

土 木 研 究 所 資 料

第 160 号

尾道バイパス双設トンネルに関する調査報告書

双設トンネル設計施工上の基本的問題

昭和 41 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

双設トンネル設計施工上の基本的問題

ま え が き

環太平洋造山帯に位置するわが国の道路網整備計画においては、国土の立体的利用のため、トンネル計画の増加は必然であり、山岳トンネルは長大化し、都市近郊の比較的短かいトンネルが増加し、さらに水底トンネルも大型化するであろう。

いま、2車線の道路トンネルにおいて、対向交通と一方方向交通の場合を比べると、前者は後者に対して走行速度において約70%、交通量において約80%を許容するのみで、この両者の間には大きな差が存在する。このため、とくに都市近郊では、今後とも方向分離の双設道路トンネルの必要性が高まることは明らかである。

双設トンネルでは、その離隔距離を大きくとれば安全であるが、明り部の道路用地に無駄を生じさらに土工量の増大をきたすなどのため、その間隔は必要最小限に止めることが望まれる。しかし、最小限度をいくらとすれば実用上支障ないかは、地質および施工の条件によつて異なるはずであり、いまだ理論的に十分な解答が得られていない。

土木研究所トンネル研究室は、中国地方建設局福山工事事務所より、尾道バイパス双設トンネル計画に関する調査依頼を受け、主として既往の研究資料から双設トンネル工事における相互の悪影響を避けるための、設計施工上の基本的問題点を要約した。

この報告書では、まず1本のトンネルにおける掘削断面形と覆工に作用する荷重に関する考え方を述べ、ついで双設トンネルにおける離隔距離の静力学的考察と施工時の爆破の影響に関する資料を紹介し、最後にトンネル用鋼アーチ支保工の実験結果から支保工の設計施工に関する2、3の意見を附した。

昭和41年3月25日

道 路 部 ト ン ネ ル 研 究 室

中国地方建設局福山工事事務所依頼

尾道バイパス双設トンネルに関する調査報告書

双設トンネル設計施工上の基本的問題

目 次

1. トンネルの掘削断面形と地山の自立性	1
2. 覆工に加わる荷重と覆工断面形	16
3. 双設トンネルの中心間隔と地山応力の集中度	28
4. 双設トンネル施工時の爆破の影響	33
5. トンネル用鋼アーチ支保工設計施工上の留意事項	60

1. トンネルの掘削断面形と地山の自立性

(1) 弾性地山

弾性理論にもとづく破壊理論から、被りの大きな堅岩トンネルでは、応力集中により土平に鋭角をなすかあるいはほとんど平行に近い多くの面に沿う剝離を生じたり（図-1）、まれには上盤に刃物で切つたような唯一のキレツを生じうることが明らかにされている。前者は圧縮応力による破壊であり、後者は引張り破壊である。

均質等方の弾性地山中の初期応力が鉛直方向に p 、水平方向に q であつたとし、その地山中に直径 $2a$ なる水平円形トンネルを掘削したとすると、トンネルのまわりの地山中の各応力成分を図-2の座標を用いて表わせば次のようになる¹⁾

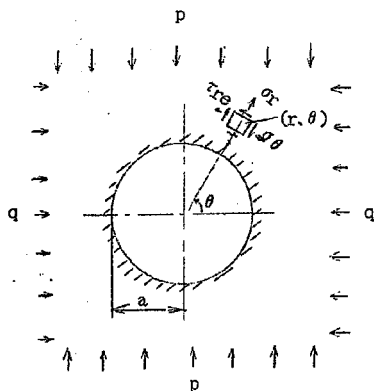


図-2 水平円形トンネル附近の地山応力



図-1 モンブラントンネルにおける土平の圧縮破壊による岩片の剝離

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta} &= \frac{p+q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{p-q}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_{\theta} &= \frac{p+q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{p-q}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \tau_{r\theta} &= \frac{p-q}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

こゝで、応力の符号は(+)が引張り、(-)が圧縮としている。

いま、上式から円形トンネルの天端および側壁部に生じる接線方向応力を求め、

$q/p = \lambda$ とおけば、

$$\left. \begin{array}{l} \text{側壁で、} \quad \sigma_{\theta=0^\circ} = -3p + q = -p(3-\lambda) \\ \text{天端で、} \quad \sigma_{\theta=90^\circ} = p + 3q = p(1+3\lambda) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

となり、天端応力 $\sigma_{\theta=90^\circ}$ は $\lambda < 1/3$ では引張り、 $\lambda = 1/3$ で 0、 $\lambda > 1/3$ では圧縮となり、また、 $\lambda = 1$ なる場合にはトンネル全周に一樣な圧縮応力 $-2p$ が生じることがわかる。

さらに、水平および鉛直方向の地山初期応力の比すなわち側圧係数 $\lambda = q/p$ と、側壁部および天端の接線方向応力の比 $S = \sigma_{\theta=0^\circ} / \sigma_{\theta=90^\circ}$ との関係を求めれば、

$$S = \frac{\sigma_{\theta=0^\circ}}{\sigma_{\theta=90^\circ}} = \frac{-p(3-\lambda)}{p(1+3\lambda)} = -\frac{3-\lambda}{1+3\lambda} \dots\dots\dots (3)$$

であり、これを表-1 および図-3 に示す。

表-1. 側圧係数 λ と側壁応力/天端応力 S との関係 (円形トンネル)

	$\lambda = q/p$	0	0.1	0.2	0.3	0.333	0.4	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0
$b/a=1$	$S = \frac{\sigma_{\theta=0^\circ}}{\sigma_{\theta=90^\circ}}$	-3	-4.14	-7	-27	$-\infty$	+13	+5	+2.09	+1	+0.428	+0.2

岩石は圧縮強度に比して引張強度が著しく小さく、一般に $1/10 \sim 1/15$ 程度でいわゆる脆性破壊を生じる材料で、Mohr の破壊説が適合するといわれる。

そこで、いま $S = -(15 \sim 10)$ と考えて図-3 を見れば、

- ① $0 \leq \lambda \leq 0.24$ なる場合には、天端における引張り破壊が側壁部の圧縮破壊に先出つて起る可能性があり、
- ② $0.24 \leq \lambda \leq 0.27$ なる場合には、天端か側壁のいずれかに破壊が生じ得て、
- ③ $0.27 \leq \lambda \leq 1.0$ なる場合には、側壁における圧縮破壊が先行することが予測される。

また、普通の岩石のポアソン数 m は $5 \sim 7$ であり、 $\lambda = 1/m-1$ となるものと仮定すれば、岩石トンネルでは、 $0.17 \leq \lambda \leq 0.25$ となり、ほとんどすべての円形岩石トンネルにおいて、天端の tension crack が側壁部の compression failure に先行して発生するはずとなる。しかし、現実の経験はこの逆である。

その理由に関する平松、岡の研究²⁾によれば、実在の岩盤は完全な弾性を有していなく、とくに破壊直前にはこの傾向が著しく、引張破壊は弾性論によつて計算される最大引張応力の値に 0.5

を乗じた値が岩盤の引張強度に達したときに生じ、圧縮破壊は弾性論によって計算される最大圧縮応力の値に 0.95 を生じた値が岩盤の圧縮強度に達したときに生じるとしてよいことを、実験によって証明している。

この平松・岡の説を適用すれば、岩石の圧縮引張強度の比を $S' = -(7.9 \sim 5.3)$ と考えればよいことになり、図-3における円形トンネル周辺地山に引張破壊が先行しえない λ の範囲は左方にずれ、① $0 \leq \lambda \leq 0.16$ では引張破壊が先行し、② $0.16 \leq \lambda \leq 0.21$ では引張ないし圧縮破壊が生じて、③ $0.21 \leq \lambda \leq 1.0$ では圧縮破壊が先行することとなる。また、フランスのトンネルでの測定結果³⁾からは、実際の岩盤における側圧係数 λ の値は 0.3~0.5 程度であることが報告されておりさらに地震波から得られた値では λ は 0.08~0.52 の間に分布し、その平均は 0.32 となっており、円形トンネルでは天端における tension crack が起る可能性はさらに減少する。

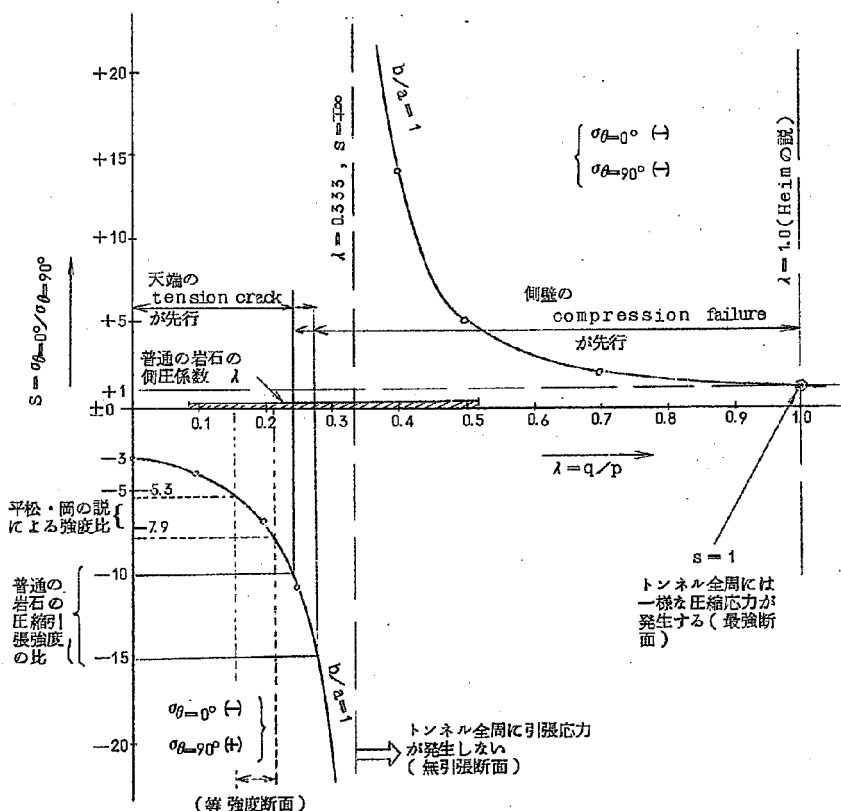


図-3 円形トンネルにおける側圧係数と側壁応力/天端応力との関係

つぎに、掘削断面が長円形のトンネルの場合についてみる。同じく完全弾性体中に水平長円形トンネルを掘削し、その長円の水平直径を $2a$ 、鉛直直径を $2b$ として、トンネル周辺の接線方向応力を σ_t とすれば (図-4)、

$$\sigma_t = -(p+q) + \frac{2(ap-bq)(a\sin^2\theta - b\cos^2\theta)}{a^2\sin^2\theta + b^2\cos^2\theta} \quad (4)$$

となり、側壁応力 $\sigma_{t\theta=0^\circ}$ および天端応力 $\sigma_{t\theta=90^\circ}$ は、それぞれ、
側壁で、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{t\theta=0^\circ} &= -p\left(1+2\frac{a}{b}\right) + q = -p\left\{\left(1+2\frac{a}{b}\right) - \lambda\right\} \\ \text{天端で、} \\ \sigma_{t\theta=90^\circ} &= p - q\left(1+2\frac{b}{a}\right) = p\left\{1 - \left(1+2\frac{b}{a}\right)\lambda\right\} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

で表わされ、 $b/a = p/q = 1/\lambda$ ならば周辺応力は一様な圧縮となり、次の(6)の場合には天端応力が0ないし圧縮となる。⁴⁾ すなわち、

$$\sigma_{t\theta=90^\circ} \leq 0 \quad \text{なるためには、} \quad \frac{b}{a} \geq \frac{p-q}{2q} = \frac{1-\lambda}{2\lambda} \quad (6)$$

であればよい。長円形トンネルの場合における、側圧係数 $\lambda = q/p$ と、側壁部および天端の接線方向応力の比 $S = \sigma_{t\theta=0^\circ} / \sigma_{t\theta=90^\circ}$ との関係を、 $b/a = 1.5, 1.25, 1.0, 0.75, 0.5$ の場合について求めれば、表-2となり、これを図示したのが図-5である。

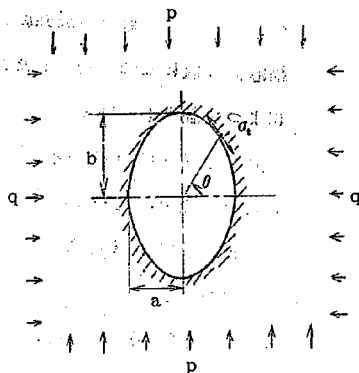


図-4. 水平長円形トンネル周辺の接線方向
応力

表-2. 側圧係数 λ と側壁応力/天端応力 S との関係(長円形トンネル)

b/a	λ S	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5		1.0	1.5	2.0
1.5	$\frac{2.33-\lambda}{1-4\lambda}$	-2.33	-3.72	-1.07	+10.2 ($\lambda=0.25$) $\mp\infty$	+3.22	+1.83	($\lambda=0.667$) +1.0	+0.444	+0.163	+0.05
1.25	$\frac{2.6-\lambda}{1-3.5\lambda}$	-2.6	-3.85	-8	+4.6 (0.286) $\mp\infty$	+5.5	+2.8	(0.8) +1.0	+0.6	+0.21	+0.1
1.0	$\frac{3-\lambda}{1-3\lambda}$	-3	-4.14	-7	-2.7 (0.333) $\mp\infty$	+1.3	+5	(0.7) +2.09	+1.0	+0.428	+0.2
0.75	$\frac{3.67-\lambda}{1-2.5\lambda}$	-3.67	-4.76	-6.94	-1.25 $\mp\infty$	+1.27	(0.7) +4.19	+1.78 (1.33) +1.0	+0.79	+0.418	+0.2
0.5	$\frac{5-\lambda}{1-2\lambda}$	-5	-6.13	-8	-11.8	-2.3	$\mp\infty$	(0.6) +2.2 (0.8) +7	+4	+1.75	+1.0

いま、図-5において岩石の圧縮引張破壊比 S が平松・岡の説の上限値約8であるとし、 b/a が1.5, 1.25, 1.0, 0.75, 0.5なる長円形トンネル掘削面の自立性について検討してみる。

a) 最強断面 $S=1$

b/a	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
$\lambda=q/p$	0.667	0.8	1.0	1.33	2.0
$ \sigma_t _{\max, \theta=\text{any, 常にcompression}}$ tension ナン	-1.7p	-1.8p	-2p	-2.3p	-3p

$S=1$ すなわち、トンネル全周壁に等しい大きさの圧縮応力が発生するような断面は、地山の λ の値に対して1つづつ存在する。これは弾性地山での最強の断面形とはいえるが、複線以上の道路トンネルのように比較的使用空間の巾広なものでは普通の岩石の場合、実用性に乏しい。 σ_t が地山の圧縮強度以下であれば、自立性は完全である。

b) 無引張断面 $S=\pm\infty$

b/a	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
$\lambda=q/p$	0.25	0.29	0.33	0.4	0.5
$ \sigma_t _{\max, \theta=90^\circ \text{ tension } \theta=0^\circ \text{ compression}}$	0 -2.09	0 -2.3p	0 -2.7p	0 -3.3p	0 -4.5p

$S=\pm\infty$ すなわち、天端の応力が0となり、トンネル周壁のどこにも引張応力が生じない最小の λ を与える。この λ の場合に対応する b/a 断面では、仮に岩に割れ目があつたとしてもそれ

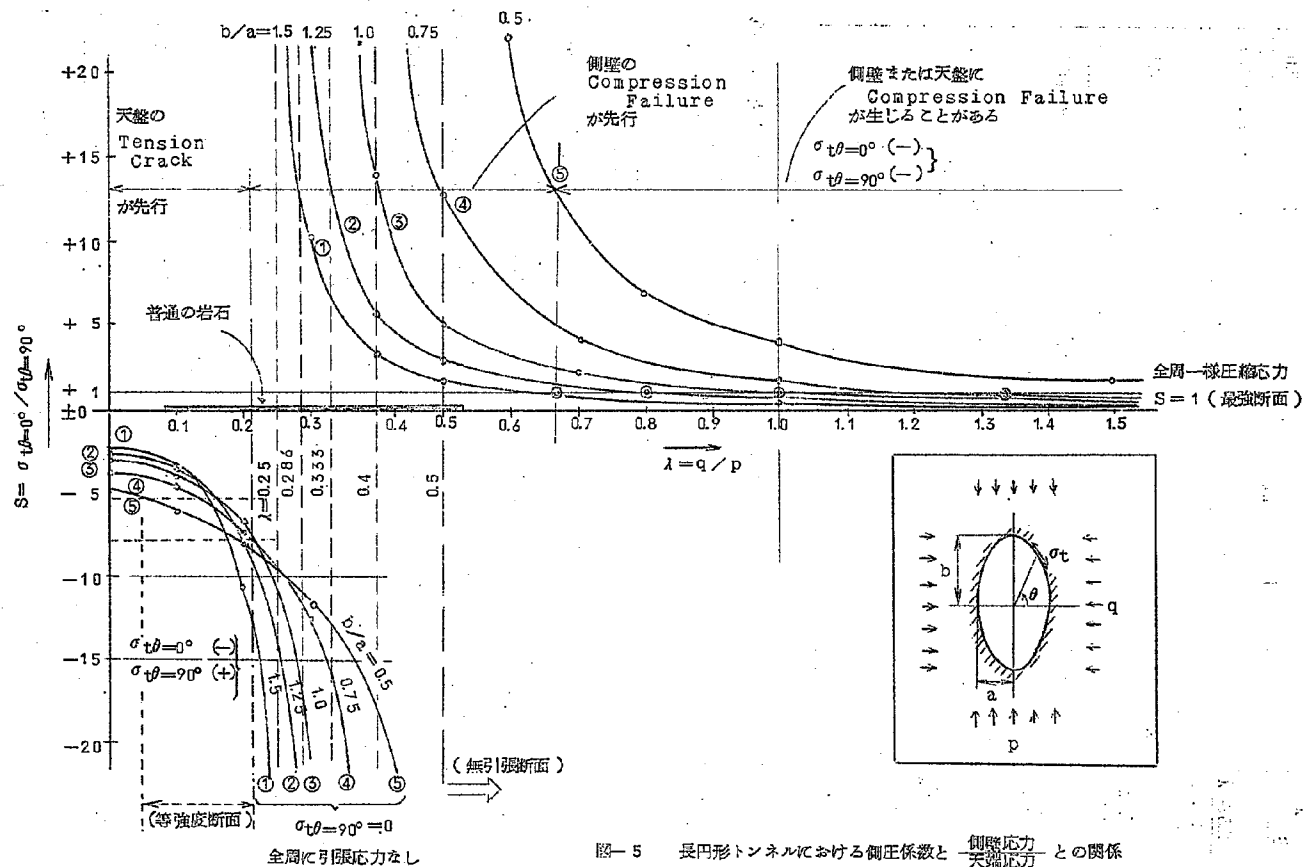


図-5 長円形トンネルにおける側圧係数と側壁応力・天盤応力との関係

が開くことがない。完全な岩では引張強度を利用することも考えられるが、一般に堅岩トンネルでも大中小の塊状を呈することをみれば、この無引張断面が実用的であろう。側壁の圧縮応力が圧縮強度を越さなければ、地山は自立性を有する。

c) 等強度断面 $S=-8$

b/a	1.5	1.25	1.0	0.75	0.5
$\lambda = q/p$	0.18	0.20	0.22	0.21	0.19
$\theta=90^\circ$, tension $\sigma_{t \max} \theta=0^\circ$, compression	+0.25p -2.0 p	+0.3p -2.4p	+0.34p -2.8p	+0.45p -3.5 p	+0.62p -4.8 p

$S=-8$ すなわち、トンネル周壁上に生じる圧縮引張応力比が岩の圧縮引張強度比に対応する断面と λ を与えるもので、地山の引張強度を利用した比較的経済的断面といえよう。p が大きくなつて周辺応力が増せば、ほぼ同時に引張圧縮破壊が生じる不安定な断面である。しかし、岩の強度に比し応力が小さく、割れ目などがなくて引張強度を期待できるならば、断面の縦長や平坦さにはあまり関係なく自立性を有することは興味がある。完全な岩盤トンネル以外では不安定な断面といえる。

以上の結果を要約すると、 $b/a=1.5 \sim 0.5$ のトンネルでは、

- ① $\lambda=0 \sim 0.2$ では、異常に縦長のトンネル以外は一般に不安定である。
- ② $\lambda=0.3$ 程度では $b/a=1.25 \sim 1.0$ が適し、
- ③ $\lambda=0.4$ 程度では $b/a=0.75$ が適し、
- ④ $\lambda=0.5$ 程度では $b/a=0.5$ が適す。
- ⑤ 一般に側壁に生じる最大応力は、S にはほとんど関係せず、 b/a によつて定まり、 $b/a=1.0$ を基準にとれば、およそ、 $b/a=1.5$ で 0.7 倍、1.25 で 0.9 倍、0.75 で 1.2 倍、0.5 で 1.7 倍となる。

また、上部に円弧をもった長方形断面についてみると、解析が難しくなるが、近似的解として Eras のものがある。彼の結果の一例を図-6 に示す。彼によると q/p が 0 に近い限り、下方を長方形にしても、ほぼ長方形と傾向は大差のないことが分るが、隅角部には大きな応力集中が生じる。

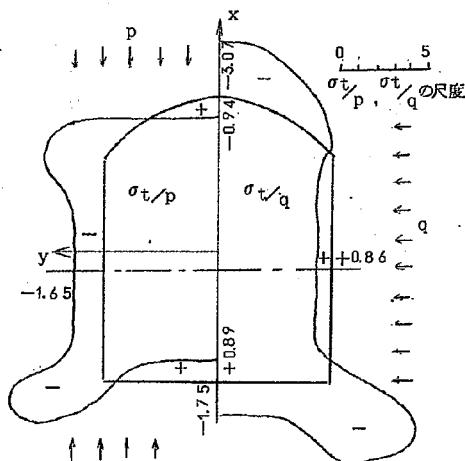


図-6 上部に円弧をもった長方形断面周辺の接線方向応力

一般に最も多く採用される掘削断面形は、上部に半円形アーチをもつ長方形断面である。これに関する川本の光弾性実験結果⁵⁾から、天端に引張応力を生じないような側圧係数 λ と掘削高さ H と掘削巾 B の比 H/B の関係として図-7が得られている。これは長円形におけるものと大きな差がない。底面隅角部には相当大きな応力集中が生じるが、岩盤の局部的塑性流動によつて減じるのでその影響は無視できようし、施工に当つて隅角部に小さな丸味を附すことでも避けうる。

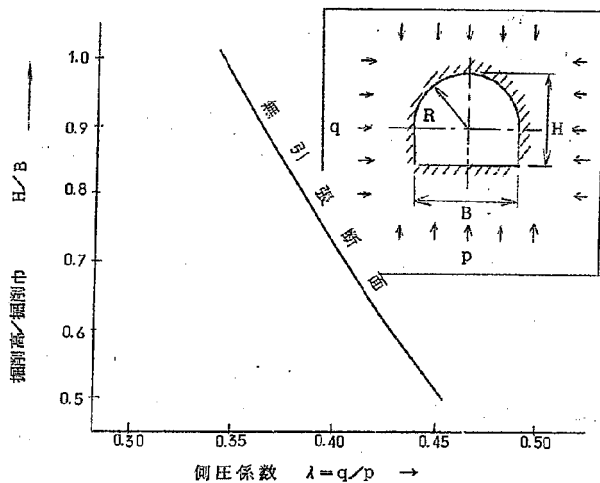


図-7 上部に半円形アーチをもつ長方形断面が無引張断面となる

λ と H/B の関係

以上では、側壁応力と天端応力の比について考えたのであるが、つぎにこれらの応力の値についてみると、代表的断面11種に関する理論的研究および光弾性実験から平松・岡⁶⁾は表-3を与えている。また、Duvall⁷⁾は長方形、馬蹄形および隅角部に丸味を付した長方形断面の3種における側壁部に生じる最大圧縮応力の値と掘削高/掘削巾との関係を理論および実験から求め図-8、9、10のように与えている。

表 - 3

初期応力状態 断面の形	$\lambda = 0$		$\lambda = 0.25$	
	鉛直方向 p , 水平方向 0		鉛直方向 p , 水平方向 $0.25 p$	
	最大引張応力 ($x p$)	最大圧縮応力 ($x p$)	最大引張応力 ($x p$)	最大圧縮応力 ($x p$)
	+ 1.3	- 2.8	+ 0.68	- 3.6
	+ 1.0	- 3.0	+ 0.25	- 2.8
	+ 1.1	- 4.6	+ 0.57	- 5.6
	+ 1.1	- 4.0	+ 0.67	- 4.1
	+ 1.2	- 4.4	+ 0.64	- 4.6
	+ 1.2	- 5.3	+ 0.80	- 5.7
	+ 1.2	- 5.4	+ 0.91	- 5.6
	+ 1.2	- 4.6	+ 0.70	- 4.8
	+ 1.2	- 3.7	+ 0.68	- 4.0
	+ 1.1	- 3.4	+ 0.23	- 3.9
	+ 1.0	- 2.7	引張応力は発生しない	- 2.9

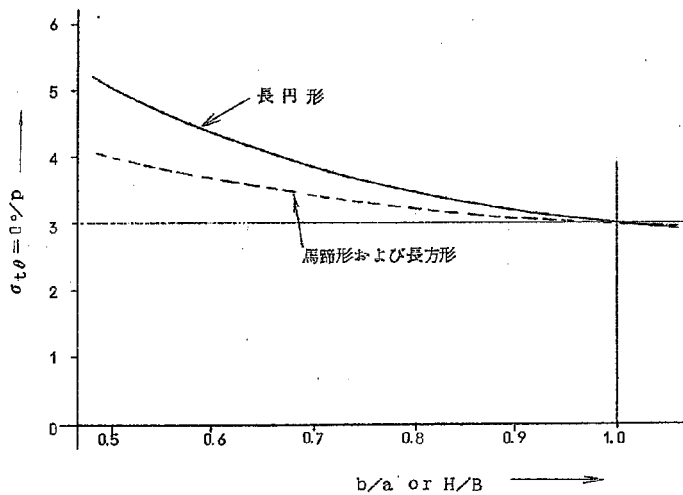


図-8 側壁部の応力集中度 ($\lambda=0$ の場合)

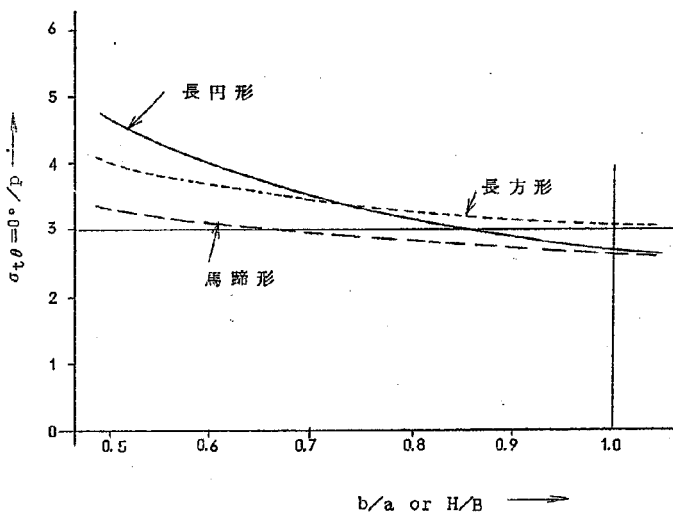


図-9 側壁部の応力集中度 ($\lambda=0.333$ の場合)

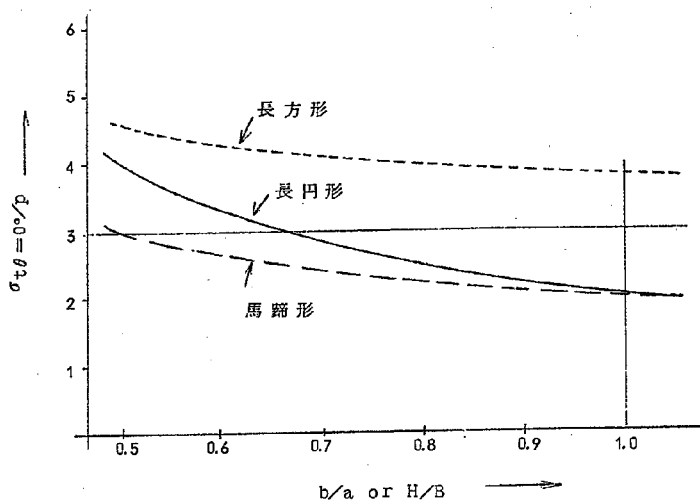


図-10 側壁部の応力集中度 ($\lambda=1.0$ の場合)

したがって、弾性地山では、 λ の値に応じて適当な b/a または H/B の断面が求まるわけであるが、通常の地山における λ の値が $0.3 \sim 0.5$ であるものとすれば、 b/a or H/B の値として $1.0 \sim 0.7.5$ にとれば低圧問題がないといえることができる。

いままでは地山の初期主応力が鉛直および水平方向の場合について調べてきたが、主応力の方向が傾斜する場合に関する平松・岡の実験⁶⁾によると、最大応力の大きさとそれが現われる点の位置が変わり、アーチ型トンネルでは初期主応力方向が約 45° 傾斜した場合が最も大きな応力を生じることを見示している。円形断面では勿論主応力の方向には無関係である。また、地山の弾性係数が方向によつて異なる場合も同様のことがいえるわけで、川本⁸⁾は直交異方性弾性地山の中に円形トンネルを掘った場合について研究し、弾性係数の異方性が大きいほど、弾性係数の小さい方向におけるトンネル周辺応力の集中度が高くなることを明らかにしている。

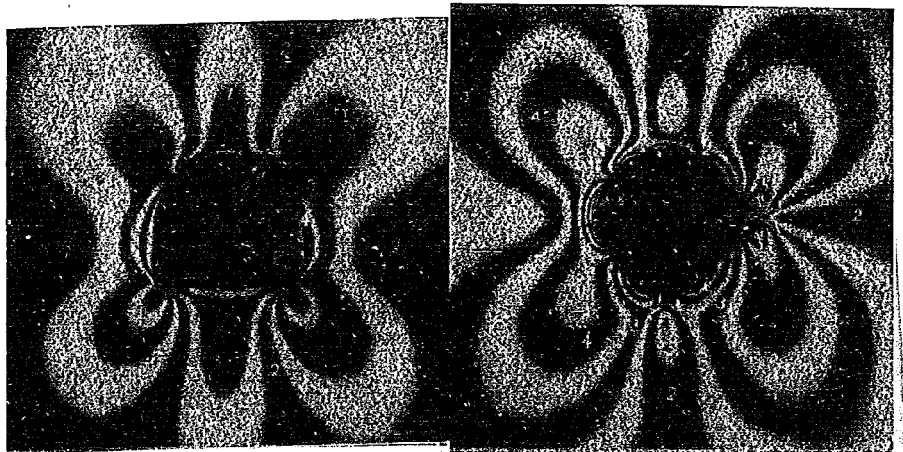


図-11. 初期主応力の方向が鉛直の場合と45°傾斜した場合の等色線写真(加圧方向は上下方向)

(2) 塑性地山

地山が塑性流動を起す場合に、滑り面の直応力 σ とせん断応力 τ がCoulombの式で表わされると考えてMohrの円を画けば、図-12となる。こゝで σ_1 、 σ_2 は最大最小主応力、 ϕ 、 τ_0 は土の内部摩擦角および粘着力とする。

地山中に円形トンネルを掘り、図-2のような応力成分について、地山の流動条件がMohrの降伏条件にしたがうものと仮定すると図-12

から、地山の流動条件は、

$$\begin{aligned} \sin \phi &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_0} \\ &= \frac{\sqrt{(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + 4\tau_{r\theta}^2}}{\sigma_r - \sigma_\theta + 2\sigma_0} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

となる。(7)に(1)を代入して、トンネル周辺に生じる弾塑性領域の境界における $r/a = \alpha$ と θ との関係を求めると、(8)式をうる⁹⁾

$$\text{こゝで } \lambda = q/p,$$

$$\omega = \alpha^2 \sin^2 \phi + 2 - 3\alpha^2,$$

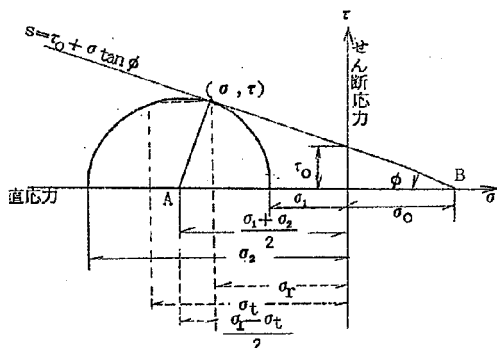


図-12. モールの円とクーロンのせん断強度式

$$\cos^2 2\theta - \frac{2}{\omega} \left\{ \frac{1+\lambda}{4(1-\lambda)} (1-2\alpha^2+3\alpha^4) - \frac{(1+\lambda-\frac{2\sigma_0}{p})\sin^2\phi}{2(1-\lambda)} \right\} \cos^2 \theta$$

$$- \frac{1}{\omega} \left\{ \frac{(1+\lambda)\alpha^2}{4(1-\lambda)^2} - \frac{(1+2\alpha^2-3\alpha^4)^2}{4\alpha^2} + \frac{(1+\lambda-\frac{2\sigma_0}{p})\sin^2\phi}{4\alpha^2(1-\lambda)^2} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

この式を用いると、側圧係数 λ と弾塑性境界との関係が図-13のように得られる。

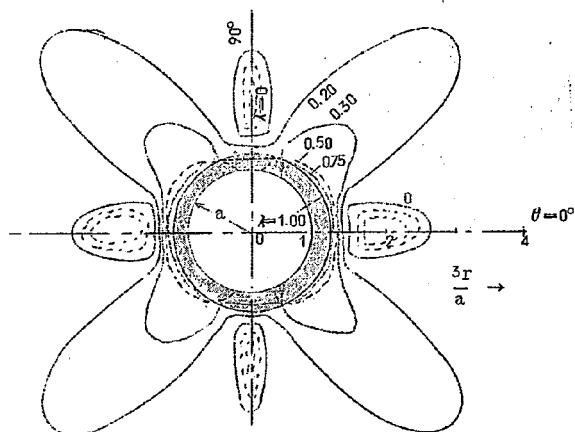


図-13 側圧係数 $\lambda=q/p$ と塑性領域の関係
($p=150\text{kg/cm}^2$, $\phi=30^\circ$, $\tau_0=25\text{kg/cm}^2$)

また、Mohr の条件の代りに、von Mises の降伏条件を用いれば、地山の粘着力 τ_0 と鉛直圧 p との比および側圧係数 λ で弾塑性境界は次のようになる。)

$$\cos^2 2\theta - 2 \cos 2\theta \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \frac{1-2\alpha^2+3\alpha^4}{4(2-3\alpha^2)} - \left(\frac{1+\lambda}{1-\lambda} \right)^2 \frac{\alpha^2}{4(2-3\alpha^2)}$$

$$- \frac{(1+2\alpha^2-3\alpha^4)^2}{4\alpha^2(2-3\alpha^2)} + \frac{(\tau_0/p)^2}{(1-\lambda)^2 4\alpha^2(2-3\alpha^2)} = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

この式から、 $\lambda=0, 0.5, 1.0$ の場合における τ_0/p と弾塑性境界との関係が図-14 のように示される。

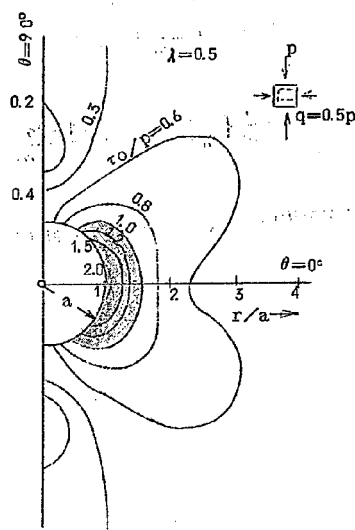
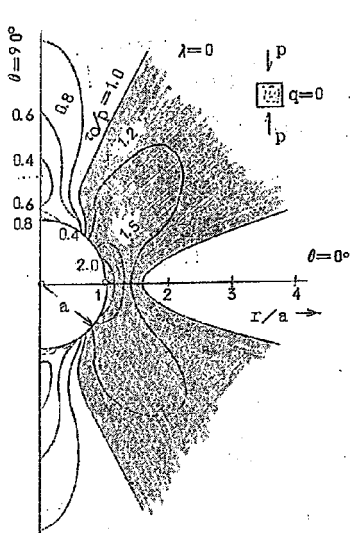


図-13, 14 から、弾塑性境界について、次のことが分る。

- ① $\lambda=1.0$ では塑性領域の形は円形でトンネルをとり囲む、 $\tau_0=2p$ なら塑性域は無く、 $\tau_0=p$ で $r=2a$ 、以下 τ_0 が小となれば塑性域が広がる。
- ② $\lambda=0.75$ では、上下盤で少し凹んだ長円形となる。
- ③ $\lambda=0.5$ では側壁部に耳型の塑性域が生じる。
- ④ $\lambda=0.2$ では十字型となり、
- ⑤ $\lambda=0$ では、トンネル鉛直水平軸上に卵型の弾性域が残るだけとなる。

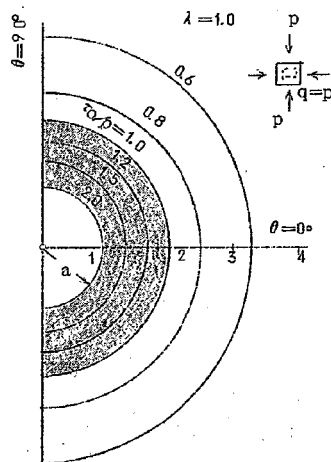


図-14 τ_0/p と塑性領域との関係

したがって、軟弱地山中にトンネルを掘つた場合に p に比し τ_0 が小さければ、図-15のように円弧 AB と実線 ACB に囲まれた領域が塑性流動を起しトンネル空間に押し出してくることになる。

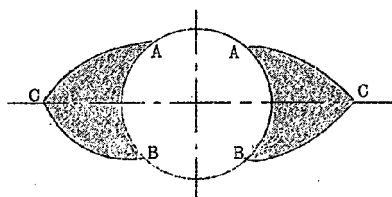


図-15 塑性流動を起す領域

Rabcewicz¹⁰⁾ はイランのトンネルにおける観察から、押し出しの過程を推測し、図-16(I)の

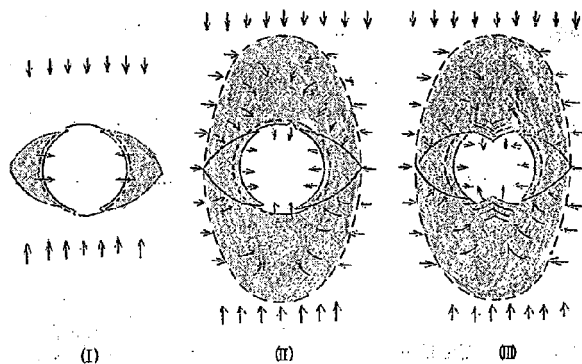


図-16 押し出しの過程

ようにまず側壁部が押し出されあたかも巾広の長円形トンネルを掘つたようになり、ついで(II)のように上下盤の地山がゆるんで上下方向の押し出しが起り、最後に(III)のように上下盤が側圧によつて挫屈してトンネル空間にたれ込んだり盤膨れを起すと考えた。もし支保工覆工を施さなければこの過程が繰返されることもあり、比較的早期にトンネル全周を押えることが必要であるとしている。

以上のことから、塑性地山中にトンネルを掘る場合には、トンネル近傍の地山中に生じるせん断応力が地山のせん断強度以下になるような断面形が存在すればよいが、それが実用的でないものとなれば、一般に、円形ないしそれに近いやや巾広の断面として、比較的早期に掘削面全周の防護を行なうのが塑性流動に抵抗するのに適しているのではないかと考えられる。

2. 覆工に加わる荷重と覆工断面形

(1) 覆工に加わる荷重

いま、トンネル断面が円形で、側圧係数 λ が1なる場合について考えてみる。そこで、図-2に示す応力成分 σ_r 、 σ_θ および $\tau_{r\theta}$ は θ に無関係で、しかも $\tau_{r\theta}=0$ である。このため σ_r および σ_θ は主応力となる。したがって、この場合の降伏条件は(7)式と同様にして、

$$\sigma_\theta = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \sigma_r - \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} \sigma_0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$\sigma_0 = -\tau_0 \cot\phi,$$

トンネルを掘ると、トンネル周壁面は反力を失うので、壁面の σ_r すなわち $\sigma_{ra}=0$ となる。一方、 σ_θ についてみると、壁面では $\sigma_{\theta a}=-2p$ であるから、 $p \leq \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} \tau_0$ なる間は弾性地山であつて、覆工には何らの荷重は加わらない。

$p \geq \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} \tau_0$ となれば、(10)から塑性流動を生じる。この現象は地山の深部に波及してトンネル中心軸からある半径の範囲内に流動が生じ、地山がトンネル内に押し出してくる。

このようなトンネルに覆工を施すと、この押し出しは制限されるが、覆工に荷重が加わることになる。いま、この塑性流動領域の半径を ρ とすると、 $a \leq r < \rho$ では塑性体、 $r \geq \rho$ では弾性体の応力状態に近いと考えられる。塑性域の応力 σ_{r1} 、 $\sigma_{\theta1}$ は釣合方程式から

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r1} &= (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}} + \sigma_0, \\ \sigma_{\theta1} &= \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} (\sigma_{ra} - \sigma_0) \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi}} + \sigma_0, \end{aligned} \right\} \quad r \leq \rho \quad \dots\dots\dots (11)$$

となる。ここに、 σ_{ra} は覆工に作用する土圧で、索掘の間は $\sigma_{ra}=0$ である。また、弾性域の応力 σ_{r2} 、 $\sigma_{\theta2}$ は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r2} &= p - \sin\phi (p - \sigma_0) \left(\frac{\rho}{r} \right)^2, \\ \sigma_{\theta2} &= p + \sin\phi (p - \sigma_0) \left(\frac{\rho}{r} \right)^2, \end{aligned} \right\} \quad r \geq \rho \quad \dots\dots\dots (12)$$

弾塑性境界 ρ は、

$$\rho = a \left\{ \frac{(p - \sigma_0)(1 - \sin\phi)}{\sigma_{ra} - \sigma_0} \right\}^{\frac{1-\sin\phi}{2\sin\phi}} \quad \dots\dots\dots (13)$$

即ち、地山の性質が同じで、覆工背面の反力（土圧）も一定ならば、 ρ はトンネル断面の大きさ a に比例することが分る。 a や σ_{ra} が同じなら、 ϕ が大きい程 ρ は小さいことになる。

平松・岡・吉武¹¹⁾は、塑性地山中に円形トンネルを掘り支保工覆工を施したとき $a < r < \rho$ の領域に流動が生じるが、覆工に σ_{ra} なる土圧が作用すると一応流動が止る。しかし、その後、地山に水が浸透したり、破壊が進行したりして、 ϕ の低下をきたし、それに応じて地山中の応力状態が不安定となり再び流動を起す。そのため覆工に作用する土圧は時間とともに増加すると考えている。この考えからは、 ϕ の低下が大きいほど、 σ_{ra} の増加量が大きい。したがって ϕ を低下させない処置が必要で、やむをえず ϕ が低下し支保工に重圧が作用するときには、なるべく ϕ が低下してから覆工を施した方が最終の土圧は小さくなる。また可縮性の強い支保工を用いれば、土圧は小さくてすむと述べている。

以上は、地山をトンネルボーリングマシンで掘つたような場合を論じてきたのであるが、現実に行われている爆破による掘削法では周辺地山をゆるめることは避けられない。このゆるみ荷重は一般に天端で大きく、側壁では小さく、下盤にはかゝらないといわれているが、実際には支持さるべき上盤が崩落して側壁うらに充填されるため天端が空き側壁が主となることがある。ゆるみは層理、われ目に大きく左右され堅岩でも小さいとはいえない場合があり、走向がトンネル軸に平行で、傾斜が 45° 程度の層があるときは大きいといわれる。

したがってトンネル覆工に作用する荷重は、天端・側壁・アーチ $1/4$ 点などのいづれの点で大きくどこで小さいといひ難く、結局裏込めを十分行なうことによつて覆工の強度を有効に発揮しなければならないといえよう。

(2) 覆工断面形

トンネル構造物の構造計算を行うには、まず荷重を仮定してそれによる構造物の変形を計算し、それによつて生じる地山反力を地山の弾塑性係数から求め、荷重と地山反力を新たな荷重として計算しなければならない。このように不確定要素が複雑に組合されるので、ここでは、覆工の一般的形状を比較するため、前述の長円形掘削断面に関する図-5を用いて調べることとする。いま、覆工軸線の形を半長円形に近似させた固定アーチと考えれば、鉛直方向荷重強度 p' 、水平方向荷重強度 q' なるそれぞれ等分布載荷時の覆工応力の概況が得られる。すなわち、水平鉛直荷重強度比 $\lambda' = q'/p'$ に対して、コンクリートの圧縮引張強度比を -15 とすれば、 $\lambda' = 0.22$ には $b/a' = 1.5, 0.25$ に $1.25, 0.33$ に $1.0, 0.4$ に $0.75, 0.5$ に 0.5 ならば、天端の引張破壊が先行することはない、 $\lambda' = 0.66$ には $b/a' = 1.5, 0.8$ には $1.25, 1.0$ には 1.0 なるときアーチの圧力線と軸線が一致し、アーチには曲げモーメントが生じないことになる。

覆工背面に加わる水平鉛直荷重強度比 λ' は一般に1より小さいと考えられているが、これは裏

込めをも含めた覆工の剛性によつて変動するものであるし、また荷重が最も大きい箇所は一定でなく変動するのである。

以上のような理由から、覆工形状としてアーチ部はほとんどの荷重状態に対応しうる半円形とし、これに側壁を付すのが、施工の簡明さの点からもまた利用空間の面からも適当であろう。側壁の形は内側に凹とするのが、側圧に対して有利である。

わが国において現在一般に行われている覆工は比較的剛性の大きなものであると推定されるが、ある程度の地山反力を期待して水平鉛直荷重強度比 λ' の標準を0.4とみなし、内空断面の高さと巾の比 H/B' の値として約0.75を採用してよいと考える。

(3) 覆工に加わる荷重の測定結果

トンネルに作用する岩石荷重は、地質条件と施工法によつて異なり、また、時間的に変化する。したがつて、理論的研究のみによつては明らかにすることは困難で、最近、各種の測定法による現場測定が盛んに行われるようになってきた。こゝには、わが国の道路トンネルにおける例を2つと、フランスにおける例を5つ記すこととする。

a 和南津および水越トンネルの例⁽²⁾

覆工と支保工の荷重支持機構を調査する目的で行なつたもので、測定方法は、一断面あたり約50本のカールソン型ひずみ計(長さ10cm)を埋設するもので、H型鋼支保工には切端と反対側のフランジの内面に取付金具にて固定し、測定の基準点が無応力状態となるようにした。覆工に埋設するひずみ計もコンクリート打設直前が基準点となるようにした。両側壁にスイッチボックスを設け、ひずみ計のコード端末を処理し、長期測定に便ならしめている。

① 和南津(わなつ)トンネル

このトンネルは、建設省北陸地方建設局の施工になるもので、ひずみ計102本を2断面に埋設し、38年9月より39年3月まで毎日、それ以降毎月2回の測定を実施中である。トンネル工事の概要および測定地点の地質は次のようである。計器の配置は図-17に示すとおりである。

所在地	新潟県南魚沼郡川口町
路線名	一般国道17号線
工事期間	昭和37年12月~40年3月
設計諸元	

延長	275m
----	------

車道巾員	8.0m
------	------

覆工厚	0.55m
-----	-------

支保工	H-150×150×7×10
-----	----------------

支保工間隔	0.9 m
掘削断面積	56.5 m ²
施 行 法	底設導坑先進上部半断面掘削、掛板、逆巻
地 質	第3紀上部鮮新世の魚沼層群に属す固結度の低い灰色砂岩の厚層からなり、 施工中の湧水はごく小量であつた。
測 定 地 点	ほぼトンネルの中央部、東京方坑口より174.2 mおよび175.1 mの2断面 被り約40 m

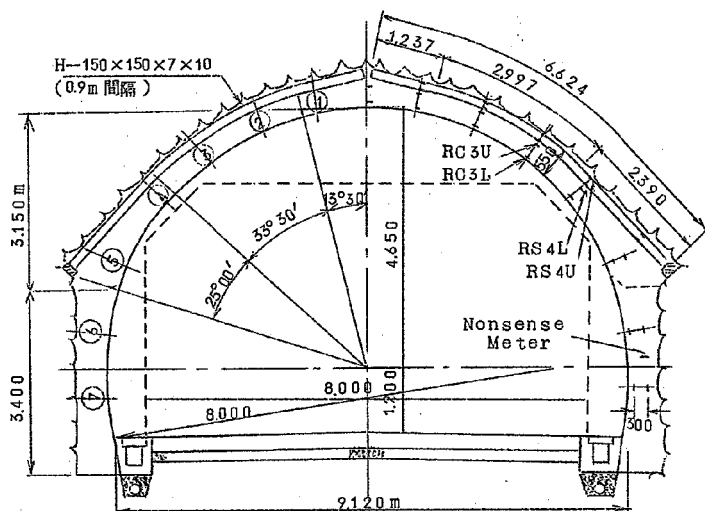
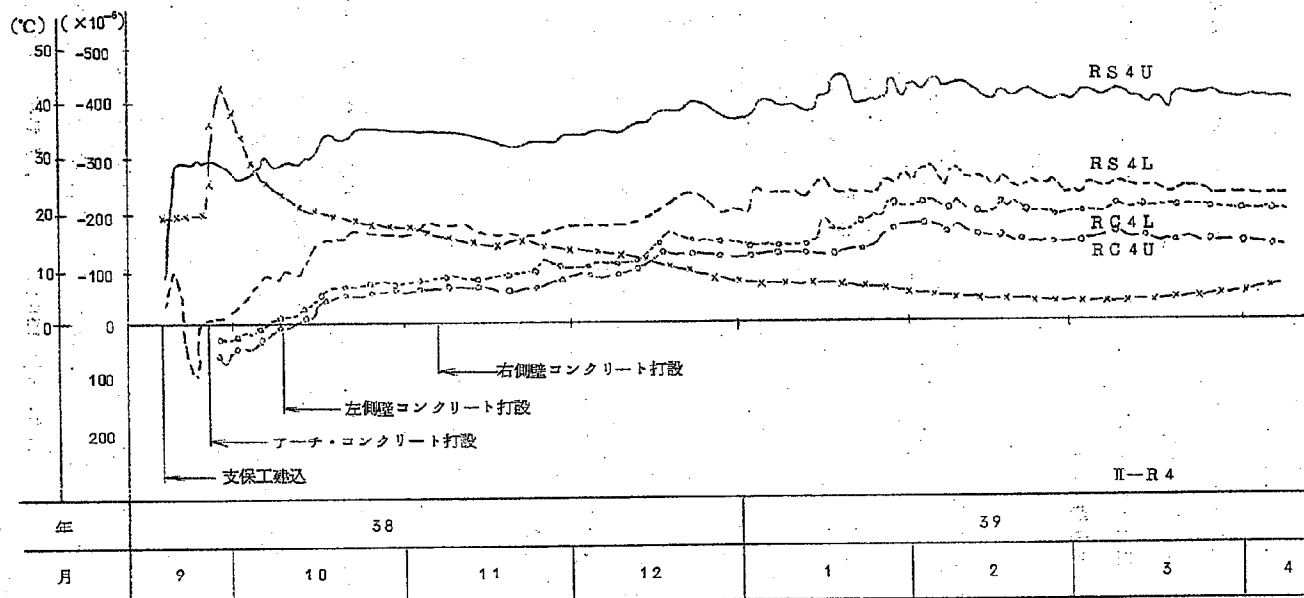


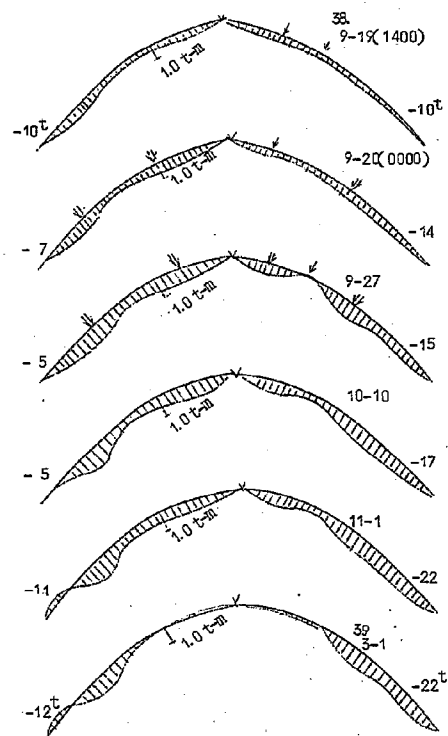
図-17 和南津トンネルひずみ計配置図

測定および解析の結果を図-18, 19, 20 に示す。図-18はひずみの時間的変化を例示したもので、図-19は支保工の曲げモーメントおよび脚部の軸力の時間的変化を示す。ひずみの値は温度補正を行なつたもので、鋼支保工については荷重によるひずみと考えられる。コンクリートについては硬化熱によつて上昇した温度の降下が減衰する打設約2～3週間後を零点にとり、側壁に埋設した無応力計の読みを参考にして補正する必要がある。このようにして鋼支保工とアーチコンクリートの支持荷重を推定した結果が図-20である。全荷重のうち、自重は鋼支保が0.4 t/m、アーチコンクリートが15 t/m程度で、バックリング荷重は12 t/mと推定された。荷重変化のほぼ落ち着いた39年3月における全荷重約150 t/mのうち、左側起拱部の鉛直反力は約60 t/m、右側起拱部では約90 t/mであり、左側壁にはほとんど荷重が作用してゐなく、右側壁

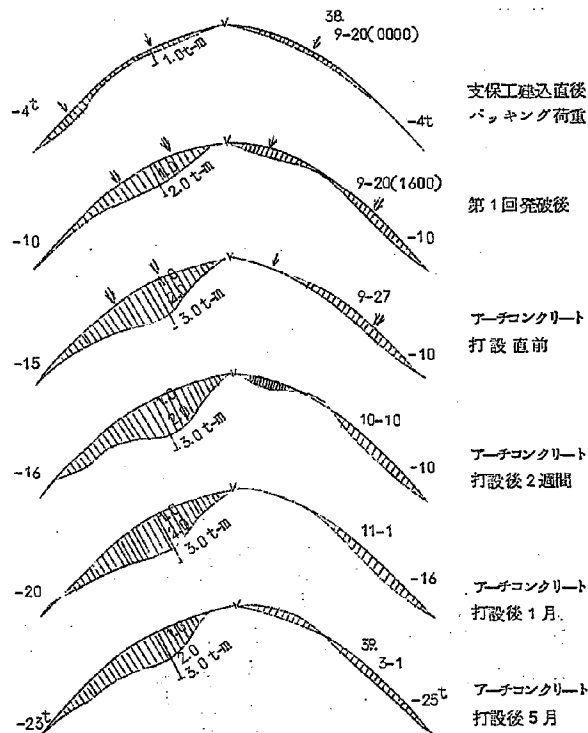


図一八. 和南津トンネルにおけるひずみの時間的変化の例

断面 I



断面 II



支保工建入直後
パッキング荷重

第1回発破後

アーチコンクリート
打設直前

アーチコンクリート
打設後2週間

アーチコンクリート
打設後1月

アーチコンクリート
打設後5月

図-19 和南津トンネルにおける支保工のモーメントと軸力

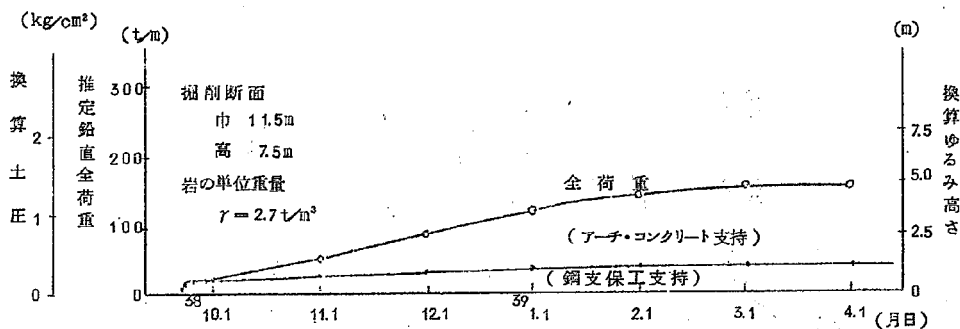


図-4. 和南津トンネルにおける推定荷重

には約 30 t/m の荷が加わっている。このことから、和南津トンネルではアーチのふんばりが相当きいていることが分つた。このトンネルでは右側が川手である。覆工の応力分布から推測すると、水平鉛直荷重強度比 λ' は大約 0.3 程度と考えられる。こゝで使用した H-150 程度の支保工は図-19 にみるように僅かの荷重で大きな変形を生じ、支保工の曲げモーメントから λ' を推測することは不適であつた。

② 水越(みずこし)トンネル

このトンネルは、近畿地方建設局の施工になるもので、ひずみ計 53 本を一断面に埋設し、39 年 4 月より 12 月まで原則として毎日測定を実施した。このトンネル工事は、当初の地質判断に大きな狂いを生じ、全線にわたり徹しゆう曲をうけた破碎岩に遭遇して困難をきわめた。すなわち、上部半断面の巻立てをようやく終えて下部の掘削にかかったところ、アーチの沈下がり拱頂部にキレツおよび剥離が数多く生じたのであるが、トンネル 1 m 当り平均 5.7 m^3 に達する裏込め注入によりなんとか完成することができた。測定地点付近は比較的地質の良好なところであつたが、その諸元は次のようである。計器の配置は図-21 に示すとおりである。

所在地 和歌山県有田郡広川町

日高郡由良町

路線名 一般国道 42 号線

工事期間 昭和 38 年 3 月～39 年 11 月

設計諸元

延長 551.2 m

車道巾員 7.5 m

覆工厚 0.8 m

支保工 H-200×200×8×12

支保工間隔 0.9 m

掘削断面積 78.2 m^2

施 工 法 底設導坑先進上部半断面掘削、縫地、上げ越し30 cm、逆巻
地 質 中生代ジュラ紀の鳥ノ巣層群に属する砂岩交り頁岩にて破碎され押し出し
性を有す、施工中の湧水は全面に少量

測 定 地 点 ほぼトンネルの中央部、和歌山方坑口より282.5 mの1断面、被り
約100 m

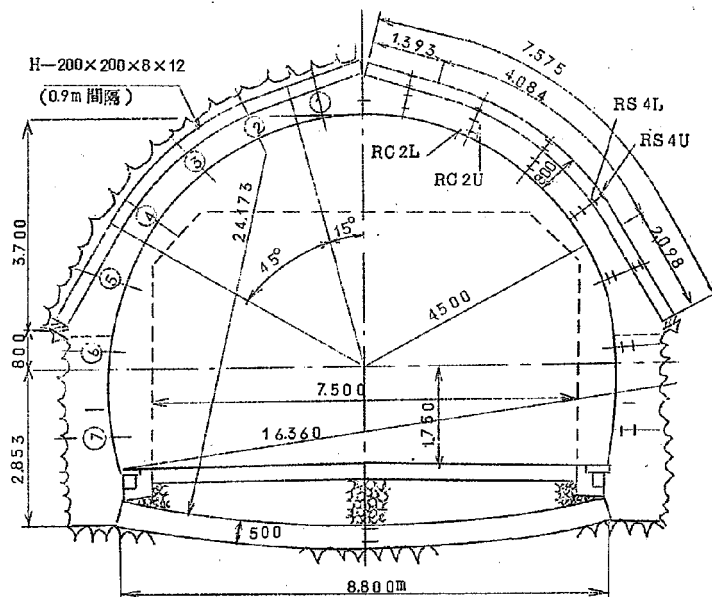
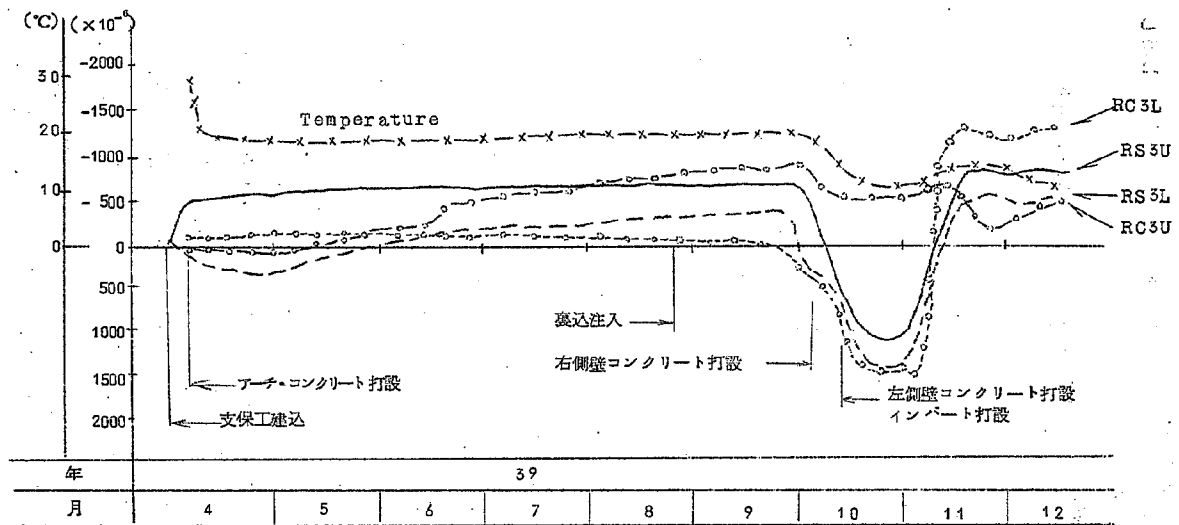
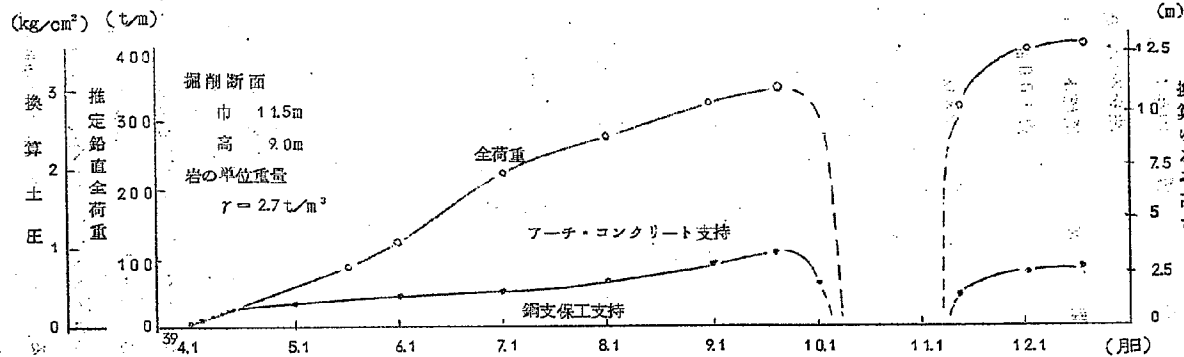


図-21. 水越トンネルひずみ計配置図

測定および解析の結果を図-22、23 に示す。図-22 はひずみ変化を例示したもので、これによると9月末に右側の土平を払ったところアーチの沈下を起し荷重が解放されたが、側壁およびインバートの硬化による掘削面の閉塞によつて11月中旬から荷重が復元することが認められる。鋼支保工とアーチコンクリートの支持荷重を推定した結果が図-23である。全荷重のうち、自重は鋼支保工が 0.8 t/m 、アーチコンクリートが 15 t/m 、バックリング荷重は 6 t/m 程度である。アーチコンクリートの有効厚さは 0.6 m とした。両側壁には12月中旬においてそれぞれ約200 tの軸力が生じており、インバートには約150 tの軸力と20 t-mの内向きの曲げモーメントがあると推定される。このトンネルではアーチの沈下が大きく、覆工の応力分布を推定する



図一22. 水越トンネルにおけるひずみの時間的変化の例



図一23. 水越トンネルにおける推定荷重

ことが困難であるが、側壁およびインパートアーチの応力分布などから推測すると鉛直方向荷重強度は約 $30 \sim 35 \text{ t/m}^2$ 、水平方向荷重強度は約 $15 \sim 20 \text{ t/m}^2$ と考えられ、 λ' は $0.5 \sim 0.6$ 程度となる。

b フランスのトンネルにおける例³⁾

測定方法は、直径 $50 \sim 60 \text{ cm}$ 厚さ $3 \sim 5 \text{ cm}$ の油圧型土圧計（フラットジャッキ）を設置し、高感度のマノメーターで圧力を測定するものであり、土砂トンネルでは覆工背面の土圧を直接測定し、また、岩石トンネルでは土平部分の地山に設けた標点の間を穿孔して土圧計を挿入し、穿孔前の標点距離に戻る圧力を測定することによってトンネル周辺地山の接線方向応力を推測している。

表-4. 測定地点の地質条件

No.	トンネル名 (測定開始年)	地 質	地山の圧縮強度 (kg/cm^2)	地山の弾性係数 (kg/cm^2)	地山の自然含水量	掘削巾掘削高 (m)	土被り (m)	覆工形状 (巻 厚)
1	Emissaire Sud 1956	靱性粘土	2	100	29%	$\phi=3.0$	50	円 形 (25 cm)
2	Chemin de fer Monaco 1960-1964	もろい 灰色泥灰岩	20-30	2000 3000	6%	10.8 9.2	$\begin{cases} 60 \\ 100 \\ 110 \end{cases}$	インパートを有す (70 cm)
3	Tunnel routier de Menton 1964	軟らかい 泥灰質砂岩	80	5000 30000	8%	11.0 7.0	65	欠 円 (40 cm)
4	Tunnel sous la Manche 1958	チョーク	100	100000	10%	$\phi=2.15$	86	円 形 (素掘)
5	Tunnel Sous le Mont Blanc 1962	花 崗 岩	1000 1200	300000 600000	0%	9.2 3.7	2000	隆 降 円 形 (50 cm)

測定地点の地質は表-4のとおりであり、これらの5トンネルにおける測定結果は以下のようである。

① 南排水トンネル (Emissaire sud)

このトンネルで測つた土圧の最大値は約 100 t/m^2 で、土の単位容積重量を $\gamma=2 \text{ tons/m}^3$ とすれば、800日後には50mの被り全部が作用したことになる。

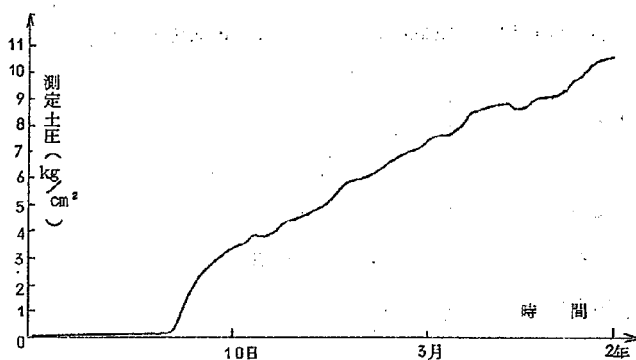
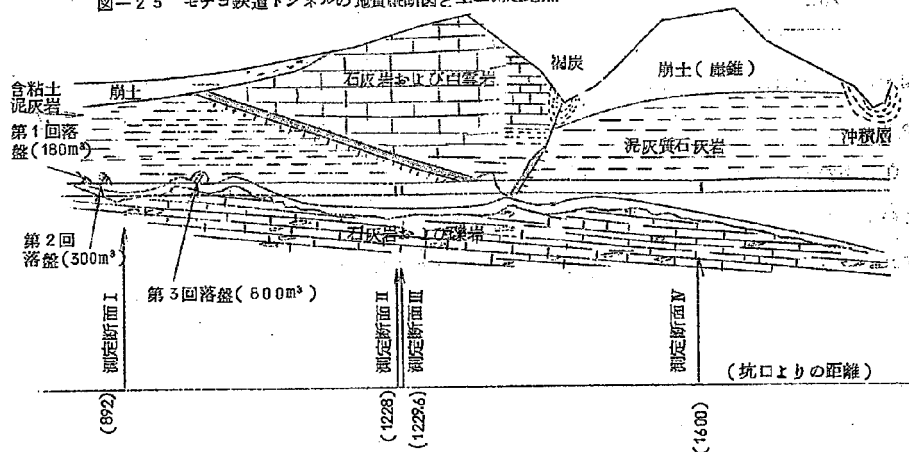


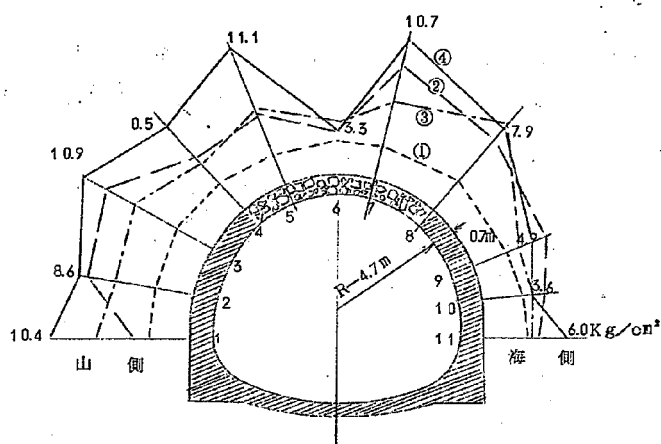
図-24. 南排水トンネルにおける覆工背面土圧の経時変化

② モナコ鉄道トンネル (Tunnel de Monaco)

このトンネルでは3地点計4断面にて覆工背面土圧を測定した。坑口より892mの地点には6個の土圧計を埋設したが地質界面の近くであつたため結果は解釈困難なものであつた。1228m, 1229.6mおよび1600mの地点には、それぞれ11個の土圧計を埋設し1~5Kg/cm²の初期圧にセットして地山との接触を確保し、さらに、裏込注入を行なう場合にはその直前に土圧計の圧力を3Kg/cm²にリセットした。トンネルの地質縦断面図を図-25に示す。図-26は1228m地点における測定結果である。1229.6mにおける土圧分布も大体においてこれと似かよつたものであつた。このトンネルでは側壁はコンクリートであるがアーチは石積みとなつてゐるため覆工の剛性の差が現われているが、圧力分布はおおよそ左右対称であるといえよう。

図-25 モナコ鉄道トンネルの地質縦断面図と土圧測定地点





- ① ----- 土圧計設置
(65-5-1) (初期セツト圧 3 Kg/cm²)
- ② ——— 200日後、リセツトおよび
(62-11-14)注入の直前
- ③ ——— 230日後、圧力調整
(62-12-20) (リセツト圧 3 Kg/cm²)お
よび裏込め注入後30日
- ④ ——— 840日後、全断面貫通後
(64-8-31) 120日

図-26 モナコ鉄道トンネルにおける覆工背面の土圧分布(坑口より12.28m地点)

③ マントン道路トンネル (Tunnel routier de Menton)

このトンネルは土とも岩ともいえるような地質であつたが、覆工背面土圧を測る方法は不適当であつた。土平地山において接線方向応力を測定した結果、 40 Kg/cm^2 を得た。被りは 65 m であり、 $\gamma = 2.35 \text{ tons/m}^3$ であるので、 $q_p / \gamma h = 40 / 15 = 2.7$ から、水平土圧と鉛直土圧の比 q/p は 0.3 と推定された。

④ 英仏海峡トンネル試掘坑 (Tunnel sous la Manche)

海峡に面した断崖の地下 86 m の地点で水平直径上の接線方向地山応力 σ_θ を測り 45 Kg/cm^2 を得た。 γ は 2.1 tons/m^3 であるので q/p はおおよそ 0.5 であると推定された。

⑤ モンブラン道路トンネル (Tunnel du Mont-Blanc)

被り 2000 m 程度のところで花崗岩の圧縮強度は $1000 \sim 1200 \text{ Kg/cm}^2$ であり、 γ は 2.5 tons/m^3 として $q/p > 0.6$ ならばトンネル掘削により土平の岩は剝離したり破砕することはないはずである。しかしモンブランの土平の状況を観察したところ、 q/p は 0.6 よりも小さく 0.5 程度であろうと推定された。

3. 双設トンネルの中心間隔と地山応力の集中度

双設トンネルの中心間隔とトンネル周辺地山の応力集中度に関する理論解は比較的複雑で、2つの等径の円形トンネルが無限弾性体に掘削された場合の解が2,3あるのみであり、地山の初期主応力の方向も鉛直および水平の場合に限られている。

Chi-Bing Ling¹³⁾は双極座標を用い、鉛直および水平方向の1軸圧縮と鉛直水平方向の静水圧的な初期応力状態の場合に対する解を与えている。彼によると、双設トンネルの特性を握むため重要なE、FおよびG点における接線方向応力の集中度が図-27, 28, 29のように表わされる。

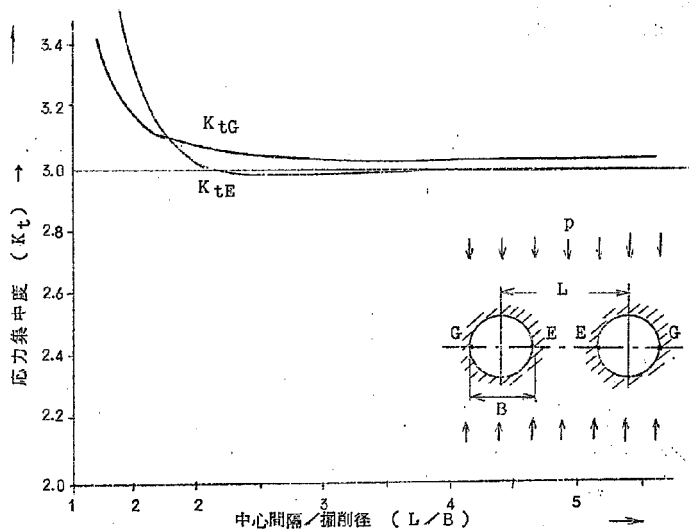


図-27 双設円形トンネルの中心間隔と応力集中度(鉛直圧)

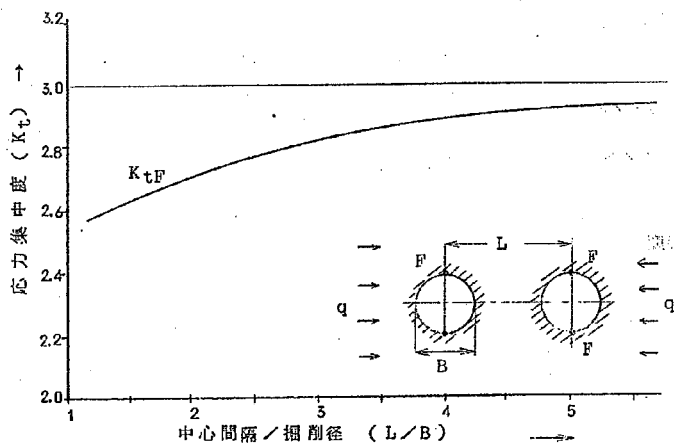


図-28 双設円形トンネルの中心間隔と応力集中度(水平圧)

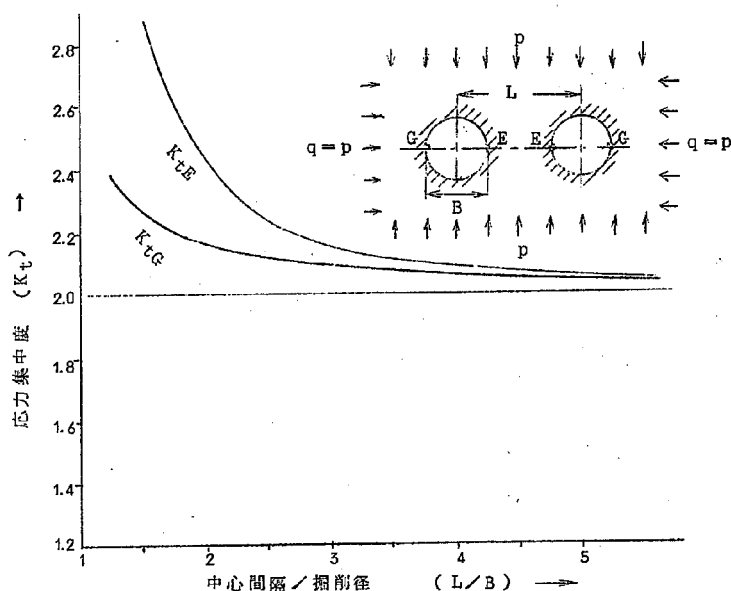


図-29 双設円形トンネルの中心間隔と応力集中度(静水圧)

地上が直交異方性の場合に対しては、主弾性軸が水平で初期応力が鉛直圧のみの場合の解があり、これを用いた川本¹⁴⁾の計算結果は表-5のようである。

表-5

L/B	E_1/E_2	$1/10$	$1/8$	$1/6$	$1/4$	$1/2$	1	2	4	6	8	10
1.5	K_{tE}	5.595	5.234	4.816	4.334	3.728	3.300	3.126	3.095	—	—	—
	K_{tG}	5.358	4.966	4.609	4.136	3.517	3.115	—	—	—	—	—
2.0	K_{tE}	5.302	4.953	4.554	4.082	3.468	3.030	2.750	2.565	—	—	—
	K_{tG}	5.269	4.925	4.536	4.074	3.473	3.057	—	—	—	—	—
3.0	K_{tE}	5.207	4.866	4.480	4.021	3.421	2.994	2.692	2.477	2.384	2.331	2.299
	K_{tG}	5.208	4.869	4.486	4.030	3.437	3.019	2.722	2.513	2.420	2.363	2.321
4.0	K_{tE}	5.185	4.848	4.465	4.016	3.417	2.995	2.696	2.482	2.386	2.330	2.291
	K_{tG}	5.187	4.850	4.469	4.021	3.426	3.008	2.713	2.504	2.412	2.357	2.320
5.0	K_{tE}	5.177	4.841	4.459	4.006	3.416	2.997	2.700	2.488	2.393	2.336	2.297
	K_{tG}	5.178	4.842	4.461	4.010	3.421	3.004	2.709	2.501	2.409	2.354	2.316

また、平松、岡⁶⁾は図-30のようなアーチ断面の光弾性実験結果から次のような結論を述べている。すなわち、双設トンネルの周辺最大圧縮応力は、これらのトンネルが接近するにつれて増加するが、その割合はあまり大きくなく、最大圧縮応力はトンネルの断面形や初期応力

状態によって異なるが概略表-6の範囲である。

表-6

中心間隔／掘削巾 (L/B)	最大圧縮応力 (Kt_{max})
1.25	130 ~ 150 %
1.33	118 ~ 135 %
1.5	108 ~ 125 %
2	103 ~ 115 %
2.5	102 ~ 110 %
∞	100 %

Duvall⁷⁾ は数個の円形トンネルを平行に掘った場合の最大の応力集中度として図-31を示している。

このように弾性地山について得られた結果が各種あるが、同じ条件の場合について比較しても必ずしも一致していない。しかし、実用的には平松、岡の結果からみても L/B が2以上となれば静的な応力集中は、爆破による掘進作業など施工時の動的な応力変化に比し、無視できると考えられる。

以上は地山応力が弾性限界以内の場合であるが、塑性流動を起す場合には、 B の値として弾塑性領域の巾を考えるべきで、図-14の $\lambda = 0.5$ についてみると τ_0/P が1.0~0.5程度として、 B が1.5~2.5倍になると考えれば十分であり、結局塑性地山では L/B が3~5であれば双設トンネルの相互の悪影響は無視しえよう。国鉄の研究報告書¹⁵⁾においても3年間の研究成果

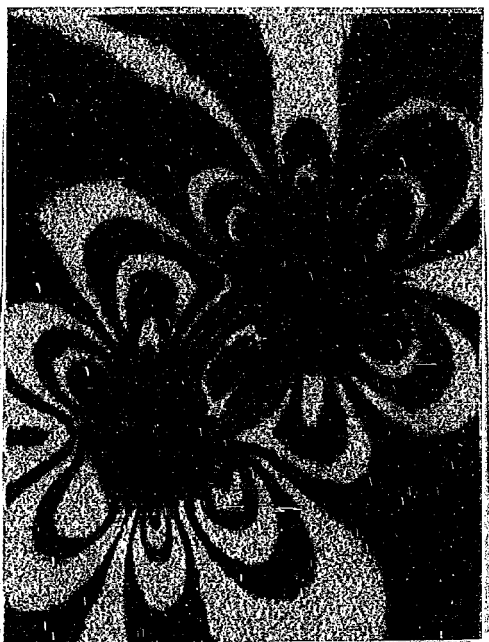


図-80 双設トンネル模型の等色線

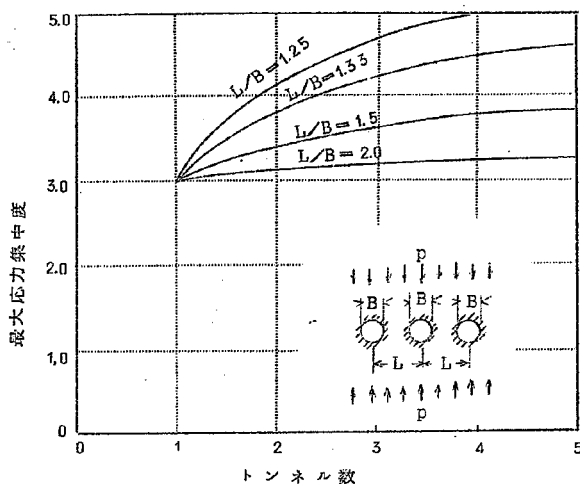


図-3.1. トンネルの数と応力集中度

の要約として、次のように述べている。すなわち、在来設計、施工法を前提として、双設ずい道の離隔距離の最低限度は、状況に応じ中心間隔をずい道巾の2倍から5倍以上とするのが安全と考えられる。離隔距離に巾を持たせたのは、影響する因子が非常に多く、応力的見地から見た設計上の問題と、爆破方法、支保工の強弱などの施工上の問題および地質や目の有無などの自然条件を考慮する必要があり、一義的に決めることが困難なためである。離隔距離は以上の考え方に立ち、個々の条件に応じて判定するのが望ましい。このような結語に加え国鉄の既設双設トンネルの施工例を一表に示している。この表から影響のあったものを抜粋したのが表-7である。断面はほとんど単線型であり、爆破の影響が問題であることを示している。また、鉄道、道路をどわす既設のトンネルに近づけて新しいトンネルを掘削したとき、とくに既設のトンネルに悪影響を与えた例は、土被りが薄くしかも地表面が傾斜している場合に多く、地這りないし斜面崩壊の面から検討しなければならない。

表-7 国有鉄道双設トンネル施工例

線 名	ずい道名	ずい道延長 既 設 新 設	中心 間 隔	地 質	掘 削 方 式	1回の爆 薬使用量	既設ずい道の覆工材料巻厚	新設ずい道掘削によ る既設ずい道の変状	備 考
東北線	塩 釜	1,220m 1,212m	15m	凝灰岩 集塊岩	新壊式 全断面式	0.53~ 0.74kg/m ² 0.53~ 1.31kg/m ²	コンクリートおよびブロック 20~40cm インバートなし	新ずい道側の側壁にひびわ れを生ず	爆薬量を 制限した
"	梅の宮	100 120	15	凝灰岩	新壊式	0.43 ~ 0.53	全 上	全 上	全 上
常 磐	大 沢	227 223	15	凝灰質 頁岩 粗粒砂岩	全 上	0.12	煉瓦2~4枚 インバートなし	爆破による煉瓦の振動剥落	
関 西	明神山 第1	302 355	13.5 ~ 19	青粘土混り 花崗岩 安山岩	全 上	不 明	コンクリートおよびブロック 63~87cm インバート50cm	偏圧により亀裂発生	
"	芝 山	216 205	11.5 ~ 12	花崗岩 石英閃緑岩	全 上	不 明	煉瓦 47~58cm	全 上	
東 海 道	新達坂山	2,325 2,542	20	千枚岩 粘板岩	上部開削	不 明	煉瓦 34~81	延長436m間亀裂剥落発生	
"	東 山	1,865 1,885	20	全 上	全 上	不 明	全 上	偏圧により延長503m間に亀裂を 生じ若干剥落あり	新ずい道 幹線型

4 双設トンネル施工時の爆破の影響

双設トンネルの静的圧力については堅岩トンネルで掘削巾の2倍程度の中心間隔を与ればほぼ問題は無いことが分ったが、表-7からも分るように掘削巻立て済みのトンネルに対し隣接トンネル工事の爆破振動が相当の悪影響を生ぜしめることが経験されている。この爆破の影響について実施された2,3の研究を紹介し、最後に岩石の場合ではないが雪の中で行った実験結果を附して比較の便としたい。

① 伊藤・藤中の研究¹⁶⁾

2カ所の鉦山の坑道壁面で爆破による岩盤表面の振動を測定し、さらに国鉄桜岡および俱利伽羅ずい道で新設トンネル工事の爆破による既設トンネル覆工の振動を測定したものである。

鉦山における実験は図-32のように爆破点を移動させて測定点までの距離を変へ、さらに薬量を変化させて振動を測定した。A鉦山は凝灰岩で藤ダイナマイト90~450grで爆源からの距離40~100mの場合を測定し、B鉦山は蛇紋岩で3号竹ダイナマイト90~450grを用い、爆源距離約5~30mにおける測定を行った。すなわち坑道壁面とほぼ直角に深さ1mの装薬孔を穿ち、1孔につき90~450grの爆薬を装填して爆破させ、爆源から岩盤中の直線距離で5~100mの位置にある坑道壁面に圧電型の加速度ピックアップ(感度20mv/g、加速度測定可能範囲0.25gal~1,000gal、周波数範囲5~20,000c/s)を爆源方向に向けてとりつ

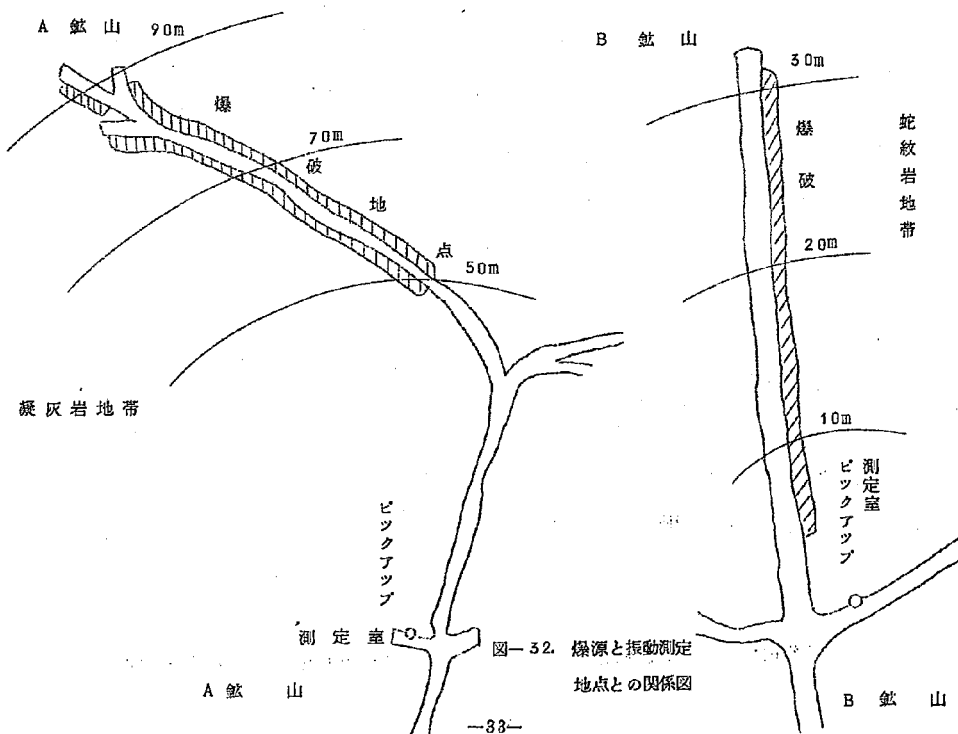


図-32. 爆源と振動測定
地点との関係図

け、岩盤の振動による出力電圧を増巾して電磁オシログラフで記録した。増巾器は積分回路が附属していて、この積分回路を分りはなして用いれば振動の加速度波形が記録され、積分回路を1段または2段用いることによって振動の速度波形または変位波形が記録されるようになっている。図-33は測定回路を示したブロック図である。これから得られる加速度、速度および変位の振動波形は、岩石の性質、爆薬の種類、薬量および爆源からの距離などの影響を受けるが、これらの諸要素のうち薬量による影響を消去するため、爆源距離を薬量の立方根で除した値

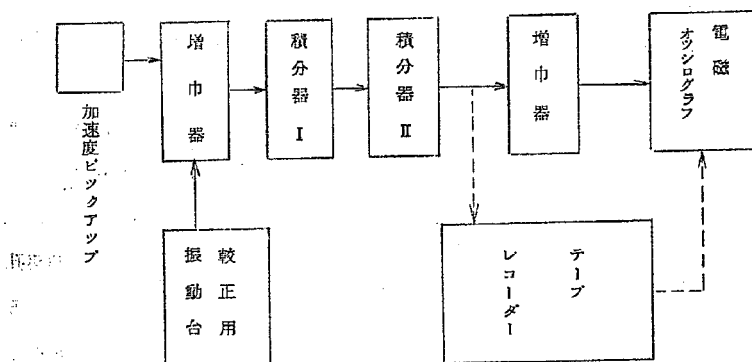


図-33. 測定装置回路ブロック図

を尺度にとり、加速度、速度および変位の測定値を吟味した。最大加速度と $d/\sqrt[3]{w}$ (d は爆源距離 m , w は装薬量 gr) との関係図は図-34, 35のようであり、最大速度および最大変位と $d/\sqrt[3]{w}$ との関係が図-36, 37である。これらの結果を検討すると最大加速度、最大速度、最大変位と $d/\sqrt[3]{w}$ との間には、それぞれ次の関係があることが分った。

$$X = C (d/\sqrt[3]{w})^{-n} \quad (4)$$

ただし、 X は最大加速度、最大速度または最大変位であり、 C および n は定数である。

A、B両鉱山においては、たとえば加速度の値が1 g程度になるのは $d/\sqrt[3]{w}$ の値が5~6であり、このとき2~10 mm/secの速度をもち1~4 μ の変位を示す振動であることが分った。

国鉄東北本線桜岡駅西道および北陸本線倶利伽羅駅西道では、既設線に平行して新線のトンネル工事が行なわれており、この両駅西道で図-38の要領で実験を行なった。桜岡は凝灰質砂岩、倶利伽羅は青色砂岩でよく揉めており、岩石の機械的強度は小さくかつ風化しやすいものである。図-38において(I.)は既設、(II.)は掘削中のトンネルである。(I.)の待避所壁面のライニングPに軟鋼棒を打ち、これに振動ピックアップをねじ止めておく。(II.)の爆破によつ

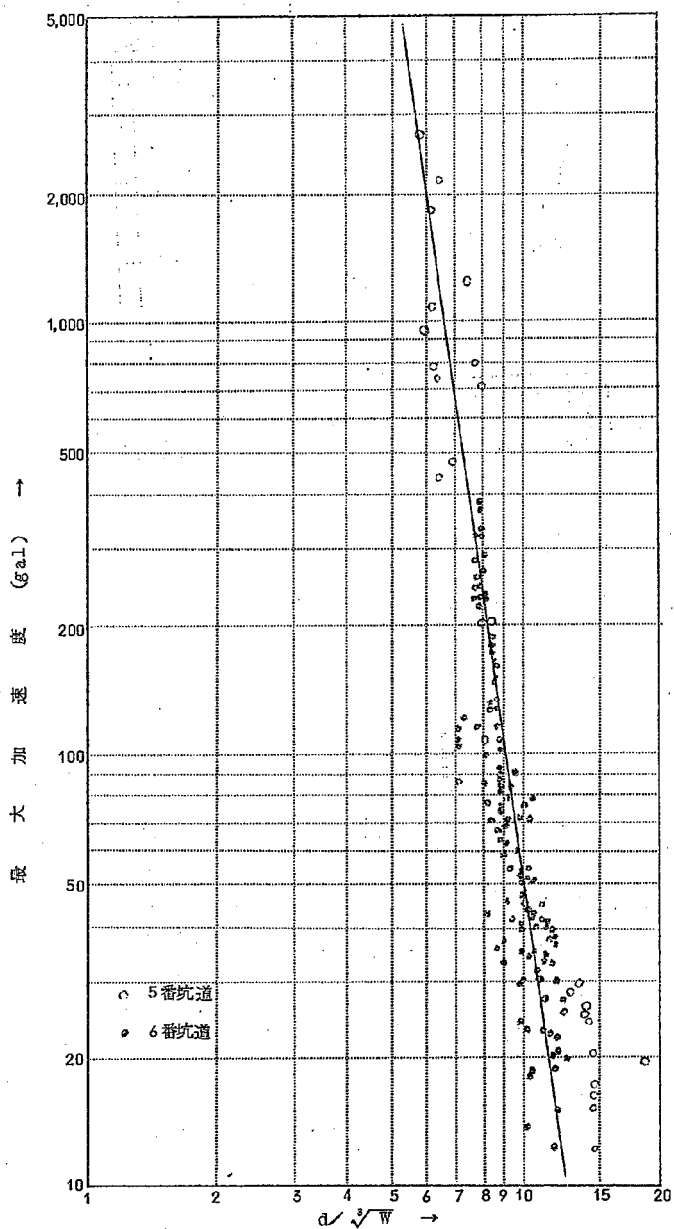
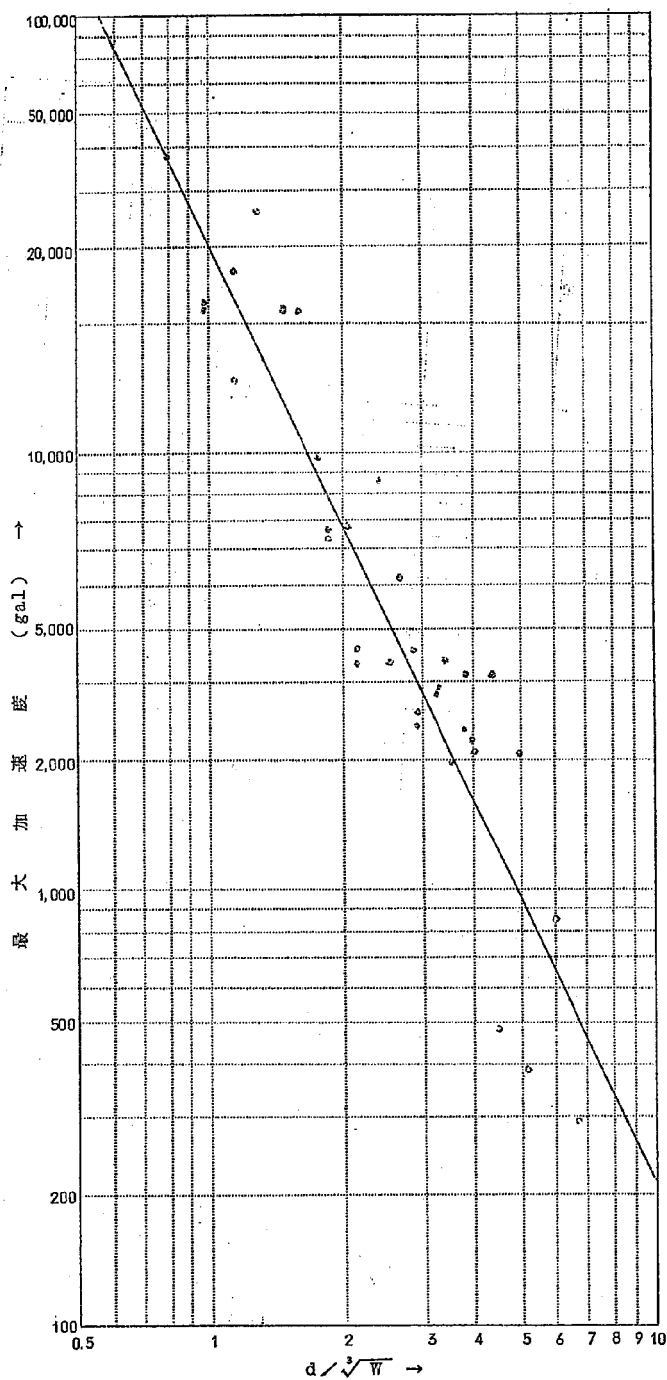


図-34. 最大加速度と $d/\sqrt{W}$ (A 欽山)



図—35. 最大加速度と $d/\sqrt{W}$ (B 鉱山)

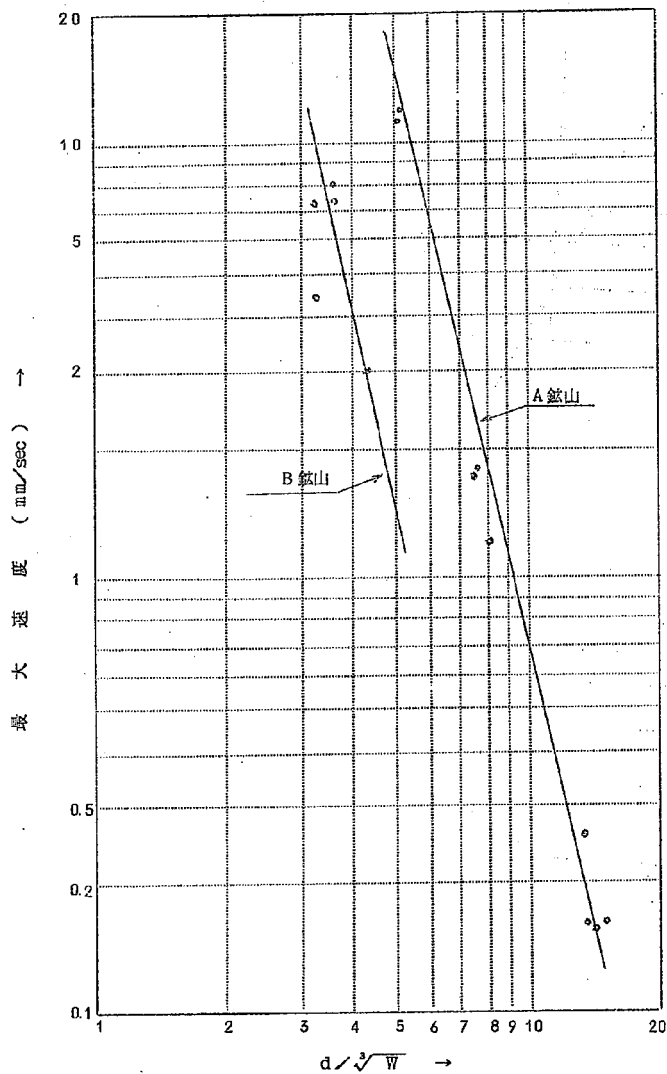
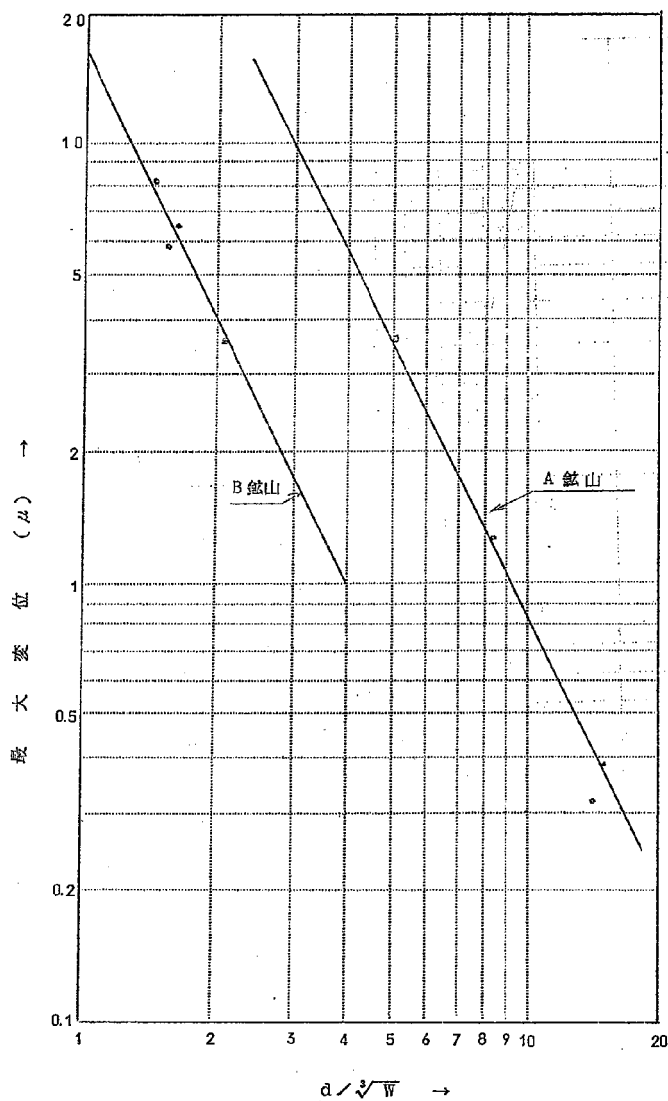
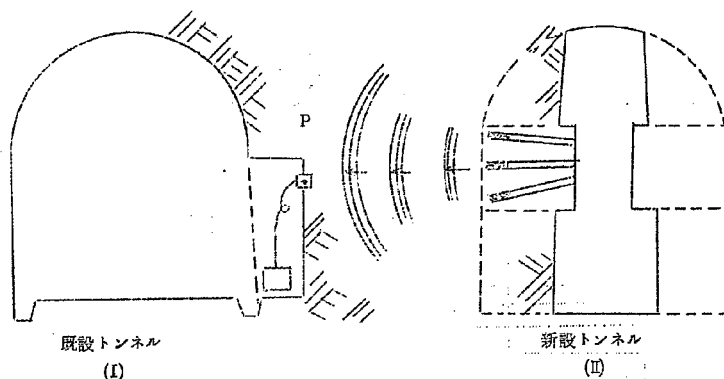


図-36. 最大速度と $d/\sqrt{W}$ (A, B 鉦山)



図—37. 最大変位と $d/\sqrt{W}$ (A, B 鉦山)



図一 38 爆破振動の測定位置図

て両トンネル間の岩盤を伝播してPに現われた爆破振動をピックアップによって振動電圧に変換し、これをテープ録音機によって現場で磁気記録した。その後あらためて電磁オシログラフを用いてこの記録をオシログラムにした。この場合、測定地点は爆破現場の進行にともなって移動するので、伝播距離や壁面に対する振動波の入射角も変る状態で記録した。振動記録の結果は、桜岡ざい道はB鉱山に、また倶利伽羅ざい道はA鉱山における記録にそれぞれ類似の性状を示している。しかし、振動の大きさについては、同じ距離と薬量とに対し桜岡ではB鉱山の約 $1/5 \sim 1/7$ 、倶利伽羅ではA鉱山の $1/5 \sim 1/15$ 程度の結果を得ている。これは主として、岩盤の機械的性質の差あるいはトンネルライニングの影響によるものと考えられる。振動記録から得られた最大加速度および初動変位を両ざい道について示すと、それぞれ図一39、40および図一41、42のようである。

このような振動を受けることによってライニング壁面にどのような応力が生じるかについて検討してみる。いま、ある爆源を原点とする極座標を用いれば、爆源から r の距離にある点の半径方向の応力 σ_r 、接線方向の応力 σ_θ は、次式を用いて計算することができる。

$$\begin{aligned}\sigma_r &= (\lambda + 2\mu) \frac{\partial U}{\partial r} + 2\lambda \frac{U}{r} \\ \sigma_\theta &= \lambda \frac{\partial U}{\partial r} + 2(\lambda + \mu) \frac{U}{r}\end{aligned}\quad (5)$$

ただし、 λ および μ は応力を求めようとする媒質のラーメの常数、 U は半径方向の変位である。したがって $\partial U / \partial r$ および U/r の値を求め、上式に代入すれば所要の応力を求めることができる。一般に、任意の点における変位 U は、 U のピーク値を決定する距離 r の関数 $U_p(r)$ と、変位の時間的変化の状態を示すので関係 $U_w(\tau)$ との積として示される。

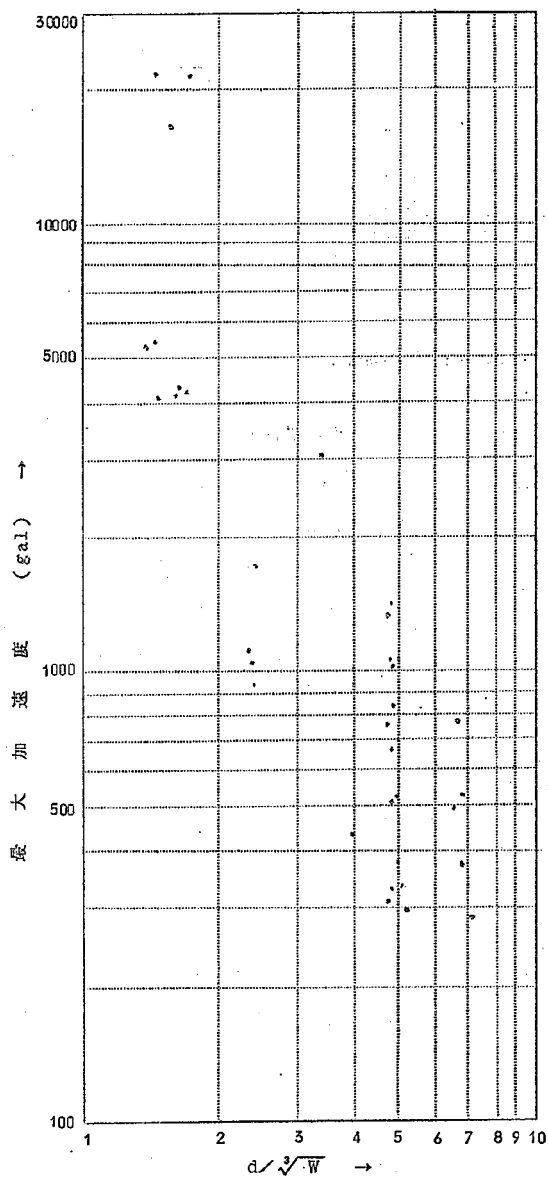
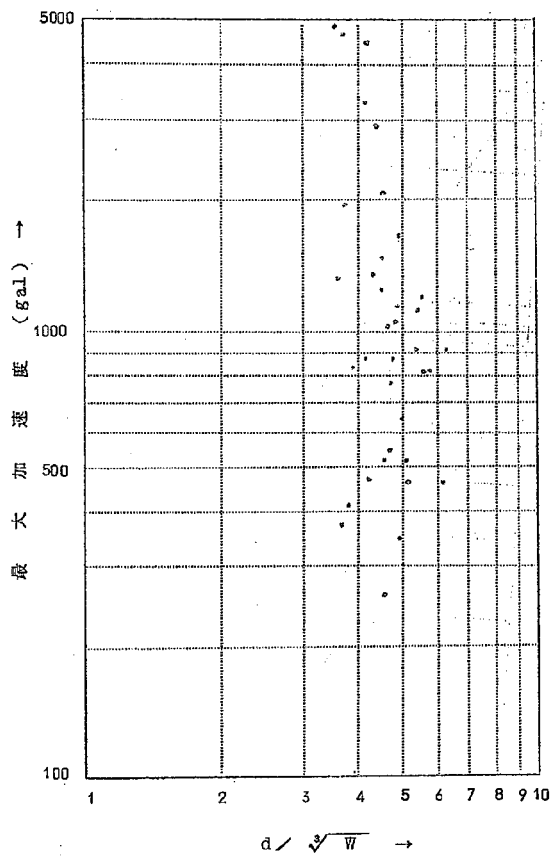
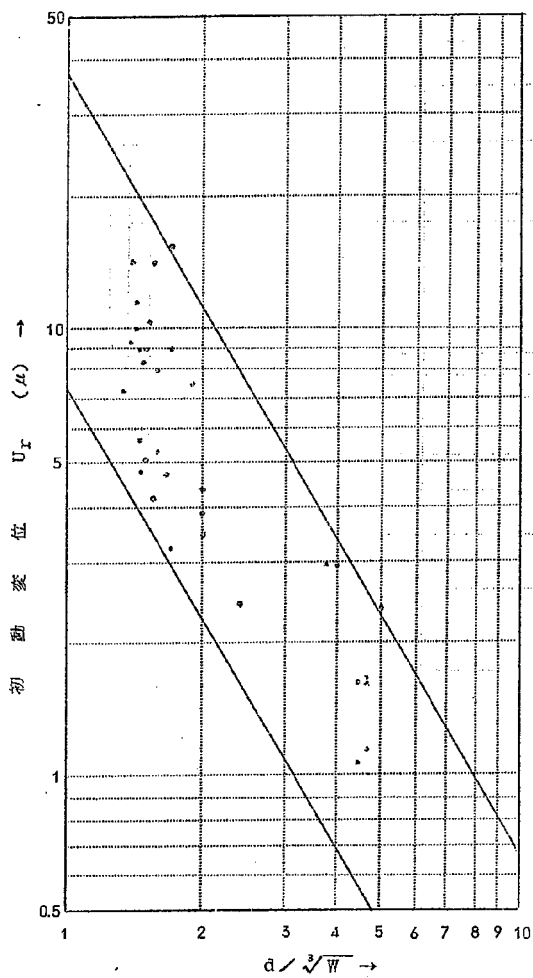


図-59. 最大加速度と $d/\sqrt{W}$ (板間ずい道)



図—40. 最大加速度と $d/\sqrt{W}$ (俱利伽羅ずい道)



図— 41. 初動変位と $d/\sqrt{W}$ (根開すい道)

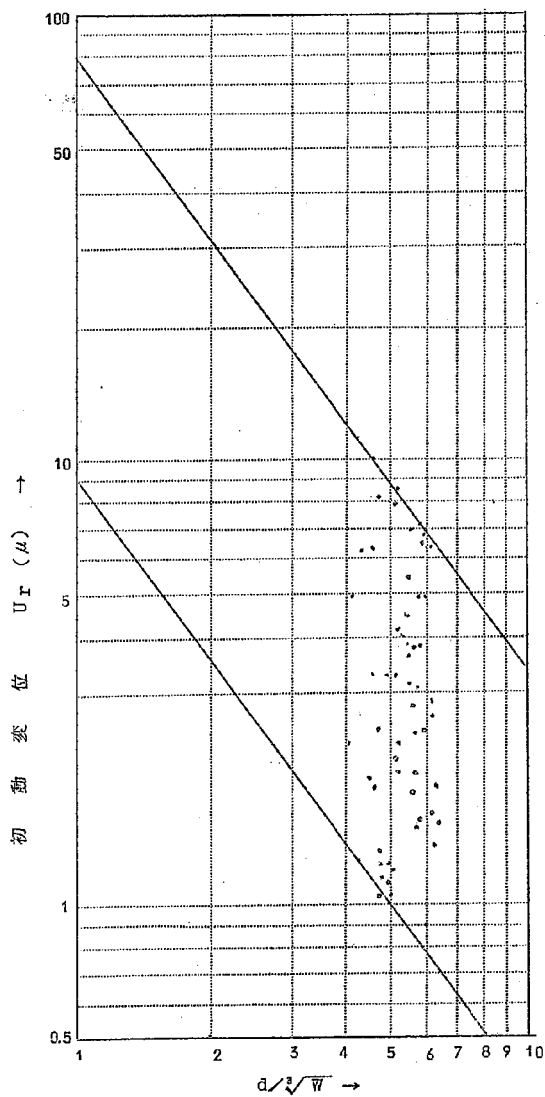


図-42. 初動変位と $d/\sqrt{W}$ (倶利伽羅すい道)

すなわち、

$$U = U_p(r) \cdot U_w(\tau)$$

たとし、

$$\tau = t - \frac{r}{C}$$

t: 時間

C: 弾性波伝播速度

したがって、

$$\frac{\partial U}{\partial r} = \frac{\partial U_p(r)}{\partial r} \cdot U_w(\tau) + \frac{\partial U_w(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{\partial \tau}{\partial r} \cdot U_p(r) \quad (16)$$

一方、変位速度は、

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{\partial U_w(\tau)}{\partial \tau} \cdot \frac{\partial \tau}{\partial t} \cdot U_p(r) \quad (17)$$

また、 $\tau = t - \frac{r}{C}$ より、

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} = -\frac{1}{C}, \quad \frac{\partial \tau}{\partial t} = 1 \quad (18)$$

したがって(17)、(18)を用いて(16)を書き直すと、

$$\frac{\partial U}{\partial r} = \frac{\partial U_p(r)}{\partial r} \cdot U_w(\tau) - \frac{1}{C} \cdot \frac{\partial U}{\partial t} \quad (19)$$

を得る。変位波形をもとにして変位速度波形を求め、 $\partial U / \partial t$ の最大値を求めるとともに、別に
変位と距離との関係から $\partial U_p(r) / \partial r$ の最大値を求めれば (19)式から $\partial U / \partial r$ の最大値を得
ることができる。ただし、この計算にあたっては、変位量は自由面上で得られたものであること
を考慮し、また、自由面に対する入射角による影響をも考えて変位量に補正を施す必要がある。
桜岡および俱利伽羅すい道において得られた変位、変位速度および $\partial U / \partial r$ の波形を示すと図
-43および44のようである。一般に、爆源からすい道ライニングのコンクリート壁面まで
振動が伝達される場合、その振動の性状は伝播経路に介在する岩盤の特性ならびに岩盤とライ
ニングとの接着状態などによって変えることはいうまでもないが、この測定はライニング壁面上
で行なったので、これらの影響の加味された測定記録である。コンクリートライニング内の応
力を求めるに当っては、コンクリートのポアソン比を0.25 ($\lambda = \mu$)、ヤング率を $2 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$
と仮定して計算し、この最大応力と $d/\sqrt{w}$ との関係を示す図-45,46を得た。

したがって、コンクリートの強度が分っていれば、図-45および46から求めた最大応力
と比べることにより、爆破振動によって破壊亀裂を発生する限界を求めることができる。いま、
コンクリートの圧縮強度を 200 Kg/cm^2 、引張強度を 20 Kg/cm^2 と推定して、図-45,46の
結果を用い σ_r または σ_y によって破壊亀裂の発生が予想される爆源よりの距離と薬量との関係

を求めると図-47のようになる。また、別に薬量は1,000 grおよび500 grにした場合、破壊亀裂の発生が予想される爆源よりの距離とコンクリート強度との関係を示すと図-48のようである。たとえば、図-48より明らかなように、薬量を1,000 grとすれば、桜岡ずい道の場合、爆源からほぼ5 m程度の範囲まで亀裂が発生しうる可能性がある。

上記の研究の結語において伊藤、藤中は次のように述べている。

a) 岩盤内の爆破振動あるいは爆破歪などの測定結果からみると、単一の爆源によるこれらの振動や岩盤内の歪の継続時間は、薬量が500 gr程度の場合、長くとも40~50 msまでである。したがって、ずい道工事で普通に採用されている導火線発破のような場合には、総薬量よりも1回に斉発させる薬量を対象として検討すればよい。

b) 爆破振動による破壊にもっとも関係が深いのは、応力波の波頭応力値と波長とであるが、一般に堅い緻密な岩石ほど鋭い波頭をもった波長の短かい応力波となるので、硬岩であるからといって、離隔距離を短かくすることは危険である。

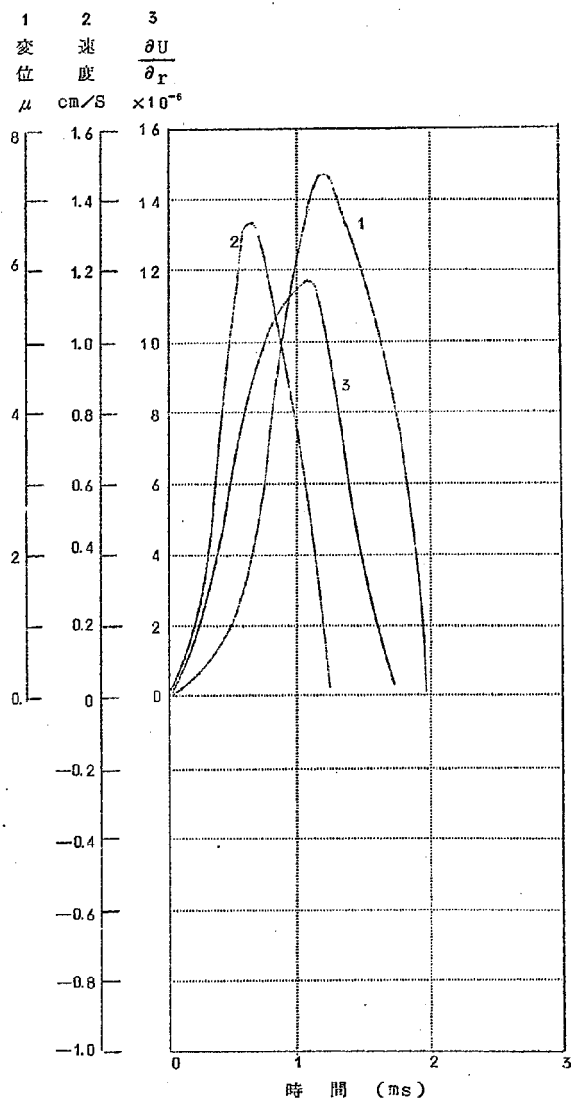
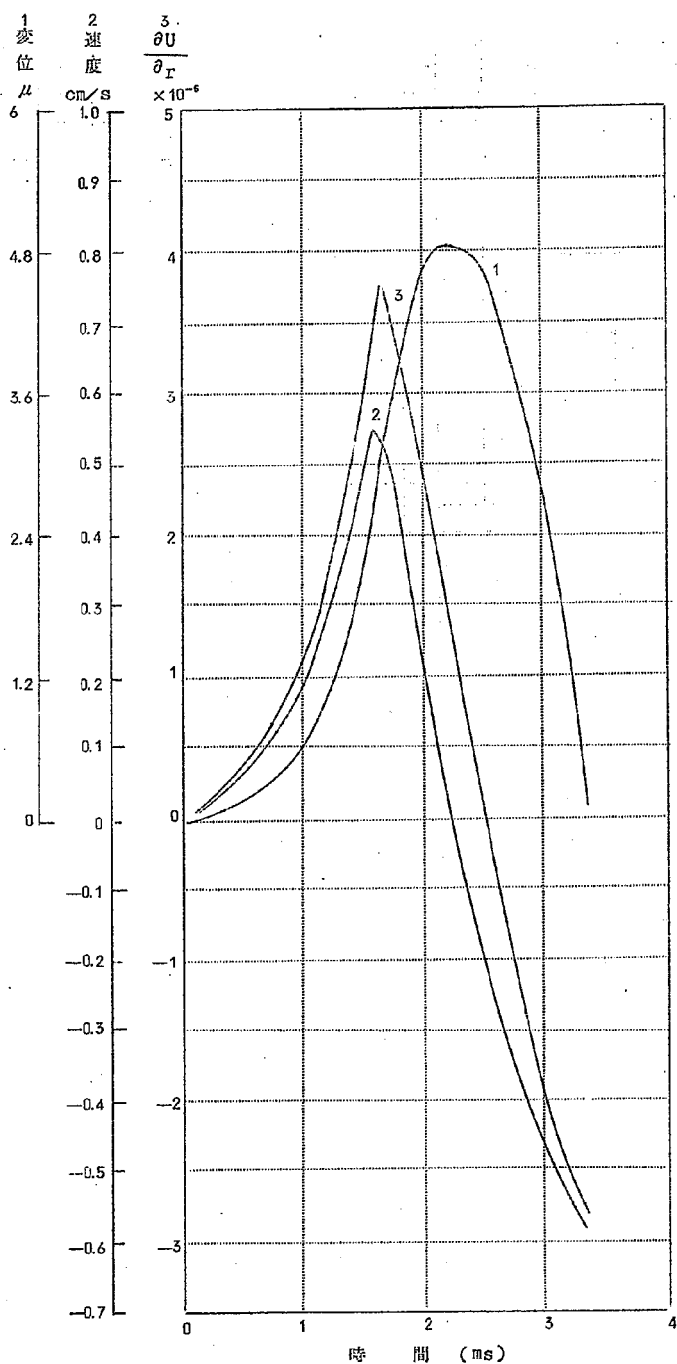


図-43. 応力解析のための各種波形(根岡すい道)

オシログラム No. 59, 薬量 200g, 距離 9.27m



図一 44. 応力解析のための各種波形 (俱利伽羅ざい道)

オシログラム No. 70, 薬量 300 g, 距離 31.1 m

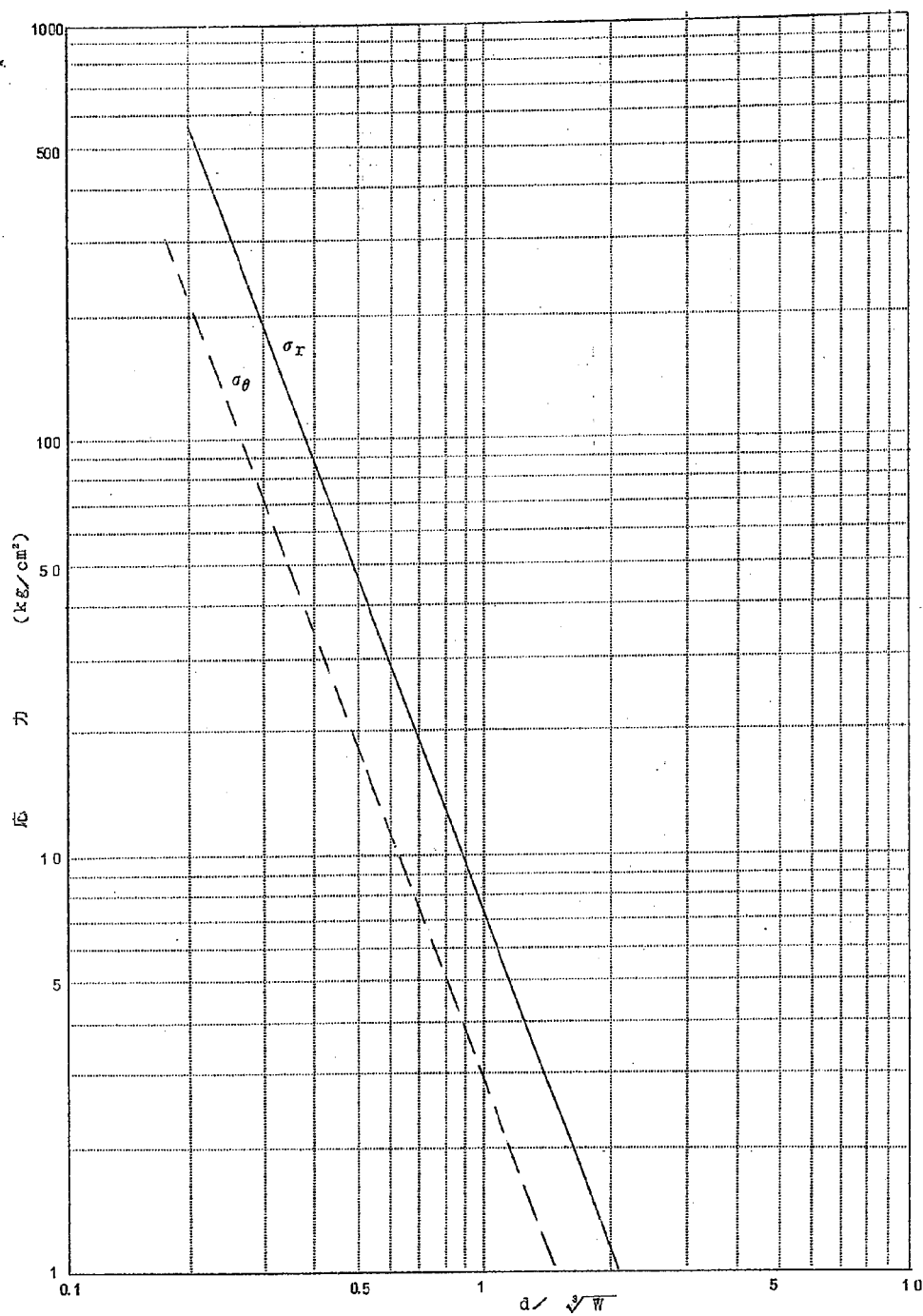


図-45. 板間ずい道ライニングに発生する最大応力

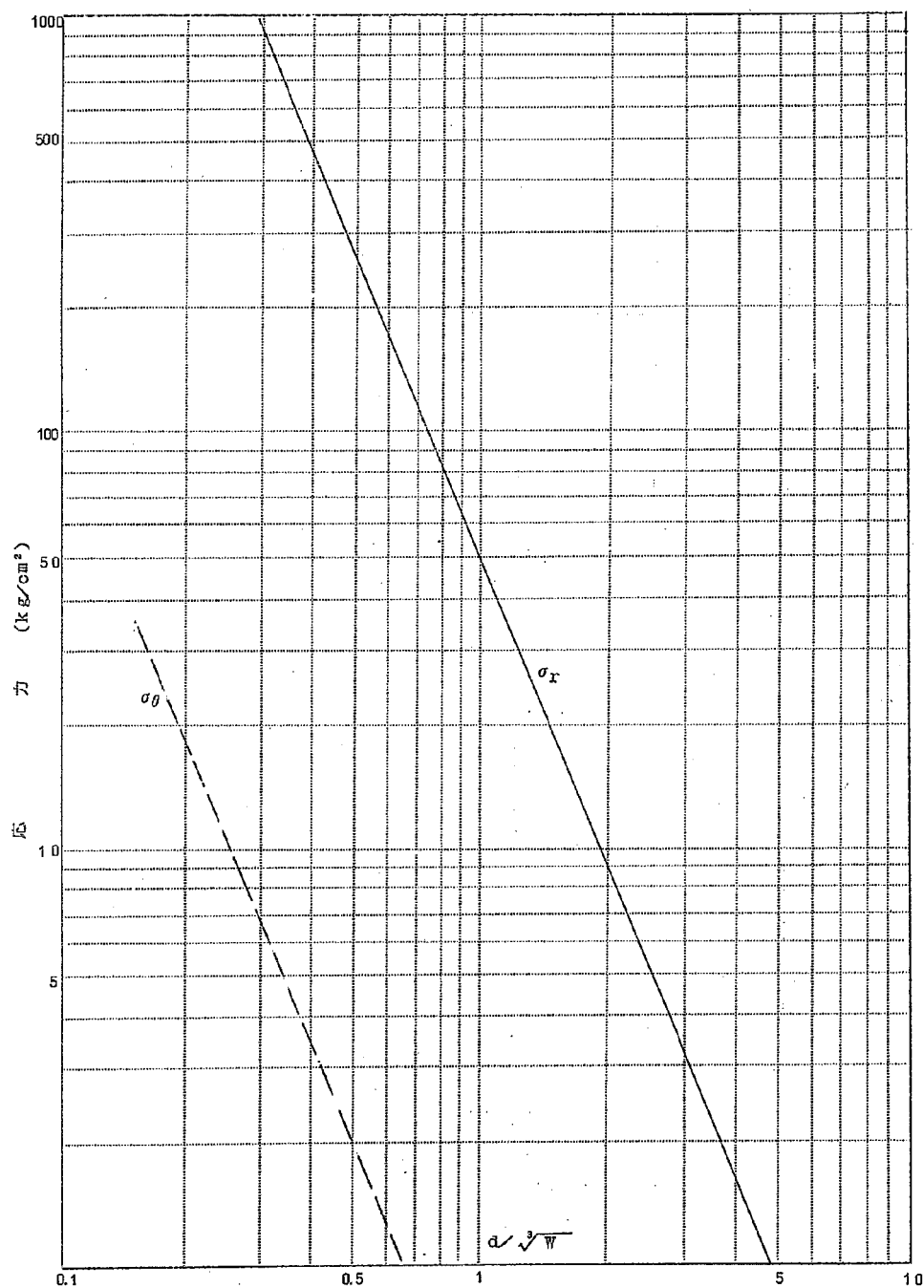
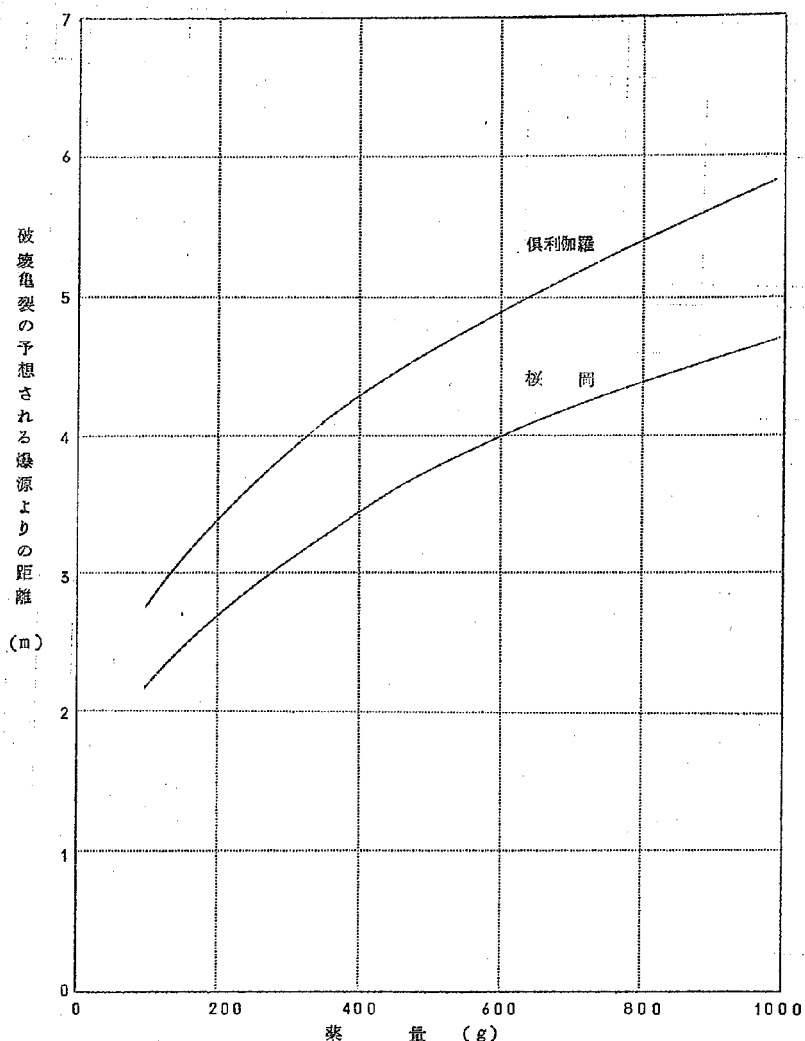
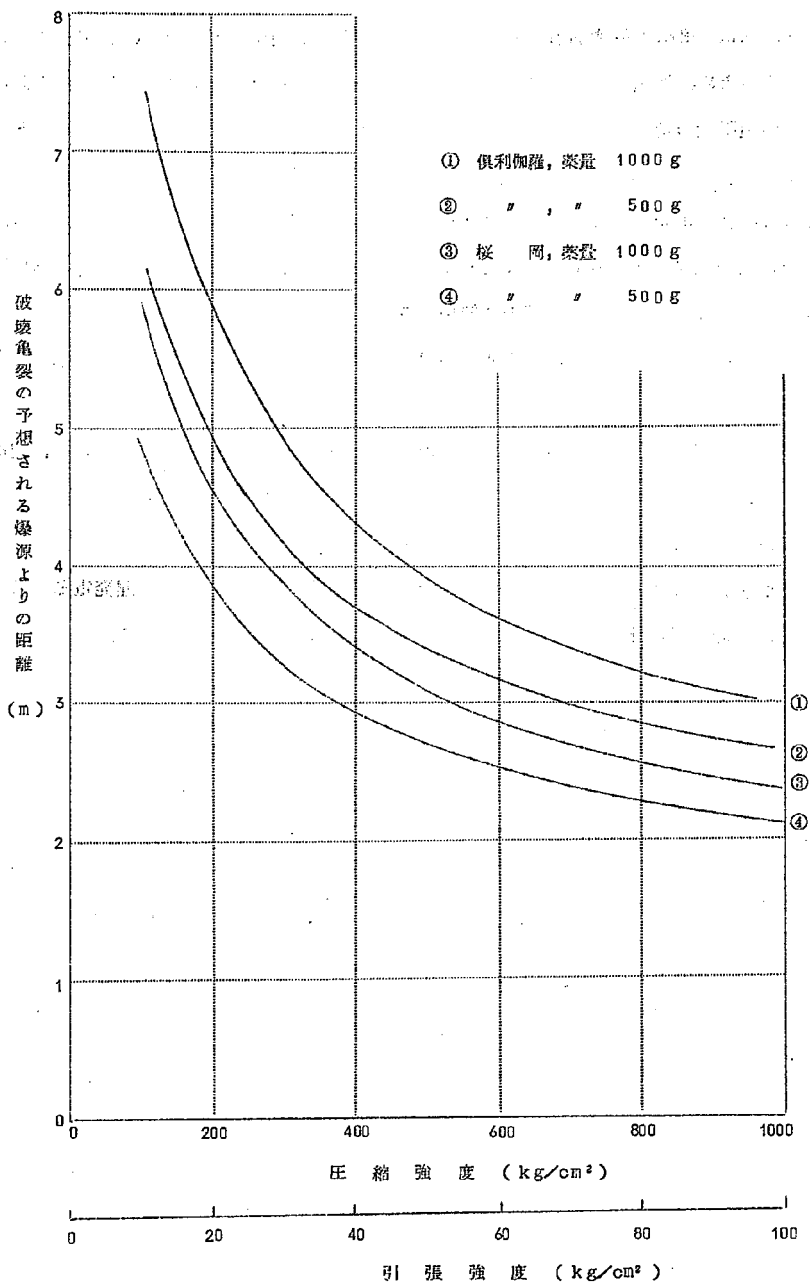


図-46. 俱利伽羅ずい道ライニングに発生する最大応力



ただし、コンクリートの圧縮強度 200k g/cm^2
 コンクリートの引張強度 20k g/cm^2

図-47. 薬量と危険距離



図一48. コンクリート強度および薬量と危険距離

(2) 古廟坂トンネルにおける調査¹⁷⁾

東北地方建設局三陸国道工事事務所が現在計画中の一般国道45号線古廟坂トンネル(延長670m)は、国鉄山田線大槌すい道(延長842m)と接近して施工されるため、施工中の爆破の影響を調査するため、列車通過および試験爆破による国鉄すい道ライニングの振動状況を測定した。大槌すい道附近の地質は比較的堅い粘板岩で、ライニングは厚さ30cmのコンクリート巻で単線である。古廟坂トンネルとの中心間隔は35mの計画となっている。

試験爆破は孔径60mmの地質調査用のボーリング孔を利用して行ない、加速計にてすい道ライニングの振動を記録した。関係位置は図-49のようであり、最大加速度と薬量との関係は図-50および51のようであった。調査の結果を要約すると次のようである。

a) 測定された最大加速度は、列車通過時で28gal、地中爆破時で、330gal程度であった。

b) 加速度の振動数は、列車通過時と地中爆破時で差はなく、拱頂部で120c/s、起拱部で160c/s、側壁基部で200c/s程度である。

c) 加速度振動は最大0.1sec程度で減衰する。

この結果から施工に当っては、発破時刻は列車通過時を避けること、起爆は遅発電気雷管による段発とし、一回の斉発量は4Kg以下とすべきであるとの報告がなされている。

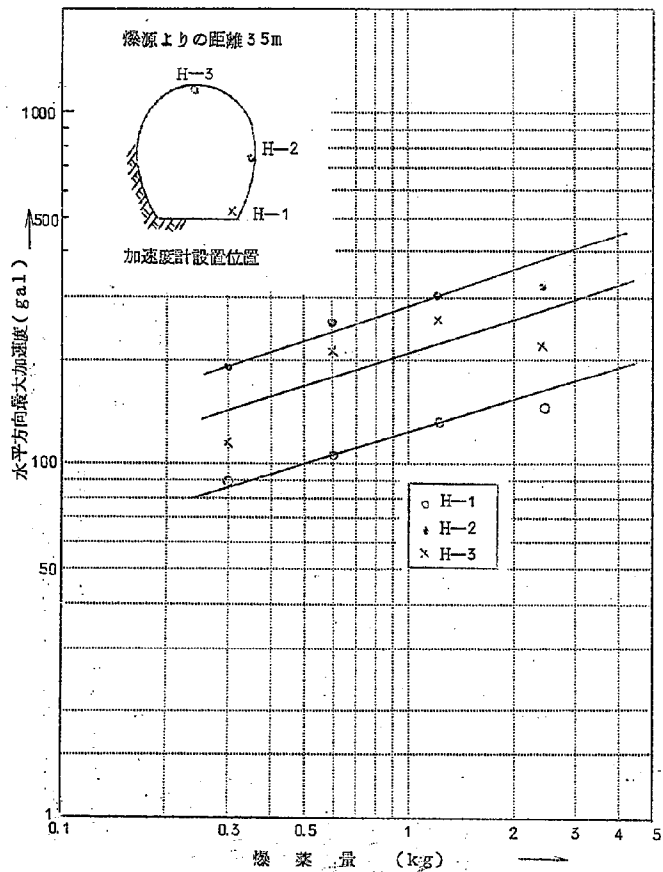


図-50. 薬量と水平方向加速度(古廟坂トンネル)

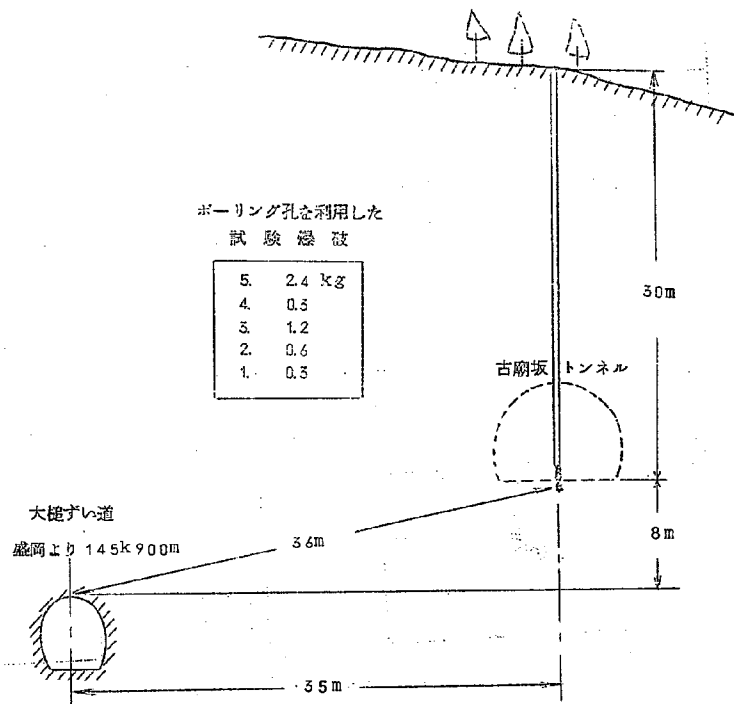


図-49 古廟坂トンネル試験爆破関係位置図

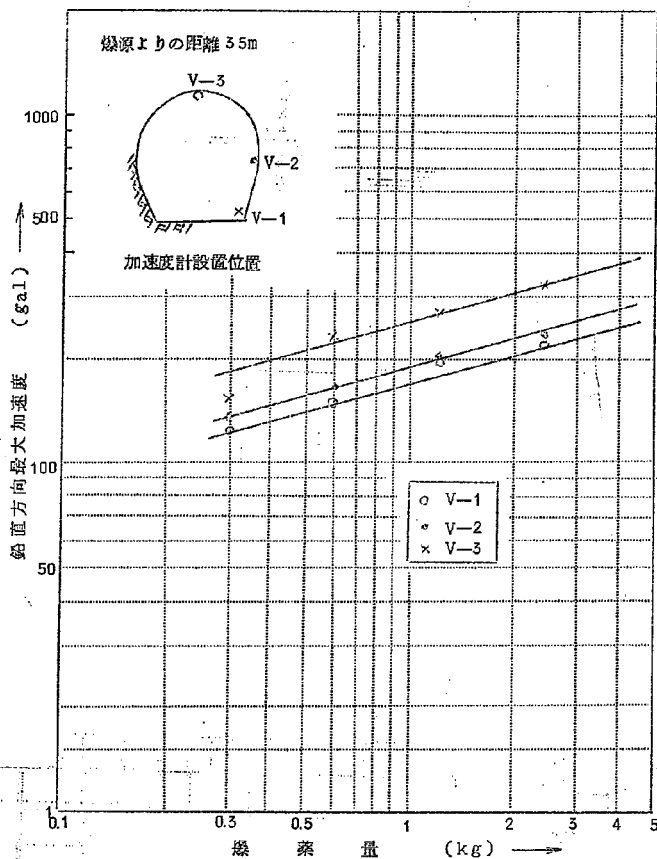


図-51. 薬量と鉛直方向加速度(崩坂トンネル)

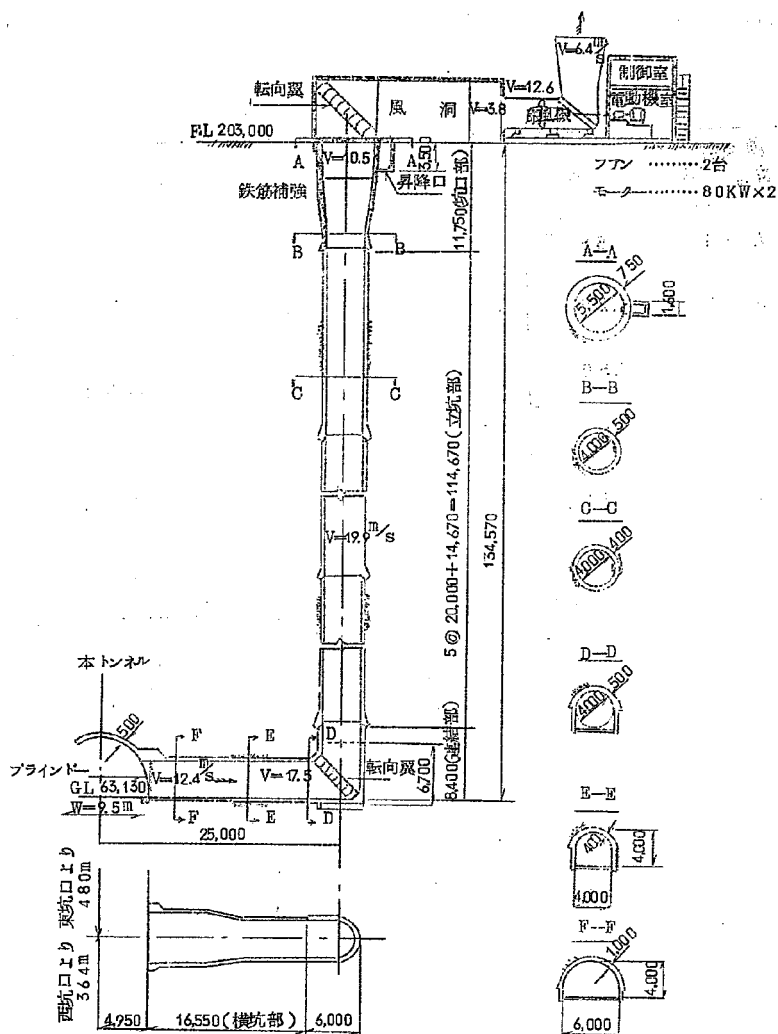
③ 新宇津之谷トンネルにおける測定結果¹⁸⁾

中部地方建設局静岡工事事務所は、昭和34年度竣工した一般国道1号線新宇津之谷トンネル(延長844m)に換気用立坑(内径4m、深さ134.6m)を付す工事を昭和39年度に行つた。この立坑工事は図-52に示すようなもので、交通を遮断しての施工ができなため、立坑および横坑の開削はすべて山頂側より行なつた。このため横坑掘削による本トンネルへの影響を知り、安全を確保する目的で、図-53に示すように本トンネルライニングに歪計および加速度計を設置して測定を行なつた。加速度計は側壁に配置され横坑爆破時の振動を記録した。爆破は複ダイナマイトをDSI~5段の雷管で起爆させることとし、1回の爆薬量は15Kgr以下で斉発量は2~3Kgrに制限され、本トンネルから4m以内はピック掘りとした。加速度計の記録より最大値を求めたものが表-8のようである。これによると最高3g程度の加速度

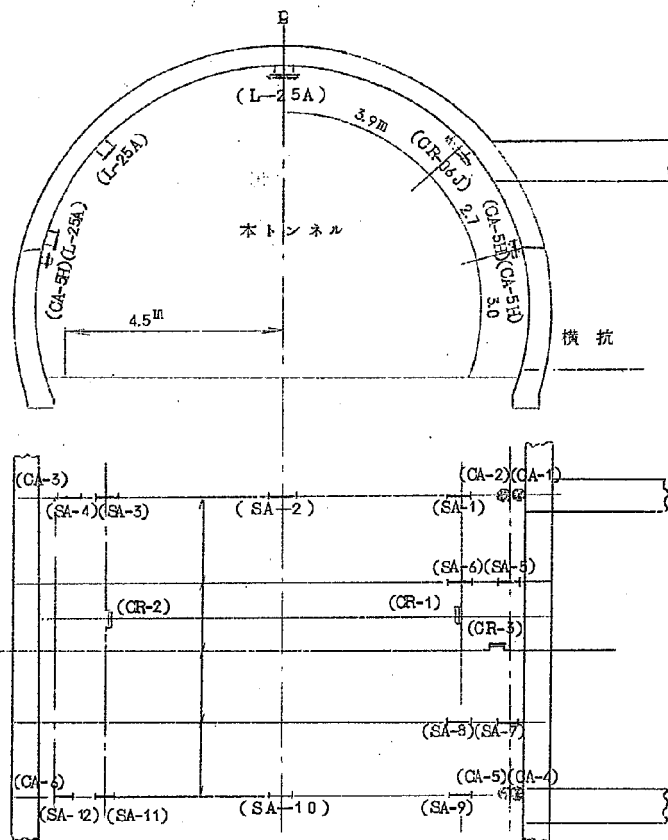
がみられている。なお、加速度記録をみると振動の持続時間は0.1sec 以下であつて振動の重なりはなく、段発が適切であつたことを示している。このトンネルの地質は目の多い頁岩で、また覆工裏の填充が横坑取付部附近では不十分であつたことから、得られた加速度は比較的低い値を示していると考えられる。

表-8 水平方向最大加速度(新宇津之谷トンネル)

計器番号 \ 爆源距離	5.5 m	5.0 m	4.5 m	4.0 m	摘 要
GA-1	0.58 g	0.60 g	2.75 g	2.75 g	押し
GA-2	0.20	0.10	2.0	2.15	"
GA-3	0.50	0.10	0.18	—	引き
GA-4	1.35	0.98	2.8	3.2	押し
GA-5	0.93	0.70	2.1	2.3	"
GA-6	0.29	0.10	0.25	0.23	引き



図一五二 新宇津之谷トンネル立坑工事一般図



記号	設置番号	器 種	型 式	数 量	備 考
⌒	CA	加速度計	CA-5H	6	
└─┘	SA	ひずみ計	L-25A	12	
⌒	CR	表面ひずみ計	CR-06J	3	総目計

図-53. 本トンネル計器配置図

④ 雪の爆破に関する資料¹⁹⁾

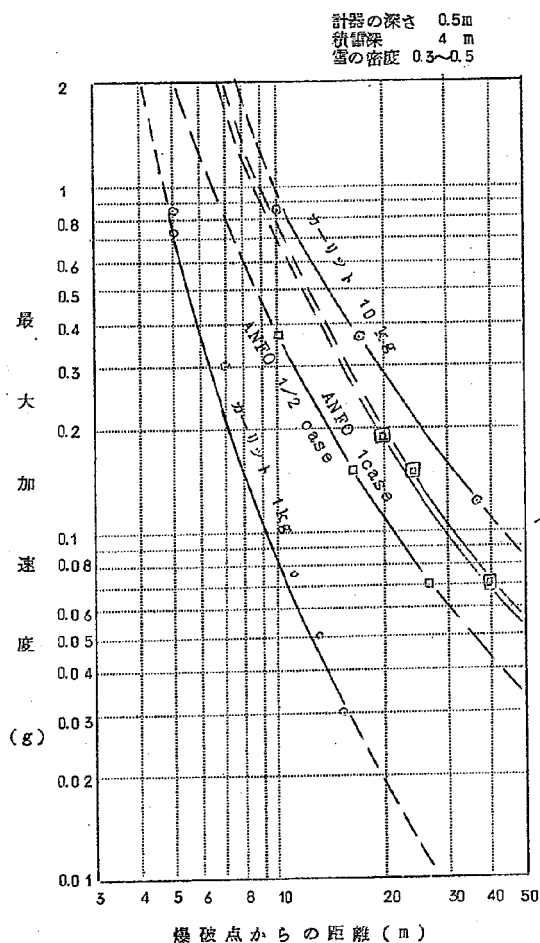
土木研究所で昭和38年度より行なった人工なだれ実験における爆破から得られた資料のうち、雪の爆破振動に関するものを要約すれば以下のようである。使用爆薬は、カーリット黒およびこれをブースターとしたANFOで、薬量は1~24.5Kg、爆源距離は5~50mである。

a) 雪中の爆破振動の伝播速度は、爆源からの距離が0~10mの範囲では800~1,000 m/sで、10~50mでは500~600 m/sである。

b) 振動の周期は、爆源からの距離が5~50mの範囲では、0.01~0.1secの間に分布し、0.02~0.03secのものが卓越する。

c) 爆源からの距離と水平方向の最大加速度との関係は図-54のようである。

測定は積雪深約4mのところで、深さ0.5mの雪中に加速度計を配置して、装薬深度2.0~2.5mにて実施した。雪は岩盤に比し密度が極度に低く、したがって振動の伝播速度も小さく減衰は急激であるが、斉発量が大きくなると振動の持続時間が長くなり、ANFOも通常の爆薬と大差ない衝撃を与えることが推測される。



図一54. 雪中の爆破振動による水平方向最大加速度

5 鋼アーチ支保工設計施工上の留意事項

トンネル構造物は、一般の地上構造物と異なり、地山の変形特性と構造物の剛度との相互関連によつて、構造物に生じる応力および変形が規定される。したがつて、支保工の設計荷重も地山と支保工の相互作用によつて変動すべきもので、理論的研究および模型実験のみにては実用設計すら困難で、地山の初期応力、せん断強度、弾塑性係数、水の影響などに関する現位置試験、構造物の載荷試験および現場測定を組合せて設計法を確立していく必要がある。そのため、土木研究所ではトンネル支保工載荷装置を設け、支保工の実物載荷試験を今年度より始めた。この装置は図-55に示すように、18連の油圧ジャッキとジャッキ支持躯体からなり、油圧発生制御装置は各ジャッキに対して任意の一定荷重制御を行なうことができるものである。このため、制御パネル内に油の粘性とスプリングを利用するレリーフバルブを附し、載荷に際してはパッキンなしで地山の变形特性をモデル化した弾性反力版を介して荷重を与えることとしている。

今年度は、支保工強度に関する基礎実験として、対称荷重によるH-200級の支保工の単位荷重試験および破壊試験を実施した。試験に用いた支保工の形状寸法は図-56のようであり、片側の支保工に対する荷重点を示したのが図-57である。

試験に用いた支保工は、テーパ付きのもの(TH-175×175)とバラレラ型(H-200×200)の2種で、その化学成分および材料試験の成績は表-9のようである。

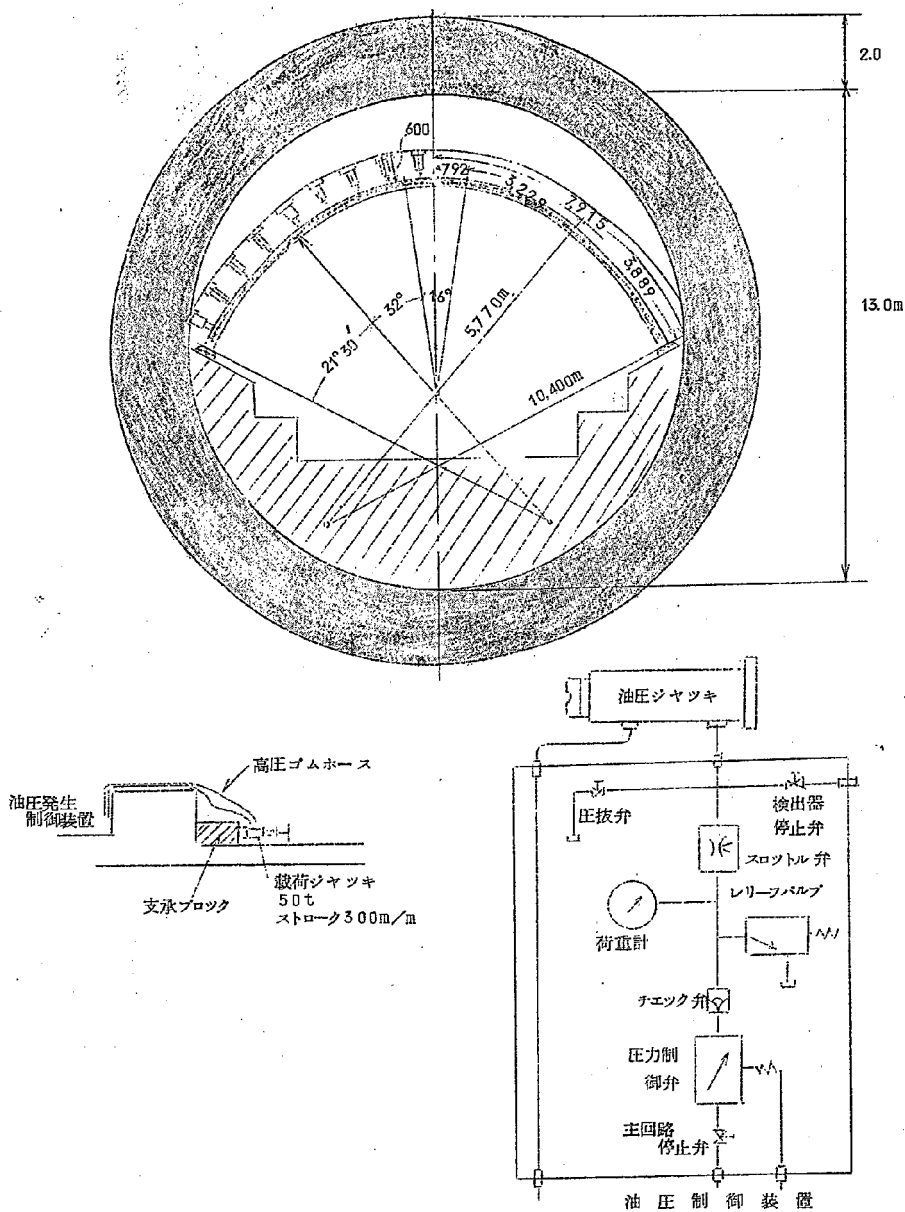
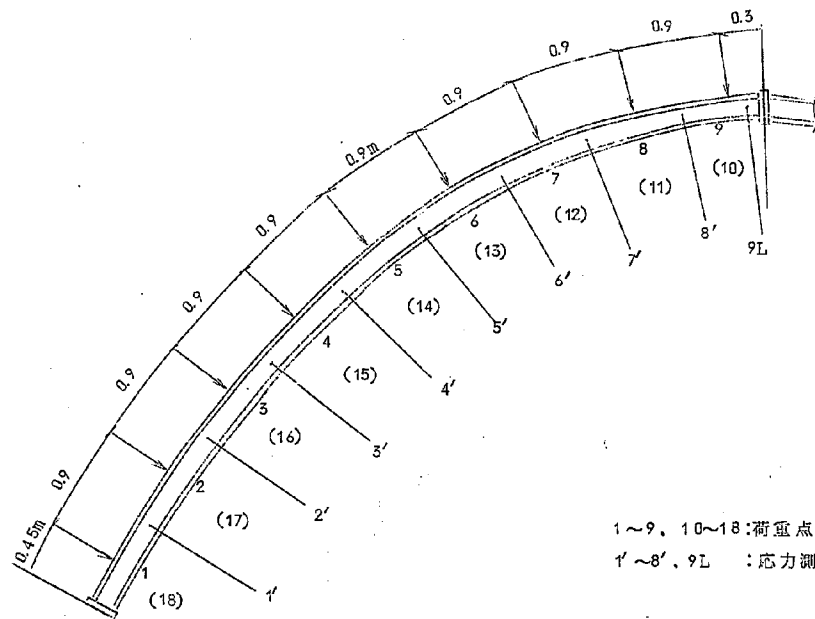


図-55 支保工載荷試験装置説明図

圖-56 試驗材形狀寸法



1~9, 10~18:荷重点
1'~8', 9L :応力測定点

図-57 荷重点 (くさび位置)

表-9 材 料 試 験 成 績

寸 法 mm	重 量 Kg/m	化 学 成 分 %						引 張 試 験		
		C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1,000	S ×1,000	Cu ×100	降伏点 Kg/mm ²	引張強さ Kg/mm ²	伸 び %
H-200×200×8×12	49.9	18	7	61	9	20	—	32	45	32
TH-175×175×8×13	46.7	18	6	43	7	28	8	32	47	29

単位荷重試験におけるたわみの測定結果の一部を示したものが図-58~61で、くさびに相当する反力版を用いない場合には変形が大きく、くさびを十分に締め付けることが必要であることが分る。また、図-56のような構造は段々るヒンジアーチとした計算値と一致することが分り、その差は支点および拱頂部の条件によるものと考えられる。

破壊強度試験はProctor およびWhite²⁰⁾の荷重パターンを用いて実施した。図-62はこのパターンを示すものである。破壊試験における載荷重とたわみの測定結果の一部を示したのが図-63~70でTH-175およびH-200ともに拱頂附近の直線部(キックアップ)の悪影響がみられとくにTH-175では拱頂板が過大で阿板間の開きも大きすぎる事が分る。破壊試験の結果をまとめたのが表-10である。こゝで破壊荷重とはもはや荷重を加えることができない状態におけるものとしており、塑性変形の始まるのは破壊荷重のおおよそ60%のときであつた。なお、この試験では面外に拘束力を与えた2次元の状態で加圧したもので破壊はすべて拱頂部より始まつた。

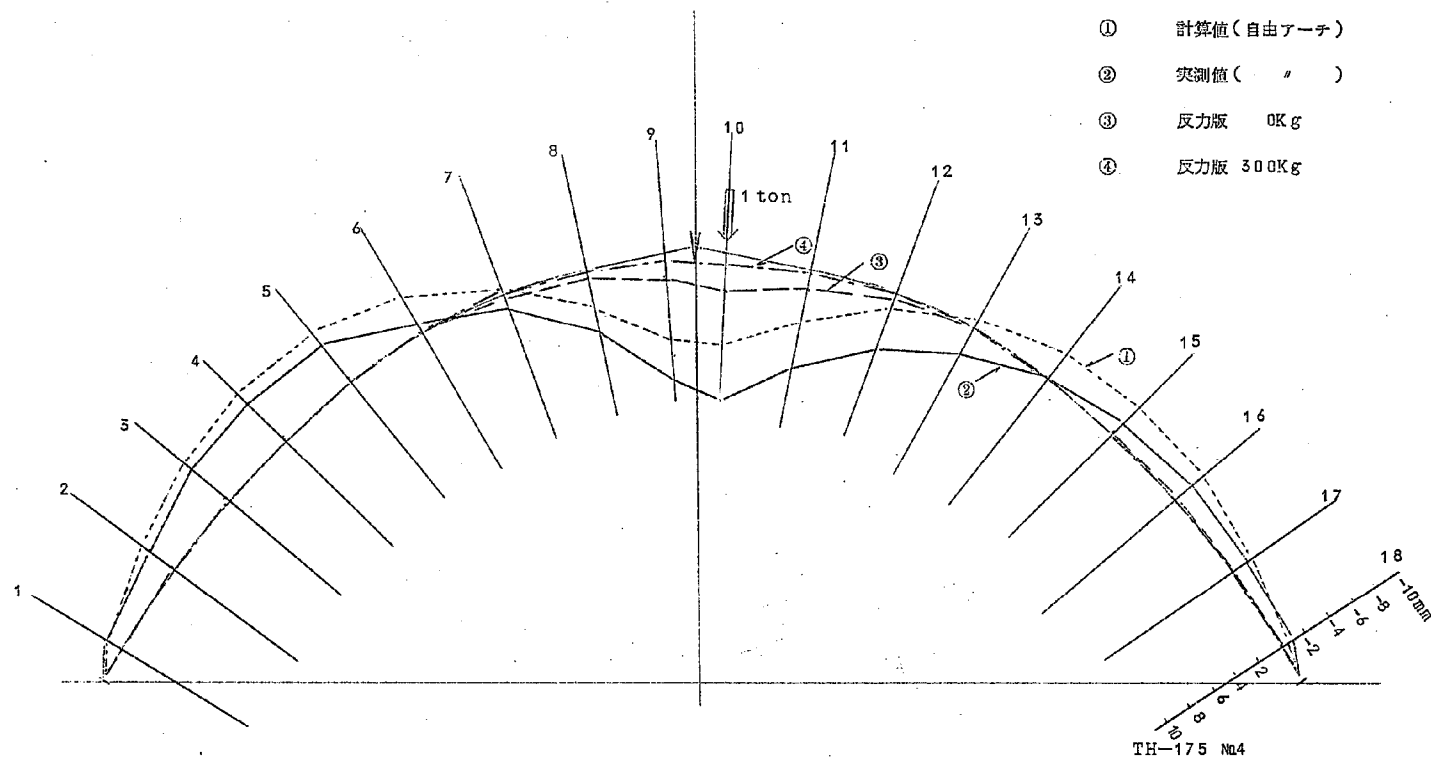


図-58 単位荷重によるたわみ (荷重点 No 10)

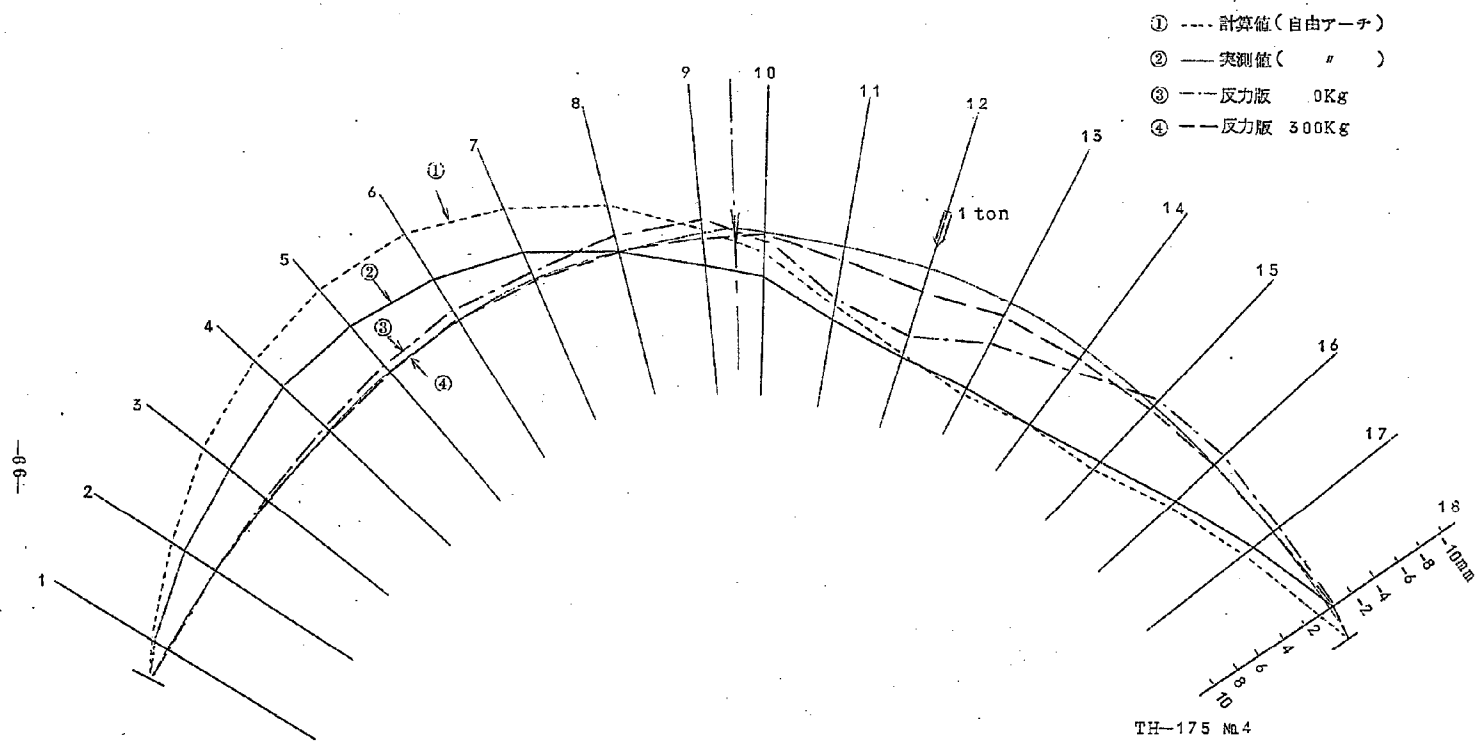


図-59 単位荷重によるたわみ (荷重点 No 12)

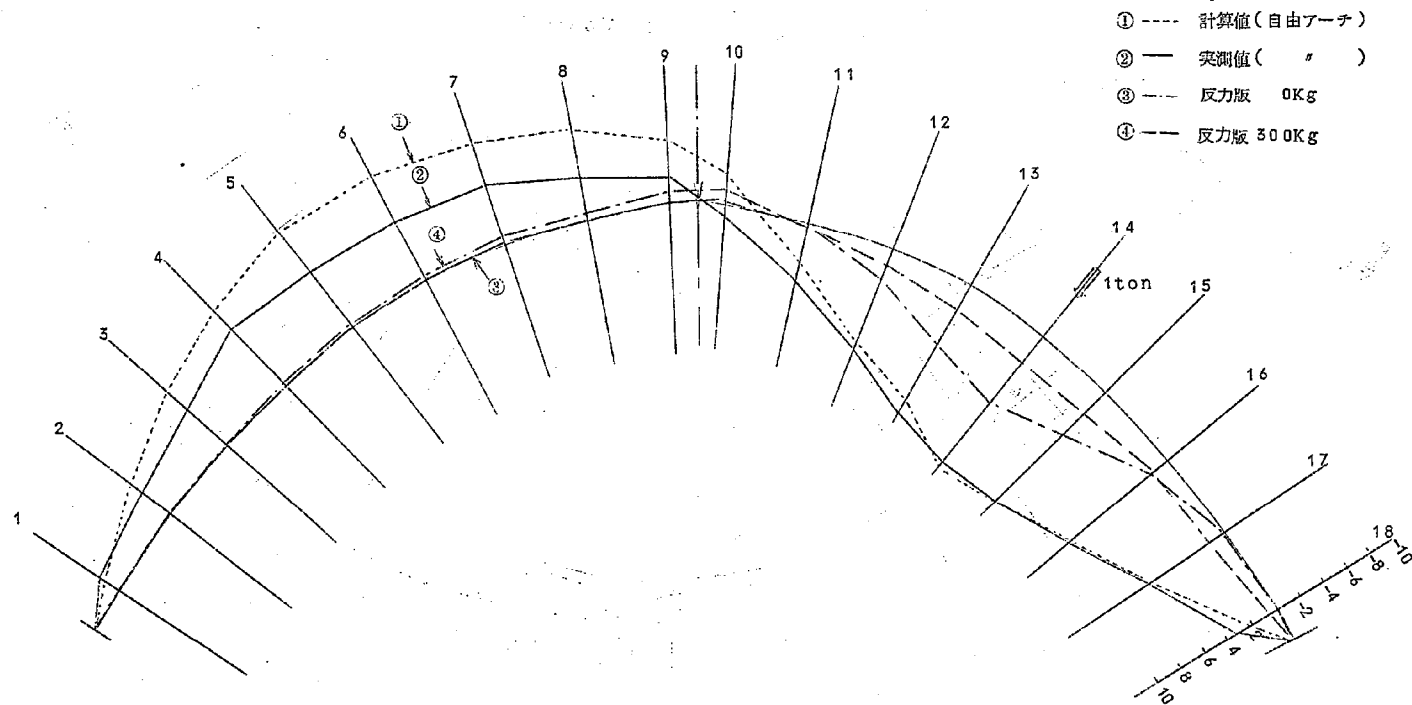


図-60 単位荷重によるたわみ (荷重点No 14)

TH-175 No4

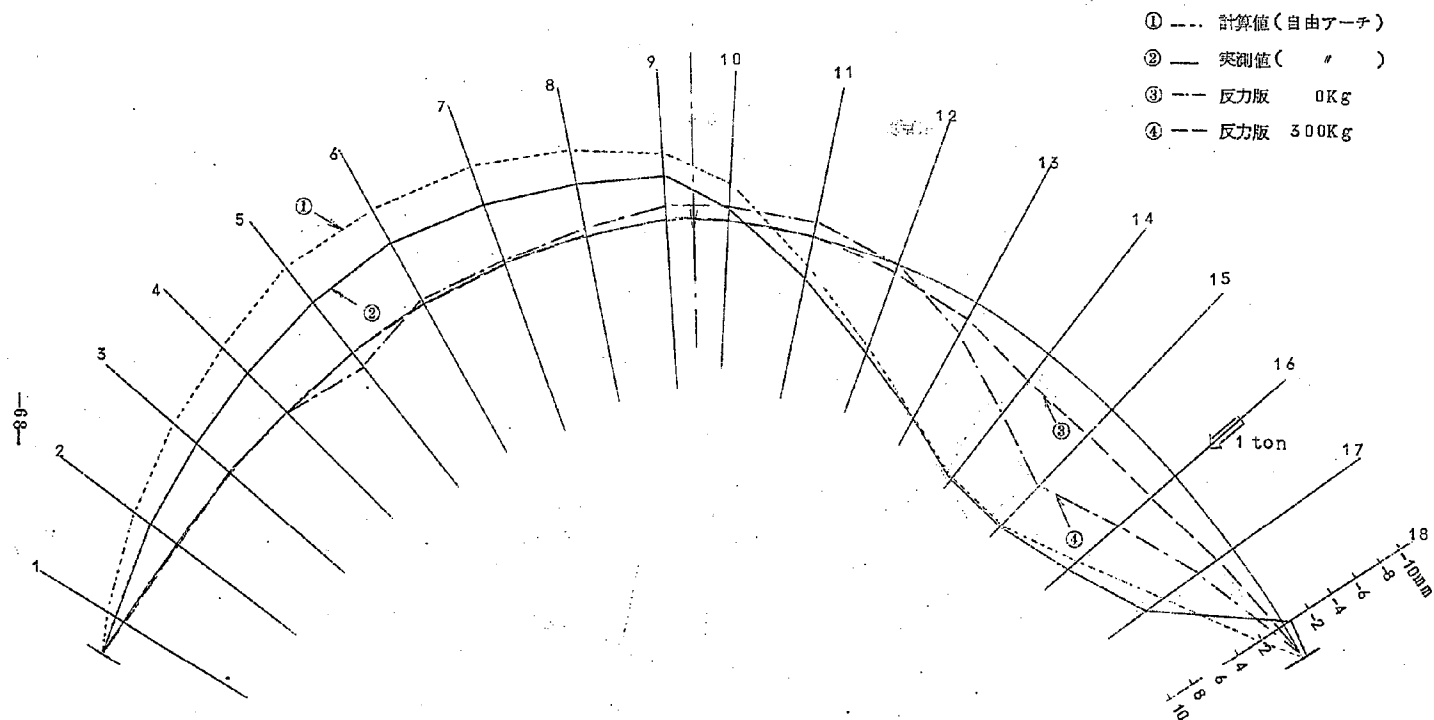


図-61 単位荷重によるたわみ(荷重点 NO 16)

TH-175 No.4

No	W tons	1mのゆみ高さに対する荷重		
		主筋 tons	受筋 tons	F tons
1	1.24	1.65	—	1.65
2	1.40	1.45	0.41	1.84
3	1.57	1.54	0.46	2.00
4	1.73	1.65	0.24	1.89
5	1.89	1.76	0.64	2.40
6	2.08	1.92	1.16	3.08
7	2.27	2.11	1.43	3.54
8	2.38	2.35	1.94	3.29
9	2.00	2.00	0.43	2.43

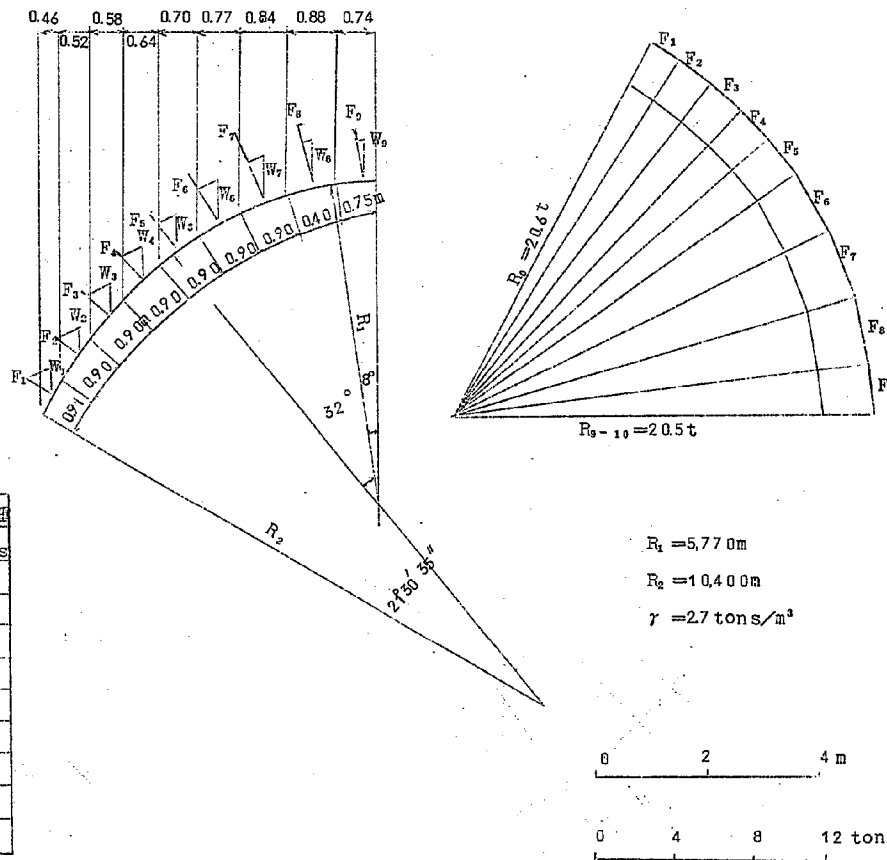


図-62 破壊強度試験荷重パターン

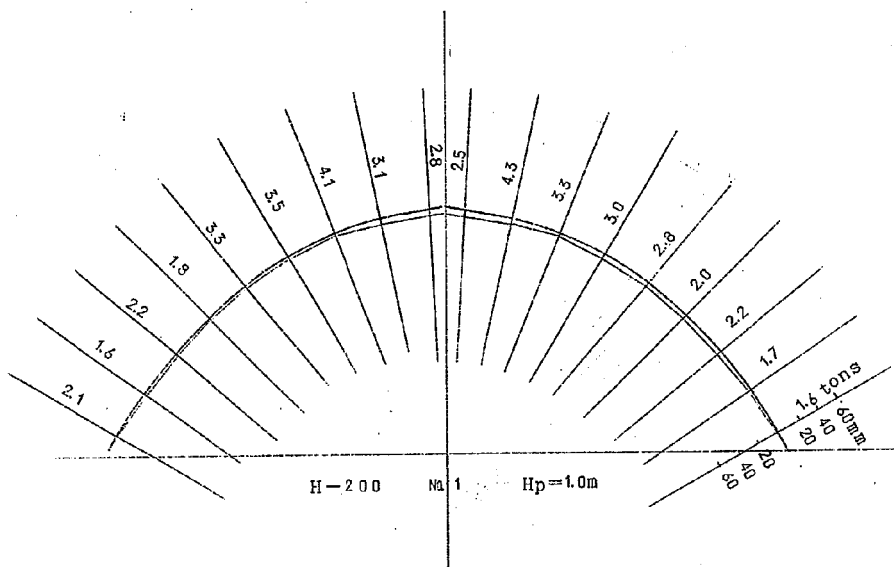


図-63 荷重とたわみ

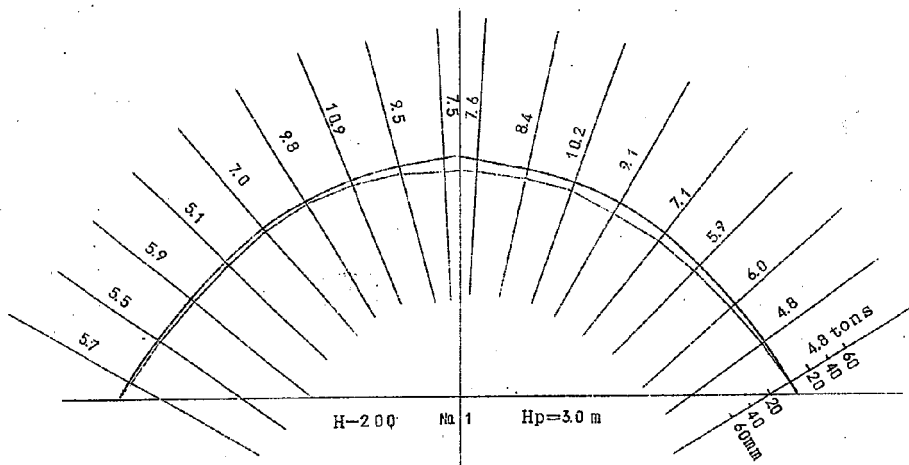


図-64 荷重とたわみ

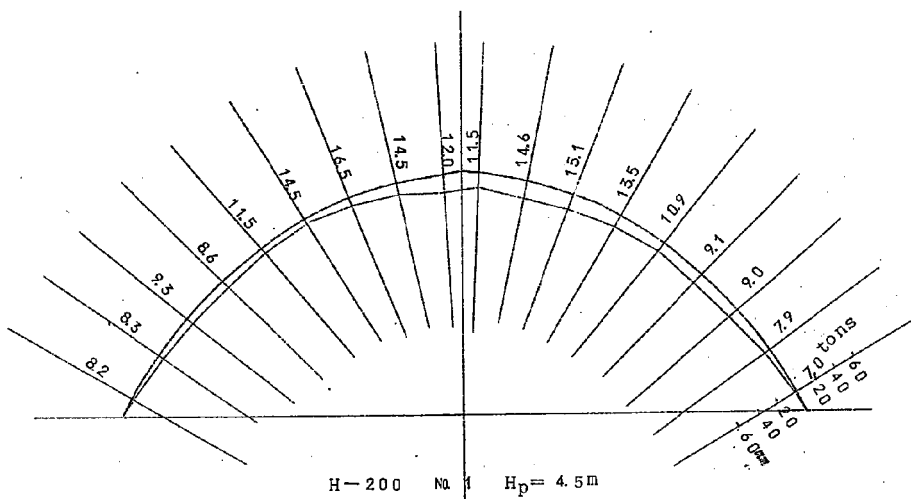


図-65 荷重とたわみ

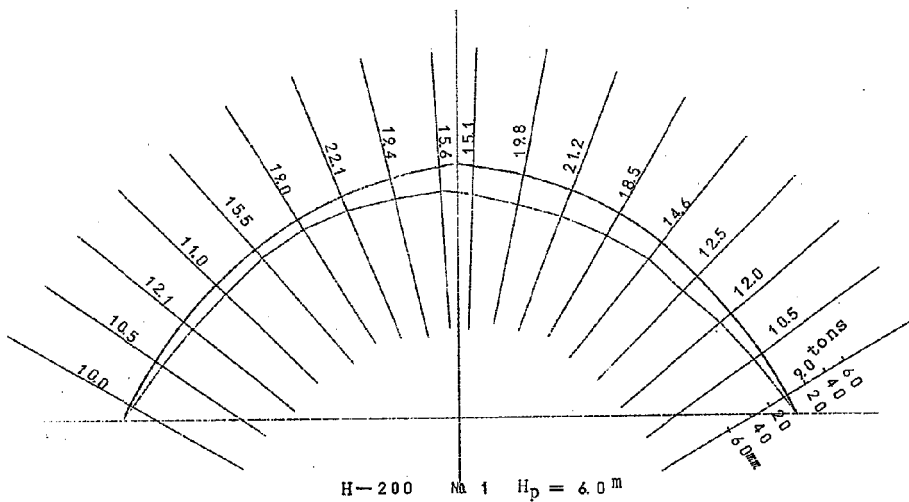


図-66 荷重とたわみ

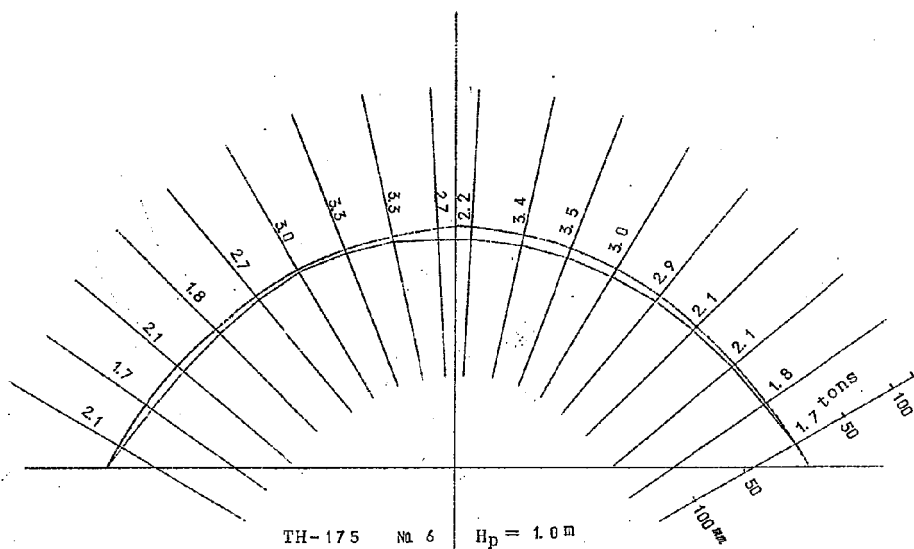


図-67 荷重とたわみ

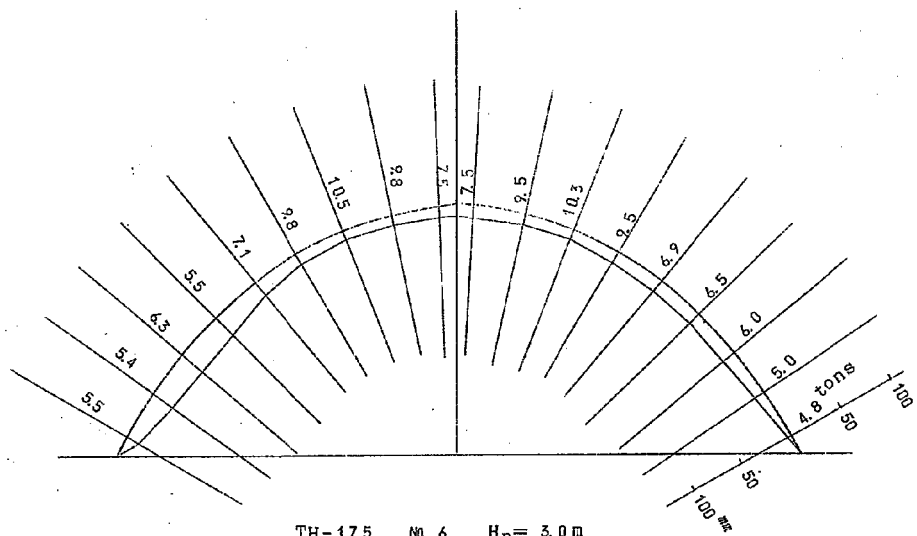


図-68 荷重とたわみ

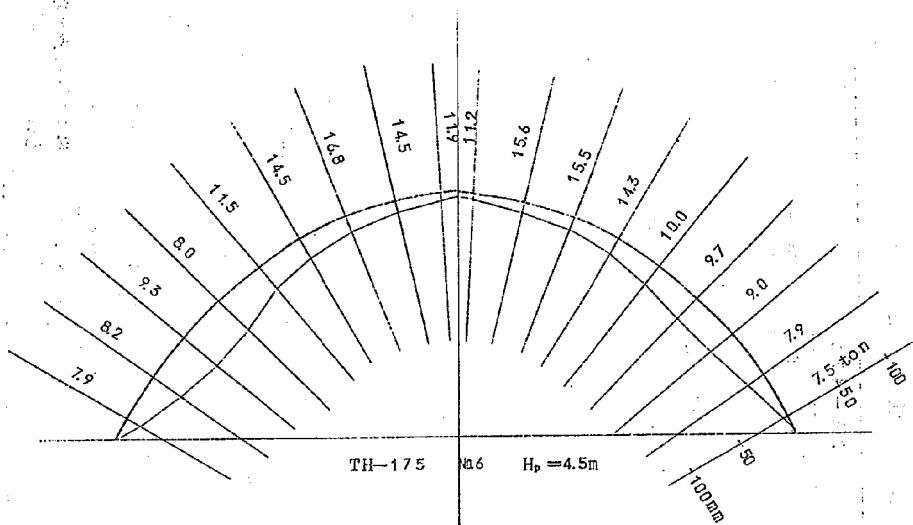


図-69 荷重とたわみ

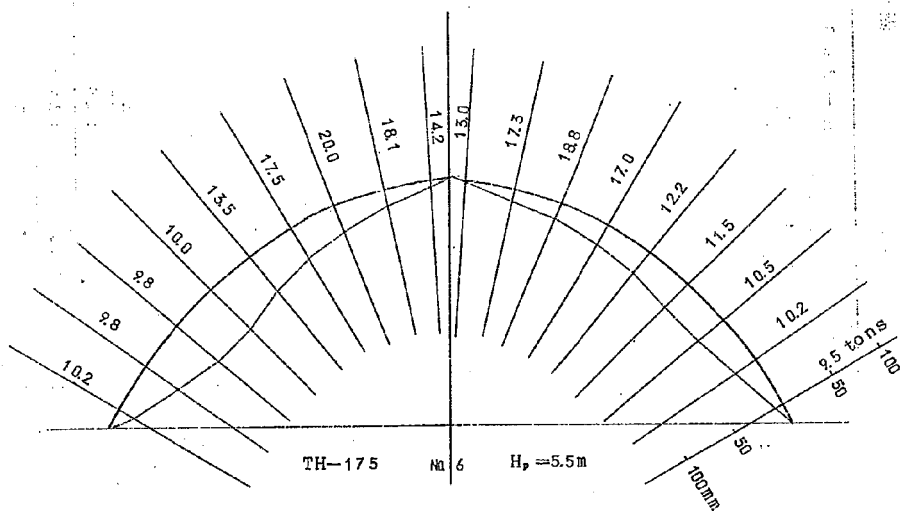


図-70 荷重とたわみ

表-10 破壊強度試験結果

種 類		H-200			TH-175			備 考
試 験 番 号		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	
破 壊 土 荷 重 (t)		7.0	6.5	7.0	6.0	6.0	6.0	
破 壊 点		拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部	拱頂部	
破 壊 時 の 総 荷 重 (t)		326 (310)	315 (288)	327 (310)	292 (265)	279 (265)	283 (265)	
各 点 の 実 験 荷 重	1	13.5	9.6	11.5	10.8	10.7	13.5	H-200 $A=6353\text{cm}^2$ $W=49.9\text{Kg/m}$ $Zx=472\text{cm}^3$ TH-175 $A=5952\text{cm}^2$ $W=46.7\text{Kg/m}$ $Zx=376\text{cm}^3$ () 内はプログラム 荷重 No.2は面外変形が著 しい
	2	13.2	11.3	12.3	11.5	11.0	13.2	
	3	15.6	21.5	15.1	12.0	12.5	15.6	
	4	13.0	12.6	13.0	11.8	11.3	13.0	
	5	17.2	16.7	17.2	14.7	15.0	17.2	
	6	22.5	20.7	22.0	22.5	19.7	22.5	
	7	26.0	30.7	24.6	21.5	23.0	26.0	
	8	24.5	21.5	24.1	18.2	19.8	24.5	
	9	19.5	20.5	23.1	16.3	16.2	19.5	
	10	19.0	16.5	19.7	19.7	16.3	19.0	
	11	24.3	20.6	23.8	20.7	20.0	24.3	
	12	25.0	22.7	25.5	24.0	22.5	25.0	
	13	21.7	21.3	23.5	25.4	19.0	21.7	
	14	16.8	17.0	18.5	15.7	15.1	16.8	
	15	14.5	14.0	15.1	12.7	12.7	14.5	
	16	14.6	12.2	12.8	13.0	12.0	14.6	
	17	13.5	15.0	13.2	11.3	12.0	13.5	
	18	12.0	10.5	11.3	10.5	10.1	12.0	

以上の結果から鋼アーチ支保工の設計施工に際しては、次のようなことを考えておくべきである。

① 支保工の形状は外側に変曲した連続的な曲線とし、直線部はできるだけ避けるべきである。もし直線部を設けるときはこの区間には荷重がかからぬようにする。これは支保工がアーチとして働くようにするためである。

② 支保工の建込みに当つては、くさびを十分に締付けなければならない。坂本の実験²¹⁾で明らかにされたように、Proctor および White の図解により求めた強度と破壊試験によるものとを比較しても、後者は前者の約60%の強度となつている。これはくさびおよび地山を剛体としたときと弾性体としたときの差を示すものである。

③ 支保工基礎の支持力を十分に確保すべきである。支保工の脚部が移動ないし沈下を起せばくさびがゆるみ地山をゆるめることにもなり大きな影響を与えるので、地山の支持力に疑問があれば測定を行ない対策を講ずべきである。

④ 拱頂部のつなぎは上下のフランジに一樣な軸力が加わるような構造とすべきで、拱頂板の開を設けることは疑問で、これを付けたとしてもくさびを締付けたとき完全に塞がる程度に止めるべきである。

⑤ H型钢支保工のごとき開断面は面外の曲げおよびねじりに弱いので、ウェブを加圧するようにくさびないし矢板を打つことが必要である。このことと鋼材の冷間曲げ加工による降伏点強度の増大およびねじりに対する強度の向上を企図して写真10に示すごと断面の支保工を準備し現在各種試験を実施中である。このうち上側フランジを内方に曲げ加工したものは現場施工に適しているのではないかと考えられる。支保工全長にわたつてこのような曲げ加工を行ななくても、脚部および拱頂部などに対してだけ行なうことも考えられよう。ただしこの場合にはフランジの曲率はすり付けなければならない。

参 考 文 献

- 1) Fenner : Untersuchung zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Glückauf 32, 33
(1938), S. 681 ~ 695, S. 705 ~ 715
- 2) 平松良雄, 岡 行俊: 坑内空洞のまわりの岩盤の破壊条件と地圧状態の診断, 日本鉱業会誌,
78, №893 (昭37-11), P. 803 ~ 808
- 3) Habib, Bernéde, carpentier: Résultats des mesures de contraintes
effectuées dans divers souterrains en France, Ann. d. ITBTP, №210
(1965-6), P. 823 ~ 834
- 4) 土質工学会: 土質工学ハンドブック, 第27章, P. 897
- 5) 川本眺万: ずい道断面形状に関する光弾性学的研究, 日本鉄道技術協会 (昭34-3)
- 6) 平松良雄, 岡 行俊: 光弾性実験による弾性岩盤中のずい道の周りの応力の研究, 日本鉄道
技術協会 (昭34-3)
- 7) Davall: Design of underground openings for protection, Protective
Construction in a Nuclear Age (1961), P. 122 ~ 138
- 8) 川本眺万: 円形立坑周辺の弾塑性応力状態にたいする近似解法, 土木学会論文集, 59
(昭33)
- 9) Kastner: statik des Tunnel - und stollenbaues (1962), P. 82 ~ 89
- 10) Rabcewicz: Bemessung von Hohlraumbauten, Die sicherheit im Felsbau
(1965), P. 120 ~ 135
- 11) 平松, 岡, 吉武: 軟弱な地盤中に作られた空洞の支保に作用する地圧, 日本鉱業会誌,
78, №889 (昭37), P. 505
- 12) 長友成樹, 今田 徹: トンネルの支保工および覆工におけるひずみ測定結果について, 第3
回岩盤力学シンポジウム, (昭40-11), P. 1 ~ 4
- 13) Peterson: stress concentration Design Factors, (1947), P. 100
- 14) 川本眺万: 異方性弾性地山におけるずい道周辺の応力および変形について, 日本鉄道技術協
会 (昭35-3)
- 15) 日本鉄道技術協会: 双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書, (昭36-3)
- 16) 伊藤一郎, 藤中雄三: 爆破の観点からみた双設ずい道の離隔距離について, 日本鉄道技術協
会 (昭35-3, 36-3)

17) ニュー・ジャパン・コンサルタンツ株式会社：一般国道45号線古廟トンネル振動調査報告

巻(昭41-1)

18) 鈴木靖夫, 中川晃一, 太田隆男：新宇津之谷隧道の立坑工事について, 中部地建静岡工事事

務所(昭40-8)

19) 小川, 長友, 米今, 中小路：爆破方式による人工なだれ発生方法, 第8回日本道路会議

(昭40-10)

20) Proctor & white: Rock Tunneling with steel Supports(1946)

21) 坂本貞雄：トンネルの鋼アーチ支保工に関する研究, 土木学会論文集No88(昭37)

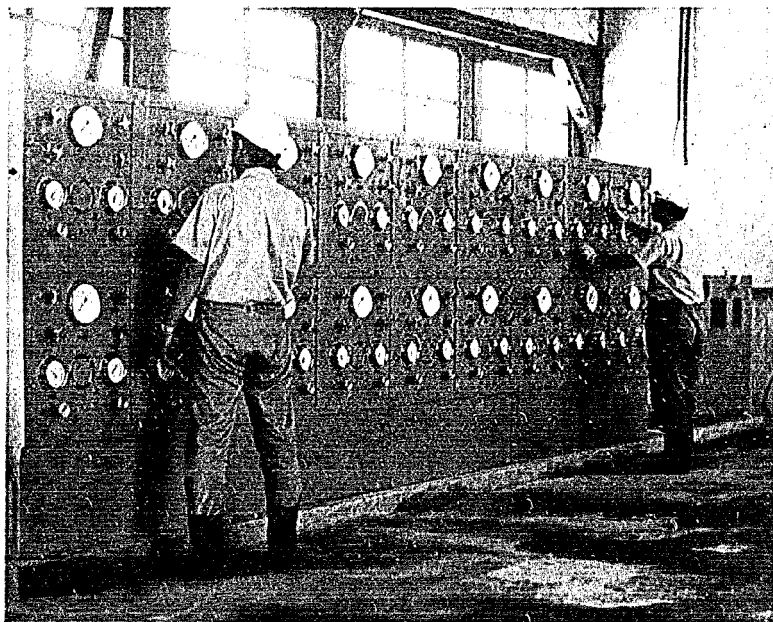


写真-1. 油圧発生装置

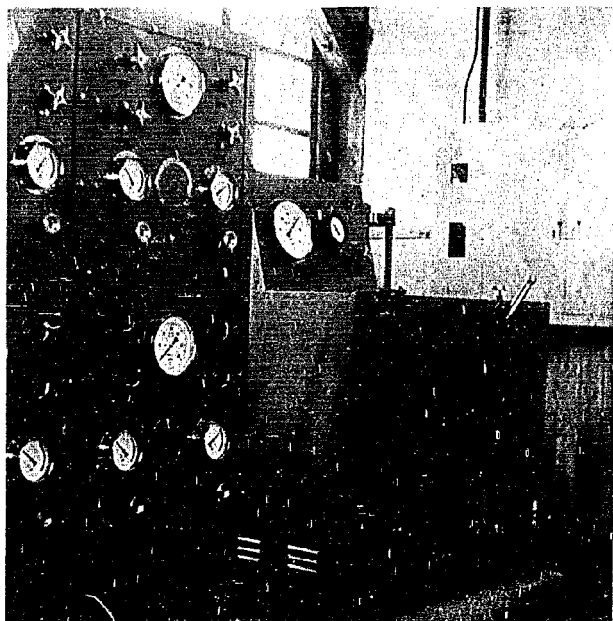
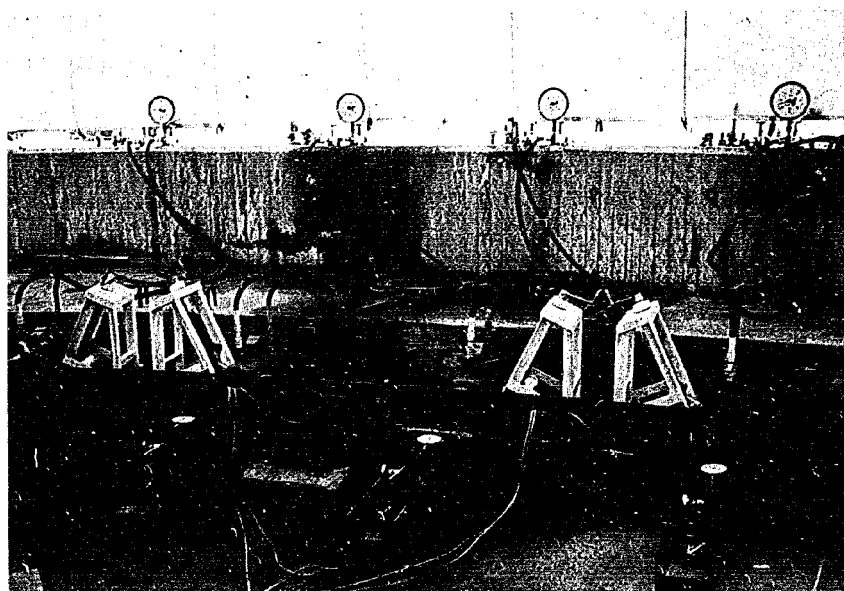
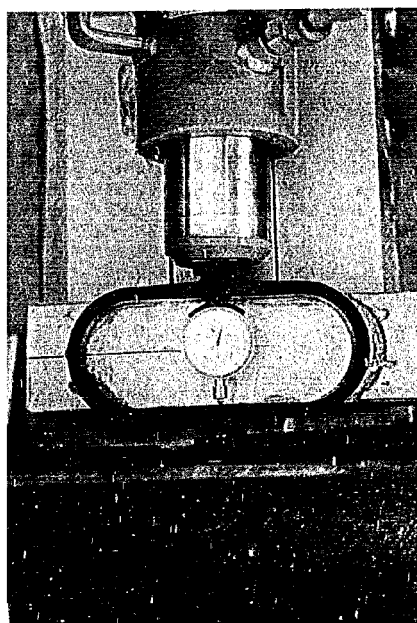


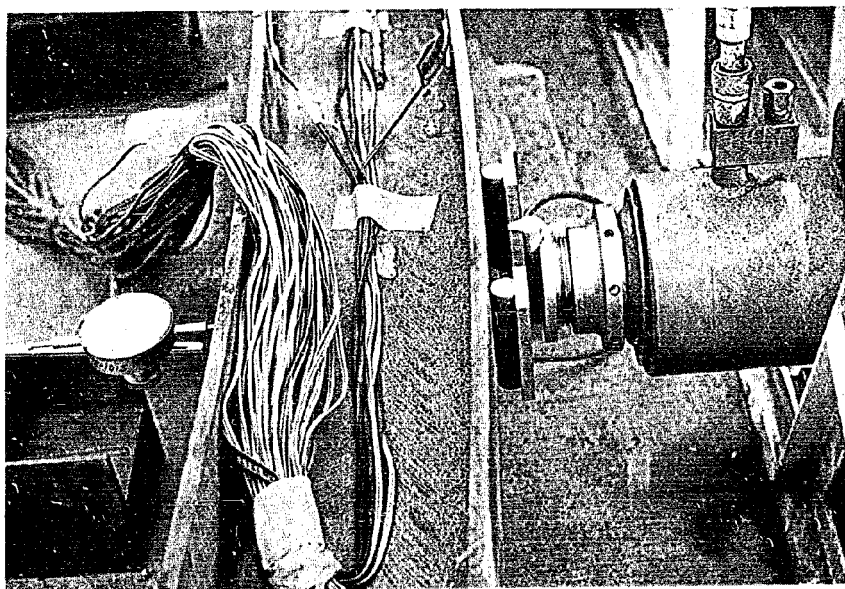
写真-2. 油圧制御パネル



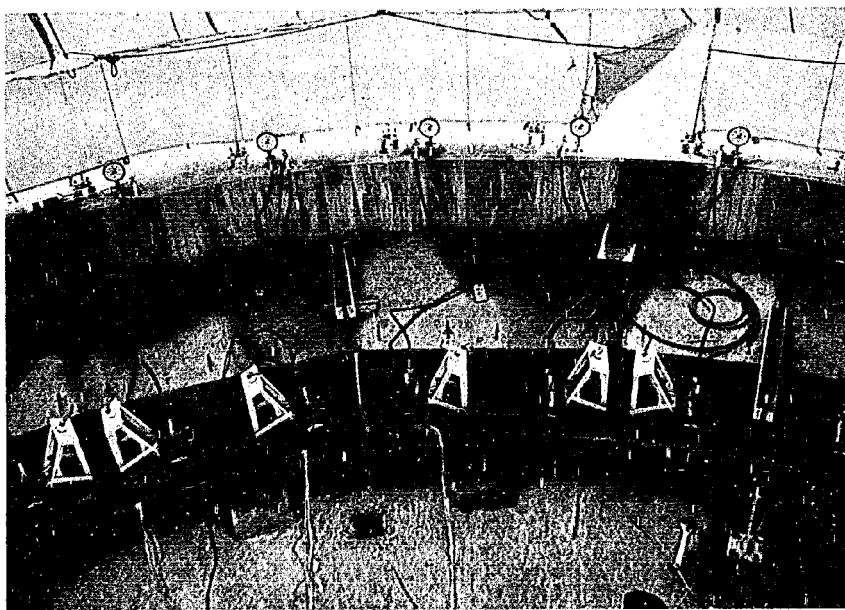
写真—3. 載荷装置



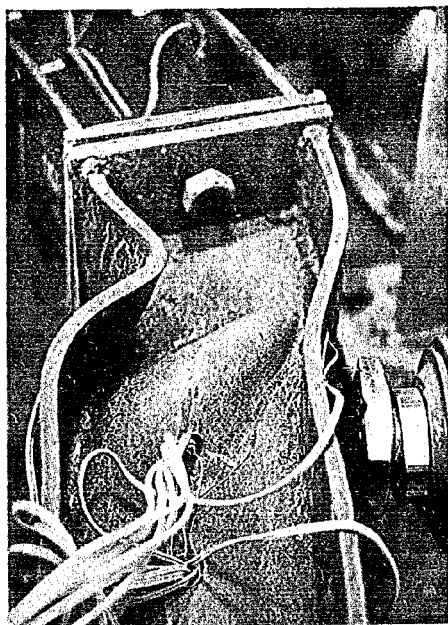
写真—4. 単位荷重載荷点



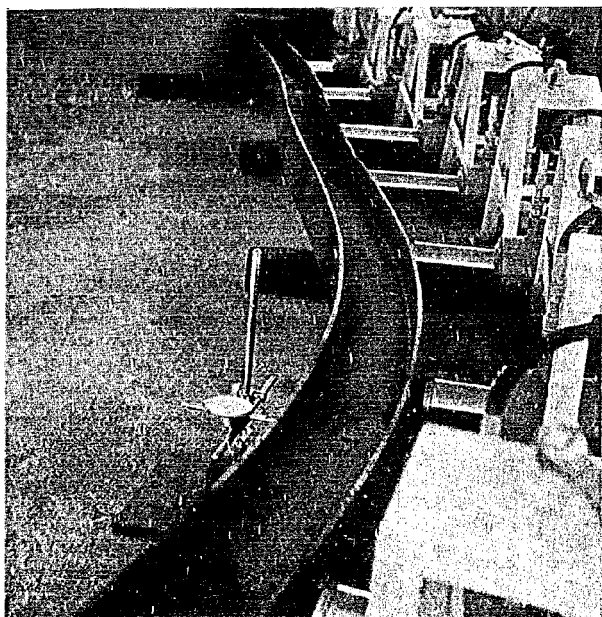
写真—5. 彈性反力版



写真—6. 破壞強度試驗



写真—7. 拱顶部破壞狀況



写真—8. 脚部破壞狀況

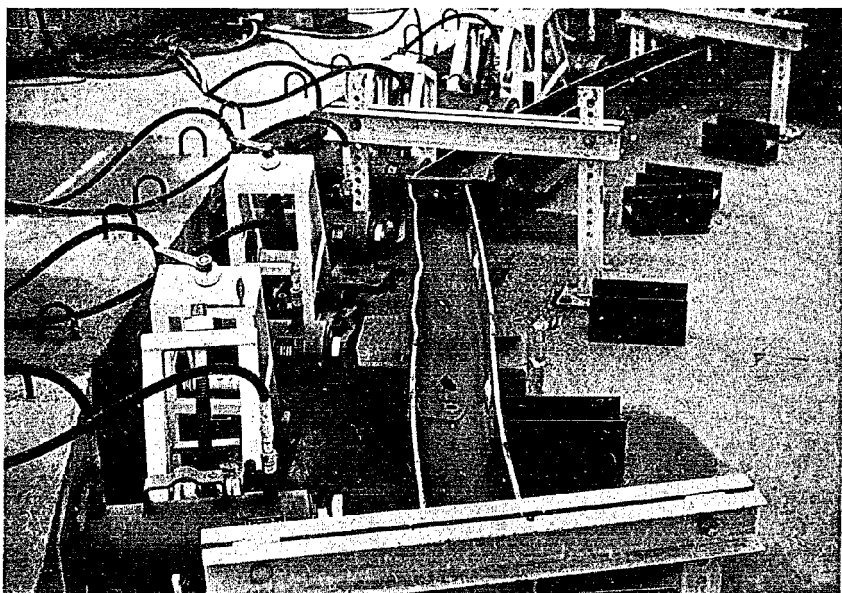


写真-9. 拱頂附近破壊状況

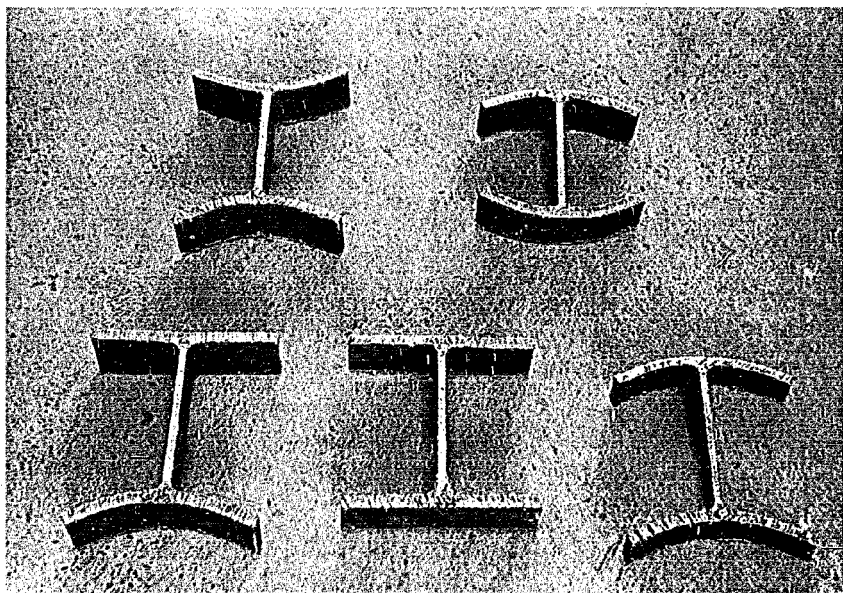


写真-10. フランジ曲げ加工支保工断面