合に依るもの 2 個，鎹合せデユベル接合に依るもの 2 個，輪形デユベル接合に依るもの3個であり，何れも 14 × 14 cm の部材を上下に重ねたものであり，支間 260 cm の桁として

表—3　曲げ強度及び曲げ彈性係數

記號	試片を採つた試驗桁	含水率(%)	桁中央の撓(mm) P=60kg	P=100kg	P=160kg	破壞荷重(kg)	曲げ强度(kg/cm²)	P=100kgの彈性係數(kg/cm²)
f_1	桁—1	14.3	2.10	3.50	7.04	200	444.4	5.64×10^4
f_2		14.6	1.92	3.40	8.14	189	419.9	5.81×10^4
f_3	桁—2	16.1	1.68	2.85	4.93	210	466.6	6.93×10^4
f_4		15.8	1.32	2.62	5.00	202	448.8	7.54×10^4
f_5	桁—3	17.0	1.60	2.95	4.65	221	491.1	6.70×10^4
f_6		16.5	1.75	3.05	4.92	208	462.2	6.48×10^4
f_7	桁—4	13.4	1.40	2.46	4.10	217	482.2	8.03×10^4
f_8		14.1	1.39	2.30	4.04	237	526.6	8.59×10^4
f_9	桁—5	13.8	1.46	2.40	4.00	232	515.5	8.23×10^4
f_{10}		14.0	1.24	2.18	3.56	241	535.5	9.06×10^4
f_{11}	桁—6	15.1	1.89	3.00	5.38	188	417.7	6.58×10^4
f_{12}		14.6	1.70	2.82	5.05	210	466.6	7.00×10^4
							平均	7.22×10^4

曲げ試驗を行つた．3 層合成桁は輪形デユベル接合に依るもの 1 個で，14 × 11 cm の 3 部材を上下重ね，支間 280 cm の桁として試驗を行つた．

試驗桁は何れも反りを附けることなく，ボルトは φ 16 mm，座鐵は 80 × 80 × 6 mm 正方形のものを使用した．桁材の含水率は充分に乾燥した氣乾狀態のものであつた．細部寸法は圖—3，圖—4 に依つて見られたし．

木栓は檜材の短形 6 面體にして，幅は桁幅と同一の 14 cm とし斷面は桁—1 に於て 80 × 30 mm，桁—2 に於て 70 × 25 mm で，長さと厚さとの比は 2.5 を標準として選んだ．木栓を用ふる場合，長さが厚さに比して短かいと木栓は廻轉して桁材の中に減込む．一方長さが餘りに長ければ，木栓と木栓との間の木材の剪斷長を減少させる結果となり惡影響を及ぼす．比 2.5 は後章に示す計算に根據を置くものである．

輪形デユベルは部材幅が 14 cm であるから 4 吋のものを用ふることとした．デユベルの幅は 3 cm である．輪形デユベルに就いては試驗所報告 54 號を參照されたい．合成桁に用ひた場合の輪形デユベルの力學的性質は應力の分布等の點より見て壓縮試驗結果と同じ傾向のものと考へられる．從つて 4 吋輪形デユベル（切目なし）の强度は 5,600 kg，許容荷重は 1,866 kg を採用することにした．

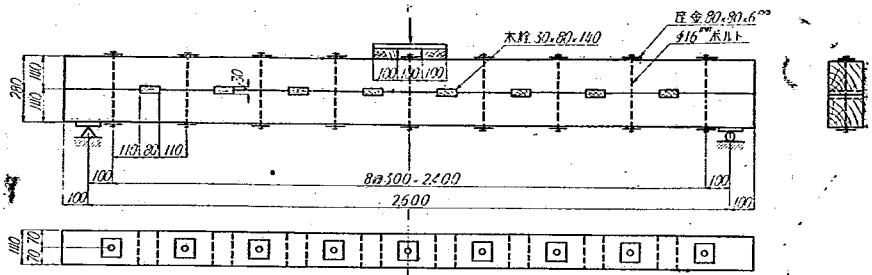
嚙合せデユベルは試驗所報告 59 號に紹介した新らしい型のデユベルであるが，之は 4 × 5cm の鐵板の兩面に 5 個づつの齒が出てゐる鑄物で圖—5 に示す如きものである．

嚙合せデユベルを圖—2 に示した如く 2 個づつ組をなした場合 2 個當りの强度は 3,650 kg，許容荷重 1,216 kg と見積つた．この見積は試驗結果より見ると過大であつたことが分つたが，之の原因は先に行つた接合部の强度試驗の如く，部材の押附けに依る密着が上手に行かぬと云ふ施工上の缺陷に依るものと思ふ．

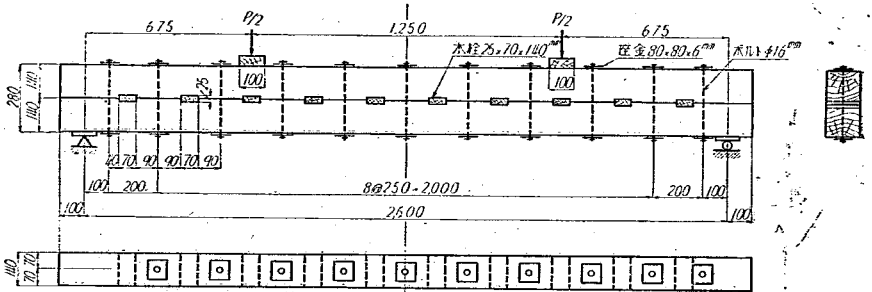
圖—5　嚙合せデユベル

（2）試驗方法

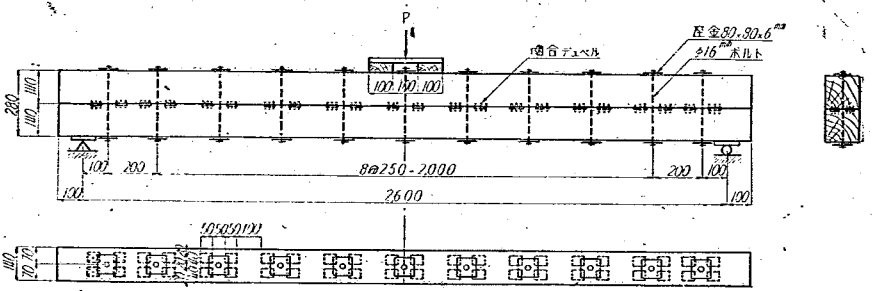
図—3 試験桁—1～4 の寸法及び載荷状況



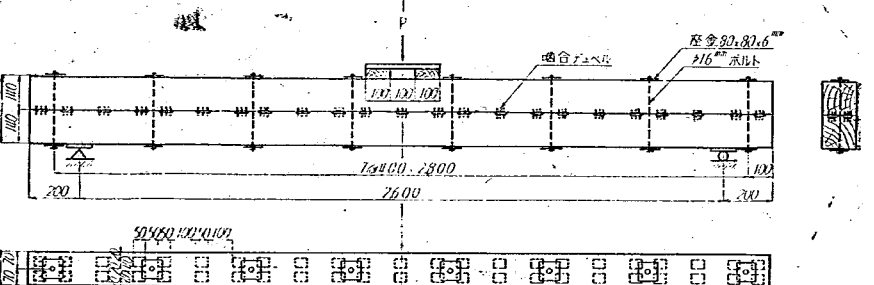
試験桁－1



試験桁－2

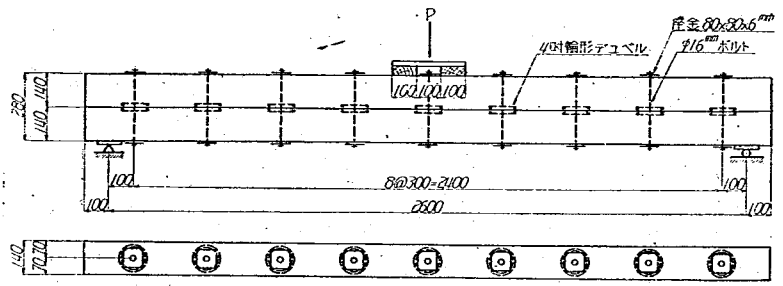


試験桁－3

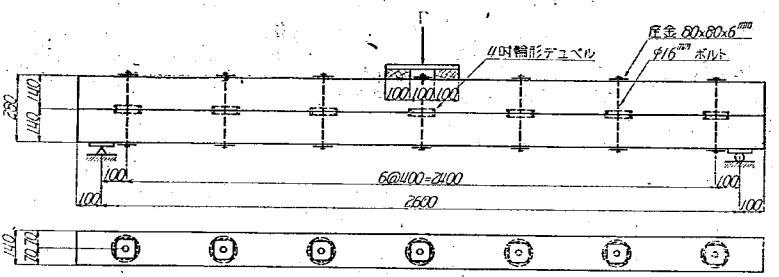


試験桁－4

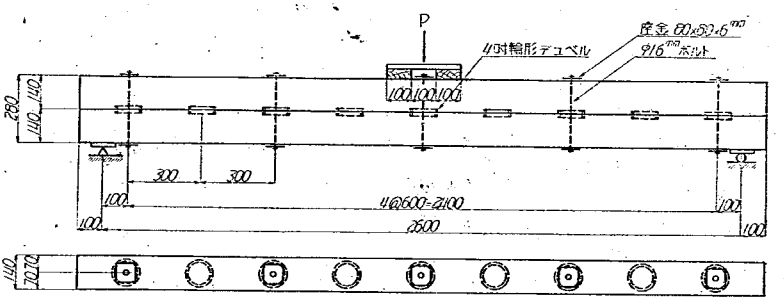
圖—4　試驗桁—5～8 の寸法及び載荷狀況



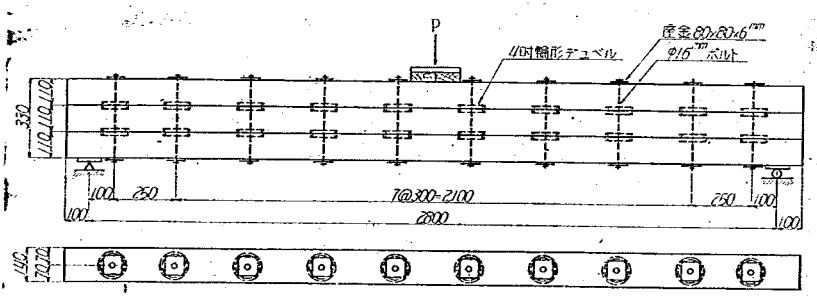
試驗桁—5



試驗桁—6



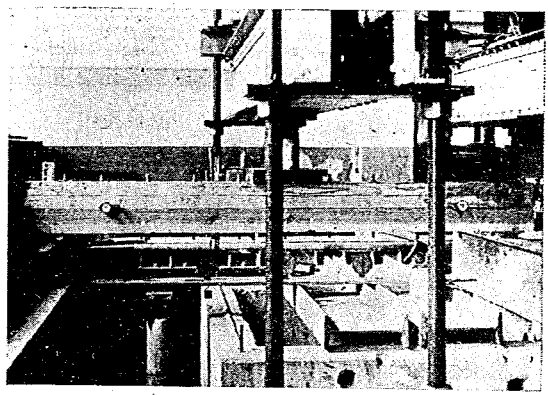
試驗桁—7



試驗桁—8

試驗桁は本試驗所の床版試驗機を利用したが，臨機に支間 260cm 及び 280cm の桁の曲げ試驗が可能なる様に配置した．試驗桁は圖—3 及び圖—4 で見る如く，一方の支點を可動端とした．可動端は φ 3cm のローラーを用ひた．兩支點及び荷重の掛る點には 10 × 14 cm の鐵板又は硬木板を用ひて集中荷重に依る桁材の部分的壓挫を防いだ．

圖—6



載荷方法は手動油壓ポンプに連結された直徑 15.5 cm, 斷面積 188.7 cm^2 の壓力筒により 2 個の硬木板を通じて載荷された．荷重は油壓ポンプの壓力計の讀みが Q kg/cm^2 なる場合

$$P = 188.7\, Q\, \eta \text{ kg}$$

玆に η は種々の抵抗による損失の爲 1 以下の係數で，檢定の結果 0.972～0.949 の間にある．

Q = 10 kg/cm^2 なる時　　P = 1,834 kg

Q = 20 kg/cm^2 なる時　　P = 3,682 kg

Q = 30 kg/cm^2 なる時　　P = 5,350 kg

荷重は壓力計の 2 kg/cm^2 を單位として增加せしめた．以上の關係で荷重が整數で出てない點を了解されたい．

（3） 測定及び觀測すべき事項

（a） 荷重に依る桁の撓の測定

桁の撓は下側面に於て測定することとなし測點を 5 個とした．卽ち桁中央を測點Ⅲとし，その左右に夫々 43 cm の點を測點Ⅱ及びⅡ′とし，更に之より外方に夫々 43 cm の點を測點Ⅰ及びⅠ′とした．撓の測定はダイアル・ゲーヂに依ることが出來ず，測定範圍大なる撓度計を用ひた（圖—6 參照）．撓度計の精度は $^1/_{10}$ mm 迄正確に讀めるものである．

（b） 重ね部材相互間の變位の測定

荷重が掛ると合成桁の合成工法は 100 % に作用し得ないから部材相互間に變位を生ずる．之の變位の大小は合成工法の良否に關係あるものと考へ，桁—1～7 に於ては兩支點より內側に夫々 34 cm の 2 點に於てこれを測定し，桁—8 の 3 層合成桁に於ては可動端の眞上に於て上部材中央部材間及び中央部材下部材間に於てこれを測定した．測定は總てダイアル・ゲーヂに依り $^1/_{100}$ mm 迄測定した．

（c） 可動端の水平移動の測定

可動端の水平移動は φ 3 cm のローラーの廻轉角を測定することに依り求めた．卽ちローラーの一直徑を延長する槓杆を出し，ローラーの廻轉角が小さい範圍に於て槓杆端の上下變位を測定して廻轉角に從つて水平移動を測つた．理論上の擴大率より $^1/_{60}$ mm 迄正確なるべきも，ローラーのスリップの現象が荷重の掛け方の上手下手により生じた樣である．

（d） 合成桁の縁應力の測定

縁應力の測定は Huggenberger Tensometer の標點距離 2 cm のものを用ひて上下部の歪量を測定し縁應力を求めんとしたが，木材に Tensometer を取附けることの困難に依り，比較的良結果を得たものもあるが概して失敗に終つた．

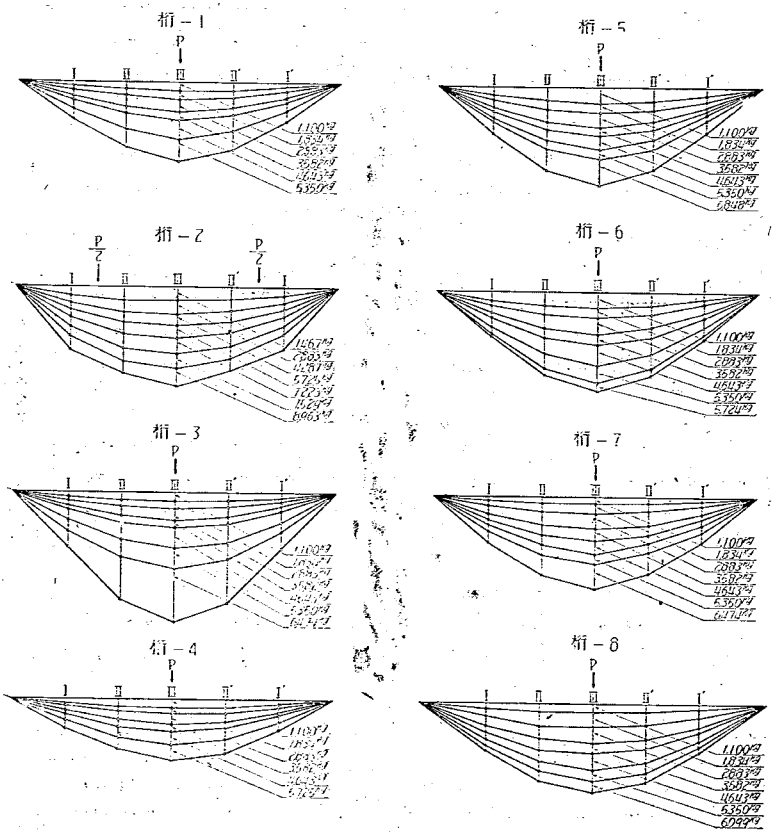
（e） 龜裂の發達と破壞の觀測

荷重が增して，撓が大きくなると，破壞の徵候として龜裂が入る．この時の荷重を龜裂荷重と名附け，龜裂の發達狀況を觀測し完全に破壞する場合の狀況を見て，最高の荷重に達した時，之を破壞荷重と名附けた．

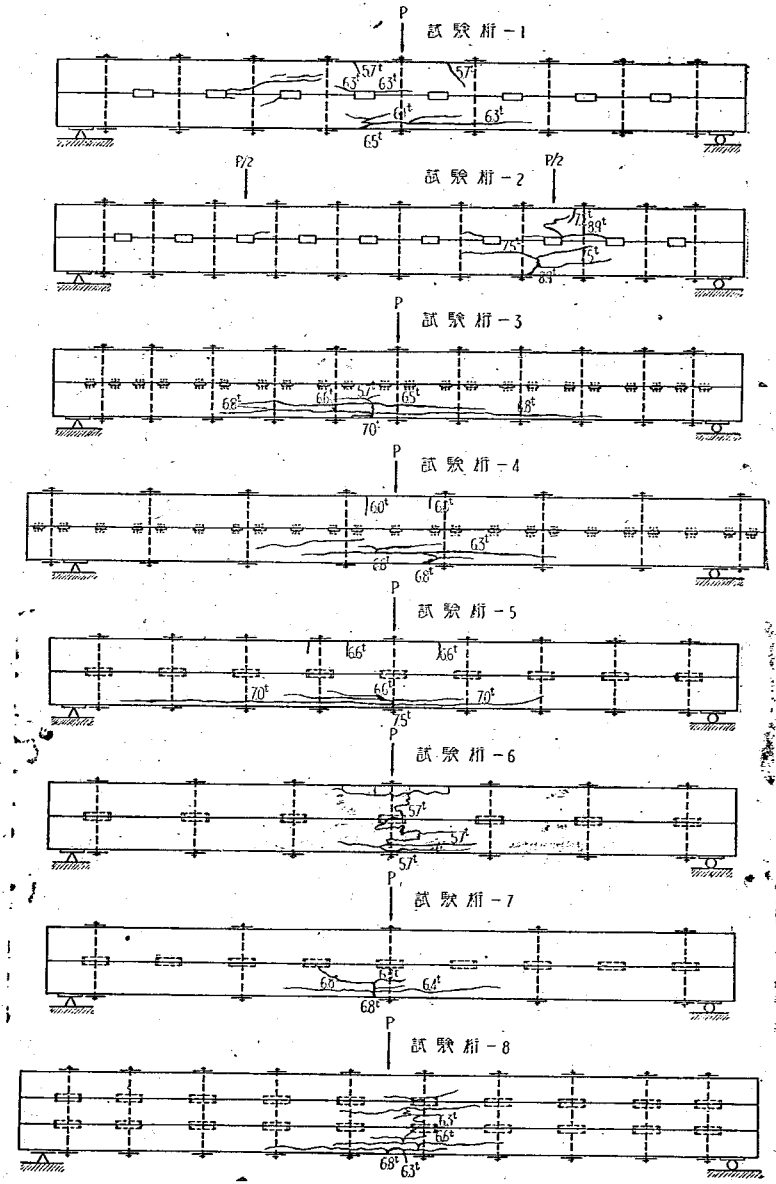
III. 合成桁の强度に關する試驗結果

强度試驗の結果の大要は表—4 及び表—5 に示した．表中，荷重の項で Q は油壓ポンプの壓力計指壓を示し，

圖—7 夫々の荷重の場合の試驗桁の彈性曲線



圖—8 各試験桁の亀裂の進行状況

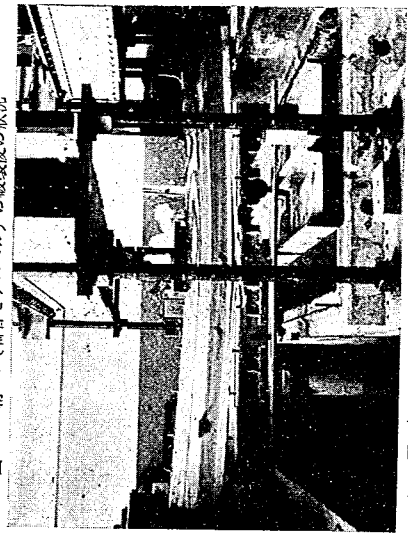


表—4 試驗桁—1～4の試驗成績表

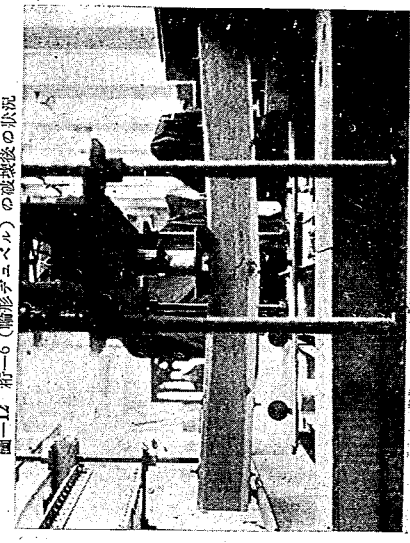
荷重 Q (kg/cm²)	荷重 P (kg)	桁下面の撓(mm) 測點Ⅰ	測點Ⅱ	測點Ⅲ	測點Ⅱ′	測點Ⅰ′	上下部材間變位(mm) T_1	T_2	可動端の水平移動(mm)	備考	桁中央の曲げモーメント(kg-cm)	桁中央の縁應力(kg/cm²) 單獨桁の場合	完全桁の場合
試驗桁——1													
6	1,100	1.8	3.0	3.8	3.2	1.8	0.11	0.18	0.88		71,500	78.2	39.1
10	1,834	3.4	5.8	7.1	6.2	3.6	0.32	0.51	1.60		119,210	130.4	65.2
16	2,883	5.9	10.1	12.3	10.6	6.3	0.70	1.07	2.80		187,395	204.9	102.5
20	3,582	7.6	13.0	15.8	13.5	8.1	0.97	1.38	3.63		232,830	254.6	127.3
26	4,643	11.3	19.6	23.8	20.0	12.0	1.84	2.12	5.15		301,730	329.9	164.5
30	5,350	15.2	27.0	32.4	27.7	16.0	2.87	3.00	6.62		347,750	380.2	190.1
34	6,099	—	—	47.3	—	—	4.09	4.55	—	龜裂荷重	407,810	445.2	222.9
36	6,474	—	—	—	—	—	—	—	—	破壞荷重	422,500	461.9	230.9
試驗桁——2													
8	1,467	3.8	5.6	5.4	5.0	3.5	0.88	0.72	0.14		49,511	54.1	27.0
16	2,883	6.8	10.3	11.2	9.9	6.4	1.47	1.21	0.64		97,301	106.2	53.8
24	4,287	9.7	14.7	16.0	14.1	9.2	1.95	1.67	2.02		144,754	158.3	79.1
32	5,725	12.7	19.3	21.1	18.6	12.1	2.43	2.21	2.80		193,590	211.6	105.8
40	7,223	16.6	25.4	27.8	24.3	16.0	3.14	2.98	3.62		243,776	266.5	133.2
44	7,529	20.5	30.9	33.6	29.6	19.7	4.02	3.82	4.72	龜裂荷重	254,104	277.8	138.9
48	8,963	26.1	35.3	41.0	34.8	25.8	—	—	—	破壞荷重	302,501	330.7	165.4
試驗桁——3													
6	1,109	2.0	3.2	3.9	3.5	2.1	0.08	0.06	1.20		71,500	78.2	39.1
10	1,834	3.4	5.7	6.8	6.0	3.6	0.19	0.15	2.02		119,210	130.4	65.2
16	2,883	5.5	9.7	11.4	10.0	5.8	0.64	0.43	3.31		187,395	204.9	102.5
20	3,582	7.1	12.4	14.7	12.8	7.3	1.22	1.01	4.14		232,830	254.6	127.3
26	4,643	11.5	19.9	23.0	20.6	12.1	2.10	1.95	5.54		301,730	329.9	164.5
30	5,350	16.1	26.6	31.6	27.4	16.4	2.89	2.75	6.50		347,750	380.2	190.1
32	5,725	22.1	32.8	38.4	33.1	22.1	—	—	—	龜裂荷重	254,104	277.8	138.9
39	7,036	—	—	—	—	—	—	—	—	破壞荷重	457,340	500.0	250.0
試驗桁——4													
6	1,100	1.9	3.1	3.9	3.4	2.0	0.06	0.08	0.32		71,500	78.2	39.1
10	1,834	2.8	5.1	6.0	5.4	3.4	0.12	0.17	0.94		119,210	130.4	65.2
16	2,883	5.0	8.7	10.3	9.2	5.4	0.30	0.40	1.92		187,395	204.9	102.5
20	3,582	6.4	11.3	13.3	11.9	6.8	0.45	0.62	2.60		232,830	254.6	127.3
26	4,643	9.0	15.9	18.9	16.5	9.5	—	—	—		301,730	329.9	164.5
32	5,725	12.2	20.7	25.0	22.1	12.5	1.47	1.59	3.88		372,125	406.8	203.4
35	6,286	—	—	29.6	—	—	—	—	—	龜裂荷重	408,590	446.7	223.4
38	6,848	—	—	—	—	—	—	—	—	破壞荷重	445,120	486.6	243.3

表—5 試験桁—5～8の試験成績表

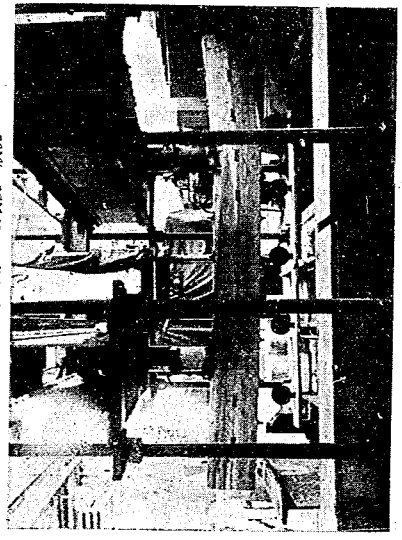
荷重 Q (kg/cm²)	荷重 P (kg)	桁下面の撓 (mm) 測點 I	測點 II	測點 III	測點 II′	測點 I′	上下部材間変位 (mm) γ_1	γ_2	可動端の水平移動 (mm)	備考	桁中央の曲げモーメント (kg-cm)	桁中央の縁應力 (kg/cm²) 単獨桁の場合	完全桁の場合
							試験桁——5						
6	1,100	3.1	5.5	6.4	5.6	3.3	0.42	0.19	0.72		71,500	78.2	39.1
10	1,834	5.3	9.2	10.6	9.2	5.4	0.87	0.46	1.32		119,210	130.4	65.2
16	2,883	8.3	14.2	16.4	13.9	8.1	1.39	0.79	2.52		187,395	204.9	102.5
20	3,582	10.2	17.4	20.0	17.2	9.9	1.61	0.95	3.42		232,830	254.6	127.3
26	4,643	13.0	22.0	25.8	21.9	11.0	20.1	1.42	4.70		301,730	329.9	164.5
30	5,350	14.8	25.3	29.8	25.2	13.9	23.9	1.88	5.24		347,750	380.2	190.1
37	6,661	—	—	37.6	—	—	—	—	—	龜裂荷重	432,965	473.4	236.7
38	6,848	19.6	34.2	40.2	33.0	18.8	—	—	—		445,120	486.7	243.3
42	7,471	—	—	—	—	—	—	—	—	破壞荷重	485,615	530.9	265.5
							試験桁——6						
6	1,100	3.4	5.4	6.2	5.4	2.9	0.56	0.32	1.12		71,500	78.2	39.1
10	1,834	5.6	9.3	10.6	9.0	4.8	1.03	0.72	2.26		119,210	130.4	65.2
16	2,883	8.8	15.0	17.3	14.7	8.2	1.63	1.20	4.22		187,395	204.9	102.5
20	3,582	10.8	19.0	21.9	18.9	10.5	2.02	1.65	5.58		232,830	254.6	127.3
26	4,643	14.4	25.8	30.2	25.6	14.2	2.72	2.40	7.52		301,730	329.9	164.5
30	5,350	17.4	31.6	37.2	31.6	17.4	3.39	3.00	—		347,750	380.2	190.1
32	5,724	18.2	34.2	41.0	34.8	19.2	3.31	3.11	—	破壞荷重	372,060	403.8	201.9
							試験桁——7						
6	1,100	1.6	2.4	2.5	2.3	1.5	0.08	0.04	0.68		71,500	78.2	39.1
10	1,834	3.7	6.0	6.8	5.9	3.6	0.40	0.38	1.40		119,210	130.4	65.2
16	2,883	7.0	11.6	13.0	11.4	6.8	0.91	0.94	2.52		187,395	204.9	102.5
20	3,582	9.4	15.7	18.0	15.5	9.0	1.24	1.32	3.44		232,830	254.6	127.3
26	4,643	11.9	19.9	23.8	19.0	11.5	1.59	1.86	4.86		301,730	329.9	164.5
30	5,350	14.2	24.0	27.9	22.8	14.2	1.91	2.22	6.03		347,750	380.2	190.1
36	6,474	19.0	32.1	37.8	31.2	18.5	—	—	—	龜裂荷重	419,510	458.6	229.3
38	6,848	—	—	—	—	—	—	—	—	破壞荷重	445,120	486.6	243.3
							試験桁——8						
6	1,100	2.3	3.3	3.6	3.2	2.3	0.09	0.15	0.90		77,000	90.9	30.3
10	1,834	5.2	9.6	9.7	8.8	5.7	0.33	0.56	1.76		128,380	151.6	50.5
15	2,883	9.6	14.6	16.5	14.9	9.6	0.65	1.08	3.15		201,810	238.3	79.4
20	3,582	12.0	19.4	20.5	18.4	11.8	0.82	1.40	4.29		230,740	296.0	95.3
26	4,643	15.0	23.9	27.3	24.1	15.2	1.09	1.91	6.24		325,010	383.7	127.9
30	5,350	17.5	27.9	32.0	28.2	17.8	1.26	2.24	7.92		374,500	442.1	147.4
34	6,099	19.8	32.0	36.8	32.2	20.0	注 上材，中材間の變位	注 中材，下材間の變位	—		426,930	504.1	168.0
35	6,286	—	—	37.8	—	—			—	龜裂荷重	440,020	519.5	173.2
38	6,848	—	—	—	—	—			—	破壞荷重	479,360	565.9	188.6



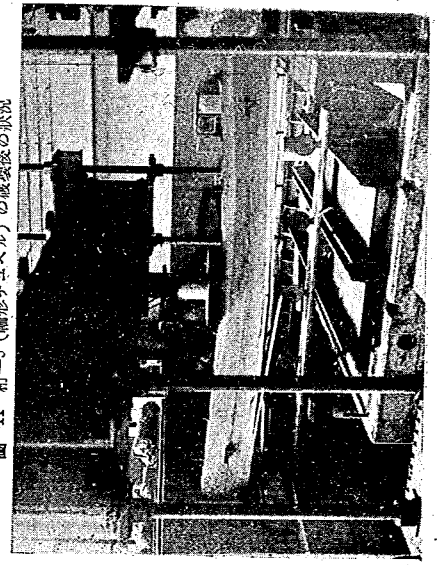
図—10　桁—3（噛合せデュベル）の破壊後の状況



図—12　桁—6（輪形デュベル）の破壊後の状況



図—9　桁—2（木栓）の破壊後の状況



図—11　桁—5（輪形デュベル）の破壊後の状況

P は検定の結果よりの荷重を示す．撓に就いては別に圖—7 で彈性曲線に依つて示してある．

部材相互間の變位に於て桁—1～7 では T_1 は右支點（固定），T_2 は左支點（可動）より夫々 34 cm 離れた點の測定値であり，桁—8 では可動支點上に於ける上部材と中部材との間の變化を T_1 で，中部材と下部材との間の變位を T_2 で示した．

最後の項に於て合成工法の 100 % に作用する極限たる完全桁と見做した場合，及び合成工法の作用が零となつた極限たる單獨桁と見做した場合の桁中央の最大縁應力を示した．合成桁の實際の縁應力はこの中間値を示すものと考へる．

荷重が增加して撓が大きくなると下部材の中央より下に水平に龜裂が入り，更に荷重を增加すると，龜裂は進行して大管を發して引張應力を受ける纖維が引張破壞した．先に龜裂が入つた時に於ても荷重の增加率に大なる變化はなかつたが，この引張破壞と共に荷重は半減するものであつた．龜裂荷重及び破壞荷重は表—4, 表—5 に示してあり，龜裂の進行狀態は圖—8 にあり，破壞後の狀態は圖—9～12 に示す．

IV. 試驗結果に基く考察

[1] 撓に依る合成桁の應力分布の決定

試驗結果に基いて合成桁の應力の分布を理論的に研究するに當り，最も困難とするところは木材材質の不均一に依る彈性係數及び破壞强度の差異と合成工法加工の良否との因子が各試驗桁に入つて來ることである．從つて以下述べる計算は之らの因子を一定と假定した場合の應力分布であると云はねばならぬ．

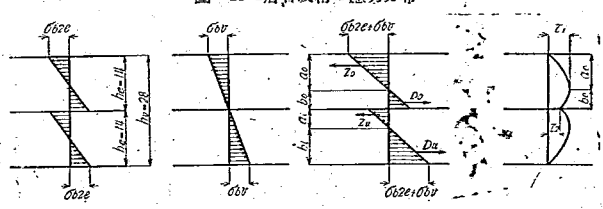
計算上必要なる彈性係數 $E = 7 \times 10^4$ kg/cm^2 と假定した．

曲げに依る垂直應力の分布は桁の撓に依つて決定することが出來る．

若し合成工法が 100 % に作用するならば合成桁の撓は完全桁の場合の撓と同一になり，若し合成工法の作用が全くないならば 2 層合成桁の撓は 2 個の單獨桁を單に並べた場合の撓と同一になるべきである．從つて 2 層合成桁の實際の撓は此の 2 つの極値たる，1 個の完全桁の撓と 2 個の單獨桁の撓との中間に存するが故に，桁に作用した荷重の何割が完全桁として作用し，殘りの何割が單獨桁として作用したかを決定することが出來る．

圖—13 の左の 2 つの圖は單獨桁及び完全桁としての應力の分布を示し，右の 2 つの圖は，左の 2 つの圖を組合せた合成桁としての應力分布の垂直及び剪斷應力を示したものである．

圖—13 2層合成桁の應力分布



2 層合成桁に於て

2 個の單獨桁に對し曲げ應力は

$$\sigma_{be} = \frac{Mhe}{2J_{2e}}$$

1 個の完全桁に對し曲げ應力は

$$\sigma_{bv} = \frac{Mhv}{2Jv}$$

M：曲げモーメント　　J_{2e}：單獨桁の斷面 2 次率の和

Jv：完全桁の斷面 2 次率　　he：單獨桁の桁高

hv：完全桁の桁高

從つて　　$hv = 2\,he$

$$J_{2e} = 2\cdot\frac{he^3b}{12}$$

$$Jv = \frac{hv^3b}{12}$$

$$\therefore Jv = 4\,J_{2e}$$

玆に　b は桁幅

同一曲げモーメントに對し　　$\sigma_{be} = 2\,\sigma_{bv}$

3 層合成桁に對し

同樣にして，同一曲げモーメントに對し　　$\sigma_{bi} = 3\,\sigma_{bv}$

合成桁の一部が完全桁として，他の部分が單獨桁として作用し，夫々の荷重を Pv Pe とし 1 t の荷重に依る完全桁の桁中央の撓の影響値を y_v，單獨桁の桁中央の撓の影響値を y_e とすれば

$$\begin{cases} Pe\,y_{2e} + Pv\,y_v = y \\ Pe + Pv = P \end{cases}$$

より Pe 及び Pv を決定することが出來る．但し y は合成桁の實測の桁中央の撓を示す．

1 t の荷重に依る完全桁，單獨桁の曲げ應力の影響値を夫々 σ'_{bv}，σ'_{be} とすれば

完全桁としての曲げ應力 $\sigma_{bv} = Pv\,\sigma'_{bv}$

單獨桁として曲げ應力は $\sigma_{be} = Pe\,\sigma'_{be}$

合成桁に生ずる最大の曲げ縁應力は $\sigma_{b\max} = \sigma_{bv} + \sigma_{be}$

（1） 2 層合成桁の中央に荷重がある場合の影響値

これに對し桁—1，桁—3，桁—4，桁—5，桁—6，桁—7 が適用される．

桁の中央に $P = 1$ t の荷重を載荷した場合の完全桁として，單獨桁としての桁の中央の撓及び曲げ應力の影響値を求むれば

a. 2 本の單獨桁と見做した場合

曲げモーメントに依る撓

$$y'_{2e} = \frac{Pl^3}{48EJ_{2e}}$$

$$J_{2e} = 2\cdot\frac{14^4}{12} = 6{,}403\ \text{cm}^4,\quad E = 7\times10^4\ \text{kg/cm}^2,\quad l = 260\ \text{cm},\quad P = 1{,}000\ \text{kg}$$

$$y'_{2e} = 0.81694\ \text{cm}$$

剪斷應力の影響を考へれば

$$y''_{2e} = \frac{9}{4}\beta\int\frac{S}{bhe^2} = \int_{-he/2}^{+he/2}\left[1-\left\{\frac{\eta}{\left(\frac{be}{3}\right)}\right\}^2\right]^2 d\eta = 0.3\,\beta\,\frac{Pl}{bhe}$$

$$\beta = 2\cdot\frac{m+1}{m}\cdot\frac{1}{E}$$

$m = \frac{10}{3}$ とすれば

$$y''_{2e} = 0.78\,\frac{Pl}{Ebhe} = 0.00739\ \text{cm}$$

撓の影響値 $y_{2e} = y'_{2e} + y''_{2e} = 0.82433$ cm

曲げ應力の影響値 $\sigma_{be} = \frac{Mhe}{2J_{2e}} = 71.066\ \text{kg/cm}^2$

b. 1 本の完全桁と見做した場合

曲げモーメント及剪斷應力による桁中央の撓の影響値は

$$y_v = y'_v + y''_v = \frac{Pl^3}{48EJv} + 0.3\,\beta\cdot l$$

$$\beta = 2\cdot\frac{m+1}{m}\cdot\frac{1}{E},\quad m = \frac{10}{3},\quad E = 7\times10^4\ \text{kg/cm}^2$$

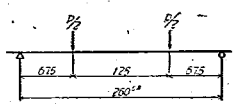
$$y_v = \left[0.25\left(\frac{l}{hv}\right)^2 + 0.78\right]\frac{Pl}{Ebhv} = 0.21164\ \text{cm}$$

曲げ應力の影響値 $\sigma'_{bv} = \frac{1}{2}\sigma_{b2e} = 35{,}533\ \text{kg/cm}^2$

（2） 2 層合成桁の左右對稱の 2 點に荷重がある場合の影響値

桁—2 に適用される．圖—14 の如く支點より 67.5 cm の點に夫々 $P/2$ の荷重がある場合の桁中央の撓を求むれば，

圖—14



a. 2 本の單獨桁と見做した場合

支間 l，支點より x なる點の撓は

$$y_e = y_0 + \frac{y_1-y_0}{l}x - \frac{x}{l}\int_0^l\frac{M(l-x)}{EJ_{2e}}dx + \int_0^x\frac{M}{EJ_{2e}}dx\left\{x - \frac{\int_0^x\frac{M}{EJ_{2e}}dx}{\int_0^x\frac{M}{EJ_{2e}}dx}\right\}$$

$y_0 = y_l = 0$ なるに依り桁中央の撓の荷重 $P = 1\ t$ の影響値は，

$$y_e = \frac{x}{l}\int_0^l\frac{M(l-x)}{EJ_{2e}}dx + \int_0^{l/2}\frac{M}{EJ_{2e}}dx\left\{x - \frac{\int_0^{l/2}\frac{M}{EJ_{2e}}dx}{\int_0^{l/2}\frac{M}{EJ_{2e}}dx}\right\}$$

$$= \frac{P}{3EJ_{2e}}\,\frac{a^2b^2}{6l}\left(\frac{3l}{2a} + \frac{3l}{2a} - \frac{l^3}{8b^2a} - \frac{l^3}{8a^2b}\right)$$

$J_{2e} = 6{,}403\ \text{cm}^4$　　$E = 7\times10^4\ \text{kg/cm}^2$

$l = 260$ cm　　$a = 67.5$ cm　　$b = 192.5$ cm　　$y_e = 0.533705$ cm

曲げ應力の影響値は　$\sigma'_{be} = \frac{Mhe}{2J_{2e}} = 36{,}899\ \text{kg/cm}^2$

b. 1 本の完全桁と見做した場合

桁中央の撓の影響値は

$$y_v = \frac{P}{2Efv}\cdot\frac{a^2b^2}{6l}\left(\frac{3l}{2a}+\frac{3l}{2a}-\frac{l^3}{8b^2a}-\frac{l^3}{8a^2b}\right) = 0.133426\ \text{cm}$$

曲げ應力の影響値は　$\sigma'_{bv} = \frac{Mhv}{2fv} = 18{,}449\ \text{kg/cm}^2$

（3）3 層合成桁の中央に荷重がある場合の影響値

桁—8 に適用される．桁中央に $P = 1$ t の荷重に依る桁中央の撓，曲げ應力の影響線を求むれば

a. 3 本の單獨桁と見做した場合

曲げモーメントのみの撓を考へれば

$$y_e = \frac{Pl^3}{48\cdot E\cdot J_{3e}}$$

$P = 1{,}000$ kg　　$E = 7\times10^4$ kg/cm²

$l = 280$ cm　　$J_{3e} = 3\cdot\frac{bhe}{12} = 3\cdot\frac{14\cdot11^3}{12} = 4{,}658.5$ cm⁴

撓の影響値は　$y_e = 1.402459$ cm

曲げ應力の影響値は　$\sigma'_{3be} = \frac{Mhe}{2J_{3e}} = 82.64$ kg/cm²

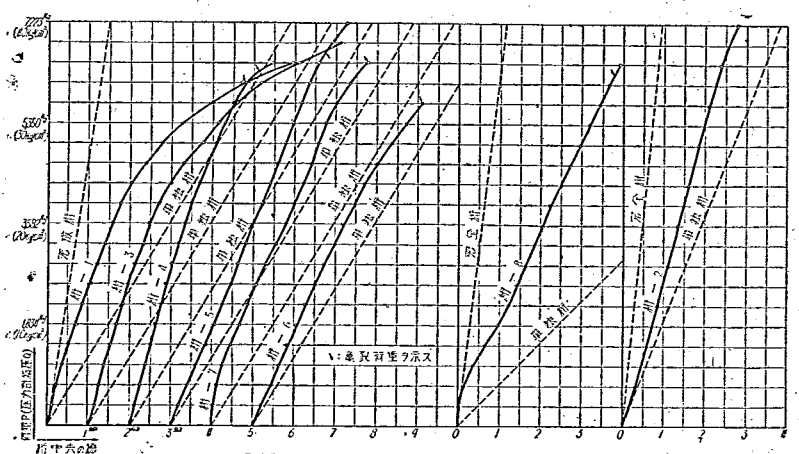
b. 1 本の完全桁と見做した場合

曲げ應力及剪斷力に依る桁中央の撓の影響値は

$$y_v = y'_v + y''_v = \frac{Pl^3}{48EJv} + 0.3\,\beta\,\frac{P}{bhv}\cdot l$$

$$\beta = 2\cdot\frac{m+1}{m}\cdot\frac{1}{E},\quad m = \frac{10}{3},\quad E = 7\times10^4\ \text{kg/cm}^2$$

圖—15　合成桁中央の荷重—撓曲線



$$y_v = \left[\ 0.25\left(\frac{l}{hv}\right)^2 + 0.78\ \right]\frac{Pl}{Ebhv} = 0.16258\ \text{cm}$$

曲げ應力の影響値は $\sigma'_{bv} = \frac{Mhv}{2Jv} = 27.55\ \text{kg/cm}^2$

（4） 比例限界内の荷重の場合の應力分布

圖—15 に合成桁中央の荷重—撓曲線を夫々の荷重狀態に於ける單獨桁及び完成桁と見做した場合の荷重—撓曲線と比較して示す.

圖—15 を見れば $P = 3.582$ t 即ち $Q = 20\ \text{kg/cm}^2$ の荷重の場合は荷重—撓曲線の直線區間にある. 即ち. 比例限界内にある荷重であるが故に以下に於て $P = 3.582$ t の場合の應力分布を決定する.

桁—1 に對し

$P = 3.582$ t の時の桁中央の撓は 15.8 mm なるに依り

$$Pe\,y_{2e} + Pv\,y_v = 15.8$$

$$Pe + Pv = 3.582$$

桁—1 の撓の影響値は $y_{2e} = 0.82433$ cm

$y_v = 0.21164$ cm

$$\begin{cases} 8.2433\ Pe + 2.1164\ Pv = 15.8 \\ Pe + Pv = 3.582 \end{cases}$$

$Pv = 2.240$ t $\qquad Pe = 1.342$ t

$\sigma_{bv} = Pv\,\sigma'_{bv} = 35.53\ Pv = 79.59\ \text{kg/cm}^2$

$\sigma_{be} = Pe\,\sigma'_{b2e} = 71.066\ Pe = 95.37\ \text{kg/cm}^2$

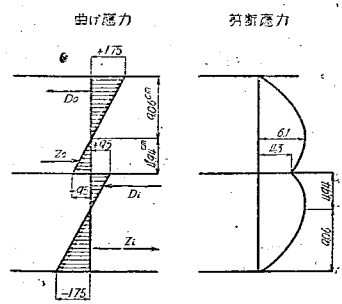
合成桁最大縁應力 $\sigma_{b\max} = \sigma_{bv} + \sigma_{b2e} = 174.96\ \text{kg/cm}^2$

上部材の中立軸と上面及び下面と距離 a_0 及び b_0 は

$$a_0 = he\,\frac{\sigma_{b\max}}{\sigma_{b\max} + \sigma_{b2e}} = 9.06\ \text{cm}$$

$$b_0 = he - a_0 = 4.94\ \text{cm}$$

圖—16 桁—1 應力分布



剪斷應力の分布を考へる.

上下部材ともに夫々の垂直應力の零なる中立軸に於て剪斷應力が最大となる.

この中立軸に作用する剪斷力は

$$S_1 = D_0 = \frac{1}{2}\ \sigma_{b\max}\cdot b\cdot a_0 = \frac{1}{2}\times 174.96 \times 14 \times 9.06 = 11{,}095.96\ \text{kg}$$

$$\tau' = \frac{2}{lb}\,S = 6.096\ \text{kg}$$

上下部材の接觸面に於ける剪斷應力は

$$\tau_2 = \frac{2}{l}\,(D_0 - Z_0) = \frac{1}{260} \times 79.59 \times 14 = 4.286\ \text{kg/cm}^2$$

桁—8 に對し

$$\begin{cases} 14.0246\ Pe + 1.6258\ Pv = 20.5 \\ Pe + Pv = 3.582, \end{cases}$$

Pe =1.173 t　　Pv = 2.409 t

$\sigma_{bv} = Pv\ \sigma'_{bv} = 27.55\ Pv = 66.37$ kg/cm²

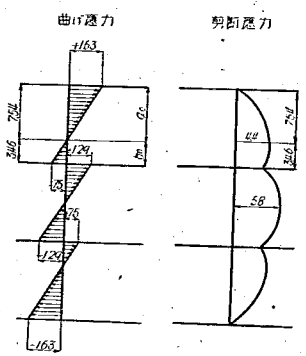
$\sigma_{be} = Pe\ \sigma'_{b3e} = 82.64\ Pe = 96.94$ kg/cm²

3 層合成桁の最大縁應力　σ_{bmax} = 163.31 kg/cm²

$$a_0 = he \frac{\sigma_{bmax}}{\sigma_{bmax} + \sigma_{be} - \frac{1}{3}\sigma_{bv}} = 7.54 \text{ cm}$$

$$b_0 = he - a_o = 3.46 \text{ cm}$$

圖—17　桁—8 の應力分布



上部材に於ける最大剪斷應力

$$\tau_1 = \frac{\sigma_{bmax} \cdot a_o}{l} = \frac{163.31 \times 7.54}{280} = 4.391 \text{ kg/cm}^2$$

合成桁の中心面に於ける剪斷應力

表—6　比例限界内の荷重 P = 3.582 t の場合の應力の分布

	撓の影響値 (mm)		P= 3.582t の時の撓 (mm)	Pe (t)	Pv (t)	σ_{be} (kg/cm²)	σ_{bv} (kg/cm²)	σ_{bmax} (kg/cm²)	a_0 (cm)	b_0 (cm)	τ_1 (kg/cm²)	τ_2 (kg/cm²)
	單獨桁	完全桁										
桁—1	8.2433	2.1164	15.8	1.342	2.240	95.37	79.59	174.96	9.06	4.94	6.096	4.286
桁—2	5.3370	1.3343	13.6	2.204	1.378	81.33	20.33	101.66	7.78	6.22	5.858	2.001
桁—3	8.2433	2.1164	14.7	1.169	2.413	83.09	85.73	168.82	9.38	4.62	6.090	4.620
桁—4	8.2433	2.1164	13.3	0.933	2.649	66.30	94.12	160.42	9.91	4.09	6.112	5.068
桁—5	8.2433	2.1164	20.0	2.027	1.555	144.05	55.25	199.30	8.13	5.87	6.231	2.975
桁—6	8.2433	2.1164	21.9	2.337	1.245	166.08	44.24	210.32	7.82	6.18	6.328	2.328
桁—7	8.2433	2.1164	18.0	1.701	1.881	120.88	66.83	187.71	8.52	5.48	6.148	3.599
桁—8	14.0246	1.6258	20.5	1.173	2.409	96.94	66.37	163.31	7.54	3.46	4.397	5.815

$$\tau_2 = \frac{\sigma_{bv} \cdot \frac{hv}{2}}{l} + \frac{\sigma_{be} \cdot \frac{he}{2}}{l} = 5.815 \text{ kg/cm}^2$$

同様にして，各試験桁の曲げ應力及び剪斷應力を計算した結果を表—6 に示す．

（5） 龜裂荷重時の應力分布

表—7 に龜裂荷重及びその時の桁中央の撓を擧げてある．

桁—2 に對し

$$\begin{cases} 5.3370\ Pe + 1.3343\ Pv = 33.6 \\ Pe + Pv = 7.529 \end{cases}$$

$$Pe = 5.797\ \text{t}$$

$$Pv = 1.732\ \text{t}$$

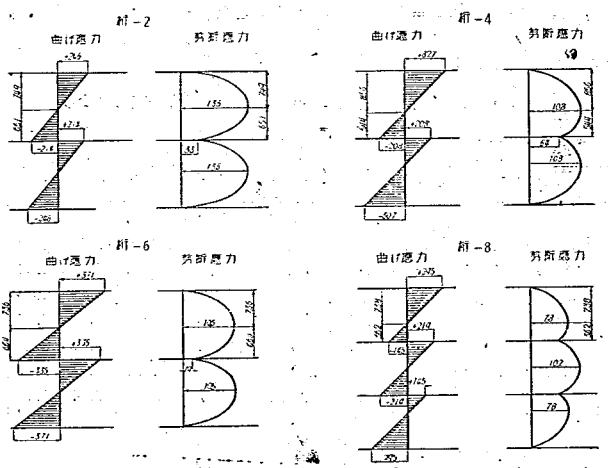
$$\sigma_{bv} = Pv\ \sigma'_{bv} = 18.449 \times Pv = 31.95\ \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{be} = Pe\ \sigma'_{b2e} = 36.899 \times Pe = 213.90\ \text{kg/cm}^2$$

表—7 龜裂荷重の場合の應力分布

	龜裂荷重 (t)	龜裂荷重時の桁中央の撓 (mm)	Pe (t)	Pv (t)	σ_{be} (kg/cm²)	σ_{bv} (kg/cm²)	$\sigma_{b\max}$ (kg/cm²)	a_0 (cm)	b_0 (cm)	τ_1 (kg/cm²)	τ_2 (kg/cm²)
桁—1	6.099	47.3	5.613	0.486	398.89	17.27	416.16	7.15	6.85	11.441	0.930
桁—2	7.529	33.6	5.797	1.732	213.90	31.95	245.85	7.49	6.51	13.632	3.313
桁—3	5.725	38.4	4.290	1.435	304.87	50.99	355.86	7.54	6.46	10.320	2.745
桁—4	6.286	31.2	2.921	3.365	207.58	119.56	327.14	8.56	5.44	10.777	6.438
桁—5	6.661	37.6	3.836	2.826	272.61	100.41	373.02	8.09	5.91	11.605	5.407
桁—6	5.725	41.0	4.714	1.011	335.00	35.92	370.92	7.36	6.64	10.494	1.934
桁—7	6.474	37.8	3.933	2.541	279.50	90.28	369.78	7.93	6.03	11.340	4.861
桁—8	6.286	37.8	2.204	4.082	182.14	112.40	294.60	7.38	3.62	7.764	10.204

圖—18 桁—2，桁—4，桁—6，桁—8 の應力分布圖



$$\sigma_{b\max} = \sigma_{bv} + \sigma_{be} = 245.85$$

$$a_0 = 14 \frac{\sigma_{b\max}}{\sigma_{b\max} + \sigma_{be}} = 7.49 \text{ cm}$$

$$b_0 = 14 - 7.49 = 6.51 \text{ cm}$$

$$\tau_1 = \frac{\frac{1}{2}\sigma_{b\max} \cdot a_0}{67.5} = 13.632 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_2 = \frac{\frac{1}{2}\sigma_{bv} \cdot he}{67.5} = 3.313 \text{ kg/cm}^2$$

同様に各試驗桁の龜裂荷重に就いて曲げ應力，剪斷應力を計算したものを表に示し，圖—18 に應力分布を圖示した．

［2］ 上下部材相互間の變位及び可動端の水平移動

（1） 上下部材相互間の變位

上下部材間の變位は 2 層合成桁では左右の支點より夫々內側に 34 cm の 2 點に於てダイアル・ゲーヂにより測定し，3層合成桁では可動端上に於て上下中部材の夫々の接觸面に於て測定し，この測定結果は前章の表—4，表—5 で示した．上下部材間の變位は合成桁を完全桁と見做した場合には零となるべきものであり，合成工法の作用が少しもない限極たる單獨桁と見做した場合には最大となる．

今實測結果と比較するために桁の中央に 1 t の荷重が載つた時の部材間の變位の影響値を求める．

a. 2 層合成桁の場合

測點は支點より 34 cm の點であるからこの點の單獨桁と見做した場合の上下部材間の變位を求める．

$$e = 2\int_{34}^{l/2} \frac{\sigma_x}{E} dx$$

$$= 2\int_{34}^{l/2} \frac{Px}{2W_{2e}E} dx$$

σ_x ： x 點の曲げ應力

W_{2e} ： 單獨桁 2 本の斷面係數

$l = 260$ cm　　$E = 7 \times 10^4$ kg/cm^2　　$W_{2e} = 914.64$ cm^3

を代入すれば　$e = 1.2295$ mm

b. 3 層合成桁の場合

測點は可動點上なるに依りこの點の單獨桁 3 本と見做した場合の上下部材間の變位を求める．

$$e = 2\int_{0}^{l/2} \frac{\sigma_x}{E} dx$$

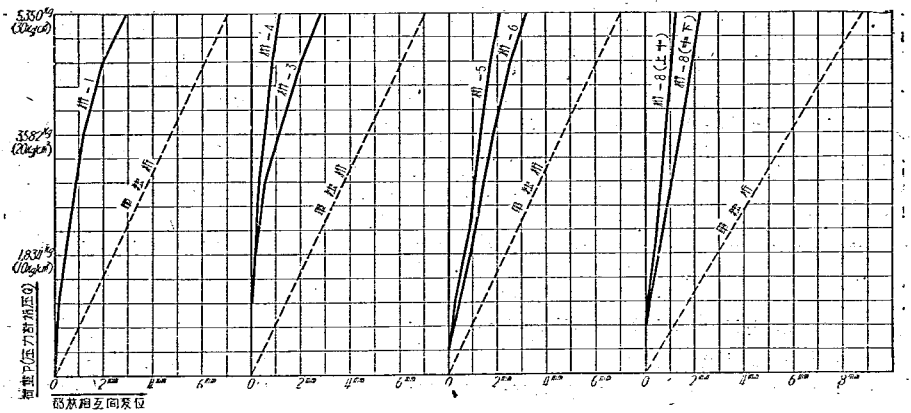
$$= 2\int_{0}^{l/2} \frac{Px}{2W_{3e}E} dx$$

$l = 280$ cm　　$W_{3e} = 847$ cm^3

を用ふれば　$e = 1.6529$ mm

圖—19 に於て桁—2 をのぞいた各桁の部材相互間の變位を單獨桁の場合と比例して示した．

圖—19　荷重—部材相互間變位曲線



圖—19 を前節の圖—15 と比較するに，桁—1 に於て荷重指壓 $Q = 20$ kg/cm^2 を越すと何れも變位量が大きくなつた．桁—3，桁—4 の嚙合せデュベルを使用した合成桁同士を桁—5，桁—6 の輪形デュベル同士を比較しても，桁中央の撓の大きいものは，上下部材間の變位大きく非常に密接なる關係を示してゐた．更に 3 層合成桁の 2 つの部材接觸面に於ける部材間變位は圖—19 の最後の圖で見る如く中部材と下部材との變位が常に上部材と中部材との間のそれより大きかつた．この事は合成桁に載る荷重は下部材により多くの部材が負擔されると云ふ事實を示すものと考へた．

合成桁の上下部材間の變位は何れの場合にあつても單獨桁と見做した場合の變位より著く小さいことが目立つた．これ上下部材接觸面の摩擦の影響が多分に入つてゐるためと思ふ．

（2）　可動端の水平移動

荷重 1t が桁中央に載つた場合の單獨桁及び單獨桁と見做しての可動端の水平移動を求めん．

a.　2 層合成桁の場合

單獨桁 2 本と見做した場合の可動端の水平移動は次の式で與へられる．

$$Ve = \int_0^{l/2} \frac{Px}{2W_{2e}E}\,dx + \int_{l/2}^{l} \frac{P(l-x)}{2W_{2e}E}\,dx$$

$E = 7 \times 10^4$ kg/cm^2　　$l = 260$ cm　　$P = 1{,}000$ kg

$W_{2e} = 914.64$ cm^3 を用ふれば

$Ve = 1.3197$ mm

b.　1 本の完全桁と見做した場合の可動端の水平移動は

$$Vv = \int_0^{l/2} \frac{Px}{2WvE}dx + \int_{l/2}^{l} \frac{P(l-x)}{2WvE}\,dx$$

$Wv = 2\ W_{2e}$

$$Vv = \frac{1}{2}\ ve = 0.6598 \text{ mm}$$

b. 3 層合成桁の場合

單獨桁 3 本と見做した場合の可動端の水平移動は

$$Ve = \int_0^{l/2} \frac{Px}{2W_{3e}E}dx + \int_{l/2}^{l} \frac{P(l-x)}{2W_{3e}E}dx$$

$l = 280$ cm　　$W_{3e} = 847$ cm^4 を用ふれば　　$Ve = 1.6529$ mm

完成桁 1 本と見做した場合の可動端の水平移動は，同樣にして

$$Wv = 3W_{3e} \quad \text{なるに依り}$$

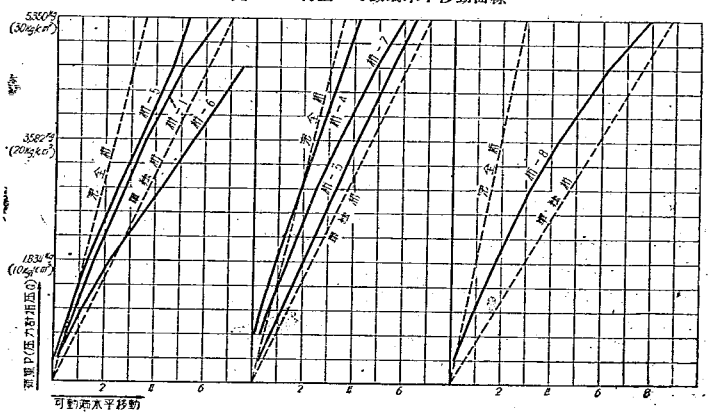
$$Vv = \frac{1}{3} Ve = 0.55097 \text{ mm}$$

圖—20 に於て實測した合成桁の可動端の水平移動を完全桁と單獨桁とのそれと比較して示してある．

可動端の水平移動は荷重の初期に於て反つて負の方向に少しではあるが減少する傾向を見せ，荷重が大きくない內は完全桁の場合よりむしろ水平移動が小さい場合もあつた．然し荷重が增加すると單獨桁の場合に接近し，桁—6 の如きは單獨桁の水平移動より大きいと云ふ結果を示した．

可動端の水平移動は，桁中央の撓や部材相互間の變位の如く曲線を呈せず，直線に近い傾向を示してゐた．

圖—20　荷重—可動端水平移動曲線



圖—19, 圖—20 と比較して分つたことは，可動端の水平移動が部材相互間の變位に較べて著しく單獨桁に接近してゐることである．この事は上下部材相互間の變位より Pv Pe の割合を見ると，桁の中央の撓で定めたものに比して Pv が大きくなり，可動端の水平移動より決めたる Pv は撓よりの Pv より著しく小さいものとなる．この事は上部材と下部材との荷重を分擔する割合が等しくなく，下部材が相當に大きい部分を分擔すると云ふ考へに依つてのみ說明される．殊に 3 部材合成桁にあつては上部材より中部材，中部材より下部材に多くの荷重が分擔されてゐることを示してゐる．

［3］ 合成工法の強度と合成桁の強度との關係

（1） 使用合成工法の特性

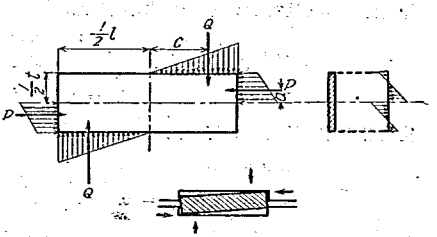
使用した合成工法は木栓接合，輪形デユベル接合，嚙合せデユベル接合の 3 種であるが，その特性は次の如し．

a. 木 栓 接 合

木栓を使用する場合に考慮すべき事は木栓の高さと長さとの比である．若し高さの高い木栓を使用すれば木栓は廻轉モーメントの爲に桁材の纖維に垂直方向に減込んで行き，荷重の傳達度が低下する．

今木栓の前面に於て均一なる支壓應力を受け纖維に垂直方向の支壓應力の分布を三角形の如く假定すれば，圖—21 より次の式が成立する．

圖—21　木栓に作用する力



$$l^2 = \frac{6}{4}\,\frac{P}{Q_{max}}\,t^2$$

玆に　P ：纖維に平行方向の支壓應力

　　Q ：纖維に直角方向の支壓應力

今之らの應力が同時に許容支壓應力，卽ち $P = 80$ kg/cm^2　$Q = 20$ kg/cm^2 になる樣に木栓の形を決むれば

上式より　　$l = \sqrt{6}t = 2.449\ t$

今接合細部の小面積の支壓を考慮して $Q = 30$ kg/cm^2 を取れば，上式より　　$l = 2t$

依つて，高さと長さの比は以下の範圍にある樣にする必要がある．

$$2.0 < \frac{l}{t} < 2.5$$

試驗桁—1 及び試驗桁—2 の木栓は

$\frac{l}{t} = 2.5$ を標準として選んだ．

木栓の許容荷重は前面の支壓面積に許容支壓應力 $\sigma_c = 80$ kg/cm^2 を乘じたもので充分安全に設計し得ることが，試驗結果により明かとなつた．

卽ち試驗桁—1 及び試驗桁—2 の木栓 1 個の許容荷重は

試驗桁—1 の木栓

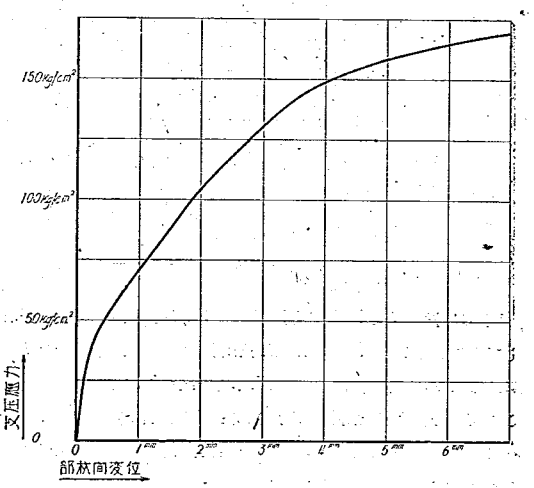
$14 \times 1.5 \times 80 = 1{,}680$ kg

試驗桁—2 の木栓

$14 \times \frac{2.5}{2} \times 80 = 1{,}400$ kg

接合部の支壓應力と變位との關係は圖—22 に示す如きものである．支壓應力 150 kg/cm^2 附近になると急激に變位の增加を見る．

圖—22　木栓接合の應力—變位曲線



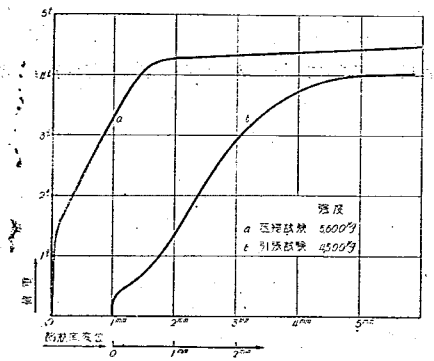
b.　輪形デュベル

輪形デュベルと稱するものには種々あるが，玆で行つた試驗では報告 54 號で報告した引拔鋼管を輪切にしたものを用ひた．

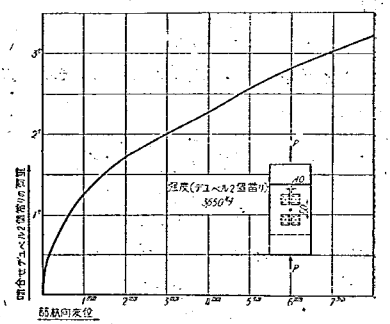
合成桁に使用した場合の輪形デユベルの力學的性質は試驗經過及び結果より見て輪形デユベル壓縮試驗に示した傾向に近いものを表はしてゐた．卽ち，上下部材間に間隙を生ずる樣な傾向なく，むしろ上下部材の接觸は密となれる傾向を示し，接合部の破壞荷重は引張試驗結果より推定したものより大きかつた．

4 吋輪形デユベルの許容荷重としては壓縮試驗による强度 5,600 kg より 1,866 kg と定め，減込係數は引張試驗，壓縮試驗の中間値を採ることとした．卽ち圖—23 に示す如く，壓縮試驗よりの減込係數は 0.355 mm/t，引張試驗よりは 0.693 mm/t であるから平均値として 0.524 mm/t を採用した．

圖—23　輪形デユベル(4吋)荷重—變位曲線



圖—24　嚙合せデユベル(2個)の荷重—變位曲線



b. 嚙合せデユベル

合成桁の部材幅が 14 cm なるに依りボルト 1 本に對し 4 個づつ圖—24 に示す如き配置を標準とした．嚙合せデユベル 2 個當りの荷重—變位曲線は圖—24 に示した．嚙合せデユベル 2 個當りの減込係數は 0.63 mm/t であり，その許容荷重は 1,218 kg を單獨の接合試驗では示したが嚙合せデユベルの接合能力は加工法の良否に左右されるもので合成桁の如く，長區間にわたり多數のデユベルを配置した場合には，部材中に押込むことが上手に行かず，施工上に於てその强度の低下は豫想されたが，試驗結果に於て實際の强度は單獨の試驗强度の $\frac{2}{3}$ ～ $\frac{1}{2}$ にすらなつた場合があつた．然し荷重の小さい範圍に於ては嚙合せデユベルの特長たる部材間の變位僅少の性質を發揮して他の合成工法に比して極めて小さい撓を示したものである．

（2） 合成工法の設計とその安全度

a. 2 層 合 成 桁

2 層合成桁を完全桁と考へ，剪斷力 S なる點の桁の中央面に於ける剪斷應力を求れば

$$\tau = \frac{3}{2}\frac{S}{bh}$$

$S = 1$ t に對し　　$\tau = 3.8264$ kg/cm²

上下部材間にこの剪斷應力が生ずるものとして合成工法を設計する．

合成工法の許容荷重を Qa kg，その間隔を l cm とすれば

$$Qa = lb\,\tau = \frac{3}{2}\frac{bS}{h}$$

$$\therefore\ S=\frac{2}{3}\frac{h}{l}Qa$$

合成桁の中央に P 又は左右支點より等距離に $\frac{1}{2}P$ が 2 個ある場合は

$$S=\frac{P}{2}=\frac{2}{3}\frac{h}{l}Qa$$

$$P=\frac{4}{3}\frac{h}{l}Qa$$

斯くして，合成工法の許容荷重 Qa とその間隔 l とより，合成桁の許容荷重 Pa を求めたものを表—8 に示す．

b. 3 層合成桁

3 層合成桁を 1 本の完全桁と考へ，3 部材の夫々の接觸面に相當する $\frac{1}{3}h$ なる面に於ける剪斷應力を求むれば

$$\tau=\frac{S}{I}\int_{h/6}^{h/2}\frac{y}{b}aA$$

$$=\frac{S}{I}\int_{h/6}^{h/2}ydy$$

$S=1{,}000$ kg を桁—8 に應用すれば

$$\tau=\frac{40{,}404}{14}\ \mathrm{kg/cm^2}$$

合成工法の許容荷重を Qa kg，その間隔を l cm とすれば

$$Qa=lb\tau=\int\frac{lbS}{I}\int_{h/6}^{h/2}\frac{y}{b}dA$$

$$\therefore\ P=\frac{QaI}{lb\int_{h/6}^{h/2}\frac{y}{b}dA}$$

表—8 合成桁の許容荷重と破壞强度との關係

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
	合成工法種類	合成桁數	合成工法の間隔 (cm)	合成工法の許容荷重 (kg)	合成工法より求めた合成桁の許容荷重 (kg)	破壞荷重 (kg)	VI/V	曲げ應力より求めた合成桁の許容荷重 (kg)	VI/VIII
試驗桁-1	木栓	2 層	30	1,680	2,090	6,474	3.10	2,026	3.20
試驗桁-2	木栓	2 層	25	1,400	2,090	8,963	4.29	3,903	2.30
試驗桁-3	嚙合デユベル	2 層	25	2,432	3,632	7,036	1.94	2,026	3.47
試驗桁-4	嚙合デユベル	2 層	40	3,648	3,405	6,848	2.01	2,026	3.38
試驗桁-5	輪形デユベル	2 層	30	1,866	2,322	7,471	3.22	2,026	3.69
試驗桁-6	輪形デユベル	2 層	40	1,866	1,741	5,724	3.29	2,026	2.83
試驗桁-7	輪形デユベル	2 層	30	1,866	2,322	6,848	2.95	2,026	3.38
試驗桁-8	輪形デユベル	3 層	30	1,866	3,079	6,848	2.22	1,960	3.45

斯くして，合成工法の許容荷重 Qa とその間隔 l とより求めた合成桁の許容荷重 Pa は表—8 に示す．

合成工法の許容荷重とその配置より求めた合成桁の許容荷重を試驗結果よりの合成桁强度とを比較すれば VII 列に示すが如き數字となる．卽ち 3 以下を示したものに桁—3，桁—4，桁—8，及び 3 より僅かに低い桁—7 がある．之の結果を斷面の大さによる曲げ應力より求めた合成桁の許容荷重と比較して見る．

今便宜上合成桁の斷面の設計を次の式に依つて行ふものとする.

2 層合成桁に對し

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_2}$$

3 層合成桁に對し

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_3}$$

$$Z_2 = 0.8\ W_2$$

$$Z_3 = 0.6\ W_3$$

M：曲げモーメント

W_2, W_3：2 層又は 3 層合成桁を 1 本の完全桁と見做した場合の斷面係數

この式に依つて求めた許容曲げ應力 $=90\text{kg/cm}^2$ とした場合の各合成桁の許容荷重を VIII 列に示す. これと破壞荷重と比較した値を IX 列に示した. この場合の比が 3 以下であるものは桁—2 及び桁—7 であつた.

以上の結果を綜合すれば各試驗桁に對し次のことが要約される.

1). 木栓と輪形デユベルとの合成能力は單獨の接合部試驗の結果の値を使用して充分に安全であつた. 然し嚙合せデユベルは合成桁に使用した場合は單獨の接合試驗の結果より弱いものであつた.

2). 合成工法の耐荷能力が充分に餘裕ある場合でも曲げ應力が克復されるか. 逆に曲げ應力に餘裕があつても合成工法の耐荷能力が不足すれば合成桁の耐荷力は克復される.

3). 合成工法は合成桁を完全桁と考へた場合接觸面に作用する剪斷應力に對し, 配置することに依り合成桁の斷面は完全桁の斷面係數に對し 2 層合成桁は 0.8, 3 層合成桁は 0.6 を乘じたもを使用することに依り, 設計して充分安全であつた.

（3） 合成工法の選擇とその比較

本試驗に於て使用した合成工法としては木栓, 輪形デユベル, 嚙合せデユベルの 3 種にすぎなかつたが, 木材接合工法の代表的なるものを選んだものであり, これらの試驗結果より合成工法の具備すべき性質を要約すれば次の如し.

a. 施工の難易及び均一性

施工が簡單で施工結果が均一性を示すものが望ましい. 木栓接合は施工が完全に行はれた場合には本試驗に於ける結果より良いものを得られる豫想もなし得るが, 時に依つては耐荷力の低下もあるから過信するは危險である.

嚙合せデユベルは單獨の接合試驗の結果を合成桁に於て示し得なかつた. 之は合成桁全般にわたり, 一度に而も一樣に部材を押附けて上下部材を密着することが不能の爲であつた. これは桁—3 と桁—4 とを比較し, 桁—3 の方が桁—4 より多數の嚙合せデユベルを配置し, ボルトの數も多いにも拘らず桁—4 よりも桁の撓が大きかつたことは施工の良否が關係するところ大であることを示してゐる.

輪形デユベルはデユベル穿溝器を使用すれば施工の均一性は保たれ, 相當の耐荷力を示すものである.

b. 荷重に依る變位の僅少

荷重が掛つた場合に直ちに合成工法が作用することが必要である. 合成桁の撓の大小は部材間の相互の變位に左右されるものであり, 如何に强度が大きくとも, その强度に達する迄に部材間變位が大きいものではその强度

に至る前に桁の破壞が行はれるのである.

木栓はこの點に於て施工の良否が關係するが,木栓が一度接觸すれば支壓面積が大きいから(減込係數は小さいから)合成桁の撓は少いが,桁—1 の如く木栓の支壓應力が克復されるとは思はれない荷重で,部材相互間の變位及び撓が急に增加し出したのは,木栓の內で作用が充分でないものも存在することを示してゐる.

嚙合せデユベルは荷重—變位曲線の性質として荷重の小さい間は非常に强力で變位がほとんどないから,合成桁に於ても荷重の小さい範圍では撓及び部材相互間の變位は非常に小さかつた.殊に桁—4 に於ては比較的施工が上手に行はれた爲に合成桁としては良性質を示した.

輪形デユベルは壓縮試驗の場合には部材間變位は徐々に增加し,引張試驗の場合には 500 kg 程度の荷重で一旦部材間變位が增加して再び一定の減込係數を示す樣になる. この關係は圖—22 を見れば分るところである. 實際の合成桁に輪形デユベルを用ひた場合は壓縮試驗結果に近いものであり,合成桁の撓は荷重の小さい間に少し大きいが,輪形デユベルが密着すれば直線的の傾向を示すに至り,施工上のすれに依る惡影響は見られなかつた.

以上によりこの初期の性質は嚙合せデユベルが最良,輪形デユベル木栓は似たものであるが木栓の方は加工の良否が關係して來る.

c. 荷重が增加しても變位の急激なる增加を起さないもの

木栓は初期の荷重を過ぎると荷重—變位曲線は一定の傾をなし,桁—1 の木栓に於ては 2,900 kg 程度迄は直線的であり,之の荷重を過ぎると急激に變位を增加する. この事は桁の撓の方にも現はれて來る.

嚙合せデユベルは荷重が增加すると變位の增加割合が著しくなる. この事は部材相互間變位に於ても現はれてゐる. 嚙合せデユベルは最高荷重に達する迄には 10mm 以上の部材間變位を必要とする. 然し斯くの如く部材間變位が增加した場合には合成桁としての作用は失はれてゐる. 終極の强度が如何に大きくとも合成桁として利用し得ない變位に於て現はれるのでは無駄となる. この點より考へて嚙合せデユベルの合成桁設計上に必要なる許容荷重は接合部の許容荷重と異なり,利用し得る範圍に於て定むべきであり,この點から見て前きに示した嚙合せデユベル 2 個當りの許容荷重 1,218 kg は終極の强度より定めたものであるから訂正されねばならぬ. 依つて上の $\frac{2}{3}$ を適正値と考へる.

輪形デユベルは初期の荷重に於て多少の不規則性を示すが此の小さい不規則變位は直ちに止まり,輪形デユベルが部材と密着すれば荷重と變位との關係は直線的となり,之の關係は木栓又は嚙合せデユベルよりも永續する. 卽ち 4 吋輪形デユベルの壓縮試驗に於ては 4.2 t 迄續き,その時の變位は 1.63 mm にすぎず,引張試驗では 3.5 t 迄でその時の變位は 2.63 mm である. 更に單に接合部の强度のみの點より見れば,この直線的關係が克復すると接合部の破壞現象は急激に生じて危險であると思はれるが,合成桁にあつては接合部の破壞より桁自身の破壞が先に行はれるから,この點に對する考察も自から異つて來る.

この點より見て合成桁の輪形デユベルの耐荷能力の利用は良く行はれ,桁中央の撓及び部材相互間の變位は破壞荷重に至る迄ほぼ直線的である理由となる.

以上の 3 點よりの比較の結果は輪形デユベル工法が合成桁用として最良であり,次に木栓工法であり,意外に惡い結果を示したのは嚙合せデユベルであつた.

V. 結　　語

1. 木栓を使用する場合の木栓 1 個の許容荷重は木栓の支壓面積に 80 kg/cm² を乘じたものを使用したが試

驗の結果より見ても之が合理的であることを立證した.

嚙合せデユベルを使用する場合の嚙合せデユベル 2 個當りの許容荷重は接合部に關する試驗結果より 1,216 kg と定めたが,合成桁の强度試驗結果より逆に求むれば約$\frac{2}{3}$即ち 810 kg となつた.

輪形デユベルを使用する場合の輪形デユベル 1 個當りの許容荷重は接合部に關する壓縮試驗强度の$\frac{1}{3}$と定めて,合成桁の强度試驗結果より見て適當なることが明かとなつた. 即 4 吋輪形デユベル 1,866 kg, 5 吋輪形デユルベルは 2,300 kg が合成桁に使用した輪形デユベルの許容荷重である.

2. 合成工法の配置は完全桁と見做した場合に生ずべき剪斷應力に對して,上に示した合成工法の許容荷重を超過しない樣にすべきである.

合成工法に實際に作用する剪斷應力は完全桁と考へた場合に比して小さいものであるが,試驗結果に照して完全桁の場合に生ずる剪斷應力に對して合成工法の設計をするにあらざれば危險なりと云はねばならぬ. 即ち桁—5 は完全桁の剪斷應力を考慮した時に於てのみ,破壞荷重の小さかつたことが納得される.

3. 合成工法を完全桁の剪斷應力に對して設計した場合の合成工法より求めた合成桁の許容荷重は表—8 の V 列に,最大曲げ應力より求めた合成桁の許容荷重は同じ表—8 の VII 列に示したが,破壞荷重は 2 つの許容荷重の小さい方に支配されてゐた. 即ちこの 2 つの許容荷重は同じになる樣に合成工法の配置と部材の斷面とを決定すべきである.

但し最大曲げ應力を決定する場合の合成桁としての斷面係數 W_0 は合成桁を完全桁と見做した場合の斷面係數 W に對し,次の如くし得ることが試驗の結果より明かとなつた.

2 層合成桁の場合　$W_0 = 0.8\ W$

3 層合成桁の場合　$W_0 = 0.6\ W$

4. 合成桁の許容荷重附近に於ては荷重—撓曲線は直線的であり,合成桁の見掛けの彈性係數は嚙合せデユベルが最も大きく僅かの差で木栓が次位で,輪形デユベルは最も小さかつた.

然し木栓及び嚙合せデユベルを用ひた合成桁の見掛けの彈性係數は間もなく急激に減少するに反し,輪形デユベルの場合は一定の彈性係數が永續する.

5. 龜裂は先づ下側部材の纖維に沿ふた水平のものが現はれる. この時の計算上の剪斷應力は 2 部材合成桁では 10.320 ～ 13.632 kg/cm^2, 3 部材合成桁では 7.764 kg/cm^2 であつた. 若し上下部材共に同じ程度に荷重を負擔するならば上側部材に先に水平龜裂の入る機會が同じと考へられるが,上側部材に先に龜裂したものはなかつた. 之は荷重の分擔が下側部材の方に大きいことに依つて說明される.

6. 應力の分布の計算に依れば龜裂荷重時の最大曲げ緣應力は剪斷力の影響の大きかつた桁—2 をのぞけば 294～416 kg/cm^2 (表—7 參照) であつた. 桁—8 の 294 kg/cm^2 は 3 層合成桁であり下部材に行く程, 荷重分擔割合が大きくなることを合せ考へれば, 3 部材ともに同じ荷重分擔割合と假定した上の値に對して,實際の下側部材の緣應力は 350 kg/cm^2 に至つてゐたと思ふ. 依つて龜裂荷重より少し高い荷重に至つて大音を發して引張破壞するに至つたのである.

7. 破壞した時の合成桁の緣應力は完全桁と見做した場合の計算に依れば, 最高は桁—5 の 265.5 kg/cm^2, 最低は桁—8 (3層合成桁) の 188.6 kg/cm^2 で豫想した値より小さいものであつたが, 合成桁の許容曲げ緣應力を 2 層合成桁に對し 64 kg/cm^2, 3 層合成桁に對し 48 kg/cm^2 は充分取りうるものである.

8. 上下部材相互間の變位は豫想したより小さく, 又應力分布の計算値より求めたものより遙かに小さかつた.

之はダイアル・ゲーヂで測定したのでは嚴密に接觸面の變位を表はさないことにも依るが，下側部材が大なる割合の荷重を分擔した爲と考へられる．

9. 可動端の水平移動は豫想よりも大きかつたのは同じく下側部材が大なる割合の荷重を分擔したと考へて解決せねばならぬ．

10. 龜裂の進行は下方の部材に於て發達した．即ち2層合成桁に於ては上側部材の纖維の引張破壞したものは桁—2 及び桁—6 で，他は大丈夫であつた．この點に於ても下側部材は大なる割合の荷重を分擔したと云はねばならぬ．即ち，合成桁に於ては下側部材の材質をよく選ぶことが賢明である．

11. 施工が均一に出來，强度が一樣である點に於ては輪形デユベルが第1であり，大工が熟練してゐれば，木栓も相當に信用を置けるものである．嚙合せデユベルは豫想に反して合成桁には良成績を得られなかつた．之は施工の良否に支配され，合成工法の少い桁—4 が桁—3 より撓その他に於て良性質を示したことに依つても分る．嚙合せデユベルは桁全體を一樣に押附ける困難さを克復せねば合成桁への利用の範圍は小さいと云はねばならぬ．

12. 矩形木栓を使用する場合，木栓の長さと高さの比は 2.0～2.5 を適當とする．即ち比 2.0 以下の正方形に近い木栓は廻轉モーメントに依り桁材中に減込み轉倒を起す恐れがある．

13. 合成桁の使用鐵材はボルトの數により左右される．桁—7 は，桁—5 に比してボルトの間隔を2倍にしてあるのみである．荷重に依る兩合成桁の性質には何等の差なく，破壞荷重が少し低かつただけである．この結果より合成桁に於ては引張接合等と異なり，載荷に依り部材が離れ樣とする傾は全くなく，密着し樣とする傾向を多分に持つので，引張接合の場合に生ずるボルト張力（報告 54 號參照）を半分に見積つても安全であると云ふ結論に至つた．

黃土路床土の固結安定に關する基礎試驗及び調査（第1報）

黃土の工學的性質と黃土セメント混合物の强度に就て

內務技師　福島彌六

序

本試驗は，東亞研究所の依託により同第四調査委員會・內地委員會・第一部の部員として昭和15年より內務省土木試驗所に於て試驗をなしたるものである．

此試驗は同第一部會（黃土の材料學的研究）研究項目(ハ)「黃土の路面安定法に關する研究」に屬し，北支黃土路床土の基本性質を明にし之に現地に求められる道路材料を利用し黃土の固結安定に關する試驗及び調査を行ひその安定法に就て基礎的實驗資料を得んとするものである．

試驗は目下繼續進行中にして結果はすべて續報にて逐次報告する豫定である．

目　次

I. 緒　言……（1）
II. 黃土試料に就て……（3）
〔1〕試料黃土……（3）
〔2〕黃土の基本的性質に就て……（3）
1. 試驗項目……（3）
2. 試驗結果……（3）
3. 結果の要約……（8）
III. 黃土の乾燥による含水量と壓縮强さに就て……（9）
〔1〕試驗及其結果……（9）
〔2〕結果の要約……（13）
IV. 黃土のセメント混合物の壓縮强さに就て……（14）
〔1〕試驗法……（14）
〔2〕試驗結果……（14）
〔3〕結果の要約……（30）
附　錄……（32）

I. 緒　言

北支黃土地帶に於ける道路鋪裝は，北支黃土委員會（建設總署公路局）の調査に依ると，道路は次の3大條件に支配されてをりこの點は內地とは非常に趣を異にしてゐる．卽ち，

1. 北支の道路は砂利又は碎石類にて長年月間充分に搗固めて安定したる路面に非ずして，黃土の固結せるもの又は黃土に少許の砂利を混じた程度のものである．

2. 現地の鋪裝材料としては，砂，砂利，碎石類は一局地に限られ，一般に廣くは得難く，又アスファルト類は全部輸入を俟ち入手困難と同時に經濟上使用困難であり，實際上鋪裝材料としては現地に產する石灰及びセメント類を利用する程度に止る狀態である．

3. 現地の氣象としては酷寒・酷暑の度が烈しく又乾燥・高濕を繰返し，道路がこの影響を受けること苛酷にして特に凍結融解の影響により損傷を受けること最も甚大である．

此れが對策として，建設總署では昭和13年頃より約2ケ年に亘り北京郊外の八里莊及び大井村に約30種よりなる各種の道路の試驗舖裝を行ひ，その成績を調査研究して．その結果目下の舖裝工事の基準となるべき次の標準設計案を得た．

標準設計案

第1種（地下水位低く輕交通の場合）

表　層……1：1.5：3コンクリート（厚さ5糎），又は

1：2：4コンクリート（〃 10〃）

基　礎……土：セメント混合物（厚さ10糎，輾壓充分）

第2種（輕或は重交通の場合）

表　層……1：2：4 コンクリート（厚さ15糎）

基　礎……土：セメント混合物（厚さ10糎，輾壓充分）

斯くの如く目下現地の道路安定法としてはその基礎を形成すべき黃土の路床土，又は之にセメント，石灰類を混合した土．セメント混合物に關する研究が主要にして緊急を要する事項となつた．上文に關係せる事項としては「附錄參考文獻—1」を參照．

吾々の黃土研究の擔當は東亞研究所第4調査委員會第1部會（黃土の材料學的研究）の內，研究項目(ヘ)なる黃土の路面安定工法に關する事項である．

上述の事情により此の研究としては，北支委員と密接に連絡しその實地試驗と並行して室內試驗を行ひ，その安定法に關する基礎的實驗資料を得んとしたものである．

その第一の目的として現地にて採集した黃土路床土につきその基本的性質を檢し更に黃土自體或は之にセメント，石灰類を混合したる黃土混合物を壓縮して固結する方法と固結したるものゝ性質を試驗することゝした．

此試驗は限られた量の黃土試料につき昭和15年中になせる小規模の室內試驗である．

先づ黃土は代表的なる土質2種を選びその基本的性質を檢し，次に黃土自體に壓力を加へ固結したものゝ乾燥と强度變化を試驗し，更に之にセメントを混じた黃土．セメント混合物の成型壓力，セメント混合量，養生材齡等が强度に及ぼす影響を試驗した．

玆に，その結果を纒めて第1報として報告する次第である．

尙この試驗により得られたデータは今日この種の試驗データに誠に乏しきを以つて出來るだけ詳細に表又は圖にて表しその際に思考された事項は要約に附してをいた．最後に此研究に參考となる事項にして同委員會にてなしたる主な研究及び調査は本文の終りに附錄として略記した．

附　記

試驗は目下繼續遂行中にして其他の試驗，就中試料黃土の化學分析，黃土及び黃土．セメント混合物，黃土．石灰混合物（灰土）の性質特に强度，耐水性並に凍結・融解に對する抵抗性等に關しては續報にて逐次報告し，その不備を補ひつゝ進行する豫定である．

II. 黄土試料に就いて

〔1〕 試料黄土

本試験に使用した黄土は下記の2種である.

A. 山西省芹縣の黄土

B. 北京郊外の黄土（主に煉瓦製造用に使用されてゐる黄土）

即ち, A. 山西省芹縣の黄土は福島部員が北支に出張したる際北支委員と打合せ建設總署にて採取し送附を受けたる山西省に於ける代表的な黄土である.

B. 北京郊外の黄土は金子部員が北支に出張したる際北京の郊外より採取せる黄土にして現在主に煉瓦製造用として使用されてゐる黄土である.

以下黄土試料に就ては, A山西省芹縣の黄土を黄土 L_A, 及びB北京郊外の黄土（主に煉瓦用）を黄土 L_B と夫々略記する.

〔2〕 試料黄土の基本的性質に就て

本試験を行ふに先立ち, 試料黄土 L_A 及び L_B に就て下記の試験を行ひその基本性質を調べた. 尚土壌の機械分析より得たる結果により, 試料黄土の他にその他の黄土, ○○の土壌及び關東ローム等の性質を參考として比較した. 試料黄土の試験は山口部員の實驗室にて行ひ, その他の土壌に就ては内務省土木試驗所にて行つたものである.

1. 試驗項目

試料に就ては次の試驗を行つた.

（1） 見掛比重
（2） 眞 比 重
（3） 含 水 量
（4） 液性限界, 塑性限界
（5） 機械分析

試驗方法は主に山口部員の黄土土質試驗報告（附錄文献－3參照）に記載せる方法により, その他は一般の土質試驗法に依つて行つた.

2. 試驗結果

試驗結果は次記の通りである.

表－1　黄土試料（L_A, L_B）の土質試驗成績表
表－2　黄土試料（L_A, L_B）の機械分析表
表－3　各種土壌の機械分析表（參考）
圖－1　黄土試料（L_A, L_B）の粒徑加積曲線
圖－2　黄土試料（L_A, L_B）の土質區分
圖－3　北支各種黄土の粒徑加積曲線（參考）
圖－4　○○各種土壌の粒徑加積曲線（參考）
圖－5　關東ロームの粒徑加積曲線（參考）
圖－6　各種土壌の土質區分

尙比較の爲めに揭げた○○各種土壤の性質の詳細に就ては，內務省土木試驗所報告第47號，各種安定材混和による土壤安定法に關する實驗室試驗報告（第1報）を參照せられたい．（附錄文獻—4 參照）

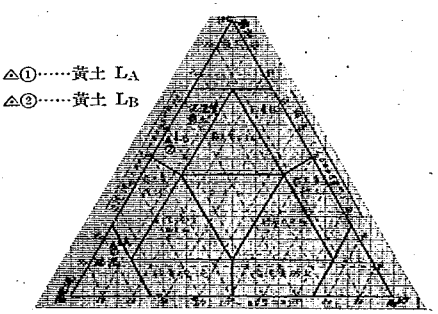
表—1　黃土試料の土質試驗成績表

試驗項目	L_A 山西省芹縣の土	L_B 北京郊外の土	摘　要
見掛比重	1.389	1.836	
眞比重	2.718	2.734	
間隙率	50.29%	37.38%	
間隙比	1.011	0.596	
含水比	0.028	0.073	當實驗室に到着
含水量	2.68%	6.79%	當時の含水量
剪斷試驗 摩擦係數	—	—	
剪斷試驗 摩擦角	—	—	
剪斷試驗 粘着力	—	—	
液性限界	30.6	30.0	
塑性限界	16.1	10.1	
塑性係數	—	—	
安全係數	—	—	

表—2　黃土試料の機械分析表

名稱	粒徑 (mm)	篩殘留量（百分率） L_A 山西省芹縣	篩殘留量（百分率） L_B 北京郊外
礫	20～2	1.70	0
細礫	2～1	0.12	0.02
粗粒砂	1～0.5	0.06	0.10
中粒砂	0.5～0.25	0.04	0.18
細粒砂	0.25～0.1	0.68	0.20
微粒砂	0.1～0.05	1.00	0.50
沈泥	0.05～0.005	78.64	42.52
粘土	0.005>	17.76	56.48
三角座標法に依る土質區分		沈泥	沈泥質粘土

圖—2　黃土試料の土質區分



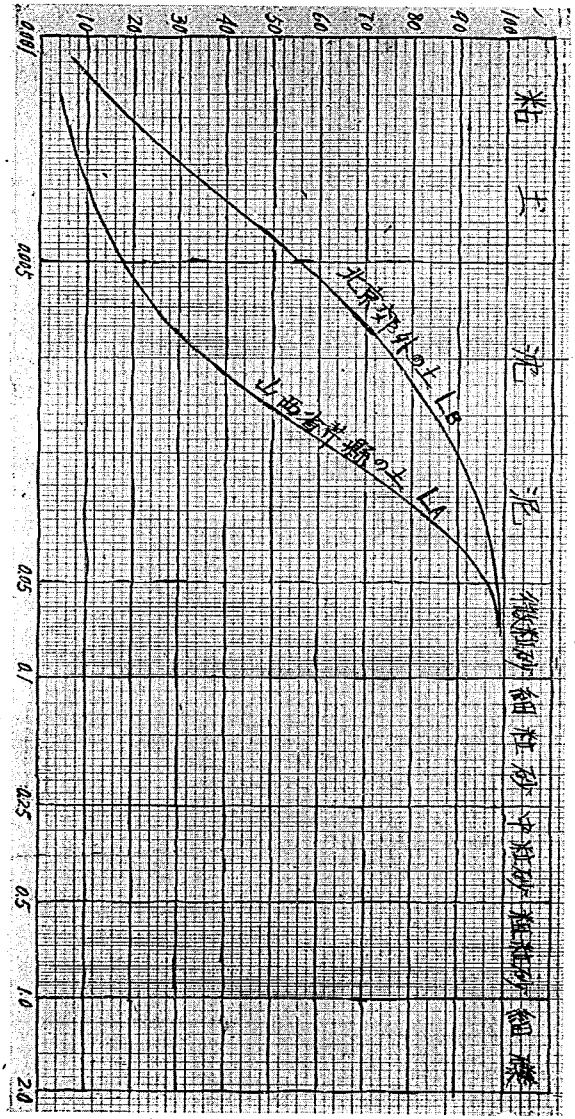


図-1　黄土試料の粒径加積曲線

表—3　各種土壌の機械分析表（参考）

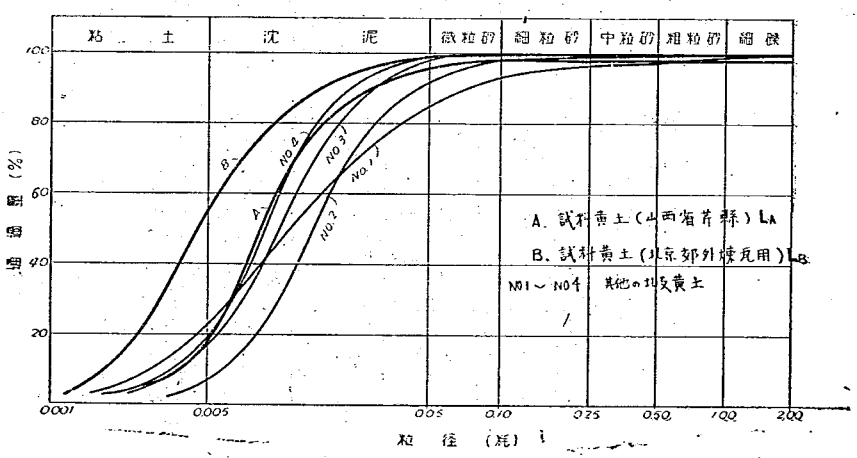
名稱	粒径 (mm)	篩残留量（百分率） 北支黄土（備考1）				○○○○地域路床土（備考2）									關東ローム（備考3）
		1	2	3	4	1(2)	2(3)	3(5)	4(6)	5(7)	6(14)	7(4)	8(8)	9(11)	—
礫	20～2	0.64	0.0	0.0	0.0	2.93	0	0.20	0	0	16.20	18.19	0	0.30	0.1
細礫	2～1	1.04	0.0	0.08	0.0	1.45	0.12	0.25	0.10	0.07	4.18	9.56	0.06	1.08	
粗粒砂	1～0.5	1.06	0.08	0.08	0	2.53	0.14	0.28	0.50	0.17	1.88	6.86	0.50	2.12	0.7
中粒砂	0.5～0.25	1.84	0.12	0.20	0.04	2.97	0.56	0.98	2.29	1.44	1.45	9.23	19.70	25.65	1.9
細粒砂	0.25～0.10	2.76	1.50	0.40	0.36	3.14	1.15	2.30	3.86	6.32	1.34	8.74	47.88	41.71	3.3
微粒砂	0.10～0.05	7.36	6.56	1.44	0.52	2.76	2.54	4.07	4.35	27.92	1.81	5.23	11.29	10.63	4.9
沈泥	0.05～0.005	61.92	84.74	81.20	79.82	35.74	43.97	41.81	59.34	49.02	41.98	29.95	15.06	10.59	36.9
粘土	<0.005	23.38	7.00	16.60	19.26	48.57	51.32	50.11	29.56	15.06	31.16	12.24	5.51	7.92	52.2
三角座標土質區分		沈泥質ロオム	沈泥	沈泥	沈泥	粘土質ロオム	沈泥質粘土	沈泥質粘土	粘土質沈泥	沈泥質	ロオム	砂質ロオム	砂土	砂土	粘土質ロオム

備考　1.　北支黄土（山口昇氏：黄土土質試験報告，資料丙第137號參照）

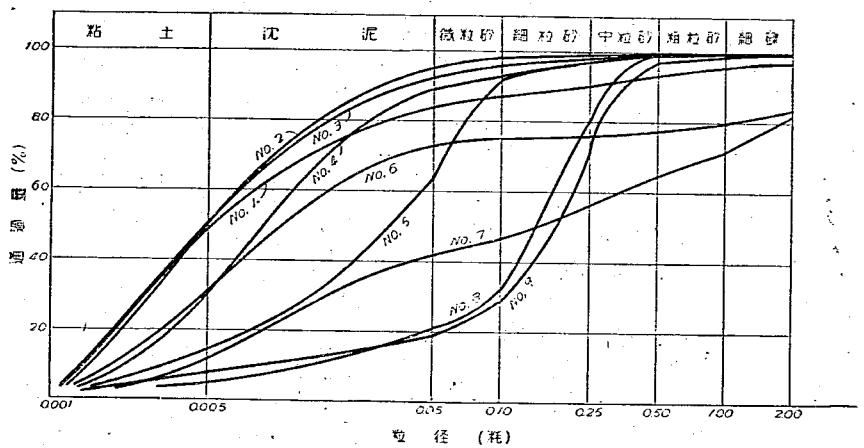
2.　北滿地域の土質（福島彌六：內務省土木試驗所報告第47號，各種安定材混和による土壌安定法に關する試驗報告參照）

3.　東京．山手赤土（內務省土木試驗所基礎工試驗科にて試驗）

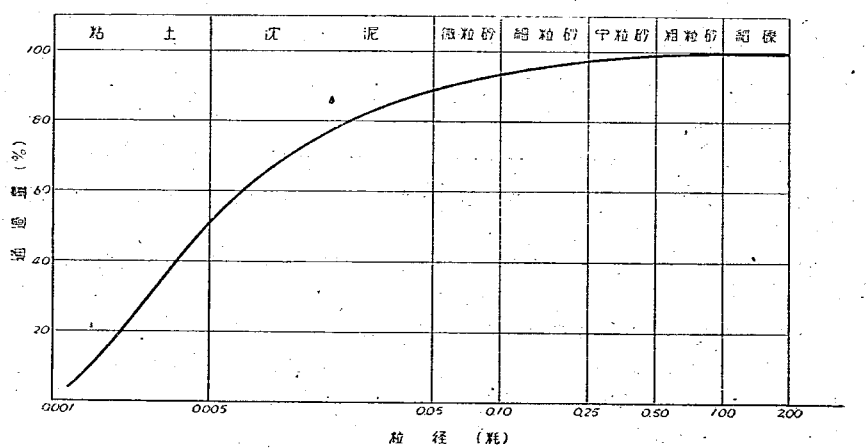
圖—3　北支各種黄土の粒徑加積曲線（参考）



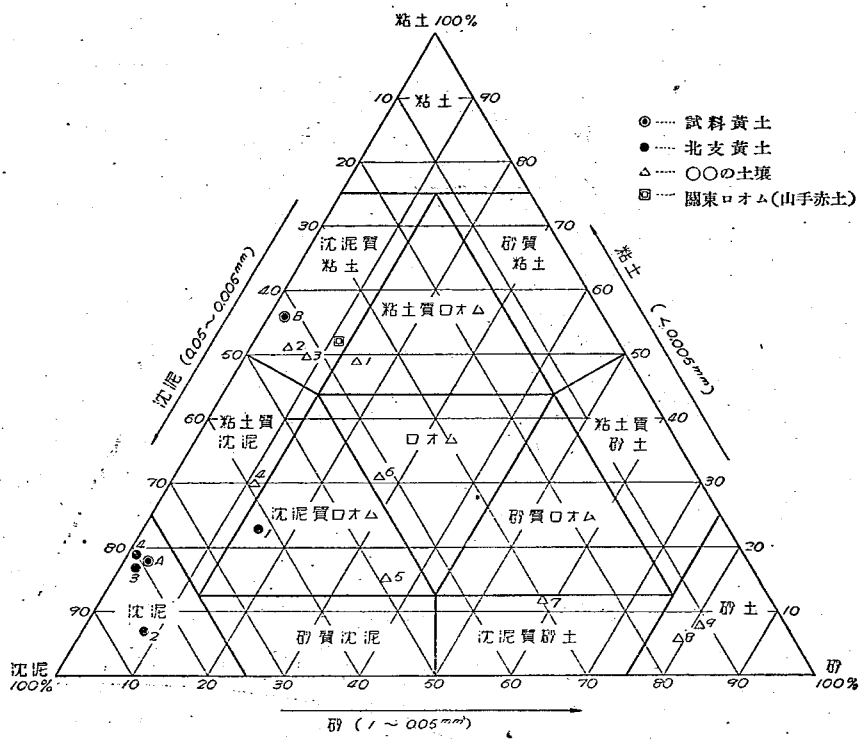
圖—4　○○土壌の粒徑加積曲線　(參考)



圖—5　東京・山手赤土の粒徑加積曲線　(參考)



圖—6 各種土壤の土質區分圖



3. 試驗結果の要約

試料黄土 L_A, L_B 2 種に就き，試驗結果より主なる基本的性質を述ぶれば次の通りである．

（1） 黄土 L_A 及び L_B の外貌に就ては，何れも淡黄褐色の色調を帶びその塊の乾燥狀態では多くは塊狀をなしてゐる．

之を指にて碎くと黄土 L_A は容易に粉末となし得られるが，黄土 L_B は固い塊をなし，粘り强く，粉碎に相當なる困難を感じた．

之により黄土 L_B は黄土 L_A に較べて相當密に結合してゐるもの〻如く觀察された．

（2） 比重に就ては，眞比重は黄土 L_A 2.718，黄土 L_B 2.734 にして兩者餘り差は無いが，見掛比重は黄土 L_A 1.389，黄土 L_B 1.836 にして可成の相違が認められ，從つて間隙率は夫々 50.29%，37.38%の相違となり，塊狀黄土 L_B が可成密に結合してゐることが分つた．

黄土 L_A 及び L_B の眞比重は一般に黄土以外の土壤の眞比重（2.4 乃至 2.6）に較べて可成大である．

（3） 自然乾燥の狀態にあるその儘の試料黄土の含水量（試料を 105°C に恒量になるまで乾燥して測つた）は黄土 L_A 2.68%，黄土 L_B 6.79% にして自然狀態に於ける普通の黄土の含水量約 2～3% なるに較べて黄土

L_B は遙に含水量が大である.

上記の事項より黄土 L_B は可成特殊の黄土質の土壌にして，組織は密にして相當粘土分に富るものなりと考へられた.

（4） 黄土 L_A 及び L_B の機械分析結果（表—2, 圖—1, 圖—2參照）は，粘土分に就いて黄土 L_A は 17.76 %なるに對し，黄土 L_B は實に 56.48% である.

沈泥分は夫々 78.64%， 42.52% にして粘土と共に大部分を占め，その他は僅の砂分よりなる．更に之を土質區分より見ると，黄土 L_A は普通の黄土と同じく沈泥に位してゐるが，黄土 L_B は沈泥質粘土に位してゐる，

從つて，黄土 L_B は特殊の黄土むしろ黄土に沖積土の混じたものと見做すべきものにして半分以上粘土分よりなる沈泥質粘土なることが判つた.

（5） 試料黄土 L_A, L_B をその他の北支黄土，○○の土壌及び關東ロオムと機械分析結果を參照比較して見る.（表—3, 圖—3～圖—6參照）

黄土 L_A は，他の北支黄土と同様に沈泥の範圍に屬しゐるが，黄土 L_B は或る關東ロオム（山手赤土）又は或る○○土壌と同様に粘土の範圍に屬してをりそれら相互の區分が明かとなつた.

以上物理的試験の他に，試料黄土 L_A, L_B 及び之より分取した粘土分に就て今後化學分析を行ふ豫定である.

III. 試料黄土の乾燥による含水量と壓縮强さに就いて

黄土にセメント又は石灰を混じたるセメント．モルタル及び石灰モルタル（灰土）の性質を試験するに先だち，2種の黄土試料に水のみを混合し之を壓縮し成型をなし而して乾燥したる後其含水量と强度との關係を試験した.

〔1〕 **試驗法及び結果**

黄土試料を空氣加熱器内に入れて之を恒量に達するまで充分に乾燥し，其乾燥黄土に對して，之を型に詰め成型をなし得る適量の水を加へ良く混合して型に詰め一定の成型壓力を加へ成型して供試體を作つた.

供試體は脫型後重量を秤り直に恒溫空氣加熱爐（60°C）中に入れ乾燥し途中その乾燥狀態に應じて供試體を取出し重量を秤り，然る後壓縮試驗機にて壓縮强さを測定した.

供試體の大さは 2×3cm の小型モールドを用ひ，各1回の測定には供試體6個或は10個を1組となし之より平均値を求め又其最高及び最低値を記録した.

水分含有量は乾燥の前後に於ける重量を秤つて求め，乾燥黄土試料に對する百分率にて表した.

成型壓力は比較的密にして安定なる供試體を得る爲め先ず 15kg/cm² 及び 30kg/cm² となし，此二系統に就いて試驗した.

此試驗結果は次記の通りである.

表—4(1), (2)　黄土（L_A, L_B）の含水量と壓縮强さ（成型壓力 15kg/cm²）

表—5(1), (2)　黄土（L_A, L_B）の含水量と壓縮强さ（成型壓力 30kg/cm²）

圖—7　黄土（L_A, L_B）の含水量と壓縮强さとの關係（成型壓力 15kg/cm²）

表—8　黄土（L_A, L_B）の含水量と壓縮强さとの關係（成型壓力 30kg/cm²）

圖は縱軸に供試體の壓縮强さ，横軸に水分含有量を採り，又圖中○印は黄土 L_A，△印に黄土 L_B の平均强度値を表し，縱の實線は最高値最低値の範圍を表したものである.

(1)A 表—4(1) 黃土の含水量と壓縮强さ (黃土L_A, 成型壓力 15kg/cm²)

試驗番號	測定値	水分含有量 W%	壓縮强さ σkg/cm²	備考
1	平均 範圍	6.5 16.0～17.0	——* 强度測定不可能	1. 山西省芹縣黃土 L_A (略號) 2. 成型混和水量 Wi Wi=18% (乾燥黃土試料に對して) 3. 成型壓力 σ_i σ_i=15kg/cm² 4. 空氣乾燥器中 (60°C) にて加熱乾燥 5. 昭和15年7月～8月夏期
2	〃 〃	12.0 11.0～13.0	5.8 4.5～7.8	
3	〃 〃	10.0 9.0～11.0	6.4 4.9～7.6	
4	〃 〃	5.1 4.0～8.2	11.3 9.9～12.5	
5	〃 〃	3.5 3.0～5.2	12.8 11.0～13.5	
6	〃 〃	3.4 2.8～4.0	12.1 9.5～13.0	
7	〃 〃	2.0 1.4～2.5	13.8 13.0～15.0	
8	〃 〃	1.7 1.4～2.1	14.5 14.0～16.0	
9	〃 〃	1.3 1.0～1.4	16.5 16.0～19.0	
10	〃 〃	0.8 0.5～1.4	16.0 15.0～19.0	

(1)B 表—4(2) 黃土の含水量と壓縮强さ (黃土 L_B, 成型壓力 15kg/cm²)

試驗番號	測定値	水分含有量 W%	壓縮强さ σkg/cm²	備考
1	平均 範圍	16.8 16.7～16.9	——* 强度測定不可能	1. 北京郊外の路床土 L_B 2. 成型混和水量 Wi Wi=18% (乳燥黃土試料に對して) 3. 成型壓力 σ_i σ_i=15kg/cm² 4. 空氣乾燥器中 (60°C) にて加熱 5. 昭和15年7月～8月夏期
2	〃 〃	15.5 14.5～16.0	6.0 5.7～6.3	
3	〃 〃	13.5 12.2～14.5	11. 9.5～3.0	
4	〃 〃	11.7 9.9～13.1	6.1 14.5～19.0	
5	〃 〃	10.3 9.9～11.2	17.3 16.0～18.0	
6	〃 〃	8.8 7.4～10.0	18.3 17.0～21.0	
7	〃 〃	4.3 4.0～4.5	28.5 26.0～32.0	
8	〃 〃	2.5 2.2～2.8	36.4 35.0～37.0	

9	〃 〃	2.0 1.5～2.3	37.7 35.0～42.0
10	〃 〃	1.5 0.8～2.1	38.5 32.0～43.0

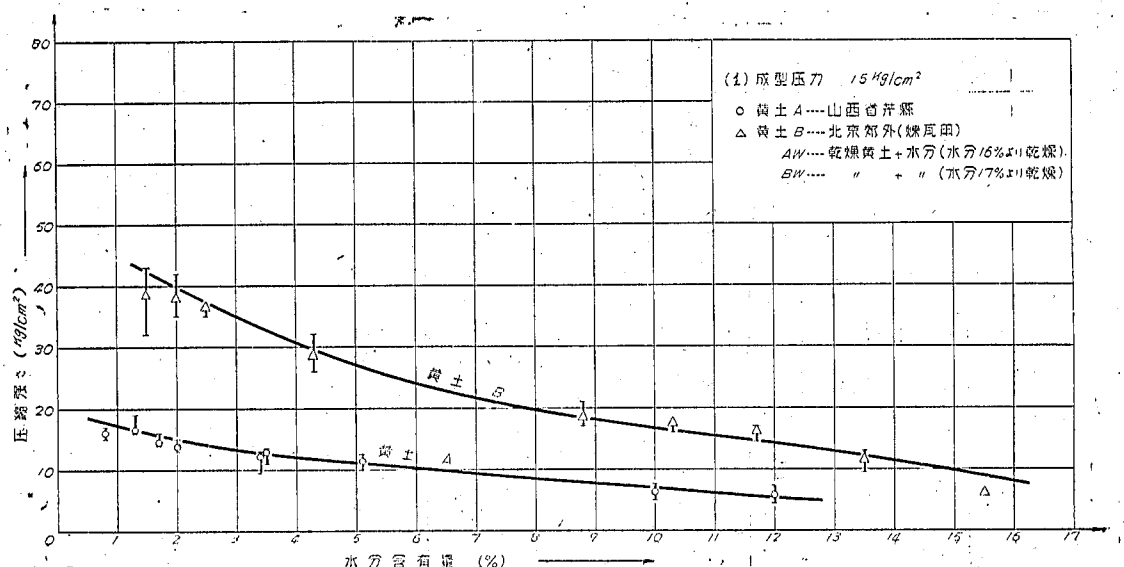
(2)A　　表—5(1)　黄土の含水量と壓縮强さ　(黄土L_A, 成型壓力 30kg/cm²)

試験番號	測定値	水分含有量 W%	壓縮强さ σ kg/cm²	備考
1	平均 範圍	8.5 8.0～9.2	16.8 16.2～18.0	1. 山西省芹縣黄土　L_A (略號)
2	〃 〃	5.4 4.2～7.0	18.0 17.5～19.5	2. 成型混和水量　Wi Wi=18% (乾燥黄土試料に對して)
3	〃 〃	3.8 3.0～4.6	23.7 19.1～25.3	3. 成型壓力　σ_i σ_i=30kg/cm²
4	〃 〃	2.7 2.1～4.1	24.5 22.3～25.6	4. 空氣乾燥器中 (60°C) は加熱乾燥
5	〃 〃	2.4 1.8～2.8	26.6 25.5～28.0	5. 昭和15年7～8月夏期試驗
6	〃 〃	2.0 1.8～2.4	30.8 28.7～34.0	
7	〃 〃	1.5 1.2～2.2	33.5 29.3～35.1	
8	〃 〃	1.1 0.8～0.4	28.8 26.1～31.9	

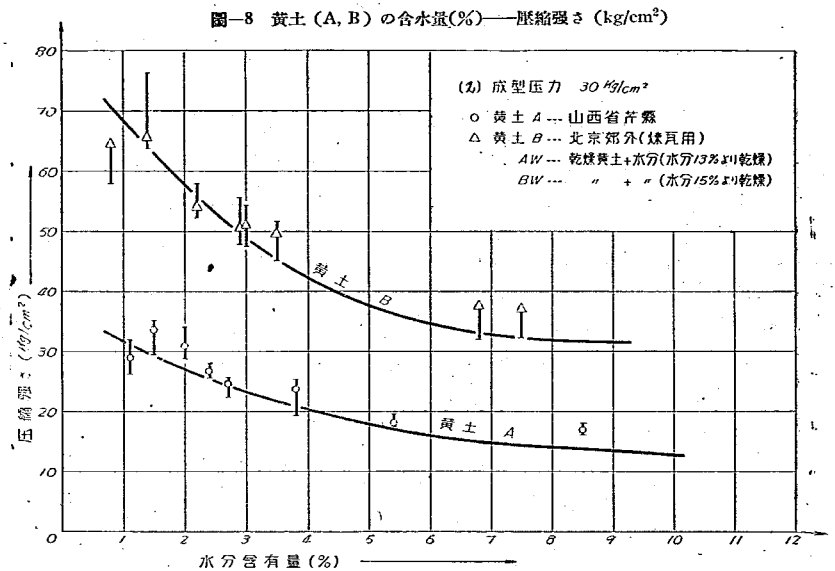
(2)B　　表—5(2)　黄土の含水量と壓縮强さ　(黄土 L_B, 成型壓力30kg/cm²)

試験番號	測定値	水分含有量 W%	壓縮强さ σ kg/cm²	備考
1	平均 範圍	7.5 7.0～8.1	37.0 32.2～38.5	1. 北京郊外煉瓦用黄土　L_B (略號)
2	〃 〃	6.8 5.3～6.9	37.5 32.0～38.2	2. 成型混和水量　Wi Wi=18% (乾燥黄土試料に對して)
3	〃 〃	3.5 3.2～4.5	49.5 45.1～51.6	3. 成型壓力　σ_i σ_i=30kg/cm²
4	〃 〃	3.0 2.6～3.7	50.9 47.5～54.4	4. 空氣乾燥器中 (60°C) にて加熱乾燥
5	〃 〃	2.9 2.0～3.8	50.3 47.8～55.6	5. 昭和15年7～8月夏期試驗
6	〃 〃	2.2 1.5～2.5	53.8 52.2～58.0	
7	〃 〃	1.4 1.3～1.9	65.4 63.7～76.4	
8	〃 〃	0.8 0.7～1.4	64.4 58.0～65.0	

圖—7　黄土の含水量と壓縮強さ



圖—8　黄土（A, B）の含水量(%)——壓縮强さ（kg/cm²）



〔2〕 試驗結果の要約

（1） 黄土供試體は其體乾燥が進むに從ひ壓縮强さが漸進的に增加し，絕對の乾燥狀態になるに從ひ最大値に近づいてくる．

（2） 同一條件の試驗に於て，黄土の種類により强度の相違が著しく認められ，「沈泥質粘土」なる黄土 L_B は，「沈泥」なる黄土 L_A より常に高强度を來した．

（3） 供試體の成型時の壓力は其壓縮强さに影響を及ぼし．例へば成型壓力 15kg/cm² より 30kg/cm² となるに從ひ强度も著しく增加す．

（4） 成型壓力 15kg/cm² の場合には，

黄土 L_A はその自然乾燥狀態の含水量 2～3% にては壓縮强さが 15kg/cm² の程度であるが，乾燥が進むに從ひ强度も幾分增加し 20kg/cm² に近づく．

黄土 L_B は自然乾燥狀態では含水量 6～7% にして，その壓縮强さ 20～25kg/cm² であるが，絕對の乾燥狀態に近づくに從ひ增進し强度 40kg/cm² に達す．

成型壓力 30kg/cm² の場合には，

黄土 L_A の含水量 2～3% にて强度 25kg/cm² 程度なるも絕對乾燥に近づくに從ひ强度 30kg/cm² 以上となる．

黄土 L_B は含水量 6～7% にて强度 30～40kg/cm² なるも乾燥が進むと共に增進し絕對の乾燥狀態に近づくに從ひ强度實に 70kg/cm² に達す．

一般に此黄土に就ては乾燥が進むに從ひ壓縮强さは常に漸增する傾向が明に認められた．

（5） 黄土 L_A は含水量 18%以上，黄土 L_B は含水量 18%以上を夫々超へる時は急に粘質の糊狀となり，其體では成型し得ざる狀態になるを認めた．

要するに黃土は乾燥が進むに從ひ並行して强度が增加する，此點は他の土壤と異る所にして黃土の一特質とも考へられるものであらう．

IV. 黃土・セメント混合物の壓縮强さに就いて

曩に述べた通り現地の黃土地帶に於ける路面安定法としては，路床土なる黃土に直接セメント類を混合し之を安定する施工法が屢々行はれる方法である．

本章に於ては黃土・セメント混合物の供試體を作り之れが養生と强度との關係を試驗したものにして，成るべく實際現地にて行はれてゐる方法に準ずる條件にて室內試驗をした．

卽ち，試料黃土にセメントと水とを良く混合して黃土・セメント混合物を作り型に詰めて一定の壓力にて成型して供試體を作り，之を養生して各材齡の强度を測定し，黃土・セメント混合物の材齡と强度並に成型壓力の關係とを求め現地のセメントによる黃土路盤の安定法の參考資料となしたものである．

〔1〕 試 驗 法

試料黃土 L_A(沈泥質) 及び L_B(沈泥質粘土) を用ひ之にセメントを夫々 0%(黃土のみ)，5%，10%，15%，20%を混じ一定の水量を加へ均等に混合したる後，型に詰め各々に成型壓力 5kg/cm², 10kg/cm², 15kg/cm², 20 kg/cm² を加へて成型して各供試體を製作した．

セメントは淺野社普通ポルトランド・セメント（日本標準規格合格品）を用ひ，水量は黃土 L_A に 15～18%，黃土 L_B に 18～25%を基準となし，セメント量及び水量は總て乾燥黃土に對する重量百分率を以つて表した．供試體の大さは 2×3cm の小型モールドを用ひ此試驗に供した供試體の全體の數は約 1,500 個である．

供試體は製作後直に 7 日間濕氣箱中に入れて濕空狀態にて養生をなし，後此箱より取出し試驗室內の空氣乾燥狀態にて28日迄養生し，此期間 ½日，1日，3日，7日，14日，28日の材齡に於て各供試體の含水量と壓縮强さとを測定した．

測定は各供試體 6 個，或は 8 個に就て行ひ其平均値と最高値～最低値の範圍とを求めた．

〔2〕 試驗結果

結果は總て表又は圖にて表し下記の通りである．

（1） 養生材齡と又はセメント混合量と壓縮强さとの關係

A. 黃土自體の供試體（セメント混合量 0 %）

成型壓力 5～20kg/cm²

表—6(1)，圖—9(1) 黃土 L_A 供試體の材齡と壓縮强さ

表—6(2)，圖—9(2) 黃土 L_B 供試體の材齡と壓縮强さ

B. 黃土・セメント混合物（5～20%）の供試體

成型壓力 5 kg/cm²

表—7(1)，圖—10(1) 黃土 L_A・セメント混合物のセメント量と壓縮强さ

表—7(2)，圖—10(2) 黃土 L_B・セメント混合物のセメント量と壓縮强さ

成型壓力 10kg/cm²

表—8(1)，圖—11(1) 黃土 L_A・セメント混合物のセメント量と壓縮强さ

表—8(2)，圖—11(2) 黃土 L_B・セメント混合物のセメント量と壓縮强さ

成型壓力 15kg/cm²

表—9(1)，圖—12(1)　黄土 L_A・セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

表—9(2)，圖—12(2)　黄土 L_B・セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

成型壓力 30kg/cm²

表—10(1)，圖—13(1)　黄土 L_A・セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

表—10(2)，圖—13(2)　黄土 L_B・セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

（2）成型壓力と強度との關係

之は前記の表—7(1)～表—10(2) に表した試驗結果を基として，黄土・セメントの 5%，10%，15%，20% の各々混合物に就て供試體の成型壓力と壓縮強さとの關係を見る爲めに參考として揭げた試驗成績である．

黄土・セメント（5%）混合物

圖—14(1)　黄土 L_A・セメント混合物（5%）の成型壓力と壓縮強さ

圖—14(2)　黄土 L_B・セメント混合物（5%）の成型壓力と壓縮強さ

黄土・セメント（10%）混合物

圖—15(1)　黄土 L_A・セメント混合物（10%）の成型壓力と壓縮強さ

圖—15(2)　黄土 L_B・セメント混合物（10%）の成型壓力と壓縮強さ

黄土・セメント（15%）混合物

圖—16(1)　黄土 L_A・セメント混合物（15%）の成型壓力と壓縮強さ

圖—16(2)　黄土 L_B・セメント混合物（15%）の成型壓力と壓縮強さ

黄土・セメント（20%）混合物

圖—17(1)　黄土 L_A・セメント混合物（20%）の成型壓力と壓縮強さ

圖—17(2)　黄土 L_B・セメント混合物（20%）の成型壓力と壓縮強さ

表—11　黄土及び黄土セメント混合物の強度試驗結果の總括表

表—6(1)　黄土 L_A 供試體の材齡と壓縮強さ（成型壓力 5～30kg/cm²，水量 15%）

材齡		セメント混合量 0% 成型壓力 5kg/cm²，水量 0%		セメント 0% 〃 10kg/cm²，〃 10%		セメント 0% 〃 15kg/cm²，〃 15%		セメント 0% 〃 30kg/cm，〃 15%	
		Wc%	σkg/cm²	Wc%	σkg/cm²	Wc%	σkg/cm²	Wc%	σkg/cm²
12時	平均値	13.9	0.8	14.4	1.2	14.4	1.5	14.5	2.2
	範圍	13.6～14.2	0.8	13.8～14.7	1.0～1.4	14.3～14.5	1.4～1.5	14.3～14.6	2.2
1日	〃	14.0	0.8	15.0	1.1	15.0	1.3	14.5	2.1
	〃	13.8～14.3	0.8～0.9	14.9～15.2	1.1	14.2～15.1	1.3	14.4～14.5	1.8～3.3
3日	〃	14.2	0.9	14.9	1.2	14.7	1.4	14.8	2.0
	〃	13.8～14.6	0.8～0.9	14.7～15.1	1.1～1.3	14.2～15.2	1.3～1.4	14.6～15.0	2.0
7日	〃	12.9	1.0	12.8	2.0	14.1	1.6	13.7	2.6
	〃	12.7～13.2	1.0	12.5～13.2	1.7～2.2	14.1～14.2	1.4～1.9	13.1～14.3	2.3～2.9

14日	〃	1.2	7.6	2.1	13.2	2.0	12.4	2.3	15.9
	〃	0.7～1.4	6.9～7.8	1.4～2.7	12.4～14.0	2.0	11.5～13.1	1.9～2.5	15.0～16.6
28日	〃	1.6	12.0	2.5	13.7	2.9	12.1	2.7	19.1
	〃	0.7～2.8	10.8～12.7	2.0～3.4	12.7～14.6	2.7～3.3	9.9～13.7	2.4～3.1	15.9～24.8

表—6(2)　黄土 L_B 供試體の材齢と壓縮强さ　(成型壓力 5～30kg/cm², 水量 18%)

材齢	セメント 0% 成型壓力 5kg/cm², 水量15%		セメント 0% 〃 10kg/cm², 〃 15%		セメント 0% 〃 15kg/cm², 〃 15%		セメント 0% 〃 20kg/cm², 〃 20%	
	Wc %	σ kg/cm²	Wc %	σ kg/cm²	Wc %	σ kg/cm²	Wc %	σ kg/cm²
12時 平均値	18.2	1.4	18.3	2.3	18.2	4.2	18.2	5.8
12時 範圍	17.8～18.7	1.4～1.5	18.1～18.6	2.2～2.5	17.9～18.5	4.1～4.3	18.2	5.5～6.0
1日 〃	18.4	1.4	18.3	2.3	18.5	4.7	18.3	6.5
1日 〃	18.3～18.6	1.4～1.5	18.2～18.3	2.2～2.4	18.3～18.8	4.7～4.8	18.0～18.5	6.4～6.6
3日 〃	17.7	1.7	18.4	2.8	18.0	4.9	17.6	6.6
3日 〃	17.2～18.1	1.5～1.9	17.9～18.7	2.8	17.9～18.1	4.6～5.1	17.6	6.5～6.7
7日 〃	16.5	2.5	17.9	3.3	16.8	6.6	17.1	8.4
7日 〃	16.4～16.6	2.2～2.7	17.6～18.1	2.9～3.8	16.6～17.0	6.1～7.3	17.1	8.3～8.9
14日 〃	3.3	12.6	4.0	17.5	4.4	41.7	4.7	50.0
14日 〃	3.1～3.7	11.2～14.0	3.7～4.5	15.0～20.7	3.9～5.3	36.6～46.5	4.5～5.2	47.1～52.8
28日 〃	2.8	10.5	3.6	23.1	4.6	46.0	4.5	54.5
28日 〃	2.3～3.1	8.9～11.8	3.1～4.5	19.1～25.5	4.3～4.8	42.0～49.0	4.4～4.5	33.1～71.0

〔附〕

黄土及び關東ローム の成型直後，氣乾時，絶乾時に於ける壓縮强さ．星埜部員〔東亞研究所資料甲第5號 B〕　昭 16/6 月

土壤種類	成型壓力 kg/cm²	壓縮强さ kg/cm² 成型直後	氣乾時	絶乾時
黄土	5	2.1	33	65
	10	4.0	40	80
	20	5.0	45	76
關東ローム	5	1.5	21	19
	10	3.5	27	30
	20	4.8	28	29

圖—9(1)　黄土 L_A 供試體の材齢と壓縮強さ
成型壓力 5～30kg/cm², 水量 15%, セメント混合量 0%

圖—9(2)　黄土 L_B 供試體の材齢と壓縮強さ
成型壓力 5～30kg/cm², 水量 18%, セメント混合量 0%

表—7(1) 黃土（L_A）・セメント混合物（5～20%）のセメント量と壓縮强さ
成型壓力 5kg/cm²；水量 15.0%

材齡	セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)
12時 平均値	14.1	4.1	14.2	9.2	13.5	10.8	12.8	12.5
12時 範囲	13.7～14.7	3.8～4.5	13.7～14.7	7.6～10.2	12.9～14.1	10.8～10.8	12.3～13.2	11.5～13.4
1日 〃	14.8	2.4	14.8	6.7	14.6	5.4	13.7	10.9
1日 〃	14.7～14.9	1.6～3.8	14.6～15.0	6.4～7.0	14.5～14.7	4.8～5.7	13.3～14.0	10.2～12.1
3日 〃	14.5	4.9	14.3	11.2	14.2	14.8	12.8	23.2
3日 〃	14.4～14.6	3.8～5.7	14.1～14.6	10.8～12.1	13.5～14.7	14.0～15.3	12.3～13.1	22.9～23.6
7日 〃	13.7	8.2	13.6	14.6	13.4	20.7	11.1	34.1
7日 〃	13.2～14.3	7.3～9.2	13.5～13.7	12.1～15.9	13.0～13.8	12.4～24.8	10.7～11.4	33.1～34.7
14日 〃	3.9	7.2	5.7	12.7	7.3	25.5	8.3	43.5
14日 〃	3.6～4.5	6.4～8.3	5.2～6.0	11.1～14.3	7.2～7.4	24.5～27.1	8.1～8.5	41.7～47.1
28日 〃	2.7	8.5	5.0	15.6	5.9	28.4	8.1	48.7
28日 〃	2.3～3.0	6.4～12.7	4.5～5.3	15.0～16.6	5.9～6.0	26.4～32.1	8.0～8.2	47.7～49.3

註 1. セメント及び水量の混和量は乾燥黃土試料に對する百分率を表す．
2. We 及び σ_c は各材齡に於ける水分含有量%(乾燥黃土試料に對する）及壓縮强さ（kg/cm²)を表す．
3. 各材齡に於ける平均値及び範圍は供試體6個或は8個以上に就いて測定した平均値及び最低～最高値の範圍を示す．
4. 以下總て之に準ず．

表—7(2) 黃土（L_B）・セメント混合物（5～20%）のセメント量と壓縮强さ
成型壓力 5kg/cm²；水量 19%

材齡	セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)	We (%)	σ_c(kg/cm²)
12時 平均値	17.8	7.8	16.8	11.0	18.1	11.5	18.1	9.5
12時 範囲	17.6～18.0	5.7～9.5	16.6～17.2	9.2～12.1	17.8～18.6	10.2～14.0	17.9～18.2	8.9～10.2
1日 〃	18.1	8.0	18.0	10.8	18.7	11.9	18.9	14.2
1日 〃	17.9～18.2	6.4～9.5	17.7～18.5	9.9～12.1	18.6～18.8	11.1～13.1	18.5～19.2	14.0～14.3
3日 〃	17.4	9.9	17.3	13.1	17.9	20.2	17.5	18.5
3日 〃	17.0～17.7	9.5～10.8	17.0～17.6	11.1～14.6	17.7～18.2	19.7～20.4	17.1～17.8	17.2～20.4
7日 〃	15.7	11.5	15.8	19.8	18.1	23.9	17.6	21.3
7日 〃	14.7～16.3	10.2～12.7	15.5～16.1	18.5～20.4	17.8～18.4	20.7～25.5	17.2～17.9	29.0～32.5
14日 〃	6.9	11.2	7.5	20.4	8.7	20.8	10.4	32.6
14日 〃	6.8～7.0	10.5～11.5	7.0～7.8	19.4～21.3	8.6～9.0	16.6～25.8	9.1～11.9	29.6～34.4
28日 〃	6.7	13.0	6.9	17.5	8.9	25.2	10.5	30.8
28日 〃	6.1～7.0	11.5～15.3	6.8～7.1	15.9～20.1	8.6～9.2	20.7～28.6	10.1～11.2	26.1～33.1

表−8(1)　黄土（L_A）・セメント混合物（5〜20%）のセメント量と壓縮強さ

成型壓力 10%kg/cm²；水量 15%

材齢		セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
		We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時	平均値	14.0	7.0	13.8	10.5	14.3	11.4	14.0	9.7
	範囲	13.8〜14.2	5.7〜8.0	13.3〜14.5	9.6〜11.8	14.2〜14.5	8.3〜15.6	13.8〜14.2	7.3〜13.7
1日	〃	14.2	7.0	13.9	11.5	14.1	10.7	14.4	11.1
	〃	14.0〜14.7	6.1〜7.6	13.4〜14.5	10.2〜13.1	13.8〜14.5	10.2〜11.8	13.8〜14.7	9.9〜11.8
3日	〃	13.9	8.7	13.7	14.4	14.4	14.5	14.3	21.3
	〃	13.9	7.6〜9.9	13.5〜14.1	14.0〜15.0	14.2〜14.5	13.7〜15.6	13.9〜14.6	21.3
7日	〃	13.4	12.4	12.6	17.5	13.9	25.2	13.1	37.0
	〃	13.3〜13.5	12.4	12.3〜13.3	16.9〜18.5	13.1〜14.7	21.3〜30.6	13.1〜13.2	29.9〜45.2
14日	〃	3.2	12.7	5.1	20.9	6.5	32.5	7.3	59.4
	〃	2.7〜3.4	11.5〜14.3	4.7〜6.0	15.9〜23.6	6.0〜6.7	27.4〜38.8	6.7〜7.9	45.2〜66.9
28日	〃	2.9	10.5	4.6	25.0	6.2	48.2	6.8	71.5
	〃	2.7〜3.3	9.9〜11.5	4.0〜5.3	20.4〜29.9	5.4〜6.6	43.3〜54.1	6.5〜7.1	63.0〜78.9

表−8(2)　黄土（L_B）・セメント混合物（5〜20%）のセメント量と壓縮強さ

成型壓力 10kg/cm²；水量 19%

材齢		セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
		We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時	平均値	17.9	8.7	17.4	12.9	18.3	14.8	18.8	13.9
	範囲	17.1〜18.8	8.6〜8.9	17.1〜17.6	11.2〜14.7	18.0〜18.7	13.1〜16.2	18.7〜18.8	11.8〜15.0
1日	〃	18.0	8.8	18.1	11.3	18.6	14.2	18.2	15.0
	〃	17.9〜18.2	8.6〜8.9	17.9〜18.2	10.8〜11.5	18.4〜18.8	12.7〜15.3	18.2〜18.3	14.0〜15.9
3日	〃	17.6	11.9	17.6	15.9	18.0	16.3	17.9	27.1
	〃	17.5〜17.7	10.5〜13.1	17.2〜18.1	15.0〜17.2	17.8〜18.5	11.8〜22.3	16.9〜18.8	23.2〜29.9
7日	〃	16.4	14.4	17.7	22.5	17.5	34.7	18.3	32.9
	〃	15.7〜17.1	13.7〜15.6	17.6〜17.8	21.0〜23.9	17.3〜17.7	29.9〜39.5	17.6〜18.7	22.9〜38.2
14日	〃	5.2	14.8	6.5	26.9	8.0	36.8	9.0	51.7
	〃	5.0〜5.6	13.1〜17.5	6.1〜6.7	22.9〜31.2	7.6〜8.2	33.2〜45.5	8.6〜9.6	41.4〜62.7
28日	〃	4.4	19.8	5.5	31.2	7.4	40.0	8.2	51.0
	〃	3.6〜5.1	18.5〜22.3	5.3〜5.9	28.0〜33.7	7.0〜7.9	37.6〜41.7	7.9〜8.7	42.0〜56.7

表—9(1) 黄土（LAO）・セメント（5～20%）混合物のセメント量と壓縮强さ

成型壓力 15kg/cm²；水量 15.0%

材齢	セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時 平均値	14.3	5.6	14.2	9.6	13.5	10.5	15.0	24.6
12時 範囲	13.8～14.7	5.1～6.4	13.1～14.9	8.3～11.8	12.8～14.1	9.5～12.7	14.8～15.2	20.4～30.6
1日 〃	14.3	5.7	14.9	8.7	14.2	10.1	14.1	22.5
1日 〃	13.3～15.3	4.8～7.0	14.7～15.1	4.5～12.1	13.0～16.0	8.3～10.8	13.3～14.8	18.5～33.1
3日 〃	14.4	7.6	14.5	13.4	11.4	22.0	13.1	52.5
3日 〃	13.7～14.9	5.7～9.2	14.2～14.8	9.2～19.1	9.7～12.6	20.4～28.0	11.9～13.7	49.7～54.7
7日 〃	7.8	11.9	13.5	16.3	10.4	42.0	14.3	73.6
7日 〃	6.8～9.2	10.2～14.0	12.7～13.9	12.7～20.4	9.4～10.9	40.4～43.0	13.2～14.9	57.3～86.9
14日 〃	4.4	7.0	6.2	19.5	6.6	44.6	8.5	106.5
14日 〃	3.6～5.0	5.7～8.3	5.5～7.3	17.8～21.0	6.1～6.8	37.9～52.8	8.0～9.0	92.6～113.0
28日 〃	4.9	6.7	6.9	11.7	7.2	34.6	8.4	75.2
28日 〃	4.2～6.3	3.2～9.2	6.7～7.5	10.8～13.4	6.7～7.9	20.7～45.5	8.2～8.8	67.5～81.5

表—9(2) 黄土（LAO）・セメント（5～20%）混合物のセメント量と壓縮强さ

成型壓力 15kg/cm²；水量 18.0～20.0%

材齢	セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時 平均値	18.2	10.9	19.4	23.8	19.2	29.5	18.9	26.4
12時 範囲	17.7～18.8	9.5～13.4	18.8～19.8	20.4～27.4	18.3～20.0	26.7～35.0	18.8～19.0	20.4～35.0
1日 〃	17.7	10.2	18.9	24.3	19.6	33.2	18.0	25.1
1日 〃	17.3～18.2	7.6～12.7	16.5～19.8	19.1～29.6	18.6～20.2	22.3～38.2	17.7～18.5	20.4～33.1
3日 〃	16.6	12.5	18.6	36.5	17.1	43.4	18.0	37.4
3日 〃	16.1～17.0	10.8～14.6	17.9～19.1	30.9～44.2	16.0～17.8	41.4～47.7	17.7～18.3	25.5～43.6
7日 〃	17.4	14.4	17.8	37.7	16.4	58.0	16.6	63.7
7日 〃	17.1～18.0	13.4～15.3	17.5～18.3	32.5～42.7	15.4～17.2	49.7～65.3	16.0～17.2	58.6～67.5
14日 〃	5.6	21.1	7.2	49.3	7.4	78.0	10.5	69.1
14日 〃	4.3～6.7	18.5～22.9	6.7～7.7	20.7～57.9	6.9～7.8	66.2～89.8	10.1～10.8	58.6～81.8
28日 〃	6.3	19.7	8.0	44.1	8.1	57.4	10.2	70.7
28日 〃	5.8～6.5	14.0～24.2	7.2～8.6	36.9～55.7	7.8～8.6	49.7～63.7	9.5～11.0	67.2～78.9

表—10(1)　黄土（L_{AO}）・セメント（5～20%）混合物のセメント量と壓縮强さ

成型壓力 30kg/cm²；水量 15.0～17.0%

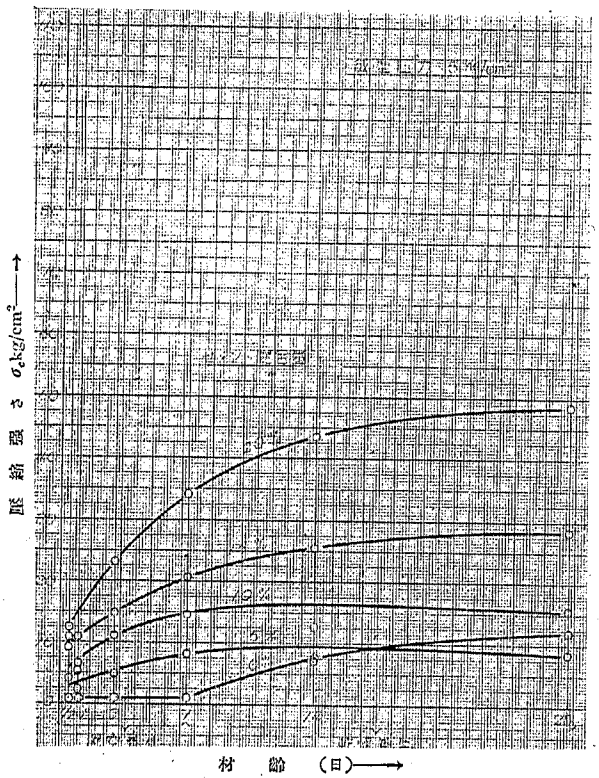
材齢		セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
		We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時	平均値	15.1	9.3	18.0	13.3	14.7	13.8	14.4	23.3
	範囲	14.8～15.2	8.9～9.5	16.9～20.1	11.5～19.7	13.6～15.2	12.7～16.6	13.8～14.8	16.6～29.9
1日	〃	14.5	9.2	17.7	13.2	14.8	14.8	14.4	21.2
	〃	14.2～14.8	8.9～9.5	17.1～18.4	11.1～16.2	14.5～15.2	12.7～20.4	14.1～15.0	17.2～26.1
3日	〃	13.9	11.7	17.2	19.0	14.7	39.0	14.2	43.9
	〃	13.2～15.6	10.8～12.7	16.1～17.8	15.9～22.3	14.0～15.2	35.7～43.3	12.7～15.1	38.2～49.0
7日	〃	18.3	11.8	15.3	39.4	10.8	59.9	8.2	89.9
	〃	13.7～21.6	9.5～15.9	14.5～15.8	30.7～43.6	10.2～11.5	44.6～69.4	7.5～8.7	84.7～95.5
14日	〃	6.9	15.3	8.5	52.3	7.5	56.8	8.7	82.7
	〃	5.9～7.8	10.8～19.7	7.7～9.3	63.3～62.4	7.0～8.0	47.7～70.7	8.1～9.7	64.9～88.5
28日	〃	4.1	13.1	8.3	42.0	8.1	49.8	9.0	95.2
	〃	3.4～6.7	10.8～14.6	7.3～9.3	25.5～54.7	7.4～8.7	33.7～57.6	8.1～9.5	85.3～106.3

表—10(2)　黄土（L_{BO}）・セメント（5～20%）混合物のセメント量と壓縮强さ

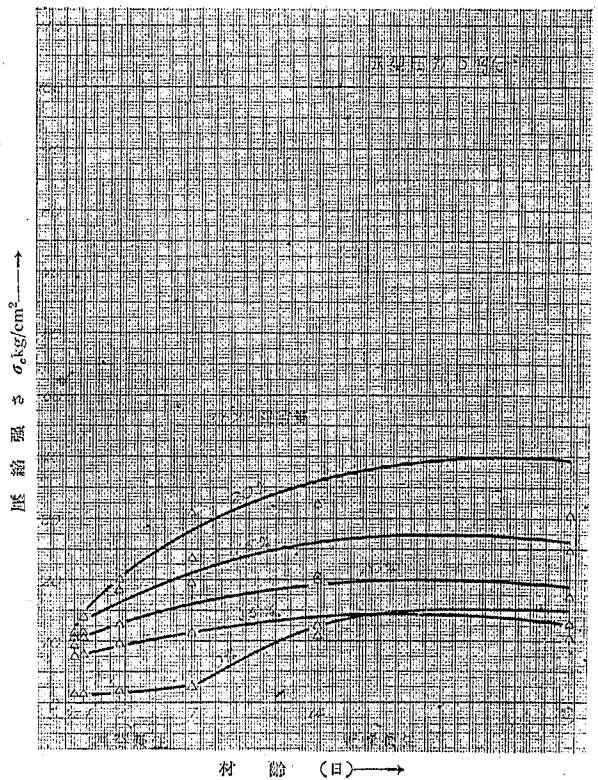
成型壓力 30kg/cm²；水量 21.0～30.0%

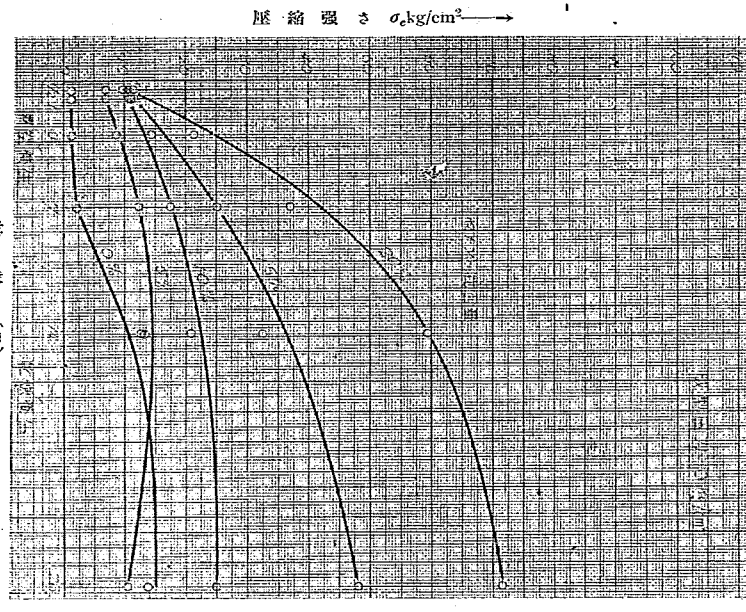
材齢		セメント 5%		セメント 10%		セメント 15%		セメント 20%	
		We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)	We (%)	σ_c (kg/cm²)
12時	平均値	22.7	11.8	24.2	24.8	29.7	31.8	20.3	44.7
	範囲	22.0～23.0	10.8～12.7	24.0～24.7	20.4～29.9	29.3～30.2	23.9～38.2	19.3～20.9	36.3～51.6
1日	〃	22.5	14.7	22.5	25.0	29.6	30.8	20.8	45.7
	〃	22.0～23.0	12.7～16.6	21.4～22.9	20.4～29.9	29.1～29.9	22.3～38.2	20.5～20.9	40.7～49.7
3日	〃	21.1	22.8	20.3	42.4	29.2	35.8	19.9	53.3
	〃	20.6～21.3	17.8～27.1	20.0～20.3	38.5～48.4	27.6～29.8	22.3～43.9	19.5～20.1	47.1～61.8
7日	〃	21.6	25.6	21.4	38.0	22.3	76.1	12.7	87.3
	〃	21.1～22.0	22.3～29.9	20.9～21.8	28.6～47.1	21.4～23.4	64.9～91.7	10.9～16.2	72.6～93.9
14日	〃	10.3	36.3	10.9	67.0	18.7	67.0	12.3	93.6
	〃	9.3～11.2	24.8～45.8	10.6～11.5	46.5～98.0	18.1～19.6	58.3～89.8	11.7～12.8	87.2～97.4
28日	〃	8.7	28.8	9.5	64.0	18.1	60.3	12.8	87.5
	〃	7.9～9.9	21.0～33.7	8.8～10.3	52.8～69.4	17.2～18.8	49.0～82.8	12.3～13.1	73.2～96.8

圖—10(1) 黄土 L_A セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

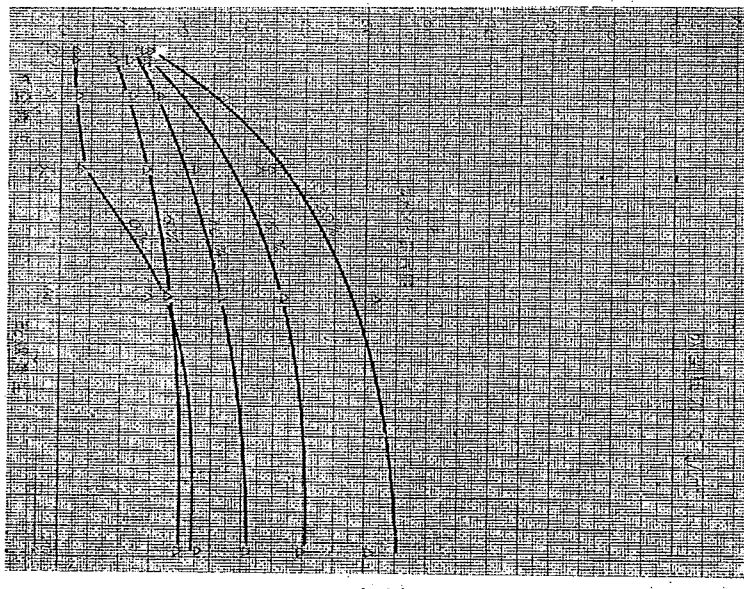


圖—10(2) 黄土 L_B セメント混合物のセメント量と壓縮強さ

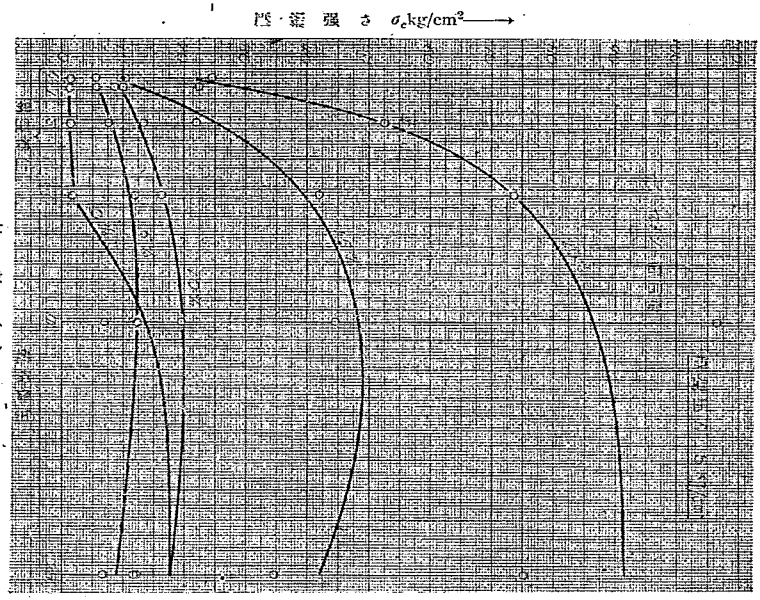




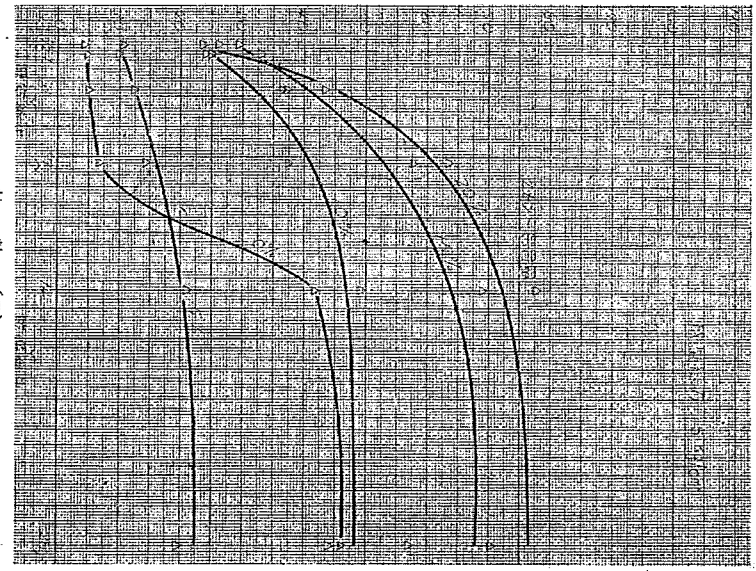
図—11(1)　黄土 L_A セメント混合物のセメント量と圧縮強さ



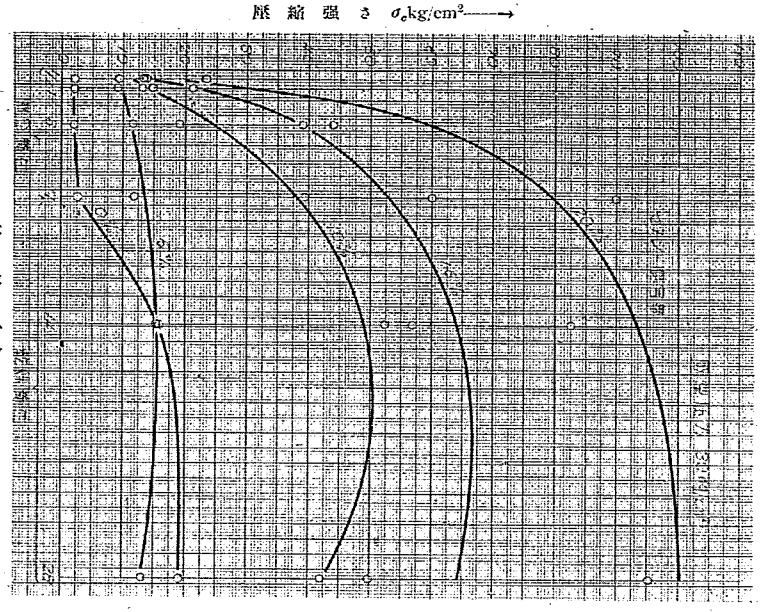
図—11(2)　黄土 L_B セメント混合物のセメント量と圧縮強さ



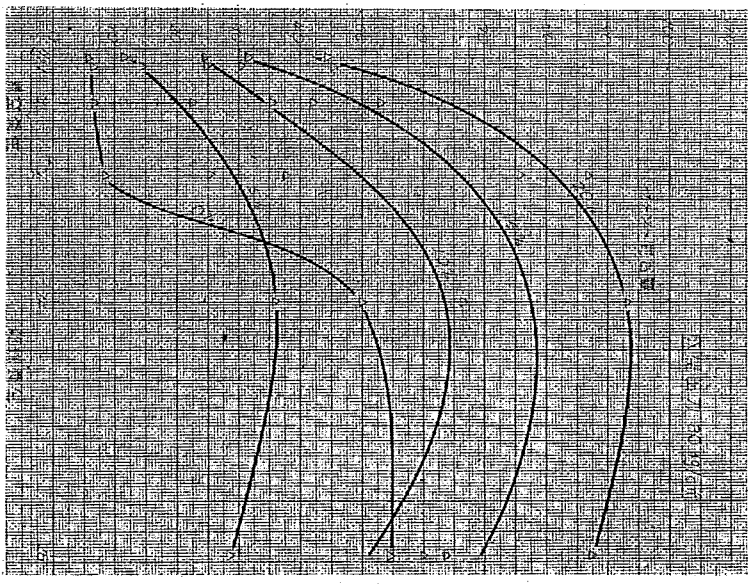
圖—12(1) 黃土 L_A セメント混合物のセメント量と壓縮強さ



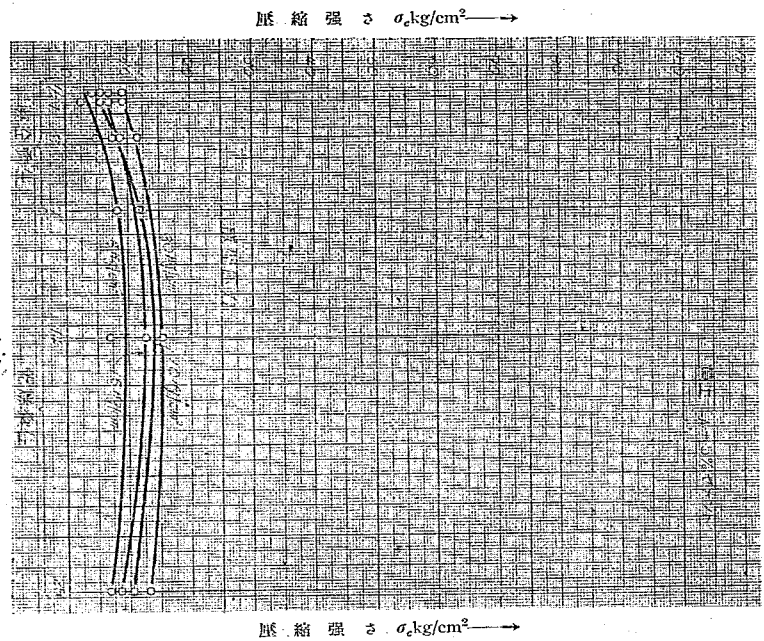
圖—12(2) 黃土 L_B セメント混合物のセメント量と壓縮強さ



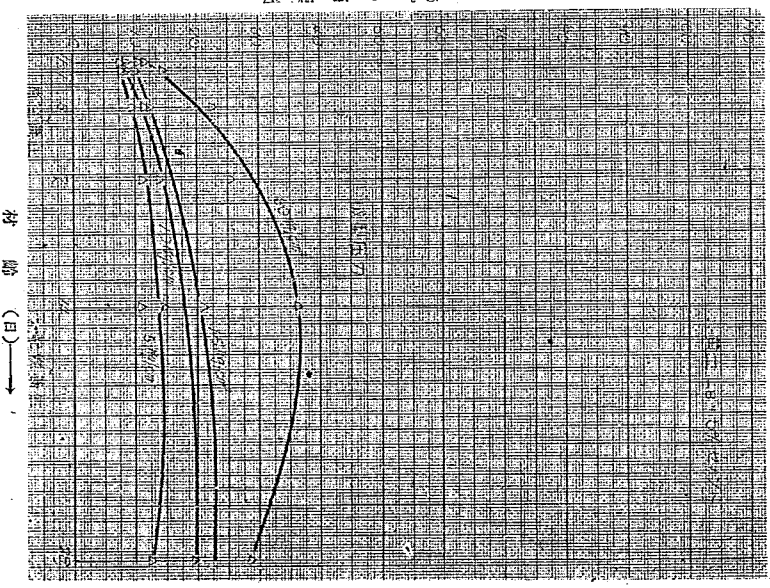
圖—13(1)　黄土 L_A セメント混合物のセメント量と壓縮强さ



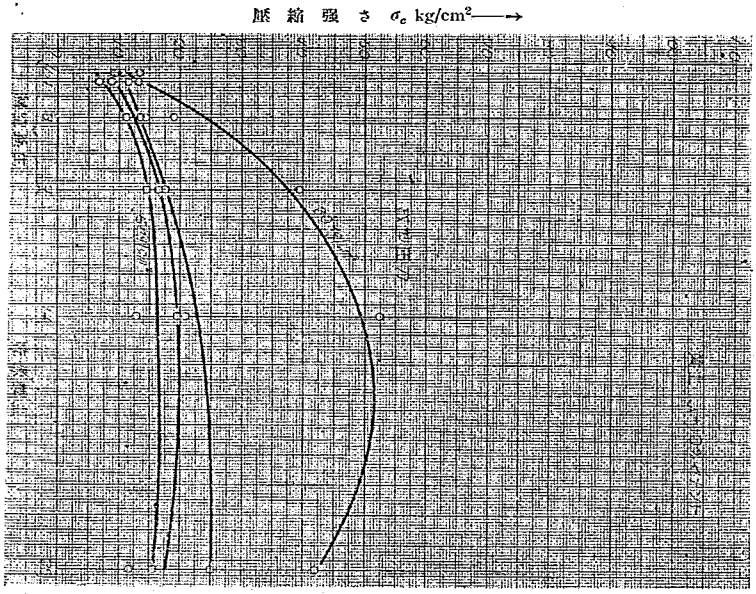
圖—13(2)　黄土 L_B セメント混合物のセメント量と壓縮强さ



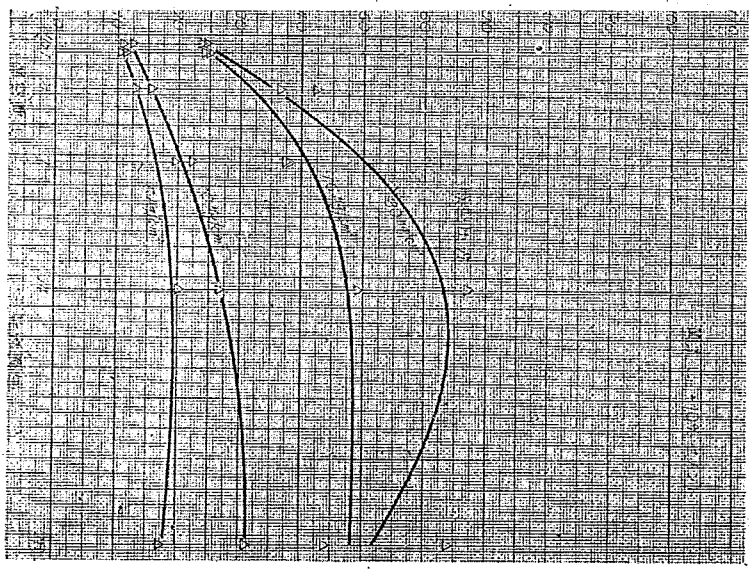
圖—14(1) 粘土 L_A セメント混合物の成型壓力と壓縮強さ



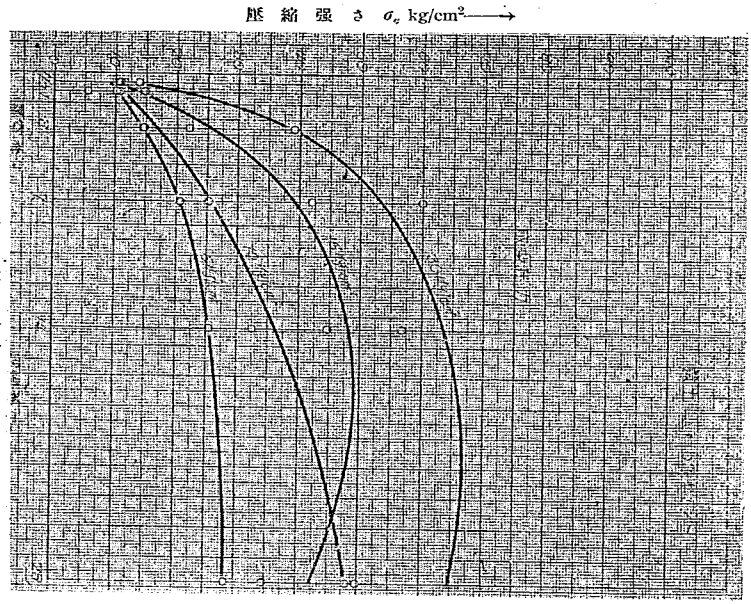
圖—14(2) 粘土 L_B セメント混合物の成型壓力と壓縮強さ



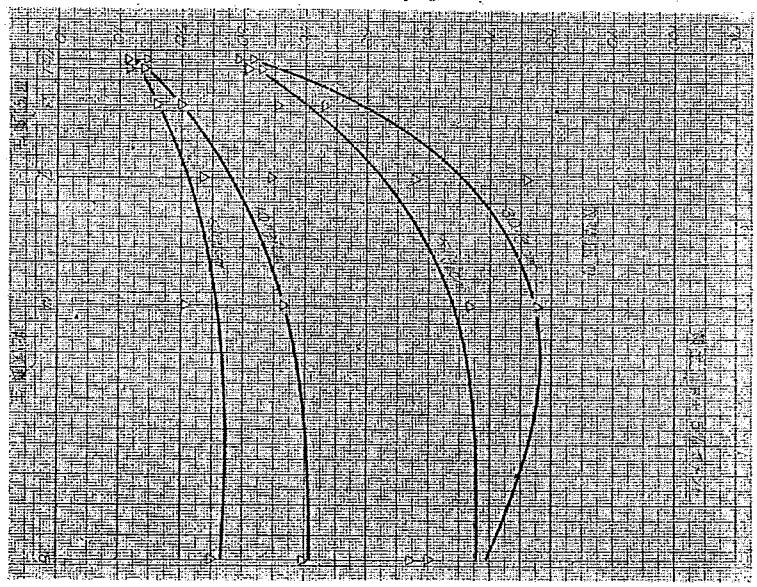
圖—15(1)　黄土 L_A セメント混合物の成型壓力と壓縮强さ



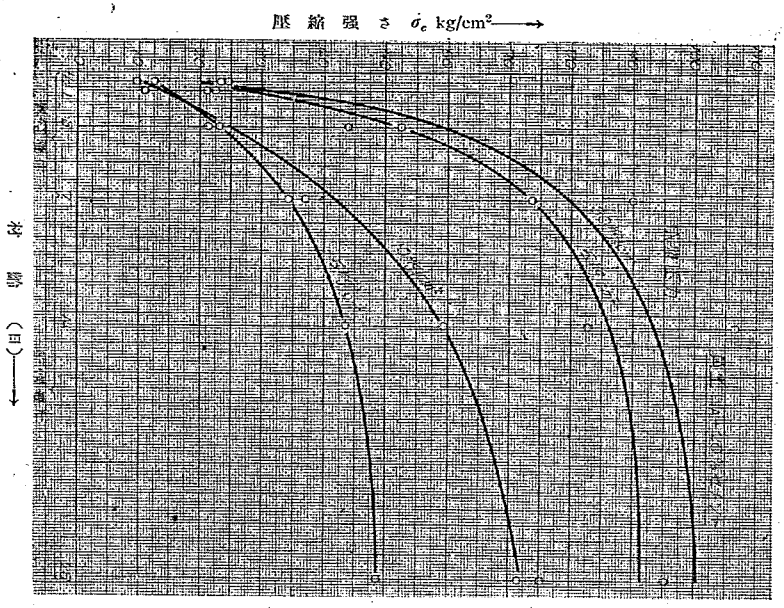
圖—15(2)　黄土 L_B セメント混合物の成型壓力と壓縮强さ



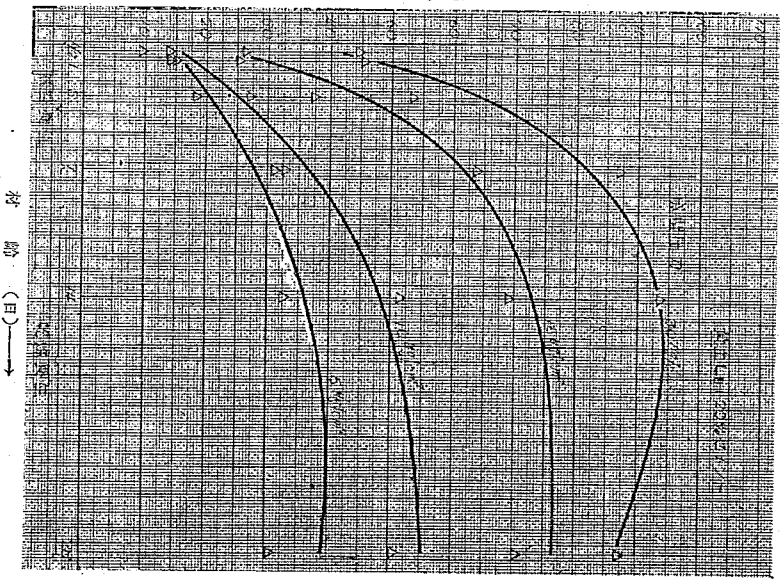
図—16(1) 富士 L_A セメント混合物の成型圧力と圧縮強さ



図—16(2) 富士 L_B セメント混合物の成型圧力と圧縮強さ



圖—17(1)　黄土 L_A セメント混合物の成型壓力と壓縮强さ



圖—17(2)　黄土 L_B セメント混合物の成型壓力と壓縮强さ

〔3〕 試驗結果の要約

茲に於て前揭の試驗結果表—6(1), (2)～表10(1), (2), 圖—9(1), (2)～圖—17(1), (2) より黃土及び黃土・セメント混合物の成型壓力，セメント混合量，養生材齡と壓縮强さとの關係につき主要なる事項を要約する．

1. 黃土のみの供試體（セメント混合量0%）の强度

之は黃土・セメント混合物の試驗と同一條件にて行つたものにして，此の白試驗（Blank Test）に相當するものである．表—6(1), (2)及び圖—9(1), (2)參照．

（1） 黃土 L_A 供試體は之に成型壓力 5, 10, 15, 30 kg/cm² を夫々加へ壓縮成型するも濕潤養生をなした材齡 1/2～7 日迄は全然强度の發生が表れず 7 日後の空中乾燥養生をなした時より初めて强度を表してきた．

然し 7 日後の强度の發生も僅にして成型壓力を 5 kg/cm² より 30kg/cm² に增すも材齡 28 日にて壓縮强さ 20 kg/cm² を超えざる程度である．

黃土 L_A に於ては成型壓力の影響はあまり表れてゐない．

（2） 黃土 L_B 供試體は材齡 7 日迄は略黃土 L_A の場合と同樣に强度の發生を見ないが，然し 7 日後の空中乾燥養生にて强度が急に增加し，材齡 28 日では成型壓力 5 及び 10kg/cm² のものは 10～25kg/cm² を表し，一方成型壓力 15 及び 30kg/cm² のものは 45～55kg/cm² に達し，少くとも 2 倍以上の强度を表しその强加が著しかつた．此場合は成型壓力の影響が著しく表れ壓力を增すに從ひ强度も高く出た．

（3） 斯く同一條件の試驗に於て，7 日以後の乾燥養生により試料 L_A の沈泥黃土に較べて試料 L_B の粘土質黃土，或は黃土に冲積土の混じたものと思はれる試料が强度の大なることは土質の相違に依るものと考へられる．

2. 黃土・セメント供試體の强度

之は黃土にセメントを夫々 5, 10, 15 及び 20% 混合した供試體に就いて，成型壓力 5, 10, 15 及び 30kg/cm² を加へた各場合の成型壓力，セメント混合量，養生材齡と壓縮强さとの關係を試驗したものである．表—7(1), (2)～表—10(1), (2) 及び 圖—9(1), (2)～圖—13(1), (2)參照．

（1） セメントを混ぜざる黃土のみの供試體と異り，此場合の黃土セメント混合物供試體は成型壓力の增加及びセメント混合量が增すに從ひ强度は漸進的は增加した．

即ち，一般に强度は 1/2～7 日の濕空養生中でも 7～28日の乾燥養生中でも材齡が進むに從ひ連續的に漸增の傾向を表し之を圖にて表すと比較的スムースなる上向曲線をなし，又各材齡の供試體の强度は初めに加へた成型壓力及びセメント混合量が大なるに從ひ次第に高强度となつた．

（2） 然しながら，成型壓力及びセメント混合量が比較的に小なる供試體の內にはセメントを混じたるものより之を混ぜざる黃土のみのものゝ方が却つて幾分强度が强く表れたのを認められ，又成型壓力及びセメント混合量が共に大にして高强度なる供試體には材齡28日の强度が却つて減少したものゝあるを認められ，例外なるものもあつた．

（3） セメント黃土混合物に就いては，試料黃土の土質の相違による强度の影響はセメントを混ぜざるものに見られる如き變化は殆んど認められずセメントにより兩者共に一樣なる强度の增加を表すに至つた．

（4） 成型壓力の影響に就ては，5～10kg/cm² のものと 15～30kg/cm² のものとでは供試體の强度に可成の影響を與へ，特にセメント混合量が大となり，之に加へる水量が增すに從ひ成型壓力は供試體の强度に影響する處

大となる.

(5) 最後に前揭の各試験成績より抜萃して黄土及び黄土・セメント混合物の供試體の成型壓力、セメント混合量，養生材齢と壓縮強さとの關係を總括的に表示すれば表—11になる.

之れより強度は成型壓力，セメント混合量及び材齢が增すと共は次第に漸增して凡そ 60～90kg/cm² に達し内には 100kg/cm² を超えるものもあり，現在の貧配合コンクリートの強度にまで接近してくることが分つた.

表—11 黄土及黄土・セメント混合物の强度試験結果の總括

成型壓力	セメント混合量(供試體)	材齢(日)	壓縮强さ (kg/cm²) 黄土 L_A (沈泥)	黄土 L_B (沈泥質粘土)
5～30kg/cm²	0 % (黄土のみ)	7	＞5 (最低)	成型壓力 5～10kg/cm²: ＞5
		28	10～20	10～25
		7	—	〃 15～30kg/cm²: 5～10
		28	—	45～55(最低)
5 kg/cm²	5～10%	7	5 (最低)～15	10～20
		28	10～20	10～20
	15～20%	7	20～35	20～35
		28	25～50	25～40(最高)
10 kg/cm²	5～10%	7	10(最低)～20	10～25
		28	10～25	20～30
	15～20%	7	25～40	25～35
		28	45～70(最高)	40～55
15 kg/cm²	5～10%	7	10(最低)～20	15～40
		28	10～20	20～45
	15～20%	7	40～75	55～65
		28	セメント15%, 14日105(最大値) 35～80(最高)	55～70
30 kg/cm²	5～10%	7	10(最高)～40	25～45
		28	10～45	25～55
	15～20%	7	55～90	60～90
		28	50～95(最高)	60～90

註. 材齢7日までは濕氣養生，7日より28日までは空中乾燥養生

附錄

本研究問題に關係せる東亞研究所委託の現地及內地の黃土研究委員會の研究並に調査の文献を略記し之れが參考とす.

附—〔1〕 山崎博氏——北京郊外に於ける試驗鋪裝

〔道路, 昭15, 12月, 792—798頁〕

北支黃土地帶に於ける道路鋪裝を支配する主要條件に就て述べ, 北京郊外の八里莊に於ける30種に亘る試驗鋪裝の種類, 工法, 工費, 經過及び成績の概評に關して記載してゐる. 此れが鋪裝の種類は次の如くである.

八里莊試驗鋪裝 (延長 1,335米, 幅員 45米, 總面積 6,000平方米, 工種 30)

表層：乳劑表面處理 (厚1.2種), 乳劑マカダム (厚6種), 細粒式瀝靑コンクリート (厚5種), シートアスファルト (厚 2.5種及 5.0種) 1：1.5：3 コンクリート (厚5種), 1：2：4 コンクリート (厚12種) 等.

基礎：土・セメント (厚10種), 石灰マカダム (厚15種), 1：3：6 コンクリート (厚10種), 1：2.5 灰土, 煉瓦 (2 枚), 1.5 灰土 (厚30種), 1：2：4 三和土 (厚15種), 碎石 (厚10種), 石灰マカダム (厚15種)……等.

更に北京外城廣安門の南西約 7 粁の大井村試驗鋪裝に就いて述べ, 此地質は黃土層にて覆はれ, 主に土・セメント及び土・石灰 (灰土) の鋪裝試驗をなし此概要に就いて述べてゐる.

大井村試驗鋪裝 (延長 668米, 幅員 6 米, 總面積 4,008 平方米)

工種：土・セメント (土の乾燥重量に對しセメント10%及び 5 %混合)

灰土 (土の乾燥重量に對し石灰30%及び15%混合)

以上の試驗鋪裝に次いで北京附近の氣象より凍結解氷の鋪裝に及ぼす影響を調査及び考察してゐる.

最後に以上の試驗事項の判決として北京黃土地帶に適當なる鋪裝の 1 種として次の標準設計を推奨してゐる.

鋪裝標準設計案

狀態	地下水位低く輕交通の場合	地下水位高く輕交通なるか又は地水水位低く重交通なる合場
表層	1：1.5：3 コンクリート (厚5種) 又は 1：2：4 コンクリート (厚10種)	1：2：4 コンクリート (厚15種)
基礎	土・セメント (セメント量立米225瓩) 厚10種	土・セメント (左と同樣) 厚10種
備考	土・セメントは 6 噸ローラにて充分に平滑に仕上げること	同左

土・セメント鋪裝仕樣書 (例)

1. 路床は不陸を均し所定の形狀に仕立て, 6 噸ローラにて充分鎭壓すべし.
2. 土・セメントに使用する土は次の如きものを用ふべし.
(1) 土取場の表皮を取除くこと.
(2) 淸潔にして淤泥, 有機物, 塵芥, 草根等を混ぜざること.
(3) 濕度適當 (5%～12%) にして乾固又は濕潤ならざること.
3. 混合は左の順序に依るべし.

(1) 土を鐵製練板上に撒げ塊を碎く. (2) セメントを撒げショベルを以て往復 2 回空練をなす. (3) 如露にて

加水しつゝ更に往復3回以上切り返し一様なる色様を呈せしむ.

4. 混合物の有すべき濕度は土の乾燥重量18%を標準とするも土質により加減すべし.

5. 混合の完全なりや否やを檢するには，混合物を片手にて握りボールを作り之を兩手にて半分に割り斷面を見るべし．直徑3糎のボールにて3耗程度の班紋5箇以內を標準とする.

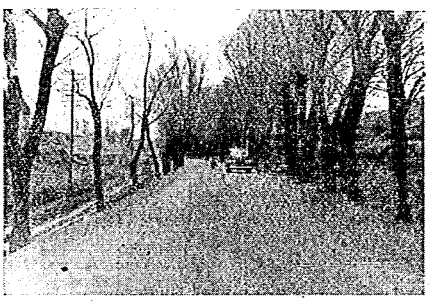
6. 混合物を路床に撒げレーキにて掻均し足にて踏み固め木槌を以つて充分に搗固めたる後鐵ローラを以つて平滑に輾壓仕上をなすべし.

7. 蓆，草，高粱莖，アンペラを以つて充分に被ひ撒水して1週間養生をなしたる後表層コンクリートを施工すべし.

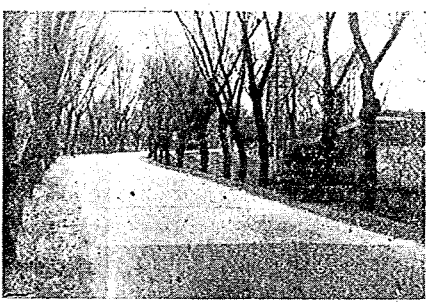
寫眞—1, 2, 3 は昭和14年 11 月著者の撮影せる北京郊外八里莊試驗鋪裝の完成後の狀態であり，寫眞—4 は鋪裝道近くの黃土質土取場である.

寫眞—1

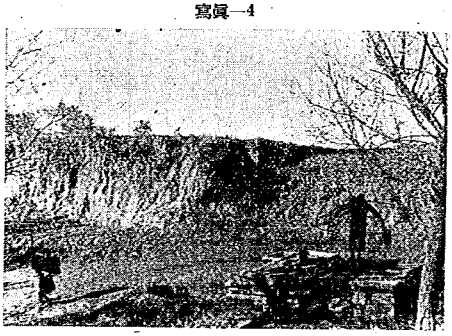
寫眞—2



寫眞—3



寫眞—4



附—〔2〕 內地委員會第四部會——黃土の物理化學的研究

第 1～4 報（東亞研究所　資料丙第98號D，146號D，147號D，148號D，昭和15年7月）

黃土の物理化學的性質に關して理化學的研究をなし，北支より採集せる黃土23種，特に張家口產の黃土1種に就いてその理化學的基本性質に就て論述した.

黃土はその色調淡黃褐色を呈し，色は稀鹽酸處理により失はれる處より着色物は主に鐵の化合物と考へられ，臭は沸騰中にて多少の土臭を表し，味は特に感ぜられず，硬度は手指にて粉末となし得られ密に結合しをらず水中にては自然に崩壞する．

乾燥黃土粉末の見掛比重は約 1.4，眞比重は約 2.6 以上にして之より間隙率を求むれば約 40% 程度である．顯微鏡下にて粒子の大さを觀測すれば大部分は 10μ～100μ（但しμ=1/1000m.m.）にあり，水簸分析の結果は凡そ次の通りである．

＞50μ……70～80%（大部分）

50μ～10μ……10～20%

＜10μ……殘　餘

各粒子は角陵を有する特徴があり，一般に砂と粘土とその中間のものが多く各種の鑛物を含んでゐる．主なる鑛物は石英，正長石，斜長石，方解石等にして，角閃石，雲母等の有色鑛物も多少含有す．室温乾燥黃土の105°C以下の含有水分量は 2～3% 程度であり，稀鹽酸にて處理すれば CO_2 瓦斯を放出し其の量は10%の多きに及ぶものあり．

全分析の結果此炭酸は大部分炭酸石灰（$CaCO_3$）として含有され，黃土中の炭酸石灰の含有量は約 20.%に達し，又 5μ 以下の微粒子部分にも炭酸鹽を多く含み此部分にも良く溶解滲透せる事が推定される．

黃土の全化學分析の結果は次の如くである．

種類 / 成分	張家口産黃土	同微粒子部分	鹽酸處理同微粒子部分	文献22種の平均値
SiO_2	60.53 %	48.35 %	51.42 %	62.83 %
Al_2O_3	14.86	18.91	18.94	12.49
Fe_2O_3	4.60	8.64	8.34	2.69
FeO	—	—	—	1.47
CaO	8.54	10.51	1.39	8.51
MgO	2.49	2.03	2.33	2.33
K_2O	2.81	—	2.28	2.43
Na_2O				1.48
TiO_2	1.12	0.23	2.09	—
Mn_3O_4	0.49	0.00	0.45	—
Ig. loss	8.03	15.31	7.21	—
Total	103.49	103.31	94.43	100.45

黃土を蒸溜水にて煮沸又は煮沸せずして處理せる透明上澄液の PH 値は 8～9 にして弱アルカリ性を示す，又黃土懸濁液を約 2 ヶ月電氣透析せるも中性の黃土を得るに至らず從つて黃土粒子は水中にて明かに負に帶電す．

更に黃土の眞比重に就いて測定を繼續し黃土15種の眞比重は 2.736～2.682 の範圍にして平均 2.710 を得，其比重は 2.71±0.03 土の範圍にある．

粉末黃土15種の見掛密度の平均は粗狀充塡 0.895，密狀充塡 1.397，粗密平均は 1.146 にして又平均間隙比及び間隙率は粗狀充塡 2.03 及び 67.0%，密狀充塡 0.941 及び 48.5%である．

次に黃土類の塑性水量は 22.3～35.8%，平均 25.6%であり，乾燥による體積變化は 8.2～31.4%，平均 16.8% の收縮をなす，又成型乾燥黃土の見掛比重は 2.30～2.64，平均 2.45 である．

附一〔3〕 山口昇氏――黄土の土質試驗報告

〔東亞研究所，四委內一・中間報告・第二號〕

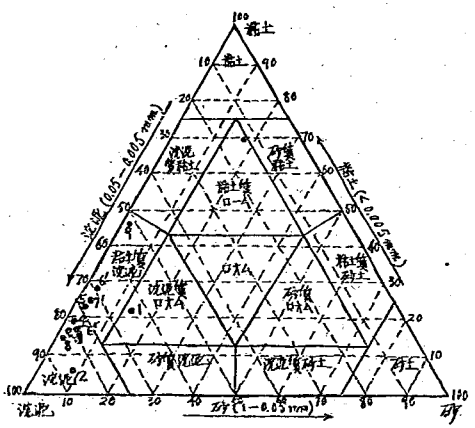
北京，通州，石家莊，大原等より採取せる黄土試料9種に就いて含水量，比重の測定及び機械分析，壓縮試驗をなした．

此試驗より得たる試料黄土の含水量，比重及び機械分析結果は次表及び次圖の通りである．

試料	1	2	3	4	5	6′	6″	7′	8′	8″	9
試料採集地	北京，通州，大平在路肩	北京，南郊，新京附近	北京，南郊，南苑（煉瓦原料）	石家莊郊外申后村	沙河鎭北村橋附近	大原より24km	大原より24km	大原より19km	北京郊外八里莊	大原城外汾河畔	天津津浦線堤防
眞比重	2.648	2.667	2.676	2.695	2.693	2.686	2.690	2.686	2.698	2.688	2.705
含水量	5.63	6.89	10.16	9.33	16.75	10.04	9.41	10.45	14.55	20.96	14.80

機械分析表

區分	粒徑(m,m)	1	2	3	4	5	6′	6″	7′	8′	8″	9
礫	20—2	0.64	0	0	0	0.56	0	0.04	0	0	0	0
細礫	2—1	1.04	0	0.08	0	0.10	0	0	0	0.12	0.12	0.20
粗粒砂	1—0.5	1.06	0.08	0.08	0	0.12	0.04	0.04	0.02	0.08	0.10	0.12
中粒砂	0.5—0.25	1.84	0.12	0.20	0.04	0.22	0.08	0.08	0.34	0.28	0.14	0.30
細粒砂	0.25—0.1	2.76	1.50	0.40	0.36	0.46	0.22	0.30	0.38	0.90	0.12	0.82
微粒砂	0.1—0.05	7.36	6.56	1.44	0.52	1.04	1.06	1.42	1.10	3.48	0.74	0.92
沈泥	0.05—0.005	61.92	84.74	81.20	79.82	73.62	69.06	79.16	72.36	76.54	83.90	52.48
粘土	>0.005	23.38	7.00	16.60	19.26	23.92	28.94	18.96	25.80	18.60	14.88	45.76
土質區分		沈泥質ローム	沈泥	沈泥	沈泥	粘土質沈泥	粘土質沈泥	沈泥	粘土質沈泥	沈泥	沈泥	粘土質沈泥



附一〔4〕 福島彌六・眞崎季隆——各種安定材混和による土壤安定法に關する實驗室試驗報告

〔土木試驗所報告 第47號，56～87頁，昭和14年10月〕

○○土壤23種に就き化學分析を行ひ水量，有機物，珪酸，礬土，酸化鐵，酸化石灰，酸化苦土……等を定量し，又物理的試驗により比重，含水量，塑性及び液性限界を測定し更に機械分析をなし粒子徑を測り土質區分をなした．

土壤安定材（Soil Stabiliser）としては，(1) 鹽化石灰 (2) 珪酸曹達 (3) 食鹽 (4) ポルトランド・セメント (5) 混合用アスファルト乳劑の5種を使用し，之を土壤に夫々 2%，8% を混じ成型壓力 30kg/cm² を成型し，其の 7日，14日，28日の壓縮强さを測定し，一方土壤安定材を混ぜざるものに就いても同樣な試驗を行ひその結果を比較して安定材混和による效果を各々の土壤に就いて比較し土壤の成分，性質と安定材の適否に就いて實驗的考察をした．

安定材は相手となる土質の成分，性質に依りその强度增進の效果に可成の優劣を認めれたが，效果ありと認めたる場合のみに就いて要約すると次の通りである．

1. 水のみを混和せる場合．一般に粘土質土壤に特に有效にして水のみにより固く硬化し著しく强度を增進する．

2. 鹽化石灰混和の場合．2%(乾燥土壤に對して，以下之に準ず）程度の混和は粘土質及び粘土ロオム質土壤に效果を認める．特に粘土質土壤は單に水のみを混和し乾燥した場合よりも少量の鹽化石灰を混用した方が一層有效である．

3. セメント混和の場合．8 %程度の混和はロオム質の1部及び大部分の砂質土壤の强度增進に極めて有效である．砂質土壤の砂含有量が多いもの程强度の增進が著しいもの樣である．

4. 珪酸曹達の場合．此れは鹽化石灰，セメントに較べて一般的には有效ならざるも唯砂含有量の多い砂質土壤に對し8%程度の混和が有效の樣に認めた．

5. 要するに，粘土質及び粘土ローム質土壤には水のみを混じ壓縮し乾燥するか，或は鹽化石灰2%程度の混合が最も有效と認められ，砂質土壤にはセメント8%程度の添加が有效と認められた．

附一〔5〕 福島彌六——支那のセメント工業及び最近の北支産セメントの品質に就て

中國ではセメントのことを我國と同樣に洋灰と稱ぶ他に「水泥」，「紅毛泥」とも云ひ，又發音より「土敏土」「細綠土」，「水門汀」とも言はれてゐる．

中國で始めてセメントが輸入されたのは19世紀初葉頃と云はれるが，一般民衆の無智と政府の保守的政策から土木建築方面へは殆んど用ひられず其の消費は極めて微々たるものであつた．

古來中國の建築には煉瓦を用ひ，目地には石灰粉と土泥とを混合した石灰モルタルを使用し之が年數が經るに從ひ相當堅牢なものとなる．之れは古い習慣と地震の少い關係と寒暑の差が甚だしい大陸的氣候の影響によるものであらうが此古くからの習慣は近代のコンクリートの利用が少くセメント消費量の增加しない有力なる原因と思はれる．

元來セメントの消費量は國の文化施設の水準の指標となると云はれてゐるが，之より從來中國のセメント消費量の一人當りを各國のそれと比較してみると，白 165kg，獨 119kg，英 105kg，佛 102kg，米 101kg，伊 96kg，日 53kg，滿 20kg，中國 1.5kg(1934年) となる．卽ち歐洲諸國が一人當り100～150kg（2～3袋），日滿が50～20kg（1～1/2袋）なるに對し，中國は實に 1.5kg（約1/30袋）の格段の相違を表し如何に近代の文化施設に縁

遠いものかが窺はれる.

思ふに此れは所謂近代文化が上海・南京・北京・廣東の一局地に限られ急激なる發達をなしたが, 未だ中國內地の廣漠たる奥地へは及ばない結果と見られよう. 然しながら他方南京, 北京に見られる大城壁, 市街の高樓特に紫金城の如き大建築物又は萬里の長城の如き大築造物が近代セメントの力を借りず泥土, 煉瓦, 石灰類の材料で建設された偉業を見ると中國では古來よりこれ以上の獨特の材料と經驗及び技術を持つてゐることが偲ばれ, この點恐懼に値するものであらう.

中國に初めてセメント工業の起つたのは清の德宗光緒2年 (1876年) と云はれ, 丁度我國の明治9年に當り, 我國が初めて深川にセメント製造所を設立した明治6年より後るゝこと僅に3年である. 即ち開礦鐵務局が炭鑛近くに英人技師を招聘し舊式竪窯を以つてセメントの製造を開所したのが濫觴である.

其後1890年頃より中國產業革命によりセメントの需要が增加し1907—1909年間に廣東河南土敏土廠, 大冶水門汀公司, 山東水泥公司, 濟南致水泥公司の工場が建設された.

降つて歐洲大戰の勃發となり一層工業界は躍進し上海水泥公司, 中國水泥公司, 廣東西村土敏土廠, 西北洋灰廠, 江南水泥公司, 江北薄利水泥廠等の工場が操業を創め今日の事變に及んだ.

斯の如く支那事變前までは啓新(河北省唐山工場), 華記(大冶工場), 上海(龍華工場), 中國(龍潭工場), 廣東西村土敏土廠(西村工場)の5大セメント合社の他に廣東土敏土廠(河南工場), 山東興業(滄口工場), 山西洋灰廠, 濟南致敬の地方的企業を入れて9企業10工場であり, その分布及び內容は夫々表—1 及び圖—1 に表した通りであつた.

表—1 中國セメント工業　(昭和12年, 支那事變前)

會社名	創立年月 (年)	資本金 (萬元)	工場所在地	年產能力 (萬樽)	商標
啓新洋灰公司	1876	1,400	河北省唐山鎭	000	馬
華記湖北水泥公司	1907 (1914年に啓新洋灰に買收された)	260	湖北省大冶	00	寶塔
中國水泥公司	1921	300	江蘇省句容縣龍潭	00	泰山
上海水泥公司	1921	300	上海郊外龍華	00	象
廣東西村廠	1928	400	廣東西村	000	五羊
廣東河南分工廠	1908	120	廣東市河南尾	00	獅子飛龍
致敬水泥公司	—	20	山東省濟南	0	機關車
西北洋灰廠	1932	50	山西省開陽縣	00	獅子頭
江北薄利水泥廠	1936	60	四川省重慶	00	—
江南水泥公司	1936	240	南京市役山	000	—

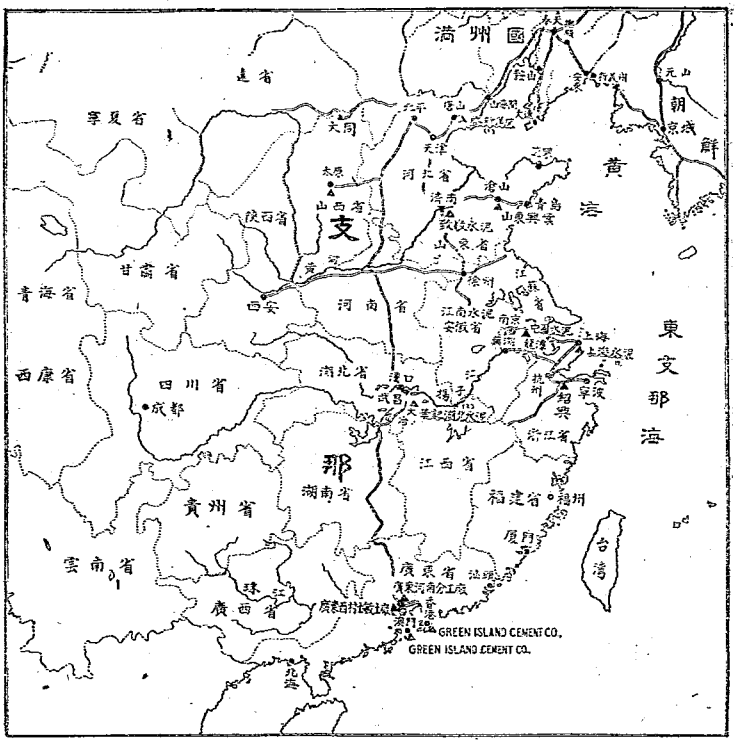
(セメント工業, 昭年12誌より)　(1937年6月)

北支に於て今支那事變後早くも復興せるセメント工場には○○省○○鎭の○○○○廠, ○○省○○○○廠, ○○省○○○○水泥廠等がある.

就中○○の○○○○廠は最古の歷史を有する中國第一のセメント工場で目下盛に操業を續けそのセメントは廣く北支の建設工事に使用されてゐる.

著者は昭和13年11月北支方面へ出張の際, 同工場を見學し, 副管理長張建新氏をにじめ金錫青, 汪勛讓及び化學技師の陳汝樺の諸氏に會ひセメントの技術に就て種々の打合せをなした.

○支那事變前に於ける支那セメント工業



其後北支建設總署佐藤寛政技正より同署の工事に使用する○○セメントの品質に關する試驗を依頼され土木試驗所にて行つた成績は次の通りである.

セメント分析表（1）

內務省土木試驗所

試料名　普通ポルトランド・セメント（馬牌印）1種	製造會社　○○○○○○洋灰有限公司工廠
依頼者　北京建設總署　（技正佐藤寛政氏）	目　的
受　付　昭和13年9月12日	一般化學性及び物理性性質の試驗

試料（1種）	化學分析								
	灼熱減量 Ig Loss %	不溶解殘査 Insol Res%	珪酸 SiO_2 %	礬土 Al_2O_3 %	酸化鐵 Fe_2O_3%	石灰 CaO %	苦土 MgO %	硫酸 SO_3 %	合計 %
試驗—1	1.28	0.11	22.69	5.41	2.87	64.57	1.31	1.16	—
試驗—2	1.34	0.14	22.56	5.30	2.89	64.49	1.36	1.16	—
平均値*	1.31	0.13	22.63	5.36	2.88	64.53	1.26	1.16	—
日本標準規格	＞4%						＜3	＜2	

試料	比率				構成化合物 (Bogue)				
	水硬率 H. M.	活動係數 SiO_2/Al_2O_3	珪酸率 SiO_2/R_2O_3	鐵率 Al_2O_3/Fe_2O_3	珪酸三石灰 $3CaO\cdot SiO_2$ %	珪酸二石灰 $2CaO\cdot SiO_2$ %	礬土酸三石灰 $3CaO\cdot Al_2O_3$ %	礬土鐵酸四石灰 $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ %	硫酸石灰 $CaSO_4$ %
試驗—1	2.08	4.19	2.74	1.89	46.5	31.0	9.5	9.0	2.0
試驗—2	2.10	4.26	2.76	1.83	46.0	30.0	9.4	9.0	2.0
平均値*	2.09	4.22	2.75	1.86	46.3	40.5	9.5	9.0	2.0
備考	* 試驗—1 及び—2 の分析結果より算出した平均値である								

セメント試驗成績表 (1)

内務省土木試驗所

試料名　普通ポルトランド・セメント(馬牌印) 1種	製造會社　○○○○○○有限公司工廠
依頼者　北京建設總署 (技正佐藤寛政氏)	目的
受付　昭和13年9月12日	一般物理性及び強度試驗

試料	粉末度 %		比重	凝結時間					膨張龜裂		
	4900孔	10000孔	(共儘)	水量 %	始發時—分	終結時—分	室温°C	温度 %	浸水法	煮沸法	温氣箱°C
1種	4.58	—	3.10	( ) 28.5	1—45	3—25	21.0～21.5	—	—	完全	—
日本標準規格	<12%		>3.05		<1時間	<10時間	15～25°C		完全	完全	15～25°C

試料	標準規格 1:3 モルタル								水槽温度 °C		
	抗張力 kg/cm²				耐壓力 kg/cm²						
	水量 %	3 日	7 日	28 日	水量 %	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
1種	6.8	32.1*	32.8*	41.4*	7.0	279*	369*	465*	22.0～20.0 °C		
日本標準規格		—	>20	>25		>150	>220	<300			

* 供試體三個に就ての平均値を示す

試料	軟練 1:2 モルタル(水—セメント比65%)							軟練 1:1 モルタル(水—セメント比45%)						
	抗折力 kg/cm²				耐壓力 kg/cm²			抗折力 kg/cm²				耐壓力 kg/cm²		
	フロー%	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日	フロー%	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
1種	173	30.2	42.0	62.5	106	154	249							

1. 化學分析結果に依ると，日本標準規格にも合格し，又本邦産普通ポルトランド・セメント 2～3 の市販品と比較するに類似せる成分を有し，普通セメントとして良質のものである．

2. 物理性及び強度試驗の結果に依ると，日本標準規格に合格し，又本邦普通ポルトランド・セメントの2～3市販品と比較するも餘り遜色を認めない．但し 1:2 軟練モルタルによる壓縮強さ (7日後) が幾分弱く現れて居る．

3. 要するに，本製品は現行日本標準規格に合格せる製品にして，本邦産普通セメントに良く類似せる比較的良製品と認められる．

4. 尚，本邦産各種市販セメントの試驗に關する成績に就ては，土木試驗所報告第41號，又中國セメント工業の概觀に就いては，日本ポルトランド・セメント同業會調査部調査資料第三號 (昭和 11 年) 及びセメント工業 (昭和12年11月) を參照したものである．

更に其後，昭和15年12月末に建設總署より同セメントの工事現場倉庫内にて約半年以上も貯藏し相當に風化を受けたものゝ試驗を依頼された．その成績は次の通りである．

セメント分析表

土試223號　　內務省土木試驗所

試料名	○○ポルトランド・セメント	製造會社	○○省○○○○セメント工場
依頼者	建設總署北京市建設工程局	目的	

試料	化学分析								
	灼熱減量 Ig.Loss %	不溶解殘渣 Insol Res %	珪酸 SiO_2 %	礬土 Al_2O_3 %	酸化鐵 Fe_2O_3 %	石灰 CaO %	苦土 MgO %	硫酸 SO_3 %	合計 %
1種（○○セメント）	2.65	0.51	20.76	8.61	3.02	60.01	1.83	1.76	98.69
日本標準規格	＜4 %						＞3 %	＞2 %	

備考　日本標準規格法により分析す.

セメント試驗成績表

內務省土木試驗所

試料名	○○ポルトランド・セメント	製造會社	○○省○○○○セメント工場
依頼者	建設總署北京市建設工程局	備考	現場倉庫内にて貯藏し風化を受けたるもの

試料	粉末度 %		比重	凝結時間				膨張龜裂		
	4900孔		（ ）	水量 %	始發時—分	終結時—分	室温 °C	温度 %	注水法	煮沸法	水温 °C
1種（○○セメント）	14.33		其値 3.056	26.25	0—13	4—01	16~21°C	57—75	脫板	完全	20.0C°
			均蒸後 3.233	備考　注水時より0時13分にて始發し凝結は進み，後徐々に注水時の軟度となり 2時10分より再び始發を來す							
日本標準規格	＞12%				＜1時間	＞10時間	15~25°C		完全	完全	15~25 °C

試料	標準規格 1:3 モルタル							水槽温度 °C		
	耐壓力 kg/cm²				抗張力 kg/cm²					
	水量 %	3 日	7 日	28 日	水量 %	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
1種	w/c 27.3	113	175	274	—	15.4	17.0	22.0	20°C		
（ 〃 ）											
日本標準規格		—	＞220	＞300	—	—	＞20	＞25			

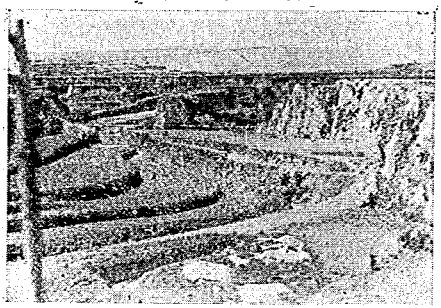
試料	軟練 1:2 モルタル（水—セメント比65%）							軟練 1:1 モルタル（水—セメント比45%）						
	抗折力 kg/cm²				耐壓力 kg/cm²			抗折力 kg/cm²				耐壓力 kg/cm²		
	フロー%	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日	フロー%	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
1種	160	13.9	21.1	39.2	29	53	119	205	28.1	44.9	65.4	87	117	239
（ 〃 ）														
臨時日本標準規格 149號		＞10	＞20	＞30	＞35	＜70	＜150							

即ち第2回目の同セメントは相當に風化を受けて變質したものであり凝結も變調し强度も可成低下したものである.

其他○○省○○の○○○○廠のセメントは同樣に建設總署より依頼され目下試驗中である.

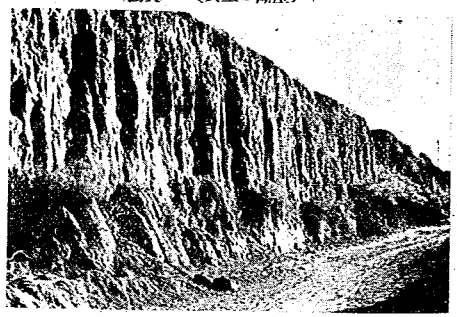
最後の寫眞（1~12）は北支黃土地帶の黃土層，地隙地帶，鐵道，道路，黃土煉瓦製造の狀態及び北支建設總署の材料試驗場を表したものであり，同黃土研究委員の著者及び金子，藤森の諸氏が撮影したものである，

寫眞—1（黄土地帶）



（金子）

寫眞—2（黄土の斷崖）

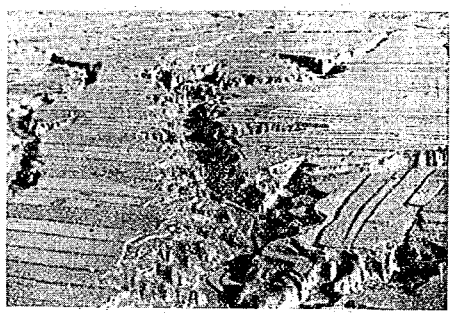


（金子）

寫眞—3（黄土の地隙）

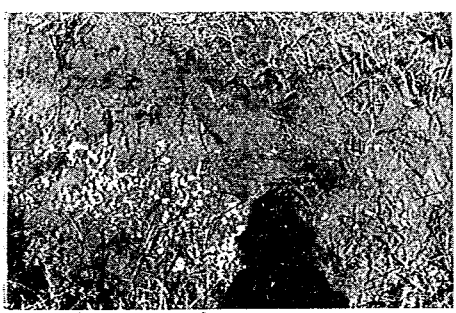
（金子）

寫眞—4（黄土の地隙）



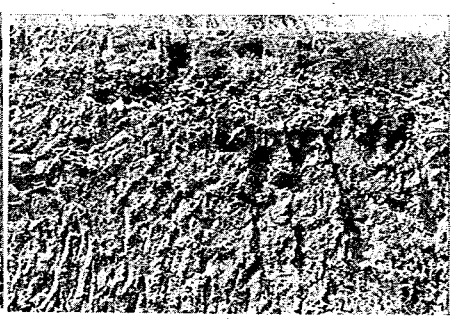
（金子）

寫眞—5（黄土地層）



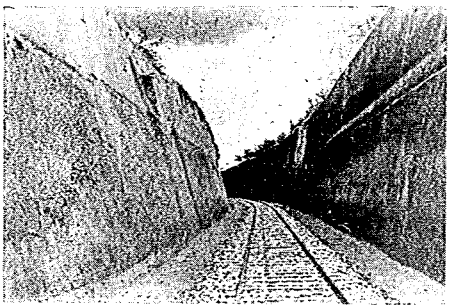
左方に見える無數つ白色塊は黄土子骨（Löss Kinder）である　（金子）

寫眞—6（黄土地層）



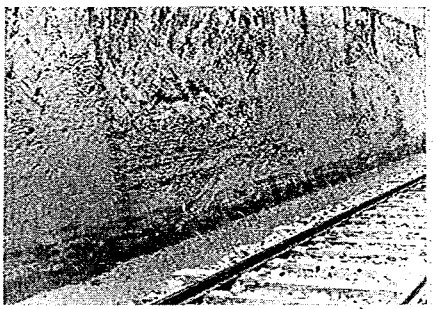
上部に表土が覆ひ砂礫の層がある　（金子）

寫眞—7（黃土地帶の鐵道）



（金子）

寫眞—8（鐵道の法面）

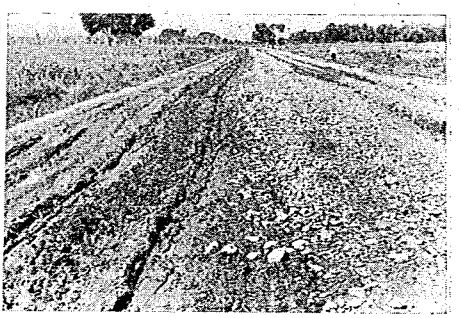


（金子）

寫眞—9（出水による道路の泥濘）

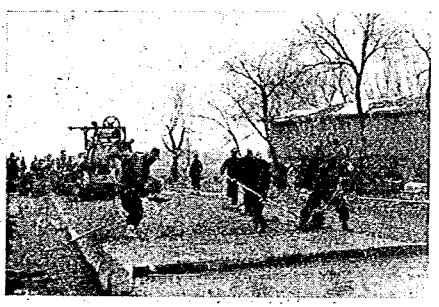
（金子）

寫眞—10（田舍道）



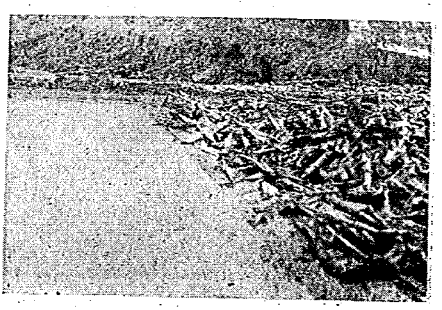
（金子）

寫眞—11（コンクリート鋪裝工事）



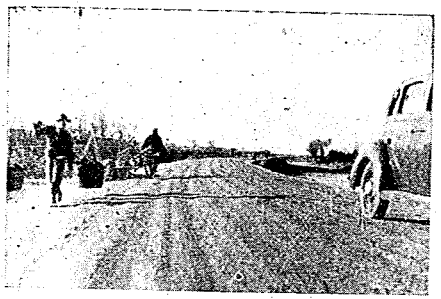
支那苦力を使つた冬期の工事　（福島）

寫眞—12（コンクリートの養生）



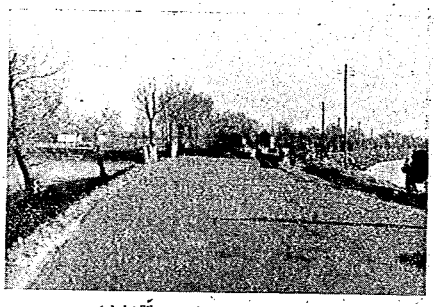
養生に高粱殻を用ひる　（福島）

寫眞—13（煉瓦鋪裝道）



（磨耗甚しく路面に溝を生ず）（福島）

寫眞—14（乳剤の表面處理）



（寒氣嚴しく表層の剝離甚だし）（福島）

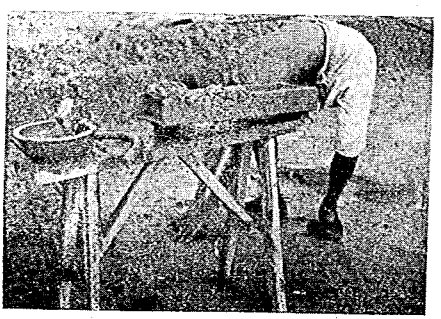
寫眞—15（アスファルト鋪裝の破損個處の調査）

（寒氣烈しく鋪裝の龜裂，破損多し）（福島）

寫眞—16（アスファルト鋪裝の破損個處の調査）

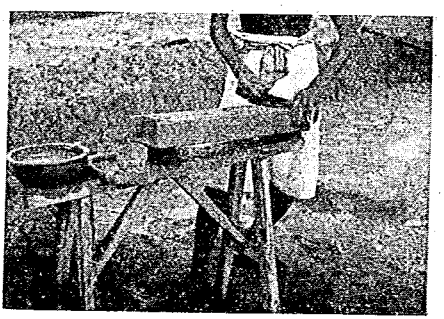
（福島）

寫眞—17(天日煉瓦の製造—1)



（金子）

寫眞—18（同—2）

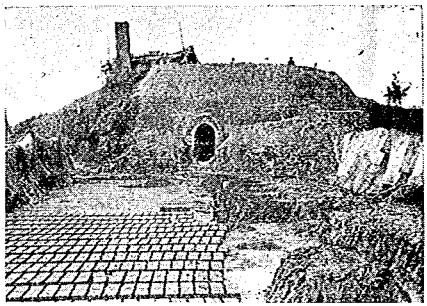


（金子）

寫眞—19（同—3）

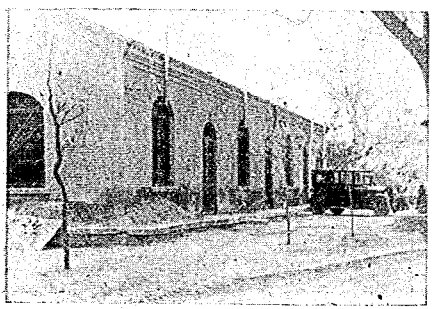
（金子）

寫眞—20（煉瓦工場）



（金子）

寫眞—21（建設總署材料試驗室）



（福島）

寫眞—22（同）

（福島）

（內務省土木試驗所．昭和16年5月—1941）

鋼道路橋設計資料並びに
鋲結鈑桁橋標準設計案

囑託　牧野　喬

昭和14年に發表された內務省の「鋼道路橋設計示方書案」は本邦橋梁技術界に一變革を齎らすものであつて，これが實施後に出來る鋼道路橋が，其强さに於て其細部構造に於て既設のものと趣を異にするところあるは當然の結果である．從つて舊來の規定に準據して設定された各種の橋梁規準の如きものは自ら革めらるべき性質のものである．　本稿はこの點に鑑み發きに當所にて發表した「國道鋲結鈑桁橋標準設計案」を新示方書の下に改めたもので，囑託牧野喬君，所員梅津庠記君，間宮保君の努力になつたものである．

內務技師　青木楠男

緒　言

昭和10年所報第三十號に「國道鋲結鈑桁橋標準設計案」を發表するに當り，その緒言に於て次の點を斷つて置いた．「遠からず我國に於ても鋼道路橋の細目設計に關する示方書の制定を見る筈であるが，その曉には本設計案もこれに應じ多少の變改を必要とするに至るであらう」と．

當時既に設置せられてゐた鋼道路橋示方書改正委員會は，その後數年間に亘つて鋭意調査研究を進め，遂に成案を得て昭和14年2月「鋼道路橋設計示方書案」を發表するに至つた．この新示方書は，從來の「道路構造に關する細則案」に對する單なる補正ではなく，全般的且つ飛躍的な大改正であつて，橋梁の等級・設計荷重・衝撃・許容應力等設計の基本大綱を悉く改め，更に細則案に缺除せる細目設計の規格條項を網羅してゐる．從つて從來我々の手許に準備されてゐた設計資料の類は，殆どすべて價値を失つてしまひ，全く新規蒔直しの狀態となつたのであつて，若しこの劃期的改正が事變前の平常時に行はれたとすれば，設計者の困惑と難澁は，恐らく吋一封度法からメートル法への移行當時と同樣或はそれ以上であらうと思はれる．現在，時局柄鋼道路橋の新設工事が皆無に等しい狀態にあることは，新示方書の反響や實績を見る上には誠に遺憾に堪へない次第であるが，一面，新示方書の實施に備へる準備期が與へられたと考へれば，寧ろ僥倖とも言ふべきであり，我々は須らくこの期間を利用して新示方書の內容を充分吟味檢討すると共に，後日の設計に對する資料の整備に心懸くべきであらう．

上述の事情を稽へ，今回舊標準設計案の徹底的改訂を行ふに當つては，單に新示方書に準據せる設計規範を設定するに止まらず，今後の設計に必要と思はれる資料を作製することに努めた．こゝに發表するものは，その資料の一部と新標準設計案であり，勿論完璧とは言ひ得ないのであるが，これによつて新示方書の實施に伴ふ設計上の困難と錯誤を輕減し得れば幸である．

I.　鋼道路橋に於ける床版の寸法(圖—1及び圖—2)

床版の設計に當つては，示方書に定められた許容應力をそのまゝ作用せしめるのが最も經濟的とは限らない．鐵筋工費とコンクリート工費との比率に應じ，或適當な應力値を以て設計上の作用應力とする時最も經濟的な設計が得られるのである．また一面，鋼橋に於ける床版は，その厚さを可及的薄くして死荷重の輕減に努める必要に迫られてゐる．この樣な觀點に立ち，鐵筋及びコンクートの比較工費を考慮せる場合の最も有利なる作用應力

として次の結果を得た.

(a) 鐵筋の作用應力を 1,200kg/cm² とする場合には, コンクリートの作用應力は 45kg/cm²

(b) 鐵筋の作用應力を 1,300kg/cm² とする場合には, コンクリートの作用應力は 50kg/cm²

(a)の組合せは從來慣用のもので, その點最も無難ではあるが, この組合せを用ひ新示方書の規定に從つて設計せる床版は, 從來の細則案に準據せるものに比して可成り厚いものとなり, これによる橋床重量の增加は, 設計活荷重の增加と相俟つて, 新示方書適用による所要鋼重の增加に拍車をかけるであらう. この意味に於て, 著者は(b)の組合せの採用を推奨したいのであるが, この場合には使用材料に少くとも次の如き制限を設ける必要がある.

鐵筋の引張强さ : $\sigma_B > 4{,}500 kg/cm^2$

コンクリート材齡28日の壓縮强さ : $\sigma_{28} > 150 kg/cm^2$

圖—1 は(a)の組合せ, 圖—2 は(b)の組合せを採用せる場合の床版所要寸法であり, 本圖表の作製に當つては, 次の如き假定の下に近似計算を行つた.

(イ) 上置層の厚さは鋪裝・敷コンクリートを含めて 6cm. その重量は 0.14t/m² とする.

(ロ) 床版の正の最大スパン曲げモーメントは單純梁としての最大曲げモーメントの 0.8 倍とする.

(ハ) 鐵筋の被りはすべて 2.5cm とする.

從つて本圖表の値は第1次計算に必要な大體の見通しを與へるのであつて, 床版の最終計算に於ては上置層の實際厚さを用ひ, 且つ單純支點上の連續梁に對する計算法に從つて, 實際の曲げモーメントを算出すべきである.

II. 主桁の最大活荷重曲げモーメント(圖—3乃至圖—18)

圖—3 乃至圖—18は活荷重による主桁中央點の最大曲げモーメント (衝撃を含まず) を圖示せるもので, 本圖表によれば, 主桁の斷面決定に必要な最大曲げモーメントの値を, 極めて迅速且つ正確に見出し得るのである. 圖中實線は中桁, 破線は側桁に對する値を示し, これらの値は鋼橋の場合のみならず, 鐵筋コンクリートT桁橋に對しても適用し得る.

橋梁の有効幅員としては, 「道路構造令並同細則改正案要項」第四及び第五の規定に從ひ, 一等橋に對しては, 5.5m, 6.0m, 7.5m, 9.0m の4種, 二等橋に對しては 4.5m, 5.5m, 6.0m, 7.5mの4種を採り, 支間は 4m から 30mに及んでゐる.

道路橋に於ては, 幅員・主桁間隔及び主桁數に應じて活荷重の負載方法が多少異り, 活荷重曲げモーメントの大さに關係するファクターが非常に多いため, 本圖表の作製に要した計算手數は豫想以上であつたが, 近似・省略等を一切行はず努めて嚴密正確を期した. 從來活荷重の負載方法を誤るものが往々見受けられ, 殊に今回の如き示方書改正に際しては一層その危險が多いのであるが, 本圖表の利用によつてこれを防ぎ得ると考へる. 尙細則案に準據して主桁の最大活荷重曲げモーメントを求めた圖表は以前二, 三作製されたが, それらは何れも曲げモーメントを主桁間隔と支間の函數として表したものであつて, 中桁側桁の區別がなく且つ幅員及び主桁數の影響を無視してゐるから, 特定の幅員に於ける特定の主桁に對しては可成りの誤差を免れない. 本圖表は中桁と側桁を區別して幅員別に作製してあるから, 斯かる誤差の憂れはなく常に正確な値が得られるのである.

圖中の曲線に現はれた性質に就て一言すれば, 3 主桁以上を用ひる場合, 中桁の曲げモーメントは主桁間隔と共に增すが, 側桁の曲げモーメントは, その分擔する幅員の關係上, 主桁間隔が增すと却つて減少する. 而して

兩曲線の交點は中桁と側桁の活荷重曲げモーメントを等しからしめる主桁間隔* を示すものであつて，これは主桁間隔決定の際の根據となるであらう．尤も或幅員に對し如何なる主桁間隔を最も有利とするかは，荷重の大小・支間の長短・構造細目の難易等とも關係を有するから，本圖表のみから即斷することは早計であるが，上記の交點を考慮することによつて選擇の範圍を著しく狹め得るのである．例へば幅員 9m の一等橋に就て言へば，3—主桁なら 3.3m 附近，4—主桁なら 2.4m 附近，5—主桁なら 1.9m 附近，6—主桁なら 1.5m 附近の主桁間隔が，荷重分擔の比率から言つて好都合なのであつて，このうちから構造の難易によつて選擇すればよい．但し斯樣な主桁間隔を用ひると，多くの場合幅員の兩側端に於ける床版突出量が大となつて，鋼製ブラッケットの必要を生じて來る．後述の標準設計案に於て，主桁間隔の選定が上の方針通りとなつてゐないのは，鋼製ブラッケットの使用を避ける方針を採つたからである．

III. 各種鈑桁斷面の抵抗モーメント

新示方書第八十六條の鈑桁設計規定に從ひ，各種鈑桁斷面に對する抵抗モーメントを算出したものが圖—19乃至圖—25である．鈑桁斷面としては支間 30m 以下の道路橋に對して適當と思はれる表—1 の如き71種の斷面を選び（但し，表中×印を附した斷面即ち圖中破線で示した斷面は，已むを得ざる場合のほか使用せざるを可とする），腹鈑厚さは 8mm，9mm，10mm，11mm，12mm，13mm，14mm の7種をとつた．

道路橋の鈑桁に於ては，殆ど例外なく引張側抵抗モーメントの方が壓縮側より小さいから，本圖表に示した値はすべて引張側抵抗モーメントであり，その算出には次式を用ひた．

$$M=\frac{\sigma'_{ta}I}{y_t}$$

式中　y_t＝中立線より引張縁に至る距離（cm）

I＝鈑桁總斷面の中立線の周りの慣性モーメント（cm⁴）

$$\sigma'_{ta}=\sigma_{ta}\cdot\frac{A_n}{A_g}=1{,}300\cdot\frac{A_n}{A_g}\ (\mathrm{kg/cm^2})$$

A_g＝引張突縁の總斷面積（cm²）

A_n＝引張突縁の純斷面積（cm²）

尙圖—19の左上の表は，各種腹鈑厚さに對する鈑桁桁高の許容最大限を新示方書第八十八條の規定

$$t=\frac{1}{12}\sqrt{h}$$

式中　t＝腹鈑の厚さ（cm）

h＝上下兩突縁山形鋼を腹鈑に連結する內側鉄線間距離（cm）

に從つて算出したものである．

本圖表を使用して鈑桁斷面を決定するには，先づ圖—3 乃至圖—18によつて最大活荷重曲げモーメントを知り，これに衝撃及び死荷重による曲げモーメントを加算して支間中央の最大曲げモーメントを求める．一方支間及び最大曲げモーメントに應じて桁高を定め，これに對して必要な腹鈑厚さを圖—19左上の表によつて決定する．この腹鈑厚さに該當する抵抗モーメント圖表中に於て，既に決定せる最大曲げモーメントと桁高とに對應する點を

* 一般に側桁の死荷重曲げモーメントは中桁より可成り大となるから，全曲げモーメントを等しからしめる主桁間隔はこれより稍大となる．

表--1 鈑桁斷面（×印を附したる斷面はなるべく使用せざるを可とす）

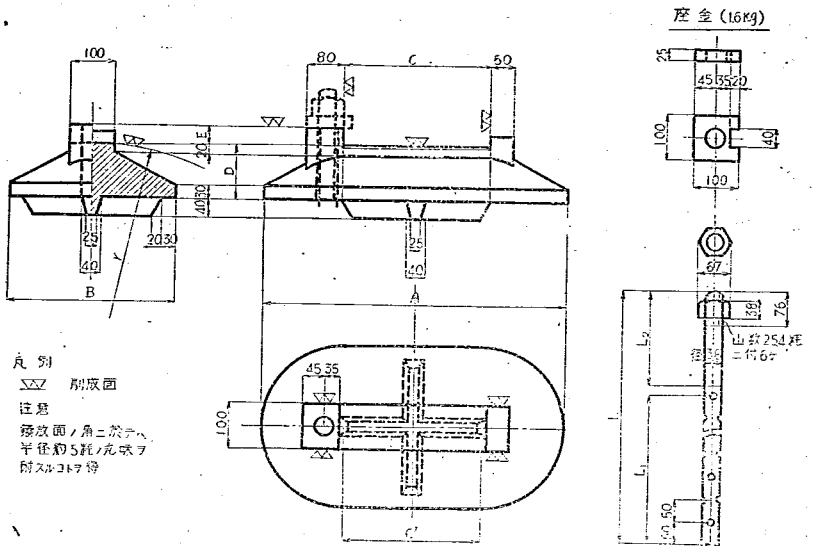
番号	天蓋山形鋼 寸法	天蓋山形鋼 斷面	蓋鈑 寸法	蓋鈑 斷面	天蓋 總斷面	番号	天蓋山形鋼 寸法	天蓋山形鋼 斷面	蓋鈑 寸法	蓋鈑 斷面	天・鈑 總斷面
1	2-L125×90×10	41.00	1-270× 9	24.3	65.3	35	2-L150×100×12	57.12	3-320× 9	86.4	143.52
2	〃	〃	280× 9	25.2	66.2	36	〃	〃	330× 9	89.1	146.22
3	〃	〃	290× 9	26.1	67.1	37	〃	〃	340× 9	91.8	148.92
4	〃	〃	300× 9	27.0	68.0	38	〃	〃	350× 9	94.5	151.62
5	〃	〃	290×10	29.0	70.0	39	〃	〃	330×10	99.0	156.12
6	〃	〃	300×10	30.0	71.0	40	〃	〃	340×10	102.0	159.12
7	〃	〃	310×10	31.0	72.0	41	〃	〃	350×10	105.0	162.12
× 8	2-L150×100×9	43.68	1-320× 9	28.8	72.48	42	〃	〃	360×10	108.0	165.12
× 9	〃	〃	330× 9	29.7	73.38	43	〃	〃	340×11	112.2	169.32
×10	〃	〃	340× 9	30.6	74.28	44	2-L150×100×15	70.5	3-350×10	105.0	175.5
×11	〃	〃	350× 9	31.5	75.18	45	〃	〃	360×10	108.0	178.5
12	2-L150×100×12	57.12	1-320× 9	28.8	85.92	46	〃	〃	340×11	112.2	182.7
13	2-L125×90×10	41.00	2-270× 9	48.6	89.6	47	〃	〃	350×11	115.5	186.0
14	〃	〃	280× 9	50.4	91.4	48	〃	〃	360×11	118.8	189.3
15	〃	〃	290× 9	52.2	93.2	49	〃	〃	370×11	122.1	192.6
16	〃	〃	300× 9	54.0	95.0	50	〃	〃	350×12	126.0	196.5
17	〃	〃	290×10	58.0	99.0	51	〃	〃	360×12	129.6	200.1
18	〃	〃	300×10	60.0	101.0	52	〃	〃	370×12	133.2	203.7
19	〃	〃	310×10	62.0	103.0	53	〃	〃	380×12	136.8	207.3
×20	2-L150×100×9	43.68	2-330× 9	59.4	103.08	54	2-L150×150×15	85.48	3-370×12	133.2	218.68
×21	〃	〃	340× 9	61.2	104.88	55	〃	〃	380×12	136.8	222.28
×22	〃	〃	350× 9	63.0	106.68	56	〃	〃	350×14	147.0	232.48
23	2-L125×90×10	41.00	3-270× 9	72.9	113.9	57	〃	〃	360×14	151.2	236.68
24	〃	〃	280× 9	75.6	116.6	58	〃	〃	370×14	155.4	240.88
25	〃	〃	290× 9	78.3	119.3	59	〃	〃	380×14	159.6	245.08
26	〃	〃	300× 9	81.0	122.0	60	〃	〃	390×14	163.8	249.28
27	2-L150×100×12	57.12	2-330×10	66.0	123.12	61	〃	〃	400×14	168.0	253.48
28	〃	〃	340×10	68.0	125.12	62	2-L150×150×19	106.76	3-380×14	159.6	266.36
29	〃	〃	350×10	70.0	127.12	63	〃	〃	390×14	163.8	270.56
30	〃	〃	360×10	72.0	129.12	64	〃	〃	400×14	168.0	274.76
31	〃	〃	340×11	74.8	131.92	65	〃	〃	410×14	172.2	278.96
32	2-L150×100×15	70.50	2-330×10	66.0	136.5	66	〃	〃	400×15	180.0	286.76
33	〃	〃	340×10	68.0	138.5	67	〃	〃	410×15	184.5	291.26
34	〃	〃	350×10	70.0	140.5	68	〃	〃	420×15	189.0	295.76
						69	〃	〃	410×16	196.8	303.56
						70	〃	〃	420×16	201.6	308.36
						71	〃	〃	430×16	206.4	313.16

見出せば，その點の直上にある曲線の番號によつて最も經濟的な斷面を知り得るのである．例へば，今 $M=22,000,000$kg·cm，桁高=140cm とすれば，圖—19左上の表により腹鈑厚さを 10mm とすべきことを知るから，圖—21を見て抵抗モーメント 22,000,000kg·cm と桁高 140cm の線の交點から斷面番號 30(2—L150×100×12, 2—360×10) が最も經濟的なることを知るのである．

IV. 鈑桁用支承沓の標準

表—2 は示方書第七十條及び第七十一條に從つて鈑桁用支承沓（鑄鐵製線搖承）の各部所要寸法を計算せる結

表—2　鈑桁用鋳鉄沓及附属品（支間10m～30m）



番号	支持力 (tons)	重量 (Kg)	支圧面積 (cm²)	沓 寸法 (m/m) A	B	C	C'	D	E	Y	材質	アンカーボルト 重量 (Kg)	寸法 (m/m) L	L1	L2	材質
No. 1	38	50	1076	500	240	270	260	80	35	350	鋳鉄	73	760	550	140	SS41
2	42	54	1207	520	260	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃
3	47	58	1344	540	280	〃	〃	〃	〃	400	〃	〃	〃	〃	〃	〃
4	52	69	1487	550	300	〃	〃	90	37	450	〃	74	770	〃	200	〃
5	57	75	1636	580	320	〃	〃	〃	〃	500	〃	〃	〃	〃	〃	〃
6	56	76	1607	600	300	320	300	〃	〃	400	〃	〃	〃	〃	〃	〃
7	62	81	1764	620	320	〃	〃	〃	〃	450	〃	〃	〃	〃	〃	〃
8	67	85	1928	640	340	〃	〃	100	〃	〃	〃	75	780	〃	210	〃
9	73	101	2098	660	360	〃	〃	〃	40	500	〃	76	790	〃	215	〃
10	80	117	2274	680	380	〃	〃	110	〃	550	〃	77	800	〃	225	〃
11	86	124	2457	700	400	〃	〃	〃	〃	600	〃	〃	〃	〃	〃	〃
12	93	142	2645	720	420	〃	〃	120	〃	650	〃	〃	810	〃	235	〃
13	99	150	2841	740	440	〃	〃	〃	〃	700	〃	〃	〃	〃	〃	〃
14	106	170	3042	760	460	〃	〃	130	〃	750	〃	78	820	〃	245	〃

果であり，本表により反力から直ちに使用すべき沓の寸法を知り得る．

各部の厚さは曲げ應力に對して安全なる様に定め，支壓曲面の半徑は鑄鐵の許容最大支壓應力を 3,500kg/cm² として Hertz の公式によつて定めた．可動端の伸縮支承は，示方書第七十一條により支間 30m 以下の鈑桁に對して滑り支承の使用が許されるから，固定端と同一の沓を用ひ，たゞ底鈑の切込みを除去すればよい．アンカーボルトの埋込み長さは，示方書第七十二條により直徑の 15 倍以上もした．

V. 標準設計案

前揭の設計諸資料を利用して各種支間の一等橋（幅員 7.5m, 6.0m）及び二等橋（幅員 6.0m, 5.5m）の設計々算を行ひ，表—3乃至表—6の如き結果を得た．

表—3 道路鈑桁橋（一等橋；幅員 7.5m）

支間 (m)	桁中心間 (m) 主桁	桁中心間 (m) 縦桁	床版厚 (cm)	格間長 (m)	縦桁	横桁	中桁 max M (t·m)	中桁 斷面	側桁 max M (t·m)	側桁 斷面
10	3.30	1.65	16	4×2.50	I 300×150×8	I 400×150×10	77.8	4 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 830×8	56.5	2 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 830×8
12	〃	〃	〃	4×3.00	I 350×150×9	〃	105.7	4 – 290×10 4–L 125×90×10 1 – 960×8	77.0	2 – 290×10 4–L 125×90×10 1 – 960×8
14	〃	〃	〃	2×2.50 3×3.00	〃	〃	138.3	6 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 1,070×9	101.0	4 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 1,070×9
16	〃	〃	〃	2×3.05 3×3.30	〃	〃	175.7	6 – 300×9 4–L 125×90×10 1 – 1,230×9	128.6	4 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 1,230×9
18	〃	〃	〃	5×3.60	〃	〃	218.0	6 – 320×9 4–L 150×100×12 1 – 1,310×10	159.7	4 – 320×9 4–L 150×100×12 1 – 1,310×10
20	6.60	〃	〃	2×3.34 4×3.33	〃	4–L 125×90×10 1 – 850×8	—	——	322.8	6 – 350×10 4–L 150×100×12 1 – 1,610×10
22	〃	〃	〃	2×3.15 5×3.14	〃	4–L 125×90×10 1 – 830×8	—	——	386.9	6 – 340×11 4–L 150×100×15 1 – 1,730×11
25	〃	〃	〃	2×3.50 5×3.60	〃	4–L 125×90×10 1 – 870×8	—	——	494.9	6 – 380×12 4–L 150×100×15 1 – 1,910×12
30	〃	〃	〃	2×3.10 7×3.40	〃	4–L 125×90×10 1 – 850×8	—	——	707.3	6 – 400×14 4–L 150×150×15 1 – 2,210×12

表—4 道路鈑桁橋（一等橋；幅員 6.0m）

支間 (m)	桁中心間 (m) 主桁	桁中心間 (m) 縦桁	床版厚 (cm)	格間長 (m)	縦桁	横桁	中桁 max M (t·m)	中桁 斷面	側桁 max M (t·m)	側桁 斷面
10	2.50	1.25	15	4×2.50	I 250×125×7.5	I 300×150×8	58.1	2 – 300×10 4–L 125×90×10 1 – 750×8	47.8	2 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 750×8
12	〃	〃	〃	5×2.40	〃	〃	78.8	4 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 870×8	65.3	2 – 290×9 4–L 125×90×10 1 – 870×8
14	〃	〃	〃	2×2.50 3×3.00	I 300×150×8	〃	103.0	4 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 1,020×8	85.9	2 – 310×10 4–L 125×90×10 1 – 1,020×8

（表—4 の 續 き）

16	4.80	1.6	15	2×3.05 3×3.30	I 350×150×9	4–L90×90×10 1 – 600×8	—	——	173.4	6 – 280×9 4–L125×90×10 1 – 1,290×10
18	〃	〃	〃	5×3.60	〃	4–L90×90×10 1 – 620×8	—	——	215.4	6 – 350×10 4–L150×100×12 1 – 1,400×10
20	〃	〃	〃	2×2.75 5×2.90	I 300×150×8	4–L90×90×10 1 – 580×8	—	——	262.3	6 – 330×9 4–L150×100×12 1 – 1,500×10
22	〃	〃	〃	2×3.00 5×3.20	I 350×150×9	4–L90×90×10 1 – 600×8	—	——	314.2	6 – 340×10 4–L150×100×12 1 – 1,600×11
25	〃	〃	〃	2×3.50 5×3.60	〃	4–L90×90×10 1 – 620×8	—	——	401.8	6 – 350×11 4–L150×100×15 1 – 1,760×11
30	〃	〃	〃	2×3.10 7×3.40	〃	4–L90×90×10 1 – 610×8	—	——	573.4	6 – 350×14 4–L150×150×15 1 – 2,020×12

表—5　道路鈑桁橋（二等橋；幅員 6.0m）

支間	桁中心間(m)		床版厚	格間長	縦桁	横桁	中桁		側桁	
(m)	主桁	縦桁	(cm)	(m)			max M (t·m)	斷面	max M (t·m)	斷面
10	2.50	1.25	15	4×2.50	I 250×125×7.5	I 300×150×8	48.5	2 – 270×9 4–L125×90×10 1 – 690×8	40.8	2 – 270×9 4–L125×90×10 1 – 690×8
12	〃	〃	〃	5×2.40	〃	〃	66.7	2 – 310×10 4–L125×90×10 1 – 830×8	56.4	2 – 270×9 4–L125×90×10 1 – 830×8
14	〃	〃	〃	2×2.50 3×3.00	〃	〃	88.0	4 – 270×9 4–L125×90×10 1 – 930×8	74.8	2 – 300×10 4–L125×90×10 1 – 930×8
16	4.80	1.60	15	2×3.05 3×3,30	I 300×150×8	I 450×175×11	—	——	151.2	4 – 310×10 4–L125×90×10 1 – 1,240×9
18	〃	〃	〃	5×3.60	〃	〃	—	——	188.9	6 – 290×9 4–L125×90×10 1 – 1,330×10
20	〃	〃	〃	2×2.75 5×2.90	〃	〃	—	——	231.2	4 – 340×11 4–L150×100×12 1 – 1,430×10
22	〃	〃	〃	2×3.00 5×3.20	〃	〃	—	——	278.0	6 – 340×9 4–L150×100×12 1 – 1,530×10
25	〃	〃	〃	2×3.50 5×3.60	〃	〃	—	——	357.3	6 – 340×11 4–L150×100×12 1 – 1,700×11
30	〃	〃	〃	2×3.10 7×3.40	〃	〃	—	——	513.2	6 – 380×12 4–L150×100×15 1 – 1,960×12

表—6 道路鈑桁橋（二等橋；幅員 5.5m）

支間 (m)	桁中心間 (m) 主桁	縦桁	床版厚 (cm)	格間長 (m)	縦桁	横桁	中桁 max M (t-m)	中桁 斷面	側桁 max M (t-m)	側桁 斷面
10	2.20	—	16	4×2.50		I 250×125×7.5	42.0	2 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 660×8	39.0	2 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 660×8
12	〃	—	〃	5×2.40		〃	57.9	2 – 290×9 4–L 125×90×10 1 – 780×8	53.9	2 – 270×9 4–L 125×90×10 1 – 780×8
14	〃	—	〃	2×2.50 3×3.00		〃	76.7	2 – 310×10 4–L 125×90×10 1 – 930×8	71.5	2 – 290×9 4–L 125×90×10 1 – 930×8
16	4.20	2.10	16	2×3.05 3×3.30	I 350×150×9	I 400×150×10	—	——	140.8	4 – 300×10 4–L 125×90×10 1 – 1190×9
18	〃	〃	〃	5×3.60	〃	〃	—	——	176.0	6 – 280×9 4–L 125×90×10 1 – 1,290×10
20	〃	〃	〃	2×2.75 5×2.90	I 300×150×8	〃	—	——	215.5	4 – 350×10 4–L 150×100×12 1 – 1,390×10
22	〃	〃	〃	2×3.00 5×3.20	I 350×150×9	〃	—	——	259.3	6 – 320×9 4–L 150×100×12 1 – 1,490×10
25	〃	〃	〃	2×3.50 5×3.60	〃	〃	—	——	333.3	6 – 350×10 4–L 150×100×12 1 – 1,650×11
30	〃	〃	〃	2×3.10 7×3.40	〃	〃	—	——	479.0	6 – 370×12 4–L 150×100×15 1 – 1,880×12

この全部に對して圖面を作製することは極めて困難な事情にあつたから，今回は表—3（一等橋；幅員 7.5 m）の分だけを作圖するに止めた．卷末添附の附圖がその設計圖であり，これを參考とし表—4乃至表—6の場合の作圖を行ふことは，既に設計の經驗ある人にとつては極めて容易なことゝ考へる．

各部の設計方針のうち，新示方書に明示あるものは勿論それに從ひ，明示なきものに對しては大體前回の方針を踏襲することゝした．その結果舊設計案と顯著な相違を來した點は次の3つである．

（a） 舊設計案では，上突縁の蓋鈑のうち1枚を桁端まで延長して桁端附近の主桁斷面を上下非對稱としたのであるが，新示方書第八十九條は上突縁がコンクリートで覆はれる場合を除外例として認めてゐるから，新設計案では蓋鈑の延長を廢止して桁端附近の斷面を上下對稱とした．

（b） 示方書第四十五條により鋼材の許容最小厚さが 8mm となつたから，桁高 103cm 以下の鈑桁に對して厚さ 8mm の腹鈑を使用した．但し横構用裏鈑の厚さは元通り 9mm とした．

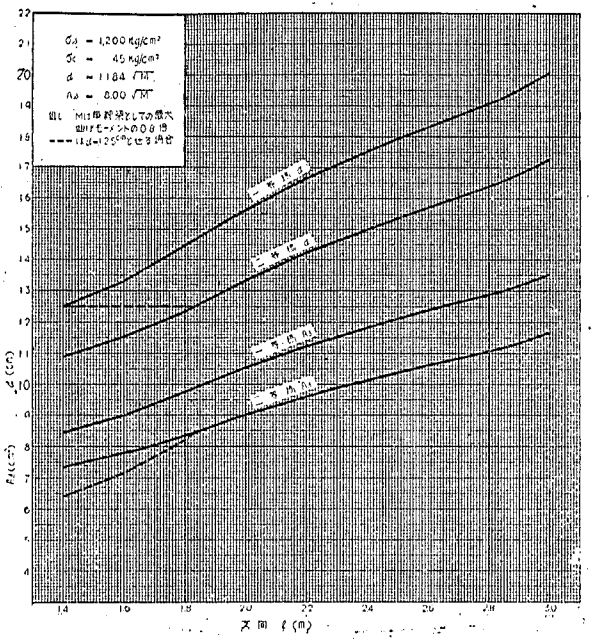
（c） 舊設計書では，支間 20m 乃至 30m の場合（主桁2本の場合）に縦桁を横桁突縁上に取付けたが，今回は示方書第七十六條の趣旨に從ひ，縦桁の横方向安定を考慮してこれを横桁間に鈑結する樣に改めた．

新示方書の適用により鋼橋の鋼重がどの程度增すかは，我々が最も關心を寄せた點であるが，新舊兩設計案の

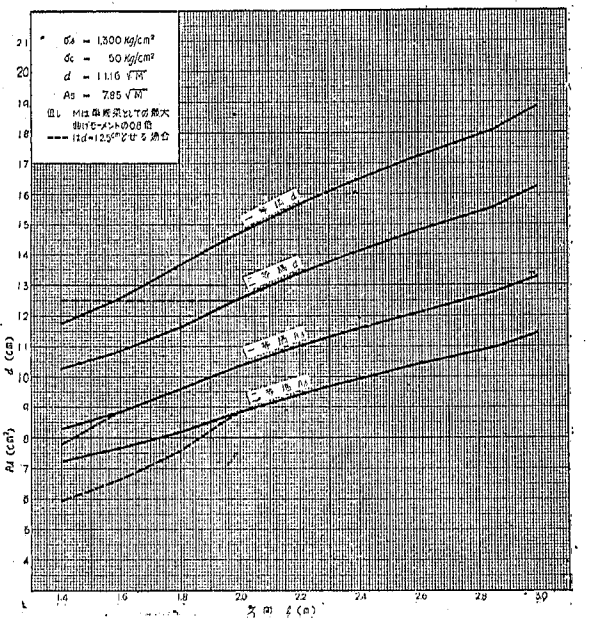
比較により鋼重の増加が平均 10% 程度であることを確め得た．下記はその比較表である．

支間(m)		10	12	14	16	18	20	22	25	30
鋼重（沓を除く）（t）	舊	10.48	13.03	16.93	19.52	23.40	28.56	33.94	40.60	57.92
	新	11.69	14.01	18.36	21.07	26.49	32.13	37.57	44.60	62.03
比率		1.115	1.075	1.034	1.079	1.132	1.125	1.107	1.099	1.071

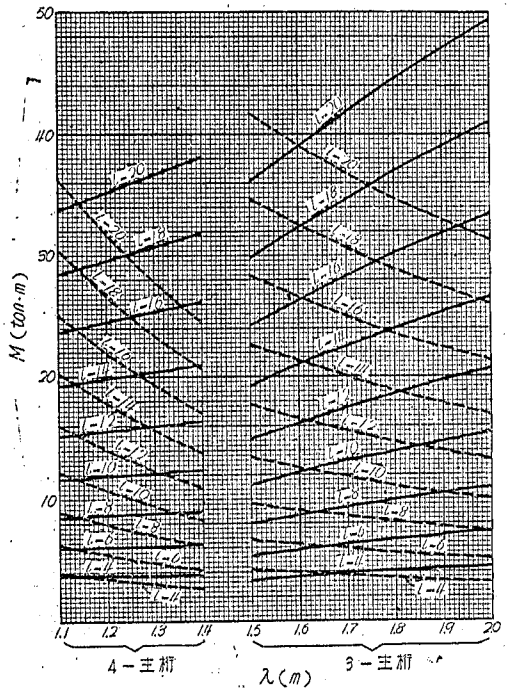
圖—1　鋼道路橋に於ける床版の寸法　其の一



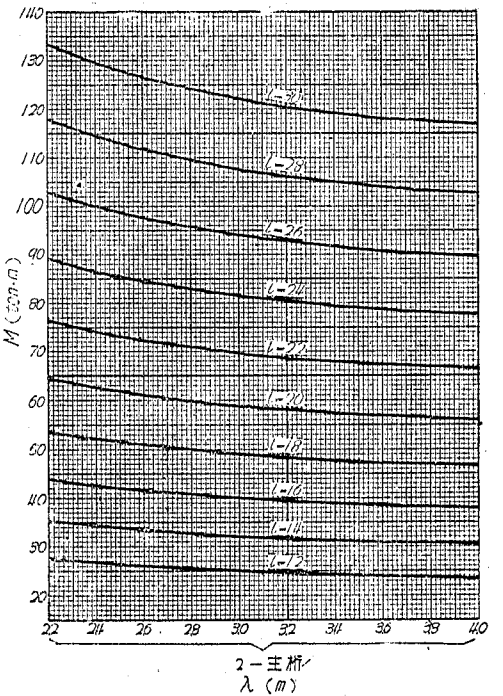
圖—2　鋼道路橋に於ける床版の寸法　其の二



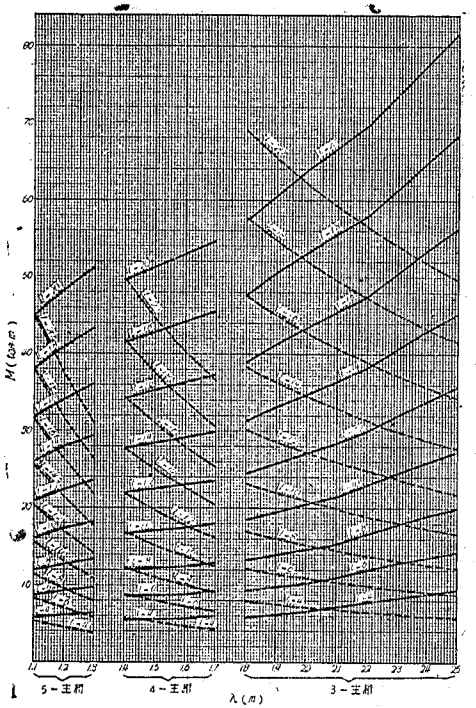
圖—3　幅　員 4.5m（　等橋）其の一
（實線は中桁，破線は側桁）



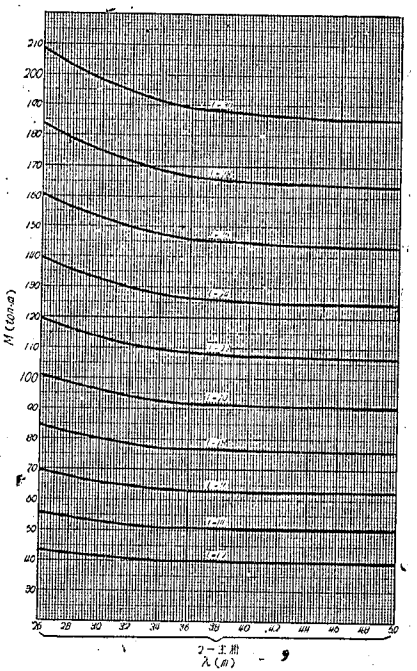
圖—4　幅　員 4.5m（二等橋）其の二



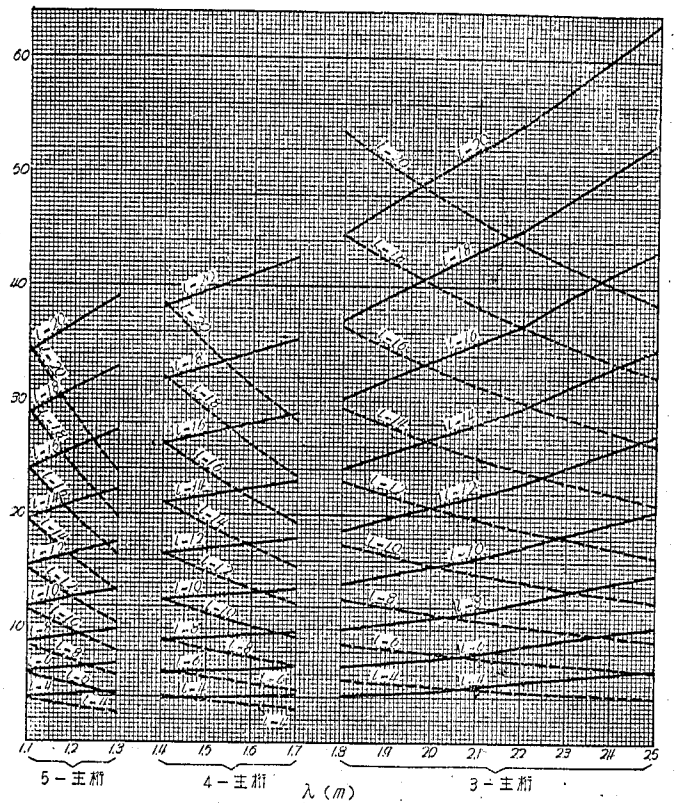
圖—5 幅 員 5.5m (一等橋) 其の一
(實線は中桁, 破線は側桁)



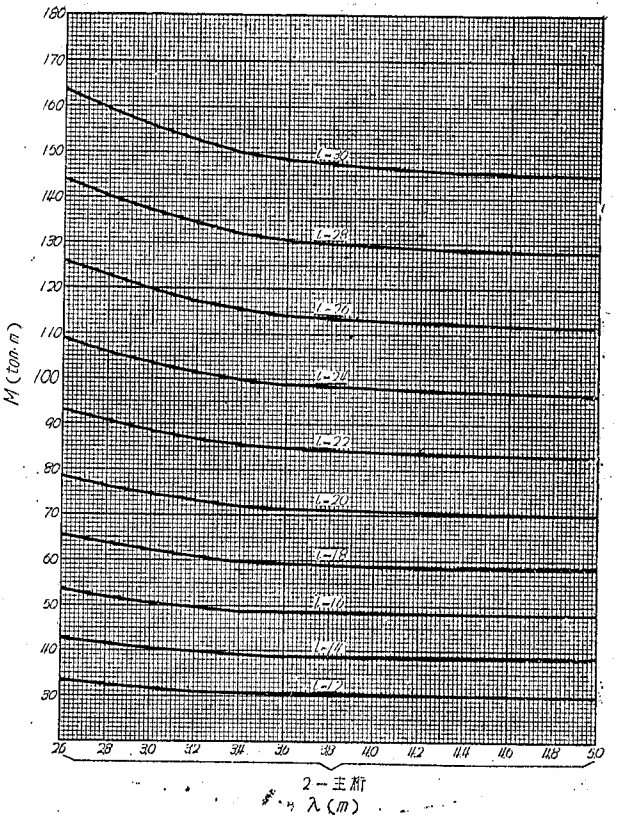
圖—6 幅 員 5.5m (一等橋) 其の二



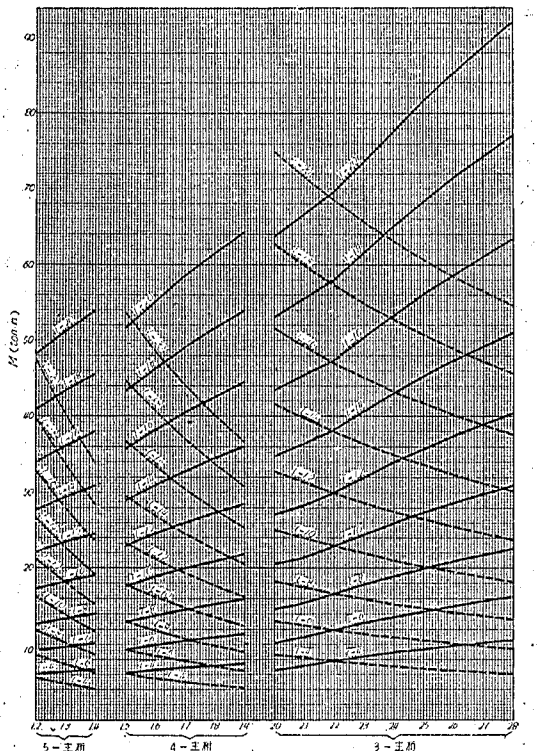
圖—7 幅員 5.5m（二等橋）其の一（實線は中桁，破線は側桁）



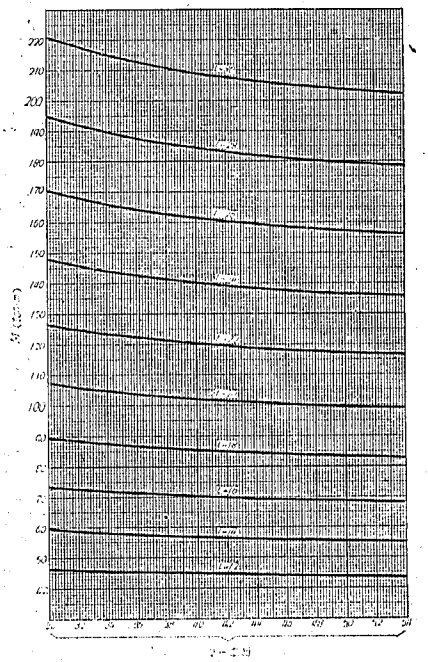
圖—8 幅員 5.5m（二等橋）其の二



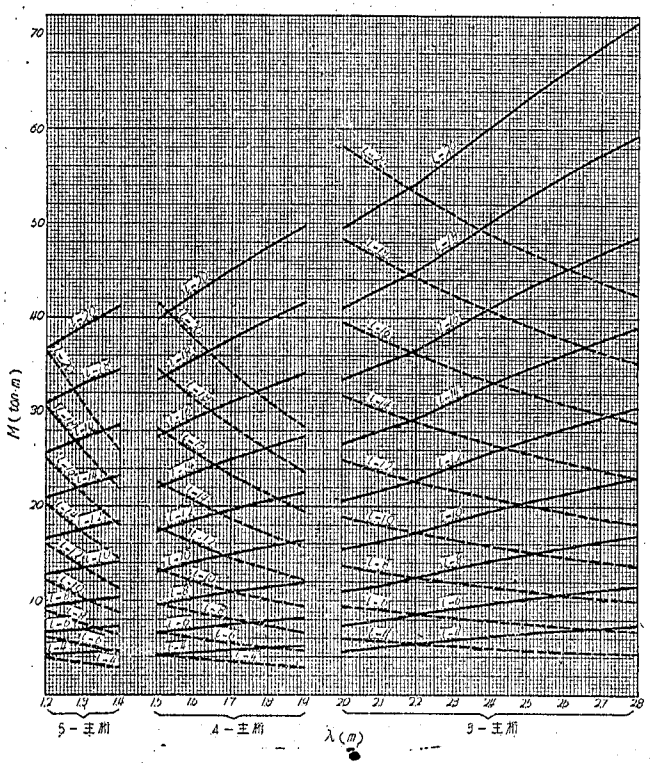
圖—9 幅 員 6.0m（一等橋） 其の一
（實線は中桁，破線は側桁）



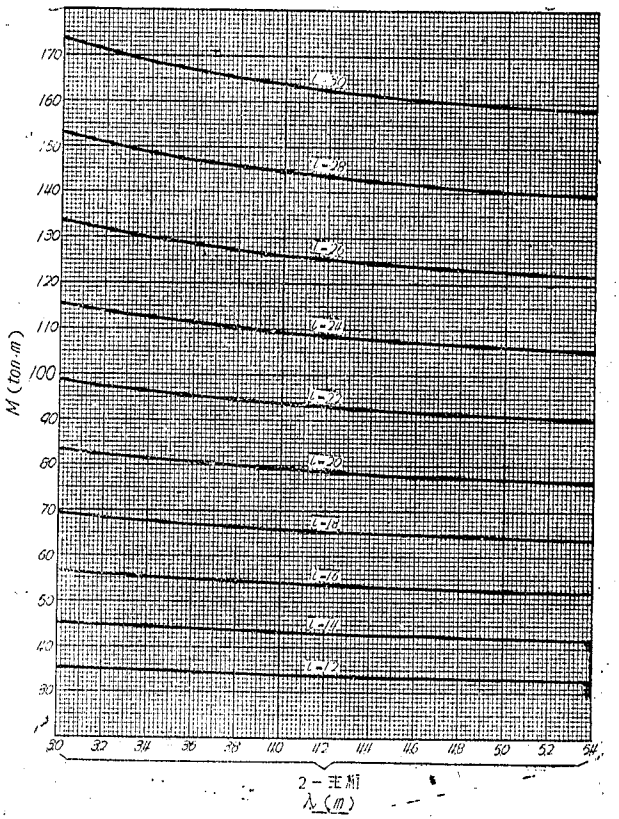
圖—10 幅 員 6.0m（一等橋） 其の二

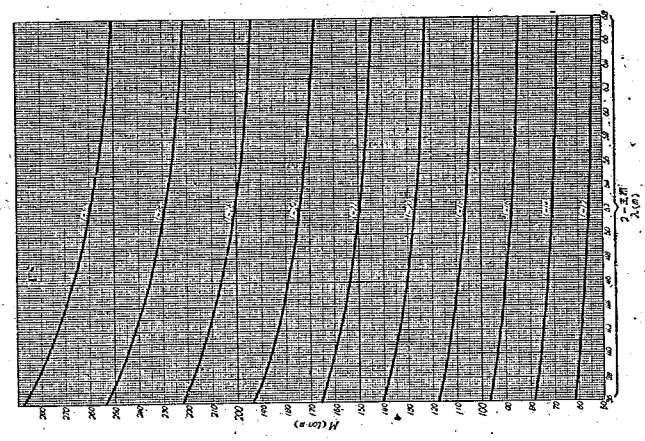


圖—11 幅員 6.0m（二等橋） 其の一 （實線は中桁，破線は側桁）

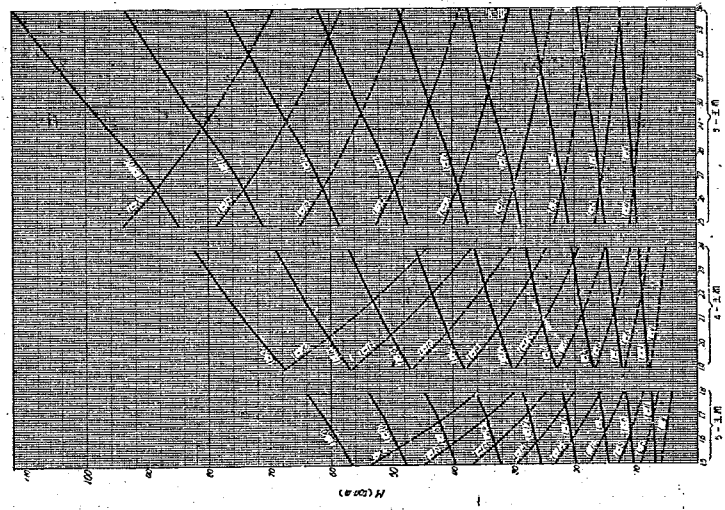


圖—12 幅 員 6.0m（二等橋） 其の二

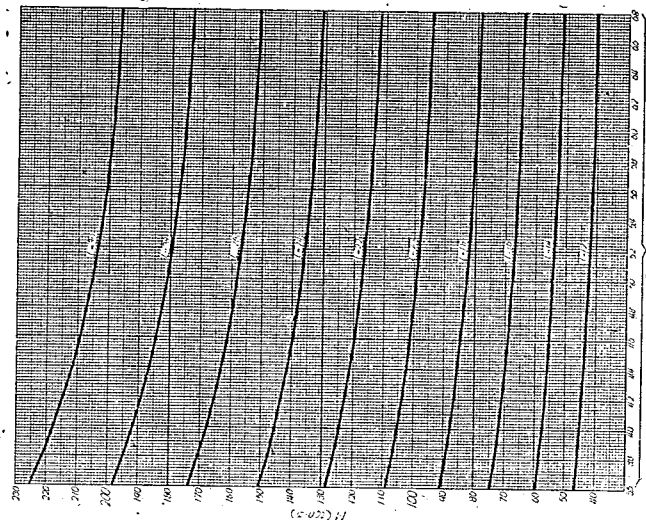




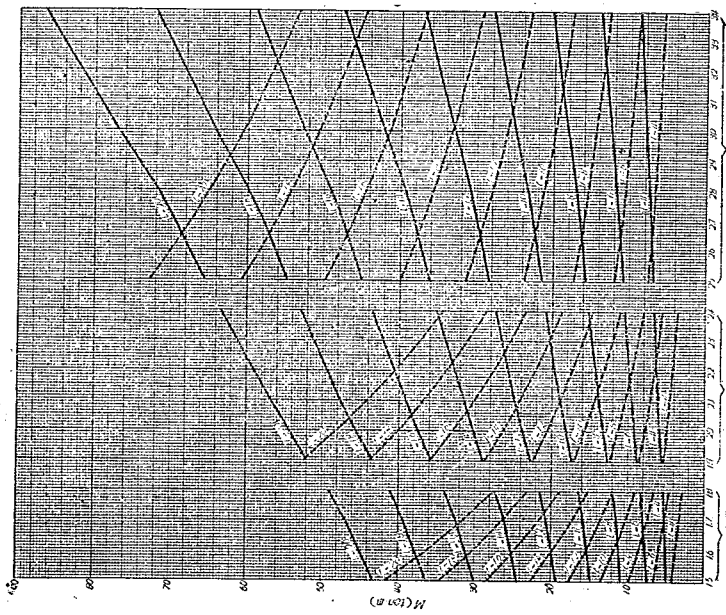
図—14 幅員 7.5m (一等橋) その二



図—13 幅員 7.5m (一等橋) その一

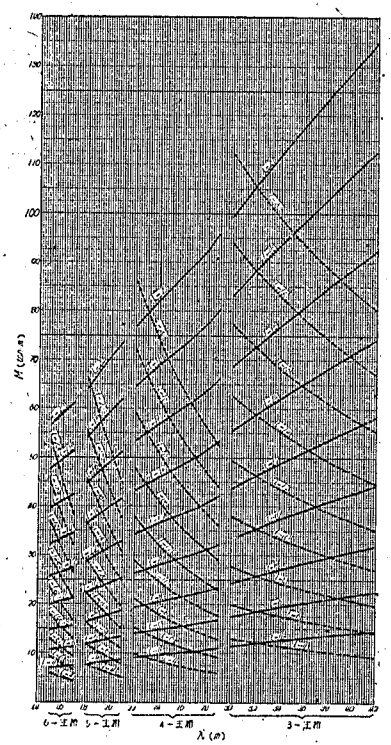


図—16　幅員 7.5m（二等橋）其の二

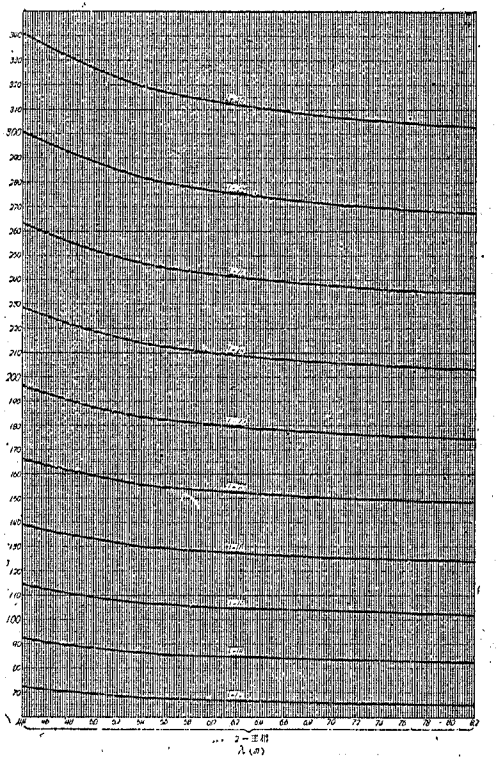


図—15　幅員 7.5m（二等橋）其の一（実線は中桁，破線は側桁）

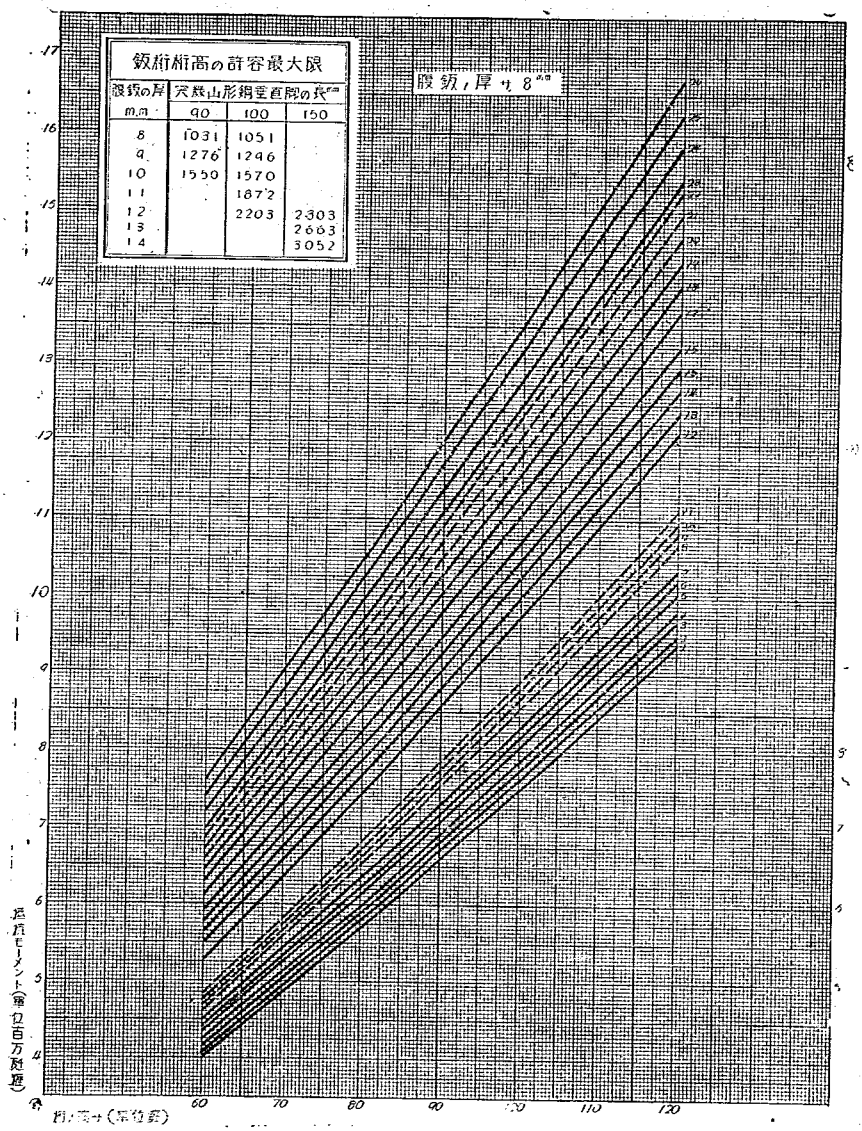
圖—17　幅員 9.0m（一等橋）其の一
（實線は中桁，破線は側桁）



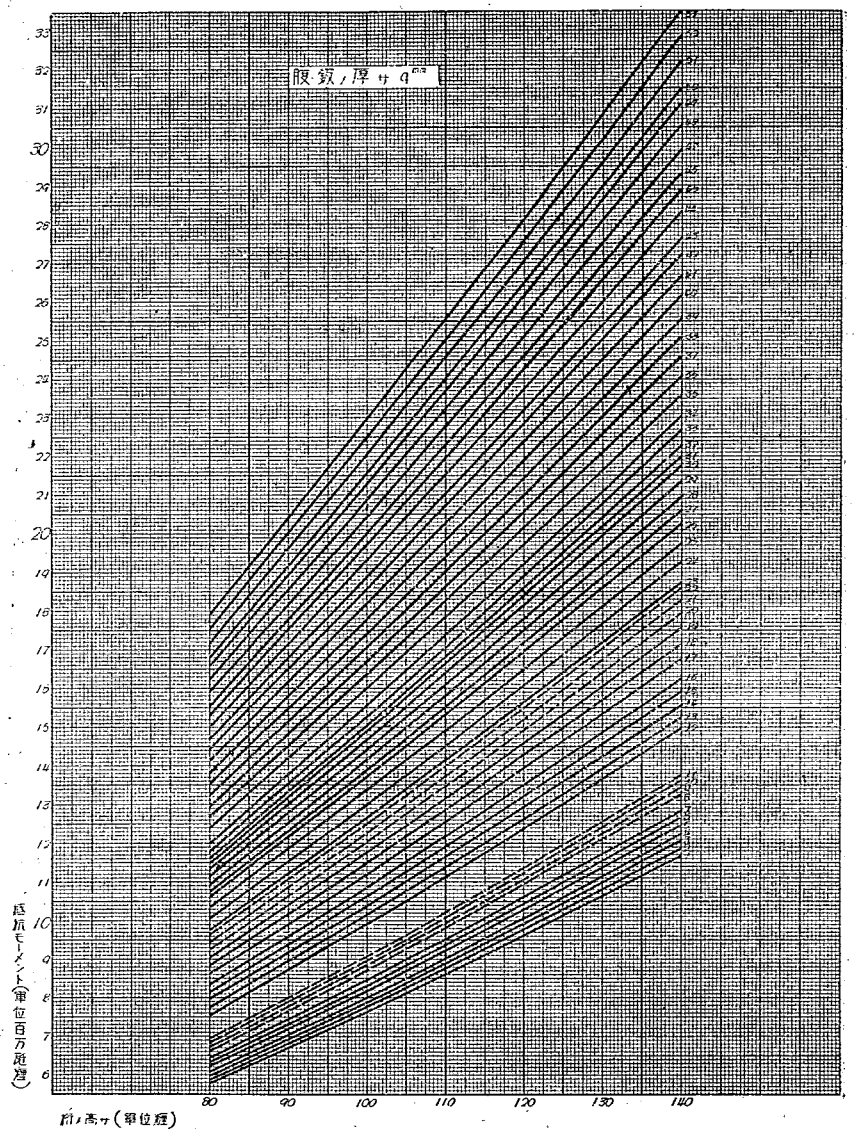
圖—18　幅　員 9.0m（一等橋）其の二



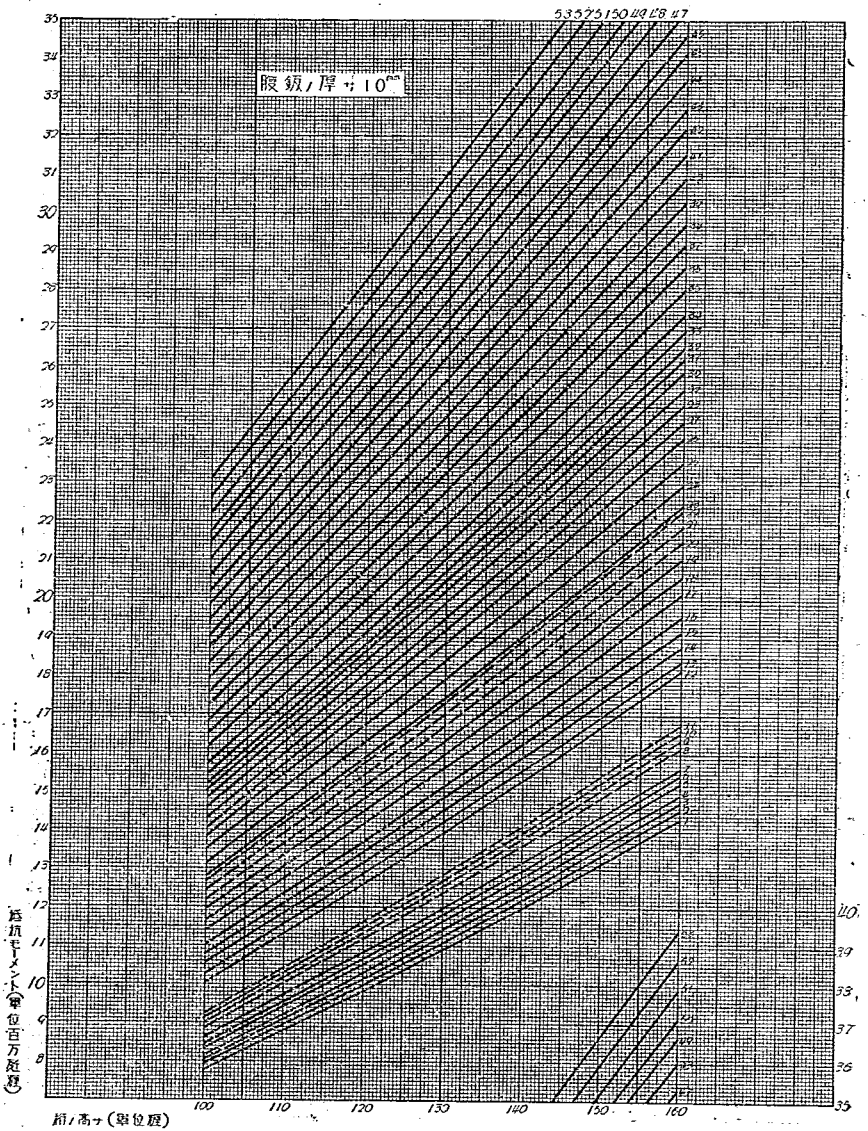
図—19　各種鈑桁断面の抵抗モーメント　(其の一)



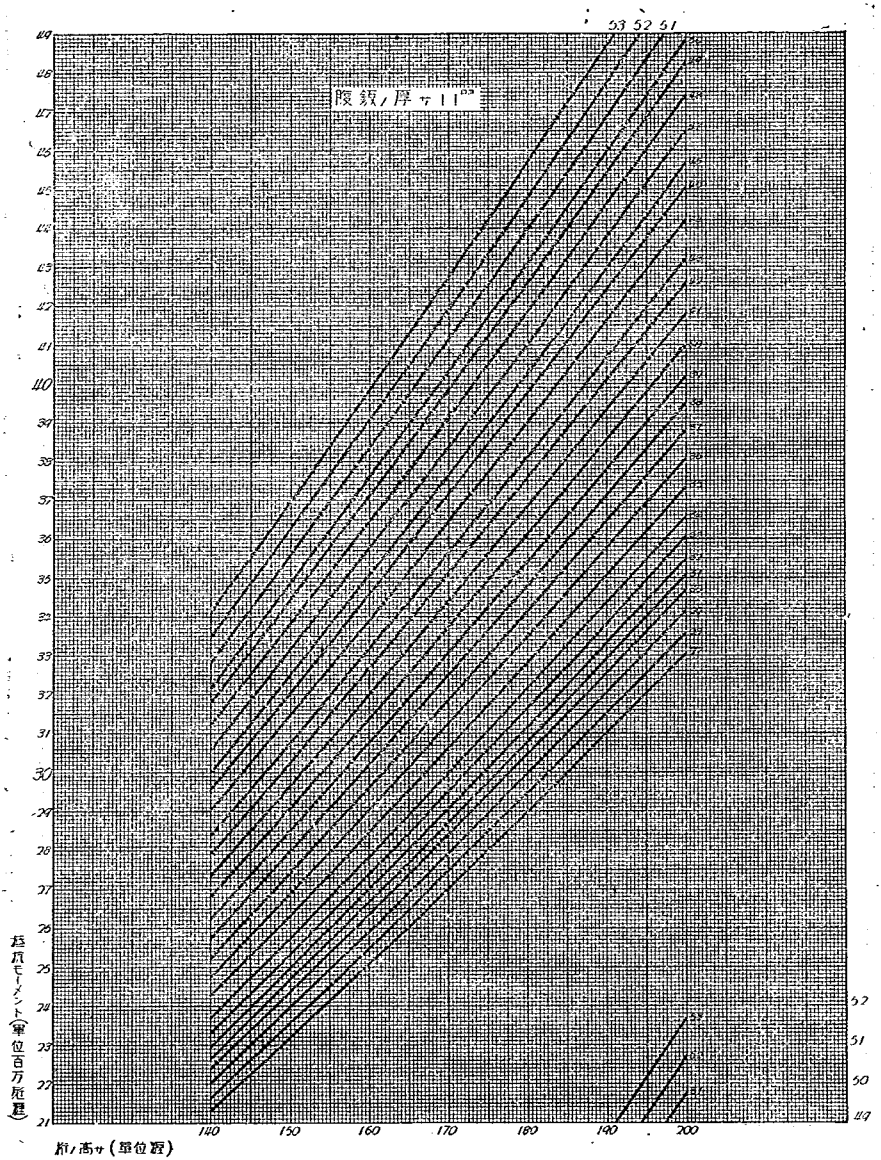
圖—20 各種鈑桁斷面の抵抗モーメント (其の二)



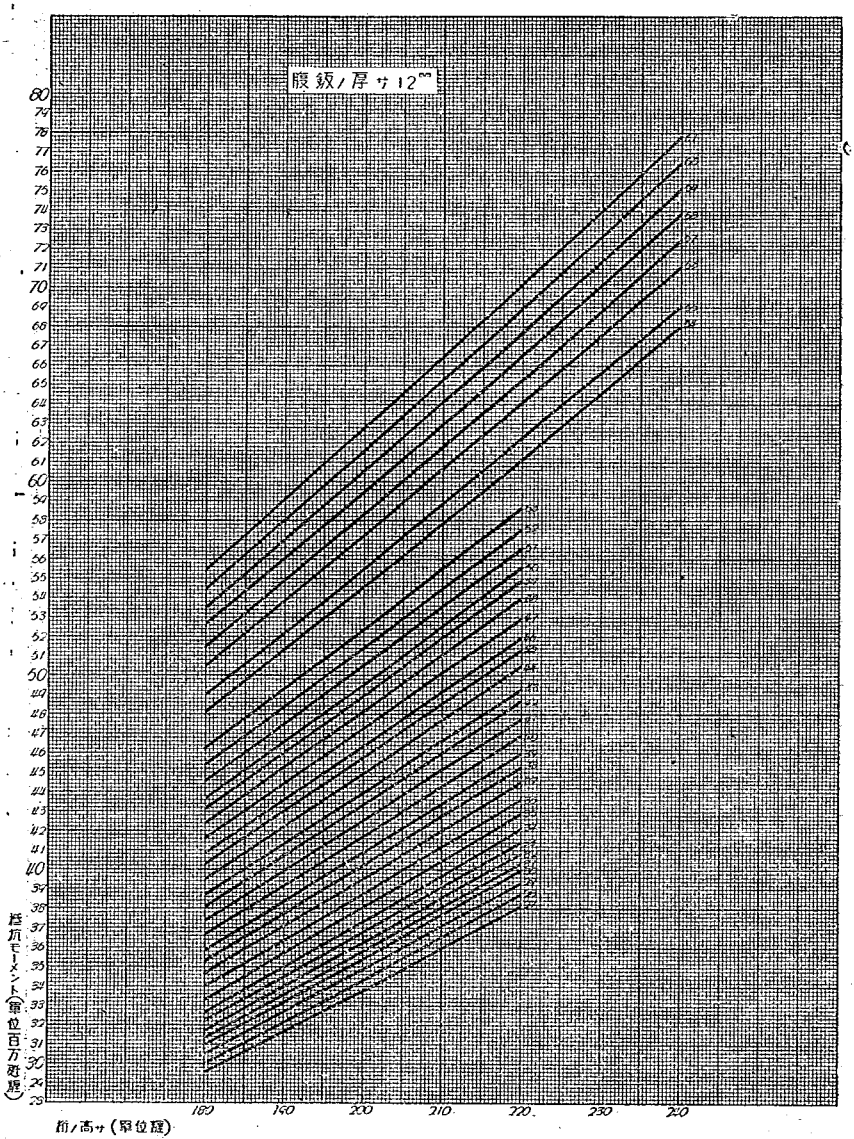
圖—21　各種鈑桁斷面の抵抗モーメント　(其の三)



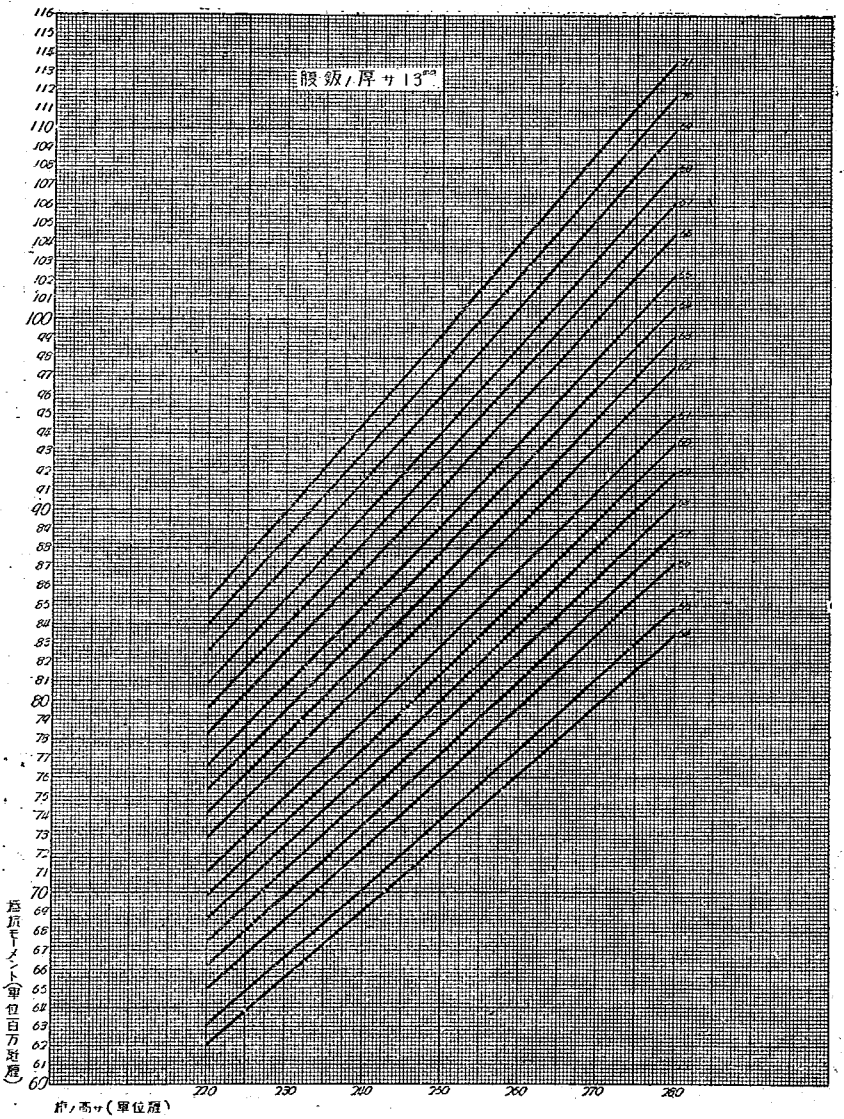
図—22　各種鈑桁断面の抵抗モーメント（其の四）



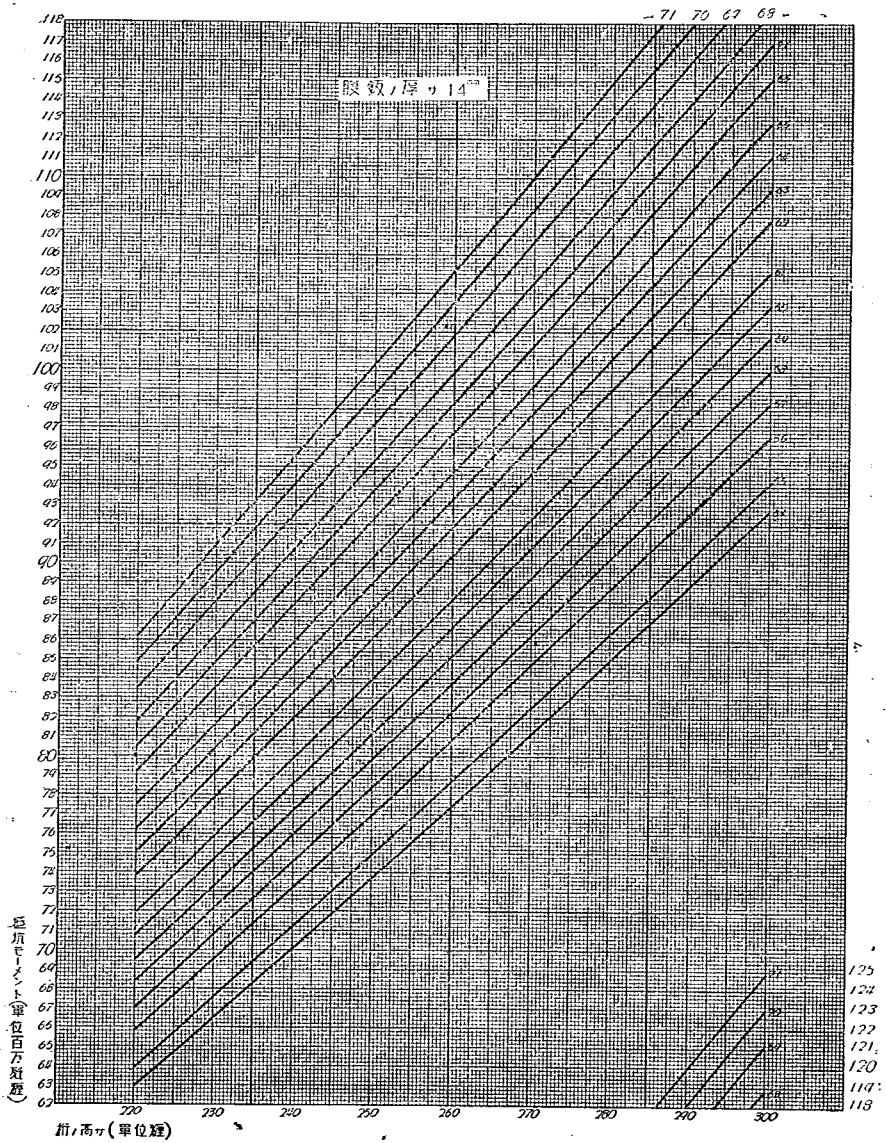
圖—23. 各種鈑桁隣面の抵抗モーメント（其の五）

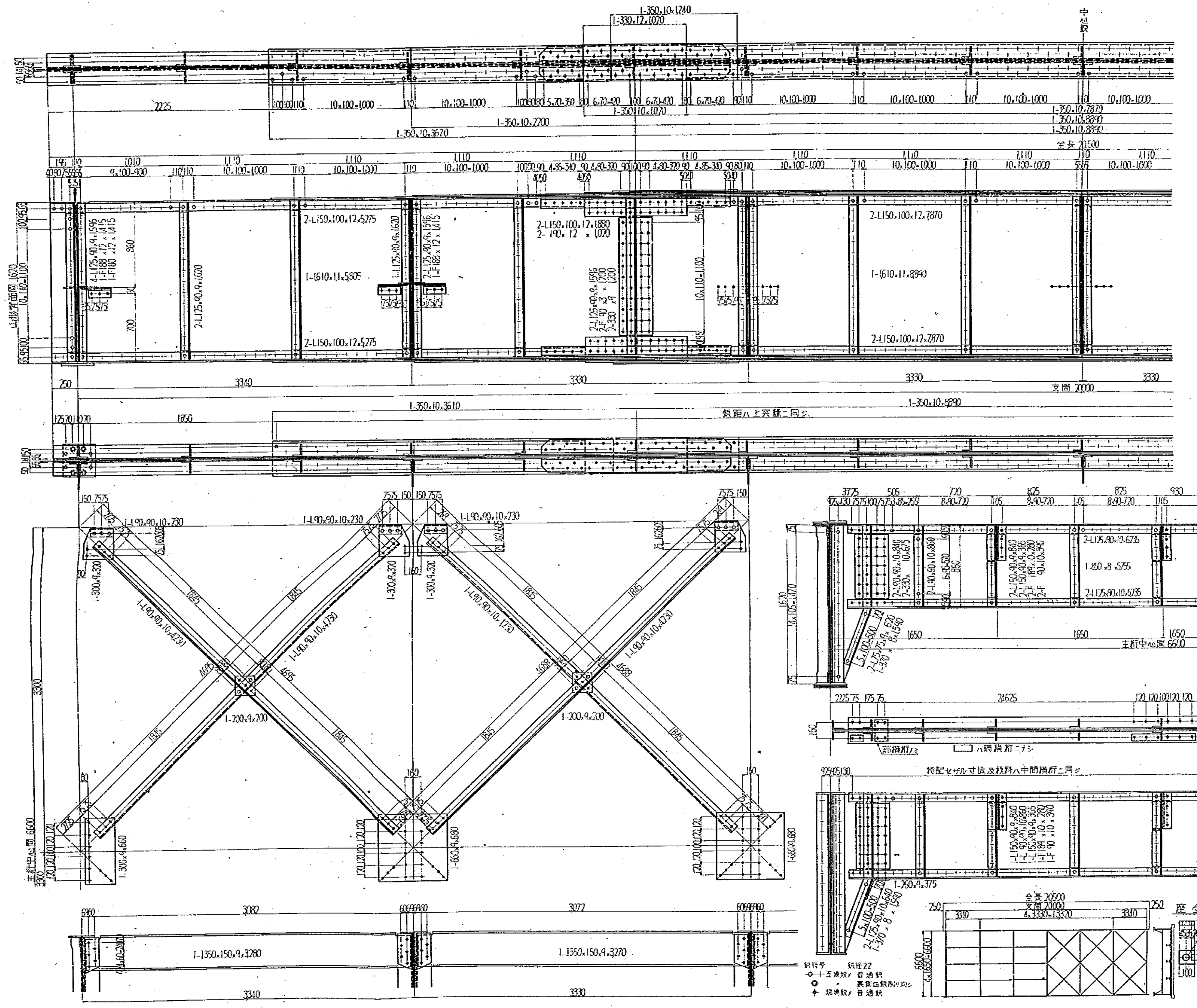


圖—24 各種鈑桁斷面の抵抗モーメント (其の六)



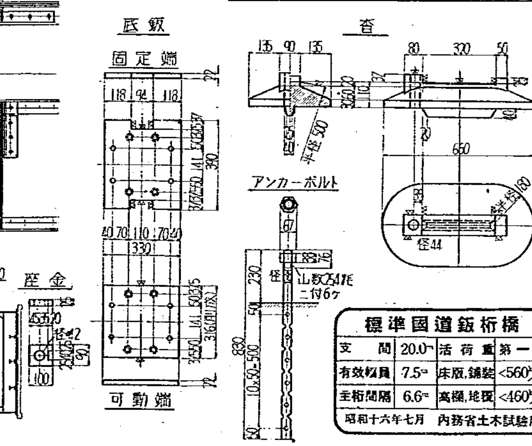
圖—25　各種鈑桁斷面の抵抗モーメント　(其の七)





材料表

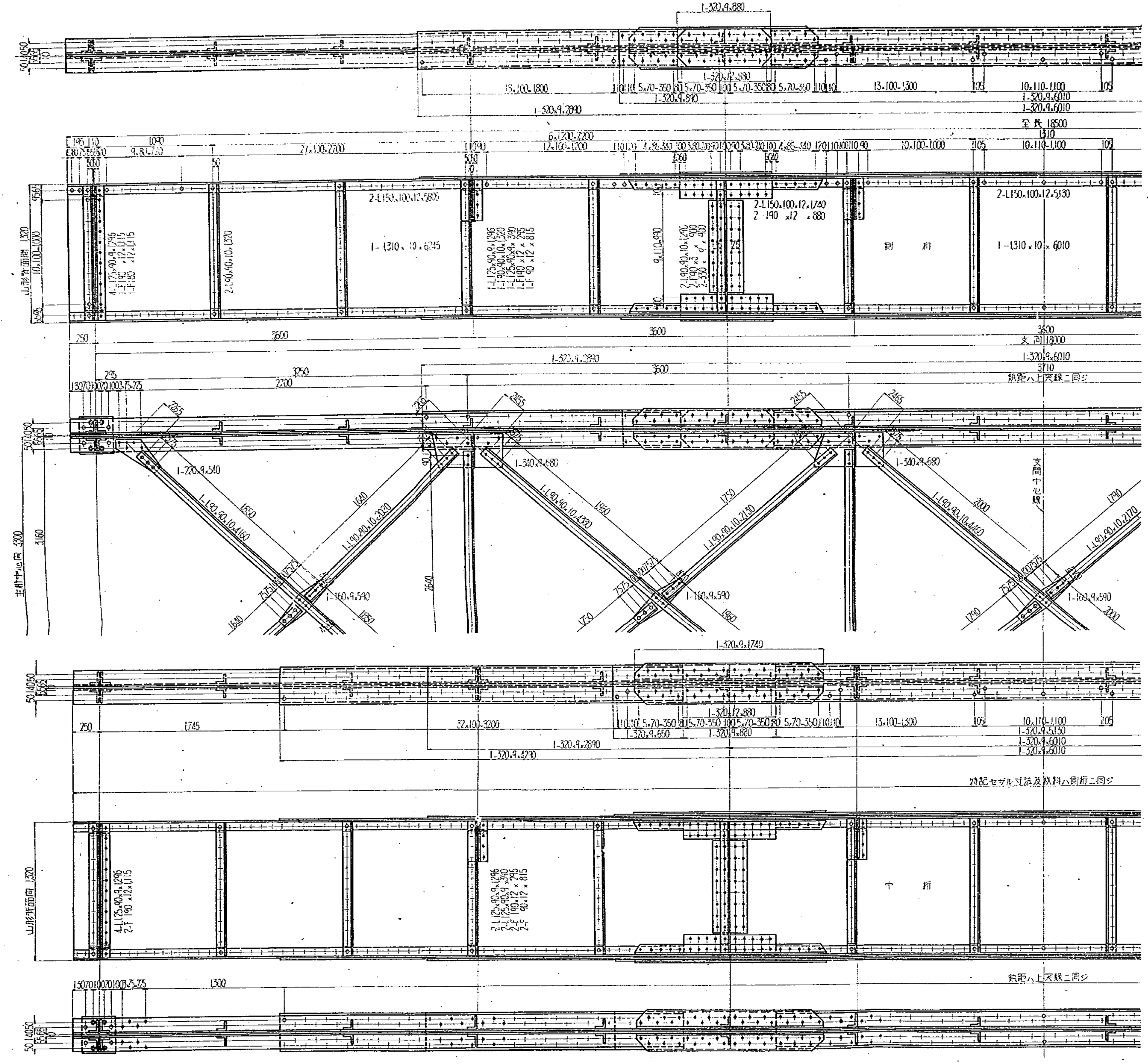
数量	種別	寸法 断面	寸法 長サ	重量	摘要
		主桁			
2	鈑	1610×11	5,805	1,614	腹鈑
1	〃	〃×〃	8,890	1,236	〃
8	山形	150×100×12	5,275	945	突縁山形
4	〃	〃×〃×〃	7,870	705	〃
4	鈑	350×10	3,620	398	〃 鈑
4	〃	〃×〃	8,890	977	〃
4	〃	〃×〃	2,200	242	〃
2	〃	〃×〃	7,870	433	〃
22	山形	125×90×9	1,596	513	補剛材
25	〃	〃×〃×〃	1,620	591	〃
7	鈑	188×12	1,415	175	填材
2	〃	180×12	1,415	48	〃
7	〃	370×8	1,590	259	取付鈑
8	〃	190×12	1,020	146	腹鈑添接
4	〃	330×9	1,200	112	〃
4	〃	90×3	1,200	10	填材
8	山形	150×100×12	1,880	337	突縁添接
4	鈑	330×12	1,020	127	〃
4	〃	350×10	1,020	112	〃
4	〃	〃×〃	1,240	136	〃
1	〃	320×22	330	18	可動端底鈑
1	〃	330×22	390	22	固定端底鈑
				9,156	
			2×9,156=18,312		
		中間横桁			
1	鈑	850×8	5,755	307	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,235	402	突縁山形
4	〃	90×90×10	840	45	補剛材
8	〃	〃×〃×〃	860	92	〃
6	〃	150×90×9	840	83	〃
6	〃	〃×〃×〃	365	36	取付山形
6	鈑	189×10	280	25	填材
6	〃	90×10	390	17	〃
4	〃	330×10	675	70	添接鈑
4	山形	75×75×9	620	25	
				1,102	
			5×1,102=5,510		
		端横桁			
1	鈑	850×8	5,755	307	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,235	402	突縁山形
4	〃	90×90×10	840	45	補剛材
11	〃	〃×〃×〃	860	126	〃
3	〃	150×90×9	840	41	〃
3	〃	〃×〃×〃	365	18	取付山形
3	鈑	189×10	280	13	填材
3	〃	90×10	390	8	〃
4	〃	330×10	675	70	添接鈑
4	山形	125×90×10	640	41	
2	鈑	260×9	375	14	
				1,085	
			2×1,085=2,170		
		縦桁			
6	I型	350×150×9	3,280	1,151	
12	〃	〃×〃×〃	3,270	2,296	
				3,447	
		横構			
24	山形	90×90×10	4,230	1,350	横構材
24	〃	〃×〃×〃	230	73	取付山形
24	鈑	300×9	320	163	〃 鈑
2	〃	〃×〃	660	28	〃
5	〃	660×9	680	159	〃
12	〃	200×9	200	34	〃
				1,807	
		鋲			
7,816	工場鋲	径22		577	
4,160	現場鋲	〃		307	
				884	
		沓及附属品			
4	鋳鉄		4×105=420		
4	座金			5	
4	アンカーボルト	径38		32	
				457	
		総重量			
			32587 瓩		

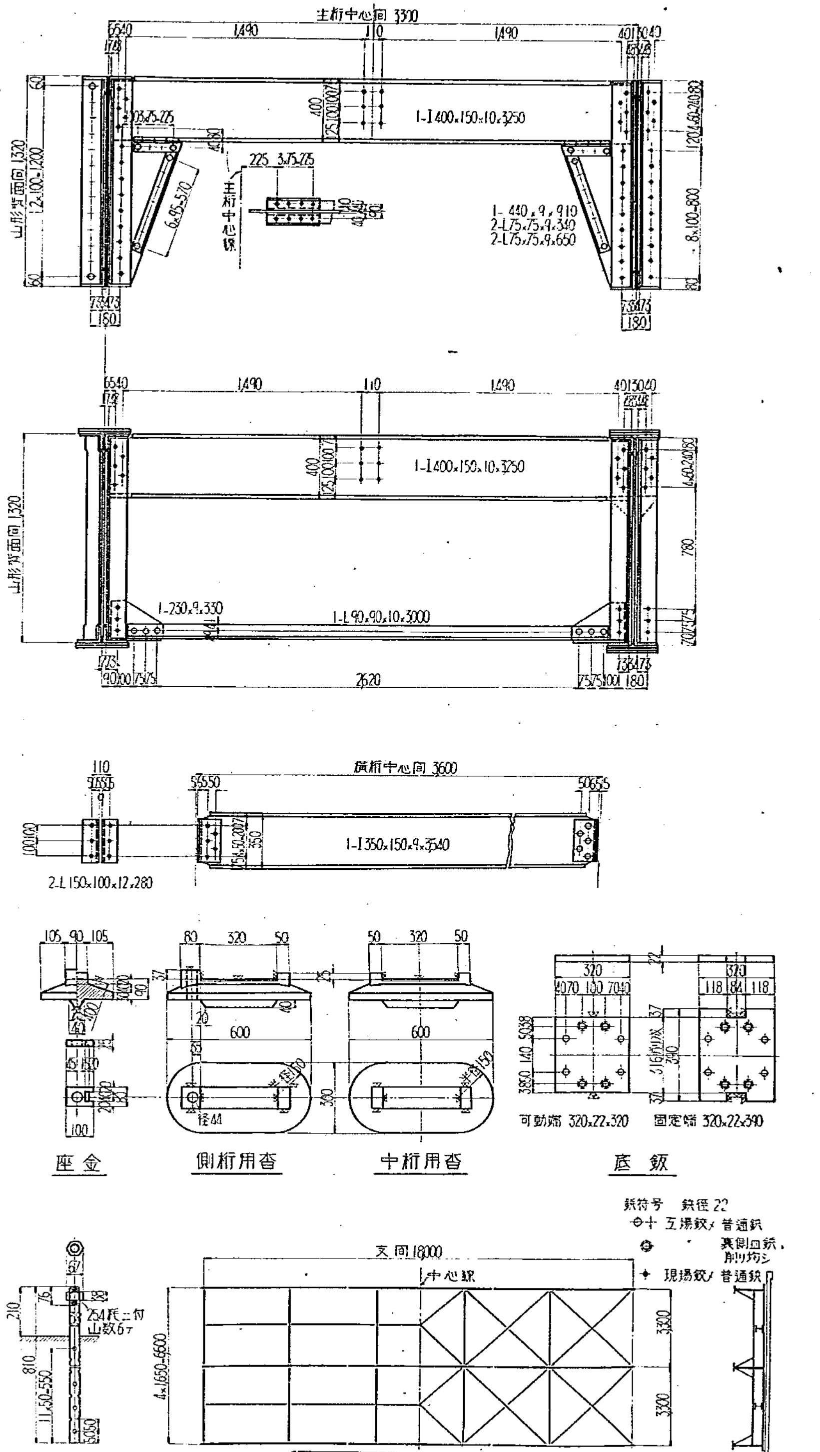


標準國道鈑桁橋

支間	20.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,鋪装	<560kg/m²
主桁間隔	6.6m	高欄,地覆	<460kg/m²

昭和十六年七月 内務省土木試験所



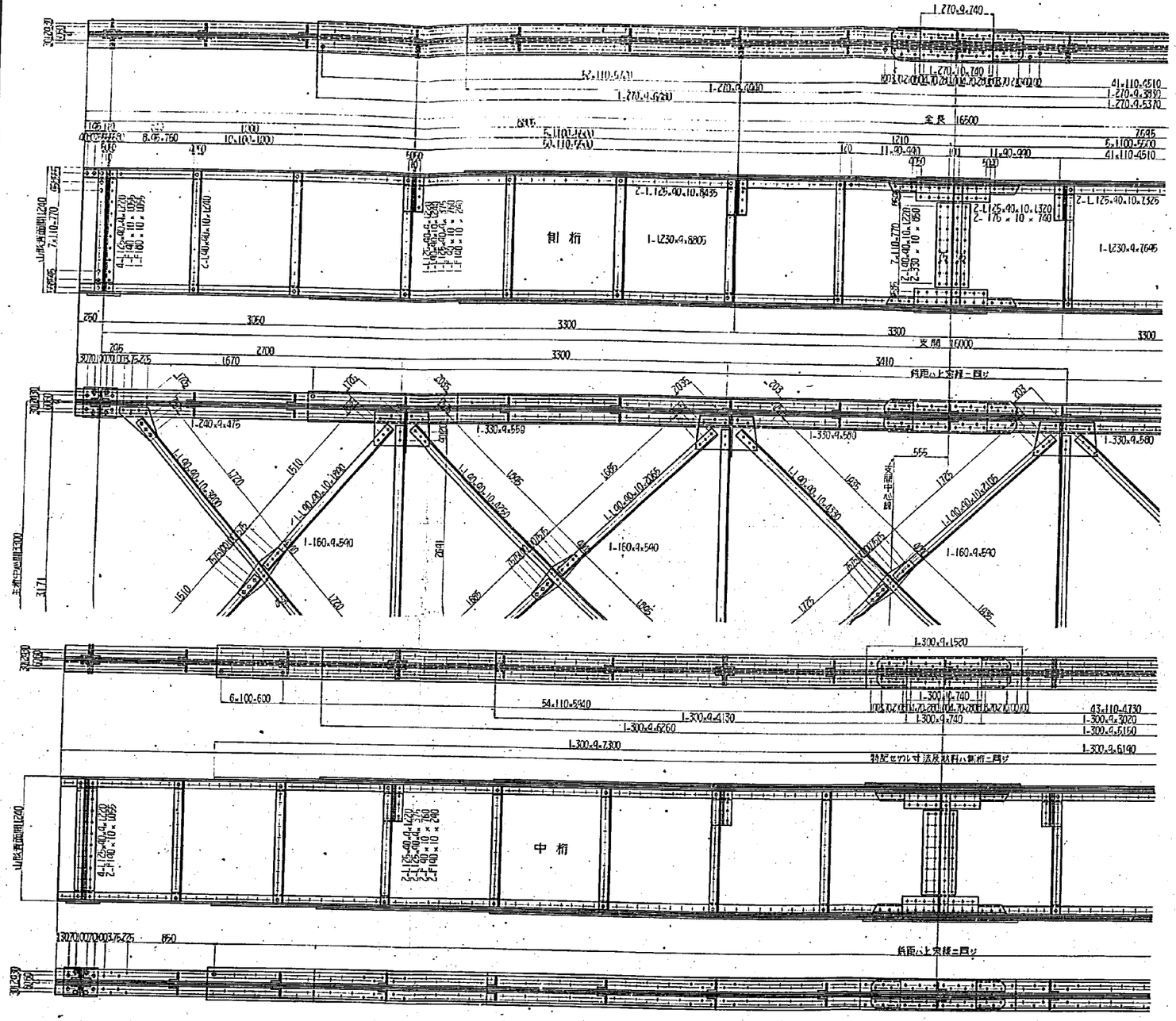


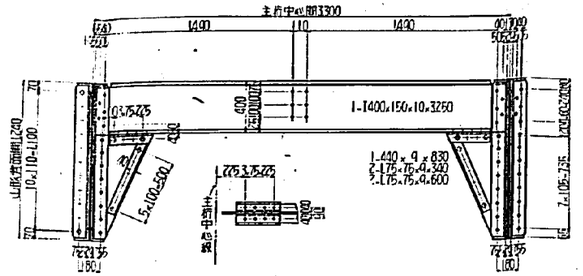
材料表

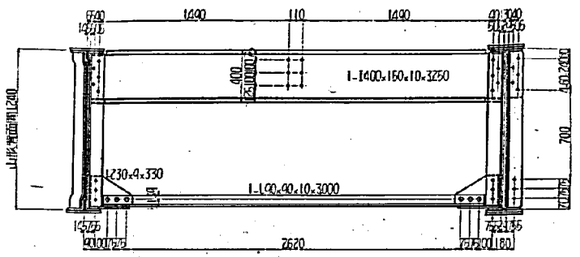
數量	種別	寸法 断面	寸法 長サ	重量	摘要
		側桁			
2	鈑	1,310×10	6,245	1,284	腹鈑
1	〃	〃×〃	6,010	618	〃
8	山形	150×100×12	5,805	1,040	突縁山形
4	〃	〃×〃×〃	5,130	460	〃
4	鈑	320×9	2,890	261	〃 鈑
4	〃	〃×〃	6,010	544	〃
4	〃	〃×〃	980	89	〃
12	山形	125×90×9	1,296	227	補剛材
20	〃	90×90×10	1,320	351	〃
4	〃	〃×〃×〃	1,296	69	〃
4	〃	125×90×9	390	23	取付山形
2	鈑	190×12	1,115	40	填材
2	〃	180×12	1,115	38	〃
4	〃	190×12	295	21	〃
4	〃	90×12	815	28	〃
8	〃	190×12	880	120	腹鈑添接
4	〃	330×9	900	84	〃
4	〃	90×3	900	8	〃
8	山形	150×100×12	1,740	312	突縁添接
4	鈑	320×12	880	106	〃
4	〃	320×9	880	80	〃
1	〃	320×22	320	18	可動端底鈑
1	〃	320×22	390	22	固定端底鈑
				5,843	
				2×5,843=11,686	
		中桁			
2	鈑	1,310×10	6,245	1,284	腹鈑
1	〃	〃×〃	6,010	618	〃
8	山形	150×100×12	5,805	1,040	突縁山形
4	〃	〃×〃×〃	5,130	460	〃
4	鈑	320×9	4,290	388	〃 鈑
4	〃	〃×〃	6,010	544	〃
4	〃	〃×〃	2,890	261	〃
4	〃	〃×〃	650	59	〃
2	〃	〃×〃	5,130	232	〃
16	山形	125×90×9	1,296	303	補剛材
16	〃	90×90×10	1,320	281	〃
4	〃	〃×〃×〃	1,296	69	〃
8	〃	125×90×9	390	46	取付山形
4	鈑	190×12	1,115	80	填材
8	〃	〃×〃	295	42	〃
8	〃	90×12	815	55	〃
8	〃	190×12	880	120	腹鈑添接
4	〃	330×9	900	84	〃
4	〃	90×3	900	8	〃
8	山形	150×100×12	1,740	312	突縁添接
4	鈑	320×12	880	106	〃
4	〃	320×9	880	80	〃
4	〃	〃×〃	1,740	157	〃
1	〃	320×22	320	18	可動端底鈑
1	〃	320×22	390	22	固定端底鈑
				6,669	
		横桁			
12	I形	400×150×10	3,250	2,808	
8	鈑	440×9	910	226	隅束
16	山形	75×75×9	340	54	〃
16	〃	〃×〃×〃	650	104	〃
8	〃	90×90×10	3,000	319	横材
16	鈑	230×9	330	86	取付鈑
				3,597	
		縦桁			
10	I形	350×150×9	3,540	2,071	
40	山形	150×100×12	280	251	取付山形
				2,322	
		横構			
4	山形	90×90×10	4,160	221	横構材
4	〃	〃×〃×〃	4,380	233	〃
2	〃	〃×〃×〃	4,460	119	〃
8	〃	〃×〃×〃	2,020	215	〃
8	〃	〃×〃×〃	2,130	227	〃
4	〃	〃×〃×〃	2,170	115	〃
8	鈑	230×9	540	67	取付鈑
16	〃	340×9	680	261	〃
10	〃	160×9	590	67	〃
				1,525	
		鋲頭			
5,288	工場鋲	径 22		391	
4,004	現場鋲	〃		296	
				687	
		沓及附属品			
4	鋳鉄		4×720-288		側桁用
2	〃		2×699-140		中桁用
4	座金			4	
4	アンカーボルト	径38		31	
				463	
		總重量			
				26,949瓩	

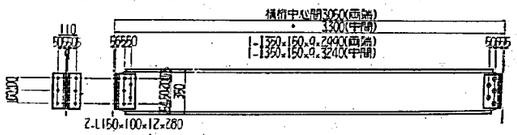
標準國道鈑桁橋

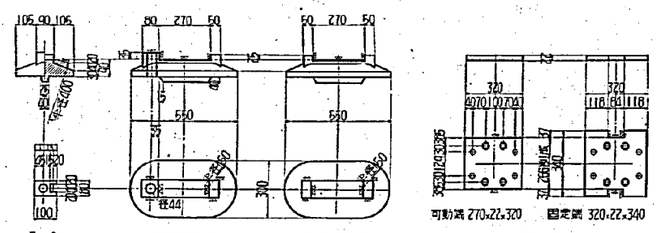
支間 18.0m	活荷重第一種
有效幅員 7.5m	床版,鋪裝 <560kg/m²
主桁間隔 2-3.3m	高欄,地覆 <460kg/m
昭和十六年七月	内務省土木試驗所

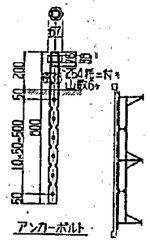


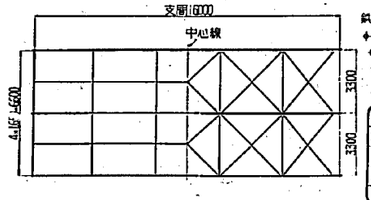












斜材号　斜径22mm
+ 工場鉄ﾉ 普通鋼
+ 〃 異形ﾌﾞﾛﾑ鉄筋ﾉ
+ 現場鉄ﾉ 普通鋼

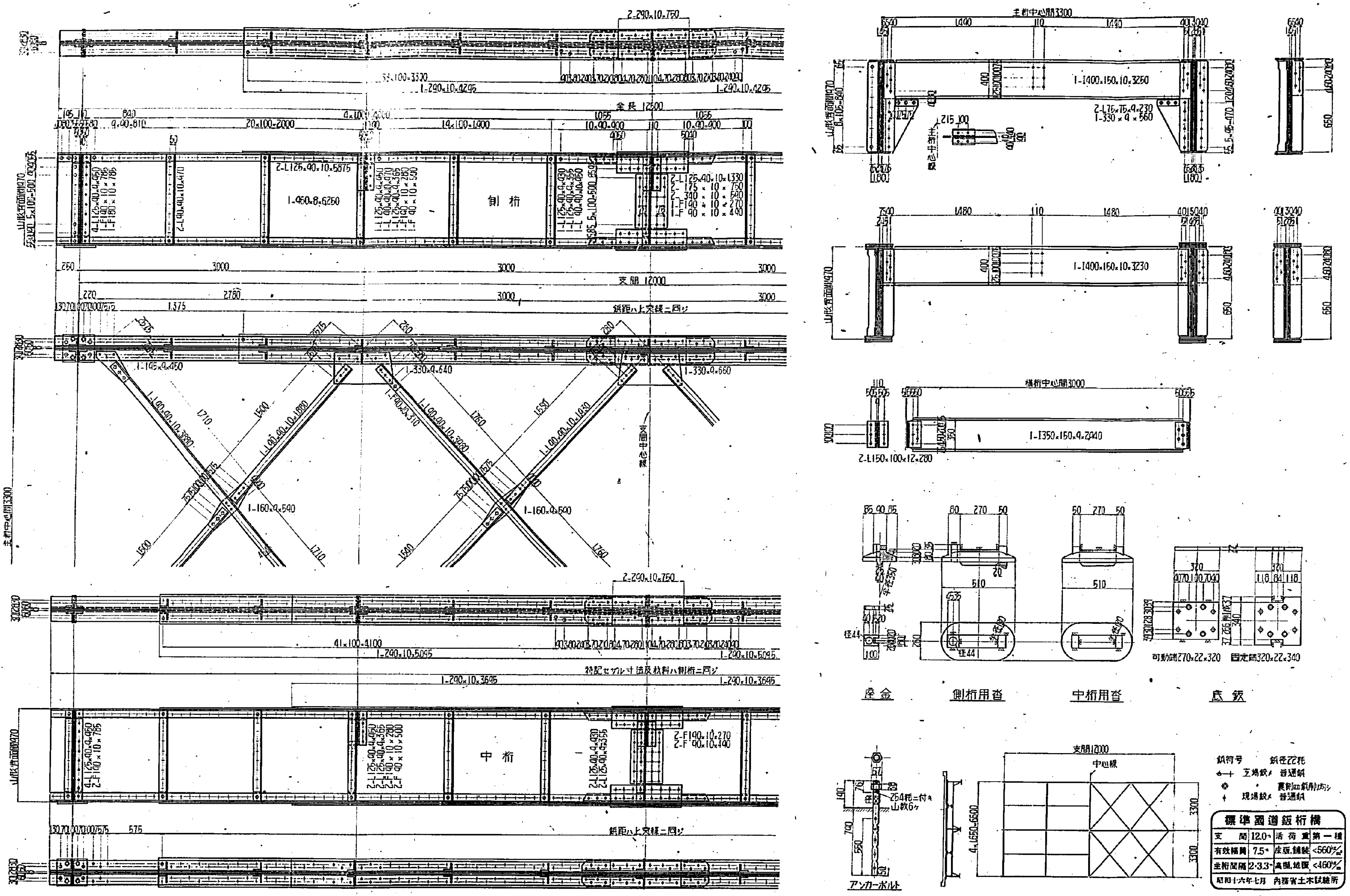
標準國道鈑桁橋			
支　間	16.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	許応圧縮	<460kg/cm²
主桁間隔	2.3m	高張強鋼	<560kg/cm²

昭和十六年七月　内務省土木試験所

材料表

数量	種別	寸法	重量	摘要
		側桁		
1	鉄	1230.9 6805	765	腹鉄
1	〃	〃 7645	860	〃
4	山形	25×90.10 8435	543	突縁山形
4	〃	〃 7325	472	〃
5	鉄	300.9 7300	330	〃 鉄
5	〃	〃 6660	299	〃
5	〃	〃 6330	285	〃
2	〃	〃 6140	262	〃
2	〃	〃 5150	218	〃
2	〃	〃 3920	128	〃
6	山形	25×90.9 1220	285	補剛鉄
16	〃	90×90×10 1240	247	〃
2	〃	〃 1220	33	〃
8	〃	25×90.9 375	44	取付山形
4	鉄	190×10 1065	63	補 鉄
8	〃	〃 280	35	〃
8	〃	90×10 260	53	〃
4	〃	175×10 740	41	腹鉄添接
2	〃	350×10 650	44	〃
4	山形	25×90.10 1320	65	突縁添接
2	鉄	300.9 1520	54	〃
2	〃	〃 740	31	〃
1	〃	300×10 740	35	〃
1	〃	270×22 320	15	可動沓底鉄
1	〃	320×22 340	16	固定沓底鉄
			4941	
		横桁		
12	I型	H400.150.10 3250	2808	
8	鉄	440.9 830	1205	腹 〃
16	山形	75×75×9 340	64	〃 〃
16	〃	〃 600	46	〃 〃
8	〃	90×90×10 3000	319	補 鉄
16	鉄	230.9 330	85	取付鉄
			3569	
		縦桁		
4	I型	350.150.9 2400	700	
6	〃	〃 3240	1137	
40	山形	150×100×12 280	251	取付山形
			2088	
		横構材		
4	山形	90×90×10 3000	208	横構 〃
4	〃	〃 2760	226	〃 〃
8	〃	〃 2330	115	〃 〃
8	〃	〃 1840	201	〃 〃
8	〃	〃 2065	220	〃 〃
4	〃	〃 2105	112	〃 〃
8	鉄	200.9 475	64	取付鉄
8	〃	330.9 650	103	〃 〃
8	〃	〃 650	108	〃 〃
10	〃	150.9 5001	67	〃 〃
			1424	
		鋲類		
5356	支通鋲	径 22	346	
2616	現通鋲	〃	140	
			486	
		普及附属品		
4	銘板	4.65×260	側桁用	
2	〃	2.63×126	中桁用	
4	座金		4	
4	アンカーボルト	径 36	30	
			420	

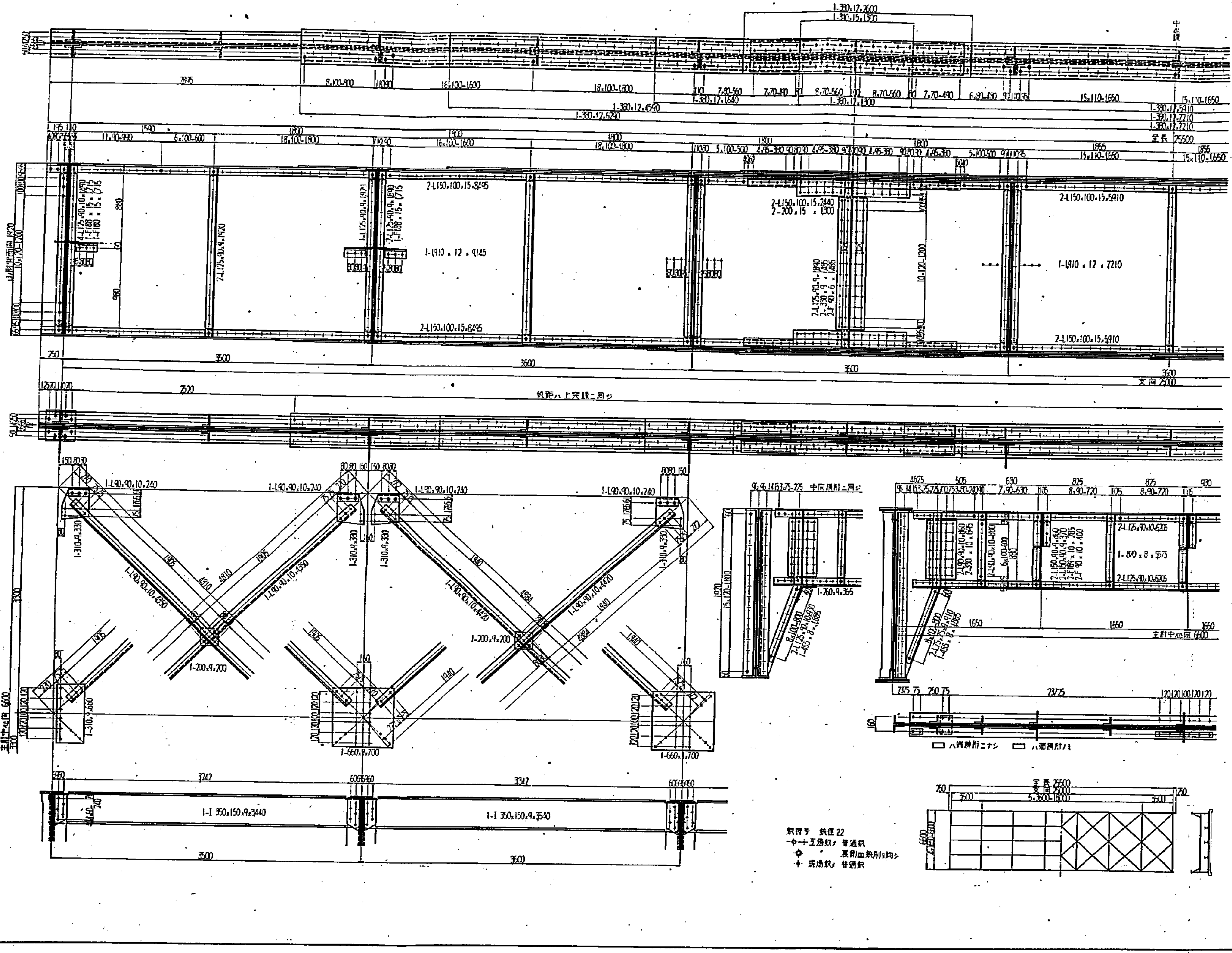
総重量
21288瓩



標準國道鈑桁橋			
支間	12.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/cm²
主桁間隔	2@3.3m	高欄,地覆	<460kg/cm²
昭和十六年七月	内務省土木試験所		

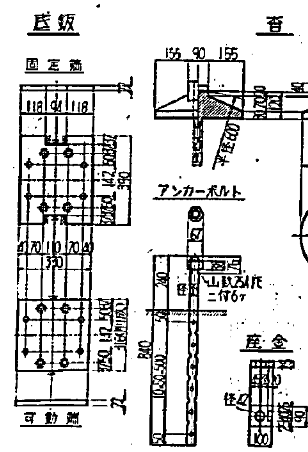
材料表

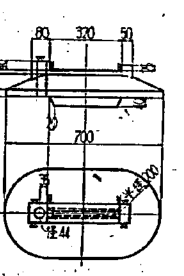
數量	種別	寸法 幅 厚	長さ	重量	摘要
		側桁			
2	鈑	960×8	6250	754	腹鈑
8	山形	125×90×10	5875	757	突縁山形
4	鈑	290×10	4295	391	〃 〃 鈑
10	山形	125×90×9	950	139	補剛材
1	〃	〃×〃×〃	930	14	〃
18	〃	90×90×10	970	232	〃
1	〃	〃×〃×〃	950	13	〃
2	〃	125×90×9	365	11	取付山形
1	〃	〃×〃×〃	355	5	〃
2	鈑	190×10	785	23	填材
2	〃	180×10	785	22	〃
2	〃	190×10	280	8	〃
1	〃	〃×〃	270	4	〃
2	〃	90×10	500	7	〃
1	〃	〃×〃	490	4	〃
4	〃	175×10	750	41	腹鈑添板
2	〃	340×10	590	31	〃
4	山形	125×90×10	1330	86	突縁添板
4	鈑	290×10	750	68	〃
1	〃	270×22	320	15	可動端底鈑
1	〃	320×22	340	19	固定端底鈑
				2644	
		2×2644=5288			
		中桁			
2	鈑	960×8	6250	754	腹鈑
8	山形	125×90×10	5875	757	突縁山形
4	鈑	290×10	5095	464	〃 鈑
4	〃	〃×〃	3695	337	〃
12	山形	125×90×9	950	166	補剛材
2	〃	〃×〃×〃	930	27	〃
16	〃	[illegible]×90×10	970	206	〃
4	〃	125×90×9	365	21	取付山形
2	〃	〃×〃×〃	355	10	〃
4	鈑	190×10	785	47	填材
4	〃	〃×〃	280	17	〃
2	〃	〃×〃	270	8	〃
4	〃	90×10	500	14	〃
2	〃	〃×〃	490	7	〃
4	〃	175×10	750	41	腹鈑添板
2	〃	340×10	590	31	〃
4	山形	125×90×10	1330	86	突縁添板
4	鈑	290×10	750	68	〃
1	〃	270×22	320	15	可動端底鈑
1	〃	230×22	340	19	固定端底鈑
				3095	
		横桁			
8	I型	400×150×10	3250	1872	
2	〃	〃×〃×〃	3230	465	
8	鈑	330×9	560	105	隅束
16	山形	75×75×9	230	37	
				2479	
		縦桁			
8	I型	350×150×9	2940	1376	
32	山形	150×100×12	280	201	取付山形
				1577	
		横綾構			
4	山形	90×90×10	3880	206	横綾材
4	〃	〃×〃×〃	3980	212	〃
8	〃	〃×〃×〃	1880	200	〃
8	〃	〃×〃×〃	1930	205	〃
8	鈑	195×9	450	50	取付鈑
8	〃	330×9	640	119	〃
4	〃	〃×〃	660	62	〃
8	〃	160×9	590	53	〃
8	〃	90×10	310	18	填材
				1125	
		鋲頭			
4124	工場鋲	径 22		305	
1936	現場鋲	〃		143	
				448	
		沓及附属品			
4	鋳鉄		4×50=200		側桁用
2	〃		2×486=97		中桁用
4	座金			4	
4	アンカーボルト	径 38		30	
				331	
		總重量			
		14343瓩			



材料表

数量	種別	断面	長さ	重量	摘要
		主桁			
2	鈑	1,910×12	4,145	3,241	腹鈑
1	〃	〃×〃	7,210	1,297	〃
8	山形	150×100×15	8,495	1,883	突縁山形
4	〃	〃×〃×〃	5,910	655	〃
4	鈑	380×12	6,290	901	〃鈑
4	〃	〃×〃	7,210	1,037	〃
4	〃	〃×〃	4,590	657	〃
4	〃	〃×〃	1,640	235	〃
2	〃	〃×〃	5,910	423	〃
8	山形	125×90×10	1,890	243	補剛材
16	〃	125×90×9	1,890	442	〃
16	〃	〃×〃×〃	1,920	449	〃
8	鈑	188×15	1,715	304	填鈑
2	〃	180×15	1,715	73	〃
8	〃	455×8	1,885	431	取付鈑
8	〃	200×15	1,300	245	腹鈑添鈑
4	〃	330×9	1,485	138	〃
4	〃	90×6	1,485	25	填鈑
8	山形	150×100×15	2,440	541	突縁添形
4	鈑	340×15	1,300	208	〃
4	〃	380×12	1,300	186	〃
4	〃	〃×〃	2,600	372	〃
1	〃	320×22	330	18	可動端底鈑
1	〃	330×22	390	22	固定端底鈑
				14,071	
		2×14,071=28,142			
		中間横桁			
1	鈑	870×8	5,575	305	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,205	400	突縁山形
4	〃	90×90×10	860	46	補剛材
8	〃	〃×〃×〃	880	94	〃
6	〃	150×90×9	860	85	〃
6	〃	〃×〃×〃	370	36	取付山形
6	鈑	189×10	285	75	填鈑
6	〃	90×10	400	17	〃
4	〃	330×10	695	72	隅掛鈑
4	山形	75×75×9	910	36	〃
				1,116	
		6×1,116=6,696			
		端横桁			
1	鈑	870×8	5,575	305	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,205	400	突縁山形
4	〃	90×90×10	860	46	補剛材
11	〃	〃×〃×〃	880	129	〃
3	〃	150×90×9	860	42	〃
3	〃	〃×〃×〃	370	18	取付山形
3	鈑	189×10	285	13	填鈑
3	〃	90×10	400	9	〃
4	〃	330×10	695	72	隅掛鈑
4	山形	125×90×10	930	60	
2	鈑	260×9	365	13	
				1,107	
		2×1,107=2,214			
		縦桁			
6	I型	350×150×9	3,440	1,207	
15	〃	〃×〃×〃	3,540	3,106	
				4,313	
		横構材			
8	山形	90×90×10	4,350	463	横構材
20	〃	〃×〃×〃	4,420	1,176	〃
28	〃	〃×〃×〃	240	89	取付山形
28	鈑	310×9	330	202	〃鈑
2	〃	〃×〃	660	29	〃
6	〃	660×9	700	196	〃
14	〃	200×9	200	40	〃
				2,195	
		鋲類			
9,060	工場鋲	径22		669	
5,032	現場鋲	〃		372	
				1,041	
		沓及附属品			
4	鋳鉄		4×128=512		
4	座金			5	
4	アンカーボルト	径38		32	
				549	
		総重量			
		45,150 瓩			

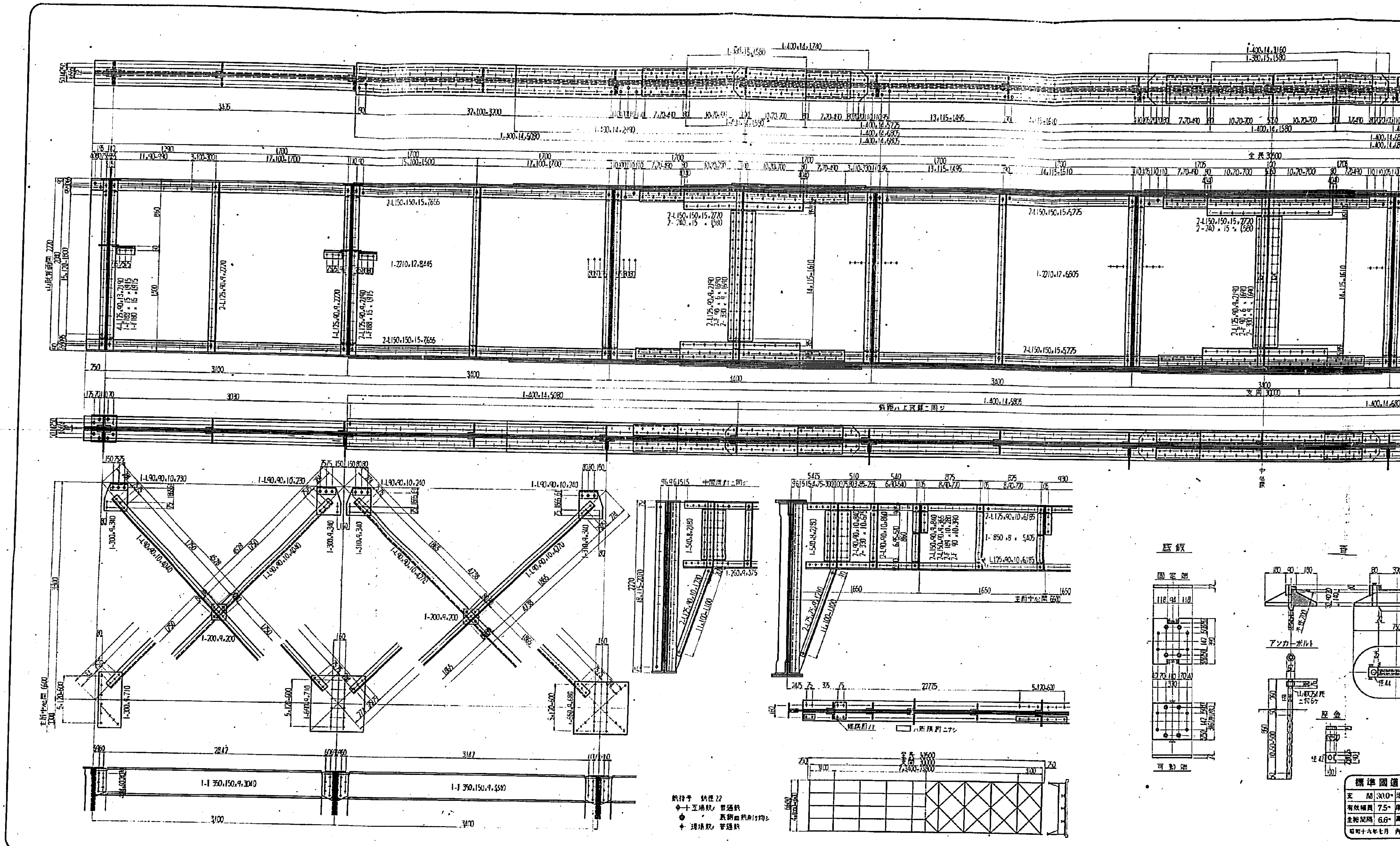




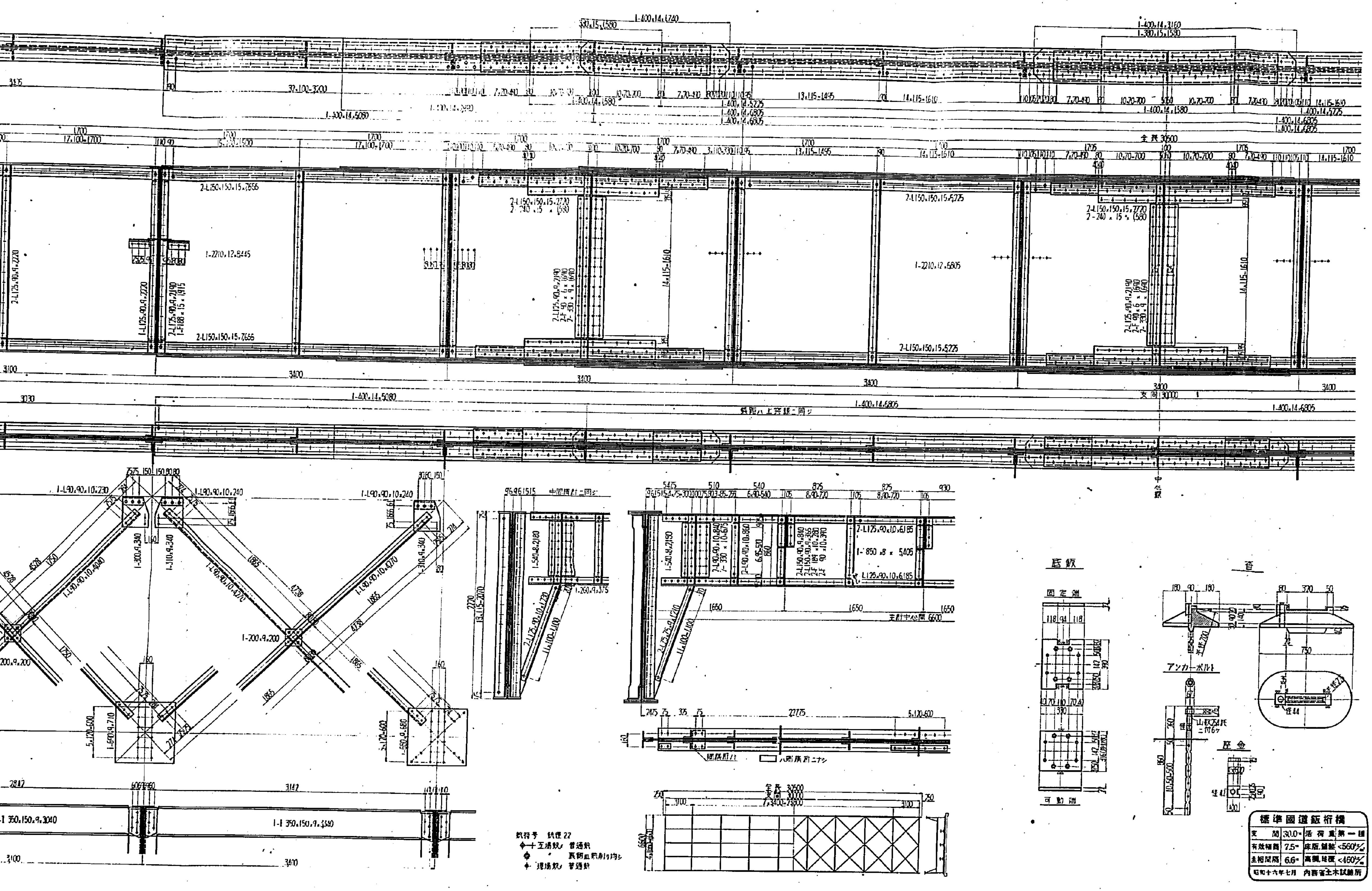
標準國道鈑桁構

支間	25.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/m²
主桁間隔	6.6m	高欄,地覆	<460kg/m

昭和十六年七月　内務省土木試験所



全長 30500
支間 30000
底鈑
固定端
可動端
アンカーボルト
座金
標準國道



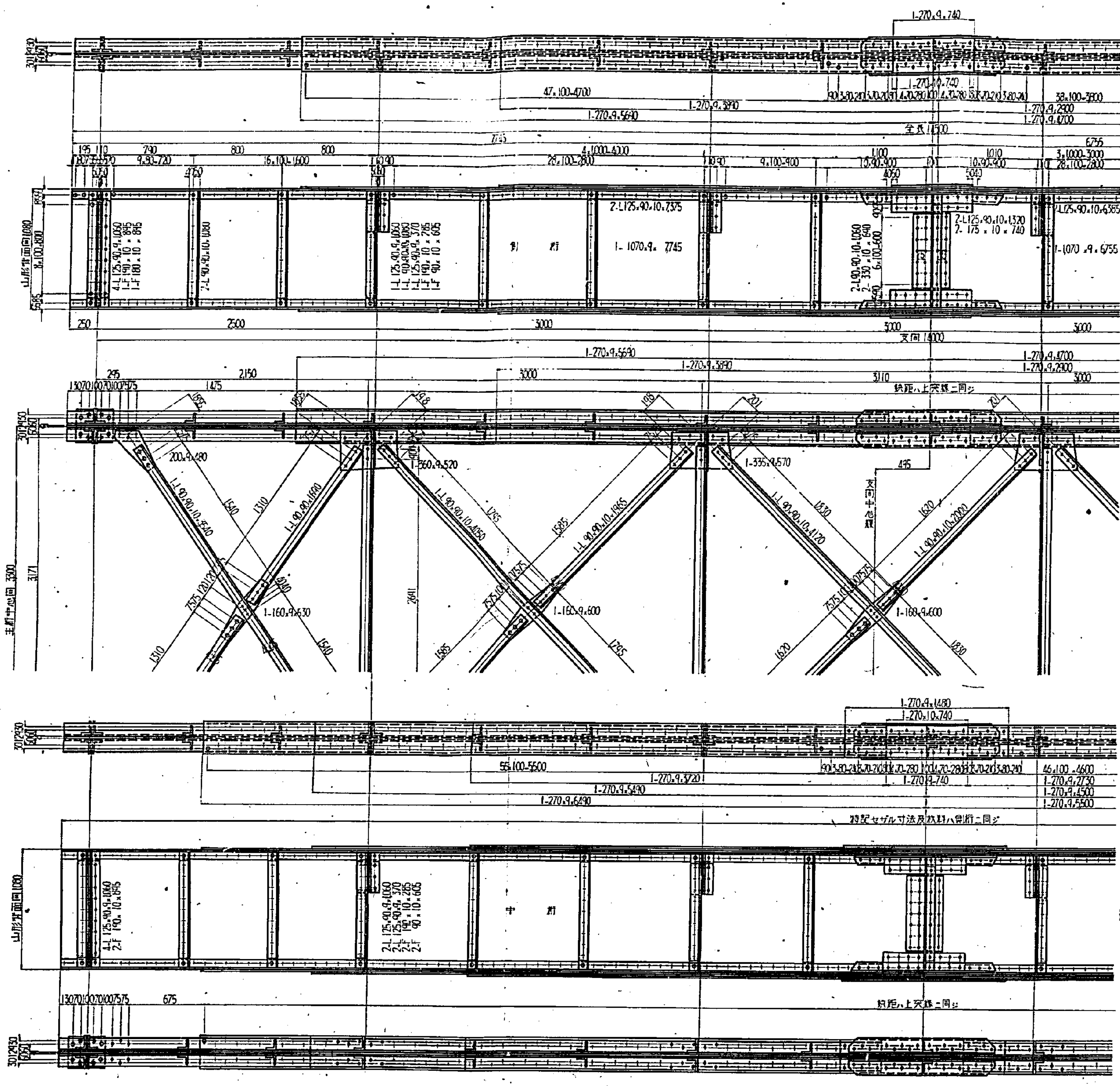
材料表

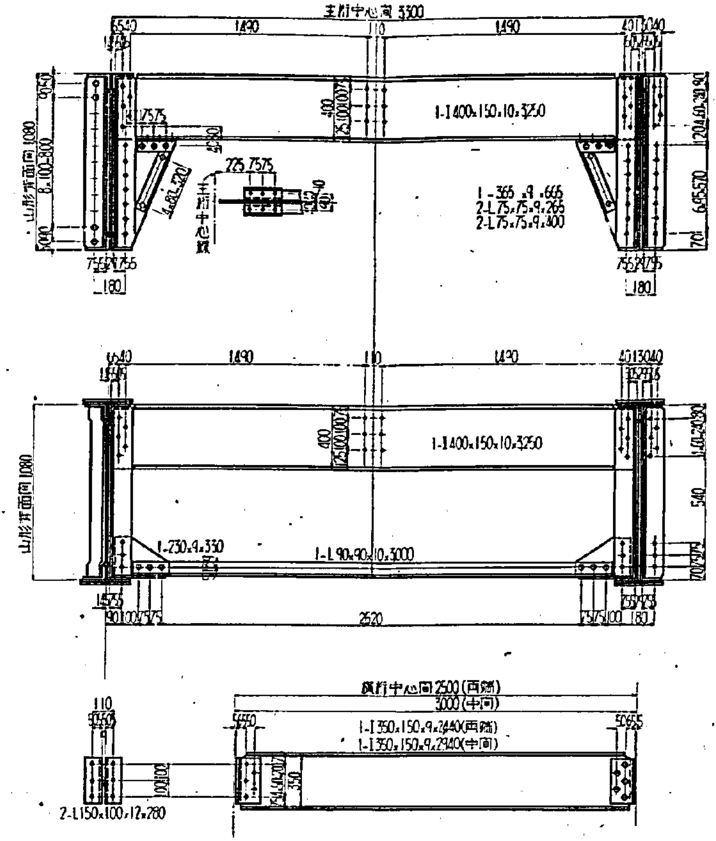
數量	種別	寸法 断面	寸法 長サ	重量	摘要
主桁					
2	鈑	2210×12	8,445	3,516	腹鈑
2	〃	〃×〃	6,805	2,833	〃
8	山形	150×150×15	7,655	2,058	突縁山形
8	〃	〃×〃×〃	5,225	1,405	〃
4	鈑	400×14	5,080	893	〃鈑
8	〃	〃×〃	6,805	2,393	〃
4	〃	〃×〃	2,990	526	〃
4	〃	〃×〃	5,225	919	〃
8	山形	125×90×13	2,190	361	補剛材
20	〃	125×90×9	2,220	648	〃
22	〃	〃×〃×〃	2,190	703	〃
10	鈑	188×15	1,915	424	填材
2	〃	180×15	1,915	81	〃
10	〃	540×8	2,180	739	取付鈑
12	〃	240×15	1,580	536	腹鈑添接
6	〃	330×9	1,690	236	〃
6	〃	90×6	1,690	43	填材
12	山形	150×150×15	2,720	1,097	突縁添接
6	鈑	380×15	1,580	424	〃
6	〃	400×14	1,580	417	〃
4	〃	〃×〃	1,740	306	〃
2	〃	〃×〃	3,160	278	〃
1	〃	320×22	330	18	可動端底鈑
1	〃	330×22	390	22	固定端底鈑
				20,876	
				2×20876=41,752	
中間横桁					
1	鈑	850×8	5,405	289	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,185	348	突縁山形
4	〃	90×90×10	840	45	補剛材
8	〃	〃×〃×〃	860	92	〃
6	〃	150×90×9	840	83	〃
6	〃	〃×〃×〃	365	36	取付山形
6	鈑	189×10	280	25	填材
6	〃	90×10	390	17	〃
4	〃	330×10	675	70	添接鈑
4	山形	75×75×9	1,210	48	
				1,103	
				8×1,103=8,824	
端横桁					
1	鈑	850×8	5,405	289	腹鈑
4	山形	125×90×10	6,185	398	突縁山形
4	〃	90×90×10	840	45	補剛材
11	〃	〃×〃×〃	860	126	〃
3	〃	150×90×9	840	41	〃
3	〃	〃×〃×〃	365	18	取付山形
3	鈑	189×10	280	12	填材
3	〃	90×10	390	8	〃
4	〃	330×10	675	70	添接鈑
4	山形	125×90×10	1,230	79	
2	鈑	260×9	375	14	
				1,100	
				2×1100=2,200	
縦桁					
6	I形	350×150×9	3,040	1,067	
21	〃	〃×〃×〃	3,340	4,103	
				5,170	
横構					
8	山形	90×90×10	3,040	430	横構材
28	〃	〃×〃×〃	4,270	1,590	〃
8	〃	〃×〃×〃	230	25	取付山形
28	〃	〃×〃×〃	240	89	〃
36	鈑	310×9	340	268	〃鈑
2	〃	300×9	710	30	〃
2	〃	690×9	710	69	〃
6	〃	630×9	650	196	〃
18	〃	200×9	200	51	〃
				2,746	
鋲類					
10,485	工場鋲	径22		774	
7,576	現場鋲	〃		559	
				1,333	
支承附属品					
4	沓		4×170=680		
4	座金			5	
4	アンカーボルト	径38		32	
				717	
総重量					
				62,744瓩	

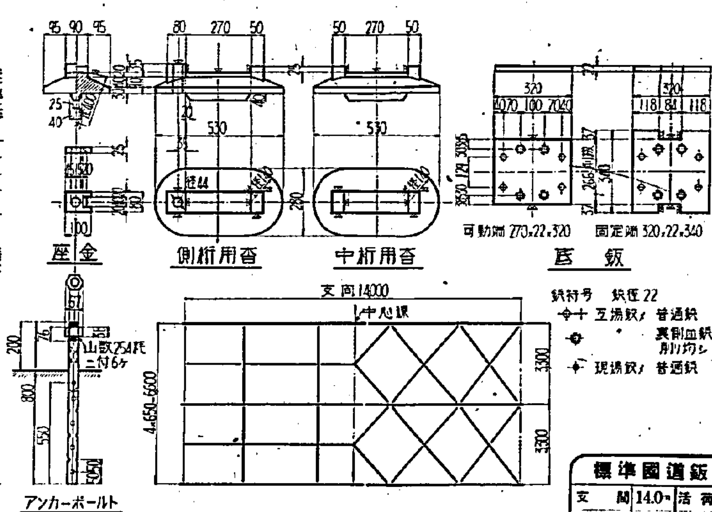
標準國道鈑桁橋

支間	30.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/m²
主桁間隔	6.6m	高欄,地覆	<460kg/m

昭和十六年七月 內務省土木試驗所







鋲符号　鋲径22
- 工場鋲ノ 普通鋲
- 〃 裏側皿鋲 削リ均シ
- 現場鋲ノ 普通鋲

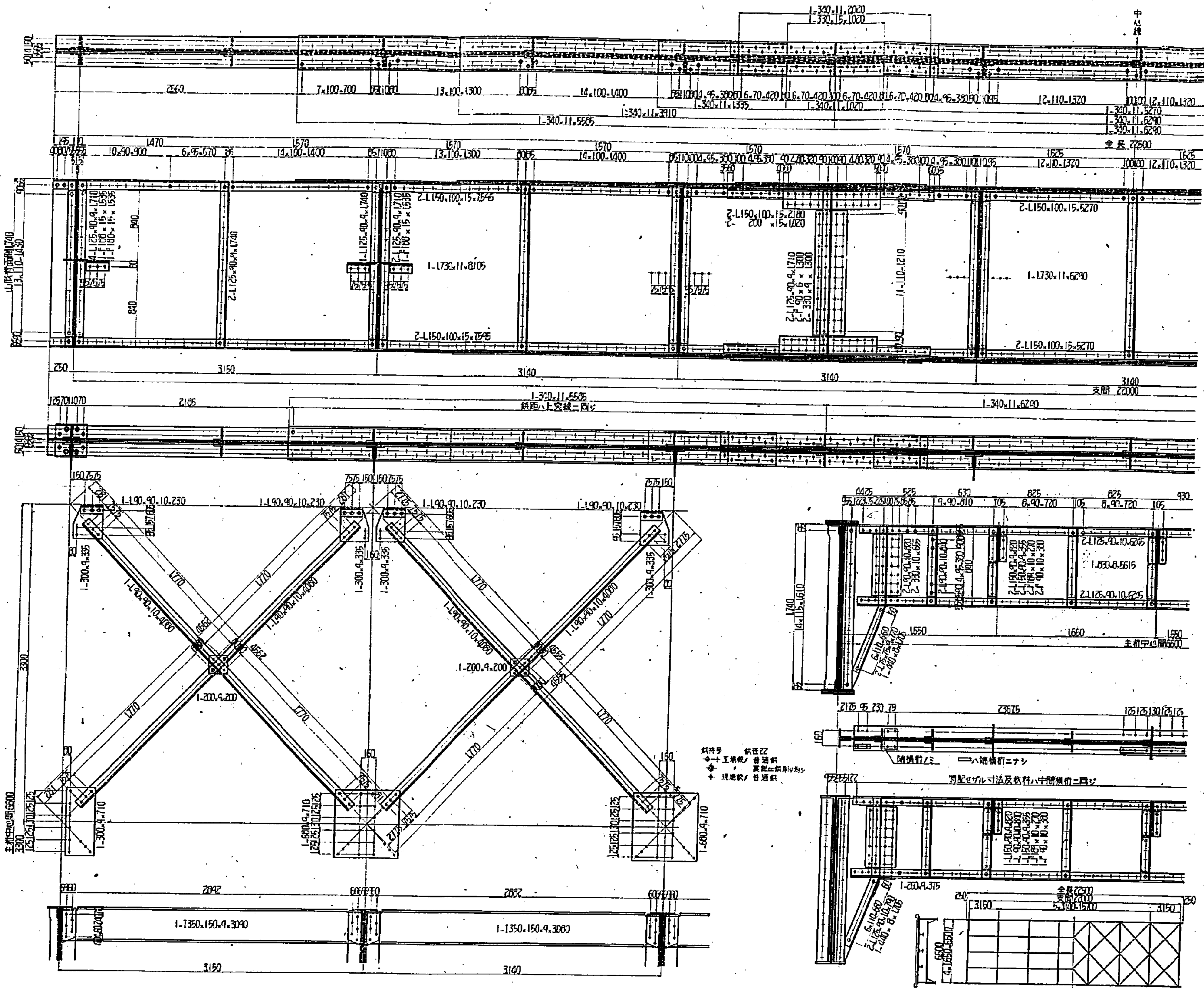
材料表

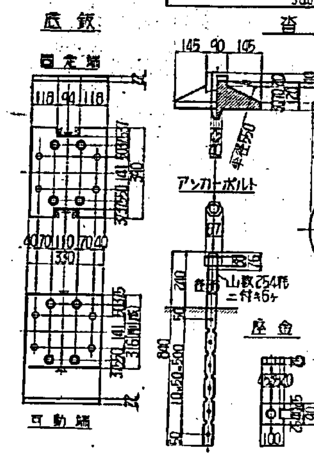
数量	種別	寸法	長さ	重量	摘要
		側桁			
1	鈑	1070×9	7745	585	腹鈑
1	〃	〃×〃	6755	511	〃
4	山形	125×90×10	7375	475	天緑山形
4	〃	〃×〃×〃	6385	411	〃
2	鈑	270×9	5690	217	〃鈑
2	〃	〃×〃	4700	179	〃
2	〃	〃×〃	3890	148	〃
2	〃	〃×〃	2900	111	〃
12	山形	125×90×9	1060	186	補剛材
22	〃	90×90×10	1080	316	〃
2	〃	〃×〃×〃	1060	28	〃
4	〃	125×90×9	370	22	取付山形
2	鈑	190×10	895	27	填材
2	〃	180×10	895	25	〃
4	〃	190×10	285	17	〃
4	〃	90×10	605	17	〃
4	〃	175×10	740	41	腹鈑添接
2	〃	330×10	690	36	〃
4	山形	125×90×10	1320	85	天緑添接
2	鈑	270×10	740	31	〃
1	〃	270×22	320	15	可動端底鈑
1	〃	320×22	340	19	固定端底鈑
				3531	
				2×3531=7062	
		中桁			
1	鈑	1070×9	7745	586	腹鈑
1	〃	〃×〃	6755	511	〃
4	山形	125×90×10	7375	475	天緑山形
4	〃	〃×〃×〃	6385	411	〃
2	鈑	270×9	6490	248	〃鈑
2	〃	〃×〃	5500	210	〃
2	〃	〃×〃	5490	210	〃
2	〃	〃×〃	4500	172	〃
2	〃	〃×〃	3720	142	〃
2	〃	〃×〃	2730	104	〃
16	山形	125×90×9	1060	248	補剛材
18	〃	90×90×10	1080	259	〃
2	〃	〃×〃×〃	1060	28	〃
8	〃	125×90×9	370	43	〃
4	鈑	190×10	895	53	填材
8	〃	〃×〃	285	34	〃
8	〃	90×10	605	34	〃
4	〃	175×10	740	41	腹鈑添接
2	〃	330×10	690	36	〃
4	山形	125×90×10	1320	85	天緑添接
2	鈑	270×9	1480	57	〃
2	〃	270×10	740	31	〃
1	〃	270×22	320	15	可動端底鈑
1	〃	320×22	340	19	固定端底鈑
				4080	
		横桁			
12	I形	400×150×10	3250	2808	
8	鈑	365×9	665	137	隅束
16	山形	75×75×9	265	42	〃
16	〃	〃×〃×〃	400	64	〃
8	〃	90×90×10	3000	319	横材
16	鈑	230×9	330	86	取付鈑
				3456	
		縦桁			
4	I形	350×150×9	2440	571	
6	〃	〃×〃×〃	2940	1032	
20	山形	150×100×12	280	251	取付山形
				1854	
		横構材			
4	山形	90×90×10	3540	188	横構材
4	〃	〃×〃×〃	4050	216	〃
2	〃	〃×〃×〃	4120	110	〃
8	〃	〃×〃×〃	1690	180	〃
8	〃	〃×〃×〃	1965	204	〃
4	〃	〃×〃×〃	2000	106	〃
8	鈑	200×9	480	54	取付鈑
8	〃	360×9	520	106	〃
8	〃	335×9	570	108	〃
4	〃	160×9	630	29	〃
6	〃	〃×〃	600	41	〃
				1347	
		鋲頭			
5162	工場鋲	径22		381	
2460	現場鋲	〃		182	
				563	
		沓及附属品			
4	鋳鉄			4×600=240	側桁用
2	〃			2×580=116	中桁用
4	座鉄			4	
4	アンカーボルト	径38		30	
				390	
				総重量 18752瓩	

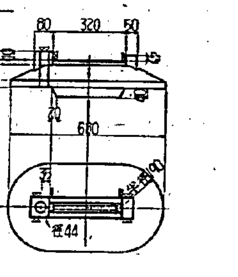
標準國道鈑桁橋

支間	14.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/m²
主桁間隔	2-3.3m	高欄,地覆	<460kg/m

昭和十六年七月　内務省土木試験所







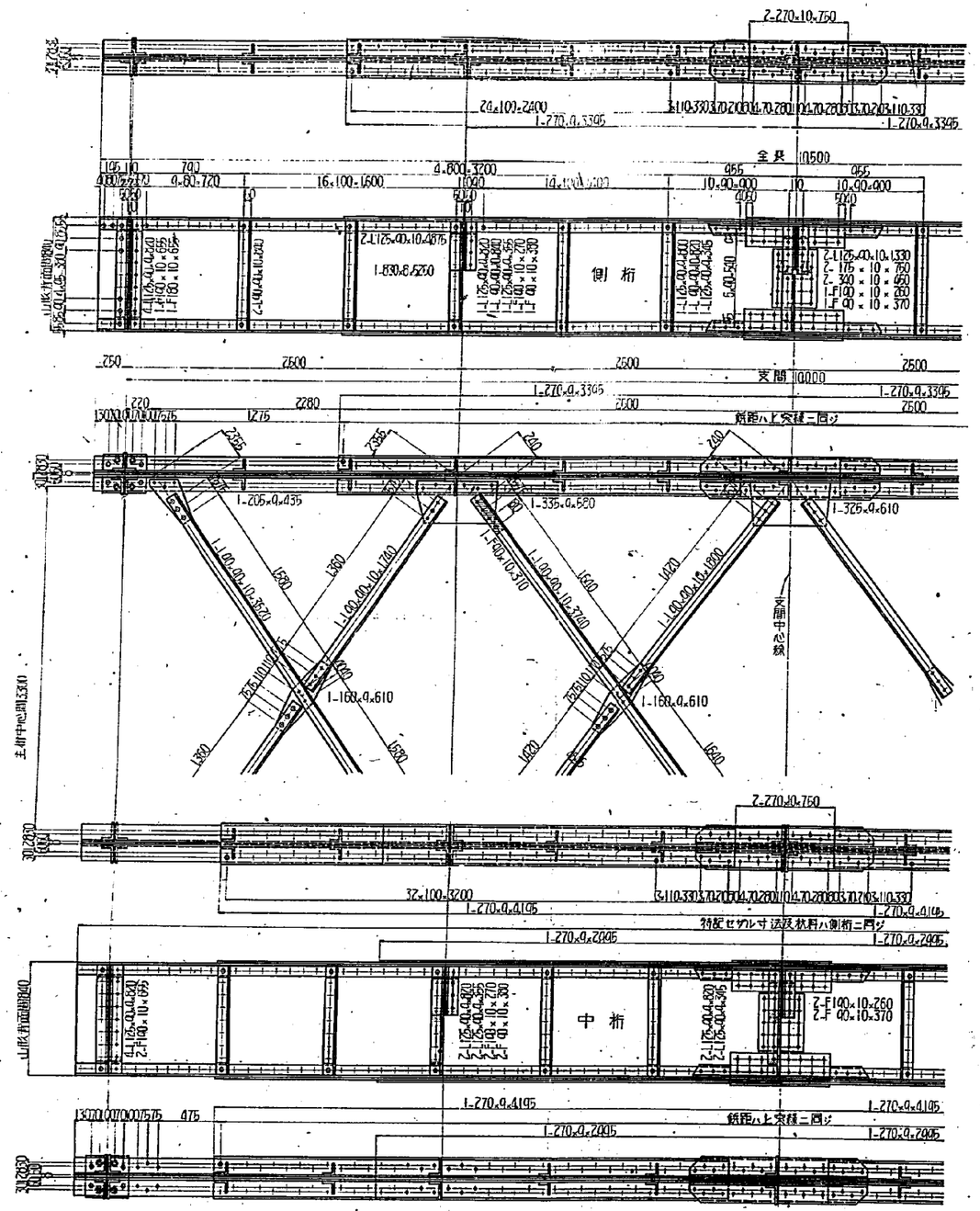
材料表

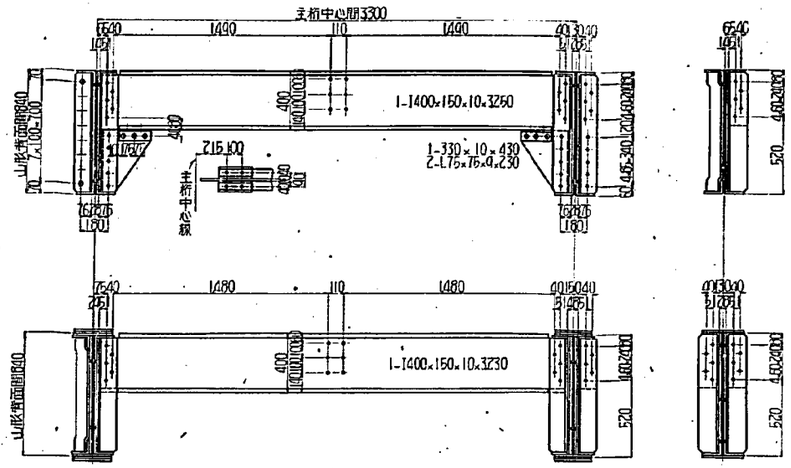
数量	種別	寸法		重量	摘要
		主桁			
2	鈑	1730×11	8105	2422	腹鈑
1	〃	〃×〃	6290	940	〃
8	山形	150×100×15	7595	1683	突縁山形
4	〃	〃×〃×〃	5270	584	〃
4	鈑	340×11	5585	656	〃 鈑
4	〃	〃×〃	6290	739	〃
4	〃	〃×〃	3910	459	〃
4	〃	〃×〃	1335	157	〃
2	〃	〃×〃	5270	309	〃
24	山形	125×90×9	1710	599	補剛材
16	〃	〃×〃×〃	1740	407	〃
8	鈑	180×15	1535	272	填材
2	〃	180×15	1535	65	〃
8	〃	440×8	1705	377	取付鈑
8	〃	200×15	1020	192	腹鈑接手
4	〃	330×9	1300	121	〃
4	〃	90×6	1300	22	填材
8	山形	150×100×15	2180	483	突縁接手
4	鈑	330×15	1020	159	〃
4	〃	340×11	1020	120	〃
4	〃	〃×〃	2020	237	〃
1	〃	320×22	330	18	可動端底鈑
1	〃	330×22	390	22	固定端底鈑
				11043	
			2×11043=22086		
		中間横桁			
1	鈑	830×8	5615	293	腹鈑
4	山形	125×90×10	6245	402	突縁山形
4	〃	90×90×10	820	44	補剛材
8	〃	〃×〃×〃	840	89	〃
6	〃	150×90×9	820	81	〃
6	〃	〃×〃×〃	355	35	取付山形
6	鈑	180×10	270	24	填材
6	〃	90×10	380	16	〃
4	〃	330×10	655	68	添接鈑
4	山形	75×75×9	770	31	
				1083	
			6×1083=6498		
		端横桁			
1	鈑	830×8	5615	293	腹鈑
4	山形	125×90×10	6245	402	突縁山形
4	〃	90×90×10	820	44	補剛材
11	〃	〃×〃×〃	840	123	〃
3	〃	150×90×9	820	40	〃
3	〃	〃×〃	355	18	取付山形
3	鈑	180×10	270	12	填材
3	〃	90×10	380	8	〃
4	〃	330×10	655	68	添接鈑
4	山形	125×90×10	740	51	
2	鈑	260×9	375	14	
				1073	
			2×1073=2146		
		縦桁			
6	I型	350×150×9	3090	1085	
15	〃	〃×〃×〃	3080	2703	
				3788	
		横構			
28	山形	90×90×10	4080	1519	横構材
28	〃	〃×〃×〃	230	86	取付山形
28	鈑	300×9	335	199	〃 鈑
2	〃	〃×〃	710	30	〃
6	〃	680×9	710	205	〃
14	〃	200×9	200	40	〃
				2079	
		鋲類			
8440	工場鋲	径 22		624	
4744	現場鋲			350	
				974	
		沓及附属品			
4	沓鈑	4×120=480			
4	座金			6	
4	アンカーボルト	径 38		32	
				517	
		総重量			
		38088瓩			

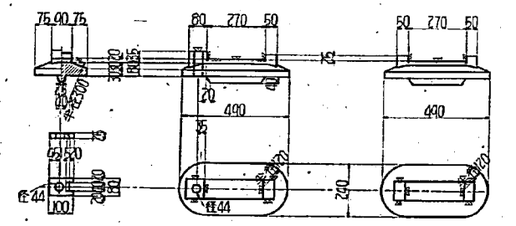
標準國道鈑桁橋

支間	22.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/m²
主桁間隔	6.6m	高欄,地覆	<460kg/m

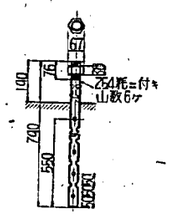
昭和十六年七月, 内務省土木試験所



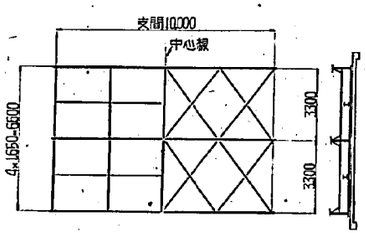




産金　　側桁用沓　　中桁用沓　　底鈑



アンカーボルト



・鋲符号　鋲径22粍
○+ 工場鋲ノ首通鉚
○ 長径m鋲削リ均シ
+ 現場鋲ノ首通鉚

標準國道鈑桁橋

支間	10.0m	活荷重	第一種
有效幅員	7.5m	床版,舗装	<560kg/m²
主桁間隔	2·3.3m	高欄,地覆	<460kg/m

昭和十六年七月　内務省土木試験所

材料表

数量	種別	寸法	重量	摘要
		側桁		
2	鈑	830×8×5250	547	腹鈑
8	山形	125×90×10	467.5	突縁山形
4	鈑	270×9×3305	259	〃鈑
10	山形	125×90×9	620	補剛材
1	〃	〃×〃×〃	800	〃
18	〃	90×90×10	840	〃
1	〃	〃×〃×〃	820	〃
2	〃	125×90×9	355	鉄付山形
1	〃	〃×〃×〃	345	〃
2	鈑	140×10	555	沓補剛材
2	〃	180×10	555	〃
1	〃	140×9	270	〃
1	〃	〃×〃	260	〃
2	〃	90×10	380	〃
1	〃	〃×〃	370	〃
4	〃	175×10	760	腹鈑添接
2	〃	330×10	460	〃
4	山形	125×90×10	1330	突縁添接
4	鈑	270×10	760	〃
1	〃	270×22	320	可動端底鈑
1	〃	320×22	340	固定端底鈑
		2×2101.4=4202		
		中桁		
2	鈑	830×8	5250	547 腹鈑
8	山形	125×90×10	4875	628 突縁山形
4	鈑	270×9	4105	320 〃鈑
4	〃	〃×〃	2905	229 〃
12	山形	125×90×9	820	144 補剛材
2	〃	〃×〃×〃	800	23 〃
16	〃	90×90×10	840	174 〃
8	〃	125×90×9	355	21 鉄付山形
2	〃	〃×〃×〃	345	10 〃
4	鈑	140×10	555	38 横桁〃
4	〃	〃×9	270	16 〃
2	〃	〃×〃	250	8 〃
2	〃	90×10	350	11 〃
2	〃	〃×〃	370	6 〃
4	〃	175×10	750	41 腹鈑添接
2	〃	330×10	460	24 〃
4	山形	125×90×10	1330	85 突縁添接
4	鈑	270×10	760	64 〃
1	〃	270×22	320	15 可動端底鈑
1	〃	320×22	340	14 固定端底鈑
		2×2824		
		横桁		
8	I型	300×150×10	3260	1373
2	〃	〃×〃×〃	3230	466
8	鈑	330×10	430	80 隅角
16	山形	75×75×9	230	37 〃
				2464
		縦桁		
8	I型	300×150×6	2040	943
32	山形	150×100×12	280	201
				1144
		横桁橋		
4	山形	90×90×10	3620	193 横鈑取
4	〃	〃×〃×〃	3740	199 〃
8	〃	〃×〃×〃	1740	185 〃
8	〃	〃×〃×〃	1800	192 〃
8	鈑	205×9	435	60 底付鈑
6	〃	335×9	580	110 〃
4	〃	325×9	610	56 〃
8	〃	160×9	610	65 〃
8	〃	90×10	310	18 通取
				1058
		鋲鋲		
3300	工場鋲	径 22	244	
1444	現場鋲		144	
			388	
		首反附属品		
4	鉄鉄	4×460=184		側桁用
2	〃	2×465=41		中桁用
4	産金	4		
4	アンカーボルト	径 38	30	
			309	
		1総重量		
		11444斤		