

(47) 双設トンネルにおける隔壁部の挙動について

前田建設工業（株）技術研究所 関 順一

園 上 ○井上博之

1. まえがき

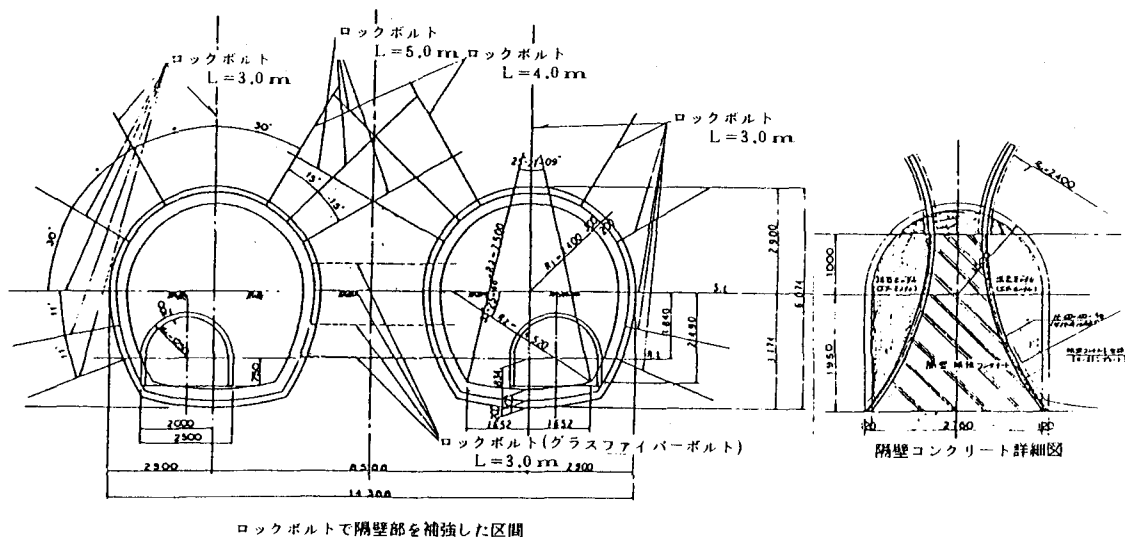
双設トンネルでの隔壁部の地山挙動、支保効果についての検討は、近設トンネルの建設自体が少ないためあまり行われていない。これは、理論解(図-6参照)及び過去の実績より弾性体と考えられる地山ではトンネル中心間隔を掘削幅の2倍、軟弱な地山では5倍とすれば静的には相互にほとんど影響がないとされているため¹⁾、立地条件等の問題がないかぎり、これ以上の離れが一般に採用されているからであると思われる。

しかし、動的な影響のない機械掘削においては、吹付コンクリート、ロックボルトにより地山を補強し、かつ隔壁部の地山変形を弾性変形内に押さえるならば、双設トンネルでのトンネル中心間距離はさらに短くすることが可能であると考える。

今回、我々は、いわゆる土丹中の双設トンネルをNATMで掘削する機会を得、種々の計測を実施し、隔壁部の挙動について貴重なデータを得ることができた。そこで、この計測結果を示し、これらの結果をもとに行なった双設トンネルでの中心間距離についての若干の考察を報告する。

2. トンネル概要

トンネル位置の地質は、第3紀層の泥岩層，“土丹”であり、砂層がほぼ水平に介在している。土丹自体はN値50以上と堅固であるが、介在砂層が剝離を生じやすく、少量の湧水を伴っていた。土盛り直は約40mである。当区間は複線から単線双設断面へ移行する区間であり、双設区間の延長は27mである。隔壁部の幅は最狭のS.L.位置で、0.24m～2.5mと順次狭くなっている。隔壁幅が1m以下の区間は、その隔壁部をコンクリートに置換し補強した(図-1.b)。1m以上の区間は、ロックボルトで隔壁部の地山を補強する支保パターンを採用した(図-1.a)。掘削は右側のトンネルを先行させ、インバート閉合まで完了した後、左側のトンネルを施工した。掘削工法は、共に上半先進ショートベンチ工法を採用した。



☒-1 支保パターン ☒

3. 実測した隔壁部の挙動

a) 内空変位

図-2に後続トンネル掘削後の先行トンネル内空変位(H1A)の増加と隔壁幅(t)との関係を示す。隔壁幅が0.3 mの地点では、後続トンネル掘削により先行トンネルの内空変位量が約1 mm増加したが、隔壁幅が0.8 mでは0.1 mm程度の増加しかなく、隔壁幅が1 mを以上になると後続トンネルの影響はほとんど生じなかった。

b) 吹付コンクリート応力

図-3に、後続トンネル掘削前後での先行トンネル側の吹付コンクリートの軸方向応力分布状態を示す。軸方向応力は、後続トンネル掘削前は最大でも7.4 kg/cm²と小さかった。しかし掘削後、増加した。特に隔壁側の応力の増加が大きく、約16 kg/cm²の値がS.L.付近に生じた。この値は、初期地圧 $P(\gamma h = 1.8 \times 40 = 72 \text{ t/m}^2)$ の約2.2倍の値であった。

c) ロックボルト軸力

図-4に、後続トンネル掘削前後での先行トンネル側のボルトの軸力分布を示す。後続トンネル掘削前での軸力は、最大でも約4 tと小さかった。掘削後の軸力は、隔壁側のボルトで最大1 t程度圧縮方向へ減少しただけであり、隔壁部と反対側のボルトにはほとんど変化はなかった。

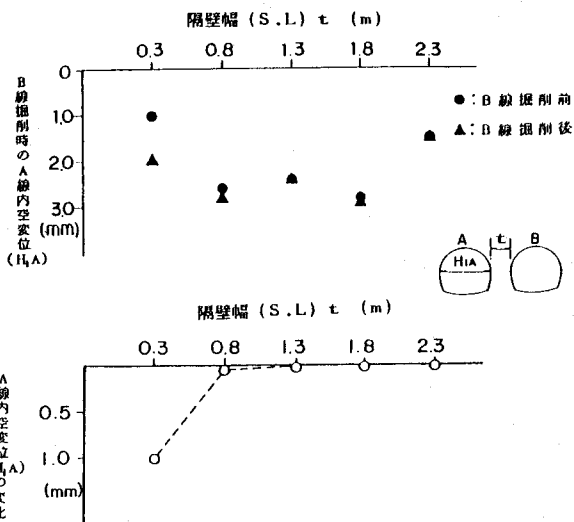


図-2 内空変位とトンネル離間距離との関係

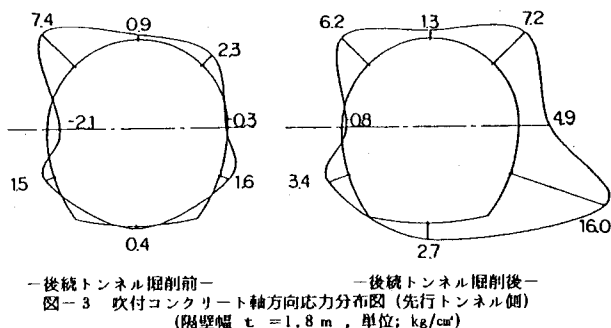


図-3 吹付コンクリート軸方向応力分布図 (先行トンネル側)
(隔壁幅 $t = 1.8 \text{ m}$, 単位: kg/cm²)

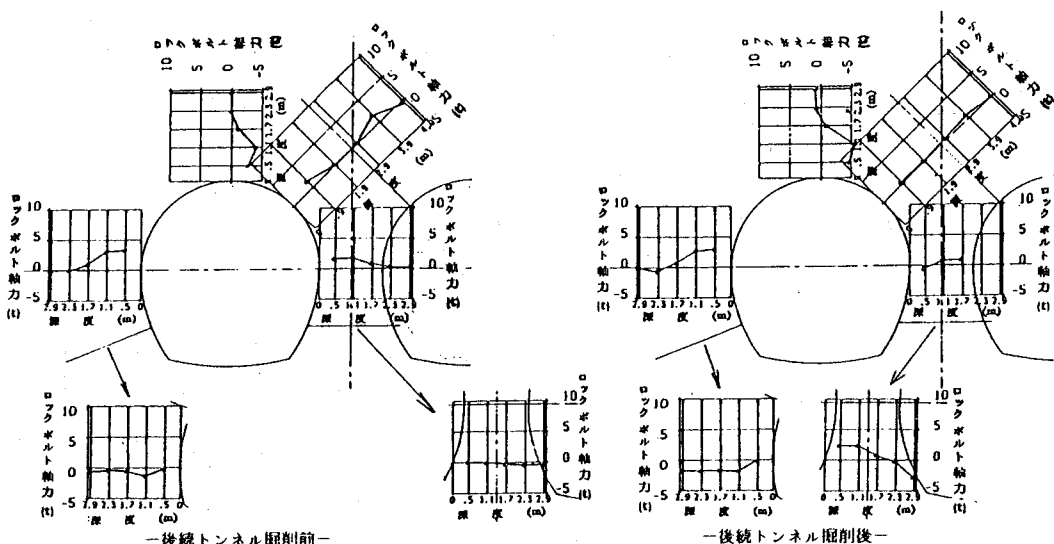


図-4 ロックボルト軸力分布図 (先行トンネル側)
(隔壁幅 $t = 1.8 \text{ m}$)

d) 置換したコンクリートの応力

図-5に、置換したコンクリートの底部に生じた応力の掘削段階ごとの変化を示す。底部の応力は、先行トンネル掘削時に平均約 7 kg/cm^2 であった。しかし、後続トンネルの上半掘削後には、先行トンネル側で応力は約 1 kg/cm^2 増加したが、後続トンネル側で約 1.5 kg/cm^2 減少した。これは、後続トンネル掘削によって先行トンネル側の応力が大きくなり、偏荷重の傾向を示したものと考えられる。

隔壁コンクリート打設時には、 0.7 kg/cm^2 の圧縮力が生じた。これは、隔壁高さ（約 3 m ）とコンクリート自重（ 2.5 t/m^3 ）から求めた応力 7.5 t/m^2 とほぼ一致する。したがって、掘削による応力は、

$$AP-1 \text{ で } \sigma_1 = 6 - 0.7 = 5.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$AP-2 \text{ で } \sigma_2 = 9 - 0.7 = 8.3 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

これより、S.L.の隔壁部の平均鉛直応力 σ_{av} は

$$\sigma_{av} = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times t}{t} = \frac{\frac{5.3 + 8.3}{2} \times 2.1}{0.3} = 47.6 \text{ kg/cm}^2$$

となる。これは、初期地圧 P （ $= \gamma h = 1.8 \times 40 = 72 \text{ t/m}^2$ ）の約 6.6 倍である。

以上をまとめると

1) 隔壁幅が 0.3 m （ $t/D = 0.3/6 = 0.05$ ）程度であると隔壁部の応力集中も大きく、また、先行トンネルに後続トンネル掘削の影響が大きくあらわれた。

2) 隔壁の幅が 1 m （ $t/D = 1.0/6 = 0.17$ ）以上になると、後続トンネル掘削により、一次覆工の応力は増加したが、内空変位への影響はほとんど生じなかった。

3) 後続トンネル掘削によって増加する地圧は、すでに大きな剛性を有している先行トンネルの一次覆工（吹付コンクリート、II支保工）が十分負担できる程度であった。

4. 双設トンネルでの隔壁幅について

双設トンネルの中心間距離と応力集中係数（トンネル壁面での接線方向の最大応力と鉛直地圧との比）の関係は既に求められており、岩盤を等方等質の弾性体と考えれば、静水圧状態の場合は図-6のようになる²⁾。図-6のように $(D+t)/D = 3$ すなわち、隔壁幅がトンネル径の2倍以上になると双設トンネルの影響はほぼなくなる。従来の双設トンネルではこの考え方が用いられて、隔壁幅をトンネル径の2倍以上設けるようにされてきた。しかし、応力集中しても隔壁部が弾性範囲内にあれば、後続トンネルの影響があっても双設トンネルは十分安全であるので、隔壁幅はより狭くできると考えられる。

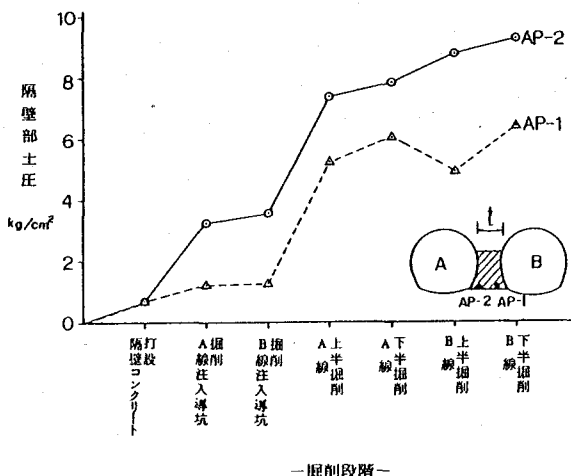


図-5 置換したコンクリートに生じた応力
(隔壁幅 $t = 0.3 \text{ m}$)

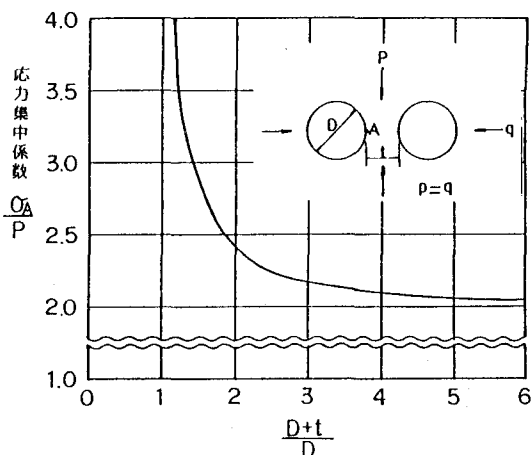
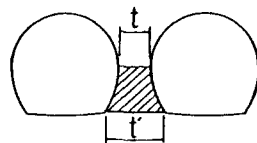


図-6 双設トンネルの中心間距離と応力集中の関係

今回建設した双設トンネルの隔壁面の応力集中は弾性理論的には、図-7 のようになり、当地点の地山強度比と比較すると隔壁幅が約1 m以上の区間は地山強度比以下の応力集中であった。言いかえと、隔壁幅1 m以上では、地山に生じた応力は一軸圧縮強度以下であったことであると考えられる。実測の内空変位結果(図-2)で隔壁幅が0.8 m以上であると後続トンネルの影響が少なかったことを考えれば、隔壁部の応力集中を地山強度比以下にすれば、隔壁部は十分安全であるといえる。

したがって、双設トンネルの中心間距離を地山強度比によって、計画することが可能であり一つの目安として次の値を提案する。

地山強度比と中心間距離

地山強度比	中心間距離 $\frac{D+t}{D}$
2 以下	3 D 以上
2 ~ 3	1.5 D
3 ~ 4	1.2 D

D: トンネル径

5. あとがき

今回、双設トンネルでの隔壁部の挙動を実測し、当トンネル条件下では、隔壁幅が1 m以上あれば双設トンネルの影響のないことが確認できた。さらに、理論値と実測値を比較して、隔壁部の応力集中を地山強度以下に抑えれば隔壁部は十分安全であることが推察できた。これは、一例からの結果であるが、今後さらに施工事例が増えることにより地山強度比をもとに双設トンネルの離れを標準化できると思う。

最後に、当トンネルでのNATM施工について、適切な御指導を頂いた横浜市交通局に対し、心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編; トンネル標準仕方書・同解説, 土木学会
- 2) 川本 眺 万; 応用弾性学, 共立出版
- 3) 平松, 岡 ; 二つの並行坑道の距離と応力集中との関係について; 水曜会誌, 第14巻, 第6号, P 227 ~ 280

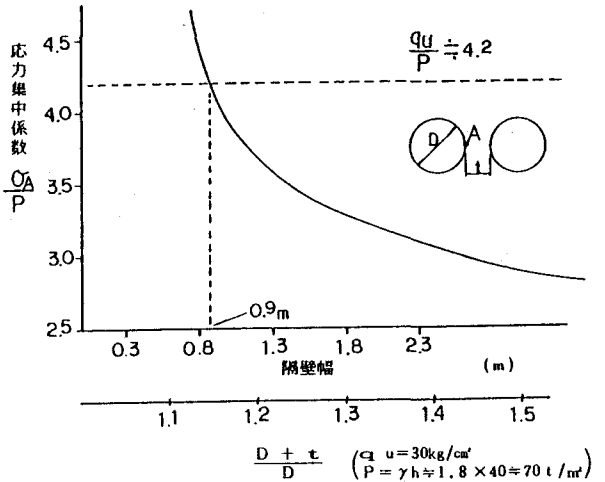


図-7 当トンネルでの隔壁幅と応力集中との関係

(47) The behaviour of the Wall between double tunnels
by Jun'ichi SEKI, MAEDA CONSTRUCTION CO.,LTD
Hiroyuki INOUE , do.,

This paper shows the behaviour of the wall between double tunnels. The double tunnels have been constructed in mudstone formation by NATM, and the overburden is about 40 m. The tunnel diameter is about 6 m and the length of the double tunnels' section is 27 m. The width of the wall at S. L. varies from 0.24 m to 2.5 m gradually.

Mudstone is slightly hard (N - value is over 50) , but sand layers in mudstone are very weak and bring with water seepage.

The results obtained by measurements are follows,

- 1) When the width of the wall at S. L. is over 1 m , the deformation of the precedent tunnel is not influenced by the excavation of the succeeding tunnel.
- 2) Most of load which increases by the succeeding tunnel excavation is supported by the shotcrete lining of the precedent tunnel.
- 3) If the stress concentration (σ / P) in the wall has been smaller than the ratio of the rock's compressive strength (q_u) to the initial load ($P = \gamma \cdot h$) , the wall has been safety enough.