

第3編 施 工

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上の注意事項

このたび、全国ヒューム管協会では、管の設計・施工を行うユーザーのご要望により「ヒューム管設計施工要覧」を電子データ化をおこないました。

PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」のご使用上に際しては以下の事項に御注意ください。

①PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」は、平成 21 年版ヒューム管設計施工要覧を PDF 化した物です。平成 21 年版「ヒューム管設計施工要覧」は当時の規格や基準を元に編集を行っているため、現在の規格、基準と異なる箇所があります。

また、PDF 版の作成に当たり JIS 規格、下水道協会規格から削除された C 形についてはそれぞれの規格表より削除をしています。

②PDF 版「ヒューム管設計施工要覧」と書籍版「ヒューム管設計施工要覧」とは、フォントや文字の配置等が異なる部分があります。

③ページ番号は、書籍版「ヒューム管設計施工要覧」の白紙部分を削除しているため、ページ番号が飛んでいる箇所があります。

平成 25 年 10 月

全国ヒューム管協会 技術委員会

第3編 施 工

施工の要点

設計に基づいた管路の機能を十分に発揮させることが、施工の最終目的である。

設計時の管種の選定では、基礎の構造や掘削及び埋めもどしなどの条件が必ず含まれている。そのため、設計に定められたとおりの施工が要求されることになる。

また、継手の水密性の良否は、接合作業に帰するところが多い。現場の状況に合わせた合理的な施工管理を行い、十分な確認を行って作業を進めることが必要である。

不同沈下による上下方向の変位、継手の抜け出しなどは自然流下を妨げ、また、漏水の原因ともなる。地層は次々と変化し、対応が困難な場合もあるが、施工現場での最大限の努力により極力防止することが大切である。

以上のように、設計と連携して、機能的で耐久的な管路を築造することが施工の要点といえる。

施工方法

従来、管の埋設は開削工法や盛土工法が主流であったが、市街地においては、交通事情や工事公害などの問題から、推進工法の採用が多くなっている。小口径から大口径に至るまで、機械化が進められ、施工精度や安全性も格段に向上している。

開削工法や盛土工法に比較し、推進工法は施工面でも異なる点が多い。従って、本編では開削工法と推進工法に分けて施工について記す。

第1章 開削工法

1.1 管の運搬及び保管

1.1.1 運 搬

- (1) 管の積みおろしの作業には、十分な能力のあるクレーンやフォークリフトなどの荷役機械を用いる。
- (2) 管の積みおろしに際しては、ひび割れ、欠けなどの有害な傷を生じるような衝撃を与えないように注意しなければならない。
- (3) 運搬に際しては、必ず転び止めを施し、さらにロープなどにより確実に締めつけて固定する。
- (4) 手作業又はウインチで管をおろす場合には、必ず管の重心点又は両端をロープで支持しながら徐々におろす。2本以上の管を順次おろす場合は、先におろした管に角材等の緩衝材を当てておき、ひび割れ、欠けなどの発生を防ぐ。また、管を堅い地面におろす場合には、板材等の緩衝材を使用する。
- (5) 管を転がして小運搬する場合は、一般に、受口や差し口が直接地面に接しないように、地面に角材等を置き、その上を転がす。この場合も、地面にでこぼこがあると衝撃を与えるので注意する。

1.1.2 保 管

- (1) 管を現場に一時保管するときは、できるだけ平坦な場所に置き、特に継手部が地面に当たって破損することのないよう注意する。通常は角材等を敷くが、軟弱な地盤では管の自重によって角材が地面にめり込まないように大きなものを用い、あるいは簡単な基礎を施しておく必要がある。また、転び止め又はロープによる固定をし、容易に転がらないようにする。

管は段積みをしないのが望ましいが、置場の状況によって止むを得ず積み重ねる場合は、小口径管で3～4段、中口径管では2段程度までとし、管を確実に支えられる大きさの転び止め及びロープによって固定し、振動で動き出したり、崩れたりすることのないようにする。

B形管を段積みする場合には、ソケット同士が接触することがないように、交互に積むのがよい。保管状態の良否の例を図3.1.1.2-1に示す。

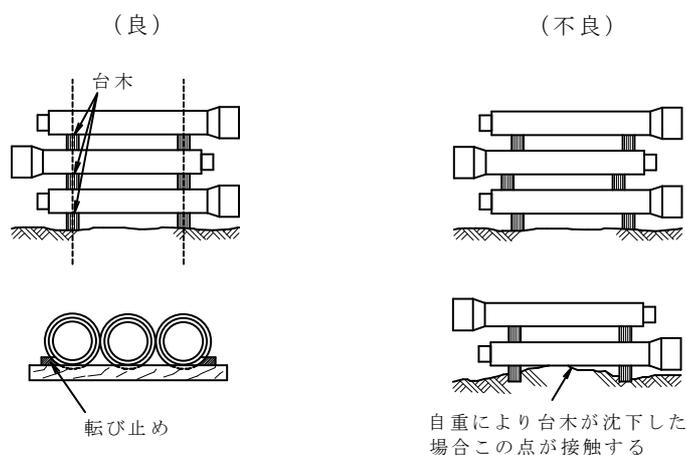


図 3.1.1.2-1 保管状態

- (2) ゴム輪は、日光等によって劣化し易いので、折れ曲がったり、ねじれたりしないようにして屋内の冷暗所に保管し、施工の直前に装着するのがよい。

1.2 土 工

1.2.1 調 査

- (1) 管理設場所の地質は、設計に当てボーリングを行い、これを確認しておく必要がある。また、地下水や湧水の状況を知っておくのも、施工計画や準備を行う上において必要なことである。
- (2) 道路は水道管、ガス管、電力管などの既設埋設物が多く、管理設のための障害となることが多いので、事前にできる限りの調査を行い、これを確認した上で対策を立てておかななくてはならない。

1.2.2 掘 削

- (1) 掘削溝の敷幅は、安全に無理なく接合作業のできる範囲で、なるべく狭いことが望ましい。これは掘削幅が広くなるほど埋もどし土による土圧が大きくなるからである。
- その目安としては、小口径では、かがんで十分作業ができる程度とし、中・大口径以上の

場合には、管の両側に作業員が横向きに立って作業できる程度の幅とするのがよい。

その他、B形ではソケットが直接溝底に接触しない程度（ある程度の沈下量を想定して）に、直下の土を取っておく必要がある。

- (2) 管の最小土かぶり、**「下水道施設計画・設計指針と解説」**では、原則として1mとしている。

設計上、止むを得ずわずかな土かぶりしかとれない場合は、十分安全な防護方法を講じる必要がある。

- (3) 床付けは管の据付けの難易に影響するため、設計に従って正確に仕上げる必要がある。最終的な床付けは、手作業などによって入念に仕上げるのがよい。掘削地盤上に管をそのまま据付ける場合には、掘り過ぎないことが大切である。掘り過ぎて基礎地盤をゆるめると、管路の沈下を助長させる結果となるからである。

- (4) 土留め工法には木矢板工法、建込み簡易土留め工法、軽量鋼矢板工法、鋼矢板工法、親杭横矢板工法などがある。掘削溝が深く、矢板を補強する場合の切りばりの位置は、管の吊りおろし及び接合作業の便を考えて配置する必要がある。それぞれの工法を、**図 3.1.2.2-1～5**に示す。

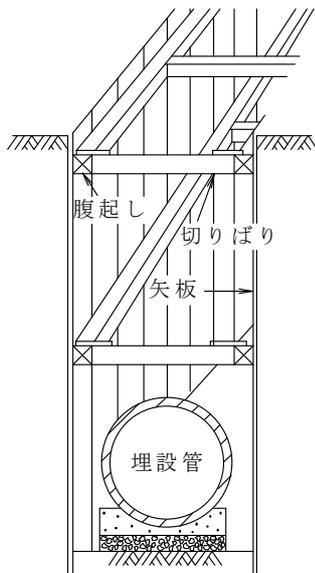


図 3.1.2.2-1 木矢板工法

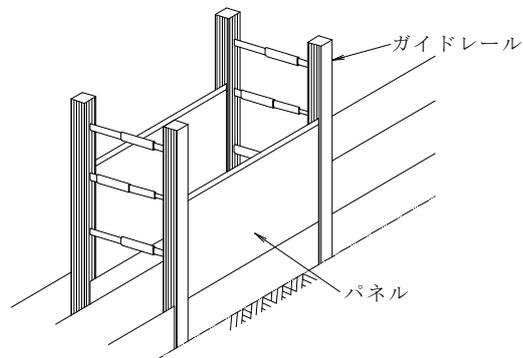


図 3.1.2.2-2 建込み簡易土留め工法

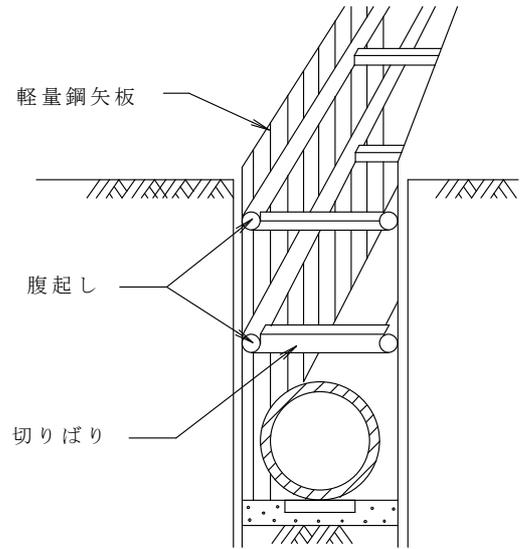


図 3.1.2.2-3 軽量鋼矢板工法

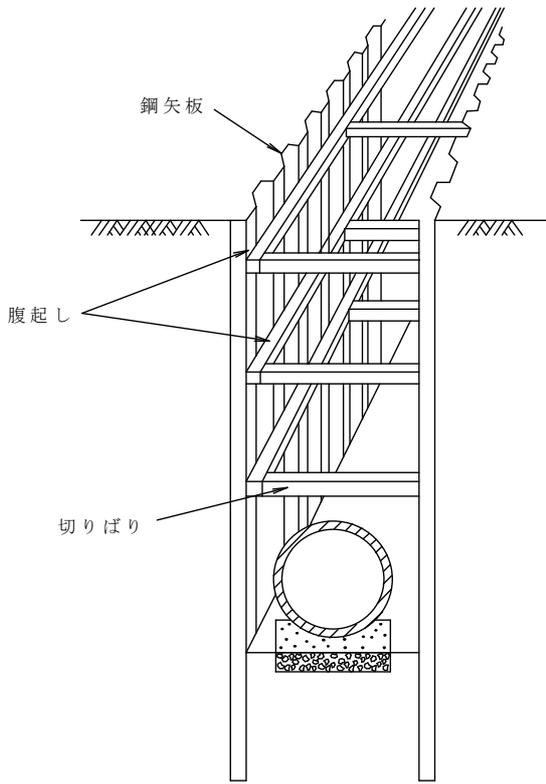


図 3.1.2.2-4 鋼矢板工法

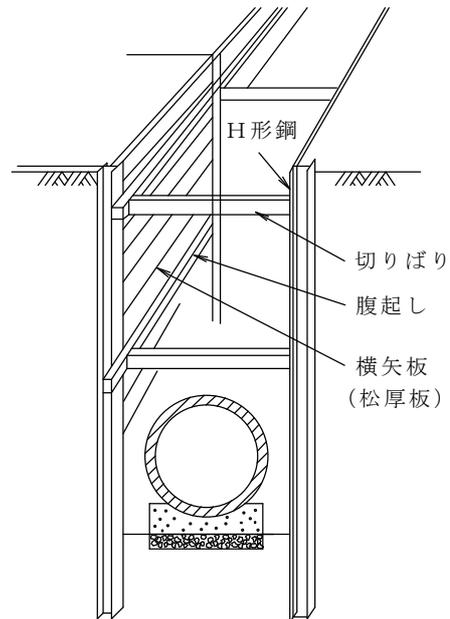


図 3.1.2.2-5 親杭横矢板工法

- (5) 素掘りによって掘削を行う場合、法面の崩壊を防ぐために、地盤の土質と掘削深さに応じて適切なこう配をつけるのが一般的であるが、土圧は管頂の掘削幅 (B_d) によって左右されるので、管頂まではなるべく鉛直とすることが望ましい。図 3.1.2.2-6 はその場合の掘削断面を示すものである。

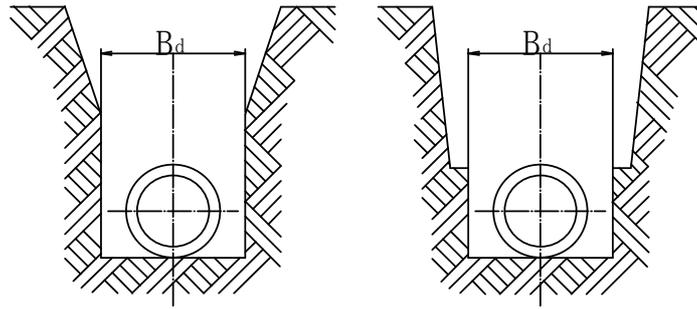


図 3.1.2.2-6 掘削溝断面図

したがって、土質が予想以上に悪く、管底よりかなり大きなこう配を付さなくてはならない場合は、管頂の掘削幅によって土圧を再検討し、適宜対策を講じなくてはならない。

1.2.3 水 替 え

(1) 掘削を行う場合には、地盤調査の結果に基づいて、地下水位又は湧水の状況に適応した排水用機器を準備しておかなくてはならない。排水用機器としては一般的にポンプ（渦巻ポンプ、自吸式ポンプ、水中ポンプ等）が使用されるが、湧水量及び土質によってはウエルポイント工法やディープウエル工法を採用することも考慮しなければならない。

なお、水替えによって地盤の圧密沈下や地下水の枯渇など、環境条件に与える影響を調査しておく必要がある。

(2) 湧水によって作業に支障のある場合はもちろんであるが、踏み荒しによって基礎地盤を軟弱にするおそれのある場合は、十分水替えを行った後に作業を始めなくてはならない。この場合、湧水量に応じた大きさの排水路を溝端に付けておくと水はけの効果が良好である。

(3) 接合が完了した後でも、管路に悪影響を及ぼすおそれのある場合には、埋めもどしが完了するまで水替えを続けなければならない。

1.2.4 埋めもどし

(1) 埋めもどしは、管の接合及び据付けが完了したのち、なるべく速やかに行うことが望ましい。長期間埋めもどしを行わないで放置すると、湧水または降雨による管路の浮上等の原因となることがあるので、十分注意する必要がある。

(2) 埋めもどしに掘削土をそのまま使用する場合は、かなり良質なものでなくてはならない。軟弱な土質であったり、大きな転石などを多量に含み、埋めもどし土として不適當であると判断された場合には、管頂から 30cm 程度上までは、良質な砂などで入替えを行う必要がある。

とくに、交通車両の多い道路下に布設する場合には、路面沈下をひきおこす原因ともなるので、十分に検討することが必要である。

(3) 埋めもどし作業に際しては、管及び継手に有害な衝撃を与えないように、できるだけ入念に行わなくてはならない。

埋めもどし方法としては、管底又は基礎上端から管頂までを数層（1 層の厚さは 30cm 以内とする）に分け、各層ごとに両側の埋めもどし高さがほぼ均等となるように、ランマなどを用いて

締固めるのがよい。また、砂質土の場合には、水締めによる方法も有効である。

管頂までの埋めもどし土をよく締固めることによって、支承条件を良好にし、側圧を増加するとともに、土の支持力を向上させて鉛直荷重を分散させることができるので、管の安全率を増すために大きな効果がある。

(4) ブルドーザなどの建設機械によって埋めもどしを行う場合は、管の上に直接機体に乗るようなことは、極力避ける必要がある。

(5) 矢板を使用した場合には、溝壁の崩壊や周辺地盤の地割れを生じない様に埋めもどしを行う。矢板の引抜き時には埋めもどし土と原地盤との摩擦力がほとんど消滅し、一時的に土圧が増加するので、十分な注意が必要である。

また、矢板の引抜きは、1枚おき又は数枚おきに行い、引き抜いたあとの空隙は、すみやかに砂で充てんするなどの措置も必要である。

1.2.5 盛 土

盛土において、とくに土かぶりの大きい場合は、溝埋設に比較してかなり大きな土圧が作用するため、これを軽減する方法を講じる必要もある。そのためには次に示すような方法も有効である。

(1) 管の頂部まで盛土を行った後、その両側をローラやランマなどによって十分締固め、土の支持力を増してから上部の盛土を行う。

(2) 高盛土の場合、事情が許せば、一度に所定の高さまで盛土を行わないで、これを数層に分けて一層ずつ転圧するか、又は、ある程度の期間をかけて、降雨などにより各層を逐次安定させながら徐々に行う。

(3) 盛土地盤を数層に分けて転圧しながら、基礎地盤を成形したのち、地盤を掘削し、管を溝埋設してその後に盛土を行う。

1.3 基 礎

基礎は管体の補強及び管路の沈下を防止することが主たる目的であるが、その工法及び構造は、管の種類、地盤の状態及び荷重の大きさによって選定すべきである。

1.3.1 基礎の種類

以下は一応目的別に分類したものであるが、実際の管路では両者の組み合わせによる構造となる場合もある。

(1) 管体の補強効果を目的とするもの

1) 直接基礎

地盤の極めてよい場所で、管底が直接地盤に密着するように掘削した原地盤を、そのまま管の外周（円弧）に合わせて床付けするものである。

ただし、弾性支承となり得ないような硬質地盤では、この基礎は不適當である。

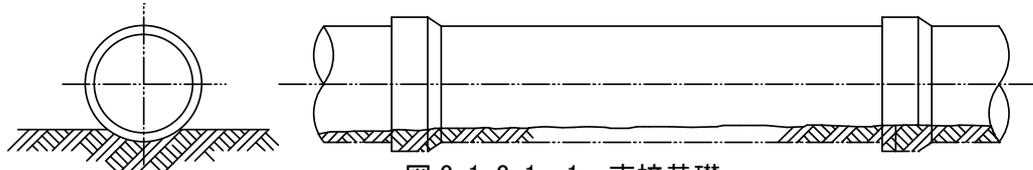


図 3.1.3.1.-1 直接基礎

2) 砂又は碎石基礎

砂又は碎石を管底に万遍なく密着するように締固めて、管を支持するものである。

この基礎が管底に接する幅（又は角度）によって管体の補強効果が異なり、その角度が大きい程耐荷力は大きくなるが、設計上の支承角と施工上の支承角は異なるため、注意が必要である。

また、管底下の基床厚は、最小 150～200mm 又は $0.2\sim 0.25B_c$ (B_c は管の外径) とするのが望ましい。

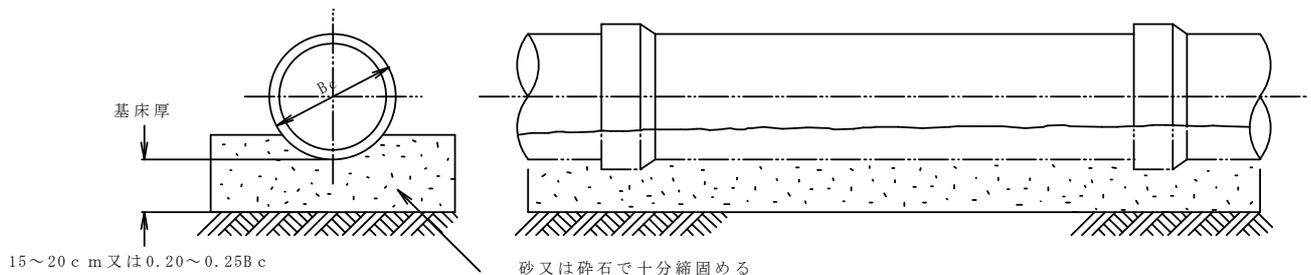


図 3.1.3.1-2 砂又は碎石基礎

管の据付地盤が岩盤の場合は、必ずこの型式の基礎とする必要がある。その場合の基床厚は、上記より多少厚めとする方が安全である。

なお管底に流水があつて、基礎地盤の洗掘されるおそれのある場合や、地下水位が高く、地震による砂の流動化が予測される所では、碎石基礎とするのがよい。

3) コンクリート基礎

管の底部をコンクリートで巻立てるもので、外圧荷重による管体の変形を十分拘束できるだけの剛性がなくてはならない。この場合も支承角が大きくなるほど耐荷力は増加する。また、管にかかる荷重が大きいときにはコンクリートを 360° 巻立てる場合もある。

この他、コンクリート基礎はアンカーとして、圧力管路における曲管や分岐管などの水圧による移動又は管路の布設こう配が大きく (15° 以上)、管が滑動する危険のある場合にも施工される。

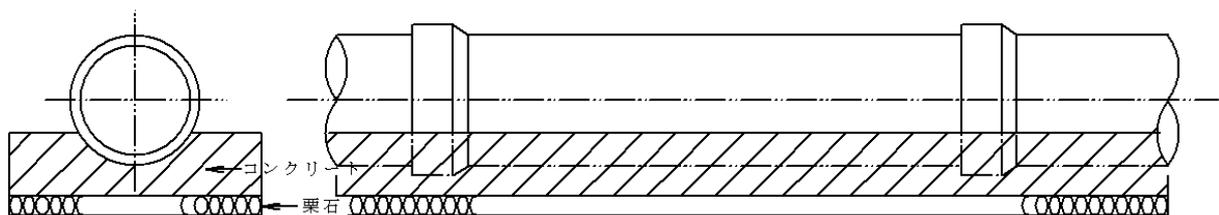


図 3.1.3.1-3 コンクリート基礎

(2) 管路の沈下防止効果を目的とするもの

1) はしご基礎（胴木基礎）

不同沈下のおこりやすい軟弱地盤に用いられるもので、管路方向に 2 本の胴木（連続通しげた）を渡し、この上にまくら木（横木材）を固定して管を支えるものである。胴木の太さは一般に小口径で 9～15cm、中・大口径で 15～18cm が標準的で、材料としては生松丸太が用いられる。

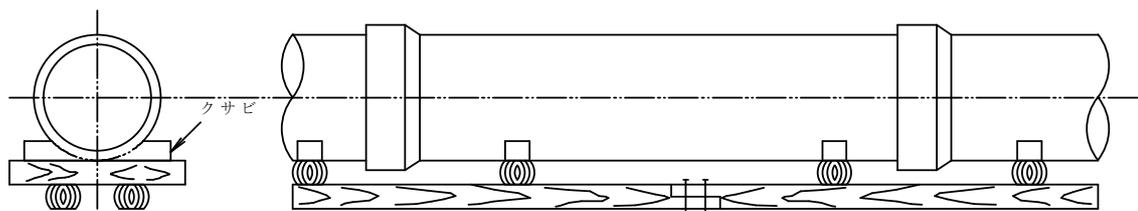


図 3.1.3.1-4 はしご基礎（胴木基礎）

2) 鳥居基礎（くい打ち基礎）

極軟弱基礎で、ほとんど地耐力の期待できない場合、支持力に応じて所定の間隔にくいを打込み、その上にまくら木（横木材）などを載せる形で鳥居状に組立てるものである。

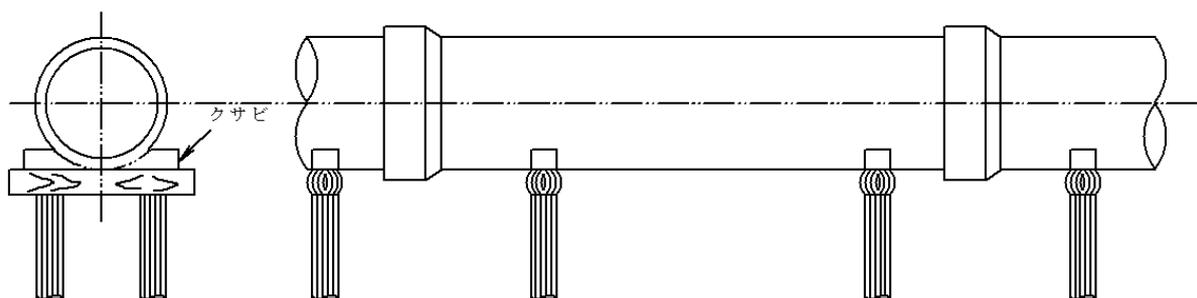


図 3.1.3.1-5 鳥居基礎（くい打ち基礎）

3) 布打ち基礎（べた基礎）

軟弱地盤で支持層が極めて深く、くい打込みが不経済となるような場合、溝底にコンクリート床盤を打設し、広い面積で上部荷重を支持し、据付け地盤の沈下を防止する方法である。この方法は管の据付けも容易であるという利点もあるが、この上に直接配管すると管底が点接触となり、荷重が集中する結果となるので、その上に砂を敷きならして据付ける必要がある。その場合の基底厚は岩盤の場合と同様に考えればよい。

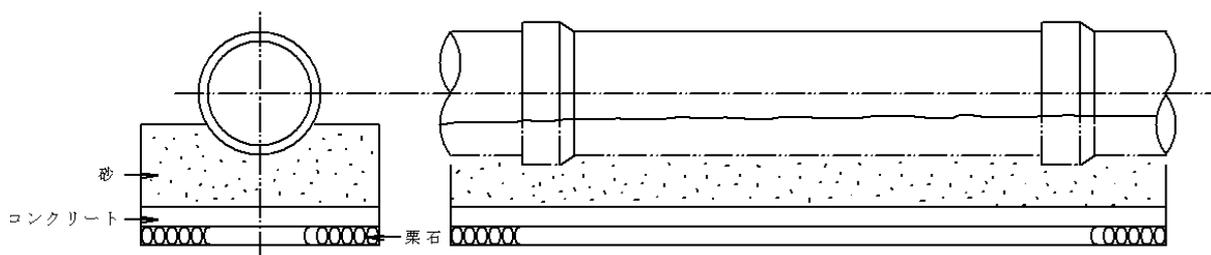


図 3.1.3.1-6 布打ち基礎（べた基礎）

1.3.2 基礎の施工

(1) 砂又は碎石基礎を行う場合には、設計上の基礎条件を満足するように、十分密実に締固めなくてはならない。この場合、とくに注意しなくてはならないことは、管底まで隙間のないように充てんすることであって、砂の場合には水締めを行うと比較的よい結果が得られる。

(2) コンクリート基礎を施工する場合には、作業性が困難とされない範囲で、なるべく固練り

のコンクリートを用い、管底まで充てんするようにバイブレータなどを用いて入念に行う必要がある。特に道路横断などで早期交通開始と活荷重が頻繁に作用する場合においてはコンクリートの強度発現が十分得られるよう養生に心がけ、埋めもどし及び交通開始時期などを考えなければならない。

(3) はしご基礎を行う場合でも、管底がまくら木（横木材）だけで支えられることのないように(1)または(2)に準じて施工しなくてはならないが、この場合土質が悪く十分な効果が得られないならば、少なくとも管底部分のみでも砂と置き換える必要がある。

(4) コンクリートアンカーを施す場合、その重量によって管路の不同沈下を起したり、その端部付近で管に不均等な力（応力）が生じないように構造とする必要がある。

また、これらの箇所において不同沈下のおそれのある場合は、可とう継手などを考慮する必要がある。

1.4 布 設 工

この作業は、個々の管体を連結して、管路としての所期の目的を達成させるために極めて重要なことである。

したがって、管の接合は一本一本入念に施工して、その都度結果を確認する必要がある。不完全な状態のまま工事を進めることがあってはならない。

また、下水管や排水管のように、自然流下による管路では、そのこう配の不正確さが、流量の減少や砂などの停滞に大きく影響し、圧力管路では、管内に空気の滞留や真空の発生によって水の流れを阻害したり、極端な場合には管体を損傷することさえあるので、管の布設作業は設計に対して忠実に行うとともに、工事の進捗の過程においても、全般的な布設の状態をチェックする必要がある。

1.4.1 管の配置、吊りおろし及び据付け

(1) 管は布設現場の状況をよく検討して、作業の手順に最も便利ないように配置するのがよい。とくに、布設作業中に建設機械によって損傷を受けやすい所に配置することのないように注意する必要がある。

(2) 管の継手には必ず前後の管の間に若干の隙間が生じ、いわゆる継手の伸びがおきるので、長い管路では、これらを含めた実延長を考慮して配管する必要がある。

(3) 管を吊りおろす前には、基礎の仕上り、据付高さ及びこう配を確かめ、吊りおろした後で修正を行うことのないようにしなければならない。また、管の据付け高さを決めるためにまくら木（横木材）を用いることもある。

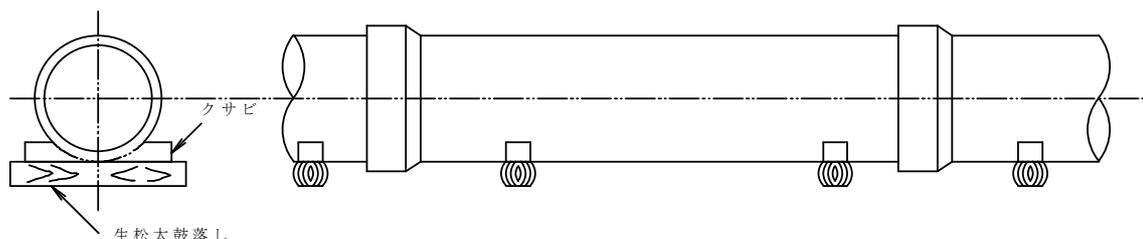


図 3.1.4.1-1 まくら木（横木材）使用例

(4) 吊りおろし作業を能率的に行うため、現場の状況に応じて、門型クレーンやトラッククレーンなどが一般的に用いられている。

機械の能力は十分余裕のあるものでなくてはならないが、とくにトラッククレーンは作業半径と吊り能力を考慮して十分安全なものを使用する。

(5) 吊り込んだ管は、正しく管路軸線に合わせ、管を溝壁や前の管に衝突させたりすることのないように注意深く行わなければならない。

(6) 管の布設はなるべく下流側より上流側に向けて進んだ方が能率的である。また、受口を上流側に向けて、差し口をはめ込む方が作業しやすい。

参考

硬い地面に管を落下した時の衝撃力によって、管体にひび割れが生じる高さは、論理的に計算すると表1の通りとなる。

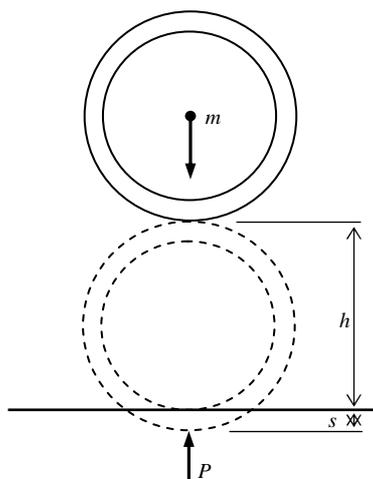
表1 管にひび割れが生じる落下高さ
(地盤のへこみ $s = 0.5\text{cm}$ とした場合)

呼び径	300	600	1000	1800
落下高さ (cm)	11	6	3	1.5

注：JIS A 5372 の外圧管 1 種の場合

管にひび割れが生じる落下高さは、次のように求められる。

参考図において、質量 m の管を高さ h のところから落し、地面が s だけへこんだとする。重力の加速度を g とすると、管が落下しはじめてから地面に衝突するまでになす仕事は位置エネルギーとして mgh である。管が地面に接すると地面からの反力を受けるので s だけ沈下して静止する。反力の平均値を P とすると、このときの仕事は Ps である。両方の仕事量は等しい。



参考図

運動エネルギー 位置エネルギー 仕事量

$$\frac{1}{2}mV^2 = mgh = Ps$$

(Joule) (Joule)

$$V^2 = 2gh$$

$$V = mgh/s$$

$$h = \frac{Ps}{mg}$$

ここに、 h : 落下高さ (m)

P : 外圧強さ (N/m)

s : へこみ量 (m)

m : 質量 (管の長さ 1m 当り製品質量 kg/m)

g : 重力加速度 (m/sec²) (= 9.8)

1.4.2 接 合

(1) A形

1) コンクリートカラー接合

A形は、原則としてコンポコーキングによって接合が行われていたが、この継手はコーキングによって管体とカラーが一体構造となり、管路が連続ばりとなる。この場合、地盤の不同沈下によって局部的に荷重が集中し、継手の破損が生じやすいので、可とう性をもつ継手とするのが望ましい。

この継手の構造の一例として図 3.1.4.2-1 のようなものがある。

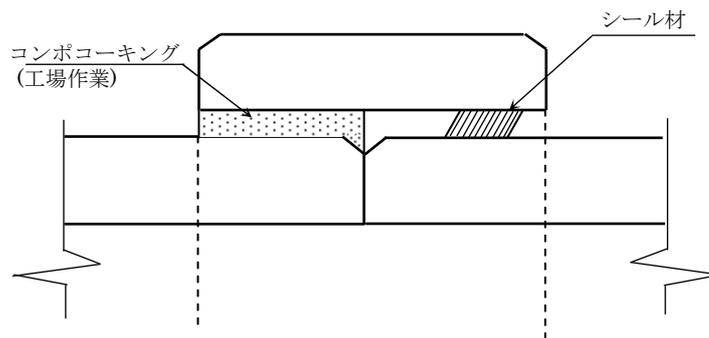


図 3.1.4.2-1 A形のコンクリートカラー継手

2) ステンレスカラー接合

- ① 吊り下し前に管の片側にカラーを取付ける。この時、管端外面に滑剤を塗布し、カラー内面の突起に当たるまでカラーを差し込む。
- ② 管の引き込み線までカラーが入っていることを確認する。
- ③ 管の接合作業直前に管端外面を清掃し、はけ又はウエスなどを用いて滑剤を均等に塗布する。
- ④ 接合の要領は、管を吊り下げ、管芯を合わせ、カラー内面の突起に当たるまで差し込む。

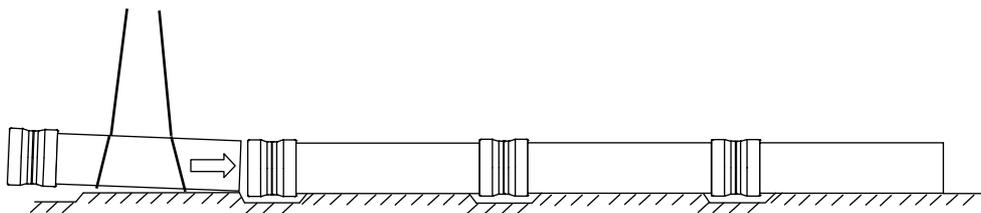


図 3.1.4.2-2 A形 (ステンレスカラー)

(2) B形、NB形、C形、NC形、NE形及びNL形の接合

- 1) 管の布設は、布設済みの管の受口に差し口を挿入する。
- 2) 管の接合作業の直前に、受口内面及びゴム輪の滑動面を点検清掃し、はけ又はウエスなどを用いて滑剤を均等に塗布する。このとき、土砂やごみなどが付着しないように注意する。
- 3) 接合の要領は、管を吊ったままの状態、管の軸心を合わせながら、差し口の上端を受口内面の先端につけ、慎重に吊りおろしを行いながら、差し口を受口に挿入する。

なお、管の挿入は、次の方法によるのが一般的である。また、表 3.1.4.2-1 に呼び径ごとの引き込み用機材を示す。

- ① 呼び径 700 以下の管の場合は、図 3.1.4.2-3(a) に示すように、レバーブロックなどの引き込み器具を用い、ワイヤロープをかけて管の外側から操作して引き込む。この場合既に接合した部分が抜け出すおそれがあるので、ワイヤロープの控えは数本離れた既設管よりとる。
- ② 人が管の中に入って作業できる呼び径 800 以上の管では、図 3.1.4.2-3(b) に示すように、レバーブロックなどを管内に配置して引き込む。ワイヤロープの控えは、十分引き込み力に耐え得る角材等を用いる。また、①の場合と同様の理由により、引き込み側の控えは、接合される管より数本離れた既設管よりとる。

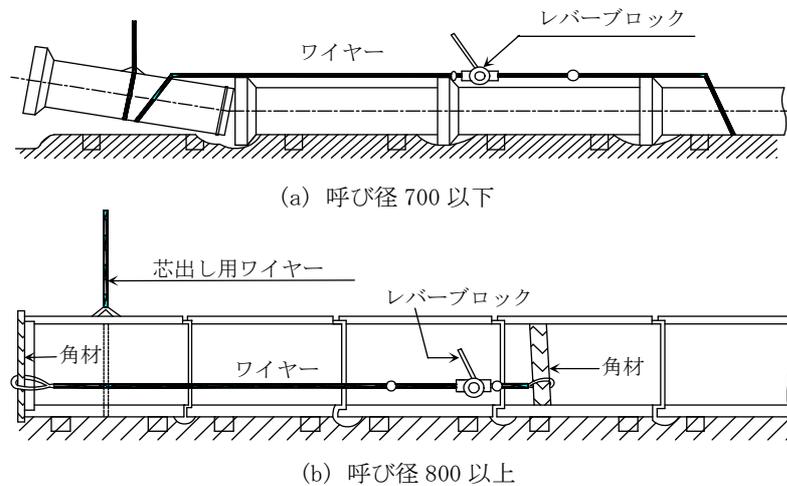


図 3.1.4.2-3 接合方法

表 3.1.4.2-1 引き込み用機材

呼び径	レバーブロック		ワイヤロープの太さ (mm)
	台数	容量 (tf)	
150～700	1	2	9 以上
800～1350	1	2～3	12.5 以上
1500～3000	2	3～5	16 以上

- 4) 接合に使用する滑剤には、引き込みを容易にするための専用滑剤（植物油系）を用いる。ゴム輪は、一般に油脂類（特に鉱物性のもの）に侵され易いので、滑剤に油脂類のものを使用することは絶対に避けなければならない。

継手 1 箇所当たりの滑剤の使用量の例を参考として表 3.1.4.2-2 に示す。

また、滑性のほかに水密効果をもった止水滑剤（親水性ポリウレタン樹脂）がある。止水滑剤は地下水位の高い所に適しているが、水和反応によって発泡する性質を持っているので、

接合が完了するまで水分と接触させないようにしなければならない。

止水滑剤は、量が多すぎると継手内部にはみ出すことがあるので、注意する必要がある、ゴムペラなどを用いてソケット内面に均等に塗布するとよい。

- 5) 接合が終わったときは、管が正しく挿入されているかを確認する。正しく挿入されていないときは、管を一旦はずして継手部及びゴム輪を点検し、異常がなければ、再び同じ手順によって管を挿入する。

管の挿入状態は、呼び径 700 以下の管では管の差し口側に目やす線をあらかじめ引いておき、これと受口端面の位置で確認する。

管の内部に入れる呼び径 800 以上の管では、内部から確認する。

- 6) 完全に接合してから、転び止めを施して管を固定して、吊り込み装置や引き込み装置をはずす。
- 7) 接合作業が終了したら管路内をよく点検し、土砂がないようによく清掃する。

表 3.1.4.2-2 滑剤の標準使用量（接合部 1 箇所当り）

(単位：g)

(単位：g)

管種 呼び径	A形	B形	NB形	管種 呼び径	C形	NC形
150	70	35	35	1500	175	380
200	80	40	40	1650	200	440
250	90	45	45	1800	210	460
300	100	50	50	2000	250	490
350	110	55	55	2200	280	550
400	—	60	60	2400	320	660
450	—	65	65	2600	350	730
500	—	80	80	2800	400	760
600	—	100	100	3000	430	820
700	—	115	115			
800	—	140	140			
900	—	160	160			
1000	—	180	—			
1100	—	210	—			
1200	—	240	—			
1350	—	270	—			

(単位：g)

管種 呼び径	NE 形	NL 形
200	45	60
250	50	80
300	60	85
350	70	90
400	85	100
450	90	105
500	95	110
600	110	140
700	125	160
800	140	190
900	160	210
1 000	180	230
1 100	200	245
1 200	210	260
1 350	240	285

1.4.3 曲線布設

管の継手を少しずつ曲げながら、大きな曲線半径で所定の曲げ角度とするのが曲線布設であるが、各継手は均等に曲げることが望ましい。また、基礎構造や地盤の軟弱度によっては、埋設後の不同沈下のために、さらに拔出し長が増加するので、現場の状況をよく考慮しなくてはならない。また、各継手は均等に曲げることが望ましい。

1.4.4 マンホール又は構造物との取付け

ヒューム管をマンホールまたは構造物に直接埋込むと、両者の相対的な不同沈下や振動などによって、取付け部分に折損が生じ、漏水の原因となることがある。このような事故は小口径管路で見られるが、その対策としては、取付け部分を伸縮可とう性のある構造にすることが必要である。可とう管又は管長の短い管を数本使用すると効果がある。

図 3.1.4.4-1 は可とう継手（耐震ジョイント）での取付け例を示したものである。

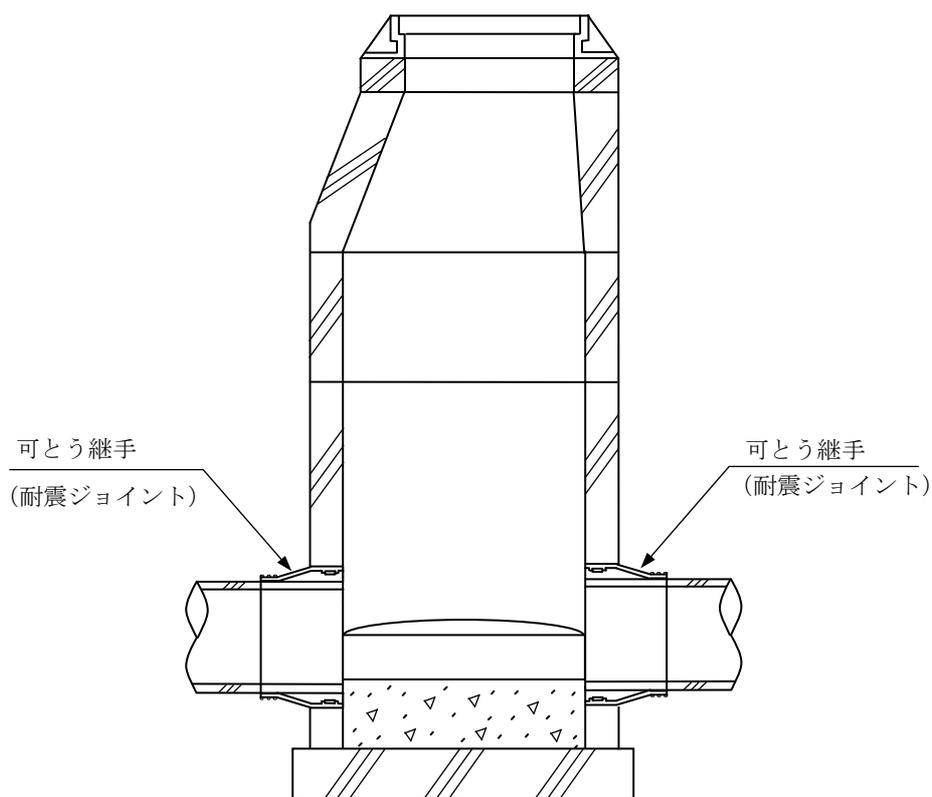
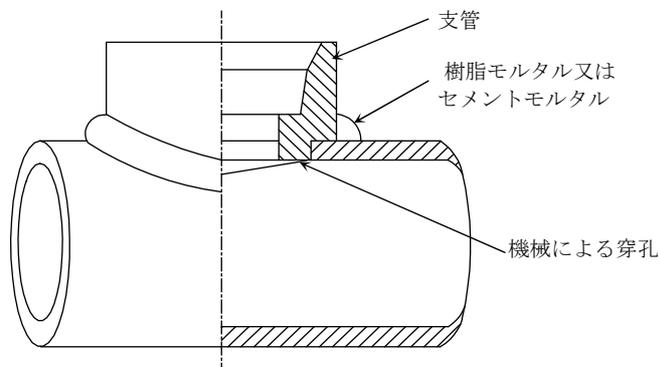


図 3. 1. 4. 4-1 可とう継手（耐震ジョイント）による管取付け

1. 4. 5 異形管

管路に用いられる異形管の種類としては、J I Sに規定されているT字管、Y字管、曲管、支管及び短管がある。

図 3. 1. 4. 5-1 には本管を機械により穿孔して支管を取付ける場合の一例を、また、図 3. 1. 4. 5-2 に異形管の使用例を示す。



支管の呼び径	本管の穿孔径 (mm)
150	225
200	275

図 3. 1. 4. 5-1 支管の取り付け方法

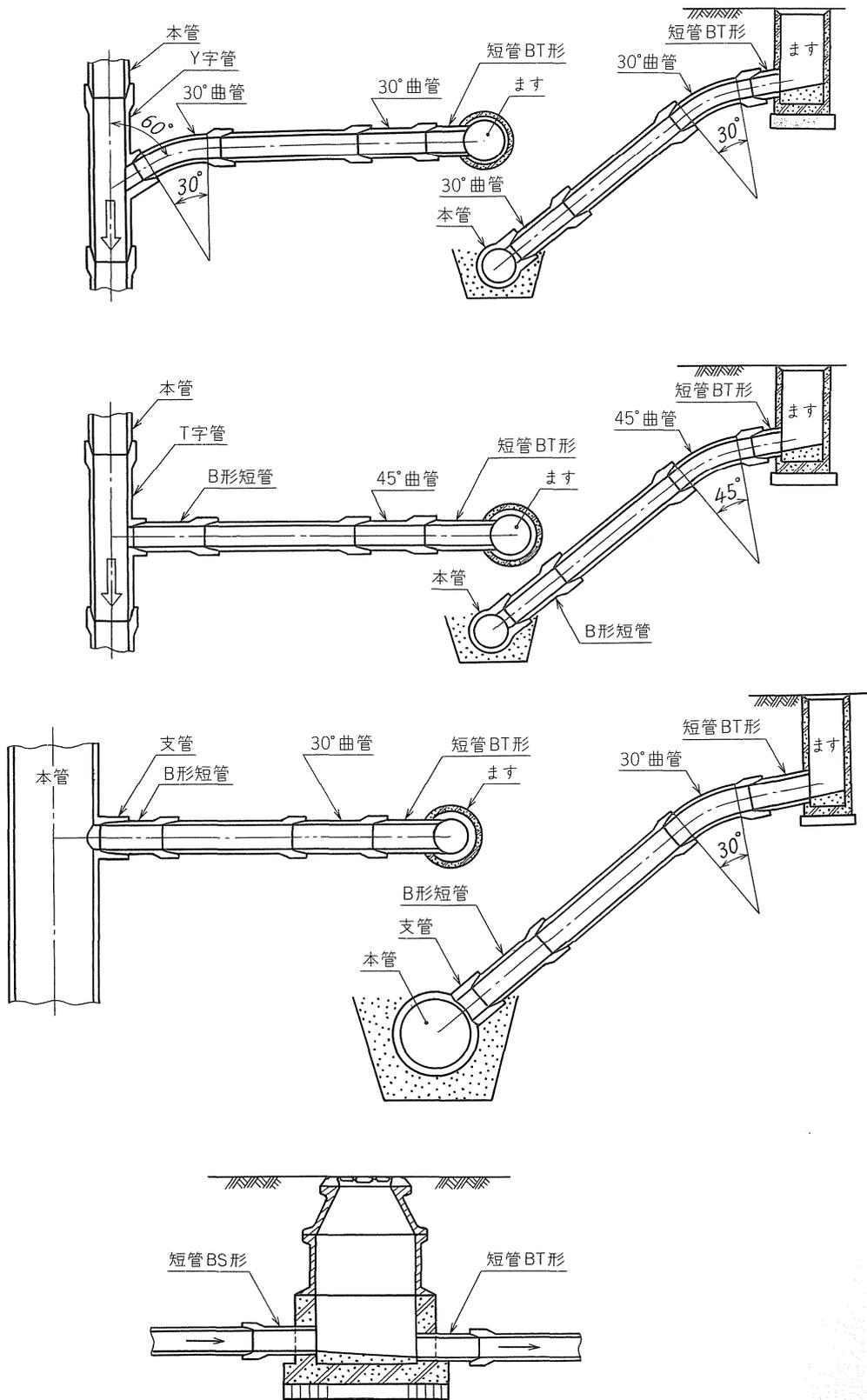


図 3. 1. 4. 5-2 異形管の使用例

1.4.6 管の布設歩掛り

ヒューム管の標準的な布設歩掛りを、表 3.1.4.6-1 に示す。

表 3.1.4.6-1 ヒューム管の布設歩掛り（標準管長）

(10m当り)

呼び径	機 械 布 設					諸雑費
	世話役	特 殊 作業員	普 通 作業員	トラッククレーン		
				賃料	規 格	
150	0.30	0.60	0.60	0.30	油圧伸縮 ジブ型 4.9t 吊	労務費 の1%
200	0.31	0.62	0.62	0.31		
250	0.32	0.64	0.64	0.32		
300	0.33	0.66	0.66	0.33		
350	0.34	0.68	0.68	0.34		
400	0.35	0.70	0.70	0.35		
450	0.36	0.72	0.72	0.36		
500	0.37	0.74	0.74	0.37		
600	0.39	0.78	1.17	0.39		
700	0.41	0.82	1.23	0.41		
800	0.43	0.86	1.29	0.43		
900	0.45	0.90	1.35	0.45		
1 000	0.48	0.96	1.44	0.48		
1 100	0.50	1.00	1.50	0.50		
1 200	0.53	1.06	1.59	0.53		
1 350	0.57	1.14	1.71	0.57		
1 500	0.62	1.24	1.86	0.62		
1 650	0.67	1.34	2.01	0.67		
1 800	0.72	1.44	2.16	0.72		
2 000	0.80	1.60	2.40	0.80	油圧式 25t 吊	
2 200	0.89	1.78	2.67	0.89		
2 400	0.99	1.98	2.97	0.99		
2 600	1.11	2.22	3.33	1.11		
2 800	1.22	2.44	3.66	1.22		
3 000	1.35	2.70	4.05	1.35		

注：1) 本表は、国土交通省下水道用設計標準歩掛表による。ただし、呼び径 150 及び

2600～3000 については、国土交通省歩掛表に準じて当協会で定めた。

2) 本表は、下水道用鉄筋コンクリート管に適用する。

3) 歩掛りは、運搬距離 20m 程度の小運搬及び管の接合据付け作業であり、床掘り、基礎、埋戻し及び水替え等は含まない。

4) 諸経費は、滑材及びレバブロック等の費用であり、労務費の合計に上表の諸雑費率を乗じた金額を上限とする。但し、管切断費用及び鉄筋コンクリート管損失費用は含まない。

5) 急斜面、サイホン等の場合は別途考慮する。

第2章 推進工法

第2章 推進工法

推進工法は、一種のトンネル工法であって、開削工法や盛土工法に比べると、その施工方法には基本的な相違点がある。

この工法が開発された当初においては、軌道や道路の横断が主たるものであって、推進距離も比較的短く、その用途も水道管やガス管のさや管として施工されるケースが多かった。その後、推進技術の急速な進歩により、長大な下水管路の埋設に利用されるようになった。昭和48年に「下水道推進工法用鉄筋コンクリート管」が、日本下水道協会規格として制定され、平成11年、平成12年の改正を経て今日に至っている。

ヒューム管は他の管種に比べて剛性が大きく、荷重による変形がほとんどないという長所とともに小口径から大口径まで施工が可能で、また、管体コンクリートの圧縮強度が高いため、大きな推進力に耐えることができる。しかし、管体が地盤中を複雑な挙動をしながら進み、管に作用する荷重や管体に生ずる応力の状態を予測することは極めて困難なことであるから、推進工法に使用する管材は、他の工法に比べて十分安全側に設計されたものを使用しなくてはならない。

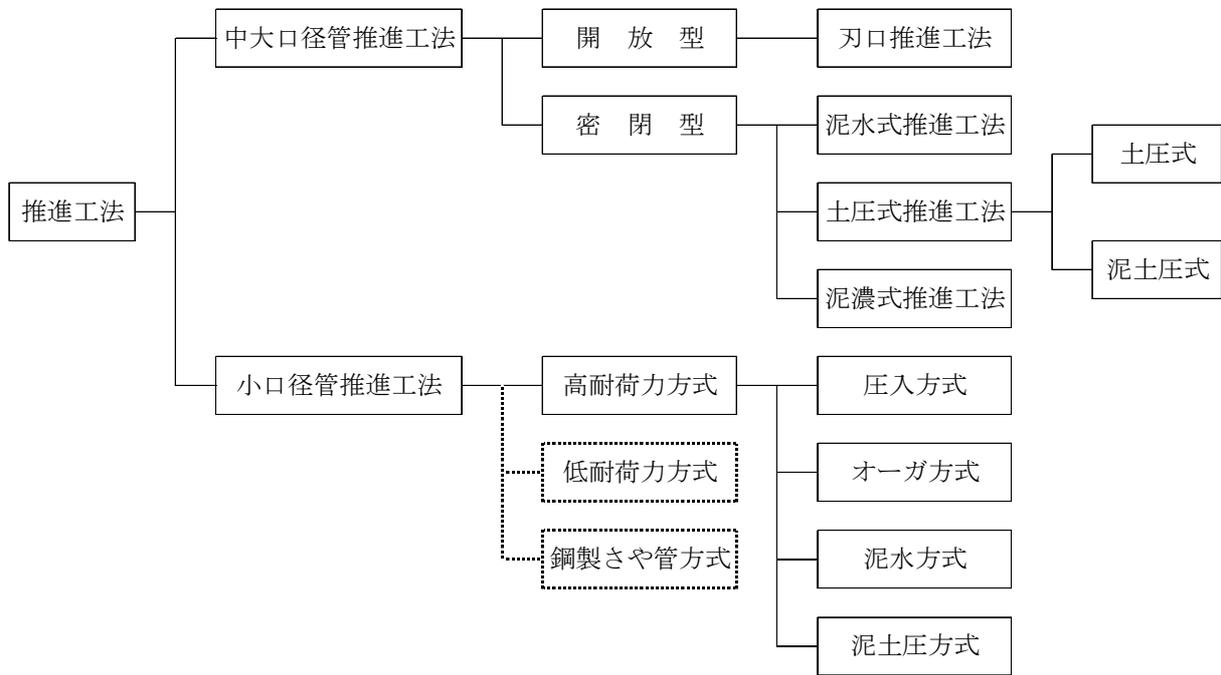
2.1 推進工法の分類

推進工法は、切羽の安定方法、掘削工法、推力の伝達方法、土砂の搬出方法等により工法の種類は多様であるが、使用する推進管の呼び径により分類される。

呼び径の範囲については、昭和50年4月7日付け、労働省基発第204号「下水道整備工事、電気通信施設建設工事等における労働災害の防止について」の通達により、管内有人作業は口径800mm以上を原則とすること、更に管内無人作業を前提にした「下水道小口径管推進工法用鉄筋コンクリート管(JSWAS A-6-1989)」の制定により呼び径の範囲が規格されたことに基づくものである。

特殊な工法を除いた推進工法の分類を図3.2.1-1に示す。

図 3.2.1-1 推進工法の分類



2.2 適用土質

刃口推進工法、セミシールド工法及び小口径管推進工法と適用土質の関係を表 3.2.2-1~3 に示す。

表 3.2.2-1 刃口の形式と切羽安定機構と適用土質

刃口形式	フードの形状	切羽安定機構	適用土質
全面開放型	直型	ジャッキ式 たな式	普通土 砂質土
	段切り型 スランテッド型	ジャッキ式 たな式 角落式	砂層、砂礫および玉石混じり
部分開放型	直型	ジャッキ式 角落式	軟弱土

表 3.2.2-2 密閉型推進工法の機構方式と適用土質

工法分類		切羽安定方式	土砂運搬方式	適用土質	補助工法
密閉型	泥水式	泥水圧	流体輸送	砂礫土、砂質土、粘性土等	比較的不要
	土圧式	土圧	とろバケット 圧送	粘土、シルト含有率が 30%以上の粘性土	同上
	泥土圧式	泥土圧		砂礫土、砂質土、粘性土等	
	泥濃式	高濃度泥水圧	吸引	同上	同上

表 3.2.2-3 小口径推進工法の方式と土質の関係

方式	特徴	適用土質
圧入方式	第一工程で鋼製仮管を圧密推進により布設した後、第二工程では仮管を案内管としてコンクリート管を排土しながら圧入する。	一般に軟弱地盤に多用される。 N値 0~15 程度。
オーガ方式	オーガで掘削し、管内に組み込んだスクリーコンベアで土砂を搬出する。一般に一工程式である。	粘土、シルト、砂、小礫の土質で、玉石、礫層には専用ビットを装備した機種が用いられる。
泥水方式	泥水式掘進機を先導体として、遠隔操作により推進する。一工程式と二工程式に分類される。	一般的に軟弱土、耐水性砂質土、砂礫土等であるが、玉石、転石、岩盤対応の専用機もある。
泥土圧方式	泥土圧式先導体を装備し、掘削土砂の塑性流動化を促進させて切羽土圧を調整しながら推進する方式で一工程式である。	粘性土・砂質土の帯水層、硬質土、先導体の装備に応じて礫、玉石混じり土まで対応できる。

2.3 推進方向の管の耐荷力

2.3.1 コンクリートの許容平均圧縮応力度

(1) コンクリートの許容圧縮応力度

コンクリートの許容圧縮応力度は、式 3.2.3.1-1 で表される。

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_c}{2} \dots\dots\dots (3.2.3.1-1)$$

ここに、

σ_{ca} : コンクリートの許容圧縮応力度(N/mm²)

σ_c : コンクリートの圧縮応力度(N/mm²)

(2) コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係

コンクリートの圧縮応力度とひずみの関係は、式 3.2.3.1-2 のように 3 次式で表される。

$$\sigma = 3.72 \times 10^4 \varepsilon + 0.611 \times 10^7 \varepsilon^2 - 6.322 \times 10^9 \varepsilon^3 \dots\dots\dots (3.2.3.1-2)$$

ここに、

σ : コンクリートの圧縮応力度(N/mm²)

ε : コンクリートのひずみ

(3) 管体に生じる応力

管体に生じる応力集中は、ひずみの集中という形でとらえ、実験値から式 3.2.3.1-3 で表される。

$$\varepsilon_{max} = 1.872 \times \varepsilon_{mean} + 19.1 \times 10^{-6} \dots\dots\dots (3.2.3.1-3)$$

ここに、

ε_{max} : 管の断面に生じる最大ひずみ

ε_{mean} : 管の断面に生じるひずみの平均値

推進管相互の継手部分(管端面)に、木材などのクッション材を挿入することによって、応力集中を分散させる方法がとられているが、全国ヒューム管協会においても、押し輪と管端面の間に合板製リング(厚さ 15mm 程度)を挿入した実物実験において、応力集中を半分程度に減少させることができたことを確認している。

(4) コンクリートの許容平均圧縮応力度

推進管の管体コンクリートの圧縮強度 σ_c については、50N/mm² 以上と 70N/mm² 以上、さらに 90N/mm² 以上が規定されている。

$\sigma_c = 50\text{N/mm}^2$ の場合、 $\sigma_{ca} = 25\text{N/mm}^2$ となる。式 3.2.3.1-2 の圧縮応力度とひずみの関係に σ_{ca} を代入してひずみを求めると、 $\varepsilon = 649 \times 10^{-6}$ となる。このひずみを式 3.2.3.1-3 の ε_{max} に入れて ε_{mean} を求めると、 $\varepsilon_{mean} = 336 \times 10^{-6}$ となる。 ε_{mean} を式 3.2.3.1-2 に入れて応力に変換すると、許容平均圧縮応力度 $\sigma_{mean} = 13 \text{ N/mm}^2$ が求まる。また、 $\sigma_c = 70\text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_c = 90\text{N/mm}^2$ の場合についても同様に計算すると 18.9 N/mm²、26.5 N/mm² となるが、軸方向強度実験結果等を考慮してそれぞれ $\sigma_{mean} = 17.5 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_{mean} = 22.5 \text{ N/mm}^2$ とした。

$\sigma_c = 50\text{N/mm}^2$ の場合、 $\sigma_{mean} = 13\text{N/mm}^2$

$\sigma_c = 70\text{N/mm}^2$ の場合、 $\sigma_{mean} = 17.5 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_c = 90\text{N/mm}^2$ の場合、 $\sigma_{mean} = 22.5 \text{ N/mm}^2$

2.3.2 管の有効断面積

設計に用いる管の有効断面積 A_e は、管端部における管の断面積とする。

2.3.3 管の許容耐荷力

管の許容耐荷力は、式 3.2.3.3-1 で表され、その計算結果を示すと表 3.2.3.3-1 のようになる。

$$F_a = 1000 \cdot \sigma_{\text{mean}} \cdot A_e \quad \dots\dots\dots (3.2.3.3-1)$$

ここに、

F_a : 管の許容耐荷力 (kN)

σ_{mean} : コンクリートの許容平均圧縮応力度 (N/mm²)

A_e : 管の有効断面積 (m²)

表 3.2.3.3-1 管の許容耐荷力

呼び径	A_e (m ²)	W (kN/m)	F_{a5} (kN)	F_{a7} (kN)	F_{a9} (kN)
200	0.03693	1.15	480	646	831
250	0.04011	1.26	521	702	902
300	0.04939	1.53	642	864	1 111
350	0.06072	1.85	789	1 063	1 366
400	0.07305	2.20	950	1 278	1 644
450	0.08814	2.61	1 146	1 542	1 983
500	0.10264	3.01	1 334	1 796	2 309
600	0.13694	4.10	1 780	2 396	3 081
700	0.18394	5.36	2 391	3 219	4 139
800	0.17664	5.31	2 296	3 091	3 974
900	0.22973	6.72	2 986	4 020	5 169
1 000	0.28973	8.29	3 767	5 070	6 519
1 100	0.33646	9.54	4 374	5 888	7 570
1 200	0.40841	11.40	5 309	7 147	9 189
1 350	0.47996	13.90	6 239	8 399	10 799
1 500	0.61073	17.31	7 939	10 688	13 741
1 650	0.72696	20.36	9 451	12 722	16 357
1 800	0.85326	23.64	11 092	14 932	19 198
2 000	1.04937	28.70	13 642	18 364	23 611
2 200	1.26575	34.24	16 455	22 151	28 479
2 400	1.45896	40.26	18 966	25 532	32 827
2 600	1.71225	46.78	22 259	29 964	38 526
2 800	1.98580	53.78	25 815	34 752	44 681
3 000	2.27962	61.26	29 635	39 893	51 291

備考 表中、 W は中央断面で求めた重量で $W = \pi(D+T)T \times 24.0$ で計算した。 F_a の計算に用いた許容平均圧縮応力度 σ_{mean} は、2.3.1に示した数値を使用した。

2.3.4 曲線推進の許容耐荷力

直線推進での推進方向の許容耐荷力は、表 3.2.3.3-1 管の許容耐荷力によるが、曲線推進における推進方向の耐荷力は、管の曲げ角度やクッション材など、推力の伝達方法により検討を行う必要がある。

2.4 推進力に対する検討

2.4.1 直線推進

(1) 基本式

1) 管と土の摩擦係数

管と土の摩擦係数は、式 3.2.4.1-1 で表される。

$$\mu' = \tan \delta = \tan(\phi/2) \dots \dots \dots (3.2.4.1-1)$$

ここに、

μ' : 管と土の摩擦係数

δ : 管と土の摩擦角 (度) (全断面加圧では $\delta = \phi/2$ と仮定する。)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

上記の摩擦係数は刃口又はシールド機械によって原地盤を掘削し、そのままの状態で行う場合であるが、推進中に管の外周に滑材を注入することによって摩擦力を大幅に減少させることができる。この場合の摩擦係数の値は、滑材の種類及び注入量によって異なるが、最近滑材を使用する例が多くなっているため、これらの実績を十分に調査して定めるのがよい。

2) 管と土の付着力

管と土の付着力 C' は、粘性土の場合に粘着力が大きくなると付着力は粘着力より減じてくる。一般に管と土の付着力は、大きくとも 10kN/m²程度と考えてよい。

3) 標準的な土質

推進管に対する土の摩擦力及び粘着力は土質によって異なるので、標準的な4種類の土質を表 3.2.4.1-1 に示す。

3.2.4.1-1 標準的な土質とその特性値

土質 \ 特性値	ϕ (度)	N	C' (kN/m ²)	$K_0 \cdot \mu$	μ'
軟弱土	15	4	10	0.2679	0.1317
普通土	20	10	5	0.3640	0.1763
普通土	30	15	0	0.5774	0.2679
硬質土	40	30	0	0.8391	0.3640

備考 表中、 ϕ は土の内部摩擦角、 N は標準貫入試験による N 値、 C' は管と土の付着力、 K_0 は水平土圧と鉛直土圧の比 ($K_0=1$)、 μ は土の摩擦係数 ($=\tan \phi$)、 μ' は管と土との摩擦係数 ($=\tan \phi/2$) を示す。

4) 先端抵抗力

先端抵抗力は、一般に先端刃先抵抗力と呼ばれるものであり、標準貫入試験から求めた N 値で表した式 3.2.4.1-2 を用いる。

$$F_0 = 10.0 \times 1.32 \pi \cdot B_c \cdot N \dots \dots \dots (3.2.4.1-2)$$

ここに、

F_0 : 先端抵抗力 (kN)

B_c : 管外径 (m)

N : 標準貫入試験から求めた N 値

5) 総推進力

総推進力は、式 3.2.4.1-3 に示す推進諸抵抗の総和で表される。

$$F = F_0 + \{(\pi \cdot B_c \cdot p + W)\mu' + \pi \cdot B_c \cdot C'\}L \dots\dots\dots (3.2.4.1-3)$$

ここに、

- F : 総推進力 (kN)
- F_0 : 先端抵抗力 (kN)
- B_c : 管外径 (m)
- p : 管にかかる等分布荷重 (kN/m²)
- W : 管の単位重量 (kN/m)
- μ' : 管と土との摩擦係数
- C' : 管と土との付着力 (kN/m²)
- L : 推進延長 (m)

総推進力 F の算定については、管の周囲 $\pi \cdot B_c$ に等分布荷重 p が働き、さらに管と土の付着力 C' は、管の周囲 $\pi \cdot B_c$ に働くものとした。さらに、管の単位重量 W による管と土との間の摩擦抵抗及び先端抵抗力が加わるものとして計算する。

(2) 下水道協会式

式 3.2.4.1-4 は、式 3.2.4.1-3 の修正式であり、自立可能な地山における刃口推進工法に適用する。

$$F = F_0 + \alpha \cdot \pi \cdot B_c \cdot \tau_a \cdot L + W\mu' \cdot L \dots\dots\dots (3.2.4.1-4)$$

$$\tau_a = \sigma \cdot \mu' + C'$$

$$\sigma = \beta \cdot p$$

$$\mu' = \tan \delta$$

$$F_0 = 10.0 \times 1.32 \pi \cdot B_s \cdot N'$$

ここに、

- F : 総推進力 (kN)
- F_0 : 先端抵抗力 (kN)
- α : 管と土との摩擦抵抗の生じる範囲にかかる係数 (=0.50~0.75)
- B_c : 管の外径 (m)
- B_s : 先導体 (刃口・掘進機) の外径 (m)
- τ_a : 管と土とのせん断力 (kN/m²)
- L : 推進延長 (m)
- W : 管の単位重量 (kN/m)
- μ' : 管と土との摩擦係数
- σ : 管にかかる周辺荷重 (kN/m²)
- β : 管にかかる周辺荷重の係数 (=1.0~1.5)

δ : 管と土との摩擦角 (度) (全断面加圧につき $\delta = \phi/2$ と仮定する)

C' : 管と土との付着力 (kN/m²)

N' : 切羽心抜きをした場合の貫入抵抗値

普通土 (粘性土) 1.0

砂質土 2.5

硬質土 3.0

p : 管にかかる等分布荷重 (kN/m²)

(3) 修正式 (I)

本式は、中大口径管の泥水・土圧式推進工法に適用する。

((財) 下水道新技術推進機構と (社) 日本下水道管渠推進技術協会の共同研究により提案されたものである。)

$$F = F_0 + f_0 \cdot L \dots\dots\dots (3.2.4.1-5)$$

$$F_0 = (P_w + P_e) \cdot \pi \cdot \left[\frac{B_s}{2} \right]^2$$

$$f_0 = \beta \{ (\pi \cdot B_c \cdot p + W) \mu' + \pi \cdot B_c \cdot C' \}$$

ここに、

F : 総推進力 (kN)

F_0 : 先端抵抗力 (kN)

f_0 : 周面抵抗力 (kN/m)

L : 推進延長 (m)

P_w : チャンバ内圧力 (kN/m²)

泥水式 $P_w =$ 地下水圧 + 20.0 (kN/m²)

土圧式 (砂質土の場合)

$P_w =$ 主働土圧 + 地下水圧 + P ($P = 20 \sim 50$ kN/m²)

(粘性土の場合)

$P_w =$ 静止土圧を用いる。

P_e : 切削抵抗 (kN/m²)

N値より、次のとおりとする。

$P_e =$ N値 \times 10.0 (kN/m²)

ただし、N < 15 の場合は $P_e = 150$ (kN/m²) とする。

N > 50 の場合は $P_e = 500$ (kN/m²) とする。

B_s : 掘削機の外径 (m)

B_c : 管外径 (m)

p : 管にかかる等分布荷重 (kN/m²)

W : 管の単位重量 (kN/m)

μ' : 管と土の摩擦係数

$\mu' = \tan (\phi/2)$

ϕ : 内部摩擦角

C' : 管と土の付着力 (kN/m²)

粘性土 (N<10) : $C'=8$

固結土 (N≥10) : $C'=5$

β : 推進力低減係数

表 3.2.4.1-2 土質別の β 標準値

土 質	推進力低減係数 β (注)
粘 性 土	0.35
砂 質 土	0.45
砂 礫 土	0.60
固 結 土	0.35

注 β 値は標準値を基本とし、施工条件により±0.05の範囲で採用する。

(4) 提案式 (I)

本式は、高耐荷力方式小口径管の密閉型推進工法に適用することを標準とする。

本式は、設計に際し、採用する管の耐荷力を確認するためのものである。

$$F = F_0 + F_1 \dots\dots\dots (3.2.4.1-6)$$

$$F_0 = \alpha \cdot (B_c/2)^2 \cdot \pi$$

$$F_1 = f_0 \cdot S \cdot L$$

ここに、

F : 総推進力 (kN)

F_0 : 先端抵抗力 (kN)

α : 先端抵抗力係数 (kN/m²)

f_0 : 周面抵抗力係数 (kN/m²)

S : 管外周長 (m)

B_c : 管外径 (m)

L : 推進延長 (m)

表 3.2.4.1-3 土質別 α, f_0 (kN/m²)

密 閉 型	普通土	砂礫土	硬質土
先端抵抗力係数 α	1,200	1,750	1,500
周面抵抗力係数 f_0	3.0	4.5	2.5

施工可能延長については、各工法の特徴や土質等の施工条件により異なるため、十分な調査と比較検討を踏まえて判断する必要がある。

(5) 修正式 (II)

本式は、泥濃式推進工法に適用する。

((社) 日本下水道管渠推進技術協会により提案されたものである。)

$$F = F_0 + f \cdot S \cdot L \dots\dots\dots (3.2.4.1-7)$$

$$F_0 = (P_e + P_w) \cdot (B_s/2)^2 \cdot \pi$$

$$f = \{0.2 + 0.3 \cdot (G/100)^2 + 2.7 \cdot (G/100) \cdot M^2\} 10.0$$

ここに、

F : 総推進力 (kN)

F_0 : 先端抵抗力 (kN)

S : 管外周長 (m)

L : 推進延長 (m)

P_e : 切羽単位面積当り推力 (kN/m²)

$$P_e = 4.0 \times N \text{ 値}$$

P_w : 掘削室内泥水圧力 (kN/m²)

$$P_w = (\text{地下水圧} + 20.0) \text{ kN/m}^2$$

B_s : 掘進機外径 (m)

f : 周面抵抗力 (kN/m²)

G : 礫率 (%)

M : 最大礫長径 / 管外径

なお、曲線推進においては、一般の推進工法と同様に、直線推進における推進抵抗の他に管後方からの曲線外側方向への分力による管外壁面との摩擦抵抗が負荷されるので、その分推進力は増加する。

2.4.2 曲線推進

推進工事では、地形や環境条件又は交通事情等により、曲線推進を施工せざるを得ない場合があります。慎重に諸条件を検討して設計しなければならない。

曲線推進を行う場合の施工性を左右する要素には、管の口径、管長、曲線部の延長、土質の状態、先導体の構造、施工方法（補助工法を含む）等がある。これらの要素により推進可能な曲線半径は異なるが、管材についても NS 推進管の様に継手の長い管、または有効長の短い管を使用することにより、20R 程度の急曲線推進も施工されるようになってきた。

(1) 曲線推進抵抗

曲線推進は、直線推進における推進抵抗のほかに、管後方からの曲線の外側方向への分力による管外壁面との摩擦抵抗が負荷されるので、その分推力が増加する。

曲線推進抵抗の計算は、管周囲の地山が自立しており、かつ、管が自由に曲げられるだけの拡幅をされている場合は次式が一般によく用いられている。

図 3.2.4.2-1 に於いて、 F_0 : 刃口の推進抵抗(kN)、 F_1 : 第 1 本目の管の直線推進抵抗(kN)、 F_2 : 第 2 本目より第 1 本目に加わる推力(kN)、 α : 第 1 本目と第 2 本目の折れ角 (度)、 T_1 : 法線方向の推力 (= $F_2 \sin \alpha$)、 $k T_1$: T_1 の法線力により生じる推進抵抗 (k : 法線力による管と地山との間のせん断抵抗率 0.5~0.7、一般に 0.5 とする。)

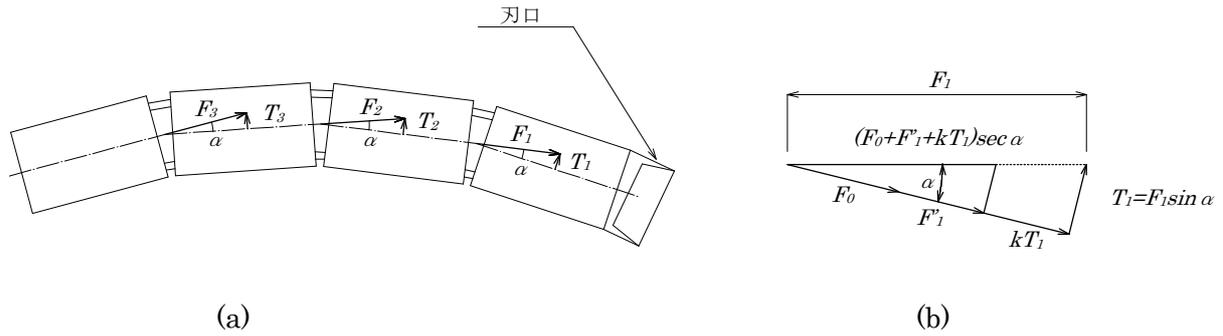


図 3.2.4.2-1 曲線推進抵抗

図 3.2.4.2-1(b)より

$$F_1 = (F_0 + F'_1 + kF_1 \sin \alpha) \sec \alpha \dots\dots\dots(3.2.4.2-1)$$

同様に

$$F_2 = (F_1 + F'_2 + kF_2 \sin \alpha) \sec \alpha \dots\dots\dots (3.2.4.2-2)$$

$$F_3 = (F_2 + F'_3 + kF_3 \sin \alpha) \sec \alpha \dots\dots\dots(3.2.4.2-3)$$

式 3.2.4.2-1 より

$$F_1 = \frac{(F_0 + F'_1) \sec \alpha}{1 - k \sin \alpha \sec \alpha}$$

式 3.2.4.2-2 より

$$F_2 = \frac{(F_1 + F'_2) \sec \alpha}{1 - k \sin \alpha \sec \alpha}$$

$$K = \frac{\sec \alpha}{1 - k \sin \alpha \sec \alpha} = \frac{1}{\cos \alpha - k \sin \alpha} \dots\dots\dots(3.2.4.2-4)$$

とすれば

$$F_2 = \{ K(F_0 + F'_1) + F'_2 \} K = K^2(F_0 + F'_1) + KF'_2$$

同様に

$$F_3 = K^3(F_0 + F'_1) + K^2F'_2 + KF'_3$$

$$F_n = K^n(F_0 + F'_1) + K^{n-1}F'_2 \dots\dots\dots KF'_n$$

$F' = F'_1 = F'_2 = F'_3 = F'_n$ とすれば

$$F_n = K^n F_0 + F' \frac{K^{n+1} - K}{K - 1} \dots\dots\dots(3.2.4.2-5)$$

今、曲線部の推進抵抗と直線部の推進抵抗の比率を λ とすると

$$\lambda = \frac{K^{n+1} - K}{n(K - 1)}$$

n : 曲線部の推進管本数 [$n \doteq CL/l$ 、 CL : 曲線長(m)、 l : 推進管 1 本の長さ(m)]

曲線推進後に直線推進する場合の一般式を式 3.2.4.2-6 に示す。

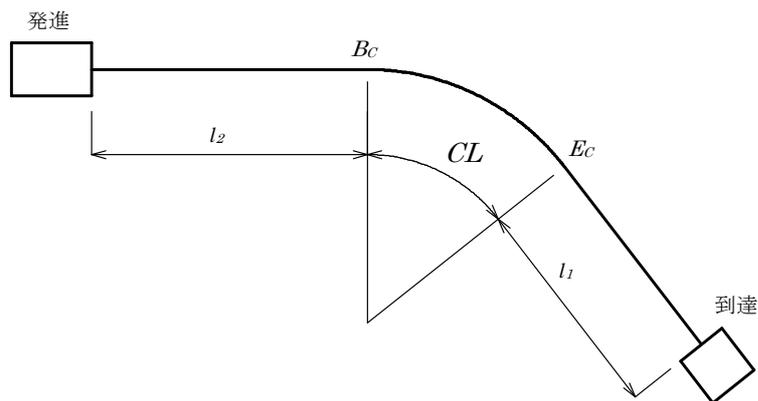


図 3.2.4.2-2 推進路線

図 3.2.4.2-2 に示される管路の推進抵抗 F

$$F = [F_0 + f \cdot l_1] K^n + \lambda \cdot f \cdot CL + f \cdot l_2 \dots \dots \dots (3.2.4.2-6)$$

f : 1m 当たりの直線推進の抵抗(kN/m)

F_0 : 初期抵抗(kN)

(2) 曲線部の許容推進力

曲線部では、管列が外側に膨れ出す現象により、管は地盤反力による背面からの力を受ける。この背面からの抵抗力は曲線区間で推進力が最も大きくなる曲進開始点(BC 点)で最大となる。曲線部では推進管が折れ線状になっているため、背面からの抵抗力は管の継手部に集中することとなる。この曲進開始点(BC 点)での作用荷重の模式図を図 3.2.4.2-3 に示す。図に示すように、地盤反力は管外径の 90° に分布すると仮定している。また、管端部にかかる偏圧の分布形状を三角形とし、その分布範囲長を L_a とすると、(BC 点)での推進力 F_{BC} と分布荷重 R_g の関係は式 3.2.4.2-7 で与えられる。

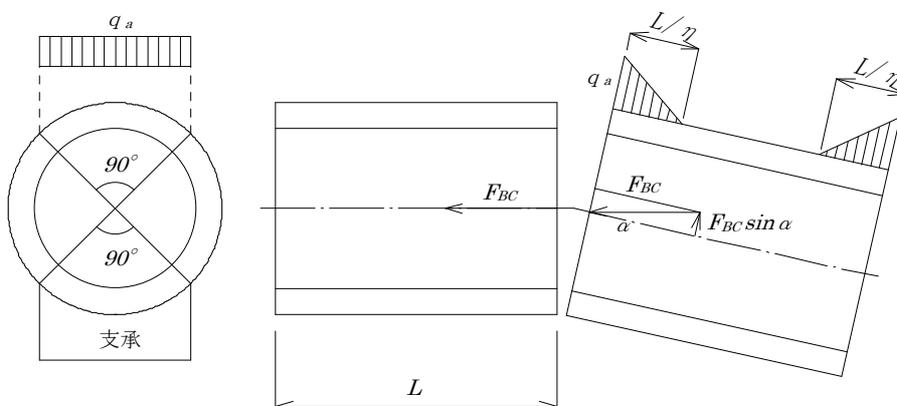


図 3.2.4.2-3 推進力と地盤反力の模式図

$$F_{aBC} \cdot \sin \alpha = R_g = 2 \cdot (1/2) \cdot L_a \cdot \sqrt{2} \cdot r \cdot q_a \dots\dots\dots(3.2.4.2-7)$$

曲線推進における推進管の安全率 γ (=1.5) を考慮した BC 点における許容推進力 F_{aBC} は、

$$F_{aBC} = \frac{\sqrt{2} \cdot L_a \cdot r \cdot q_a}{\gamma \cdot \sin \alpha} \dots\dots\dots(3.2.4.2-8)$$

ここに、 F_{aBC} : BC 点における許容推力 (kN)

R_g : 許容地盤反力(kN)

α : 管 1 本当たりの折れ角 (°)

$$\alpha = 2 \sin^{-1} \left[\frac{L}{2(R - D/2)} \right]$$

R : 曲線半径(m)

D : 管外径(m)

L_a : 地盤反力に対する影響範囲長(m)

$$=L/\eta$$

L : 推進管の有効長 (m/本)

η : 推進管の影響範囲係数 (≥ 1.0) (分布範囲 90° の場合)

$$\eta = -13.917R_t - 0.579R_L + 10.506R_t \cdot R_L + 2.033$$

表 3.2.4.2-1 影響範囲係数 η

呼び径 (mm)	管の有効長 L (m)		呼び径 (mm)	管の有効長 L (m)	
	2.43	1.20		2.43	1.20
800	2.074	1.349	1 800	1.275	1.033
900	1.915	1.270	2 000	1.229	1.019
1 000	1.787	1.207	2 200	1.194	1.010
1 100	1.641	1.167	2 400	1.167	1.003
1 200	1.566	1.127	2 600	1.145	1.000
1 350	1.453	1.094	2 800	1.128	1.000
1 500	1.385	1.055	3 000	1.113	1.000
1 650	1.322	1.041			

- R_t : 管厚比 = t / D_i
 R_L : 管長比 = L / D_i
 D_i : 推進管の内径(m)
 t : 推進管の管厚(m)
 r : 管厚中心半径(m)
 q_a : 管の許容等分布側圧(kN/m²)
 = $M_a / (0.239r^2)$ (90° 分布と仮定)
 M_a : 管のひび割れ抵抗曲げモーメント(kN·m)
 = $0.318P \cdot r + 0.239W \cdot r$
 P : ひび割れ試験荷重(kN/m)
 W : 管の自重(kN/m)

管の強度試験に基づいて定められた許容等分布荷重を、式 3.2.4.2-8 の q_a に代入して算出した推力 F_a が許容推進力である。また、曲線区間において最も推進抵抗力の大きくなる(BC 点)の抵抗力を式 3.2.4.2-6 により算出する。この抵抗力と上記の許容推進力を比較することにより、側方分布荷重に対する推進管の強度安全性を確認する。表 3.2.4.2-2 に許容等分布側圧 q_a を、表 3.2.4.2-3 に継手の抜け出し量 30mm (E 形管) の場合の F_{aBC} (BC 点における許容推進力) をそれぞれ示す。

表 3.2.4.2-2 許容等分布側圧 q_a

管種	呼び径	t (mm)	r (m)	W (kN/m)	P (kN/m)	M _a (kN・m)	q _a (kN/m ²)
1 種	800	80	0.4400	5.31	35.4	5.511	119.126
	900	90	0.4950	6.72	38.3	6.824	116.545
	1 000	100	0.5500	8.29	41.2	8.296	114.762
	1 100	105	0.6025	9.54	42.7	9.555	110.145
	1 200	115	0.6575	11.40	44.2	11.033	106.803
	1 350	125	0.7375	13.90	47.1	13.497	103.851
	1 500	140	0.8200	17.31	50.1	16.457	102.425
	1 650	150	0.9000	20.36	53.0	19.548	100.997
	1 800	160	0.9800	23.64	55.9	22.959	100.050
	2 000	175	1.0875	28.70	58.9	27.828	98.481
	2 200	190	1.1950	34.24	61.8	33.263	97.495
	2 400	205	1.3025	40.26	64.8	39.374	97.143
	2 600	220	1.4100	46.78	67.7	46.119	97.099
	2 800	235	1.5175	53.78	70.7	53.621	97.463
	3 000	250	1.6250	61.26	73.6	61.825	98.005
	2 種	800	80	0.4400	5.31	70.7	10.451
900		90	0.4950	6.72	76.5	12.837	219.207
1 000		100	0.5500	8.29	82.4	15.501	214.406
1 100		105	0.6025	9.54	85.4	17.736	204.263
1 200		115	0.6575	11.40	88.3	20.254	195.877
1 350		125	0.7375	13.90	94.2	24.542	188.669
1 500		140	0.8200	17.31	101	29.729	184.993
1 650		150	0.9000	20.36	106	34.717	179.333
1 800		160	0.9800	23.64	112	40.441	176.186
2 000		175	1.0875	28.70	118	48.267	170.684
2 200		190	1.1950	34.24	124	56.900	166.716
2 400		205	1.3025	40.26	130	66.378	163.647
2 600		220	1.4100	46.78	136	76.744	161.513
2 800		235	1.5175	53.78	142	88.029	159.892
3 000		250	1.6250	61.26	148	100.271	158.881

表 3.2.4.2-3 曲線部BC点の許容推進力 (F_a)

(kN)

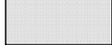
管種	呼び径	q _a (kN/m ²)	曲線半径 R(m) と折れ角 α (°)						
			50	75	100	150	200	250	300
			2°47'	1°51'	1°24'	55'	42'	33'	28'
1種 50	800	119.126	1,814	1,776	2,296	←	←	←	←
	900	116.545	2,118	2,986	2,825	2,986	←	←	←
	1 000	114.762	2,436	3,668	3,310	3,767	←	←	←
	1 100	110.145		3,986	4,374	←	←	←	←
	1 200	106.803		4,363	5,309	←	←	←	←
	1 350	103.851		4,897	6,239	←	←	←	←
	1 500	102.425		5,562	7,438	7,939	←	←	←
	1 650	100.997			8,150	9,451	←	←	←
	1 800	100.050			8,852	11,092	←	←	←
	2 000	98.481			9,790	13,642	←	←	←
	2 200	97.495			10,732	16,168	16,455	←	←
	2 400	97.143				17,667	18,966	←	←
	2 600	97.099				19,158	22,259	←	←
	2 800	97.463				20,681	25,815	←	←
	3 000	98.005				22,250	29,635	←	←
	2種 50	800	119.126	2,296	←	←	←	←	←
900		116.545	2,986	←	←	←	←	←	←
1 000		114.762	2,436	←	←	←	←	←	←
1 100		110.145		4,374	←	←	←	←	←
1 200		106.803		5,309	←	←	←	←	←
1 350		103.851		6,239	←	←	←	←	←
1 500		102.425		7,939	←	←	←	←	←
1 650		100.997			9,451	←	←	←	←
1 800		100.050			11,092	←	←	←	←
2 000		98.481			13,642	←	←	←	←
2 200		97.495				16,455	←	←	←
2 400		97.143				18,966	←	←	←
2 600		97.099				22,259	←	←	←
2 800		97.463				25,815	←	←	←
3 000		98.005				29,635	←	←	←

(kN)

管種	呼び径	q _a (kN/m ²)	曲線半径 R(m) と折れ角 α (°)						
			50	75	100	150	200	250	300
			2°47'	1°51'	1°24'	55'	42'	33'	28'
1種 70	800	119.126	1,814	1,776	2,371	3,091	←	←	←
	900	116.545	2,118	3,188	2,825	4,020	←	←	←
	1 000	114.762	2,436	3,668	3,310	4,975	5,070	←	←
	1 100	110.145		3,986	5,326	5,964	5,888	←	←
	1 200	106.803		4,363	5,832	6,311	7,147	←	←
	1 350	103.851		4,897	6,546	7,413	8,399	←	←
	1 500	102.425		5,562	7,438	8,524	10,688	←	←
	1 650	100.997			8,150	12,266	12,722	←	←
	1 800	100.050			8,852	13,325	14,420	14,932	←
	2 000	98.481			9,790	14,743	16,331	18,364	←
	2 200	97.495			10,732	16,168	21,603	22,151	←
	2 400	97.143				17,667	23,612	25,403	25,532
	2 600	97.099				19,158	25,610	28,001	29,964
	2 800	97.463				20,681	27,650	34,620	34,752
	3 000	98.005				22,250	29,754	37,259	39,893

備考 1. $Fa = \sqrt{2} \cdot La \cdot r \cdot qa / (1.5 \cdot \sin \alpha)$ とし、少数以下は切り捨てる。

2.  は標準管 (L=2.43m)、 は半管 (L=1.20m) を用いた場合の限界値。

3.  部は、管の許容耐荷力の適用範囲を示す。

(3) 管継手部の開口長

管が曲線推進される場合、**図 3.2.4.2-4** に示すように曲線の外側の目地が開口する。開口長は曲線の外側部、内側部、あるいは管の外側、内側によって異なる。この開口長 S_1 (曲線の外側部で管の外側)、 S_2 (曲線の外側部で管の内側)、 S_3 (曲線の内側部で管の内側)、 S_4 (曲線の内側部で管の外側) は、**図 3.2.4.2-4** より式 3.2.4.2-9~式 3.2.4.2-11 で示される。

$$S_1 \doteq \frac{ID_0}{R_0 - D_0/2} + S_4 \dots\dots\dots (3.2.4.2-9)$$

$$S_2 \doteq \frac{l(D_0 - t)}{R_0 - D_0/2} + S_4 \dots\dots\dots (3.2.4.2-10)$$

$$S_3 \doteq \frac{lt}{R_0 - D_0/2} + S_4 \dots\dots\dots (3.2.4.2-11)$$

なお、 S_4 は管端部が直接接触して応力集中による管の破損を防止するためのクッション材の厚さである。

曲線管路の管目地開口長 (S_1) の値を**表 3.2.4.2-4** に示す。

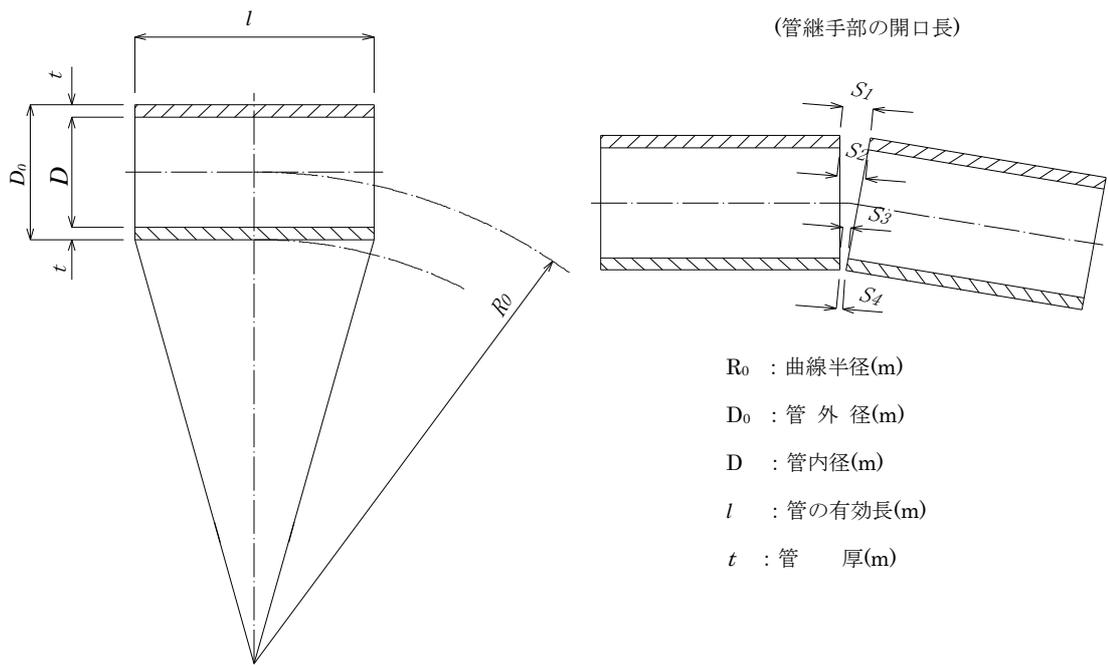


図 3. 2. 4. 2-4 曲線推進に伴う管継手部の開口長

表 3.2.4.2-4 曲線管路の管目地部開口長 S_1

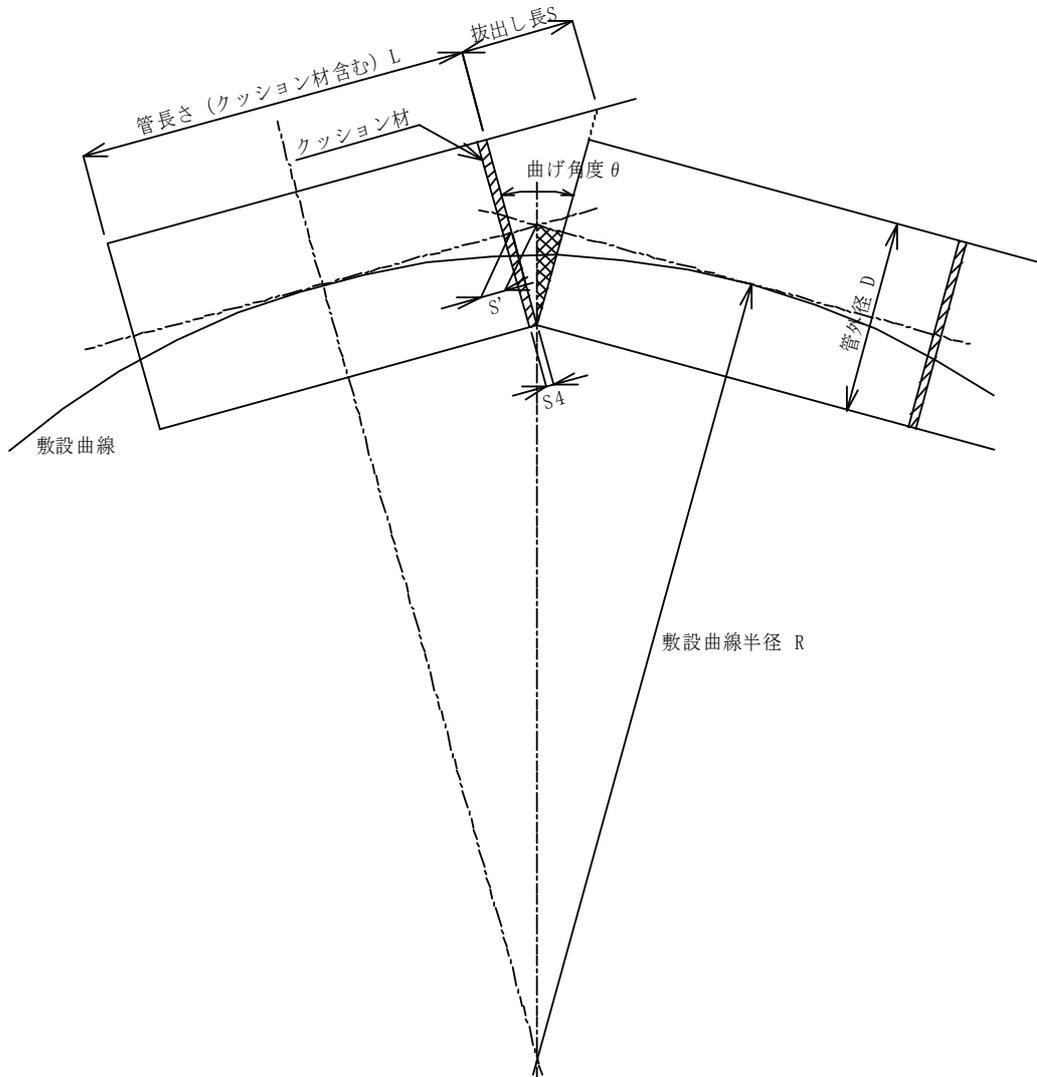
単位:mm

R_0 (m) 呼び径	40	60	80	100	120	150	200	300	400	500	600
800	59	39	29	23	20	16	12	8	6	5	4
900		44	33	26	22	18	13	9	7	5	4
1 000		49	37	29	24	20	15	10	7	6	5
1 100		54	40	32	27	21	16	11	8	6	5
1 200		59	44	35	29	23	17	12	9	7	6
1 350			49	39	33	26	20	13	10	8	7
1 500			55	44	36	29	22	14	11	9	8
1 650				48	40	32	24	16	12	9	8
1 800				52	43	35	26	17	13	10	9
2 000				58	48	38	29	19	14	11	10
2 200					53	42	32	21	16	13	10
2 400					58	46	34	23	17	14	11
2 600						50	37	25	17	15	12
2 800						54	40	27	20	16	13
3 000						57	43	29	21	17	14

備考 管の有効長(l)は2.43m、 $S_4=0$ として計算している。管の有効長(l)が1.20mの場合、 S_1 の値が約1/2となる。

(4) 管の拔出長

拔出し長から計算した曲げ角度および曲線半径の値を表 3.2.4.2-5~8 に示す。



$$R = \frac{\left(S' + \frac{L}{2}\right) \cdot \left(\frac{D}{2}\right)}{S'}$$

$$S' = \tan\left\{\frac{1}{2} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{S}{D}\right)\right\} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)$$

$$S = 2 \cdot D \cdot \tan^{-1}\left(\frac{\frac{L}{2}}{\left(R - \frac{D}{2}\right)}\right)$$

R : 敷設曲線半径 (m)

S' : 管中心線上補助線長さ (m)

L : 管長さ (クッション材厚さ S_4 を含む) (m)
(小口径は 3mm、中大口径は 10mm を考慮した)

D : 管外径 (m)

S : 拔出し長 (m)

図 3.2.4.2-1 曲げ角度の計算方法

表 3. 2. 4. 2-5 小口径推進管 E 形 (SJS) の曲げ角度及び曲線半径

呼び径	拔出し長 (mm)	曲げ角度 (度)
200	10	1° 48'
250	10	1° 35'
300	10	1° 23'
350	10	1° 13'
400	10	1° 05'
450	10	59'
500	10	54'
600	10	45'
700	10	39'

表 3. 2. 4. 2-6 小口径推進管 NS 形 (SJB) の曲げ角度及び曲線半径

呼び径	拔出し長 (mm)	曲げ角度 (度)	曲線半径 (m)
200	20	3° 36'	33
250	20	3° 11'	37
300	20	2° 46'	42
350	20	2° 26'	58
400	20	2° 11'	65
450	20	1° 58'	72
500	20	1° 47'	79
600	20	1° 30'	93
700	20	1° 18'	108

表 3.2.4.2-7 E形推進管の曲げ角度及び曲線半径

呼び径	拔出し長 (mm)	曲げ角度 (度)	曲線半径 (m)
800	30	1°47'	79
900	30	1°35'	89
1 000	30	1°26'	99
1 100	30	1°19'	108
1 200	30	1°12'	118
1 350	30	1°04'	131
1 500	30	58'	146
1 650	30	53'	160
1 800	30	49'	174
2 000	30	44'	193
2 200	30	40'	212
2 400	30	37'	230
2 600	30	34'	249
2 800	30	32'	268
3 000	30	29'	287

表 3.2.4.2-8 NS推進管の曲げ角度及び曲線半径

呼び径	拔出し長 (mm)	曲げ角度 (度)	曲線半径 (m)
800	60	3°35'	40
900	60	3°11'	45
1 000	60	2°52'	50
1 100	60	2°37'	54
1 200	60	2°24'	59
1 350	60	2°09'	66
1 500	60	1°56'	74
1 650	60	1°46'	81
1 800	60	1°37'	88
2 000	60	1°28'	97
2 200	60	1°20'	107
2 400	60	1°13'	116
2 600	60	1°08'	126
2 800	60	1°03'	135
3 000	60	59'	145

2.4.3 許容推進延長

管の許容耐荷力から求まる許容推進延長は、式 3.2.4.3-1 から求めると、式 3.2.4.3-2 で表される。

$$L = \frac{F - F_0}{(\pi \cdot Bc \cdot p + W)\mu' + \pi \cdot Bc \cdot C'} \dots\dots\dots (3.2.4.3-1)$$

この式 3.2.4.3-1 の総推進力 F の代わりに管の許容耐荷力 F_a を用いれば、推進延長 L は許容推進延長 L_a となり式 3.2.4.3-2 で表される。

$$L_a = \frac{F_a - F_0}{(\pi \cdot Bc \cdot p + W)\mu' + \pi \cdot Bc \cdot C'} \dots\dots\dots (3.2.4.3-2)$$

ここに、

- L_a : 許容推進延長 (m)
- F_a : 管の許容耐荷力 (kN)
- F_0 : 先端抵抗 (kN)
- μ' : 管と土の摩擦係数
- C' : 管と土の付着力 (kN/m²)
- Bc : 管外径 (m)
- W : 管の自重 (kN/m)
- p : 等分布荷重 (kN/m²)

その他の式を用いる場合も、同様に計算すればよい。例えば、修正式 (I) を用いる場合の許容推進延長を示すと、式 3.2.4.3-3 のようになる。

$$L_a = \frac{F_a - F_0}{f_0} \dots\dots\dots (3.2.4.3-3)$$

2.4.4 中押し工法

中押し工法は、許容推進延長が耐荷力の大きい管を用いても計画推進延長に及ばない場合や、立坑設置の関係で推進スパンが長くなり、元押し装置だけでは推進が不可能な場合に、推進管の途中の適当な箇所に中押し装置を配置し、推進抵抗力を分割して、元押しの推進力を軽減させる工法である。

2.5 その他

2.5.1 クッション材

管と管が点接触となると、その部分の応力が非常に大きくなり、許容応力度を超え、部分的な破壊に至ることがある。これを防ぐため、適切なクッション材などを用いて、応力が集中するのを防ぐ必要がある。

図 3.2.5.1-1 及び表 3.2.5.1-1~2 に E 形推進管、NS 推進管に使用するクッション材の形状と寸法を示す。クッション材の材質としては、合板、発泡性スチロール樹脂、パーティクルボード、硬質ポリウレタン樹脂などがある。

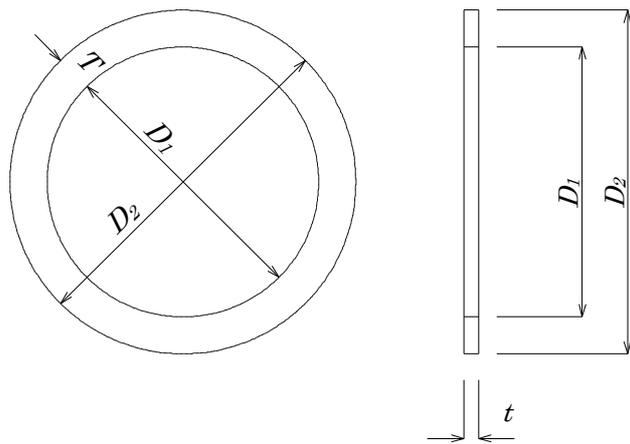


図 3.2.5.1-1 クッション材の形状

表 3.2.5.1-1 E形推進管に使用するクッション材の寸法

単位:mm

呼び径	内径 D ₁	外径 D ₂	幅 T	厚さ t
200	210	288	39	3~4.5
250	260	330	35	
300	310	384	37	
350	360	440	40	
400	410	496	43	
450	460	554	47	
500	510	610	50	
600	610	726	58	6~10
700	710	846	68	
800	830	944	57	8~12
900	930	1 064	67	
1 000	1 030	1 184	77	
1 100	1 130	1 294	82	
1 200	1 230	1 414	92	8~12
1 350	1 380	1 578	99	
1 500	1 530	1 758	114	
1 650	1 680	1 928	124	
1 800	1 830	2 098	134	
2 000	2 030	2 328	149	
2 200	2 230	2 558	164	
2 400	2 430	2 780	175	
2 600	2 630	3 010	190	
2 800	2 830	3 240	205	
3 000	3 030	3 470	220	

備考 1)クッション材は、適当な数に分割出来る。

2)厚さ t は、一般的な数値を示す。

表 3.2.5.1-2 NS推進管に使用するクッション材の形状及び寸法

単位:mm

呼び径	内径 D ₁	外径 D ₂	幅 T	厚さ t	呼び径	内径 D ₁	外径 D ₂	幅 T	厚さ t
200	210	288	39	3~4.5	1 100	1 130	1 270	70	8~12
250	260	330	35		1 200	1 230	1 390	80	
300	310	384	37		1 350	1 380	1 554	87	
350	360	440	40		1 500	1 530	1 734	102	
400	410	496	43		1 650	1 680	1 904	112	
450	460	554	47		1 800	1 830	2 074	122	
500	510	610	50		2 000	2 030	2 304	137	
600	610	726	58	6~10	2 200	2 230	2 534	152	
700	710	846	68		2 400	2 430	2 756	163	
800	830	920	45	8~12	2 600	2 630	2 986	178	
900	930	1 040	55		2 800	2 830	3 216	193	
1 000	1 030	1 160	65		3 000	3 030	3 446	208	

備考 1)クッション材は、適当な数に分割出来る。

2)厚さ t は、一般的な数値を示す。

2.5.2 立坑内に埋設される管

推進完了後、前後の管路を連結するために立坑内に埋設される管には、開削工法と同様な埋め戻し土圧が作用する。したがって、土被り、土質、矢板引抜きの影響等を考慮して、管種及び基礎（180° コンクリート基礎或いは 360° コンクリート巻立てなど）を検討する。

2.5.3 拡幅掘削

管列が曲線を描くためには、図 3.2.5.3-1 に示すように拡幅余堀りが必要である。拡幅余堀り幅は、式 3.2.5.3-1 で計算される。

$$m = \left(R - \frac{D_0}{2} \right) - \sqrt{\left(R - \frac{D_0}{2} \right)^2 - \left(\frac{l}{2} \right)^2} \dots\dots\dots (3.2.5.3-1)$$

ここに、m：拡幅余堀り幅(m)

R：曲線半径(m)

D₀：管外径(m)

l：管 1 本の長さ(m)

管列がオーバーカットされた内側を進む間、地山が崩壊すると管列の移動や推進抵抗が大きくなるので、この拡幅した空隙はできるだけ保持することが大切であり、そのために管周囲に滑材を充分注入するか、土質条件によっては地盤改良が必要となる。

曲線半径と折れ角度、拡幅余堀り幅の関係を表 3.2.5.3-1 に示す。

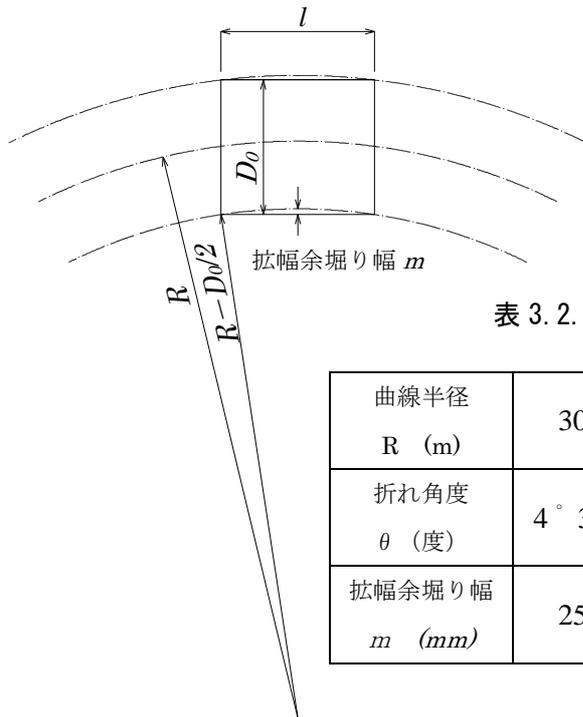


表 3.2.5.3-1 曲線半径と折れ角度、拡幅余堀り幅の関係

曲線半径 R (m)	30	40	50	60	80	100	150
折れ角度 θ (度)	4° 38'	3° 28'	2° 47'	2° 19'	1° 44'	1° 23'	0° 55'
拡幅余堀り幅 m (mm)	25	19	15	12	9	7	5

図 3.2.5.3-1 拡幅余堀り説明図

2.6 管の取扱い

2.6.1 標準管

(1) 管の運搬及び保管

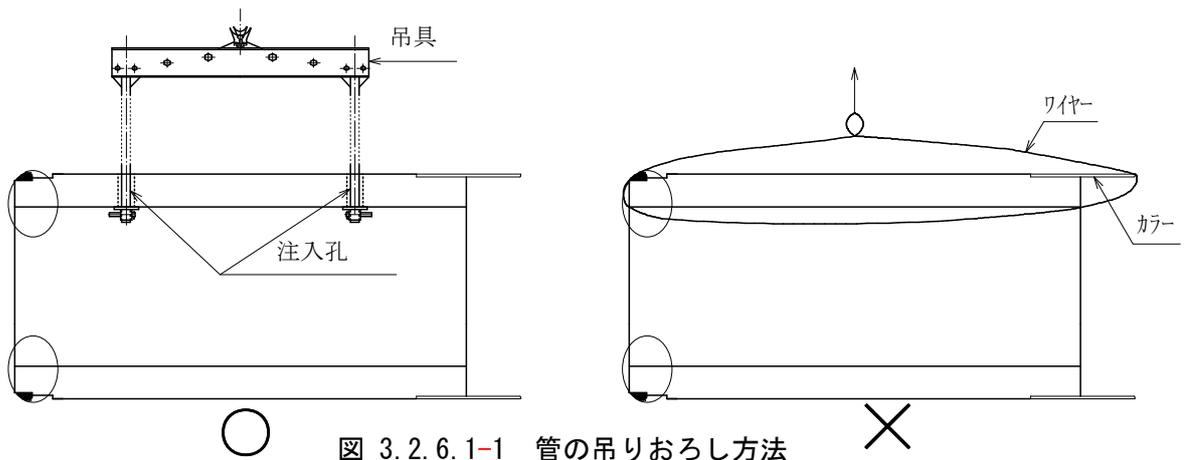
管の運搬は、カラーの変形、破損を生じないように注意して行う。現場で保管する場合は、管が直接地面に接しないように必ず台木上に置き、特にカラー部分が台木や地面に直接あたらないようにしなければならない。

(2) 管の吊りおろし

呼び径 200～700 の場合は、ロープを 2 本使用し、管頂でしぼって吊りおろす。

呼び径 800 以上の場合は、図 3.2.6.1-1 に示すように注入孔を利用し、専用の吊具を用いて行う。管に直接ワイヤーをかけて吊りおろす方法はできるだけさけ、特に管の中にワイヤーを通して吊りおろす方法はカラー部に損傷を与えるので絶対にしてはならない。

吊具は、十分安全であるものとし、その一例を図 3.2.6.1-2 に示す。



○ 図 3.2.6.1-1 管の吊りおろし方法 ×

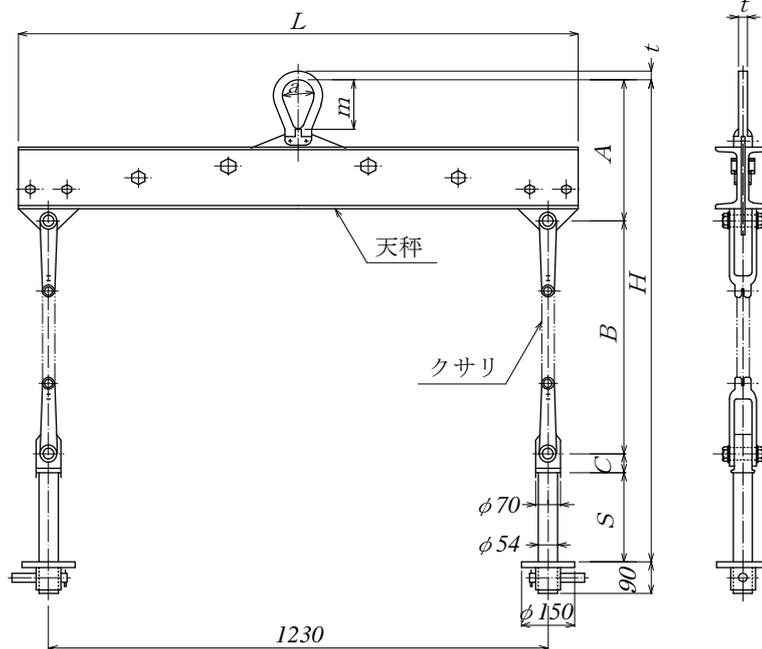


図 3.2.6.1-2 吊具の一例

単位：mm

容量 (tf)	対象管呼び径	a	m	t	A	B	C	S	H	L	クサリ 線径	天秤部材	参考重量 (kg)
1.7	800~900	71	110	17	281	337	30	100	748	1330	6.3][-100×50×5×7.5	約 50
3.5	1000~1350	80	125	21	335	348	35	135	853	1350	8][-125×65×6×8	約 70
9	1500~2200	112	180	32	499	524	45	200	1268	1380	12.5][-200×80×7.5×10	約 130
16	2400~3000	180	280	50	713	663	55	260	1691	1410	16][-250×90×9×13	約 190

(3) 先導体又は刃口への取付け

使用する先導体や刃口によっては、先頭管等の特殊管を用いなければならない場合がある。
NS推進管では表 1.3.8.2-4、E形小口径推進管では表 1.3.8.3-3、NS小口径推進管では表 1.3.8.4-3 に示す先頭管を使用する。

(4) 管の接合

管の接合は、図 3.2.6.1-3 に示すように、推進方向に対しカラーを後部にして行い、ゴム輪のめくれ等の異状がないかどうか確認しながら接合する。

接合に当たっては、ゴム輪及びその接触面にヒューム管用滑剤を塗布する。

継手1ヶ所当たりの滑剤の標準的な使用量を表 3.2.6.1-1 に示す。

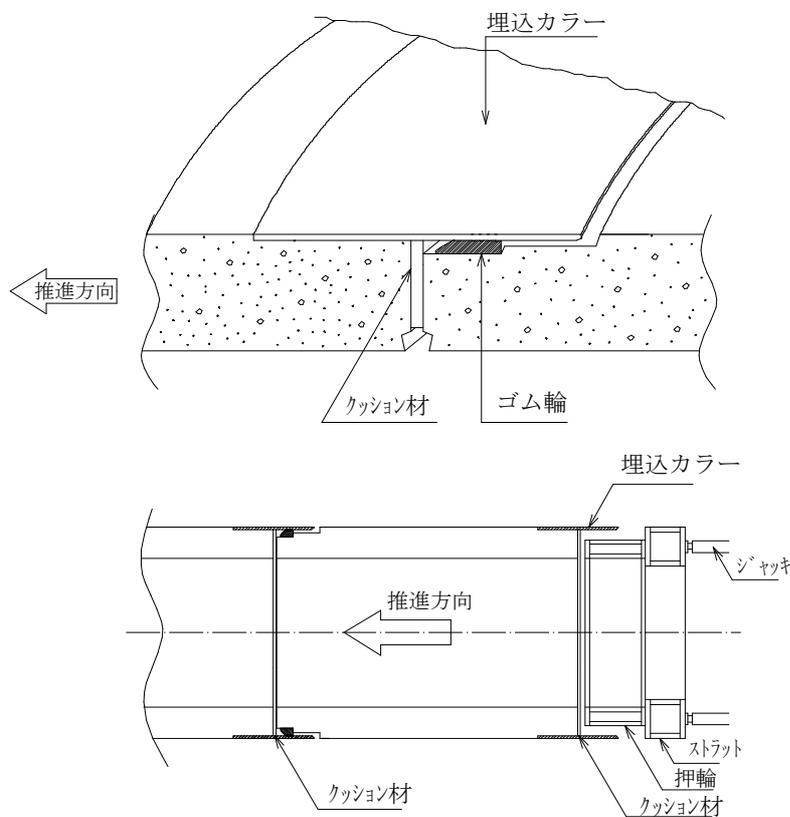
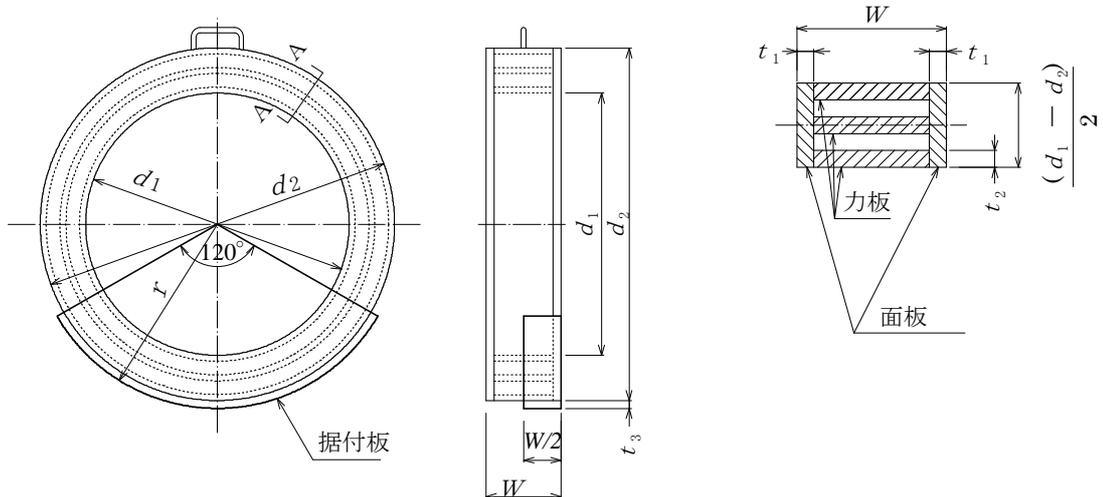


図 3.2.6.1-3 管の接合方法の例

表 3.2.6.1-1 滑剤の標準的な使用量（接合部 1 箇所当たり）

単位：g								
呼び径	使用量		呼び径	使用量		呼び径	使用量	
	E形	NS形		E形	NS形		E形	NS形
200	45	60	700	125	160	1 650	290	340
250	50	80	800	140	190	1 800	320	365
300	60	85	900	160	210	2 000	350	400
350	70	90	1 000	180	230	2 200	390	435
400	85	100	1 100	200	245	2 400	420	470
450	90	105	1 200	210	260	2 600	460	505
500	95	110	1 350	240	285	2 800	490	535
600	110	140	1 500	270	315	3 000	520	570

押輪は埋込カラー内に挿入し、カラー部分を保護できる形状のものであることが必要であり、十分な剛性のあるものを使用する。押輪の形状及び寸法の一例を図 3.2.6.1-4 に示す。



単位：mm

呼び径	内径 d_1	外径 d_2	幅 W	面板厚さ t_1	力板厚さ t_2	力板枚数 (枚)	据付半径 r	据付板厚 t_3							
200	200	289	60 (200)	—	—	—	—	—							
250	250	331													
300	300	385													
350	350	441													
400	400	497													
450	450	545													
500	500	611													
600	600	724													
700	700	844	200	32	25	2	380	18							
800	800	942 (913)	300~390 (380)				32	25	2	440	(23)				
900	900	1 062 (1 033)								350~410 (380)	32	22	4	480	9 (24)
1 000	1 000	1 182 (1 153)												540	
1 100	1 100	1 292 (1 263)												600	
1 200	1 200	1 412 (1 383)												655	
1 350	1 350	1 577 (1 536)												715	
1 500	1 500	1 757 (1 716)												800	
1 650	1 650	1 927 (1 886)												890	
1 800	1 800	2 097 (2 056)	975												
2 000	2 000	2 327 (2 286)	1 060				12 (32)								
2 200	2 200	2 557 (2 516)	1 175												
2 400	2 400	2 779 (2 731)	1 290												
2 600	2 600	3 009 (2 961)	1 405												
2 800	2 800	3 239 (3 191)	16 (40)												
3 000	3 000	3 469 (3 421)					1 520								
				1 635											
				1 750											

注：() 内は、NS推進管、またはNS小口径推進管の場合とする。

図 3. 2. 6. 1-4 押輪の形状寸法の一例

2. 6. 2 中押管

(1) 中押管の組立

中押管を用いる場合は、中押管 S に所定の中押ジャッキと当輪をセットして推進立坑内に吊りおろし、次に中押管 T を吊りおろして図 3. 2. 6. 2-1 のように組み立てる。

中押ジャッキ及び当輪の一般的な寸法を表 3. 2. 6. 2-1 に示す。

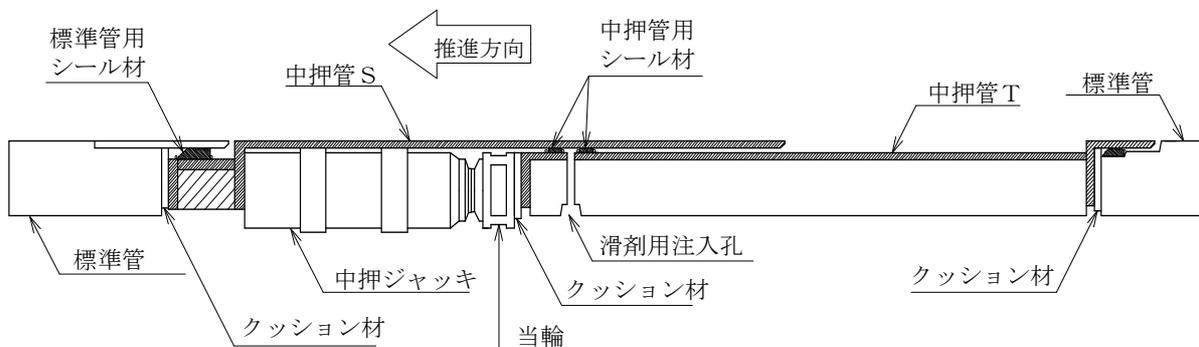


図 3. 2. 6. 2-1 推進中の中押管

表 3.2.6.2-1 中押ジャッキの諸元及び当輪の厚さ

呼び径	ジャッキ				当輪の厚さ (mm)
	推力 (kN)	ストローク (mm)	外径 (mm)	長さ (mm)	
900 ~ 1 200	300		135	525	70
1 350 ~ 2 200	500	300	165	550	82
2 400 ~ 3 000	1 000		225	580	94

注：1) ジャッキの寸法は、メーカーによって多少異なるので、最大のものを示す。

2) 当輪の厚さは標準的寸法を示す。

(2) 滑剤の注入

中押装置を作動させる場合、中押管用シール材の摩耗を防ぐため、中押管Tの滑剤注入孔より滑剤を適宜注入する。使用する滑剤は、シール材に悪影響を与えないものを用いる。

(3) 中押装置の撤去と内面仕上げ

推進終了後、中押ジャッキ及び当輪を取りはずして、元押しジャッキにより、図 3.2.6.2-2 のように中押管SとTの間をつめると共に、Sはモルタル等により管内面と同径に仕上げをする。

なお、中押管の継手部から侵入水等がある場合は、滑剤注入孔より止水滑剤等を注入して止水することができる。

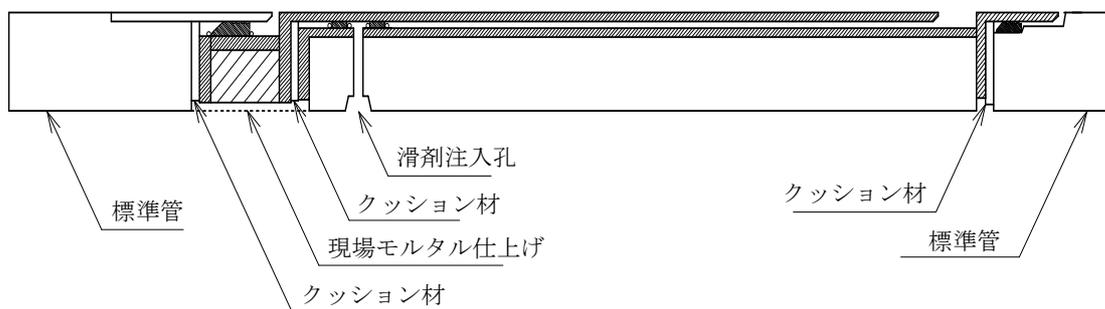


図 3.2.6.2-2 推進完了後の中押管

2.7 施工上の留意点

推進管が施工中に破損する原因は種々なものがあり、いくつかの原因が重なって生じることがある。破損がひどくなると修正が困難となるので、常にその防止に努めなければならない。

推進管が施工中に破損する主な原因としては、次のようなものがある。

2.7.1 推進力によるもの

(1) 加圧方法

変形した押輪や剛性不足の押輪を用いた場合には、管端に加わる荷重が均等とならないため、管の破損を生じることがある。

また、推進力の方向が片寄っていると偏圧力となり、同様に管破損の原因ともなる。特に、管径が大きくなると、偏圧力等によって管軸方向にひび割れが生じることがあるので、注意が必要である。

(2) 方向修正

方向修正等によって、管と管との接触面積が小さくなり、荷重が集中するのでこの箇所には破損が生じる場合がある。方向修正にあたっては急激な修正を避けなければならない。

なお、小口径管では胴折れを生じることがあるので注意が必要である。

(3) 刃口の変形

推進施工中に先導体が外圧等によって変形を起こすことがある。変形した刃口をそのまま用いると、図 3.2.7.1-1 に示すように管に土圧が加わり破損する。使用前に点検、整備を行うことが大切である。

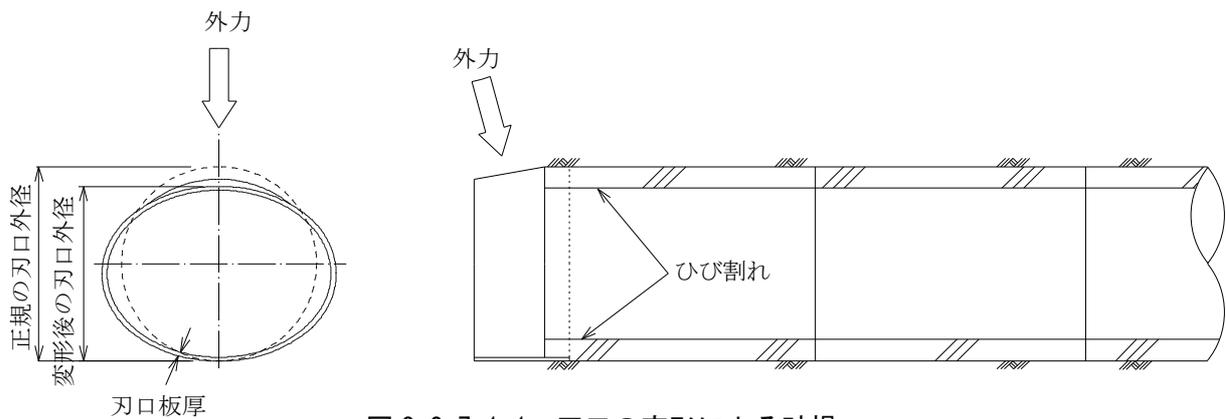


図 3.2.7.1-1 刃口の変形による破損

2.7.2 外圧によるもの

(1) 土圧荷重

推進工法の場合、管の有効支承角は 120 度程度と考えられているが、先掘り、余掘りなどの影響によってこの支承角が小さくなり、外力が管の許容耐荷力を上回ると、破損が生じることがある。

(2) 障害物

推進路線は、あらかじめ土質調査や地下埋設物の調査を行うが、転石や構造物の残がい等に遭遇し、集中荷重が生じ管が破損することがある。(図 3.2.7.2-1 参照)

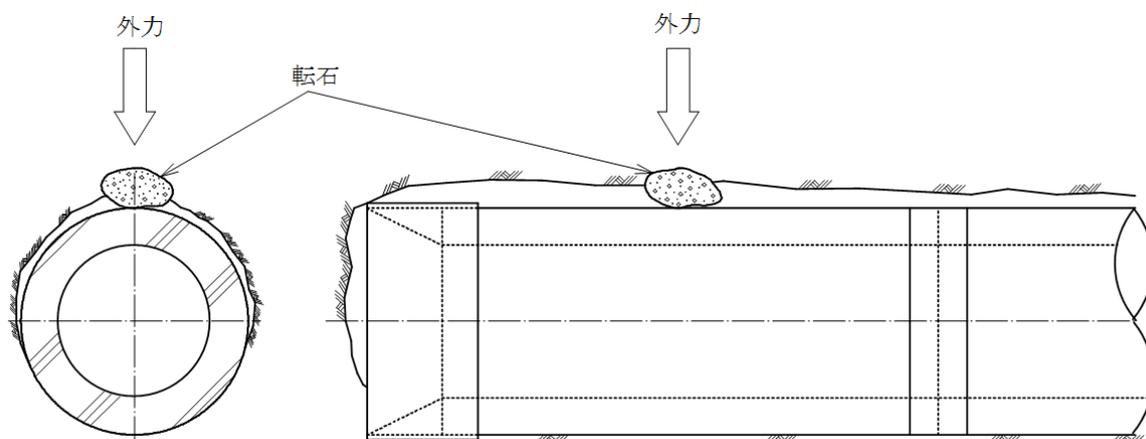


図 3.2.7.2-1 転石による管の破損

第3章 管路の補修方法

3.1 管体

3.1.1 外圧管路

外圧管路では、特別な場合を除いて、管を取り替える必要のない場合がほとんどである。重要性の高い管路やひび割れ幅が極めて大きい場合は、コンクリート巻き立てなどによる補強を行うこともある。ひび割れ幅が小さい場合には、簡単な補修を行うことが多い。補修方法には、ひび割れ被覆工法、注入工法および充てん工法などがあり、それらの概要を参考として本編の末尾に示した。また、ひび割れと耐久性などについても、参考として示した。

3.1.2 推進工法による管路

推進工法における事故のうち、管体のひび割れについては外圧管路の場合と同様に取り扱ってよいが、推進途中において管端に座屈の生じた場合は、その管を解体して撤去することもある。

3.1.3 内圧管路

内圧管路においてひび割れの生じた場合は、原則として、事故の発生した管の取り替えを行うことが望ましい。

B形およびNC形の場合は、破損管を切断して取り除いた後、新しい短管と鋼製バンドの組み合わせによって置き換える方法がとられる。図 3.3.1.3-1 に補修の一例を示す。

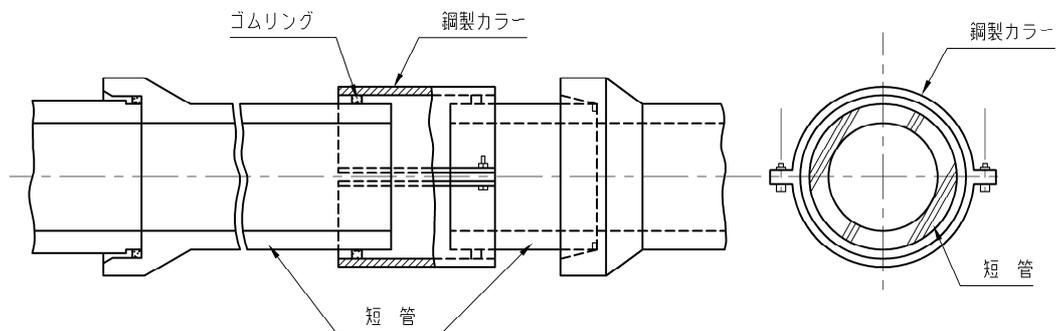


図 3.3.1.3-1 管路補修例

取り替えの困難な場合には、十分な補強を行う必要がある。

管を取り替えずに補強を行う場合、管軸方向のひび割れに対しては、管体全体をコンクリートによって巻き立てるか、鋼製バンドによってたが状に締め付ける。大口径の場合は、ひび割れの部分をUカットし、エポキシ樹脂や樹脂モルタルを充填して修理するのがよい。

円周方向のひび割れに対しては、鋼製リングを外周にはめてカラーとし、管体との隙間（A形のランニングスペースと同程度）をコンポコーキングを行って、補強及び止水を行う。特殊な例としては、管の内面に鋼製リングを入れ、上記と同じ方法によってコーキングすることがある。

3.2 継手

3.2.1 外圧管

- (1) 外圧管では、地下水の浸入に対して継手部にモルタルを充てんする補修方法が最も一般的であるが、地下水位が高く止水がなかなか困難な場合には、図 3.3.2.1-1 のように継手の内側から弾性シーリング材をつめた後、内面まで樹脂モルタルを充てんして仕上げる方法が一般的に行われる。
- (2) 継手の拔出量が許容値をこえているような時には、侵入水が認められない場合でも、図 3.3.2.1-2 に示すような措置をしておくのがよいが、この場合のモルタルは貧配合のものでよい。

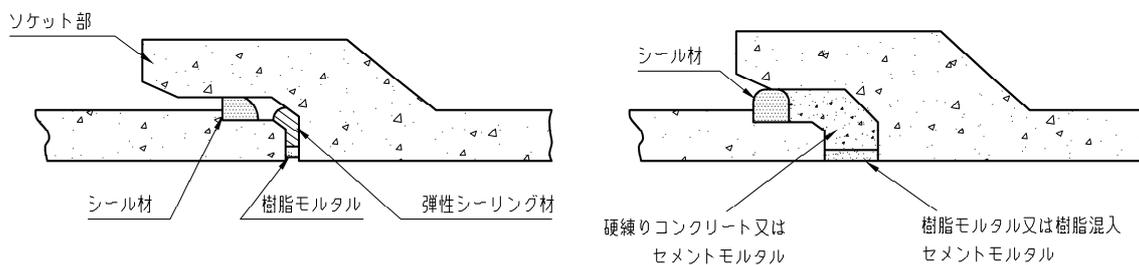


図 3.3.2.1-1 継ぎ手部止水方法

図 3.3.2.1-2 継ぎ手部拔出しの場合の止水方法

3.2.1 内圧管

内圧管の場合は、継手部試験により漏水が判明するが、その場合には、図 3.3.2.1-1 のように継手の内側から弾性シーリング材をつめた後、内面まで樹脂モルタルを充てんして仕上げる方法が一般的に行われる。

管内作業のできない小・中口径管の場合には、漏水箇所を掘削して、外面から同じように行う。圧力が高く、上記の補修程度で不十分な場合には、継手部外周をコンクリートで巻く方法も用いられる。

「参考」コンクリートのひび割れの補修方法および耐久性について

1. ひび割れの補修工法

ひび割れ補修の目的は、ひび割れによるコンクリート構造物の性能低下を回復させることである。そのため、ひび割れ調査の結果に基づいて、ひび割れの原因、進行の程度などを十分に検討し、補修の目的に最も適した補修工法を選定することが肝要である。

ひび割れの補修は、主として防水性、耐久性の回復を目的として行う。また、補修の範囲・規模などは補修の目的を満足する範囲で経済性を考慮して決定する必要がある、補修工法には以下の方法がある。

(1) ひび割れ被覆工法

ひび割れ被覆工法とは、微細なひび割れ（一般に幅 0.2mm以下）の上に塗膜を構成させ、防水性、耐久性を向上させる目的で行われる工法で、ひび割れ部分のみを被覆する方法である。

(2) 注入工法

注入工法とは、ひび割れに樹脂系あるいはセメント系の材料を注入して、防水性、耐久性を向上させるものであり、仕上げ材がコンクリートの躯体から浮いている場合の補修にも採用される。現在では、低圧低速注入工法として器具を用いて注入圧力 0.4MPa 以下の低圧で、かつ低速で注入する工法が主流となっており、ひび割れ深部のひび割れ幅が 0.05mm と狭い場合でも、確実に注入することが可能となっている。

(3) 充てん工法

充てん工法とは、0.5mm以上の比較的大きな幅のひび割れ、かつ、鉄筋が腐食していない場合の補修に適する工法で、ひび割れに沿ってU字形にコンクリートをカットし、その部分に補修材を充てんする方法である。

ひび割れに沿って約 10mmの幅でコンクリートをU字形にカットした後、このカットした部分にシーリング材、可とう性エポキシ樹脂、ポリマーセメントモルタルなどを充てんし、ひび割れを補修する。

これらひび割れ補修工法以外コンクリートの補修工法として断面修復工法、表面被覆工法、はく落防止工法などがある。

2. ひび割れの補修材料

補修材料の種類として、有機系材料（合成樹脂、合成ゴム、合成繊維）、ポリマーセメント系材料（モルタルの練混ぜ水の一部を合成樹脂エマルジョンなどに置換したもの）、セメント系材料（セメントをベースにしたプレミックス材料）および繊維系材料（炭素繊維、ガラス繊維などの無機系繊維とポリアミド系などの有機系繊維）などがある。

補修工法に適した補修材料および特徴は以下のとおりである。

(1) ひび割れ被覆材料

ひび割れ被覆工法に用いられる材料は塗膜弾性防水材、ポリマーセメントペースト、セメントフィラーなどが用いられる。

施工に当たってはコンクリート表面をワイヤブラシ等で目荒らしし、表面の付着物を取り除き、水洗い乾燥後補修材料にてひび割れ部分を被覆する。

この方法は被覆材の厚みが小さいので経年劣化、仕上げ材との付着力、色違い、色むらなどに配慮する必要がある。

(2) ひび割れ補修用の注入材

ひび割れ補修用の注入材には、エポキシ樹脂やアクリル樹脂などの有機系、セメント系、ポリマーセメント系がある。

エポキシ樹脂系注入材の品質規格は J I S A 6024「建築補修用注入エポキシ樹脂」に規定され、強度、性状および施工時期による区分がある。

注入に当たってはひび割れが湿潤している場合には、水によって硬化阻害を生じたり、接着性が劣るなどの問題がある。

セメント系やポリマーセメント系注入材では、超微粒子セメントをベースにした注入材が開発され、微細なひび割れにも注入が可能となっている。注入に当たってはひび割れが乾燥している場合には湿潤させることが重要となる。

(3) ひび割れ補修用の充てん材

ひび割れ補修用の充てん材は、ひび割れに動きがある場合とない場合で使い分ける必要がある。動きのある場合には、ウレタン樹脂やシリコン樹脂などのシーリング材や可とうエポキシ樹脂を使用する。動きのない場合には、ポリマーセメントモルタルを充てんする場合が多い。

3. ひび割れ幅による補修と耐久性

(1) ひび割れ幅による補修の要否

一般論としてコンクリート構造物に要求される性能を考慮すると、ひび割れ幅による補修の要否は、本来、構造物の重要性、環境条件および供用年数に応じて技術者が判断すべきものであるが、拠り所のない場合、調査によって得られたひび割れ幅を表 1 と照合して補修の要否の判定を行う。また、この場合はひび割れの幅だけでなく、原因、深さ、密度およびパターンを総合して判定する。

表1 耐久性または防水性からみた補修の要否に関するひび割れ幅の限度

区分	その他の 要因 ^(注1)	耐久性からみた場合			防水性からみた場合
		環境 ^(注2)			
		きびしい	中間	ゆるやか	—
補修を必要とするひ び割れ幅 (mm)	大	0.4 以上	0.4 以上	0.6 以上	0.2 以上
	中	0.4 以上	0.6 以上	0.8 以上	0.2 以上
	小	0.6 以上	0.8 以上	1.0 以上	0.2 以上
補修を必要としない ひび割れ幅 (mm)	大	0.1 以下	0.2 以下	0.2 以下	0.05 以下
	中	0.1 以下	0.2 以下	0.3 以下	0.05 以下
	小	0.2 以下	0.3 以下	0.3 以下	0.05 以下

注1 その他の要因とは、コンクリート構造物の耐久性および防水性に及ぼす有害の程度

注2 環境とは、主として鋼材のさびの発生条件からみた環境条件

(2) ひび割れ幅と鉄筋の腐食の関係

コンクリートにひび割れが生じると、ひび割れを介して水分、酸素などの腐食に影響する因子が鉄筋まで容易に到達するようになるため、ひび割れと鉄筋腐食の関係は比較的古くから研究されている。表2は既往の調査・試験における鉄筋コンクリートのひび割れと鉄筋の腐食の結果を取りまとめたものである。これらの結果は一般に暴露試験終了時の一時点での鉄筋腐食状況の観察によって結論が導かれており、ひび割れと鉄筋腐食の関係は必ずしも十分に把握されていない。

表2 ひび割れ幅と鉄筋の腐食に関する試験結果

研究者	供試体形状	暴露条件	試験結果
Tremper	形状：20.3×20.3×3.8 cm 鉄筋：焼なまし鉄線 (φ 1.6mm) 冷間引抜き鋼線 (φ 6mm) 異形丸鋼 (φ 4.5mm) コンクリート：W/C=0.40,0.58,0.76 かぶり：2.9,3.0,3.1 cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅 0.13,0.25,0.50,1.3mm	10年間屋外(海岸線)に 暴露 気候温暖 雨量 1295mm/年	ひび割れ幅が0.13~1.3mmではすべての鉄筋が腐食腐食そのものは重大なものではない。 コンクリートの品質やひび割れ幅と腐食に明確な関係は認められない。
Shalon& Raphael	形状：7×7×14 cm、かぶり 2 cm 形状：10×10×50 cm、かぶり 2,4 cm 鉄筋：軟鋼φ6mm コンクリート：W/C=0.60 C=300kg/m ³	5カ所 (Israel) に暴露 A：高温、高湿 B：砂漠 C：高温、高湿(昼夜を問わず) D：温度、湿度変化大 E：地中海沿岸	ひび割れ幅が0.15mm以上で鉄筋が腐食 雨量、温度、相対湿度のうち、もっとも腐食に影響するのは相対湿度。ひび割れ幅が大きいほど腐食は進行する。 ひび割れ幅と孔食に関係はない。

研究者	供試体形状	暴露条件	試験結果
神山	形状：両引き供試体 (l=60cm) 鉄筋：SR35,SD35 φ13、φ16、φ19、φ25mm コンクリート：W/C=0.55 かぶり：2.5、3.0、5.0、7.5cm 載荷したのち荷重を解放	6～8年間東京の屋外に暴露	かぶり2.5cmのものは137N/mm ² 、残留ひび割れ幅0.01mmでも腐食する。かぶり5.0、7.5cmのものは255N/mm ² の後の残留ひび割れ幅でも腐食を生じない。 かぶりがさび発生に重要な関連
関・丸山	RCはり供試体 形状：15×30×180cm 鉄筋：丸鋼φ13mm コンクリート：W/C=0.44～0.78 かぶり：1.5cm 載荷したのち荷重を解放	9年間暴露 感潮部、海水中を再現した水槽に浸漬 気候は温和	鉄筋の引張耐力にたいする影響は軽微であり、顕著な腐食は生じないひび割れ幅の限界は、 感潮部浸漬：0.15mm 海水中浸漬：0.20mm
西山・秋元・富沢	RCはり供試体 ひび割れ(0.1、0.2、0.3mm) 持続載荷してひび割れ幅を保持	東京の屋外に2年間暴露	同一ひび割れでも、かぶりが大きくなると腐食は生じない。 暴露1～2年でははりの耐力低下はない。
片脇ほか	形状：20×20×75、20×20×150、30×30×150 鉄筋：SR24、φ16mm 持続載荷してひび割れ幅を保持	3年間経過 東京湾上の暴露台、大気暴露、大気～海中暴露などの条件	ひび割れ幅が大きいほど腐食しやすい傾向。 軽微な腐食にとどまるひび割れ幅の値は0.1mm程度。
西田・杉木・富山	形状：22×20×5cm (φ6mm埋込) 22×20×6cm (φ13mm埋込) かぶり：φ6mmで1.3、2.0cm φ13mmで2.0、2.5cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅：0.05～0.5mm	降雪地帯に20年間暴露	ひび割れ幅が0.1mm以下では鉄筋の腐食程度は軽度である。 ひび割れ幅が0.2～0.3mmでは、腐食は進行するが鉄筋の断面減少による鉄筋耐力への影響は小さい。

研究者	供試体形状	暴露条件	試験結果
鳥取・土田・宮川	形状：22×20×5cm（φ6mm埋込） 22×20×6cm（φ13mm埋込） かぶり：φ6mmで1.3、2.0cm φ13mmで2.0、2.5cm 供試体にひび割れを発生させボルトで固定 持続ひび割れ幅：0.05～0.5mm	降雪地帯に42年間暴露	ひび割れ幅が0.2mm以下では鉄筋の腐食程度はやや軽微であるものの、いずれのひび割れ幅のレベルにおいても鉄筋の腐食の程度は同じ。 ひび割れ幅と鉄筋腐食の程度とは関係がない

暴露試験終了時の一時点のみでなく、経時的に鉄筋腐食状況が調査された事例として、首都高速道路公団によって行われた暴露試験が挙げられる。この試験においては、経年1,2,5,10,15,20年の時点で調査が行われており、鉄筋の発せい時期が表3のようにまとめられている。この結果より、同一のひび割れ幅ならばかぶり（厚さ）が大きいほど鉄筋の発せいが遅くなり、同一のかぶり（厚さ）の場合にはひび割れ幅が小さいほど発せいが遅くなることが示されている。すなわち、腐食の開始時期にはかぶり（厚さ）とひび割れ幅が関係する結果となっている。

表3 鉄筋の発せい時期

暴露年数	発せいした鉄筋のかぶりおよびひび割れ幅
1年	ひび割れ幅0.3mm、かぶり2cmが発せい
2年	ひび割れ幅0.3mm、かぶり3cmが発せい
5年	ひび割れ幅0.3mm、かぶり6.5cmが発せい ひび割れ幅0.2mm、かぶり3cmが発せい
10年	ひび割れ幅0.1mm、かぶり3cmが発せい

4. 許容ひび割れ幅

コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針および土木学会コンクリート標準仕様書では、表4のとおり、かぶり（厚さ）がおおきくなれば許容ひび割れ幅は大きくなると考えて、許容ひび割れ幅をかぶり（厚さ）Cの関数として示している。

表4 許容ひび割れ幅

(単位mm)

環境条件の区分	指針	厳しい		中間	ゆるやか
	土木学会	特に厳しい 腐食性環境	腐食性環境	一般の環境	(屋内等)
土木学会による許容ひび割れ幅		0.0035C	0.004C	0.005C	—
かぶり	小 (40mm以下)	0.1 (0.14以下) (0.14以下)		0.2 (0.20以下)	0.2 (—)
	中 (40~70mm)	0.1 (0.14~0.25) (0.16~0.28)		0.2 (0.2~0.35)	0.3 (—)
	大 (70~100mm)	0.2 (0.25~0.35) (0.28~0.40)		0.3 (0.35~0.50)	0.3 (—)

備考 特に厳しい腐食環境

1. 鋼材の腐食に著しく有害な影響を与える場合等
2. 海洋コンクリート構造物で干満帯や飛沫帯にある場合、および激しい潮風を受ける場合等

腐食性環境

1. 一般の環境に比較し、乾湿の繰返しが多い場合、および特に有害な物質を含む地下水位以下の土中
の場合など鋼材の腐食に有害な影響を与える場合等
2. 海洋コンクリート構造物で、海水中や特に厳しくない海洋環境下にある場合等

一般の環境

通常の屋外の場合、土中の場合等

C:かぶり (mm)

() 内は土木学会コンクリート標準仕様書によって計算した許容ひび割れ幅

以上「コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針・2003-」(社)日本コンクリート工学協会より抜粋

J I S A5303-1993 遠心力鉄筋コンクリート管解説によると、「一般に、管きよに用いられる鉄筋コンクリート管では、幅 0.25mm程度のひび割れがあっても、鉄筋は容易に腐食しないことが内外の実績から判明しているので、許されるひび割れ幅は、0.25mm程度とされている。」とある。また、曲げ試験のひび割れ判定基準である幅 0.05mmは目視限界であり、許容ひび割れ幅が 0.05mmではない。