

014

土木研究所資料

第 3 8 2 号

コンクリート舗装の実験的研究(その1)

昭和43年4月

土木研究所道路部舗装研究室

飯島 尚・広瀬幸洋

目 次

まえがき	1
第1章 緒 言	4
第2章 コンクリート舗装版応力の理論	9
2.1 温度応力の理論	9
2.2 輪荷重応力の理論	15
第3章 試験舗装の概要および管理試験結果	19
3.1 試験舗装の路床および路盤	19
3.2 コンクリート舗装版の概要および管理試験結果	23
3.3 路床路盤の支持力試験の結果	29
第4章 コンクリート舗装版の載荷試験	31
第5章 試験の結果および解析	33
5.1 コンクリート舗装版のたわみ	33
5.2 コンクリート舗装版のひずみ	33
5.3 ひびわれ荷重と路盤支持力	34
第6章 結 語	39
参 考 文 献	40

ま え が き

現在までの研究により我国のコンクリート舗装技術は、特に設計法に注目するならばほぼ確立された感があるといわれる。しかし施工は勿論のこと、設計法そのものも細かく検討すれば不備な点は数多くあり、今後の研究に待つところが多い。特にコンクリート舗装要綱に提起された土木研究所設計公式について次の点が解明、あるいは改良されなければならないものと思われる。

- (1) 自動車走行位置、および走行頻度が変化していること。これは現在の設計法を作成するための資料とした交通調査が、昭和37年頃のものであり現在の交通事情は当時と差異があり、特に社会情勢の変化により大型車の混入率が変化したこと、多車線路線におけるキープレフトの原則がかなり忠実に守られるようになったことにより走行位置が変化したことなどの理由によるものと考えられる。
- (2) コンクリート舗装の路盤はいわゆる支持力係数 (K -Value) によって評価される。設計には直径75cmの載荷板を用いて得られた値を使用するが、実際の現場での試験を考えると、荷重条件などより直径45cm程度が限界であろうと思われる。(勿論空港等、特別な場合には ϕ 75cmの載荷板を用いて試験すべきであろう)従って現場で得た値を設計に使用する K_{75} に換算しなければならない。現在のところ路盤の支持力係数と K 値の関係は舗装要綱の図表を利用して得られるが、これは直径が30cmの載荷板の値であり75cmの載荷板に対する関係式を別に作成する必要がある。
- (3) 現在の設計公式は主として土木研究所において実験的に求めたものである。実験に際してコンクリート舗装の路盤は $K_{75}=25\sim4.0$ の比較的低い値の路盤上に造られたものであった。しかし現実には $K_{75}=5\sim10$ 程度の支持力をもった路盤がほとんどである。従って設計公式が広く現場で使用されるためには、これらの支持力係数をもった路盤上での適否を検討し、式の適合を確かめる必要がある。また現在規定されている $K_{30}\geq 15\text{Kg/cm}^2$ の値が果して適当であるかどうか合わせて検討する必要がある。
- (4) 現在の要綱ではコンクリート舗装の版厚は最大25cmである。しかし諸外国には28cm前後の版厚の舗装も作られており(空港を除く)、我国でも将来25cm以上の版厚を考えなければならない時点が来るものと思われる。

る。これは舗装の耐久性を高めるために材料（セメント、碎石、砂など）の品質をきびしく規制したり、あるいは路盤の支持力をあげるために路盤の材料を精選し、また路盤厚を大きくとることなどの費用よりも、コンクリート版厚を2～3 cm 厚くすることの方がより経済的な場合も考えられるからである。なおこの場合には版厚が大きい場合の温度応力を検討する必要がある。

勿論その他には種々の問題点、解決されなければならない点が多くある。それらを大まかに示すと、

(5) 舗装版構造の改良に関するもの

- イ 膨脹目地、収縮目地間隔および目地構造
- ロ 目地の平面的配列、斜め目地等
- ハ 路盤摩擦応力を減少させる方法

(6) 舗装版の表面性状に関するもの

- イ 平坦性を改良すること
- ロ タイヤすべり摩擦係数の増大

(7) 舗装版の材料に関するもの

- イ 膨脹性セメント、中庸熱ポルトランドセメントなどのセメントの研究
- ロ 骨材、主として舗装用碎石コンクリート
- ハ 目地材料
- ニ 配合設計、特に沈下度を用いる場合

(8) 施工法および施工機械に関するもの

- イ 大型施工機械の性能の標準化
- ロ 施工機械と舗装特性、例えば平坦性などの関連
- ハ スリップフォームベーパー

(9) 維持修繕に関するもの

- イ オーバーレイの標準化

などが考えられるであろう。これらをすべて解決するためには非常な努力を必要としようが、この報告書はこれらの問題のうち(3)の路盤支持力とコンクリート舗装版について研究を進めた。

試験舗装は41年の8月～11月にかけて土木研究所千葉支所構内に作り、試験（主として載荷試験）は42年6月～10月まで行った。本文にも述べるが路盤の支持力を $\phi 30\text{cm}$ の載荷板で測定しており解析には、

現在広く用いられている換算係数を用いたが、厳密には、不適當であるとも考えられる。43年4月以降にコンクリート版をとりこわし、 $\phi 75$ cm の載荷板で再確認し（ソイルセメントを使用しているために、路盤打設時と試験時では強度が異なる）、その上で更に解析を進めたいと考えている。従ってこの報告書はその意味では中間報告書であり結論は得られていない。試験研究にあたって、終始有益なる御指導を戴いた松野錦装研究室長に深い感謝を申し上げます。

第 1 章 緒 言

昭和 30 年 4 月から昭和 38 年 2 月までにわたって、主として建設省土木研究所において実施された「セメントコンクリート舗装の実験的研究」⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾により我國のセメントコンクリート舗装の設計法はほぼ確立されたといわれている。

⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾
この研究により岩間には次のような結論を得ている。

(1) 輪荷重応力と温度応力を組み合わせた合成応力の大きさと頻度を、コンクリートの疲労曲線に照し合わせて見ると、もっともきびしい応力条件にさらされているのはコンクリート舗装版の縦縁部である。コンクリート舗装版の縦自由縁部またはタイバーつき縦突合せ目地縁部の輪荷重応力に関する設計公式および影響線、ならびに重量車の重量別走行台数および走行位置分布を考慮して、輪荷重応力の大きさと度数を求め、コンクリート舗装版縦縁部の温度応力に関する設計公式と温度差の時間比を考慮して、温度応力の大きさと時間比を求め、輪荷重応力と温度応力と温度応力の時間的組み合わせを考えて、合成応力の大きさと度数を決定し、これとコンクリートの疲労曲線を照合することによって、コンクリート舗装版の厚さを設計するのが合理的である。

(2) コンクリート舗装版の自由縁部一杯の位置に円形載荷板を置いて、荷重を加えた場合の最大引張応力は、自由縁底面の縁方向に生ずるが、その大きさは半円形載荷板の仮定に直すことによって、Teller d Sutherland の公式を修正してつくった、実験公式に比較的よく一致することが示された。

$$\sigma_c = 212(1 + 0.54\mu) \frac{P}{h^2} [\log_{10} \ell - 0.75 \log_{10} \alpha - 0.18] \dots\dots(1)$$

σ_c : コンクリート版自由縁部の最大応力 (Kg/cm²)

μ : コンクリートのポアソン比

P : 輪荷重 (Kg)

h : コンクリート版の厚さ (cm)

ℓ : コンクリート舗装版の剛比半径 (cm)

α : タイヤの接地半径

すなわち、スプリング路盤の仮定は、コンクリート舗装に対しては、十分正確に成り立つ。コンクリート舗装版の縦目地縁部の応力は、縦自由縁部の応力より一般に小さいが、車輛の走行度数が多いので場合によっては縦目地縁部の応力を使って設計しなければならないことがある。縦目地縁部の最大応力は、目地の補強方向によって相違するが、上式の0.68~0.75倍であることが実験的に確かめられた。したがって、縦目地縁部の設計には上式の0.75倍を用いるのが、実用的であると思われる。

- (3) 従来の設計法は、すべての車輛が隅角一杯すなわち、縦縁一杯の位置だけを走行していると仮定しており、実情に合わないので、車輛の横方向の走行位置分布を設計に採り入れるべく観測したところ、車線数、車線幅および路肩の条件などによって相違するが、たとえば舗装した十分な幅の路肩をもつ2車線幅員7.5mの道路においては、自由縁から15cm、45cm、75cm……を走行する重量車後輪の通過度数は、それぞれ重量車の片側日交通量の0.25倍、0.20倍、0.20倍とするのが適当であると思われる。またコンクリート舗装版の設計に用いる縦縁部応力としては、たとえば縦縁から15cm、45cm、75cm、……離れた位置に車輪中心をおいた場合に、それぞれ最大応力、最大応力の0.7倍、最大応力の0.5倍、……とするのが、影響線の実測値から考えて適当である。

- (4) コンクリート舗装版の温度応力としては、内部応力、端部こう束応力およびそりこう束応力があるが、間隔約15m以下の収縮目地をもつコンクリート舗装版の設計においては、一般に端部こう束応力を考慮する必要はなく、内部応力とそりこう束だけを考えればよいことが明らかにされた。内部応力とそりこう束応力は、いずれもコンクリート版上下両面の温度差に関係する応力であるが、そりこう束応力が引張応力となる時期においては、内部応力がおおむね圧縮応力であることを考えると、両応力をべつべつに計算して加える必要はなく、コンクリート舗装版縦縁部における両応力の和を大きめに与える次式によって、設計用温度応力を求めるのが実用的である。

$$\sigma_s = 0.35 C_s - \alpha \cdot E \cdot \theta' \dots\dots\dots (2)$$

μ_s : コンクリート版縦縁部底面の縁方向の温度応力の設計用数値
(Kg/cm^2)

G_s : コンクリート版のそりこう束係数

α : コンクリートの温度膨脹率 ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)

E : コンクリートのヤング率 (Kg/cm^2)

θ' : 温度差 (コンクリート版表面の温度 - コンクリート版底面の温度、 $^{\circ}\text{C}$)

この公式におけるそりこう束係数 G_s は、適当量のスリップバーで横膨脹目地および横めくら目地を補強したコンクリート舗装版について実測した結果によると、たとえば、正の温度勾配においては、めくら目地間隔 6 m、10 m、15 m、…… に対して、それぞれ 0.91、0.96、0.97、…… であることが示された。またこの公式における温度差 θ' は、地方的気象条件、コンクリート舗装版の厚さなどによって相違するものであるが、年間を通じての温度差の大きさと時間比を設計に用いるのが、適当であると思われる。

東京付近の実測結果によると、たとえば、厚さ 25 cm のコンクリート舗装版の温度差は、最高 15 $^{\circ}\text{C}$ 、最低 -7 $^{\circ}\text{C}$ であって、温度差が 15 $^{\circ}\text{C}$ 、13 $^{\circ}\text{C}$ 、……、-7 $^{\circ}\text{C}$ になる時間比は、1 年間に 0.1%、0.7%、…… であることが明らかにされた。この関係が、わが国のいかなる場所にも適用出来るとは限らないが、現在各地で継続中の観測によれば高度の特に高い地方を除いて全国的にも使いうることが確かめられている。

- (5) コンクリート舗装版の温度変化による内部応力は、版の深さ方向の温度勾配が直線でないために生ずる応力であるが、深さ方向の温度変化を何んらかの数式で表わして計算する従来の方法よりも、深さ-温度曲線に対して左右の面積が相等しくなる直線を引き、その直線が版底面を切る点の温度と、底面温度の差から、底面の内部応力を求める図解法のほうが正確でしかも簡便である。温度変化による内部応力は、地方町気象条件、コンクリート舗装版の厚さなどによって相違するが、晴天が続いた場合、1 日を周期とする周期的変化をし、東京付近においては 20 時ごろ引張り最大になり 10 時半頃圧縮最大になる。また、図解法で温度実測値を整理した結果、東京付近における、厚さ 25 cm のコンクリート舗装版の中央部底面および縦縁部底面の 20 時、23 時および 13 時の内部応力の大きさと度数

が明らかにされたが、たとえば13時の内部応力は 4Kg/cm^2 以上の圧縮応力になることが年間20日くらいである。

- (6) コンクリート舗装版の温度変化による端部こう東応力は、コンクリート舗装版が伸縮しようとするのを妨げるために生ずる応力であって、時にはその大きさが数 10Kg/cm^2 に達することもあるといわれているが、収縮目地間隔6~15m、膨脹目地間隔180mのコンクリート舗装について、温度の年変化および日変化による端部こう東応力の大きさ、ならびに端部こう東応力におよぼす収縮目地間隔の影響について研究した結果、圧縮応力となる端部こう東応力は比較的大きいのに対し、引張応力となる端部こう東応力は一般にきわめて小さく、温度の年変化による端部こう東応力は設計上考慮しなくてよいことが明らかにされた。

- (7) コンクリート舗装版の温度変化によりこう東応力は、コンクリート舗装版がそろうとするのを妨げるために生ずる応力であって、温度の日変化によってのみ生じ、輪荷重応力には匹敵するほど大きくなることがあると従来いわれていた。そりこう東応力の求め方については、コンクリート舗装版内各点の温度変化を検討した結果、舗装版表面温度が正弦変化しているものとして、これを求めるThomlinsonの方法は、原理的にははるかに進んでいるが、温度差とそりこう東係数をWestergaardの式に入れて求める方法のほうが、試験結果にもよく合い、実用的である。

- (8) 重量車の走行時間変化の観測結果から、大都市付近の道路においては、温度差が正の時間中に70%の重量車が走行し、地方部の道路においては、温度差が正の時間中に60%の重量車が走行するという単純な仮定で計算すれば、いくぶん安全であるが、十分実用的であることが明らかにされた。

- (9) 供試体のくり返し曲げ試験を行なった結果にもとづき、実物大のコンクリート舗装のくり返し載荷結果を参考にして1500000回の繰返しに対する疲労曲線を作成し、設計用として使用に耐えるものである。

- (10) コンクリート舗装版は、縦縁部を補強することによって、舗装全体の寿命をいちじるしくのばすことが出来る。

以上のような結論が示され、その後の現場、あるいは実験等によりこれらはほぼ妥当なものであるとされている。しかしこの研究においてはコンクリート舗装の路盤として、一種類しか試験をしていない。従ってより広範囲な色

々の路盤を持った舗装についてこれらの結論、あるいは提案された式が適合するかどうか明らかにされていない。

本研究においてはソイルセメントおよびスラグを用いた10種類の路盤上に厚さ20cmのコンクリート版を作り、30t大型載荷試験機によりコンクリート版に荷重を加え、荷重とコンクリート版の歪、および沈下を測定し、提案された公式が路盤の強度の違いによってどのような制限を受けるものか検討した。

実験中のコンクリート版の温度応力を推定するためにコンクリート舗装版の温度を測定した。

本研究に使用した試験舗装は昭和41年9月から同年11月までに施工し、載荷試験およびその他の試験を昭和42年5月から昭和42年11月まで実施した。なおこの報告書は中間報告であり、最終的にはコンクリート版をとりのぞいた後で路盤の強度を確認し、路盤の支持力が相異しているものについては更に計算をやり直し、図表に修正を加えたいと考えている。

第2章 コンクリート舗装版応力の理論

2.1 温度応力の理論

2.1.1 概 説

コンクリート舗装版の各部は、温度変化のために長さ変化を起こそうとするが、それが何らかの条件によつて妨げられると、いわゆる温度応力が生ずる。

たとえば一次元の場合、ヤング率が E 、膨張率が α 、長さが L の細長い棒の温度が θ だけ上昇したとすると、自由に膨張した時の長さは $L(1 + \alpha\theta)$ で、応力は生じない。この膨張が自由に行なわれず、膨張後の長さが $L(1 + \beta)$ になつたとすると、一たん自由に膨張させた棒に外力(こう束力)を加えて $L(1 + \beta)$ まで縮めたと考える。外力によるひずみは $(\alpha\theta - \beta)$ であつて、応力は $(\alpha\theta - \beta)E$ である。まったく膨張しなかつた場合は $\beta = 0$ であつて $\alpha \cdot \theta \cdot E$ なる応力が生ずる。ここで $(\alpha\theta - \beta)/\alpha\theta$ をこう束係数と呼ぶ。完全にこう束した場合のこう束係数は1であり、完全こう束応力は $\alpha \cdot \theta \cdot E$ である。あるこう束状態における応力は、完全こう束応力にこう束係数を掛けて求められる。

コンクリート舗装版の温度応力は、三次元的で複雑なものであるが、便宜上次の3つにわけて考えることができる。

(a) 内部応力

コンクリート版の深さ方向の温度こう配が直線でないために生ずる応力。この応力は、こう束の如何に無関係である。

(b) 端部こう束応力(広義)

コンクリート版が平面的に伸縮しようとするのを妨げることによつて生ずる応力。この応力はこう束の種類によつて、2つにわけて考えることがある。すなわち、路盤摩擦こう束によつて生ずる摩擦応力と、隣版などのこう束によつて生ずる狭義の端部こう束応力である。

(c) そりこう束応力

上下両面の温度差によつてコンクリート版がそろうとするのを妨げることによつて生ずる応力。

2.1.2 Timoshenko の温度応力式

Timoshenko は、温度変化によるコンクリート版中央部の内部応力を(3)式で与えた。

$$\sigma_1 = \frac{\alpha E \theta_z}{1-\mu} + \frac{1}{h(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z dz + \frac{12(\frac{h}{2}-z)}{h^3(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z (\frac{h}{2}-z) dz \dots\dots\dots (3)$$

ここで、

σ_1 : コンクリート版中央部で、表面から深さ z cm の点の内部応力

(Kg/cm²)

α : コンクリートの膨張率 (°C⁻¹)

E : コンクリートのヤング率 (Kg/cm²)

μ : コンクリートのポアソン比

θ_z : コンクリート版表面から深さ z cm の点の温度 (°C)

h : コンクリート版の厚さ (cm)

端部こう東応力は、(3)式の第2項の符号を変えたものであるから、完全こう東の場合

$$\sigma_1 = \frac{1}{h(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z dz \dots\dots\dots (4)$$

ここで

σ_1 : 完全にこう東されたコンクリート版中央部の端部こう東応力

(Kg/cm²)

そりこう東力は、(3)式の第3項の符号を変えたものであるから、完全こう東の場合

$$\sigma_1 = \frac{12(\frac{h}{2}-z)}{h^3(1-\mu)} \int_0^h \alpha E \theta_z (\frac{h}{2}-z) dz \dots\dots\dots (5)$$

ここで

σ_1 : 完全にこう東されたコンクリート版中央部のそりこう東応力

(Kg/cm²)

この式の誘導は図-1より容易に得られる。

始めに二次元で考え、コンクリート版の紙面に直角方向の厚さは、ごく薄いものとする。(a)の形のコンクリート版に、(b)のような温度変化が

生じた場合、コンクリート版が水平方向の多数の薄層からなりたっているとすれば、(c)のように変化する。このコンクリート版に(b)と同じような形の分布をし、強さが $\alpha E \theta_z$ である分布力 u を(d)のように、頭の中で考えれば、各層は元の形にもどり、薄層の仮定は不要になる。次に分布力 u の総和に大きさが等しく、方向が反対の集中力 U を頭の中で考えると、 u による応力は(e)、 U による応力(f)のようであり、 $\sum u$ と U は全体として釣合っているから、応力としては(g)と(h)の和、すなわち(h)または(j)の形のもが生ずる。同じようなことを紙面に直角方向についても考えれば(3)式が得られる。

2.1.3 Thomlinson の温度応力式

Thomlinson は、コンクリート舗装版表面の温度が正弦曲線で変化すると仮定した。

$$\theta = \theta_0 + \theta_1 \sin \frac{2\pi}{T_1} t + \theta_2 \sin \frac{2\pi}{T_2} t \dots\dots\dots (6)$$

ここで、

- θ : コンクリート版表面の温度 (°C)
- θ_0 : コンクリート版表面の平均温度 (°C)
- θ_1 : コンクリート版表面温度の1日を周期とする振幅 (°C, 半振幅)
- θ_2 : コンクリート版表面温度の1年を周期とする振幅 (°C, 半振幅)
- T_1 : 周期 = 1日 = 86400 秒
- T_2 : 周期 = 1年 = 31536000 秒
- t : 時間 (秒)

(6)式で第1項は定数で温度応力に関係しないから省略する。第2項から温度の日変化による応力が導かれ、第3項から温度の年変化による応力が導かれるが、式の取り扱いは全く同じであるから、第2項について計算する。

コンクリート版が深さ方向に無限に広がる固体であるとする、深さ z cm の点の温度は、(6)式を熱伝導方程式に代入して求められる。

$$\theta_z = \theta_1 e^{-(z/\phi)\sqrt{\pi/T_1}} \sin\left(-\frac{2\pi}{T_1}t - \frac{z}{\phi} \frac{\pi}{T_1}\right) \dots\dots\dots (7)$$

ここで、

- θ_z : 深さ z の点の温度 (°C)
- ϕ^2 : コンクリートの温度伝導率 (熱拡散率) $= \nu / c\rho$ (cm²/sec)

ν : コンクリートの熱伝導率 (cm.g/sec³°C)

c : コンクリートの比熱 (cm²/sec²°C)

ρ : コンクリートの密度 (g/cm³)

(7)式の計算結果は図-2に示すようである。Thomlinsonによれば、どの深さの点の温度も正弦曲線に変化している。各時刻における深さ方向の温度分布を図-2からとつた結果は、図-3のようである。Thomlinsonによれば、正の温度こう配と負の温度こう配は、対称に生ずる。(7)式を(3)式に入れると、Thomlinsonの内部応力式が得られる。

$$\sigma_1 = A_1 \sin 2\pi \frac{t+t_1}{T_1} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、

A_1 : 内部応力の振幅 (Kg/cm²半幅)

t_1 : 内部応力の位相差 (秒)

コンクリート版表面 $z = 0$ においては、

$$A_1 = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \left[\left\{ \left(-1 + \frac{2}{r} \right) + \frac{e}{r} e^{-r} \cos \tau - \frac{e}{r} \left(1 + \frac{3}{r} \right) \sin \tau \right\}^2 + \left\{ \frac{1}{r} \left(-2 + \frac{3}{r} \right) - \frac{e}{r} \sin \tau - \frac{e}{r} \left(1 + \frac{3}{r} \right) \cos \tau \right\}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (9)$$

$$\tan(2\pi \frac{t_1}{T_1}) = \frac{\frac{1}{r} \left(-2 + \frac{3}{r} \right) - \frac{e}{r} \sin \tau - \frac{e}{r} \left(1 + \frac{3}{r} \right) \cos \tau}{\left(-1 + \frac{2}{r} \right) + \frac{e}{r} \cos \tau - \frac{e}{r} \left(1 + \frac{3}{r} \right) \sin \tau} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、

$$\tau = \frac{h}{\phi} \sqrt{\pi/T_1}$$

h : コンクリート版の厚さ (cm)

コンクリート版底面 $z = h$ においては、

$$A_1 = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \left[\left\{ \frac{1}{r} - e^{-r} \left(1 + \frac{2}{r} \right) \cos \tau + \frac{e}{r} \left(2 + \frac{3}{r} \right) \sin \tau \right\}^2 + \left\{ \frac{1}{r} \left(1 - \frac{3}{r} \right) + e^{-r} \left(1 + \frac{2}{r} \right) \sin \tau + \frac{e}{r} \left(2 + \frac{3}{r} \right) \cos \tau \right\}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (11)$$

$$\tan(2\pi \frac{t_1}{T_1}) = \frac{\frac{1}{r} \left(1 - \frac{3}{r} \right) + e^{-r} \left(1 + \frac{2}{r} \right) \sin \tau + \frac{e}{r} \left(2 + \frac{3}{r} \right) \cos \tau}{-\frac{1}{r} - e^{-r} \left(1 + \frac{2}{r} \right) \sin \tau + \frac{e}{r} \left(2 + \frac{3}{r} \right) \sin \tau} \dots\dots\dots (12)$$

(7)式を(4)式に入れると、Thomlinsonの端部こう束応力（完全こう束の場合）が得られる。

$$\sigma_1 = A_e \sin 2\pi \frac{t+t_e}{T_1} \dots\dots\dots (13)$$

ここで、

A_e : 端部こう束応力の振幅 (Kg/cm²、半振幅)

t_e : 端部こう束応力の位相差 (秒)

$$A_e = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \cdot \frac{1}{\sqrt{2\tau}} [1 - 2e^{-\tau} \cos \tau + e^{-2\tau}]^{1/2} \dots\dots\dots (14)$$

$$\tan(2\pi \frac{t_e}{T_1} + \frac{\pi}{4}) = \frac{e^{-\tau} \sin \tau}{e^{-\tau} \cos \tau - 1} \dots\dots\dots (15)$$

端部こう束応力は 断面に均一に生ずる。

(7)式を(5)式に入れて、Thomlinsonのそりこう束力を得る。

$$w\sigma_1 = A_w \sin 2\pi \frac{t+t_w}{T} \dots\dots\dots (16)$$

ここで、

$w\sigma_1$: 完全こう束の場合のコンクリート版中央部におけるそりこう束応力 (Kg/cm²)

A_w : そりこう束応力の振幅 (Kg/cm²、半振幅)

t_w : そりこう束応力の位相差 (秒)

$$A_w = \frac{\alpha E \theta_1}{1-\mu} \times 3 \times \left[\left\{ \frac{1}{2\tau} - \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \sin \tau + \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau - \sin \tau) \right\}^2 + \left\{ \frac{1}{\tau^2} \times \frac{1}{2\tau} - \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} (\cos \tau + \sin \tau) \right\}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (17)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_w}{T} = \frac{-\frac{1}{\tau^2} + \frac{1}{2\tau} + \frac{e^{-\tau}}{\tau^2} \cos \tau + \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau + \sin \tau)}{-\frac{1}{2\tau} + \frac{e^{-\tau}}{\tau} \sin \tau - \frac{e^{-\tau}}{2\tau} (\cos \tau - \sin \tau)} \dots\dots\dots (18)$$

実際のコンクリート版端部こう束応力と、そりこう束応力は、こう束の程度によって相違する。こう束の程度を 0 から 1 の範囲内の適当な値をとる係数 C_e 、 C_w で表わせば、両応力はそれぞれ $C_e \cdot \sigma_1$ 、 $C_w \cdot w\sigma_1$ となる。

結 極Thomlinsonによればコンクリート版は温度変化によって次のような合成応力を受ける。

$$\sigma_1 = A_1 \sin 2\pi \frac{t_1 + t_i}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e + t_c}{T_1}$$

$$+ C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1} = A_r \sin 2\pi \frac{t_r}{T_1} \dots\dots\dots(19)$$

$$A_r = \left[\left(A_1 \sin 2\pi \frac{t_1}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right)^2 \right. \\ \left. + \left(A_1 \cos 2\pi \frac{t_1}{T_1} + C_e \cdot A_e \cos 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \cos 2\pi \frac{t_w}{T_1} \right)^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots(20)$$

$$\tan 2\pi \frac{t_r}{T_1} = \frac{A_1 \sin 2\pi \frac{t_1}{T_1} + C_e \cdot A_e \sin 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \sin 2\pi \frac{t_w}{T_1}}{A_1 \cos 2\pi \frac{t_1}{T_1} + C_e \cdot A_e \cos 2\pi \frac{t_e}{T_1} + C_w \cdot A_w \cos 2\pi \frac{t_w}{T_1}} \dots\dots\dots(21)$$

A_1 、 A_e 、 A_w 、 A_r 、 t_1 、 t_e 、 t_w 、 t_r の数値計算結果は図-4および図-5に示すとおりである。

図-4を見ると、内部応力はコンクリート版上下両面とも日中に圧縮、夜間引張りになること（版の中心面の応力はこれと反対である）端部こう東応力はコンクリート版各点とも日中は圧縮で、夜間は引張りであること、そりこう東応力はコンクリート版底面においては日中引張で早朝圧縮である（表面はこれと反対）ことがわかる。

2.1.4 Westergaard の温度応力式

Westergaard は、コンクリート版の温度は深さ方向に直線的に分布することと、路盤は鉛直方向のヤング率だけをもつこと（スプリング路盤）を仮定し、完全にこう東されたコンクリート版のそりこう東応力を求めた。

幅 B (cm) で、長さが無限大のコンクリート版のそりこう東応力は、

$$\sigma_y = \sigma_1 \left[1 - \frac{2 \cos \lambda \cosh \lambda}{\sin 2\lambda + \sinh 2\lambda} \left\{ (\tan \lambda + \tanh \lambda) \cos \frac{y}{\sqrt{2} \ell} \cosh \frac{y}{\sqrt{2} \ell} \right. \right. \\ \left. \left. + (\tan \lambda - \tanh \lambda) \sin \frac{y}{\sqrt{2} \ell} \sinh \frac{y}{\sqrt{2} \ell} \right\} \right] \dots\dots\dots(22)$$

$$\sigma_1 = \sigma_1 + \mu (\sigma_y - \sigma_1) \dots\dots\dots(23)$$

$$\sigma_1 = \frac{\alpha E \theta'}{2(1-\mu)} \dots\dots\dots(24)$$

ここで、

σ_y : コンクリート版の中心から幅方向に y cm の点の y 方向のそり

こう束応力 (Kg/cm^2)

σ_x : コンクリート版の中心から幅方向に $y\text{cm}$ の点の x 方向のそりこ
う束応力 (Kg/cm^2)

σ_1 : コンクリート版の中心の最大そりこ束応力 (Kg/cm^2)

λ : 係数 $\frac{B}{\sqrt{8L}}$

L : 剛比半径 (cm) $= \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$

K : 路盤の支持力係数 (Kg/cm^3)

θ' : コンクリート版表面の温度と底面の温度の差 ($^{\circ}\text{C}$)

コンクリート版の自由縁部 $y = B/2$ においては、

$$\sigma_y = 0$$

$$\sigma_x = \sigma_1 - \mu \sigma_1 = 0.5 \alpha E \theta' \dots\dots\dots (25)$$

コンクリート版のそりこ束応力は、Thomlinsonによれば表面温度
振幅 θ で与えられるのに対し、Westergaardによれば、コンクリート版
上下両面の温度差 θ' で与えられる。

2.2 輪荷重応力の理論

2.2.1 概 説

コンクリート舗装版に、輪荷重を加えた場合の応力を求める公式は、多
数発表されているが、路盤の支持に関する仮定によって、大きく2つに分
けられる。

第1は、Westergaardが提案した、いわゆるスプリング路盤の仮定と
呼ばれるものであって、路盤の反力は鉛直方向にだけ働き、たわみに比例
し、係数はあらゆる点で、同一であるとするものである。

$$\text{路盤反力の強さ} (\text{Kg}/\text{cm}^2) = K \cdot \Delta \dots\dots\dots (26)$$

ここで、

Δ : たわみ (cm)

K : 路盤の支持力係数 (Kg/cm^3)

第2は、いわゆる弾性路盤の仮定と呼ばれるものであって、路盤がヤン
グ率だけでなく、ポアソン比をもった、半無限弾性体から成っていると仮
定したものである。

$$\text{弾性路盤の支持力に関する係数 } C = \frac{E_2}{1-\mu_2^2} \dots\dots\dots (27)$$

ここで、

E_2 : 路盤材料のヤング率 (Kg/cm^2)

μ_2 : 路盤材料のポアソン比

理論的に考えれば、弾性路盤の仮定はスプリング路盤の仮定より正確であるが、本研究においてはスプリング路盤の仮定に基づいている。

2.2.2 Westergaard の荷重応力式

半径 a (cm) の円形載荷板をコンクリート版の直角自由縁部一杯の位置に置いて、荷重 P (Kg) を加えた場合の 2 等分線上隅角先端から x (cm) の点のたわみ Δ (cm) を

$$\Delta = \frac{P}{K L^2} \left(1.19 \frac{x}{L} - \frac{a_1}{L} 0.889 \frac{2x}{L} \right) \dots\dots\dots (28)$$

ただし、

$$a_1 = \sqrt{2} a$$

として、荷重 P と路盤反力 $K \cdot \Delta$ による曲げモーメントから求めた a_1 が、Westergaard の第 1 隅角応力式である。

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{L} \right)^{0.6} \right] \dots\dots\dots (29)$$

ここで、

σ_c : コンクリート版直角自由隅角の最大荷重応力 (Kg/cm^2)

Westergaard によれば、最大引張応力は、コンクリート版表面の 2 等分線上 $2\sqrt{a_1} L$ の位置の 2 等分線方向に生ずる。

半径 a (cm) の半円形載荷板を、コンクリート版自由縁部一杯の位置に置いて、荷重 P (Kg) を加えた場合の最大引張応力は、載荷板円弧中心直下のコンクリート版底面の縁方向に生じ、その大きさは Westergaard により

次式で与えられる。

$$\sigma_c = 2116(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} \left[10 \log_{10} \frac{P}{h^2} \left[10 \log_{10} \frac{L}{b} + 0.90 \right] \right] \dots\dots\dots (30)$$

σ_c : コンクリート版自由縁部の最大応力 (Kg/cm^2)

b : 32 式で与えられる等価接地半径 (cm)

$$b = \sqrt{1.6a^2 + h^2 - 0.675h} ; a < 1.724h \text{ の場合} \\ b = a ; a \geq 1.724h \text{ の場合} \dots\dots\dots (31)$$

載荷条件で Westergaard が与えた、自由縁部の最大たわみは、

$$\Delta_e = \sqrt{\frac{1}{6}(1+0.4\mu)} \frac{P}{K\ell^2} \dots\dots\dots (32)$$

であり、たわみ曲線の形は、図-5 のようである。

半径 a (cm) の円形載荷板を、コンクリート版の中央部に置いて、荷重 P (Kg) を加えた場合の最大引張応力は、載荷板直下のコンクリート版底面の半径方向に生じ、その大きさは Westergaard により次式で与えられる。

$$\sigma_1 = 1.1(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{\ell}{b} + 0.268 \right] \dots\dots\dots (33)$$

ここで、

σ_1 ≡ コンクリート版中央部の最大応力 (Kg/cm²)

同一条件で Westergaard が与えた、中央部の最大たわみは、

$$\Delta_1 = \frac{P}{8K\ell^2} \dots\dots\dots (34)$$

である。

2.2.3 その他のスプリング路盤理論による荷重応力式

コンクリート版の直角自由隅角部の応力公式のうち、現在最も信頼度が高いと考えられているものは、米国 Arlington における実験結果に基づいて、Westergaard の公式を修正した、Pickett 公式である。

$$\sigma_c = -\frac{4.2P}{h^2} \left[1 - \frac{\frac{a}{\ell}}{0.925 + 0.22 \frac{a}{\ell}} \right] \dots\dots\dots (35)$$

コンクリート版の自由縁部の応力公式は、半円載荷板によるものしかないが、Arlington の実験結果に基づいて、コンクリート版周縁がそり上っている場合に適合するように、Westergaard の公式を修正したものが、Teller & Sutherland の公式である。

$$\sigma_e = 2.116(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{\ell}{b} + \frac{1}{4} \log_{10} \frac{b}{2.54} \right] \dots\dots\dots (36)$$

2.2.4 岩間による荷重応力式

前述した実験により岩間はコンクリート版の荷重応力が Westergaard の公式によく一致することを確かめた。しかし Westergaard 公式およびこれを修正した Teller & Sutherland 公式は、いずれも半径 a の半円上に載荷することを仮定して作られたものである。自動車のタイヤが、縦目地の真上を走ることを考えれば半円載荷状態は実際に起り得るものである。しかし半円の上に、全荷重が加えられることは、あり得ないのであって、概ね $1/2$ の荷重が加えられると考えられる。

したがって、コンクリート版自由縁部における自動車荷重の、最もきび

しい載荷状態は、全円載荷板に全荷重をのせた場合である。これらの考察から、Teller & Sutherland の公式の方が実験結果に合致するものと考え、まず a の代りに $\sqrt{2} a$ をおいて、修正した。(半径 a の全円の面積は、半径 $\sqrt{2} a$ の半分の面積に等しいが、載荷板の全面積が等しければ、少々形が相違していても応力はほぼ同じであると考えている)。次に(31)式において等価接地半径 b のかわりに $b = 0.9a$ とした。従って(36)式にこれらの値を代入して次式を得た。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 2116(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \frac{L}{0.9\sqrt{2}a} + 0.25 \log_{10} \frac{0.9\sqrt{2}a}{2.54} \right] \\ &= 212(1+0.54\mu) \frac{P}{h^2} [\log_{10} L - 0.751 \log_{10} a - 0.181] \dots\dots\dots (37)\end{aligned}$$

第3章 試験舗装の概要および管理試験結果

載荷試験のための試験舗装は、土木研究所千葉支所構内につくったもので、昭和41年9月から同年11月までに施工したものである。

3.1 試験舗装の路床および路盤

試験舗装は構内に作られた各種舗装の実物大載荷試験装置のある試験場に行われた。第1試験舗装区間として図-7に示すようなソイルセメントの強度が2通り、厚さが2通りの組合せた路盤、および下層路盤としてスラグを用いたもの（一部はソイルセメントとスラグをサンドウィッチにしている）の上に厚さ20cmのコンクリート版を施工したものである。第2試験舗装区間は第1区間とはほぼ同じ組合せの路盤を施工し、コンクリート版は施工しないで主としてソイルセメントを使用した路盤の強度を経年的に測定しようという目的で作られた。

各試験区間の断面を図-8に示す。またここには30t大型載荷試験機のためのレールがありこの断面もあわせて図-9に示す。

現場は関東ロームの自然路床まで掘り下げ、そこを路床としてそれぞれ下層路盤、上層路盤を施工した。スラグ（下層路盤、および一部上層路盤）は40mmの川崎製鉄高炉滓で転圧は2層にわけて行ない、12tマカダムローラー、ソイルコンパクターをそれぞれ8～10回締固めた。このスラグは粒度がよくなかったため転圧もあまりよくできず路床、路盤の密度がそれぞれ図-10に示すようになり低い値となった。また上層路盤の密度の測定結果を図-12に示す。

3.1.1 路盤に用いたソイルセメントの配合と施工

ソイルセメントは試験に先立ち、一軸圧縮強度が10Kg/cm²、30Kg/cm²になるように試験的に配合設計し、セメント量および粒度を決定した。配合試験はセメントコンクリート舗装要綱に従い材料は表-1に示すような5.6.7号碎石、スクリーニングス、および山砂を用いて5種類の合成粒度を作成した（表-2）。それぞれの合成粒度の材料にセメントを2.4.6.8%を添加した。供試体の作製はJIS1210に規定されている方法により、25Kgのランマーを落下高30cm、3層につきかため、各層25回づつ落下させた。供試体作製後直ちに脱形して、20±1℃、湿度90%以上の恒温恒

湿槽で6日間養生後、一日水浸した後圧縮試験を行なった。なお、突固め試験のそれぞれの配合の最適含水比は70 75 80 10 130%であり供試体締固時の含水比はこの含水比である。それぞれの配合の含水比と乾燥密度の関係は図-12に示すとうりである。また、それぞれの配合の一軸圧縮試験の結果は図-13のとうりであり、目標強度が10Kg/cm²、30Kg/cm²であることからこの強度を与える配合はⅣ、Ⅴであるが、試験誤差を考えると配合Ⅳのセメント量2%、および6%とした。

表-1 使用材料試験結果

材 料		5号碎石	6号碎石	7号碎石	スクリーニングス	山 砂
比 重	見 掛 比 重	2730	2716	2708	2762	2585
	表 乾 比 重	2706	2681	2653	2682	2525
	満 比 重	2689	2661	2620	2636	2487
吸 水 量 (%)		0.6	0.8	1.2	1.7	1.5
通 過 重 量 百 分 率 (%)	20 mm	100				
	13	48				
	10	14	100			
	5	0	9	100	100	100
	2.5		0	9	95	98
	1.2			1	66	97
	0.6			0	49	89
	0.3				40	63
	0.15				32	6
	0.074				22	2

表-2 ソイルセメントの合成粒度

配合番号		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
粒 度 通 過 重 量 百 分 率 %	20	100	100	100	100	100
	13	84	88	90	95	90
	10	71	81	84	91	84
	5	56	66	73	76	73
	2.5	39	52	60	56	59
	1.2	27	36	41	54	57
	0.6	20	27	32	49	52
	0.3	16	22	25	35	37
	0.15	13	18	20	3	3
	0.074	9	12	14	1	1

混合は現場より約 15Km 離れた所にある定置式のバグミルミキサーを備えたプラントにおいて行なった。骨材の管理は混合に先立ちあらかじめキャリブレーションを行ない各ゲートの開きと粒度の関係を検討し、示方粒度に適合するようゲートの開きを管理した。セメントの管理は特に厳重に行ない、あらかじめ正確に計量して袋詰されたセメントをバッチ毎に投入した。ソイルセメントの管理を一軸圧縮試験によって行なうことは一般に困難であり（なぜなら結果が出るまでにはかなりの日数を要し、試験の結果を直ちに現場に反映させるという管理試験の目的からはずれることになる）、計量の段階でセメント量、あるいは粒度を充分に管理することがよいであろう。なおプラントにおける管理の結果が現場でどのように反映されたかを検討するのに、ソイルセメントの中和滴定試験、含水比、および搬入された材料の粒度分析試験を行なった。ソイルセメントの中和滴定試験はコンクリート舗装要綱の附録の実験方法によった。その結果、設計セメント量が 6 ㉔の部分では 6.2 ㉔、2 ㉔のものについては 2.04 ㉔の結果が得られた。試験法がかなり面倒であり、試験者が不慣れな点もあったにもかかわらずこの結果は非常に満足すべきものであった。

予備試験において配合Ⅳの最適含水比は 10.0% であった。実際に搬入されたソイルセメントの含水比の測定結果は、測定数 55 点であり平均値は 9.8 ㉔標準偏差は 2.4 ㉔、最少値および最大値はそれぞれ 7.9、13.4 であった。また現場に搬入されたソイルセメントを洗い分析した。その結果を図-14 に示す。これによると、予備試験により決定された粒度と実際の粒度はほぼ一致したが、0.15mm~0.10mm の細粒分が設計の粒度からややはずれた。

しかし、試験の種類が多かったこと、それに比較して規模が小さかったことなどを考えると管理の状態は当初の目的をほぼ満足するものであったと考えられる。

施工中、現場に搬入されたソイルセメントより試料を採取し、JIS 1210 によるつきかため試験により供試体を作製し、一軸圧縮試験を行なった。一軸圧縮試験は 2 ㉔、6 ㉔あわせて 108 個の供試体を作成し 7 日、14 日、28 日、強度について試験した。供試体は作製後恒温室（21℃）において養生した。なお、この恒温室は恒湿装置がないために作製時に直ちにナイロン

の袋で密べいして水分の発散を防いだ。供試体はそれぞれ試験日の1日前に水槽に浸し24時間水浸したあと引上げ、やわらかい布で水分をふきとり圧縮試験を行なった。その結果を表-3および図-15に示す。これによれば2%の供試体は設計で考えた 10Kg/cm^2 をほぼ満足する値であった。(実際には予備試験で 133Kg/cm^2 が得られており、管理試験の結果では 103Kg/cm^2 であった。)

また、一軸圧縮試験において荷重-変形量の関係は図-16のようであった。

表-3 ソイルセメント試験結果総括表

%	材 令	含水比	吸水率	最大圧縮荷重	平均値	備 考
2%	7日	12.9%	5.9%	90Kg/cm^2		
		8.1	8.1	5.8		
		7.9	8.3	5.8		
		11.0	5.2	16.6		
		9.1	6.2	8.9	Kg/cm^2	
		10.6	5.0	16.3	10.3	
	14日	9.1	6.2	8.8		
		10.6	5.0	16.3		
		11.0	5.2	13.6	12.9	
	28日	10.6	5.0	16.6		
		11.0	5.2	14.3		
		9.1	6.2	7.7	12.5	
6%	7日	11.1	6.5	2.23		
		10.9	5.9	12.6		
		9.3	9.0	10.5		
		8.9	8.0	15.8		
		8.3	9.3	10.8	14.4	
	14日	11.1	6.5	19.6		
		10.9	5.9	19.4	19.5	
	28日	11.1	6.5	28.6		
		10.9	5.9	22.2	25.4	

3.2 コンクリート舗装版の概要および管理試験結果

3.2.1 コンクリート版の製造設計

コンクリート舗装版は図-17に示すように厚さ20cmとし、 $300\text{m} \times 2$ の幅員をもった長さ100mの版である。膨張目地を両端からそれぞれ30m

40 m のところに設けた。収縮目地は5 mである。縦目地は突合わせ目地としタイバーを1.00 m 間隔に挿入した。

横めくら目地および膨張目地はそれぞれ図-18、図-19のようなものとし挿入目地材でシールする構造とした。なお、これらはすべてコンクリート舗装の標準設計に合わせた。

鉄網は $\phi 6$ mm の鉄筋を420×30 mm の寸法で溶接し版表面から5 cm の位置に埋設した。またこの鉄網は縁部で間隔を密にしてある。

3.2.2 試験舗装に用いたコンクリートの配合と施工

試験舗装に用いたコンクリートの配合設計条件はコンクリート舗装要綱の規定より、所要曲げ強さ45 Kg/cm²、所要スラング25 cm 以下、粗骨材の最大寸法25 mm、セメント使用量330 Kg/m³、砂率(S/A)35.0%とした。これに従って使用するプラントの試験室において試験練りを行ない強度の確認と、標準配合を決定した。使用した材料はセメントが小野田セメント社製普通ポルトランドセメントであり比重が3.16、ブレン値3260 cm²/g、88 μ フルイ残留分1.5%、モルタルの28日曲げ強度631 Kg/cm²、28日圧縮強さ412 Kg/cm²であった。また砂は鹿島砂を用いF・Mは289、比重が2.59であった。粗骨材は茨城県那珂川産の最大粒径25 mm のものを用い、F・Mが711、比重が2.62、吸水率1.21%であった。なお、現地に搬入されたコンクリートの洗い分析結果は図-20のとおりである。

コンクリートの運搬はハイロ型ミキサー車を用い、プラントからほぼ30分であった。また打込は型枠の都合で7回にわけ、1日の打設量はほぼ18 m³であった。

締固めは平面バイバーと棒バイバーを併用した。表面仕上げはタンパーとフロートによって行ない、最後に箒仕上げを行なった。養生は初期養生として被膜養生とむしろ養生を併用し、後期養生として1週間、むしろに撥水した。

3.2.3 コンクリートの品質

コンクリートの管理のために、1日平均10ヶづつ、総計81ヶの直径15 cm、高さ30 cm の円筒供試体を作り、材令7日、14日、28日、90日における圧縮強度を求めた。また、一日平均5本づつ、総計30本の曲げ強供試体を作成し、7日、28日、90日における曲げ強度を求めた。更

に、総計 20 個の直径 15cm、高さ 20cm の円筒供試体を作り、28 日、90 日の引張強度を求めた。いずれの供試体も 21℃ の標準水中養生を行ない、強度試験を行なった。それらの結果を表 4～表 6、および図 21 に示す。

表 4 21℃水中養生コンクリートの試験結果（曲げ強度）

施工日	スランブ		打込温度		曲げ強度 (Kg/cm ²)					
	範 囲	試験数	範 囲	試験数	7 日		28 日		90 日	
					範 囲	平均	範 囲	平均	範 囲	平均
第 1 日	28~40	10	220~230	10	—	—	428 ~475	457	347 ~438	402
第 2 日	26~55	3	230~240	3	—	—	498 ~517	508	—	—
第 3 日	25~42	6	240~242	6	—	—	422 ~463	443	484 ~567	517
第 4 日	17~30	10	220~230	10	324 ~409	366	462 ~574	512	457 ~511	484

表 5 21℃の水中養生コンクリートの試験結果（圧縮強度）

	スランブ		打込温度		圧 縮 強 度 (Kg/cm ²)							
	範 囲	試験数	範 囲	試験数	7 日		14 日		28 日		90 日	
					範 囲	平均	範 囲	平均	範 囲	平均	範 囲	平均
第 1 日	24		220		2677		—	—	3679		4334	
	4.0	21	230	21	3440	3020			4652	4278	5198	4852
第 2 日	20		230		2767		3255		3660		3412	
	5.5	12	235	12	3151	2966	3431	3329	3684	3806	4669	4208
第 3 日	25		242		—	—	3735		3415		—	—
	5			5			3946	3940	4324	3919		
第 4 日	17		220		1983		3745		4317		—	—
	4.2	17	225	17	3016	2691	4115	3872	4753	4573		
第 5 日	21		223		2859		4012		4317		4856	
	3.1	26	270	26	3759	3265	4295	4194	5098	4738	5612	5179

表-6 21℃の水中養生コンクリートの試験結果(引張強度)

施工日	ス ラ ン プ		打 込 温 度		引 張 強 度 (Kg/cm ²)			
	範 囲	試験数	範 囲	試験数	2 8 日		9 0 日	
					範 囲	平 均	範 囲	平 均
第1日	2.2	3	24.2-24.5	3	—	—	34.1~38.0	36.0
第2日	14.2	5	24.0	5	22.0~27.8	24.5	—	—
第3日	4.2	7	22.0~22.5	7	28.5~37.9	33.1	33.1~36.9	35.1
第4日	21~29	5	22.3~23.0	5	29.5~37.7	34.9	—	—

コンクリートの圧縮試験の際に弾性係数、およびポアソン比の測定を行なった。この方法はそれぞれ図-22、図-23に示すように供試体にダイヤルゲージをとりつけ、荷重-ひずみ曲線より間接的に測定するものである。測定結果を表-7および図-22、図-23に示す。図より各試験結果の平均値より破壊強度の50%における弾性係数、および90%における弾性係数、およびポアソン比を求めると表-8のようであった。なお比較のために曲げ試験の供試体、圧縮試験の供試体にベーパーストレッチゲージを貼りつけて荷重-ひずみの関係を測定した。その結果を表-7のm欄に示す。またそれを図示したものが図-24である。なお曲げ試験供試体による測定結果は表-9、図-25に示すとおりである。その結果から弾性係数を求めると、

$$\text{曲げ試験から求めたもの} \quad E = 400000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{圧縮試験から求めたもの} \quad E = 320000 \text{ Kg/cm}^2$$

のようであり、曲げ試験にストレッチゲージを貼って測定した弾性係数がダイヤルゲージ法、および圧縮試験供試体より得た値より大きくなった。これらの結果より解析に用いるコンクリートの品質は次の値とした。

表 7 コンクリート圧縮試験、弾性係数及びポアソン比測定結果

荷重	①			②			③			④			⑤			⑥			⑦		
	d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m
0 ton	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	—	0	0
5	1	27	83	2	17	75	5	17	9	—	—	—	1	16	72	4	16	88	—	23	74
10	3	65	163	3	48	138	13	50	18	2	56	196	4	40	138	11	44	177	0	59	156
15	9	95	225	10	80	225	21	82	24	4	93	283	11	73	216	21	72	260	—	75	253
20	16	124	296	12	105	310	30	116	31	11	129	390	17	99	283	29	102	363	11	133	335
25	26	149	380	22	132	370	38	151	42	17	173	492	20	125	373	39	134	433	24	162	398
30	35	192	455	31	164	447	51	200	51	27	220	576	28	155	443	46	168	510	31	193	483
35	43	231	543	36	198	520	62	243	61	36	263	703	34	186	525	60	202	601	41	250	585
40	50	260	643	45	233	603	72	273	71	50	308	821	43	223	616	70	253	690	47	274	685
45	65	295	748	53	265	681	—	—	—	—	—	—	51	273	702	82	295	822	57	313	763
50	78	332	833	62	294	760	108	382	96	65	403	1080	62	304	795	94	330	891	65	345	845
55	110	381	953	70	308	868	143	441	115	135	480	1240	74	340	887	110	368	986	77	379	968
60				82	350	944	199	500	129	190	545	1430	88	373	985	126	419	1094	91	423	1083
65																		1241	105		1180
70																		1419			1298
75																		1599			1430
80																		1934			1590
85																					
90																					
95																					
材 令	σ_{28}			σ_{28}			σ_{28}			σ_{28}			σ_{28}			$\sigma_{3ヶ月}$			$\sigma_{3ヶ月}$		
最大荷重	60.5			76.8			64.5			69.1			81.7			82.5			80.3		

注：d：体積膨張測定（ダイヤルゲージ測定）

l：圧縮による高さの歪

m：圧縮による高さの歪；（ストレインゲージ使用）

尚図を参照（図-22、23、24）

 $d \times 10^{-3}$ mm $l \times 10^{-3}$ mm $m \times 10^{-6}$ mm

⑧			⑨			⑩			⑪			⑫		
d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m	d	l	m
		0	0	0	0			0			0			0
		163	5	13	75			80			75			74
		333	11	37	165			175			155			153
		505	18	60	235			228			213			253
		710	23	92	305			301			284			324
		1180	30	121	503			388			368			400
			34	160	575			463			433			490
			41	191	663			548			520			553
			47	217	758			618			593			610
			54	242	825			697			659			693
			61	275	933			770			742			775
			67	309	980			851			837			868
			75	345	1068			928			927			934
			83	375	1163			1033			1027			1024
			90	408	1244			1140			1129			1109
					1363			1223			1225			1214
								1343			1394			1299
														1384
			σ3ヶ月			σ3ヶ月			σ3ヶ月			σ3ヶ月		
			989t			908t			857t			904t		

表-8 解析に用いたコンクリートの品質

ヤング率 $\frac{Kg}{cm^2}$	強度の50%におけるもの	330000
	強度の90%におけるもの	320000
ポアソン比	50%	0.24
	90%	0.23
曲げ強度 (Kg/cm^2)		4360
曲げ破壊ひずみ		140×10^{-6}
破壊のヤング率 = $\frac{\text{曲げ強度}}{\text{曲げ破壊ひずみ}}$		310000

表-9 コンクリート供試体曲ゲ試験と圧縮歪、引張歪の測定結果

供試体 荷重	①		②		③		④		⑤		⑥		⑦		⑧	
	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T	C	T
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6.6	1.0	1.8			1.5	1.8	1.8	1.5	1.0	1.9	2.0	1.5	1.2	1.8	1.5	1.8
13.1	2.7	2.6	2.2	3.9	3.2	3.8	3.2	2.8	2.7	4.2	3.8	3.2	2.7	3.7	3.1	2.8
19.7	4.3	4.4			5.2	5.7	4.8	4.6	4.3	6.0	4.8	4.6	4.1	5.4	4.5	4.5
26.3	5.7	6.2	14.0	8.5	7.0	8.0	6.3	6.2	6.1	7.5	6.2	6.4	5.7	7.7	5.9	6.1
32.8	7.2	8.1			9.3	10.0	7.8	8.0	8.3	8.7	8.0	8.2	7.3	10.0	7.8	7.9
39.4	8.6	10.3	18.5		12.2		9.5	9.5			9.5	11.8		38.0	8.9	9.5
46.0												30.0				
52.5																
59.1																
材 令	σ_{28}		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$		$\sigma_{3ヶ月}$	
最大破壊荷重	35t		30t		34t		39t		33t		35t		34t		43t	

注 C: Compression Side に Strain Gage を貼り測定した歪 $\times 10^{-6}$

T: Tension Side に Strain Gage を貼り測定した歪 $\times 10^{-6}$

次図を参照

3.3 路床路盤の支持力試験の結果

路床・路盤とも平板載荷試験により力学的性質を検討し、コンクリート版の解析に利用する支持力係数をそれぞれの区間について得た。試験方法は直径30cmの平板によって2回実施した。また一部75cmの板を用いた。載荷方法はJIS A 1215の方法によった。即ち、試験に先立って、 0.35Kg/cm^2 の予備荷重をかけた後、 0.35Kg/cm^2 ずつ荷重を増加してゆき、沈下が概ね25mmになったところで止め、さらに荷重をとり去ったときの復元沈下量を読んだ。第2回の載荷も第1回と同じように行なった。支持力係数はいずれに対しても沈下125mmの時の値を求めた。載荷位置はコンクリート版の載荷試験を主として自由縁部で行なうところから、路床路盤の場合にも自由縁部の真下の部分で行なった。図-26は載荷試験を実施した位置を表わす。表-10にそれぞれの位置における試験結果を示した。またそれを図示したものが図-27~31である。図-32に載荷試験結果の一例を示した。

表-10 平板載荷試験結果(各区間の平均)

層		路 床								下 層 路 盤								上 層 路 盤							
載荷回数		第 1 回				第 2 回				第 1 回				第 2 回				第 1 回				第 2 回			
載荷地点		①	m	③	m	①	m	③	m	①	m	③	m	①	m	③	m	①	m	③	m	①	m	③	m
A	1	1.1		6.8				4.7		6.2		6.2		5.6		7.3		45.6		43.8					
	2	6.5		7.6		4.5		6.2		7.5		8.5		8.5		7.0		53.2		43.4		53.2		43.8	
	3	2.0	3.2	7.4	7.3	5.6	5.1	7.8	6.2	6.7	6.8	9.5	8.1	7.8	7.3	8.7	8.0	45.1	48.0	46.4	44.5		53.2		43.8
B	4	4.2		6.6		3.8		7.0		7.8		10.1		7.3		8.4		66.2		64.0					
	5	4.7		5.3		4.2		5.0		7.0		8.5		7.0		7.5		62.8		66.2		63.9		63.6	
	6	3.5	4.1	3.0	4.0	3.5	3.8	2.5	4.8	8.4	7.7	7.8	8.8	9.0	7.8	8.4	8.1	58.8	62.6	58.8	63.0		63.9		63.6
C	7	5.3		5.9		2.7		6.2		25.2		53.2						23.4		29.7					
	8	8.5		5.8		8.9		5.2		23.0		43.8		19.0		40.3		24.6		42.0		24.2		52.1	
	9	9.6	7.8	9.1	6.9	9.3	7.3	9.3	6.9	23.1	25.8	52.1	51.5		19.0		40.3	24.3	24.1	34.6	35.4		24.2		52.1
C	10	11.8		7.0		10.0		7.5		31.4		47.0						28.0		26.6					
	11	8.0		7.2		7.7		7.0		25.2		70.6		24.6		71.1		25.7		35.2		28.2		58.8	
	12	8.6	9.5	6.2	6.8	6.9	8.2	5.9	6.8	23.5	26.7	67.8	61.8	24.6	24.6		71.1	27.5	27.1	40.2	34.0		28.2		58.8
D	13	10.2		8.2		9.1		8.0		8.6		9.0	1.0	9.0		10.1		31.3		24.1					
	14	7.6		8.4		7.4		8.2		8.5		8.5		7.0		8.5		28.2		30.3		27.1		28.9	
	15	11.2	9.7	8.2	8.3	11.0	9.2	7.7	8.0	12.3	9.8	10.6	9.4	13.4	9.8	11.2	9.7	30.3	29.9	30.3	28.2		27.1		28.9
E	16	10.2		11.5		3.5		10.8		10.6		12.3						42.9		40.6					
	17	10.4		11.0		9.8		10.2		9.8		11.3		9.8				36.4		45.9		29.1		45.4	
	18	8.2	9.6	10.2	11.0	8.2	9.2	10.2	10.4	10.1	10.2	11.4	11.7	11.2	10.5	12.9	12.9	33.6	40.0	42.6	43.0		29.1		45.4
F	19	11.4		11.8		11.7		11.6		11.3		11.3		11.8		11.3		30.2		26.3		34.7		27.4	
	20	7.7	9.6	10.0	10.9	7.7	9.7	10.4	11.0	9.0	10.2	11.8	11.6	10.1	10.7	12.3	11.8	31.4	30.8	18.5	22.4		34.7		27.4

注: mは各区間内の平均値である

第4章 コンクリート舗装版の載荷試験

試験は図-33に示す30t静的載荷試験装置によりコンクリート版自由縁部(比較のために中央部、隅角部においても載荷試験を実施した)に荷重を加え、表面の沈下をダイヤルゲージで測定した。また表面にはワイヤーストレインゲージを貼付し表面の応力を検出した。コンクリート版の載荷位置は図-34に示すように自由縁部34ヶ所、中央部4ヶ所、縁目地部4ヶ所、隅角部4ヶ所合計46ヶ所において行なった。

載荷試験装置は9m間隔に設置された50Kg レール基礎の上をモーターによって移動する重量約5tの門型ラーメン・フレームに能力30tのジャッキをとりつけたものである。ジャッキは、手動でフレームに沿って動く。したがって、コンクリート版のあらゆる箇所に載荷できるものである。5t以上の荷重を加える場合には、レールの頭を抱くプレートによってフレームをレールに陸着できるようにした。載荷板は厚さ5cmの鋼板に、厚さ5cmの硬質ゴムを貼りつけたものとし、直径30cmの全円のものを使用した。硬質ゴム板には幅30mm、深さ20mmの溝を十文字につけ、載荷板直下のひずみを検出するワイヤーストレインゲージに影響を与えないようにした。しかし、実験中に載荷板直下のワイヤーストレインゲージが切れたり、異常な応力を与えたりして必ずしも当初の目的には添わなかった。載荷試験は1分間に0.46tの速度で2t刻みで載荷し30tまで一定の速度で載荷した。ひびわれの発生は肉眼によったがひびわれ幅が非常に微細であったために1.5程度の誤差があった。これは後でストレインゲージによる荷重-沈下曲線より求めたひびわれ荷重と比較した場合にわかった。これらの載荷試験はたわみ、ひずみなどの各種測定がすべて温度変化に敏感に影響されることを考慮して、当初は温度変化の少ない夜間に行なう予定であったが、人員、時間等の関係から日中行なわざるを得なかった。しかし極力温度変化をさけるために試験板および試験すべき版を7×12mのテントでおおい測定器具をすべて直射日光からさえぎり、温度応力を推定するためにコンクリート版の深さ方向の温度を測定した。これによるとテントでおおったコンクリート版の温度はほぼ外気温と一致することがわかった。

コンクリート版の静荷重によるたわみは、鋼製支持棒とダイヤルゲージによ

る方法によって測定し、銅製支持枠の足をとなりの版に置いたために、となりの版が沈下することの影響を防ぐために更にとなりの版にベンケルマンビームを置き支持枠の沈下を測定し、ダイヤルゲージの測定値を補正した。しかしこの影響は微少であった。図-35にダイヤルゲージを支持する銅製支持枠の図を示す。この図においてアルミパイプの部分に11ヶ、中央部分に7ヶのダイヤルゲージをとりつけ、それぞれ緑部方向、緑部に直角方向の沈下を測定できるようにした。

コンクリート版のひずみの測定はワイヤーストレインゲージを使って測定した。ゲージは共和電業社製のポリエステルゲージで、ゲージ長67mm、ゲージ抵抗 $120 \pm 0.3 \Omega$ 、ゲージ率 $209 \pm 1\%$ ～ $213 \pm 1.0\%$ のものを使用し、コンクリート表面に貼付するに先立って表面をグラインダーでけずり、2溶液性のリゴラックスセメントを塗付し硬化したのち更に表面を平滑にして貼付した。接着剤としてはアロンアルファを用いた。防水のためにハマタイトを塗付し、絶縁を図ったがこれは抵抗測定によってほぼ完全に行なわれたものと推定できた。ゲージの貼付は図-36に示す位置に貼付した。これは当初設計に先立って推定した剛比半径に合わせてある。

ワイヤーストレインメーターで検出したひずみは24点用スイッチボックス1～2台、ジャンクションボックス1台、静的歪測定器1台を使用して読みとった。この測定器は $5 \sim 150000 \times 10^{-6}$ の歪が測定可能で、電線としては交直両方のものであったが測定には主として直流9Vを使用した。

これらの結果は後述あるように信頼度の低い値しか得られなかったが、これはゲージのとり付、計器類の操作等に不要な点が多かったことなどに起因するものと思われる。

第5章 試験の結果および解析

5.1 コンクリート舗装版のたわみ

5.1.1 自由縁中央部のたわみ

コンクリート版の自由縁部中央において載荷試験を行なった場合の自由縁部中央のたわみは表-11のようであった。ここにカッコで示した値は最初載荷板を縁部ぎりぎりに置いたためにダイヤルゲージをとりつけることができず中央より30cm離れた点の位置についての値を示した。その後は載荷板を3~5cm程度後方にずらすことによって中央部分のたわみを測定することができたのでその値を示している。表-11を各試験区間ごとに図示すると図37~43のとうおである。

また、各コンクリート版に於いて2t刻みで載荷した場合の自由縁方向のたわみのうち10tの場合、ひびわれ荷重のときのたわみ、および3.0tの荷重を載荷したときのたわみの状態を図-44~77に示す。ここでひびわれ荷重は肉眼によってひびわれを発見したときの荷重をいう。

5.1.2 コンクリート版中央部および隅角部のたわみ

コンクリート版中央部のたわみはB-2、B-5、C-1-2、C-1-5の4ヶ所において実施した。それらの結果を図-78~101に示す。このうち図-78~81は版中央に載荷した場合の縦方向のたわみであり、図-82~85は同じく版中央に載荷した場合の横方向のたわみである。図-86~89は縦目地縁（こう束縁）に載荷した場合の縁方向のたわみであり、図-90~93は同じく縦目地縁部（こう束縁）に載荷した場合の横断方向（すなわち左右の版）のたわみを示している。また図-94~97はスリップバーで補強したいわゆる保護隅角部に載荷した場合の縦方向のたわみであり、同じく図-98~101は横方向のたわみである。

5.2 コンクリート舗装版のひずみ

5.2.1 自由縁中央部のひずみ

第4章で述べたようにコンクリート版のひずみをベークーストレインゲージで検出した。それぞれの試験区間の中央部での荷重-ひずみの関係は図-102~115に示すようである。ここで番号の1はコンクリート版側面の下面に貼ったゲージの値を意味する。番号の4.5は載荷板の下になっ

た。載荷板には溝をきりゲージにはふれないようにしたが結果を見るとかなりバラついている。理論的には1が引張応力、2,3が圧縮応力、4が圧縮応力、5が引張応力になる筈である。また荷重が大きくなるにもかかわらずひずみが小さくなる傾向のあるもの(例えばA-2、1)はゲージがすべっているか、あるいはゲージをそれた位置でクラックを生じたものと思われる。この関係は図-116~122によれば更に明確である。この図は各試験区間の載荷試験結果より縁側面中央の下面のひずみのみをまとめたものであるが、これによるとゲージが切れないですべっているか、あるいはクラックが入った後でもゲージが切れないで歪を検出しているものなのか判然としない。いずれにせよ、肉眼によるクラック発生荷重とゲージによる歪の最大値とはかなりズレがある。従ってストレインゲージよりひびわれ荷重を測定する方法は種々に考えられたが、

- (1) 最大値を有するものは最大のひずみを与える時の荷重
- (2) 最大値を有さないものは最も曲率の少いひずみを与える時の荷重をひびわれ荷重とした。(目ノコによる)

5.3 ひびわれ荷重と路盤支持力

路盤の支持力、版厚、ひびわれ荷重をまとめると表-8のようである。ここで路盤の支持力を K_{75} で示してあるが、これは試験で得られた K_{30} の値を $K_{30} = 2.2 K_{75}$ の換算式によって換算したものである。しかしこの値は一概地盤についてのみ正しい値であり、このような試験路盤にはこの関係がなりたつかどうか解らない。従って最終的には路盤の支持力を $\phi 75\text{cm}$ の載荷板によって試験し確認する必要があるが、一応の目安のためにとりまとめた。

(37)式によればコンクリート版自由縁部の底面の引張応力は、版厚 h 、コンクリートのポアソン比 μ 、荷重 P を一定と考えると

$$\sigma = A(\log l - B) \dots \dots \dots (38)$$

A、Bは定数

によって与えられる。コンクリートのクラックは許容引張応力によって決まることから、コンクリートにひびわれ破壊を与える荷重は引張応力に比例する。すなわち P をひびわれ荷重とすると

$$P \propto A(\log l - B) \dots \dots \dots (39)$$

で表わされる。ここで $\ell = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1-\mu^2) K_{75}}}$ であり、 E 、 h 、 μ を一定と考
えたと (39) 式は

$$P \propto A \left(\frac{1}{4} \log \frac{C}{K} - B \right) \dots \dots \dots (40)$$

すなわちひびわれ荷重 P は $\log \frac{1}{K}$ の関数であることがわかる。また
Westergaard によれば自由縁部のたわみの式は (32) 式によって表わされる。
ひびわれ荷重が応力と同じくたわみに比例するものとする

$$P \propto \frac{D}{K \ell^2} \quad D: \text{定数} \dots \dots \dots (41)$$

また $\ell = \sqrt[4]{\frac{E h^3}{12(1-\mu^2) K_{75}}}$ であるから

$$P \propto \frac{D'}{\sqrt{K}} \dots \dots \dots (42)$$

となる。

図-123、124、125はひびわれ荷重 P と $\frac{1}{\sqrt{K_{75}}}$ 、 $\frac{1}{\log K}$ 、 $\frac{1}{K \ell^2}$ の関係
を図示したものである。理論的にはこれらの間には相関関係がなければなら
ないが実験の結果ではあまり明確な関係がつかめなかった。前述したように
この関係を導く前提として $K_{30} = 22 K_{75}$ 式を用いており、これが必ずしも正
しくないことからこのような関係になったものと思われる。また Wester-
gaard の沈下式 (32) と実験の結果は図-126、127、128 に示すとおりで
ある。

表-11 自由縁中央のたわみ ($\times 10^{-2}$ mm)

試験箇所 荷重(t)	A						B						C-1					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
0	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	(0)	0	0	(0)	0	0	0	0	0	0	0	0
2								13	19			15	18	9	11	3	11	10
4	(24)	(16)	(19)	(27)	(19)	(12)	(8)	23	42	(5)	18	33	11	20	7	30	28	37
6								42	70			21	47	38	24	15	44	60
8	(88)	(41)	(38)	(56)	(44)	(31)	(34)	52	98	(10)	30	59	47	80	22	59	58	74
10								69	123			41	74	54	48	29	73	91
12	(82)	(92)	(65)	(85)	(68)	(52)	(63)	85	131	(18)	50	84	68	54	49	85	90	106
14			(78)					90	141			64	101	76	59	50	99	125
16	(143)	(114)	(96)	(114)	(91)	(79)	(85)	104	163	(38)	71	110	89	66	62	117	132	140
18		(138)	(118)		(113)	(97)	(101)	116	170			84	124	104	81	68	133	164
20	(236)	(148)	(140)	(165)	(132)	(112)	(106)	132	179	(48)	100	137	114	88	82	161	177	186
22		(175)	(163)	(199)	(155)	(134)	(112)	148	193	(56)	115	153	123	104	103	173	220	209
24	(238)	(212)	(185)	(213)	(175)	(155)	(120)	154	197	(100)	126	164	134	114	119	197	244	236
26	(269)	(241)	(214)	(236)	(196)	(185)	(133)	176	214	(105)	156	185	160	143	139	223	274	265
28	(389)	(276)	(232)	(272)	(220)	(203)	(160)	189	227	(118)	173	205	185	166	165	249	304	312
30	(444)	(329)	(220)	(310)	(247)	(234)	(188)	206	249	(123)	187	220	209	185	184	277	334	344

試驗個所 荷重(t)	C-2						D						E						F			
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4
0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0		0	0	0	0	0
2	21		7	8		7	6		7	7		3	24		10	20		19	14	10	12	8
4	86		23	25		24	10		18	27		11	46		17	39		26	28	12	27	13
6	51		30	50		38	15		29	46		26	64		32	56		35	47	34	37	31
8	66		42	63		62	23		42	63		39	63		40	70		46	58	54	52	39
1 0	80		53	85		75	27		54	81		53	78		51	82		62	77	77	66	70
1 2	91		62	113		92	30		71	99		66	93		63	91		72	91	100	80	86
1 4	111		83	132		113	39		92	114		86	119		74	107		82	110	120	99	99
1 6	124		102	155		137	41		104	136		104	137		88	123		97	123	145	123	118
2 8	148		108	183		174	54		136	167		125	143		110	137		111	147	180	149	149
2 0	167		123	230		209	65		157	195		142	143		131	160		133	174	215	174	184
2 2	195		157	247		249	91		217	220		166	156		156	177		156	206	239	205	223
2 4	221		180	291		282	117		234	248		199	179		185	198		186	245	305	231	270
2 6	247		205	340		344	167		270	283		223	201		210	236		225	275	337	265	315
2 8	271		232	386		378	188		301	322		259	204		239	256		258	307	385	301	350
3 0	301		270	424		434	223		338	396		294	234		275	290		291	354	434	336	400

表-12 路盤支持力とひびわれ荷重の関係

場所	版厚 h	支持力 K ₇₅	$K \ell^2$	$\frac{1}{K \ell^2} \times 10^{-4}$	$\sqrt{K}$	$\frac{1}{\sqrt{K}}$	log K	$\frac{1}{\log K}$	観測力 による ヒビワ レ荷重	ストレ インゲ ーによる ヒビワ レ荷重	
A	1	202	198	6.84×10 ⁴	0.146	4.45	0.224	1.30	0.77	?	14.0
	2	208	197	7.14	0.142	4.44	0.225	1.29	0.78	18	12.0
	3	206	211	7.24	0.138	4.60	0.217	1.32	0.76	18	16.5
	4	208	207	7.27	0.138	4.55	0.220	1.31	0.76	20	11.0
	5	206	242	7.77	0.129	4.92	0.203	1.38	0.73	18	12.0
	6	212	182	7.05	0.142	4.26	0.234	1.26	0.79	12	16.0
B	1	206	290	8.55	0.117	5.39	0.185	1.46	0.69	24	20.0
	2	204	300	8.54	0.117	5.47	0.183	1.48	0.67	24	18.0
	3	193	267	7.41	0.135	5.17	0.193	1.42	0.70	?	16.5
	4	209	301	5.86	0.171	5.56	0.180	1.48	0.68	22	20.0
	5	214	286	8.96	0.111	5.35	0.187	1.46	0.69	28	22.0
	6	198	267	7.69	0.130	5.17	0.193	1.43	0.70	20	14.0
C	1	202	135	5.65	0.177	3.67	0.272	1.13	0.89	28	21.5
	2	203	191	6.79	0.147	4.37	0.229	1.28	0.78	21	20.5
	3	206	157	6.28	0.150	3.96	0.252	1.20	0.83	24	22.0
	4	208	106	5.22	0.192	3.26	0.306	1.03	0.97	20	17.5
	5	208	112	5.41	0.185	3.25	0.298	1.05	0.95	22	13.5
	6	208	110	5.33	0.187	3.32	0.301	1.04	0.96	16	—
C'	1	204	121	5.32	0.188	3.48	0.337	1.08	0.93	16	18.0
	2	210	160	6.54	0.153	4.00	0.250	1.20	0.83		
	3	200	183	6.48	0.154	4.28	0.233	1.26	0.79	22	20.0
	4	203	127	5.49	0.184	3.56	0.280	1.10	0.91	18	18.5
	5	204	117	5.33	0.187	3.42	0.292	1.07	0.94		
	6	209	125	5.67	0.177	3.53	0.283	1.10	0.91	17	14.0
D	1	213	109	5.36	0.187	3.30	0.303	1.04	0.96	16	16.0
	2	198	138	5.53	0.181	3.72	0.268	1.14	0.88		
	3	209	138	5.94	0.168	3.72	0.268	1.14	0.88	18	15.5
	4	200	142	5.70	0.175	3.77	0.265	1.15	0.87	18	15.0
	5	207	128	5.70	0.175	3.53	0.279	1.11	0.90		
	6	202	138	5.70	0.175	3.72	0.363	1.14	0.88	20	18.0
E	1	189	184	5.93	0.167	4.29	0.233	1.26	0.79	26	16.5
	2	207	209	7.29	0.137	4.57	0.219	1.32	0.76		
	3	198	194	6.57	0.152	4.45	0.225	1.29	0.78	18	16.0
	4	198	227	7.11	0.141	4.75	0.210	1.36	0.74	22	17.5
	5	200	166	6.16	0.162	4.08	0.245	1.22	0.82		
	6	209	153	6.32	0.153	3.92	0.255	1.18	0.85	22	19.5
F	1	109	120	5.17	0.193	3.46	0.289	1.08	0.93	20	18.0
	2	205	84	4.55	0.200	2.90	0.345	0.93	1.07	15	12.5
	3	203	137	5.72	0.175	3.70	0.270	1.14	0.88	18	18.0
	4	205	143	5.93	0.189	3.73	0.264	1.16	0.86	20	18.0

* $K_{90} = 2.2 K_{75}$ によって換算したもの

第 6 章 結 語

コンクリート舗装版の建設およびその後の試験の結果をとりまとめた。まえがきにも述べたように路床路盤の載荷試験を $\phi 30\text{ cm}$ を用いて行ない、解析には $\phi 30\text{ cm}$ の試験結果を $\phi 75\text{ cm}$ に換算した値を使用したために厳密な結論を得るところまで行かなかった。またソイルセメントを使用した路盤であるため、時間がたつにつれて強度が増し、従って建設時の支持力係数の値と、試験時の値では違っていた筈である。これらのことより最終的な結論を得るためには、もう一度コンクリート版をはがして路盤面での支持力試験を実施しなければならぬものと思われる。もちろん、 $\phi 30\text{ cm}$ の試験結果を $\phi 75\text{ cm}$ に換算した値を使用して解析した結果でも一応の結論は得られたものと考えてよい。なぜなら図-123、124、125 の結果よりかなりばらついてはいるものの、舗装版のひびわれ荷重は、ほぼ路盤の支持力の関数であると考えてよい。すなわち、路盤の支持力が大きくなればなる程ひびわれ荷重は小さくなる。前述したようにこのひびわれ荷重が $\sqrt{K_{75}}$ に反比例するものなのか、 $\log K_{75}$ に反比例するものなのか、 K_{75}^2 に反比例するものなのか明らかではないが、これらの関係も路盤の支持力を再試験することによって明らかにされるものと思われる。

参 考 文 献

- 1 岩間 滋、“コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究(1)~(3) ”、
土木研究所報告109号、112号、117号
- 2 日本道路協会 “セメントコンクリート舗装要項”昭和42年2月
- 3 竹下春見、岩間 滋、“道路舗装の設計”、オーム文庫
- 4 竹下春見、“新編道路工学”、金版出版、昭和41年4月
- 5 内田一郎、“道路舗装の設計法”、森北出版、昭和39年
- 6 H.M.Westergaard, "Stress Concentrations in Plates Loaded
over Small Areas," ASCE, Transactions paper №2197 pp831~
886.
- 7 G.Pickett, "Stresses in Subgrade under Rigid Pavement"
Proc.HRB.Vol.33 1954 pp121~129.
- 8 L.W.Teller, C.Sutherland, "The Structural Design of
Concrete Pavement" Public Road Volume 23. №8.
- 9 H.M. Westergaard "Analytical Tools for Judging Results
of Structural Tests of Concrete Pavements" public Road,
Dec. 1933.

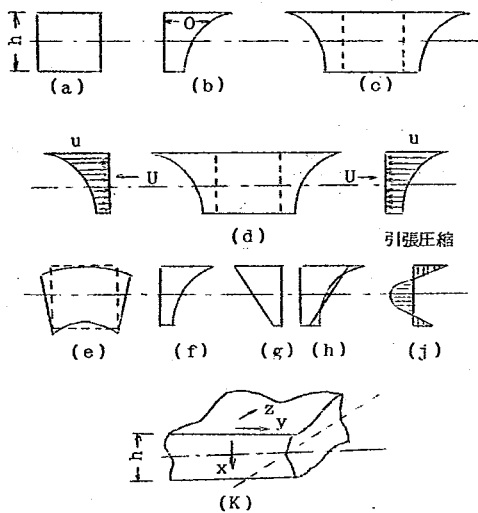
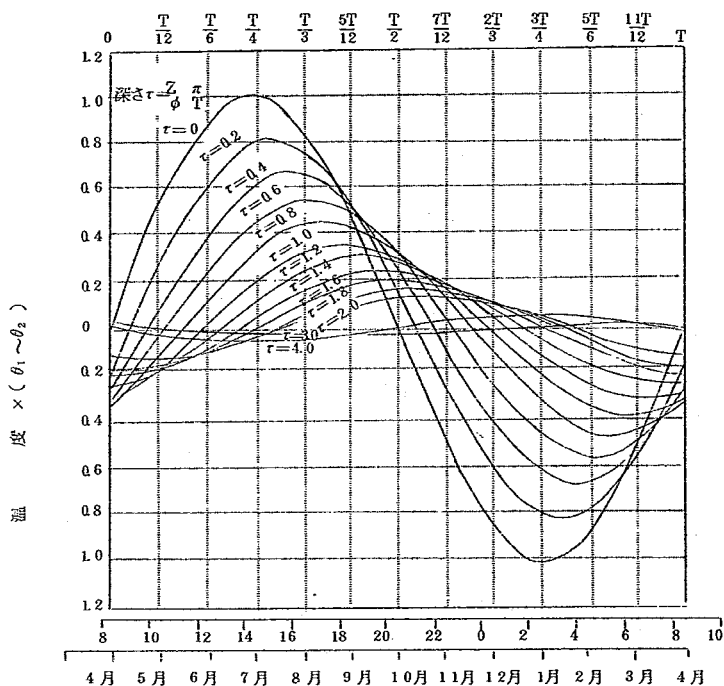
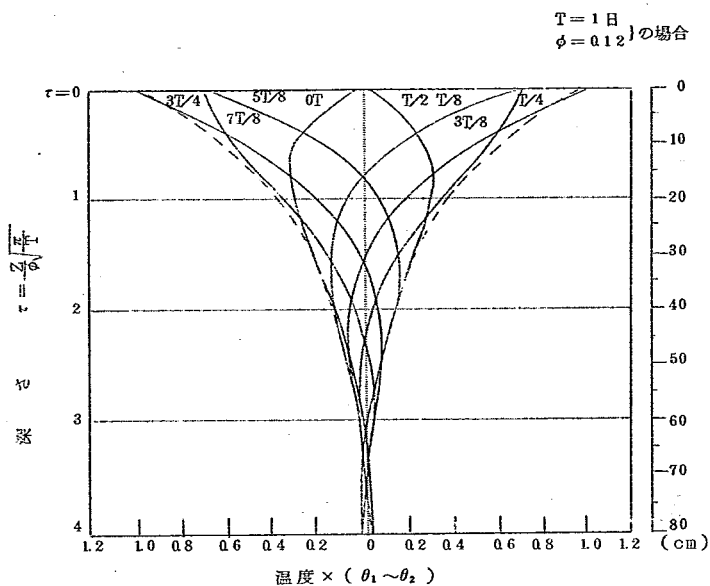


図-1 完全に拘束されたコンクリート版の内部応力の説明図

時間 (T = 周期 1 日または 1 年)



図—2 半無限固体の表面温度が正弦変化とした場合の各深さにおける温度の時間的変化の計算値



図—3 半無限固体の表面温度が正弦変化するとした場合の各時刻における深さ方向の温度分析の計算値

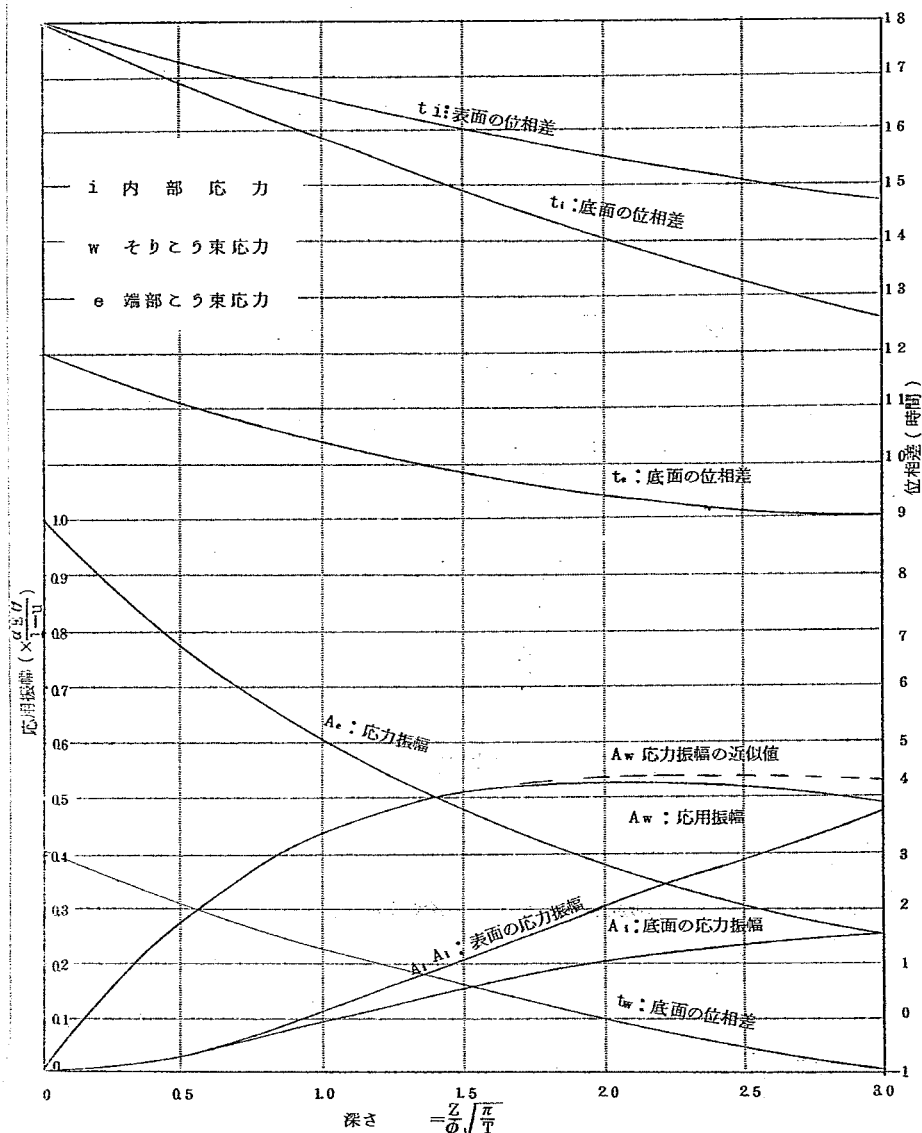


図-4 Thomlinson の温度応力の振幅と位相差の計算値

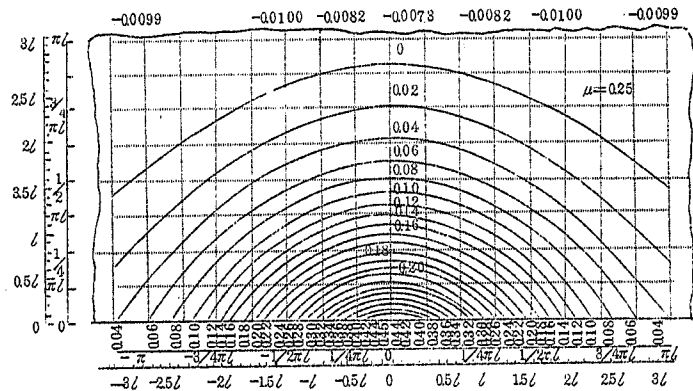
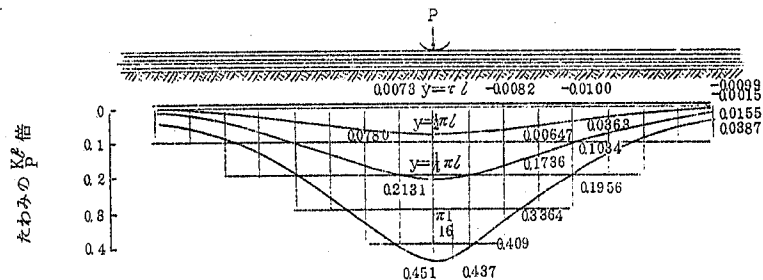
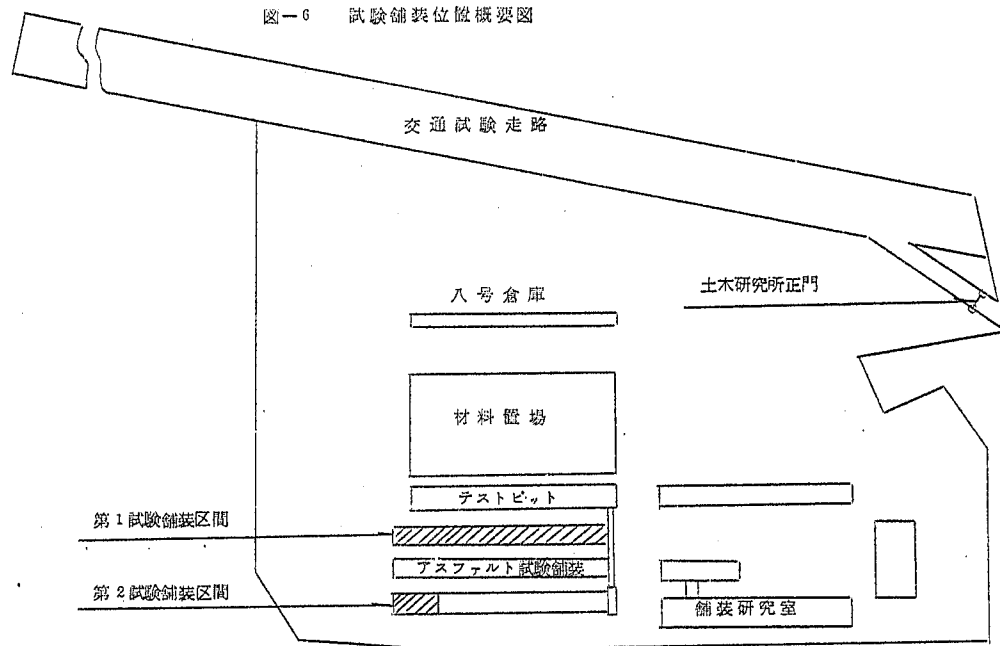


図-5 コンクリート版の自由縁部に集中荷重を加えた場合のたわみ曲線の計算値(Westergaard)

図-6 試験舗装位置概要図



第1試験舗装区間 100m

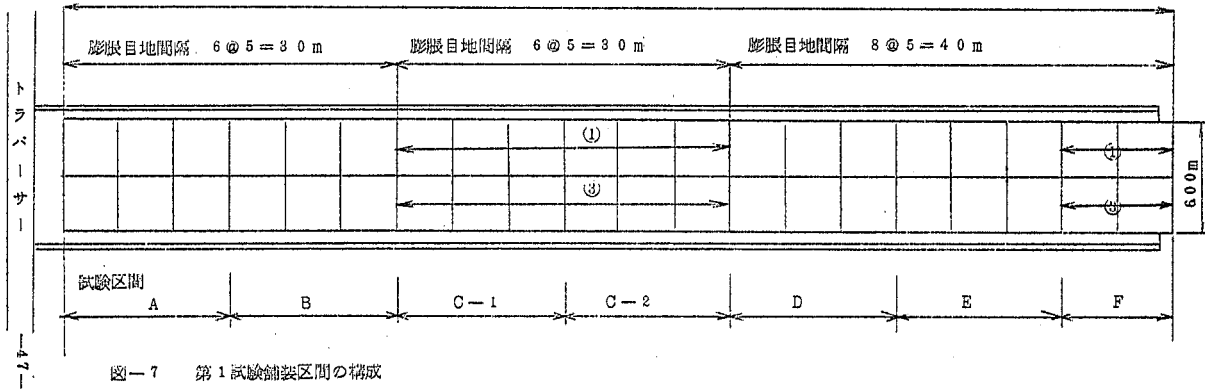


図-7 第1試験舗装区間の構成

		ソイルセメント路盤		下層路盤厚 (cm)	備 考
		厚さ (cm)	強度 (Kg/cm ²)		
	A	30	10	20	
	B	30	30	20	
C	1	① 15	30	20	ソイルセメントとスラグはサンドウィッチ工法にて施工する。
		② 30	30	20	
	2	① 15	10	20	
		② 30	10	20	
	D	15	10	20	
	E	15	30	20	
F	①	30※		20	※ 砕石使用
	②	15※		20	

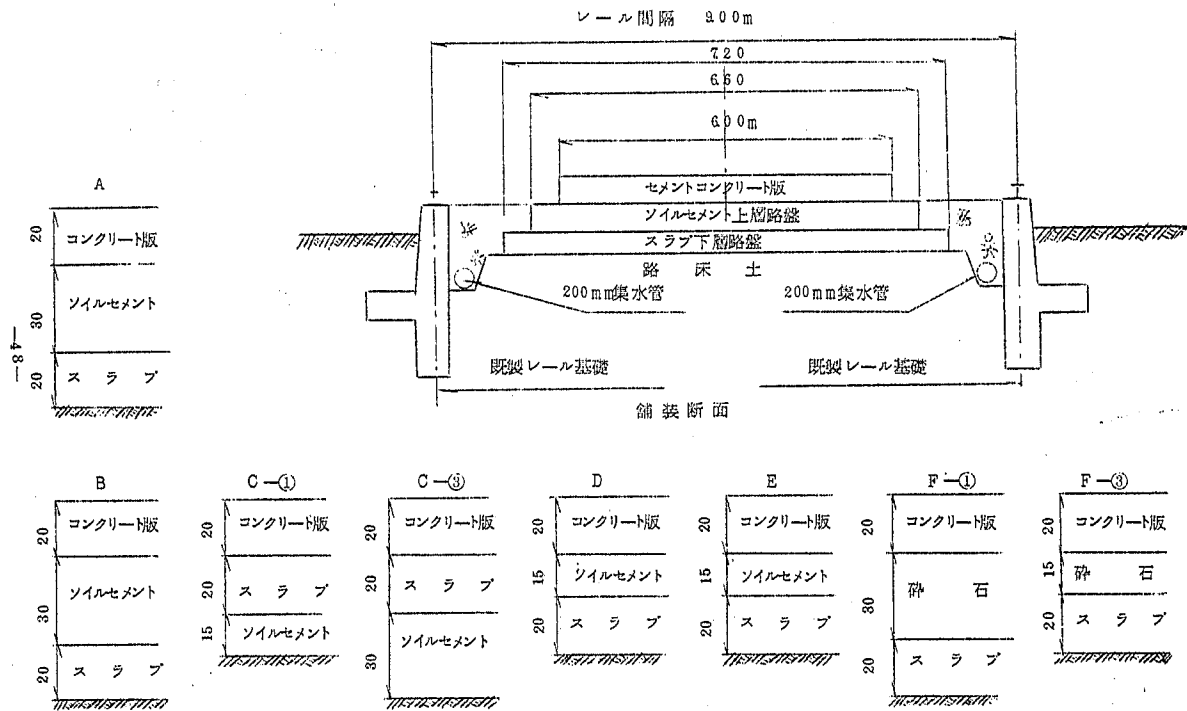
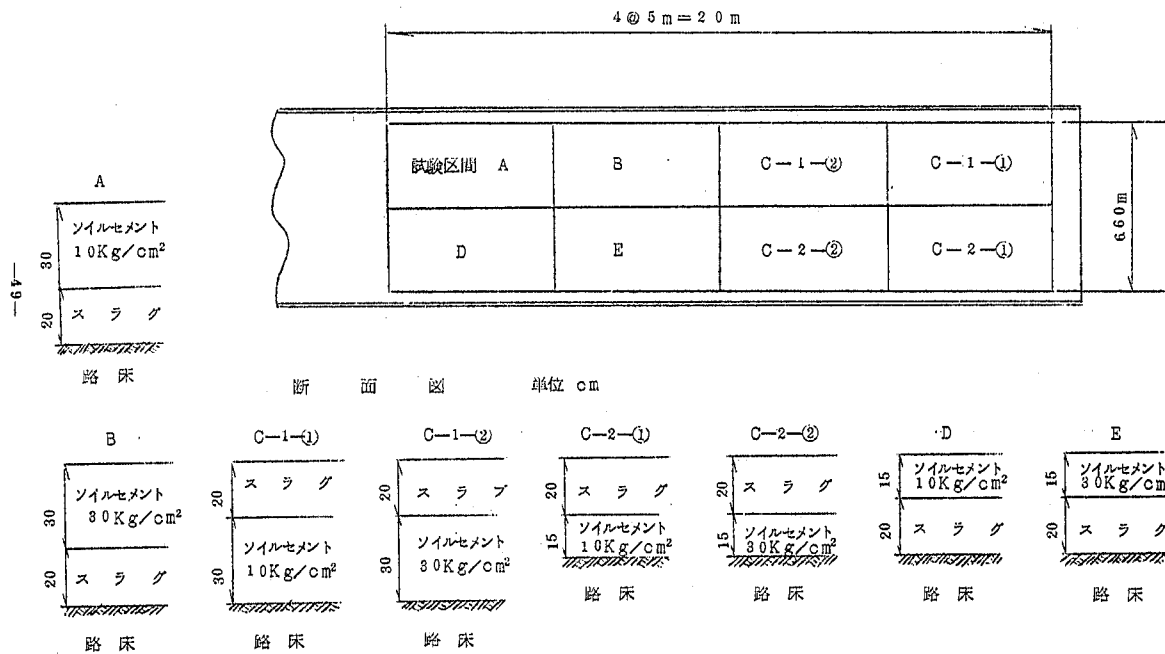


図-8 第1試験舗装区間

図一 9

第 2 試験舗装区間



路床面現場密度測定結果

图-11 上層路盤現場密度測定結果

$\frac{r_1}{r_0} = (gr/cm^3)$

1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21
			$r_1: 1990$ $r_0: 1986$		$r_1: 1957$ $r_0: 1891$	$r_1: 2090$ $r_0: 1972$			$r_1: 2036$ $r_0: 1969$	
$r_1: 1878$ $r_0: 1652$	$r_1: 1810$ $r_0: 1647$	$r_1: 1905$ $r_0: 1715$	$r_1: 1852$ $r_0: 1793$		$r_1: 2056$ $r_0: 1964$	$r_1: 2094$ $r_0: 1976$			$r_1: 1935$ $r_0: 1870$	

図-12 ソイルセメントの含水比と乾燥密度の関係

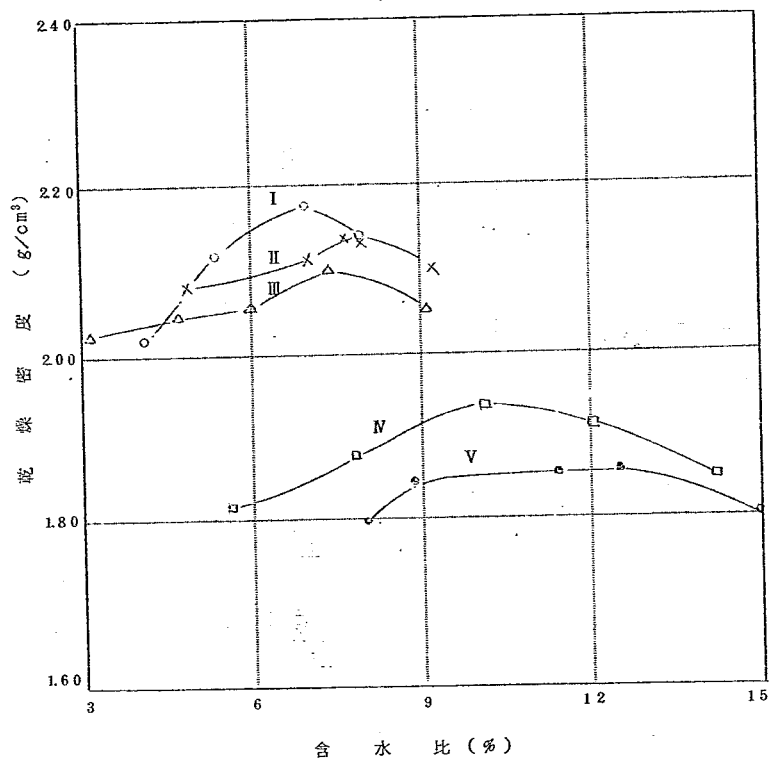


図-13 ソイルセメントの配合と強度

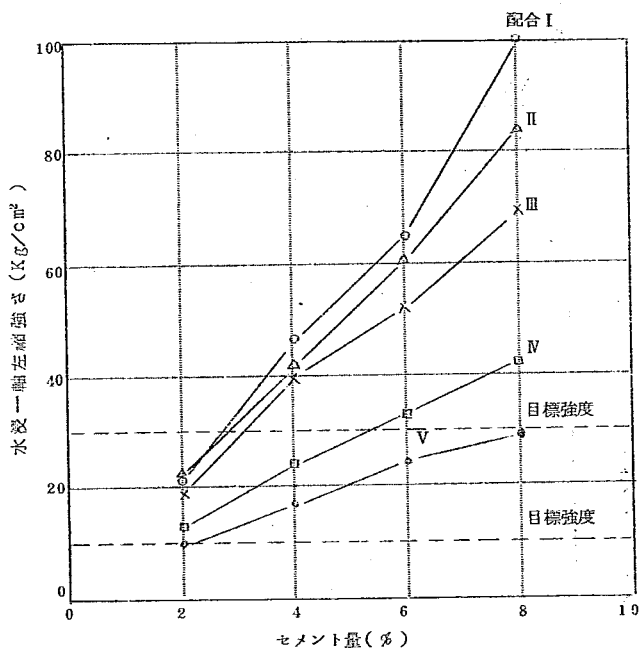


図-14 ソイルセメントの洗い試験の結果

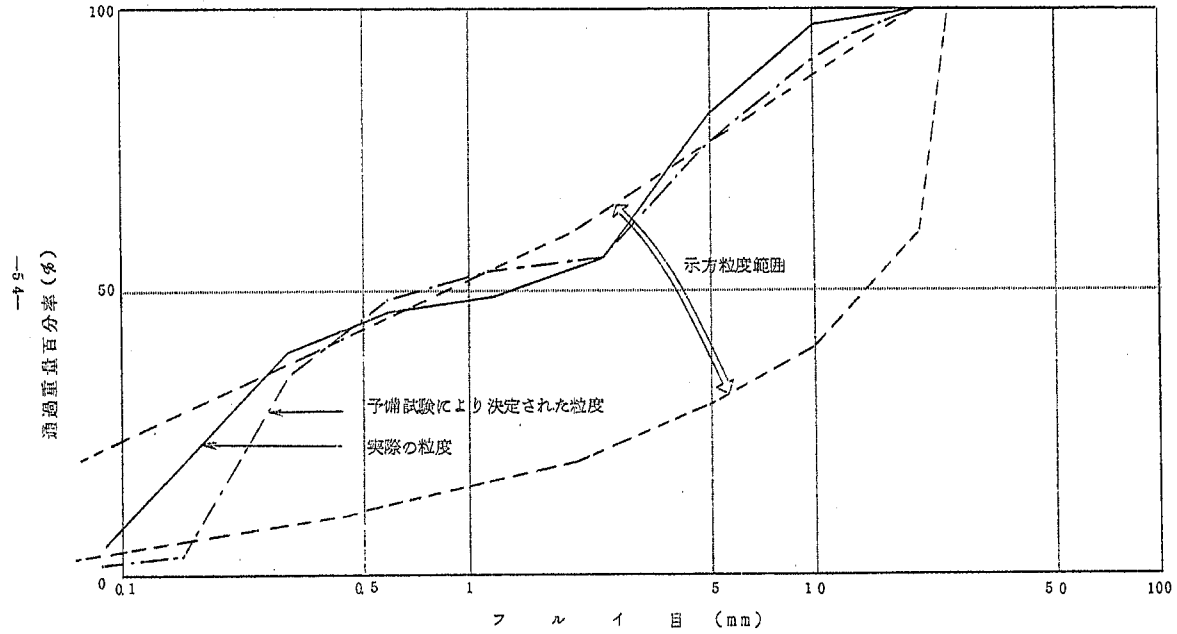
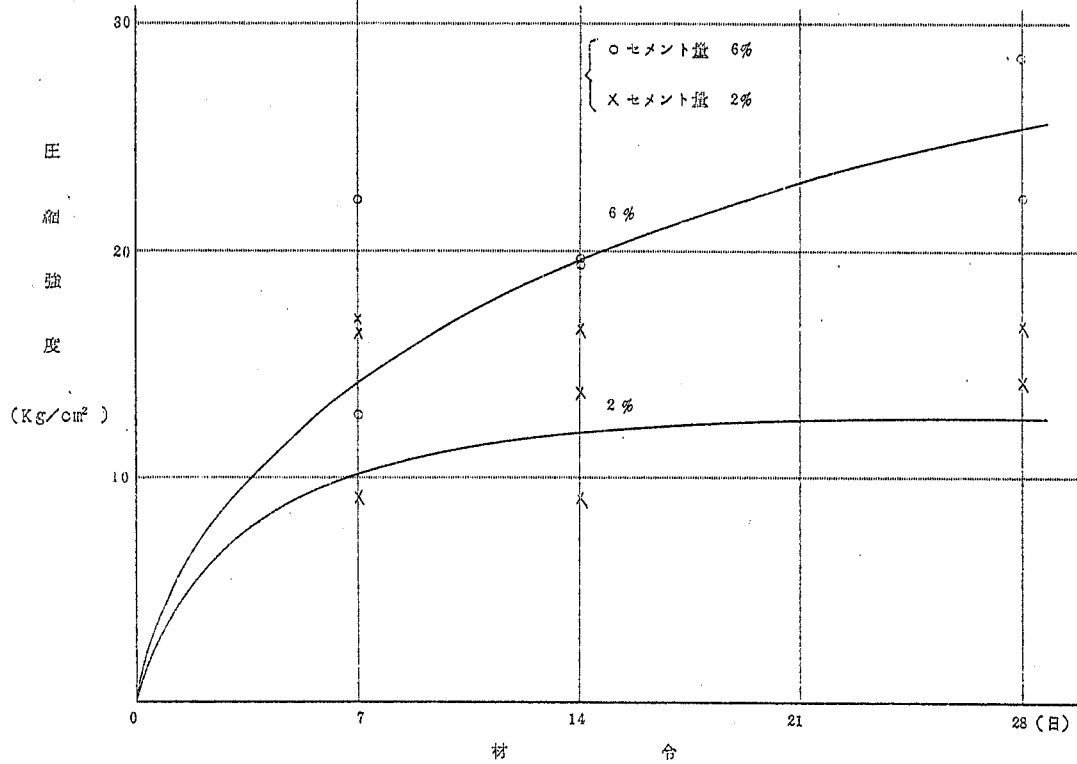
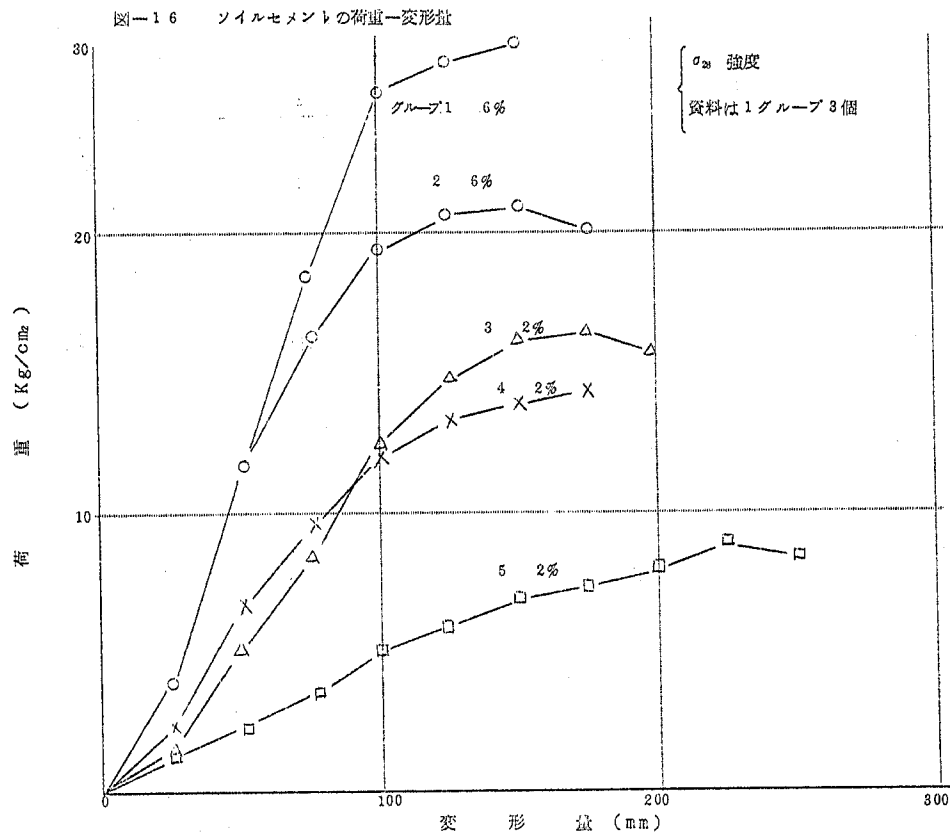


図-15 ソイルセメントー軸圧縮試験結果





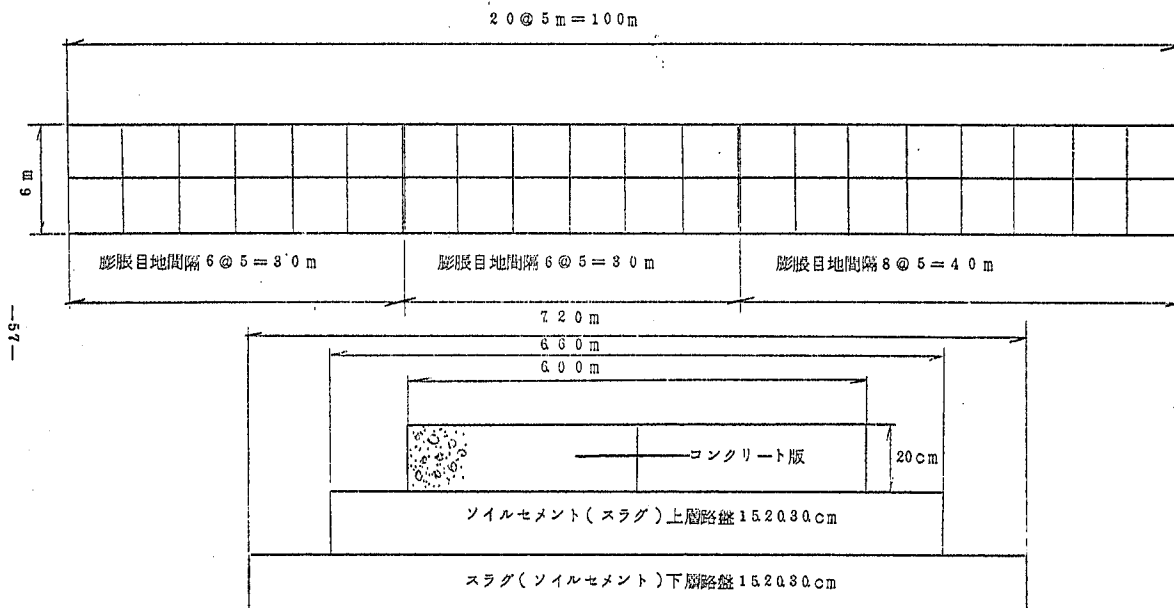
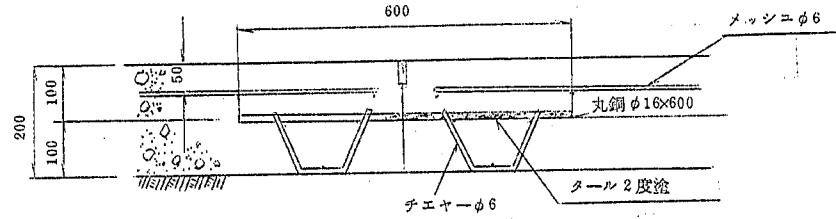
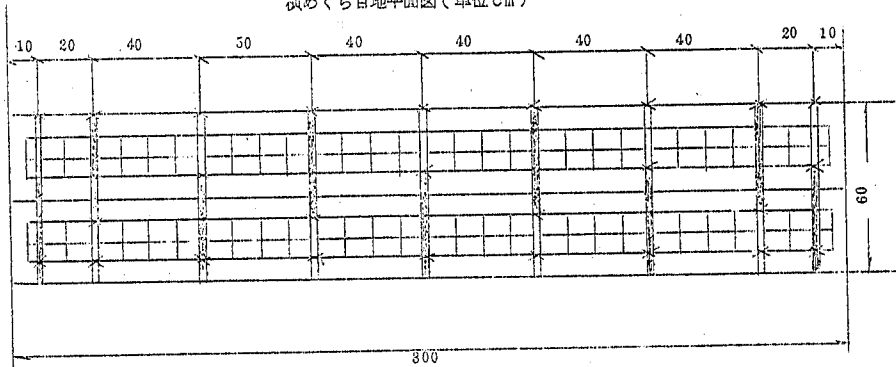


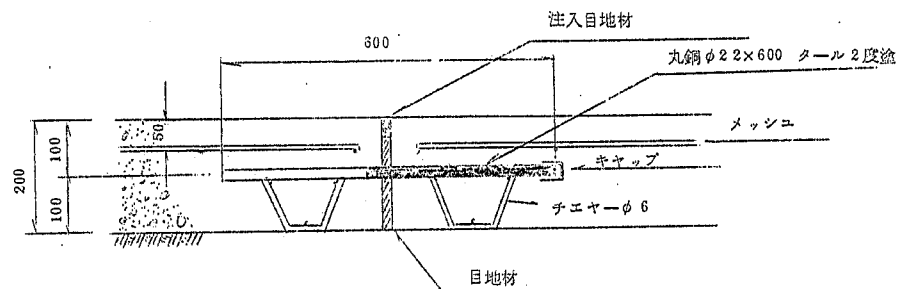
図-17 コンクリート版平面図および断面図

横めくら目地図 (単位 mm)



横めくら目地平面図 (単位 cm)





橫膨脹目地平面圖(單位 cm)

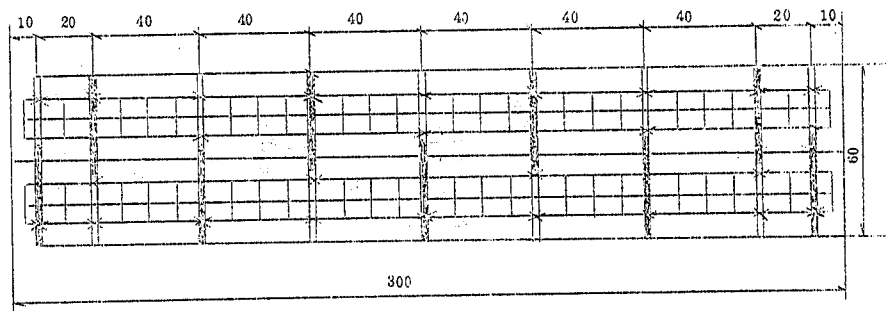
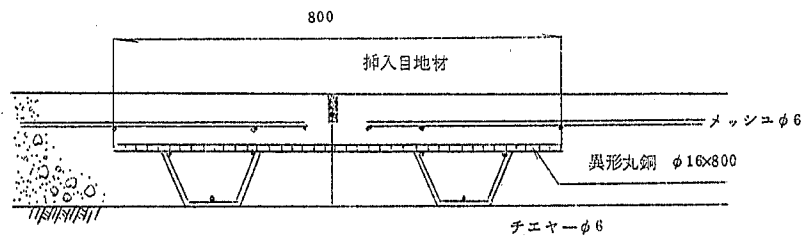


図-13 横目地の構造

縦目地断面図（単位mm）



タイバー平面図（単位dm）

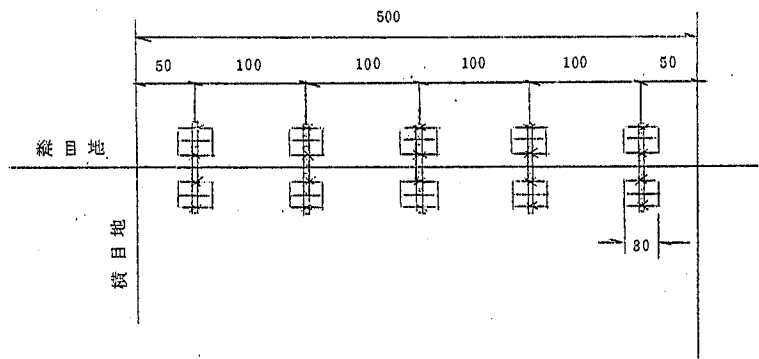
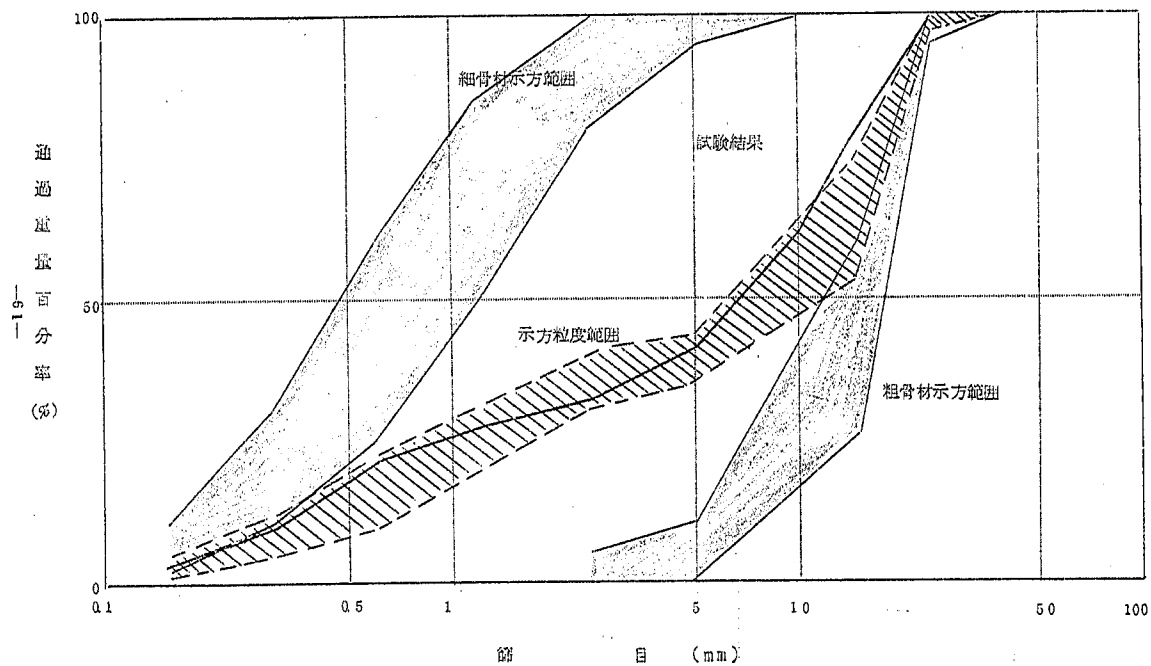


図-19 縦目地の構造

図-20 コンクリート 分け試験結果



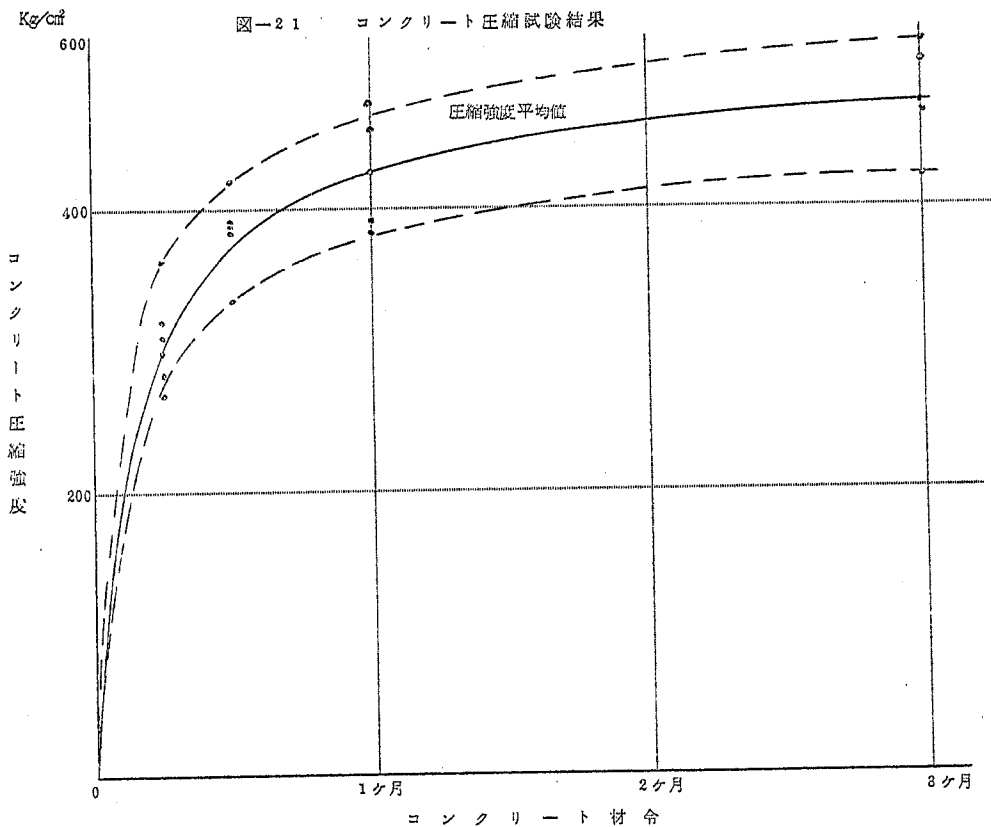
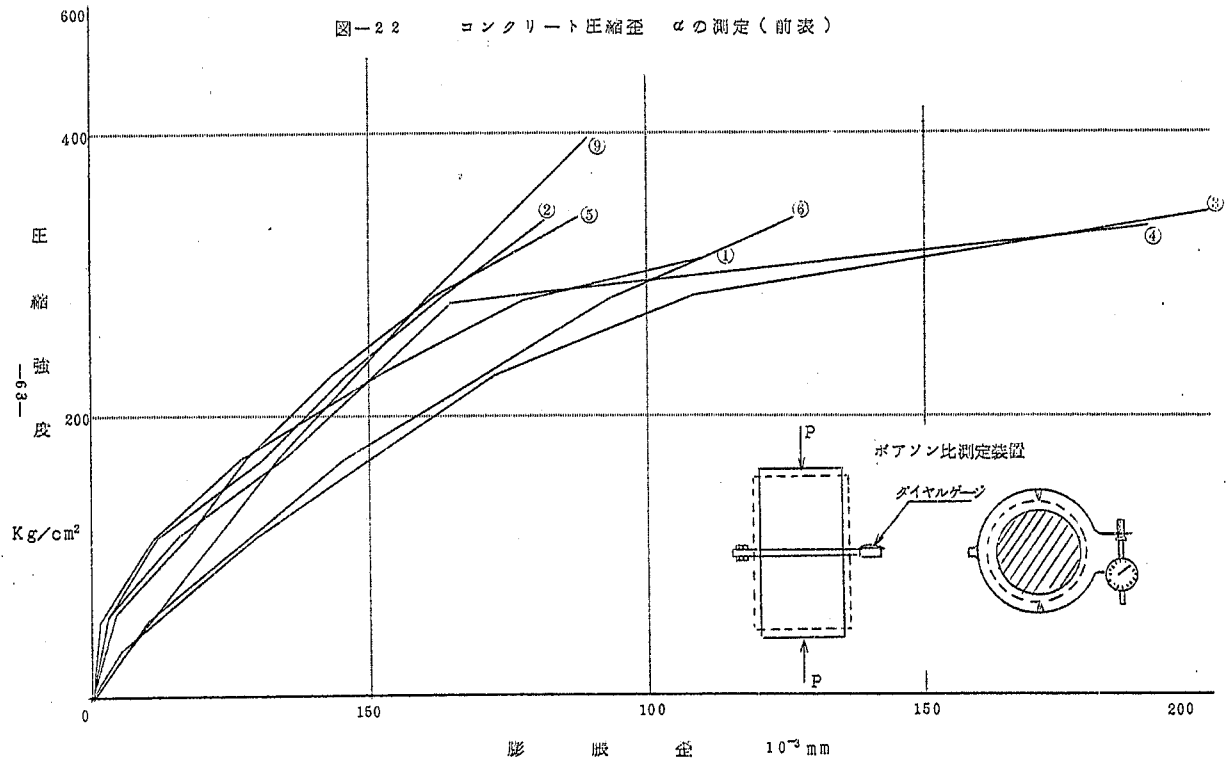
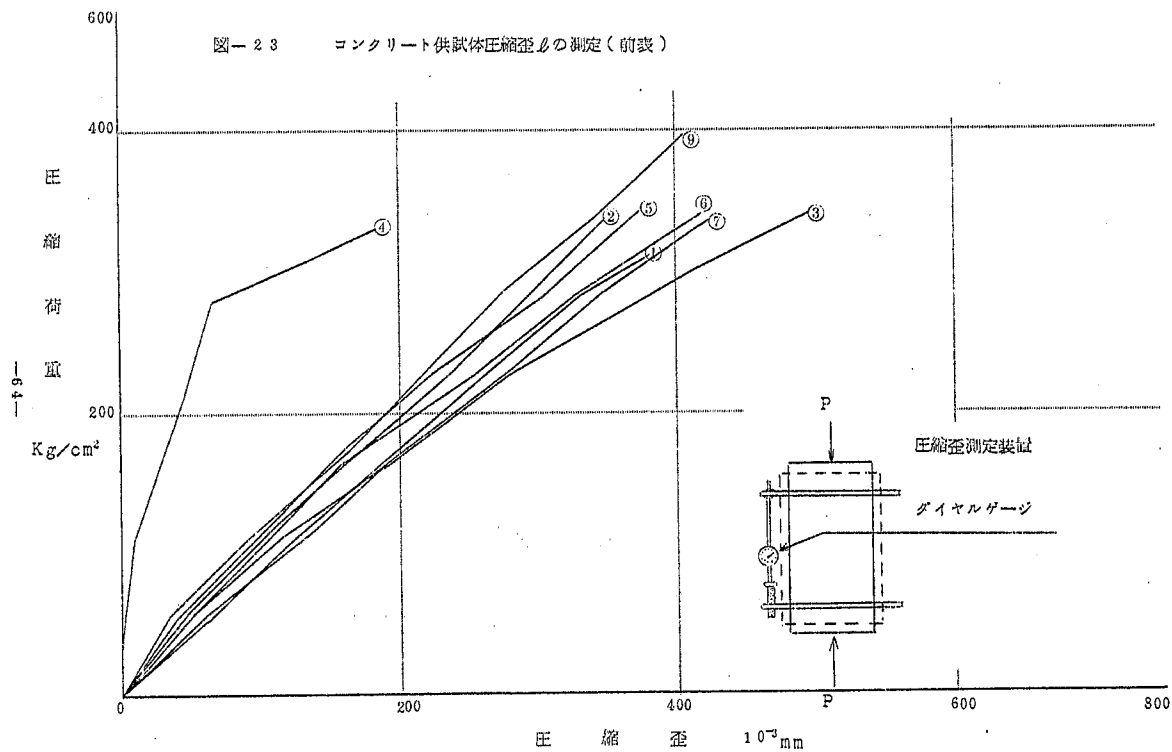


図-22 コンクリート圧縮歪 α の測定 (前表)





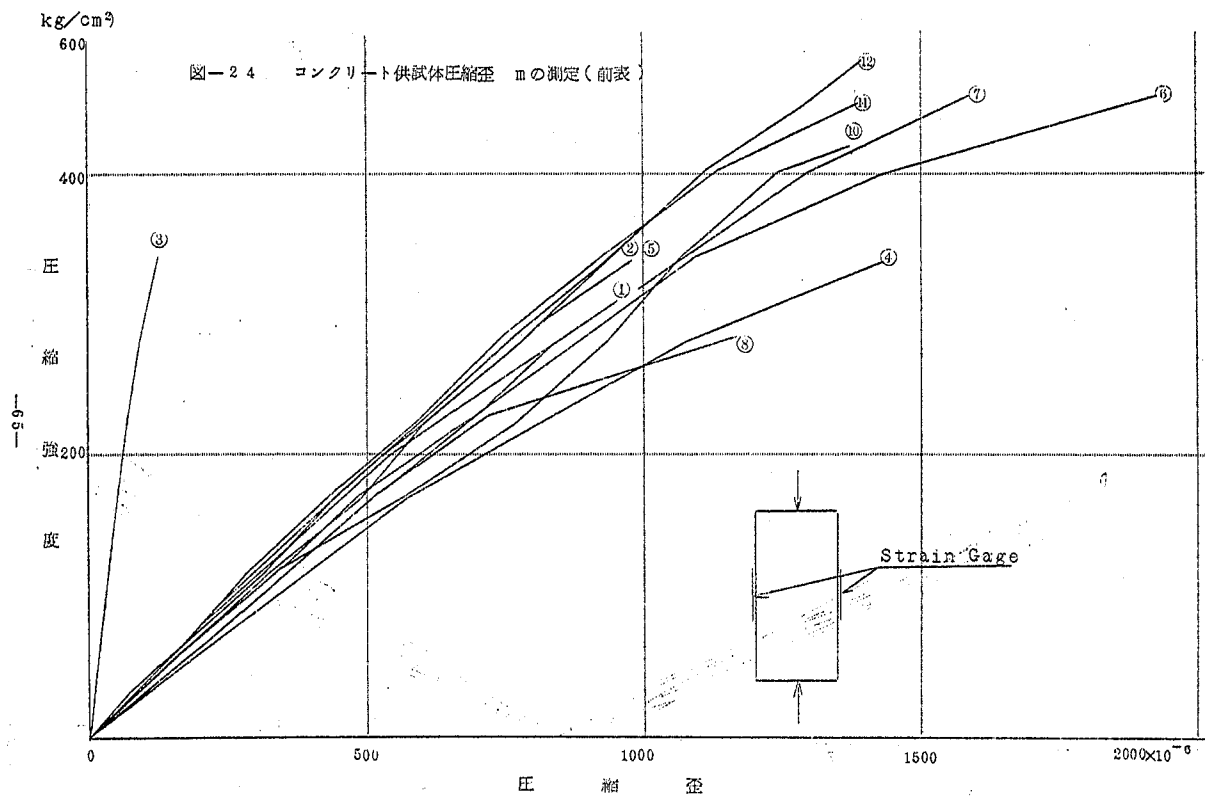
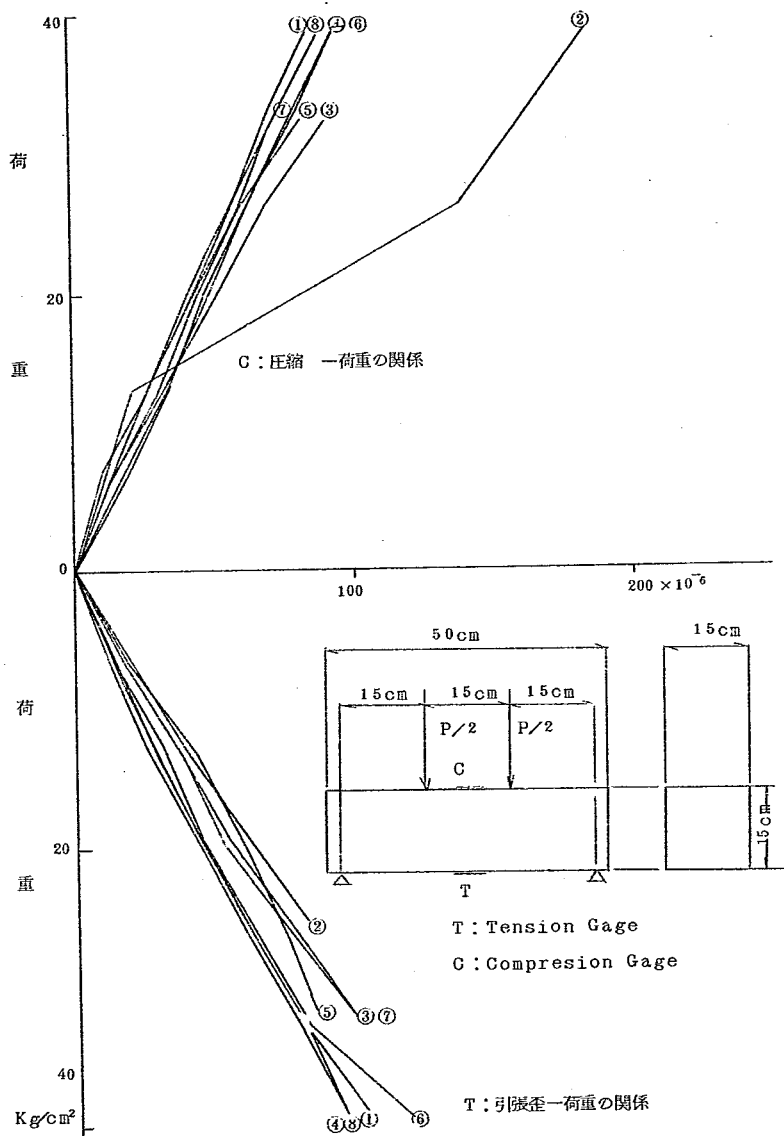


図-25 コンクリート供試体曲げ試験結果



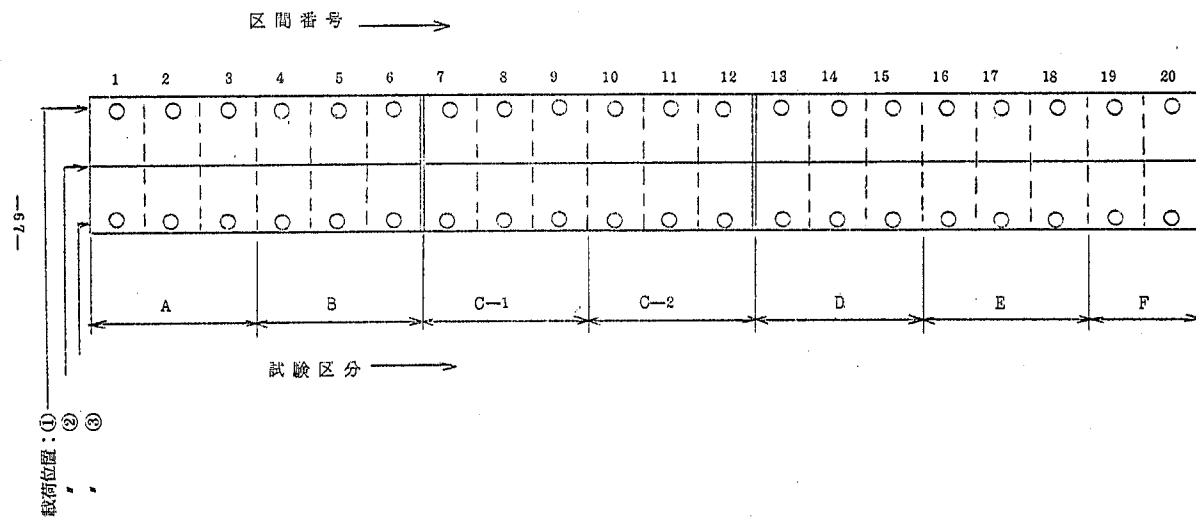
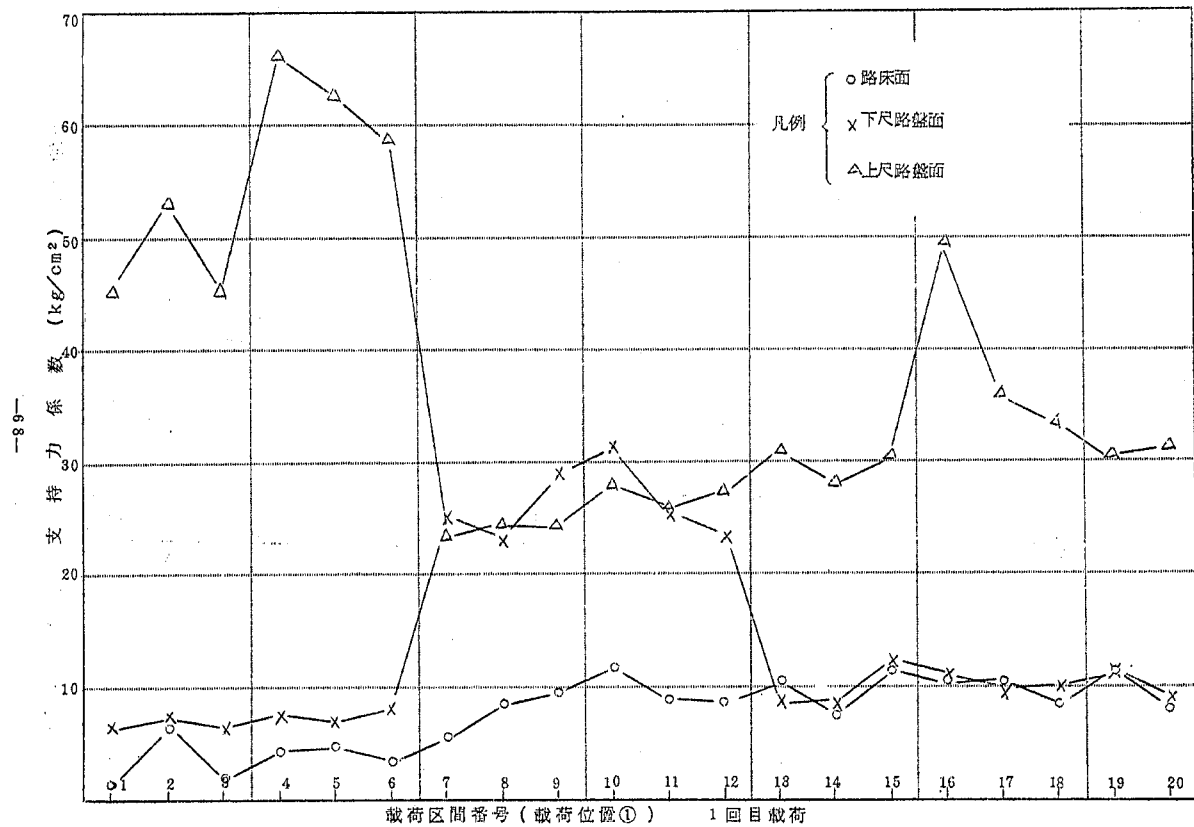
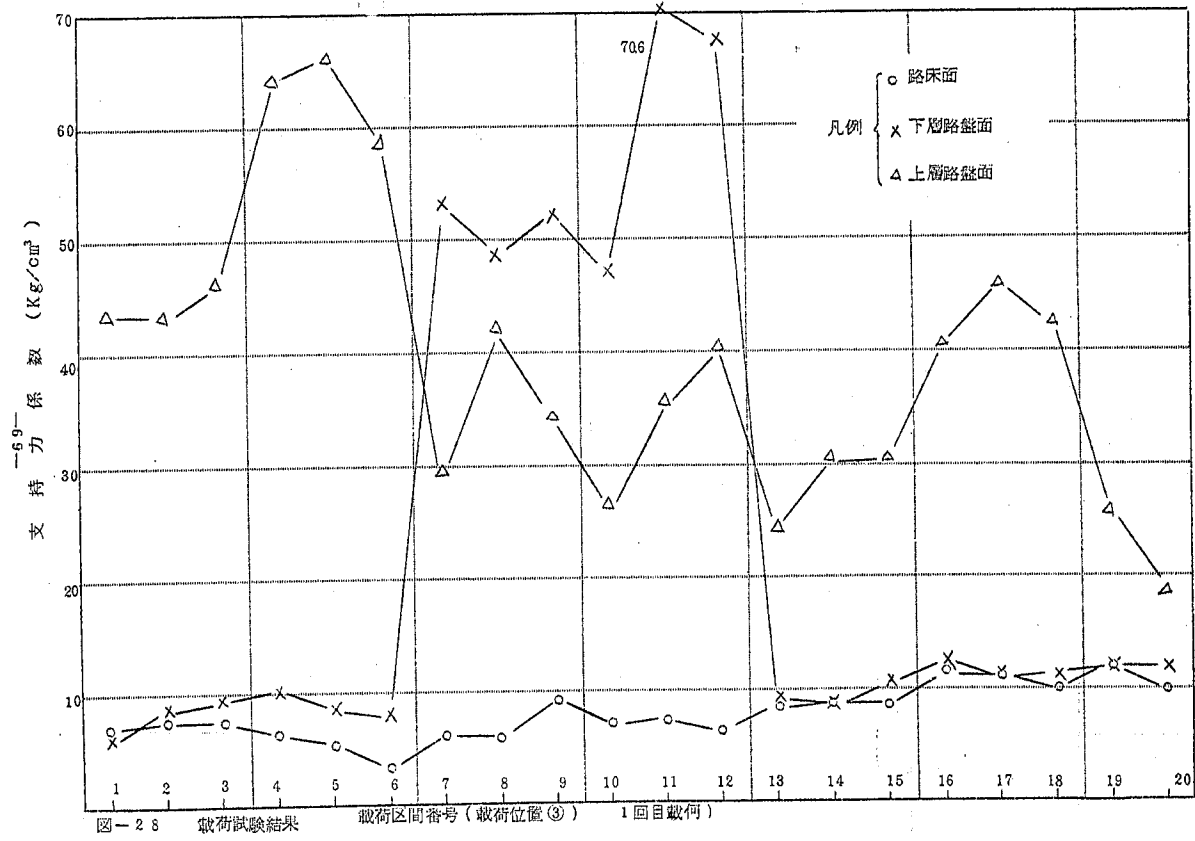
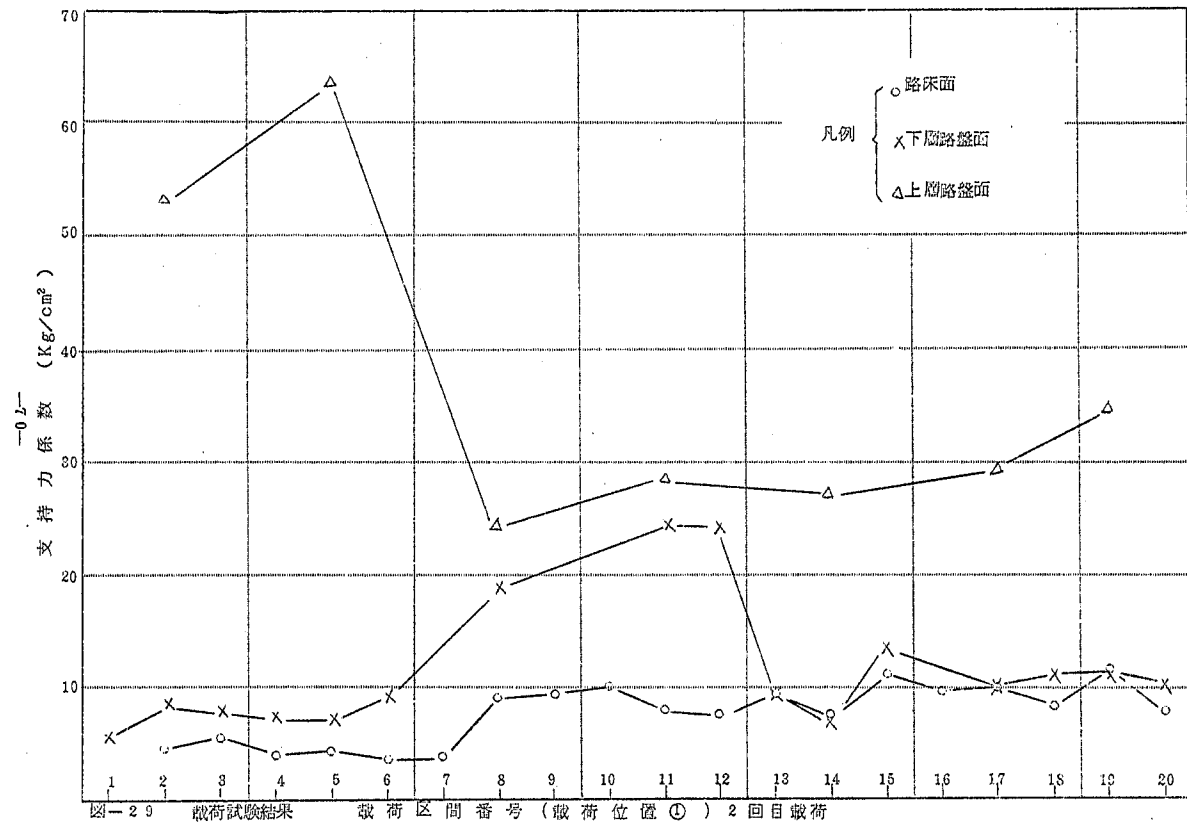


图-26 路床路盤平板載荷試驗位圖

圖-27 載荷試驗結果







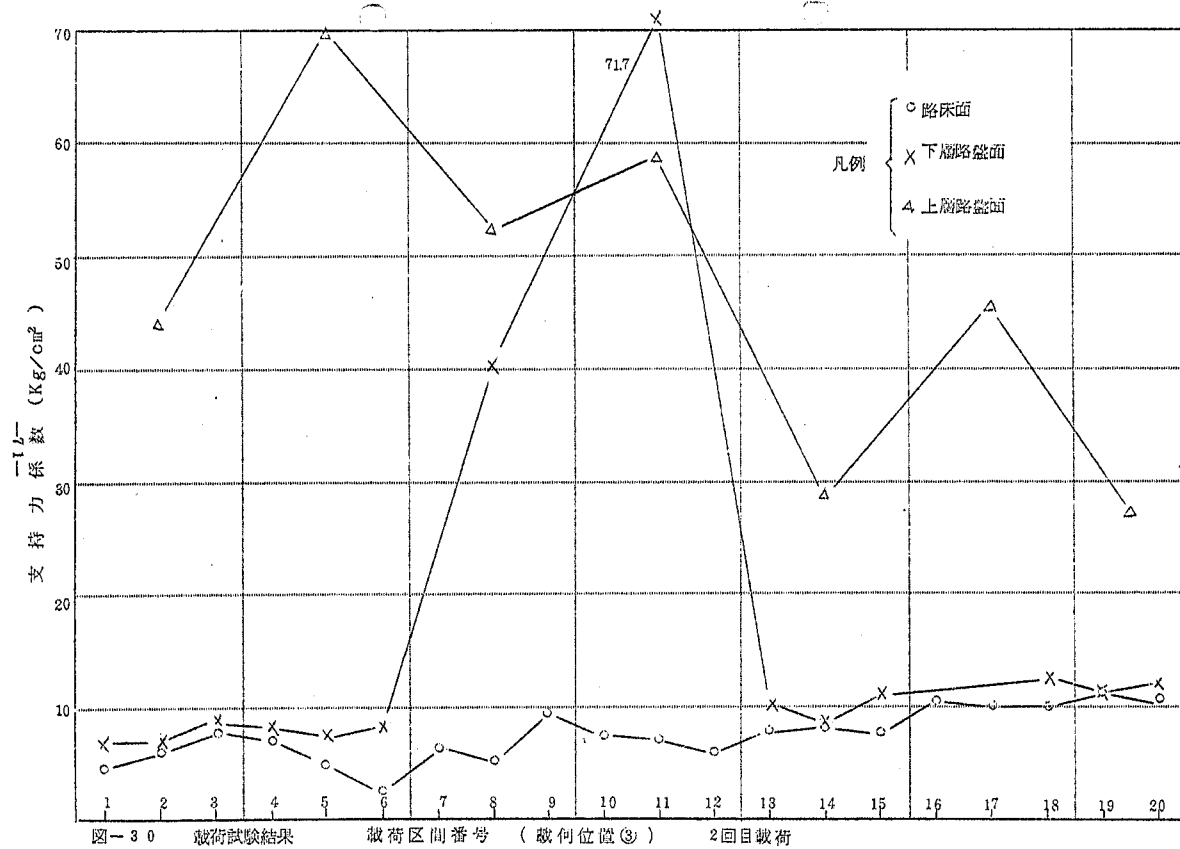
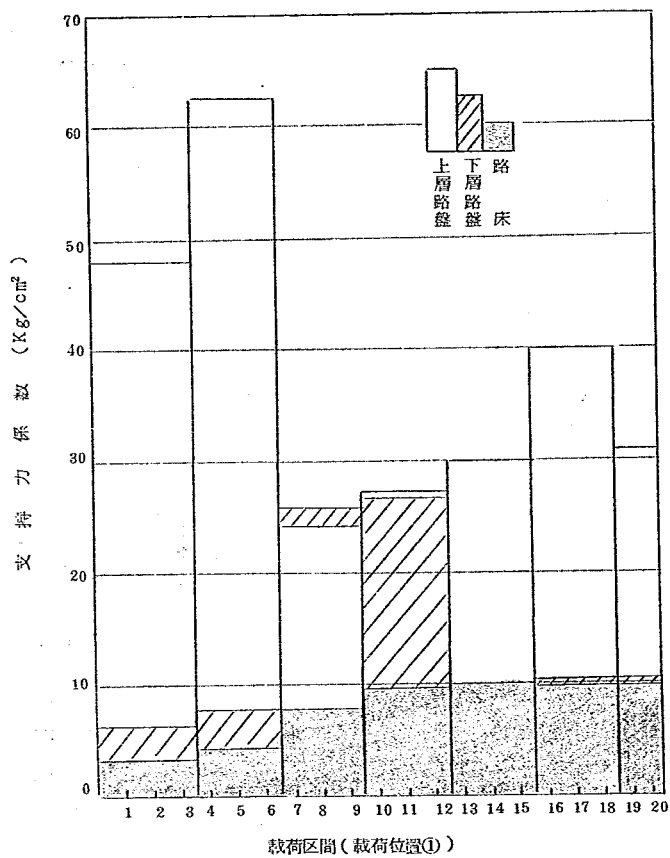
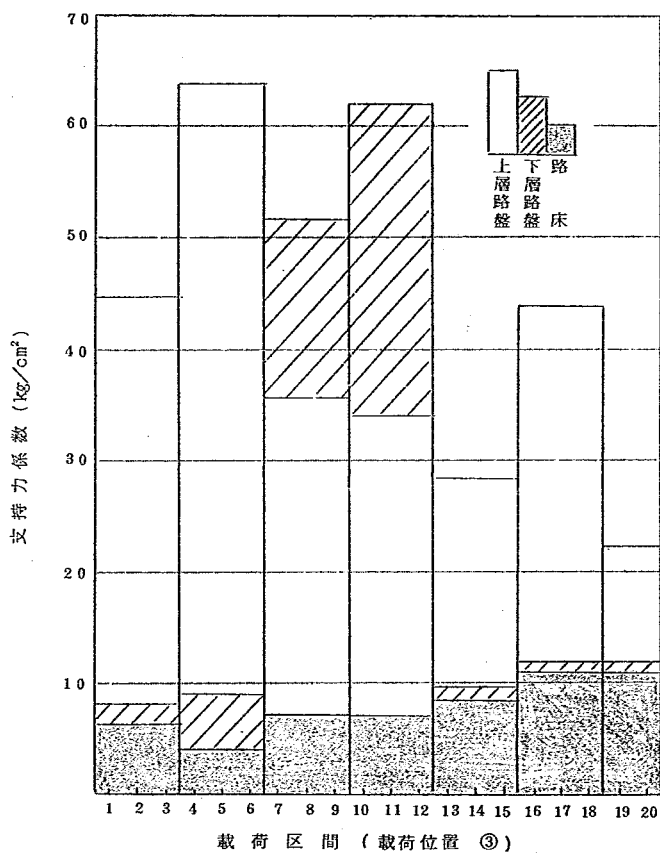


図-31 路盤の効果





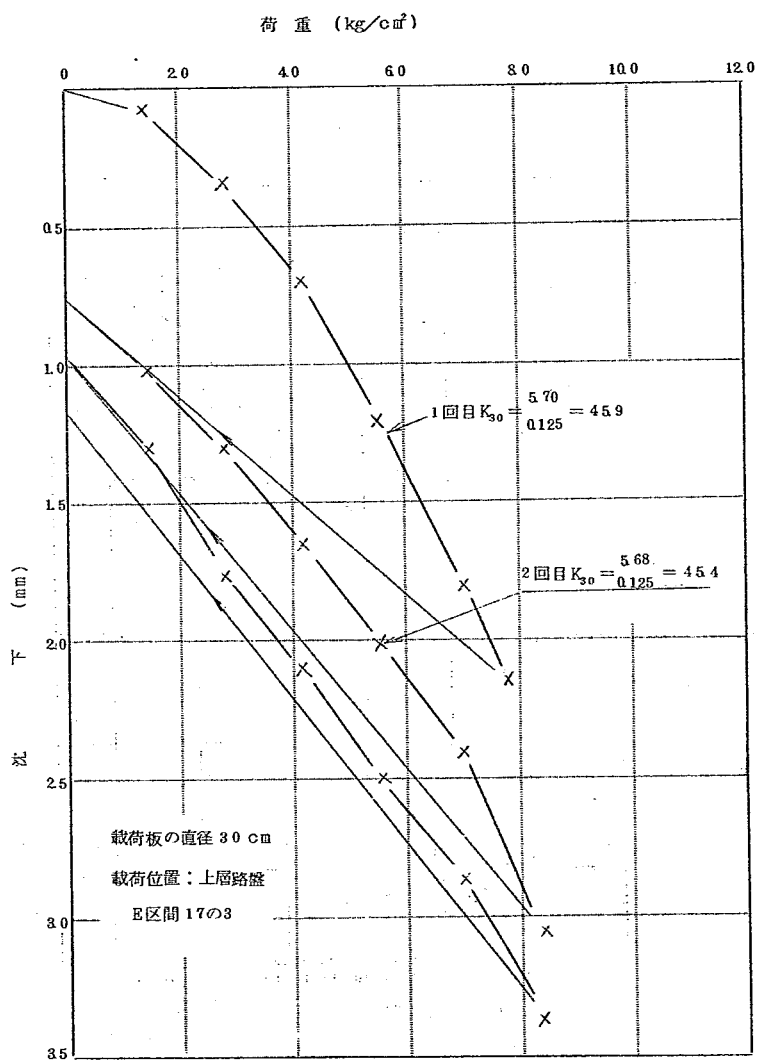


図-32 平板載荷試験の1例

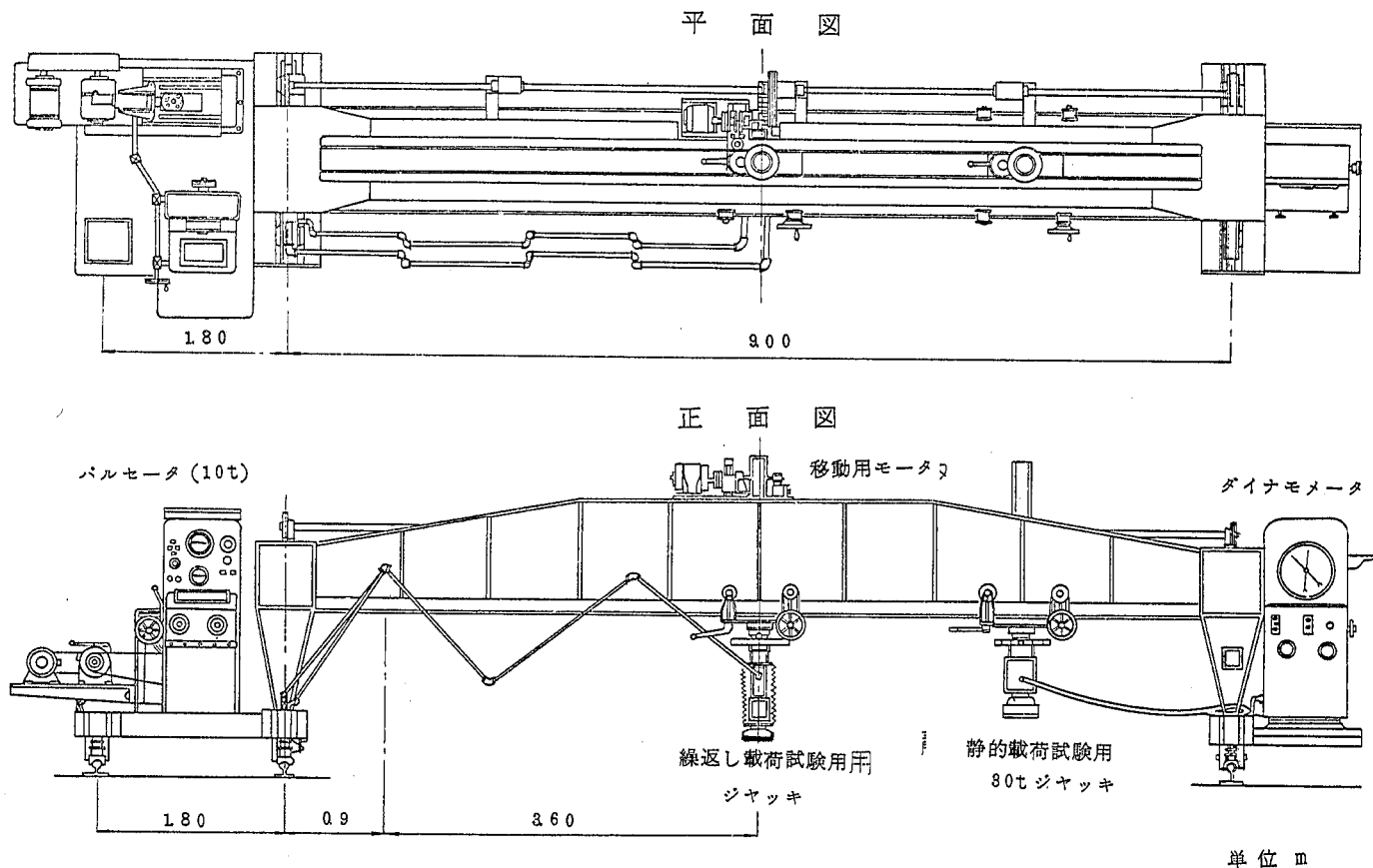


図-33 30t 静的荷重試験装置並びに 10t 繰返し荷重試験装置

図-34 コンクリート版載荷試験位置

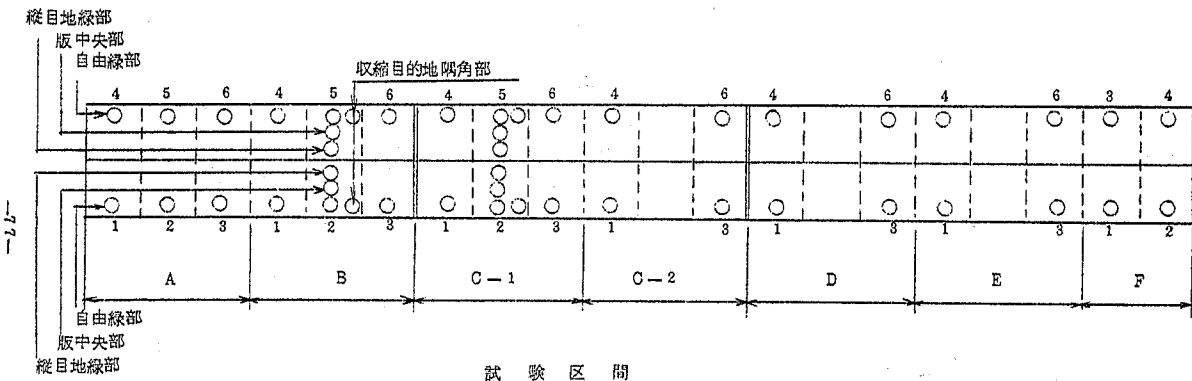
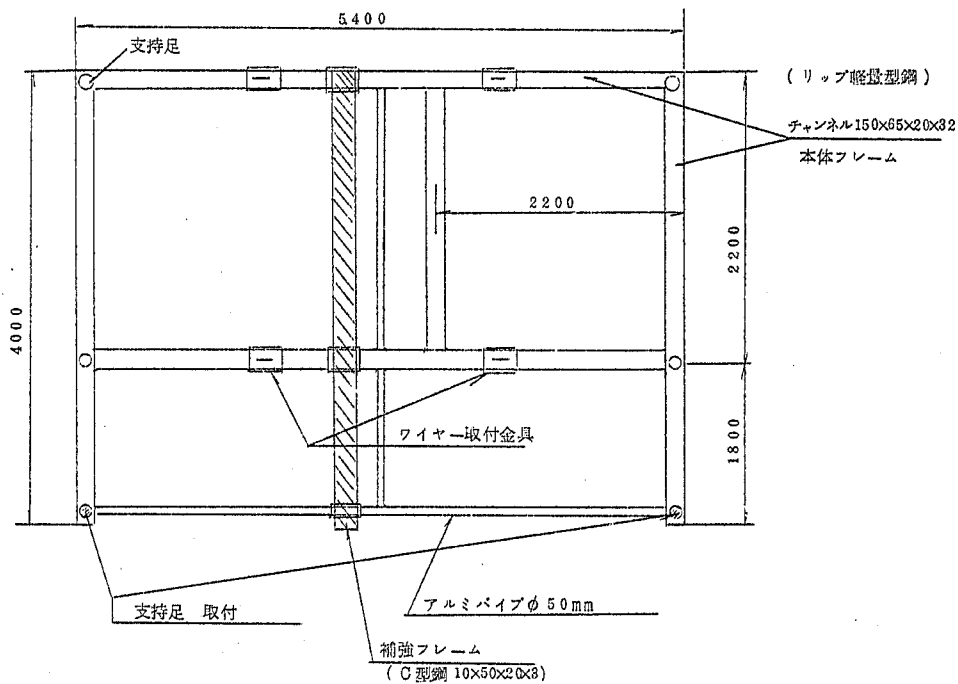


図-35 ダイヤルゲージ支持フレーム (単位mm)



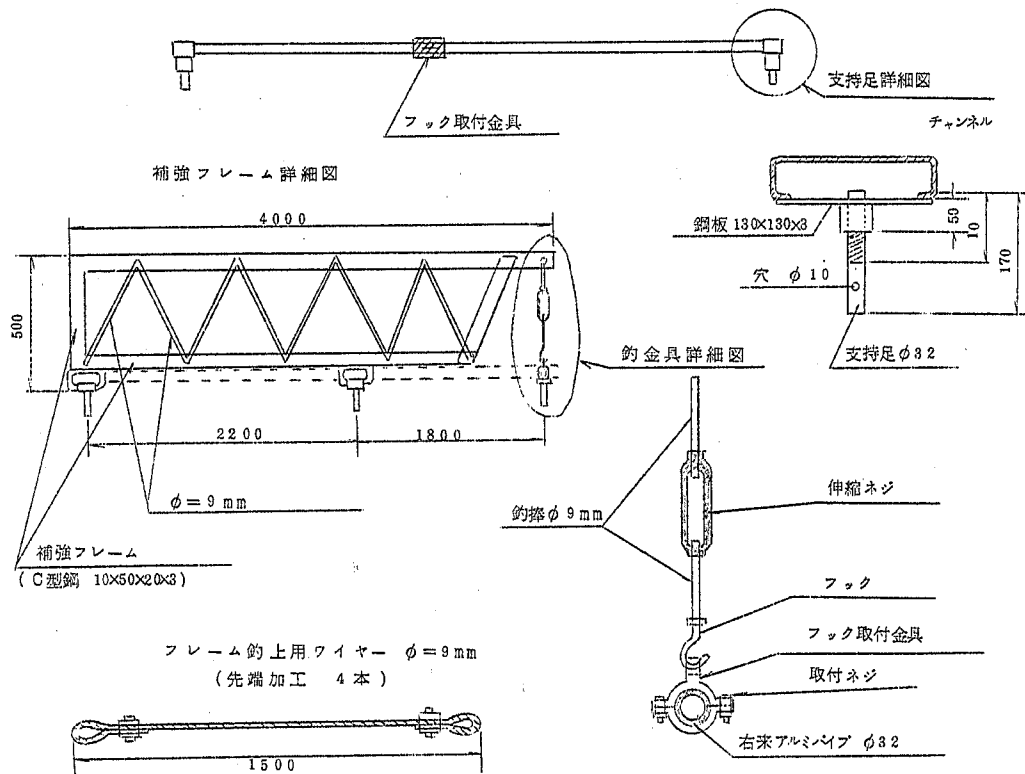
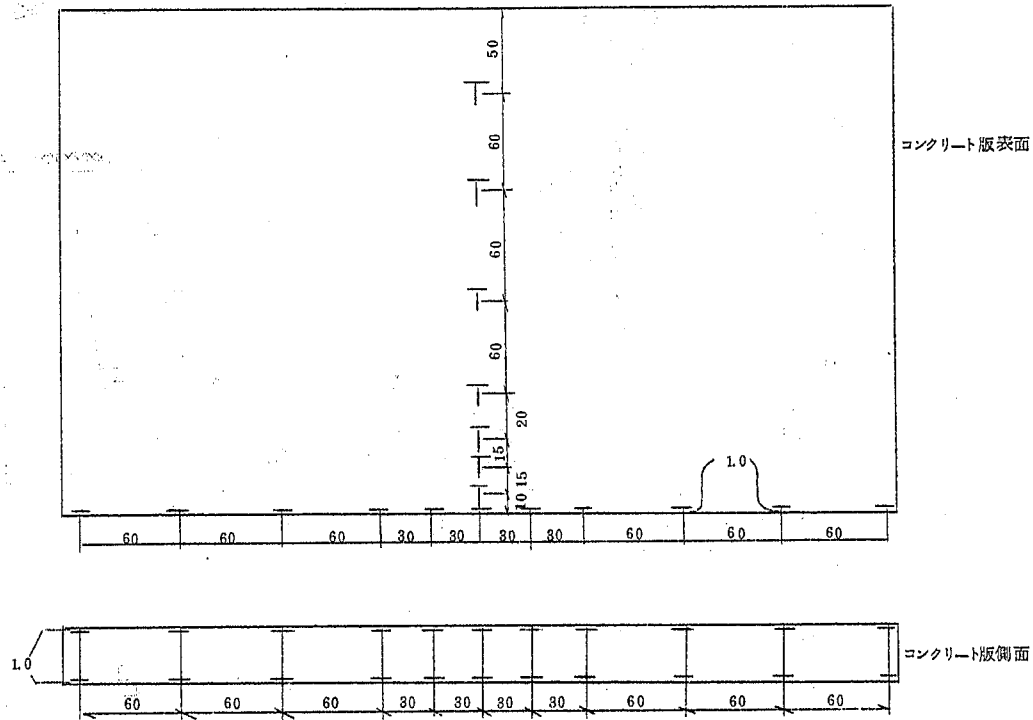


図-36 ストレインゲージ貼付位置 (cm)



—0.8—

図-87 自由縁中央部のたわみ (試験区分 A)

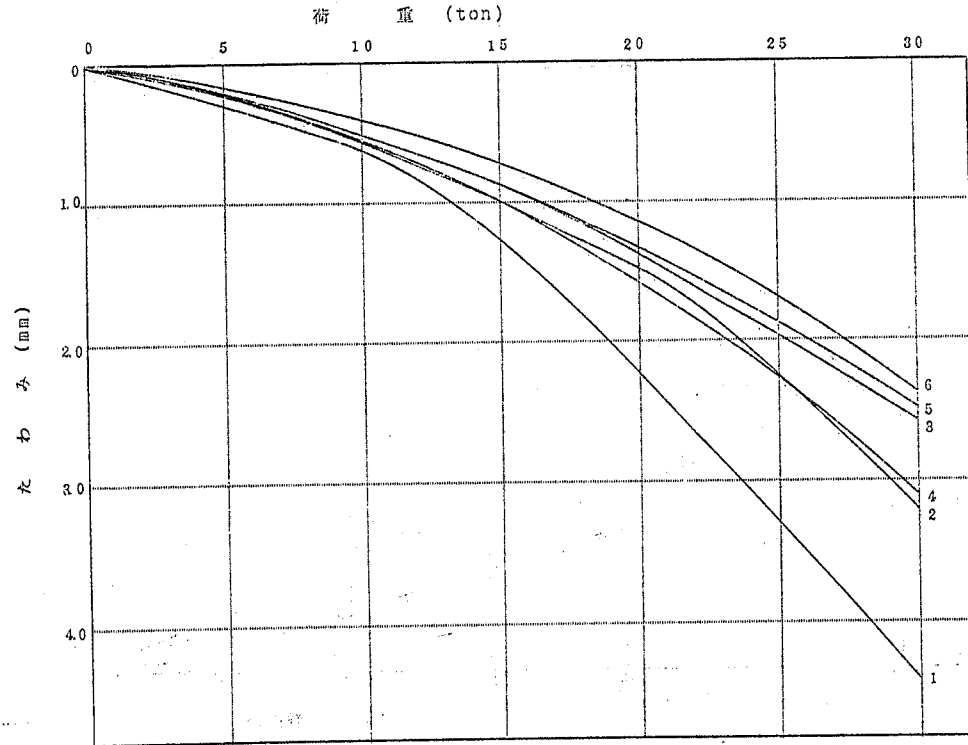


図-38 自由板中央部のたわみ(試験区分 B)

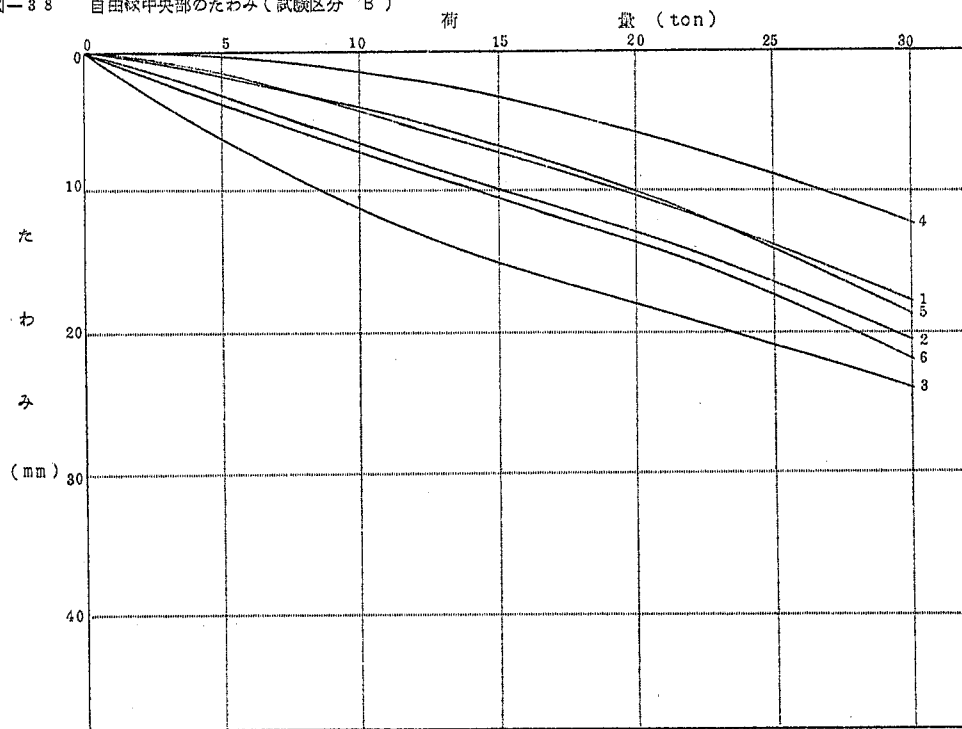


図-29 自由梁中央部のたわみ (試験区分 C-1)

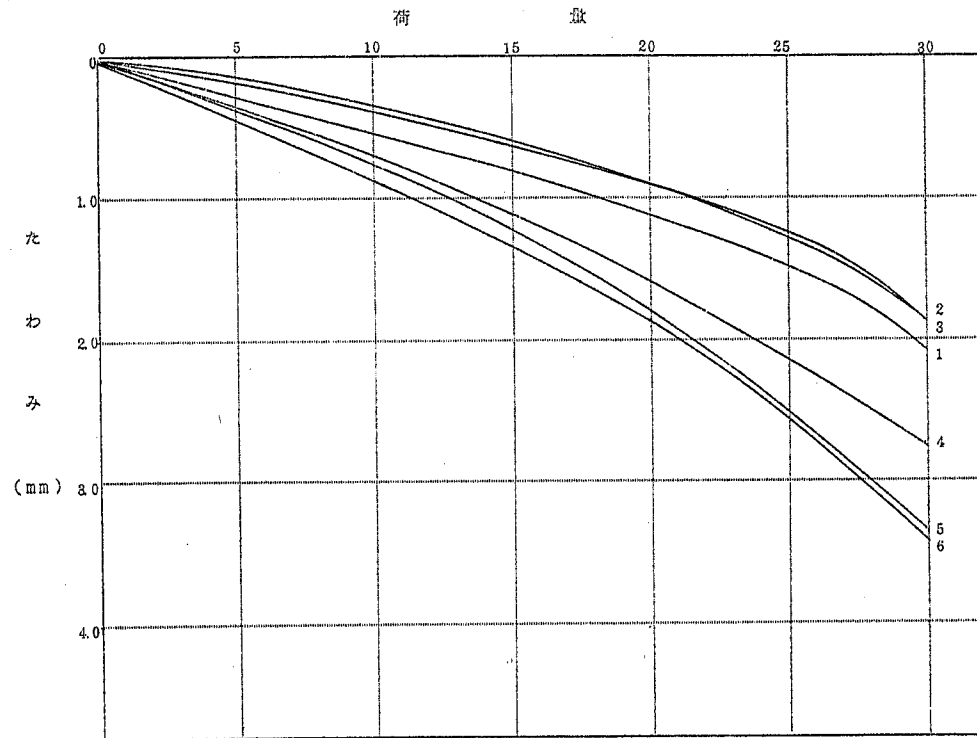


図-40 自由梁中央部のたわみ (試験区分 C-2)

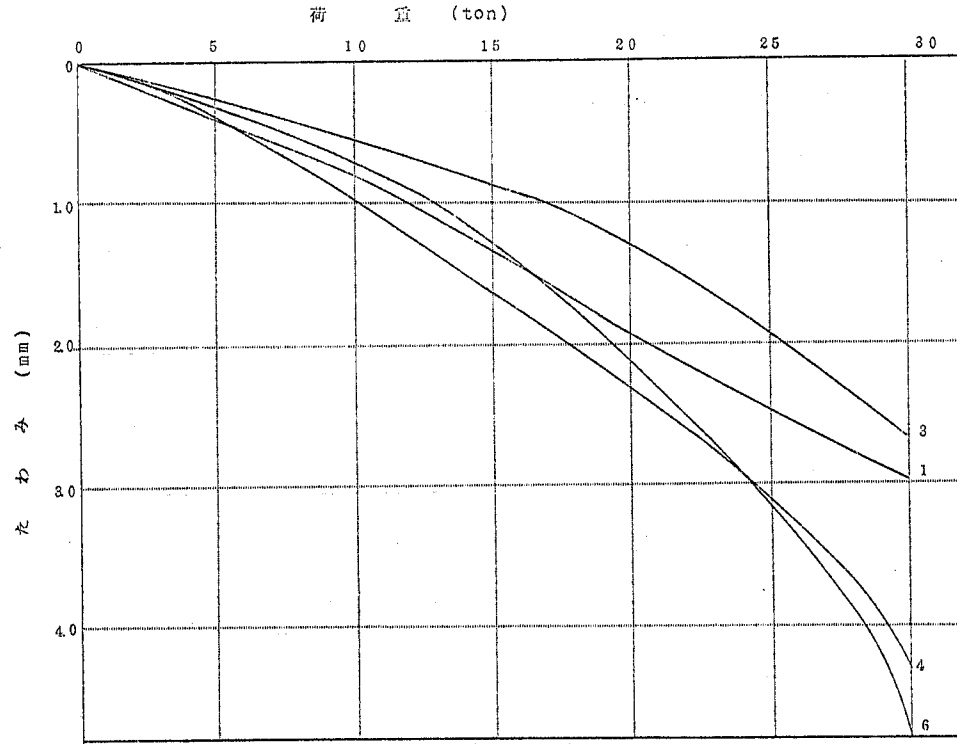


図-41 自由縁中央部のたわみ（試験区分 D）

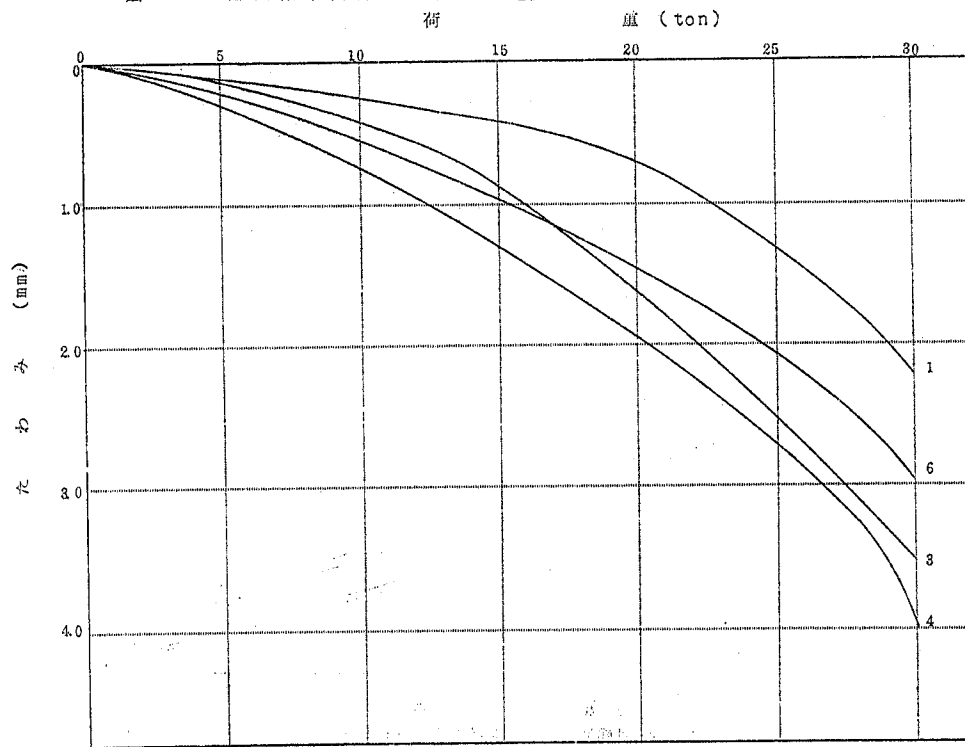


図-42 自由縁中央部のたわみ (試験区分 E)

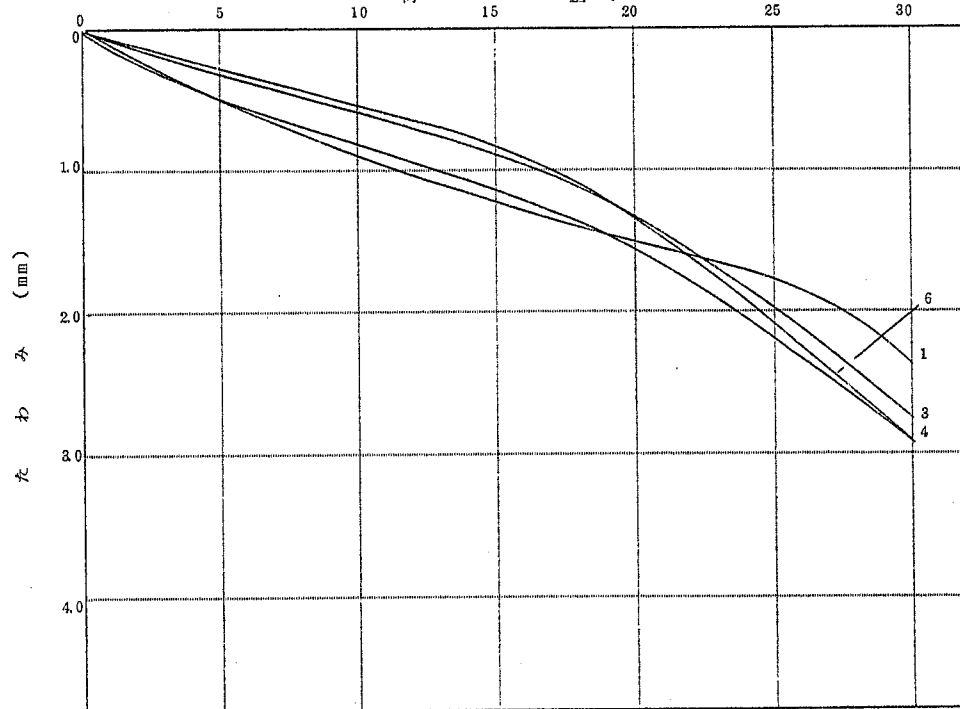
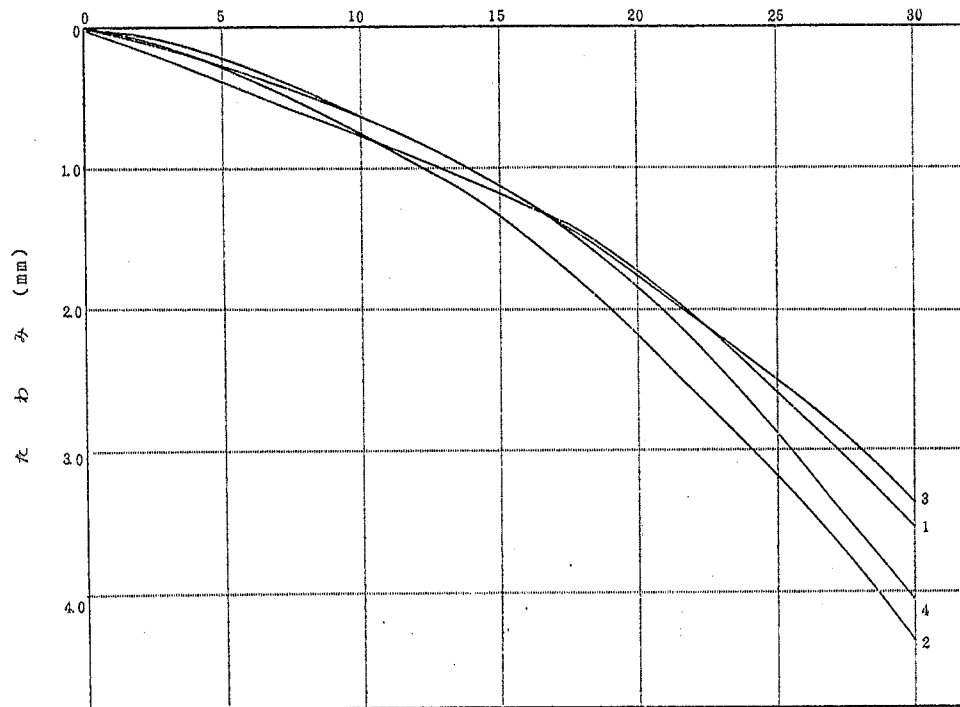
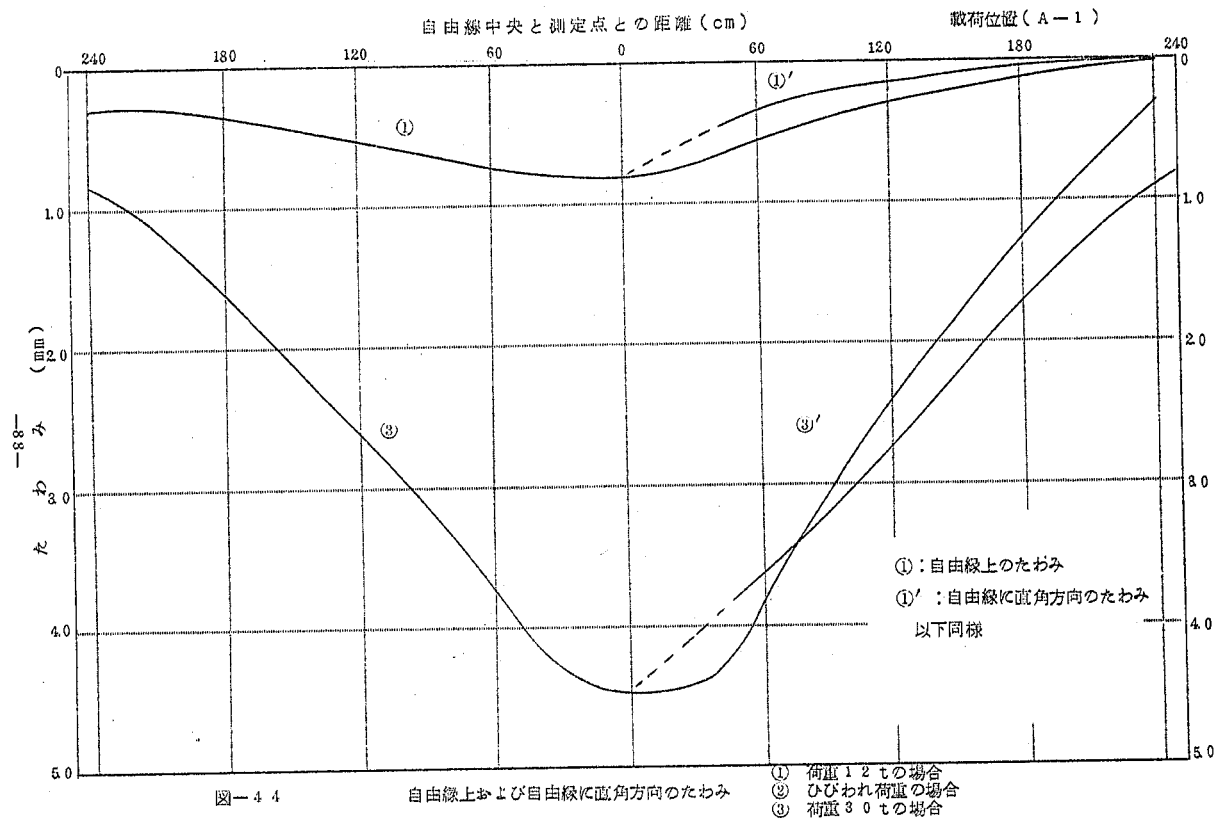


図-43 自由縁中央部のたわみ(試験区分 F)
荷 重 (ton)





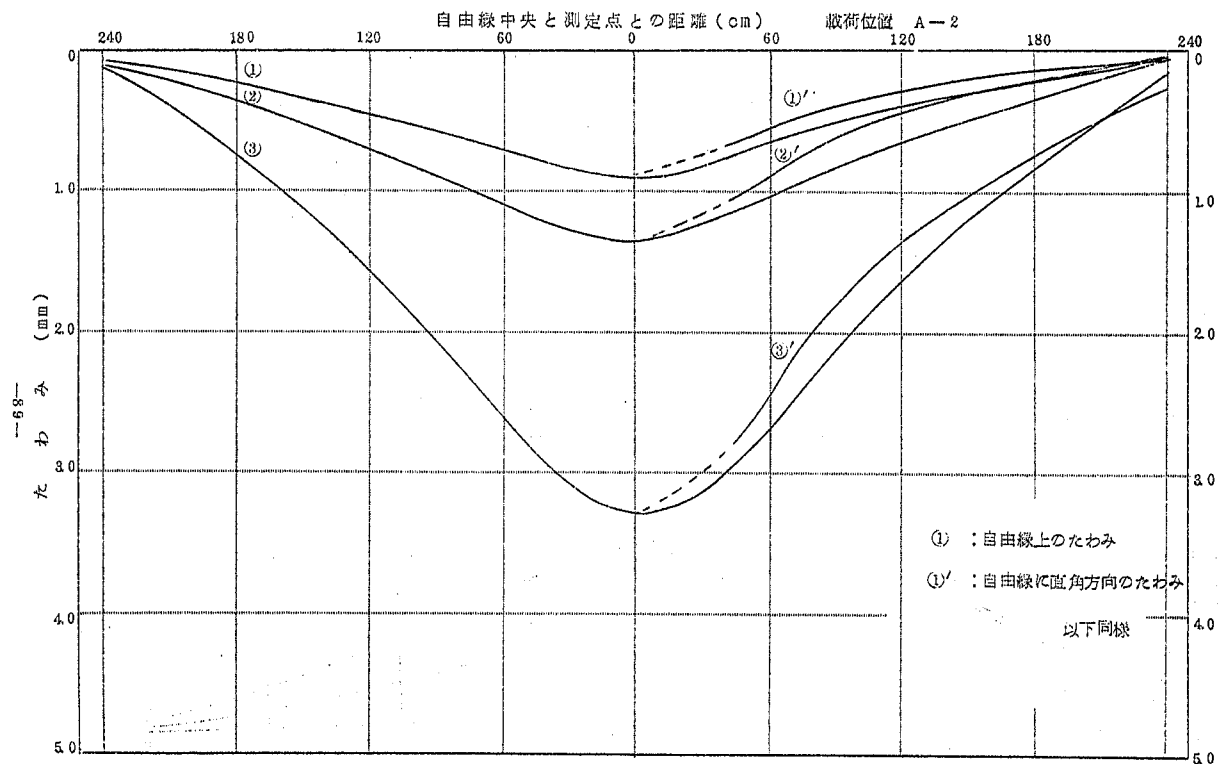


図-4.5 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ (① 荷重 1.0 t の場合 ② ひびわれ荷重の場合 (1.8 t) ③ 荷重 3.0 t の場合)

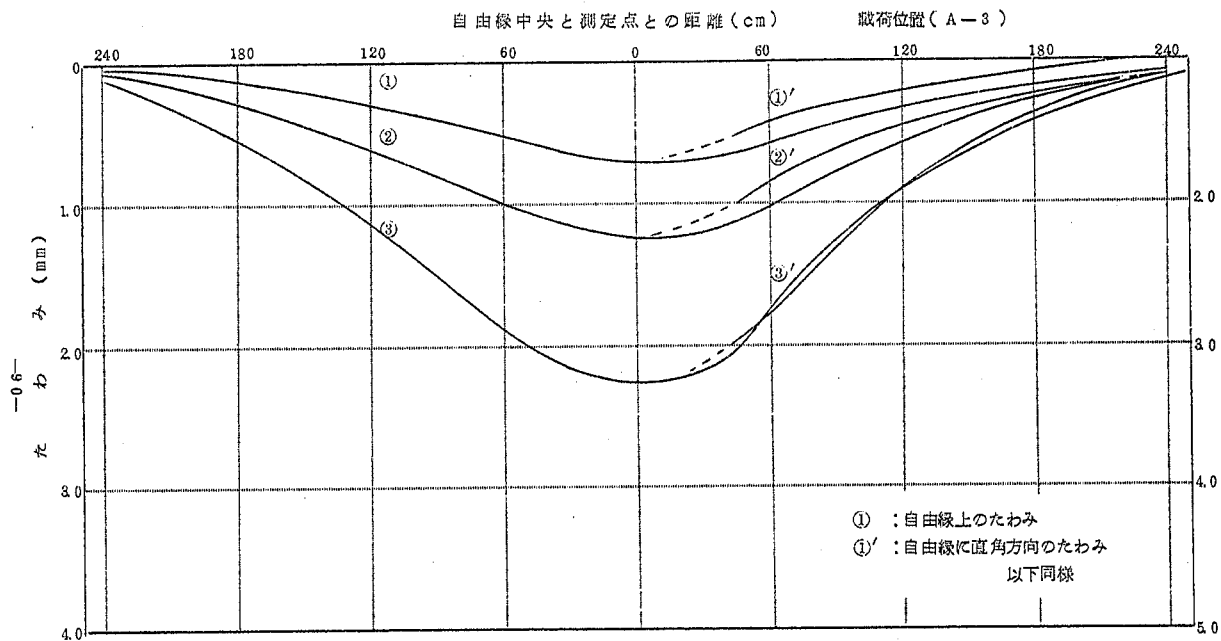


図-46 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- { ① 荷重 1.2 t の場合
② ひびわれ荷重の場合 (1.8 t)
③ 荷重 3.0 t の場合

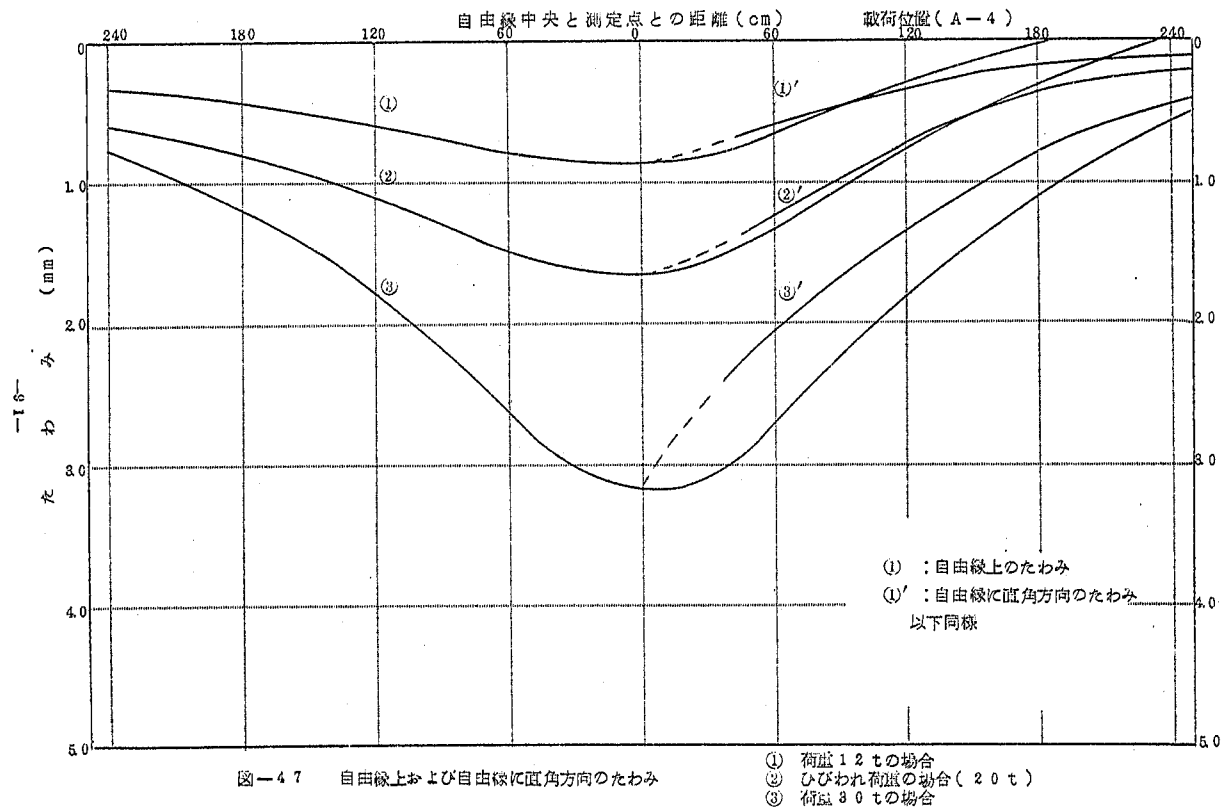


図-47 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

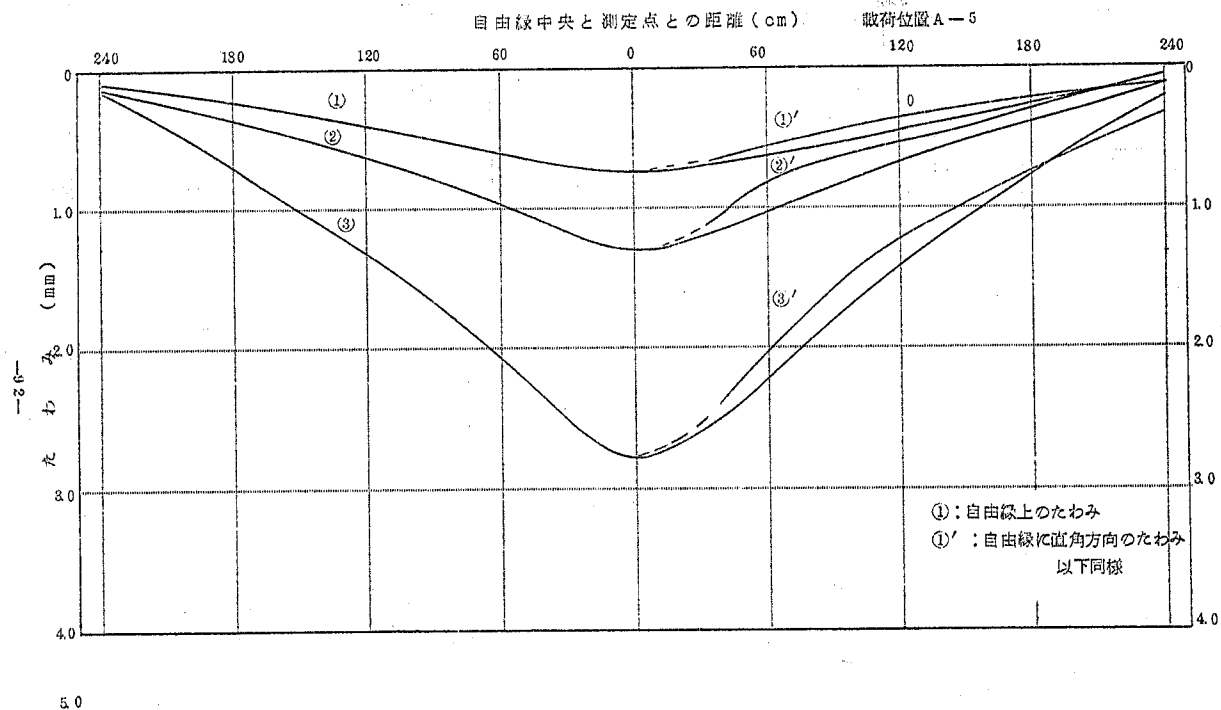


図-48 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
② ひびわれ荷重の場合 (18 t)
③ 荷重 30 t の場合

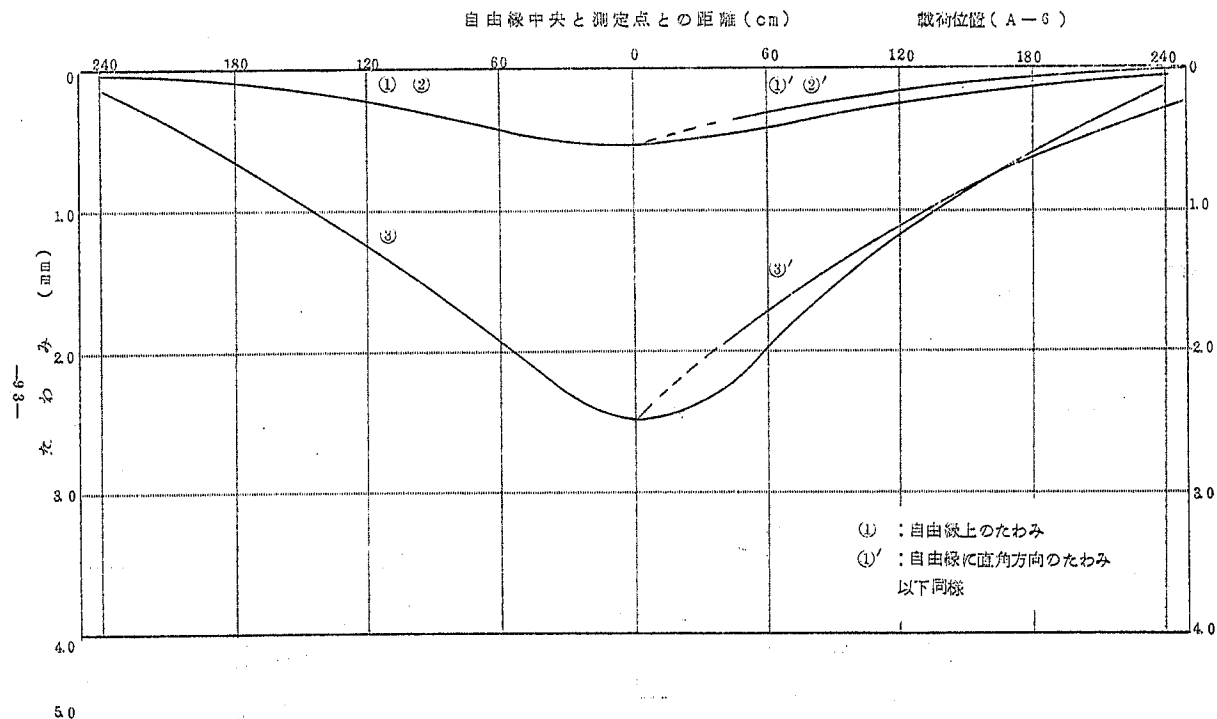


図-49 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 12 t の場合
 (② ひびわれ荷重の場合 (12 t))
 ③ 荷重 30 t の場合

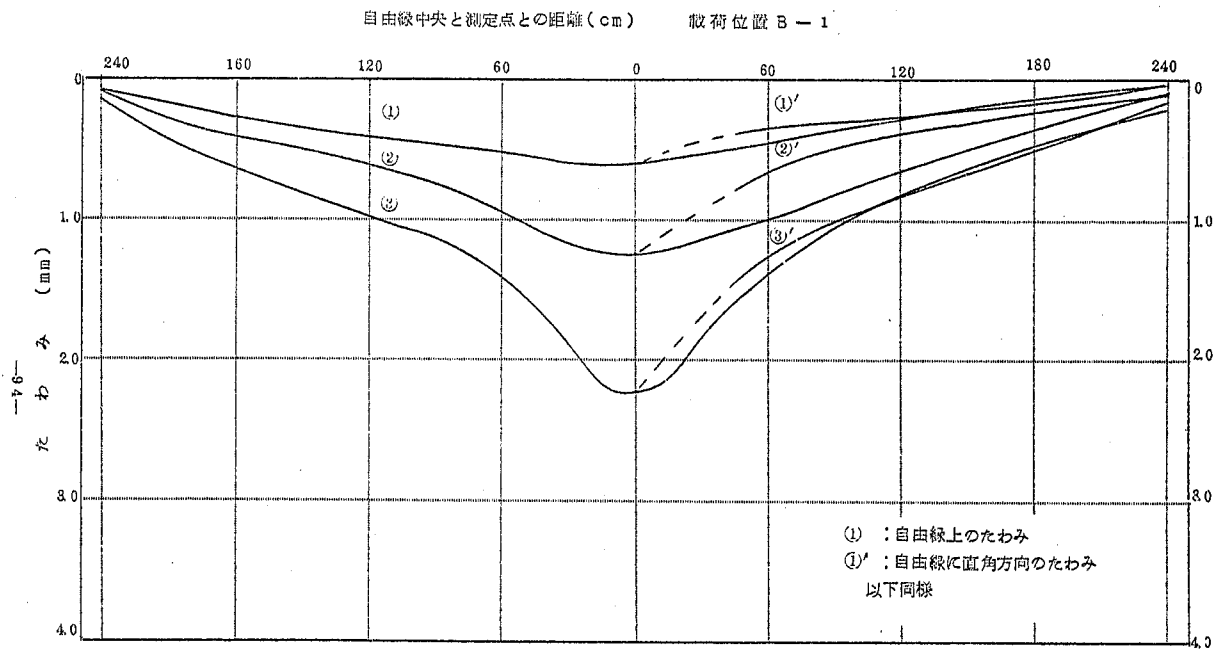


図-50 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

① 荷重 12 t の場合
 ② ひびわれ荷重の場合 (24 t)
 ③ 荷重 80 t の場合

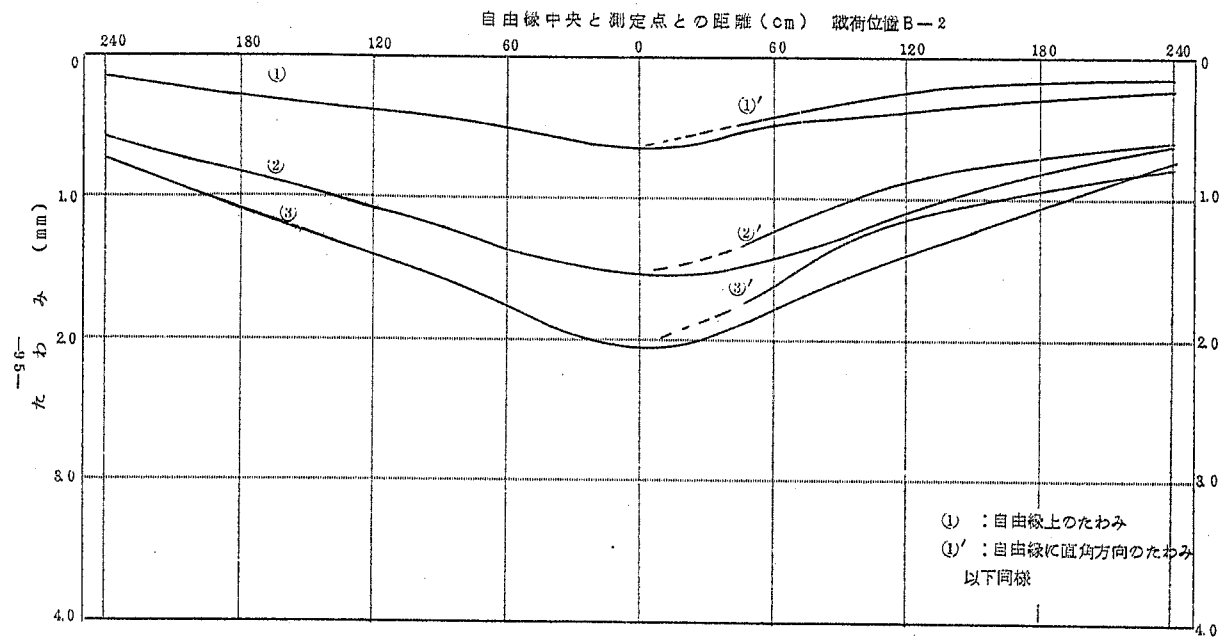


図-5 1 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

(1) 荷重 10 t の場合
 (2) ひびわれ荷重の場合 (24 t)
 (3) 荷重 30 t の場合

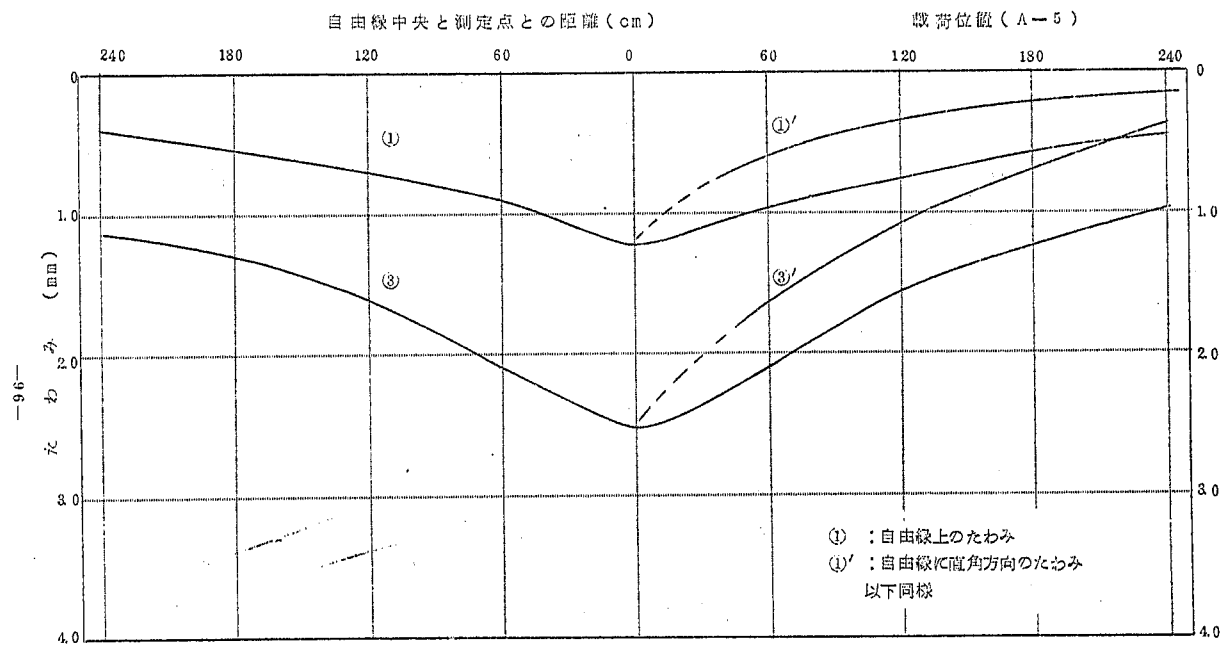


図-5.2 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

- ① 荷重 1.0 t の場合
② ひびわれ荷重の場合
③ 荷重 3.0 t の場合

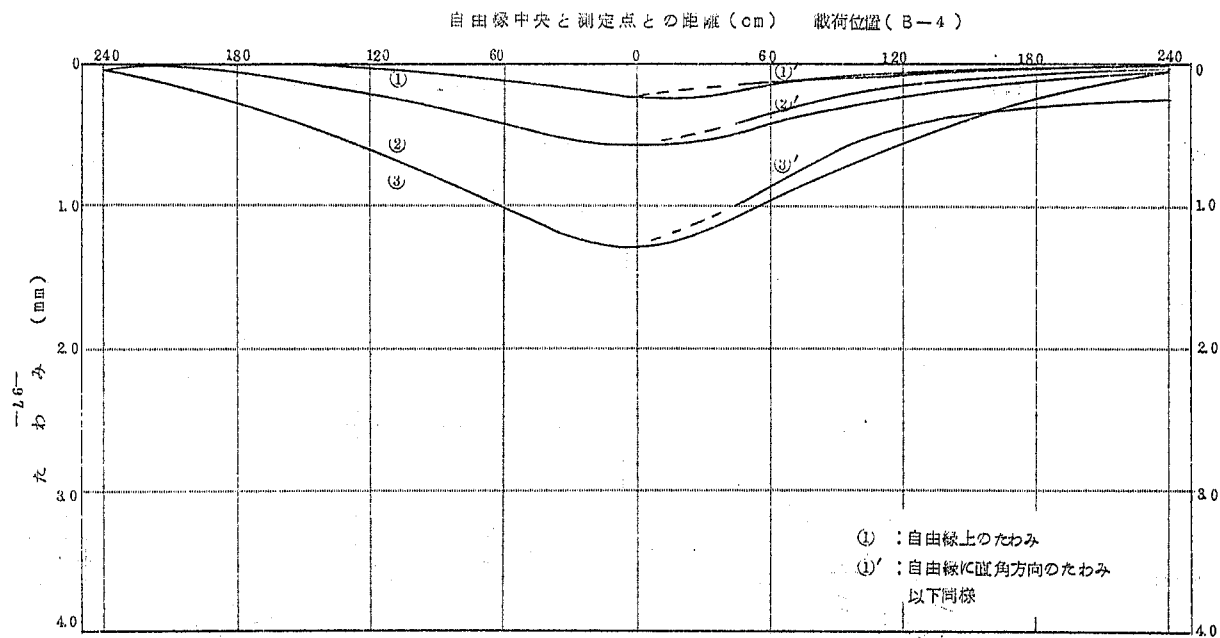


図-53 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

- ① 荷重 1.2 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (2.2 t)
- ③ 荷重 3.0 t の場合

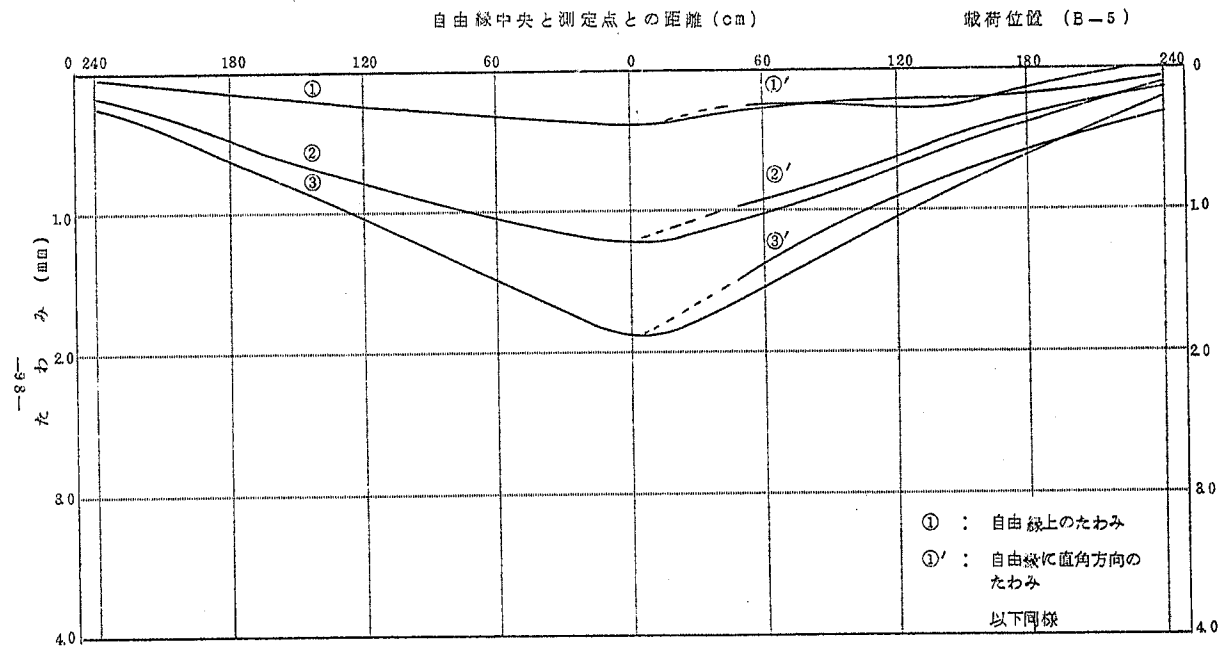


図-54 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (28 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

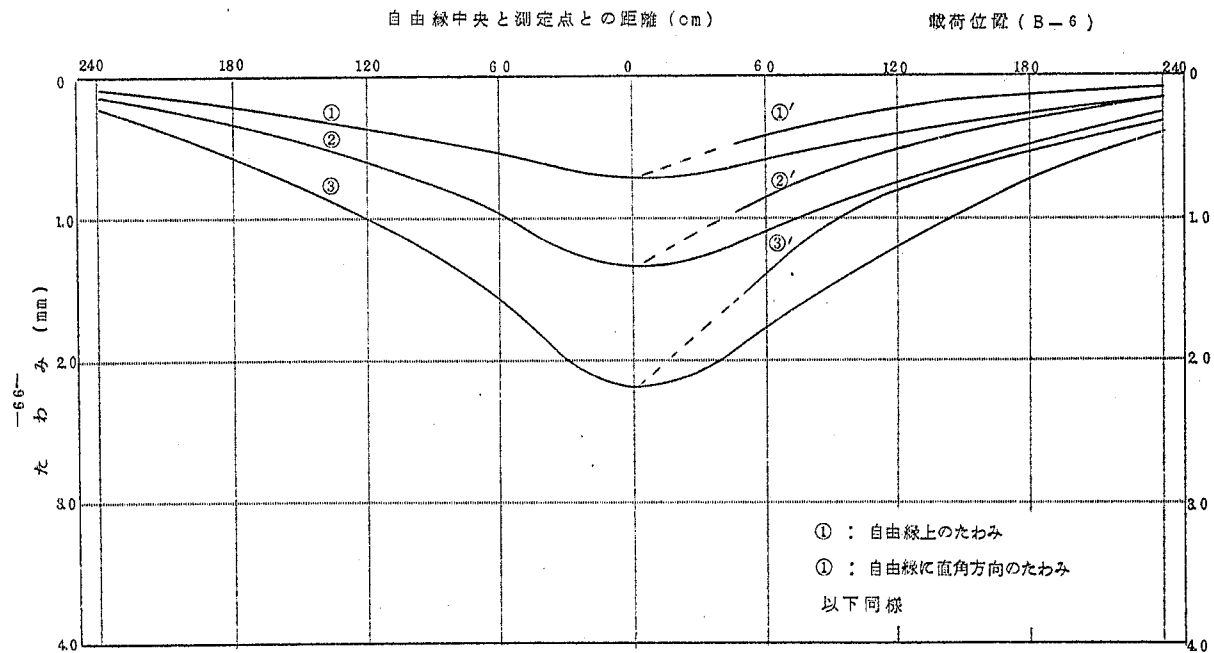
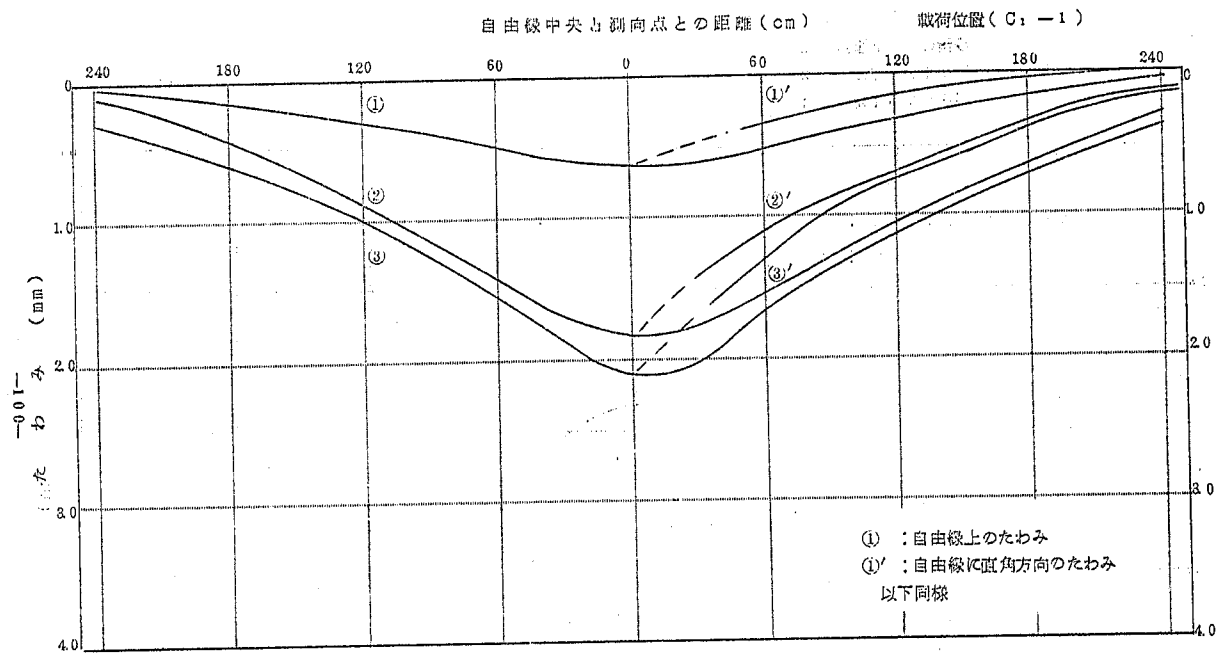


図-55 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (20 t)
- ③ 荷重 30 t の場合



図一五六 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

① 荷重 1.0 t の場合
 ② ひびわれ荷重の場合
 ③ 荷重 3.0 t の場合

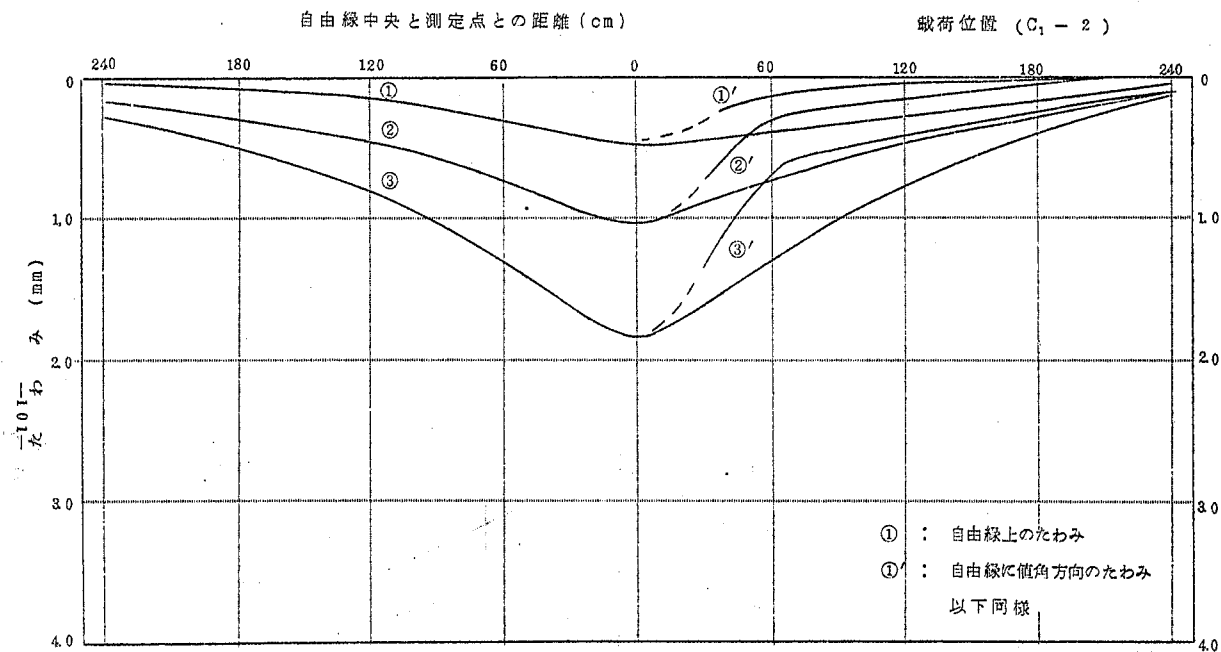


図-57 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (21 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

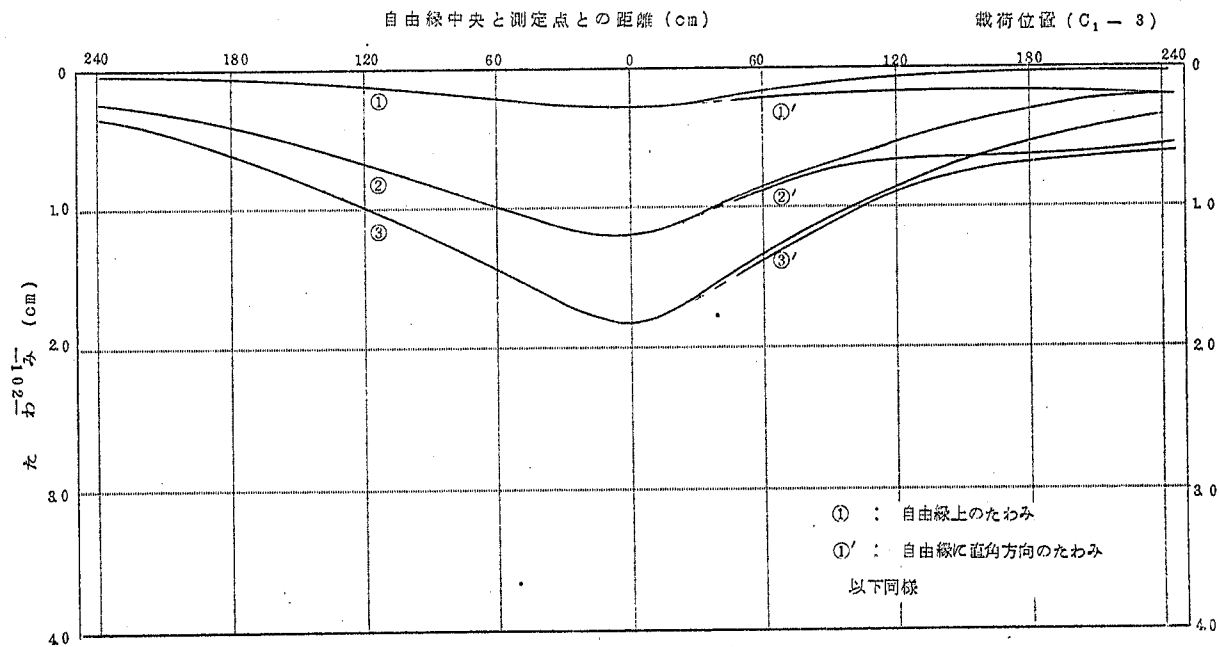


図-58 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (24 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

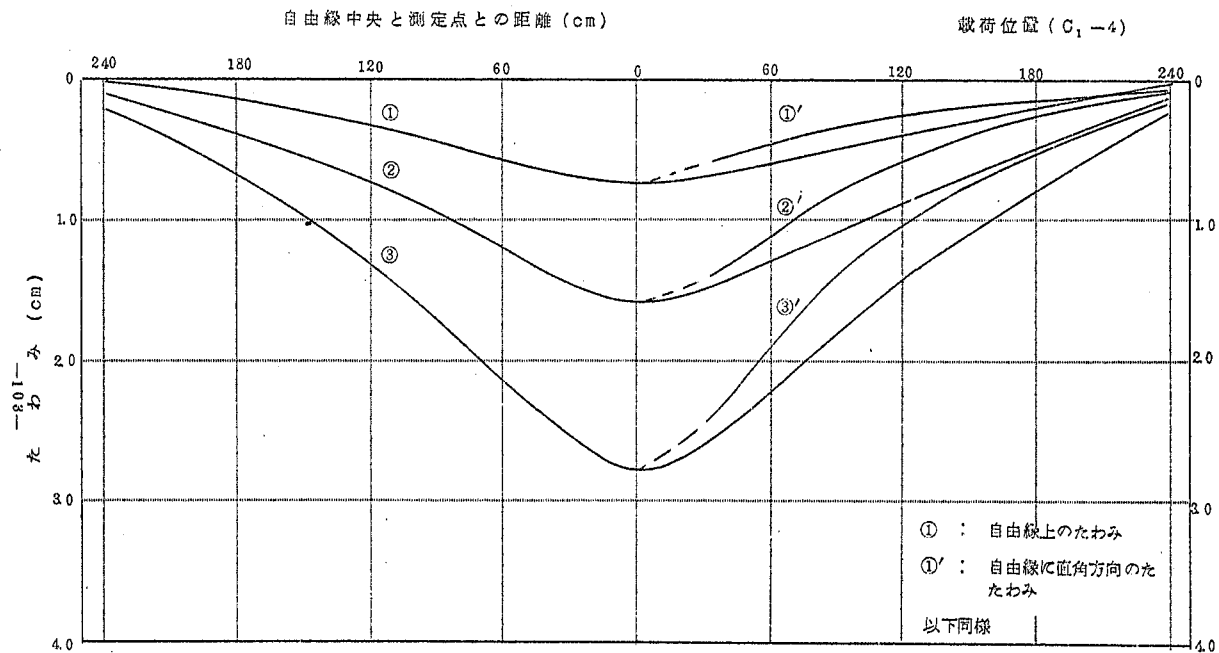


図-59 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (20 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

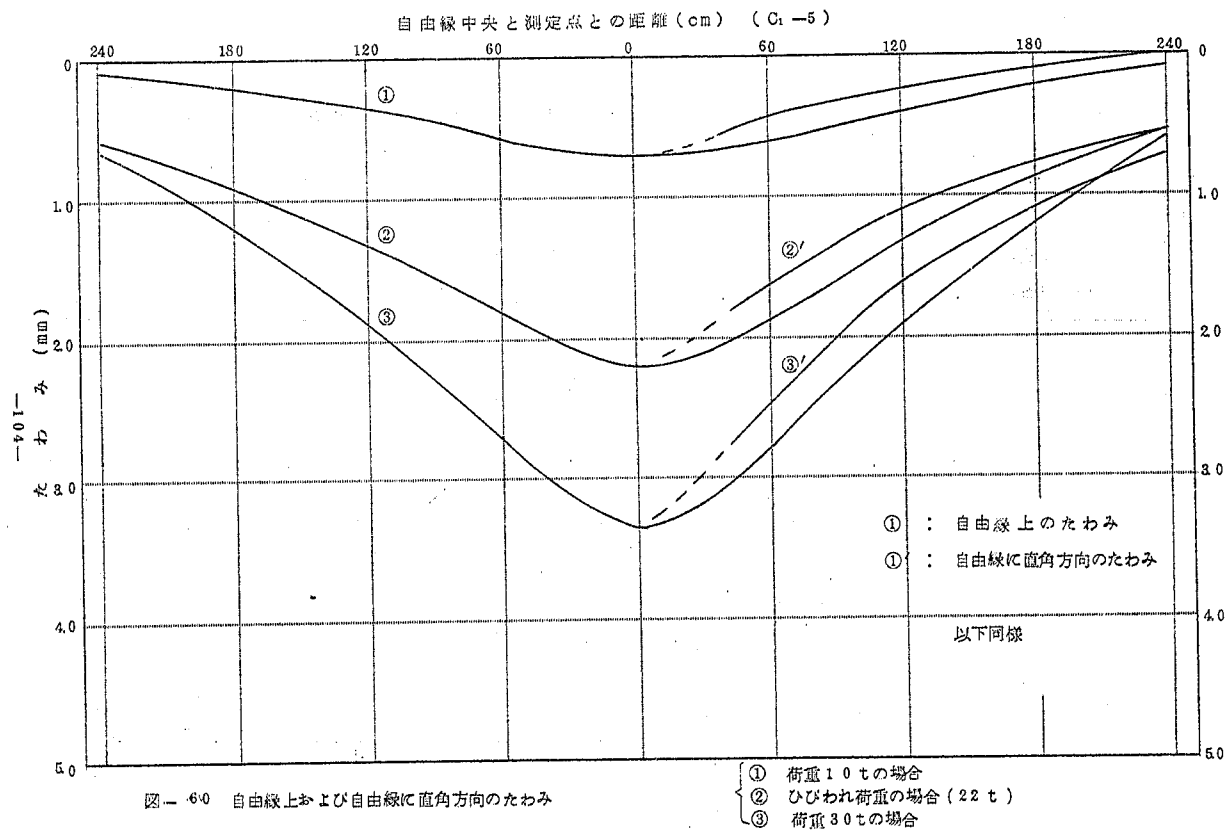


図 - 60 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

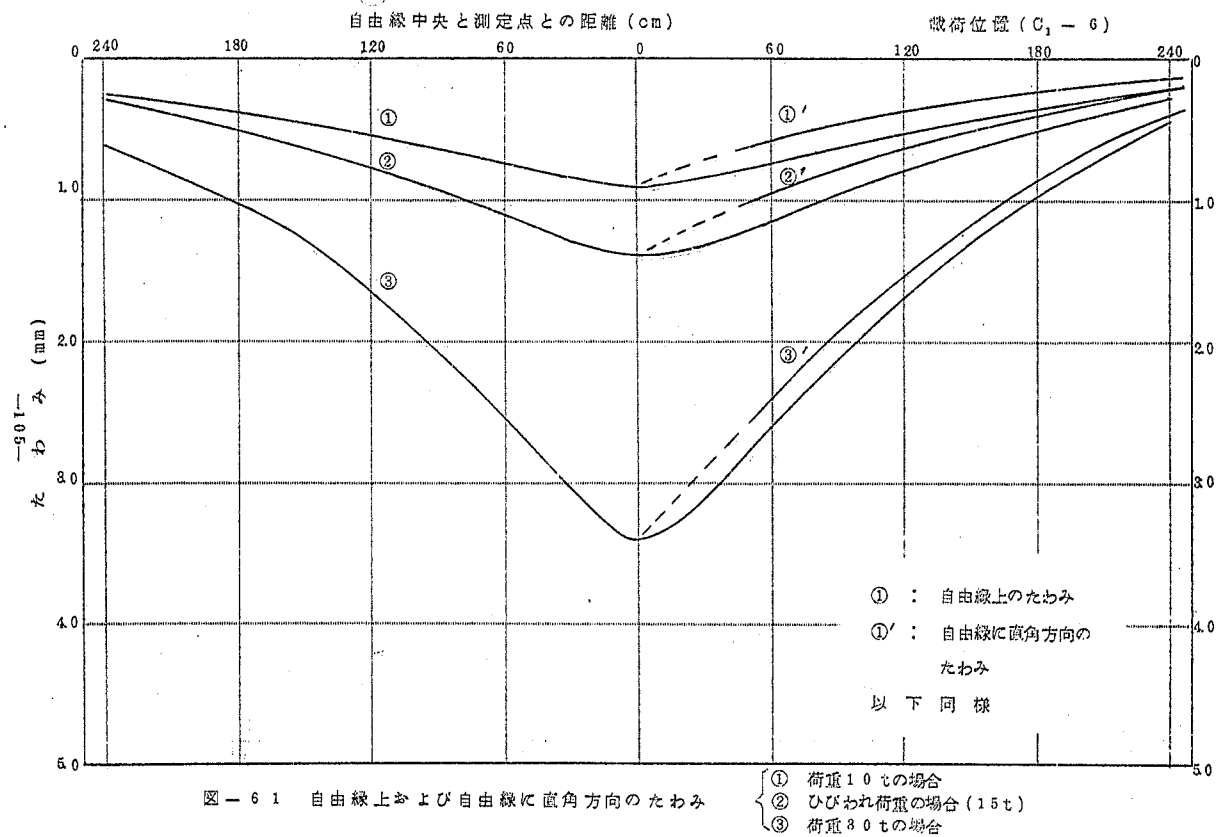


図 - 6 1 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

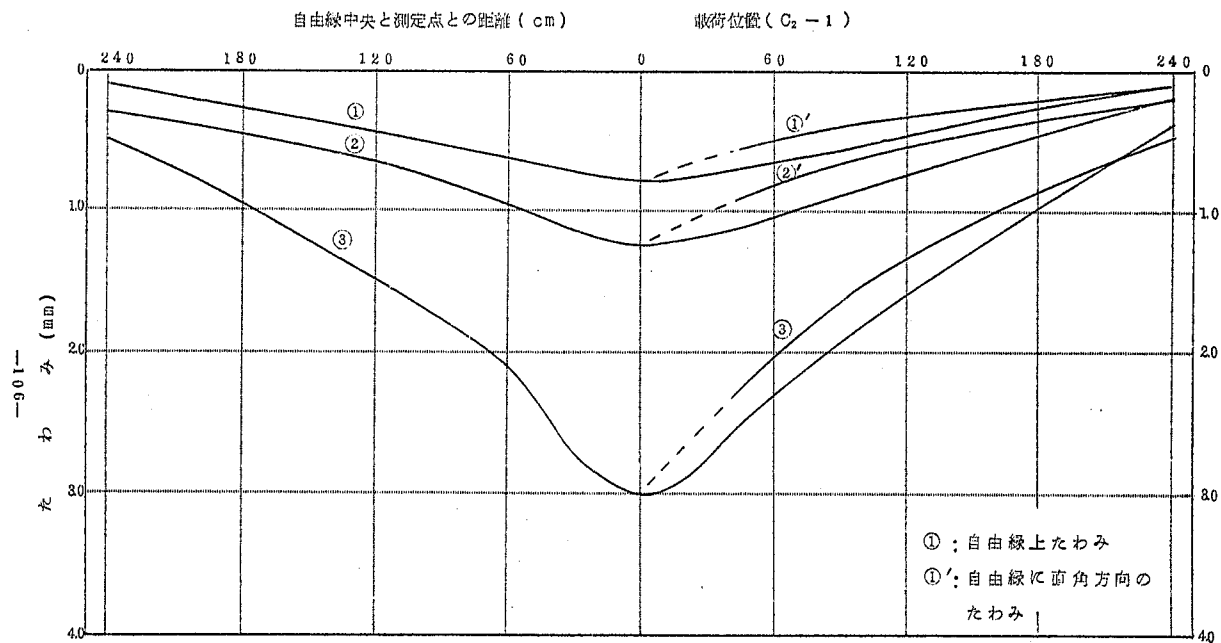


図-62 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (16 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

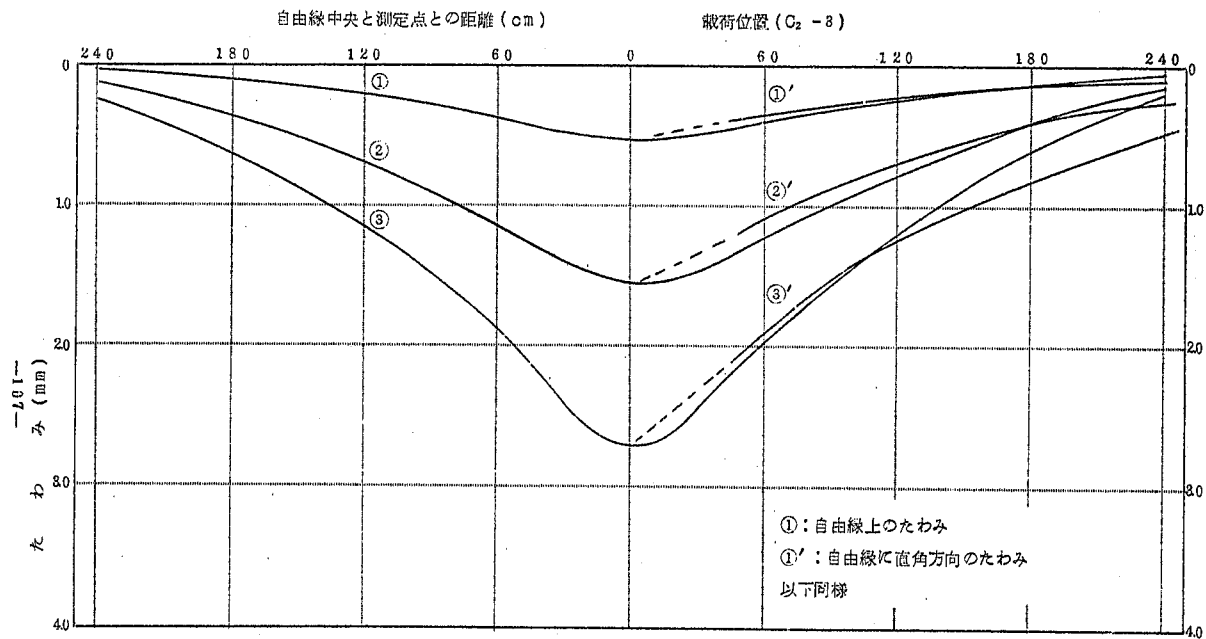


図-63 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (22 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

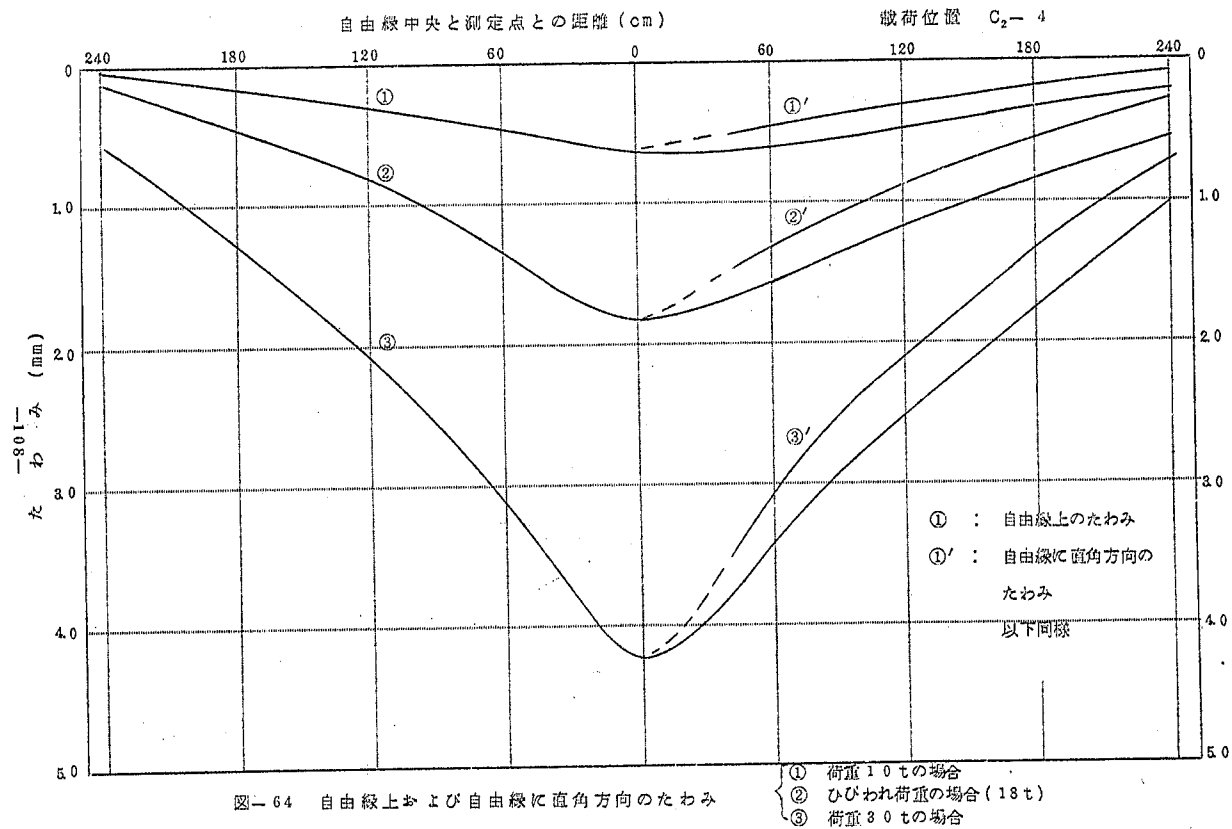


図-64 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

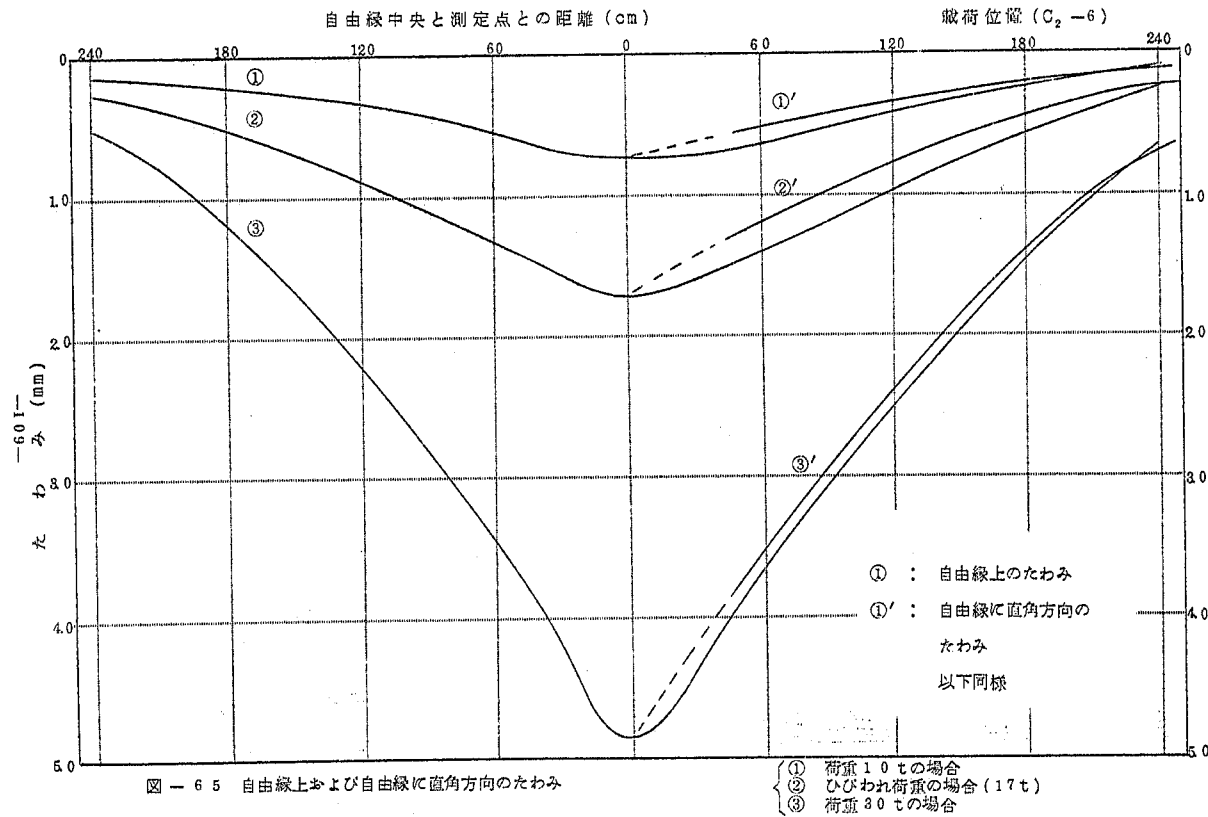


図 - 6 5 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

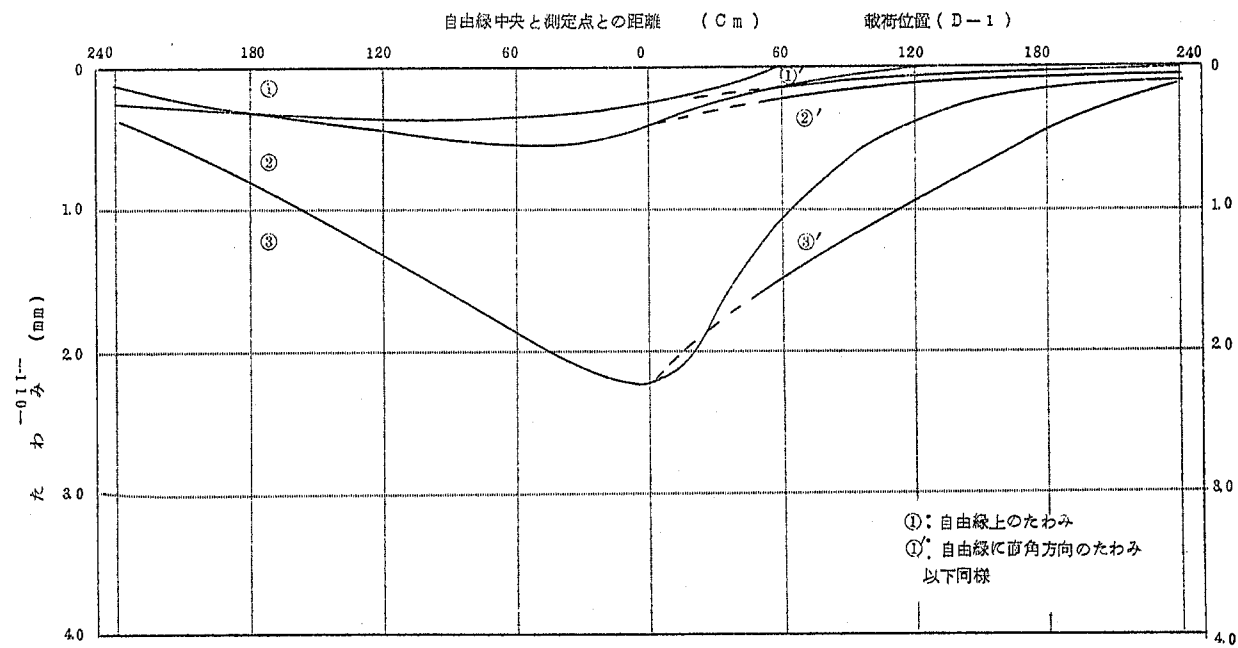


図-66 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重10 tの場合
- ② ひびわれ荷重の場合(16 t)
- ③ 荷重30 tの場合

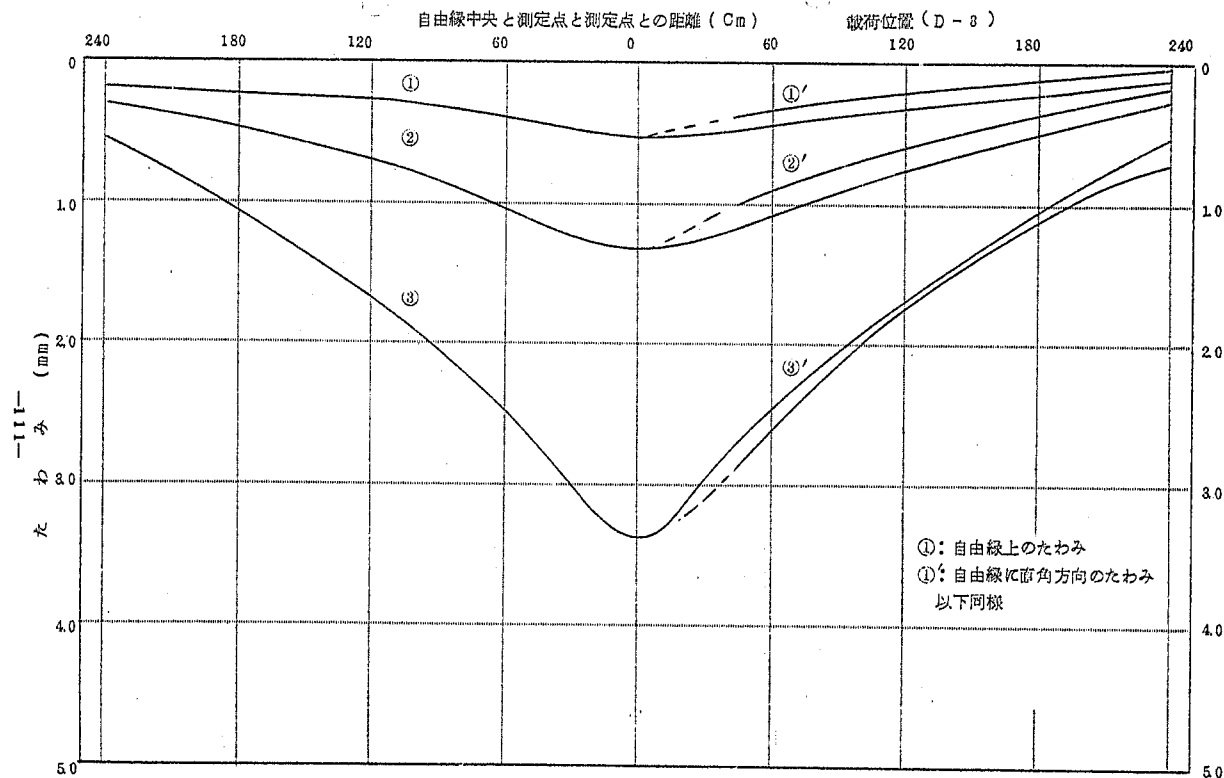


図-67 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (18 t)
- ③ 荷重 7 t の場合

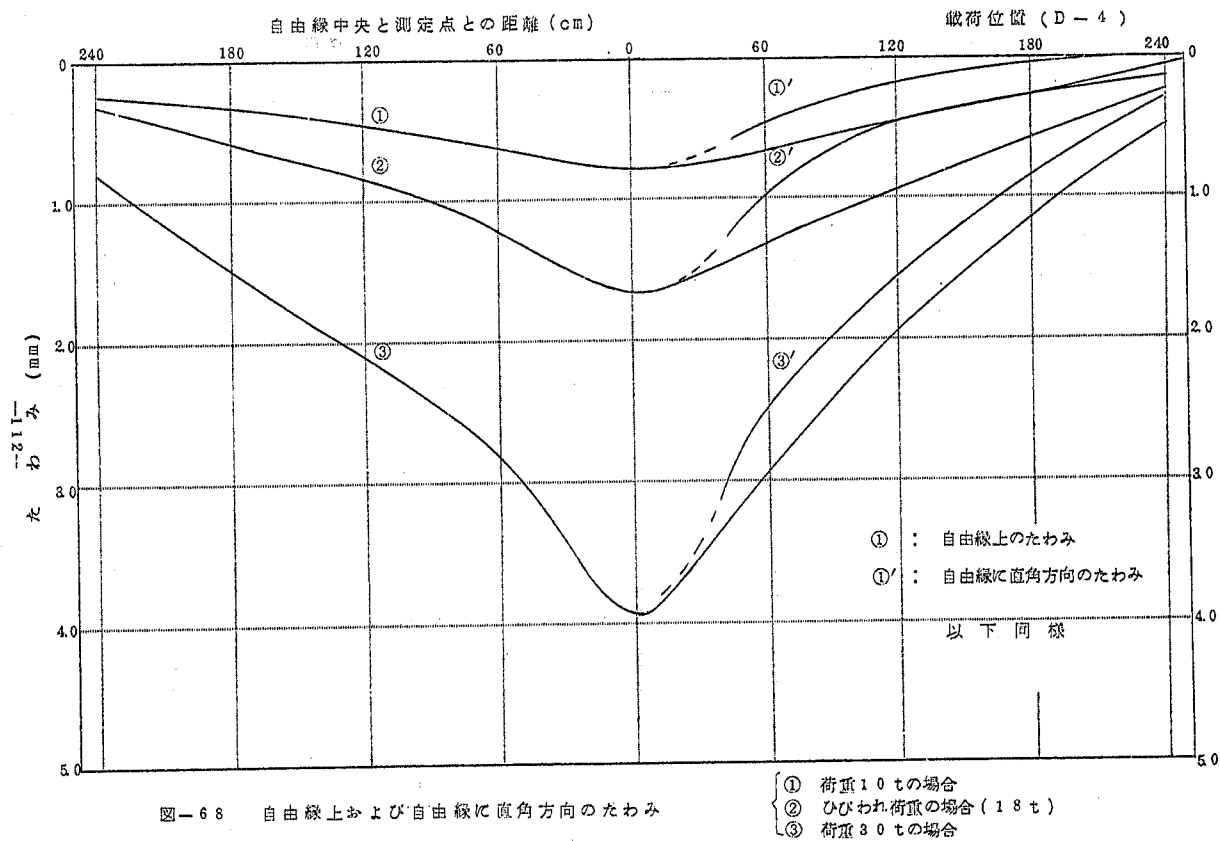


図-68 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

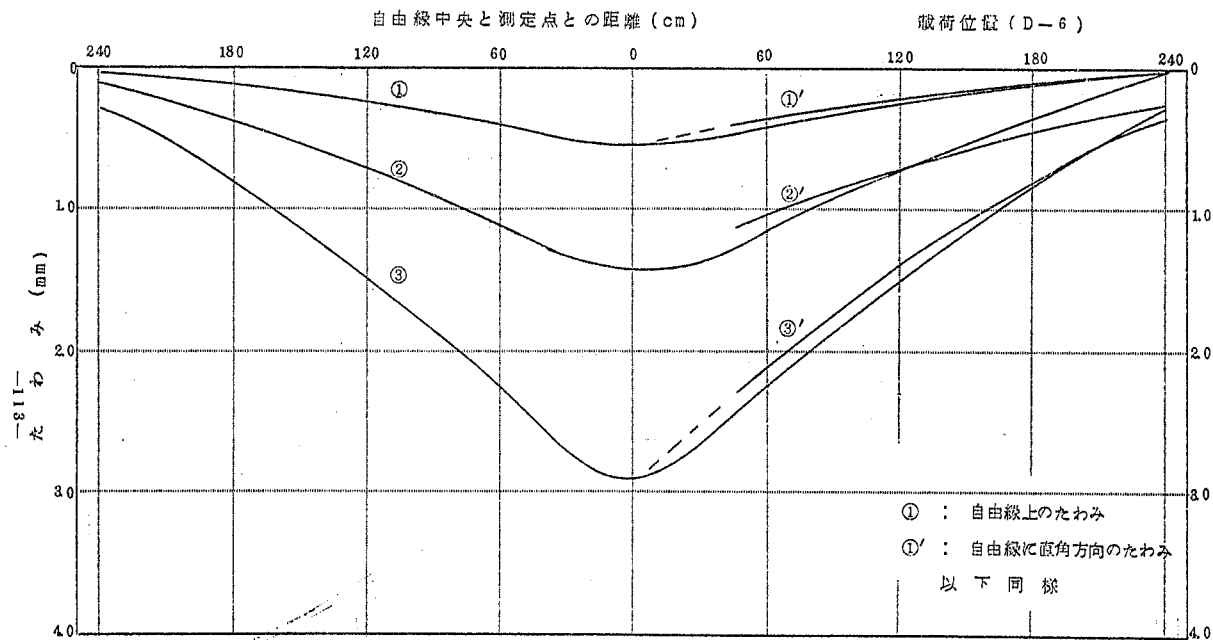


図-69 自由綫上および自由綫に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (20 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

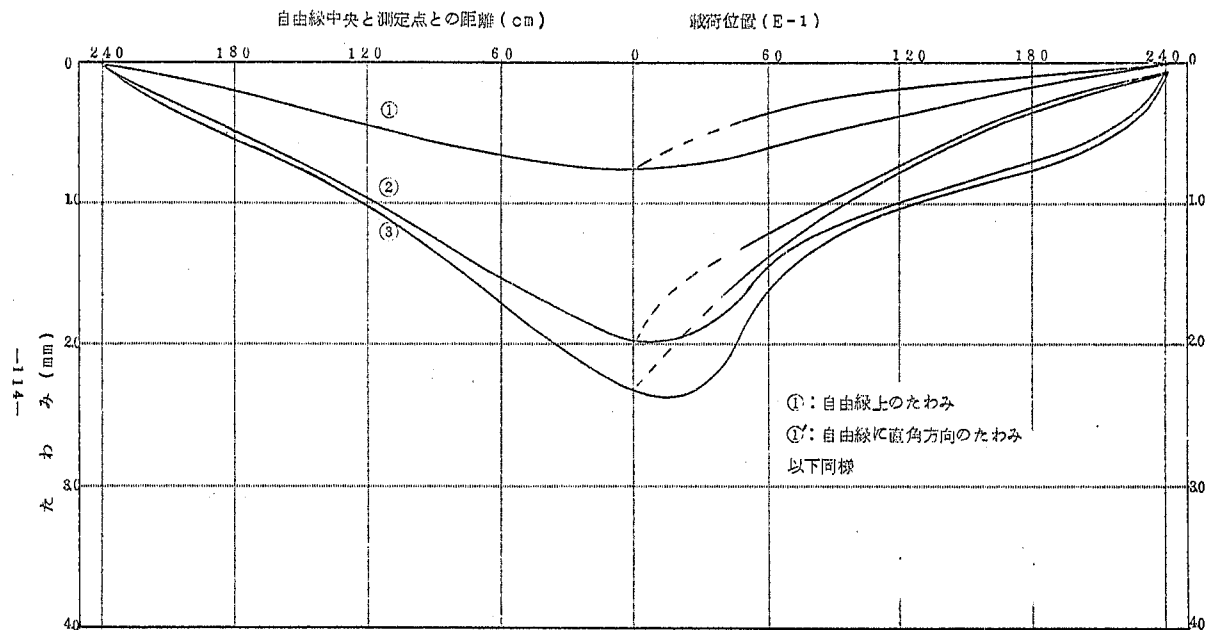


図-70 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (26 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

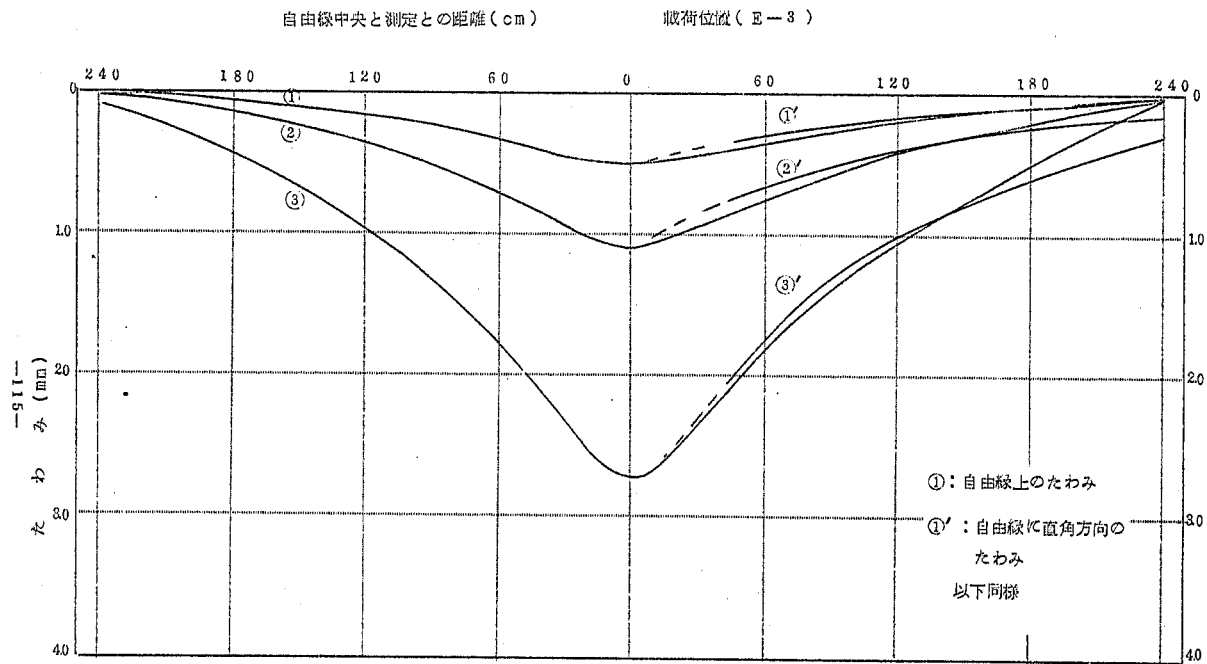


図-71 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重10tの場合
- ② ひびわれ荷重の場合(18t)
- ③ 荷重30tの場合

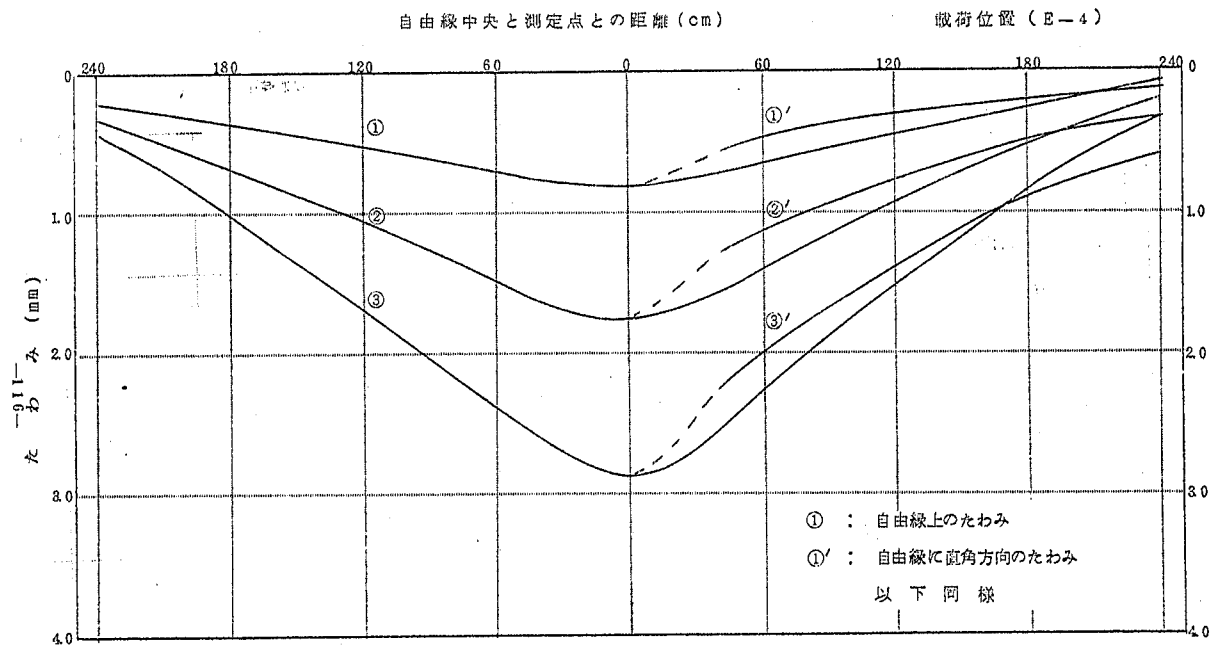


図-7 2 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

- ① 荷重 10 t の場合
- ② ひびわれ荷重の場合 (22 t)
- ③ 荷重 30 t の場合

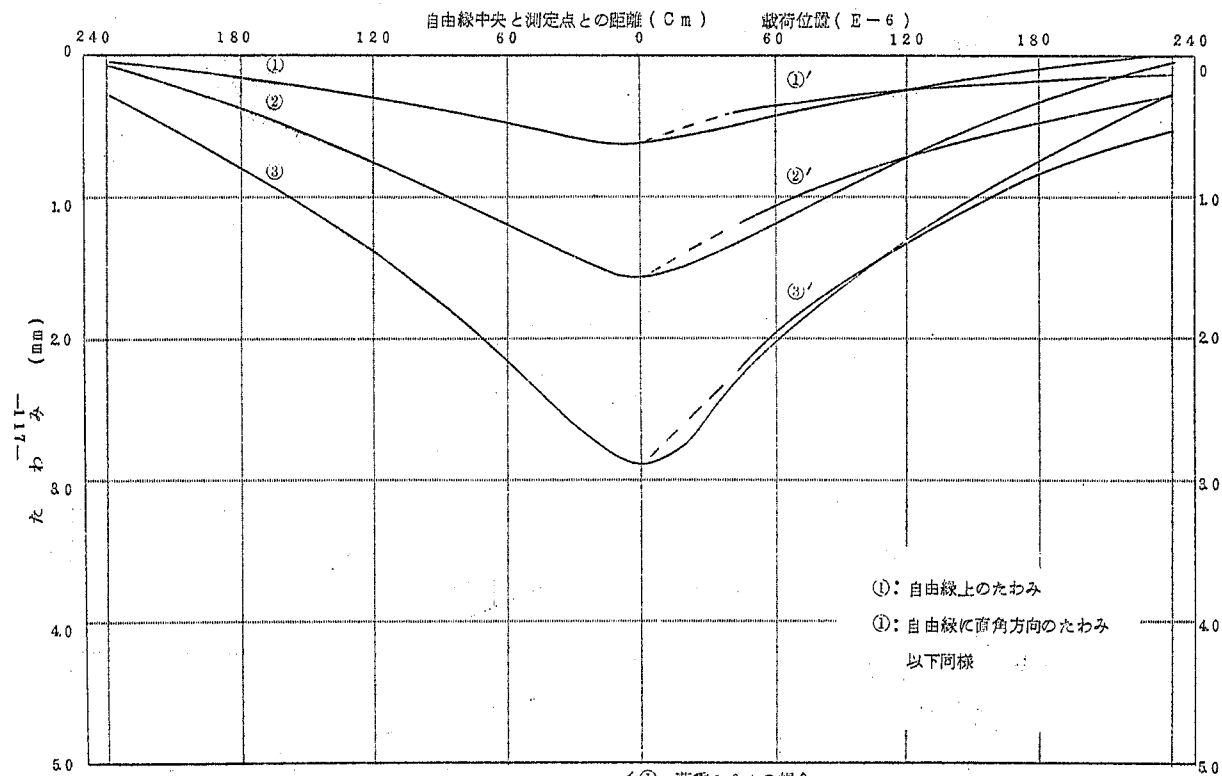


図-73 自由縁上および自由縁に直角方向のたわみ

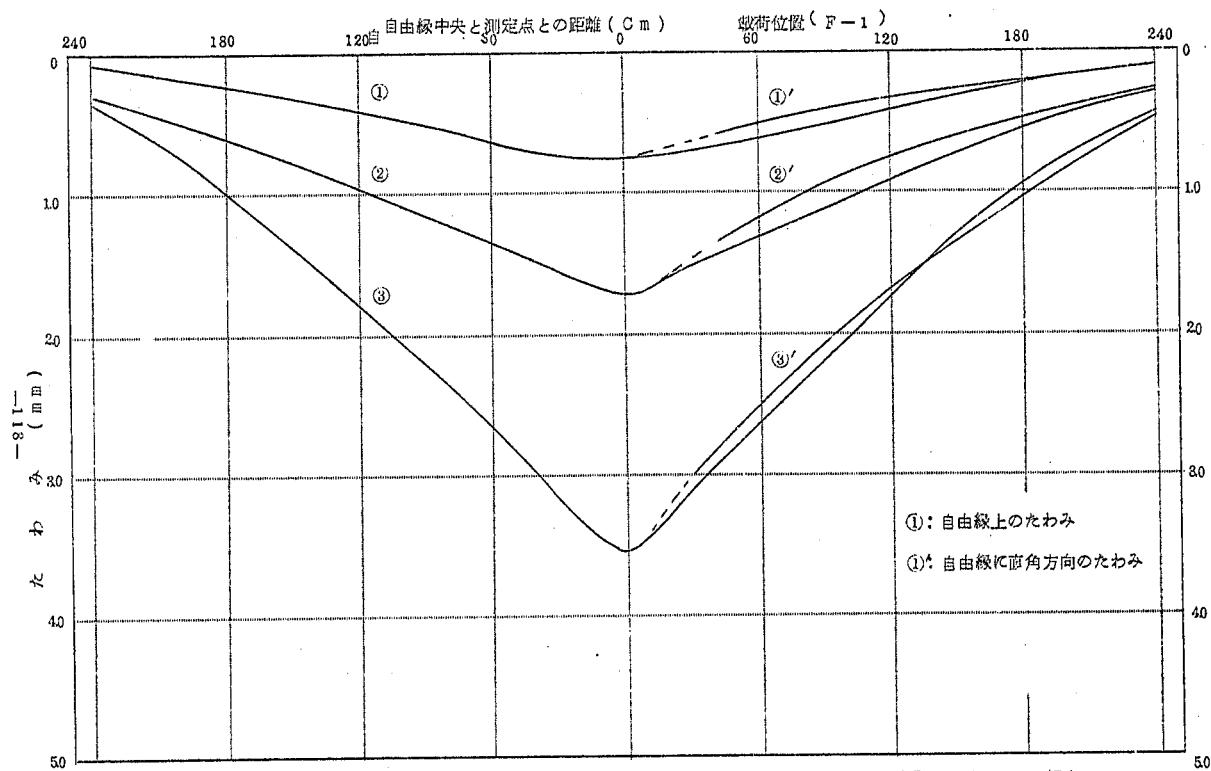


図-74

自由線上および自由線に直角方向のたわみ

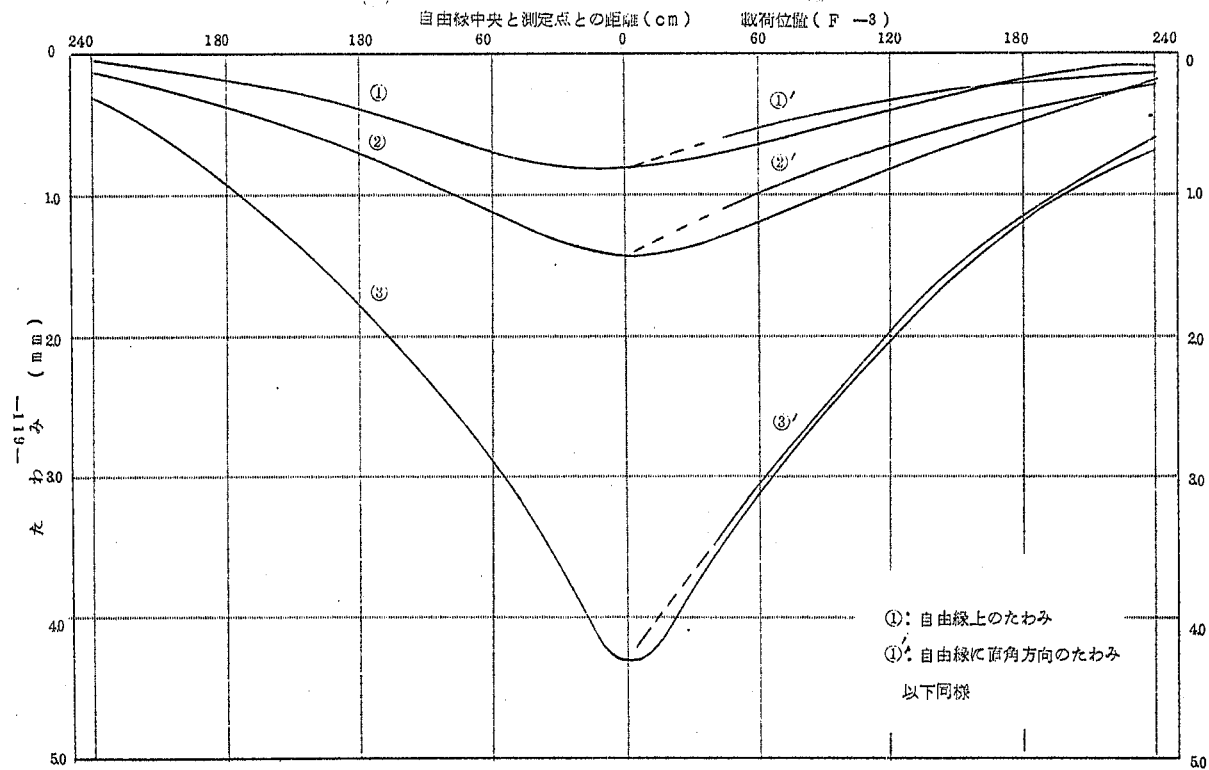


図-75 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

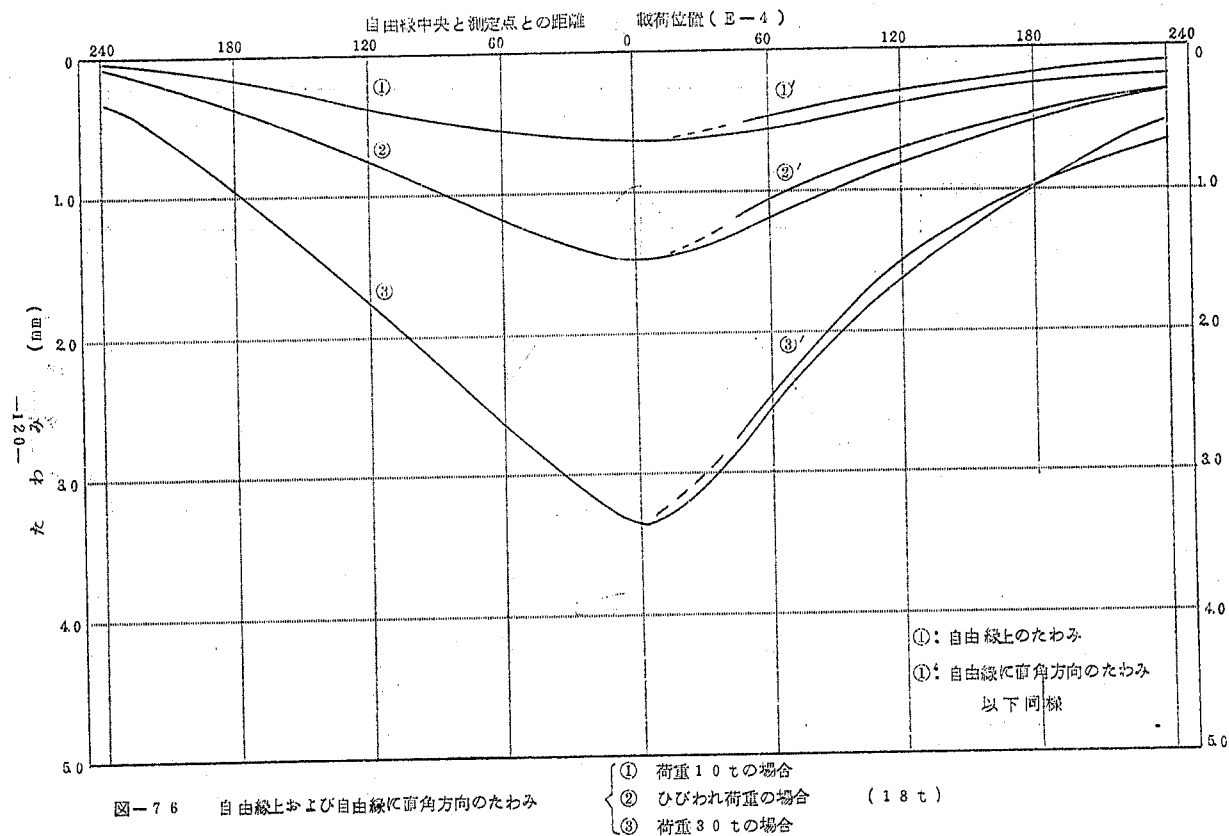


図-76 自由線上および自由線に直角方向のたわみ

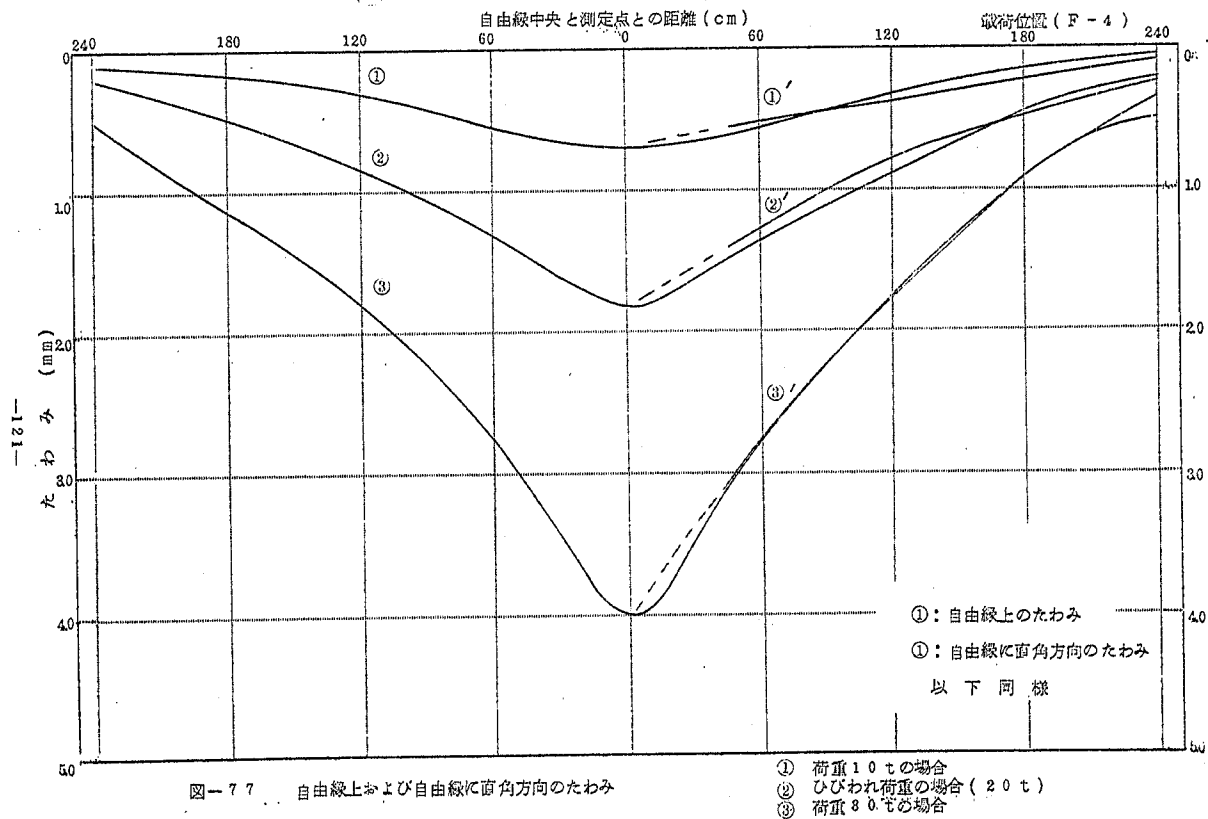


図-77 自由綫上および自由綫に直角方向のたわみ

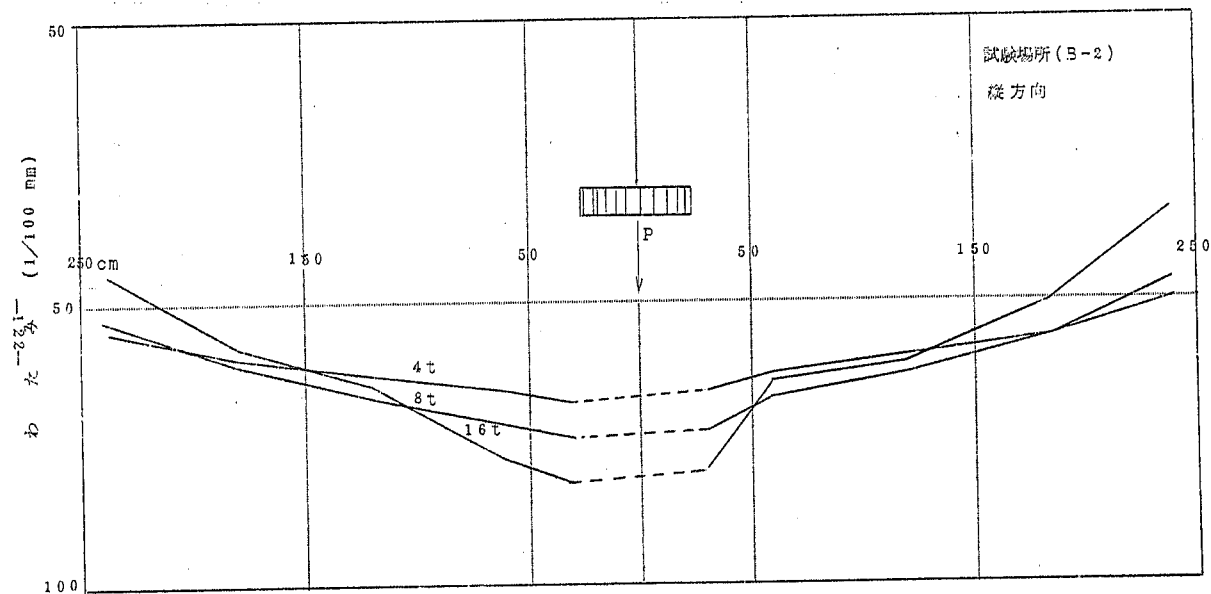


図-78 版中央のたわみ

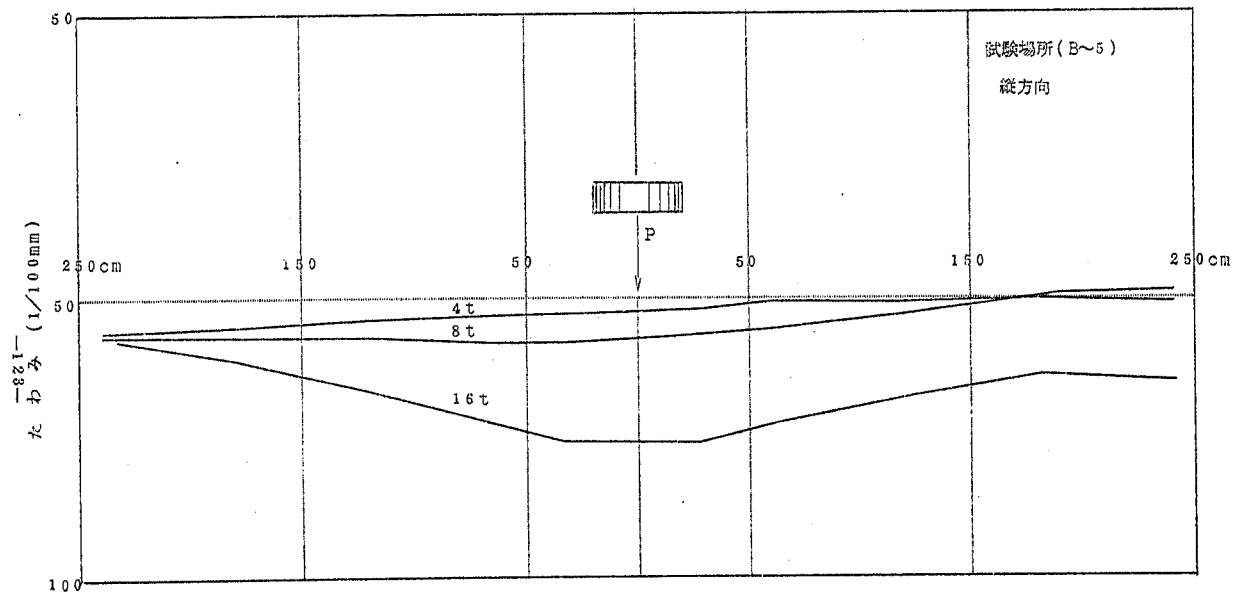
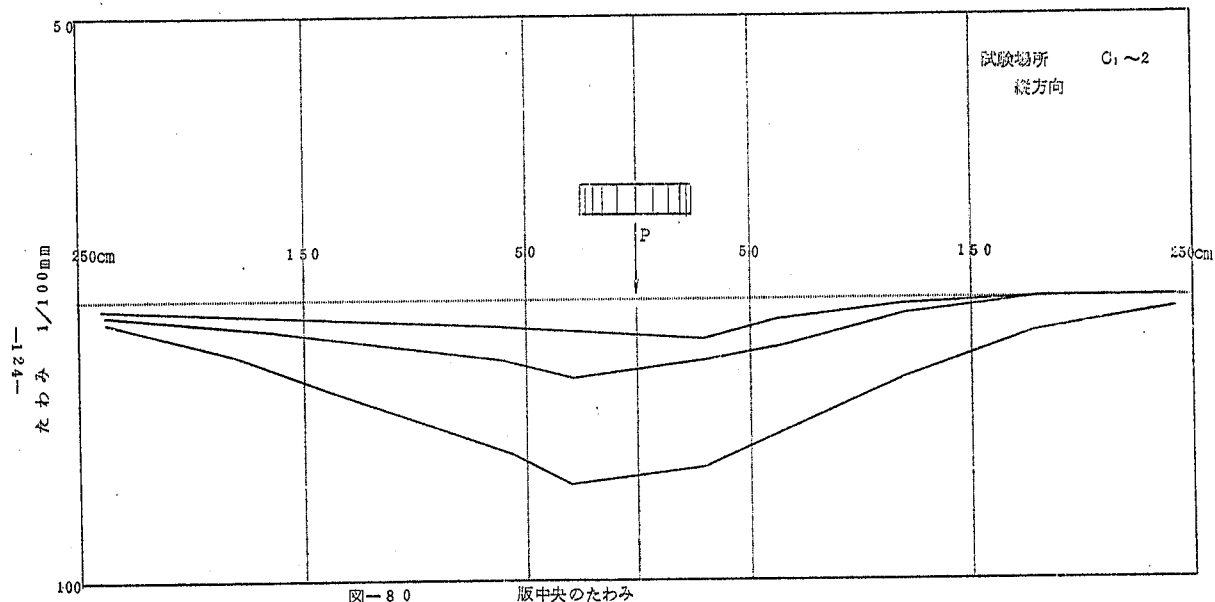


図-79 版中央のたわみ



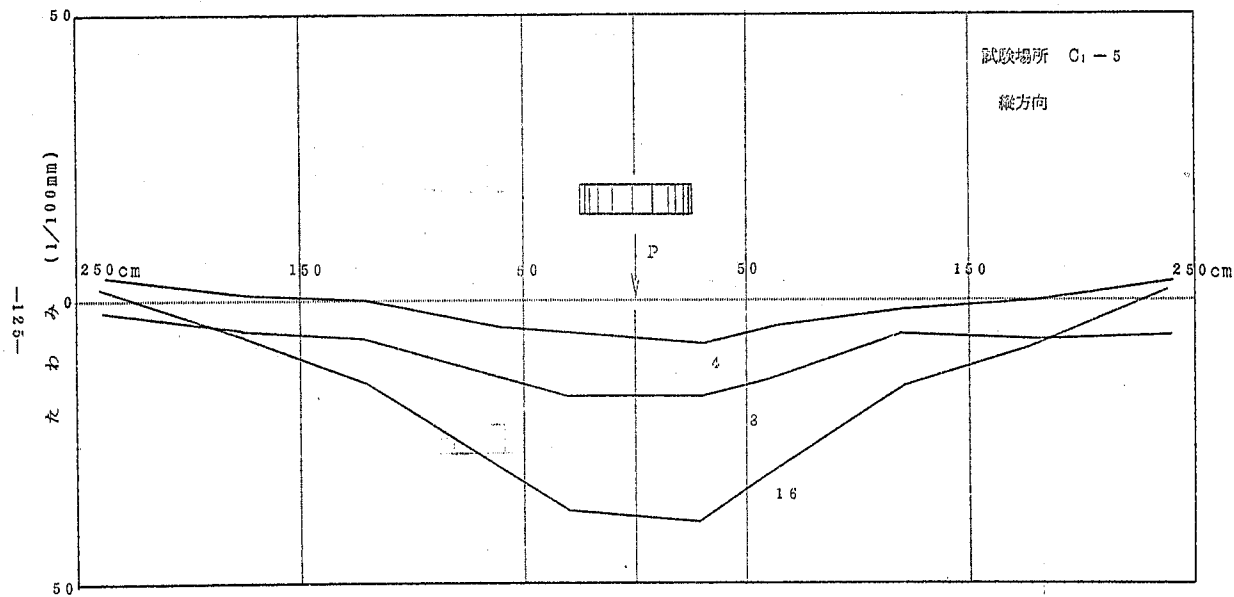


図-81 版中央のたわみ

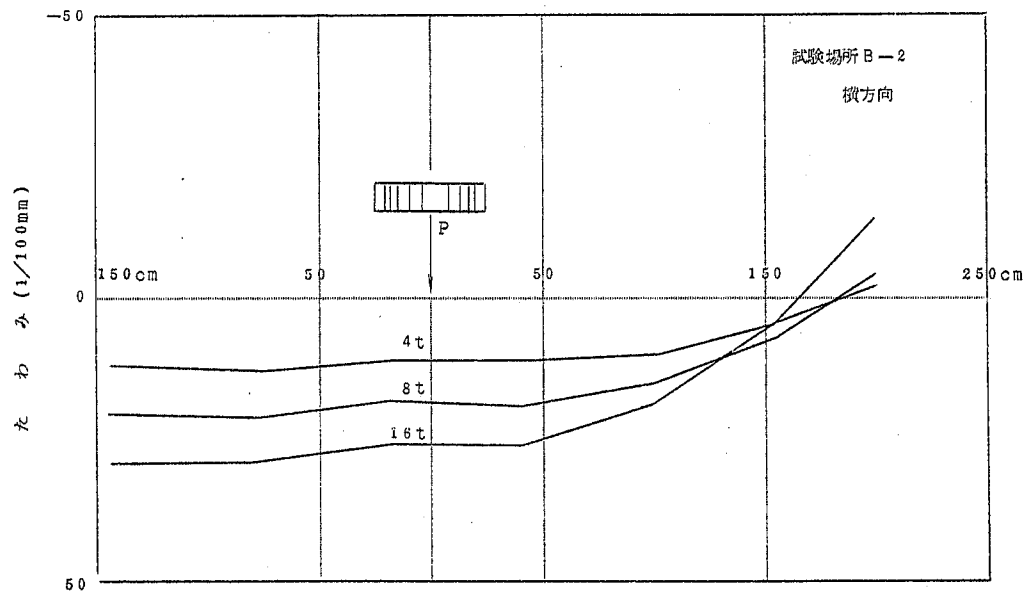


図-32 版中央のたわみ

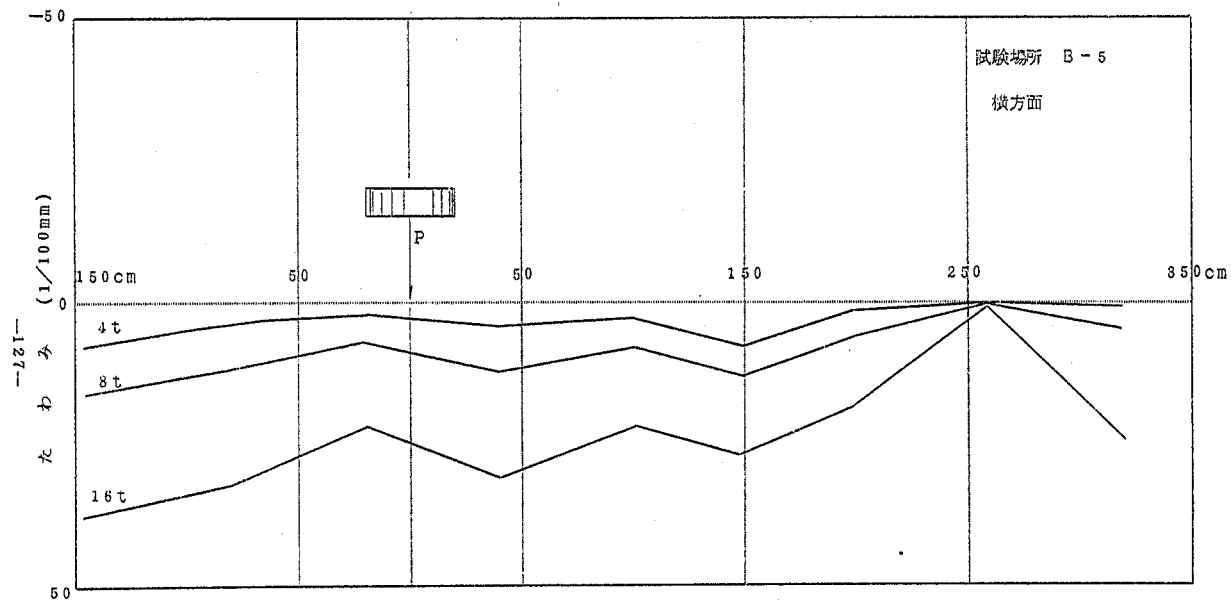


図-83 版中央のたわみ

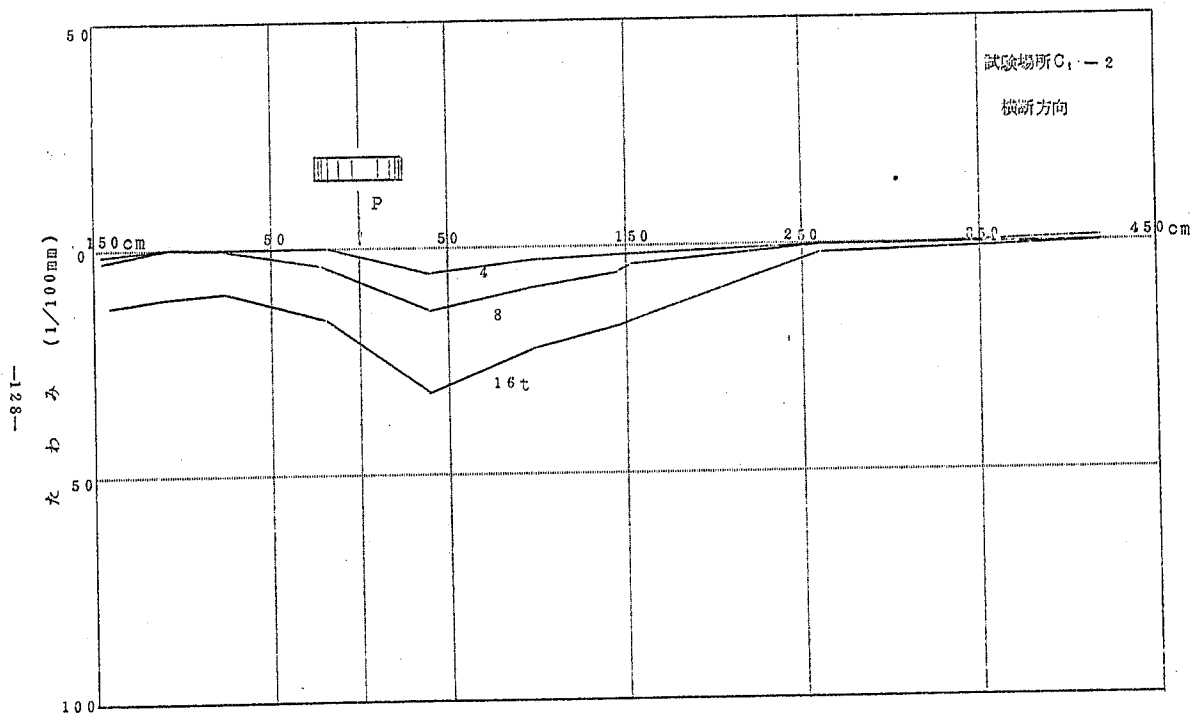


図-84 版中央のたわみ

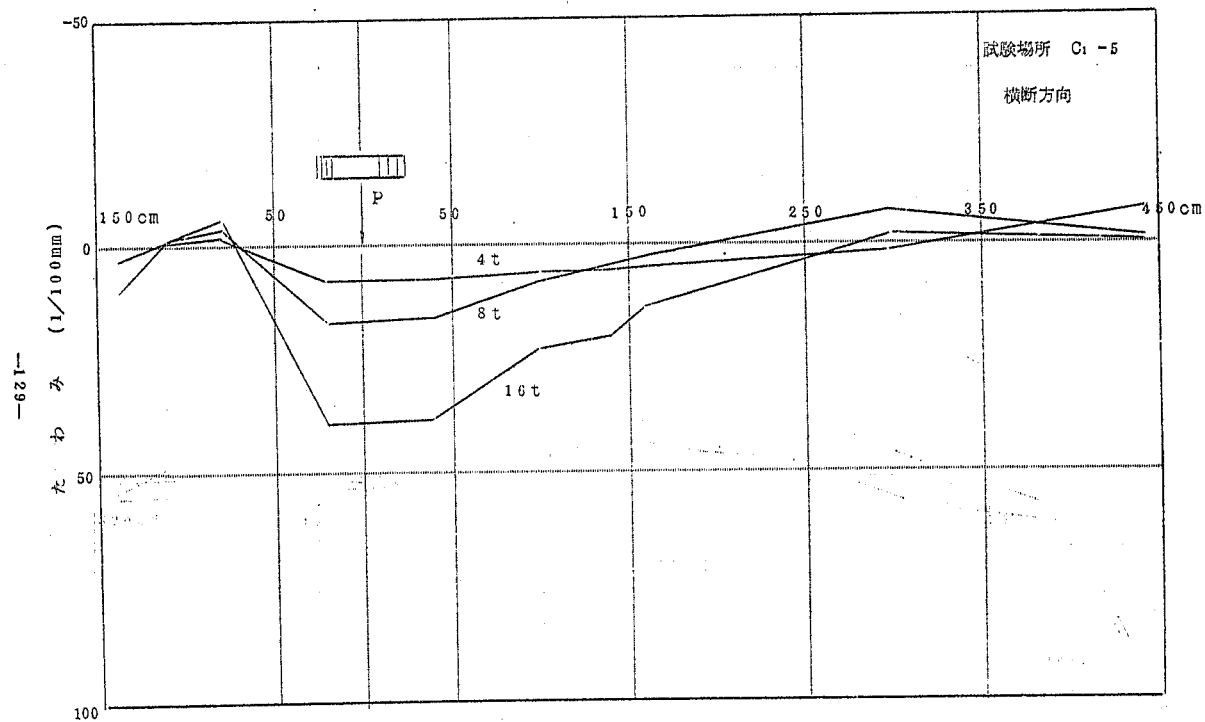


図-85 版中央のたわみ

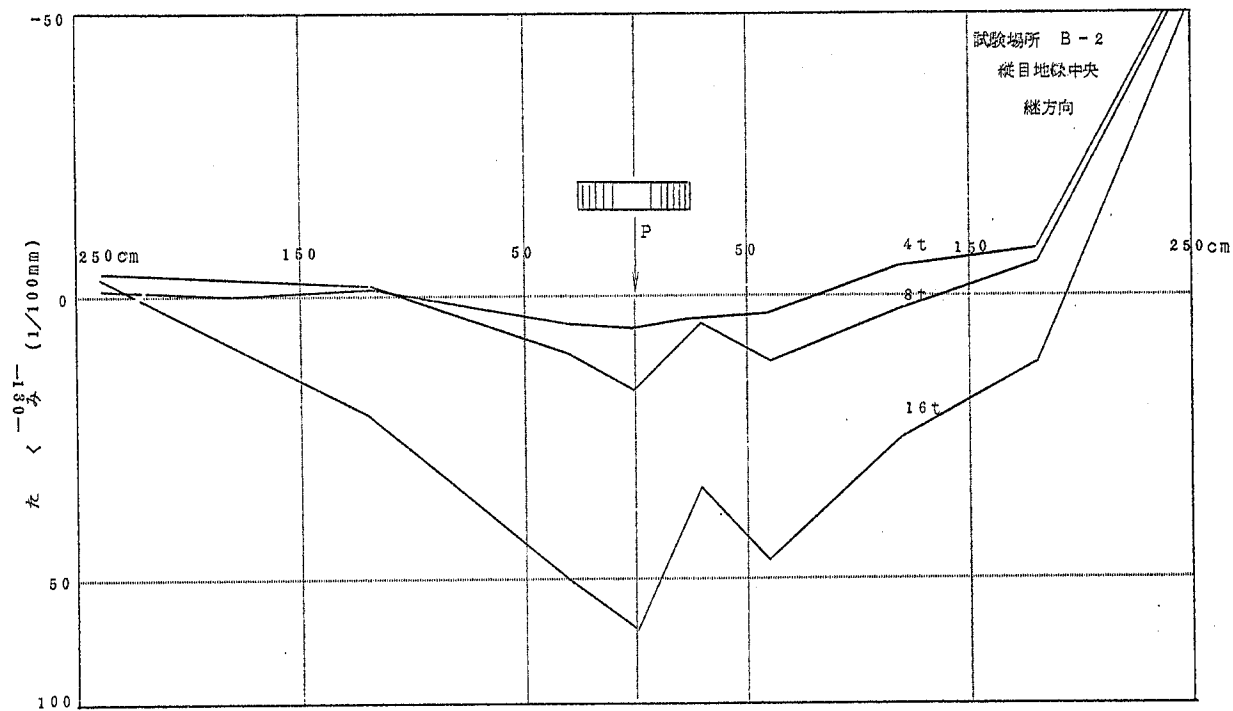


図-86 縦目地鉄のたわみ

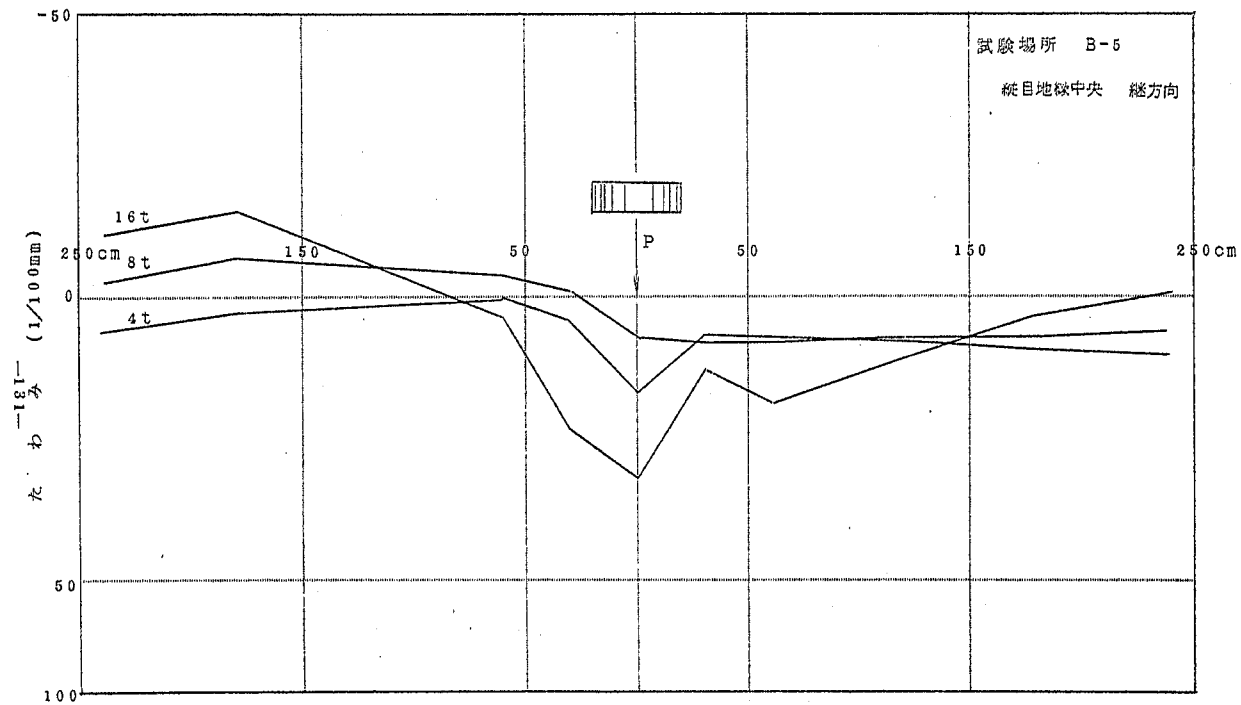


図-87 縦目地線のたわみ

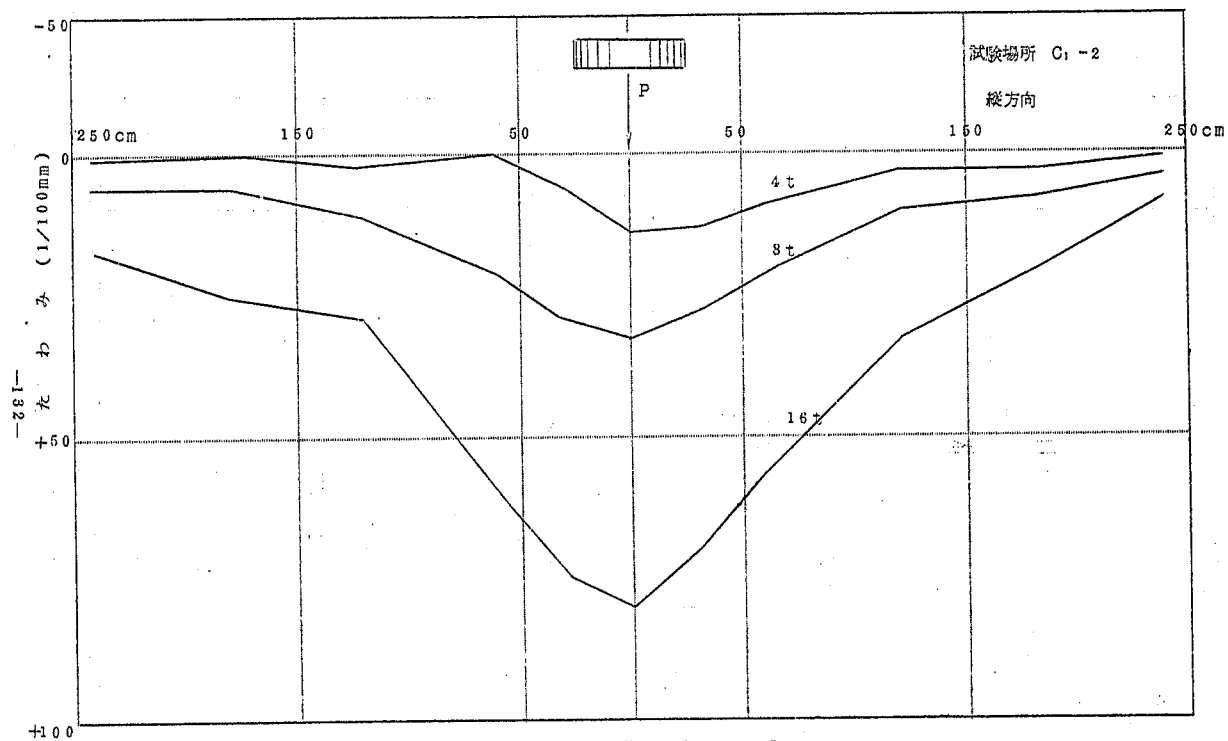


図-88 縦目地縁のたわみ

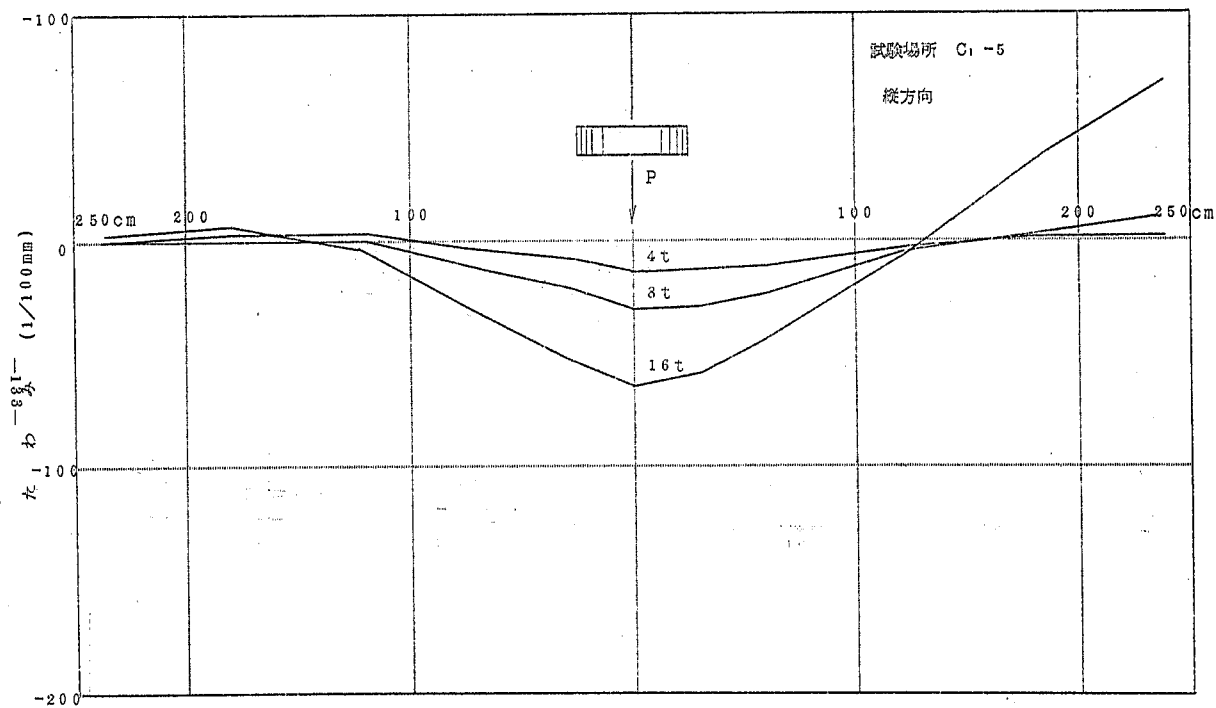


図-89 純目地砂のたわみ

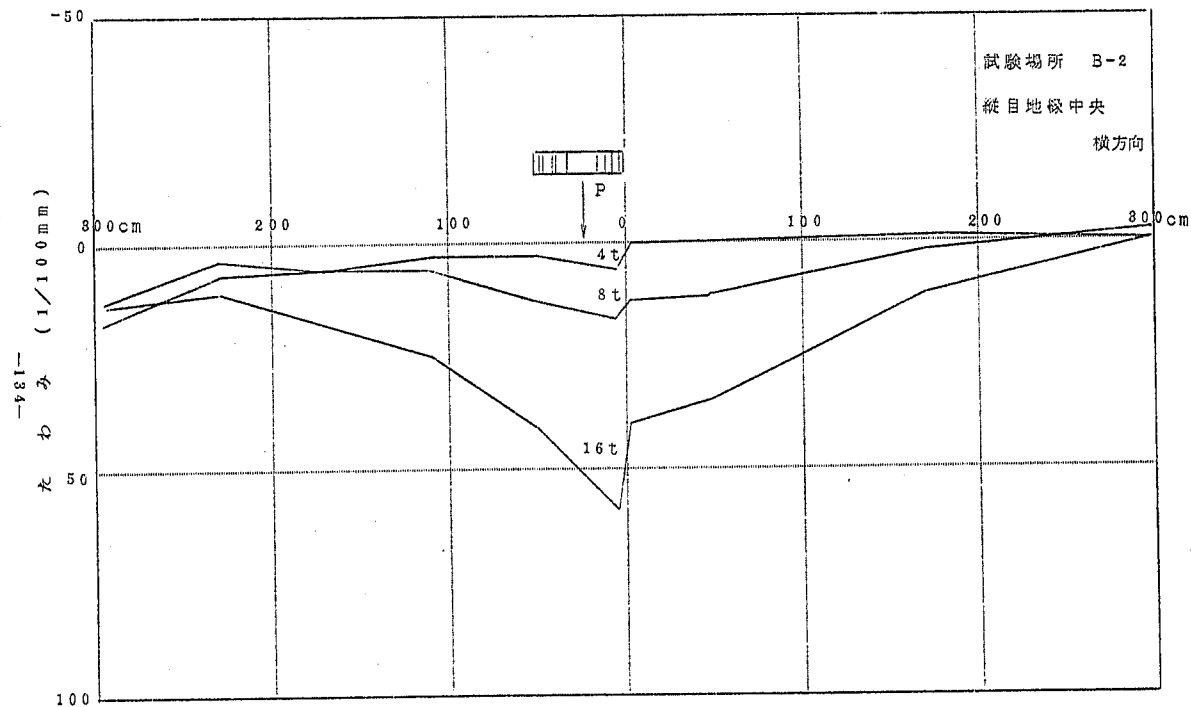


図-90 縦目地極のたわみ

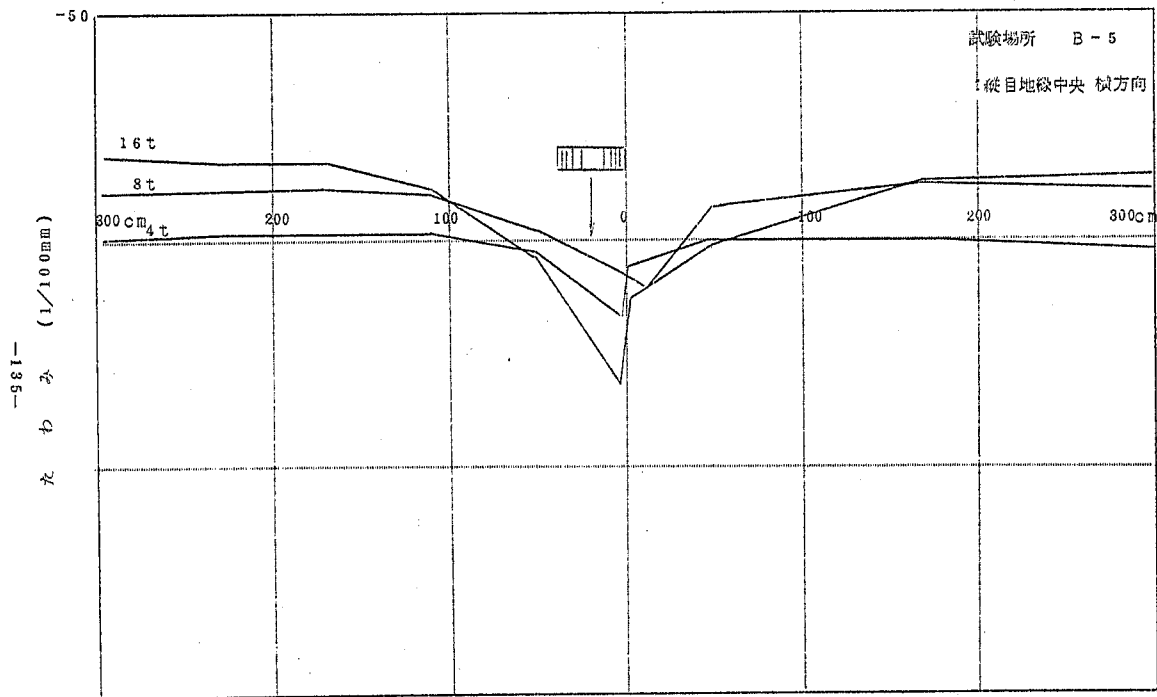


図-91 縦目地鉄のたわみ

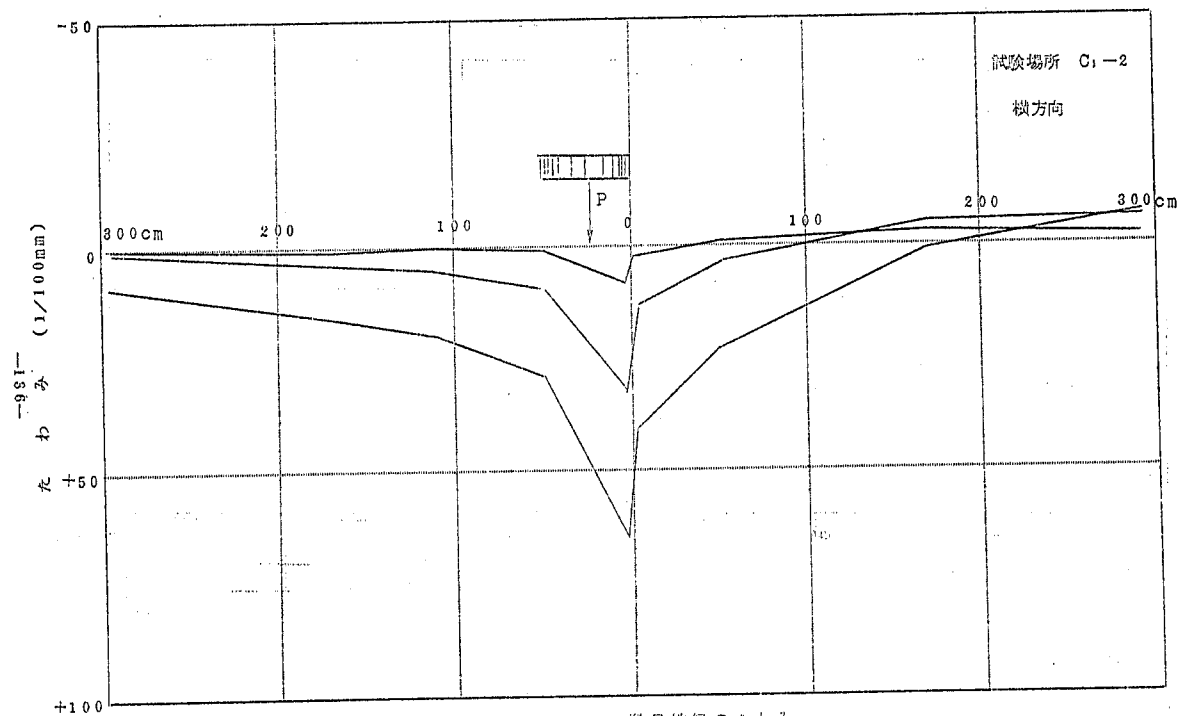


図-92 縦目地縁のたわみ

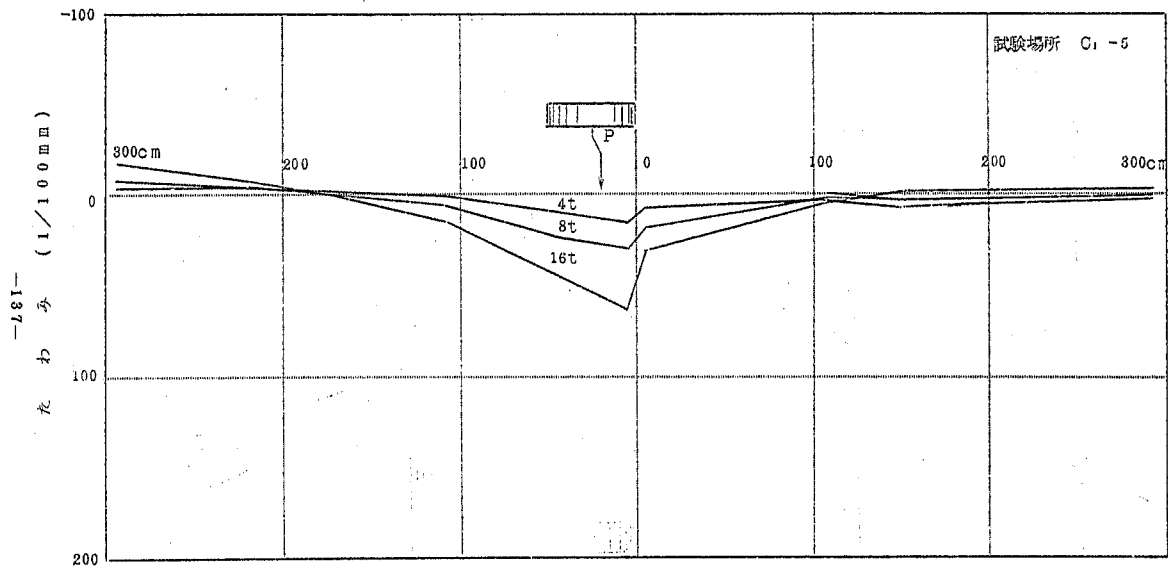


図 - 9 3 縦目地縁のたわみ

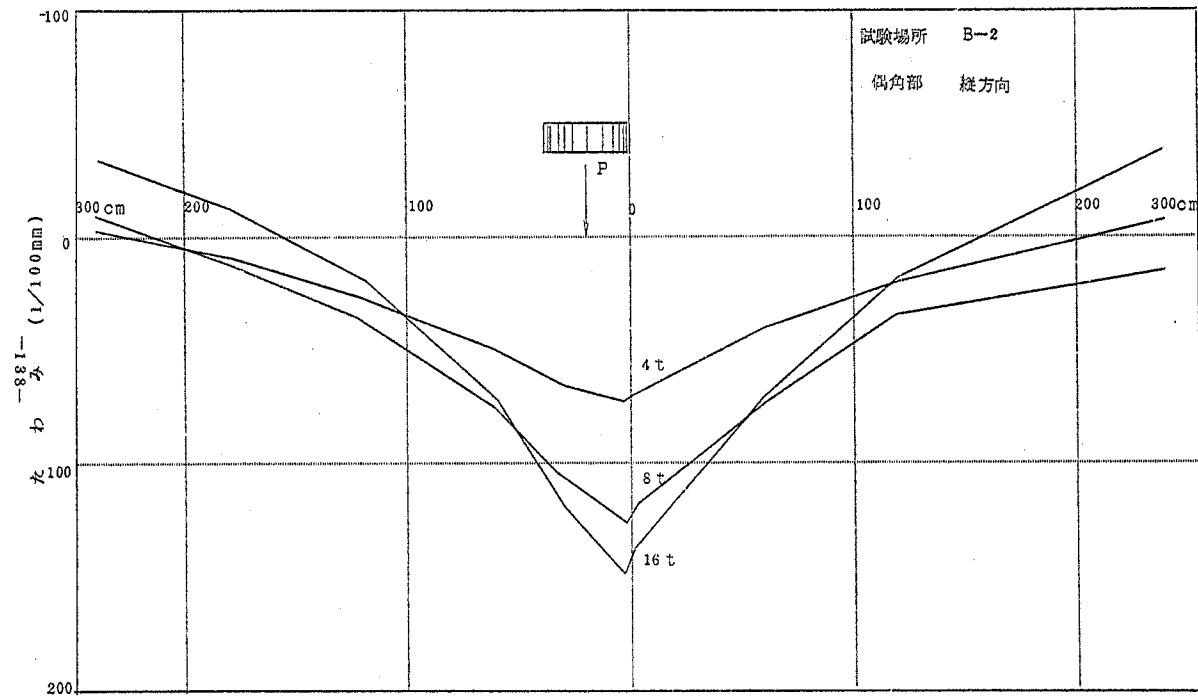


図-9.4 隅角部のたわみ

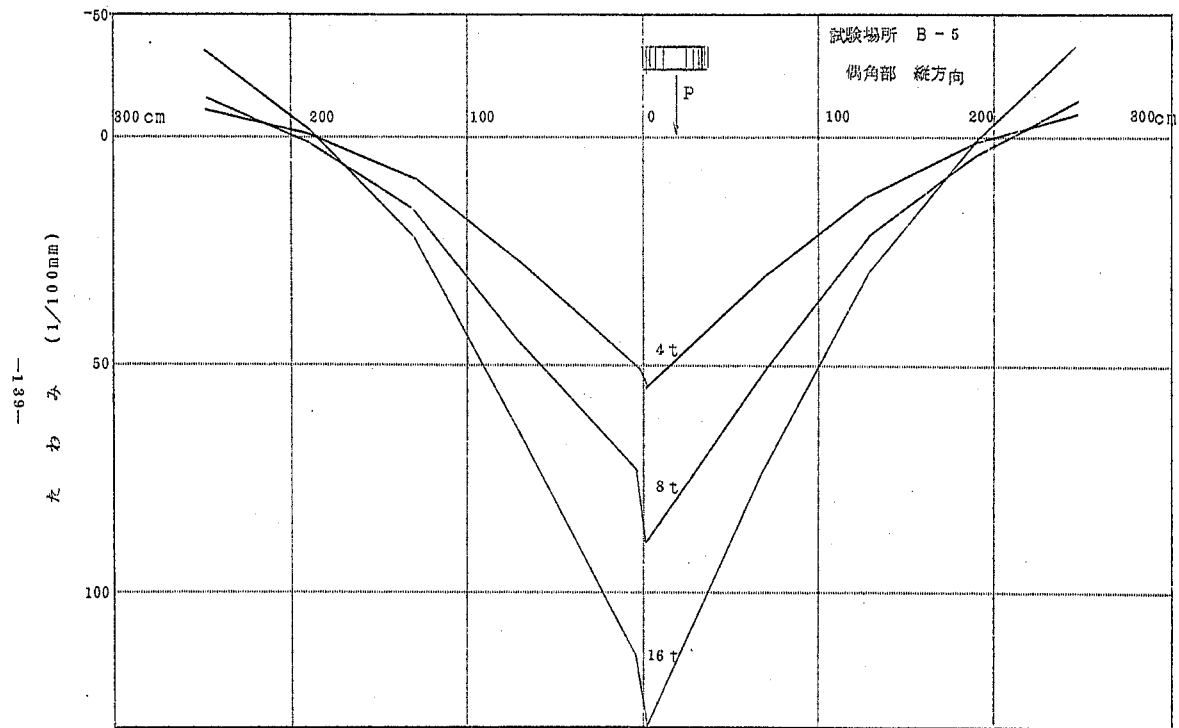


図-95 隅角部のたわみ

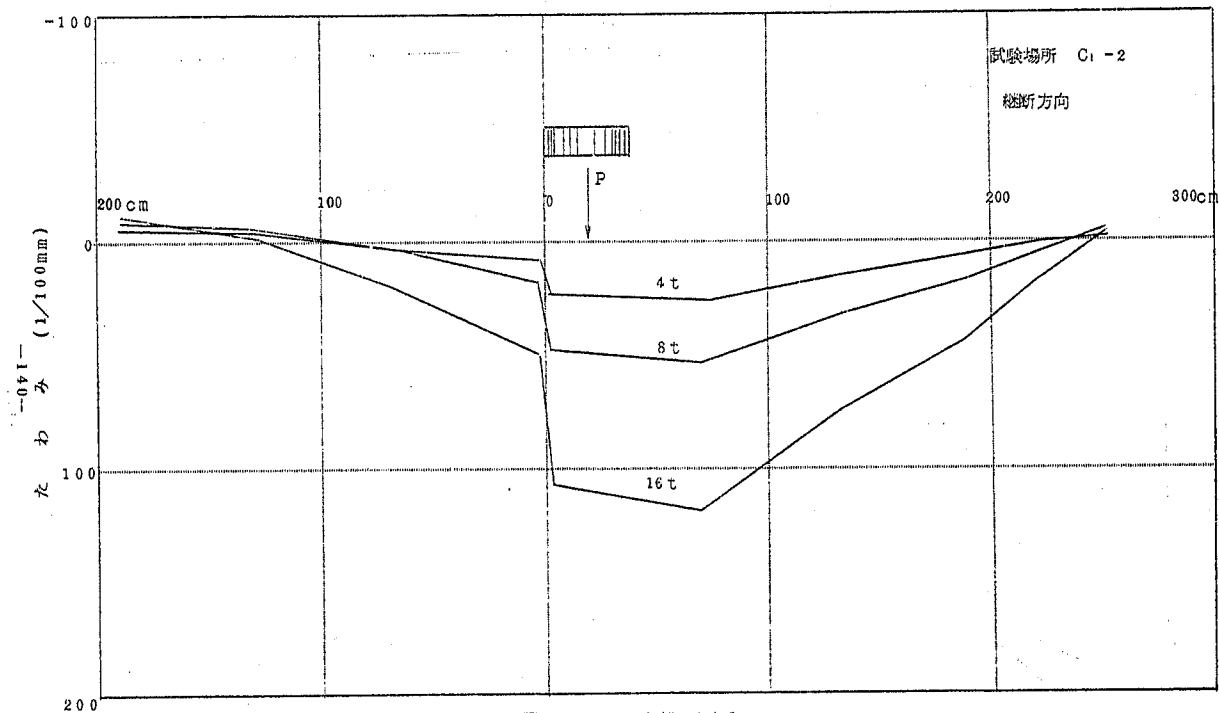


図-96 隅角部のたわみ

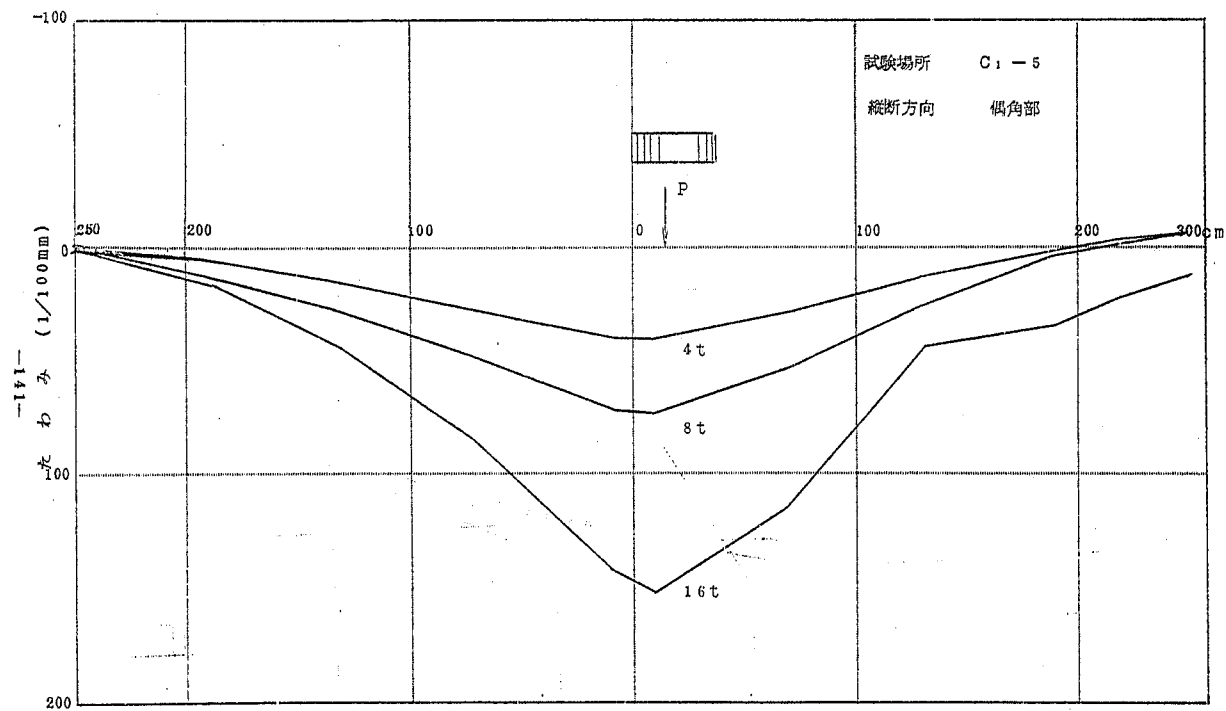
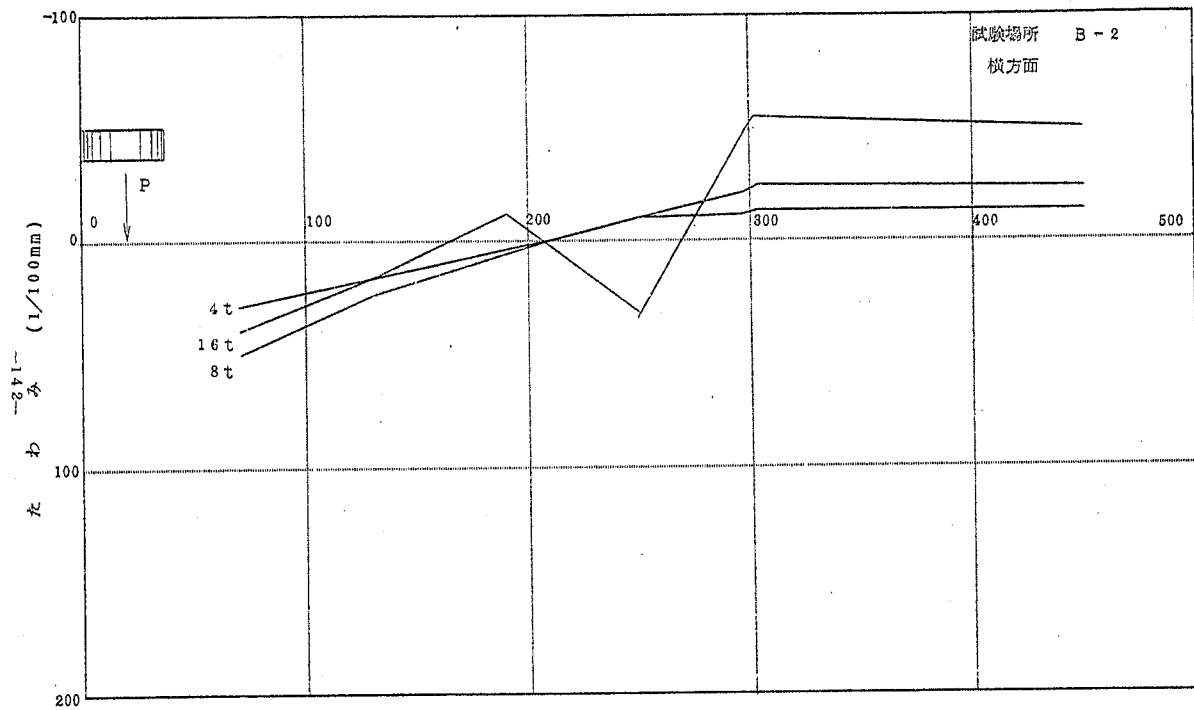


図-9.7 隅角部のたわみ



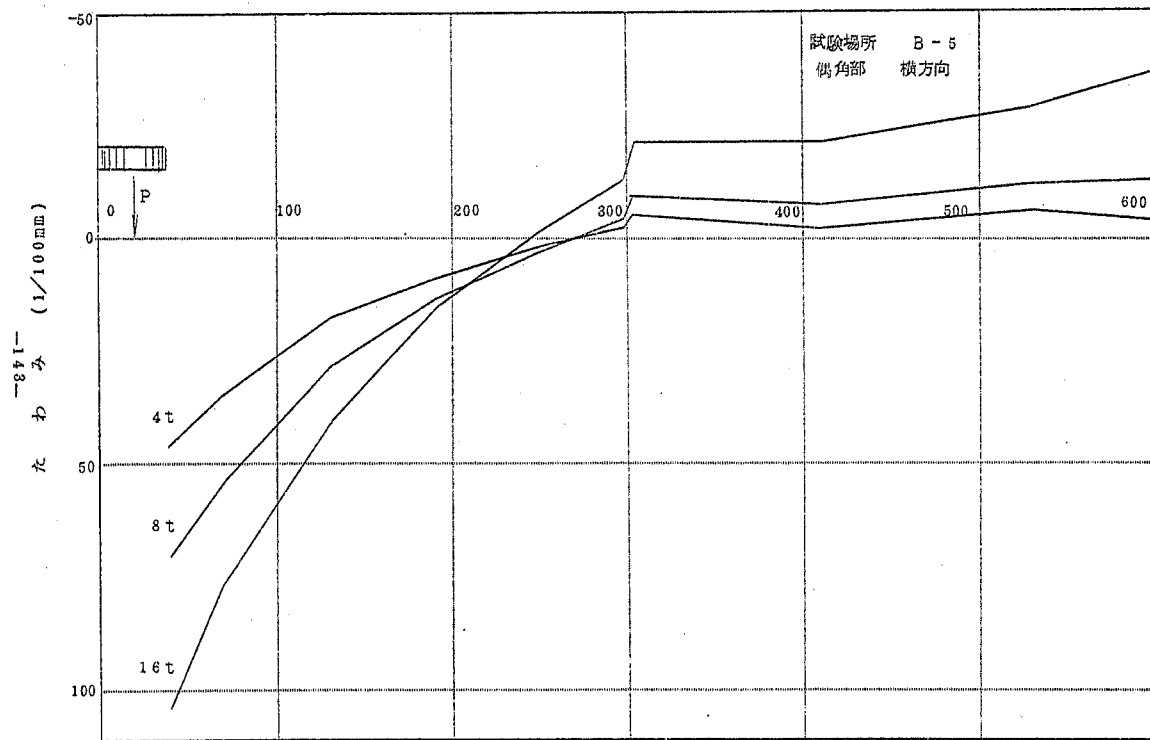


図-99 隅角部のたわみ

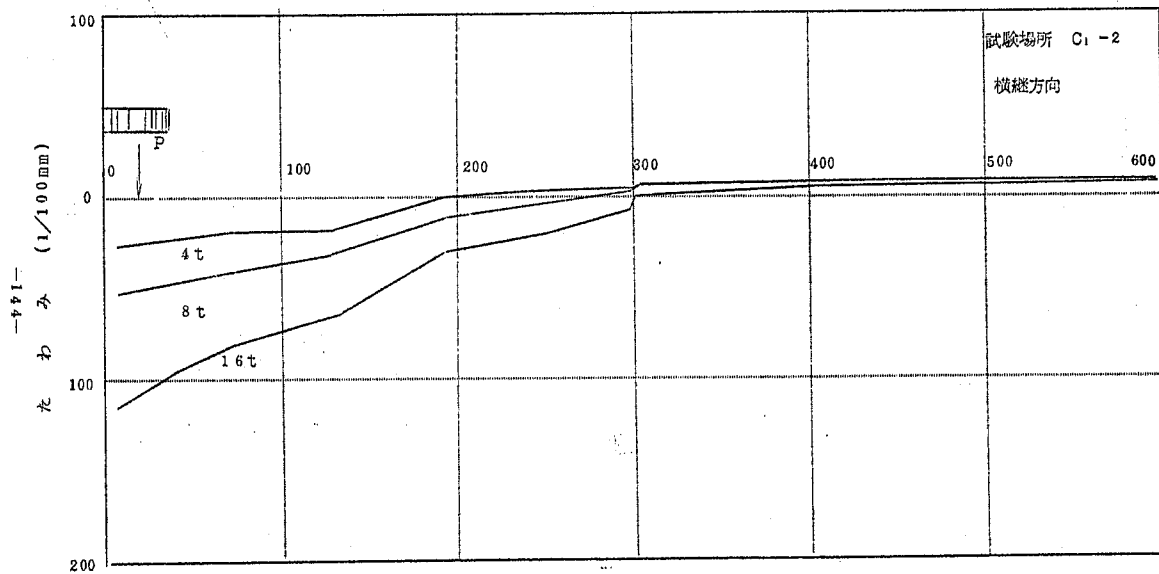


図-100 隅角部のたわみ

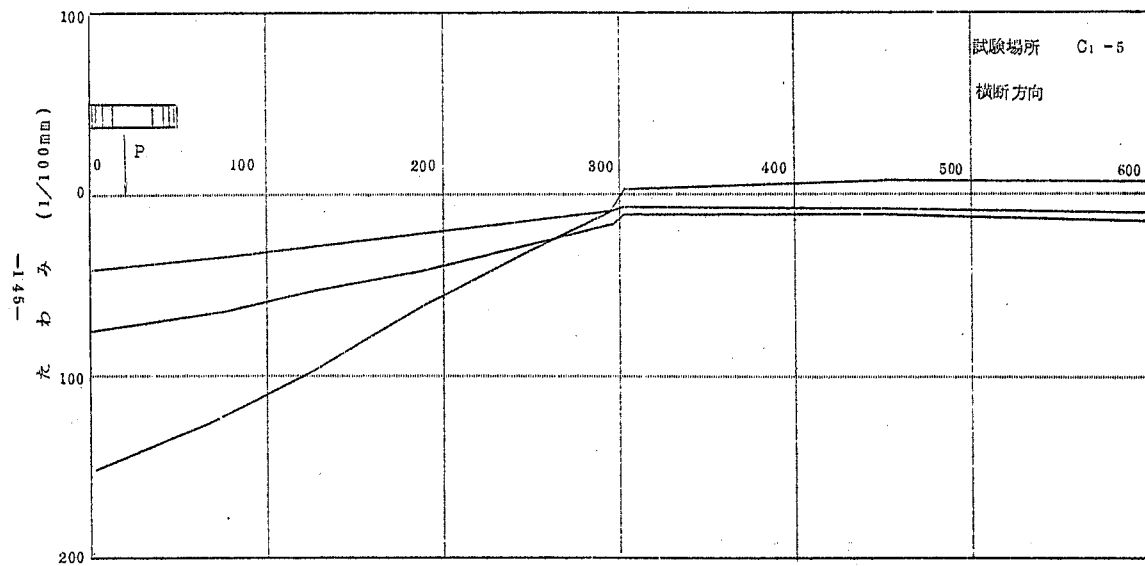


図-101 隅角部のたわみ

図-102 荷重とひずみの関係 試験所 A-2

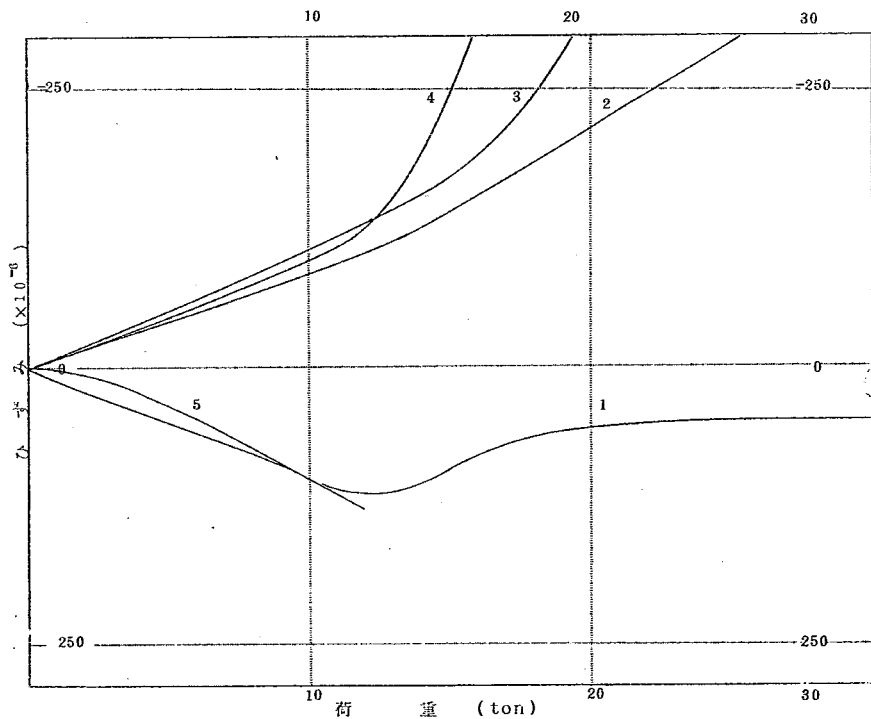
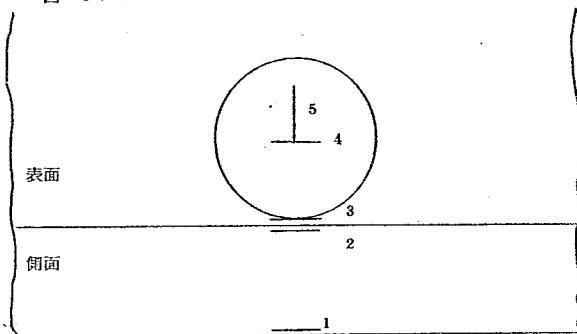


図-193 試験箇所 A-5

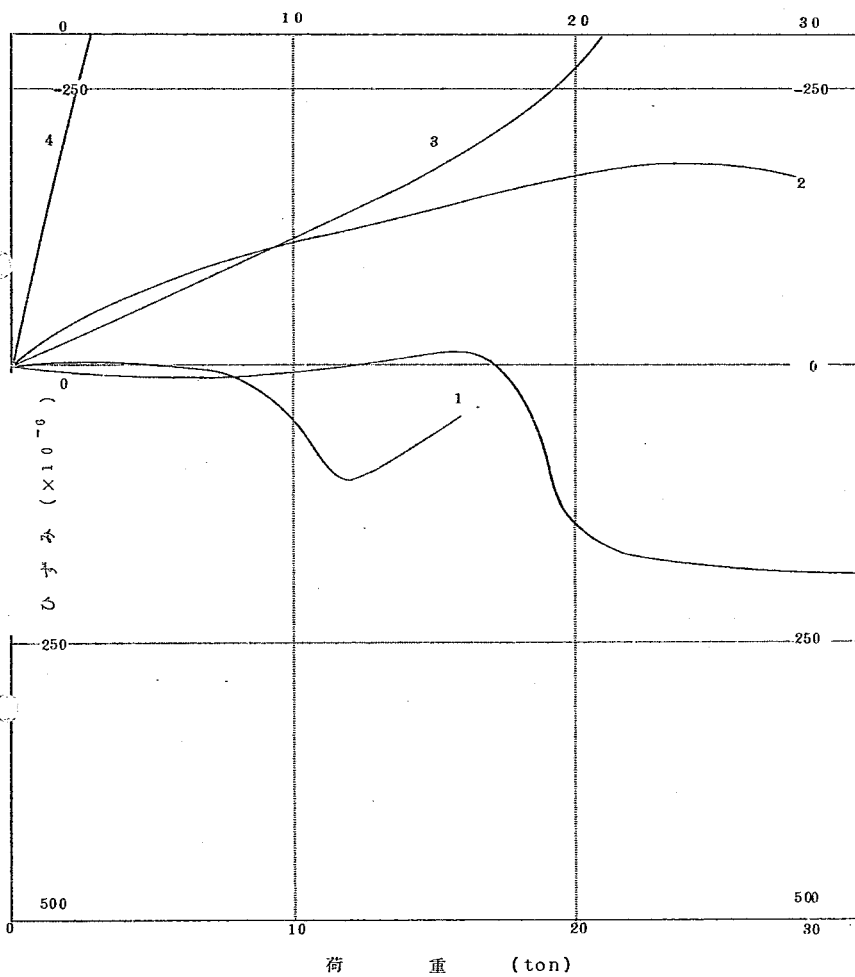


図-104 試験個所 B-2

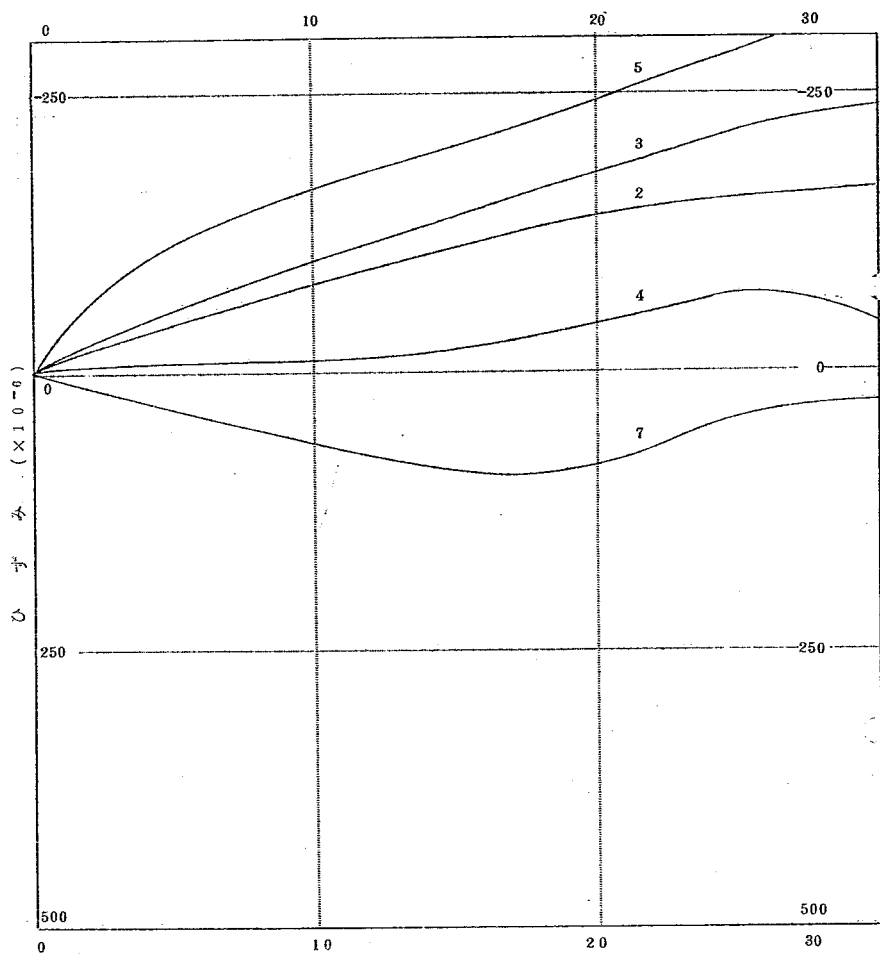


図-105 試験箇所 B-5

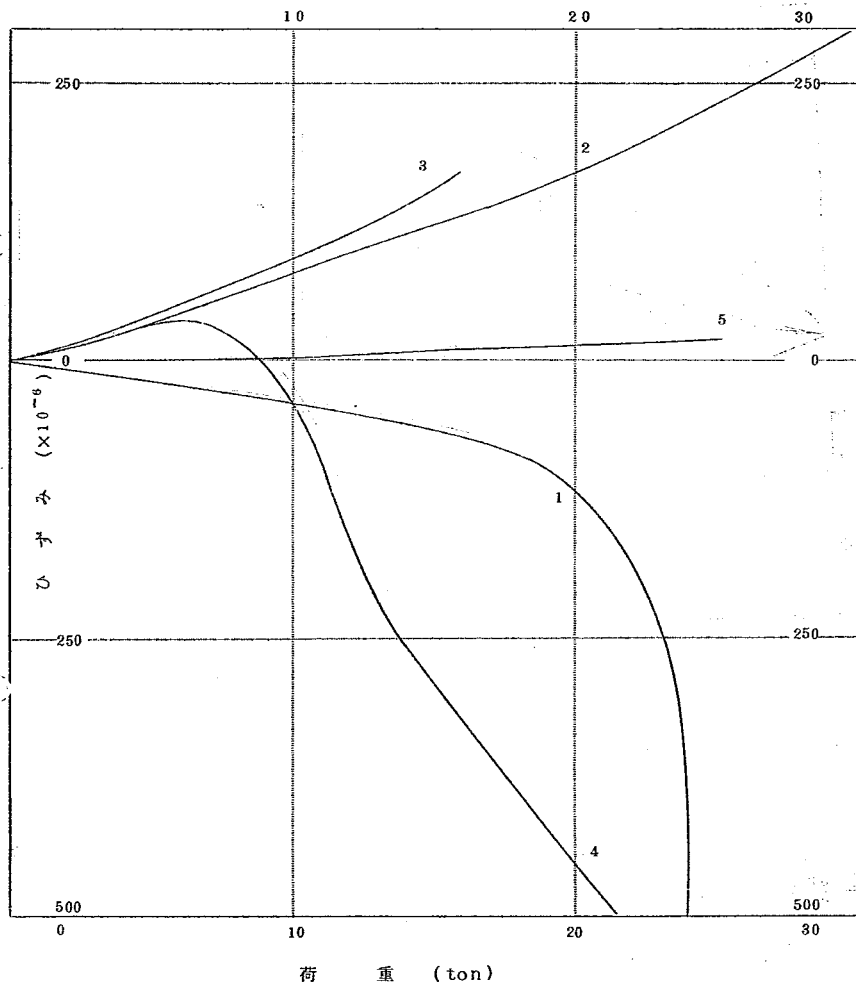


図-106 試験箇所 D-3

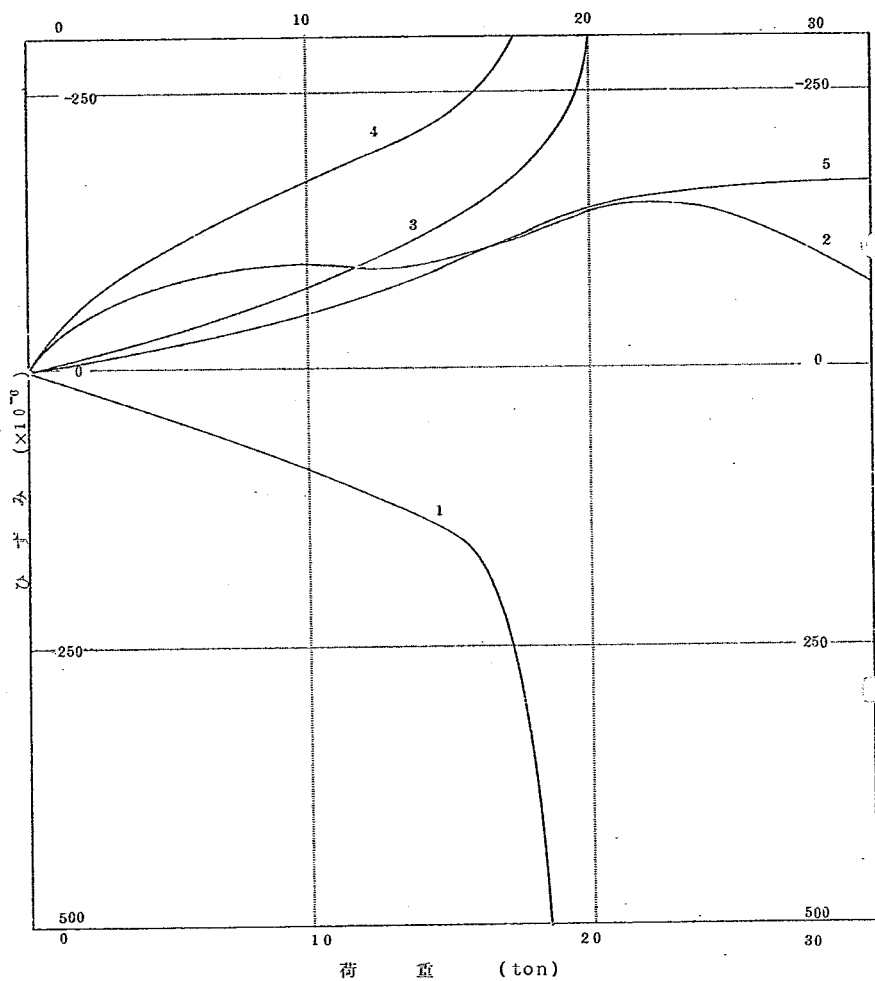


図 - 107 試験箇所 C₁-2

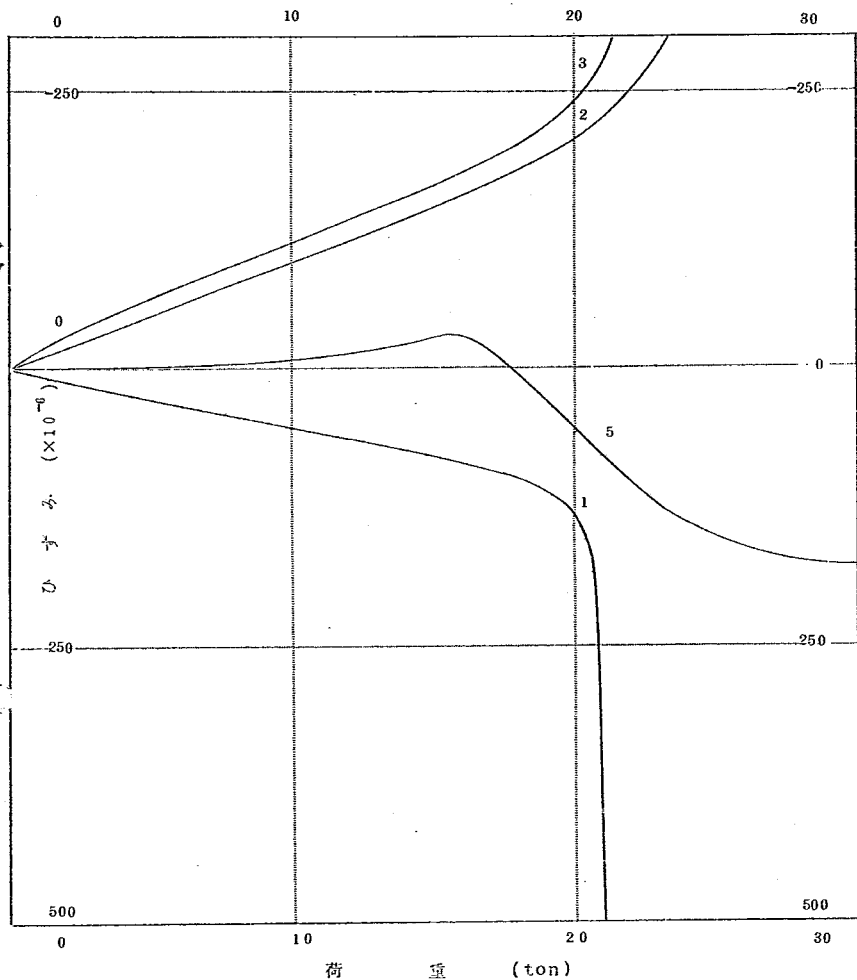


図-108 試験箇所 C₁-5

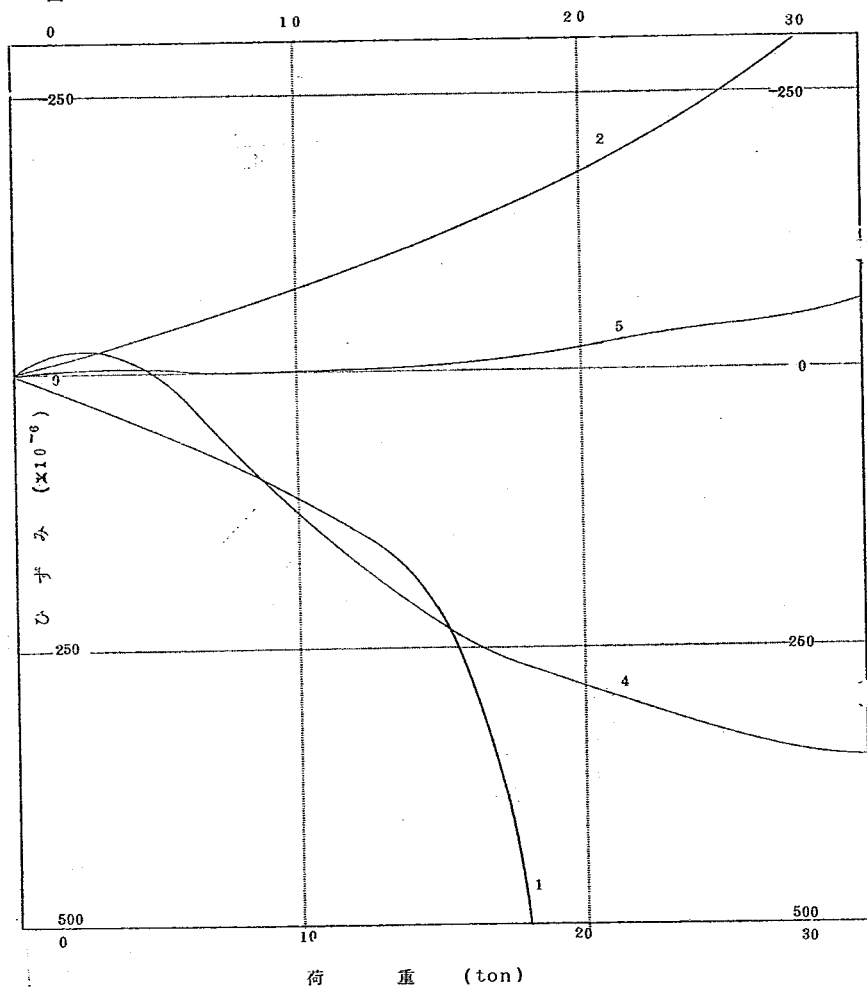


図-109 試験箇所 C₂-1

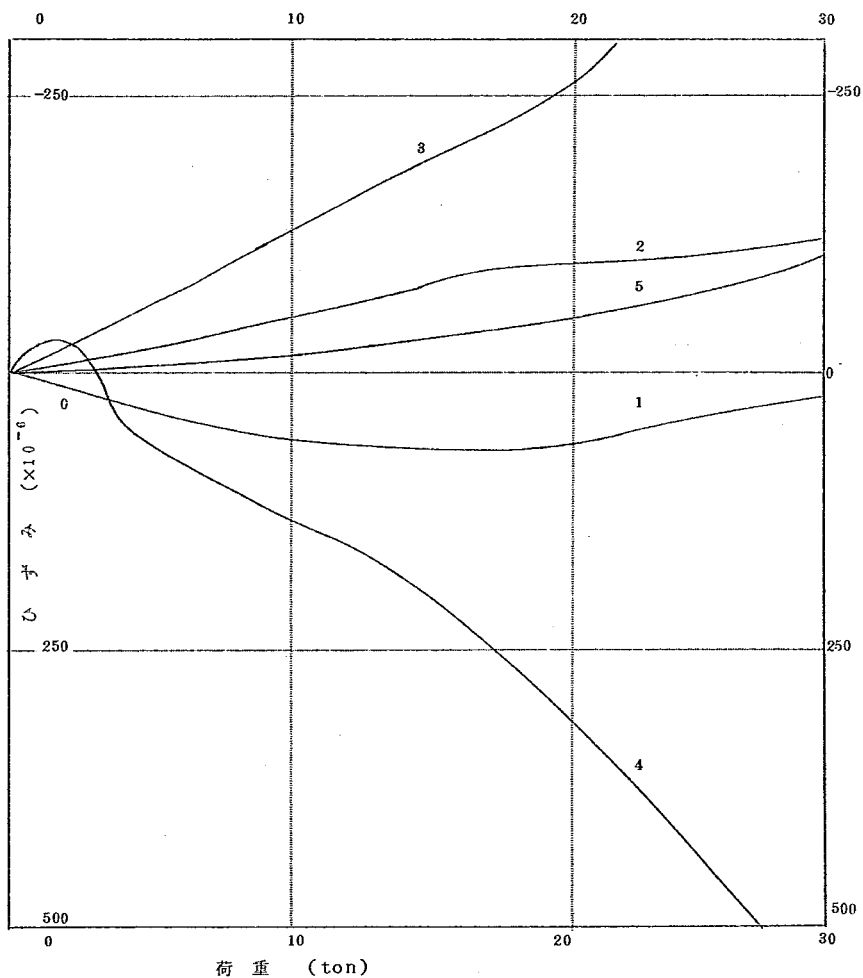


図-110 試験箇所 C₂-4

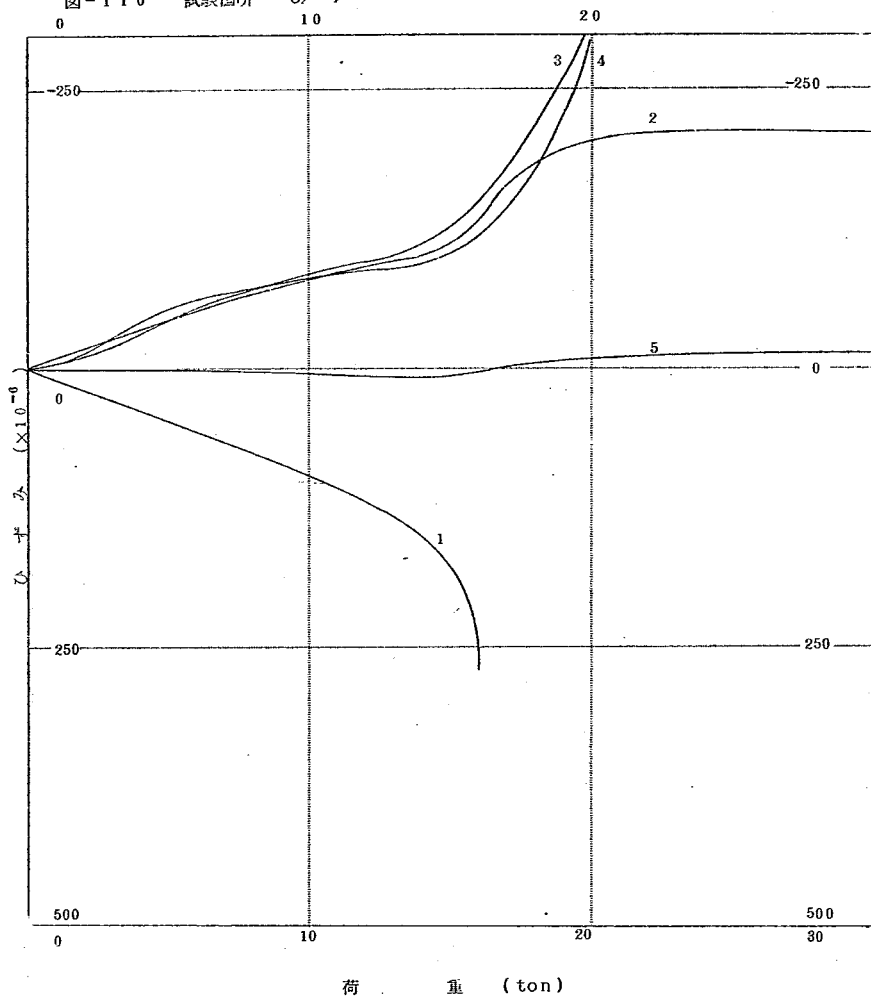


図-111 試験箇所 D-4

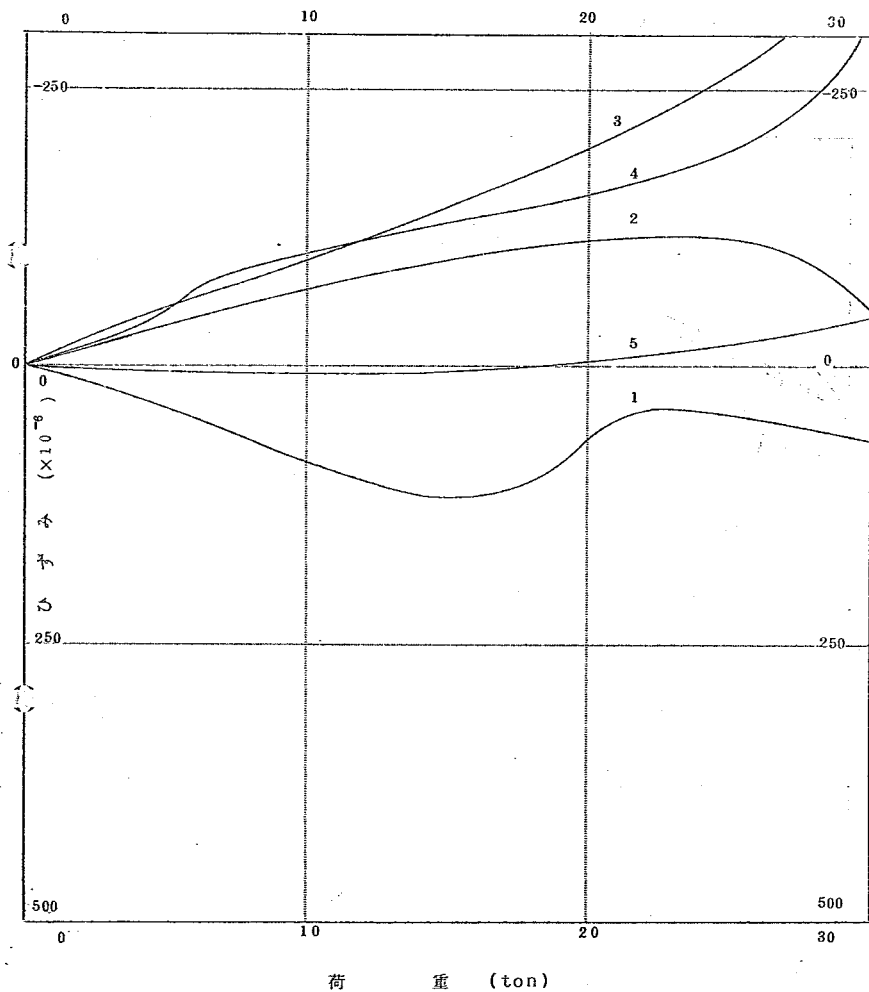


図-112

試験箇所

E-3

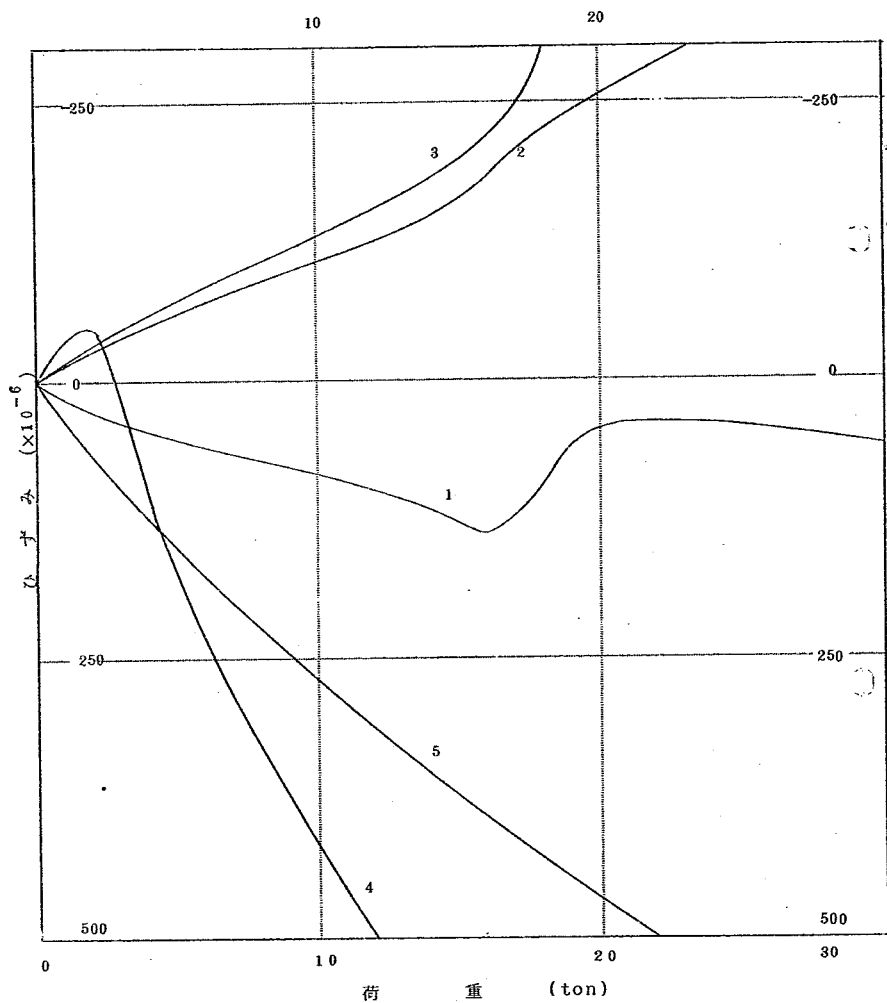


図-113 試験箇所 E-4

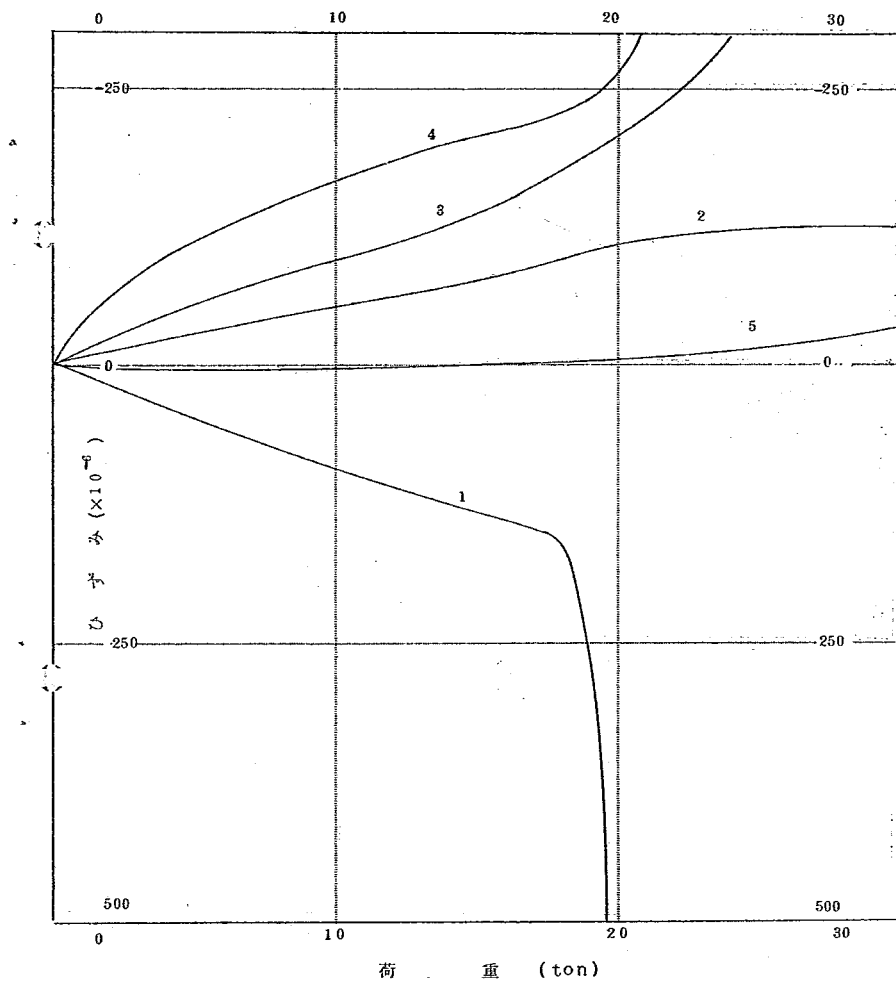


図-114 試験箇所 F-1

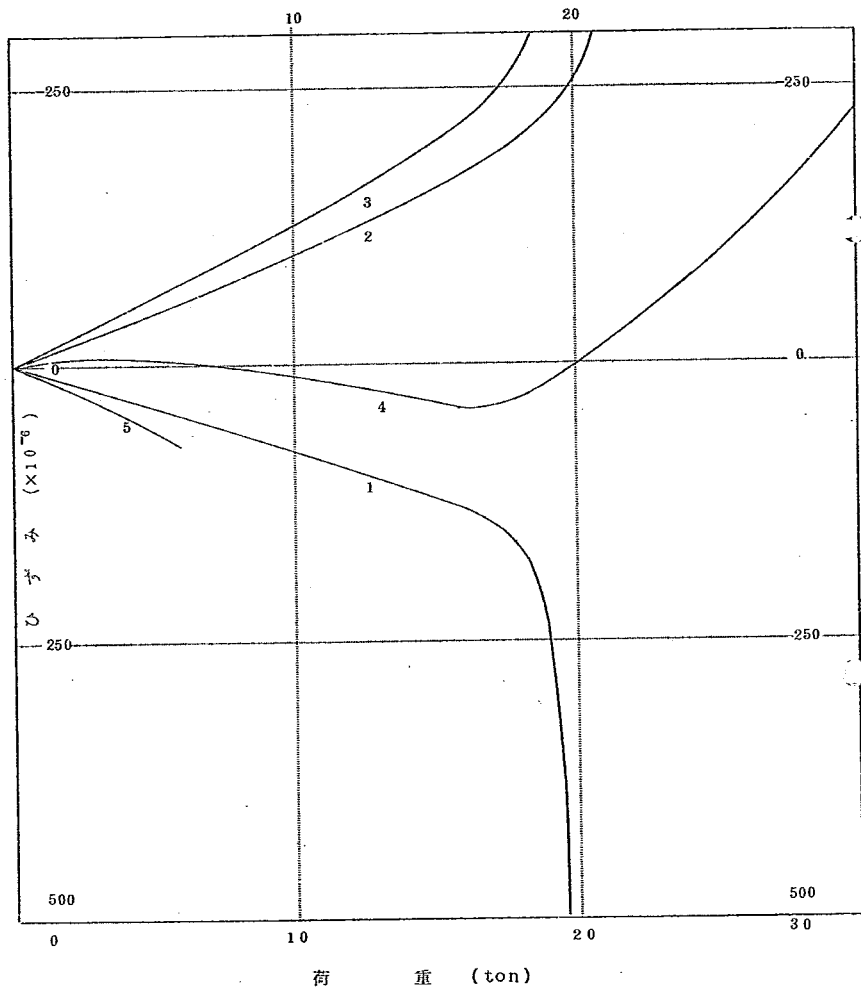


図-115 試験箇所 F-3

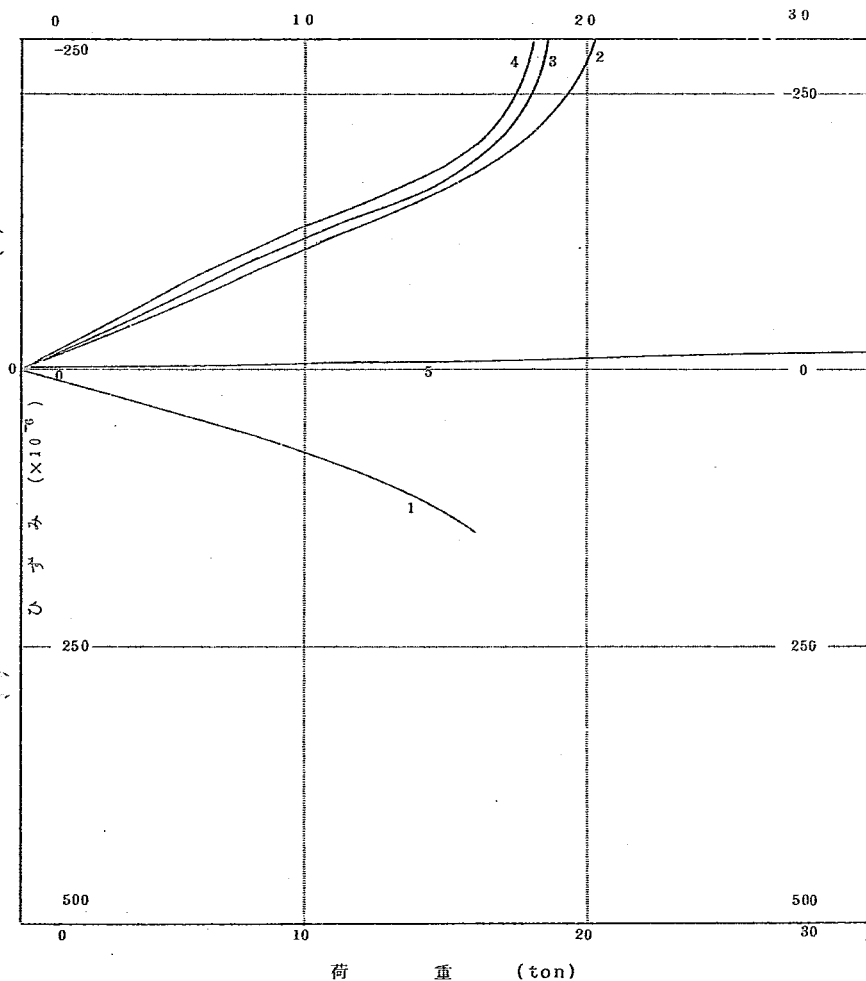
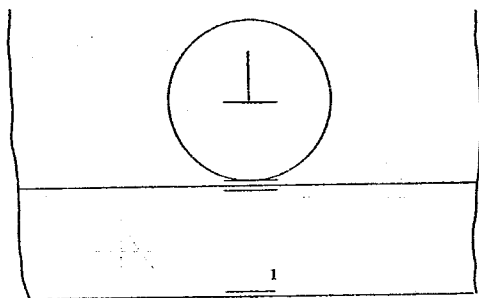


図-116



自由縁側面1の歪、応力 (載荷位置A)

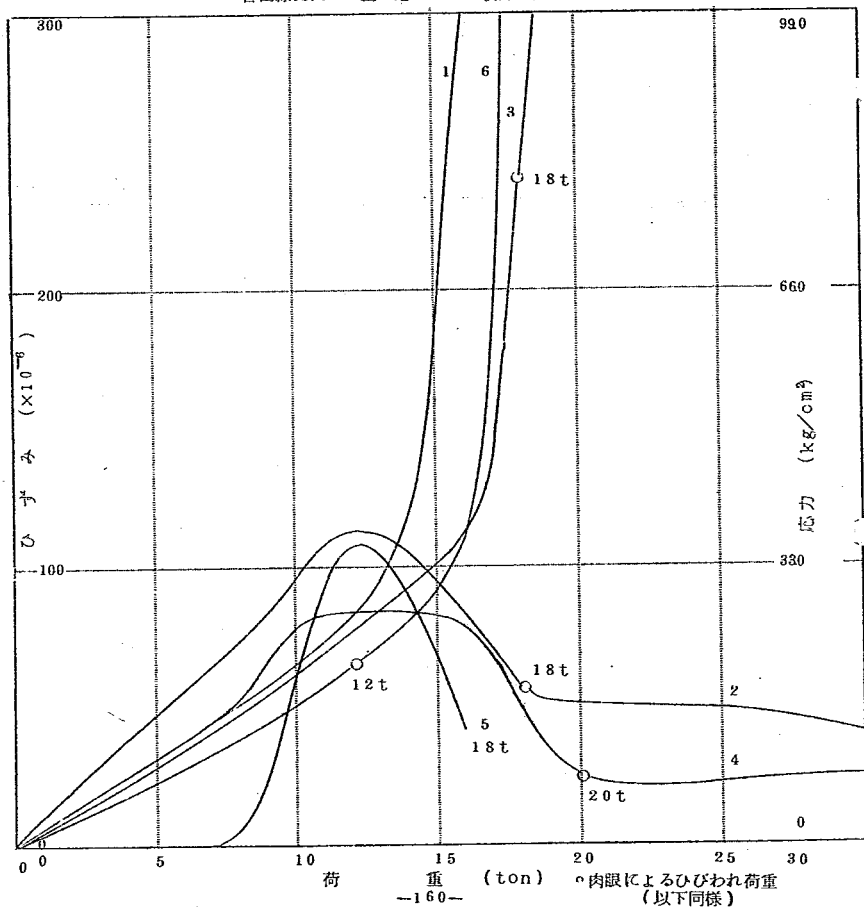


図-117 自由縁側面1の歪、応力 (載荷位置 B)

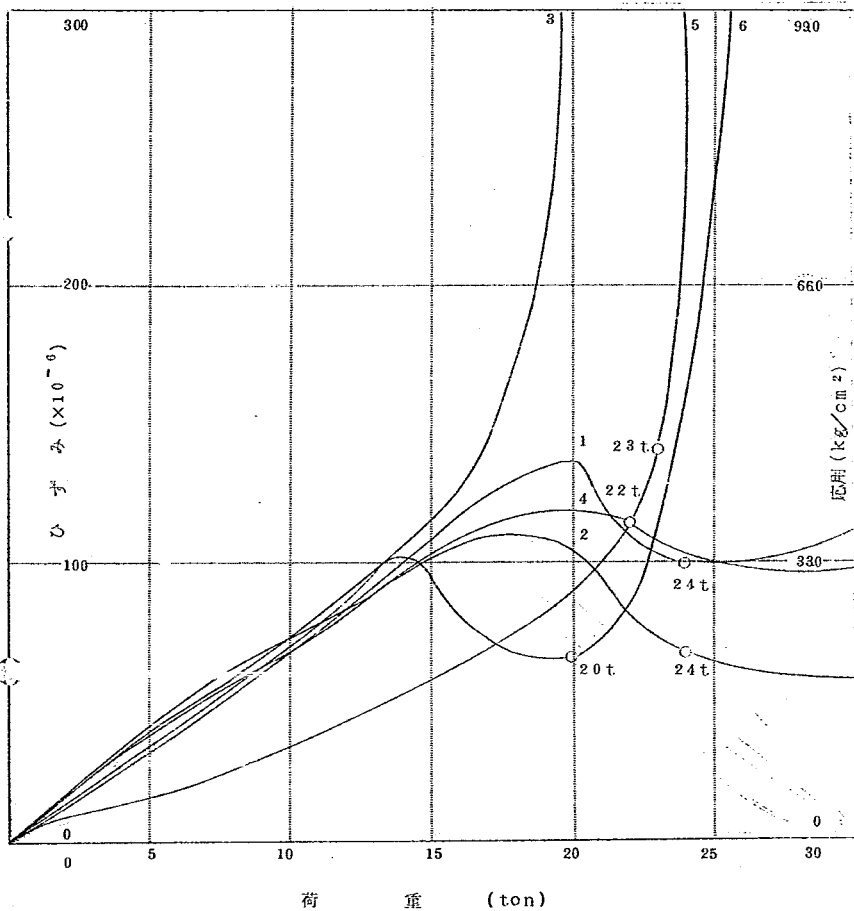


図-118 自由線測面1の歪、応力 (载荷位置C,)

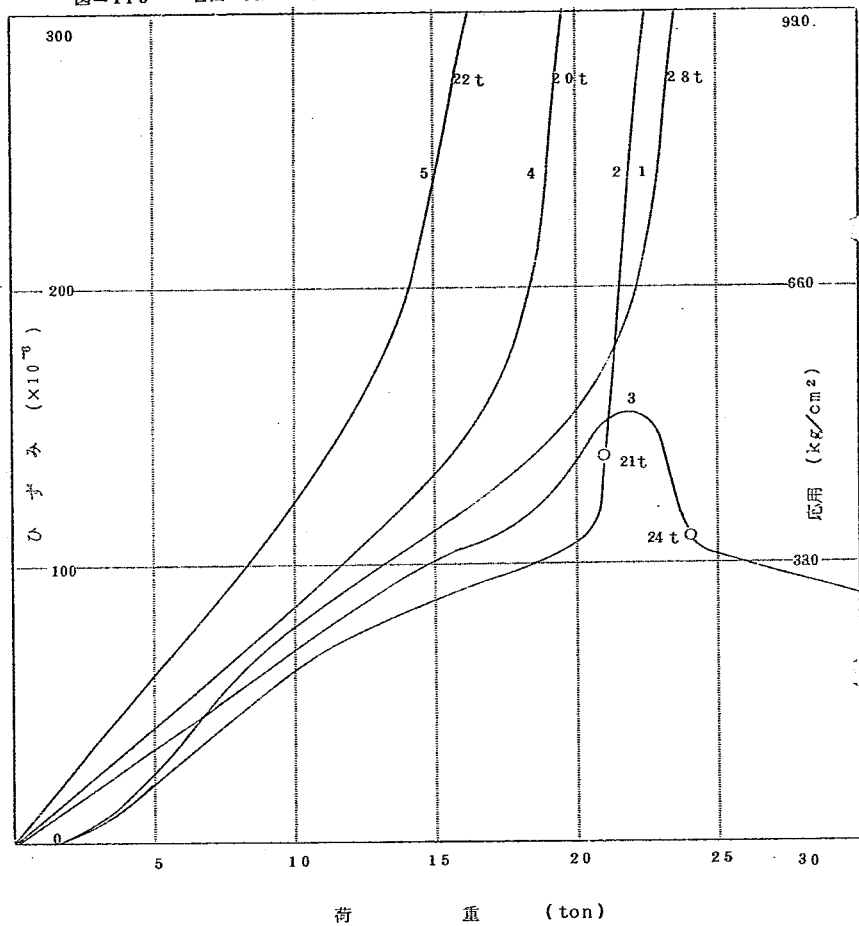


図-119 自由端部1の重、応力 (荷荷位置 C_2)

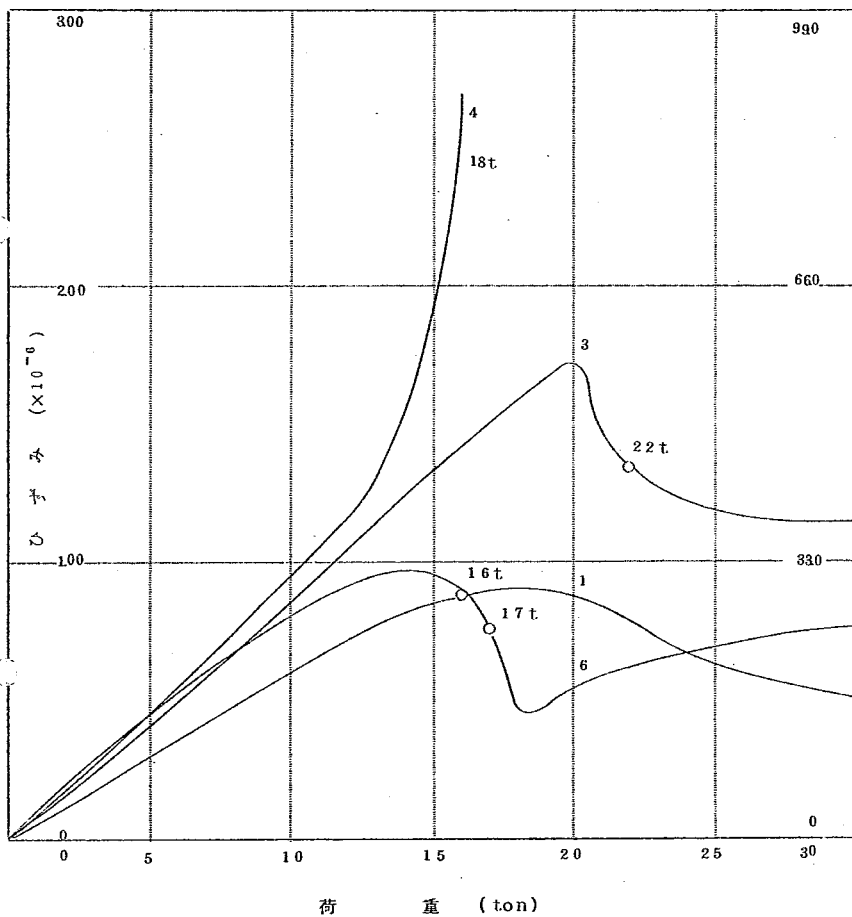


図-120

自由縁側面1の歪、応力 (载荷位置・D)

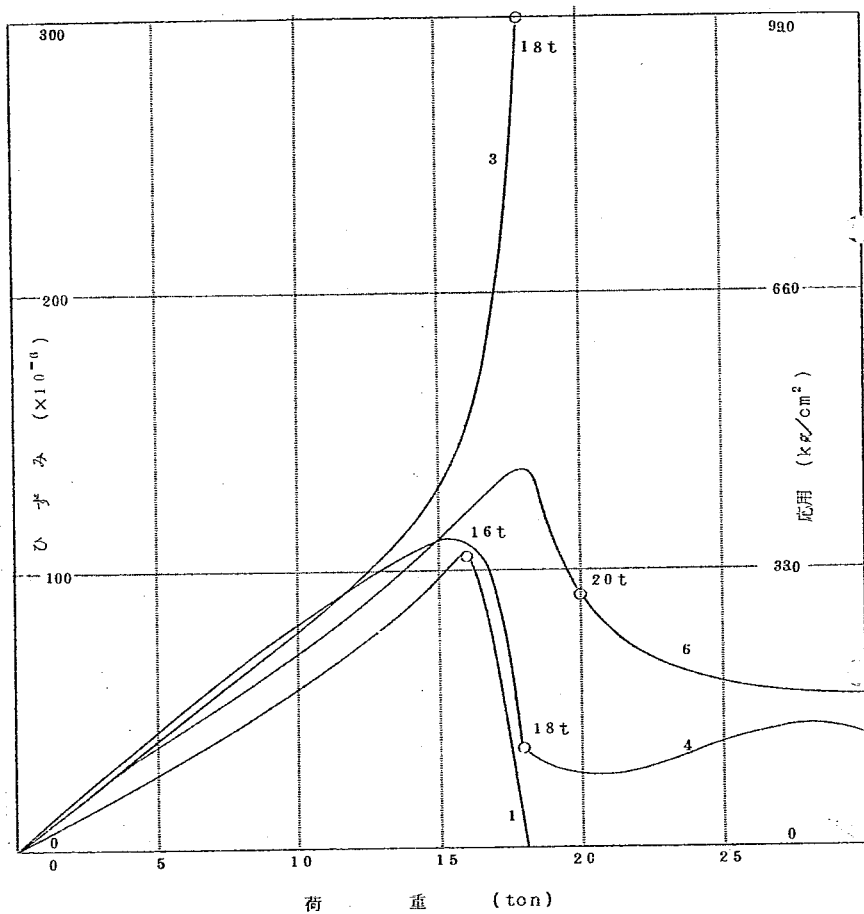


図-121 自由縁側面1の歪、応力 (载荷位置 E)

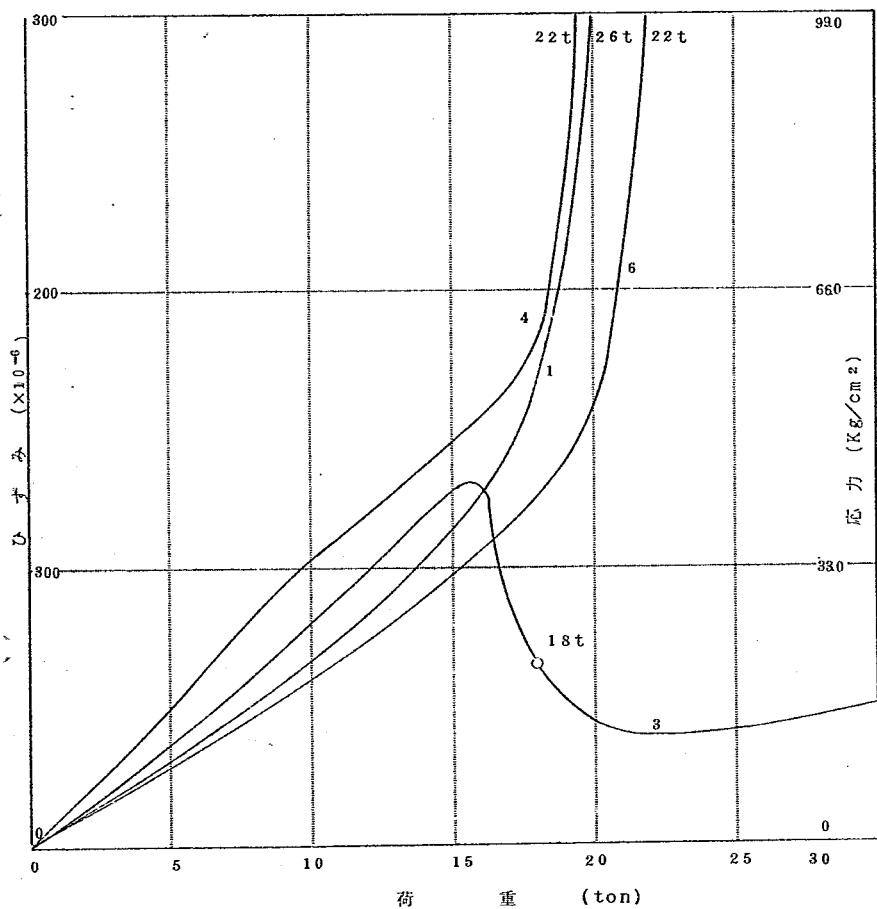
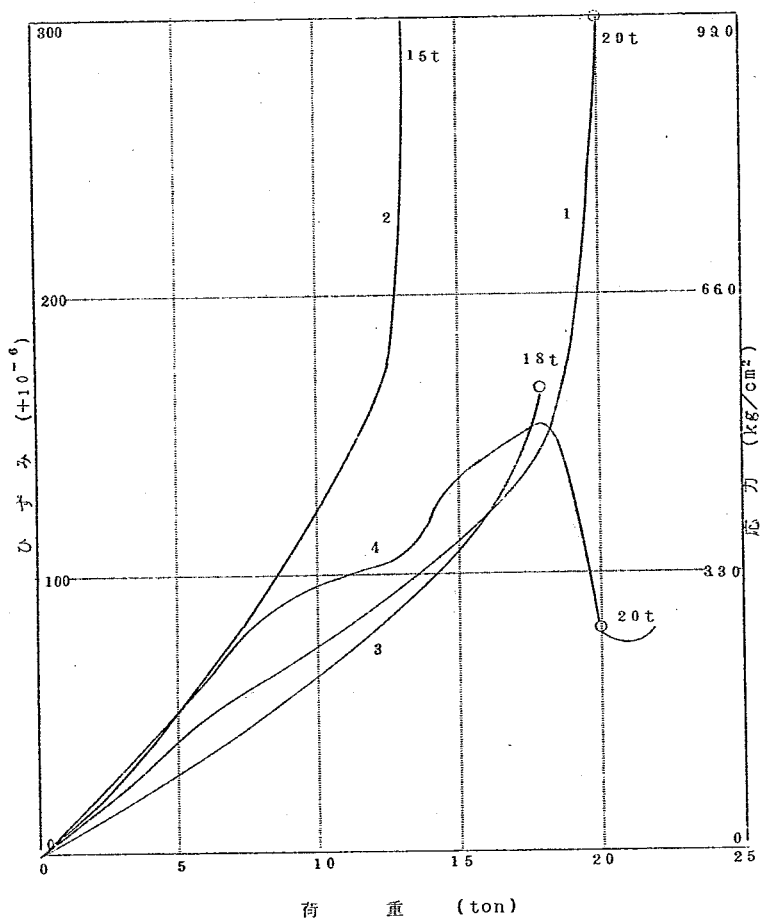


図-122 自由鋼面1の重、応力 (最荷位置F)



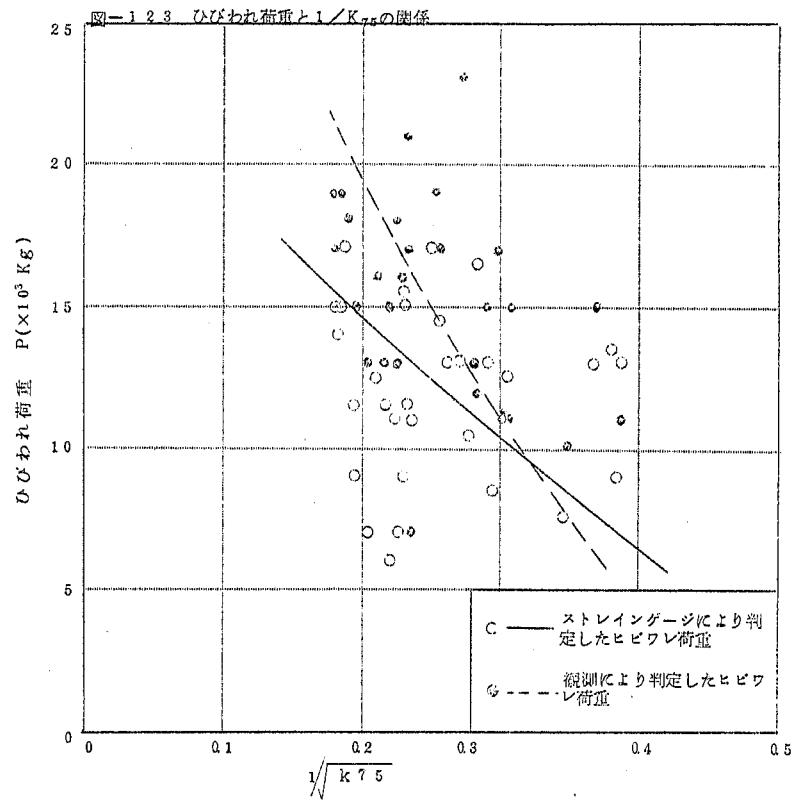


図-124 ひびわれ荷重と $\log K$ の関係

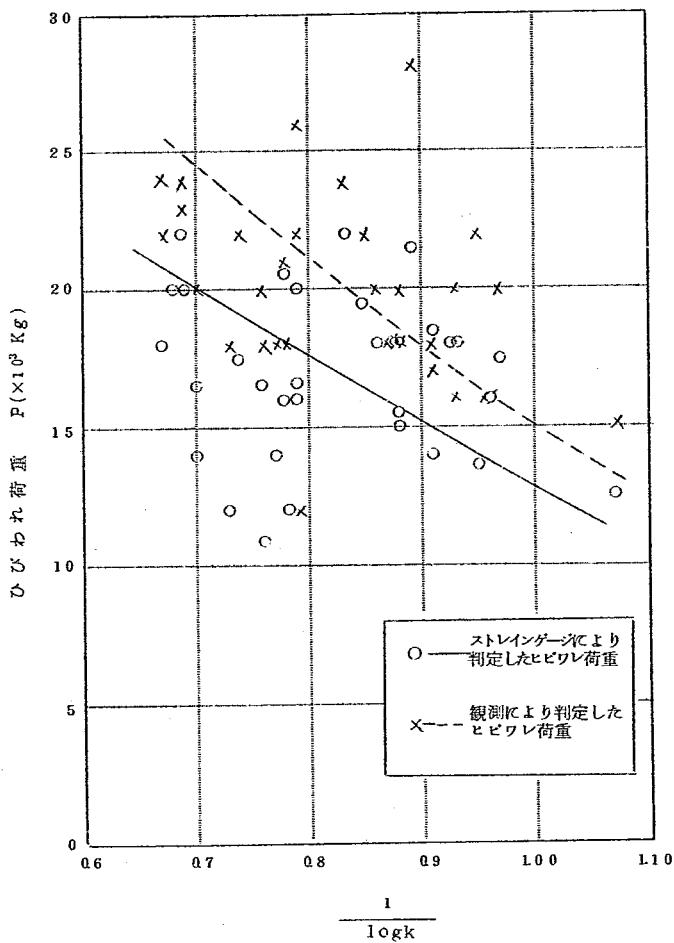


図-125 ひびわれ荷重と $1/Kl^2$ の関係

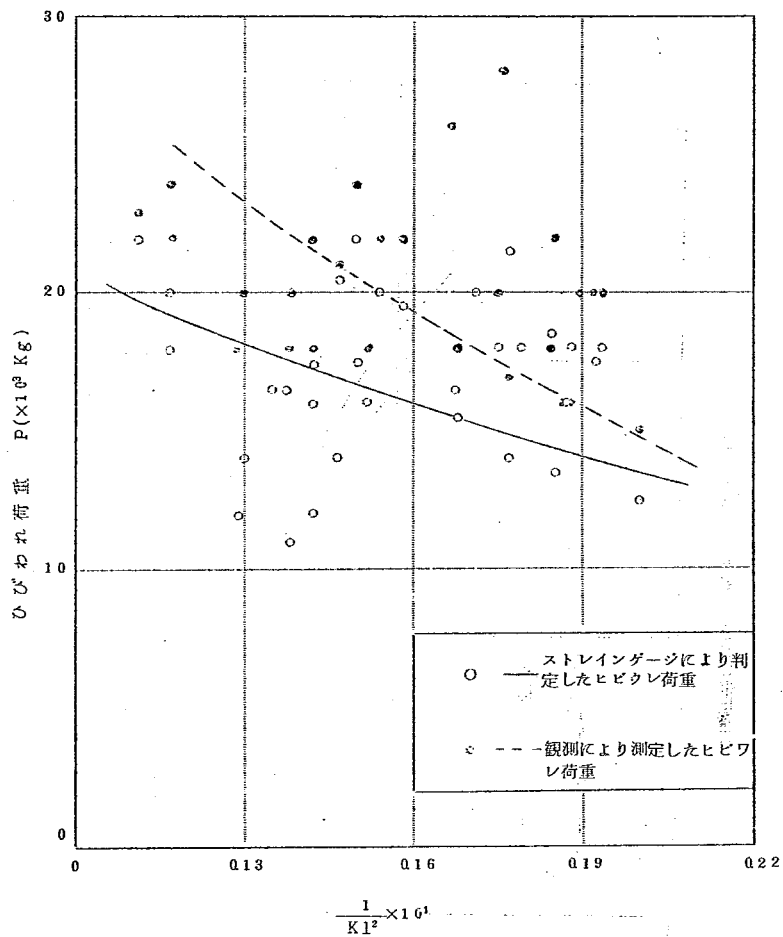
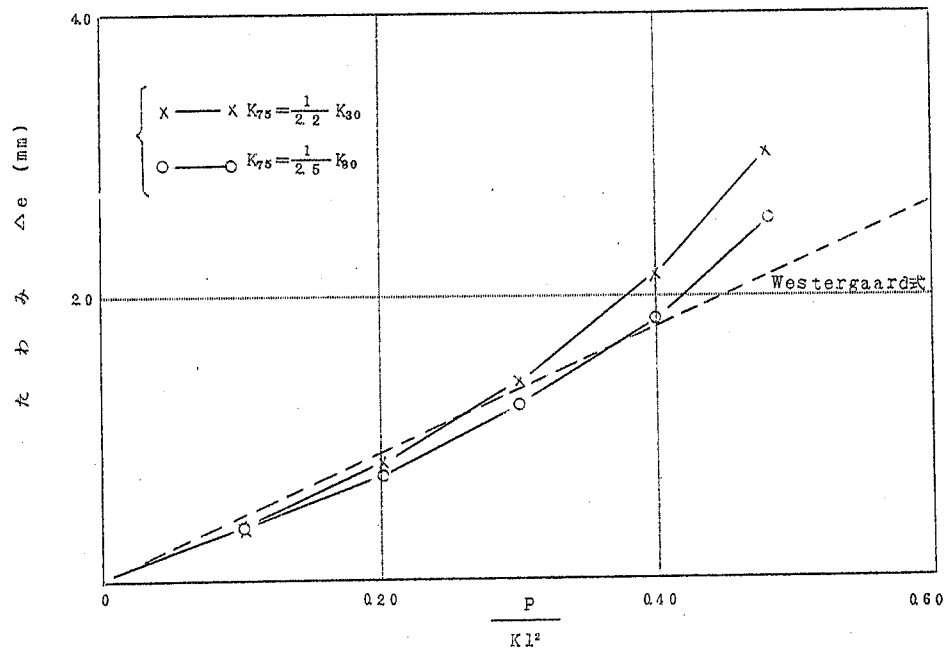


図-126 自由端中央のたわみの理論式と実験値の平均



たわみ Δe (mm)

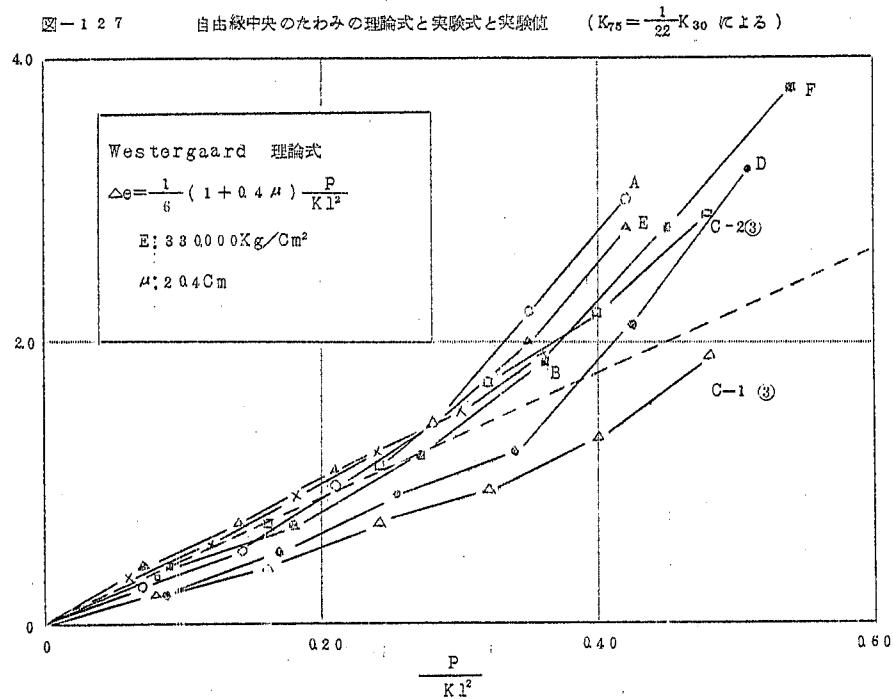
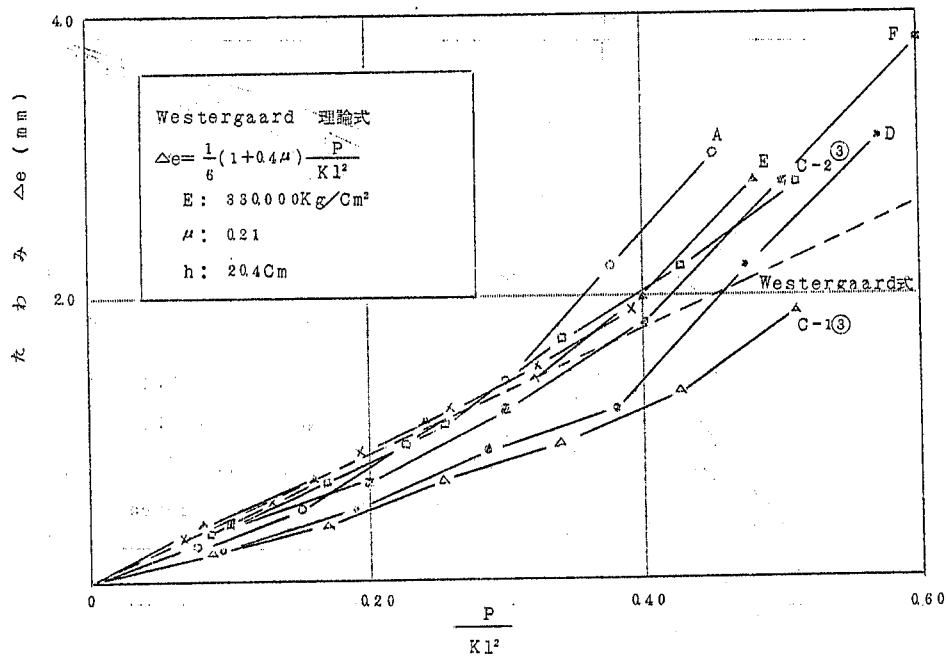


図-128 自由縁中央のたわみの理論式と実験値 ($K_{75} = \frac{1}{2.5} K_{90}$ による)



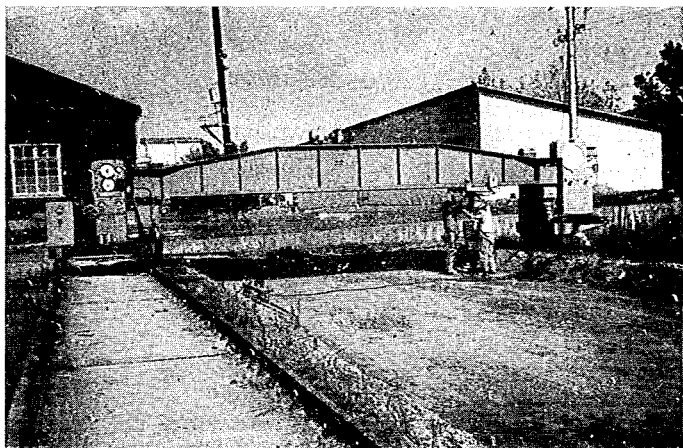


写真-1 路床部分と載荷試験機全景



写真-2 ソイルセメントの転圧



写真-3 ソイルセメントの中和滴定試験

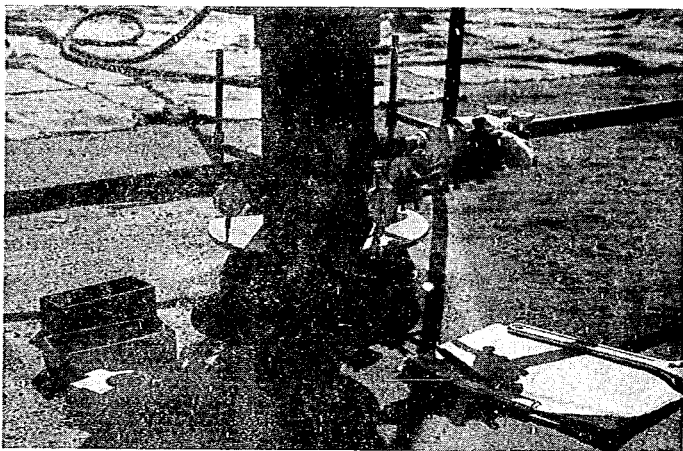


写真-4 ソイルセメント上層路盤における平板载荷試験の状況

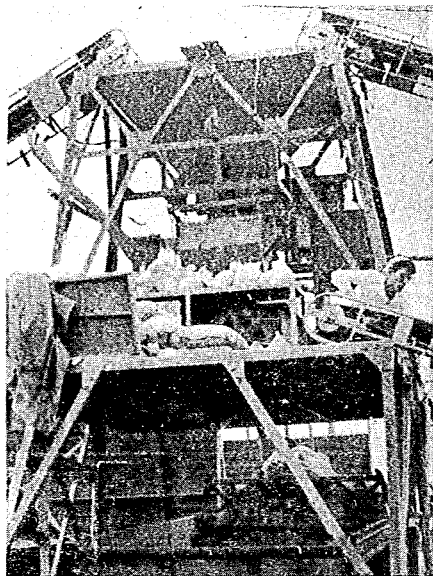


写真-5 ソイルセメント混合用プラント
(白い袋は計量の済んだセメント)



写真-6 ソイルセメント上層路盤のむしろ養生

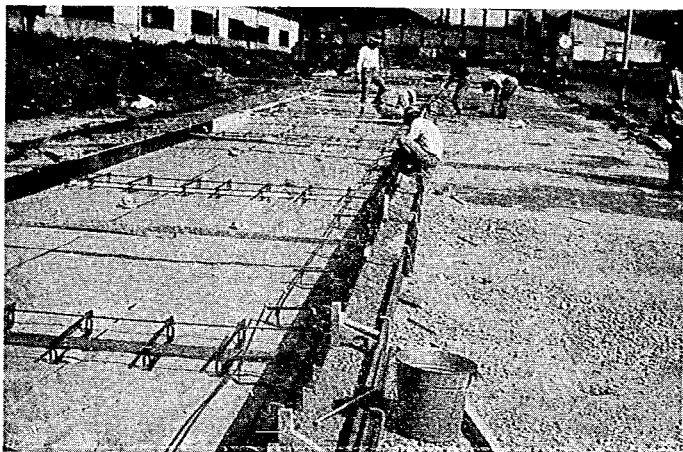


写真-7 コンクリート舗設用型枠の組立て作業

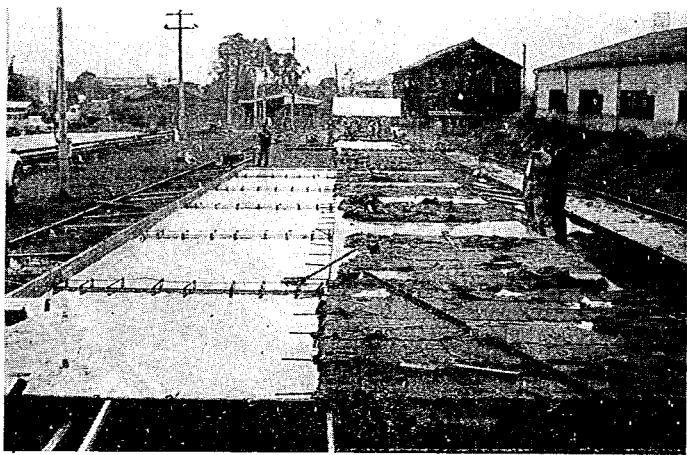


写真-8 養生中のコンクリート版と打設前の路盤の状況

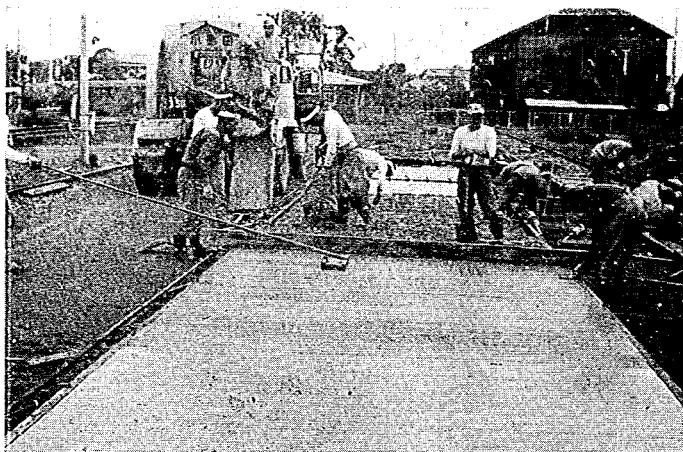


写真-9 コンクリート打設および表面仕上げの状況

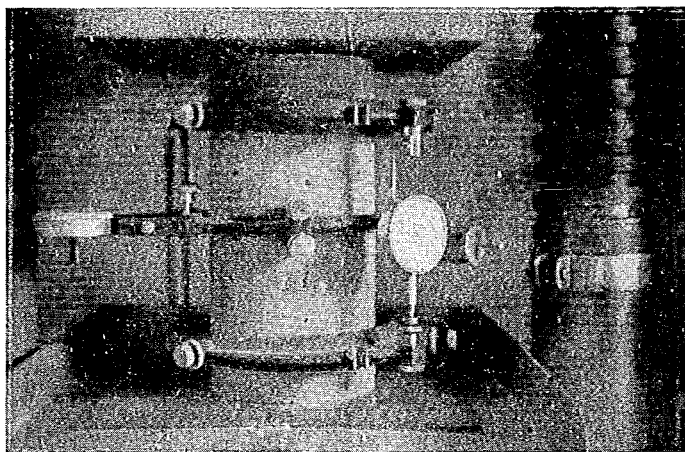


写真-10 コンクリートの弾性係数、ポアソン比の測定



写真-11 コンクリート版上の載荷試験の状況

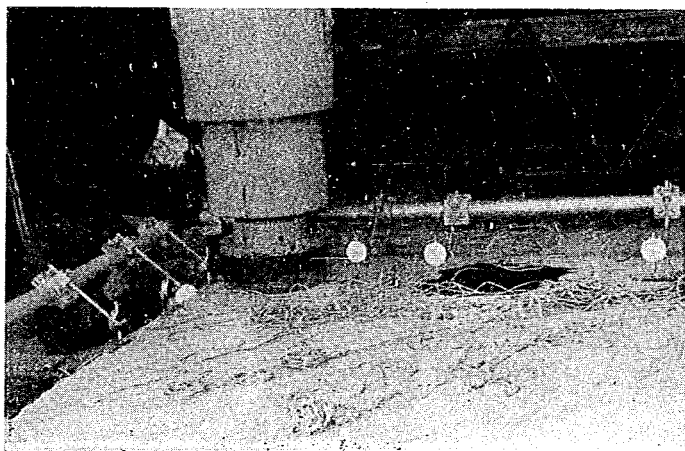


写真-12 載荷試験の状況 (1)

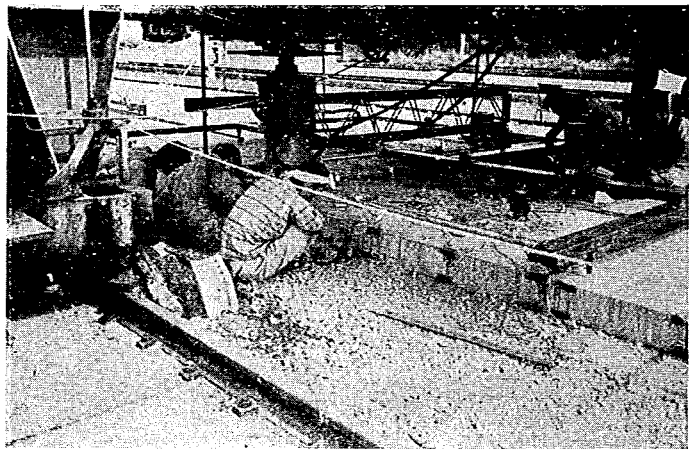


写真-13 載 荷 試 験 の 状 況 (2)



写真-14 載荷試験の状況(3)(スイッチボックスおよびストレインメーター)

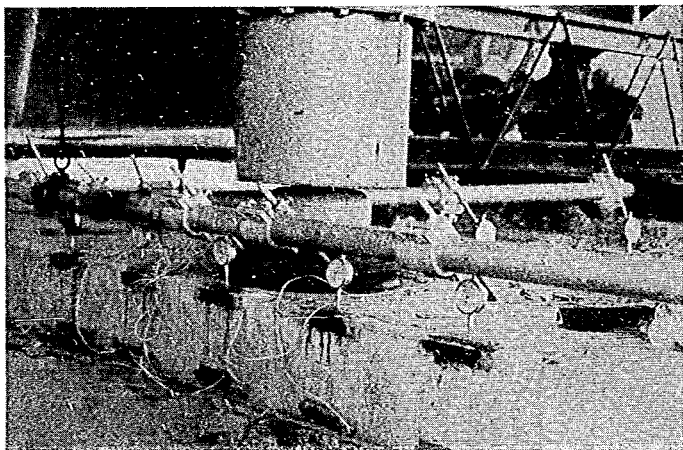


写真-15 載荷試験の状況(4) (ダイヤルゲージの取付)