

T-0007/42

土 木 研 究 資 料

第 3 3 3 号

鋼 支 保 工 設 計 資 料 (1)

昭 和 4 2 年 1 1 月

建 設 省 土 木 研 究 所

まえがき

この資料は、普通の山岳トンネル工事で最も広く使用されている鋼アーチ支保工の設計のためのデーターを集めたもので、その第1集として、現在、広く世界的に採用されている R. V. Proctor & T. L. White の両氏が共同で提案した解析法を紹介したものである。

両氏は、アーチリブに作用する地山荷重は、主働的な力だけでなく、ブロックを通して、必ず、受働的な力も発生することに着目し、主働的な地山荷重の発生は極めて複雑で、その精確な姿の予見などはとても出来ないが、アーチリブに発生する応力は、この主働的な地山荷重のうち、ブロックに最大の力を与えているものだけで決定しうることを論証している。ついで、こうしたアーチリブの応力解析に、普通のトラス格点荷重時の図式解法を適用した画期的な論文である。

又、この論文では、冷間加工による鋼の降伏点強度の増大とか、ブロック止め点間隔のリブ応力に及ぼす影響、更には、リブ材形状としては、直線形より曲線形、更に完全円リングの方が、地山荷重の支持能力を著しく改善することを理論的に明確化している。

この両氏の方法に対しては、若干の異論もあり、アーチリブ端部の固定程度やブロックの反撥力、リブに発生する推力によるリブ自身の変形を考慮に入れた解法等が試みられつつあるが、何れも、両氏の方法の単純さ、仮定の明確さには遙るかに及ばず、その上、トンネルで実際に遭遇する地山荷主の複雑を考える時、両氏の方法が、依然として、最も優れたものとして推奨しうるであろう。

したがって、些か古典的（初版 1946 年）色彩は帯びてきたが、この方法を詳述した

“Rock Tunneling with Steel Supports”

の関係部分である Section III-Dimensioning of Tunnel Supports を訳出し、鋼支保工設計資料集の第1集とした次第である。

トンネル研究室長

村 上 良 丸

第 III 部

トンネル支保工の寸法決定法

(Dimmensioning of Tunnel Supports)

R. V. Proctor & T. L. White

"Rock Tunneling with
Steel Supports" 19

目 次

	頁
第 9 章——基本概念とデーター	1
適用荷重	1
普通のアーチとトンネル用アーチの違い	1
ブロック止めされたトンネル用リブ材	2
荷重の仮定	3
初期変形に対する余裕	8
初期変形の原因と影響	8
初期変形に対する製作上の余裕	9
クラウン接手の上げこし、又は、“はね上げ”	10
クラウン点の上げこしをする方法	10
冷間加工による鋼の改良	12
鋼の許容応力	12
普通の構造用鋼の降伏点	12
冷間加工鋼の弾性範囲	15
弾性限度に及ぼす冷間加工の影響	16
冷間加工リブ対熱加工リブ	17
冷間加工した鋼のエーチング作用の影響	19
第 10 章——ブロック止めされたリブの外力と応力	21
ブロック止め点と外力	21
ブロック止め点の間隔	21
岩荷重のブロックへの配分	24
ブロック止め点の定義	24
余掘ブロック止め点での力の作用	24
荷重の作用に関する仮定	28
リブへの力の伝達	30
中立軸ブロック止め点に作用する力	30
外力と応力の計算方法	33

	頁
力の多角形	33
推 力	33
アーチの曲げモーメント	34
アーチの最大縁応力	35
直線脚の応力 (側圧が働かない時)	35
脚にかゝる側圧	38
第 1 1 章 — 応力計算の詳細なやり方と例	39
序	39
例 1. 24 ft X 27 ft トンネル	39
荷重図の作成	39
力の多角形の作図	41
推力の決定	42
曲げモーメント	43
最大合計応力	43
アーチリブの応力計算	43
柱としてチェックした脚	44
脚の応力	46
例 2 複線鉄道トンネル	47
例 3 2車線道路トンネル	51
例 4 側圧をうけるトンネル支保工	55
ケース 1 直線脚付リブに垂直荷重だけが働く	59
ケース 2 単位側圧は、直線脚つきリブに作用している単位 垂直圧の $\frac{1}{3}$ に等しい	59
ケース 3 完全円リブ	62
表 IV — 岩の重量	62

第9章 基本概念とデーター

適用荷重

普通のアーチ (free arch) とトンネル用アーチの違い

岩石トンネルでは、上置荷重 (overburden) 圧力の大半は、地山アーチ (ground arch) がうけてくれる。そして、この地山アーチは、静的な状態では、トンネル上の岩の中に発生する。この地山アーチの厚さは、地山のタイプ、トンネルの寸法と深さ、掘進方法、並びに、掘削した開口部に用いる支保工の量によって変化する。

明らかに、アーチはトンネルの天井 (roof) に対しては、自然な形であり、設計者にとっての問題は、この天然アーチの楔石 (keystone) の重量を支えるのに十分な強度のある支保工システムを用意することである。

この天井用構造物 (roof structure) は、この構造物から、外向きに推力をかけることは出来ない岩塊、又は、土塊に楔付される。従ってトンネル用のアーチリブ (rib) を設計する問題は、オープンな所でのアーチを設計する時の問題とは、全く違ったものとなる。

地上のアーチ状構造物の設計では、既知の荷重が、既知の点に、既知の方向で作用する時に出来る推力線 (thrust line) に適うようなアーチの形に、技術者が普通調整している。このアーチは支台 (abutment) の労働抵抗により、両端だけで支持される。

トンネルでは、アーチリブの形は、主働荷重だけできまるのではなく、トンネルの断面によっても決められ、又、仮定した主働荷重による推力線から大巾にはずれることもある。しかしながら、推力線を所要のアーチ形状 (arch contour) にあうようにつくることは、常に出来る。というのは、周囲の岩の受働抵抗が、その岩を動かそうとする任意の力に抵抗するからである。この受働力 (passive force) が、適切にブロック (brock) 止めし、くさびづけた場合、リブの変形を阻止することになる。

主働荷重 (active load) は、リブを動かしたり、変形させたりするもので

あり、又、ゆるんできて、天井乃至側壁から崩落しようとする岩片の重量によって生じるものである。

受働抵抗 (passive resistance)は、リブの変形を防ぐもので、リブと降伏していない岩 (unyielding rock)の間に、ブロックをはさむことで、任意の所要強度を出させることが出来る。

ブロック止めされたトンネル用リブ材

トンネルが、しっかりと裏込めされた矢板 (back-packed lagging) でかこわれておれば、岩はトンネル用リブ全体に、一様に作用し、主動力が受働力の何れかを発生させる。しかしながら、これが普通の状態であるとはいえない。大抵の場合、岩の力は、その岩とリブの外面の間に挿入される比較的少数のブロックによって、そのリブに伝えられる。このブロックがリブ上にのっている点を、ブロック止め点 (blocking point)と呼んでいる。Fig 117 に、ブロック止めされたリブが示されている。



Fig 117—代表的なリブのブロック止めの例

不規則なブロック間隔は、トンネル工事では不可避免なことである。曲線形の鋼リブを使うと、余掘りの中の最も好ましい所で、ブロック止めをすることが出来る。

Metropolitan Water District of Southern California Los Angeles-Colorado River Aqueduct, West Eagle Mountain Tunnel near Mecca, California

施工: Broderick and Gordon

トンネル寸法: 掘削孔 (driven bore), 巾 $18'-2"$ (555m) × 高 $17'-10"$ (545m), 馬蹄形; 仕上り孔, $16'-0"$ (49m) × $16'-0"$ 馬蹄形

支保工: 連続リブ, $6"$ (153mm) I ビーム, 125 ポンド (57Kg), 中心間隔 $3'$ (09m)

どのブロック止め点においても、リブは外力をうけている。その外力は、active（リブにかかる岩圧）のこともあるし、passive（リブ圧力に対する岩の抵抗）のこともある。このブロックは、それがリブと接している点の切線に垂直な方向にのみしか、リブへの力、又は、リブから力を伝達することが出来ない。これを、ブロックが剪断変形に対しては、比較的小さな抵抗しか有しないクッションのような作用をするという事実のためである。従って、任意の主働荷重は、普通、垂直であるが、これを2つの方向の分力 (component) に分解し、その1つを求心方向にする。この求心（又は法線）方向の分力だけを考慮する。この力の分解については、後で詳細に説明する。

荷 重 の 仮 定

設計者は、まず主働荷重を仮定し、これを、種々のブロックへ配分する。より良い仮定がない場合には、設計者は、普通、その鋼支保工系は、トンネルの上の岩のある厚さを支えたと仮定し、この岩が、一様な垂直主働荷重を、リブに加えると考える。以下の議論では、これを実用仮定として示している。

岩が落ちた後には、普通、“逆V”字型又は“逆U”字型のような開口部がのこる事実がよく知られているので、荷重の一樣分布に疑問をもち、かなり異議があるかも知れない。このことは、仮定をくつがえす様な集中荷重を生じるように思うかもしれない。しかしながら、このテキストの後の方で示すように、ある1つのブロック止め点での岩の主働力が、リブの推力 (thrust) を決定する。この1つの力によって生じる推力は、リブを、その他の全てのブロック止め点で、岩に押しつけ、これらの点での岩の主働力より大きな1つの力を発生させる。それ故、リブは、1ブロックにかかった1ヶの集中荷重に、實際上、比例することになる。これが判れば、他の主働荷重は、全部、無視することができる。

リブのまわりにあるブロックのどれが、最大の推力状態をひきおこすものであるかを定めることが出来ない限り、荷重状態は一様であると仮定する。一様に作用していると仮定する岩の厚さは、任意の1ブロック点に作用すると予想される岩のフィート数の最大値をカバーしておれば十分である。よって、p54のFig19C^{*}に示したような層状岩では、巾Bのトンネルの支保工がうける岩の

* 別刷「トンネル荷重について」

実際の重量は、深さ $0.5B$ の逆V字中の岩の重量である。しかしながら、そのリブの応力は、そのリブが、 $0.5B$ の厚さと B に等しい巾の岩層を支えている時のものと全く同じである。

次の Fig 118 から Fig 121 までの図は、荷重の種々の仮定を説明したものである。

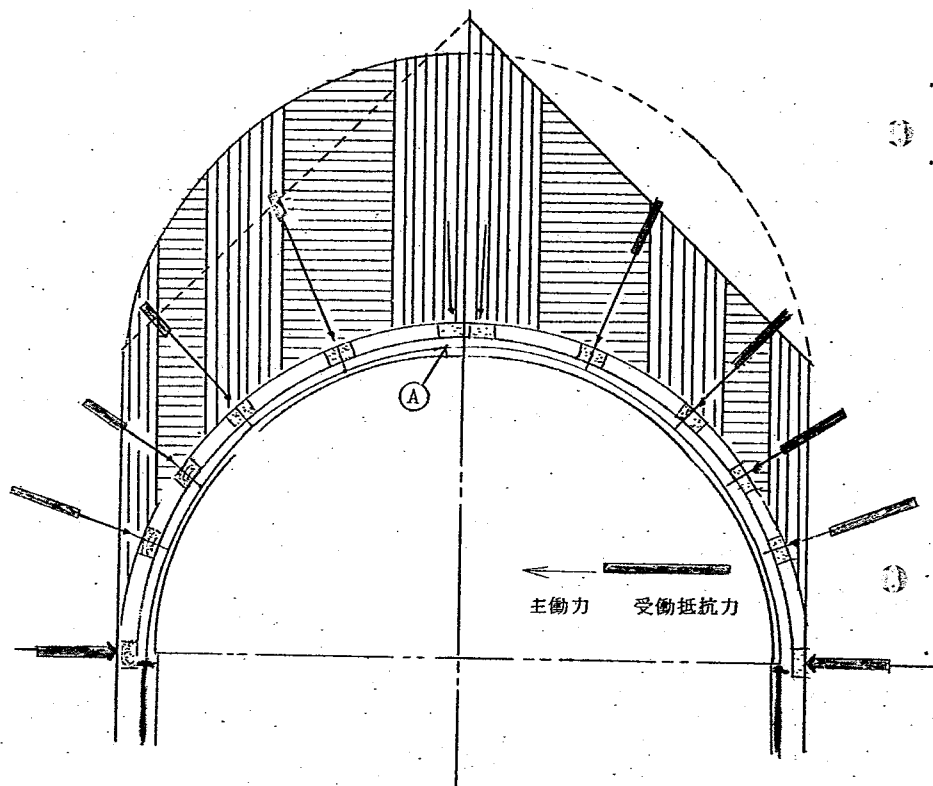


Fig 118

等分布荷重と仮定

三角形荷重と仮定

どちらの載荷状態でも、対応するブロック止め点での、主働力と、受働力との組合せ合力は同じになっている。

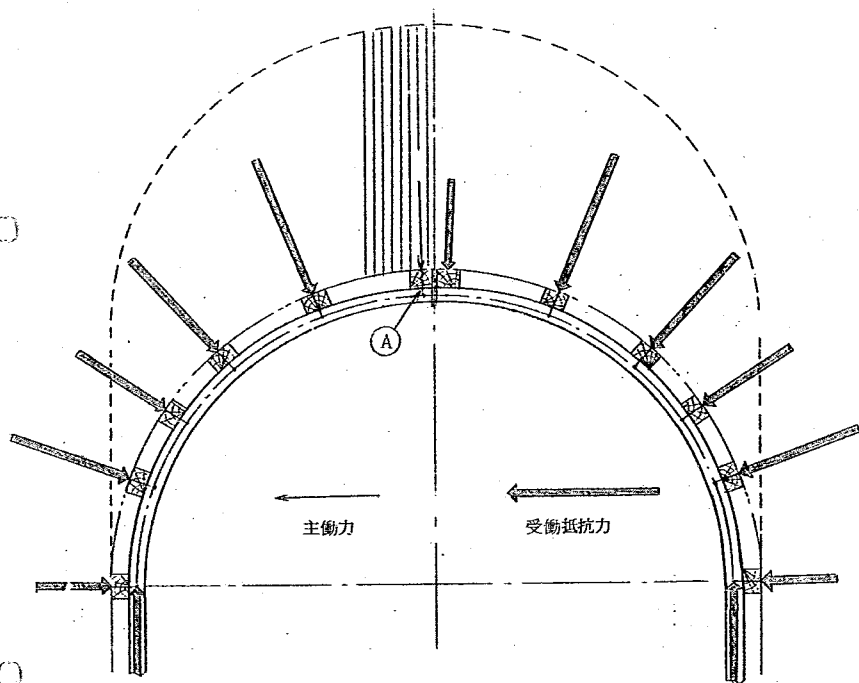


Fig 119 集中荷重と仮定

1ヶのブロック止め点に集中的に主働荷重が働くと、他の全てのブロック止め点には、受働力が発生する。

A点での荷重が、Fig. 118のA点の荷重に等しければ、その他の全てのブロック止め点の力は、Fig. 118のものと同じである。

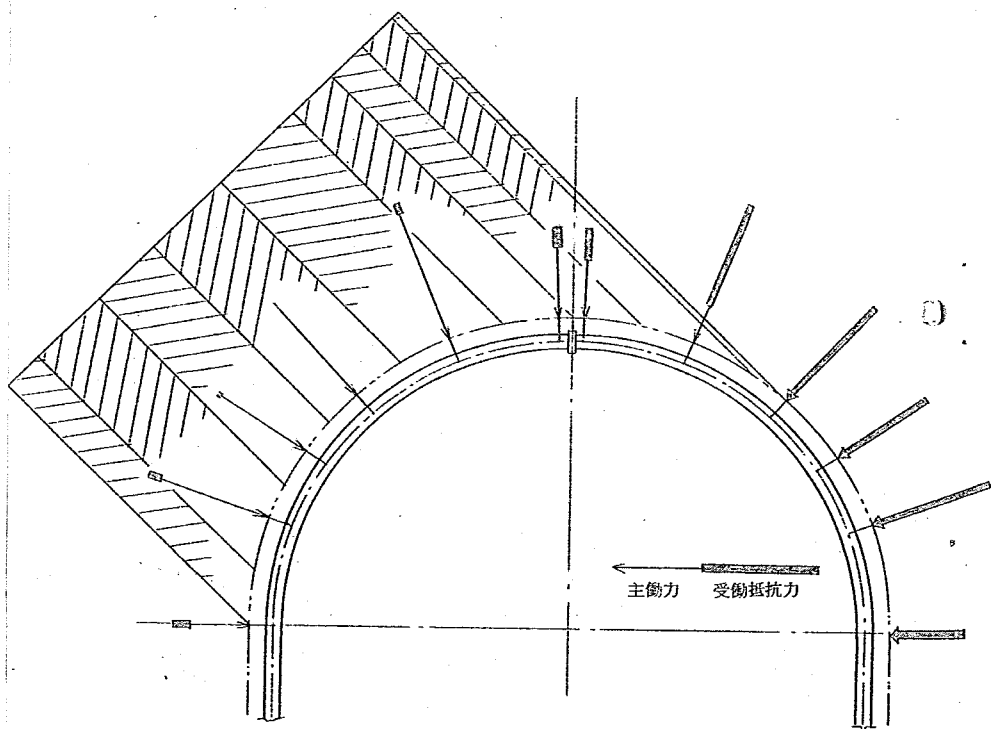


Fig. 120 傾斜荷重と仮定

荷重が傾いて作用する場合でも、等分布垂直荷重と同じように、ブロック止め点に、力が発生する。

この図では、荷重はどこでも垂直に対して 45° の角度で作用していると仮定している。こうした状態は、地層が急傾斜している所とか、断層が天井の片側にあらわれた所などに生じる。

ブロック止め点に発生する合計力は、Fig 118 に示した等分布荷重と仮定した時のものと同じである。

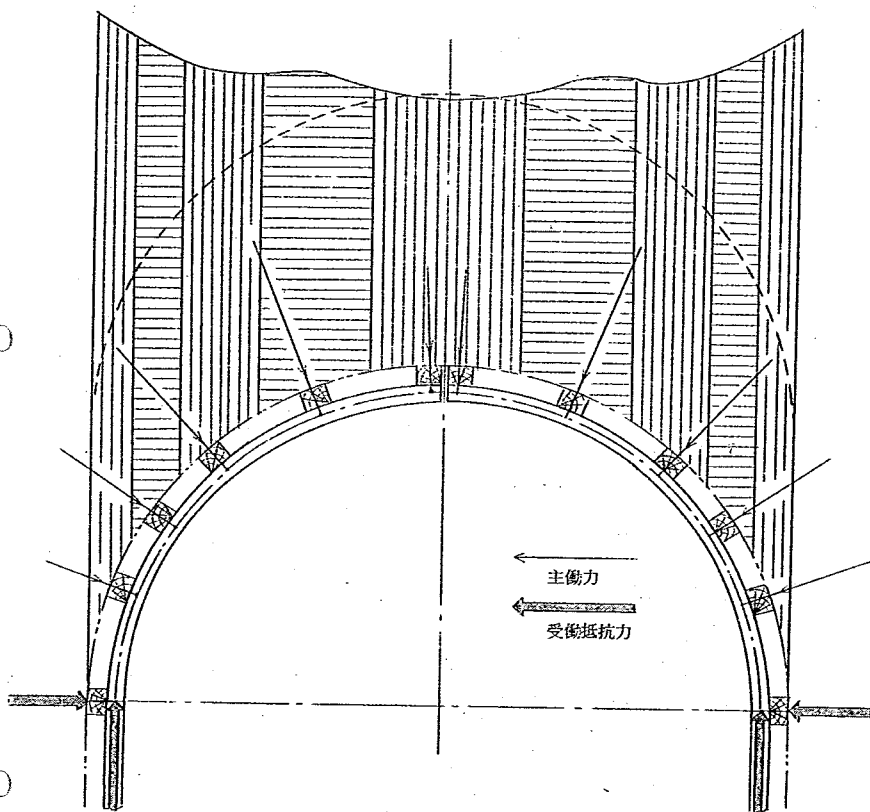


Fig. 121

各ブロック止め点に、精確な量の主働荷重をかけて、全部の力をバランスさせることが出来る場合には、その載荷図は、この図のように考えることが出来る。

全部の主働力は、等分布荷重と仮定したFig. 118の場合の主働力と受働力の組合せ力に等しくなっている。

これらの図を比較すると、任意のブロック止め点に作用している主働力と受働力の和（そのブロック止め点での圧力をあらわす矢印の長さの全体長）は、Fig 118からFig121までのどの図でも同じであることに気付くであろう。リブにかかる外力が同じであるから、内部応力は同一になる。

Fig. 118 は、左側には、一様な単位垂直荷重が、トンネル中各1フィートに作用していると仮定した荷重分布状態を示している。ハッチをつけた面積が、この荷重状態を発生する岩をあらわしている。この岩塊の高さは H_1 である。矢印は、リブに作用する外力をあらわし、細い部分は主働力を、太い部分は受働抵抗力をあらわしている。

右側には、左側に示した等分布荷重と同じ主働力と受働力の組合せ力を、このリブに加える三角形の載荷状態を示し、 45° の破壊線を基に仮定している。これは対応点では、同じ全体長になっている矢印で明らかにされる。

Fig. 119 には、ブロック止め点Aは、Fig 118 の点Aに作用しているのと同じ荷重を受け、その他のブロック点には、全く主働力をうけないと仮定している。しかし、任意のブロック点に作用している合計力は、Fig. 118 のものと同じである。従つて、リブの応力も同じになる。

Fig. 120 では、荷重は垂直に対し 45° の角度で作用すると仮定している。こゝでもまた、対応するブロック止め点での組合せ合計力は、Fig. 118 のものと同じになっている。

Fig. 121 は、Fig. 118 に示した外力を変えずに、どの程度の主働垂直荷重を、各ブロック止め点に適用すればよいかを示したものである。

この載荷力の分布に関する種々の仮定の影響と、それに対応するリブの応力についての比較から、一様分布の仮定は、満足出来るものであるということが判るであろう。間違いの主な原因は、トンネルの色々な区間での、岩の挙動の予測と、それに伴う荷重評価の失敗にある。この誤差に比べれば、主働荷重の分布についての仮定に伴う誤差は、無視出来るものである。

初期変形に対する余裕

初期変形 (initial deflection) の原因と影響

リブセツトをトンネルに建込む時には、しっかりとブロック止めし、楔付けする。これはリブにプレストレスを加えることになり、その結果、鋼の弾性限

度内で、リブにある程度の変形を生じさせることになる。プレストレスされたリブは、締めつけられたスプリングになぞらえることが出来、各ブロックを通して、岩に向う外向きの力を発生する。これは、岩の弛緩を十分防ぐことが多く、従つて、荷重の大きな増加を、予め防ぐことになる。

しかしながら、この初期変形は、クラウン接手の沈下となつてあらわれることがあり、コンクリート伝送用パイプのスペースを非常に侵犯したり、設計コンクリートをもおかすことがある。

初期変形に対する製作上の余裕

楔付けした後、クラウンに適切なスペースが確保されるように、リブは、契約図面に示されているより僅かに大きな半径で製作される。Fig. 122 参照。

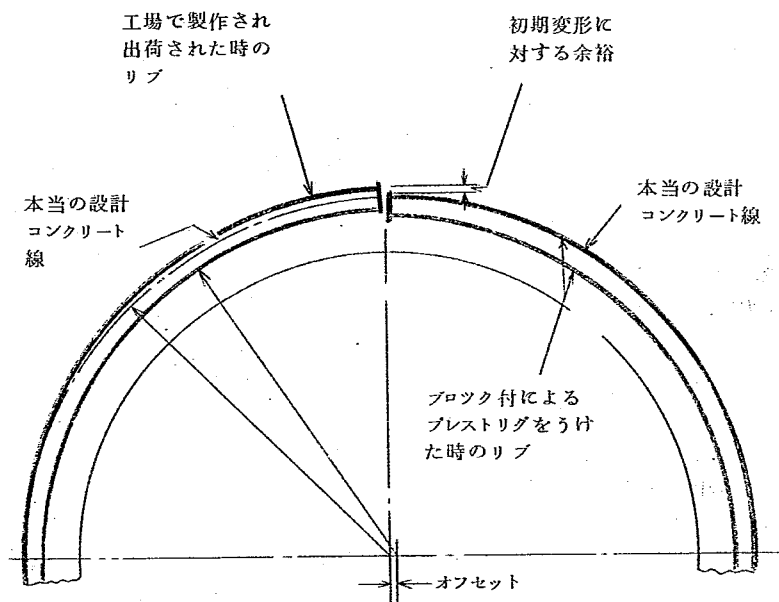


Fig. 122 初期変形に対する曲りの余裕 (bending allowance)

又、各セグメントの曲率中心も、契約図面に示された中心から、水平方向にずらす。従つて、契約図と製作図の間には、僅かな違いがある。リブは、置いた時には、真の輪郭 (true contour) より上にあるが、楔をしっかりと打込めば、真の輪郭に近づくであろう。

1組のリブセットの2つの半片を一緒にして置いた時は、クラウンの銜合接手の内側端は接触しているが、外側端は僅かばかりはなしておく。楔を十分に打込み、リブの形を初期変形になるようにすると、この接手は、全面支承 (full bearing) になる傾向があり、リブは、計画上要求されている位置に近づくことになる。

クラウン接手の上げこし、又は、はね上げ (kick up) 〃

最近の実際のトンネル工事でのコンクリート巻立作業は、普通、クラウンにおかれたコンクリート輸送パイプを通して、未固結のコンクリートを、ポンプ輸送又は、吹き送り (brow) して行つている。このパイプは普通、カップリングの所で約 7 in (18 cm) の径である。クラウン接手の底と型枠、乃至このパイプを操作するための鉄棒との間のスペースは、最小 9 in (23 cm)、出来れば 10 in (25 cm) なくてはならない。多くの小さいトンネルでは、リブのクラウン接手を上げこすか、“はね上げる”か、又は、リブを“高くセット”しないかぎり設計コンクリートには、このスペースをうるだけの厚さがない。設計位置より上方に、リブをセットすることは、余分な堀削とコンクリート打ちを、トンネルアーチですることになる。クラウンのスペースは、コンクリートの内側表面をカーブさせる代りに、Fig. 123 の A に示すように、平面にすれば得られる。これは、トンネルの横断面積を、ごく僅かへらすことになるが、多くの場合許容できるものである。しかしながら補強用の鉄棒を、内面近くに使つておれば、その鉄棒をアーチのカーブにあわせねばならないので、この方法は役に立たなくなる。

クラウン点の上げこしをする方法

クラウン接手の上げこしは、(1) Fig. 123 B に示すように、リブに短い切線をのこすか、又は、(2) Fig. 123 C に示すように、トンネルの中心線からずらした中心で、より大きな半径を使つて円をかくことによって得られる。後者の

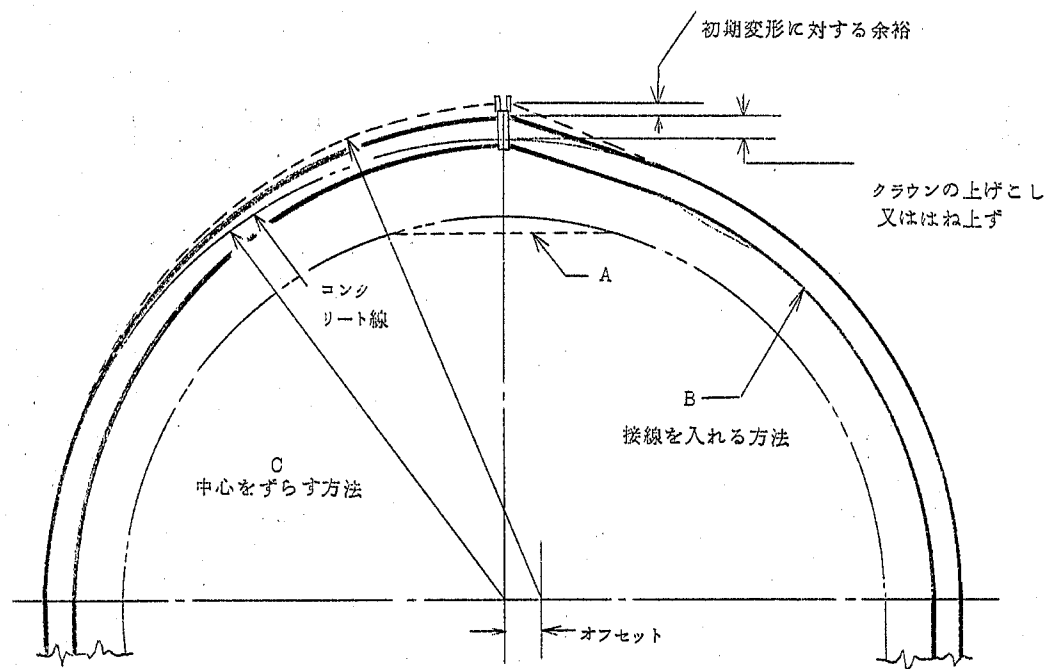


Fig. 128 コンクリート輸送パイプのスペースをうるためのクラウン接手のはね上げ

方法で決めたりブは、設計線から少量だけはずれることになり、起供線の所でのズレの0から、クラウンでの所要量まで増大している。両方法共に与えられた荷重によって、リブに生じる推力、従って応力は、クラウン接手をはね上げなかった場合より高くなる。中心をずらす方法(No. 2)の方が、推力の値が、切線法を使ったものより相当に低いので、切線法(No. 1)よりは好ましい。推力の増加は、与えられたリブ断面の能力をへらすから、出来るなら、クラウンでの上げこしの使用はさけるべきである。このことは、特に、押し出し性乃至膨張性の地山に使用する全円リブに対していえる。

冷間加工(cold working)による鋼の改良

鋼の許容応力

鋼の許容応力は、その応力によって生じる変形が、完全に弾性的であることという条件で、普通決められている。いいかえれば、応力はけっして降伏点に達することはない。応力が僅かでも降伏点をこせば、弾性変形と非常に大きな塑性流動乃至恒久変形の両方をおこすことになる。降伏点でのこの恒久変形は、同時におこる弾性変形の30倍のオーダーのものである。

普通の構造用鋼の降伏点

降伏点という言葉の意味を説明するために、トンネル支保工(rib)に、普通使われているのと同じ構造用普通鋼ASTM A7-42の丸鋼(正確に1 in²の断面積を有する)を40 t乃至それ以上の引張能力のある水圧試験機のはさみ口(jaw)にとりつける。1インチ長の部分を取り上げ、伸び記録計(extensometer)をつかって、この1インチ部分の長さの変化を測定する。

引張ると、鋼棒は、わずかのびる。10000ポンド(454t)で引張れば、この1インチ区間は、0.0003inのび、新しい長さは1.0003inとなる。これは、Fig. 124に示した応力-歪図の点Aであらわされる。この引張力をとり除けば、鋼棒は始めの長さ1.0000インチの点0に戻る。これが“弾性変形(elastic deformation)”である。

20,000ポンド(9 t)で引張れば、0.0006inの点Bまでのび、その引張力をとりのぞけば、又、始めの長さ1.0000インチに戻る。同じ現象は、30,000ポンドの引張力でもおこる(点C)。この伸びは、まだ、弾性変形の範囲内である。

引張力 1000 ポンド = 1 in² 断面積の試験棒での応力

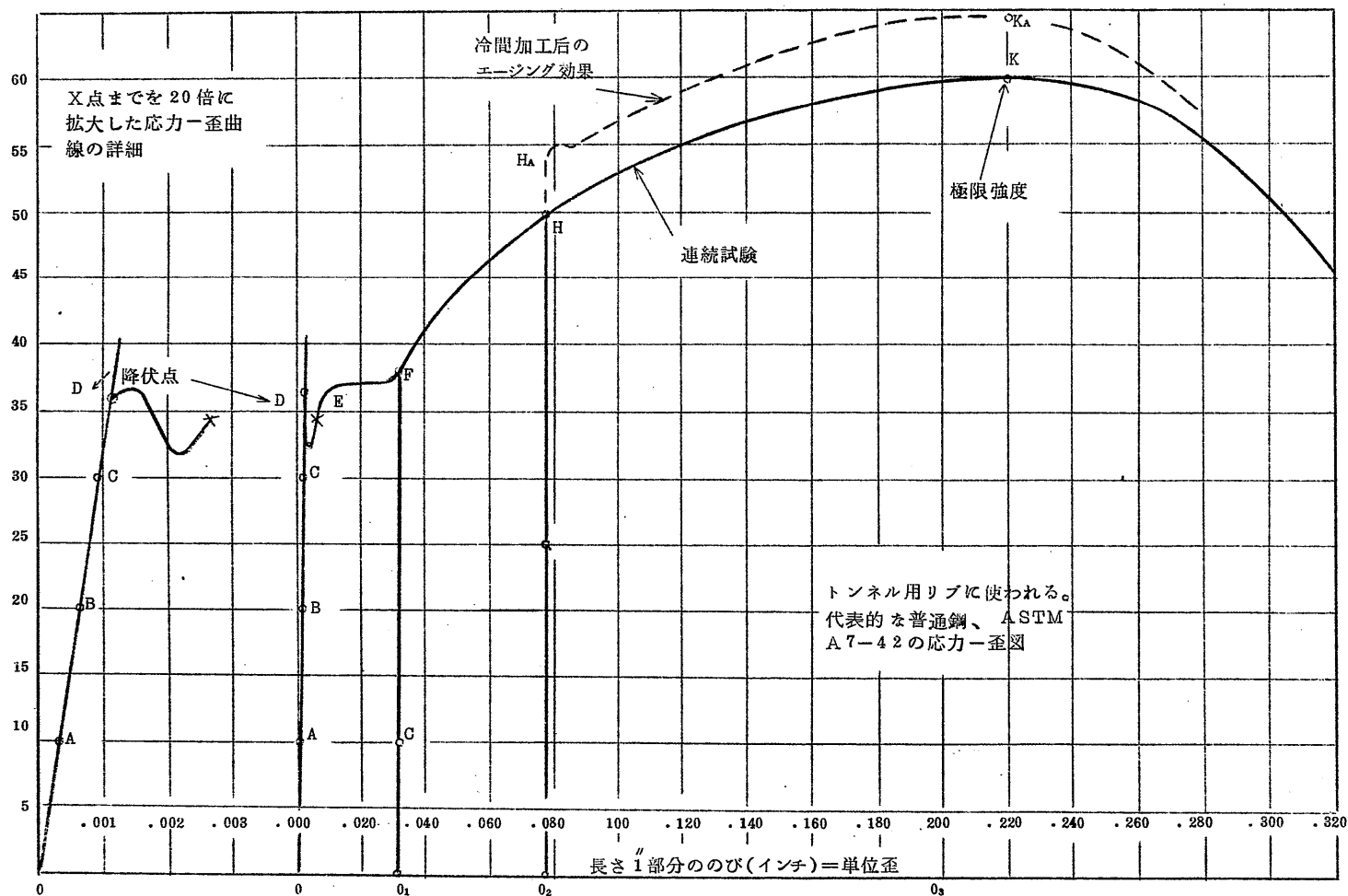


Fig. 124

そこで再び引張力を記録する水圧計を見ながら、ゆっくりと一様に引張力をましてゆく。引張力が10000ポンド(点A)、20000ポンド(点B)、等になれば、長さが、前と同じく、再び10008インチ、10006インチ等になるのを観察するであろう。いいかえれば、この伸びは、引張力に比例する。

しかしながら、30000ポンド以上のある引張力で、(考慮している鋼では、36000ポンドの点Dで)、この鋼棒は、非常に急激に伸びる。事実、あまり急激なので、水圧計のゲージは、引張力のごく一時的な降下を示すことになる。引張力が再び36000ポンドの点Eになった時、新しい長さは、10140インチになる。30000ポンドまで、引張力をわずかにませば、長さは10320インチの点Fまで増加する。それから引張力を完全にとりのぞくと、この鋼棒は、始めの長さではなくて、恒久的な新しい長さ10308インチの点O₁になる。この始めの長さの10000インチと新しい長さとの差が、恒久変形(permanent set)をあらわしている。

この現象をおこす点Dを降伏点(Yield Point)と呼んでおり、一方、厳密には正しくはないが、36000ポンド(16300 kg)の引張力を弾性限度(Elastic Limit)と呼んでいる。恒久変形は、弾性限度よりごく僅か低い引張力の時の弾性変形の大凡30倍であることがわかる。

冷間加工鋼の弾性範囲

再び10000ポンドの引張力を加えると、この鋼棒は、この引張力に対する始めののび量と同じだけのびる。即ち、新しい長さは10311インチで、点Gである。この力をとりのぞくと、10308インチの変形長の点O₁まで戻り、弾性挙動を示す。30000ポンドまでなら、どんな引張力をくりかえしかけても、同じことがおこる。かくしてこの鋼は、新たに30000ポンドという新しい弾性限度をもったことになる。

それから連続的に50000ポンドの点Hまで、引張力を上げて行く。引張力が、30000ポンドをこすと、鋼棒は30000ポンド以下でのび方より、早くのびることが観察されるが、引張力が、始めて36000ポンドに達した時に生じたような突然の降伏はない。この鋼には、もはや、はっきりした降伏点はない。30000ポンドの時、この伸びは知覚出来ないままに、弾性変形から塑性流動にうつる。H点では、長さは新たに10780インチになる。引張力を完全に

とり除くと、この試験片は、最初の変形長には戻らずに、 O_2 点の新しい変形長 1.0765 インチになる。

あらためて 50000 ポンドまでの任意の引張力をかけて、点 J にし、それからその力を取除くと、この鋼棒は 1.0765 インチに戻る。かくして、弾性限界は、38000 ポンドから 50000 ポンドにまで増加し、降伏点は、實際上消失する。若干数の G 点及び J 点の値をプロットした O_1 -F 線と O_2 -H 線は、当初の弾性線 O -D と概ね平行している。このことは、F-K 曲線上の点であらわされるどの引張力値についてもいえる。しかしながら、引張力が 60000 ポンドの点 K まで上ると、この鋼棒は、急激にのびる。水圧計ゲージの圧力降下で示されるように 60000 ポンドという引張力を維持することは出来ない。まもなく破壊がおこり、60000 ポンドより若干低い引張力になる。この過程(process)は、くびれ(necking down)として知られているものの仲間にはいる；試験片が伸びるにつれて、その断面積はある点で減り、その結果 60000 ポンドの引張力に抵抗するための 1 平方インチの面積をもはや有しないようになる。60000 ポンドの引張力、点 K を極限強度 (Ultimate strength) と呼ぶ。

D と K の間の応力-歪曲線であらわされる範囲は、鋼の塑性変形領域 (Region of plastic Deformation) として知られているものである。

弾性限度に及ぼす冷間加工の影響

Fig. 124 の応力-歪曲線の D-K 区間であらわされる塑性領域があるため、鋼は冷たいままで (Cold state) 加工出来る。この冷間加工法を工業目的につかった最も顕著な応用例の 1 つは、自動車工業である。今 1 つは、トンネル支保工用のリブの工場製作である。

Fig. 124 から、冷間加工によって、普通の構造用鋼の弾性限度を 38000 ポンド/イン² という最少値から 60000 乃至 72000 ポンド/イン² の範囲にある極限強度のすぐ近くの値にまで高めることと、降伏点を實際上消失させることが明らかである。(注参照)。冷間加工後の弾性限度は、そのプロセスで生じた塑性変形量によってかわる。

冷間加工したリブの弾性限度は、その鋼梁 (steel beam) に新しい形を与えるのに必要なリブの 1 インチ長の任意エレメントに生じる変化を計算することで Fig. 124 に示したデータに基づいて略算できる。基線上にその変化を

プロットすることで、O₁点を得られる。それからO₁-D₁線をO-D線に平行に引く。曲線F-Kとの交点の縦距が、この冷間加工したリブの新しい弾性限度を示すことになる。

この冷間加工した鋼を焼きなますと、冷間加工から得られた利点が失われる。というのは、弾性限度が始めの値である36000ポンドに戻り、更にその鋼はまた、始めの降伏点をもつことになるからである。熱加工した鋼には、始めの降伏点と弾性限度の両方が残っている。

冷間加工リブ対熱加工リブ

直線脚のあるトンネル用リブでは、アーチ部分は冷間乃至熱加工して成型されるが、直線の加工しない脚部は、始めのままの性質をのこしている。リブの全部分が、弾性変形の限度内にその形をとどめておる限り、リブは増大して行く重荷重に耐えている。トンネル用リブの最大応力はフランジにおこる。熱加工したリブフランジのある小部分の応力が、降伏点に達すると、その部分は降伏点での変形が弾性変形の約30倍以上にも達するので、非常に危険な変形をする。フランジの一部が、不利に変形されると、この小部分での金属は、もはや正しい位置にはなく、荷重の分担分を負担出来なくなる。従って隣接する部分が、降伏点以上の応力を受けることになり、そのため変形をおこし、結局完全に破壊する。

リブの冷間加工した部分では、この局所的な変形をはじめののに必要な応力が、加工していない脚部のものより相当に高い。そして、加工変形を加えておると、それ以上の変形をさせるには、その鋼には、もはや考慮出来るような降伏点がないので、たえず荷重を増加して行かねばならない。

リブのカーブしたアーチ区間に作用する力は、直線脚に作用する力より、普通はるかに大きい。しかもオーバーロードをかけた冷間加工リブの破壊は、Fig 125 及び 126 に示すように、必ずリブの加工していない直線部分に生じることが観察されている。これは、未加工の鋼や、熱加工したリブにはない強度の余裕を、冷間加工した鋼が有していると云う事実のためである。

リブが、冷間加工したカーブ部分と、未加工の直線部分からなっておれば、そのリブの強度は、未加工部分できまる。カーブ部分の余分な強度は、単に安全率を増加させるにすぎない。一方、リブを端から端まで曲げた時には、設計



Fig. 125 鋼リブの未加工部分で
の破壊

過載荷 (overload) によるリブ直線脚の破壊。直線脚部の鋼は、冷間加工されていないので、降伏点と当初の弾性限界はそのまゝになっている。リブのカーブしたアーチ部分の鋼は、冷間加工されているので、破壊を始めるまでには、より一層高い応力に耐えられる。

Metropolitan Water District
of Southern California; Los
Angeles—Colorado River
Aqueduct, Wide Canyon Tunnel
No. 1 near Indio, California
施工: Force Account

トンネル寸法: 掘削孔、巾 $13'-2''$ ($555m$) $\times$ 高 $17'-10''$ ($545m$)、馬蹄形;
仕上り孔、 $16'-0''$ ($49m$) $\times$ $16'-0''$ 、馬蹄形。

支保工: 連続リブ、 $6''$ ($153mm$) I ビーム、この写真では約 $1ft$ ($0.3m$) の
中心間隔で示されている。

者は許容緑応力を高めてよい。押出しを止めるために使う全円リブのケースでは、こうすべきである。

(注): Fig. 124 の応力—歪曲線は、1ケの試験片で観測した続みをプロットしたものである。ASTMA7-42 規格では、最小 33000 ポンド / in^2 ($2320Kg/cm^2$) の降伏点が要求されているが、工場試験の結果によれば、この降伏点は普通 36000 ポンド / in^2 ($2530Kg/cm^2$) と 45000 ポンド / in^2 ($3160Kg/cm^2$) の間になっている。又規格では最小 60000 ポンド / in^2 ($4220Kg/cm^2$) の極限強度が要求されているが、普通は 60000 ポンド / in^2 ($4220Kg/cm^2$) から 72000 ポンド / in^2 ($5060Kg/cm^2$) の間になっている。それで、このカーブは、むしろ最小値に近いものをあらわしていることになる。しかし、たとえどんな試験片を使うにしても、この曲線の形は、Fig. 124 に示したものと、ほぼ同じようになる。そして一般にその曲線は、ここに示したものより上の方になる。



Fig.126 クラウンの接手に隣接
する切線の直線部分での
リップの破壊

直線部では、鋼は冷間加工されて
いなかった。応力が鋼の通常の降伏
点を越した時、破壊がおこったが、
リップの冷間加工したカーブ部分には
達しなかった。上左側にある砕けた
ブロックは、このリップに作用した圧
力を或程度物語っている。

City of Los Angeles,
Bureau of Water & Power
Mono Basin Project,
Mono Craters tunnel
near Leevining California

トンネル寸法：掘削孔、巾 $11' - 9''$ ($36m$) × 高 $12' - 3\frac{1}{2}''$ ($375m$)、馬蹄形；

仕上り直径 $9' - 7\frac{1}{2}''$ ($29m$)。

支保工：連続リップ、 $6''$ ($153mm$) H. ビーム、20 ポンド ($91Kg$)、ここに示
した間隔、2ft ($06m$)

冷間加工した鋼のエーチング作用 (ageing) の影響

前節で論じた応力-歪曲線、並びに冷間加工の効果は、このテストを連続的
に実施した時の代表的な結果である。しかしながら、試験片に Fig. 124 の H
点のような塑性変形領域のある点まで応力をかけたのち、その引張り力を数週
間とりのぞき、それから又、テストを再開すると、その鋼は、H 点で加えた引
張力より高い H_a の値で僅かに降伏する。極限強度 K_a もまた増大している。こ
のエーチング効果 (時間と共に変る作用) を Fig. 124 では、点線で示してい

る。H点がK点に近づけば近づくほど、H-K曲線と、エージング後のHa-Ka曲線の間の距離は大きくなる。

冷間加工したリブを使う場合、成形時と、そのリブに極限荷重をかける時との間には、普通、数週間の期間が経っている。従って、このエージング作用効果が冷間加工リブを一層強くすることになる。

第10章 ブロック止めされたリブの外力と応力

ブロック止め点と外力

ブロック止め点の間隔

広い間隔の点でのみ、リブに外力が加わるとすれば、そのリブは軸推力だけでなく、曲げモーメントの作用も受けることになる。曲げモーメントと、それから生じる応力は、リブの荷重負担能力を減少させる。与えられたリブでは、曲げモーメントは、ブロックの間隔に関係し、間隔の自乗に比例して変わる。従って、ブロックの間隔は非常に入念に注意するだけの価値がある。

リブの最大応力を求める第1段階は、1組のリブセットの片側半分について、ブロック止め点の配置計画をたてることである。ブロック止め点の1つは、クラウン接手のすぐそばに必要であり、今1つは、起拱線の所、乃至、脚がゆるく傾斜しておれば、アーチと脚の間の接合部に必要である。中間のブロック止め点の間隔は、岩の状態による。岩が堅硬になればなる程、間隔は大きくすることが出来る。岩の表面には、不規則な凸凹があるため、ブロック止め点は、適当な岩面がえられる所にしか、設けることが出来ない。従って実際に、トンネルに設置されているブロックの間隔は、平均値から非常にひろくばらついている。Fig. 127 と p. 193^{*}のFig. 117は、間隔の不規則さを示す代表例である。

中間のブロック止め点の配置計画は、次の考え方で行われる。

- a. 設置する各ブロックは、労務費と材料費に関係する。ブロックの所要数がふえれば、ブロック止めの作業費はかさんでくる。危険と思われる岩には全て、ブロック止めするのは当然であるが、リブを支持するための堅硬な岩へのとりつけに必要なブロックを、施工者は省く傾向がある。
- b. 与えられたリブの形と与えられた岩荷重に対しては、リブの曲げモーメントは、ブロック間のスペースがますます共に増大する。というのは、ブロック止め点の間の円弧の高さ (rise) がますますからである。円弧の高さ、従って曲げモーメントは、既述の通り、ブロック止め点の間の距離の自乗に比例して増大する。リブの合計応力に及ぼす間隔の影響の重要性を、Fig. 128 に説明

* この訳文では p. 2

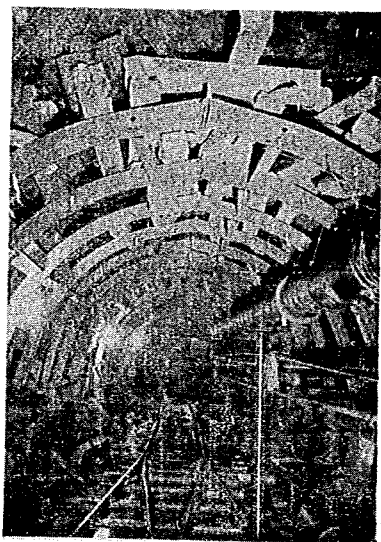


Fig. 127 岩石トンネルでの鋼
リブの不規則なブロッ
ク止めの代表例

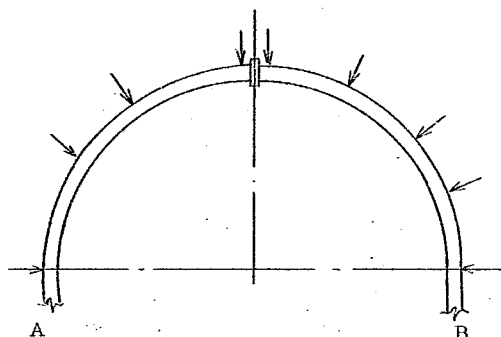
カーブした鋼リブ材は、都合のよい
余掘りの所でしか、ブロック止めされ
ないのが普通である。というのは、ど
の固定型式 (fixed pattern) に
於いても、ブロック止めしなければ
ならない銜合接手と、起拱線の所で
リブをブロック止めする以外には、
ブロックをおく必要がないからであ
る。

このトンネルは、小さなトンネル
で使われているような、チャンネル
材をその小さな方の軸の方で曲げて
つくったリブを有している例である。

フラットなウォールプレートが、嚴重に支柱にとりつけられ、リブの
土台となっている。中央前景の左側から、かなり側圧が作用している
のがはっきりわかる。

City of New York, Dept. of public Works
Ward's Island Sewage Treatment Works Extension To
Bronx Intercepting Sewer New York City
施工: Arthur A. Johnson Corp. and Necaro Co., Inc.
トンネル寸法: 掘削孔, 11' - 1" (34 m); 仕上り直径 8' - 6" (26 m)
支保工: リブとウォールプレート; リブ 8" (203 mm) 造船用チャンネル
材, 214 ポンド (97 Kg), 間隔不定

している。リブBの応力計算は、p 21^{*}の例 1 に出ている。これは、最大 50
インチ (127 cm) のブロック止め点間隔で計算されている。Aには、最大間隔
を 70 インチ (180 cm) までますことの影響が示されている。Cは、最大間隔
を 80 インチ (76 cm) までちぢめた時の効果を、又、Dは、間隔を 0 にした時の
*この訳文では P 39



ブロック止めの最大間隔 $70^\circ (178\text{cm})$

リブ応力 = $31,275 \text{ ポンド/インチ}^2$

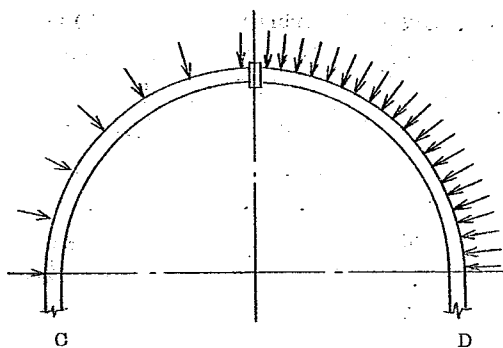
($= 2,200 \text{ kg/cm}^2$)

ブロック止めの最大間隔

$50^\circ (127 \text{ cm})$

リブ応力 = $23,000 \text{ ポンド/インチ}^2$

($= 1,620 \text{ kg/cm}^2$)



ブロック止めの最大間隔

$30^\circ (76\text{cm})$

リブ応力 = $17,720 \text{ ポンド/インチ}^2$

($= 1,245 \text{ kg/cm}^2$)

ブロック止め間隔 0

(トンネル裏込済)

リブ応力 = $14,175 \text{ ポンド/インチ}^2$

($= 995 \text{ kg/cm}^2$)

Fig. 128 ブロック止め点間隔の変化が、リブ応力に及ぼす影響

効果を示したものであを。Dの縁応力とその他のものとの差は、曲げによるリブの能力の減少を示すものである。

リブの寸法は、現場で普通生じる最も不利な状態の時をもとにしてきめねばならない。それ故、設計は、そのトンネルで許しうる最大のブロック間々隔に基いて行われる。附の表1及び2*に使われているブロック止め点の間隔は、設計に用いる間隔を選定する際の指標として使えるものである。

岩荷重のブロックへの配分

Fig. 118から121の図で、斜線をつけた部分は、夫々のブロックに作用すると仮定される岩の部分であらわしている。これが岩荷重である。等分布荷重という仮定(uniform load assumption)は、岩荷重の高さが、トンネルの全巾にわたって一様な時の岩荷重のことを指している。こうした岩荷重の上限境界は、Fig. 118の左側に示すように、トンネルの天井と同じ形をしている。

ブロック止め点の定義

各ブロックは、全体の岩荷重のうちの一部を、リブへ伝達している。種々のブロックへ岩荷重を配分する方法は、Fig. 134に示されており、以下の節で詳細に説明する。岩は、過破壊線(overbreak line、余掘線)の所で、ブロックに作用する。ブロックと岩面との間の接触の中心を余掘ブロック止め点(overbreak blocking point)と呼ぶことにする。

ブロックは、剪断変形には殆んど抵抗力がないので、切線力を伝えることは出来ない。従って、ブロックは、事実上、岩とリブの間のピン結合リンクのような働きをしている。ブロックは、Fig. 129に示したように、接触点で、リブの切線に垂直な方向をとっている。内側のピンは、リブの中立軸上にあると仮定し、計算目的に対しては、中立軸ブロック止め点(neutral axis blocking point)と呼ぶことにする。ブロックとリブの間の接触点は、施工目的に対しては、ブロック止め点(blocking point)と呼ばれている。

余掘ブロック止め点での力の作用

リブを建込んだ瞬間には、主働的な岩荷重とか、力といったものは存在しない；もしそうでないとすると、岩は既に落ちていることになる。岩荷重は、岩自体のドーム作用とか、アーチ作用で、又はクラウンバー(crown bar)や仮

* 別刷「鋼支保工設計資料(2)」

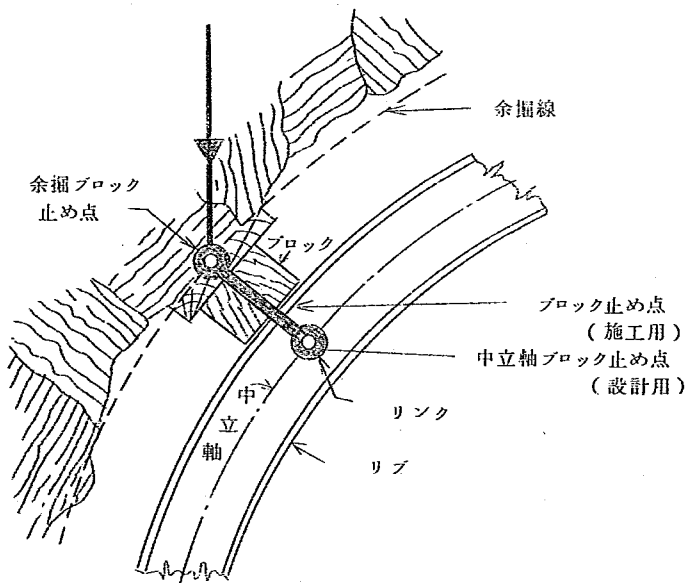


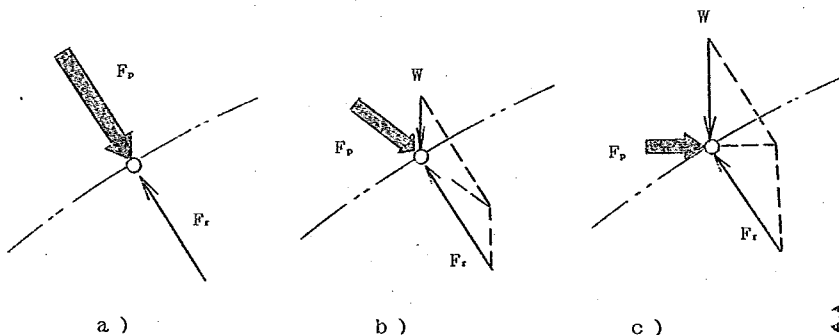
Fig. 129 岩からリブへの力の伝達

各ブロックは、剪断変形には殆んど抵抗しないリンク (link) と考える。
力は、中立軸の所で、リブの切線に垂直な方向にかゝると考える。

支柱 (temporary post) によって支えられている。楔付けすると、スプリングを締付けるのと同様に、リブにプレストレスを与えることになる。プレストレス作用に伴う初期の弾性変形によって、リブはブロックを通して、各余掘りブロック止め点で、岩に主働的な力を及ぼすことになる。

この主働力は Fig. 130, a) の P_1 であらわされている。この図では、破点線は、余掘線をあらわしており、小円は余掘ブロック止め点を示している。岩は、これと等しく、向きが反対な受働力 P_2 を発生することで抵抗し、その点の釣合いを保つようにする。この本の図では、Fig. 130 に示すように、主働的な原因で生じる力は、細い矢印で示し、受働力は太い矢印で示している。

岩のドーム作用がアーチ作用に加わったり、仮支柱が取除かれたり、クラウ



a) プレストレスされたリブによって生じる主働力 F_r は、岩に誘起される大きさが等しく方向の反対は受働力によって釣合っている。

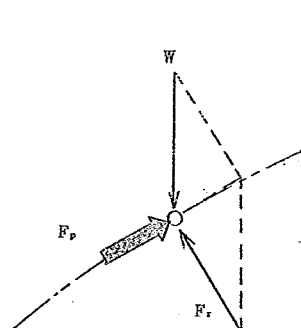
b) 岩が重量を発生し始めると、それは主働的な垂直力 W をブロックに加えることになる。 W 及び F_r の2つの主働的な力が、大きさが等しく方向の反対は受働力 F_p を透起する。

c) 主働的な岩の作用力 W が増加すると、 W と F_r の合力が、大きさが等しく方向の反対は受働力 F_p を透起しているので、 F_r の大きさが変わり、その方向は水平になってくる。

Fig. 130 余掘ブロック止め点に作用する力

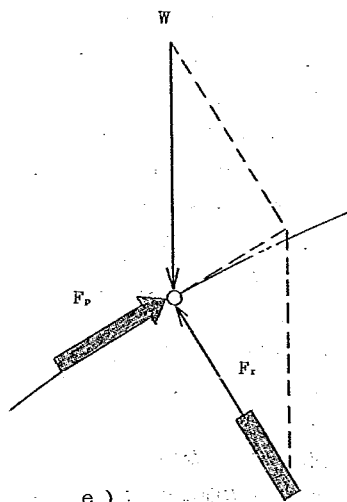
ンバーがはずされると、或は又、一連の発破が岩をゆるめると、考えているリブに接している岩が“目方を発生”し始めることになる。いいかえれば、b) に示したように、垂直力 W が新しく余掘ブロック止め点に作用することになる。力 F_p は釣合力で、純然たる受働力であるから、その大きさと方向は変化した条件にあうように変るものである。従って、 W が発生すると、 F_r の大きさはかわり、その作用線は、力 W と F_p にバランスするまで回転する。(この例では、反時計まわり)。主働力 W がますますつれて、 F_r の方向は連続的に変り、c) に示すように水平位置を通りこして、遂には、d) のように、リブ力 F_p に垂直な線に沿って作用するようになる。この作用線は、余掘線の切線であり、 F_p が回転出来る限界と考えられる。というのは、この作用線は岩の中にあつて、且つ、ブロック止め点を通ることが釣合に必要だからである。

主働垂直力 W がさらに増大すると、リブによって生じていた力 F_r の性格が active が passive active から passive



d)

主働的な岩の作用力 W がますと最終的には F_p の方向は、切線と平行になる。作用線が岩の外になる力を岩が発生するわけには行かないので、これが回転出来る限度である。



e)

主働的な岩の作用力 W がもつとまして、受働力 F_p の方向が固定していると、 F_p だけでは釣合を保つのに十分な大きさではなくなる。それでブロック止め点は、リブの方にかすかに動き、そのかすかな変形によってリブは釣合をとるのに、十分なだけの大きな力 F_r を発生出来ることになる。

Fig. 130 続き

に変る。このリブは最早、岩を変位させる傾向はないが、岩がリブを変形させることになり、Fig. 130 e) に示すように、釣合を保つためには、リブはより大きな力を発生させねばならないことになる。リブがより大きな力を発生するためには、ブロック止め点を僅かに動かすような、若干の変形 (deflection) をリブがしなくてはならない。この動きは1インチの百分の1であるが、岩をゆるめることになり、従って、主働力 W をさらに増加させることになる。実際には、しっかりとリブを楔付けして、予期している主働力 W が決して F_r 力を受働力にすることがないようにしておかねばならない。そうすることによって、荷重 W を最小にすることが出来る。

設計者は、自分で假定した主働垂直荷重から生じる力 W に対する値を算定す

る。それから、リブが鈎合を保つのに十分な大きさの放射力 F_r を出しうるように、設計しなくてはならない。リブの最大縁応力は、安全と考えられる縁応力を越えてはならない。

荷重の作用に関する假定

Fig. 118 では各ブロックは、4つの垂直面で境された岩の角柱をささえていると假定している。縦方向の面は、ブロックの中点を通っており、横方向の面は、リブ間の中点を通っている。上の境界は、上方の岩ときれている所と假定する。この角柱を主働柱 (active prism) と呼ぶ。

受働力 F_r の方向については、 F_r によって周囲の岩が、この主働柱に反力として作用するという假定をさらに追加しなくてはならない。というのは、この方向によって、与えられた荷重 W に対して、リブの必要とする放射方向力 F_r の大きさがきまるからである。所要リブ力の上限值 $F_{r_{max}}$ は、主働柱の垂直側面に、摩擦がないと假定した時にえられる。こう假定した時には、労働力 F_r は、水平方向に働くことになる。放射方向力の $F_{r_{max}}$ の大きさは、Fig. 130 f) の力の平行四辺形をつかって求められる。

一方、下限値 $F_{r_{min}}$ は、 F_r が Fig. 130 g) に示すように、ブロック止めで余掘線の切線と平行な方向に、反力を発生すると假定した時にえられる。Fig. f) と g) を対比することで容易にわかるように、対応する所要放射方向力である $F_{r_{min}}$ は、 $F_{r_{max}}$ より小さい。

$F_{r_{max}}$ の値は、 $F_{r_{min}}$ 値よりはるかに大きい。実際の F_r の値は、 $F_{r_{min}}$ と $F_{r_{max}}$ の中間にある。それは実際の節理の方向に関係し、場所場所かわるものである。しかしながら、実際の節理の想像される方向を考えると、又、実際の節理が平面でないということ、更に、節理の所には、摩擦とかみ合せがあるということを考えて、隣接する岩は主働柱に、ある角度で作用する力を反力として発生すると假定し、その力の垂直分力は、摩擦力に等しいと假定する。この角度は、Fig. 130 h) のように、一方向的に水平に対して 25° にとっている。これは、主働垂直力 W が 0 から増加して行き、一方、プレストレス作業によって生じているリブの主働力 F_r が、一定のまゝのこっている時、受働力 F_r の方向は回転して、切線又は水平線下 25° という一方向的にきめた限界線にまで達することが出来るということを意味している。この点をこえても、更に W に

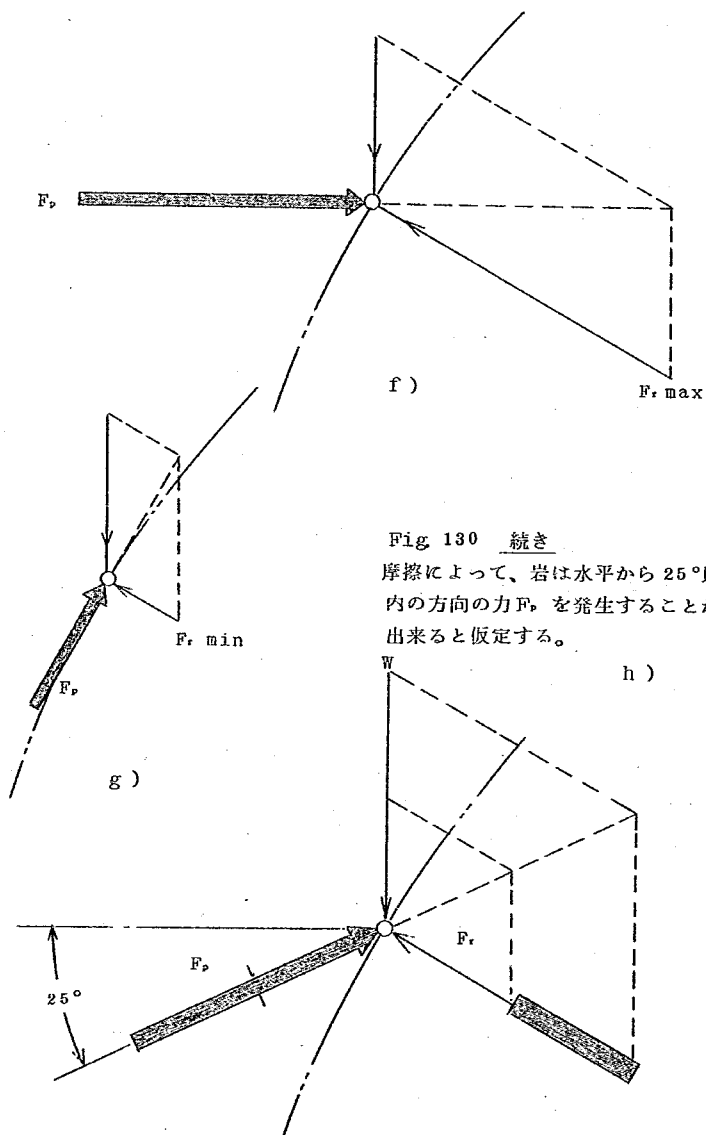


Fig 130 続き

摩擦によって、岩は水平から 25° 以内の方向の力 F_p を発生することが出来ると仮定する。

増加があると、力 F_r の性格に、はっきりした変化が生じることになる。始めに行った楔付けによって生じているリブの弾性変形から発生している主働力 F_r は、もはや、釣合を保つに十分なだけの大きさではなくなる。ブロック止め点には、わずかだがトンネルに向かって動き、従ってリブを僅かに変形させることになる。(スプリングがよりつよくまかれる)。この変形は、釣合を回復するために、最初の主働力に加えるべき受働力を、リブに発生させるものである。この力 F_r 中の増加分をFig. 130 h)の矢印 F_r の太い部分で示している。

ブロック止め点に、Fig. 118のように配分した荷重を有する半円形アーチでは、労働力 F_r の傾斜角は、どこでも 25° をこえていない。

リブへの力の伝達

Fig. 131は、半円形リブの片側半分の中立軸を示すもので、1から4までの4つのブロック止め点を有しており、又、岩荷重をリブに伝える“ピン結合環(pin-connected link)”の中心線を示している。ブロックの2から4には、垂直な岩荷重 W が作用している。ピン結合環は、ブロック止め点で、力をリブの切線に垂直方向にしかつたえられないので、各力 W は、2つの分力に分解される。荷重力を発生する分力 F は、リブに垂直で、“環(link)”を通して、中立軸ブロック止め点でリブに作用する。トンネルの天井を支持する機能を果たためには、リブは同等乃至より大きな反対向きの力を出す能力がなくてはならない。他の分力 F_r は、切線の方が、水平から 25° 乃至それ以下なら切線方向になる。さもない時は 25° である。岩は労働力 F_r を発生し、それは F_r を打消すもので、これと同等で方向が反対のものである。岩の出しうる受働抵抗は、最大値 F_r が出しうるものよりはるかに大きいので、この分力 F_r は、無視しても十分安全である。

中立軸ブロック止め点に作用する力

リブに作用する力の大きさを計算するために、リブはピン結合されたセグメント1-2、2-3等からなると、仮りに仮定する。この仮定で、ブロック止め点の曲げモーメントは0となり、推力が隣接ブロック止め点を連結する直線方向に作用することとなる。それ故、各中立軸ブロック止め点には、3つの力がかかることになる；即ちFig. 132に示すように、岩からブロックを通してかかる垂直の岩荷重 F と、隣りのブロック止め点からくる2つの推力 T である。

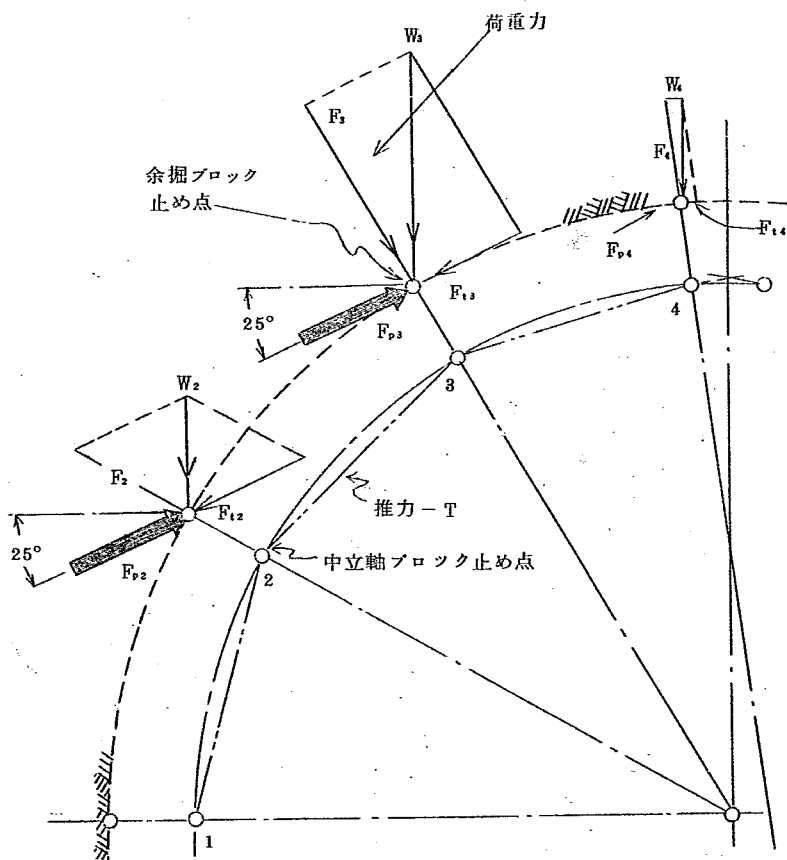


Fig. 131 余掘ブロック止め点での力の分解

各ブロック止め点に仮定した主働垂直力 W は、2つの成分 (component) に分解される。即ち、1つは求心方向荷重力 F であり、今 1つは水平と 25° の角又は、切線の傾斜角で作用する分力 F_t の2つで、何れも W より小さい。力 F は岩の中に大きさが等しく方向の反対な受働力 F_p を誘起し、この F_p は任意の所要量になりうる。従って F_t は無視される。求心方向の荷重力 F は、ブロックを通して発生するリブ力 (Fig. 130a の F_r) を誘起したり、打消したりする。

各ブロック止め点は、釣合の状態にある。しかも、この釣合は、力 F_1 が推力 T_1 、及び T_2 の合力と、大きさが等しく方向が反対でない限り、存在しえないことはすぐわかる。この合力は、リブによって生じる力で、Fig. 130の R である。 F_1 をとりのぞけば点3は動きだす傾向にある。しかしFig. 130に示すように、余掘ブロック止め点に受働抵抗力を発生することによって、こうした動きをすることを岩が妨ぐので、点3はそのまゝの所にのこる。よって主働荷重 W_1 からくる荷重力 F_1 が、釣合を保つのに不十分だとFig. 132に示すように、その不足分を補う受働抵抗が発生する。

一般に、一連のブロック止め点で載荷されている任意リブでは、ある一点での荷重力 F によって、最大推力がひきおこされる。リブはこの最大値に対して釣合う。このため他の全ての点でのリブによって生じる力 F_1 は主働荷重 F よりこれらの点では大きくなる。従って、荷重力 F は1点だけ完全に全部が主働力となり、その他の点ではすべて主働と受働、又は完全な受働力になる。いいかえれば、トンネルの天井にかゝる荷重を等分布と仮定するか、又は集中荷重と仮定するかにかゝりなく、力は1ヶの集中荷重でできる。

この基本原理をリブの推力の計算に使うことを以下の節で説明しよう。

外力と応力の計算方法

力の多角形

トラスの格点と全く同じ要領で、各ブロック止め点は、そこに作用している力で釣合っている。トラスの設計の時と同じ方法での、この推力の図式解法が早くて容易な方法であり、荷重の仮定に含まれている不確定要素のことを考えると十分な精度である。荷重図をつくり、ついで力の多角形をつくり、各ブロック止め点で釣合いを保ち、多角形をとじるのに必要な受働抵抗力を全て求める。

推 力

リブの全応力をきめる力は推力である。

- 1 リブの横断面全体にわたって、一様に作用している推力は一様に分布する圧縮応力を発生する。
- 2 ブロック止め点間の円弧のライズ (rise) に伴う推力の偏心は、曲げモー

メントを、従って曲げ応力を発生することになる。

推力の値は、力の多角形の射出線から計測される。

アーチの曲げモーメント

力の多角形の射出線であらわされている推力は、隣接する2つのブロック止め点を結ぶ直線の方に作用している。岩の過破壊の形を予測することが出来れば、ブロック止め点間の直線区間からなるリブを順次に、曲げ応力を消すようにつくることが出来る。しかし、過破壊にはつきものの不規則性のため、予めきめた形にブロック止めすることは、實際上出来ない。これが格点でブロック止めすることがきめられている所に、木材のセットを使う場合、出費の原因の一つになる。

鋼リブはカーブしていて、最も好ましい点で、ブロック止めすることが出来るようになっている。しかしながら、ブロック止め点間の曲率のため、このリブは曲げをうける。その曲げ応力の量は、普通のブロック間隔では、比較的に小さいので、あまり重大な問題とならない。(ブロックの最大間隔については、附のp. 288の表1*を参照のこと)。曲げモーメントを決める因子については、以下の節で論じる。

リブがFig. 131に示したようなピン結合のカーブしたセグメントからなっておれば、曲げモーメントは、ブロック止め点で0となり、中間で最大の M_i となり、それは推力 T と円弧のライズ h の積に等しい。

$$M_i = T \cdot h \quad (1)$$

しかしながら、リブはブロック止め点で連続しているから、このブロック止め点の各々には、それらの点の間の曲げモーメントに対抗する曲げモーメントが存在している。釣合上、ブロック止め点間の midpointでのモーメント M_m は、モーメント M_i とブロック止め点でのモーメントの平均 M_a との差に、大体等しいことが必要である。

$$M_m = M_i - M_a \quad (2)$$

この式中の曲げモーメントは、曲線棒の理論¹⁾を使って算出することが出来る。アーチの全長にわたってのモーメント分布は、数点で連続支持された等

* 別刷「鋼支保工設計資資(2)」

- 1) 例えば S Timoshenko, Strength of Materials, Part II,
D Van Nostrand Co. Ltd., 2nd edition 1941 参照

分布载荷の直線梁のモーメントの分布と同様である。モーメント M_0 は、支点間の最大曲げモーメントに相当し、 M_1 は支点での曲げモーメントに対応する。解析すると、等間隔のブロック止め点で支持されている半円形リブの最大曲げモーメント M_{max} については、次のような結論が出る。リブが連続していて、且つ、両端が固定されておれば、最大曲げモーメントは、各ブロック止め点に生じる。それは大略

$$M_{max} = M_0 = 0.67 M_1 = 0.67 Th \quad (3)$$

に等しい。ここで、 T は推力であり、 h はブロック止め点間の円弧のライズである。

リブがクラウンの所で、又はクラウンと両端の所で、ヒンヂになっておれば、最大曲げモーメントはヒンヂに隣接するブロック止め点、例えば Fig. 134 のブロック止め点 5 のような点に発生し、そのモーメントは大略

$$M_{max} = M_1 = 0.86 M_0 = 0.86 Th \quad (4)$$

に等しい。

又、Fig. 134 の 2, 3, 4, 5 のような中間のブロック止め点の間の間隔が、ヒンヂとその次のブロック止め点との間の距離より小さい時には、式 (3) 及び (4) は概ね正しい。この条件が満足されておれば、式 (3) と (4) の h は、ヒンヂ区間又は、端区間の円弧のライズをあらわすものである。

Fig. 134 はクラウンにのみヒンヂのあるアーチリブをあらわしている。これまでの議論によれば、かかるリブの最大曲げは、クラウンの接手ブロックから第 1 番目のブロック止め点に生じる。当然この点のどちら側かで、ブロック止め点間の距離は、仮定上許される最大値になっているものとする。この点は、No. 5 であり、(4) 式によれば、その点での曲げモーメントは $0.86 M_1$ に等しい。

アーチの最大縁応力

最大縁応力は推力による圧縮応力と曲げによる最大圧縮応力の和に等しい。

直線脚の応力 (側圧が働かない時)

連続リブの直線脚は、アーチの推力に等しい垂直軸力と、脚とアーチの間の連続性に基因する曲げモーメントとをうけている細長い柱になる。

一般にアーチに適した形状なら、脚にも大丈夫である。というのは、極端に

長い脚の場合にのみ、応力は危険となるからである。かゝる場合には、寸法的な制限からして、積出しが禁じられるし、又リブ支柱型の支持型式乃至、リブウォールプレート—支柱型の支持型式をかえる必要がある。こうしたタイプでは、アーチリブと支柱の間には連続性はなく、又、曲げモーメントは支柱には伝わらない。それは、長柱として働き、アーチリブとは別個に、構造設計で普通に使われているよく知られた長柱の式を使って、設計されるものである。

連続リブの脚の限界応力の正確な計算は、主働力の推定に伴う不確さとは釣合わないものである。この点に対して、脚の安全度についての概略の概念は、次のやり方で求められる。

まず、脚に対する許容圧縮応力 f_{rc} を、その脚がスレンダー (slender) で、集中荷重をうけた柱として働くこと仮定して算出する。それから直圧力と、脚の midpoint での曲げによる最大縁応力 f_e を算出する。 f_e が f_{rc} より小さければ、その脚は安全と考えられる。

次の考慮が脚の応力計算には必要である。

1. アーチ部との連続性のために、脚には曲げモーメント M_i が存在する。これは頂点で最大で、脚底 (foot) での 0 に向って一様に減少して行く。(アーチの一番低い位置のブロック止め点は、脚とアーチの接手の所であると仮定している。) この曲げモーメントは、Fig. 133 に示すように、距離 d_i だけ、トンネルの真中の方へ、脚を変曲させることになる。 l を脚の長さとするれば、最大のたわみ点は、脚の頂端から $0.422l$ だけ下の所である。

モーメント M_i の強度は、アーチ部のブロックの配置でかわる。最大値だけを考えればよい。起拱線上、第 1 番目のブロック止め点が、最大許容距離にある時が、 M_i は最大であり、前に求めた通り、そのアーチ状態が最大である。

脚が完全に剛なら、脚の上端での曲げモーメントは、約 $0.67 M_i$ である。しかしながら Fig. 133 のように、脚は自由に変曲し、この変曲の影響が、曲げモーメントをへらして $0.67 M_i$ 以下にする。それ故 $M_i = 0.67 M_i$ の値は安全側のものである。

2. 脚は又、起拱線の所でアーチによって生じる垂直推力 R_v をうけている。この力は、単に軸方向の圧縮をおこすだけでなく、脚が“弓なり”になるの

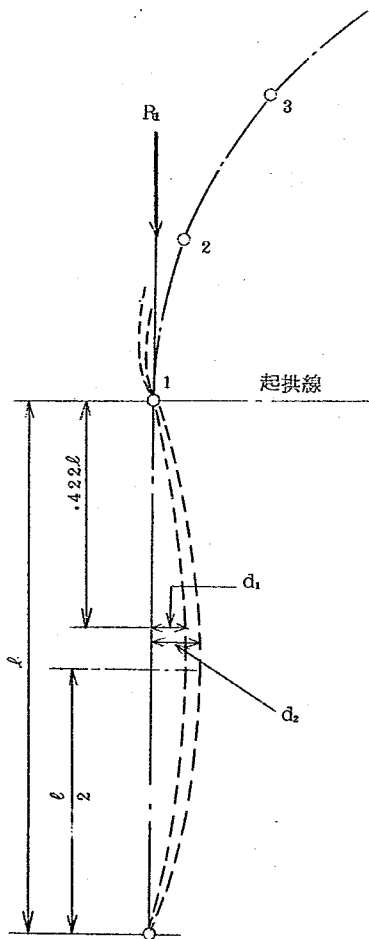


Fig 133 脚のたわみ

で、曲げモーメントをも増加させ、Fig. 133 の d_1 から d_2 へと、順次変曲を増加させることになる。 d_1 から d_2 への変曲の増加は、普通使われている脚の長さや梁の寸法の範囲では、普通非常に小さくて、曲げモーメントを 8% 以下しか増大しない。それで無視出来る。

最大変曲は、脚の頂端の下 $0.422l$ と $0.5l$ の間の点におこるので、この点での合計曲げモーメントは、 $M_c = (1.0 - 0.422) \times 0.67 M_1 + Td_2$ に等しい。

$M_1 = Th$ につき (式 1)

$$M_c = 0.38 Th + Td_2 \quad (5)$$

脚の上端でのモーメントは $0.67 Th$ である。脚の長さが、普通の連続 2 ビースの連続リブの脚の長さ以上になっていなければ、 $0.38 h + d_2$ の値は、常に $0.67 h$ より非常に小さい。いいかえれば、 M_c は常に脚の頂点のモーメント $M_1 = 0.67 Th$ より小さい。しかも、リブは曲げモーメント $M_{max} = 0.86 Th$ (式 4) にも耐えられるような寸法を採用している。それ故、連続リブの脚部の最大応力は、常に許容応力より小さい。

脚の応力の概略を求めることについて、その計算が次の章の例 1 の 4 項に出ている。

脚にかゝる側圧

どうかすると、岩石トンネルで、側圧に出会うことがある。第11章の例4は、側圧に抵抗すべく設けた直線脚リブに生じる危険な能力低下を示している。

僅かでも側圧が予想される所では、リブの脚はカーブさせ、適切な間隔でブロック止めすべきである。底での内向きの動きをとめるには、脚底を袋止め (pocket) するか又は、インバートストラットを設ける。このセットをしつかりと楔付けすると、脚は側圧に対抗して、岩を押す外向きの力を発生する。

非常に大きな側圧に出会えば、完全な円形リブに変えることを、真剣に考慮せねばならない。

第11章 応力計算の詳細なやり方と例

序

この章では、リブの応力の計算方法を順を追って説明する。この説明のために、例1で、半円形の天井を有するトンネル用の2ピースの連続リブの応力を計算する。例2及び3は、別なタイプの支保工を使っている別な形のトンネルに応用する時の方法を説明したものである。第1の例に関するデータは、全て、例1の記号に則っている。

例4には、直線脚のあるリブへの側圧の影響が示されており、側圧がある時、トンネル断面を完全円にかえることの利点をのべている。

例1 24 ft × 27 ft (7.3 m × 8.2 m) トンネル

荷重図の作成

例1 Fig 134参照、巾24 ft (7.3 m)、半円形アーチ、13 ft (3.95 m)の垂直側壁のトンネル。

クラウンはピンデ、アーチの端部は固定と仮定する。

- 1 トンネル半分について、コンクリートの外側“設計”線にかく。
- 2 このコンクリートの外側設計線の上に、リブの外側フランジがくるリブを記入する。

トンネルの巾3 ft (0.9 m)に対して、1" (2.5 cm)の割合のリブ高さ(rib depth)をかんがえる。そのリブの中立軸にかく。

例1 8" (20 cm)リブ

- 3 リブの外側フランジに平行に、“余掘り”線を記入する。

例1 リブから8" (20 cm)はなしている。

- 4 ブロック止め点の最大間隔を仮定し、リブの外側フランジ上にそのブロック止め点を示す。アーチと直線脚の接続点には、1ケのブロック止め点をおかねばならない。(起拱点乃至その近く)。今1つは、クラウンの接手から6インチ(15 cm)をこえない所におく。起拱線から始めて、点1、2、3等の番号をつける。

リブは最大条件について設計すべきであるので、クラウン接手から2番目、

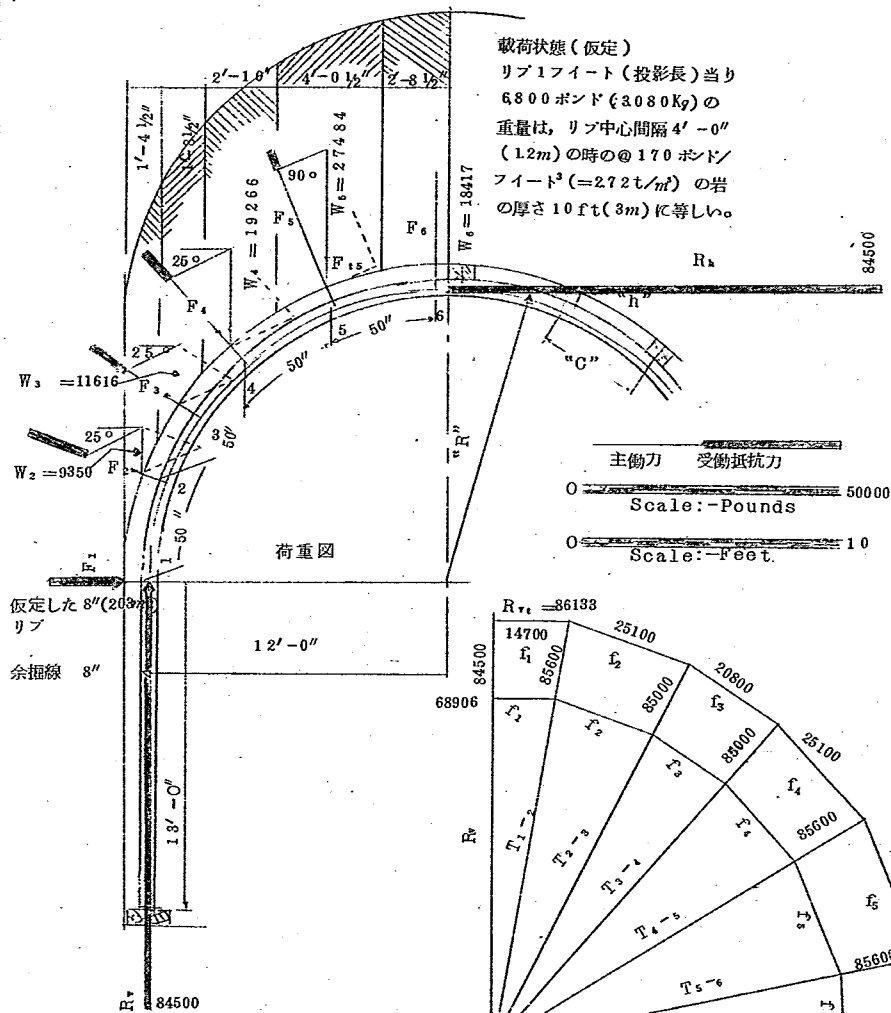


Fig. 134

3番目のブロック止め点は、1番目のブロック止め点から最大間隔になっているとしなければならない。こうすれば、アーチに最大の推力が生じる。直線脚に最大曲げモーメントを発生させるためには、起拱線ブロック止め点を、その上にある次のブロック止め点から、最大ブロック止め間隔になるようにはなさねばならない。

例1 最大ブロック止め点間隔を50インチ(127cm)と仮定

- 5 余掘線と中立軸に対して、放射状にブロック止め点を配置する。
- 6 リブによって与えられる岩体の上限線を仮定する。余掘ブロック止め点間の中点から、上向きに垂直線をひく。こうしてえられたパネル(panel)が、各ブロック止め点に作用する岩の体積を表わす。

例1 10ft(3m)の岩

- 7 リブ間隔及び岩の1ft³当りの重量を仮定する。(この章の終りにある表Nに、種々の岩の目方が出ている。)各点での垂直荷重を計算し、適当なスケールで、1インチ当りのボンド数をあらわし、余掘ブロック止め点上に垂直に作用する各荷重を、Fig. 134の W_0 のように示す。

例1 10ftの岩; 4ft(1.2m)のリブ間隔;
 $170 \text{ ボンド/ft}^3 (272 \text{ t/m}^3) = \text{リブの水平投影長}$
 1ft(0.3m)当り6800ボンド(81t)

- 8 Fig. 131に示したように、余掘ブロック止め点の各垂直力 W を、放射方向 F と、切線が水平に対して 25° 以下なら切線方向分力 F_v に、さもなければFig. 130hのように、 25° の分力に分解する。

- 9 起拱線(点1)に上向きの垂直反力 R_v をかく。

- 10 中立軸ブロック止め点を結ぶ弦をひく。この弦は各パネルの推力の方向をあらわす。

力の多角形の作図

- 11 共通点(極)から、垂直放射線 R_v と、各推力線(弦)に平行な放射線をかき、それらに T_1-2 、 T_2-3 等の記号をつける。最後は、水平放射線 R_h になる。
- 12 トンネルの天井の片側半分に作用する垂直荷重 W の全部の和 R_v を算出する。Fig. 134によれば、天井は、各重量 W の2つの分力のうち、1つだ

けしかを支えていない。それ故、天井の片側半分にかかる合計垂直圧力 R_v は、 R_v より小さい。しかし、その本当の値は、まだわかっていない。従って、放射線 R_v 上の任意の点からはじめて、試行多角形 (trial polygon) をつくる必要がある。便宜上、この点を、極から $0.80 R_v$ の所にとるのがよい。この点から始めて、 f_1 線 (荷重図の力 F_1 に平行) をひき、放射線 1-2 と交わせる。この交点から、 f_2 線を F_2 に平行にひき、放射線 2-3 に交わせる。水平放射線 F_3 につくまでくりかえす。かくして、力の試行多角形 (trial force polygon) が出来上がる。

例 1 R_v は 82,133 ポンド
 R_v の 80% は 65,706 ポンド

- 13 ここで、多角形上の f_3 を荷重図の F_3 とくらべ、 f_3 は F_3 とくらべる。以下同様。普通、1 点又はそれ以上の点で、荷重図上の放射方向分力 F は、対応する試行多角形の力 f より大きくなっている。
- 14 対応する試行多角形の力 f 以上になっている力 F 全部を、多角形の方に移し、放射線を必要なだけのばし、極から最も遠く動かし力 f について新しい多角形をつくる。これが本当の力の多角形 (true force polygon) である。今度は、本当の力の多角形の他の力 f は全て、荷重図の対応する力 F より大きいことに気づくであろう。この超過分は、リブが岩の方に向って進む能動的傾向に対して生じる岩の受働抵抗力をあらわしている。

例 1 最大の超過は、点 6 である。
 Fig. 134 は、岩による受働抵抗は、矢の太い部分でかかれている。

推力の決定

- 15 真の力の多角形の放射線の長さは、推力をあらわしている。設計は、最も不利な応力状態で行わねばならないので、どれが最も長い放射線であるかを求める。

例 1 リブの曲率が一定なので、最大ブロック間隔のパネルでは全て、推力は一樣で、最大である。
 推力の大きさは、85600 ポンドである。

注：Fig.134 の R_2 をオーバーする R_{21} の超過分は、トンネルに接している岩へ、摩さつ力によつて伝えられる天井の岩荷重部分をあらわしている。これは摩さつ力が負担出来る合計荷重に比べると、常に非常に小さい。即ち例えば、Fig.134 では、超過分は、約 $0.02 R_2$ であるが、摩さつ力としては、少くとも、 $R_2 \times \tan 25^\circ = 0.45 R_2$ を負担出来る。これは、受働力の垂直成分（ R_2 乃至 R_3 の矢印の太い部分）が、さもないと、摩さつ力によつて負担さるべき荷重までも引きうけているためである。

曲げモーメント

- 16 才10章でのべたように、一定断面からなるリブは、最大値に対して、均衡をとらねばならないので、種々のモーメントの強さを求める必要はない。この最大値は、クラウンの接手ブロック止め点の次のブロック止め点に生じる。曲げモーメント M_{max} は、 $0.86 M_1$ をこすことは出来ない。設計目的に対しては、 $0.86 M_1$ としうる。

例1 最大モーメントは、点5におこる。

最大合計応力

- 17 推力による圧縮応力と、曲げによる最大圧縮応力の和が、最大合計応力である。

アーチリブの応力計算

- 18 次の記号が、以下の式に使われている。

C = 中立軸ブロック止め点間の弦の長さ、インチ、

(荷重図上ではかるか、又は計算する。)

例1 計算によれば 484 in

R = リブの中立軸の半径、荷重図から求める。インチ、

例1 1400 in

h = ブロック止め点間の円弧のライズ、インチ、計算による。

M_1 = リブ区間が、ブロック止め点でピン結合されているとした時の曲げモーメント、インチ・ポンド、計算による。

M_{max} = 少くとも、4ヶのブロック止め点で連続しているリブの最大曲げモーメント、インチ・ポンド、計算による。

T = 真の力の多角形から計つた推力、ポンド、

例1 85600ポンド

S = 考慮している梁の断面係数、構造ハンドブックによる。

例1 $8 \times 5 \frac{1}{4}$ インチ W F - 梁

21 ポンド/フィート

S = 180 インチ³

A = 考慮している梁の断面積で、計算によつて、構造ハンドブックの値から、孔の分を差し引いたものである。

例1 $A = 7/8$ インチのタイロット孔の面積 0.22 インチ² を

6.18 インチ² からさしひく、= 5.96 インチ²

f_r = リブアーチ部の応力、ポンド/インチ、計算による。

次式が、応力の計算に使われる：

$$h = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{C}{2}\right)^2}$$

例1 $h = 140 - \sqrt{140^2 - \left(\frac{48.4}{2}\right)^2} = 2.1$ インチ

$M_t = h T$ (式1)

例1 $M_t = 2.1 \times 85600 = 179760$ インチ・ポンド

$M_{max} = 0.86 M_t$ (式4)

例1 $M_{max} = 0.86 \times 179760 = 154594$ インチ・ポンド

$$f_r = \frac{T}{A} + \frac{M_{max}}{S}$$

例1 $f_r = \frac{85600}{5.96} + \frac{154594}{18} = 22950$ ポンド/インチ²

f_{all} = 許容縁応力 = 施工時の一時的応力に対しては 24000 ポンド/インチ² (任意の希望値にしてよい。)

例1 22950 ポンド/インチ² という応力 f_r は、

24000 ポンド/インチ² の許容応力 f_{all} より小さいので、この

リブは、十分であると考えられる。

柱としてチェックした脚

19 こうして、アーチ用として使う梁をえらんだら、この梁が、床盤 (subgrade) に力を伝える柱として働く能力があるかどうかをしらべて見ると良い。才19章で、この脚は、普通、十分強いということを示したが、ここでこうした関心に対して、チェックして見る。

まず、脚での許容応力を通例の長柱公式の1つをつかつて算出する。この

計算には、金属材料は完全な同質性ということは殆んどないこと、断面の形や厚さに違いがあること、加わる力に偏心性があることを考慮している。完全な状態からはずれたこうしたことが全て、脚に曲げモーメントをおこす軸力の原因となる。このモーメントは、脚の中央点で最大となり、許容応力を減少させる。

オ二に、脚の応力を計算し、この減少した許容応力と比較する。

20 次の記号を、18項の記号に追加する。

$f_{r,d}$ = 中点での最大許容縁応力、ポンド/インチ²、計算による。

$f_{r,i}$ = 一時的な構造物に対する許容縁応力 = 24,000 ポンド/インチ²
仮定による。

M_0 = 起拱線での曲げモーメント、インチ・ポンド、計算による。

M_c = 上の方の $\frac{1}{3}$ 点にある脚の最大たわみ点での曲げモーメント。インチ・ポンド、計算による。

d_1 = 曲げモーメント M_0 によつて生じる脚のたわみ。インチ、計算による。

d_2 = 合計モーメントによつて生じる上側 $\frac{1}{3}$ 点での脚の合計たわみ、インチ、計算による。

E = リブに使う構造物鋼の弾性係数
29,400,000 ポンド/インチ²

I = 考慮している梁の慣性モーメント、構造物ハンドブックによる。

例1 $I = 788$ インチ⁴

R_v = 脚に作用している推力、ポンド、真の力の多角形から計測する。

例1 $R_v = 84,500$ ポンド

ℓ = 起拱線のブロック止め点から下の脚の長さ、インチ、荷重図から求める。

例1 $\ell = 156$ インチ

f_1 = 起拱線での脚の応力、ポンド/インチ²、計算による。

f_c = 最大たわみ点での脚の応力、ポンド/インチ²、計算による。

r = 断面主軸の回転2次半径、構造ハンドブックによる。

例1 $r = 345$ インチ

脚の応力

21 許容応力の減少 柱の許容応力の減少に関する普通使われている2つの公式は、次の通りである。

$$f_{r.e.d} = \frac{f_{s.t.1}}{1 + \frac{\ell^2}{f_{s.t.1} \cdot r^2}}$$

$$\text{例1} \quad f_{r.e.d} = \frac{24000}{1 + \frac{156^2}{24000 \times 345^2}} = 22115 \text{ポンド/インチ}^2$$

これは、ストラットに加わる載荷状態 (Strut Loading) に関する American Institute of Steel Construction の公式である。

$$f_{r.e.d} = \frac{f_{s.t.1}}{18000} \times \left[17000 - 0.485 \left(\frac{\ell}{r} \right)^2 \right]$$

$$\begin{aligned} \text{例1} \quad f_{r.e.d} &= \frac{24000}{18000} \times \left[17000 - 0.485 \left(\frac{156}{345} \right)^2 \right] \\ &= 21345 \text{ポンド/インチ}^2 \end{aligned}$$

これは、18000 ポンド/インチ² 以上の許容緑応力にあらわした、よく知られている直線公式である。この直線公式は、リブ設計で普通出会う $\frac{\ell}{r}$ の範囲では、A I, S C 公式より、幾分低い値を与えるのが普通である。

22 脚の応力の計算 次の式が使われる。

$$M_s = 0.67 M_1 = 0.67 h T$$

$$\text{例1} \quad M_s = 0.67 \times 21 \times 85600 = 120440 \text{インチ-ポンド}$$

$$f_1 = \frac{T}{A} + \frac{M_1}{S}$$

$$\text{例1} \quad f_1 = \frac{85600}{596} + \frac{120440}{180} = 21050 \text{ポンド/インチ}^2$$

$$d_1 = 0.0642 \frac{M_1 \ell^2}{EI}$$

$$\text{例1} \quad d_1 = 0.0642 \times \frac{120440 \times 24336}{29400000 \times 738} = 0.087 \text{インチ}$$

$$M_c = \frac{(0.578 M_1)^2}{0.578 M_1 - d_1 R}$$

$$\text{例1} \quad M_c = \frac{(0.578 \times 120440)^2}{0.578 \times 120440 - 0.087 \times 84500} = 77800 \text{インチ-ポンド}$$

$$f_c = \frac{R_v}{A} + \frac{M_c}{S}$$

例1 $f_c = \frac{84500}{596} + \frac{77800}{180} = 18500 \text{ ポンド/インチ}^2$

十分であるためには、脚の応力は、下記の2つの条件の両方を満足せねばならない。

f_1 は、 $f_{1.1}$ 以下でなくてはならない。

例1 21050 は、24000 より小さい。

f_c は、 $f_{c.4}$ 以下でなくてはならない。

例1 18500 は、21345 (又は 22115) より小さい。

かくして、アーチリブとしてえらんだ梁は、脚としても、十分なものである。

例2 複線鉄道トンネル

この例では、A.R.E.A. ハンドブックに示されている複線鉄道トンネルの標準断面がえらばれている。アーチが半円形でないという点で、又、支保工のリブ及び柱のタイプが、この寸法に対して使われている点で、例1と違っている。Fig. 135は、この例を説明しており、載荷状態、ブロック止め点間隔リブ寸法等についてのいろいろな仮定を示している。前例と同じ記号が使われている。

C = ハンチの所での 3' - 7' のブロック止め点間隔の弦 = $41\frac{3}{8}$ インチ、
計算による。

R = ハンチの所でのリブの中立軸の半径 = $9' - 10' = 118$ インチ

S = リブの断面係数、 8×3 インチ W F 梁 40 ポンド / f t に対して、

$S = 355$ インチ³

A = タイロット孔を差引いたリブの断面積、 $A = 11.44$ インチ²

$f_{11} =$ リブの許容縁応力 = 24,000 ポンド/インチ²、最大状態は No. 2 点である。

T = 推力 = 163,500 ポンド、力の多角形からはかる。

アーチの最大応力に関する計算

$$h = 118 - \sqrt{118^2 - \left(\frac{41,375}{2}\right)^2} = 1.8 \text{ インチ}$$

$$M_t = 1.8 \times 163,500 = 294,300 \text{ インチポンド}$$

$$M_{max} = 0.86 \times 294,300 = 253,098 \text{ インチポンド}$$

$$f_t = \frac{163,500}{11.44} + \frac{253,098}{8.55} = 21,422 \text{ ポンド/インチ}^2 \text{、十分である。}$$

柱の応力に関する計算

柱には、8 × 8 インチ WF-梁 31 ポンド/フィートを仮定する。

$$A = 88.7 \text{ インチ}^2$$

$$r = 3.47 \text{ インチ}$$

$$l = \text{柱の長さ} = 22.7 \text{ インチ}$$

$R_v = 162,500$ ポンド、真の力の多角形からはかる。

$$f_c = \frac{162,500}{88.7} = 18,320 \text{ ポンド/インチ}^2$$

$$f_{res} = \frac{24,000}{18,000} \times \left[17,000 - 0.485 \left(\frac{22.7}{3.47} \right)^2 \right] = 19,898 \text{ ポンド/インチ}^2$$

f_c は f_{res} 以下であるから、この柱は十分と考えられる。

例3 2車線道路トンネル

この例には、Pennsylvania Turnpike (有料道路) のトンネル断面が使われている。換気ダクトを設けるために、アーチは慣用の半円形とはちがつている。ここで仮定した 10 ft の岩荷重は、このトンネルの掘進で、実際に出会った荷重より大きい。しかしながら、他の例と比較するために、これを使う。Fig. 136は、この例を説明したものである。

C = 5' - 9" のブロック止め間隔の弦 = 66.8 インチ、計算による。

R = リブの中立軸の半径 = 18.7 インチ

S = リブの断面係数、10 × 8 インチ WF-梁 41 ポンド/ft

に対して、 $S = 44.5$ インチ³

A = タイロット孔を除いたリブの断面積、 $A = 11.78$ インチ²

f_{all} = リブの許容緑応力 = 24,000 ポンド/インチ²、

最大条件は、点 3 におこる。

T = 推力 = 163,000 ポンド、真の力の多角形からはかる。

アーチの最大応力の計算

$$h = 187 - \sqrt{187^2 - \left(\frac{6684}{2}\right)^2} = 31 \text{ インチ}$$

$$M_i = 31 \times 163500 = 506850 \text{ インチ・ポンド}$$

$$M_{max} = 0.86 \times 506850 = 435891 \text{ インチ・ポンド}$$

$$f_r = \frac{163500}{11.78} + \frac{435891}{44.5} = 23674 \text{ ポンド/インチ}^2$$

十分であると考えられる。

柱の応力の計算

21 ポンド/フット の $10 \times 5\frac{3}{4}$ インチ WF 梁を仮定する。

$$A = 597 \text{ インチ}^2$$

$$r = 4.14 \text{ インチ}$$

$$\ell = \text{柱の長さ} = 194 \text{ インチ}$$

$R_c = 118750$ ポンド、真の力の多角形からはかる。

$$f_c = \frac{118750}{597} = 19891 \text{ ポンド/インチ}^2$$

$$f_{res} = \frac{24000}{18000} \times [17000 - 0.485 \left(\frac{194}{4.14}\right)^2] = 21300 \text{ ポンド/インチ}^2$$

f_c は f_{res} より小さいので、この柱は十分である。

例 4 側圧をうけるトンネル支保工

この例は、側圧に出会った時、完全円のリブが、直線脚のついたリブより優れていることを示すために、P. 186 の Fig. 116* について行つた計算を示したものである。

側圧がある所では、押し出し性の岩の場合のように、しつかりと矢板をうち、がつちりと裏込めしなくてはならない。従つて、ブロック止め点の間隔は 0 になり、このため、リブのカーブした部分には、曲げモーメントはなくなる。

*別刷「鋼支保工設計資料 (3)」

以下の節では、リブの最大応力は、垂直荷重と組合せ荷重の各タイプについて計算される。即ち、4 ft 間隔のリブについて、目方170 ポンド/ft²の岩10ft厚の場合を行つた。それから縁応力が許容応力に達するまで荷重をますことで、岩の厚 (ft) で示される夫々の負担能力を求めた。

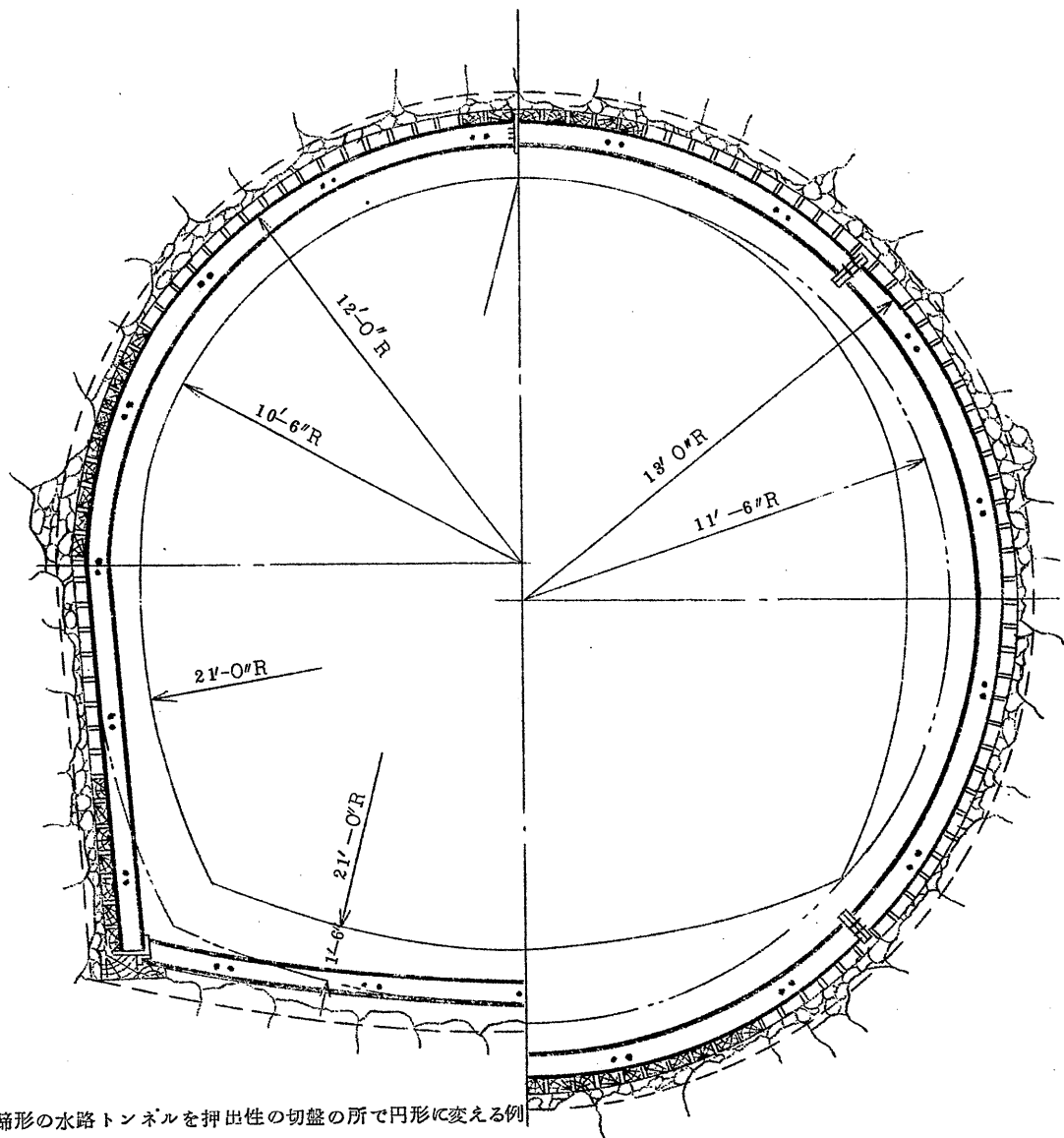


Fig.115 馬蹄形の水路トンネルを押出性の切盤の所で円形に変える例

ケース1 直線脚付リブに垂直荷重だけが働く

(Fig. 115 の左側に示した分)

例1に示された力の多角形をしらべると、そこでは、5.0インチのブロック止め間隔が使われているが、推力Tは、合計垂直反力 R_{re} より小さいことが判る。ブロック止め点の間隔がへるにつれて、推力Tは増大し、間隔0の時、 $T = R_{re}$ となる。

R_{re} = トンネルの半分にかかる垂直荷重

$$T = R_{re} = \frac{24}{4} \times 4 \times 10 \times 170 = 81,600 \text{ ポンド}$$

$A = 8 \times 8 \text{ インチ}$ W F - 梁 31 ポンド (タイロッド孔を除いたもの) に
対して、8870 インチ²

$$f_r = \frac{T}{A} = \frac{81,600}{887} = 9,200 \text{ ポンド/インチ}^2$$

アーチリブに曲げモーメントがない限り、 f_r は、直線脚の応力でもある。即ち、 $f_r = f_c$ しかしながら、この脚は、細長い柱と考えられるし、一方、アーチの許容縁応力 f_{red} は、24,000 ポンド/インチ² とされているので、脚に対して許容出来る縁応力 f_{red} は、挫屈の危険のため、もつと小さくなる。

$r = 8 \times 8 \text{ インチ}$ W F - 梁 31 ポンドに対して、847 インチ

ℓ = 直線脚の長さ、114.8 インチ

$$f_{red} = \frac{24,000}{18,000} [170,000 - 0.485 \left(\frac{\ell}{r} \right)^2] = 21,900 \text{ ポンド/インチ}^2$$

f_c は f_{red} 以上にはなれないので、脚がこのリブセットの能力を規制することになる。従つて、岩のフイート数であらわす容量 H_p は、次のようになる。

$$H_p = \frac{f_{red}}{f_c} \times 10 \text{ ft の岩厚乃至 } \frac{21,900}{9,200} \times 10 = 2.38 \text{ フイート}$$

ケース2. 単位側圧は直線脚つきリブに作用している単位垂直圧の $\frac{1}{3}$ に等しい。

(Fig. 115 の左に示した分)

アーチリブにかかる垂直荷重が、仮定した内向きの水平圧力よりも大きな力で、岩を外向きにおすような力をリブに発生させる場合には、ケース1と同じ推力が、そのアーチに出る。(注：この例でのアーチライズに対する脚長の比

及び垂直圧力に対する水平圧力の比に対しては、この記述は正しい。脚がもつと長くなつたり、垂直圧力に対する水平圧力の比が、もつと大きくなつたりすると、こうはいえなくなる。）

例1と同じく、アーチから脚へ伝わる曲げモーメントはない。しかしながら脚の曲がりたわみは、水平圧力から生じる。従つて、脚は、組合さつた応力をうけることになる。即ち、アーチリングから脚につたわる推力Tによる圧縮と、2つの原因、即ち1つは、能働的な外からの水平地盤圧力からくるものと今1つは、この結果生じるたわみに関連して作用する推力からくる2つの原因による曲げモーメントである。

推力Tと、その結果のアーチの応力がわかれば、ケース1で説明したように、次の計算は、脚の応力のみを処理するものとなり、その応力は、リブセットの能力をきめるものである。簡単のため、直線脚は垂直であると考える。

計算には、次の追加記号と公式を使う。

M_h = 横圧力によつて生じる曲げモーメント M_h (インチ・ポンド) は、脚の中央点の下 0.125ℓ の所で最大である。

M_c = 最大たわみ点での曲げモーメントで、組合わさつた原因全部に対するもの。インチ・ポンド。

最大たわみは、脚の中央点のわずか下である。

d_1 = モーメント M_h によつて生じる脚の最大たわみ、インチ。これは脚の中央点の下 0.078ℓ の所におこる。

d_2 = 組合さつた原因全部からの最大たわみの合計、インチ。最大は、脚の中央点の僅か下である。

E = 弾性係数、29,400,000ポンド/インチ²

I = 慣性モーメント、31ポンド・8×8インチ W F-梁に対しては、1097インチ⁴

R_v = R_n = T = 脚に作用している推力、81,600ポンド

f_c = 最大たわみ点での脚の応力、ポンド/インチ²

W = 直線脚にかかる岩の水平圧力の合計、ポンド

H_b = 垂直荷重を発生する岩の高さ、10フィート

W = 岩の1ft²当り重量、170ポンド

ℓ = 直線脚の長さ、インチ = 114.8インチ

$s =$ リブ間隔、4フイート

$$W = \frac{s H_o w \ell}{3 \times 12} = \frac{4 \times 10 \times 170 \times 1148}{3 \times 12} = 21,700 \text{ ポンド}$$

$M_b =$ 1 端固定、他端単純支持の梁に対して、

$$\frac{W \ell}{14.2} = \frac{21,700 \times 1148}{14.2} = 175,440 \text{ インチ・ポンド}$$

これは、脚の中央点の下 0.125 ℓ の所、即ち、14.3 インチの所に生じる。

$$d_1 = \frac{W \ell^3}{185 EI} = \frac{21,700 \times 1,512,954}{185 \times 29,400,000 \times 10.97} = 0.055 \text{ インチ}$$

これは、脚の中央点の下 0.078 ℓ の所、即ち、9 インチの所に生じる。

上述のモーメントとたわみは、てこの腕 (lever arm) として d_1 を働かせた推力 T によつて増大される。

これらは、共に脚の中央点近くで最大となるので、 M_b に加えた時、結果として生じる合計モーメント M_c は、中央点の直下で最大となる。その丁度の場合を求めることは、重要ではない。

$$M_c = \frac{M_b^2}{M_b - d_1 R_{vt}} = \frac{175,440^2}{175,440 - 0.055 \times 81,600} = 180,050 \text{ インチ・ポンド}$$

$$f_c = \frac{R_{vt}}{A} + \frac{M_c}{s} = \frac{81,600}{887} + \frac{180,050}{274}$$

$$= 9200 + 6571 = 15,770 \text{ ポンド/インチ}^2$$

この応力は、10ft の岩で生じたものである。従つて、このリブセットの能力は、

$$H_p = 10 \times \frac{f_{r+d}}{f_c} = \frac{10 \times 21,900}{15,770} = 13.9 \text{ フイート}$$

である。

かくして、側圧が直線脚に働く時は、Fig. 115 に示した馬蹄形リブが負担する荷重は、相当に減少することがわかる。

この制限は、Fig. 115 の右側に示したような円形の外輪 (extrados) にかえることでとりのぞかれる。円形に対する設計を以下にのべる。

ケース 3 完全円リブ

馬蹄形の時と同じ形状のリブをつかつた円形リブを、馬蹄形断面にかさねてかき、底の隅とクラウンでのコンクリートの厚さが最小になるようにする。考えている 24ft×24ft トンネルに対して必要な寸法は、外径 26ft である。

このリブは、完全に矢板でかこわれ、乾いた材料で埋戻 (dry pack) されるので、リブには曲げモーメントは生じない。周囲の地山の受働抵抗によつて既述の通り、推力線が全ての点で、リブ断面の図心を通るようになる。それ故応力は完全に圧縮力であり、垂直荷重の半分に等しい。(垂直荷重によるリングの水平推力は、地盤からの能動水平荷重より大きい。)

リブが負担する岩のフィート数は、リブの圧縮強度からきまる。

$$T = R_{c1} = A f_{c1} = 887 \times 24,000 = 212880 \text{ ポンド}$$

$$H_o = \frac{2}{(\text{外径})} \frac{T}{sw} = \frac{2 \times 212880}{26 \times 4 \times 170} = 24.1 \text{ ft の岩}$$

表 IV

岩の質量 (ポンド/フィート³)

粗粒火成岩	(Coarse-grained igneous rock)	
閃緑岩	(diorite)	170~186
斑れい岩	(gabbro)	178~195
花こう岩	(granite)	145~176
閃長岩	(syenite)	164~181
細粒火成岩	(fine-grained igneous rock)	
安山岩	(andesite)	159~178
玄武岩	(basalt)	175~192
流紋岩	(rhyolite)	131~169
粗面岩	(trachyte)	160

変成岩 (metamorphic rock)

片麻岩 (gneiss)	165~182
大理石 (marble)	162~175
硅 岩 (quartzite)	162~168
片 岩 (schist)	168~182
粘板岩 (slate)	162~175

水成岩 (sedimentary rock)

礫 岩 (conglomerate)	137~150
白雲石 (dolomite)	131~168
石灰岩 (limestone)	131~168
砂 岩 (sandstone)	125~168
頁 岩 (shale)	125~168

水で飽和された破碎岩

(crushed rock saturated)	125~150
-------------------------------	---------