土地改良事業計画設計基準及び運用・解説

設　　計

「パイプライン」

（令和3年6月30日）

基準

基準の運用

基準及び運用の解説

7　基本設計
　7-9　管体及び継手等の選定 32

10　管路の構造設計
　10-1　一般事項 42
　10-2　基礎工法の選定 44
　10-3　荷重 44
　10-4　管体の横断方向の設計 52
　10-5　管体の縦断方向の設計 72
　10-6　耐震設計 72
　10-7　配管設計 74
　10-8　スラスト力の検討 76
　10-9　横断工の設計 76
　10-10 防食 76

本リストは、新基準書「パイプライン（R3/6/30）」の「基準及び運用の解説」おいて、旧基準書（H21/3）と比較検証し、特に弊社「パイプライン構造計算シリーズ」と関係性のある項目について、その改定箇所（追記・変更・削除）について、旧基準書のページ番号も併記し朱記（マークド）したものです。

また、本マークドリストは、農政局より発刊時（R3/6/30）のリストに対して「8月度正誤表」「10月度正誤表（未公開）」及び「令和3年12月度正誤表」+「メール回答書（12/27）」に基づいて作成しております（R3/12/28時点）。

尚、本リスト上に不都合（誤記等）ありましたら、弊社迄お問い合わせご連絡頂きましたら幸いです。

作成者：(株)ＳＩＰシステム　技術サービス

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）
	7－9　管体及び継手等の選定 (1)使用管種の選定 管種等は、水理条件、構造条件及び施工条件を満足し、その特性が十分に生かされるものを選定しなければならない。 (2)考慮すべき管種等の特性 既製管の特性を十分生かすためには、次の項目について十分検討しなければならない。 ①　荷重に対する安全性（強度、水密性） ②　粗度（水の流れに対する抵抗） ③　耐久性、耐食性

基準及び運用の解説
運用 7－9 では、本基準で取り扱う既製管について管種等の選定要件を明らかにしている。 (1)においては、既製管は管種等によって水理・構造・施工上の特性が異なるので、現地条件及び使用条件からみて、その特性が十分に生かせるものを選定しなければならないことを明示している。 現在、農業用パイプラインで使用されている管種は下記の７種類であり、使用条件に合った管種を適正に選定しなくてはならない。選定に当たっては、完成後の維持管理の容易さを考慮して同一路線ではできるだけ同一種類の管種を選定することが望ましく、基本方策としては、基準管種を技術、経済性の観点から選定し、特に安全性の点から強度を必要とするような地点については必要に見合った管種を選定する等の配慮が望ましい。 ①コンクリート管　⑤ポリエチレン管 ②ダクタイル鋳鉄管　⑥強化プラスチック複合管 ③鋼管　⑦ガラス繊維強化ポリエチレン管 ④硬質ポリ塩化ビニル管 追記（旧ｐ33） (2)では、既製管の特性を生かすために検討すべき項目を挙げている。設計者は、これらの項目について、基準、運用及び関連する技術書を参照して検討し、的確な判断により管種等の選定を行うものとする。 【関連技術書等】 付録　技術書「5．管体及び継手等の選定」 付録　技術書「6．パイプラインシステムの設計」 付録　技術書「14．既製管の管体及び継手」

SIPsystem

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）
	10－4　管体の横断方向の設計 管体の横断方向の設計に当たっては、次に掲げる条件を満足させなければならない。 ①　管体の内外に作用する荷重に対して適切な耐圧強さを有すること。 ②　とう性管の場合は、上記①の条件に加えて、外圧により発生するたわみ量が管路の機能及び安全性を損なわない範囲とすること。 (1)横断方向に生ずる曲げモーメント 管体の横断面に生ずる最大曲げモーメントは、管種、荷重条件、基礎の支持条件により計算するものとする。

基準及び運用の解説
運用 10－4 では、管体の横断方向の設計における基本要件を定めている。 ①では、同時に作用する内外圧の複合作用に対して安全な設計とすべきことを明らかにしている。 ②では、とう性管のたわみ量がある値以上になると、継手からの漏水、管内外の塗装等被覆への亀裂、あるいは通水断面の不足等が生ずるおそれがあるので、外圧により発生するたわみ量を許容範囲内に収めるように規定している。 (1)の管体の横断方向に生ずる最大曲げモーメント M は、**表-10.4.1**(不とう性管)及び**表-10.4.2**（とう性管）に示す式により算出するものとする。 $M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$ ここに、　M_1 ：鉛直等分布荷重による最大曲げモーメント M_2 ：管内水重による最大曲げモーメント M_3 ：管体自重による最大曲げモーメント M_4 ：側面水平荷重による最大曲げモーメント 追記（旧ｐ53） なお、式中の記号は次のとおりである。 W　：管体の単位面積に働く鉛直荷重（kN/m²） W －鉛直土圧＋活荷重又は軌道荷重又はその他の上載荷重 w_0　：水の単位体積重量（kN/m³） W_d　：管長 1m当たりの管体重量（kN/m） P_1　：管頂部における水平荷重（kN/m²） P_2　：管底部又は固定部における水平荷重（kN/m²） （P_1、P_2は水平土圧のみ考慮する） R　：管厚中心半径（m） P　：管体側面中央に作用する水平荷重（kN/m²） P ＝水平土圧＋管体の自重及び管内水重 ＋水平活荷重又は水平軌道荷重又は水平その他の上載荷重

SIPsystem

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）
	(2)設計支持角 ①締固めた土基礎（自由支承）の設計支持角 曲げモーメントの計算に用いる設計支持角は、管種、基礎材料の特質と施工支持角等を考慮して決定しなければならない。 ②コンクリート基礎の設計支持角 コンクリートの巻立て角をもって設計支持角とする。

基準及び運用の解説

(2)では、構造設計に用いる設計支持角は、基礎材料の種類によって適切な値を選定しなければならないことを規定している。

①の締固めた土基礎（自由支承）の設計支持角は、基礎材料の種類及び施工支持角によって決められることを明示している。基礎材料の種類、施工支持角と設計支持角の標準値との関係は、**表-10.4.3** に示すとおりである。

表-10.4.3　締固めた土基礎の設計支持角（°）

土質分類	日本統一分類（中分類） ＼ 施工支持角（°） ＼ 管種	不とう性管 120以上	不とう性管 180以上	とう性管 360
礫質土	G、GS、GF	90	120	120
砂質土	S、SGのうち小分類においてSW、SW-G、SGW	90	120	120
	S、SGのうち小分類においてSP、SP-G、SGP	90	90	90
	その他のS、SG、SF	60	60	90
固化処理土[注1)]	—	—	—	180

注1）固化処理土はソイルセメントや流動化処理土を用いた基礎を示す。

2）φ300mm以下の小口径管において基礎材料にML、CLを使用する場合の設計支持角は、不とう性管30°、とう性管60°とする。ただし、この場合でも管底部より下の基礎材料は礫質土、砂質土を使用する。

追記（旧ｐ59）

SIPsystem

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）
	(4)とう性管の管種選定 とう性管の管種選定に当たっては、管材の許容応力から定まる管厚と設計たわみ率から定まる管厚を求め、その両方を満足する管種を採用しなければならない。 基礎材料の締固めの程度による許容たわみ率及び設計たわみ率は、下記によるものとする。 **表-10.4.4　設計たわみ率の標準** 締固めの程度 / 締固めⅠ / 締固めⅡ 許容たわみ率 (%) / 5 / 5 たわみ率のバラツキ (%) / ＋2（＋1） / ＋1 設計たわみ率 (%) / 3（4） / 4 注 1)　締固めの程度は次のとおりとする。 締固めⅠ…締固め度 90%平均（一定の仕様を定めて管理する締固め） 締固めⅡ…締固め度 95%平均（厳密な施工管理のもとで行う締固め） 管理精度…施工上のバラツキ具合は±5%以内とする。 2)　（　）内は基礎材料に礫質土、固化処理土を使用した場合の値を示す。 1)許容応力から求める管厚計算式 ①ダクタイル鋳鉄管及び鋼管 応力計算上の必要管厚を求め、腐食代（口径 700㎜以下の管）及び管厚公差余裕を見込んで最終管厚を決定するものとする。 ②硬質ポリ塩化ビニル管及びポリエチレン管 管厚は、応力計算上の必要管厚を求め、その直近上位の規格管厚をもって最終管厚とする。

基準及び運用の解説
(4)では、とう性管の管種選定について規定している。 とう性管のうち樹脂系管材の管種選定に当たっては、強度及びヤング係数に長期特性を考慮する。 とう性管は、管厚中心半径の数%までたわんでも実質的に損傷を起こさない特性を有しているが、水平たわみ量が異常に大きくなると継手部から漏水したり、管内外に施してある塗覆装等に亀裂が入ったり、必要な通水断面が確保できなくなったりすることとなる。 これを防止するため、とう性管では許容たわみ率（管厚中心直径 $2R$ に対するたわみ量の率）を定め、この許容たわみ率以内に収めることとしている。 1)の許容応力から求める管厚計算式のうち、①及び②は次式により求めるものとする。 $t \geqq \dfrac{0.5D \cdot H + \sqrt{(0.5D \cdot H)^2 + 24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a}$ ここに、t　：応力計算から求められる必要管厚（㎜） D　：管内径（㎜） H　：設計水圧（MPa）、$H = H_1 + H_2$ H_1　：静水圧（MPa） H_2　：水撃圧（MPa） M　：外圧によって延長 1㎜当たりの管体に発生する最大曲げモーメント（N・㎜/㎜） α　：引張応力/曲げ応力 ダクタイル鋳鉄管、鋼管　：0.7 硬質ポリ塩化ビニル管　：0.55 ポリエチレン管　：0.75 ガラス繊維強化ポリエチレン管　：0.75 σ_a　：許容引張応力（kN/㎜²）

EL

追記（旧ｐ61）

追記（旧ｐ61）

SIPsystem

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）
	③強化プラスチック複合管 不とう性管と同様に、内外圧合成式を用いて設計水圧がその管の許容内圧以内となるよう管種を選定するものとする。 2)たわみ率から求める管厚計算式 ①とう性管（強化プラスチック複合管を除く） とう性管のたわみ率から求める管厚は、スパングラーの修正式を用いて設計たわみ率以内に収まる最小管厚を求め、これに腐食代(口径 700㎜ 以下の管)、管厚公差等の余裕を見込んで最終管厚とする。 ②強化プラスチック複合管 強化プラスチック複合管は複合材料でできているため、スパングラーの修正式の変形式により、設計たわみ率以内に収まる $E'\cdot I$ 値となる管種を採用する。 表記変更（旧ｐ62）

$$I=\frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1\left(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P\right)}{\frac{\Delta X_1}{2R}}-0.061e'\right\}=\frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{\Delta X_2}{2R}}-0.061e'\right\}$$

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100(\%)=\left\{\frac{F_1\left(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P\right)}{\frac{E_L\cdot I}{R^3}+0.061e'}+\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{E_S\cdot I}{R^3}+0.061e'}\right\}\times 100(\%)$$

「R3年12月度正誤表」で提示された最終式。
詳細は、ｐ315を参照

基準及び運用の解説

③の強化プラスチック複合管は、複合材料でできているため、単一材料について導かれた応力計算式から管厚を求めることができない。したがって、不とう性管と同様の検討によって管種の選定を行うものとする。なお、安全率 S は 2.0 以上とし、管の種類や構造等によって決まる係数 n=2.0 とする。内圧が 0 のときの破壊又はひびわれが発生する外圧線荷重（kN/m）P_c に限界ひずみ比(0.66)、外圧が 0 のときの破壊又はひびわれが発生する内圧（MPa）H_c に限界ひずみ比（0.85）を乗じる。

追記（旧ｐ61）

2)のたわみ率から求める管厚計算式は、以下のとおりである。

①の管厚計算式

式変更・追記（旧ｐ63）

$$t\geqq\sqrt[3]{12\cdot I}$$

$$I=\frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1\left(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P\right)}{\frac{\Delta X_1}{2R}}-0.061e'\right\}+\frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{\Delta X_2}{2R}}-0.061e'\right\}$$

2ELへ修正　旧ｐ63　正誤表（10月度で修正）　2Esへ修正

②の計算式

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100=\left\{\frac{F_1\left(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P\right)}{\frac{E_L\cdot I}{R^3}+0.061e'}+\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{E_S\cdot I}{R^3}+0.061e'}\right\}\times 100(\%)$$

100(%)

ただし、

$$e'=e'_o\cdot\alpha_a\cdot\alpha_b\cdot\alpha_w$$

$$\alpha_a=1+\frac{0.1\times(B_c-B_s)}{100}\leqq 1.2$$

$$\alpha_w=(P_r-45)/50$$

令和3年10月21日
修正式が提示された。
ｐ315を参照

ここに、t　：管厚（m）

ΔX　：水平たわみ量（m）、$\Delta X=\Delta X_1+\Delta X_2$

ΔX_1　：荷重（活荷重を除く）によるたわみ量（m）

ΔX_2　：活荷重によるたわみ量（m）

R　：管厚中心半径（m）

W_V　：土圧、上載荷重による鉛直荷重（kN/m²）

W_W　：活荷重による鉛直荷重（kN/m²）

w_0　：水の単位体積重量（kN/m³）

W_P　：管体の単位面積当たりの重量（kN/m²）
ただし、管体の自重が示されていない管にあっては、**表-10.4.5** の単位体積重量を用いて管体の単位面積当たりの重量を求めてよい。

K、K_0、K_P：基礎の支持角によって決まる係数（**表-10.4.6**）

F_1　：荷重（活荷重を除く）による変形遅れ係数（**表-10.4.7**）

F_2　：活荷重による変形遅れ係数（ここでは 1.0 とする）

p

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）

基準及び運用の解説

E　：管材のヤング係数（kN/m^2）
　E_Lは管材のヤング係数（長期）、E_Sは管材のヤング係数（短期）

追記（旧ｐ67）

I　：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント（m^4/m）
e'　：基礎材の反力係数（kN/m^2）
e'_0　：現地盤、施工方法、基礎材による基準反力係数（kN/m^2）（**表-10.4.8**）
α_a　：管心レベルの溝幅による補正係数
　（ただし、現地盤が岩盤の場合は補正しなくてよい）
B_c　：設計の管心レベルの溝幅（m）（**図-10.4.1**）
B_S　：標準溝幅（m）（**表-10.4.9**）
α_b　：基礎材の締固めによる補正係数（**表-10.4.10**）
α_W　：地下水の影響による補正係数
　$\alpha_W=(P_r-45)/50$
P_r　：基礎材の締固め度≦95%

基礎材の反力係数は、現地盤の土質及び施工現地盤の土質試験を実施し、施工方法及び現場条件を考慮の上、適正に算定しなければならない。

ただし、固化処理土の反力係数は7,000kN/m^{2}とする。なお、流動化処理土の施工実績では、母材により強度が大きく異なることがあるため留意する必要がある。

追記（旧ｐ67）

また、口径300mm以下の管の場合、水平土圧が小さいためe'の大小が管種に与える影響は比較的少ない。この意味合いから、この場合のe'値は3,000kN/m^{2}を用いてよい。

なお、複数年にわたって口径1,000mm以上の管路の設計施工が継続する場合は、たわみ量試験によって設計に用いる反力係数を決定することとするが、たわみ量計測値から逆算したe'値が、基準値（**表-10.4.8**）の±10%の範囲内であれば、計測から求めた値を採用する。

設計に用いる諸定数は、以下のとおりとする。

表-10.4.5　管体の単位体積重量

管種	単位体積重量（kN/m^3）
遠心力鉄筋コンクリート管	24.0
コア式プレストレストコンクリート管	24.5
ダクタイル鋳鉄管	70.0
鋼管	77.0
硬質ポリ塩化ビニル管	14.0
ポリエチレン管	9.4
強化プラスチック複合管	19.6
ガラス繊維強化ポリエチレン管	11.0

注）管体の単位体積重量は各管の種類によっても異なる。

追記（旧ｐ67）

SIPsystem

基準　（事務次官通知）	基準の運用　（農村振興局長通知）

基準及び運用の解説

表-10.4.6　K、K_0、K_P の標準値

基礎の設計支持角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083
K_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065
K_P	0.215	0.208	0.191	0.169	0.149	0.131

表-10.4.7　変形遅れ係数 F_1 の標準値

現地盤土質＼基礎材料	変形遅れ係数 F_1	
	砂質土	礫質土
礫　質　土	1.0	1.0
砂　質　土	1.1	1.0
粘　性　土	1.3	1.2
その他	1.5 以上	1.5

注 1)　現地盤の支持強さなどの土質条件、地下水の変動状況に応じて、±0.2 程度の範囲を考慮する。
2)　いかなる場合も $F_1 \geqq 1.0$ とする。
3)　変形遅れ係数は埋設完了後 3 箇月以降の変形遅れを対象にする。なお、矢板引き抜きの変形への影響は引抜き後 1 箇月程度で解消するので、現地盤の土質区分別に本表を標準とする。
4)　口径 300mm 以下の場合は、F_1=1.0 を標準とする。
5)　固化処理土の場合は、F_1＝1.0 を標準とする。

追記（旧ｐ69）

表-10.4.8　基準反力係数 e_0' の値（kN/m²）

現地盤区分＼施工方法・基礎材料	矢板施工		素掘り施工	
	砂質土	礫質土	砂質土	礫質土
礫　質　土	3,500	5,000	4,500	6,000
砂　質　土	3,000	4,000	4,000	5,500
粘　性　土	2,500	3,500	3,000	4,000
そ　の　他	1,000	1,500	1,500	2,000

注1)　管側部における現地盤区分が 2 層以上となる場合は、管心レベルに占める割合により判定する。
2)　その他の地盤とは、高有機質土や N 値が 0 程度の極めて軟弱な地盤をいう。
3)　岩盤は礫質土を参照する。
4)　簡易土留工法は素掘り施工と同等とする。
5)　鋼矢板の引き抜きをせず存置する場合は素掘り施工と同等とする。

SIPsystem

付　　録

技　術　書

（令和3年6月30日）

5.　管体及び継手等の選定 ……128
5.1　基本事項 ……128
5.2　検討手順 ……128
5.3　既製管の概要 ……133
5.4　長期特性と品質管理 ……134

【7　基本設計】
《7-9　管体及び継手等の選定》

本リストは、新基準書「パイプライン（R3/6/30）」の「付録・技術書の管体及び接手等の選定」において、旧基準書（H21/3）と比較検証し、特に弊社「パイプライン構造計算シリーズ」と関係性のある項目について、その改定箇所（追記・変更・削除）について、旧基準書のページ番号も併記し朱記（マークド）したものです。

また、本マークドリストは、農政局より発刊時（R3/6/30）のリストに対して「8月度正誤表」「10月度正誤表（未公開）」及び「令和3年12月度正誤表」+「メール回答書（12/27）」に基づいて作成しております（R3/12/28時点）。

尚、本リスト上に不都合（誤記等）ありましたら、弊社迄お問い合わせご連絡頂きましたら幸いです。

作成者：(株)ＳＩＰシステム　技術サービス

5. 管体及び継手等の選定

関連条項〔基準 7、運用 7－9〕

5.1 基本事項

管体及び継手（以下、「管種等」という）は、JIS 又はその他の規格品の中から、必要な水理条件、構造条件及び施工条件を満足し、その特性が十分生かせるものを選定する。

管種等の選定に当たって留意すべき事項は、以下のとおりである。

① 管体は、荷重に対して十分安全な強度及び良好な水密性を有し、水の流れの抵抗が少ないこと、耐久性、耐食性に富み施工が容易で低価格であることが望ましい。

なお、管体及び継手等は一般に市販規格品を用いれば一定品質の管体及び継手等を容易に入手でき、しかも経済的なことが多いので通常の場合はこれを用いる。しかし、特殊な設計条件を満足する特注品を使用することにより、有利となることもあるので検討を要する。

② 管路は、埋設されることから、静水圧や水撃圧の内圧の他に、土圧や路面荷重等の外圧が同時に作用する。したがって、これらの荷重に対して十分安全な耐圧強度を有する管種を選定する。さらに、屈曲部等の不平衡力、不同沈下及び必要に応じ地震時に対しても、安全性の検討を行う。

③ 管体の選定は、不とう性管にあっては原則として、管固有の外圧及び内圧抵抗強度を基準にして選定する。とう性管（管体の許容され得るたわみ率が 3%以上の管）にあっては、外圧抵抗強度は一般に示していないので、管固有の材料強度を用いた応力計算とたわみ量について検討し、いずれの場合も設計条件を満足する管体を選定する。

また、継手等の選定に当たっても、管体と同じ設計条件を適用する。

④ 管体及び継手等は、長年月にわたって農業用水の送配水を良好に維持できるものから選定する。

なお、強酸性地盤におけるコンクリート管の腐食や、鋼管、ダクタイル鋳鉄管の錆や電食等に対する考慮も必要である。

追記
（旧ｐ122）

⑤ とう性管のうち樹脂系管材については強度及びヤング係数に長期特性を考慮する。長期特性を考慮するに当たっての長期試験の試験温度は、20℃又は 23℃で実施された試験値を考慮している。

5.2 検討手順

管種選定の一般的な手順は、以下のとおりである。

① 水理検討を行い、パイプラインの管径を概定する。

② パイプラインの形式、送水方式等の施設条件から設計水圧を概定する。

③ 水理検討の結果をもとにして、管種、規格を概定し、継手の水密性、管の耐水圧強度等を検討し使用管種を概定する。

④ 選び出された管について構造設計の検討を行う。

⑤ 以上の技術的検討においても数種類の管が対象になっている場合は、経済比較とともに対象パイプラインが埋設される位置の立地条件、施工条件、維持管理、施設の重要度等からの総合的な検討を行い、使用管種を決定する。

SIPsystem

なお、内水圧による使用管種の目安は、以下に示すとおりである。

(1)継手の水密性能及び耐水圧強度による使用管種の目安

a. 継手の水密性能の検討を必要とする管種

ゴムリング、ゴムパッキング等を用いた接合方式による管種であり、継手性能は水密性の検討を必要とする。一般に、以下に示す管種である。

① 遠心力鉄筋コンクリート管（RC 管）
② コア式プレストレストコンクリート管（PC 管）
③ ダクタイル鋳鉄管（DCI 管）
④ 硬質ポリ塩化ビニル管（ゴム輪接合）（PVC 管）
⑤ ポリエチレン管（フランジ接合等）（PE 管）
⑥ 強化プラスチック複合管（FRPM 管）

継手の水密性能は、内水圧をかけた状態で曲げ、又は載荷試験を行い、継手の持つ最大曲げ角度まで曲げても漏水その他の支障がなく保持することのできる最大水圧とする。

継手の水密性能は原則として、**式(5.2.1)**により決定するものとする。

$$H_{SC} \geqq S \cdot H \quad \cdots\cdots (5.2.1)$$

ここに、

H_{SC} ：管継手の水密性能（MPa）
H ：設計内水圧（静水圧＋水撃圧）（MPa）
S ：安全率（一般に、2.0 以上）

b. 継手の耐水圧強度の検討を必要とする管種

管端を接着、溶着等により接合する管種は、継手の耐水圧強度の検討を必要とする。

一般に、以下に示す管種である。

①硬質ポリ塩化ビニル管（接着接合）（PVC 管）
②ポリエチレン管（溶着接合等）（PE 管）
③ガラス繊維強化ポリエチレン管(溶着接合等)(PEGF 管)

追記
(旧ｐ123)

継手が管体の一部となる接着、溶着等の接合方式の管種は、管体の耐水圧強度の値と継手の耐水圧強度の値は一般的には等しいものと考える。

c. 継手の水密性能及び耐水圧強度の検討を必要としない管種

溶接接合方式による管種で鋼管が該当する。継手の水密性能は管体と同等若しくはそれ以上であり、継手の水密性能及び耐水圧強度の検討は必要としない。

表-5.2.1 は、継手の水密性能又は耐水圧強度からの作用水圧の目安を示したものであり、同表を用いて使用管種の目安を立てることが可能である。

なお、同表の値は以下に示す基準又は資料の値によって規定したものである。

①JIS 等に定められている値又は算定方式によるもの

・硬質ポリ塩化ビニル管（JIS K 6741、K 6742）
・ポリエチレン管（JIS K 6761、JWWA K 144、PTC K 03）

追記
(旧ｐ123)

・ガラス繊維強化ポリエチレン管(JIS K 6799)

②管メーカー等で実施された水圧下曲げ偏心載荷試験の値、管協会が公表している継手の水密性能によるもの

・遠心力鉄筋コンクリート管　（B 形継手）
・コア式プレストレストコンクリート管　（標準形及び押輪形継手）
・強化プラスチック複合管　（B、C、T 形継手）　D形削除（旧ｐ123）
・ダクタイル鋳鉄管　（K、T 形継手）
・水道配水用ポリエチレン管　（電気融着継手、メカニカル継手）

表-5.2.1　設計水圧による使用管種の目安（継手の水密性能又は耐水圧強度からの目安）

管種		設計水圧（MPa）	備考
遠心力鉄筋コンクリート管（RC）		0.24	JIS A 5372 B 形の継手に適用
コア式プレストレストコンクリート管（PC）	（1 種） 標準形 押輪形	 0.6 0.9	 JIS A 5373、PCPA 2 に適用 PCPA 5 に適用
ダクタイル鋳鉄管（DCI）	AL1 種 AL2 種	1.0	JDPA G 1053 に適用
硬質ポリ塩化ビニル管（PVC）	VP	1.0	JIS K 6741、JIS K 6742 JWWA K 129、JWWA K 131、 JWWA K 130 AS20、AS25、AS25-1、AS33 に適用
ポリエチレン管（PE）	（一般用） 2 種 3 種 （水道配水用）	注 8） 1.0	JIS K 6761、バット溶着、電気融着 メカニカル接合に適用 JWWA K 144、PTC K 03　電気融着、メカニカル接合に適用
強化プラスチック複合管（FRPM）	（1 種）	1.3→1.11	JIS A 5350、B 形、C 形、 T 形継手に適用
ガラス繊維強化ポリエチレン管（PEGF）	（1 種） （2 種） （3 種）	注 11）	JIS K 6799 に適用

追記（旧ｐ124）
表記変更（旧ｐ124）
数値変更（旧ｐ124）1.3

注 1）　設計水圧は本表を上限とする。
2）　継手の構造は JIS 及び協会規格等に定められているものとする。ただし、継手部の構造が改良された場合は、この限りでない。
3）　鋼管については管厚により一概に設計水圧は定められないが、参考までに示せば $\sigma = P \cdot D / 2t$（σ = 引張応力N/mm²、P = 管内水圧 MPa、t = 管厚(mm)、D = 管内径(mm)）の式により $\sigma = \sigma_a$ =170N/mm²、D/t =110 の場合、P = 3MPa 程度となる。
4）　ALW 形以外のダクタイル鋳鉄管については特に設計水圧の上限を示さないが、T 形、K 形継手は保証水圧（**表-14.1.10**）の 1/2（小数 2 位以下切捨）を限度とする。
5）　硬質ポリ塩化ビニル管の設計水圧は JIS K 6741 により定めた。JIS K6742 を削除
6）　この他の管種及び継手等で、JIS に最高使用圧力（静水圧）等が規定されているものはこれによる。
7）　伸縮可とう継手等については、JIS 及びメーカー規格を検討し、管体及び管の継手と同等以上の耐圧、水密性能を有するものを使用する。
8）　ポリエチレン管（一般用）の設計水圧は、Naday の式 $P = 2\sigma t/(D-t)\cdot 1/c$（$P$ =管内水圧 MPa、σ =長期静水強度 MPa、t =管厚(mm)、D_c =管外径(mm)、c =設計係数 2）により求める。　Dcへ修正　R3年12月度正誤表で提示 旧ｐ124
75~150ｍｍ・・以下の表記を削除。
9）　ポリエチレン管（水道配水用）の設計水圧は、日本水道協会規格（JWWA K 144）により 1.0MPa とした。
10）　強化プラスチック複合管の設計水圧は、試験内圧の 1/2 に限界ひずみ比（0.85）を乗じた値としている。
11）　ガラス繊維強化ポリエチレン管の設計水圧は、Naday の式 $P = 2\sigma t/(D+t)\cdot 1/c$（$P$ =管内水圧 MPa、σ =長期静水強度 MPa、t =管厚(mm)、D =管内径(mm)、c =設計係数 2）により求める。
12）　本表に示す耐水圧強度は、JIS 規格等により水圧が規定される管種以外は原則として、水圧下曲げ偏心載荷試験の条件により定めた値である。

追記削除（旧ｐ124）

(2)管体の耐水圧強度による使用管種の目安

管種によっては、継手の水密性能よりも管体の耐水圧強度が小さい管種がある。パイプラインに使用する管種は、作用する水圧に耐えられるものを使用しなければならない。

表-5.2.2 は、管種別管体の耐水圧強度からの作用水圧の目安を示したものであり、**表-5.2.1** と併用して使用管種の目安を立てることが可能である。ただし、**表-5.2.2** に示す値は外圧荷重が作用しない状態で求めた管体の耐水圧強度であり、以下に示す基準によって規定したものである。

①試験内水圧を基準としたもの

・遠心力鉄筋コンクリート管　：安全率　1.5

・強化プラスチック複合管　　：　〃　　2.0

②保証水圧を基準としたもの

・コア式プレストレストコンクリート管：安全率　1.5

③JIS 等に定められている値又は算定方式によるもの

・硬質ポリ塩化ビニル管

・ポリエチレン管

・ガラス繊維強化ポリエチレン管

追記
(旧ｐ125)

表-5.2.2　設計水圧による使用管種の目安（管体の耐水圧強度からの目安）

管種		設計水圧（MPa）	備考
遠心力鉄筋コンクリート管（RC）	2K	0.13	φ150～1,350mm（φ1,500～3,000mm） JIS A 5372
	4K	0.26	φ150～1,350mm（φ1,500～3,000mm） B形の継手に適用
	6K	0.40	φ150～800mm （ ）はNC形に適用
コア式プレストレストコンクリート管（PC）	1種	1.33	φ 500～ 1,650mm JIS A 5373 PCPA 2 に適用
	2種	1.06	φ 500～ 2,100mm
	3種	0.80	φ 500～ 2,400mm
	4種	0.53	φ 500～ 2,400mm
	5種	0.40	φ 500～ 2,400mm
ダクタイル鋳鉄管（DCI）	AL1種 AL2種	1.0	φ300～1500mm JDPA G 1053に適用
硬質ポリ塩化ビニル管（PVC）	VH	1.25	VH φ50～300mm AS60に適用 変更（旧75~150mm）
	VP	1.0	VP φ13～300mm JIS K 6741、JIS K 6742
	VM	0.8	VM φ350～500mm AS20、AS25 追記
	VU	0.6	VU φ40～600mm JWWA K 129、AS33に適用
ポリエチレン管（PE）	（一般用）	注3）	13
	2種	計算する	φ 10～ 800mm JIS K 6761（2種）に適用
	3種		公称外径 25～800mm JIS K 6761（3種）に適用
	（水道配水用）	1.0	φ50～300mm JWWA K 144、PTC K 03に適用
強化プラスチック複合管（FRPM）	1種	1.11 1.3	φ 200～3,000mm JIS A 5350に適用 設計水圧変更（旧p125）
	2種	0.89 1.05	
	3種	0.60 0.70	
	4種	0.43 0.50	
	5種	0.21 0.25	
ガラス繊維強化ポリエチレン管（PEGF）	1種 2種 3種	注6）	φ300～2000mm JIS K 6799に適用

追記（旧p125）

変更（旧p125）

注1）　設計水圧は本表を限度とする。

2）　硬質ポリ塩化ビニル管の設計水圧はJIS K 6741により定めた。

Dcへ修正 R3年12月度正誤表で提示 旧p125

3）ポリエチレン管（一般用）の設計水圧は、Nadayの式 $P=2\sigma t/(D-t)\cdot 1/c$（$P$ ＝管内水圧MPa、σ ＝長期静水強度MPa、t ＝管厚（㎜）、D_c＝管外径（㎜）、c ＝設計係数2）により求める。

追記（旧p125）

4）　PTC：配水用ポリエチレンパイプシステム協会規格

5）　強化プラスチック複合管の設計水圧は、試験内圧の1/2に限界ひずみ比（0.85）を乗じた値としている。

6）　ガラス繊維強化ポリエチレン管の設計水圧は、Nadayの式 $P=2\sigma t/(D+t)\cdot 1/c$（$P$ ＝管内水圧MPa、σ＝長期静水強度MPa、t ＝管厚(㎜)、D ＝管内径(㎜)、c ＝設計係数2）により求める。

5.3　既製管の概要　　変更（旧ｐ126）

JIS 又はその他の規格に基づいて製造・販売されている既製管の中で、基準 7（運用 7-9）に定められた農業用パイプラインで使用されている 7 種類について、管の規格及び特性を**表-5.3.1** のとおり示している。ただし、本表は各管材協会が発行している資料のみで作成していることから、採用する管の検討の際には、各種試験結果の確認を行い、安全性の確認を行う必要がある。

なお、既製管の詳細については、「**14. 既製管の管体及び継手**」を参照のこと。

表-5.3.1　既製管の一覧表

管種			規格	口径（呼び径）	特性
不とう性管	コンクリート管	遠心力鉄筋コンクリート管	JIS A 5372	150～3,000mm	耐食性及び耐久性が大きい。電食のおそれがない。重量が比較的大きい。内面の粗度の変化はほとんどない。A形管でも継手構造により可とう性が期待でき、B形、NC形管は継手の可とう性がある。低圧パイプラインに適する。
		コア式プレストレストコンクリート管	JIS A 5373	500～2,000mm	耐食性・耐久性及び耐荷重性が大きい。電食のおそれがない。重量は比較的大きい。内面の粗度の変化はほとんどない。継手の可とう性がある。 高外圧用（PCPA 8）は、特に大きな外圧に適応でき、土かぶりの大きい場合に適用。
		大口径プレストレストコンクリート管	PCPA 2	1,800～2,400mm	
		高外圧用プレストレストコンクリート管	PCPA 8	C 形　900～2,600mm NC 形 1,500～3,000mm	
	ダクタイル鋳鉄管	ダクタイル鋳鉄管	JIS G 5526	75～2,600mm	強度及び耐久性が大きい。内面は普通モルタルライニングを施すので、錆こぶの発生を防止できる。外面塗装は合成樹脂塗料を使っている。重量が比較的大きい。電食のおそれが少ない。内、外圧の大きい管路、軟弱地盤の管路等に適する。耐震性の継手構造もある。
		ダクタイル鋳鉄異形管	JIS G 5527	75～2,600mm	
		農業用水用ダクタイル鋳鉄管	JDPA G 1027	300～2,600mm	
		推進工法用ダクタイル鋳鉄管	JDPA G 1029	250～2,600mm	
		ＰＮ形ダクタイル鋳鉄管	JDPA G 1046	300～1,500mm	
		ＧＸ形ダクタイル鋳鉄管	JDPA G 1049	75～　450mm	
		ＡＬＷ形ダクタイル鋳鉄管 3)	JDPA G 1053	300～1,500mm	
	鋼管	水輸送用塗覆装鋼管（第１部：直管）	JIS G 3443-1	80～3,000Ａ	強度が大きい。耐久性に富み、靭性、延性がよい。耐衝撃性に優れている。重量は比較的軽い。内面エポキシ樹脂塗装、外面プラスチック被覆で防食性に優れる。電食のおそれのある箇所は電食防止措置が必要である。また継手の水密性は高い。耐震性に優れる。水管橋に適し、内外圧の大きい管路、軟弱地盤の管路等に適する。 注)配管用炭素鋼鋼管と配管用アーク溶接炭素鋼鋼管及び圧力配管用炭素鋼鋼管は原管であり、埋設に際しては内面塗覆装、外面塗覆装をする。
		水輸送用塗覆装鋼管（第２部：異形管）	JIS G 3443-2	80～3,000Ａ	
		水配管用亜鉛めっき鋼管	JIS G 3442	10～　300Ａ	
		配管用炭素鋼鋼管	JIS G 3452	6～　500Ａ	
		配管用アーク溶接炭素鋼鋼管	JIS G 3457	350～2,000Ａ	
		圧力配管用炭素鋼鋼管	JIS G 3454	6～　650Ａ	
		水道用硬質塩化ビニルライニング鋼管	JWWA K 116	15～　150Ａ	
		水道用ポリエチレン粉体ライニング鋼管	JWWA K 132	15～　100Ａ	
		農業用プラスチック被覆鋼管	WSP A-101	80～3,000Ａ	
	硬質ポリ塩化ビニル管	硬質ポリ塩化ビニル管	JIS K 6741	13～　600mm	軽量で取扱いが容易であり、接合は TS（接着）又は RR（ゴム輪）方式であるため、スピーディな施工ができる。耐久性、耐食性、耐電食性に優れ、管の内面粗度は変化が小さく滑らかである。とくに、RR は伸縮性と可とう性も備え、軟弱地盤の管路にも適する。
		水道用硬質ポリ塩化ビニル管	JIS K 6742	13～　150mm	
		水道用硬質ポリ塩化ビニル管	AS 20	200、250、300mm	
		水道用硬質ポリ塩化ビニル管継手	JIS K 6743	13～　150mm	
		水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管（HIVP, VP）	JWWA K 129	50～100、150mm	
		水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管（HIVP, VP）	AS 33	125、200～　300mm	
		農業用水用厚肉硬質ポリ塩化ビニル管	AS 60	50～　300mm	

追記（旧ｐ126）

NS形ダクタイル鋳鉄管：削除された

追記（旧ｐ126）

水道用ゴム輪形硬質塩化ビニル管 AS31：削除された

SIPsystem

表記変更（旧ｐ126）2種・3種に区分け

管種			規格	口径（呼び径）	特性
とう性管	ポリエチレン管	一般用ポリエチレン管	JIS K 6761	10～ 300mm（2種管） 25～ 800mm（3種管、公称外径）	軽量、耐衝撃性、耐食性が大きい。電食のおそれがない。内面が平滑で摩擦抵抗が小さい。一体管路であるため水密性が高い。管は可とう性に富み、軟弱地盤の管路にも適する。
		水道用ポリエチレン二層管	JIS K 6762	13～ 50mm	
		水道配水用ポリエチレン管	JWWA K 144	50～ 150mm	
		水道配水用ポリエチレン管	PTC K 03	50～ 300mm	
	強化プラスチック複合管	強化プラスチック複合管	JIS A 5350	200～3,000mm	軽量で運搬施工が容易である。耐食性、耐磨耗性、耐電食性、耐衝撃性、耐クリープ性が大きい。内面粗度は変化が小さく水理性に優れている。継手の可とう性があり、軟弱地盤の管路に適する。
		強化プラスチック複合管	FRPM K -111	200～3,000mm	
	ガラス繊維強化ポリエチレン管	ガラス繊維強化ポリエチレン管	JIS K 6799	300～2,000mm	軽量、耐衝撃性、耐食性が大きい。電食のおそれがない。内面が平滑で摩擦抵抗が小さい。一体管路であるため水密性が高い。管は可とう性に富み、軟弱地盤の管路にも適する。

削除・追記（旧ｐ126）

FRPM K-2111:削除された

注 1） JIS ：日本産業規格　JWWA：日本水道協会規格　PCPA：PC 管協会規格
JDPA：日本ダクタイル鉄管協会規格　AS：塩化ビニル管・継手協会規格
WSP ：日本水道鋼管協会規格　FRPM：強化プラスチック複合管協会規格
PTC ：配水用ポリエチレンパイプシステム協会規格

注 2） 管種によっては口径 3,000mm を超える規格もあるので、検討の際には必ず各種試験結果の確認を行い、安全性の確認を行う必要がある。

注 3） JDPA G 1053 に掲載されている AL1 種管を採用する場合には、本基準及び技術書に従った設計・施工を行うものとする。

5.4 長期特性と品質管理

長期特性を考慮するためには管材の品質管理が重要となる。

管材開発時及び制定済み規格の規格内容や材料が一部でも変更された場合には、開発者側において管材の長期特性を確認されていることが重要である。

SIPsystem

付　　録

技　術　書

（令和3年6月30日）

本リストは、新基準書「パイプライン（R3/6/30）」の「5. 管体及び管継手等の選定」及び「9.管路の構造設計」について、旧基準書（H21/3）と比較検証し、特に弊社「パイプライン構造計算シリーズ」と関係性のある項目について、その改定箇所（追記・変更・削除）について、旧基準書のページ番号も併記し朱記（マークド）したものです。

また、本マークドリストは、農政局より発刊時（R3/6/30）のリストに対して「8月度正誤表」「10月度正誤表（未公開）」及び「令和3年12月度正誤表」+「メール回答書（12/27）」に基づいて作成しております（R3/12/28時点）。

尚、本リスト上に不都合（誤記等）ありましたら、弊社迄お問い合わ　せご連絡頂きましたら幸いです。

作成者：(株)ＳＩＰシステム　技術サービス

＜修正履歴＞
①ｐ376のuoの算出式に「・η」が抜けていました。（R3/8発刊の正誤表による）
②ｐ363のεliの式（9.6.17）に〔　〕が抜けている？農政局からの正誤表待ち。
③令和3年12月農政局より「12月度正誤表」を入手し、改定項目の再確認とマークドを行った。
④上記項目の回答を受領（R3/12/27）：（　）が必要。また、この事を含め再度正誤表を提示する。と回答があり。

9. 管路の構造設計 ……274
9.1 一般事項 ……274
9.1.1 検討順序及び内容 ……274
9.1.2 埋設深 ……275
9.1.3 荷重に対する安全性の検討 ……277
9.1.4 水密性から見た許容内水圧に対する検討 ……278
9.2 基礎工法の選定 ……278
9.2.1 埋設管の基礎 ……278
9.2.2 管体の基礎工法 ……279
9.2.3 基礎及び埋戻し材料 ……283
9.3 荷重 ……286
9.3.1 土圧 ……287
9.3.2 活荷重 ……299
9.3.3 軌道荷重 ……301
9.3.4 その他の上載荷重 ……301
9.3.5 管体の自重及び管内水重 ……302
9.3.6 基礎反力 ……304
9.3.7 内水圧 ……304
9.3.8 その他の荷重 ……305
9.4 管体の横断方向の設計 ……306
9.4.1 横断方向に生じる曲げモーメント ……306
9.4.2 設計支持角 ……309
9.4.3 不とう性管の管種選定 ……309
9.4.4 とう性管の管種選定 ……311
9.4.5 小口径管の管種選定 ……330
9.5 管体の縦断方向の設計 ……331
9.6 耐震設計 ……337
9.6.1 一般事項 ……337
9.6.2 重要度区分と保持すべき耐震性能 ……346
9.6.3 調査 ……351
9.6.4 耐震設計上の埋設管の分類 ……352
9.6.5 応答変位法を用いた検討 ……353
9.6.6 液状化の判定 ……379
9.6.7 地盤変状に対する検討 ……386
9.6.8 地震応答対策の内容 ……395
9.6.9 被災事例から見た設計上の留意点と対策 ……399
9.7 配管設計 ……405
9.7.1 管割の手順 ……405
9.7.2 ジョイントスペース ……405
9.7.3 異形管 ……405
9.7.4 継手 ……407
9.7.5 管路の曲線布設 ……408
9.7.6 管種が異なる場合の接続 ……409
9.7.7 構造物と管体の接続 ……409
9.7.8 管況計算及び合成角計算 ……410
9.8 スラスト力の検討 ……414
9.8.1 一般事項 ……414
9.8.2 検討箇所及び順序 ……414
9.8.3 スラスト力の検討 ……415
9.8.4 スラスト力の対策 ……422

【10 管路の構造設計】
《10-1 一般事項》
《10-2 基礎工法の選定》
《10-3 荷重》
《10-4 管体の横断方向の設計》
《10-5 管体の縦断方向の設計》
《10-6 耐震設計》
《10-7 配管設計》
《10-8 スラスト力の検討》
《10-9 横断工の設計》
《10-10 防食》

9. 管路の構造設計

関連条項〔基準　10、運用　10-1～10-10〕

9.1　一般事項

9.1.1　検討順序及び内容

管路の構造設計は、地形条件、土質条件、水理条件、施工条件等を考慮して管種と埋設深を想定した後、荷重を決定し、続いて管体の横断方向及び縦断方向の構造計算を行う。検討内容は、耐圧強さ、移動、変形、水密性等とする。

施工中の荷重についても検討する必要があるが、施工中などの一時的な荷重から管体が決定されることは極力避けることが望ましい。

また、縦断方向の耐圧強さについては、埋設管の特性として管体にかかる荷重が均衡する場合が多く、したがって、縦断方向の曲げモーメントが小さいため、その検討を省略することがある。ただし、構造上局所的に荷重が集中する箇所等においては、縦断方向の耐圧強さの検討を行うものとする。

縦断方向の移動については、流水による不平衡力が作用する場合、軟弱地盤等で地震に対する検討が必要な場合等に行う。

地盤条件が高有機質土からなる泥炭質地盤や高含水比で高塑性の海成粘土等となる場合は、関連する技術書なども参考としながら、適切な設計を行う必要がある。

管路の構造設計の手順を**図-9.1.1** に示す。

SIPsystem

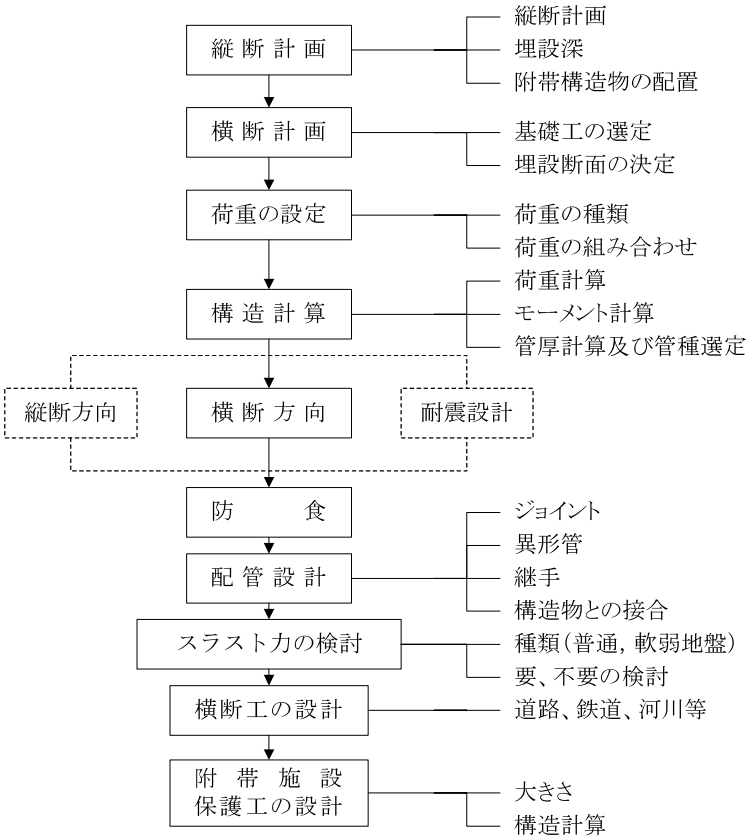


図-9.1.1　構造設計の手順

9.1.2　埋設深

埋設深は管頂から埋戻し土（盛土）の表面までの深さとし、耕うん作業との関係、管路が横断する施設等の状況、地盤の状態、地表面等の利用状況及び地下水位等を考慮して決定する。

また、管路の布設勾配は水平ではなく、排水等管理面を考慮して、おおむね 1/500～1/300 程度とすることが望ましい。

①　埋設深は管路の保護上から 0.6m以上とする。ただし、公道下、歩道下、軌道下又は河川下等に埋設する場合、管理者と協議して決定する必要がある。公道又は市町村道等に認定され道路構造令に準拠している農道下では 1.2m以上、土地改良事業計画設計基準・設計「農道」に準拠する農道及び私道下においては、附帯施設等の設置を考慮して、一般的に 1.0m以上とする。

なお、公道又は市町村道等に認定され道路構造令に準拠している農道下において、管径が 300㎜ 以下の鋼管、ダクタイル鋳鉄管、水道用ゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管(JWWA K 129)、及び管径が 200㎜ 以下の水道用ポリエチレン二層管(JPS-04、JIS K 6762)については、0.6m 以上として良い旨が通知されている。(詳細については、建設省道政発第 32 号の 2、建設省道国発第 5 号の 2 を参照のこと)

埋設深(土かぶり)と管底に生じる曲げモーメントとの関係は、**図-9.1.2** のとおりである。

「JWWA K127]を削除(旧ｐ265)

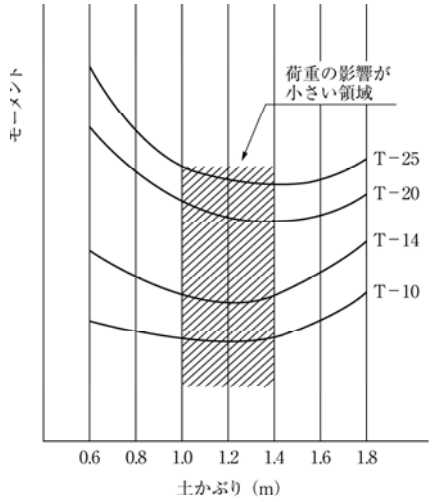


図-9.1.2　土かぶり（鉛直荷重）と管底モーメント

耕地下に埋設する場合の最小埋設深は、「0.6m以上＋耕土深」を標準とする。

ただし、管径 300㎜ 以下のほ場内管路（耕作道路含む）の埋設深は、作物の種類、耕起の状態、耕うん作業機の種類、通行車両等により検討し、最小埋設深を 0.3m以上とすることができる。

しかしながら、ほ場内道路でも予想し得ない大型車の交通荷重もあることから耕作道路以下の軽車両の交通に限定された農道等を目安とする。（**図-9.1.3** 参照）

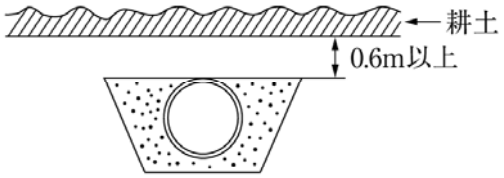


図-9.1.3　耕地下埋設の場合

② 寒冷地における埋設深は凍結深以上とする。凍結深は、土地改良事業計画設計基準・設計「農道」を参照のこと。

③ 山林下に埋設する場合の最小埋設深は、0.6m以上を標準とする。

④ 地下水位が高く、管路が浮上するおそれのあるところでは、管体空虚時に管路が浮上しない深さとする。なお、被圧地下水等が予想される場所では、排水対策と併せて十分な検討が必要である。

浮上に対する検討には、**式(9.1.1)**を用いる。

$$H \geqq \frac{\pi \cdot D_c}{4} \cdot \frac{S \cdot w_0 - \left\{1-(D/D_c)^2\right\} \cdot \gamma_p}{w - w_0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.1.1)$$

ここに、

H　：管路が浮上しないための最小土かぶり（m）

D　：管内径（m）

SIPsystem

D_c ：管外径（m）
S ：安全率（1.2 とする）
γ_p ：管体の単位体積重量（kN/m^3）（**表-9.4.8** 参照）
w_0 ：水の単位体積重量（kN/m^3）
w ：埋戻し土の飽和単位体積重量（kN/m^3）

式(9.1.1)は、地表面まで地下水で飽和されているとした場合のものである。現地の地下水位が確かで地表面までの地下水位の出現の可能性がない場合には、別途その条件を前提にして検討する必要がある。

［参考］ジオテキスタイルによる地中構造物の浅埋設工法

浮上防止に必要な土かぶりを確保する代わりに、ジオテキスタイルを用いて地盤と構造物を一体化させることで埋設深を低減する技術が開発されている。（**図-9.1.4** 参照）

掘削深が浅くできるほか、施工断面の縮小、仮設資材の削減、施工機械の小型化、仮設用地の縮小、施工期間の短縮等も考えられ、これらの結果を合わせて事業経費の縮減が期待できる工法である。

参考となる文献は、「農業農村整備事業品質確保・向上対策事業　新技術等普及マニュアル(案)平成 14 年 3 月（土地改良測量設計技術協会)、「ジオテキスタイルによる地中構造物の浅埋設工法　設計マニュアル（暫定版）平成 19 年 5 月」及び「パイプラインの浅埋設工法設計・施工・積算指針（案）平成 19 年 3 月」（共に（独）農業・食品産業技術総合研究機構　農村工学研究所）等である。

（事例地区： 新矢作川用水地区
隈戸川（一期）地区
九頭竜川下流地区　他）

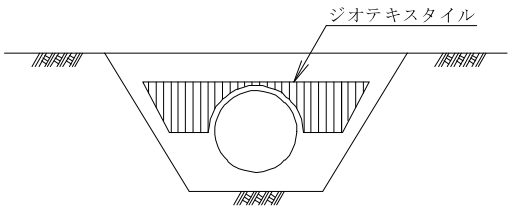


図-9.1.4　埋戻し材料のジオテキスタイルによる一体化

9.1.3　荷重に対する安全性の検討

(1)許容荷重と許容応力

原則として許容応力は、管体材料の引張強さあるいは破壊応力を安全率で除した値とする。また、管体材料の破壊応力に代わって破壊荷重が示されているものについては、破壊荷重を安全率で除した値を許容荷重とする。

ただし、コンクリート管（RC、PC 管）については、さらに管体材料の物理的特性を考慮して、管体のひびわれ荷重に対し、所要の安全率が確保されるようにする。

また、ブルドーザ荷重等の施工中の一時的な荷重による検討を行う場合には、許容応力を高めることができる。

SIPsystem

(2)許容たわみ量と設計たわみ量

とう性管については、そのたわみ量の許容範囲を設定しておく必要がある。それは、たわみ量が許容範囲を超えると、継手の水密性が損なわれたり、必要な通水断面が確保できなかったり、さらには管体が座屈に至る場合があるからである。したがって、許容たわみ量の設定は、継手の水密性の確保及び管体の座屈に対する安全性の確保の両面から検討する必要がある。

この技術書では、管体に発生するたわみを許容範囲内とするため、許容たわみ率（許容たわみ量/管厚中心直径×100(%)）を定める。

また、たわみ量は、管体の強度のほか、現地盤、基礎材料の土質及び施工方法によって影響を受ける。したがって、締固めの程度が施工上のバラツキによって変動することに対応し、たわみ量も変動することになるため、許容たわみ率を確保するためには、設計に当たってあらかじめこのバラツキの幅を考慮に入れておく必要がある。このバラツキの幅を考慮した管厚の設計に用いるたわみ率を設計たわみ率とし、**表-9.4.6** に示す値を標準とする。

9.1.4　水密性から見た許容内水圧に対する検討

管路の水密性を確保するためには、管体の水密性はもちろんのこと、継手の水密性にも配慮しなければならない。この場合の水密性能は、内水圧をかけた状態で漏水その他の支障がなく保持することができるときの水圧（最大水圧）とする。ただし、管種、口径によって水圧の試験方法が異なるため、設計条件のたわみ、曲げ角度等を満足する試験条件のもとに算出された最大水圧であるかを確認する必要がある。

管路の水密性は、管体、継手の構造、継手部の口径の公差、現場での施工条件等を考慮して決める。原則的には、**式(9.1.2)** による。

$$H_{sc} \geqq S \cdot \mathrm{H} \cdots\cdots (9.1.2)$$

ここに、

H_{sc} ：管路の水密性能（管体又は継手の水密性能のうち小さい数値）(MPa)

H ：設計水圧（静水圧＋水撃圧）(MPa)（「**9.3.7 内水圧**」参照）

S ：安全率（一般に、2.0 以上とする）

管体及び継手の水密性能を示す数値の適用に当たっては、JIS の試験水圧等の値又は他に公表されている試験に基づく値を使用する。ただし、これらの値は、同一条件下で求められたものではないことに注意することが必要である。なお、継手の水密性能が示されていない場合には、接合方式及び継手の構造により別途検討した値を使用する。

9.2　基礎工法の選定

9.2.1　埋設管の基礎

埋設管の基礎は、地盤の状態、荷重条件及び使用管種の特性を十分に考慮し、施工が容易で構造的にも安定した工法を選定するよう留意する。

外圧により管体に生じる応力は、基礎の状態によって大きく異なり、同一鉛直荷重の場合、1 点支持の状態で最も大きい値を示し、支持幅が広いほど小さくなる。したがって、管体断面に生じる応力をできるだけ小さくするためには、鉛直荷重を管体の基礎地盤に広く均等に分布させることが

SIPsystem

必要である。

一般にパイプラインは、管の継手の構造によって差異はあるが、地盤の沈下にある程度順応し得るものである。管体が沈下しないよう基礎杭を施工した場合、予期以上の集中反力が管体に作用し、管体を破壊することもあるので注意を要する。沈下が予想される場合は、不同沈下を防ぐ基礎工法を採用し、要所に可とう継手や伸縮継手を使用するなどして全体の沈下に順応させることがむしろ適切である。

基礎の不同沈下は、継手に故障を生じたり管体の縦断方向に大きな曲げモーメントを生じて管体を破壊したりすることがあるので、軟弱地盤や地盤の急変部分等では、必要に応じて基礎地盤を置換したり、特殊継手（可とう継手等）を設けるなどの対策を講じる。

9.2.2　管体の基礎工法

管体の基礎工法は、管体の設計条件、基礎の土質、地下水の状態、管の種類、口径、施工方法及び経済性を考慮して適切な工法を選定しなければならない。基礎工法は現地の状態を十分把握して決定されるべきであるが、一般的には次のとおりである。なお、土基礎の施工支持角 $2\theta'$ は、とう性管の場合 360°、不とう性管の場合 120° 以上とする。（**図-9.2.8** 参照）

(1) 岩盤の場合

管体の布設地盤が岩盤等堅固な場合、管体を直接地盤の上に布設すると、管材部と地盤との間に不陸が生じて管体に局部的な集中反力が発生し、管体の折損、破壊等の事故を引き起こすことがあるので、**図-9.2.1** に示すように、砂礫、砂又は良質な地盤材料で厚さ 300mm 以上置換し十分締固めた基床を設ける。

追記（旧ｐ268）

なお、口径が 300mm 以下の小口径管では該当口径の呼び径に相当する基床厚とし、最小基床厚は 100mm 以上確保するものとする。

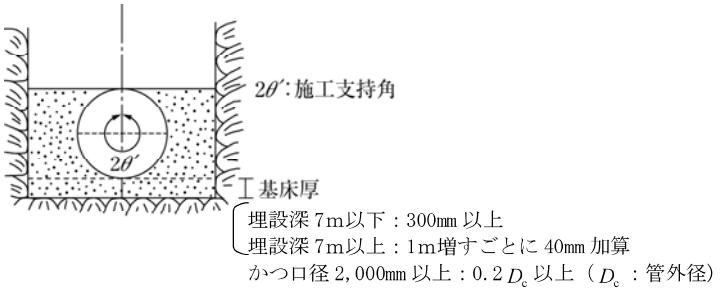


図-9.2.1　岩盤の場合

(2) 普通地盤の場合

直接管体を布設すると不同沈下が起こる可能性が予測される地盤は、砂礫、砂又は良質な地盤材料で十分締固めた基床を設け、その上に管体を布設する。（**図-9.2.2** 及び**表-9.2.1** 参照）

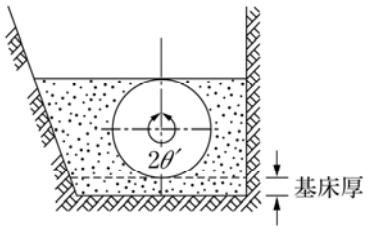


図-9.2.2　普通地盤の場合

表-9.2.1　普通地盤の基床厚

口　径（mm）	基床厚（mm）
200　以下	100 以上
250～　450	150 以上
500～　900	200 以上
1,000～2,000 未満	300 以上
2,000　以上	0.2 D_c 以上

D_c ：管外径（mm）

(3)軟弱地盤の場合

追記（旧ｐ269）

パイプラインにおける軟弱地盤は**表-9.2.2** を目安とし、砂礫、砂又は良質な地盤材料で十分締固めた基床を設け、その上に管体を布設する。また、軟弱層が深い場合の基礎工法は、**図-9.2.3** によるものとする。

表-9.2.2　軟弱地盤の目安

土　質	軟　弱　地　盤　の　目　安
粘　性　土	N ≦2～ 5、又は自然含水比 70%以上
砂　質　土	N ≦5～10、又は液状化の可能性のある土層

注）　N ：標準貫入試験の N 値。

軟弱地盤の基床厚としては、均等支持に必要な基床厚が確保できれば支障はないが、普通地盤における基床厚以上とし、施工性を考慮した**表-9.2.1** 及び**表-9.2.3** を目安とする。

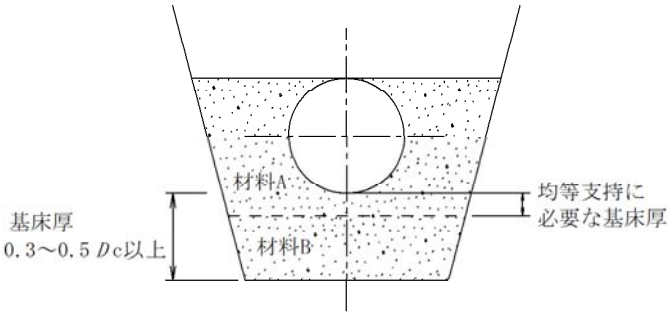


図-9.2.3　軟弱地盤の場合の基礎工例

表-9.2.3　軟弱地盤の基床厚（目安）

口　径（mm）	基床厚（mm）
200　以下	150 以上
250～450	200 以上
500～900	300 以上
1,000～2,000 未満	500 以上
2,000 以上	0.3 D_c 以上

D_c ：管外径（mm）

とう性管を布設する場合は、「**9.3.1　土圧**」の(4)で説明するように、水平土圧が基床幅に影響されるので、その面からも基礎工法を検討することが必要である。

さらに、軟弱地盤の場合、現地盤の支持力の検討も別途行うことが必要である。

(4)大きな荷重を受ける場合

不とう性管が大きな荷重を受ける場合やその布設傾斜角度が大きい場合には、コンクリート基礎が一般に用いられる。コンクリート基礎は若干の鉄筋で補強すれば最も完全な基礎工となる。しかし、とう性管の場合には基礎境界の管体の部分に応力が集中するので、コンクリート基礎等はできるだけ避けることが望ましい。

SIPsystem

(5)管軸方向に地盤が変化する場合

管軸方向に地盤が変化している場合には、その各々の部分の地盤について上述の(1)～(4)までに述べた方法で基床を設ければよい。ただし、基床地盤の急激な変化は不同沈下の原因になり管体の折損・破損事故につながるので、急激な基床の変化を避けるために緩和区間を設けることが必要である。例えば、通常の地盤の一部に軟弱な地質がポケット状に存在する場合には、**図-9.2.4** のようにする。

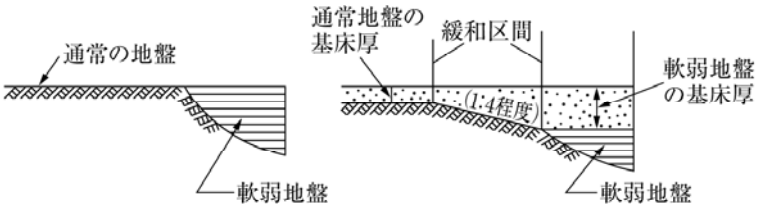


図-9.2.4 基礎地盤が急変する場合の基礎の一例

(6)構造物との接続部分の場合

スタンド（分水、調圧、通気等）、スラストブロック、制水弁、マンホール、監査ます等との接続部には、短管を用い特殊継手などとするとともに、砂、砂利等で基礎を構築する。

(7)コンクリート基礎の場合

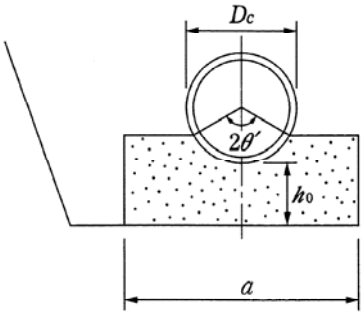
一般に大きな荷重を受ける場合や、布設傾斜角度が大きい場合にはコンクリート基礎を用いる。

なお、管単体の縦断方向中央部には打継目を設けてはならない。打継目は管の接合部を中心として一定間隔をとって設けるのがよい。

とう性管を固定支承にすることはとう性管の特性を損なうことになることから、固定支承とする場合は、急傾斜地のズリ落ち防止、短区間の横断部補強など経済性から考えてやむを得ない場合にのみ採用するのが一般的であり、施工支持角は 180° 以上とする。ただし、硬質ポリ塩化ビニル管及びポリエチレン管の施工支持角は 360° とし、強化プラスチック複合管の場合は傾斜地 180° 以上、その他の場合は 360° とする。

a. 半巻きコンクリート基礎

図-9.2.5 に示すとおりとする。



$2\theta'$	180°、120°	90°
a	1.25 D_c 若しくは D_c ＋200㎜ のいずれか大なる値	D_c
h_0	0.25 D_c 若しくは 100㎜ のいずれか大なる値	0.20 D_c 若しくは 100㎜ のいずれか大なる値

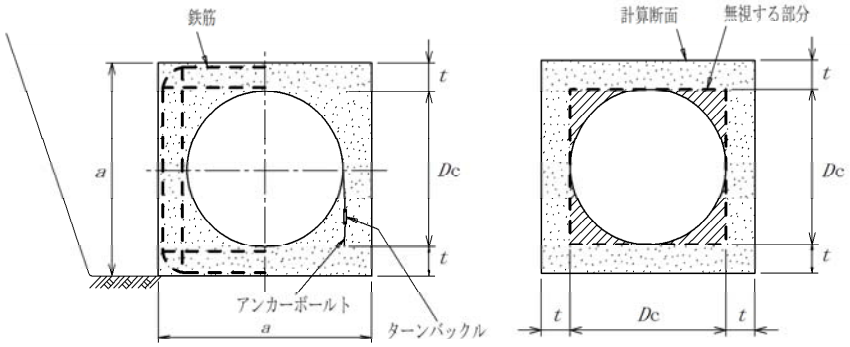
注 1)　コンクリート基礎の設計支持角は、施工支持角をもって設計支持角とする。
2)　D_c ：管外径（㎜）

追記（旧ｐ271）

図-9.2.5　半巻きコンクリート基礎の形状

b. 全巻きコンクリート基礎

図-9.2.6 に示すとおりとする。



注 1)　コンクリート基礎は外圧荷重に耐える構造とし、管は内水圧に耐える管種とする。
2)　ソケット付き管の場合の巻立て部材厚は、管体部での厚さとする。
3)　D_c ：管外径（㎜）

図-9.2.6　全巻きコンクリート基礎の形状

SIPsystem

(8) 複合配管の場合

単独配管の設計に準じる。

管と管との間隔は、施工性、経済性、管理面等を考慮して決定しなければならないが、最小間隔 b_3 は複合配管の大なる口径により**表-9.2.4** に示す間隔を確保し、締固め作業が可能なものとする。なお、b_1、b_2 の値は、施工上必要な幅を確保するものとする。

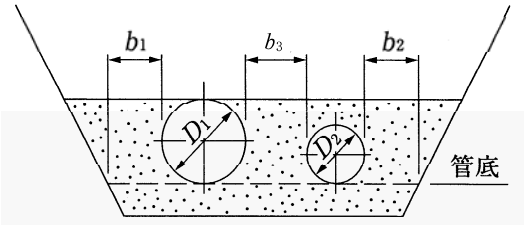


図-9.2.7　複合配管

表-9.2.4　管と管との間隔 b_3

口　径（mm）	管と管との間隔(mm)
100～　450	350 以上
500～　700	550 以上
800～1,100	600 以上
1,200～1,650	700 以上
1,800～3,000	750 以上

9.2.3　基礎及び埋戻し材料

管体の基礎及び埋戻し材料は、原則的として砂礫・砂又は良質な地盤材料を用いるものとする。

管体の基礎及び埋戻し材料に関する留意事項は、次のとおりである。

①　管体の基礎材料には、管体及び継手に悪影響を及ぼすものを使用してはならない。

②　管体の基礎及び埋戻し材料は液状化の影響を踏まえて検討する必要がある。液状化の検討方法は、「**9.6.6(3)　基礎及び埋戻し材料の液状化の判定**」に示す。

耐震対策が必要な場合は、基礎及び埋戻し材料による液状化の発生を防止する必要があり、被害軽減対策として以下に示すような方法が考えられる。現場条件に合わせて適切な対策を行う必要がある。

a) 密度改善：砂質土においては締固め度 D 値が平均で 95%程度（締固めⅡ）あれば、ある程度の耐震性が確保される。

b) 礫質土・砕石の使用：砕石を用いることによって、支持力改善と液状化防止に大きな効果を発揮する。砕石を用いる場合は、平均粒径（D_{50}）が 10mm 以上かつ 10%程度（D_{10}）が 1mm 以上、締固め度 90%程度以上を確保する。

c) 固化処理土（ソイルセメントや流動化処理土）の使用：現地発生土などを用いた固化処理土を管路基礎材料として用いることによって、基礎材の圧縮沈下や変形を抑制することが可能である。

注 1)　ソイルイルセメントは土にセメント又はセメントと添加剤を加えて混合した材料であり、施工においては締固めを必要とする。

注 2)　流動化処理土は土に泥水又は水と固化材を加えて混練することにより流動化させた材料であり、自硬性を有していて締固めを必要としない。

変更追記
（旧ｐ272）

③　基礎及び埋戻し材料に礫質土を用いる場合、直接管体に礫が触れて集中荷重（点支持）にならないように配慮しなければならない。

基礎材料として使用できる最大粒径は次のとおりとする。

コンクリート管類、鋼管、ダクタイル鋳鉄管、500mm 以上の強化プラスチック複合管　・・・40mm（C-40 相当）注 1)

500mm 未満の強化プラスチック複合管・・・・・・・・・20mm（C-20 相当）注 2)

注 1)　40mm を超える粒径を一部含む材料（C-40 等）については、実証実験結果からその利用における安全性が確認されているが、使用する際には、先行事例等を参考に施工するなど注意が必要である。

注 2)　C-20 は市場性から入手できない地域があるので注意する。

注 3)　再生骨材の使用については、アスファルト成分（殻）の固化による集中荷重（点支持）や製造過程で混入金属等を除去しきれない場合があるので注意が必要である。また、「建設汚泥リサイクル指針」等を参考に環境への影響についても検討する必要がある。

④　基礎材料に固化処理土を採用する場合の一軸圧縮強度 q_u は、200～500kN/m^2 とする。なお、とう性管の場合においては、固化処理土の強度が大きくなると固定支承となり、とう性管の特性を失うことになるので注意が必要である。

追記（旧ｐ272）

注 1)　流動化処理土を施工するに当たっては、急速施工や偏土圧、施工中の振動などによって、設計で想定した以上の浮力が管体に作用することが考えられるため、現場での打設層厚や浮上防止対策などの検討を行って浮力に対する安全性を確認する必要がある。

注 2)　室内配合試験や現地試験の実施の際は、パイプラインの口径や規模を勘案して、適切な配合を定める必要がある。このため、以下に示す関連技術書等を参考に実施することが望ましい。

・セメント系固化材による地盤改良マニュアル（社団法人 セメント協会）

・流動化処理土利用技術マニュアル（独立行政法人 土木研究所）

注 3)　地下水位が高い区間に固化処理土を採用する場合は、セメント分の溶出による周辺環境に与える影響に注意が必要である。

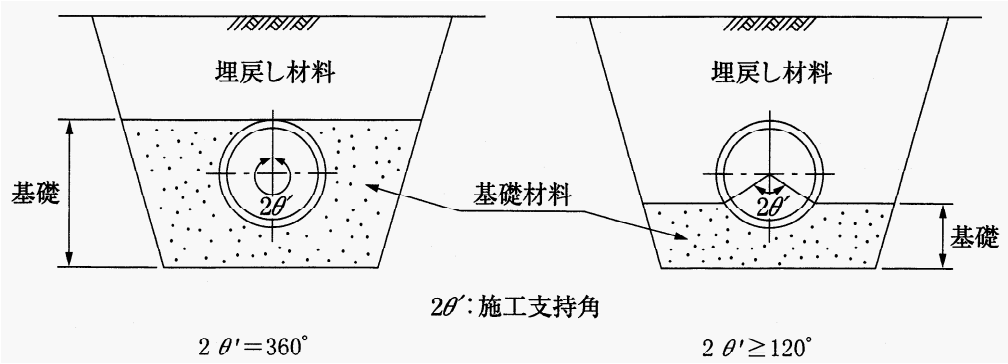
⑤　硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管、ガラス繊維強化ポリエチレン管の基礎材は砂質土を基本とする。

新規追記（旧ｐ272）

⑥　管体の埋戻しにおいて、現場発生土が埋戻し材料として不適な場合、良質土（購入土等）で埋戻しする。

なお、とう性管の施工支持角は、スパングラー（Spangler）水平土圧の理論（管側材料は同一材料）及び設計の簡略化のため $2\theta' = 360°$ とする。

SIPsystem



(a)　とう性管　　(b)　不とう性管

図-9.2.8　基礎及び埋戻し材料の区分

追記（旧273）



図-9.2.9　流動化処理土施工状況（事例）

9.3 荷　重

構造設計に当たっては、土圧、活荷重、軌道荷重、管体の自重、管内水重、基礎反力、内水圧及びその他の荷重を適切に定める。

埋設した管体に作用する荷重は、地形、地盤の状態、基礎の構造、横断施設の状態、パイプラインの水理条件や使用条件、使用する管の種類、口径、継手の構造及び施工方法等に応じて合理的に決定する。

なお、内水圧以外の荷重は、管断面に曲げモーメントを生じ、管断面全体に引張力を生じる内水圧とは性格が異なるので、これらを総称して本技術書では便宜的に外圧と呼ぶ。この場合、管内水重は外圧となる。

管体の横断方向の検討を行う場合、管体に作用する荷重の組み合わせは、原則的に**表-9.3.1** により想定される組み合わせを選ぶ。

表-9.3.1　構造計算に用いる荷重の組み合わせ

荷　重		不とう性管		とう性管			
		構造計算		構造計算		たわみ量計算	
		常時	施工時[注1)]	常時	施工時[注2)]	常時	施工時
土　圧	鉛直方向	○	○	○	○	○	○
	水平方向	○	○	○	○	※	※
活荷重	鉛直方向	○	—	○	—	○	—
	水平方向	○	—	○	—	※	—
軌道荷重	鉛直方向	○	—	○	—	○	—
	水平方向	○	—	○	—	※	—
上載荷重[注3)]	鉛直方向	○	—	○	—	○	—
	水平方向	○	—	○	—	※	—
施工時荷重[注3)]	鉛直方向	—	○	—	○	—	○
	水平方向	—	○	—	○	—	※
管体自重	鉛直方向[注4)]	△	△	○	○	○	○
	水平方向	—	—	○	○	※	※
管内水重	鉛直方向	○	—	○	—	○	—
	水平方向	—	—	○	—	※	—
基礎反力	鉛直方向	○	○	○	○	—	—
内水圧	全方向	○	—	○	—	—	—

注　1）不とう性管の施工時の構造計算においては、安全率を破壊荷重の場合は1.33、ひび割れ荷重の場合は1.0とする。

2）とう性管の施工時の構造計算においては、管体の許容応力は常時の5割増し、若しくは降伏点荷重のうちいずれか小さい値とする。なお、通常施工時の条件で管種が定まることのないよう、施工方法等を検討することが望ましい。

3）**「9.3.4 その他の上載荷重」**による。

4）不とう性管の最大曲げモーメントの計算に当たっては、管体の自重の要素はP_C及びH_Cの値の中に含まれており、加算する必要はないので△とした。また、強化プラスチック複合管についても同様であるので注意を要する。

5）※はとう性管のたわみ量計算において水平荷重は考慮されている。

SIPsystem

9.3.1 土　圧

(1) 布設の状態

埋設管にかかる土圧は、その布設の状態及び管が不とう性か、とう性かで伝達される力が異なるため、それぞれに応じた土圧公式を適用する。まず、その布設の状態によって、**図-9.3.1** のように区分される。

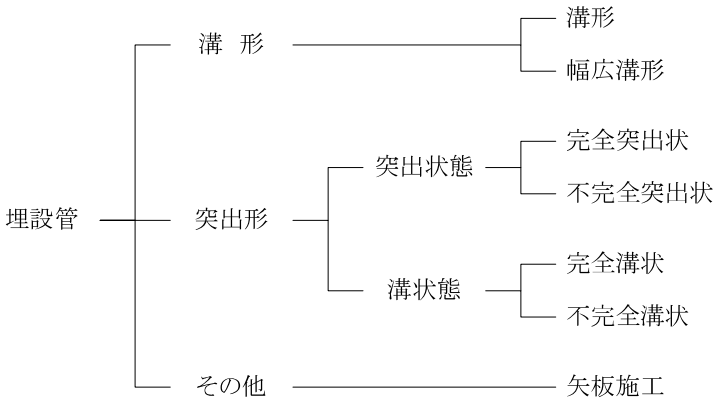


図-9.3.1　布設の状態

a. 溝　形

崩れないあるいは乱れていない現地盤に溝を掘り、それに管体を布設する場合を溝形と分類する。(**図-9.3.2** 参照)

ここで溝幅を広く施工した場合、後述する公式から明らかなように鉛直土圧は溝幅の関数となっており、その値は溝幅に比例して大きくなっていく。ただし、理論的には突出形の場合より大きな圧力は作用しない。したがって、溝形の鉛直土圧の上限は突出形の鉛直土圧の値とし、これを超える場合は幅広溝形と区別して突出形の値とする。

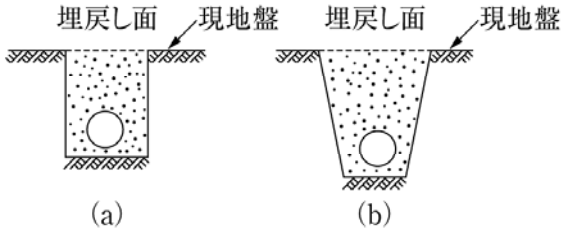


図-9.3.2　溝形の埋設の状態

b. 突出形

管頂が現地盤上に突き出るような浅い基礎の上に布設され、盛土で覆われる場合を突出形と分類する。なお、管頂が現地盤より低く布設され、その上を盛土で覆われる場合もあるが（この場合、分類すれば逆突出形となる)、この場合、鉛直土圧は一般に溝形より大きく、突出形より小さくなる。このような場合は、実際には極めてまれである。(**図-9.3.3** 参照)

SIPsystem

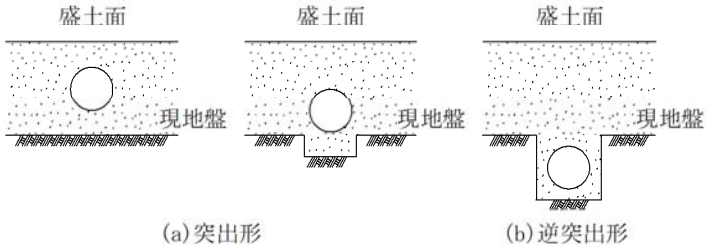


図-9.3.3 突出形の埋設の状態

①突出状態と溝状態

突出形で布設されている場合、一般に管頂上部の盛土と管体側面の盛土の沈下状態は異なる。すなわち、管頂上部の盛土の沈下量が管体側面の盛土の沈下量より小さい場合と大きい場合とがある。前者を突出状態、後者を溝状態と分類する。(**図-9.3.4** 参照)

この場合、一般に不とう性管を布設した場合に突出状態、とう性管を布設した場合に溝状態となる。

②完全突出状(完全溝状)と不完全突出状(不完全溝状)

等沈下面が盛土面と一致する(若しくは、盛土面より上にある)場合を完全突出状(完全溝状)、等沈下面が盛土面より低い場合を不完全突出状(不完全溝状)に分類する。

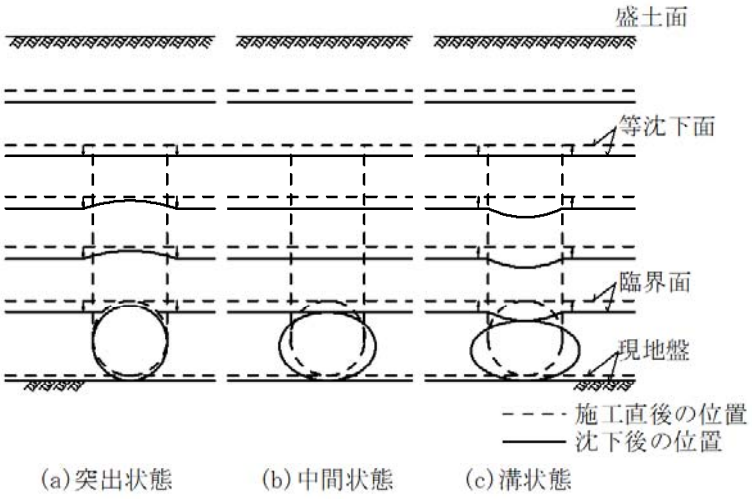


図-9.3.4 突出形の挙動の状態

c. 矢板を施工する場合

管体布設に当たり矢板を施工し、埋戻し後引抜くような施工をする場合は溝形とは異なるので、その他の場合として、ここでは矢板施工と分類する。

(2) 土圧の分布

土圧の分布は次のように分類する。すなわち、鉛直土圧は管外径 D_c を頂面に投影した範囲に均等に分布するものとし、底面に生じる反力は基礎の支持角 2θ の基礎内に均等に分布するもの

SIPsystem

と仮定する。側面水平土圧については、不とう性管は台形分布、とう性管は放物線分布するものと仮定する。(**図-9.3.5** 参照)

最近、簡易たて込み矢板により土留めを行う場合が多いが、この場合並びに片側矢板・片側素掘りの場合においても矢板施工とみなして土圧の算定を行う。なお、片側素掘りの場合は、仮想矢板が掘削法面の中央にあるものとして土圧を算定する。

表示変更（旧ｐ277）

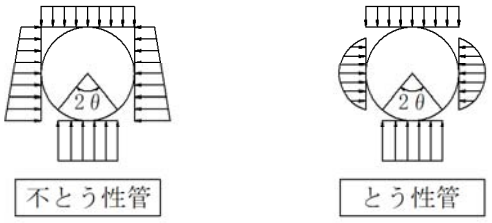


図-9.3.5 土圧の分布

(3)不とう性管の土圧公式

前項(1)で説明したように、それぞれの布設の状態について、各々に適合した土圧公式を適用する。不とう性管は次の土圧公式を使用する。(**図-9.3.6** 参照)

鉛直土圧
- 溝　　形　$W_v = C_d \cdot \gamma \cdot \dfrac{B^2}{D_c}$　(マーストン公式) ‥‥‥‥‥‥ (9.3.1)
- 突 出 型　$W_v = C_c \cdot \gamma \cdot D_c$　(マーストン公式) ‥‥‥‥‥‥ (9.3.2)
- 矢板施工　$W_v = \gamma \cdot H \cdot \dfrac{B_b}{D_c}$ ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ (9.3.3)

水平土圧　$P_h = K \cdot \gamma \cdot h$　(ランキン公式) ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥ (9.3.4)

ここに、

W_v ：埋戻し土又は盛土によって管体に加わる鉛直土圧（kN/m^2）

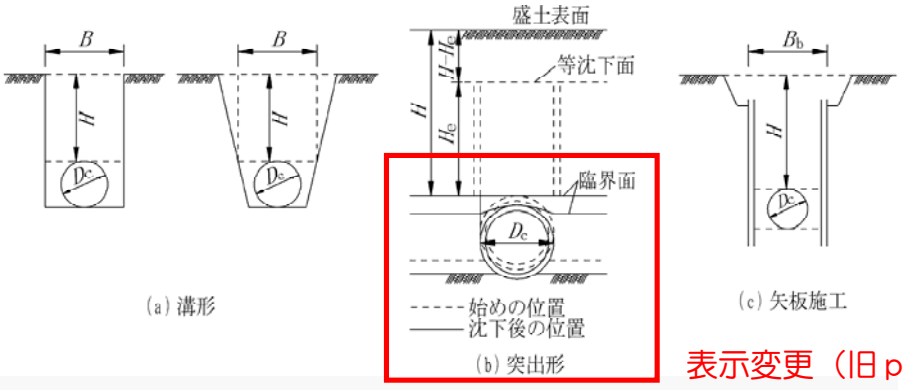
P_h ：埋戻し面又は盛土面からの深さ h の点の管体側壁に加わる水平土圧（kN/m^2）

B ：管頂における溝幅（m）

B_b ：矢板中心溝幅（m）

D_c ：管外径（m）

γ ：埋戻し土又は盛土の単位体積重量（kN/m^3）



表示変更（旧ｐ278）

図-9.3.6　土圧計算に用いる諸元

C_d　：溝形の場合の土圧係数（**図-9.3.7** 参照）

$$C_d=\frac{1-e^{-2K\cdot\mu'(H/B)}}{2K\cdot\mu'} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.5)$$

C_c　：突出形の場合の土圧係数（**図-9.3.8**(a)～(c)参照）

$H \leqq H_e$ のとき（完全突出状）

$$C_c=\frac{e^{2K\cdot\mu(H/D_c)}-1}{2K\cdot\mu} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.6)$$

$H > H_e$ のとき（不完全突出状）

$$C_c=\frac{e^{2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-1}{2K\cdot\mu}+\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)e^{2K\cdot\mu(H_e/D_c)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.7)$$

上式の H_e は次式から求める。

$$\frac{e^{2K\cdot\mu(H_e/D_c)}-1}{2K\cdot\mu}\left\{\frac{1}{2K\cdot\mu}+\left(\frac{H}{D_c}-\frac{H_e}{D_c}\right)+\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\right\}$$

$$+\frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D_c}\right)^2+\frac{\gamma_{sd}\cdot P}{3}\left(\frac{H}{D}+\frac{H_e}{D_c}\right)e^{2K\cdot\mu(H_e/D_c)}$$

$$-\frac{1}{2K\cdot\mu}\cdot\frac{H_e}{D_c}-\frac{H}{D_c}\cdot\frac{H_e}{D_c}=\gamma_{sd}\cdot P\cdot\frac{H}{D_c} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.8)$$

H　：埋戻し面又は盛土面から管頂までの深さ（m）

H_e　：等沈下面から管頂までの深さ（m）

K　：ランキンの主働土圧係数、$K=\dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$

μ　：埋戻し土の内部摩擦係数、$\mu=\tan\phi$

μ'　：埋戻し土と地山の摩擦係数、$\mu'=\tan\phi'$（≒ μ として差支えない）

ϕ　：埋戻し土の内部摩擦角（°）

ϕ'　：埋戻し土と溝側面の摩擦角（°）

h　：埋戻し面又は盛土面からの深さ（m）

P　：突出形における突出比、$P=x/D_c$（通常、$P=1.0$）

x　：管頂から地盤面までの深さ（m）

γ_{sd}　：沈下比（**表-9.3.2** 参照）

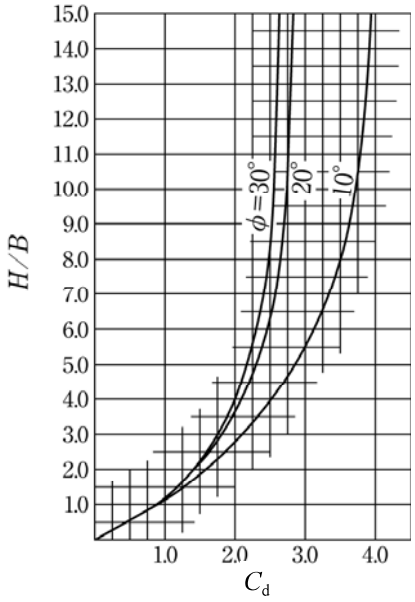
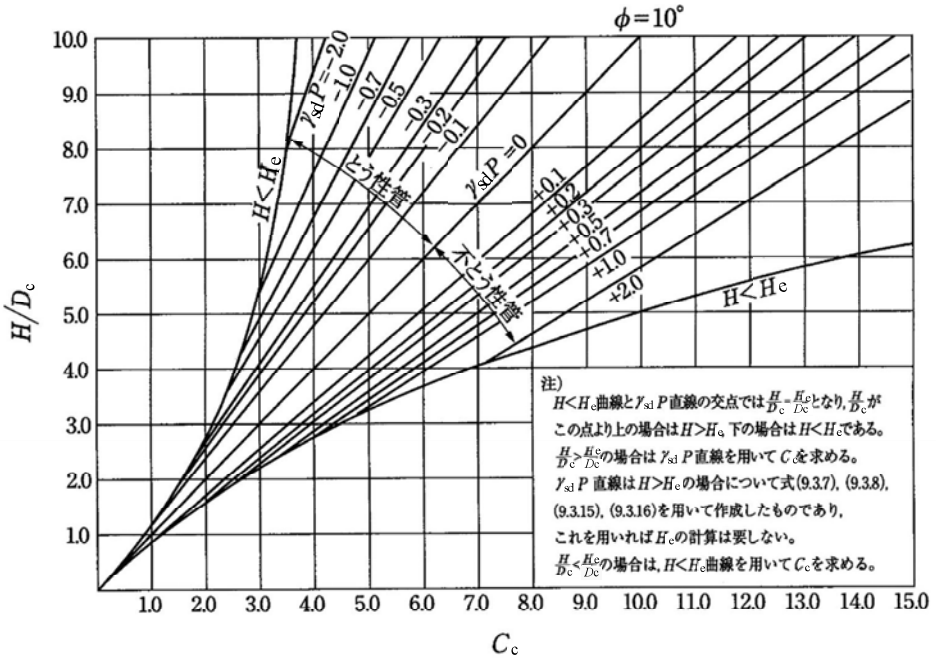
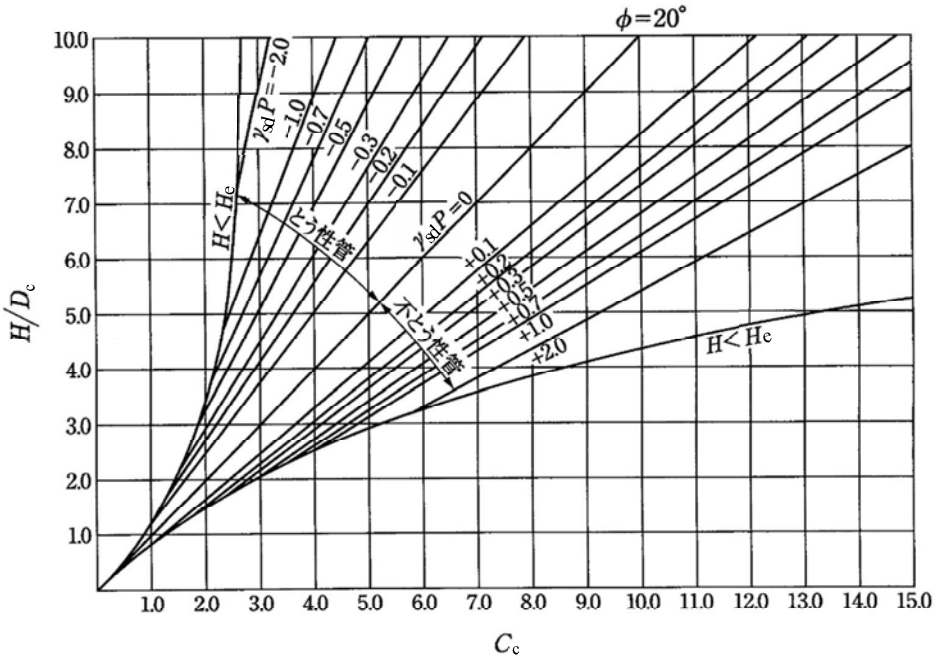


図-9.3.7　溝形の場合の土圧係数



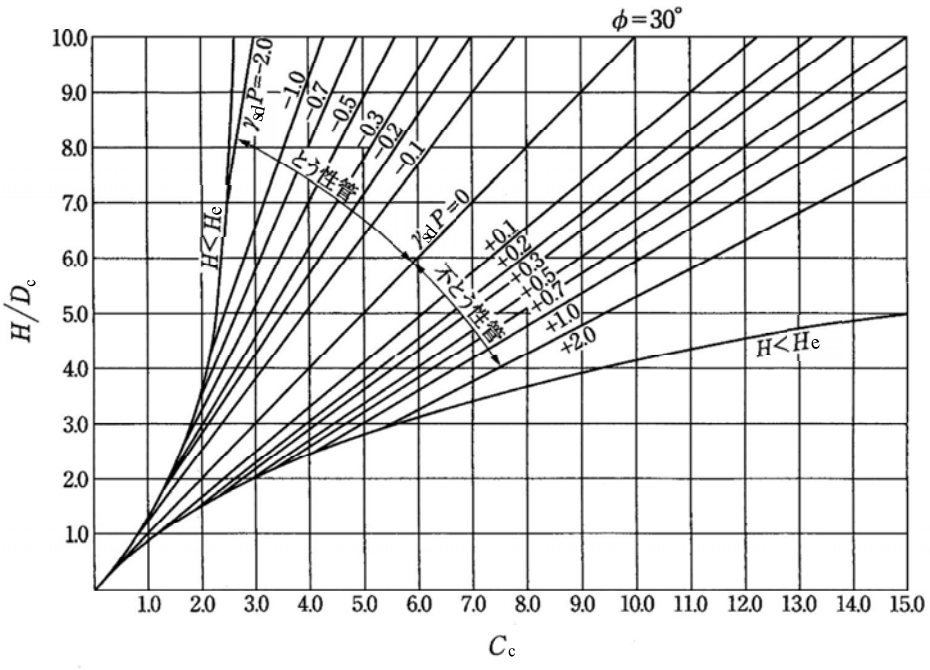
(a)　φ10°の場合



(b)　φ20°の場合

図-9.3.8(1/2)　突出形の場合の土圧係数

SIPsystem



(c)　φ30°の場合

図-9.3.8(2/2)　突出形の場合の土圧係数

表-9.3.2　沈下比の標準値γ_{sd}

管　種	地　盤　の　状　態	突出形
不とう性管	岩	＋1.0
	普　通　地　盤	＋0.7
	軟　弱　地　盤	＋0.2
とう性管	締固めⅠの管体側面埋戻し土	−0.1
	締固めⅡの管体側面埋戻し土	0

注)　締固めの区分は、**表-9.4.6** の注)を参照のこと。

不とう性管における土圧公式使用上の注意事項は、次のとおりである。

① 鉛直土圧公式には、マーストン（Marston）公式のほかヤンセン（Janssen）公式、フリューリング（Frühling）公式等がある。

② マーストン公式による土圧計算では管に作用する鉛直土圧は、公式から明らかなように同一の埋設深さの場合、一般に溝形の方が小さく、突出形に近づくにつれて大きくなり、理論的に突出形の場合よりも大きな圧力は作用しない。したがって、最も有利な埋設方法は溝形であるが、溝形においては溝幅の大きい幅広溝形の場合には溝形と考えるよりは、突出形と考えた方が小さい土圧となる。このため、溝形の場合には突出形としたときの土圧と比較していずれか小さい値をもってその管に作用する鉛直土圧とする。

③ 溝掘削に当たり土留工として矢板を施工する場合は、矢板の引抜き時に現地盤と埋戻し土との間に縁切れが生じ、摩擦力がなくなることから大きい鉛直土圧が管体に働くことになる（**図-9.3.6**(c)参照）。したがって、矢板を施工する時の鉛直土圧は**式(9.3.3)**から求める。ただし、この場合も突出形の値を上限値とする。

④ 簡易たて込み矢板及び片側矢板工法については、矢板施工として土圧を算定する。

SIPsystem

(4) とう性管の土圧公式

とう性管の場合は、次の土圧公式を使用する。(**図-9.3.9** 参照)

鉛直土圧

$H \leqq 2.0\,\mathrm{m}$　　$W_v = \gamma \cdot H$　　(垂直土圧公式) ‥‥　(9.3.9)

$H > 2.0\,\mathrm{m}$　溝　形　$W_v = C_d \cdot \gamma \cdot B$　(マーストン公式)‥　(9.3.10)

突出型　$W_v = C_c \cdot \gamma \cdot D_c$　(マーストン公式)‥　(9.3.11)

矢板施工　$W_v = \gamma \cdot H$　　(垂直土圧公式) ‥‥　(9.3.12)

水平土圧 $P_v = \dfrac{1}{F_1} \cdot \dfrac{e'}{R} \cdot \dfrac{\Delta X_1}{2}$　(スパングラー公式) ‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥‥　(9.3.13a)

ここに、

C_c ：突出形の場合の土圧係数 (**図-9.3.9**(a)参照)

$H \leqq H_e$ のとき (完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu (H/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.14)$$

$H > H_e$ のとき (不完全溝状)

$$C_c = \frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.15)$$

上式の H_e は次式から求める。

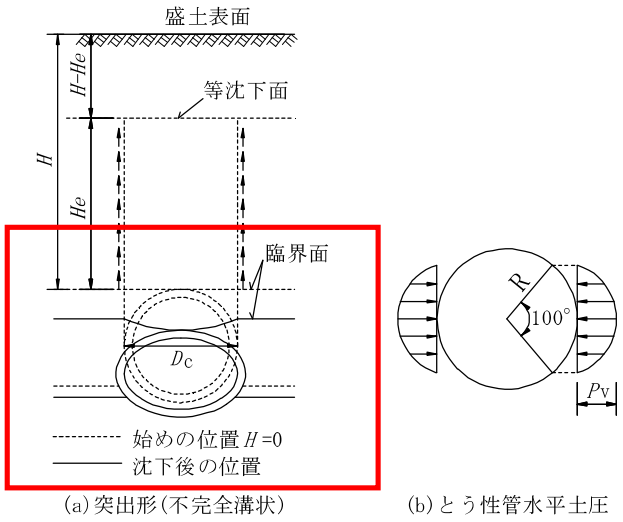
$$\frac{e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)} - 1}{-2K \cdot \mu} \left\{ \frac{1}{2K \cdot \mu} - \left(\frac{H}{D_c} - \frac{H_e}{D_c} \right) - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \right\}$$

$$- \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{D_c} \right)^2 - \frac{\gamma_{sd} \cdot P}{3} \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D_c} \right) e^{-2K \cdot \mu (H_e/D_c)}$$

旧 p 282

Dcへ修正　R3年12月度正誤表で提示

$$- \frac{1}{2K \cdot \mu} \cdot \frac{H_e}{D_c} + \frac{H}{D_c} \cdot \frac{H_e}{D_c} = - \gamma_{sd} \cdot P \cdot \frac{H}{D_c} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.16)$$



表示変更
(旧 p 282)

(a) 突出形 (不完全溝状)　　(b) とう性管水平土圧

図-9.3.9　とう性管の土圧分布

P_v　：管体側面中心に作用する水平土圧（kN/m^2）（**図-9.3.9**(b)参照）

e'　：基礎材の反力係数（kN/m^2）

e'は土質、施工法、現地条件等によって異なるので、たわみ量の測定、土質試験等を実施してその適正値を用いる。ただし、特に大口径の管路、大規模な工事、軟弱な粘性土等の特殊な土質以外では、**9.4.4**(5)を参考にして設計を行うことができる。

F_1　：変形遅れ係数（**表-9.4.9** 参照）

R　：管厚中心半径（m）

ΔX_1　：水平たわみ量（m）（**式 (9.4.9b)**のうち、鉛直土圧によるたわみ量）

W_v、B、D_c、γ、C_d、H、K、μ、P、γ_{sd}：前項(3)参照。

とう性管における土圧公式使用上の注意事項は、次のとおりである。

① 地表面から管頂までの埋戻し深さが 2.0mまでは、溝形、突出形あるいは矢板を施工するか否かにかかわらず、垂直土圧公式を用いる。

② 埋戻し深さHが 2.0mを超える場合には、マーストン公式(溝形、突出形)によることを基本とする。

ただし、H＞2.0mでマーストン公式による土圧がH＝2.0mの垂直土圧公式による土圧より小さい場合は、H＝2.0mの垂直土圧公式による土圧を採用するものとする(**図-9.3.10** 参照)。溝形においては溝幅の大きい幅広溝形の場合には溝形と考えるよりは、突出形と考えた方が小さい土圧となる。このため、溝形の場合には突出形としたときの土圧と比較して、いずれか小さい値をもってその管に作用する鉛直土圧とする。

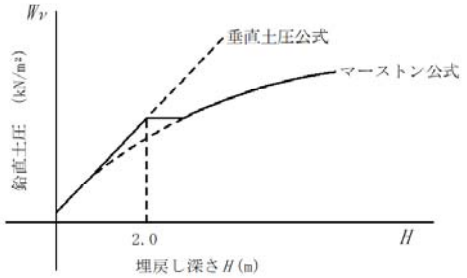


図-9.3.10　土圧公式の適用範囲

③ 矢板を施工する場合は、矢板を引抜くと現地盤と埋戻し土との間に縁切れが起こることは不とう性管と同じであるが、とう性管の場合管体のたわみが生じ、このたわみが埋戻し土の沈下に影響することから、鉛直土圧としては、管の外径幅についてのみ考慮する。

④ とう性管の場合の水平土圧はスパングラー公式の**式(9.3.13a)**で求め、その土圧分布は管体側面に管中心 100° の範囲で放物線状に発生する。(**図-9.3.9**(b)参照)

ただし、スパングラー式の適用限界は 15mまでとされている。これ以上の場合は、構造物の目的、規模等に応じた設計条件をもとに各種土圧計算式（例えば、グランドアーチの形状を考慮した等）との比較検討を行って適用するものとする。

⑤ 簡易たて込み矢板及び片側矢板工法については、不とう性管の場合と同様、矢板施工として土圧を算定する。

SIPsystem

〔参考〕逆突出形の鉛直土圧公式

逆突出形は極めてまれなケースであるが、この場合の鉛直土圧公式は次のとおりである。

不とう性管

$$W_v = C_n \cdot \gamma \cdot \frac{B^2}{D_c} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参1)$$

とう性管

$$W_v = C_n \cdot \gamma \cdot B \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参2)$$

ここに、

C_n ：土圧係数

完全逆突出形

$$C_n = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu (H/B)}}{2K \cdot \mu} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参3)$$

不完全逆突出形

$$C_n = \frac{1 - e^{-2K \cdot \mu (H_e/B)}}{2K \cdot \mu} + \left(\frac{H}{B} - \frac{H_e}{B}\right) e^{-2K \cdot \mu (H_e/B)} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参4)$$

ただし、逆突出形の場合は、突出形の場合の土圧と比較し、突出形の場合の方が小さければ、突出形として計算する。

上式の H_e は**式(9.3.参5)**から求める。

He′へ修正 R3年12月度正誤表で提示
旧ｐ2282

$$\frac{e^{-2K \cdot \mu \frac{H'_e}{B}} - 1}{-2K \cdot \mu} \cdot \left(\frac{H'}{B} - \frac{H'_e}{B} - \frac{1}{2K \cdot \mu}\right) - \frac{H'_e}{B} \cdot \left(\frac{H'}{B} - \frac{H'_e}{B} + \frac{H_e}{2 \cdot B} - \frac{1}{2K \cdot \mu}\right)$$

$$= \frac{2}{3} \cdot \gamma_{sd} \cdot P' \left\{ \frac{e^{-2K \cdot \mu \cdot \frac{H'_e}{B}} - 1}{-2K \cdot \mu} + \left(\frac{H'}{B} - \frac{H'_e}{B}\right) \cdot e^{-2K \cdot \mu \cdot \frac{H'_e}{B}} \right\} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参5)$$

ここに、

W_v、B、D_c、K、H、μ ：前出　ここに、

H' ：盛土面から現地盤面までの深さ（cm）

$H' = H - p' \cdot B$

H'_e ：等沈下面から現地盤面までの深さ（cm）

$H'_e = H_e - p' \cdot B$

p' ：逆突出比 $P' = \dfrac{x_1 + x_2}{2 \cdot B}$（**図-9.3.参2**参照）

γ_{sd} ：沈下比 $\gamma_{sd} = \dfrac{S_g - (S_d + S_f + d_c)}{S_d}$（**表-9.3.参1**参照）

表-9.3.参1　逆突出形の場合の沈下比の標準値 γ_{sd}

管　種	地　盤　の　状　態	沈下比 γ_{sd}
不とう性管	岩 普　通　地　盤 軟　弱　地　盤	−0.3
とう性管	締固めⅠの管体側面埋戻し土 締固めⅡの管体側面埋戻し土	0

注）　締固めの区分は、**表-9.4.6** の注）を参照のこと。

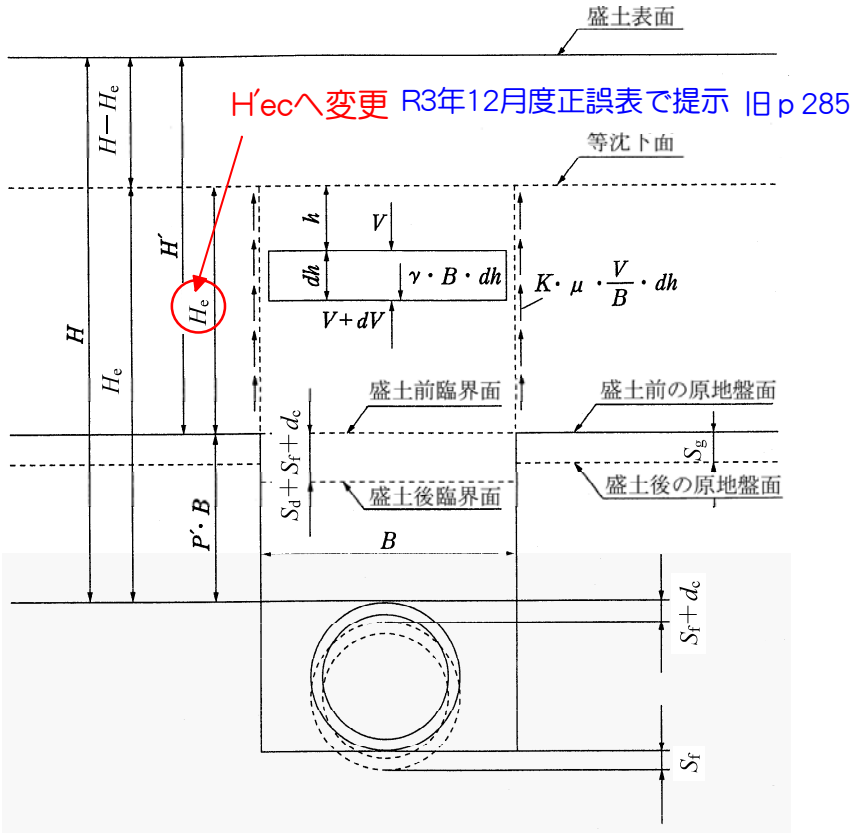


図-9.3.参1　逆突出形の場合の力の作用状態と変形状態

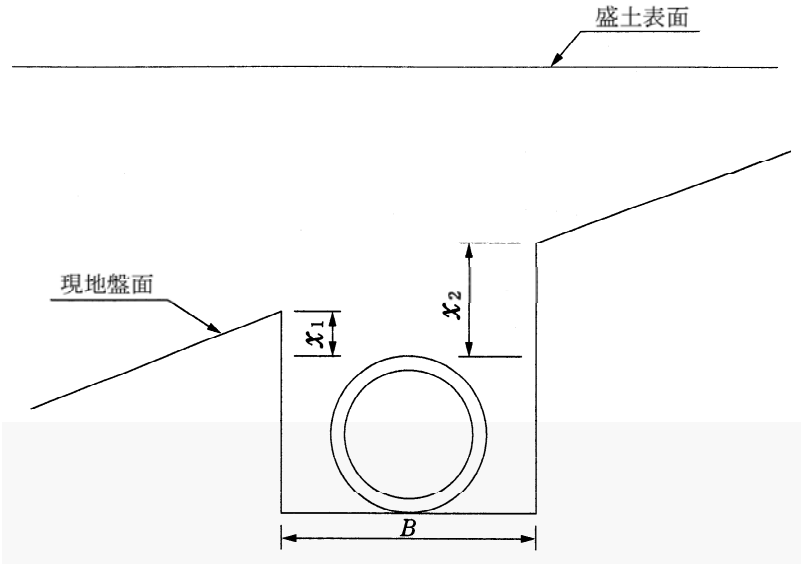


図-9.3.参 2　逆突出比

SIPsystem

9.3.2　活荷重

活荷重としては、群集荷重又は自動車荷重を考慮する。これらの活荷重によって、埋設管に鉛直荷重と水平荷重が作用する。

(1)群集荷重による鉛直荷重

群集荷重により管頂部に加わる鉛直荷重は、**表-9.3.3** の値を標準とする。

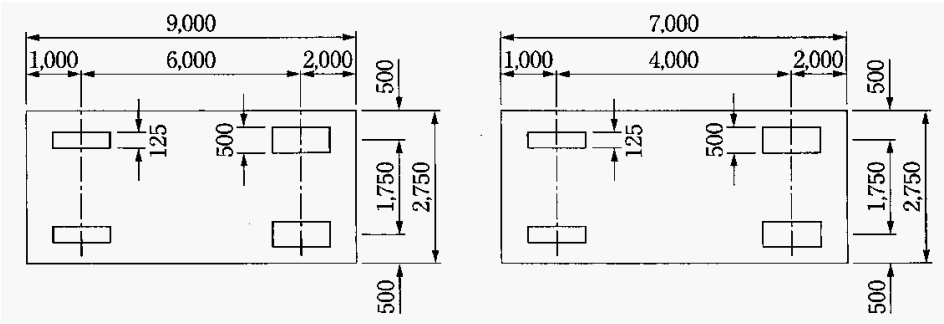
表-9.3.3　群集荷重による鉛直荷重

	群集荷重による鉛直荷重W_M (kN/m^2)
路面等で大型自動車が入る場合	5
大型自動車が入らない耕作道	3
公　道　の　歩　道	5

(2)自動車荷重による鉛直荷重

a.一般事項

自動車荷重は、公道及び道路構造令に準拠する農道下では25tf、その他の道路では現場条件に応じて適切な自動車荷重により設計する。(**図-9.3.11**、**表-9.3.4** 参照)



(T-25)　　(T-20、T-14、T-10)

図-9.3.11　自動車荷重（寸法の単位：mm）

表-9.3.4　自動車荷重及び車両占有幅

荷　重	総重量（kN）	前輪荷重（kN）	後輪荷重（kN）	車両占有幅（m）
T－25	245	22.5	100	2.75
T－20	196	20	78	2.75
T－14	137	13.5	55	2.75
T－10	98	10	39	2.75

b.自動車荷重による鉛直荷重

自動車荷重は、輪荷重が接地幅0.2mで自動車の進行方向にのみ45°に分布するものとし、それと直角方向には自動車が制限なく載荷されることを考慮して、車両占有幅の範囲に分布するものとする。

$$W_W=\frac{P\cdot\beta}{W}=\frac{P\cdot\beta}{0.2+2h} \quad \cdots\cdots\cdots\

$$P=\frac{2\times\text{後輪荷重}}{\text{車両占有幅}}\times(1+i) \quad \cdots\cdots (9.3.18)$$

ここに、

W_W ：輪荷重による鉛直荷重（kN/m²）

P ：進行直角方向単位長さ当たりの後輪荷重（kN/m）

β ：断面力の低減係数

W ：後輪荷重の分布幅（m）

h ：土かぶり（m）

i ：衝撃係数

表-9.3.5 断面力の低減係数

荷重条件	低減係数 β
T-25	0.9
T-20 以下	1.0

表-9.3.6 衝撃係数（自動車荷重）i の標準値

道路の状態＼土かぶり深さ(m)	1.5 未満	1.5～2.5 未満	2.5 以上
未舗装道路	0.4	0.3	0.2
コンクリート及び アスファルト舗装道路	0.3	0.2	0.1

歩道下縦断埋設管の位置が、車道幅員から 45° の影響線より上部（管の 90° 範囲を含まず）にある場合は、群集荷重のみを適用する。また、埋設管の位置が車道幅員から 45° の影響線より下部（管の 90° 範囲を含み）にある場合は、自動車荷重を適用する。

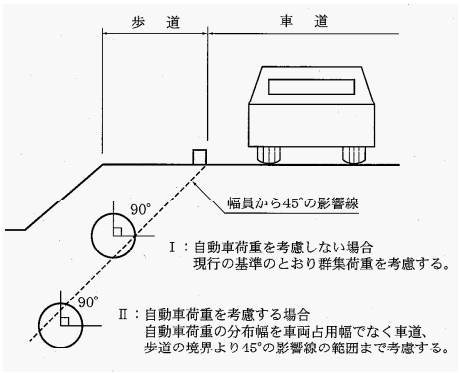


図-9.3.12 路肩及び歩道下に縦断埋設する場合の自動車荷重の影響

(3)活荷重による水平荷重

水平荷重はスパングラーの解析を採用し、その作用分布は管中心 100° の間で放物線に分布する。算定式は**式(9.3.13b)**による。

なお、不とう性管の場合は、水平土圧（ランキン公式で算定　**式(9.3.4)**）と同様に取扱うものとする。

$$P_w=\frac{1}{F_2}\cdot\frac{e'}{R}\cdot\frac{\Delta X_2}{2} \quad \cdots\cdots (9.3.13b)$$

ここに、

P_w ：活荷重による水平荷重（kN/m²）

F_2 ：活荷重による変形遅れ係数（ここでは、1.0 とする）

SIPsystem

ΔX_2　：水平たわみ量（m）（**式(9.4.9c)**のうち、活荷重によるたわみ量）
e'　　：反力係数（kN/m^2）（「**9.4.4　とう性管の管種選定**」の(5)参照）
R　　：管厚中心半径（m）

9.3.3　軌道荷重

軌道荷重による鉛直荷重は、線別標準活荷重とレール、枕木、道床等の上載荷重である。上載荷重の算出に当たっては、一般的には協議事項となるため管理者と協議して決定する必要がある。参考資料としては、鉄道構造物等設計標準・同解説（国土交通省鉄道局監修・(財）鉄道総合技術研究所編）がある。

9.3.4　その他の上載荷重

(1)上載荷重

埋設管上に働く上載荷重は単位面積当たりの鉛直荷重に換算し、これをW'_V(kN/m^2)とする。

上載荷重による水平荷重については、土圧と同様に取扱う。

ここでいう上載荷重の代表的なものは、次の2荷重である。

a. 宅地荷重

パイプライン路線上で将来宅地等になることが予想される場合には、宅地荷重を考慮する。

表-9.3.7　宅地荷重

荷　重　条　件	宅　地　荷　重　W_R
宅地及び宅地見込地であって建築物が連担し、又は連担すると見込まれる所にある場合。	20kN/m^2
当該土地について地権者の建築計画がある等、宅地見込地に準じる現況農地林地であって建築物が連担する見込みがない場合。	15kN/m^{2}の荷重とし、土かぶりH(m)により45°分布で低減させるものとし、**式(9.3.19)**によるものとする。

$$W_R = \frac{1,470}{(9.05+2H)\cdot(10.86+2H)}\ (\mathrm{kN/m^2}) \cdots\cdots (9.3.19)$$

b. 雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、その地方の実情に応じて適切な値を定めるものとする。積雪の単位体積重量は、一般的には 3.5kN/m^3 に積雪深を乗じて求める採用例が多い。ただし、群集荷重と比較して大きいほうを採用する。また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は1.0kN/m^{2}を見込む。

豪雪地域においては、雪荷重と宅地荷重の組み合わせを行う場合がある。

(2)施工時荷重

施工機械による荷重は、パイプライン布設後に道路工事やほ場整備等の工事で自動車荷重以外の施工機械の使用が想定される場合に考慮する。なお、パイプラインの工事においてブルドーザにより埋戻し転圧をする場合については、仮設として許容応力の割増しや安全率の割増しなどがあるため、設計条件より危険にならないので、特に安全性を検討する必要はない。

施工機械によって埋設管に作用する鉛直荷重は、**式(9.3.20)**によって求める。

SIPsystem

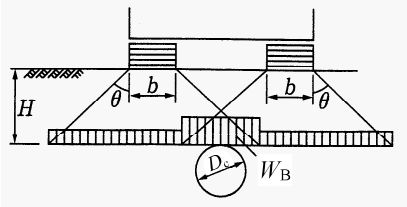


図-9.3.13　施工時荷重（ブルドーザの例）

$$W_B = n \cdot q_B (1+i)\left(\frac{b}{b+2H \cdot \tan\theta}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.20)$$

ここに、

W_B　：施工機械による鉛直荷重（kN/m^2）
H　：埋戻し面から管頂までの深さ（m）
i　：衝撃係数
q_B　：施工機械の接地圧（kN/m^2）
b　：クローラ幅（m）
θ　：荷重の土中への分散角度（°）（一般の土質では 45° としてよい）
n　：一つのクローラのみ作用する場合 $n=1$、両方のクローラが作用する場合 $n=2$ とする。

水平荷重は、活荷重と同様に取扱う。

キャタピラ→クローラに名称変更（旧ｐ290）

表-9.3.8　ブルドーザ諸元

ブルドーザ規格	接地圧 q_B (kN/m^2)	クローラ幅 b (m)	クローラ間隔 L (m)	衝撃係数 i
3 ton 級	32	0.30	1.19	普通地盤 $i=0.0$ 軟弱地盤 $i=0.2$
6 ton 級	45	0.35	1.42	
8 ton 級	47	0.41	1.54	
11 ton 級	57	0.46	1.88	
15 ton 級	59	0.51	1.88	

9.3.5　管体の自重及び管内水重

管体の強度の検討に当たっては、管体の自重及び管内水重を考慮する。ただし、不とう性管及び強化プラスチック複合管は、管体の自重の要素を内圧及び破壊荷重の中に含んでいるので、別途加算する必要はない。

(1) 自重

表-9.3.9　管体の自重

管区分	検討方向	考慮する	考慮しない
不とう性管	横断方向	−	○
	縦断方向	○	−
とう性管	横断方向	○*	−
	縦断方向	○	−

注）＊印は強化プラスチック複合管の場合は、P_c、H_c の値に含まれているため考慮しなくてもよい。

SIPsystem

管体自重が示されていない場合は、管体の単位体積重量（**表-9.4.8** 参照）を用いて算出する。

(2) 水重

表-9.3.10　管体の水重

管　区　分	検討方向	考慮する	考慮しない
不とう性管	横断方向	○	－
	縦断方向	○	－
とう性管	横断方向	○	－
	縦断方向	○	－

(3) 水平荷重

管体の自重及び管内水重による水平荷重は、とう性管について、**式(9.3.21)**、**(9.3.25)**により算定する。

a. 管体の自重による水平荷重

$$P_p = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \cdots\cdots (9.3.21)$$

ここに、

P_p　：管体の自重による水平荷重（kN/m²）

F_1　：変形遅れ係数（**表-9.4.9** 参照）

e'　：土の反力係数（kN/m²）（「**9.4.4 とう性管の管種選定**」の(5)参照）

R　：管厚中心半径（m）

ΔX　：管体の自重による水平たわみ量（m）

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_P \cdot W_P \cdot R^4}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \quad \cdots\cdots (9.3.22)$$

適用変更
(旧ｐ291)

K_P　：基礎の支持角によって決まる係数（**表-9.4.7** 参照）

W_P　：管体の単位面積当たり重量（長さ方向1mの環片から円周方向に1mの間隔で切取ったものの重量）（kN/m²）

$$W_P = \gamma_P \cdot t \quad \cdots\cdots (9.3.23)$$

E_L　：管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-8.2.1** 参照）

I　：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント（m⁴/m）　EL＝0.8×Es　E=Es

$$I = t^3/12 \quad \cdots\cdots (9.3.24)$$

γ_P　：管体の単位体積重量（kN/m³）（管体の自重が示されていない場合は、**表-9.4.8** を用いて単位体積重量を求めてよい。）

t　：管厚（m）

b. 管内水重による水平荷重

$$P_0 = \frac{1}{F_1} \cdot \frac{e'}{R} \cdot \frac{\Delta X}{2} \quad \cdots\cdots (9.3.25)$$

※従来のＥは、Ｅ＝Esとなり
ELは、樹脂系管材は短期の値にクリープ係数0.8を乗じた値を用いる。（有効数字2桁（3桁目四捨五入））。
と記載（新基準書ｐ233の表8.2.1の注1）を参照。

ここに、

P_0　：管内水重による水平荷重（kN/m^2）

ΔX　：管内水重による水平たわみ量（m）

表示変更（旧ｐ292）

$$\Delta X = F_1 \cdot \frac{2K_0 \cdot w_0 \cdot R^5}{E_L \cdot I + 0.061 e' \cdot R^3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.26)$$

K_0　：基礎の支持角によって決まる係数（**表-9.4.7** 参照）

w_0　：水の単位体積重量（9.8kN/m^3）

F_1、e'、R、E_L、I　：**式(9.3.21)** による。

9.3.6　基礎反力

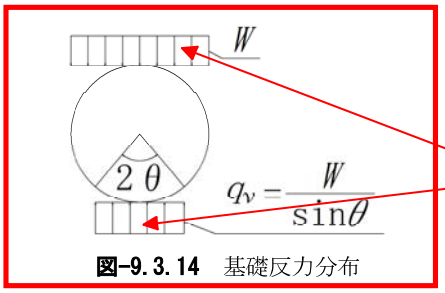
管体の基礎に生じる実際の反力の推定は困難であるが、一般に管体の支持角内の基礎面に等分布するものと仮定する。

さらに、基礎反力は基礎の支持状態によって変化するが、スパングラーの説を採用して**図-9.3.14** に示すように、ある範囲（支持角内）にだけ等分布するものと考える。

基礎反力は、基礎が固定支承でない限り必ずしも等分布とはならない。また、とう性管がたわむことによって反力分布も変わってくると考えられるが、いずれの場合も近似的に支持角内の基礎面に均等分布すると仮定する。

埋設管の安全のためには、基礎の支持角を大きくし、しかも均等な反力分布となるように考慮することが望ましい。埋設管の設計及び施工に当たっては、特にこのことに留意すべきである。

基礎の状態ごとの設計支持角の標準は、「**9.4.2　設計支持角**」で述べる。



イメージ図表記変更（旧ｐ292）

図-9.3.14　基礎反力分布

9.3.7　内水圧

管体に作用する内水圧は、静水圧に水撃圧を加算した値である。

(1) 静水圧

管体に作用する静水圧は、パイプライン形式によって異なり、一般にオープンタイプでは設計流量時の動水勾配線から求めた動水圧であり、セミクローズドタイプ及びクローズドタイプは送配水停止時の静止水位から求めた静水圧である（**図-8.3.9** 参照）。送配水方式が圧力水槽式の場合は、ポンプ停止時の圧力水槽内の最高給水圧力（ポンプの ON－OFF 制御は、この圧力点でポンプは停止するよう設定される）の水頭に換算した静止水位から求めた静水圧である。

(2) 水撃圧

管体に作用する水撃圧は、「**8.3　水撃圧の計算**」によって求める。

SIPsystem

9.3.8　その他の荷重

その他の荷重としては地震力、流水による遠心力、温度変化による荷重、管の変則荷重や浮力等が考えられるが、一般に、管路の断面設計では地震力、温度変化による荷重は特別の場合のほかは考慮しない。

浮力は、管の空虚時の浮上を検討する場合のほかは、断面設計には考慮しなくてよい。

ただし、次のような場合は下記の荷重を考慮することが望ましい。

①地震力

盛土法尻に埋設される管、管体側方に構造物があり、偏荷重がかかる場合（変則振動、沈下吸収等）。

②流水による遠心力

流速が極度に速く、管体に無視できない遠心力が働く場合。

③温度変化による荷重

やむを得ない露出配管等において、管内水と管外の温度差により荷重が発生すると考えられる場合。

④管の変則荷重

管の連続性に起因する変則荷重（道路、河川横断などの場合の縦方向の荷重）で（φ200㎜程度以下について安全率を考慮した場合）縦方向の検討を要する場合。

〔参考〕管内水圧による復元効果

農業用水は管内が空虚になることもあるので、管内水圧による復元効果は考慮しないものとする。ただし、施工中の現地試験や供用期間中の安全性を確認できれば、下記の水圧復元効果の式を考慮することもできる。

（鉛直土圧）（上載荷重）　（水重）　（管自重）

$$\Delta X=2\left(\frac{K\cdot W_v\cdot R^4+K\cdot W_v'\cdot R^4+K_0\cdot w_0\cdot R^5+K_P\cdot W_P\cdot R^4}{E_S\cdot I}\right)$$

従来のＥ＝Ｅs

（水平荷重）　（内水圧）

変更（旧ｐ293）

$$-\frac{2\times 0.061P\cdot R^4}{E_S\cdot I}-\frac{2K\cdot H\cdot \Delta X\cdot R^3}{E_S\cdot I} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.3.参6)$$

上式は 100％の復元効果を期待できる場合の考え方であるが、実際には鉛直土圧及び基礎地盤側からの反力があり、復元量は計算値までにはならないので、現地試験の結果の範囲内で考慮するものとする。その際、管材のヤング係数は短期（E_S）を用いる。

なお、最大曲げモーメント算出時においては、たわみの復元量は上向きの鉛直荷重が作用したものとして算出する。

$$\text{上向きの鉛直荷重}=H\cdot\frac{\Delta X}{R}$$

9.4　管体の横断方向の設計

管体の横断方向の設計では、管体に同時に働く内外圧の複合作用について検討し、これに対して十分安全であるように設計する。

9.4.1　横断方向に生じる曲げモーメント

管体では一般に管底部に最大曲げモーメントが生じる。種々の荷重条件と基礎の支持条件において、延長 1m当たりの管の横断面に生じる最大曲げモーメント（自由支承は管底部、固定支承はアーチの固定部）を、**表-9.4.1** 及び**表-9.4.2** に示す。

基礎の支持角を決定し、同時に作用する各設計荷重によって生じる曲げモーメントを本表を用いてそれぞれ計算すれば、その代数和が管体の横断方向に生じる最大曲げモーメントMとなる。

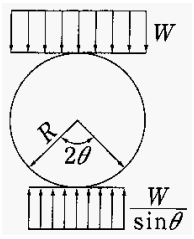
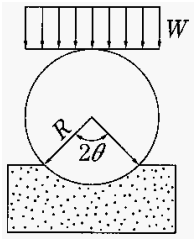
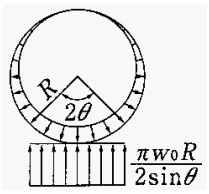
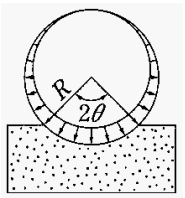
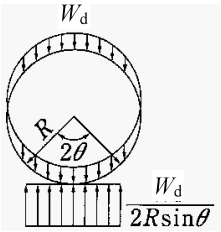
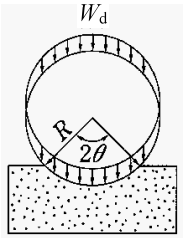
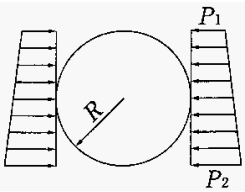
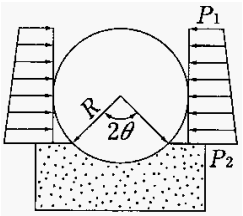
$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.1)$$

ここに、

M_1：鉛直等分布荷重による最大曲げモーメント
M_2：管内水重による最大曲げモーメント
M_3：管体自重による最大曲げモーメント
M_4：側面水平荷重による最大曲げモーメント

追記（旧ｐ293）

表-9.4.1　不とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント（単位：kN・m/m）

対象荷重	設計支持角（$2\theta°$）	自由支承 最大曲げモーメント	自由支承 荷重作用状態	固定支承 最大曲げモーメント	固定支承 荷重作用状態
鉛直等分布荷重（M_1）追記	30	$0.468WR^2$		—	
	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		$0.303WR^2$	
	120	$0.275WR^2$		$0.243WR^2$	
	180	※$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重（M_2）追記	30	$0.563w_0R^3$		—	
	60	$0.420w_0R^3$		—	
	90	$0.321w_0R^3$		$0.260w_0R^3$	
	120	$0.260w_0R^3$		$0.166w_0R^3$	
	180	※$0.220w_0R^3$		$0.055w_0R^3$	
管体自重（M_3）追記	30	※$0.179W_dR$		—	
	60	※$0.134W_dR$		—	
	90	※$0.102W_dR$		※$0.082W_dR$	
	120	※$0.083W_dR$		※$0.052W_dR$	
	180	※$0.070W_dR$		※$0.017W_dR$	
側面水平荷重（M_4）追記（旧ｐ294）	30	$-(0.104P_1+0.146P_2)R^2$		—	
	60	$-(0.104P_1+0.146P_2)R^2$		—	
	90	$-(0.104P_1+0.146P_2)R^2$		$-(0.116P_1+0.155P_2)R^2$	
	120	$-(0.104P_1+0.146P_2)R^2$		$-(0.096P_1+0.126P_2)R^2$	
	180	※$-(0.104P_1+0.146P_2)R^2$		$-(0.047P_1+0.060P_2)R^2$	

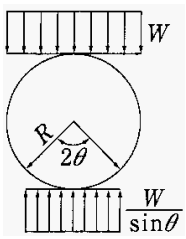
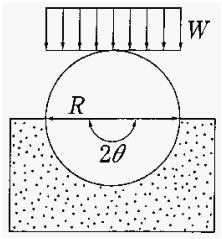
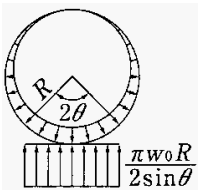
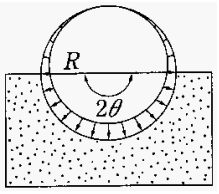
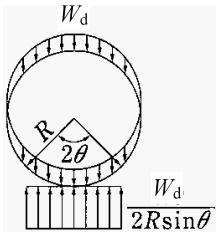
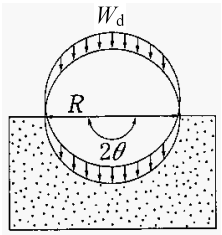
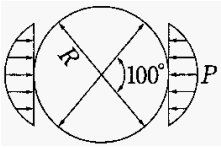
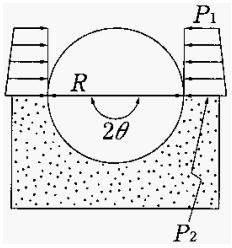
注　1）　固定支承の場合の鉛直等分布荷重のモーメント式の係数は、建設省土木研究所の模型実験等の結果に基づき、日本下水道協会が提案している値である。（JSWAS　A-1-1969 解説参照）

2）　固定支承の場合の側面水平荷重のモーメント式は、固定部を支承としたアーチとして算定した理論式である。

3）　※印は参考として掲載したものである。

SIPsystem

表-9.4.2　とう性管の横断面に生じる最大曲げモーメント（単位：kN・m/m）

対象荷重	設計支持角（$2\theta°$）	自由支承 最大曲げモーメント	自由支承 荷重作用状態	固定支承 最大曲げモーメント	固定支承 荷重作用状態
鉛直等分布荷重（M_1）追記	60	$0.377WR^2$		—	
	90	$0.314WR^2$		—	
	120	$0.275WR^2$		—	
	180	$0.250WR^2$		$0.220WR^2$	
管内水重（M_2）追記	60	$0.420w_0R^3$		—	
	90	$0.321w_0R^3$		—	
	120	$0.260w_0R^3$		—	
	180	$0.220w_0R^3$		$0.055w_0R^3$	
管体自重（M_3）追記	60	$0.134W_dR$		—	
	90	$0.102W_dR$		—	
	120	$0.083W_dR$		—	
	180	$0.070W_dR$		$0.017W_dR$	
側面水平荷重（M_4）追記（旧ｐ295）	60	$-0.166PR^2$		—	
	90	$-0.166PR^2$		—	
	120	$-0.166PR^2$		—	
	180	$-0.166PR^2$ ※を削除		$-(0.047P_1+0.060P_2)R^2$	

注 1）　固定支承の曲げモーメント式は、不とう性管と同様である。

表-9.4.1 及び**表-9.4.2** の記号は、次のとおりである。

W　：　管体の単位面積に働く鉛直荷重（kN/m²）
　　W ＝鉛直土圧+活荷重、又は軌道荷重、又はその他の上載荷重
w_0　：　水の単位体積重量（kN/m³）
W_d　：　管長 1m当たりの管体重量（kN/m）
P_1　：　管頂部における水平荷重（kN/m²）
P_2　：　管底部又は固定部における水平荷重（kN/m²）
R　：　管厚中心半径（m）

SIPsystem

P　：管体側面中央に作用する水平荷重（kN/m^2）

P＝水平土圧＋管体の自重及び管内水重＋水平活荷重、又は水平軌道荷重、又は水平その他の上載荷重

9.4.2　設計支持角

曲げモーメントの計算に用いる設計支持角について、基礎の状態を考慮して標準値を示せば次のとおりである。

(1) 土基礎の設計支持角は、**表-9.4.3** の値を標準とする。

表-9.4.3　締固めた土基礎の設計支持角（°）

土質分類 ＼ 管種 ／ 施工支持角（°）／ 日本統一分類 1)（中分類）		不とう性管		とう性管
		120 以上	180 以上	360
礫質土・砕石	{G}、{GS}、{GF}	90	120	120
砂質土	{S}、{SG} のうち小分類において (SW)、(SW-G)、(SGW)	90	120	120
	{S}、{SG} のうち小分類において (SP)、(SP-G)、(SGP)	90	90	90
	その他の {S}、{SG} のうち小分類において (S-F)、(S-FG)、(SG-F)、{SF}	60	60	90
固化処理土	−	−	−	180

注　1)　設計支持角は管体が基礎上に布設された状態において確実に均等な反力分布が期待できる範囲とし、基礎材として適当と判定された材料について、土質試験による分類に応じこの表の値を使用する。

2)　とう性管の基礎材は管底部の反力とともに管側部の反力にも有効に働かなくてはならない。スパングラーによれば、その反力は管底から管頂までの埋戻し材(基礎材)の施工状態に支配されるとしている。
この意味から、従来は基礎部、埋戻し部と区分していたものを管底から管頂まで同一の基礎材で埋戻すものとする（施工支持角は 360° となる）。なお、固化処理土の施工支持角は 180° としても良いが、管頂までの基礎材料は礫質土又は砂質土を使用する。

3)　φ300㎜ 以下の小口径管において基礎材料に ML、CL を使用する場合の設計支持角は、不とう性管 30° 、とう性管 60° とする。ただし、この場合でも管底部より下の基礎材料は礫質土又は砂質土を使用する。

4)　日本統一土質分類法の分類記号は、{　} が中分類、(　) が小分類を示す。
細粒分 5%未満の粗粒土の細分類は、W が粒径幅の広い均等係数 $U_c \geqq 10$ 、P が分級された $U_c < 10$ を示す。

5)　不とう性管の基礎材料に固化処理土を使用する場合の施工例が少ないため、採用する場合は専門技術者に相談するなどの検討が必要である。

追記（旧296）

(2) コンクリート基礎の設計支持角は、コンクリートの巻立て角をもって設計支持角とする。

9.4.3　不とう性管の管種選定

(1) 一般事項

ここで取上げる不とう性管は、遠心力鉄筋コンクリート管及びコア式プレストレストコンクリート管とする。

これらの不とう性管に、内外圧が同時に作用するとき、管のひびわれ荷重と内外圧との間に**式 (9.4.2)** の関係が一般に成立するとされている。

SIPsystem

$$\left(\frac{P_H}{P_C / S}\right)^n+\left(\frac{H_P}{H_C / S}\right)=1 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.2)$$

ここに、

P_C ：内圧が 0 のとき、破壊又はひびわれが発生する外圧線荷重（kN/m）

H_C ：外圧が 0 のとき、破壊又はひびわれが発生する内圧（MPa）

P_H ：内圧が H_P のとき、破壊又はひびわれが発生する（許容）外圧線荷重（kN/m）

H_P ：外圧が P_H のとき、破壊又はひびわれが発生する（許容）内圧（MPa）

S ：安全率（1.5 以上とする）追記（旧ｐ297）

n ：管の種類や構造等によって決まる係数

上式における n の値は、管体の材質によって変わるものであるが、コア式プレストレストコンクリート管を用いて行った実験によれば、n ＝1.5～3.0 の範囲にあるといわれている。本技術書では、遠心力鉄筋コンクリート管及びコア式プレストレストコンクリート管では n ＝1.5 を採用する。

(2)管種選定の手順

式(9.4.2)の関係をもとに安全率を考慮して管種選定を行うが、その手順は次のとおりである。

①　使用する管種を仮定し、P_C の値を求める。

P_C の値は、外圧線荷重（kN/m）で表し、それぞれ次の値を用いる。

遠心力鉄筋コンクリート管：JIS のひびわれ荷重の値を用いる。（**表-14.1.2** 参照）

コア式プレストレストコンクリート管：JIS 及び協会規格のひびわれ荷重の値を用いる。（**表-14.1.5** 参照）

②　上記で設定した管種の H_C の値は、それぞれ次の値を用いる。

遠心力鉄筋コンクリート管：JIS A 5372 の試験水圧の値を用いる。（**表-14.1.1** 参照）

コア式プレストレストコンクリート管：協会規格のひびわれ内圧の値。（**表-14.1.4** 参照）

なお、ひびわれ内圧強度はプレストレスが 0 となる時の値である。

③　仮定した管種の埋設条件から、外圧線荷重 P_H の値を求める。

管の埋設条件から管体に発生する最大曲げモーメント M（**表-9.4.1** から求める）を計算し、この最大曲げモーメント M の値を**式（9.4.3）**により線荷重に換算し P_H とする。

$$P_H=\frac{\pi \cdot M}{R}=\frac{M}{0.318R} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.3)$$

ここに、

P_H ：外圧線荷重（kN/m）

M ：外圧によって延長 1m当たりの管体に発生する最大曲げモーメント（kN・m/m）

R ：管厚中心半径（m）

なお、最大曲げモーメントの計算に当たっては、管体の自重の要素は、P_C 及び H_C の値の中に含まれており、加算する必要はない。

SIPsystem

④　仮定した管種の許容内圧H_Pの値を、**式（9.4.4）**により求める。

$$H_P=\frac{H_C}{S}\left\{1-\left(\frac{P_H}{P_C/S}\right)^n\right\}=\frac{H_C}{S}\left\{1-\left(\frac{P_H}{P_C/S}\right)^{1.5}\right\} \quad \cdots\cdots (9.4.4)$$

ここに、

S　：安全率（1.5以上）

⑤　仮定した管種の適否の判定

上記で求めたH_Pが、仮定した管種の許容される内圧である。したがって、水理設計により求められる設計水圧（静水圧＋水撃圧）がH_Pに等しいか、若しくは小さければ設定条件を満足するので、仮定した管種を使用すれば安全である。

もし、設定条件を満足しない場合は、改めて管種を仮定し、満足するまで上記の手順を繰返すことによって、最適な管種が選定できる。

9.4.4　とう性管の管種選定

(1)一般事項

とう性管は管厚中心直径の数％までたわんでも実質的に損傷を起こさない特性を有しているが、水平たわみ量ΔXが異常に大きくなると、継手部から漏水したり、管内外面に施してある塗装等の被覆に亀裂が入ったり、必要な通水断面が確保できなかったりすることとなる。

これを防止するため、とう性管ではたわみ量を制限することとして許容たわみ率を定め、管厚中心直径$2R$に対する率δ（$=\Delta X/2R\times100(\%)$）で表すこととした。

許容たわみ率は5%を標準とし、これに施工のバラツキを考慮して設計たわみ率を定める。設計たわみ率の標準は**表-9.4.6**の値とする。ここで、設計たわみ量は$\Delta X=\delta\times2R\div100$である。

したがって、とう性管の管種選定に当たっては、管材の許容応力から定まる管厚と設計たわみ率から定まる管厚を求め、その両方を満足する管種を採用する必要がある。

樹脂系管種の許容応力は、ISO 9080及びISO 1167に基づく内圧クリープ試験より確認された50年後の引張強度に安全率2.0を見込んだ値を用いる。

なお、ダクタイル鋳鉄管や鋼管では、最終管厚決定の際に口径に応じた腐食代（φ700㎜以下の管）や管厚公差余裕を見込むものとし、強化プラスチック複合管では不とう性管と同様の方法で内外圧に対する安全性を検討する必要がある。

追記（旧p298）

また、強化プラスチック複合管の内外圧合成式での検討における内外圧の強度は長期強度によるものとし、ISO 10471に基づく長期極限曲げひずみ試験、ISO 7509に基づく内圧クリープ試験の結果を用い、ISO 10928に基づく回帰分析で求めた50年後のP_C：内圧が0の時の外圧線荷重、H_C：外圧が0の時の内圧の値を用いる。

(2)内水圧による鋼管などの管厚計算式

全巻きコンクリートで外圧を負担する場合、内水圧に耐える管厚でよく、管厚は**式(9.4.5)**により求める。

$$t\geqq\frac{H\cdot D}{2\sigma_a} \quad \cdots\cdots (9.4.5)$$

ここに、

t　：応力から求められる必要管厚（mm）

D　：管内径（mm）

H　：設計水圧（MPa）、$H=H_1+H_2$（1MPa＝1 N/mm²）

H_1：静水圧（MPa）　H_2：水撃圧（MPa）

σ_a　：許容引張応力（N/mm²）

また、スラストブロック等異形管を巻立てる場合、異形管を全て巻立ててスラストブロックが外圧を負担できる場合は**式(9.4.5)**によるものとするが、異形管の一部を巻立てる場合は非巻立て部を対象として管厚計算を行う。

(3)内外圧から求める管厚計算式　　追記（旧ｐ299）

a. ダクタイル鋳鉄管、鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管及び（ガラス繊維強化）ポリエチレン管

ダクタイル鋳鉄管、鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管及び（ガラス繊維強化）ポリエチレン管の応力計算上の必要管厚は、内外圧が同時に作用するとき、管体に生じる曲げモーメントにより発生する縁応力と内水圧により発生する引張応力の和が、管材の許容応力以内にあることを条件として導いた**式(9.4.6)**によって求められる。

ダクタイル鋳鉄管及び鋼管の場合、最終管厚は、求められた必要管厚tに更に腐食代（ϕ700mm以下の管）及び管厚公差余裕を見込んで決定する。

$$t \geqq \frac{0.5D \cdot H+\sqrt{(0.5D \cdot H)^2+24\alpha \cdot \sigma_a \cdot M}}{2\sigma_a} \quad \cdots\cdots (9.4.6)$$

ここに、

t　：応力計算から求められる必要管厚（mm）

D　：管内径（mm）

H　：設計水圧（MPa）、$H=H_1+H_2$

H_1：静水圧（MPa）　H_2：水撃圧（MPa）

M　：外圧によって延長1mm当たりの管体に発生する最大曲げモーメント（N・mm/mm）（**表-9.4.2**参照）（単位変換　1kN・m/m=1,000N・mm/mm）

α　：引張応力/曲げ応力

ダクタイル鋳鉄管　0.7　　鋼管　0.7　硬質ポリ塩化ビニル管　0.55

ポリエチレン管　0.75　　ガラス繊維強化ポリエチレン管　0.75

σ_a　：許容引張応力（N/mm²）　　追記（旧ｐ299）

ダクタイル鋳鉄管：許容引張応力を引張強さの90%、安全率を2とする。

σ_a=420×0.9÷2=189N/mm²

鋼　　管：溶接効率を考慮し、許容引張応力を引張り強さの85%、安全率を2として、**表-9.4.4**に示す。

改定（旧ｐ299）

硬質ポリ塩化ビニル管：安全率を2とし、σ_a=25÷2=12.5N/mm²

ポリエチレン管　　：安全率を2とし、

2種：σ_a=8.0÷2=4.0N/mm²

3種（PE100）：σ_a=10.0÷2=5.0N/mm²

水道用ポリエチレン管：σ_a=10.0÷2=5.0N/mm²

ガラス繊維強化ポリエチレン管：安全率を2としσ_a=20.0÷2=10.0N/mm²

SIPsystem

の項目削除

p 312の鋼管等の管厚式（9.4.5、9.4.6）金津子規

表-9.4.4　鋼管の許容引張応力

項目 / 材質	引張り強さ (N/mm²)	許容引張応力 σ_a (N/mm²)
STW 490（SM 490）	490	208
STW 400、STPY 400	400	170
STW 370、STPG 370	370	157
STW 290、SGP	290	123
STPG 410	410	174

sus304,316　削除（旧p 299）

鋼管の最小板厚は、**表-9.4.5** のとおりとする。

表-9.4.5　鋼管の最小板厚

呼び径（mm）	最小板厚（mm）	備　　考
300 以下	－	JIS G 3452 の SGP 管規格に準じる
350～　600	6.0	JIS G 3457 の STPY400 の規格に準じる
700～1,600	6.0	水門鉄管技術基準に準じる
1,650 以上	$t=\frac{D+800}{400}$	〃

最終管厚 T は、管厚公差余裕及び内面の管理ができない φ700㎜ 以下の管に腐食代を見込んで、**式(9.4.7a～c)** により求める。

ダクタイル鋳鉄管

$t+1 \geqq 10$㎜ の場合　φ800 以上　$T=1.1t$
　　φ700 以下　$T=1.1\cdot(t+1)$　……（9.4.7a）

$t+1 < 10$㎜ の場合　φ800 以上　$T=t+1$
　　φ700 以下　$T=t+2$　……（9.4.7b）

鋼　　管　φ800 以上　$T=t$
　　φ700 以下　$T=t+2$　……（9.4.7c）

注 1）余裕厚は、腐食代及び管厚公差余裕を見込んだものである。
2）余裕厚は、農業用水の水質、水利用、管理等による特殊性から考慮する必要がある。また、余裕厚は管内面で考慮するものとする。
3）構造計算に用いる管厚中心半径 R の算出には、余裕厚及びダクタイル鋳鉄管のモルタルライニングは含まないものとする。
4）鋼管の φ700 以下で現場溶接部の内面塗装を行わない場合は $T=t+2$（㎜）とする。しかし、近年小口径管の内面塗装機械が開発されているため、内面塗装を行う場合は、$T=t+1$（㎜）としてよい。ただし、この場合、施工管理面及び経済性の検討を行わなければならない。また、内面塗装厚は農業用水の水質等による特殊性から 0.5㎜ 以上とする。
5）ダクタイル鋳鉄管の異形管の管厚公差余裕については、JIS G 5527 を参照すること。

追記（旧p 300）

上記で求めた管厚 T を満足する規格管のうちから最小管厚の管種を選定する。

b.硬質ポリ塩化ビニル管及びポリエチレン管　本項目削除（旧p 300）

※前ページの
a).ダクタイル鋳鉄管、鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管及び（ガラス繊維強化）ポリエチレン管　に集約

b．強化プラスチック複合管

強化プラスチック複合管は、複合材料でできているため、単一材料について導かれた応力計算式から管厚を求めることはできない。

したがって、不とう性管と同様に、内外圧合成式を用いて、設計水圧がその管の許容内圧以内となるような管種を選定する。

追記（旧ｐ300）

計算に用いる「Pc：内圧が 0 の時の外圧線荷重」、「Hc：外圧が 0 の時の内圧」の値は、JIS 規格を参考とした協会試験等に基づく短期の限界ひずみ値と ISO 10471 に基づく長期極限曲げひずみ試験、ISO 7509 に基づく内圧クリープ試験、ISO 10928 に基づく回帰分析による 50 年後の限界ひずみ値との比率により設定した限界ひずみ比を乗じた値を用いる。

$$H_P=\frac{H_C}{S}\left\{1-\left(\frac{P_H}{P_C/S}\right)^{n}\right\}=\frac{H_C}{S}\left\{1-\left(\frac{P_H}{P_C/S}\right)^{2.0}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.8)$$

ここに、

改定（表記変更）（旧ｐ300）

H_P ：外圧が P_H のときの（許容）内圧（MPa）

P_C ：内圧が 0 のときの外圧線荷重×限界ひずみ比（0.66）（kN/m）

H_C ：外圧が 0 のときの内圧×限界ひずみ比（0.85）（MPa）

P_H ：内圧が H_P のときの（許容）外圧線荷重（kN/m）

S ：安全率（2.0 以上）

n ：管の種類や構造等によって決まる係数

（強化プラスチック複合管は 2.0 とする）

強化プラスチック複合管についての n 値の試験結果はないが、材質等について他管種と比較して考えると、n は 2.0 以下にならないと考えられるので、本技術書では $n=2.0$ とする。

管種選定の手順は、不とう性管の場合と全く同様である。なお、最大曲げモーメントの算出には**表-9.4.2** を用いる。

(4) たわみ率から求める管厚計算式

とう性管のたわみに対する検討には、スパングラーの修正式に管内水重、管体の自重及び活荷重等を考慮して補正した**式（9.4.9a）**を用いる。

$$\Delta X=\Delta X_1+\Delta X_2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.9a)$$

$$\Delta X_1=F_1\frac{2(K\cdot W_v\cdot R^4+K_0\cdot w_0\cdot R^5+K_P\cdot W_P\cdot R^4)}{E_L\cdot I+0.061e'\cdot R^3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.9b)$$

変更（EL）（旧ｐ301）
E ＝Es
EL＝0.8Es

$$\Delta X_2=F_2\frac{2K\cdot W_W\cdot R^4}{E_S\cdot I+0.061e'\cdot R^3} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.9c)$$

水平たわみ量の管厚中心直径に対する比率（%）は、**式(9.4.9b)**、**(9.4.9c)**を代入して変形すると、**式(9.4.10)**で表される。

$$\frac{\Delta X}{2R}\times 100=\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P)}{\frac{E_L\cdot I}{R^3}+0.061e'}+\frac{F_2\cdot K\cdot W_W}{\frac{E_S\cdot I}{R^3}+0.061e'}\right\}\times 100\,(\%) \quad \cdots\cdots \quad (9.4.10)$$

SIPsystem

ここに、

ΔX ：水平たわみ量（m）

ΔX_1 ：鉛直荷重、管内水重及び管体の自重によるたわみ量（m）

ΔX_2 ：活荷重又は軌道荷重又は施工時荷重によるたわみ量（m）

R ：管厚中心半径（m）

W_v ：土圧、上載荷重による鉛直荷重（kN/m²）

W_W ：活荷重又は軌道荷重又は施工時荷重による鉛直荷重（kN/m²）

w_0 ：水の単位体積重量（9.8kN/m³）

W_P ：管体の単位面積当たりの重量（長さ方向1mの環片から円周方向に1mの間隔で切取ったものの重量）（kN/m²）（管体の自重が示されていない場合は、**表-9.4.8** を用いて管体の単位面積当たりの重量を求めてよい。）

K、K_0、K_P ：基礎の支持角によって決まる係数（**表-9.4.7** 参照）

F_1 ：荷重（活荷重を除く）による変形遅れ係数（**表-9.4.9** 参照）

F_2 ：活荷重による変形遅れ係数（ここでは1.0とする）

E ：管材のヤング係数（kN/m²）（**表-8.2.1** 参照）p 233

E_L は管材のヤング係数（長期）、E_S は管材のヤング係数（短期）

I ：管軸方向を軸とし、管延長1m当たりの管壁の断面二次モーメント（m⁴/m）

e' ：基礎材の反力係数（kN/m²）（次項（5）参照）

ここで、管の埋設条件が定まれば、**式(9.4.10)** において、設計たわみ率 $\Delta X/2R\times100(\%)$ をはじめ各数値がそれぞれ定められるので、これから管壁の断面二次モーメント I の値が求められる。

変更（EL）
（旧ｐ302）
E＝Es
EL＝0.8Es

$$I=\frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P)}{\frac{\Delta X_1}{2R}}-0.061e'\right\}+\frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{\Delta X_2}{2R}}-0.061e'\right\}$$

変更（追加）
（旧ｐ302）

2EＬへ修正 正誤表（10月度暫定版で修正）2Esへ修正 旧ｐ302

（重要）

……（9.4.11）

次に、断面二次モーメントは $b\cdot t^3/12$ であるから、b＝1.0mとすると、**式(9.4.12)** により管厚 t（m）が求められる。

$$t\geqq\sqrt[3]{12\cdot I}\quad\cdots\cdots(9.4.12)$$

R3年12月度正誤表で再確認された式　（R3/10/21に提示された下記式と12月度の正誤表と同じ）

$$I=\frac{R^3}{E_L}\cdot\left\{\frac{F_1(K\cdot W_v+K_0\cdot w_0\cdot R+K_P\cdot W_P)}{\frac{\Delta X_1}{2R}}-0.061e'\right\}=\frac{R^3}{E_S}\cdot\left\{\frac{F_2\cdot K\cdot W_w}{\frac{\Delta X_2}{2R}}-0.061e'\right\}\quad\cdots\cdots(9.4.11)$$

A項（Iが求まる）　B項（Iが求まる）

Iを求める際に、A項＝B項であることを分かるように修正した。

式（9.4.11）の修正

表-9.4.6　設計たわみ率の標準

締固めの程度		締固めⅠ	締固めⅡ
許容たわみ率	(%)	5	5
たわみ率のバラツキ	(%)	±2（±1）	±1
設計たわみ率	(%)	3（　4）	4

注　1）締固めの程度は、次のとおりとする。
　　締固めⅠ……締固め度 90%平均（一定の仕様を定めて管理する締固め）
　　締固めⅡ……締固め度 95%平均（厳密な施工管理のもとで行う締固め）
　　管理精度……施工上のバラツキ具合は±5%以内とする。
　2）（ ）内は基礎材料に礫質土、固化処理土を使用した場合の値を示す。

表-9.4.7　K、K_0、K_P の標準値

基礎の設計支持角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
K	0.110	0.108	0.103	0.096	0.089	0.083
K_0	0.107	0.104	0.096	0.085	0.075	0.065
K_P	0.215	0.208	0.191	0.169	0.149	0.131

表-9.4.8　管体の単位体積重量

管　種	単位体積重量（kN/m³）
遠心力鉄筋コンクリート管	24.0
コア式プレストレストコンクリート管	24.5
ダクタイル鋳鉄管	70
鋼管	77
硬質ポリ塩化ビニル管	14.0
ポリエチレン管	9.4
ガラス繊維強化ポリエチレン管	11.0
強化プラスチック複合管	19.6

追記（旧ｐ303）

注）　管体の自重は各管の種類によっても異なる。

表-9.4.9　変形遅れ係数 F_1 の標準値

基礎材料 / 現地盤の土質	砂質土	礫質土
礫質土	1.0	1.0
砂質土	1.1	1.0
粘性土	1.3	1.2
その他	1.5 以上	1.5

注　1）現地盤の支持強さなどの土質条件、地下水位の変動状況に応じて、±0.2 程度の範囲を考慮する。
　2）いかなる場合も $F_1 \geqq 1.0$ とする。
　3）変形遅れ係数のもととなる管のたわみ量は埋設完了後 3 か月目までに大半が進行することから、埋設完了後 3 か月以降の変形遅れを対象にする。なお、矢板引抜きにおいても現地盤の土質区分別に本表を標準とする。
　4）口径 300mm 以下の場合は、$F_1 = 1.0$ を標準とする。
　5）固化処理土の場合は、$F_1 = 1.0$ を標準とする。

追記（旧ｐ303）

SIPsystem

なお、強化プラスチック複合管は複合材料でできているため、この方法によって管厚を求めることができないので、**式(9.4.10)**によって設計たわみ率以内に収まる*EI*値となる管種を採用する。強化プラスチック複合管の*EI*値は**表-9.4.10**の該当する口径における*EI*を用いる。

変更（旧ｐ304）

追記（旧ｐ304）従来のE

表-9.4.10　強化プラスチック複合管の*EI*値（短期）注）（kN・m²/m）

呼び径	B形、C形、T形				
	1　種	2　種	3　種	4　種	5　種
200	0.517	0.463	0.377	0.337	0.323
250	0.636	0.570	0.464	0.415	0.397
300	0.815	0.734	0.606	0.542	0.525
350	0.977	0.880	0.727	0.650	0.629
400	1.221	1.100	0.923	0.832	0.802
450	1.436	1.293	1.086	0.979	0.943
500	1.800	1.633	1.392	1.267	1.225
600	3.110	2.822	2.405	2.189	2.117
700	4.939	4.482	3.819	3.476	3.361
800	7.373	6.690	5.700	5.188	5.018
900	10.50	9.526	8.116	7.387	7.144
1,000	14.40	13.07	11.13	10.13	9.800
1,100	19.17	17.39	14.82	13.49	13.04
1,200	24.88	22.58	19.24	17.51	16.93
1,350	35.43	32.15	27.39	24.93	24.11
1,500	48.60	44.10	37.58	34.20	33.08
1,650	64.69	58.70	50.01	45.52	44.02
1,800	83.98	76.20	64.93	59.10	57.15
2,000	115.2	104.5	89.07	81.07	78.40
2,200	153.3	139.1	118.5	107.9	104.4
2,400	199.1	180.6	153.9	140.1	135.5
2,600	253.1	229.7	195.7	178.1	172.2
2,800	316.1	286.8	244.4	222.4	215.1
3,000	388.8	352.8	300.6	273.6	264.6

D形

項目削除
（旧ｐ304）

注）長期の*EI*値は、短期の値にクリープ係数0.8を乗じた値を用いる。（有効桁4桁（5桁め四捨五入））

追記（旧ｐ304）重要

(5) 基礎材の反力係数

基礎材の反力係数は、現地盤の土質及び施工方法などによって異なるので、現地盤の土質試験を実施し、施工方法及び現場条件ごとに**式(9.4.13)**によって補正を行い求める。現地盤、施工方法、基礎材ごとの基準反力係数e'_0は**表-9.4.11**のとおりである。ただし、固化処理土の反力係数は 7,000kN/m² とする。なお、流動化処理土の施工実績では、母材により強度が大きく異なることがあるため留意する必要がある。また、口径 300mm 以下の場合の反力係数e'_0は、水平土圧が小さいため、e'の大小が管種に与える影響は比較的少ないことから、3,000kN/m² を用いる。この時、**式(9.4.13)**による補正は行わない。

なお、複数年にわたって口径1,000mm以上の管路の設計施工が継続する場合は、たわみ量試験によって決定する。この場合、たわみ量計測値から逆算したe'値が基準値e'_0から±10%の範囲内であれば、計測から求めた値を採用する。

追記変更
（旧ｐ304）

$$e' = e'_0 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_b \cdot \alpha_w \quad \cdots\cdots (9.4.13)$$

ここに、

e' ：基礎材の反力係数（kN/m^2）

e'_0 ：現地盤、施工方法、基礎材による基準反力係数（kN/m^2）

（**表-9.4.11** 参照）

α_a ：溝幅による補正係数（現地盤が岩盤の場合は補正しない）

$$\alpha_a = \{1 + 0.1 \times (B_c - B_S)\} \leqq 1.2 \quad \cdots\cdots (9.4.14)$$

B_c ：設計の管心レベルの溝幅（m）

B_S ：標準溝幅（m）

α_w ：地下水位の影響による補正係数

$$\alpha_w = (P_r - 45) / 50 \quad \cdots\cdots (9.4.15)$$

P_r ：基礎材の締固め度≦95%

表-9.4.11 基準反力係数e'_0（kN/m^2）

施工方法 / 基礎素材 / 現地盤の土質	矢板施工		素掘り施工	
	砂質土	礫質土	砂質土	礫質土
礫　質　土	3,500	5,000	4,500	6,000
砂　質　土	3,000	4,000	4,000	5,500
粘　性　土	2,500	3,500	3,000	4,000
そ　の　他	1,000	1,500	1,500	2,000

注 1）管側部における現地盤区分が 2 層以上となる場合は、管心レベルに占める割合により判定する。
2）その他の地盤とは、高有機質土や N 値が 0 程度の極めて軟弱な膨潤するような地盤をいう。
3）岩盤は礫質土を参照する。
4）簡易土留工法は素掘り施工と同等とする。
5）鋼矢板の引き抜きをせず存置する場合は素掘り施工と同等とする。

SIPsystem

表-9.4.12　標準溝幅 B_S 値（管心レベルの幅）

呼び径（mm）	B_S 値（m）	呼び径（mm）	B_S 値（m）
100 以下	0.90	1,000	2.20
150	0.90	1,100	2.30
200	0.90	1,200	2.60
250	0.95	1,350	2.75
300	1.00	1,500	2.90
350	1.05	1,650	3.05
400	1.10	1,800	3.30
450	1.15	2,000	3.50
500	1.60	2,200	3.70
600	1.70	2,400	3.90
700	1.80	2,600	4.10
800	2.00	2,800	4.30
900	2.10	3,000	4.50

注　1）標準溝幅 B_S は、α_a =1.0 の場合の管心レベルの基準となる溝幅である。
2）設計の管心レベルの溝幅 B_c は、管底部の標準掘削幅と土質条件等現場で必要な掘削勾配により求まる。
3）複合配管における標準溝幅 B_S は、それぞれの管径に応じた標準溝幅 B_S の 1/2 をとり、管と管の間隔は**表-9.2.4** より決定する。

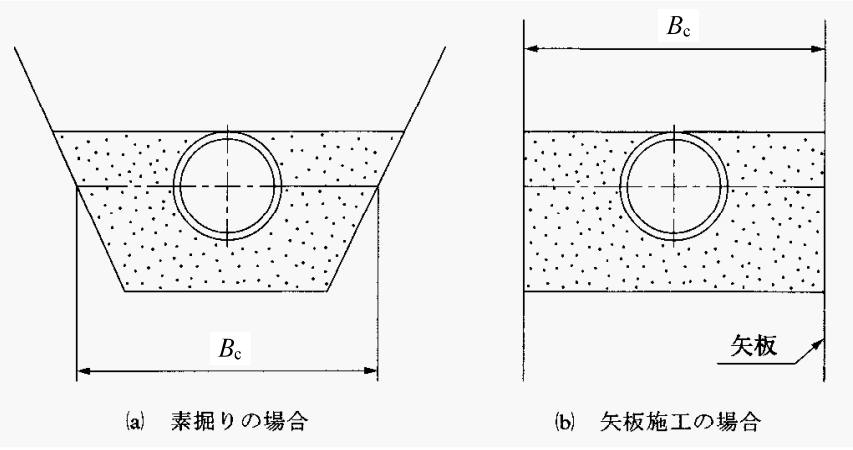


図-9.4.1　設計の管心レベルの溝幅

SIPsystem

ただし、矢板施工において腹起こし下部の転圧が困難な場合の B_c 値は、**図-9.4.2** のとおりとする。

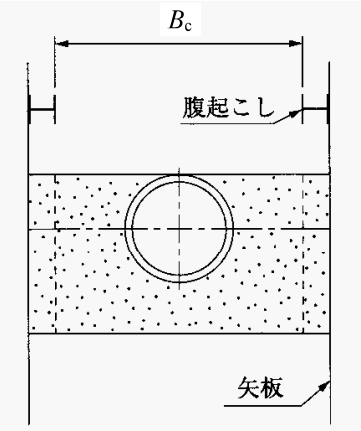
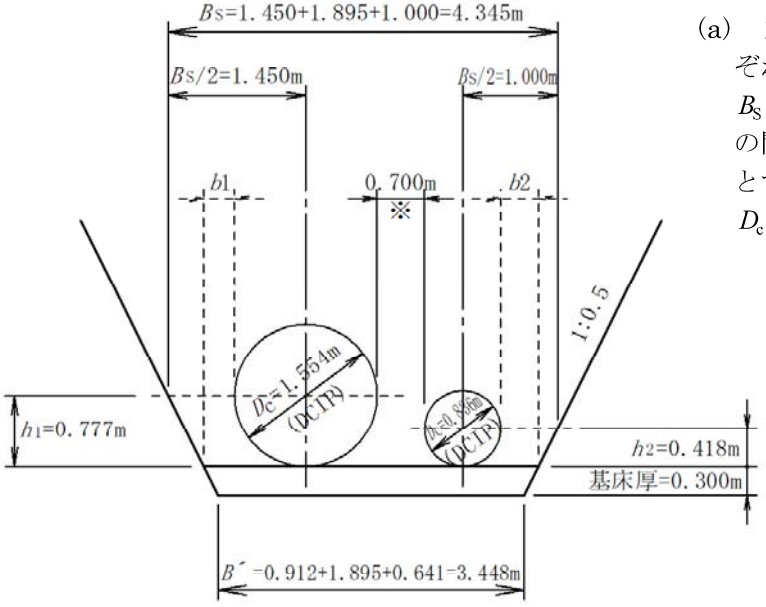


図-9.4.2 腹起こし下部の転圧が困難な場合の設計の管心レベルの溝幅

SIPsystem

〔**参考**〕並列配管の場合の補正係数の考え方

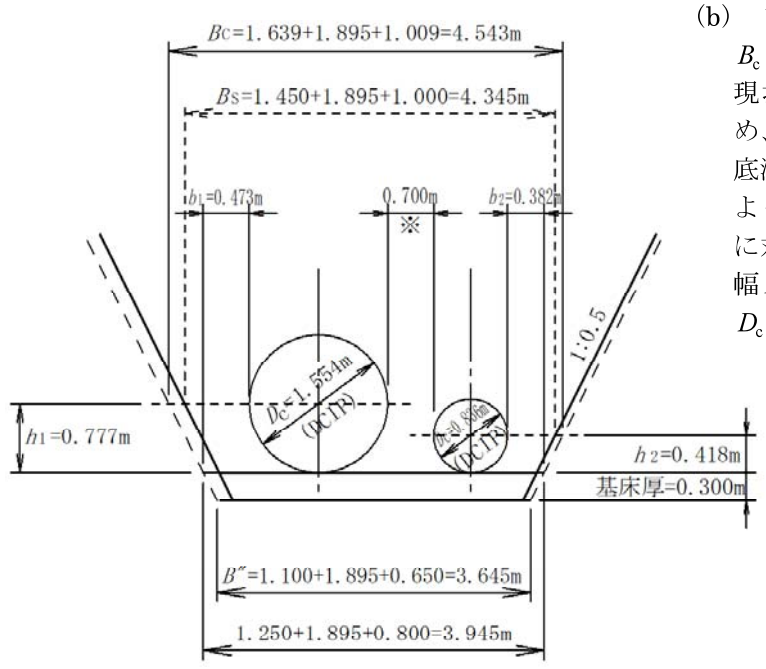
並列配管の場合の補正係数の考え方を、**図-9.4.3-参**に示す。



(a)　標準溝幅 B_S の求め方

(a)　並列配管においても、それぞれの管径に応じた標準溝幅 B_S の 1/2 の寸法をとり、管との間隔は、**表-9.2.4** による値とする。(※印)

D_c :管外径



(b)　設計の管心レベルの溝幅 B_c の求め方

(b)　設計の管心レベルの溝幅 B_c

B_c は、標準掘削幅と土質条件等現場で必要な掘削勾配から求め、標準掘削幅は 3.945m、掘削底溝幅は B'' =3.645m となる。

よって、標準溝幅 B_S =4.345m に対して設計の管心レベルの溝幅 B_c は 4.543m となる。

D_c :管外径

図-9.4.3-参　並列配管の場合の補正係数の考え方

SIPsystem

前頁の結果から、e' 算定のための溝幅による補正係数 α_a は以下のとおりとなる。

α_a=1+0.1×(4.543−4.345)=1.020 ≦ 1.2

α_b ： 基礎材の締固め度合による補正係数

（**表-9.4.13**）

表-9.4.13 締固め度合いによる補正係数

区 分	締固め度	
	Ⅰ	Ⅱ
砂質土	1.0	1.2
礫質土	1.0	1.1

締固め度は、**表-9.4.6** 注）を参照のこと。

地下水位の設定は、常時（耕地下においてはかんがい期）を採用する。ただし、浮上の検討では想定される最高の地下水位とする。地下水位の影響による補正係数 α_w は、谷地田部など地下水がある場合は補正し、地下水がない場合は補正する必要はない。水田下に埋設する場合は、耕地の基盤部が透水性か不透水性かにより地下水位の影響を現場で判断するものとする。地下水がある場合の補正係数を低減しているのは、締固めⅠ程度では水の影響で土の強度が低減することが実験や現場実績等から明らかになっているからである。

表記変更（旧ｐ309）

また、固化処理土を基礎材料に使用する場合は、大口径パイプラインの場合でも反力係数 e' ＝7,000kN/m² を用いてよいが、原則として実証試験や施工実績を参考にしてパイプのたわみ量から算出される反力係数を設計に反映しなければならない。設計に当たっては、現地発生土の特性を土質試験により確認し、基礎材に必要な反力係数を得るための適切な配合設計が必要である。

(6) たわみ量の計測値から反力係数 e' を求める方法

a. 解析に必要な諸元

計測たわみ量から反力係数 e' の設計値を求める場合に必要な諸元、計算した e' の適合性等を考察するに際して必要な資料並びに他地区へ適用する条件を整理するために必要な数値は、次のとおりである。

①e' を求めるために必要な諸元

ΔX ： 水平たわみ量（m） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・途中及び終局の計測値

W_v ： 土圧・上載荷重による鉛直荷重（kN/m²） ・・・・・・・・・・・・計測時及び最終

W_W ： 路面荷重（kN/m²） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・載荷又は設計値

K、K_0、K_P ：基礎の支持角から決まる係数・・・・・・・・・・・・・・・・・・出来高

R ： 管厚中心半径（m） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・使用した管種及び管径

W_P ： 管体の単位面積当たり重量（kN/m²） ・・・・・・・・・・・・・・・ 〃

記号変更（旧ｐ310）

E_S ： 管材のヤング係数（短期）（kN/m²） ・・・・・・・・・・・・・・・・ 〃

I ： 管軸方向を軸とし、管延長 1mの管壁の

断面二次モーメント（m⁴/m） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 〃

②e' の適合性考察に必要な諸元

計測時点等：たわみ計測時点（その時の埋戻し状況、完了後経過月数）

土 質 等：現地盤 N 値

現地盤・埋戻し土の次の試験結果

a) 土の日本統一分類

b) 単位体積重量

SIPsystem

c) 管中心部の埋設深の土圧に相当する側圧σ_3をかけて行った三軸圧縮試験の応力～ひずみ曲線から求めたヤング係数

d) 計算による土の反力係数

e) 地下水状況など

工　　法：素掘り工法、矢板工法（矢板諸元、引抜き時期、前後のたわみ）

締固め程度：締固め工法（機械・方法）、締固め仕様、管理締固め度

b. 現地計測

①観測時期：次表のとおり。

表-9.4.14

	素掘り施工	矢板施工	摘　　要
管据付時	○	○	鋼管の場合、溶接完了時
管頂埋戻し時	○	○	
埋戻し完了時	○	×	
矢板引抜き直前	×	○	
矢板引抜き直後	×	○	
埋戻し完了後	○	○	直後、1、3、6、12か月

注）測定は通水時までのものとする。

②　計測必要点数:規格管1本当たり1点、施工方法、現地盤及び埋戻し土の土質分類別に各々20点以上計測する。

③測定位置（**図-9.4.4**）

測定箇所は、$L/2$の位置とする。

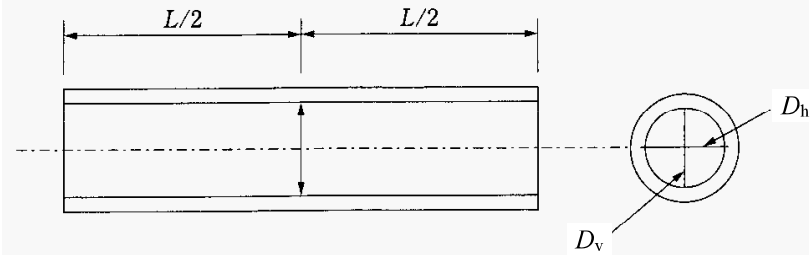


図-9.4.4　たわみ量の測定位置

④測定箇所数

測定箇所数は全数とすることが望ましいが、事業量が多い場合は鉛直荷重（土かぶり）の大きい所を抽出してもよい（測定数は20か所以上が望ましい）。

測定管は定尺管のみとする。

⑤位置マーキング例

管据付時の測定の際、以下の方法で天・地・左・右をホワイトマジックでマーキングしておき、以後同一点で変形を測定する。

手順 1：測定しようとする管の管中央位置を管底及び左右管側にペイントでマーキングする。（管端部より巻尺で測る）

SIPsystem

2：その位置に水準器を**図-9.4.5**のように水平に置く。その後、水準器の中央点を管にマーキングする。

3：手順2でマーキングした点に測定棒を立て、測定棒に水準器を添わせて測定棒を垂直にし、その状態で測定棒をスライドさせ測定棒と管の接点をマーキングする。（管天測点となる）

4：手順1でマーキングした位置（左右管側）に、**図-9.4.5**のように、水準器を使って水平点をマーキングする。

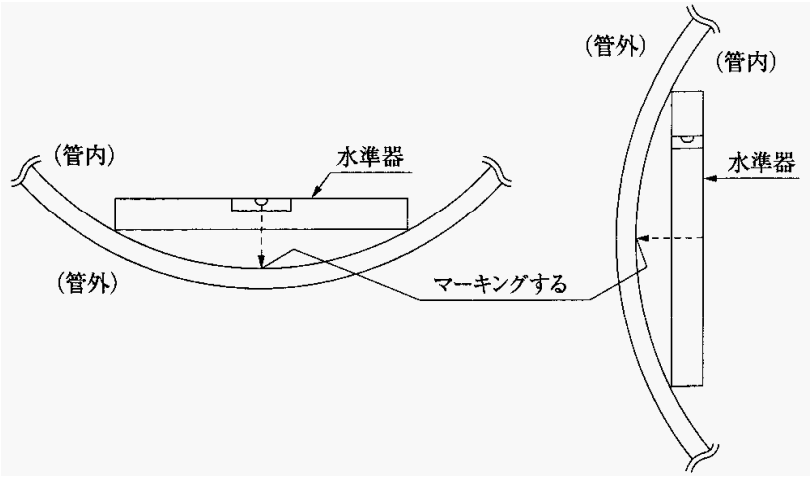


図-9.4.5　測定位置のマーキング

⑥　記入要領（様式－1）

表-1における「土質分類」は、日本統一分類法の記号で記入する。

表-2の備考欄に締固め方法（巻出し厚さ、施工機械、転圧回数）等を記入する。D_vには内径垂直方向の測定値、D_hには内径水平方向の測定値をそれぞれ㎜単位で記入する。

これら**表-1**、**2**に、施工標準断面図を添付する。

SIPsystem

様式－1

表-1　埋設とう性管のたわみ量測定調査表

局　　名		県　名	
事業（務）所名			
件　　名		調査期間	自　　年　　月　　日 至　　年　　月　　日
記入者名		連絡先電話番号	

設計諸元

管の種類	1. 鋼管　2. ダクタイル鋳鉄管　3. FRPM 管
掘削方法	1. 素掘り　2. 矢板施工　3. 簡易土留

基礎材料	施工支持角	$2\theta' =$
	設計支持角	$2\theta =$
	土質分類	
	単位体積重量	$\gamma =$
	内部摩擦角	$\varphi' =$
埋設材料	土質分類	
	単位体積重量	$\gamma =$

反力係数

	設　計　値	決　　定　　根　　拠
e'_0		現地盤の土質：　　施工方法：
α_a		$B_c / B_S =$
α_b		1. 締固めⅠ　　2. 締固めⅡ　　3. 締固めなし
α_w		1. 地下水考慮する　　2. 地下水考慮しない

SIPsystem

様式－1　　表-2　調査表

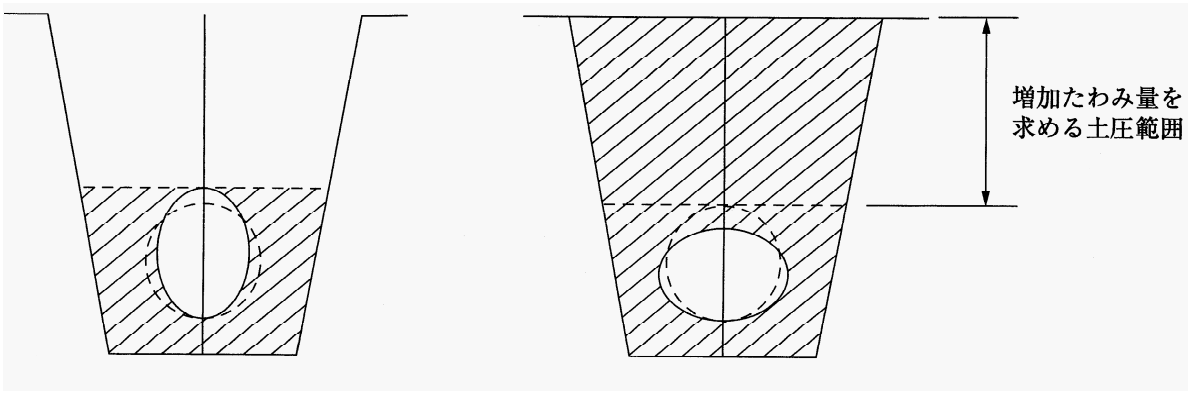
測　点	管番号	管　種	管　厚 管　級	土かぶり	密度管理 整理番号	測定値 (mm)	管据付時	管長まで 埋戻時	矢板引抜 直　前	矢板引抜 直　後	埋　戻 完了時	完了後 日	完了後 日	完了後 日	完了後 日	備　考 (締固め方法等)
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										
						D_v										
						D_h										

SIPsystem

c. 計測データの整理

設計地区の諸条件に適合する反力係数e'及び変形遅れ係数F_1を求めるためには、同一条件地区の施工途中で管頂まで埋戻した時点、矢板引抜き前後、経年後等のたわみ量計測値が必要である。

とう性管は、管側を埋戻している間は真円又は縦長の変形（マイナスのたわみ）となるが地表面まで埋戻す間に徐々に横長に変形していくのが一般である。e'及びF_1の推定には、この間の変形過程を追跡して計測する必要がある。なお、ここでいうe'とは管頂まで埋戻した状態（管頂より上の埋戻し土の土圧が作用しない）でのたわみ量を基準として、計画埋戻し面まで埋戻した状態での増加たわみ量により求めるものである。



（a） 管側を埋戻している間の変形　　（b） 地表面まで埋戻したときの変形

図-9.4.6 埋戻し時の管の変形

たわみ量の計測は、計測点の決め方、使用機器、計測方法によって精度が異なり、計測はmm単位の精度を期待するので慎重な対応が要求される。

通常、計測位置は、パイプラインを縦断的に見て土圧の大きい区間を中心に複数箇所を選定する。

また、地下水位の影響がある場合は、長期間の計測を行うことによって数値の評価が行いやすくなる。

たわみ量の計測結果を基礎として、d. に示す諸式によりe'を求める。

変形遅れ係数F_1については、管の埋戻し段階ごとのたわみ量が計測されていれば、その間の計測値からe'を求め、その変化状況（低下割合）からF_1を求めることができる。ただし、矢板施工の場合は、矢板引抜きの影響が大きいので、計画埋戻し面まで埋戻し完了後3か月目の増加たわみ量を1.0とし、それ以降の増加変形量の割合を変形遅れ係数とする。

d. たわみ量からe'を求める式

前出の**式(9.4.9b)**において、荷重（活荷重を除く）によるたわみ量ΔX_1を管頂まで埋戻した時点からの増加たわみ量ΔXと置き換えれば、e'は次式により求まる。

$$e'=\frac{2F_1(K\cdot W_v\cdot R^4+K_0\cdot w_0\cdot R^5+K_P\cdot W_P\cdot R^4)-E_S\cdot I\cdot \Delta X}{0.061\cdot R^3\cdot \Delta X} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.4.16)$$

表記変更（旧ｐ３１４）

SIPsystem

ここに、

w_0　：水重、管内水がない場合、$w_0=0$

ΔX　：管頂まで埋戻した時のたわみ量からの増加たわみ量

W_P　：管自重、管据付時（埋戻し前）の状態（自重によりたわみが発生している）から埋戻し後の状態までのたわみ量からe'を求める場合：管自重項W_Pは削除する。

F_1　：1.0とする（たわみ量からe'を計算する場合）

とすれば、上式は以下のように整理され、e'を求めることができる。

$$e'=\frac{2\cdot F_1\cdot K\cdot W_v\cdot R^4-E_S\cdot I\cdot \Delta X}{0.061\cdot R^3\cdot \Delta X} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.4.17)$$

計算は、**様式-2**により求められる。また、管材のヤング係数は短期を用いる。

e. 設計に用いるe'及びF_1の検証　　表記変更（旧ｐ315）

e'：設計に用いるe'は埋設完了後 3 か月目の値をもって決定することを原則とする。これは先にも述べたとおり、矢板施工であっても、引抜き直後の空隙に埋戻し土が移動することによる管側水平土圧の低下は引抜き後 3 か月以内にその大半が進行することから、埋設 3 か月目の値を設計e'とする。この際、本技術書に示す基準e'との検証は計測値の 90%信頼範囲の平均値との対比によるものとし、この値が基準値（設計値）の±10%以内であれば計測値を使用する。±10%以上の場合は専門技術者と協議する。なお、統計処理に当たっては、評価できない値（マイナス変形量）あるいはハワードの提唱する値より大きなe'値（砂の場合 14,000kN/m^{2}以上、礫の場合 21,000kN/m^{2}以上）は棄却する。

F_1：設計に用いるF_1は、**表-9.4.9** に示される標準値を用いるものとするが、F_1の適正を検証するためには、埋設完了後 3 か月目の増加変形量を 1.0 として、それ以降の期間の増加変形率を求めて、標準値と対比する。継続計測期間の目安は完了後 1 年とするが、計測F_1が標準値を上回る結果となる場合はF_1値を修正する必要がある。

SIPsystem

様式-2

*e'*及び*F*の値　　地区名：

管番号	荷重		管頂まで埋戻時点たわみ量	矢板引抜き直前　たわみ量						矢板引抜き直後　たわみ量						埋戻完了後　3日目たわみ量					
	土圧 W_v (kN/m^2)	路面 W_w (kN/m^2)	x(m)	たわみ量 dx (m)	増加たわみ量 dx-x (m)	e' (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	F	たわみ量 $dx1$ (m)	増加たわみ量 $dx1$-x (m)	$e'1$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F1$	たわみ量 $dx2$ (m)	増加たわみ量 $dx2$-x (m)	$e'2$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F2$
カウント																					
$t(n\text{-}1)$																					
最大値																					
信頼度90%																					
平均																					
信頼度90%																					
最小値																					
標準偏差																					
分散																					

*e'*及び*F*の値　　地区名：

管番号	荷重		管頂まで埋戻時点たわみ量	完了後　7日目たわみ量						完了後　14日目たわみ量						埋戻完了後　30日目たわみ量					
	土圧 W_v (kN/m^2)	路面 W_w (kN/m^2)	x(m)	たわみ量 $dx3$ (m)	増加たわみ量 $dx3$-x (m)	$e'3$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F3$	たわみ量 $dx4$ (m)	増加たわみ量 $dx4$-x (m)	$e'4$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F4$	たわみ量 $dx5$ (m)	増加たわみ量 $dx5$-x (m)	$e'5$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F5$
カウント																					
$t(n\text{-}1)$																					
最大値																					
信頼度90%																					
平均																					
信頼度90%																					
最小値																					
標準偏差																					
分散																					

*e'*及び*F*の値　　地区名：

管番号	荷重		管頂まで埋戻時点たわみ量	完了後　3ヵ月(90日目)たわみ量					
	土圧 W_v (kN/m^2)	路面 W_w (kN/m^2)	x(m)	たわみ量 $dx6$ (m)	増加たわみ量 $dx6$-x (m)	$e'6$ (kN/m^2)	d_x/D (%)	F 3ヵ月	$F6$
カウント									
$t(n\text{-}1)$									
最大値									
信頼度90%									
平均									
信頼度90%									
最小値									
標準偏差									
分散									

9.4.5　小口径管の管種選定

末端配管では口径 300㎜ 以下の小口径管が多く利用されている。一般にこれらの管路は、低圧管路であり、比較的土かぶりが浅く荷重条件も小さい場合が多い。

このことから、口径 300㎜ 以下の硬質ポリ塩化ビニル管（VP、VU）は、設計の簡略化のため、以下の適用条件を満足する場合に限り構造計算を行わなくてもよいものとする。適用条件以外の場合やその他検討が必要な場合は、構造計算により管体の安全性を確認すること。

なお、ダクタイル鋳鉄管、鋼管、強化プラスチック複合管を低圧区間に用いることは経済性からまれであり、関係機関との協議条件など特殊な条件により採用されると考えられる。したがって、これらの硬質ポリ塩化ビニル管以外の管種を用いる場合は、別途計算を行うものとする。

【適用条件】

（計算条件）

① 管　　種　　：硬質ポリ塩化ビニル管（VP、VU）
② 施工方法　　：素掘り施工（溝形・突出形）、矢板施工、たて込み簡易土留め
③ 土質定数　　：γ＝18kN/m^3 以下、ϕ=30°
④ 沈下比　　：-0.1（とう性管）
⑤ 基礎材の反力係数　：e'＝3,000kN/m^2
⑥ 設計支持角　　：2θ＝90°　（砂質土相当の普通地盤）
⑦ 変形遅れ係数　　：F_1＝1.0
⑧ 設計たわみ率　　：3.0%以下

（計算結果）

上記の計算条件において安全性を確認し、(1)、(2)の結果を得ている。

(1) (2)以外のケースについては、荷重条件、設計水圧等の条件により適用の要否が変化するため、各ケースにおいて計算を行う必要がある。

(1)　硬質ポリ塩化ビニル管（VP）は、設計内圧 1.0MPa 以下で次の条件下では計算を省略できる。

a.　活荷重 T-14（舗装有）、現地盤：普通地盤（砂質土相当）、設計支持角 2θ＝90°、土かぶり 0.9m～1.7m

b.　群集荷重 3kN/m^2、現地盤：普通地盤（砂質土相当）、設計支持角 2θ＝90°、土かぶり h＝0.6m～2.3m

(2)　硬質ポリ塩化ビニル管（VU）は、設計内圧 0.6MPa 以下、群集荷重 3kN/m^2、土かぶり h＝0.6m～0.9mの範囲については計算を省略できる。

表記一部変更（旧ｐ317）

9.5　管体の縦断方向の設計

一般に埋設管では、埋戻し土や盛土による荷重とその反力が管体の縦断方向のどの部分をとってもほぼ均衡し、したがって、この方向には曲げモーメントは加わらないか、又は非常に小さいとみなし得るので、縦断方向の強度は通常の場合は検討しない。

しかし、管体に支台を設けたり、カラー部分が支点となるおそれのある場合等では無視し得ない曲げモーメントが管体の縦断方向に作用することがあるので、このような場合には管体が荷重に対し安全に耐え得るか否かを確かめ、必要であればその部分の縦断方向の補強、管種の変更、継手の構造や位置及び施工法等を再検討する等の対策を講じる必要がある。

特に 200㎜ 以下の小口径管は、縦断方向の強度が低いので注意を要する。

〔参考〕　縦断方向に生じる曲げモーメント

管の縦断方向の強さについては、**式(9.5.参 1)**でその安全性を検討する。

$$M_R \geqq M \cdot S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 1)$$

ここに、

M　：管の縦断方向に作用する曲げモーメント（kN・m）

M_R　：管の縦断方向の抵抗曲げモーメント（kN・m）

（1 kN・m＝1×10^6 N・mm）追記（旧ｐ318）

S　：安全率（2.0 以上）。ただし、遠心力鉄筋コンクリート管及びコア式プレストレストコンクリート管は、更にひび割れ荷重に対し 1.5 以上の安全率を確保する。

(1)管の縦断方向に作用する曲げモーメント

荷重としては、地表上の載荷重はもちろん土圧、管体の自重、管内水重も考慮しなければならない。内水圧はベクトルが異なるので考慮する必要はない。

a. 支持台上の管体を布設する場合

・可とう継手及び特殊継手の場合は、単純梁として最大曲げモーメントを求める。

・固定継手の場合は、連続梁として最大曲げモーメントを求める。

b. 管の一部がコンクリートで固定される場合（**図-9.5.参 1** 参照）

・普通の土基礎の場合は、片持梁として設計する。

・よく締固めた砂基礎の場合は、弾性地盤上の片持梁として設計する。

・最大曲げモーメント（M_A）は固定部に生じる。

ｉ）集中荷重の場合（**図-9.5.参 2**(a)参照）

最大曲げモーメント（M_A）は固定部に生じ、**式(9.5.参 2)**で求める。

$$M_A=-\frac{P}{\beta}\frac{\sinh(\beta\cdot\ell)\cdot\cos(\beta\cdot\ell)+\cosh(\beta\cdot\ell)\cdot\sin(\beta\cdot\ell)}{\cosh^2(\beta\cdot\ell)+\cos^2(\beta\cdot\ell)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 2)$$

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k\cdot b}{4E\cdot I}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 3)$$

式の「β・l」について カッコを追加（旧ｐ318）

ここに、

P　：集中荷重（kN）　追記（旧ｐ318）

β　：弾性地盤上の梁の相対的曲げ剛度（m^{-1}）

k　：鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

E　：管材のヤング係数（kN/m²）（**表-8.2.1** 参照）

静荷重は管材のヤング係数（長期）、活荷重は管材のヤング係数（短期）を用いる。

I　：管の断面二次モーメント（m⁴）

b　：管の支持幅（cm）、$b=D_c\cdot\sin(\theta/2)$

D_c　：管外径（m）

θ　：基礎の設計支持角（°）

追記（旧ｐ318）

ⅱ）等分布荷重の場合（**図-9.5.参2**(b)参照）

$$M_A=-\frac{q}{2\beta^2}\frac{\cosh^2(\beta\cdot\ell)-\cos^2(\beta\cdot\ell)}{\cosh^2(\beta\cdot\ell)+\cos^2(\beta\cdot\ell)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参4)$$

q　：等分布荷重（kN/m）

ⅲ）三角形分布荷重の場合（**図-9.5.参2**(c)参照）

$$M_A=-\frac{q_0}{4\beta^2\cdot\ell}\frac{\sin(2\beta\cdot\ell)-\sinh(2\beta\cdot\ell)+2\beta\cdot\ell\left(\sinh^2(\beta\cdot\ell)+\sin^2(\beta\cdot\ell)\right)}{\cosh^2(\beta\cdot\ell)+\cos^2(\beta\cdot\ell)} \quad (9.5.参5)$$

q_0　：三角形分布荷重（kN/m）

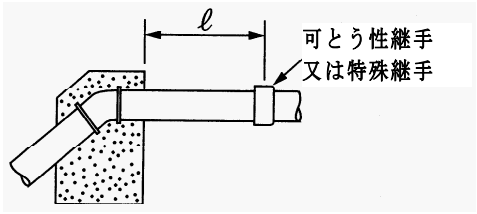
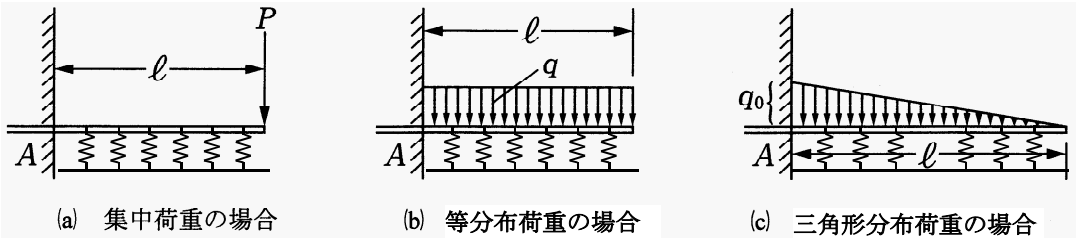


図-9.5.参1　管体の一部がコンクリートで固定される場合



(a)　集中荷重の場合　　(b)　等分布荷重の場合　　(c)　三角形分布荷重の場合

※普通の土基礎の場合は片持梁とする。よく締固めた砂基礎の場合は、弾性地盤上の梁として地盤反力を考慮する

図-9.5.参2　荷重の作用形態

SIPsystem

(2) 管の抵抗曲げモーメント

a. 単一材料で構成される管の場合

$$M_R=\sigma_b \cdot Z \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参6)$$

ここに、

M_R ： 管の抵抗曲げモーメント（N・mm）

σ_b ： 管の構成材料の引張強度（N/mm²）（**表-9.5.参1** 参照）

Z ： 管の断面係数（mm³）

$$Z=\frac{\pi}{32}\cdot\frac{D_c^4-D^4}{D_c}$$

D_c ： 管外径（mm）

D ： 管内径（mm）

表-9.5.参1 管材料の引張強度 σ_b の値

管　　種	σ_b (N/mm²)
鋼　管　STW　490（SM 490）	490
鋼　管　STW　400（STPY 400）	400
鋼　管　STW　370（STPG 370）	370
鋼　管　STW　290（SGP）	290
ダクタイル鋳鉄管	旧 420
硬質ポリ塩化ビニル管	45 25
一般用ポリエチレン管（2 種）	18.7 8.0
一般用ポリエチレン管（3 種 PE100）	10.0
ガラス繊維強化ポリエチレン管	new 12.0
水道配水用ポリエチレン管	20 10.0

旧

改定変更
（旧ｐ319）
重要

b. 遠心力鉄筋コンクリート管（**図-9.5.参3** 参照）

45

$$M_R=r\cdot\sigma_{ct}\left(2r\cdot t+\frac{A_s\cdot n'}{\pi}\right)\lambda \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参7)$$

$$\lambda=\frac{1}{1+\cos\alpha}\left[\frac{\{\sin\alpha+(\pi-\alpha)\cos\alpha\}\left\{\alpha\left(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha\right)-\frac{3}{4}\sin 2\alpha\right\}}{\sin\alpha-\alpha\cos\alpha}\right.$$

$$\left.+\left\{(\pi-\alpha)\left(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha\right)+\frac{3}{4}\sin 2\alpha\right\}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参8)$$

$$\frac{n'}{n}\cdot\frac{2\pi\cdot r\cdot t+A_S\cdot n}{2\pi\cdot r\cdot t+A_S\cdot n'}=\frac{\sin\alpha+(\pi-\alpha)\cos\alpha}{\sin\alpha-\alpha\cos\alpha} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参9)$$

ここに、

M_R ： 管の抵抗曲げモーメント（N・mm）

t ： 管厚（mm）

α ： 中立軸の鉛直線となす角（° ）

σ_{ct} ： 管厚中心におけるコンクリートの引張応力（N/mm²）

A_s ： 縦鉄筋の断面積（mm²）

n ： 圧縮弾性係数比

SIPsystem

$E_s / E_{cc} = 7$

E_s ：鉄筋弾性係数

E_{cc} ：コンクリート圧縮弾性係数

n' ： 引張弾性係数比

$E_s / E_{ct} = 14$

E_{ct} ：コンクリート引張弾性係数

r ： 管厚中心までの半径（mm）

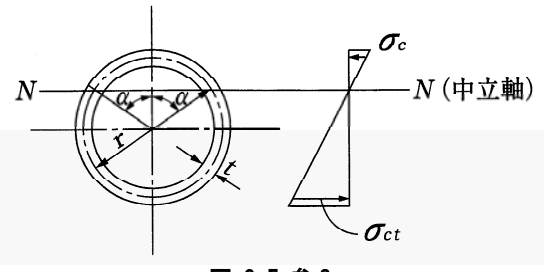


図-9.5.参 3

c. コア式プレストレストコンクリート管

コア式プレストレストコンクリート管では、通常 PC 鋼線巻付時における縦断方向の縁応力に対する検討をすればよい。

① 円周方向巻付時縦断方向に作用する曲げモーメントによりコアコンクリートに作用する縁応力

$$\sigma_{cp} = 0.16\sigma_{ct} \quad \cdots\cdots (9.5.参\ 10)$$

ここに、

σ_{cp} ：円周方向巻付時縦断方向に作用する曲げモーメントによるコアコンクリートの縦方向に生じる縁応力（N/mm²）

σ_{ct} ：コアコンクリートの円周方向プレストレス導入直後の圧縮応力（N/mm²）

② 縦断方向に導入する有効プレストレス

$$\sigma_{c\ell} = \sigma_{cp} - f_c \quad \cdots\cdots (9.5.参\ 11)$$

ここに、

$\sigma_{c\ell}$ ：縦断方向に導入する有効プレストレス（N/mm²）

σ_{cp} ：**式(9.5.参 10)**による。

f_c ：コアコンクリートの円周方向プレストレス導入時の許容応力（N/mm²）

f_c について 3 N/mm² 程度はとるべきかも知れないが、安全を見て f_c は無視する。

③PC 鋼線による平均プレストレス

ｉ）プレストレス導入後の PC 鋼線 1 本当たりの引張力

$$F_{\ell t} = \frac{F_{\ell i}}{1 + n' \dfrac{a \cdot N}{A}} \quad \cdots\cdots (9.5.参\ 12)$$

SIPsystem

ここに、

$F_{\ell t}$　：プレストレス導入後の PC 鋼線 1 本当たりの引張力（N）
$F_{\ell i}$　：プレストレス導入前の PC 鋼線 1 本当たりの引張力（N）
n'　：導入時のヤング係数比、$n'=E_P / E_{ci}=6.7$
N　：PC 鋼線使用本数
E_{ci}　：プレストレス導入時のコアコンクリートのヤング係数（kN/mm²）
E_p　：PC 鋼線のヤング係数（kN/mm²）
a　：1 本の PC 鋼線の断面積（mm²）
A　：コアコンクリート断面積（mm²）、$A=\pi\left\{(R+T)^2-R^2\right\}$
R　：管内半径（mm）
T　：コアコンクリート厚（mm）

ⅱ）プレストレス導入後のコンクリートの平均圧縮応力

$$\sigma_{c\ell t}=\frac{F_{\ell t}\cdot N}{A} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 13)$$

ここに、

$\sigma_{c\ell t}$　：プレストレス導入後のコンクリートの平均圧縮応力（N/mm²）
$F_{\ell t}$　：プレストレス導入後の PC 鋼線 1 本当たりの引張力（N）
N　：PC 鋼線使用本数
A　：コアコンクリート断面積（mm²）

ⅲ）コアコンクリート内表面の縁圧縮応力

$$\sigma_c=\alpha\cdot\sigma_{c\ell t} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 14)$$

ここに、

σ_c　：コアコンクリート内表面の縁圧縮応力（N/mm²）
α　：コアコンクリート断面における PC 鋼線の位置によるプレストレス分布係数
$\sigma_{c\ell t}$　：**式(9.5.参 13)**による。

よって、プレストコンクリート管の場合は、以上の計算結果によって、$\sigma_c>\sigma_{c\ell t}$ を満足すればよい。

(3)強化プラスチック複合管（複合材料で構成される管）の場合の縦断方向の検討

強化プラスチック複合管は複合材料で構成されているため、**式(9.5.参 15)**でその安全性を検討する。

$$\sigma_b \geqq \sigma_\ell\cdot S \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.5.参\ 15)$$

ここに、

σ_b　：管軸方向の曲げ強度(N/mm²)(**表-9.5.参 2** 参照)に限界ひずみ比(0.66)を乗じた値
σ_ℓ　：管軸方向の必要強度（N/mm²）
S　：安全率（2.0）

改定追記（旧ｐ318）
重要

① 「(1)管の縦断方向に作用する曲げモーメント」に準じて、曲げモーメント M を算出する。
② σ_ℓ を**式(9.5.参 16)**により求める。

$\sigma_\ell = M / Z$ ・・・

9.6　耐震設計

9.6.1　一般事項

農業用のパイプラインは水源地からほ場までの区間、あるいは、その一部の区間に布設される線状の構造物である。パイプラインは中山間地区にあっては変化に富んだ地形に埋設され、一方、末端のほ場近くにあっては軟弱地盤や地下水、湧水などの影響を強く受けることになる。さらには、パイプラインには空気弁などの構造物や分岐のための附帯施設が付属して構築される。このように地盤条件やパイプラインの構成材料が多種・多様であることから、パイプライン系全体の耐震性能を均一に確保することは極めて困難である。地下に埋設される構造物の地震時挙動については未解決な部分も残されており、パイプラインの耐震設計理論は体系的に確立するには至っていない。

したがって、農業用パイプラインの耐震性については地震被害を軽減するための対策を骨子として、応答変位法や地盤の液状化判定などの設計手法を用いて検討する対策と、設計手法は確立していないものの過去の被災事例などから有効と考えられる対策の両面から設計・施工を実施することを基本とする。

設計に当たっては、重要度に応じた地震動レベルを設定して検討する。良質な地盤に埋設されている直線部などのウィークポイントとならない区間は、応答変位法を用いることを標準とする。ただし、応答変位法については、大規模地震時の適用に課題があるため、特に重要な箇所では専門技術者に相談の上での慎重な検討を要する。

施工に当たっては、パイプラインの被災の大部分はウィークポイントに集中していることから、ウィークポイントへの対策を十分に行うことが重要である。特に、液状化が生じると被災規模が大きくなることに留意し、「**9.2.3　基礎及び埋め戻し材料**」に示す砕石基礎や固化処理土の採用を検討する他、締固め密度を高めることで被災防止を図ることとする。その他、「**9.6.8　地震応答対策の内容**」に示す鎖構造継手や可とう継手の設置、スラストブロックなど重量の大きい構造物の軽量化などを検討する。

ほぼ追記
(旧ｐ323)

パイプライン全体の耐震化は多額の費用を要するだけでなく、過大な構造物となる場合も想定されることから、パイプラインの重要度区分に応じて保持すべき耐震性能を設定し、震害を受けた場合の影響を最小限とするような設計上の配慮が不可欠である。重要度 A 種及び B 種のウィークポイントは対策を行うことを基本とし、重要度 C 種のウィークポイントは地域の状況に応じて判断する。また、早期復旧のためには線路選定や水理システムの面からもウィークポイント付近には点検施設を設けるなど十分な配慮が必要である。

(1) 計画設計上の一般事項

埋設パイプラインのように長大で多種の地盤にまたがり、したがって、地震入力も場所によって異なるような構造物では、全般について均一な耐震性を確保することは容易ではないため、その重要度区分と保持すべき耐震性能に応じ、下記に示す方針に従い、計画設計を行う。

① 埋設管においては、地盤の特性が管体に大きな影響を与えるので、路線の選定、附帯施設の位置の決定に当たっては、土質調査、地盤調査を行い、軟弱地盤、高い切土及び盛土部、地形及び地質の急変部等は避けることが望ましい。

② 特殊継手を設け全体的に伸縮に富む構造(柔構造)、又は一体構造管路にする。特に調整池、ファームポンド、スタンド、土砂吐、スラストブロック（アンカーブロック）、制水弁、ポンプ室等、管体と固有周期の異なる附帯施設との接合部では、地震時に大きな変形や応力が発

生することが考えられるので、特殊（伸縮又は可とう）継手等を設けることが望ましい。

③　曲管部は、地震時に応力集中を生じやすいので、水平、鉛直とも曲管部の半径は大きくとり、急激な屈曲を避けることが望ましい。

④　送配水における危険分散又は被災後の保安対策（送水停止機構の確立等）及び復旧工についても考慮しておく。したがって、大口径管では、地震被害があった場合、外部からの点検は大規模な作業となるので内部からの点検ができるように、適当な間隔でマンホール等を設けるものとする。また、内部からの点検ができない小口径管では区間ごとに漏水量の点検ができるよう、分水工及び異形管の設置箇所を利用して制水弁を設けることが望ましい。

(2)パイプライン系のウィークポイント

農業用パイプラインも過去にいくつかの大きな地震被害を受けている。新潟地震（1964 年）[2]、宮城県沖地震（1978 年）[3]、日本海中部地震（1983 年）[4]、釧路沖地震（1993 年）[5]、北海道南西沖地震（1993 年）[5]、兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災：1995 年）[6]、新潟県中越地震（2004 年）[7]、東北地方太平洋沖地震（2011 年）、熊本地震（2016 年）などの大規模な地震によって被災を受けたパイプラインは、その震害原因と被害の特徴を次のように整理することができる。

〈震害の原因〉

①　地震波動伝播によるもの

②　地盤あるいは埋戻し砂の液状化によるもの

③　地盤の圧密沈下及び強度や剛性の低下によるもの

④　斜面のすべりによるもの

⑤　近接構造物や附帯構造物によるもの

⑥　断層によるもの

〈被害の特徴〉

①　マンホール、スラストブロック等附帯施設との接続部における管体離脱

②　軟弱地盤や地形、地質が変化する境界での管体離脱

③　埋戻し砂、あるいは、現地盤の液状化現象によるパイプの変状

④　斜面崩壊に伴うパイプの移動

⑤　斜面法肩部に設置した構造物周辺でのパイプの離脱

これらのような特徴的な被災は震度 5（東北地方太平洋沖地震では震度 5 強）以上の地区において顕著で、パイプラインの離脱に伴う漏水や管体の移動、破損、折損などを引き起こし、場合によっては流出水によって地盤の一部が流亡するなどの二次的被害の可能性も含んでいる。

以上のことから地中に埋設されるパイプラインのウィークポイントを地形・地質的な要因と施工方法などの要因に分けて整理することができる。現実の地震被災はこれらの要因が重畳して発生していることから、設計・施工上の配慮によって危険となる要因を排除し、パイプライン系全体の耐震性を改善することも可能である。

【地形的要因】

①　地形の変化点にある構造物周辺部（法肩、法尻部のスラストブロック等）

②　現地盤が軟弱な場合（沢部を横断するような場合など）

③　地震基盤上の表層地盤の厚みが急変する場合

【土質的要因】

④　地下水位が管頂部より高い場合

追記（旧ｐ323）

SIPsystem

⑤　埋戻し砂が緩い場合
⑥　埋戻し砂の間隙水圧が高くなるような場合（傾斜地形で地下水を十分排水できないような場合）
⑦　現地盤の液状化の可能性が高い場合

【施工的要因】
⑧　矢板土留めによる施工
⑨　傾斜配管

【パイプラインの構造的要因】
⑩　構造物との接続部
⑪　曲がり管部
⑫　異形管の部分（Ｔ字管、片落管部等）

(3)パイプラインの耐震対策

パイプラインの耐震性を向上させるに当たっては、地震動に対応する場合と、地盤変状（地盤の永久変位）に対応する場合の２ケースに分けて考える必要がある。

さらに、地震動及び地盤変状に対応する対策は、それぞれ耐震設計手法が確立しており数値化が可能な対策と、耐震設計手法が確立されていないが有効な対策に分けて考える必要がある。

耐震設計手法が確立しており数値化が可能な対策については、施設の重要度に応じた地震動レベルにて検討を行う。検討に当たっては、極めて重要度の高い施設において、被災の多いパイプラインの屈曲部や構造物との接合部などは、個別に解析を行い構造物の移動量を推定し対策工の設計を行う。耐震設計手法が確立されていないが有効な対策は、パイプラインの屈曲部、土質の変化点、ごく軟弱な粘性土層及びシルト層、液状化の予想される飽和砂質土層等において検討する。

なお本技術書では、地震動がもたらすパイプラインの被災のうち計算手法が確立されていないもので、地震動による地盤・構造物の挙動の違い、埋戻し土の液状化、地すべり、斜面崩壊、地盤沈下などの地盤変状の被害防止対策を地震応答対策という。

a. 地震動に対応する場合

地震動による地盤の動きが小さいと想定される場合には、地震で発生する地盤ひずみに対して管路の耐震性を検討すればよい。このような条件では、応答変位法を用いた検討手法があり管路の安全性を評価できる。

また、耐震計算を行った後、地震動による挙動の違いによって被災するおそれのあるパイプラインの屈曲部などについては地震応答対策を検討する。なお、地下水が存在すると、地震時に液状化には至らないが過剰間隙水圧の上昇などにより現地盤や埋戻し土の強度や剛性が低下する可能性に留意する必要がある。特に、被災事例の多い構造的要因によるウィークポイントにおいて、土の強度や剛性が低下することによる変位が無視できない場合には、その影響を考慮した対策を検討する必要がある。

b. 地盤変状に対応する場合

一方、被災の事例では、管路は地盤の大きな永久変位を受けて被災している。このため、応答変位法のみで管路の安全性を評価するのは難しい。したがって、地盤変状の事例などからパイプライン系全体のウィークポイントを整理し、対策方法を検討しなければならない。ここで地盤変状とは、地震動により生じた現地盤や埋戻し土の液状化、地すべり、斜面崩壊、地盤沈

下、地割れなどの永久的変位をいう。

液状化によって生じる護岸近傍や傾斜地盤における地盤の側方流動などについては、地盤変状に対する検討手法があり管路の安全性を評価できる。また、耐震設計手法の確立していない地すべりや斜面崩壊、地盤沈下などの地盤変状に対しては、地震応答対策を検討する。

(4)耐震設計の基本

耐震設計では、応答変位法を用いた地震動に対する検討と、地盤変状（地盤の永久変位）に対する検討を行った後、地震応答対策や解析による対策を検討する。

図-9.6.1 に、耐震設計のフローチャートを示す。

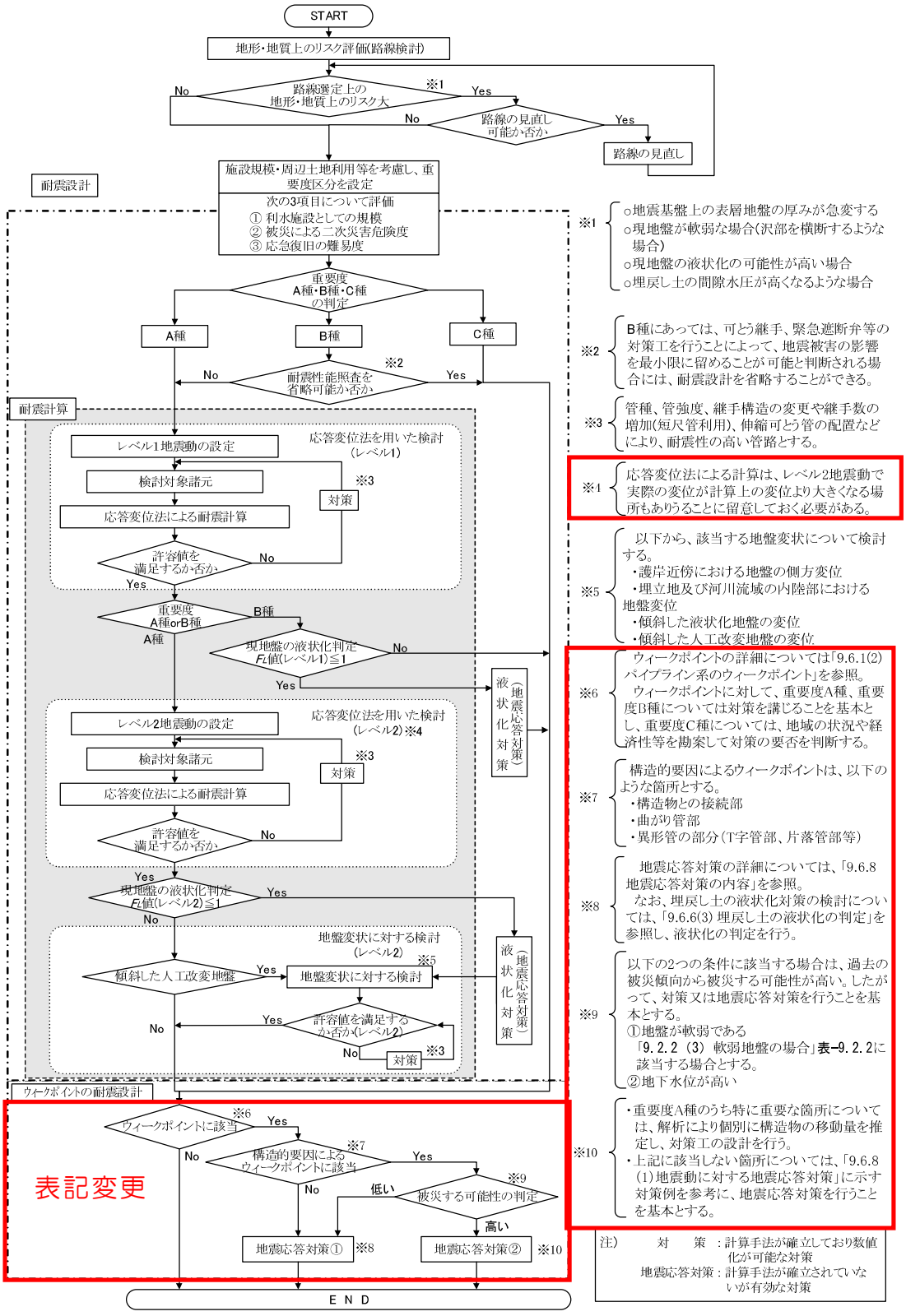


図-9.6.1 耐震設計のフローチャート

追記表記変更（旧ｐ326）

a. 応答変位法を用いた検討

(a)　パイプラインは一般に断面の外周の長さと比較して構造物軸方向の長さが長く、かつ、見かけの単位体積重量も周辺地盤と比較して相対的に軽いために、地震時に独自の振動をすることはなく、周辺地盤の動きに支配されるものと考えられる。したがって、管路の耐震計算は応答変位法による。

(b)　応答変位法によるパイプラインの耐震設計は、一体構造管路・継手構造管路の分類、重要度、設置状況、周辺の地盤の特性を考慮して、設定した地震動レベルに対して、それらに適合した耐震計算法、計算モデルにより、地震時にパイプラインが保持すべき機能を確保できるか安全性を照査する。

(c)　パイプラインの耐震設計は縦断方向について行う。管の構造は常時の横断方向の設計で決まることが多く、耐震設計は主に地震時の軸方向の応力、ひずみ、伸縮量、屈曲角などに対する照査を目的として行う。

(d)　応答変位法で設定する地盤ひずみは、通常、弾性波の伝播によるものであり、その振幅は表層地盤の地震動増幅を算定することに基づく。

(e)　埋設管に沿っての地震波動の伝播に伴い強制変形を受ける管体や継手の応力や変形は地盤の水平変位振幅や地盤ひずみ等から算出し、それらの許容値と比較して安全性を照査する。

(f)　埋設管路継手部における管軸方向伸縮量及び屈曲角度の耐震計算も応答変位法によることを原則とする。

(g)　**図-9.6.2**(a)及び**図-9.6.2**(b)に、パイプラインの安全性照査の手順を示す。

表記追記
(旧ｐ327)

(h)　応答変位法による計算は、管路を弾性床上の梁としてモデル化するため、地盤を均一な弾性状態として考えている。ただし、レベル２地震動に対しては、地盤の不均質性による局部的なひずみの集中や、地盤が塑性状態に達する過程などを反映できないことが課題であり、実際には当計算の変位よりも大きくなる場所もあり得ることに留意しておく必要がある。応答変位法に代わる検討手法がないことから、当面は応答変位法を標準とするが、特に重要な箇所では必要に応じて専門技術者に相談の上での慎重な検討を要する。

b. 地盤変状に対する検討

(a)　地盤変状に対する検討は、「液状化による護岸近傍における地盤の側方変位」「液状化による埋立地及び河川流域の内陸部における地盤変位」「傾斜した液状化地盤の変位」「傾斜した人工改変地盤の変位」について行う。なお、現地盤が液状化するかどうかの判定は、地震動レベルに応じて「**9.6.6　液状化の判定**」に基づいて行う。

(b)　地盤変状に対する検討は、レベル２地震動について実施する。これは、地盤変状による永久ひずみについての設計データが、レベル２地震に基づいており、レベル１地震時のデータは明確になっていないためである。

(c)　継手構造管路の照査方法は、管路の軸方向に関して、管路継手の全伸縮可能量が地盤の変形量より大きく、地盤の変形を継手部の伸縮で吸収できるか確認する方法とする。

(d)　一体構造管路は、耐震性能を管体の変形能力にもたせることとし安全性を照査する。具体的には、地盤の側方流動を入力条件として、埋設された管路の管軸方向に変位成分を持つ計算モデルを取り上げ、管路に発生する最大ひずみを算定し、許容管体ひずみと比較して安全性の照査を行う。

SIPsystem

表記追記
(旧ｐ327)

c. 地震時の変位量に対する解析

(a)　ウィークポイントのうち構造的要因によるものについては、条件によって地震時に局所的に大きな応力、ひずみ及び相対変位を生じる場合が予想される。したがって、重要度 A 種のうち特に重要な部分と判断された場合には、地震時の変位量に対する解析により個別に構造物の移動量を推定し、対策工の設計を行うことを検討する。特に重要な部分とは、施設周辺の人命・財産やライフラインへの影響が極めて大きい次の条件を全て満たす施設が挙げられる。

①施設規模が極めて大きい。

②主要道路や鉄道、住宅地等に近接する。又は、地域防災計画によって避難路に指定されている道路に近接することから避難・救護活動への影響が極めて大きい。

(b)　地震時の変位量に対する解析に当たっては、現地盤や埋戻し土の強度や剛性の低下を考慮する必要があり、施設構造条件や現場条件により適切な解析手法を採用する。なお、解析を実施する際には、解析手法や設計条件の妥当性を十分に検証する必要があり、高度な知識を要するため、必要に応じて専門技術者に相談する。

〔9.6.1 の (4) c. (b) の参考〕 [11) 12)]

d. 地震応答対策

表記追記
(旧ｐ327)

(a)　地震応答対策は、耐震設計を行った後、パイプラインの屈曲部、土質の変化点、ごく軟弱な粘性土層及びシルト層、液状化の予想される飽和砂質土層等において検討を行う。ウィークポイントに対しては、重要度 A 種、重要度 B 種については対策を講じることを基本とし、路線全体の地震による被害の軽減を図るものとする。重要度 C 種のような重要度の低い施設については、地域の状況に応じて経済性等を勘案し、地震応答対策の必要性を判断する。

(b)　地震応答対策は、「**9.6.8　地震応答対策の内容**」に示す対策工法などから適用を検討する。特に、構造的要因によるウィークポイントに対しては、「**9.6.8 (1) 地震動に対する地震応答対策**」に示す対策例を参考に地震応答対策を行うことを基本とする。

(c)　地震応答対策は、耐震計算によって適用の検討を行うものではないので対策工の評価は行わない。

(d)　現地盤及び埋戻し土が液状化するかどうかは、「**9.6.6　液状化の判定**」により判定する。

e. 耐震設計上の基盤面及び表層地盤

耐震設計上の基盤面とは、**式 (9.6.1)** の記号説明において定義する基盤面である。なお、**9.6** 節における基盤面、地震基盤とは、この耐震設計上の基盤面である。

表層地盤とは、地表面と基盤面との間の地盤をいう。

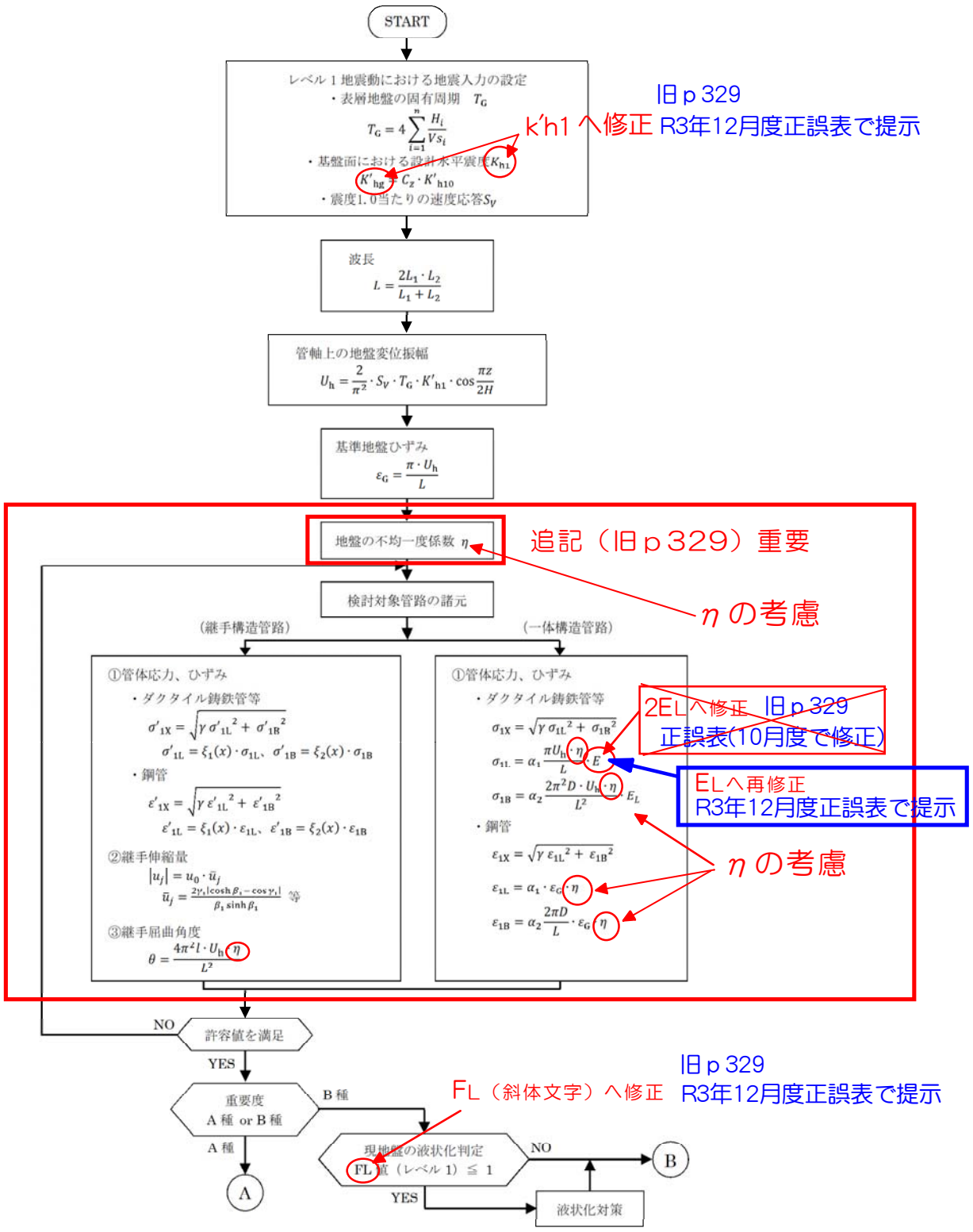


図-9.6.2(a)　埋設管路の安全性照査の手順

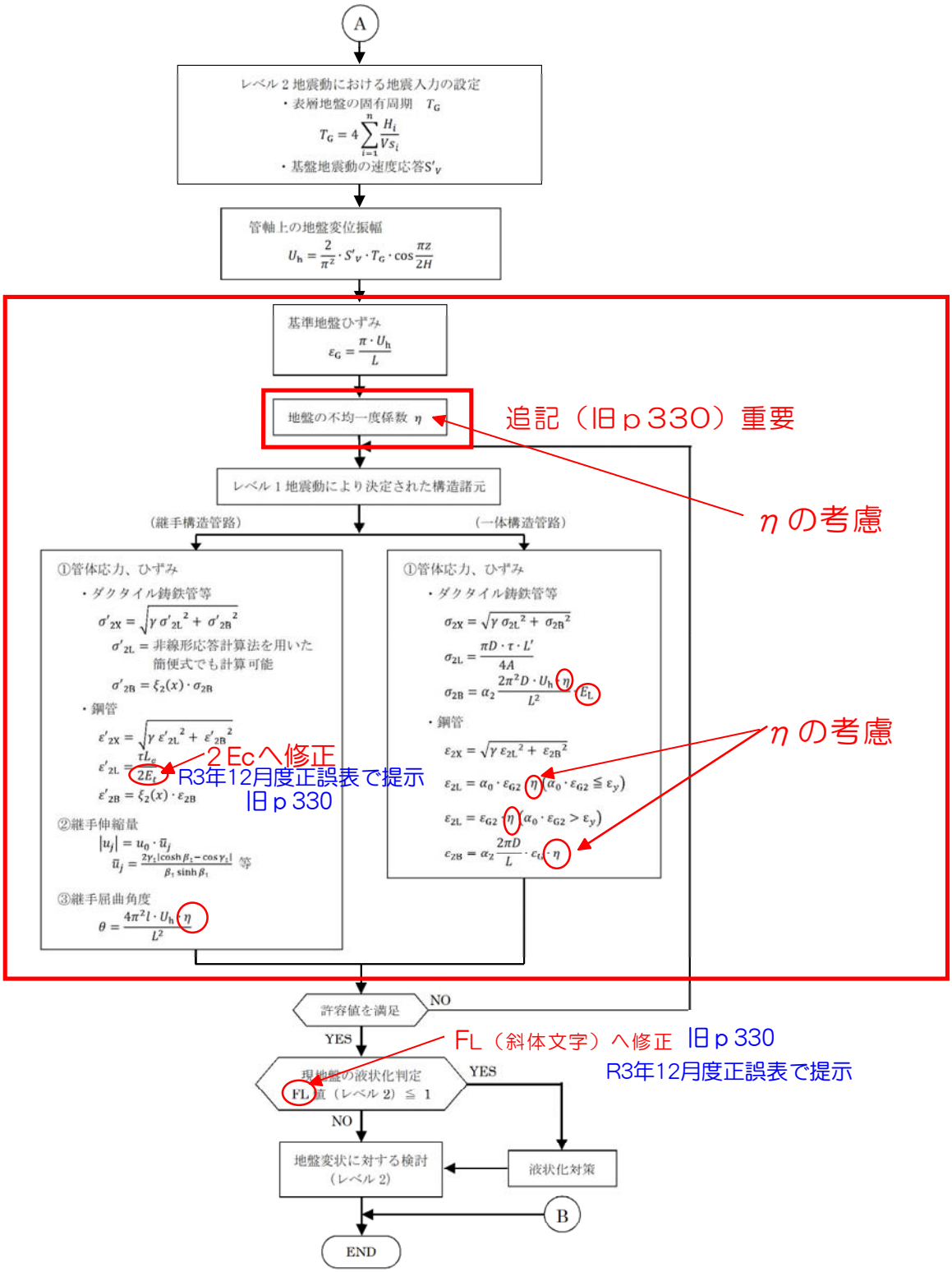


図-9.6.2(b)　埋設管路の安全性照査の手順

9.6.2　重要度区分と保持すべき耐震性能

(1)重要度区分の考え方

耐震設計を行うに当たっては、パイプラインの路線を「極めて重要度の高い区間又は施設（重要度 A 種)」、「重要度の高い施設（重要度 B 種)」、「被災の影響が少ない施設（重要度 C 種)」の 3 種類に区分する。

重要度区分は、**表-9.6.1** に示す「①利水施設としての規模」「②被災による二次災害危険度」「③応急復旧の難易度」の 3 項目で判定する。

ただし、次に示すような場合においては、他の技術基準等と整合を図り、耐震性能を決定するものとする。

① 道路法の適用を受ける道路下に埋設する施設

② 河川法の適用を受ける河川下に埋設する施設

③ 鉄道下に埋設する施設

重要度判定のイメージを**図-9.6.3**に示す。

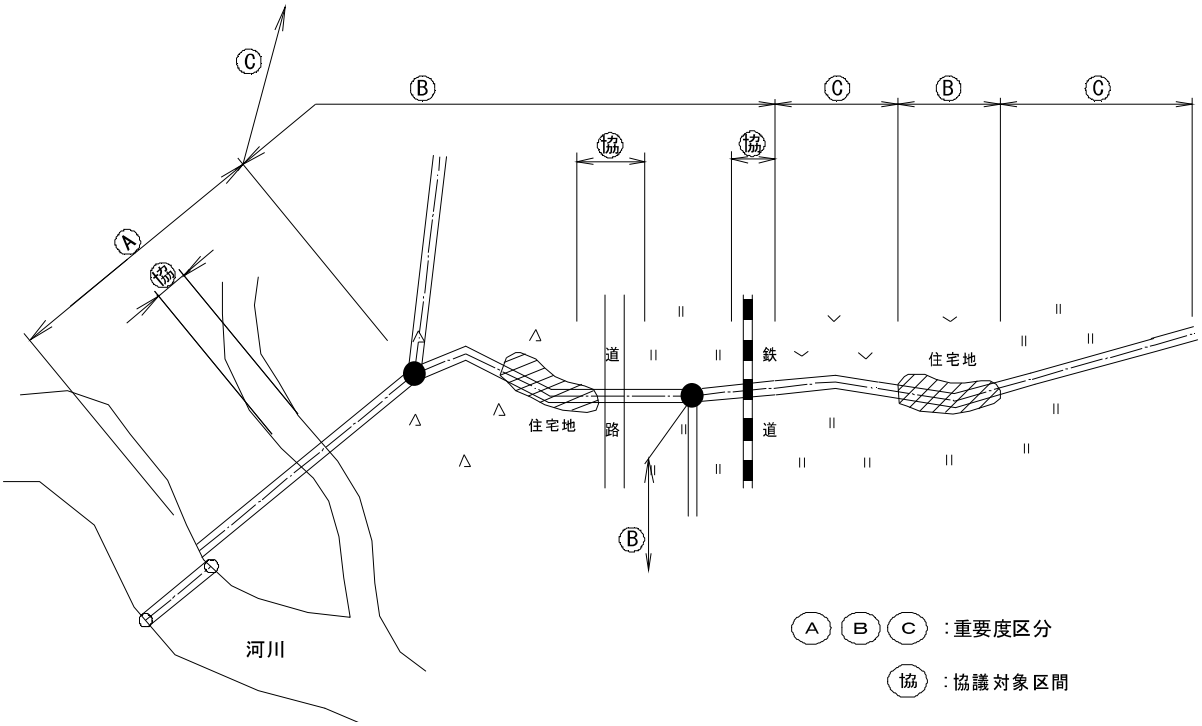


図-9.6.3　重要度判定のイメージ

SIPsystem

表-9.6.1　重要度区分の考え方

区　分	項　　目 ①～③のいずれかに該当する施設	判断する上での参考指標
重要度 A 種 （レベル 2 地震動を考慮する）	①利水施設としての規模。 供給される用水の中断あるいは減量が地域の生活機能及び経済活動・生産活動に与える影響の度合い。	水路システムの中で上流に位置し、施設規模が極めて大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての水供給、ひいては地域の生活機能や経済活動・生産活動に著しい支障をきたす場合。 例）基幹水利施設（水田用水）として、流量 5m³/s 以上、管径で φ2000（V＝1.5～2.0m/s 程度を想定）以上[注)] など。また、バイパス水路の有無や、関連施設からの供給の可能性など地区の状況に応じて勘案する。
	②被災による二次災害危険度。 パイプライン施設が被災することによる第三者への被害で、特に人命・財産やライフラインなどへの影響。	パイプライン施設に近接して家屋、避難場所、若しくは公道、鉄道、ライフライン等重要公共施設があり、水路の損壊による流出水が大量にこれらの場所に流入、又は湛水し、人命若しくは社会経済的に重大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度。 パイプライン施設が被災した場合に直ちに実施すべき応急復旧のための現場作業の難易度。	応急復旧のための作業が極めて困難、若しくは長期間を要する場合。 例）宅地などの隣接部や構造物の埋設が深い場合などに難易度が高くなると考えられる。
重要度 B 種 （レベル 1 地震動を考慮する）	①利水施設としての規模。 同上	施設規模が極めて大きく、かつ被災した場合にライフラインとしての水供給、ひいては地域の生活機能や経済活動・生産活動に相当の支障をきたす場合で、A 種以外のもの。
	②被災による二次災害危険度。 同上	パイプライン施設に近接して家屋、避難場所、若しくは重要公共施設があり、水路の損壊による流出水がこれらの場所に流入又は湛水し、人命に重大な影響はないものの、社会経済的に多大な影響を及ぼすおそれがある場合。
	③応急復旧の難易度。 同上	応急復旧のための作業 に比較的長期間を要する場合。
重要度 C 種 （耐震設計は行わない）	①利水施設としての規模。 同上	A 種、B 種に該当しない場合。 ②の例）水路施設が甚大な被害を受けた場合でも付近の原野、水田等が浸水する程度で、社会経済的な影響が軽微な場合。 ③の例）応急復旧のための作業が容易で、短期間で実施できる場合。
	②被災による二次災害危険度。 同上	
	③応急復旧の難易度。 同上	

注）　水田用水における流量 5m³/s 以上、管径で φ2000（V＝1.5～2.0m/s 程度を想定）以上は、ひとつの例示として示しているものであることから、地区の状況に応じて勘案する。

(2) 耐震設計に用いる地震動

耐震設計に用いる地震動は、「水道施設耐震工法指針・解説（1997 年版）」に準拠する。「水道施設耐震工法指針・解説（2009 年版）」の改訂では、経済性照査（レベル 1）や想定地震動（レベル 2）の適用を併記している。しかし、東北地方太平洋沖地震においてパイプラインのウィークポイントに該当する箇所以外では地震動そのものによる致命的な被害が少なかったことから、従来の地震動を用いた設計で十分に耐震性能が確保されていると判断し、従来の地震動を用いることを基本とする。　追記（旧ｐ332）

SIPsystem

追記（旧ｐ332）

なお、検討する地域が地震防災対策強化地域等に指定されている場合、検討する地域の防災計画との整合を図る必要がある場合及び他の構造物群との整合を図る必要がある場合等においては、対象地点に固有の性質を反映した設計地震動の適用を検討するものとする。

a. 地震動のレベル

耐震設計では、施設の供用期間中に発生する確率が高いレベル 1 地震動、及び発生確率は低いが、大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮する。なお、重要度 A 種の施設においてレベル 2 地震動を考慮する場合は、必ずレベル 1 地震動、レベル 2 地震動の 2 段階について検討を行う。

ただし、重要度 A 種の現地盤の液状化判定及び地盤変状の検討は、レベル 2 地震動(タイプⅡ)のみでよい。

b. レベル 1 地震動の基盤面における設計水平震度の標準値

応答変位法に用いるレベル 1 地震動の基盤面における設計水平震度の標準値 K'_{h10} は、0.15 とする。

c. 地震動タイプ

レベル 2 地震動にはタイプⅠ（プレート境界型）とタイプⅡ（内陸直下型）がある。応答変位法に用いる速度応答スペクトルはタイプⅡ（内陸直下型）のみを検討する。

d. 震動区分に対する速度応答

「水道施設耐震工法指針・解説」は、1997 年に改定がなされた。兵庫県南部地震を含むこの間の被害地震の教訓と地震工学の知見が盛り込まれ、最近制定されたその他の基準と同様、レベル 1、レベル 2 地震動の 2 段階の地震動を考えることとしている。レベル 1 地震動は、**図-9.6.4** に示すように、速度応答スペクトル S_V を工学的基盤での単位震度 1.0 当たりの最大応答値として 80cm/s としている。レベル 2 地震動については、**図-9.6.5** に示すように、2 種類のスペクトル S'_V（最大で、それぞれ 70cm/s、100cm/s）を上限値及び下限値として与えており、その範囲で施設の重要度に応じた値を設定することとしている。これらのスペクトルは、兵庫県南部地震において断層から 10km 以内の基盤及び岩盤表面で観測された複数の地震波に基づいており、上限値と下限値は非超過確率（90%、70%）に対応したものと説明されている。

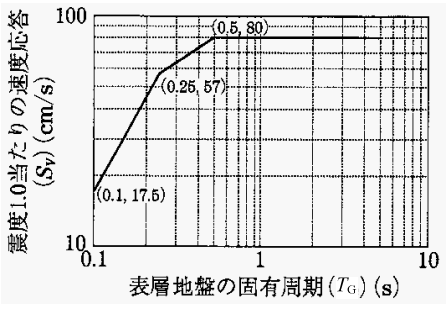


図-9.6.4 設計用速度応答スペクトル（S_V）（レベル 1 地震動）

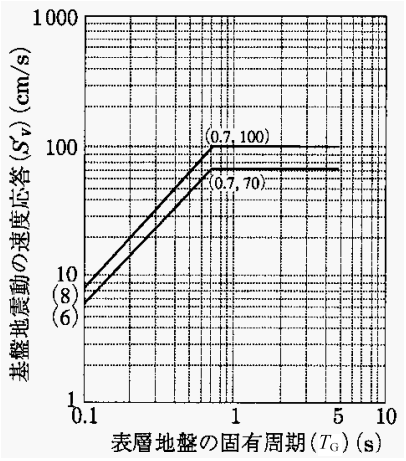


図-9.6.5 設計用速度応答スペクトル（S'_V）（レベル 2 地震動）

SIPsystem

e. レベル 2 地震動においてタイプⅡのみを行う理由

「水道施設耐震工法指針・同解説(1997 年版)」では、マグニチュード 8 クラスのプレート境界型地震による影響は、マグニチュード 7 クラスの内陸直下型地震動に包含されるものとして、レベル 2 地震動において兵庫県南部地震による速度応答スペクトルを用いている。また、国内観測史上最大のマグニチュード 9.0 を記録したプレート境界型地震である東北地方太平洋沖地震においても、前述のとおり地震動そのものによる致命的な被害が少なかった。以上を踏まえて、本技術書ではタイプⅡのみを適用するものとする。 表記変更（旧ｐ332）

(3) 重要度区分と耐震性能

重要度 A 種については、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動（タイプⅡ）の両方について検討するものとし、それぞれの地震動の大きさに対して、「健全性を損なわない」及び「致命的な損傷を防止する」という耐震性能を目標とする。重要度 B 種については、レベル 1 地震動について「健全性を損なわない」という耐震性能を目標とするが、システムとしての多様性のある施設・装置・器具の組み合わせを行うことによって、耐震設計を省略できるものとする。パイプラインでは、重要度 C 種は耐震設計を実施しないものとする。

パイプラインの重要度区分と耐震性能は、以下のとおりとする。

表-9.6.2 パイプラインの重要度区分と耐震性能

重要度区分＼地震動レベル		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動（タイプⅡ）
A	耐震性能	健全性を損なわない	致命的な損傷を防止する
	耐震設計	耐震設計を行う	耐震設計を行う
B	耐震性能	健全性を損なわない	－（対象としない）
	耐震設計	耐震設計を行う	－（耐震設計を行わない）
C	耐震性能	－（対象としない）	－（対象としない）
	耐震設計	－（耐震設計を行わない）	－（耐震設計を行わない）

表-9.6.3 耐震性能の定義

耐震性能	定義（損傷度）
健全性を損なわない	設計通水能力を維持できること （設計水圧によって計画最大流量が流せる）
致命的な損傷を防止する	圧力管路を維持できること （静水圧で漏水を生じない）

(4) 地震応答対策区間の設定

保持すべき耐震性能を確保するために地震応答対策が必要となる範囲は、パイプラインの構造特性及び周辺地盤条件に基づいて決定されるが、地震応答対策区間の境界は管理用制水弁や通気施設、マンホールなどの管理施設とする。これは、地盤条件の不確実性や施設管理上の観点から、適切な区間長の設定と管理のための境界を定めるためである。

また、管理者との協議によって、河川や道路、軌道等の横断部のみ地震応答対策が必要となった場合も同様に、震災後の点検などを考慮して、制水弁やマンホール等の管理用施設を設置し、その区間を独立した一区間として設定する。

SIPsystem

なお、管理施設の最大区間長は、路線の起伏のない直線区間においても通気施設を設置する目安である 400～500m程度と考えられる。このような長い区間全てについて対策を行う必要はないが、中間の一部の区間のみ対策の必要があるような場合は、経済性・管理上からも必要に応じ地震応答対策が必要となる地点の近傍に管理施設を設けることを検討する。

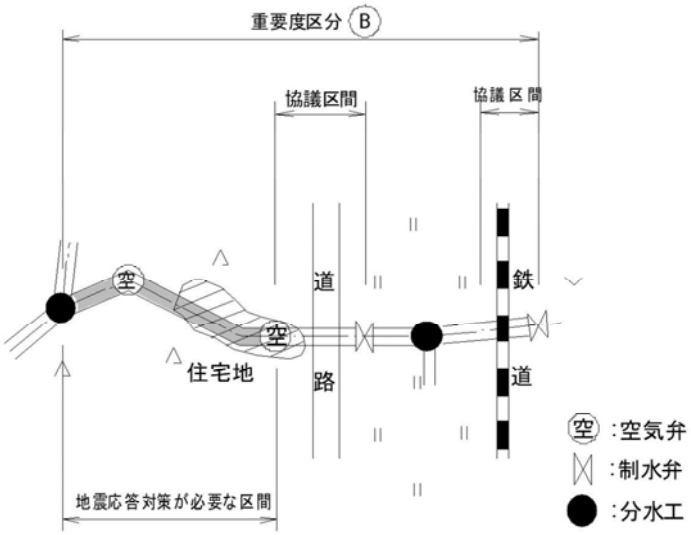
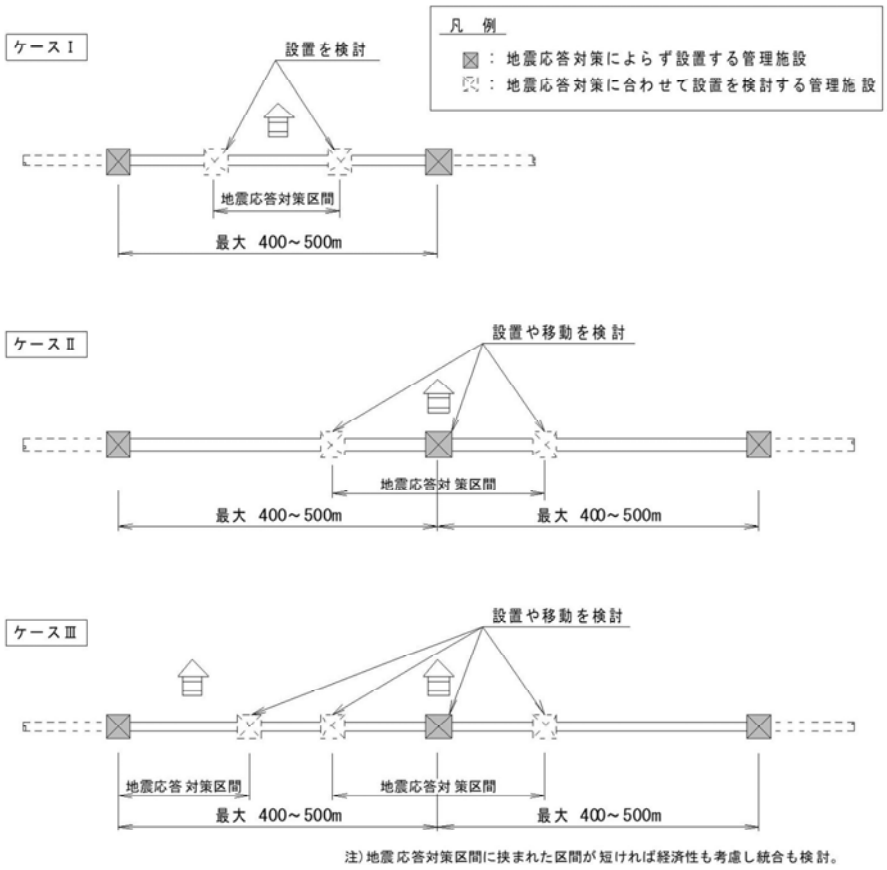


図-9.6.6　地震応答対策が必要となる区間

SIPsystem



注 1） 管理施設とは、管理用制水弁、通気施設、マンホール等をいう。
注 2） 管理施設の最大区間長は、路線の起伏のない直線区間においても通気施設を設置する目安である 400～500m程度と考えられる。

図-9.6.7 地震応答対策が必要となる区間の近傍に管理施設を設ける場合

9.6.3 調査

耐震対策を必要とする管路施設の判断のために、建設地点の地域特性、地形、地盤、土質等の調査を行う。

a. 地域特性

地域特性は、自然的特性及び社会的特性に分類し、地域的な規模及び建設地点における特性を調査する。自然的特性とは、地震帯、地勢、既往地震記録等によって性格づけられるものであり、**図-9.6.9** 及び**表-9.6.7** の地域別補正係数の地域区分が参考となる。また、社会的特性とは人的及び物的被害の影響調査といえる。

b. 地形

地形については、崖、起伏等の自然状態をはじめ、盛土、切土、埋立て等の人為的状態も含め調査する。

c. 地盤及び土質

地盤及び土質は、安定性に問題のある地盤については、通常の場合より綿密に調査するとともに耐震設計上の地盤種別の決定をしておく。

また、施設の重要度に応じ、粒度分布、N 値、粘着力C、内部摩擦角ϕに代表される静的特性値の他、動的解析を行う場合には動的変形係数、減衰定数等の動的特性を把握するための調査が必要となる。

ここで、安全性に問題のある地盤及び土質とは、次のようなことをいう。

① 地すべり、山崩れ、山腹崩壊の起こりやすい地盤
② 丘稜、道路の法肩、法尻、その他地形の急激に変化する場所
③ 斜面
④ 性質の異なる地層の境界
⑤ 軟弱地盤
⑥ 埋立て地
⑦ 地震時に流動化の可能性のある地盤

d. 地下水

地下水は現地盤及び砂基礎の液状化、地盤の圧密沈下及び強度や剛性の低下を生じさせるため、地下水位を調査する。 追記（旧ｐ336）

9.6.4 耐震設計上の埋設管の分類

追記

埋設管路は、一体構造管路と継手構造管路の二つに大別される。一体構造管路とは、主として溶接鋼管、ポリエチレン管を使用した管路である。継手構造管路は、主としてダクタイル鋳鉄管、強化プラスチック複合管（FRPM 管）を使用した管路を指すが、伸縮可とう継手を挿入した溶接鋼管路についても、継手構造管路として取扱うこととする。

地震時における埋設管の応答は地盤の変形（ひずみ）に支配されるが、管路自体の応答は接合部の特性により異なることから、耐震設計上は、**図-9.6.8** に示すように埋設管を分類している。

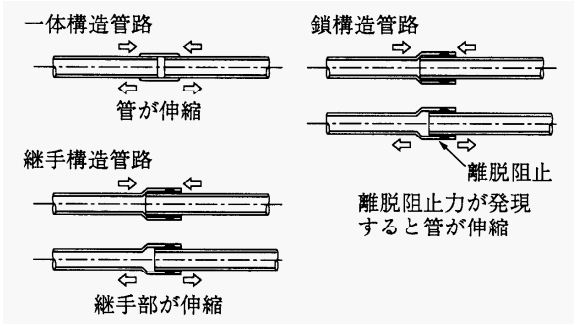


図-9.6.8 耐震設計上の埋設管の分類

(1) 一体構造管路

一体構造管路とは、接合部が固定された管路であり、地震時の地盤ひずみは管本体のひずみで吸収される。溶接鋼管、ポリエチレン管等では、管と地盤との間にすべりが生じ、地盤変形の管路への伝達率が小さくなる。

また、接合部強度が管本体よりも弱い場合には、その耐震性能は接合部の強度により決まる。

表記変更（旧ｐ337）

SIPsystem

(2)継手構造管路

継手構造管路とは、接合部に伸縮・屈曲の可とう性を有する構造の管路であり、ダクタイル鋳鉄管やゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管、強化プラスチック複合管、ヒューム管等がこれに属する。また、この内で、接合部に離脱阻止機能を有するものを、特に「鎖構造管路」と称する。継手構造管路では、接合部の伸縮・屈曲によって地盤ひずみを吸収するので、その可とう性が耐震性能を左右するが、ダクタイル鋳鉄管の一般継手とゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管の被害の多くが継手部の離脱であるように、過度の地盤変状を受けた場合にはやはり接合部が弱点箇所となる。したがって、接合部の抜け出し量が許容値に達した後に離脱阻止力を発現する鎖構造管路は、有効な耐震対策であるといえる。

9.6.5　応答変位法を用いた検討

(1)一般事項

地震動の評価は応答変位法を用いて、速度応答スペクトルにより評価し、水平変位振幅を算出する。

地震の影響については地震時における地盤変位を求め、これを地盤―管路間の静的な相互作用を表す地盤ばね（地盤の剛性係数）を介して管路に伝達する。すなわち、地盤の水平変位振幅から地盤ひずみを求め、地盤ひずみに伝達係数を乗じて管体ひずみを求める。

なお、地盤変状に対する検討方法については、「**9.6.7　地盤変状に対する検討**」で述べる。

(2)地盤の固有周期、地盤種別及び地域別補正係数

a. 地盤の固有周期

表記変更（旧ｐ337）

地盤の固有周期は**式(9.6.1)**により算出し、地盤種別の選定や、**図-9.6.4**、**図-9.6.5** から設計用速度応答スペクトルを設定するのに用いる。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \quad \cdots\cdots (9.6.1)$$

ここに、T_G ：地盤の固有周期(s)　表記変更

H_i ：i番目の地層の厚さ（m）

V_{si} ：i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

地盤のせん断弾性波速度は、弾性波探査やPS検層によって測定するのが望ましいが、実測値がない場合は、**表-9.6.4** によってN値から推定してもよい。

i　：当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面までn層に区分されるときの、地表面からi番目の地層の番号。

表記変更（旧ｐ337）

耐震設計上の基盤面とは、対象地点に共通する広がりを持ち、十分堅固で、表層地盤のせん断弾性波速度に比べて十分に大きい地盤の上面を想定する。十分堅固な地盤とは、せん断弾性波速度V_{si}＝300m/s程度以上より、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の値を有している剛性の高い地層をいう。

表-9.6.4　地盤のせん断弾性波速度（せん断ひずみとの関係）

堆積時代別土質		V_{si}（m/s）		
		せん断ひずみ 10^{-3}	せん断ひずみ 10^{-4}	せん断ひずみ 10^{-6}
洪積層	粘性土	$129\,N^{0.183}$	$156\,N^{0.183}$	$172\,N^{0.183}$
	砂質土	$123\,N^{0.125}$	$200\,N^{0.125}$	$205\,N^{0.125}$
沖積層	粘性土	$122\,N^{0.0777}$	$142\,N^{0.0777}$	$143\,N^{0.0777}$
	砂質土	$61.8\,N^{0.211}$	$90\,N^{0.211}$	$103\,N^{0.211}$

注）・砂、粘土の組成分の百分率により区分した。

追記（旧ｐ338）

・地盤種別の区分で用いる地盤の固有周期の算出にはせん断ひずみが 10^{-6} レベルの値を用いる。
・応答変位法で用いる地盤固有周期の算出には、表層地盤ではせん断ひずみが 10^{-3} レベルの値を用い、基盤においては 10^{-6} レベルの値を用いる。
・網掛け部分は、初期のひずみレベルを示す。

b. 地盤種別（Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤）

表記変更（旧ｐ338）

耐震設計上の地盤種別の区分に用いる地盤の固有周期 T_G は、元来微小ひずみ振幅領域における地盤の特性値であり、せん断ひずみ 10^{-6} レベルのせん断弾性波速度を用いて、原則として**式(9.6.1)**により算出する。耐震設計上の地盤種別は、地盤の固有周期 T_G をもとに、**表-9.6.5** により区別するものとする。地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合は、Ⅰ種地盤とする。

なお、地盤種別の概略の目安としては、Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてよい。ここでいう沖積層には、がけ崩れ等による新しい堆積層、表土、埋立土及び軟弱層を含み、沖積層のうち締まった砂層、砂礫層、玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

表-9.6.5　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G（s）
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leqq T_G$

固有周期 T_G へ修正
R3年12月度正誤表で提示
旧ｐ338

c. 地域別補正係数

耐震設計に用いる地域別補正係数 C_Z は、**図-9.6.9**、**表-9.6.7** の地域区分で分けられている地域に対して**表-9.6.6** の値を用いる。ただし、対象構造物が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方を用いる。

表-9.6.6　地域別補正係数 C_Z

地域区分	地域別補正係数 C_Z
A	1.0
B	0.85
C	0.7

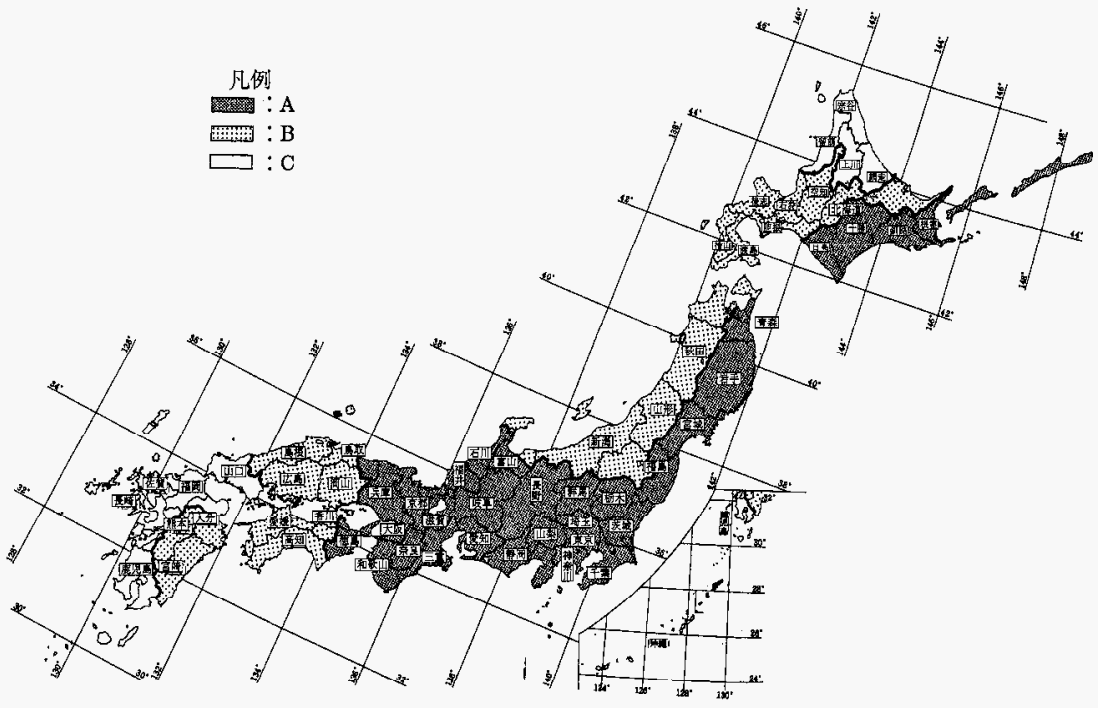


図-9.6.9　地域別補正係数の地域区分

表-9.6.7　地域区分

地域区分	対象地域	
A	(一)	(二)、(三)に掲げる地方以外の地方
B	(二)	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、二海郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡 青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡 秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡 新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡、 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡 島根県、岡山県、広島県
		徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市（旧木田郡のうち牟礼町、庵治町を除く）、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡 愛媛県、高知県 熊本県（(三)に掲げる市及び郡を除く。） 大分県（(三)に掲げる市及び郡を除く。） 宮崎県
C	(三)	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、下川町、中川郡（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち熊本市（旧飽託郡（北部町、河内町、飽田町、天明町）及び旧鹿本郡植木町の区域）、八代市（旧八代郡のうち坂本村、千丁町、鏡町、東陽村、泉村を除く）、荒尾市、水俣市、玉名市、山鹿市、天草市、宇土市、上天草市、宇城市（旧宇土郡（三角町、不知火町）の区域）、玉名郡、葦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市（旧日田郡（前津江村、中津江村、上津江村、大山町、天瀬町）を除く）、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡 鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く） 沖縄県

注）本表は、「道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編」（平成 14 年 3 月）によるが、本技術書では市町村合併による名称変更を反映している。

県の統廃合で変更されている
（旧ｐ340）

SIPsystem

(3)管路における応答変位法

図-9.6.10 は、応答変位法の基礎理論である、弾性床上の梁理論による管路挙動解析モデルイメージを示している。管路は「梁」としてモデル化され、地盤の変形は弾性床の変形として与えられる。

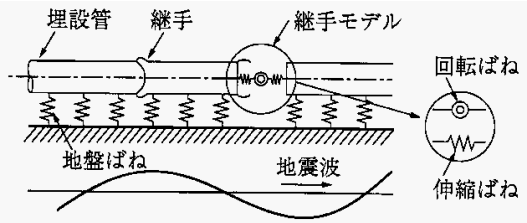


図-9.6.10　地中管路解析モデル

a. 地震動

地震動は応答変位法で求める地盤変位をばね定数で変換した外力として求める。このため、地盤の水平変位振幅（**式(9.6.5a)**、**式(9.6.5b)**参照）を算定するために用いる速度応答スペクトルと設計水平震度をあらかじめ求めておく必要がある。地盤の設計用速度応答スペクトル（S_V、S'_V）を、レベル1地震動、レベル2地震動ごとにそれぞれ求める（**図-9.6.4**、**図-9.6.5** 参照）。

レベル1地震動の場合のみ、水平変位振幅の算定に、基盤面における設計水平震度の標準値 K'_{h10}=0.15 に地域別補正係数 C_Z（**表-9.6.6** 参照）を乗じた基盤面における設計水平震度 K'_{h1}（**式(9.6.6)** 参照）を求める。

b. 表層地盤の固有周期　項目追加（旧ｐ343）

表層地盤の固有周期は**式(9.6.1)**により算出し、地震時の波長及び**図-9.6.4**、**図-9.6.5** から設計用速度応答スペクトルを設定するのに用いる。

c. 地震時の波長

波長は、表層地盤が1次せん断モードで震動すると考えたときの固有周期内に表層地盤内を伝播するせん断波動と、同じ時間内に基盤内を伝播するせん断波動の進む距離の調和平均として、次式で求められる。

$$L=\frac{2L_1\cdot L_2}{L_1+L_2} \quad \cdots\cdots (9.6.2)$$

$$L_1=V_{DS}\cdot T_G,\quad L_2=V_{BS}\cdot T_G \quad \cdots\cdots (9.6.3)$$

ここに、　L　：波長（m）

V_{DS}　：表層地盤の平均せん断弾性波速度（m/s）

$$V_{DS}=\frac{\sum H_i}{\sum\left(H_i/V_{si}\right)} \quad \cdots\cdots (9.6.4)$$

V_{BS}　：基盤の平均せん断弾性波速度（m/s）

T_G　：表層地盤の固有周期（s）

H_i、V_{si} は**式(9.6.1)**による。

本項目より表記項目の再編集が行われ、旧基準書通りのページと合わなくなっている。

d. 管軸上の地盤の水平変位振幅

応答変位法における構造物に作用する断面力、応力、ひずみなどは地震時における地盤の水平変位振幅から算定する。

実際の地震によって生じる地盤の変位分布は極めて複雑と考えられるが、実務設計のために簡略化し、**図-9.6.11** に示すように、水平面内では正弦波形、表層地盤鉛直面内では 1/4 正弦波形とする。

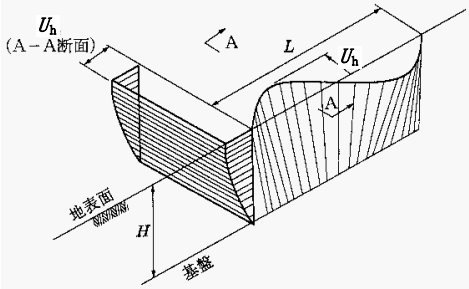


図-9.6.11　耐震設計における入力地盤変位

地中構造物の設計に用いる入力地震動は、直接構造物に作用する地震動としてではなく、周辺地盤及び地盤－構造物系の振動を評価するために耐震設計上の基盤面位置で設定される。

耐震解析法のうち静的解析法では構造物側方の構造物の影響を含まない地盤における水平方向の地盤変位分布、特に構造物位置における水平方向の地盤変位分布が必要となる。併せて、構造物自体の慣性力を評価するための加速度分布も必要となる。それらは、地盤のせん断波速度構造を単純なモデルに置き換え、その 1 次モードに対する式により求められる。**式 (9.6.5a)**、**式 (9.6.5b)** に、この振動理論を用いて求められた式を示す。

レベル 1 及びレベル 2 地震動によって発生する地盤の水平変位振幅 U_{h1}、U_{h2} は、地表面から z (m) の位置においてそれぞれ**式 (9.6.5a)**、**式 (9.6.5b)** により求める。

・　レベル 1 地震動

$$U_{h1}(z)=\frac{2}{\pi^2}\cdot S_V\cdot T_G\cdot K'_{h1}\cdot\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (9.6.5a)$$

・　レベル 2 地震動

$$U_{h2}(z)=\frac{2}{\pi^2}\cdot S'_V\cdot T_G\cdot\cos\frac{\pi z}{2H} \quad \cdots\cdots (9.6.5b)$$

表記変更
(旧ｐ345)

ここに、$U_{h1,2}(z)$ ：地表面からの深さ z mにおける地盤の水平変位振幅（m）

添字 1, 2 は、それぞれレベル 1 地震動、レベル 2 地震動を示す。

z　：地表面からの深さ（m）

S_V　：レベル 1 地震動における基盤地震動の単位震度当たりの速度応答スペクトル（m/s）（**図-9.6.4**、図の S_V の単位は cm/s である）

T_G　：表層地盤の特性値（s）（**式 (9.6.1)** による）

K'_{h1}　：レベル 1 地震動の基盤面における設計水平震度

$$K'_{h1}=C_Z\cdot K'_{h10} \quad \cdots\cdots (9.6.6)$$

H　：表層地盤の厚さ（m）

SIPsystem

S'_V　：レベル 2 地震動における基盤地震動の速度応答スペクトル（m/s）
（**図-9.6.5**、図の S'_V の単位は cm/s である）
C_Z　：地域別補正係数（**表-9.6.6** 参照）
K'_{h10}　：レベル 1 地震動の基礎面における設計水平震度の標準値　0.15

e. 基準地盤ひずみ

応答変位法に用いる地盤ひずみ（管軸方向）は、地盤変位と波長から求める。均一地盤内に正弦波状の地震波動が伝播すると想定した場合の基準地盤ひずみ（管軸方向）は、**式(9.6.7)** によって計算する。

$$\varepsilon_{G1,2} = \frac{\pi \cdot U_{h1,2}}{L} \quad \cdots\cdots (9.6.7)$$

ここに、$\varepsilon_{G1,2}$ ：基準地盤ひずみ（管軸方向）
$U_{h1,2}$ ：管軸上の地盤の水平変位振幅（m）
レベル 1 地震動の場合は**式(9.6.5a)** を、レベル 2 地震動の場合は**式(9.6.5b)** を用いる。
L　：波長（m）
添字 1, 2 は、それぞれレベル 1 地震動、レベル 2 地震動を示す。

表記変更（旧ｐ341の管体ひずみで記載）

なお、地表面に沿って伝播する地震波動としては、短周期表面波を想定する場合と実体波（S 波）の斜め入射によって生じる波動を想定する場合があり、各耐震設計指針によって、その設計体系のなかでいずれかの考え方を採用している。（旧Ｐ346の「地盤ひずみ」で記載）

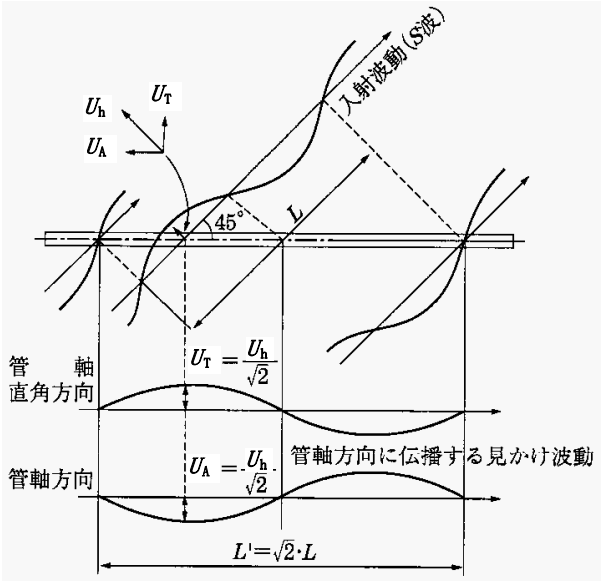


図-9.6.12　実体波の斜め入射に伴う波動伝播

表面波（地表を伝わる地震波）を想定する場合は、進行方向への変位振幅を有する疎密波を設計対象とし、管軸方向へ入射角 $\phi = 0°$ で入射するものと仮定する。地震波動の振幅を U'_h、

波長をL'とすると、管軸方向への地盤ひずみε_Gは、$2\pi U_h' / L'$で与えられる。

一方、S波の斜め入射角を想定する場合は、管軸方向への地盤ひずみが最大となる条件として、その入射角を$\phi=45^\circ$と仮定する。この場合、**図-9.6.12**に示すように、管路に沿って伝播する見かけ波動には、管軸方向成分U_Aと管軸直角方向成分U_Tが存在する。この見かけ波動の波長は$L'=\sqrt{2}\cdot L$、振幅は$U_A=U_h/\sqrt{2}$となり、管軸方向への地盤ひずみは、$\varepsilon_G=\pi U_h / L'$で与えられる。ここまでは旧P346に記載

変更（修正）重要

f. 地盤の不均一度係数

実際の地盤では管路に沿う方向に不均一性を有するため、過去の地震被害から、地盤の不均一性（不整形性）が高い地盤や地盤条件の変化域に、管路被害が集中することが明らかとなっている。

そこで、地盤条件に応じて、基準地盤ひずみに**表-9.6.8**の不均一度係数ηを乗じることで、地盤ひずみの増幅を考慮する。

新規追記（重要）

表-9.6.8 地盤の不均一度係数η

不均一の程度	不均一度係数η	地　盤　条　件
均　　一	1.0	洪積地盤、均一な沖積地盤
不　均　一	1.4	層厚の変化がやや激しい沖積地盤、普通の丘陵宅造地
極めて不均一	2.0	河川流域、おぼれ谷などの非常に不均一な沖積地盤、大規模な切土・盛土の造成地

（注）洪積地盤であっても平坦でない地形の場合は、不均一な地盤と見なす。

g. 地盤と管路のすべり

レベル1地震動に対して管体応力又は管体ひずみを求める際には、地盤と管路のすべりを考慮しない耐震計算式を適用する。

管体ひずみは、地盤ひずみに地盤変位の伝達係数を乗じて求める。

管体応力は、管体ひずみに管材のヤング係数を乗じて求める。

レベル2地震動に対しては、地盤と管路のすべりを考慮した耐震計算式を適用する。この場合、管路と地盤との摩擦力はおおむね10kN/m^{2}前後としてよい。

管体の軸ひずみに、すべりの影響を考慮した地盤変位の伝達係数を用いる。

管体の軸応力算定に、滑りを考慮した速度応答スペクトルを用いた地盤の水平変位振幅を用いる。

表記編集（旧P344~P348）

h. 地盤の剛性係数 (旧P344)

レベル1地震動に対しては、地盤と管路のすべりを考慮しない耐震計算式を適用する。すべりを考慮しない耐震計算式では埋設管路の管軸方向及び管軸直交方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（すなわち、地盤ばねのこと）K_{g1}、K_{g2}が必要となるが、それらは次式によって求める。

$$K_{g1}=C_1\cdot\frac{\gamma_t}{g}\cdot V_S^2 \quad \cdots\cdots (9.6.8)$$

SIPsystem

$$K_{g2}=C_2\cdot\frac{\gamma_t}{g}\cdot V_S^2 \quad \cdots\cdots (9.6.9)$$

ここに、K_{g1}、K_{g2}：埋設管路の管軸及び管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（kN/m²）

γ_t：土の単位体積重量（kN/m³）

g：重力加速度　9.8（m/s²）

V_S：管路位置（管が埋設された層）での表層地盤のせん断弾性波速度（m/s）

C_1、C_2：埋設管路の管軸及び管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数に対する定数であり、一般には、おおむねC_1＝1.5前後、C_2＝3前後になると想定される。

なお、C_1、C_2の詳細な値について、参考までに表層地盤厚さH＝5～30m、管径D＝150～3,000㎜ に対して、線形有限要素解析によって地盤の剛性係数に対する定数を求めた結果を以下に示す。

$$C_1=1.3H^{-0.4}D_c^{0.25} \quad \cdots\cdots (9.6.10)$$

$$C_2=2.3H^{-0.4}D_c^{0.25} \quad \cdots\cdots (9.6.11)$$

ここに、H：表層地盤の厚さ（m）

D_c：管外径（cm）

(旧ｐ344)

管路の応答は、基本的には地盤ひずみに伝達係数を乗じて管路ひずみを求める方法で計算されるが、レベル２地震動のように大きな地震動では管軸方向への地盤ー管路間の相対変位がある限界値を上回った場合、管路と地盤との間にすべりが生じ、管路に作用する地盤拘束力が一定値になることが実験的に知られている。したがって、レベル２地震動に対する設計では、このすべりの影響を考慮した計算方法が採用されている。

i. 地盤変位の伝達係数 (旧ｐ347-イ.)

管路への地盤変位の伝達係数は、管路剛性と地盤ばねの比率によって定める。

$$\alpha_1=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_1\cdot L'}\right)^2} \quad \cdots\cdots (9.6.12)$$

$$\alpha_2=\frac{1}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2\cdot L}\right)^4} \quad \cdots\cdots (9.6.13)$$

表記変更 (旧ｐ347)

$$\lambda_1=\sqrt{\frac{K_{g1}}{E_L\cdot A}} \quad \cdots\cdots (9.6.14)$$

$$\lambda_2=\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E_L\cdot I}} \quad \cdots\cdots (9.6.15)$$

ここに、α_1　：管軸方向の地盤変位の伝達係数

α_2　：管軸直角方向の地盤変位の伝達係数

L　：地震動の波長（m）

L'　：見かけの波長（m）

$$L'=\sqrt{2}\cdot L \quad \cdots\cdots (9.6.16)$$

表記変更（旧ｐ347）

A　：管の断面積（m^2）

E_L　：管材のヤング係数（長期）（kN/m^2）　EL＝Es×0.8

新規追記

表-9.6.9　耐震設計に用いる管材の縦方向ヤング係数 E（$\times 10^6 kN/m^2$）

管　種	E_S 短期注)	管　種	E_S 短期注)
鋼　管	200	強化プラスチック複合管	8.8
ダクタイル鋳鉄管	160	一般用ポリエチレン管（3 種 PE100）	1.3
		ガラス繊維強化ポリエチレン管	1.3

注）管材のヤング係数（長期）E_L は、樹脂系管材は短期の値にクリープ係数 0.8 を乗じた値を用いる（有効桁 2 桁（3 桁め四捨五入））。なお、金属管、コンクリート管は短期の値を用いる。

I　：管の断面二次モーメント（m^4）

K_{g1}：埋設管路の管軸方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（kN/m^2）
（**式 (9.6.8)** による）

K_{g2}：埋設管路の管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（kN/m^2）
（**式 (9.6.9)** による）

j. 管体ひずみ（一体構造管路）　表記変更（旧p346）

管体ひずみは、管路の軸ひずみと曲げひずみとの合成ひずみとして求める。管路の軸ひずみと曲げひずみは、地盤ひずみに伝達係数を乗じて求める。

管体ひずみの算定式は、レベル 1 地震動の場合**式 (9.6.26)**～**(9.6.28)**、レベル 2 地震動の場合**式 (9.6.29)** による。

k. 管体応力（継手構造管路）

管体応力は、管路の軸応力と縁応力との合成応力として求める。管路の軸応力と縁応力は、地盤の水平変位振幅による応力に伝達係数を乗じて求める。

継手構造管路の軸応力と縁応力は、地盤の水平変位振幅による応力に伝達係数を乗じて求めた応力に、伸縮可とう継手がある場合の応力の補正係数を乗じる。

管体応力の算定式は、レベル 1 地震動の場合**式 (9.6.36)**～**(9.6.38)**、レベル 2 地震動の場合**式 (9.6.44)**～**(9.6.46)** による。

(4) 一体構造管路（鋼管・ポリエチレン管）

a. 一般事項

表記変更（旧p342）

一体構造管路の耐震設計に当たっては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する耐震性（管体ひずみ）を照査するとともに、地盤の液状化などによって発生する地盤変状に対する耐震性の照査を「**9.6.7 地盤変状に対する検討**」により行う。

また、埋設管路の耐震性の照査においては、地盤振動による影響の他、次の b. に示す常時荷重による管体発生ひずみについても考慮する。

SIPsystem

式中に（　　）
が抜けている？
12月度正誤表でも変更なし？

農政局に確認中（R3/12/7）

式中に（　　）が抜けている
と農政局より回答あり。12月27日

b. 常時荷重による軸方向のひずみ

(a) 内圧による軸方向ひずみ（$\varepsilon_{\ell i}$）

式変更
(旧p342)

$$\varepsilon_{\ell i}=\frac{(D_c-t)v}{2t}\left(\frac{P_1}{E_L}+\frac{P_2}{E_S}\right) \quad \cdots\cdots (9.6.17)$$

ここに、v　：ポアソン比

鋼管 0.3

追記

一般用ポリエチレン管（3 種 PE100）	0.47
ガラス繊維強化ポリエチレン管	0.35

表記変更

P_1　：静水圧（kN/m^2）

P_2　：水撃圧（kN/m^2）

D_c　：管外径（m）

t　：管厚（m）

E　：管材のヤング係数（kN/m^2）（**表-9.6.9** 参照）

E_L は管材のヤング係数（長期）、E_S は管材のヤング係数（短期）

(b) 自動車荷重による軸方向ひずみ（$\varepsilon_{\ell 0}$）

$$\varepsilon_{\ell 0}=\frac{0.322W_m}{Z\cdot E_S}\sqrt{\frac{E_S\cdot I}{k_V\cdot D_c}} \quad \cdots\cdots (9.6.18)$$

ここに、W_m　：自動車荷重（kN/m）

$$W_m=W_W\cdot D_c \quad \cdots\cdots (9.6.19)$$

表記変更
(旧p342)

Z　：管の断面係数（m^3）

I　：管の断面二次モーメント（m^4）

E_S　：管材のヤング係数（短期）（kN/m^2）（**表-9.6.9** 参照）

k_V　：鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）

W_W　：輪荷重による鉛直荷重（kN/m^2）（**式(9.3.17)** による）

D_c　：管外径（m）

(c) 温度変化による軸方向ひずみ（$\varepsilon_{\lambda m}$）

$$\varepsilon_{\lambda m}=\alpha\cdot\Delta t \quad \cdots\cdots (9.6.20)$$

ここに、α　：線膨張係数

鋼管　12×10^{-6}（/℃）

追記

一般用ポリエチレン管（3 種 PE100）	1.3×10^{-4}（/℃）
ガラス繊維強化ポリエチレン管	5.0×10^{-5}（/℃）

Δt　：温度変化（℃）

(d) 不同沈下による軸方向ひずみ（ε_{β}）

不同沈下によって一体構造管路に発生する軸方向ひずみの計算に際しては、盛土による地盤の沈下を対象とした計算を行う。

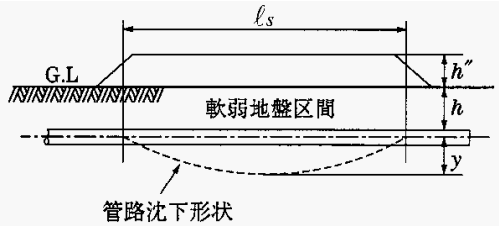


図-9.6.13　不同沈下想定図

一体構造管路を弾性床上の梁とし、最大曲げモーメントは、「構造力学公式集」（土木学会）によると、以下の M_1 又は M_2 のいずれか大きな値によって、安全側に近似することができる。

$$M_1=\frac{W_d}{2\beta^2}\exp\left(-\frac{\beta\cdot\ell_s}{2}\right)\cdot\sin\left(\frac{\beta\cdot\ell_s}{2}\right) \quad \cdots\cdots (9.6.21)$$

（　）を追加修正 R3年12月度正誤表で提示 旧ｐ343

$$M_2=\frac{0.3877W_d}{\beta^2}\{0.2079+\exp(-\beta\cdot\ell_s)\cdot(\sin\beta\cdot\ell_s-\cos\beta\cdot\ell_s)\} \quad \cdots\cdots (9.6.22)$$

ここに、　W_d　：鉛直土荷重（kN/m）

$$W_d=\gamma_t\cdot(h+h'')\cdot D_c \quad \cdots\cdots (9.6.23)$$

β　：基礎の特性値（m^{-1}）

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E_L\cdot I}} \quad \cdots\cdots (9.6.24)$$

ℓ_s　：軟弱地盤における沈下計算区間長（m）

γ_t　：土の単位体積重量（kN/m^3）

h　：現地盤の土かぶり（m）

h''　：盛土高さ（m）

D_c　：管外径（m）

E_L　：管材のヤング係数（長期）（kN/m^2）（**表-9.6.9** 参照）　EL＝0.8×Es

I　：管の断面二次モーメント（m^4）

K_{g2}　：管軸直角方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（kN/m^2）

（**式(9.6.9)** による）

表記変更
(旧p342)

最大曲げモーメント M は、M_1 と M_2 の大なる値 $M=\max(M_1, M_2)$ を採用する。

最大発生ひずみ β_β は、次式により求める。

$$\varepsilon_\beta=\frac{M}{E_L\cdot I}\cdot\frac{D_c}{2} \quad \cdots\cdots (9.6.25)$$

ここに、　M　：最大曲げモーメント（kN・m）

D_c　：管外径（m）

E_L　：管材のヤング係数（長期）（kN/m^2）（**表-9.6.9** 参照）

I　：管の断面二次モーメント（m^4）

c. 地震時における管体の軸方向ひずみ

管体ひずみは、以下のレベル 1 地震動とレベル 2 地震動のそれぞれの式により求める。

なお、α_1、α_2 は地盤変位の管路への伝達係数であり、その値は管路剛性と地盤ばねの比率に

表記編集
（旧p341）

表記編集（旧p341）

よって定まる。地震波動による地盤ひずみは波長と振幅から算定される。また、管路の変形は地盤変形と相似であることから、地震時における管体ひずみは地盤ひずみに伝達係数を乗じて求められる。

追記項目

(a) 表層地盤の固有周期

表層地盤の固有周期 T_G は**式 (9.6.1)** により求める。

(b) 地震時の波長

地震時の波長 L は**式 (9.6.2)** により求める。

(c) 管軸上の地盤の水平変位振幅

レベル 1 地震動の地盤の水平変位振幅 $U_{h1}(z)$ は**式 (9.6.5a)** により求める。

レベル 2 地震動の地盤の水平変位振幅 $U_{h2}(z)$ は**式 (9.6.5b)** により求める。

(d) 基準地盤ひずみ

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の基準地盤ひずみ $\varepsilon_{G1,2}$ は、**式 (9.6.7)** によりそれぞれについて求める。

(e) 地盤の不均一度係数

地盤の不均一度係数 η は、**表-9.6.8** により地盤条件に応じた値を決定する。

(f) 地盤の剛性係数

地盤の剛性係数 K_{g1}、K_{g2} は**式 (9.6.8)**、**式 (9.6.9)** により求める。

(g) 地盤変位の伝達係数

地盤変位の伝達係数 α_1、α_2 は**式 (9.6.12)**、**式 (9.6.13)** により求める。

(h) レベル 1 地震動による管体ひずみ

管体ひずみは、管路の軸ひずみと曲げひずみとの合成ひずみとして求める。

式の変更・追加（η）（旧ｐ347）

$$\varepsilon_{1L}=\alpha_1\cdot\varepsilon_{G1}\cdot\eta \quad \cdots\cdots (9.6.26)$$

$$\varepsilon_{1B}=\alpha_2\cdot\frac{2\pi\cdot D_c}{L}\varepsilon_{G1}\cdot\eta \quad \cdots\cdots (9.6.27)$$

$$\varepsilon_{1x}=\sqrt{\gamma\cdot{\varepsilon_{1L}}^2+{\varepsilon_{1B}}^2} \quad \cdots\cdots (9.6.28)$$

ここに、ε_{1x} ：軸ひずみと曲げひずみの合成ひずみ

ε_{1L} ：埋設管路の軸ひずみ

ε_{1B} ：埋設管路の曲げひずみ

γ ：重畳係数（1.00～3.12）

ε_{G1} ：レベル 1 地震動による基準地盤ひずみ（管軸方向）（**式 (9.6.7)** による）

η ：地盤の不均一度係数（**表-9.6.8** による）

α_1 ：管軸方向の地盤変位の伝達係数（**式 (9.6.12)** による）

α_2 ：管軸直角方向の地盤変位の伝達係数（**式 (9.6.13)** による）

L ：地震動の波長（m）（**式 (9.6.2)** による）

記号変更 D_c ：管外径（m）

(i) レベル 2 地震動による管体ひずみ

管体ひずみは、管路の軸ひずみと曲げひずみとの合成ひずみとして求める。

$$\varepsilon_{2x}=\sqrt{\gamma\cdot\varepsilon_{2L}{}^2+\varepsilon_{2B}{}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\

(c) ひずみに対する照査　（旧ｐ349）

レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の軸方向ひずみの計算結果を、**表-9.6.10** に例として示す。

表-9.6.10　一体構造管路（鋼管）の照査結果の例

名　称	レベル 1	レベル 2	備　考
	ひずみ	ひずみ	
①設計内圧	0.002%	0.002%	
②自動車荷重	0.002%	0.002%	
③温度変化	0.018%	0.018%	
④不同沈下	0.007%	0.007%	
⑤地震	0.032%	0.038%	
管体（軸方向）ひずみ①～⑤合計	0.061%	0.067%	
許容ひずみ	0.110%	0.414%	$46\,t/D_c$ （%）

注）t は管厚、D_c は管外径。両者の単位は同一の長さの単位とする。

(5) 継手構造管路（ダクタイル鋳鉄管、強化プラスチック複合管（FRPM 管））

a. 一般事項

表記変更及び追加（旧ｐ349）

ダクタイル鋳鉄管、強化プラスチック複合管（FRPM 管）の耐震設計に当たっては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対する耐震性（管体応力、継手の伸縮量及び屈曲角度）を照査する。地盤の液状化などによって発生する地盤変状に対する耐震性に関しては「**9.6.7　地盤変状に対する検討**」による。

また、埋設管路の耐震性の照査においては、地盤振動による影響の他、次の b. に示す常時荷重による管体発生応力についても考慮する。

なお、埋設管路の耐震性の照査に考慮する常時の荷重は、下記のとおりとする。

管体応力算定時 ····· 内圧、自動車荷重

継手伸縮量算定時 ····· 内圧、自動車荷重、温度変化、不同沈下

b. 常時荷重による管体発生応力

(a) ダクタイル鋳鉄管の場合の内圧及び自動車荷重の計算

①　内圧による軸方向応力（σ_{Pi}）

改定式変更（旧ｐ349）

$$\sigma_{Pi} = \sigma_{Pi1} + \sigma_{Pi2} \cdots \cdots \cdots

D_c ：管外径（m）

t ：管厚（m）

t_0 ：公称管厚から鋳造公差を差引いた計算管厚（m）

式(9.4.7a)、**式(9.4.7b)**において、$T \rightarrow t$、$t \rightarrow t_0$と読み替えて求める。

②自動車荷重による軸方向応力（σ_{P0}）

$$\sigma_{P0}=\frac{0.322W_m}{Z}\sqrt{\frac{E_S \cdot I}{k_V \cdot D_c}} \quad \cdots\cdots (9.6.31)$$

表示変更（旧ｐ318）

ここに、 σ_{P0} ：自動車荷重による軸方向応力（kN/m²）

W_m ：自動車荷重（kN/m）（**式(9.6.19)**による）

k_V ：鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）

E_S ：ダクタイル鋳鉄管のヤング係数(短期)(kN/m²)（**表-9.6.9** 参照）

I ：断面二次モーメント（m⁴）

$$I=\frac{\pi \cdot \{D_c^4-(D_c-2\times t_0)^4\}}{64} \quad \cdots\cdots (9.6.32)$$

Z ：断面係数（m³）

$$Z=\frac{2I}{D_c} \quad \cdots\cdots (9.6.33)$$

D_c ：管外径（m）

t_0 ：公称管厚から鋳造公差を差引いた計算管厚（m）

(b)強化プラスチック複合管（FRPM 管）の場合の内圧及び自動車荷重の計算

①内圧による軸方向応力（σ_{Pi}）

$$\sigma_{Pi}=\sigma_{Pi1}+\sigma_{Pi2} \quad \cdots\cdots (9.6.34a)$$

改定式変更（旧ｐ350）

$$\sigma_{Pi1}=\nu \cdot \frac{P_1(D_c-t)}{2t} \quad \cdots\cdots (9.6.34b)$$

静水圧、水撃圧毎に計算

$$\sigma_{Pi2}=\nu \cdot \frac{P_2(D_c-t)}{2t} \quad \cdots\cdots (9.6.34c)$$

ここに、 σ_{Pi} ：内圧による管軸方向応力（kN/m²）

σ_{Pi1} ：静水圧による管軸方向応力（kN/m²）

σ_{Pi2} ：水撃圧による管軸方向応力（kN/m²）

ν ：強化プラスチック複合管のポアソン比　0.30

P_1 ：静水圧（kN/m²）

P_2 ：水撃圧（kN/m²）

D_c ：管外径（m）

t ：管厚（m）

②自動車荷重による軸方向応力（σ_{P0}）

式(9.6.31)により求める。強化プラスチック複合管(軸方向)のヤング係数は**表-9.6.9**の短期による。断面二次モーメントIは次式により算出する。

$$I=\frac{\pi\cdot\{D_c^{\,4}-(D_c-2\times t)^4\}}{64} \quad \cdots\cdots (9.6.35)$$

ここに、 D_c ：管外径（m）

t ：管厚（m）

c. 地震時における管体発生応力

表記変更（p350）

(a) 表層地盤の固有周期　旧：特性値と表記

表層地盤の固有周期 T_G は**式(9.6.1)**により求める。

(b) 地震時の波長

地震時の波長 L は**式(9.6.2)**により求める。

新規追記（p350）

(c) 管軸上の地盤の水平変位振幅

レベル1地震動の地盤の水平変位振幅 $U_{h1}(z)$ は**式(9.6.5a)**により求める。

レベル2地震動の地盤の水平変位振幅 $U_{h2}(z)$ は**式(9.6.5b)**により求める。

(d) 地盤の不均一度係数

地盤の不均一度係数 η は、**表-9.6.8**により地盤条件に応じた値を決定する。

(e) 地盤の剛性係数

地盤の剛性係数 K_{g1}、K_{g2} は**式(9.6.8)**、**式(9.6.9)**により求める。

(f) 地盤変位の伝達係数

表記変更（p350）

管軸方向及び管軸直角方向の地盤変位の伝達係数 α_1、α_2 は**式(9.6.12)**、**式(9.6.13)**により求める。

(g) レベル1地震動における管体応力の計算

レベル1地震動による管体応力は、管と地盤の滑りを考慮しないこととし、以下により求める。

ア. 下記イ. の算出に用いる軸応力、縁応力

式変更（η）（旧p351）

$$\sigma_{1L}=\alpha_1\frac{\pi\cdot U_{h1}\cdot\eta}{L}\cdot E_L \quad \cdots\cdots (9.6.36)$$

$$\sigma_{1B}=\alpha_2\frac{2\pi^2\cdot D_c\cdot U_{h1}\cdot\eta}{L^2}\cdot E_L \quad \cdots\cdots (9.6.37)$$

$$\sigma_{1X}=\sqrt{\gamma\cdot\sigma_{1L}^{\,2}+\sigma_{1B}^{\,2}} \quad \cdots\cdots (9.6.38)$$

ここに、

記号変更&追記（旧p351）

σ_{1L}	：	埋設管路の軸応力（kN/m²）
σ_{1B}	：	埋設管路の縁応力（kN/m²）
σ_{1x}	：	軸応力と縁応力の合成応力（kN/m²）
α_1、α_2	：	管軸方向・管軸直角方向の地盤変位の伝達係数
U_{h1}	：	管軸上の地盤の水平変位振幅（m）
η	：	地盤の不均一度係数（**表-9.6.8**による）
D_c	：	管外径（m）
L	：	地震動の波長（m）
E_L	：	管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-9.6.9**参照）
γ	：	重畳係数（1.00～3.12）

イ. 伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x （m）の点における軸応力と縁応力の合成応力

$$\sigma'_{1L}(x)=\xi_1(x)\cdot\sigma_{1L} \quad \cdots\cdots (9.6.39)$$

$$\sigma'_{1B}(x)=\xi_2(x)\cdot\sigma_{1B} \quad \cdots\cdots (9.6.40)$$

$$\sigma'_{1x}(x)=\sqrt{\gamma\{\sigma'_{1L}(x)\}^2+\{\sigma'_{1B}(x)\}^2} \quad \cdots\cdots (9.6.41)$$

ここに、 $\sigma'_{1L}(x)$ ：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における軸応力（kN/m²）

$\sigma'_{1B}(x)$ ：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における縁応力（kN/m²）

$\sigma'_{1x}(x)$ ：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における軸応力と縁応力の合成応力（kN/m²）

σ_{1L} ：**式 (9.6.36)** で計算した軸応力（kN/m²）

σ_{1B} ：**式 (9.6.37)** で計算した縁応力（kN/m²）

$\xi_1(x)$ ：埋設管路を連続とした場合の応力に対する埋設管路の伸縮可とう継手がある場合の軸応力の補正係数（**式 (9.6.42)** 参照）

$\xi_2(x)$ ：埋設管路を連続とした場合の応力に対する埋設管路の伸縮可とう継手がある場合の縁応力の補正係数（**式 (9.6.43)** 参照）

γ ：重畳係数（1.00～3.12）

パイプラインの耐震設計では、耐震設計法として応答変位法を用いる。その場合、軸ひずみを発生させる 4 種類のせん断波動と曲げひずみを発生させる 1 種類のせん断波動の計 5 種類を考慮するが、波動成分によって軸応力の計算に係わる重畳係数 γ は 1.0～3.12 の値をとる。各パイプラインの管種によって取扱いが異なっているのが現状である。

なお、レベル 2 地震動の大きな地震動の場合、地震動自体が強大であるため、せん断波動の重ね合せは考慮せず、重畳係数は 1.0 としている。

なお、**式 (9.6.41)** の $\{\sigma'_{1L}(x)\}^2$ には、各管種とも従来の耐震計算式と同様、重要度に応じて 1.00～3.12 を乗じるのが望ましい（**式 (9.6.28)** の $\varepsilon_{1L}{}^2$ も同様）。

ウ. 継手構造管路の場合の応力の補正係数

埋設管路に伸縮可とう継手のある場合の、$\xi_1(x)$、$\xi_2(x)$ は次式によって求めるものとする。

$$\xi_1(x)=\frac{\sqrt{\phi_1(x)^2+\phi_2(x)^2}}{\exp(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')-\exp(-\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')} \quad \cdots\cdots (9.6.42)$$

$$\xi_2(x)=\sqrt{\phi_3(x)^2+\phi_4(x)^2} \quad \cdots\cdots (9.6.43)$$

$x=\ell/2$ （伸縮可とう継手管の中央で応力が最大となるため）

$\nu=\ell/L$

$\nu'=\ell/L'$

$$\phi_1(x)=\{\exp(-\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')-\cos(2\pi\cdot\nu')\}\exp(\mu'\cdot\lambda_1\cdot L')$$
$$-\{\exp(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')-\cos(2\pi\cdot\nu')\}\exp(-\mu'\cdot\lambda_1\cdot L')+2\sin(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')\cos(2\pi\cdot\mu')$$

$$\phi_2(x)=2\sin(2\pi\cdot\nu')\sinh(\mu'\cdot\lambda_1\cdot L')-2\sin(2\pi\cdot\mu')\sinh(\nu'\cdot\lambda_1\cdot L')$$

$$\phi_3(x)=f_3\cdot e_3-f_1\cdot e_2-f_4\cdot e_1-\sin(2\pi\cdot\mu)$$

$$\phi_4(x)=e_4+f_2\cdot e_3-f_2\cdot e_2-f_5\cdot e_1-\cos(2\pi\cdot\mu)$$

旧 p 352
2sinh へ修正 R3年12月度正誤表で提示

旧ｐ353

$\mu = x / L = \ell / (2L)$

$\mu' = x / L' = \ell / (2L')$

【 ℓ 】の記号に修正R3年12月度正誤表で提示

ここに、 $\xi_1(x)$ ：伸縮可とう継手がある場合の軸応力の補正係数

$\xi_2(x)$ ：伸縮可とう継手がある場合の縁応力の補正係数

l ：伸縮可とう継手管の長さ（m、管長相当）

K_{g2} ：管軸直角方向の地盤の剛性係数（kN/m²）（**式 (9. 6. 9)** による）

表記変更（旧ｐ353）

E_L ：管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-9. 6. 9** 参照）

I ：断面二次モーメント（m⁴）

L ：波長（m）（**式 (9. 6. 2)** による）

L' ：みかけの波長（m）（**式 (9. 6. 16)** による）

λ_1 ：**式 (9. 6. 14)** による

$f_1 \sim f_5$ 、 $e_1 \sim e_4$ は、**表-9. 6. 11** に示すとおりである。

表-9. 6. 11 係数 $f_1 \sim f_5$

f_1	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_1(C_4-C_1)-C_3(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\cdot v)\right]$		
f_2	$\frac{1}{\Delta}\left[C_1(C_3-C_2)-C_4(C_3+C_2)+(C_3+C_2)\cos(2\pi\cdot v)+C_1\frac{2\pi}{\beta\cdot L}\sin(2\pi\cdot v)\right]$		
f_3	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_1(C_4+C_1)-C_2(C_3+C_2)-C_1\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}+(C_3+C_2)\sin(2\pi\cdot v)\right]$		
f_4	$\frac{1}{\Delta}\left[\{C_3(C_4+C_1)-C_2(C_4-C_1)+(C_2-C_3)\cos(2\pi\cdot v)\}\frac{2\pi}{\beta\cdot L}-2C_1\sin(2\pi\cdot v)\right]$		
f_5	$\frac{1}{\Delta}\left[(C_3-C_2)^2+2C_1\cdot C_4-2C_1\cos(2\pi\cdot v)-(C_2-C_3)\frac{2\pi}{\beta\cdot L}\sin(2\pi\cdot v)\right]$		
Δ	$(C_3+C_2)(C_3-C_2)+2C_1^2$		
C_1	$\sin(v\cdot\beta\cdot L)\sinh(v\cdot\beta\cdot L)$	C_2	$\sin(v\cdot\beta\cdot L)\cosh(v\cdot\beta\cdot L)$
C_3	$\cos(v\cdot\beta\cdot L)\sinh(v\cdot\beta\cdot L)$	C_4	$\cos(v\cdot\beta\cdot L)\cosh(v\cdot\beta\cdot L)$
e_1	$\sin(\mu\cdot\beta\cdot L)\sinh(\mu\cdot\beta\cdot L)$	e_2	$\sin(\mu\cdot\beta\cdot L)\cosh(\mu\cdot\beta\cdot L)$
e_3	$\cos(\mu\cdot\beta\cdot L)\sinh(\mu\cdot\beta\cdot L)$	e_4	$\cos(\mu\cdot\beta\cdot L)\cosh(\mu\cdot\beta\cdot L)$
v	ℓ / L	μ	x / L
β	$\sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E_L\cdot I}}$		

(h) レベル 2 地震動における管体応力の計算

レベル 2 地震動による管体応力は、管と地盤の滑りを考慮することとし、以下により求める。

表記変更（旧ｐ351）

ア. 下記イ. の算出に用いる軸応力、縁応力

レベル 2 地震動に対して、軸応力は非線形応答を考慮した解析を用いた簡便法で計算する。

式変更
（旧ｐ351）

$$\sigma_{2L}=\alpha_1\frac{\pi\cdot U'_{h2}\cdot\eta}{L}\cdot E_L \quad \cdots\cdots (9.6.44)$$

縁応力は、レベル 2 地震動における地盤の水平変位振幅を用いて次式により算出する。

$$\sigma_{2B}=\alpha_2\frac{2\pi^2\cdot D_c\cdot U_{h2}\cdot\eta}{L^2}\cdot E_L \quad \cdots\cdots (9.6.45)$$

$$\sigma_{2X}=\sqrt{\gamma\cdot{\sigma_{2L}}^2+{\sigma_{2B}}^2} \quad \cdots\cdots (9.6.46)$$

α1、α2に修正された
正誤表（R3/8）

ここに、
- σ_{2L} ：埋設管路の軸応力（kN/m²）
- σ_{2B} ：埋設管路の縁応力（kN/m²） 表記変更（旧ｐ351）旧：曲げ応力
- σ_{2x} ：軸応力と縁応力の合成応力（kN/m²）
- ~~σ_1、σ_2~~ ：管軸方向・管軸直角方向の地盤変位の伝達係数
- U'_{h2} ：ダクタイル鋳鉄管等の軸応力の算出に用いる管軸上の地盤の水平変位振幅（m）

追記
軸応力の算出に用いるレベル 2 地震動の地盤の水平変位振幅 U'_{h2} は、**図-9.6.14**、**図-9.6.15** のすべりを考慮した速度応答スペクトル S'_V を用いて**式 (9.6.5b)** により求める。

- U_{h2} ：管軸上の地盤の水平変位振幅（m）
  U_{h2} は、**図-9.6.5** の S'_V を用いて**式 (9.6.5b)** により求める。
- η ：地盤の不均一度係数（**表-9.6.8** による）
- D_c ：管外径（m）
- L ：地震動の波長（m）

表記変更
- E_L ：管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-9.6.9** 参照）
- γ ：重畳係数（1.00～3.12）

追記
図-9.6.14 及び**図-9.6.15** は、地盤と管との滑りを考慮した非線形応答計算での管体応力と、滑りを考慮しない**式 (9.6.39)** を用いて計算した管体応力が等価となるような見かけ上の速度応答を逆算し、種々の管径、地質に対してそれらの結果を包絡するような速度応答スペクトルを求めたものである。

旧ｐ351の項目

追記

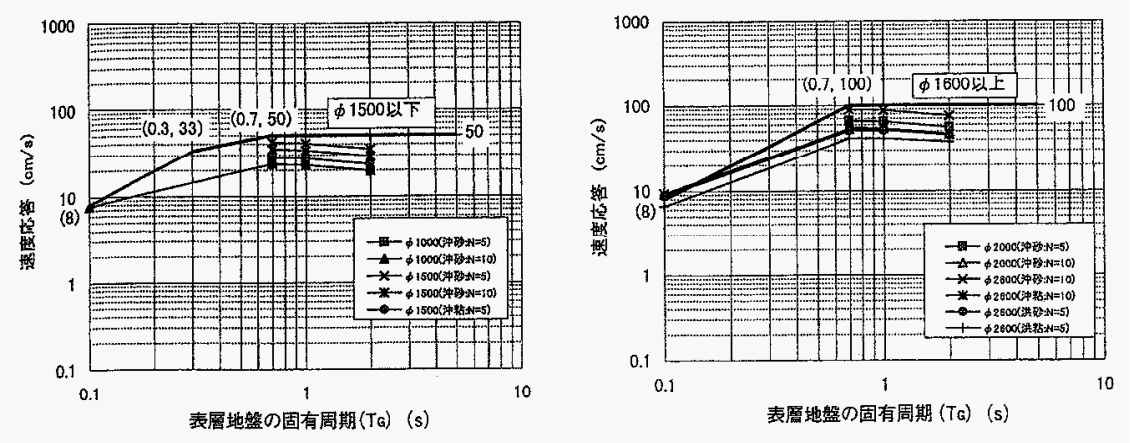


図-9.6.14　地震動レベル２入力の速度応答結果例（**図-9.6.5** における上限（90%）に相当）

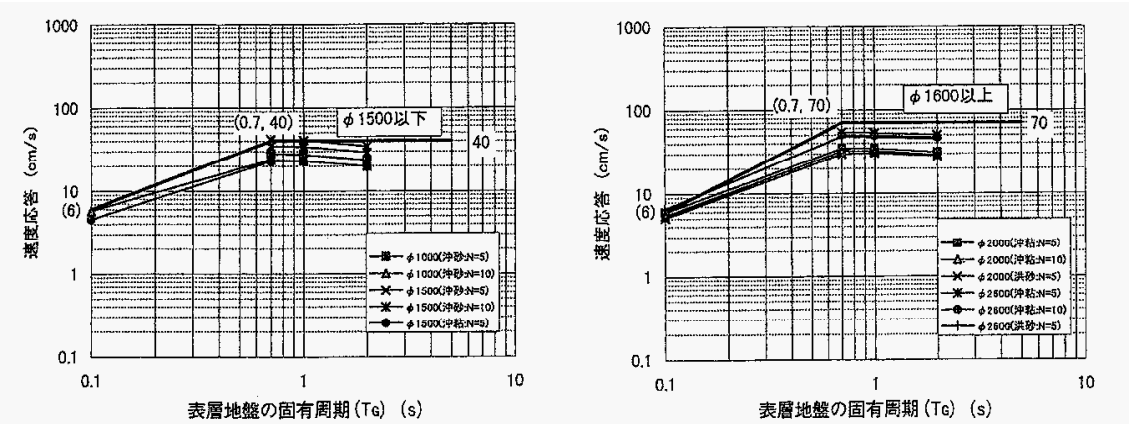


図-9.6.15　地震動レベル２入力の速度応答結果例（**図-9.6.5** における下限（70%）に相当）

また、ダクタイル鋳鉄管路の場合は、震度４程度以上の地震時の観測結果から得られた**式(9.6.47)**によって計算してもよい。

変更（旧ｐ352）旧：6程度

$$\sigma_{2L}=\frac{\pi\cdot D_c\cdot\tau\cdot l}{2A} \quad \cdots\cdots (9.6.47)$$

ここに、　σ_{2L}　：軸応力（kN/m²）
D_c　：管外径（m）
τ　：管と地盤の摩擦力（kN/m²）
l　：管長（m）
A　：管断面積（m²）

正誤表より（R3/8）

$\sigma'_{2L}=\frac{\pi\cdot D_c\cdot\tau\cdot\ell}{2A}$ ……

ここに、　σ'_{2L}：$x=\ell/2$ 地点の軸応力（kN/m²）
D_c：管外径（m）
τ：管と地盤の摩擦力（kN/m²）
ℓ：管長（m）
A：管断面積（m²）

追記

イ. 伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における軸応力と縁応力の合成応力

$$\sigma'_{2L}(x)=\xi_1(x)\cdot\sigma_{2L} \quad \cdots\cdots (9.6.48)$$

$$\sigma'_{2B}(x)=\xi_2(x)\cdot\sigma_{2B} \quad \cdots\cdots (9.6.49)$$

$$\sigma'_{2x}(x)=\sqrt{\gamma\{\sigma'_{2L}(x)\}^2+\{\sigma'_{2B}(x)\}^2} \quad \cdots\cdots (9.6.50)$$

ここに、　$\sigma'_{2L}(x)$　：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における

削除（正誤表R3/8）

追記

軸応力（kN/m²）

$\sigma'_{2B}(x)$ ：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における縁応力（kN/m²）

$\sigma'_{2x}(x)$ ：伸縮可とう継手から管軸方向の距離 x（m）の点における軸応力と縁応力の合成応力（kN/m²）

σ_{2L} ：**式(9.6.44)** ~~又は**式(9.6.47)**~~ で計算した軸応力（kN/m²）

σ_{2B} ：**式(9.6.45)** で計算した縁応力（kN/m²）

$\xi_1(x)$ ：埋設管路を連続とした場合の応力に対する埋設管路の伸縮可とう継手がある場合の軸応力の補正係数（**式(9.6.42)** 参照）

$\xi_2(x)$ ：埋設管路を連続とした場合の応力に対する埋設管路の伸縮可とう継手がある場合の縁応力の補正係数（**式(9.6.43)** 参照）

γ ：重畳係数（1.00～3.12）

d. 継手の伸縮量及び屈曲角度

埋設管路継手部の管軸方向伸縮量及び屈曲角度の計算は、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動について、以下の各項によりそれぞれ行うものとする。なお、継手の伸縮量については、常時荷重による継手の伸縮量を考慮する。

(a) 常時荷重による継手の伸縮量

ア. 内圧による継手伸縮量

式変更（旧 p 353）

$$e_i = \ell \cdot \left(\frac{\sigma_{Pi1}}{E_L} + \frac{\sigma_{Pi2}}{E_S} \right) \quad \cdots\cdots (9.6.51)$$

ここに、 e_i ：内圧による継手伸縮量(mm)

ℓ ：管長(mm)

σ_{Pi1} ：静水圧による管軸方向応力（kN/m²）（**式(9.6.30b)** 又は **式(9.6.34b)** による）

σ_{Pi2} ：水撃圧による管軸方向応力（kN/m²）（**式(9.6.30c)** 又は **式(9.6.34c)** による）

E ：管材のヤング係数（**表-9.6.9** 参照）

E_l は管材のヤング係数（長期）、E_s は管材のヤング係数（短期）

イ. 自動車荷重による継手伸縮量

$$e_0 = \frac{\ell \cdot \sigma_{P0}}{E_S} \quad \cdots\cdots (9.6.52)$$

ここに、 e_0 ：自動車荷重による継手伸縮量(mm)

ℓ ：管長(mm)

σ_{P0} ：自動車荷重による軸方向応力(N/mm²)（**式(9.6.31)** 、**式(9.6.35)** による）

表記変更

E_S ：管材のヤング係数（短期）(N/mm²)（**表-9.6.9** 参照）

ウ. 温度変化による継手伸縮量

$$e_t = \alpha \cdot \Delta t \cdot \ell \quad \cdots\cdots (9.6.53)$$

ここに、　e_t　：温度変化による継手伸縮量(mm)

α　：管の線膨張係数(/℃)

ダクタイル鋳鉄管　　10×10^{-6}　(/℃)

強化プラスチック複合管　　30×10^{-6}　(/℃)（軸方向）

Δt　：温度変化（℃）

ℓ　：管長（mm）

エ.不同沈下による継手伸縮量

不同沈下による継手伸縮量は、**図-9.6.16** のような状態を想定して、次式により算出する。

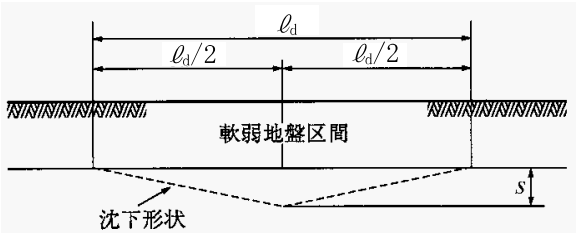


図-9.6.16　不同沈下想定図

$$\Delta\ell=\sqrt{\left(\frac{\ell_d}{2}\right)^2+s^2}-\left(\frac{\ell_d}{2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.6.54)$$

ここに、　$\Delta\ell$　：$\ell_d/2$区間における軸心の伸び（mm）

ℓ_d　：軟弱地盤区間（mm）

s　：$\ell_d/2$地点における沈下量（mm）

この伸び$\Delta\ell$は、$\ell_d/2$区間の複数の継手に分散吸収されるが、ここでは1か所の継手に集中した時を仮定すると、不同沈下による継手伸縮量は以下のように求まる。

$$e_d=\Delta\ell \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.6.55)$$

ここに、　e_d　：不同沈下による継手伸縮量（mm）

(b)地震時における継手の軸方向伸縮量

継手部の軸方向伸縮量の計算フローを、**図-9.6.17** に示す。

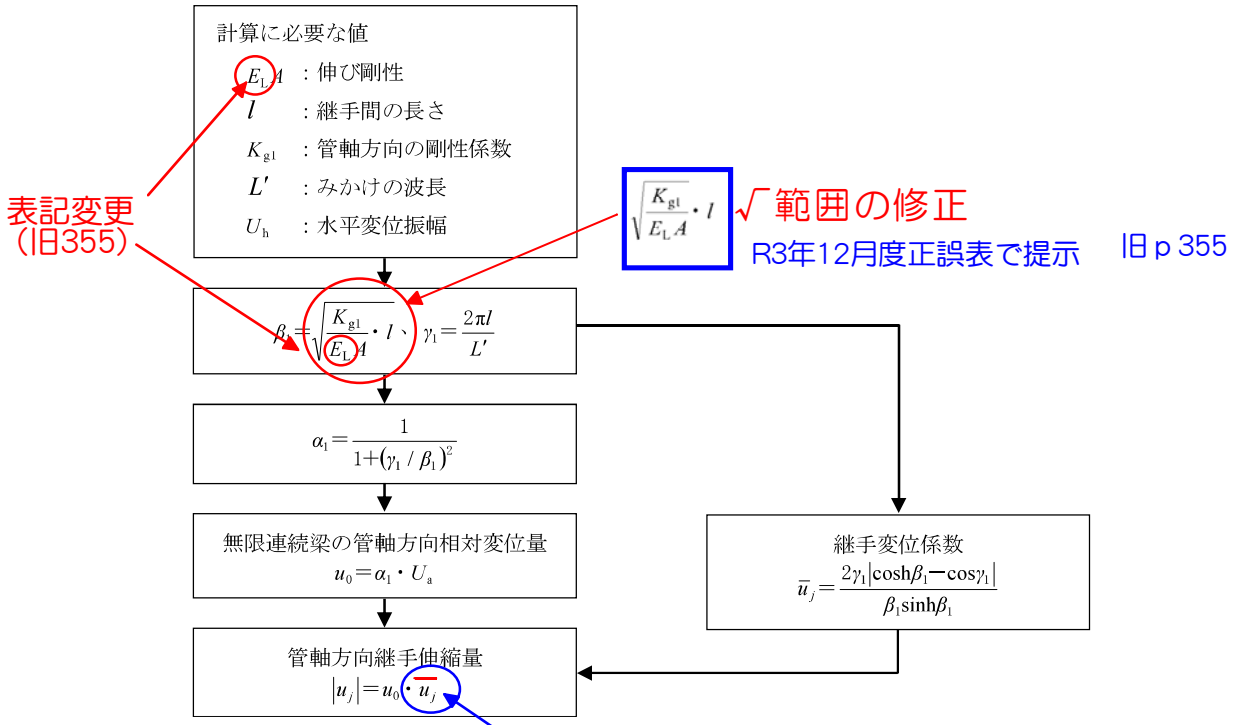


図-9.6.17 管軸方向継手伸縮量（ばね定数が 0）の計算フロー

マクロン（バー）を追加の修正
R3年12月度正誤表で提示 旧ｐ355

$$
\left.
\begin{aligned}
&|u_j|=u_0\cdot\bar{u}_j \\
&u_0=\alpha_1\cdot U_a,\ U_a=\frac{1}{\sqrt{2}}\cdot U_h \\
&\bar{u}_j=\frac{2\gamma_1|\cosh\beta_1-\cos\gamma_1|}{\beta_1\cdot\sinh\beta_1} \\
&\alpha_1=\frac{1}{1+(\gamma_1/\beta_1)^2} \\
&\beta_1=\sqrt{\frac{K_{g1}}{E_L\cdot A}\cdot l},\ \gamma_1=\frac{2\pi\cdot l}{L'} \\
&L'=\sqrt{2}L
\end{aligned}
\right\}
\quad\cdots\cdots\cdots

η　：地盤の不均一度係数（**表-9.6.8** による）

K_{g1}：埋設管路の管軸方向の単位長さ当たりの地盤の剛性係数（kN/m²）
（**式(9.6.8)** による）

表記変更

E_L　：管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-9.6.9** 参照）

A　：管の断面積（m²）

l　：継手間の長さ（m、管軸方向）

式追加
（旧p356）

また、ダクタイル鋳鉄管路の場合で、震度 4 程度以上の時は、地震時観測結果から得られた次式によって計算してもよい。

$$e_p = \varepsilon_G \cdot l \cdot \eta \quad \cdots\cdots (9.6.57)$$

ここに、e_p　：　管軸方向継手伸縮量（m）

ε_G　：　地盤ひずみ（**式(9.6.7)** による）

l　：　管長（m）

(c) 継手の屈曲角度

継手の屈曲角度は、次式によって計算する。

式変更
η考慮
（旧ｐ356）

$$\theta = \frac{4\pi^2 \cdot l \cdot U_h \cdot \eta}{L^2} \quad \cdots\cdots (9.6.58)$$

ここに、θ　：継手部の屈曲角度（rad）

l　：継手間隔の長さ（m）

U_h　：地表面から深さ z（m）における地盤の水平変位振幅（m）
レベル 1 地震動の場合は**式(9.6.5a)**、レベル 2 地震動の場合は**式(9.6.5b)** による。

η　：地盤の不均一度係数（**表-9.6.8** による）ｐ360

L　：地震動の波長（m）

e. 管体応力及び継手部の照査

レベル 1 地震動、レベル 2 地震動のそれぞれについて、常時と地震時の管体応力、継手部の伸縮量及び屈曲角度をまとめた結果を、**表-9.6.12** に例として示す。発生応力、継手伸縮量及び継手屈曲角度が全て許容範囲以下であるかについて照査する。

表-9.6.12　継手構造管路（FRPM 管）の照査結果の例

項目				レベル 1	レベル 2
管体応力（N/mm²）	常時	静水圧によるもの	σ_{Pi1}	0.765	0.765
		水撃圧によるもの	σ_{Pi2}	0.765	0.765
		自動車荷重（T－25）	σ_{P0}	0.460	0.460
	地震時		σ'_x	0.110	0.518
	発生応力合計			2.100	2.508
	許容応力		σ_a	4.85	4.85
	安全率			2.31	1.93
継手伸縮量（mm）	常時	静水圧によるもの	e_{i1}	0.44	0.44
		水撃圧によるもの	e_{i2}	0.35	0.35
		自動車荷重によるもの	e_0	0.21	0.21
		温度変化によるもの	e_t	2.40	2.40
		不同沈下によるもの	e_d	0.67	0.67
	地震時		$\lvert u_t \rvert$	2.37	19.75
	発生伸縮量合計			6.44	23.82
	設計照査用最大伸び量		δ_a	99	99
	安全率			15.37	4.16
継手屈曲角度	地震時		θ	0° 0’32″	0° 4’24″
	（参考）接合時の許容曲げ角度		θ_a	2° 30’	2° 30’

設計内圧から静水圧・水撃圧に区別（旧ｐ356）

(6)照査法

パイプラインの地震動に対する安全性は、原則として管路の強度と変形能力を考慮して照査する。土地改良事業施設の管路には多くの管種が含まれるが、これらは以下の二つに大別できる。

①　管路としての変形能力の大部分を継手にもたせるもの（継手構造管路）

②　管路としての変形能力の大部分を管体材料にもたせるもの（一体構造管路）

埋設管路の管軸方向の耐震計算法は応答変位法により、地盤と管路の相対変位に起因する挙動をもとに、その安全性を照査する。

継手構造管路の特性を有する管路としては、ダクタイル鋳鉄管が代表的であり、一体構造管路の特性を有する管路としては鋼管が代表的である。それぞれの管路の安全性照査の基本的考え方をまとめると、下表のとおりである。

表-9.6.13 構造物と照査項目

地震動	荷重状態	照査の基準	
		継手構造管路 注1)	一体構造管路
レベル 1	レベル 1 地震動 荷重＋ 常時荷重	(管体：弾性域検討) ・管体応力≦許容応力(耐力) ・継手伸縮(伸び)量≦ 照査用最大伸縮(伸び)量 ・継手屈曲角度≦許容屈曲角度	(弾性域検討) ・軸方向ひずみ≦ 許容ひずみ(降伏点応力相当) 注2)
レベル 2	レベル 2 地震動 荷重＋ 常時荷重	(管体：弾性域検討) ・管体応力≦許容応力(耐力) ・継手伸縮(伸び)量≦ 照査用最大伸縮(伸び)量 ・継手屈曲角度≦許容屈曲角度	(塑性域検討) ・軸方向ひずみ≦許容ひずみ

注 1) 継手構造管路では、少量の漏水が被害の拡大につながるので、レベル 1 とレベル 2 の耐震性能（各々の定義は、「設計通水能力を維持できること」及び「圧力管路を維持できること」）は異なるが、継手の伸縮（伸び）量、屈曲角度の照査基準は同等とならざるを得ない。なお、管体応力については、管材ごとに考え方が異なる。

注 2) レベル 1 では管体ひずみが降伏点応力に相当するひずみ（0.11%）を超える場合において、現場条件等を総合的に考慮して、より適切と考えられる場合には、管体ひずみが $23t/D_e$(%)以下であることにより安全性を照査してもよい。

継手構造のダクタイル鋳鉄管の管体応力（耐力）及び継手部の変形量も応答変位法により計算される。これらの管路にあっては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のどちらにおいても常時荷重を考慮した管体応力が管体材料の許容応力（耐力）を超えないこと、及び継手部伸縮量が設計照査用最大伸縮量を超えないこと、継ぎ手屈曲角度が許容値を満足することが耐震性照査の要点になる。

通常の場合、後者の継手部伸縮量の検討を十分に行えば、管体応力の照査を省略してもよい。

一体構造の鋼管の管体応力、管体ひずみは応答変位法による一体構造管路の耐震計算法により計算され、管体ひずみが許容ひずみ（降伏点に相当するひずみ）の値を満足するかの照査を行い安全性を確かめる。レベル 1 地震動に対する安全性の照査を行う場合には、常時荷重も考慮した管体応力が管体材料の降伏点応力以下であることを原則とする。

なお、降伏点応力に相当するひずみは $\varepsilon=\sigma/E\times100=235/200,000\times100=0.11\%$ となる。

また、レベル 2 地震動では、常時荷重も考慮した管体ひずみが $46t/D_e$（%）（0.3～0.4%程度）以下であることによって、耐震性の照査を行う。ここに、t は管厚、D_e は管外径を表す。この場合、レベル 1 地震動の場合の照査の結果も安全であることが必要である。

耐震照査に用いる許容値は、各管材の特性を考慮して設定する必要があり、圧力管については、水道分野を中心に基準化が進められている。このため、関連する技術書などを参考としながら、適切な設計を行う必要がある。

9.6.6 液状化の判定

(1) 一般事項

地盤を構成する土が、地震力による過剰間隙水圧の発生に伴い、土粒子間のせん断強度を失うことを液状化という。液状化に関与する因子として次のものが挙げられる。

① 土質条件：土質、密度（締固め度）

② 静的応力条件：地震前の有効拘束圧の大きさ（深さ）

③　動的応力条件：地震力（加速度の大きさ、継続時間）

液状化のメカニズムは完全には解明されていないが、砂質土が飽和され、かつ、ゆる詰め状態の場合に地震力が加わると体積が収縮しようとするため、それに伴って間隙水圧が上昇し、間隙水が排水されるまでの間、土粒子が間隙水の中に一時的に浮いた状態になり、土粒子間のせん断強度が失われるものと解釈されている。したがって、地盤が地下水で飽和した砂質土及び軟弱な中間土で構成される場合は、その地層の液状化の可能性の有無について判定を行う。

また、2003 年十勝沖地震や 2004 年新潟県中越地震、2011 年東北地方太平洋沖地震では、周辺地盤が液状化のおそれのない地盤において埋戻し土の液状化が発生し、管路施設に大きな被害が発生した。このことから液状化地盤においては従来どおりの液状化対策を実施するとともに、周辺地盤が液状化のおそれのない地盤であっても、軟弱粘性土地盤や泥炭地盤等において埋戻し部の地下水位が常時あるいは雨天時に一時的に高くなることが予想される場合には、埋戻し部の対策を検討する必要がある。

したがって、パイプラインの耐震設計に当たっては、以下に従い、現地盤及び埋戻し土の液状化の可能性を検討する必要がある。液状化の判定結果により液状化の可能性があると判断された場合には、必要に応じて液状化の影響を考慮するものとする。地盤が液状化し、管路に大きな被害が生じるおそれのある場合、特に大口径断面で重要な幹線は、各都道府県、市町村の地盤災害ハザードマップ（液状化）を参考に、このような地盤を避けることが望ましい。

(2) 現地盤の液状化の判定

表記追加（旧ｐ358）

a. 現地盤の液状化の判定方法

砂質地盤のような地盤条件にあるパイプラインは、液状化の判定を行う。

液状化の判定法には、以下の 3 種類があるが、パイプラインでは、①の簡易な判定法によるものとし、その中でも、F_L 値法を標準とする。

①　一般の土質調査・試験結果をもとにした簡易な判定法

②　室内液状化試験や地震応答解析を行う詳細な判定法

③　模型振動台実験や原位置液状化試験を行う判定法

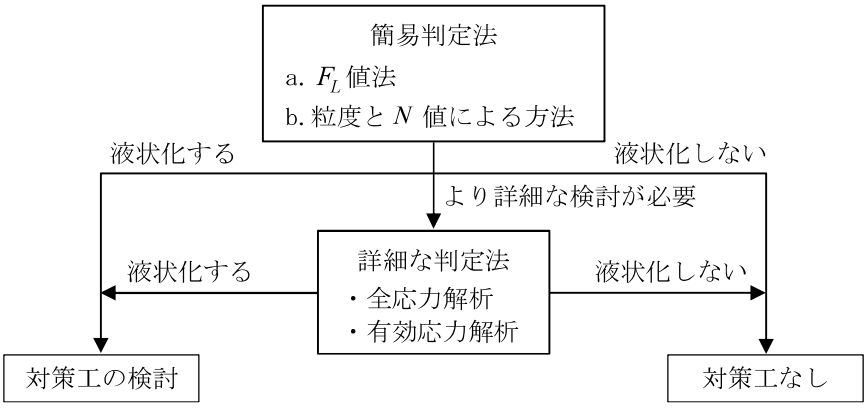


図-9.6.18　液状化判定フロー図

なお、①の簡易判定法は、標準貫入試験結果から得られる N 値を用いる方法となるが、「F_L 値法」の他に「粒度と N 値による方法」や「F_L 値法でも深さ方向に重み付けして積分した値を

SIPsystem

用いた液状化指数（P_L 値）によるもの」もある。

b. 現地盤の液状化の判定を行う必要がある砂質土層

構造物の基礎地盤の砂質土層が、以下の 3 つの条件全てに該当する場合には、地震時に液状化が生じる可能性がある。

・地下水位が現地盤面から 10m以内にあり、かつ、現地盤面から 20m以内の深さに存在する飽和土層

・細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、 FC が 35%を超えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層

・平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

c. F_L 値法

F_L 値法は、まず地盤内のある深さの液状化強度比（せん断応力で表した液状化強度と有効拘束圧の比）R を、N 値や粒径等から求める。次に、その土に地震時に加わる繰り返しせん断応力比 L を地表最大加速度などから推定して、両者の比をとって液状化に対する抵抗率（又は安全率とも呼ぶ）F_L を次式で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{R_{\max}}{L_{\max}} \quad \cdots\cdots\cdots\

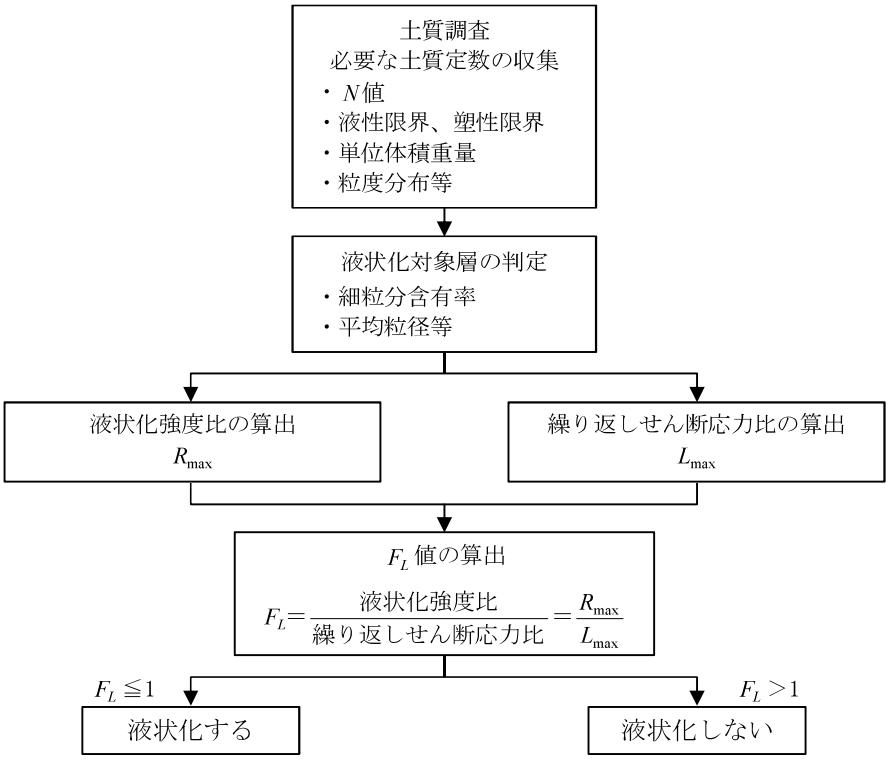


図-9.6.19　F_L 値法の基本的な検討フロー

d. F_L 値法による液状化の判定

表記変更（旧ｐ360）

液状化判定の検討は、重要度 B 種はレベル 1 地震動、重要度 A 種はレベル 1 地震動とレベル 2 地震動に対し行うものとする。

また、通常標準貫入試験が実施された深度において F_L 値が得られるが、液状化の判定は、土層ごとの平均的な F_L 値を用いて実施する。

$$F_L = R/L \quad \cdots\cdots (9.6.60)$$

$$R = c_w R_L \quad \cdots\cdots (9.6.61)$$

$$L = \gamma_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \quad \cdots\cdots (9.6.62)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad \cdots\cdots (9.6.63)$$

追記（旧ｐ360）

$$k_{hgL} = C_z k_{hgL0} \quad \cdots\cdots (9.6.64)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w) \quad \cdots\cdots (9.6.65)$$

$$\sigma_v' = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}'(x - h_w) \quad \cdots\cdots (9.6.66)$$

（レベル 1 地震動の場合）

$$c_w = 1.0 \quad \cdots\cdots (9.6.67)$$

（レベル 2 地震動（タイプⅡ）の場合）

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \cdots\cdots (9.6.68)$$

SIPsystem

ここに、 F_L ： 液状化に対する抵抗率

R ： 動的せん断強度比

L ： 地震時せん断応力比

c_w ： 地震動特性による補正係数　補足分を削除（旧ｐ361）

R_L ： 繰り返し三軸強度比

γ_d ： 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL} ：液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度

k_{hgL0} ： 液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度の標準値

基準値改定（旧ｐ361）

表-9.6.14　液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

	レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
Ⅰ種地盤	0.16 → 旧 0.15	0.60～0.70 → 旧 0.8
Ⅱ種地盤	0.20	0.70～0.80 → 旧 0.7
Ⅲ種地盤	0.24	0.40～0.60 → 旧 0.6

地盤種別は、**9.6.5** の（2），b による。

C_Z ：地域別補正係数（**表-9.6.6** 参照）

σ_v ： 全上載圧（kN/m^2）

σ'_v ： 有効上載圧（kN/m^2）

x ： 地表面からの深さ（m）

γ_{t1} ： 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

γ_{t2} ： 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m^3）

γ'_{t2} ： 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量（kN/m^3）

h_w ： 地下水位の深さ（m）

・繰り返し三軸強度比

繰り返し三軸強度比 R_L は**式(9.6.69)**により算出するものとする。

$$R_L=\begin{cases}0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a<14)\\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7}+1.6\times10^{-6}\cdot(N_a-14)^{4.5} & (14\leqq N_a)\end{cases} \quad \cdots\cdots (9.6.69)$$

ここで、

＜砂質土の場合＞

$$N_a=c_1\cdot N_1+c_2 \quad \cdots\cdots (9.6.70)$$

$$N_1=170N/(\sigma'_v+70) \quad \cdots\cdots (9.6.71)$$

$$c_1=\begin{cases}1 & (0\%\leqq FC<10\%)\\ (FC+40)/50 & (10\%\leqq FC<60\%)\\ FC/20\text{-}1 & (60\%\leqq FC)\end{cases} \quad \cdots\cdots (9.6.72)$$

$$c_2=\begin{cases}0 & (0\%\leqq FC<10\%)\\ (FC-10)/18 & (10\%\leqq FC)\end{cases} \quad \cdots\cdots (9.6.73)$$

＜礫質土の場合＞

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad \cdots\cdots\cdots\

（参考）液状化地盤と管路の位置関係による検討

管路の基礎底面下に厚さ H_1 の非液状化層があり、その下位に厚さ H_2 の液状化層が分布するような地盤では、管路が被害を受けない条件として、石原(1985)の論文[13]を適用し、**図-9.6.20**を参考とすることができる[14]。また、管路の基礎底面下に液状化対策工法で非液状化層を形成する場合に、深さ方向の最小範囲の目安となる。

新規追記

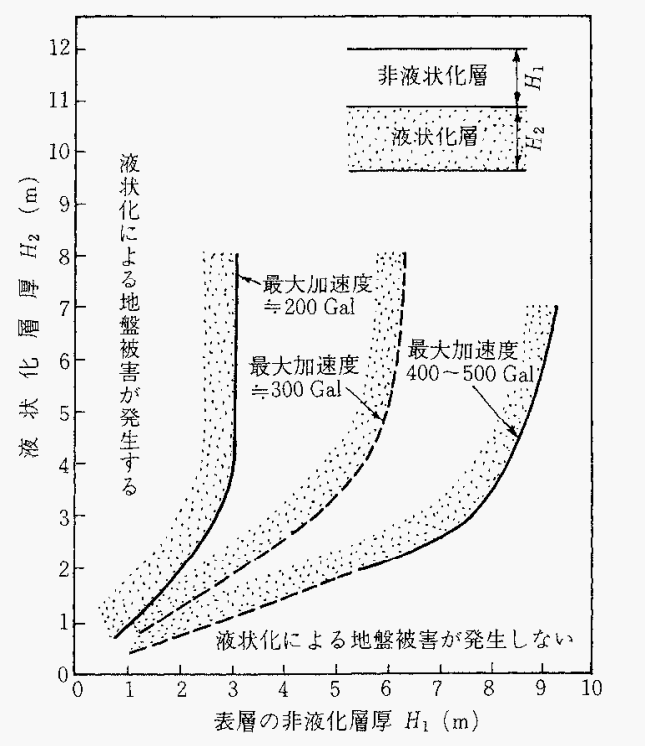


図-9.6.20　液状化による地盤被害が発生する条件[14]

また、管路の基礎周辺が液状化すると、地盤反力が失われることによるたわみの増大やスラスト力の作用する管路の移動が生じるため、影響範囲に液状化を生じさせてはならない。

(3) 基礎及び埋戻し材料の液状化の判定[15]

a. 基礎及び埋戻し材料の液状化の判定方法

新規追記
（旧p362）

液状化による被害は、現地盤の液状化のみならず基礎及び埋戻し材料の液状化によっても生じる。

基礎及び埋戻し材料の液状化は、現地盤が液状化のおそれのある地盤に加えて、軟弱粘性土地盤や泥炭地盤等の周辺地盤が液状化のおそれのない地盤であっても、埋戻し部の地下水位が常時あるいは雨天時に一時的に高くなることが予想される場合に生じるおそれがある。一方で、現地盤が礫質土地盤や密な砂質土地盤、埋設深さが浅い場合あるいは地下水位が低い場合には、このような基礎及び埋戻し材料の液状化による被害が生じる可能性は低い。そのため、液状化による被害を防止するためには、基礎及び埋戻し材料の液状化の可能性についても判定

SIPsystem

2006年度版より修正

する。

基礎及び埋戻し材料の液状化による被害の可能性の判定手法としては確立したものがないが、「下水道施設の耐震対策指針と解説　-2014 年版-」によれば、以下の条件全てに該当する場合に埋戻し土の液状化による被害の可能性がある。

①地下水位が高い場合　（GL-3m以浅）

②埋設深度が深い場合　（管渠の土被りが GL-2.0m以深、かつ地下水位以下）

③周辺地盤が軟弱な場合（緩い砂地盤（おおむね N 値≦15）、軟弱粘性土地盤（おおむね N 値≦7）等）

新規追記
（旧ｐ363）

④砂など液状化しやすい埋戻し材料を使用する場合

また、②の埋設深の条件について管渠の土かぶりが GL－2.0mより浅い場合や、④の埋戻し材料の条件について砕石等の礫材のうち 50%粒径(D_{50})が 10mm 以下かつ 10%粒径(D_{10})が 1mm 以下の場合にも、地下水位や地盤条件等により液状化の可能性を否定できないことから、対象路線の重要性や対策の経済性等を考慮し対応を検討する必要がある。

b.　基礎及び埋戻し材料の液状化対策

液状化した土では見かけの比重が 1.7～1.8 となるため、附帯構造物や管路の浮上に留意する必要がある。基礎及び埋戻し材料の液状化の可能性があると判定された場合は、「**9.6.8　地震応答対策の内容**」に示すような地震応答対策を検討する必要がある。

9.6.7　地盤変状に対する検討

(1) 一般事項

1995 年兵庫県南部地震をはじめ過去の主な地震において、埋設管路の被害は地割れや側方流動、地盤沈下等の大きな変位をもたらす地盤変状の発生した場所で数多く発生している。変状の発生した地盤では、地盤が大きく変形し塑性状態に達しており、地盤を弾性状態として考える応答変位法を用いた耐震設計のみでは検討が不十分であり、別途、安全性の照査が必要である。

地盤の側方流動等の大きな地盤変状に対しては、伸縮可とう性のある継手の伸縮、若しくは管体の変形能力によって管路が地盤の動きに追随し得るかどうかにより安全性を照査する。ただし、地盤変状による永久ひずみについての設計データはレベル 2 地震動に基づいており、レベル 1 地震時のデータが明確になっていない。このため、地盤変状に対する安全性の照査の対象地震動はレベル 2 のみとする。

また、地すべりや地割れなど、耐震設計手法が確立していない地盤変状が生じるおそれのある場合は、「**9.6.8　地震応答対策の内容**」や関連する技術書などを参考としながら適切な対策を検討することとする。

(2) 地盤変位と地盤ひずみ

a. 液状化による地盤変位と地盤ひずみ

護岸近傍の地盤及び傾斜地盤においては、液状化によって地盤が水平方向に変位する現象、側方流動現象が発生する可能性がある。埋設管路の耐震設計に当たっては側方流動による地盤変位と地盤ひずみを考慮しなければならない。

側方流動は液状化した地盤が護岸の移動や傾斜地盤におけるわずかな不均衡力によって生じる現象であり、地盤の液体的な振る舞いによって発生するものと考えられている。したがって、側方流動による地盤の変位量を高い精度で予測することは極めて難しく、同一の地盤・地

SIPsystem

形条件及び同一の地震動においてもその変位量は本来的にばらつくと考える方が妥当である。

このため、本技術書では「水道施設耐震工法指針・解説(1997 年版)」に示されている、兵庫県南部地震及び新潟地震における実測値をもとに設計用地盤変位と地盤ひずみを定める方法を引用する。

①護岸近傍域における地盤の引張ひずみと地盤変位分布

地震によって埋立地などの護岸が大きく移動する可能性があり、これによって側方流動が発生する場合の、護岸法線直角方向の地盤の引張ひずみは 1.2～2.0%の範囲の値としてよい。

兵庫県南部地震では、埋立地の護岸が移動し、これに起因してその背後地盤が広範囲にわたって海方向に移動し、護岸近傍地盤においては護岸法線直角方向に大きな引張ひずみが発生した。同様なことは新潟地震における信濃川沿岸地域でも観測されている。**図-9.6.21** は兵庫県南部地震及び新潟地震における、護岸より 100m以内の地盤ひずみの発生頻度分布を示している。発生頻度分布をもとに地盤ひずみの非超過確率を算定すると図中の表の値となる。地盤ひずみの値 1.2～2.0%は図の非超過確率 70%及び 90%の値より求めたものである。埋設管路の耐震設計においては、この範囲内で管路の重要度、復旧の難易度等をもとに適切に地盤ひずみを設定すればよい。護岸近傍域における地盤変位の分布は**図-9.6.22** のように直線分布とする。同図において地盤ひずみ ε_G は地盤の引張ひずみであり、地盤変位 D はこのひずみに見合う護岸位置での地盤変位(m)を表す。護岸近傍域の地盤変位は護岸の移動が直接的な原因となって発生する。

このため、設計地震動による護岸の推定移動量が 50cm 未満であることが何らかの方法で確認された場合に関しては、本項で定める護岸近傍域の地盤ひずみ及び地盤変位を埋設管路の耐震設計で考慮する必要はない。この場合は、次に述べる「②埋立地及び河川流域の内陸部における地盤の引張ひずみと地盤変位分布」によって耐震計算を行うものとする。

また、上記の地盤の引張ひずみは護岸法線に直角方向のひずみであり、管路の軸線がこれと傾斜している場合には、傾斜を考慮して地盤ひずみを低減してよい。

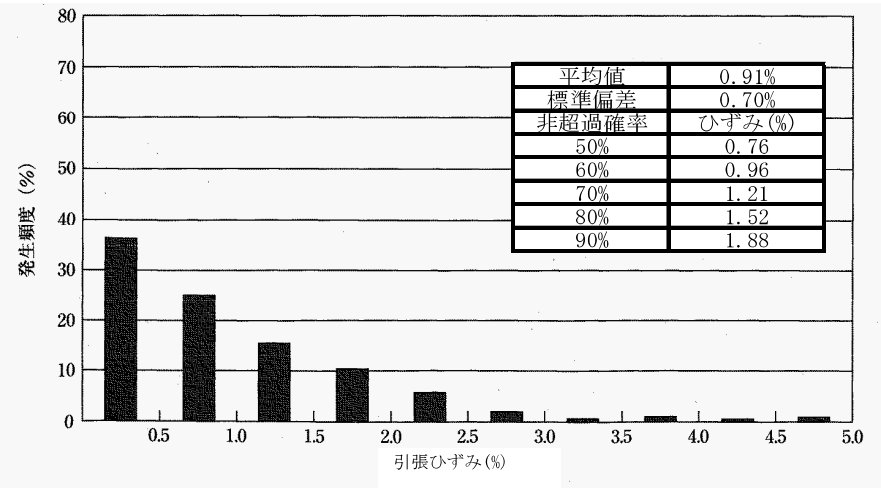


図-9.6.21 護岸近傍域における地盤の引張ひずみの頻度分布

SIPsystem

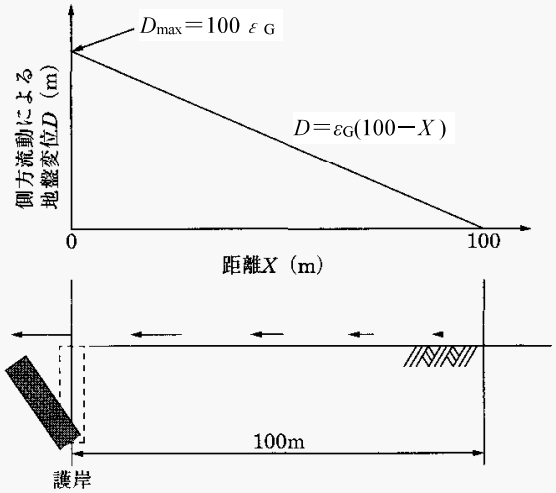


図-9.6.22　護岸近傍域における地盤の変位分布

②埋立地及び河川流域の内陸部における地盤の引張ひずみと地盤変位分布

埋立地などにおいて護岸線より 100m以上離れた領域における地盤の引張ひずみは 1.0～1.5%の範囲内の値とする。

護岸近傍域の側方流動に伴って、護岸線より数 100mの内陸部まで地盤変位を生じることがある。**図-9.6.23** は兵庫県南部地震及び新潟地震における護岸線より 100m以上離れた領域の地盤の引張ひずみの頻度分布を示す。引張ひずみの値 1.0～1.5%は**図-9.6.23** において非超過確率がおおむね 70%及び 90%の値である。埋設管路の設計に当たってはこの範囲内で管路の重要度、復旧の難易度等を考慮して内陸部における地盤の引張ひずみの値を適切に定める。

地盤変位分布は**図-9.6.24** に示すように直線分布とする。**図-9.6.24** において、ε_G は設計に用いる地盤ひずみ、D は地盤変位である。

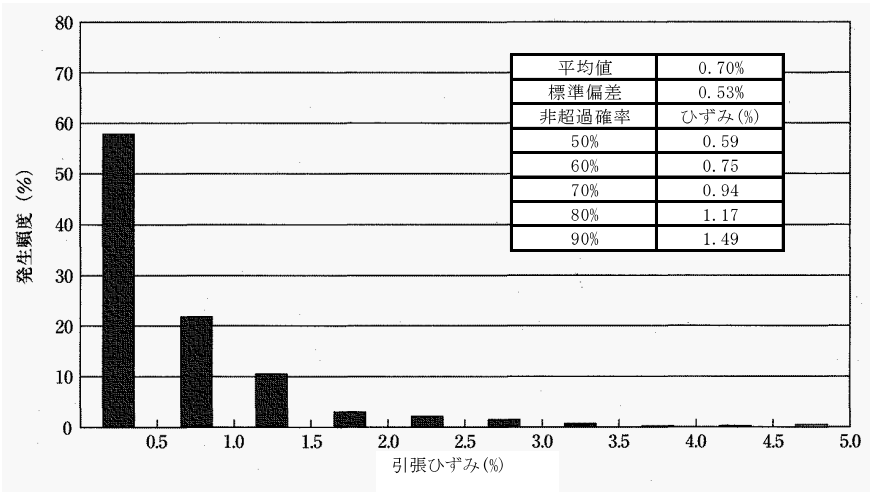


図-9.6.23　内陸部における地盤の引張ひずみの頻度分布

SIPsystem

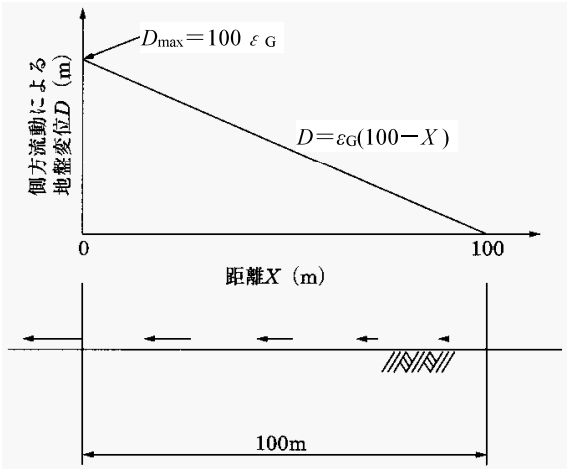


図-9.6.24　内陸部における地盤の引張変位分布

③埋立地や河川流域における地盤の圧縮ひずみ

側方流動によって生じる地盤の圧縮ひずみは 1.0～1.5%の範囲の値とする。

兵庫県南部地震により埋立地で発生した地盤の圧縮ひずみ及び新潟地震における信濃川沿岸における地盤の圧縮ひずみの頻度分布を**図-9.6.25** に示す。ひずみの値 1.0～1.5%は**図-9.6.25** において非超過確率 70%及び 90%の値である。埋設管路の耐震設計用の地盤の圧縮ひずみは管路の重要度などにより上記のひずみの範囲内において適切に定める。

また、地盤ひずみが圧縮状態となる地盤変位の分布は**図-9.6.26** のように表すことができる。

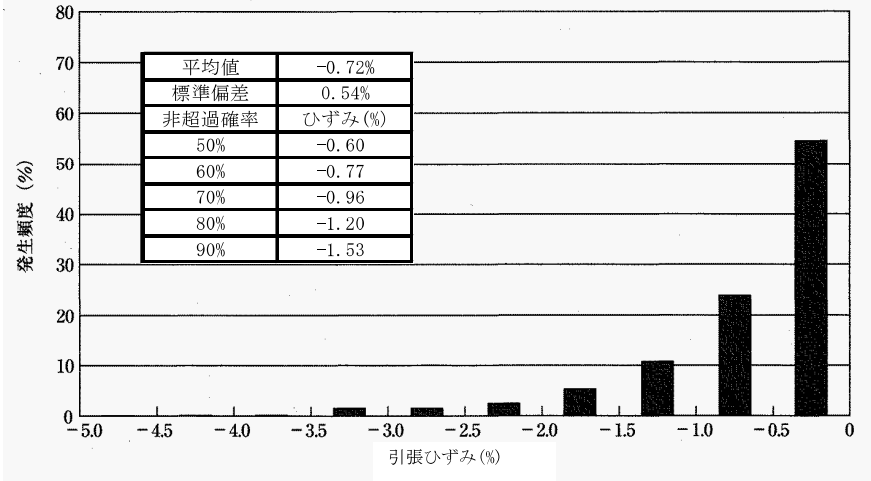


図-9.6.25　地盤の圧縮ひずみの頻度分布

SIPsystem

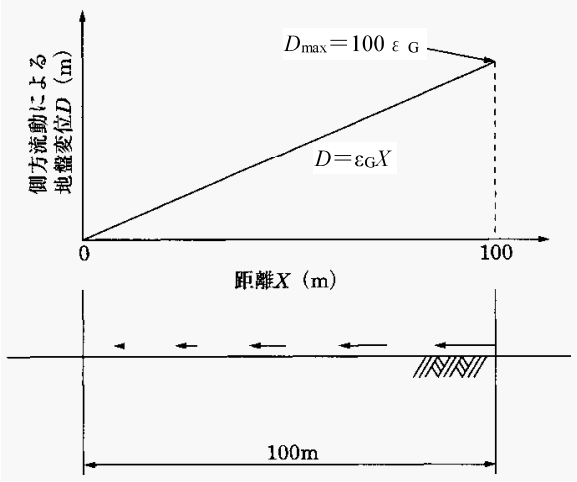


図-9.6.26 圧縮ひずみによる変位分布

④傾斜した液状化地盤の変位とひずみ

傾斜した液状化地盤の変位δ_Gは下式により推定することができる。

$$\delta_G = k \cdot H \cdot \theta \quad \cdots\cdots (9.6.75)$$

ここに、 δ_G ：地盤の水平変位量（m）

k ：係数

H ：液状化層厚の総和（m）

θ ：地表面の傾き（%）

式(9.6.75)は1948年福井地震、1964年新潟地震及び1983年日本海中部地震における、傾斜した液状化地盤の流動変位の事例分析結果に基づくものである。既往地震による側方流動の事例の分析結果によれば、係数kは平均的には0.57となる。k＝0.57とした場合の計算値と実測値の関係を**図-9.6.27**に示すが、計算値が実測値の1/2～2倍の間に大きくばらついていることに留意する必要がある。実測値が計算値を超過しない確率を70%及び90%とした場合の係数kはk＝0.77～0.96となる。構造物の重要度に応じて適切に係数kを決定するものとする。

傾斜した液状化地盤の変位分布は地形条件の調査をもとに斜面長を推定し、**図-9.6.28**のように設定する。**図-9.6.28**においてLは地形条件より定められる斜面長、δ_Gは**式(9.6.75)**より決まる地盤の変位量である。地盤のひずみは**図-9.6.28**より圧縮ひずみ、引張ひずみとも

$$\varepsilon_G = \frac{2\delta_G}{L} \quad \cdots\cdots (9.6.76)$$

とすることができる。

SIPsystem

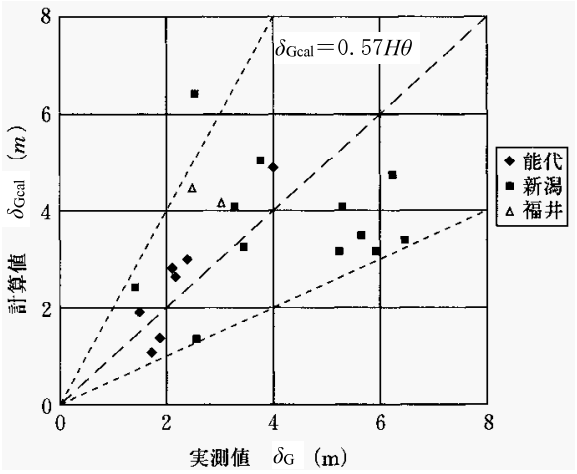


図-9.6.27 推定式による計算値と実測値の関係

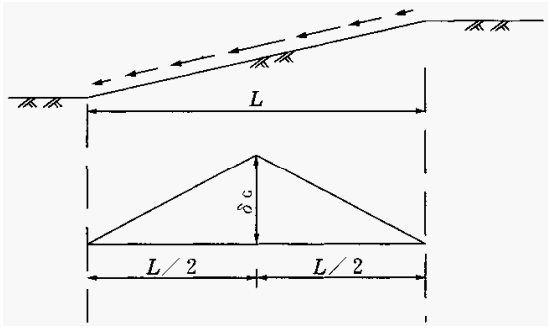


図-9.6.28 傾斜地における地盤変位分布

斜面長Lは上述のように地形条件の調査をもとに定めることを原則とするが、新潟地震における新潟市及び日本海中部地震における能代市での事例調査の値L＝350～780m(平均値580m)を参考に定めてよい。

b. 傾斜した人工改変地盤及び側方流動等による地盤ひずみ

宅造地などの人工改変地盤で地表面が傾斜している場合、地震動レベル2のような大きな地震動により、斜面下方に向かって変位を生じることがあるので、埋設管路の耐震設計においてはこれによる地盤ひずみと地盤変位の影響を考慮する必要がある。

地震動レベル2を想定した場合の傾斜地盤(非液状化地盤)の地盤ひずみは1.0～1.7%の範囲の値とする。

兵庫県南部地震では六甲山山麓の傾斜地において地盤が下方に移動する現象が見られ、これによって埋設管路が被害を受けた。このため、地震動レベル2に対して埋設管路の耐震設計を行う場合には、この影響を考慮する。検討の対象とする地盤は、地表面勾配が平均的に10%以上で谷地や溜め池などを埋め立てた造成地及び盛土地盤とする。

図-9.6.29 は兵庫県南部地震における傾斜地の地盤ひずみの頻度分布を示す。上記の設計用のひずみ1.0～1.7%は**図-9.6.29**において非超過確率をそれぞれ、おおむね70%、90%とした値である。

傾斜地における地盤変位の分布は地形調査などにより斜面長を推定し、**図-9.6.28** としてよい。

SIPsystem

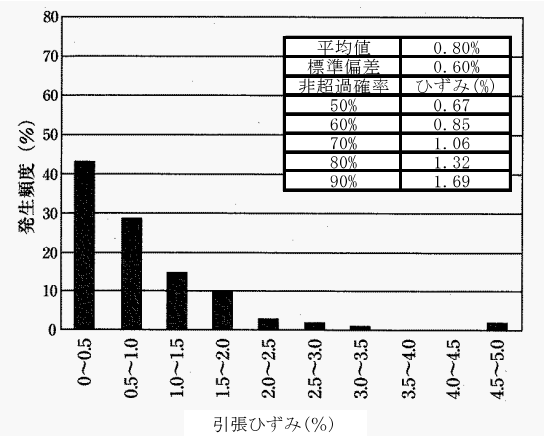


図-9.6.29　人工改変地などの傾斜地盤におけるひずみの頻度分布

(3) 照査法

液状化による側方流動等大きな地盤変状に対しては、伸縮可とう性のある継手の伸縮、若しくは管体の変形能力によって管路が地盤の動きに追随し得るかどうかにより安全性の照査を行う。

以下では、継手構造管路と一体構造管路について示す。

a. 継手構造管路

管軸方向の地盤ひずみに対する耐震計算としては、管路の継手部の全伸縮量が地盤の全変形量よりも大きく、地盤の変形を継手部の伸縮で吸収できるかどうかを次式により照査する。

式変更（旧ｐ369）

$$\varepsilon_G \cdot L < n \cdot \beta \cdot L_p \cdots\cdots (9.6.77)$$

+M・α が削除された。

ここに、ε_G：地盤のひずみ

L：地盤ひずみが生じる範囲の距離（m）

n：対象とする管路長内にある継手数（個）

β：継手の伸縮量／管１本の長さ

L_p：管１本の長さ（m）

上記を満足できない場合、すなわち、対象管路の継手部が全て伸びきった状態になる場合には、管路に作用する管と土との摩擦力が一つの継手の離脱防止力よりも小さいことを確認することで照査できる。

$$F_p > \pi \cdot D_c \cdot D_E \cdot \tau \cdot L_a \cdots\cdots (9.6.78)$$

ここに、F_p：継手の離脱防止力（kN）

D_c：管外径（m）

D_E：摩擦力の低減係数（**表-9.6.15** 参照）

τ：管と地盤の摩擦力（kN/m^2）

L_a：一つの継手で引っ張ることができる最大管路延長（m）

Ｌαへ修正 R3年12月度正誤表で提示 旧ｐ369に相当

上記式を新規追記、旧ｐ369の「Ｎ＝・・・式（9.6.73）」の離脱防止継手の個数計算は削除された。

また、側方流動、沈下や断層変位等の管軸直角方向の挙動に対しても前述のものと同様な機能をもった管路で対応し、地盤の変形を吸収できるか調べる。**図-9.6.30** に伸縮離脱防止継手を用いた例を示す。H_{max} が想定される地盤変位量 H_{Gmax} より大きければ地盤変位を吸収可能である。

$$H_{max} = l(\tan\theta + \tan 2\theta + \tan 3\theta + \cdots\cdots + \tan 3\theta + \tan 2\theta + \tan\theta) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.6.79)$$

ここに、 l ：管 1 本分の長さ（m）

θ ：継手 1 個当たりの最大屈曲角度（°）

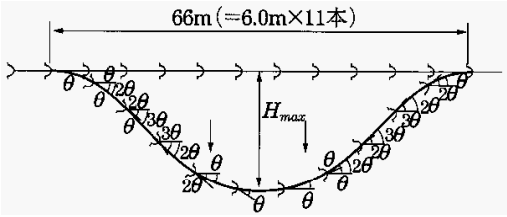


図-9.6.30 継手構造管路の管軸直角方向への挙動

また、兵庫県南部地震において液状化が発生した神戸市内のポートアイランド、六甲アイランド地域で、SⅡ形ダクタイル鋳鉄管を用いた鎖構造管路の挙動を地震後計測した結果によると、管軸方向の平均地盤ひずみは最大 1.7%で、その時の管路の伸び量は管路長の 0.8%であり、管路の伸びは管軸方向の平均地盤ひずみの約 1/2 であった。この管路では約 50%の継手しか伸びきっておらず、残りの継手は更に伸びる余裕のあることがわかり、2%以上の地盤のひずみに対してもこれらの管路は十分耐え得ることがわかった。

地盤変状に対し、鎖構造管路は継手部が伸縮し、地盤の変位を吸収するが、各継手が伸びきった状態でも、その後、それ以上の地盤変位に対しても管と地盤の間にすべりが発生することとなり、その時に継手部に発生する引張力が継手の抜け出し阻止力以下ならば管路は十分耐え得る。このような地盤ひずみに対しては、管と地盤のすべりとゴム輪による継手部の摩擦力も考慮した非線形応答解析によって、継手部に作用する引張力を求め安全性を照査することができる。管と地盤の摩擦力低減については、「**9.6.6**（2）e. 液状化による土質定数の低減」に示している。

追記
（旧ｐ370）

地割れ等に対する管軸方向の地盤変位吸収例を**図-9.6.31** に示す。

耐震継手ダクタイル鋳鉄管は $3D$ kN（D ：呼び径ｍｍ）の離脱防止機能を有しており、管と地盤の摩擦力 τ を 0.01 MPa とすると、一つの継手で 100ｍの管と地盤の摩擦力に等しい引張力に耐えることになる。したがって、この場合の変位吸収量は管路 100ｍ分の変位吸収量に等しく、**図-9.6.32** の場合の地盤変位吸収量は、50ｍｍ／継手（管長の 1%）×20 か所（100÷5ｍ）より 1ｍとなる。**図-9.6.31** の左側も同様の配管であれば、両側の管路 200ｍ分で 2ｍの地盤変位を吸収できる。

新規追加

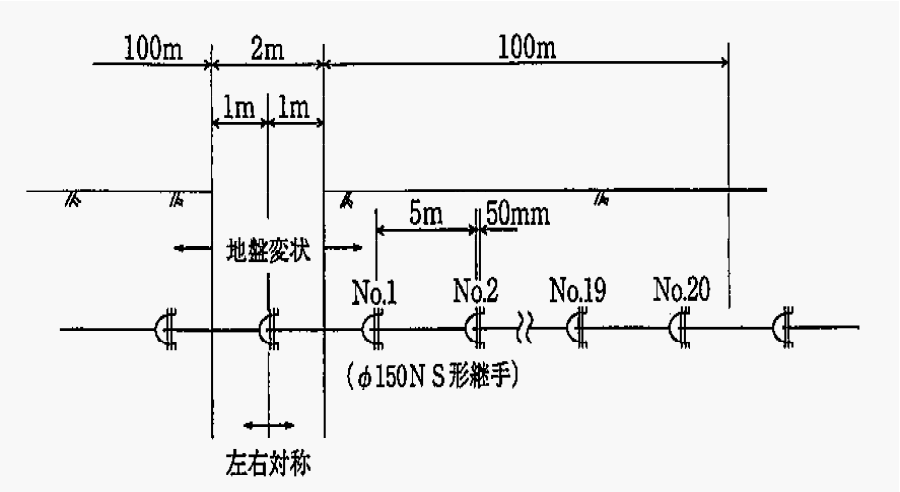


図-9.6.31　管軸方向の地盤変位吸収例

b. 一体構造管路

溶接鋼管のように、管路としての耐震性能を管体の変形能力にもたせるものは、以下に示す計算式によって地盤変状に対する耐震安全性を照査する。

ここでは、地盤の側方流動を入力条件として、埋設された溶接鋼管の管軸方向に変位成分を持つ計算モデルを取り上げ、溶接鋼管に発生する最大ひずみの計算方法を述べる。

(a)護岸近傍における地盤の側方変位

地盤の側方変位が管軸方向に発生する場合、管に発生する最大ひずみは**式(9.6.80)**で求められる。なお、直管の地震時ひずみと同様に、計算手続の煩雑さを避けるため、管ひずみは直ちに降伏ひずみに一致するとする。

$$\varepsilon_p = \frac{\tau_{cr} \cdot L}{E_L \cdot t} \quad \cdots\cdots (9.6.80)$$

ここに、
- ε_p ：管の軸ひずみ
- τ_{cr} ：管と周辺地盤間ですべりが発生する時のすべり開始限界せん断応力 (kN/m^2)
- L ：変位領域の長さ（m）
- E_L ：管材のヤング係数（長期）(kN/m^2)（**表-9.6.9**参照）
- t ：管厚（m）

表記変更（旧ｐ371）

鋼管の降伏ひずみを超える場合の計算の式が削除された　式-9.6.676　（旧ｐ371）

(b) 傾斜地盤における地盤側方変位

地盤の側方変位が管軸方向に発生する場合、管に発生するひずみは次式で求められる。

なお、直管の地震時ひずみと同様に、計算手続の煩雑さを避けるため、管ひずみは直ちに降伏ひずみに一致するとする。

$$\varepsilon_p = \frac{\tau_{cr} \cdot L}{2E_L \cdot t} \quad \cdots\cdots (9.6.81)$$

ここに、 ε_p ：鋼管の軸ひずみ

τ_{cr} ：管と周辺地盤間ですべりが発生する時のすべり開始限界せん断応力（kN/m²）

L ：変位領域の長さ（m）

E_L ：管材のヤング係数（長期）（kN/m²）（**表-9.6.9** 参照）

t ：鋼管の管厚（m）

表記変更（旧ｐ371）

鋼管の降伏ひずみを超える場合の計算の式が削除された　式-9.6.78　（旧ｐ371）

9.6.8　地震応答対策の内容

地震応答対策は、応答変位法などの耐震計算に基づく対策を検討した後、パイプラインの屈曲部、土質の変化点、ごく軟弱な粘性土層及びシルト層、液状化の予想される飽和砂質土層など、計算により定量的な対策が得られないものについて行う。

地震応答対策は、(1) 地震動に対する地震応答対策と、(2) 地盤変状に対する地震応答対策に区分する。なお、重要度 A 種、重要度 B 種の施設については対策を講じることを基本とし、重要度 C 種のような重要度の低い施設については、地域の状況に応じて経済性等を勘案し、地震応答対策の必要性を判断する。

(1) 地震動に対する地震応答対策

地震動に対する地震応答対策とは、パイプラインの屈曲部、土質の変化点、地盤の急変部など、応答変位法では対策工法の検討ができない挙動に対する対策をいう。

地震動に対する地震応答対策は、**表-9.6.16** に示す対策例などについて検討する。特に、地下水がある場合や軟弱地盤では、地震時に現地盤や砂基礎の強度や剛性が低下して地盤の変位が大きくなる可能性が高いことに留意し、管路の影響範囲へ適切な対策を実施するように検討する。

表-9.6.16　地震動に対する地震応答対策例

被災の内容	対策を考慮するポイント	対策例
地震動による地盤・構造物の挙動の違いによる被災	【パイプラインの屈曲部、構造物と管路の接続部における対策】	
	・パイプラインの屈曲部 ・地形の変化点にある構造物周辺	・スラストブロックなどの重量の大きいものを軽量化する。 ・スラストブロックと現地盤との間を埋め戻す場合には、砕石など液状化抵抗力の高い材料を使用する。 ・東北地方太平洋沖地震において、地盤や砂基礎の強度や剛性の低下により、屈曲部の上下流ではパイプ 2～3 本の継手離脱が発生していたことから、曲管部周辺の耐震性を部分的に高めることで、管路全体の地震時安全性を高める。注 1) ・構造物の基礎地盤の支持力を高める。（基礎の砕石の層厚を厚くするなど）
	・構造物周辺の埋設施工方法	・構造物周辺部の埋設施工方法の検討（オープン施工、矢板を撤去しない等） ・構造物周辺に可とう管を配置する。
	【地盤の変化点に対する対策】	
	・土質の変化点 ・表層地盤の厚みが急変するところ	・地盤ひずみを吸収する特殊管を配置する。
	【土質に対する対策】	
	・現地盤が軟弱な場合 ・埋戻し砂が緩い場合	・埋戻し材を支持力の高い材料に置き換える。（砕石、固化処理土） ・埋戻し砂の密度を高める。（厳密な管理を行う）
	【現地盤や砂基礎の強度や剛性の低下に対する対策】	
	・地下水位が管頂部より高い場合 ・現地盤が軟弱な場合 ・埋戻し砂の間隙水圧が高くなるような場合	・地下水位を低下させる。（斜面などの特別な場合） ・地震時に発生する過剰間隙水圧を低く抑えるためのドレーンを設ける。
	・構造物と管体接続部における対策	・コンクリートスラストブロックなどの重量の大きいものを軽量化する。 ・曲管背面の埋戻し範囲を十分確保して、地盤の支持力を高める。

追記
（旧ｐ372）

追記
（旧ｐ372）

注 1）　曲管部周辺の耐震性を部分的にを高める具体例を以下の【地盤の剛性低下が生じる場合の対策例】に示す。

【地盤の剛性低下が生じる場合の対策例】

東北地方太平洋沖地震において地盤の剛性低下が生じた場合は、異形管（曲管）から上下流 2～3 本程度の抜けや変状が生じていた。被災箇所では地下水位が高く、かつ地盤が軟弱という共通の傾向があった。このような条件においては、伸縮性能、屈曲性能と離脱抑止性能を有する継手又は可とう管を用いて、曲管部周辺の耐震性を部分的に高めることが、管路全体の地震時の安全性向上につながる。

〔参考〕鎖構造継手による屈曲部の耐震性向上工法

管路屈曲部の適切な範囲に鎖構造継手を用いることで、曲管変位に追従できる耐震工法の研究がなされている（**図-9.6.32**　参照）。

参考となる文献は、官民連携新技術研究開発事業「液状化地盤におけるパイプラインの耐震性向上技術に関する研究開発」がある。この耐震工法は、管路屈曲部に伸縮・屈曲性と離脱防止性能を備えた鎖構造継手を配置することで、屈曲部に生じる変位に追従し、継

追記
（旧ｐ372）

手離脱を生じない管路構造を構築するものである。鎖構造継手を用いる範囲（耐震化範囲）は、想定する曲管変位をもとに定められる。

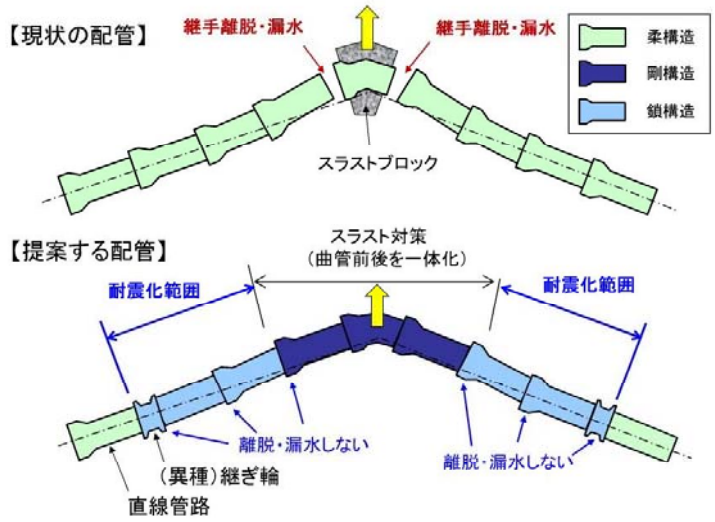


図-9.6.32　鎖構造継手を用いた耐震工法概要

追記
（旧p372）

また、同研究において、過去の被災調査によるスラストブロック等の屈曲部の曲管変位を整理した結果、液状化が発生した場合の曲管変位量が 600～800㎜、液状化には至らない地盤剛性の低下が生じた場合の曲管変位量が 350～400㎜ であった。実績を踏まえ、曲管変位量は溝幅や地山の材質にもよるが、目安として上記実績を踏まえ、地盤が軟弱で地下水位が高い場合は、最大の曲管変位量 400㎜ に対して、離脱防止機能をもった管を採用することで、耐震対策が可能となる。

なお、液状化が生じる場合は、実績より曲管変位量の最大値の 800㎜ が対策範囲を求める目安となるが、液状化では屈曲部以外の浮上等の被災が大規模に発生していることから、管路周辺の影響範囲を液状化させないことが原則として、**表-9.6.17**　地盤変状に対する地震応答対策例に示した液状化や剛性低下に対する対策を適切に実施する必要がある。

(2) 地盤変状に対する地震応答対策

地盤変状に対する地震応答対策とは、地盤の液状化や地すべり、斜面崩壊、地盤沈下などの永久的な変位の対策であり、計算等により地盤変状に対する安全性を検証できない際の対策をいう。地盤変状に対する地震応答対策では、液状化に対しては、埋戻し土の密度を高めることや、砕石や固化処理土などの液状化抵抗力の高い材料を選定することを基本とする。また、地すべりや斜面崩壊等における対策は、鎖構造継手管路の採用や一体構造管路＋特殊管の採用、緊急遮断弁工の設置等が有効である。

なお、対策工法の選定においては、**表-9.6.17** に示す対策例などについて、地域の状況等に応じ経済性等を勘案し、最も適切と考えられる対策を検討する必要がある。

表-9.6.17　地盤変状に対する地震応答対策例

被災の内容	対策を考慮するポイント	対策例
現地盤の液状化	【液状化の予想される飽和砂質土層】注 1)	
	・埋戻し土に対して行う対策注 3)	・埋戻し土の密度を高める。（厳密な管理を行う） ・砕石など液状化抵抗力の高い材料を埋戻し材料として使用する。 ・固化処理土などの液状化しない材料を埋戻し材として用いる。
	・現地盤に対して行う対策	・地下水位を低下させる。 ・地震時に発生する過剰間隙水圧を低く抑えるためのドレーンを設置する。 ・地盤改良等の対策を行う。
	・管路に対して行う対策	・一体構造の管路の場合には地盤ひずみを吸収する特殊管を採用する。 ・伸縮可とう性が大きく離脱防止機構を持った鎖構造継ぎ手の管路を使用する。
埋戻し土の液状化	【液状化の予想される埋戻し土】注 2)	
	・埋戻し土に対して行う対策注 3)	・埋戻し土の密度を高める。（厳密な管理を行う） ・砕石など液状化抵抗力の高い材料を埋戻し材料として使用する。 ・固化処理土などの液状化しない材料を埋戻し材として用いる。
	・現地盤に対して行う対策	・地下水位を低下させる。
	・管路に対して行う対策	・一体構造の管路の場合には地盤ひずみを吸収する特殊管を採用する。 ・伸縮可とう性が大きく離脱防止機構を持った鎖構造継ぎ手の管路を使用する。
地すべり、斜面崩壊、地盤沈下の起こりやすい地盤	【ごく軟弱な粘性土層及びシルト層における地盤沈下及び剛性低下の対策】	
	・管路に対して行う対策	・一体構造の管路の場合には地盤ひずみを吸収する特殊管を採用する。
	・構造物と管体接続部における対策	・構造物周辺に可とう管を配置する。 ・コンクリートスラストブロックなどの重量の大きいものを軽量化する。 ・曲管背面の埋戻し範囲を十分確保して、地盤の支持力を高める。
	・現地盤に対して行う対策	・地盤改良等の対策を行う。
	【地すべり、斜面崩壊に対する対策】	
	・管路に対して行う対策	・伸縮可とう性が大きく離脱防止機構を持った鎖構造継ぎ手の管路を使用する。 ・一体構造の管路の場合には地盤ひずみを吸収する特殊管を採用する。
	・附帯施設設置による対策	・緊急遮断設備（非常時に緊急閉鎖が可能な制水弁と付属設備）を設置する。

追記
（旧ｐ373）

追記
（旧ｐ373）

注 1)　「**9.6.6**(2)現地盤の液状化の判定」により現地盤の液状化の可能性を判定する。

注 2)　「**9.6.6**(3)埋戻し土の液状化の判定」により埋戻し土の液状化の可能性を判定する。

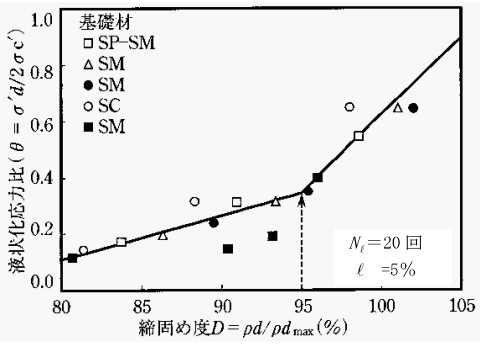
注 3)　液状化対策に用いる埋戻し材料の具体例

埋戻し土による液状化の発生防止、被害軽減方策には以下に示すような方法が考えられる。これらの方法や関連する技術書などを参考としながら、現場条件に合わせて適切な対策を行う必要がある。

①　密度改善

砂質系の基礎材においては締固め度 D 値が平均で 95%程度あれば、ある程度の耐震性が確保される。

SIPsystem



図–9.6.33 締固め度 D 値（%）と液状化応力比 θ の関係

② 砕石などの礫材の使用

砕石（C–40 など）を用いることによって、支持力改善と液状化防止に大きな効果を発揮する。

③ 固化処理土の使用

現地発生土などを用いた固化処理土を管路基礎材料として用いることによって、基礎材の圧縮沈下や変形を抑制することが可能である。また、所定の支持力を確保することも容易であるため、小口径から大口径の埋設管まで広く適用可能である。固化処理土を基礎材として採用する場合、一軸圧縮強度 100kN/m^2 程度で十分な液状化抵抗力を発揮するが、大口径の場合には変形抑制のために 200kN/m^2 程度の強度が必要である。

9.6.9 被災事例から見た設計上の留意点と対策

(1) 地質、地形の急変部 [16)]

【被災状況】

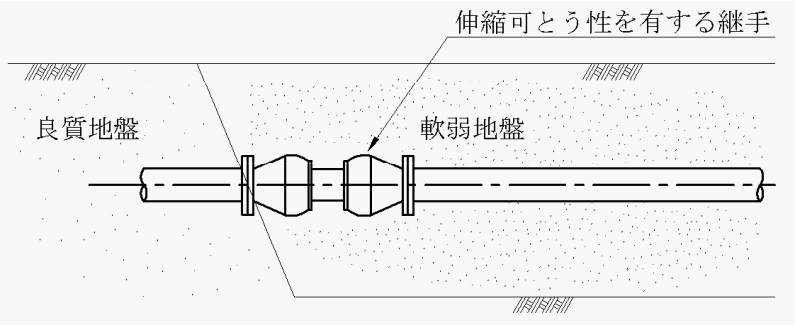
① 地質、地形の急変部では、地盤の振動が異なるため被害が多い。（宮城県沖地震：南方幹線用水路）また、軟弱地盤、地質、地形の変化点及び旧沼地との境界付近での被災事例が多い。（日本海中部地震：能代地区、屏風山地区）

② 段丘から低地に変化する地点での被害事例が多い。（北海道南西沖地震：真駒内地区）

【留意点及び対策方法】

① 地質、地形の境界部においては、管路に十分な伸縮可とう性をもたせる。

② 境界部をはさんで若干の余裕をみた区間に、大きな伸縮可とう性を有する継手を使用する。又は、伸縮可とう性を有し、かつ離脱防止機構を有する継手の検討を行う。



図–9.6.34 地層の境目（例）

SIPsystem

(2)液状化を生じる砂地盤等[16)]

【被災状況】

① 液状化した砂地盤では、管の移動、継手の離脱・破損などにより漏水が生じている事例が多い。

② 附帯構造物付近では、構造物の沈下、管路の沈下・浮上・水平移動による相対変位によって、継目離脱・破損・目地開放を生じている事例が多い。

③ 砂による埋戻し及び周辺地盤の液状化のために、曲管部のスラストブロックが数十 cm 水平移動し、短管が離脱した事例がある。(北海道南西沖地震：真駒内地区第 1 幹線、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区)

④ 埋戻し土の液状化によって、パイプラインの直上部に埋められていた材料（礫質土）が沈下して、パイプラインが浮上した事例がある。(北海道南西沖地震：真駒内地区、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区)

⑤ 埋戻し土の液状化によって、埋戻し土が圧密沈下し地表面に数十 cm の沈下を生じた事例がある。(東北地方太平洋沖地震：霞ヶ浦用水地区)

【留意点及び対策方法】

追記
（旧ｐ375）

① 液状化のおそれがある地盤を避けて、これを迂回するルートを選定する。

② 基礎材の置き換え、地盤改良及び浮上防止対策を講じる。

③ 埋戻し材料の土質及び粒度調整に配慮する。

④ 伸縮可とう性のある継手を採用する。

⑤ 構造物及び異形管部と管路部間の不同沈下対策を講じる。

⑥ スラストブロックで地下水を堰止めたために生じる液状化に対しては、次の対策を検討する。

・止水壁の基本構造（高さ、材料、アンダードレーン）の変更

・液状化しない埋戻し材料の採用

・浮上防止対策の実施

(3)液状化を生じるサンドベッド[16)]

【被災状況】

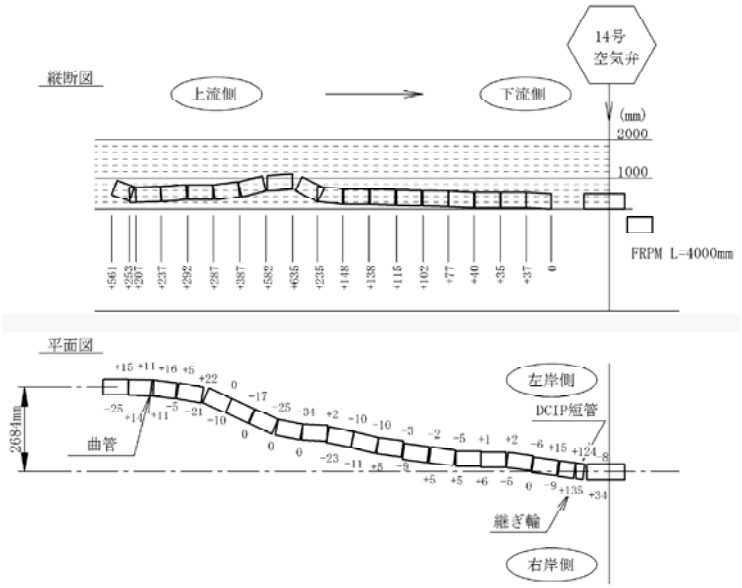
① サンドベッドの液状化が加わり、被害を更に拡大する場合もある。(宮城県沖地震：南方幹線用水路、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区)

② 置換材料（砂）の液状化による局部沈下、ひずみ等により管体継目から漏水した事例がある。(日本海中部地震：能代地区、熊本地震)

③ 斜面における埋戻し材（砂）がほぼ全域にわたって液状化し、パイプラインが左右に揺すられながら浮上、蛇行した事例がある。 (北海道南西沖地震：真駒内第 1 幹線、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区)

SIPsystem





(a)　パイプラインの沈下・蛇行の状況　　(b)　直管部のパイプの沈下・蛇行の程度

図-9.6.35　液状化によるパイプラインの浮上・蛇行（北海道南西沖地震）

④　止水壁で拘束された管路に浮力によるせん断力が作用し、周方向に亀裂を生じた事例がある。（北海道南西沖地震：真駒内第１幹線）

【留意点及び対策方法】

①　埋戻し土の締固め密度を厳密に管理し、密度の増大を図る。

②　締固め１層の仕上り厚さを薄くする。

③　締固めエネルギーの高い締固め機械を使用する。

④　基礎工・埋戻し工の施工に当たっては、地下水位を低下させた状態で実施する。

⑤　管体の基礎材には、砕石を使用するなどの配慮をする。

⑥　スラストブロック背面の液状化対策としては、埋戻し土の密度の増大を図るほか、液状化し難い砕石・固化処理土の使用、地下水位の低下策などを講じる。

(4)附帯構造物（異形管スラストブロックを含む）との接合部付近の管路

【被災状況】

①　軟弱地盤では、附帯構造物等の周辺管路が移動・沈下し、継手の離脱・目地間隔の拡大・管体のずれ等を生じた事例が多い。（北海道南西沖地震、東北地方太平洋沖地震：芳賀台地地区）

②　砂地盤では、附帯構造物が移動・沈下・傾斜したため、これに接続する管路が離脱・目地間隔拡大・沈下等を起こした事例がある。（日本海中部地震：屏風山地区、東北地方太平洋沖地震：芳賀台地地区）

③　砂基礎及び埋戻し土の液状化により、附帯構造物が移動・沈下・傾斜したため、これに接続する管路が離脱・目地間隔拡大・沈下等を起こした事例がある。（東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区・霞ヶ浦地区）

④　末端配管部では、立ち上がり配管にコンクリート基礎を設置していた給水栓の根本部の破損及びＴ字管・曲管部・片落ち管等が破損し継手部から漏水した事例がある。（熊本地震）

追記（旧ｐ376）

SIPsystem



図-9.6.36 スラストブロック部の管路の離脱状況（北海道南西沖地震）



図-9.6.37 給水栓立ち上がり部の傾き状況（熊本地震）

新規追記
（旧ｐ376）

【留意点及び対策方法】

① スラストブロックの復旧計画では、地震時の検討を行い地震時土圧、地震時基礎支持力も検討の対象とする。

② 附帯構造物と管路の相対変位量を想定し、これに対応できる調整鋼管とドレッサー継手鋼管を使用するほか、伸縮可とう管の使用についても検討する。

③ 末端配管部では、スラストブロックの軽量化、給水栓立ち上がり部にコンクリートを用いない施設設計、周辺土の密な締固め、硬質ポリ塩化ビニル管ではRR継手、HIVP、ベンド管の採用を検討する。弁への分岐点を可とう管とする、給水栓立ち上がり基部を可とうジョイントとする、などの改良を行う。

表記変更（旧ｐ376）

(5) 埋立て地

【被災状況】

① 埋立て地では被災事例が多い。

② 施工後間もないパイプラインに被害が多い。（日本海中部地震：能代地区）

③ 液状化現象は、沖積平野の在来の地層よりも、その上に造成された埋立て地で多く発生している。（千葉県東方沖地震、東北地方太平洋沖地震：新利根川地区）

④ 人工島では、液状化しにくい材料（粗粒の山砂）で埋め立てられた地域も液状化している。（兵庫県南部地震）

【留意点及び対策方法】

① 基礎を置き換えるか地盤改良を行う。

② 盛土・埋立地では、離脱防止機構をもった伸縮可とう性の大きい継手を採用する。

③ 管路部と附帯構造物との不同沈下対策を講じる。

(6) 軟弱な表層地盤が厚い区間

【被災状況】

① 軟弱地盤に、管の沈下・移動・継目の離脱・目地解放・漏水などの被害が集中している。（日本海中部地震：能代地区、屏風山地区、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区）

② 地震被害は、砂質土、粘性土、有機質土、高有機質土の順に発生している。（宮城県沖地震）

【留意点及び対策方法】

① 軟弱地盤を避けて、これを迂回するルートを選定する。

② 離脱防止機構をもった伸縮可とう性の大きい継手を採用する。

③ 管路部と附帯構造物との不同沈下対策を講じる。

④ 基礎を割栗石・砕石等で置き換えて支持力を改善する。

⑤ サンドベッドに安定性の高い材料を用いる。

(7) 泥炭性軟弱地盤（北海道胆振東部地震:勇払東部地区）

【被災状況】

① 泥炭性軟弱地盤に現地盤の沈下、基礎材料の緩みが発生し、継手部の抜け出しにより、漏水が発生している。

② スラスト力が作用する屈曲部では特に大きな変位（最大実測値 800mm）が生じ、管の移動・継目の離脱・目地間隔の拡大・漏水などの被害が集中している。

③ 屈曲部の変位には地震時動水圧の発生が影響している可能性がある。

新規追記
（旧ｐ377）

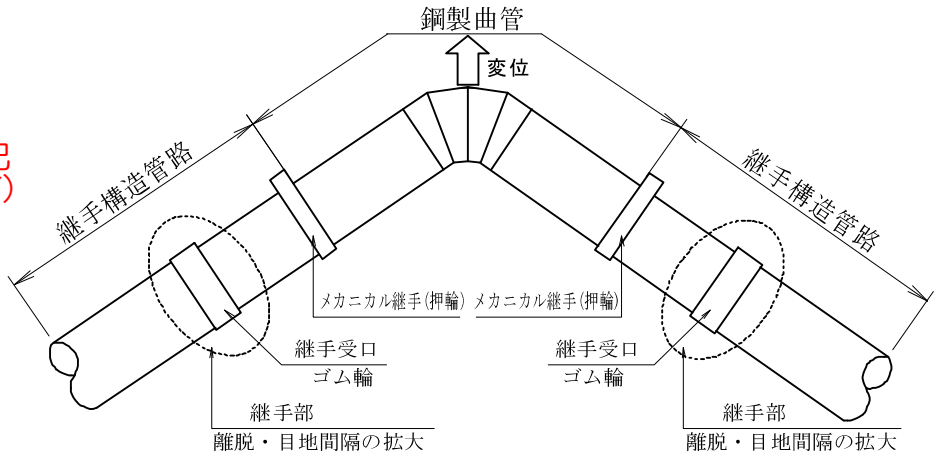


図-9.6.38 屈曲部の管路離脱状況（北海道胆振東部地震）

【留意点及び対策方法】

① 埋戻し材料の軽量化による沈下対策を行う。

② 離脱防止機構をもった伸縮可とう性の大きい継手を採用する（図-9.6.32 参照）。

③ 管路部と附帯構造物との不同沈下対策を行う。

④ 屈曲部の変位には地震時動水圧の発生が影響している可能性があるため、必要に応じて専門技術者に相談する。**〔④の参考〕**[17)]

(8) 道路・盛土などの上載荷重がかかる部分の横断部（軟弱地盤）

【被災状況】

① 道路横断部のコンクリート基礎及び砂基礎の PC 管路が、数十 cm 沈下した事例がある。（日本海中部地震：能代地区）

② 農地造成工事により荷重条件が変化した区間で、管路の移動・沈下が生じた事例がある。（日本海中部地震：能代地区）

SIPsystem

【留意点及び対策方法】

① 道路横断区間は軟弱地盤を除去し、砕石等で置き換え、基礎支持力の改良を図る。

② 道路横断箇所に伸縮可とう管を設置する場合で、管の変位・移動量が顕著な箇所は、今後の変位量を想定して伸縮可とう管の規格を決定する。

③ 耐震性に優れた管種にするとともに、道路横断の前後に伸縮可とう管を設置する。

(9) 盛土区間（法肩・法尻を含む）

【被災状況】

① 盛土部分に埋設した管路が盛土面の滑りによって被災した事例がある。（日本海中部地震：屏風山地区、南部幹線用水路、東北地方太平洋沖地震：隈戸川地区）

【留意点及び対策方法】

① 法肩・法尻については、次の工法を採用する。

a） 法尻基礎工、斜面崩壊防止工

b） 離脱防止継手の採用

② 耐振性の高い継手又は管体材料を有する管路を採用し、必要に応じて基礎の置換及び地盤改良を行う。

(10) 傾斜配管部

【被災状況】

① 沢の横断部や原地盤の軟弱な部分は、埋戻し材の十分な締固めができずウィークポイントとなりやすい。（北海道南西沖地震）

【留意点及び対策方法】

① 法尻に鋼矢板を施工する、地上配管にする、などについて比較検討の上対策を決定する。

(11) 地下水位が高い区間　新規追記（旧ｐ378）

【被災状況】

地下水位が高い区間については、(2)液状化を生じる砂地盤等、(3)液状化を生じるサンドベッドに被害が発生するだけではなく、飽和土の剛性低下及び地盤沈下により、その他の被害が増大する傾向がある。

① 地下水位の確認された区間において、スラストブロックの接合部付近の周辺管路が移動し、継手の離脱・目地間隔の拡大・管体のずれ等を生じた。（東北地方太平洋沖地震：芳賀台地地区）。

② 地下水位が高く、かつ軟弱地盤の区間で地盤の沈下が発生し、附帯構造物付近で継手の離脱・漏水などの被害が集中している。（東北地方太平洋沖地震：霞ヶ浦地区）

【留意点及び対策方法】

① 斜面等の地形により可能な場合には、地下水位を低下させる。

② 地震時に発生する過剰間隙水圧を低く抑えるためのドレーンを設ける。

③ コンクリートスラストブロックなどの重量の大きいものを軽量化する。

④ 曲管背面の埋戻し範囲を十分確保して、地盤の支持力を高める。

⑤ 地盤改良等の対策を行う。

SIPsystem

9.7　配管設計

9.7.1　管割の手順

直管、異形管及び継手等を組み合わせる（管割設計）場合の手順を、**図-9.7.1** に示す。

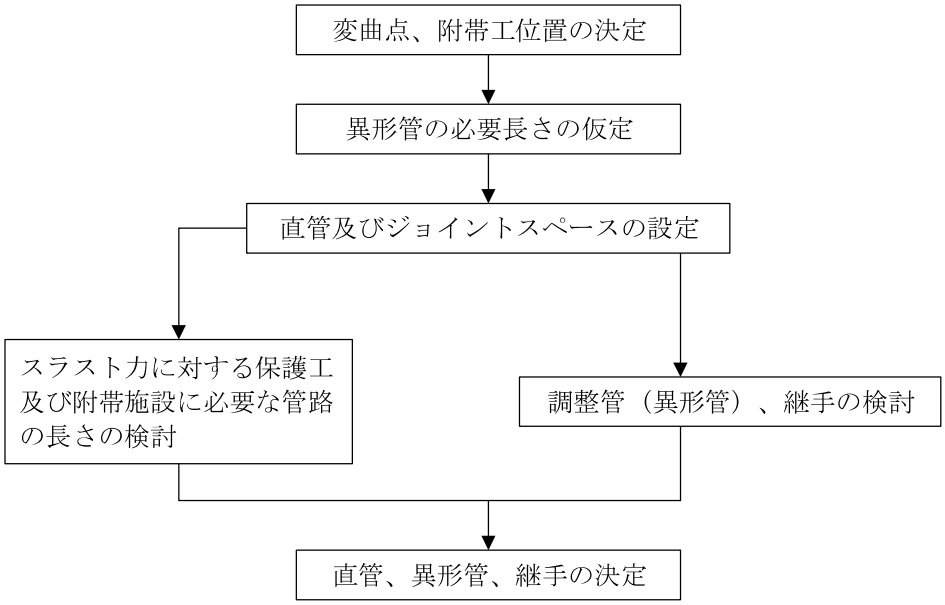


図-9.7.1　管割設計の手順の概要

9.7.2　ジョイントスペース

管体の特質から、設計上ジョイントスペースを持たせる必要がある。

なお、ここでいうジョイントスペースとは、外力により管同士がぶつかり管が損傷することがあるため、これを防止する観点から可とう性を持たせるために必要な間隔をいい、ヒューム管及びPC管において必要となる。

9.7.3　異形管

異形管は使用管種に適合したものを使用し、管種別に規定される規格品が使用可能な場合は原則として規格品を用いるものとする。

ただし、製品の製作に要する期間、価格等を検討して有利なものを選定しなくてはならない。鋼板等の異形管を用いる場合は、原則としてJIS G 3443-2に定められた寸法及び製造方法のものを使用する。ただし、口径700㎜以上で屈曲30°以下の場合、曲管（異形管）の代わりに、テーパ付き直管（WSP A-101、102)を組み合わせて用いてもよい。

(1)曲　管

a. 曲管の接角数

曲管の接角数は、偏角θにより次の基準とする。

$\theta \leqq 30°$ ・・・・・・・・・・・・ 口径700㎜以上はテーパ付直管組合せ又は2ピース（1折ベンド）

・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 口径650㎜以下は2ピース（1折ベンド）

$30° < \theta \leqq 60°$ ・・・・・・・・3 ピース（2 折ベンド）

$60° < \theta \leqq 90°$ ・・・・・・・・4 ピース（3 折ベンド）

b. 曲管の長さ

任意角度θの曲管の長さは、**図-9.7.2** に示すように、**式(9.7.1)**により半径Rを算出し、接角数を考慮して求める。

$$R = (L - \ell_3) / \tan(\theta/2) \quad \cdots\cdots\cdots\

③ダクタイル鋳鉄管ライン

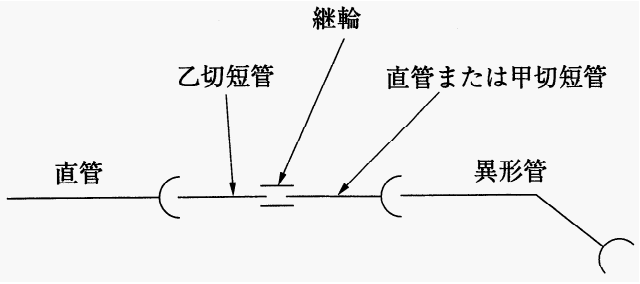


図-9.7.5　ダクタイル鋳鉄管ラインの調整管例

④FRPM 管ライン

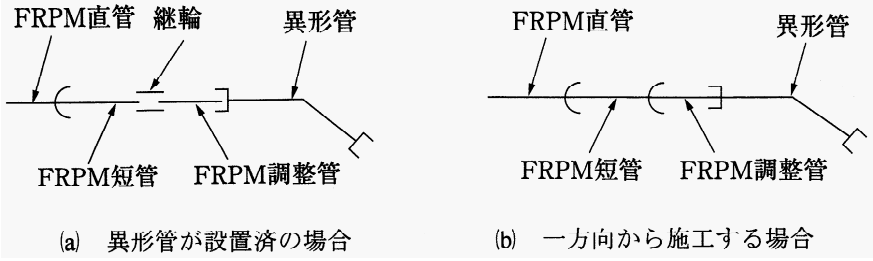


図-9.7.6　FRPM 管ラインの調整管例

9.7.4　継　手

パイプラインには必要に応じて継手を設けるが、一般には切土と盛土の境界及び附帯施設との接続には、不同沈下を吸収する目的で可とう継手等を設ける必要がある。また、管の両端が固定された弁室等では、温度変化により管に生じる応力の解放及び吸収、施工時における機器類の最終取付け、維持管理時の機器の取りはずし等を行うための余裕が必要であり、このような箇所には伸縮継手等を用いる。

(1)温度変化による管の伸縮量及び継手の設置間隔

なお、管の伸縮量及び伸縮継手の設置間隔は、**式(9.7.2)**により求める。

$$\Delta\ell = \alpha \cdot T \qquad \cdots\cdots\cdots\

(2) 管の釣合長及び伸縮量

管が連続一体となって埋設されている場合、温度変化による管の伸縮量は管表面の摩擦力によって相殺される。その場合の釣合長さは、**式(9.7.3)**で表される（**図-9.7.7** 参照）。

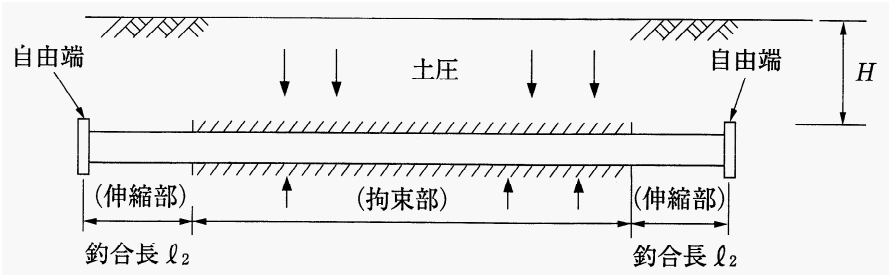


図-9.7.7 釣合長

$$\ell_2 \geqq P_t / \tau$$
$$P_t = A_s \cdot E_S \cdot \alpha \cdot T \quad \cdots\cdots (9.7.3)$$
$$\tau = \mu \cdot w \cdot H \cdot \pi \cdot D_c$$
$$\Delta\ell' = \ell_2 \cdot \alpha \cdot T / 2$$

ここに、

ℓ_2 ： 釣合長（m）

E_S ： 管材のヤング係数（短期）（kN/m²）（**表-8.2.1** 参照）

表示変更（旧ｐ381）

P_t ： 伸縮力（kN）　　μ ： 摩擦係数

τ ： 拘束力（kN/m）　　w ： 土の単位体積重量（kN/m³）

$\Delta\ell'$ ： 伸縮量（m）　　H ： 土かぶり（m）

A_s ： 管実断面積（m²）　　D_c ： 管外径（m）

α、T ： **式(9.7.2)**を参照

この場合、自由端のみに$\Delta\ell'$を吸収する伸縮継手を設ければよい。また、この釣合長区間ℓ_2には、構造物を設けない方が望ましい。なお、この場合拘束部の区間に温度応力σ_t、**式(9.7.4)**が発生するが、管体の強度計算に当たっては無視してよい。

表示変更（旧ｐ382）

$$\sigma_t = E_S \cdot \alpha \cdot T \quad (\mathrm{kN/m^2}) \quad \cdots\cdots (9.7.4)$$

Es＝E

9.7.5　管路の曲線布設

屈曲や分岐箇所は、パイプラインの弱点となりやすく、したがって、漏水事故のおそれが多いので、ここには条件に適合する曲管、T字管等の異形管を使用しなければならない。

曲管の既製品を使用する場合は、異なる曲管を組み合わせてできるだけ現場の線形に近い角度を作り出す。既製の曲管を用いた場合や角度の小さな屈曲点を可とう性継手を用いて調整する場合の継手の設計曲げ角度は、その継手の最大許容曲げ角度の1/2以内とする。

〔参考〕　可とう性継手による曲げ配管工法

可とう性継手を用いた管路の曲線布設は、近年、継手性能の向上が図られ、実証実験により特定の管種（強化プラスチック複合管及びダクタイル鋳鉄管）について安全性が確認されている。

本工法を適用する場合には現場条件等を考慮し、許容曲げ角度や屈曲部の偏心量等の許容値を満

SIPsystem

足するよう、適切に設計を行うものとする。また、設計に際しては関連技術書等（「可とう性継手による曲げ配管工法　設計・施工指針（案）平成 19 年 3 月」（独）農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所）を参考に適切に検討する必要がある。

なお、**基準 7（運用 7-9）**に定める強化プラスチック複合管及びダクタイル鋳鉄管以外の管種については、可とう性継手を用いた管路の曲線布設は行わないものとするが、当該管種の特徴を踏まえ、強化プラスチック複合管で行われた実証実験内容と同等の検証を行い、継手部の安全性が確認された場合には、現場条件や許容値等について十分に検討の上、本工法を適用してもよい。

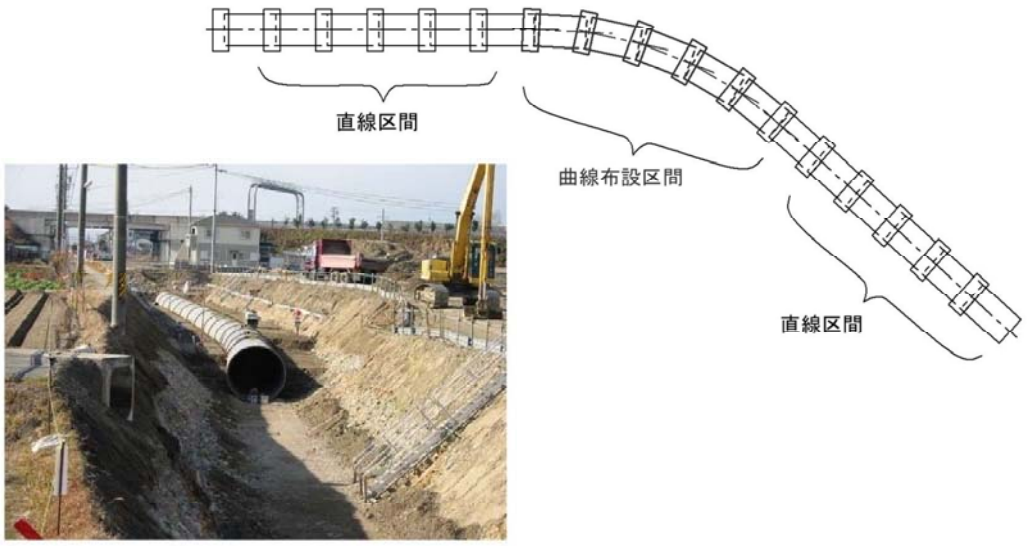


図-9.7.8　管路の曲線布設

9.7.6　管種が異なる場合の接続

配管設計において、管種の異なる管を接続する必要がある場合には、接続する管の外径、厚さ及び特性を考慮した特殊継手又は異形管を用いて行う。なお、肉盛り、切り管等の加工、調整を必要とする場合がある。

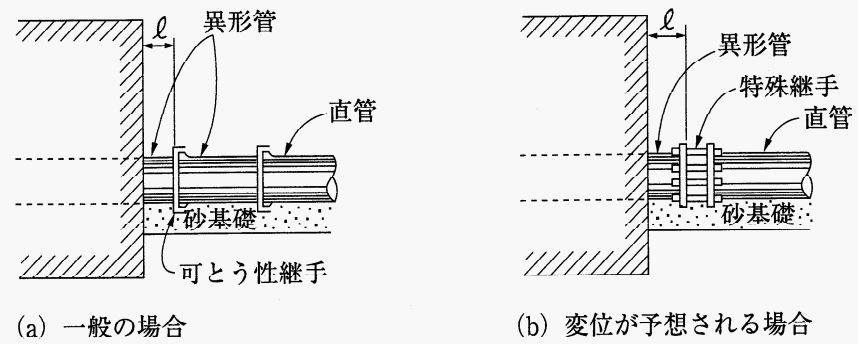
9.7.7　構造物と管体の接続

弁室、水槽、スラストブロック等のコンクリート構造物と管体との接続は、不同沈下や管に抜け出し力が作用しても安全なように設計する必要がある。

(1)構造物と管体の接続

コンクリート構造物と管体を接続する場合、構造物と管路の間に異形管（短管）、特殊継手又は可とう性継手で接続することが望ましい。（**図-9.7.9** 参照）

SIPsystem



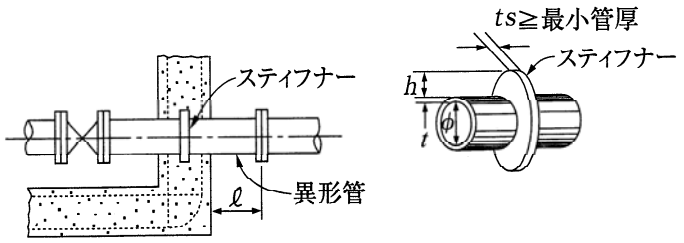
ℓ =施工性、管種、口径等を考慮した長さ

図-9.7.9 構造物と管体との接続例

(2)構造物と管体の取付け

弁室や水槽等のコンクリート構造物に管体を取付ける場合、コンクリート壁を貫通する管にはスティフナーを設け、管がずれたりしないよう配慮する必要がある。(**図-9.7.10** 参照)

ただし、マクロセル腐食を防止する意味から鉄筋には接しないようにする必要がある。



(注) h は計算で確認すること。

図-9.7.10 構造物と管体の取付け例

9.7.8 管況計算及び合成角計算

配管計画を行うに当たっては、管況計算書及び合成角計算書を作成し、これにより配管計画を進める。また、これらの計算書は詳細水頭損失計算書に利用される。

次に**図-9.7.11** による管況計算（**表-9.7.1**）及び合成角計算（**表-9.7.2**）の計算例を示す。

SIPsystem

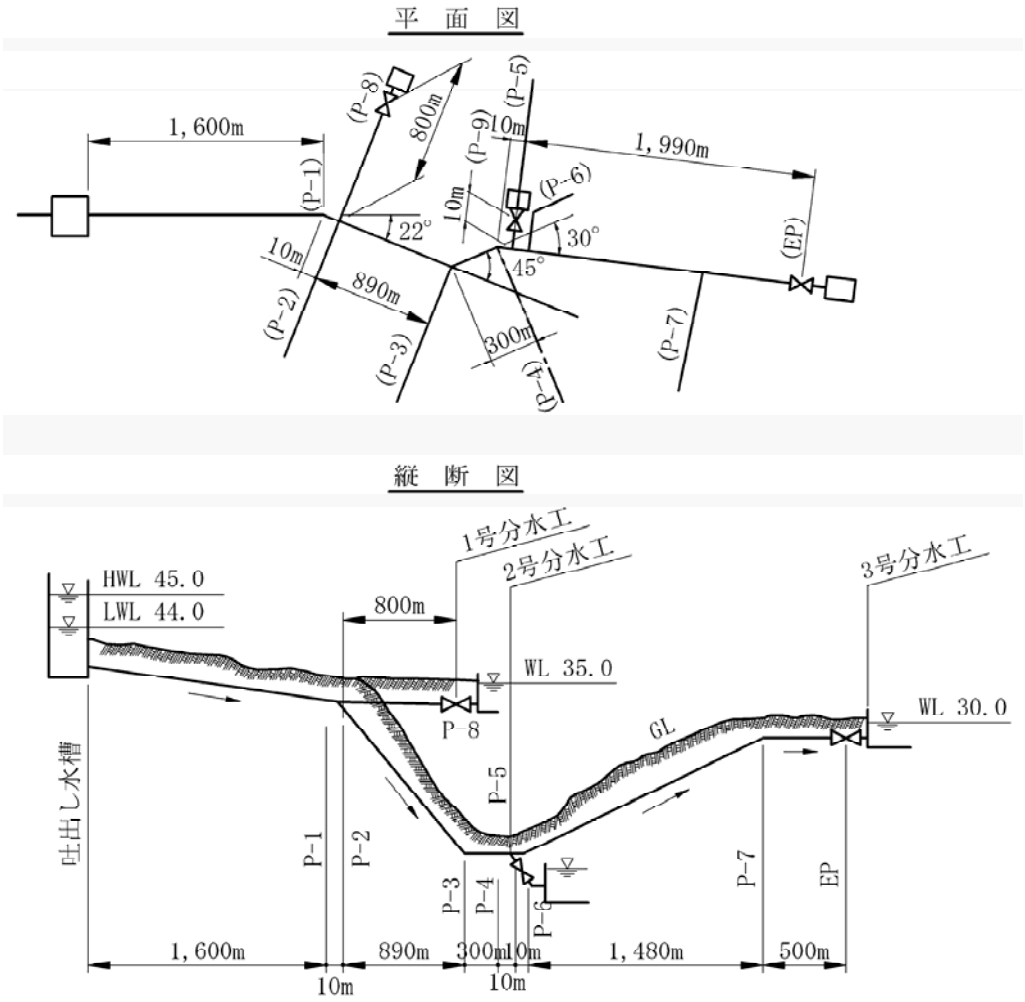


図-9.7.11 パイプライン模式図

表-9.7.1 管況計算書

測点	標高 EL(m)	水平距離 L_h(m)	標高差 L_v(m)	勾配 tanϕ°	上流傾斜角 $\phi°_A$	下流傾斜角 $\phi°_B$	管長 L(m)	垂直偏角 α_v	平面偏角 C	合成角 X	片側 上or下 =1 両側 上or下 =2	その他の事項 管径 (mm)	流量Q (m^3/s)	分水量q (m^3/s)	構造物
吐出水槽	40.00														
P-1	35.00	1,600.00	-5.00	-0.003	0° 10′ 45″	0° 10′ 19″	1,600.01	0° 0′ 26″	22° 0′ 0″	22° 0′ 0″	1	900	1.00		
P-2	34.97	10.00	-0.03	-0.003	0° 10′ 19″	1° 36′ 25″	10.00	1° 26′ 7″		1° 26′ 7″	1	900	1.00	0.300	
P-3	10.00	890.00	-24.97	-0.028	1° 36′ 25″	0° 0′ 0″	890.35	1° 36′ 25″	45° 0′ 0″	45° 1′ 21″	1	800	0.70		
P-4	10.00	300.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 0′ 0″	300.00	0° 0′ 0″	30° 0′ 0″	30° 0′ 0″	1	800	0.70		
P-5	10.00	10.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 0′ 0″	10.00	0° 0′ 0″		0° 0′ 0″	1	800	0.70	0.300	
P-6	10.00	10.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 46′ 27″	10.00	0° 46′ 27″		0° 46′ 27″	1	500	0.40		
P-7	30.00	1,480.00	20.00	0.014	0° 46′ 27″	0° 0′ 0″	1,480.14	0° 46′ 27″		0° 46′ 27″	1	500	0.40		
EP	30.00	500.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 0′ 0″	500.00	0° 0′ 0″		0° 0′ 0″	1	500	0.40		
P-2	35.00														
P-8	35.00	800.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 0′ 0″	800.00	0° 0′ 0″		0° 0′ 0″	1	500	0.30		
P-5	10.00														
P-9	10.00	10.00	0.00	0.000	0° 0′ 0″	0° 0′ 0″	10.00	0° 0′ 0″		0° 0′ 0″	1	500	0.30		

SIPsystem

表-9.7.2　合成角計算書

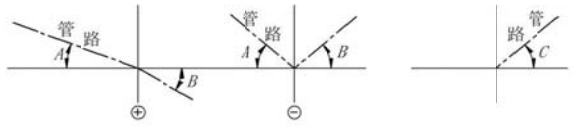
測　点	IP	C	① $\cos C$	A	② $\cos A$	③ $\sin A$	B	④ $\cos B$	⑤ $\sin B$	①②④ =⑥	③⑤ =⑦	$\cos X$= ⑥±⑦	X	備　考
吐出水槽														
P- 1		22 ° 0 ' 0 "	0.92718	0 ° 10 ' 45 "	1.00000	0.00312	0 ° 10 ' 19 "	1.00000	0.00300	0.92718	0.00001	0.92718	22 ° 0 ' 0 "	
P- 2		0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0 ° 10 ' 19 "	1.00000	0.00300	1 ° 36 ' 25 "	0.99961	0.02805	0.99960	0.00008	0.99969	1 ° 26 ' 7 "	
P- 3		45 ° 0 ' 0 "	0.70711	1 ° 36 ' 25 "	0.99961	0.02805	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0.70683	0.00000	0.70683	45 ° 1 ' 21 "	
P- 4		30 ° 0 ' 0 "	0.86603	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0.86603	0.00000	0.86603	30 ° 0 ' 0 "	
P- 5		0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0 ° 0 ' 0 "	
P- 6		0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0 ° 46 ' 27 "	0.99991	0.01351	0.99991	0.00000	0.99991	0 ° 46 ' 27 "	
P- 7		0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0 ° 46 ' 27 "	0.99991	0.01351	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0.99991	0.00000	0.99991	0 ° 46 ' 27 "	
EP		0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	0 ° 0 ' 0 "	1.00000	0.00000	1.00000	0.00000	1.00000	0 ° 0 ' 0 "	

使用公式　$\cos X = \cos A \cdot \cos B \cdot \cos C \pm \sin A \cdot \sin B$

ただし、X：合成角ベンドの上下流管を含む面上の実角

A、B：管路を含む鉛直面への管路の投影が水平線となす角。すなわち、縦断面図に示される角度A、Bそれぞれの上流側、下流側とする。

C：水平面への管路の投影の折り曲り角度、すなわち、平面図に示される折り曲り角度。



縦断面図　　平面図

負荷号(-)はA、Bいずれも水平線より上又は下に向う場合
正符号(+)はA、Bいずれか一方が下に向い他が上に向っている場合

SIPsystem

9.8　スラスト力の検討

9.8.1　一般事項

パイプラインの屈曲部や制水弁等は、水流による遠心力や水圧の不均衡等によって発生するスラスト力によって、管体が振動したり、滑動して継手が離れたり、著しい場合には管が破壊することがある。

したがって、このように管体が移動するおそれがある箇所では、スラスト力に対する検討を行って対策構造物の要否を判定し、必要な場合はスラスト力に抵抗する構造物を設置する。ただし、屈曲部の角度を数箇所に分散して大きな曲線半径とする路線選定を行えば、構造物を省略することができる。

9.8.2　検討箇所及び順序

スラスト力の検討は、次の箇所で行う。

①　パイプラインの屈曲部
②　パイプラインの分岐部
③　パイプラインの末端部
④　パイプラインにバルブが設置される箇所
⑤　口径が変化する箇所
⑥　その他管体が移動するおそれのある箇所

スラスト力の検討順序は、**図-9.8.1** に示すとおりである。

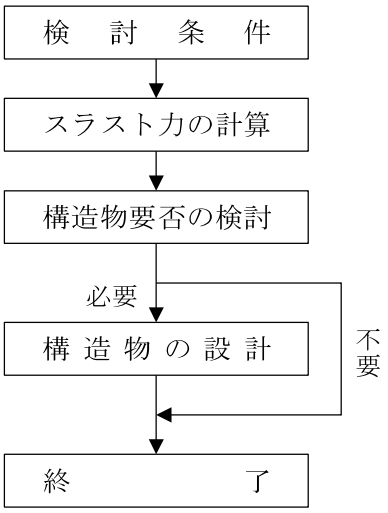


図-9.8.1　スラスト力の検討順序

表-9.8.1　安全率 S

検　討　項　目	スラスト力の検討（裸管）	構造物の設計
滑　動	1.5	1.5
浮　上	1.2	1.2
沈　下	1.2	1.0

注）　滑動の検討に当たって、管と土の摩擦係数（μ）は次の値を標準とする。
コンクリート管、鋼管、ダクタイル鋳鉄管　0.5
硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管、強化プラスチック複合管、
ガラス繊維強化ポリエチレン管　0.3

追記（旧ｐ387）

9.8.3　スラスト力の検討

管体がスラスト力によって移動するか否かは、次の検討を行って判定する。

(1) 屈曲部のスラスト力（**図-9.8.2**、**図-9.8.3** 参照）

a. 管が水平方向に屈曲する場合

①滑動に対する検討

$$R_h \geqq S \cdot P' \quad \cdots\cdots (9.8.1)$$

ここに、

R_h ：水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）（kN）

P' ：スラスト力（kN）

S ：安全率（1.5 以上）

スラスト力 P' は、**式 (9.8.2)** により求める。

$$P' = 2\left(H \cdot a_c + \frac{a \cdot w_0 \cdot V^2}{g} \right) \sin\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (9.8.2)$$

ここに、

H ：設計水圧（静水圧＋水撃圧）（kN/m^2）〔参考　1MPa=1000kN/m^2〕

a_c ：設計水圧が作用する範囲の断面積（m^2）

図-9.8.3 のような継手構造の管では挿し口外径の断面積とし、そうでない場合は流水断面積とする。

a ：流水断面積（m^2）

w_0 ：管内水の単位体積重量（kN/m^3）

V ：管内平均流速（m/s）

g ：重力の加速度（m/s^2）

θ ：曲管の曲がり角度（°）

ただし、$\dfrac{a \cdot w_0 \cdot V^2}{g}$ については、通常の場合無視してよい。

SIPsystem

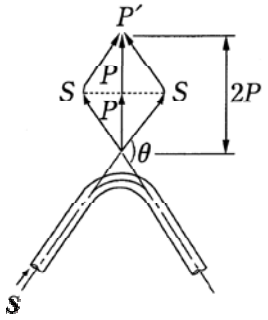


図-9.8.2　スラスト力の考え方

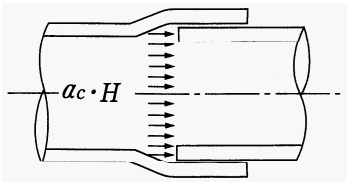
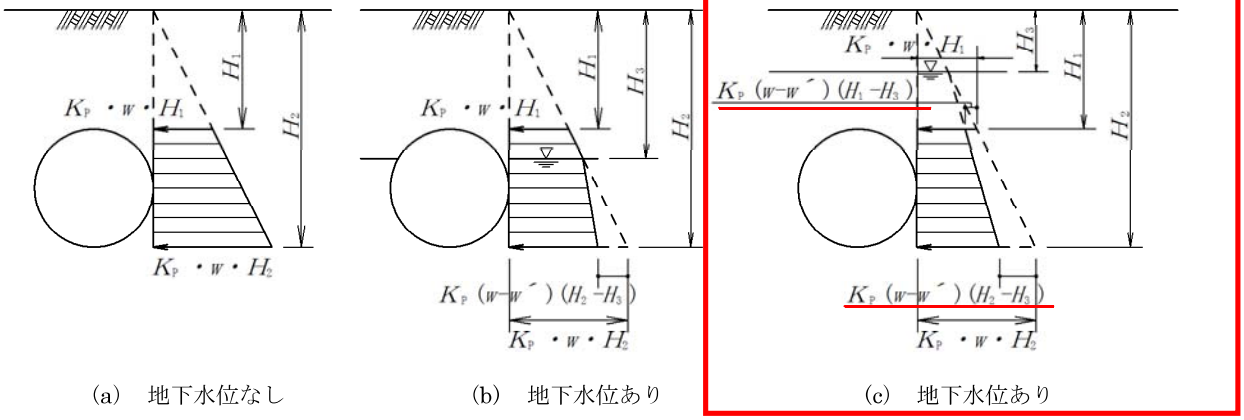


図-9.8.3　管の継手での水圧の作用範囲

水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）R_hは、**図-9.8.4** を参考に地下水位の有無や管と地下水位の高さ関係に応じて算出する。

図形の変更と式の追加（旧ｐ389）



(a)　地下水位なし
あり（地下水位≦管底）

(b)　地下水位あり
（管底＜地下水位≦管頂）

(c)　地下水位あり
（管頂＜地下水位）

図-9.8.4　受働土圧算定模式図

地下水位なし又は地下水位あり（地下水位≦管底）の場合

$$R_h = F \cdot \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot w \cdot B_b \left(H_2^2 - H_1^2\right) \quad \cdots\cdots (9.8.3a)$$

地下水位あり（管底＜地下水位≦管頂）の場合

$$R_h = F \cdot \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot B_b \left\{w\left(H_2^2 - H_1^2\right) - (w - w')(H_2 - H_3)^2\right\} \quad \cdots\cdots (9.8.3b)$$

地下水位あり（管頂＜地下水位）の場合

$$R_h = F \cdot \frac{1}{2} \cdot K_P \cdot B_b \left\{w'\left(H_2^2 - H_1^2\right) + 2(w - w')(H_2 - H_1)H_3\right\} \quad \cdots\cdots (9.8.3c)$$

ここに、

F　：曲面の受働土圧の補正係数（0.65 とする）
w　：土の単位体積重量（kN/m³）
w'　：土の水中単位体積重量（kN/m³）
B_b　：管背面の幅（m）（**図-9.8.5** 参照）
H_2　：地表面から管底面までの深さ（m）

SIPsystem

H_1 ：地表面から管頂面までの深さ（m）
H_3 ：地表面から地下水面までの深さ（m）
K_P ：受働土圧係数、$K_P = \tan^2(45° + \phi/2)$
ϕ ：土の内部摩擦角（°）

Bb へ修正
R3年12月度正誤表で提示 旧ｐ390

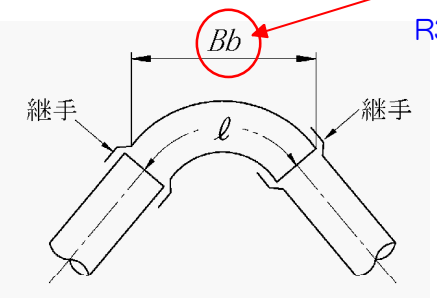


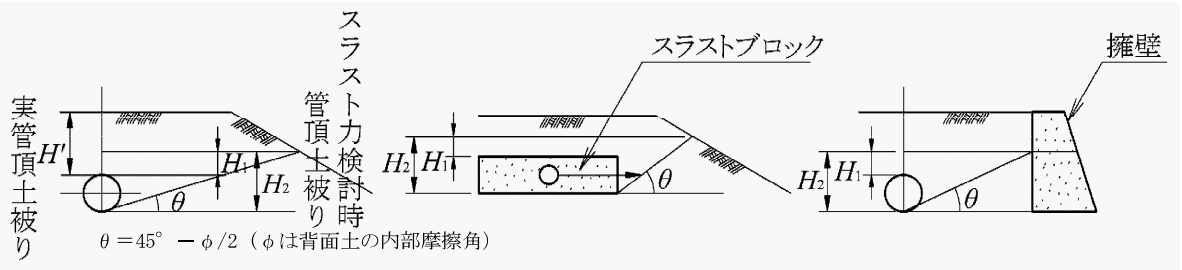
図-9.8.5 管背面の幅

②受働土圧を算定する際の留意点

谷側へ管路を布設したため、水平曲管部に発生したスラスト力に抵抗する受働土圧が見込めず危険な状態となることがある。受働土圧が見込める地形であること（土かぶりが確保できること）に留意する必要がある。

期待できる受働土圧に相当する土かぶりは、**図-9.8.6** による。

このうち、(c)擁壁隣接のようにスラスト力を受ける背面側に道路盛土擁壁がある場合、スラスト力が擁壁に不安定要素を与える設計となっていないかチェックする。



(a) 離脱防止金具　　(b) スラストブロック　　(c) 擁壁隣接

図-9.8.6 水平方向抵抗力（受働土圧）の考え方

この様な場合の対策案としては、谷側にスラスト力が働く場所で、受働土圧を考慮できる位置へ線形を決定することや、やむを得ない場合は、スラストブロックを大きくとるなどの対策が必要である。(地盤の悪い箇所では、スラストブロックを大きくするのは危険なため反力壁等を設ける検討も必要である。)

b. 管が鉛直方向に屈曲する場合

①滑動に対する検討

地下水位が管底より高い場合はその影響を考慮する。

$$R_h \geqq S \cdot P_h \quad \cdots\cdots (9.8.4)$$

②浮上に対する検討

上向きスラスト力を受ける場合のみ考慮する。

文章を追加　R3年12月度正誤表で提示

418

地下水位が管底より高い場合はその影響を考慮する。

$$\left.\begin{array}{ll} R_v+W \geqq S\cdot P_v & \text{（地下水の影響を受けない場合）} \\ R_v+W-U \geqq S\cdot P_v & \text{（地下水の影響を受ける場合）} \end{array}\right\} \cdots\cdots (9.8.5)$$

③沈下に対する検討

下向きスラスト力を受ける場合のみ考慮する。

沈下に対する検討においては、管が地下水の影響を受ける場合も、管底面に加わる荷重強度の算出は、設計上の安全性を考慮してその影響を無視するものとする。

$$\sigma_{rv} \geqq S\cdot\sigma_v \cdots\cdots (9.8.6)$$

ここに、

R_h ：水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）（kN）
P_h ：スラスト力の水平分力（kN）
R_v ：管側面の主働土圧による摩擦抵抗力（kN）
W ：管底面に加わる全荷重（kN）
P_v ：スラスト力の鉛直分力（kN）
σ_{rv} ：管底面の地盤の許容支持力度（kN/m^2）
σ_v ：管底面に加わる荷重強度（kN/m^2）
S ：安全率（**表-9.8.1** 参照）
U ：管の浮力（kN）、（地下水位が管頂より上方にある場合）
$U=(\pi/4)\cdot D_c^2\cdot w_0\cdot \ell$
ℓ ：継手から継手までの屈曲区間の管長（m）
D_c ：管外径（m）
w_0 ：水の単位体積重量（kN/m^3）

スラスト力の水平分力 P_h 及び鉛直分力 P_v は、**式(9.8.7)**、**式(9.8.8)** により求める。

$$P_h=P'\cdot\sin(\theta/2\pm\beta) \cdots\cdots (9.8.7)$$

$$P_v=P'\cdot\cos(\theta/2\pm\beta) \cdots\cdots (9.8.8)$$

ここに、

θ ：曲管の曲がり角度（°）
β ：曲折部と水平とのなす角度（°）
P' ：スラスト力（kN）〔**式(9.8.2)** による〕

式中の記号は**図-9.8.7**(a)、(b)による。

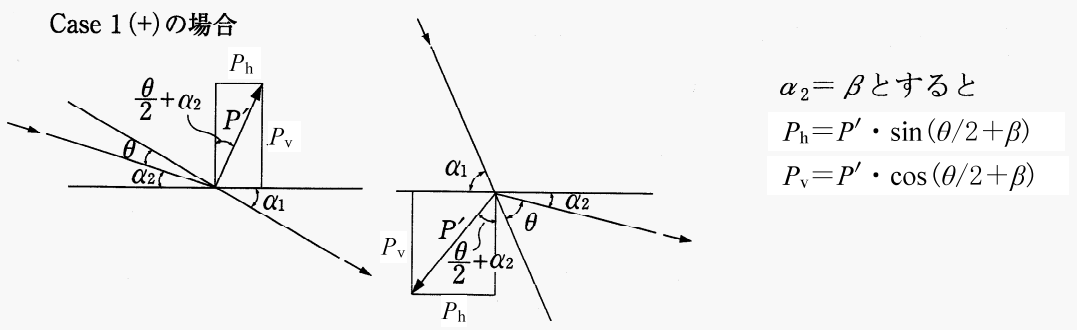


図-9.8.7(a)

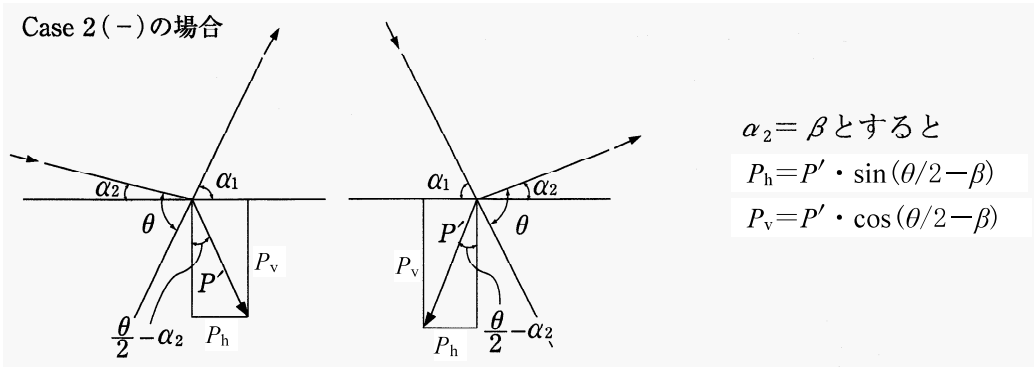


図-9.8.7(b)

地下水位なし又は地下水位あり（地下水位≦管底）の場合の水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）R_hは、**式(9.8.9)**により求める。

$$R_h=F\cdot\frac{1}{2}\cdot K_P\cdot w\cdot D_c\left(H_2^2-H_1^2\right) \quad \cdots\cdots (9.8.9)$$

ここに、

F　：曲面の受働土圧の補正係数（0.65 とする）
w　：土の単位体積重量（kN/m^3）
B_b　：管背面の幅（m）、$B_b=D_c$
H_2　：地表面から管底面までの深さ（m）
H_1　：地表面から管頂面までの深さ（m）
（**図-9.8.8** 参照）
K_P　：受働土圧係数、$K_P=\tan^2(45°+\phi/2)$
ϕ　：土の内部摩擦角（°）
D_c　：管外径（m）

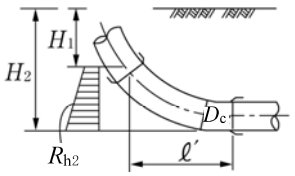


図-9.8.8　水平方向抵抗力（受働土圧）の考え方

地下水位ありで、地下水位が管底より高い場合の水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）R_hは、**式(9.8.3)**による。なお、管背面の幅B_bは管外径D_cとする。

管側面の主働土圧による摩擦抵抗力R_vは、**式(9.8.10)**により求める。

$$R_v=\frac{1}{2}w\cdot L\cdot\mu\left(H_2^2-H_1^2\right)\tan^2\left(45°-\phi/2\right) \quad \cdots\cdots (9.8.10)$$

ここに、

L　：管側面の摩擦を受ける長さ（m）、$L=2\times\ell'$（**図-9.8.8**参照）

μ　：管側面と土の摩擦係数

ϕ　：土の内部摩擦角（°）

H_1：地表面から管頂面までの深さ（m）

H_2　：地表面から管底面までの深さ

w　：土の単位体積重量（kN/m³）

水中重量の項目を追加

w　：土の単位体積重量（kN/m³）地下水位以下の土の単位体積重量は水中単位体積重量を用いる。

R3年12月度正誤表で提示　旧p393

管底面に加わる全荷重Wは、**式(9.8.11)**により求める。

$$W=W_1+W_2 \quad \cdots\cdots (9.8.11)$$

$$W_1=w\cdot H_m\cdot A \quad \cdots\cdots (9.8.12)$$

$$W_2=W_f+(\pi/4)\cdot D^2\cdot\ell\cdot w_0 \quad \cdots\cdots (9.8.13)$$

ここに、

W_1　：管上の埋戻し土による鉛直土圧（kN）

ただし、沈下の検討においては、地下水の影響を無視する。

追記（旧ｐ393）注意

W_2　：曲管類の重量及び管内水重（kN）

A　：管底面積（m²）、$A=D_c\cdot\ell'$（**図-9.8.8**参照）

H_m　：地表面からの平均深さ（m）

w　：土の単位体積重量（kN/m³）

水中重量の項目を追加

w　：土の単位体積重量（kN/m³）地下水位以下の土の単位体積重量は水中単位体積重量を用いる。

R3年12月度正誤表で提示　旧p393

W_f　：曲管類の重量（kN）

D　：管内径（m）

D_c　：管外径（m）

ℓ　：継手から継手までの屈曲区間の管長（m）

W_0　：水の単位体積重量（kN/m³）

管底面に加わる荷重強度σ_vは、**式(9.8.14)**より求める。

$$\sigma_v=\frac{W+P_v-R_v}{A} \quad \cdots\cdots (9.8.14)$$

ここに、

W　：管底面に加わる全荷重（kN）〔**式(9.8.11)**による〕

P_v　：スラストカの鉛直分力（kN）〔**式(9.8.8)**による〕

R_v　：管側面の主働土圧による摩擦抵抗力（kN）〔**式(9.8.10)**による〕

A　：管底面積（m²）、$A=D_c\cdot\ell'$（**図-9.8.8**参照）

c. 管が水平方向と鉛直方向に同時に曲がる場合

管が水平及び鉛直の方向に同一点で曲がる場合には、水平方向、鉛直方向のそれぞれを検討し、両者を満足するようにしなければならない。この場合、水平に対する検討はa.により、鉛直に対する検討はb.によるものとする。

R3年12月度正誤表で修正

(3)　(2) 制水弁、蓋のスラスト力

制水弁、蓋は、**式(9.8.15)**で求めたスラスト力を支持できる構造物に固定することが必要である。

c.分岐部のスラストカの項目が削除された。（旧ｐ393）
※代案が記載されていない？

R3年12月度正誤表で復活　旧p393＆394

(2) 分岐部のスラストカ
①Ｔ字管のスラストカ
②片落ち管のスラストカ
次頁参照

R3年12月度正誤表で復活　旧p393＆4
下記分岐部のスラスト力について12度正誤表で表記（追記）された。

(2)分岐部のスラスト力

分岐部のT字管及び片落管に働くスラスト力P'は、**式(9.8.49)**、**式(9.8.50)**により求める。

①T字管のスラスト力

$$P'=H\cdot a_c \quad \cdots\cdots (9.8.49)$$

ここに、

P'　：スラスト力（kN）

H　：設計水圧（kN/m^2）

a_c　：分岐部の設計水圧が作用する範囲の断面積（m^2）

図-9.8.3 のような継手構造の管では挿し口外径の断面積とし、そうでない場合は流水断面積とする。

②片落管のスラスト力

$$P'=H(a_{c1}-a_{c2}) \quad \cdots\cdots (9.8.50)$$

ここに、

a_{c1}　：縮径前の設計水圧が作用する範囲の断面積（m^2）

図-9.8.3 のような継手構造の管では挿し口外径の断面積とし、そうでない場合は流水断面積とする。

a_{c2}　：縮径後の設計水圧が作用する範囲の断面積（m^2）

図-9.8.3 のような継手構造の管では挿し口外径の断面積とし、そうでない場合は流水断面積とする。

$$P_h = H \cdot a \quad \cdots\cdots (9.8.15)$$

ここに、

P_h ： スラスト力の水平分力（kN）
H ： 設計水圧（kN/m²）
a ： 流水断面積（m²）

管理上等から弁室などを設けている場合、部材厚、摩擦抵抗を増加等の対策によってスラスト力に抵抗させる方が効果的である。

弁室でスラスト力に抵抗させる場合は、管にスティフナーを設けて弁室に力を伝達する。

検討に使用するスラスト力は設計水圧によるが、配管形状、管理等により逆圧も生じるため注意が必要である。

スティフナーによりスラスト力を伝達させる場合の検討は以下による。なお、配管に伸縮管等を使用する場合は、片側のスティフナーにて伝達するものとする。

①管体応力の検討

$$\sigma = \frac{P_h}{A_P} \leqq \sigma_a \quad \cdots\cdots (9.8.16)$$

ここに、

σ ： 管体の軸方向圧縮応力（N/mm²）
σ_a ： 管体の許容軸方向圧縮応力（N/mm²）
P_h ： スラスト力の水平分力（kN）〔**式(9.8.15)**による〕
A_P ： 管の断面積（mm²）、$A_P = (\pi / 4)(D_c^2 - D^2)$
D_c ： 管外径（mm）
D ： 管内径（mm）

②スティフナー固定部の計算

$$\tau_P = \frac{P_h}{b_P \cdot d} \leqq \tau_a \quad \cdots\cdots (9.8.17)$$

ここに、

τ_P ： 押抜きせん断応力（N/mm²）
τ_a ： コンクリートの許容押抜きせん断応力（N/mm²）
b_P ： スティフナー周長（mm）
d ： せん断力を受けるコンクリート厚（mm）

③スティフナー溶接部の計算

$$\tau_t = \frac{P_h}{A_t} \leqq \tau_{ta} \quad \cdots\cdots (9.8.18)$$

ここに、

τ_t ： スティフナーと管体との溶接部におけるせん断応力（N/mm²）
τ_{ta} ： スティフナーの許容せん断応力（N/mm²）
A_t ： スティフナーと管体との溶接面積（mm²）
$A_t = \pi \cdot D_c \cdot t_s$（$t_s$：スティフナー厚（mm））

R3年12月度
正誤表で修正

さらに、スラスト力に対する弁室の検討が必要である。

(4) (3)複合配管のスラスト力の検討

複合配管のスラスト力の検討は、各々の管路に作用する設計水圧を用いて検討することを基本とする。ただし、バルブ等の水管理施設の操作ルールを定めることなどにより、各々の管路に同

時に水撃圧が発生することを防止できる場合にあっては、設計水圧と静水圧の組み合わせによって検討してもよい。

9.8.4　スラスト力の対策

スラスト力が管に作用する抵抗力より大きい場合は、コンクリートによる巻立て（スラストブロック）、杭、矢板等を用いて管体が移動を起こさないようにしなければならない。地下水の影響を受けるスラストブロックを設計する場合は、浮力や土の有効重量を考慮する必要がある。また、高圧パイプラインのスラストブロックにおいては、スラスト力によりコンクリート部材がせん断破壊や曲げ破壊を生じないように設計し、スラストブロックとして一体的に機能させる必要がある。

なお、鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管及びガラス繊維強化ポリエチレン管において、管体が一体となるような溶接、接着、溶着等の接合方法を用いて、スラスト力を相殺する地盤の拘束力に見合う有効長がとれる場合には、構造物を省略することができる。ダクタイル鋳鉄管やゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管で離脱防止継手（金具）を用いた場合も同様である。

追記
（旧ｐ395）

(1) スラストブロック

スラストブロックを設置する場合、「**9.8.3　スラスト力の検討**」で管について行った検討を、スラストブロックについて行う。

a. 滑動に対する検討

$R_h \geqq S \cdot P'$ 又は $S \cdot P_h$ ・・・

スラストブロック背面の受働土圧 R_{h2} は、**図-9.8.4** を参考に**式(9.8.3a～9.8.3c)** により求める。ただし、補正係数 F は 1.0 としてよい。

b. 浮上に対する検討

浮上に対する検討は、一般には上向きスラスト力を受ける場合のみ考慮するものとする。ただし、スラストブロック設置地点において地下水の影響があると判断される場合は、上向きスラスト力を受けない場合においても検討を行うものとする。

$$R_v + W_S \geqq S \cdot P_v \quad \cdots\cdots (9.8.22)$$

ここに、

R_v ： スラストブロック側面の主働土圧による摩擦抵抗力（kN）

W_S ： スラストブロック底面に加わる全荷重（kN）〔**式(9.8.21)**による〕

（旧ｐ397）
旧正誤表（H22/4）

$W_S = W_1 + W_2 + W_3$ （一般の場合）

$W_S = W_1 + W_2 + W_3 - U$ （地下水による浮力の影響がある場合）

P_v ： スラスト力の鉛直分力（kN）〔**式(9.8.8)**による〕

S ： 安全率（**表-9.8.1** 参照）

c. 沈下に対する検討

$$\sigma_{rv} \geqq S \cdot \sigma_{vs} \quad \cdots\cdots (9.8.23)$$

ここに、

σ_{rv} ： スラストブロック底面の地盤の許容支持力度（kN/m²）

σ_{vs} ： スラストブロック底面に加わる荷重強度（kN/m²）

S ： 安全率（**表-9.8.1** 参照）

スラストブロック底面に加わる荷重強度 σ_{vs} は、**式(9.8.24)** 又は**式(9.8.25)** により求める。

下向きスラストを受ける場合

$$\sigma_{vs} = (W_S + P_v - R_v) / A_S \quad \cdots\cdots (9.8.24)$$

その他の場合

$$\sigma_{vs} = W_S / A_S \quad \cdots\cdots (9.8.25)$$

ここに、

W_S ： スラストブロック底面に加わる全荷重（kN）〔**式(9.8.21)**による〕

P_v ： スラスト力の鉛直分力（kN）〔**式(9.8.8)**による〕

R_v ： スラストブロック側面の主働土圧による摩擦抵抗力（kN）〔**式(9.8.10)**による〕ただし、L はスラストブロックの周長とする。

A_S ： スラストブロックの底面積（m²）

〔**9.8.4** の(1)の参考〕

スラストブロックの計算に用いる基礎地盤の設計定数は、土質調査や原位置載荷試験を行って決定するのが望ましいが、それらが行われていない場合、**表-9.8.参1** を参考にする。

表-9.8.参1　基礎地盤の種類と設計定数[18)]

基礎地盤の種類		許容支持力度 σ_{rv} (kN/m²) 注1)	擁壁底面の滑動安定計算に用いる摩擦係数 μ 注2)	備考 一軸圧縮強さ q_u (kN/m²)	備考 N 値
岩盤	き裂の少ない均一な硬岩	1,000	0.7	10,000 以上	―
	き裂の多い硬岩	600	0.7	10,000 以上	―
	軟岩	300		1,000 以上	―
礫層	密なもの注3)	600	0.6	―	―
	密でないもの	300		―	―
砂質地盤	密なもの	300	0.6	―	30～50
	中位なもの	200		―	15～30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	0.5	200～400	15～30
	堅いもの	100	0.5	100～200	8～15
	中位なもの	50	―	50～100	4～ 8

注 1)　数値は常時の場合を示し、地震時は常時の 1.5 倍の値とする。
2)　場所打ちコンクリートによるもの。
3)　現場の土質状況や土質試験結果から判定する。

(2) スラストブロック以外の工法　表示変更（旧ｐ398「反力壁」と表示）

大きなスラスト力に抵抗するために大規模なコンクリートブロックを設けるような場合には、地盤の支持力についても十分な注意が必要である。あまりに大きなコンクリートブロックは地震時にパイプラインと異なった動きをして危険なだけでなく、現地盤の圧密沈下による不同沈下の原因となりパイプの安全性が損なわれる場合がある。また、曲り角度が大きい場合にはスラスト力に見合うだけのブロック背面の受働土圧を十分見込めない場合がある。

このような場合には、パイプに直接的に附帯するブロック重量を軽減して、地震時の安全性の向上と不同沈下防止を図ることができる。

スラストブロックの欠点を補う工法として、ジオシンセティックスを用いたスラスト対策[19)、20)、21)、22)]（**図-9.8.10**）、**図-9.8.9** のコンクリートブロックを固化処理土のみとし、スラスト力に抵抗する対策[23)]の研究開発が進められている。いずれの工法も実験研究が進められており、計算方法はスラストブロックと同様の方法によるものとするが、適用に当たっては専門技術者と相談のうえ慎重に検討する。

表記変更
（旧ｐ398）

SIPsystem

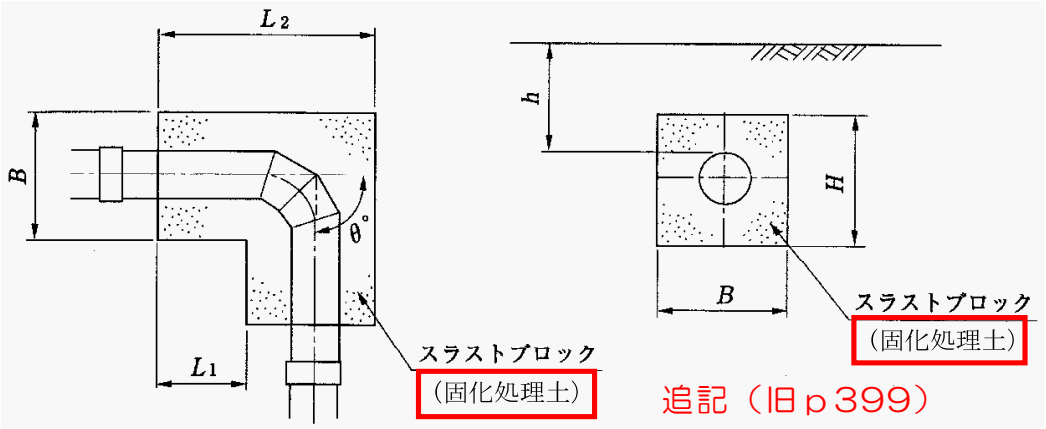


図-9.8.9　コンクリートブロック（固化処理土）のみでスラスト力に抵抗するモデル

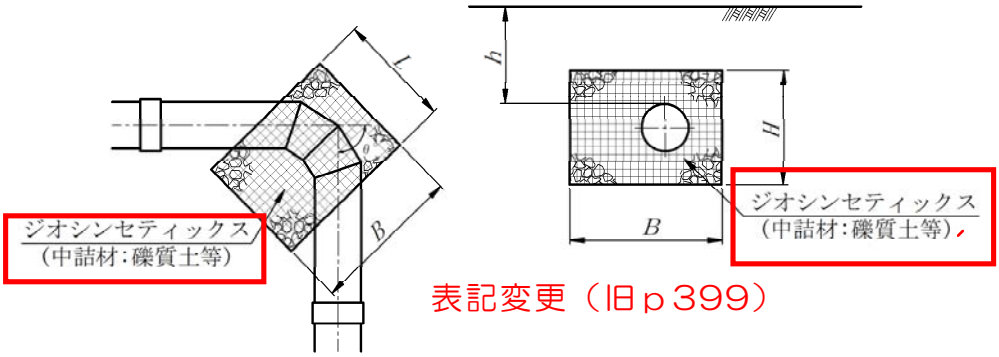


図-9.8.10　ジオシンセティックスを用いてスラスト力に抵抗するモデル

(3) 溶接、接着、溶着等による接合時の有効長さの計算

a. 有効長さの計算

鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管及びガラス繊維強化ポリエチレン管のとう性管で、管体が一体になるような溶接、接着、溶着等の接合方法を用いる場合には、曲管部に生じるスラスト力を相殺する地盤の拘束力に見合う有効長さが存在する。その有効長さがとれる箇所ではスラストブロックは不要となる。

その有効長さは近似的に**式(9.8.26)**、**式(9.8.27)**によって表される。

表記追加（旧ｐ400）

鋼管等の一体構造管路の有効長さは、曲げに対する直管部の有効長さ ℓ_1 と軸力に対する直管部の有効長さ ℓ_2 の長い方とする。横力が作用した場合の弾性支承上の梁の解析条件を半無限長とし、最小長さは $\ell_1=\pi/\beta$ 以上を確保する。

$$\ell_1=\frac{\pi}{\beta} \quad \cdots\cdots (9.8.26)$$

$$\ell_2=\frac{P_2}{\mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c} \quad \cdots\cdots (9.8.27)$$

式変更（旧ｐ400）

$$P_1=\frac{(P_h-R_h)}{2\cos\theta}-P_2\cdot\tan\theta \quad \cdots\cdots (9.8.28)$$

水平方向抵抗力Rhを考慮する様になった。（重要）

$$P_1=\frac{(P_h-R_h/S)}{2\cos\theta}-P_2\cdot\tan\theta \quad \cdots$$

Rhに安全率Sを考慮する様になった
R3年12月度正誤表で提示

$$P_2=-\frac{\alpha\cdot\beta}{k}\cdot\tan^2\theta+\sqrt{\left(\frac{\alpha\cdot\beta}{k}\cdot\tan^2\theta\right)^2+\frac{\alpha\cdot\beta\cdot(P_h-R_h/S)\cdot\tan\theta}{k\cdot\cos\theta}}\cdots$$

Rhに安全率Sを考慮する様になった
R3年12月度正誤表で提示

水平方向抵抗力Rhを
考慮する様になった。（重要）

式変更
（旧ｐ400）

$$P_2=-\frac{\alpha\cdot\beta}{k}\cdot\tan^2\theta+\sqrt{\left(\frac{\alpha\cdot\beta}{k}\cdot\tan^2\theta\right)^2+\frac{\alpha\cdot\beta\cdot(P_h-R_h)\cdot\tan\theta}{k\cdot\cos\theta}}\quad\cdots\cdots\cdots

b. 連続埋設長の取り方

追記（旧ｐ401）

鋼管、硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管及びガラス繊維強化ポリエチレン管のとう性管で、しかも溶接、接着、溶着等の接合方法を用いて連続埋設長がとれる場合には、スラスト力の対策は不要である。すなわち、曲がり部の始点端あるいは終点端から**式(9.8.26)**のℓ_1、若しくは**式(9.8.27)**のℓ_2のいずれか大きい有効長に、必要に応じて求めた管の釣合い長さを加えた長さ以上の連続した埋設長が必要である。ただし、鋼管及び硬質ポリ塩化ビニル管については、一般的に釣合い長さを加える必要はない。なお、硬質ポリ塩化ビニル管、ポリエチレン管及びガラス繊維強化ポリエチレン管では接着、溶着接合部の強度が軸力以上であること、及び伸縮継手の位置を十分考慮しておかなければならない。

追記（旧ｐ401）

伸縮継手の位置は、通常 40～50m間隔に設ける。

また、接着及び溶着接合部の接着に対する検討は、次式により行う。

$$P_Z \leqq \text{接着力} = \text{有効長} \times \text{円周長} \times \alpha \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9.8.31)$$

ここに、

P_Z　：軸力（N）

有効長＝(1/3)×ソケット長（mm）

円周長＝$\pi \cdot D_c$（mm）

α　：接着強度（2.5N/mm^2、20℃で2時間後の値）

(4)離脱防止継手（金具）

ダクタイル鋳鉄管や硬質ポリ塩化ビニル管では、曲管やT字管と直管を離脱防止継手（金具）で接合することにより、溶接鋼管や接着継手タイプ管路と同様の機能を持った一体管路が形成できる。

スラストブロック等の構造物の設置は、管路のみの敷設工事に比べて、工期が長くなる。これを防止するため、経済性、安全性及び工事工程等を検討の上、採用することも可能である。

なお、離脱防止継手（金具）をこの目的に使用する場合、設置する長さは釣合い長さから求める連続埋設長さとする。

離脱防止継手（金具）で異形管と直管とを一体化することにより、直管部に作用する土圧の拘束力を利用して異形管に発生するスラスト力に釣合せて構造物を省くことができる。

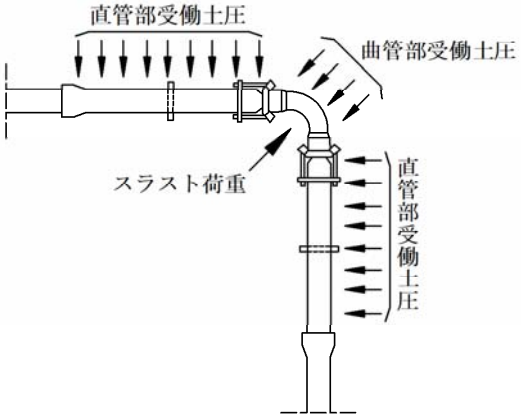


図-9.8.12　離脱防止継手（金具）の設置例

SIPsystem

KF形削除、NS＆GXを追記　　表記変更（旧ｐ402）

a. ダクタイル鋳鉄管（UF 形、NS 形、GX 形継手等）の一体化長さの計算

追記（旧ｐ402）

一体化長さの範囲内は、伸縮性・屈曲性を有しない離脱防止継手（UF 形継手、NS 形及び GX 形の異形管継手（原則、継輪は除く）、ライナを使用した NS 形及び GX 形の直管継手）を使用する。

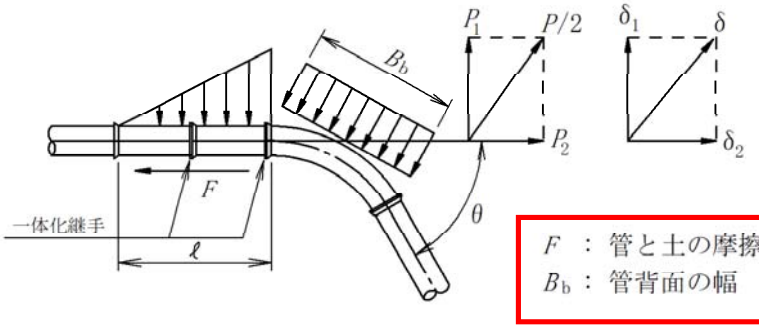
(a) 水平曲管部

KF形、Ｓ形、ＳⅡ形削除

水平曲管部に UF 形、NS 形、GX 形継手を使用する場合の一体化長さの計算手順及び算式を①～⑨に示す。ダクタイル鋳鉄管は継手構造のため、弾性支承上の梁の解析条件を有限長として横力（P_1）を求め、継手部に発生する曲げモーメントや移動量の照査を行う。

追記（旧ｐ402）

管路の屈曲が多くかつ静水圧が 1.0MPa を超える高圧パイプラインで、UF 形管等が長くつながった剛構造管路となる時は、スラストブロックを併用し、柔構造とする。



追記（旧ｐ402）

図-9.8.13　曲管に作用する力と変位

① 片側一体化長を ℓ（m）と仮定する。

式の変更（旧ｐ402）Rhを考慮

② 水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）R_h（kN）を控除したスラスト力 P（kN）

$$P=2H\cdot a_c\cdot\sin(\theta/2)-R_h \quad \cdots\cdots (9.8.32)$$

ここに、

H ： 設計水圧（kN/m²）

a_c ： 管外径の断面積（m²）

θ ： 曲がり角（°）

Rhを考慮（重要）

追記

R_h ： 水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）（kN）（**式 (9.8.3)** 及び **図-9.8.4** 参照）

$$P=2H\cdot a_c\cdot\sin(\theta/2)-R_h/S \quad \cdots\cdots$$

Rhに安全率Sを考慮する様になった R3年12月度正誤表で提示

S ： 安全率（1.5 以上）

Ｓの項目を追加 R3年12月度正誤表で提示

③ 軸力 P_2（kN）

$$P_2=-\frac{\beta\cdot A_S\cdot E_S\cdot\mu\cdot w\cdot H_c\cdot\pi}{k}\cdot\frac{\cosh(2\beta\cdot\ell)+\cos(2\beta\cdot\ell)+2}{\sinh(2\beta\cdot\ell)+\sin(2\beta\cdot\ell)}\cdot\tan^2\theta/2$$

記号変更（旧ｐ403）

$$+\sqrt{\left\{\frac{\beta\cdot A_S\cdot E_S\cdot\mu\cdot w\cdot H_c\cdot\pi}{k}\cdot\frac{\cosh(2\beta\cdot\ell)+\cos(2\beta\cdot\ell)+2}{\sinh(2\beta\cdot\ell)+\sin(2\beta\cdot\ell)}\cdot\tan^2\theta/2\right\}^2+\frac{P\cdot\beta\cdot A_S\cdot E_S\cdot\mu\cdot w\cdot H_c\cdot\pi\cdot\tan(\theta/2)}{k\cdot\cos\theta/2}\cdot\frac{\cosh(2\beta\cdot\ell)+\cos(2\beta\cdot\ell)+2}{\sinh(2\beta\cdot\ell)+\sin(2\beta\cdot\ell)}} \quad (9.8.33)$$

ここに、

$$\beta=\sqrt[4]{\frac{k\cdot D_c}{4E_S\cdot I}}$$

記号変更（旧ｐ403）

D_c ：管外径（m）

E_S ：管材のヤング係数（短期）（kN/m²）

（ダクタイル鋳鉄管の場合は、160×10^6kN/m²）

μ ：管と土の摩擦係数

w ：土の単位体積重量（kN/m³）地下水位が管頂より高い場合、地下水位以下の土の単位体積重量は水中単位体積重量を用いる。（追記）

H_c ：管中心位置までの土かぶり（m）

k ：横方向地盤反力係数（kN/m³）（安全をみて、k = 2000～5000 を用いる。）

A_S ：管の断面積（m²）、$A_S=(\pi/4)\{D_c^2-(D_c-2t)^2\}$

I ：管の断面二次モーメント（m⁴）、$I=(\pi/64)\{D_c^4-(D_c-2t)^4\}$

t ：計算管厚（m）

④ 軸力に対する有効長さ ℓ_a（m）

$$\ell_a=\frac{P_2}{\mu\cdot w\cdot H_c\cdot\pi\cdot D_c} \quad \cdots\cdots (9.8.34)$$

⑤ 横力 P_1（kN）

$\ell \geqq \ell_a$ の時

$$P_1=\frac{P}{2\cos(\theta/2)}-P_2\tan(\theta/2)$$

$\ell < \ell_a$ の時

$$P_1=\frac{P}{2\cos(\theta/2)}-\mu\cdot\pi\cdot w\cdot H_c\cdot D_c\cdot\ell\cdot\tan(\theta/2) \quad \cdots\cdots (9.8.35)$$

⑥ 継手部に発生する曲げモーメント M_1（kN・mm）

$$M_1=\frac{P_1}{2\beta}\cdot\frac{\cosh(2\beta\cdot\ell)-\cos(2\beta\cdot\ell)}{\sinh(2\beta\cdot\ell)+\sin(2\beta\cdot\ell)} \quad \cdots\cdots (9.8.36)$$

⑦ 曲げモーメントの安全率の計算 S_f

$$S_f=\frac{M_0}{M_1} \quad \cdots\cdots (9.8.37)$$

ここに、M_0：計算に用いる限界曲げモーメント（**表-9.8.2** 参照）

⑧ 移動量 δ（m）

$$\delta_1=\frac{P_1\cdot\beta}{k\cdot D_c}\cdot\frac{\cosh(2\beta\cdot\ell)+\cos(2\beta\cdot\ell)+2}{\sinh(2\beta\cdot\ell)+\sin(2\beta\cdot\ell)} \quad \cdots\cdots (9.8.38)$$

$$\delta=\frac{\delta_1}{\cos(\theta/2)} \quad \cdots\cdots (9.8.39)$$

⑨ $S_f \geqq S_0$、かつ $\delta \leqq \delta_0$ を満足する ℓ を算出し、一体化長さ L を決定する。

ここに、

S_0 ：許容安全率（2.5 以上）KF形を削除（旧ｐ404）

δ_0 ：許容移動量　UF 形及び呼び径 500㎜ 以上の NS 形継手は 0.02m

許容移動量　呼び径 450㎜ 以下の NS 形継手及び GX 形継手は 0.01m

KF形を削除　追記（旧ｐ404）

(b)　その他の曲管部

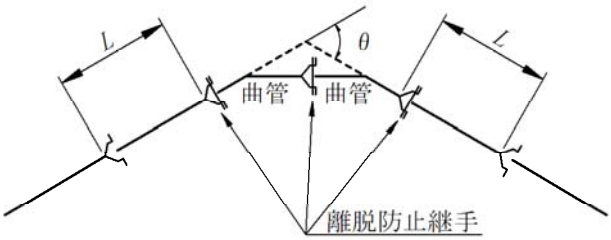
S II 形削除

鉛直 S ベンド部（鉛直曲管部もこれに準じる）、水平 T 字管部伏越部、片落管部、管端部及び仕切弁部の一体化長の計算については「NS 形 S 形ダクタイル鉄管管路の設計」及び「GX 形ダクタイル鉄管管路の設計」（日本ダクタイル鉄管協会）の資料による。

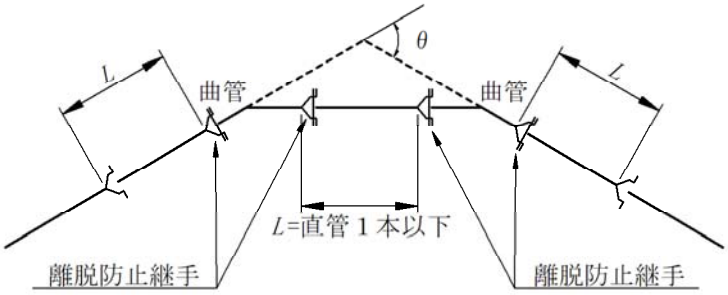
追記（旧 p 404）

b.　曲管が近接する場合の曲がり角の考え方

下図のように、曲管の間隔が直管 1 本の長さより短く、しかも同方向に屈曲する場合は、それぞれの曲管の角度の合計を屈曲角 θ とし、一体化長を求める。



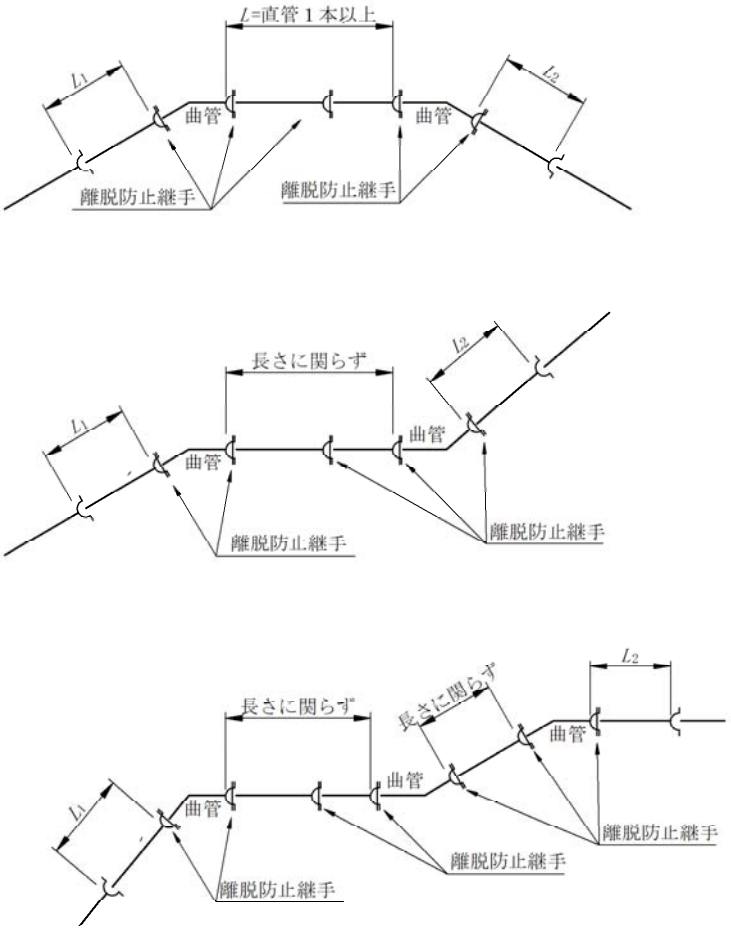
(a)　水平曲管部（曲管 2～3 個が隣接し、全曲管が同方向に屈曲する場合）



(b)　水平曲管部（曲管 2～3 個；全曲管が同方向に屈曲する場合）

図-9.8.14(1/2)　曲管が近接する場合の曲がり角の考え方

SIPsystem



(c)　一体化長が隣接する曲管で重なり合う（ラップする）場合

図-9.8.14(2/2)　曲管が近接する場合の曲がり角の考え方

ラップする区間は全て一体化しスラスト力を相殺させ、ラップの生じない端部の曲管より、摩擦力だけによる一体化長さ L_1、L_2 を確保する。

SIPsystem

追記・変更（旧ｐ406） ＳⅡ形、KF形は削除

表-9.8.2　NS 形、GX 形、UF 形継手の限界曲げモーメント

呼び径 (mm)	限界曲げモーメント M (kN·m)		限界水圧 H_0 (MPa)	M_0
	NS 形、GX 形[注)]	UF 形	UF 形	
75	4.4	—	—	—
100	7.4	—	—	
150	17	—	—	
200	24	—	—	
250	35	—	—	
300	64	—	—	$M_0 = M$
350	81	—	—	
400	130	—	削除	
450	170	—	—	
500	360	—	—	
600	540	—	—	
700	820	削除	—	
800	1180	1180	7.5	
900	1630	1630	7.5	
1000	2010	2010	7.5	$M_0 = M\sqrt{1-\frac{H}{H_0}}$
1100	—	2600	7.2	
1200	—	3140	7.1	
1350	—	4360	5.6	
1500	—	5150	5.6	
1600	—	6670	6.0	
1650	—	7310	6.0	
1800	—	9270	5.9	
2000	—	12600	5.8	
2100	—	14000	5.6	
2200	—	16100	5.5	
2400	—	20300	5.5	
2600	—	32300	6.8	

注 ）　GX 形の呼び径は 75～450 mm である。

追記（旧ｐ406）

c. 離脱防止金具による一体化長さ（使用個数）の計算 [24)]

T 形や K 形ダクタイル鋳鉄管及びゴム輪形硬質ポリ塩化ビニル管では、**図-9.8.15** に示すように曲管の両端から L 寸法（計算で求めた一体化長さ）以内の継手に離脱防止金具を使用することにより一体管路が形成できる。

水平曲管に離脱防止金具を使用する場合、曲管に作用するスラスト力に対し、曲管に隣接した直管 1 本分の受働土圧抵抗力と一体化長さ分の摩擦抵抗力が作用すると考える。

(a)　水平曲管部

水平曲管部に離脱防止金具を使用する場合の一体化長さの計算手順及び算式を①～⑤に示す。

SIPsystem

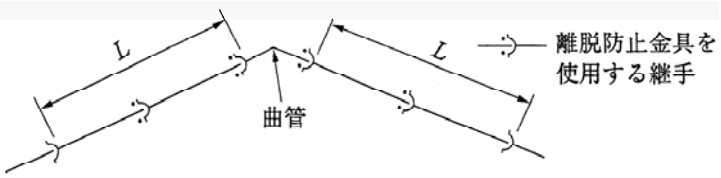


図-9.8.15　離脱防止金具の使用箇所

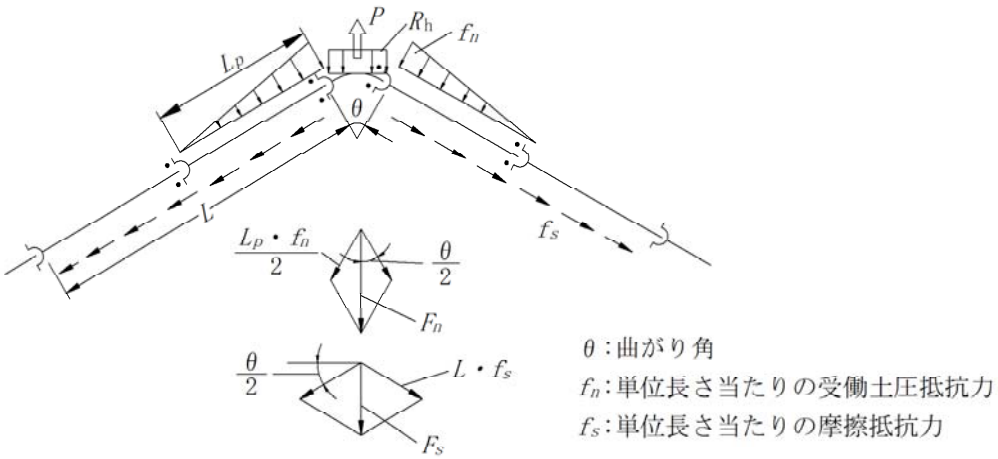


図-9.8.16　離脱防止金具を水平曲管に使用する場合

式の変更
（旧ｐ407）
Rhを考慮

① 水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）R_h（kN）を控除したスラスト力 P（kN）

$$P=2H\cdot a_c\cdot\sin(\theta/2)-R_h \quad \cdots\cdots (9.8.40)$$

ここに、

H　：設計水圧（kN/m²）

a_c　：管外径の断面積（m²）

θ　：曲がり角（°）

R_h　：水平方向抵抗力（管背面の受働土圧）（kN）（式(9.8.3)及び**図-9.8.4** 参照）

Rhを
考慮（重要）

$$P=2H\cdot a_c\cdot\sin(\theta/2)-R_h/S$$

Rhに安全率Sを考慮する様になった
R3年12月度正誤表で提示

S　：安全率（1.5以上）

Sの項目を追加
R3年12月度正誤表
で提示

② 周面摩擦力による合力 F_S（kN）

$$F_S=2\sin(\theta/2)\cdot L\cdot\mu\cdot w\cdot H_c\cdot\pi\cdot D_c \quad \cdots\cdots (9.8.41)$$

ここに、

L　：管路一体化長さ（m）

μ　：管と土の摩擦係数

w　：土の単位体積重量（kN/m³）地下水位が管頂より高い場合、地下水位以下の土の単位体積重量は水中単位体積重量を用いる。

H_c　：管中心位置までの土かぶり（m）　追記

D_c　：管外径（m）

R3年12月度正誤表に記載の式

434

$$L' \geqq \frac{S \cdot H \cdot a_c \cdot \sin(\theta/2) - R_h/2}{\sin\frac{\theta}{2} \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c + \frac{1}{4}\cos\frac{\theta}{2} \cdot F \cdot w \cdot (H_2^2 - H_1^2)\tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \cdots$$

③　直管部の受働土圧による合力 F_n （kN）

$$F_n = 2\cos\frac{\theta}{2} \cdot L_P \cdot F \cdot \frac{1}{2} w (H_2^2 - H_1^2)\tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \frac{1}{2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.8.42)$$

ここに、

L_P ： 曲管に隣接する直管 1 本の長さ（m）
ただし、特殊押輪 1 個使用の場合（$L \leqq L_P$）は、L_P を L に置換える。

F ： 曲面の受働土圧の補正係数（0.65 とする）

H_2 ： 地表面から管底面までの深さ（m）

H_1 ： 地表面から管頂面までの深さ（m）

ϕ ： 土の内部摩擦角（°）

④　力の釣合い

R3年12月度正誤表で提示
表記文を式の上に表示（移動）

$$P \leqq (F_S + F_n)\left(S_0\right) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9.8.43)$$

S　R3年12月度正誤表で提示

移動

ここに、

S_0 ： 許容安全率（1.5 以上）

旧408

式 (9.8.43) を満足するような一体化長さ L を計算する。

⑤　一体化長さの計算手順

最初に**式 (9.8.44)** で L'（m）を計算する。

下記式に（Rh/2）を追記

R3年12月度正誤表で提示S　R3年12月度正誤表で提示

$$L' \geqq \frac{S_0 \cdot H \cdot a_c \cdot \sin(\theta/2) - Rh/2}{\sin\frac{\theta}{2} \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c + \frac{1}{4}\cos\frac{\theta}{2} \cdot F \cdot w \cdot (H_2^2 - H_1^2)\tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)} \cdots\cdots (9.8.44)$$

4 2

（旧ｐ408）1/4が正しい。正誤表（R3/8）

式 (9.8.44) で求めた L' が、

$L' \leqq L_P$ のときは、L' が求める一体化長さ L である。

また、

$L' > L_P$ のときは、**式 (9.8.45)** により L（m）を計算する。

R3年12月度正誤表で提示

$$L \geqq \frac{S_0 \cdot H \cdot a_c \cdot \sin\frac{\theta}{2} - \frac{1}{4}\cos\frac{\theta}{2} \cdot L_P \cdot F \cdot w \cdot (H_2^2 - H_1^2)\tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)}{\sin(\theta/2) \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c} \cdots\cdots\cdots (9.8.45)$$

旧ｐ408

S・H・αc・sinθ/2−Rh/2　へ修正　R3年12月度正誤表で提示

(b) 垂直曲管部

計算式による抜け出し力 $H \cdot a_c$ に対し、一体化長さ分の摩擦抵抗力のみが作用すると考える。

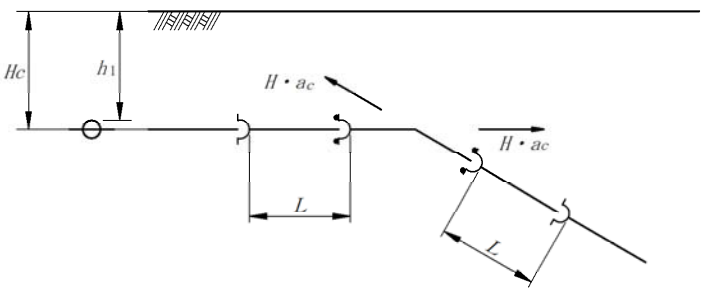


図-9.8.17　垂直曲管に使用する場合

R3年12月度正誤表に記載の式

$$L \geqq \frac{S \cdot H \cdot a_c \cdot \sin\frac{\theta}{2} - \frac{R_h}{2} - \frac{1}{4}\cos\frac{\theta}{2} \cdot L_P \cdot F \cdot w \cdot (H_2^2 - H_1^2)\tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)}{\sin(\theta/2) \cdot \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c}$$

h_1 ： 土かぶり（m）

H_c ： 管芯までの土かぶり（m）

$$H_c = h_1 + \frac{D_c}{2}$$ （D_c ：管外径（m））

H ： 水圧（kN/m²）

a_c ： 管断面積（m²）

$$a_c = \frac{\pi}{4} \cdot D_c^2$$

① 周面摩擦力 F_δ

$$F_\delta = f_\delta \cdot L \quad \cdots\cdots (9.8.46)$$

f_δ ： 単位長さ当たりの摩擦抵抗力（kN/m）

$$f_\delta = \mu \cdot w \cdot H_c \cdot \pi \cdot D_c$$

μ ： 管と土の摩擦係数

w ： 土の単位体積重量（kN/m³）地下水位が管頂より高い場合、地下水位以下の土の単位体積重量は水中単位体積重量を用いる。

L ： 管路一体化長さ（m） 追記（旧ｐ408）

② 力の釣り合い

S R3年12月度正誤表で提示

$$H \cdot a_c \leqq F_\delta / S_0 \quad \cdots\cdots (9.8.47)$$

S_0 ： 安全率（1.5 以上）

③ 一体化長さ

$$L \geqq \frac{S_0 \cdot H \cdot D_c}{4\mu \cdot w(h_1 + D_c/2)} \quad \cdots\cdots (9.8.48)$$

(c) T 字管に使用する場合

分岐管路にのみ離脱防止金具を使用する。一体化長さ L の計算は、**式 (9.8.48)** による。

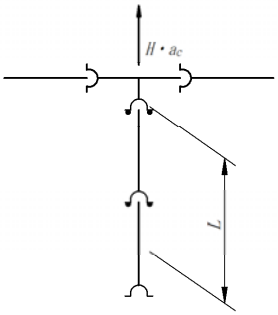


図-9.8.18 T 字管に使用する場合

なお、一体化長の計算については「水道施設設計指針」（日本水道協会）による。

一体化長が隣接する曲管で重なり合う（ラップする）場合の考え方は、**図-9.8.14**(2/2)に示される離脱防止継手を離脱防止金具に読み替えて検討を行う。

なお、ダクタイル鋳鉄管において、離脱防止金具（特殊押輪）による一体化長さを計算する場合、直管の保証水圧と離脱防止金具（特殊押輪）の許容水圧では設定が異なるので注意が必要である。 追記・表記変更（旧ｐ409）

ただし、熊本地震で屈曲部、T 字管、給水栓の配管で硬質ポリ塩化ビニル管の接着継手が破損

した事例があることから、地震応答対策を検討する場合、硬質ポリ塩化ビニル管の接着接合によるスラスト力対策は慎重に検討する必要がある。 追記・表記変更（旧ｐ409）

9.9　保護工の設計

保護工は、制水弁、流量計、空気弁等の附帯施設及び横断工の設置箇所において、その附帯施設及び接続される管路を保護するもので、小規模な施設の場合は、既製品のコンクリート製品などを用いることが多い。口径が大きい（おおよそ 400～500㎜ 以上）場合や道路下に設ける場合には、鉄筋コンクリート構造で行われている。

管路の構造設計を行う際には、これらの保護工との接続条件、管理の方法等を考慮する必要がある。

なお、保護工の詳細については、本章「**9.10　横断工の設計**」及び次章「**10. 附帯施設の設計**」による。

9.10　横断工の設計

パイプラインが道路、鉄道、河川底部等を横断する場合には、法令等でその施設の管理者等との協議が義務づけられていることが多い。したがって、横断部分の構造や布設方法については、これらの施設とパイプラインの安全性や経済性等を考慮しながら、施設の管理者等と十分協議して決定しなければならない。なお、施設を横断するが特に協議を要しない場合でも、上記に準じた考慮のもとに横断部分を適切に設計、施工しなければならない。

横断工法には、開削工法、推進工法又はシールド工法がある。

9.10.1　道路横断

パイプラインが道路を横断する場合には、管が圧壊や折損しないよう適切な設計を行うことが必要である。

9.10.2　軌道横断

パイプラインが軌道を横断する場合には、軌道上の荷重やその振動が直接管に伝わらないよう、保護工を設ける工法をとることが一般的である。

この場合、その横断位置、構造及び工法について軌道管理者と協議して承認を受けることが必要である。

9.10.3　河川横断

パイプラインが河川を横断する場合には、横断地点の地形、地質、用地、施工の難易、経済性等を比較検討して適切な工法を決定しなくてはならない。

9.11　防食

9.11.1　腐食の種類

土壌中における管の耐食性と腐食発生のメカニズムは、管種によって異なる。したがって、防食対策は、管種の特性と腐食の種類を十分に把握した上で検討する必要がある。

SIPsystem

腐食の種類は、次のとおりである。

(1)セメントでできた管

セメント（アルカリ性）でできた管（遠心力鉄筋コンクリート管、コア式プレストレストコンクリート管）は、強酸性の土壌や地下水に接すると管体が酸によって次第に侵食される。この防食対策としては、瀝青材等を用いて外面を完全に塗装し、管体を強酸性の土壌や地下水から保護することである。

(2)鉄でできた管

鋼管やダクタイル鋳鉄管に使用されている鉄は、酸化物や硫化物等の鉱石として化学的に安定して存在していたものを、人工的に還元して作ったものである。したがって、これを一般の環境中に置くと、最も安定した酸化鉄の状態に戻ろうとする。この現象が腐食である。

腐食の種類は、そのメカニズムから**図-9.11.1**のように分類される。

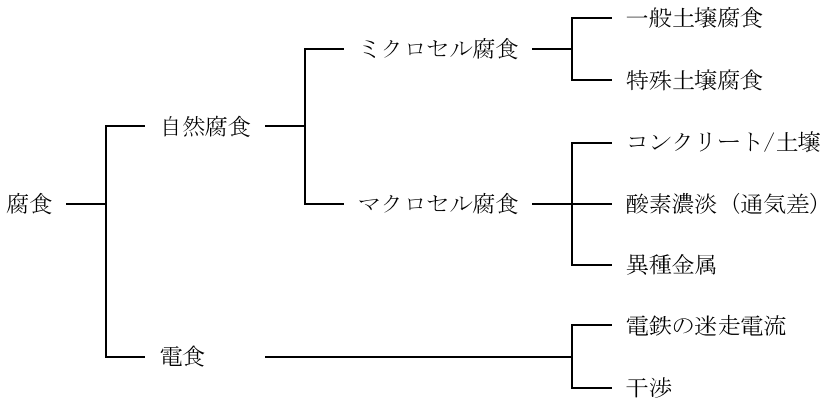


図-9.11.1　腐食の分類

9.11.2　ミクロセル腐食

金属の表面は、金属原子がぎっしり詰まって結晶を形成している。腐食環境中で、ある結晶の部分はプラス極（カソードという）に、ある結晶の部分はマイナス極（アノードという）となり、無数の腐食電池を形成して腐食が進行する。この場合、刻々と表面の状況が変わり、アノードもカソードも移動するので、全体的に溶けることとなる。

金属表面における局部電池の構成は、**図-9.11.2**の拡大模式図のとおりである。

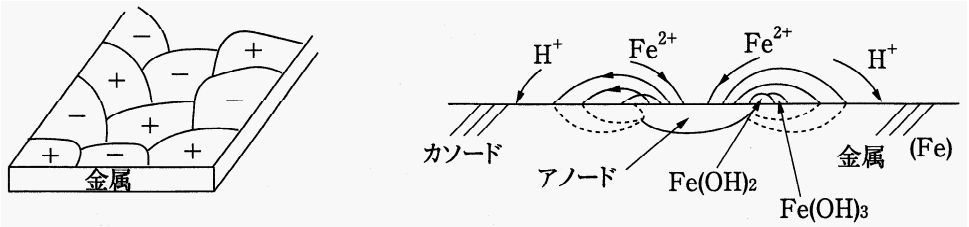


図-9.11.2　金属表面における局部電池の構成（拡大図）

土壌中における鋼のミクロセル腐食による腐食度は、アメリカ標準局（National Bureau of Standards）が長期間の埋設試験を行った結果によれば、**表-9.11.1**のとおりである。

SIPsystem

表-9.11.1　土壌中における金属の平均侵食度及び最大孔食速度

項　　目	鉄　鋼	銅	鉛	亜　鉛
平均侵食度　(mm/年)	0.021	0.003	0.002	0.015
最大孔食速度　(mm/年)	0.14	<0.02	>0.07	>0.12
供試土壌種類	44	29	21	12
埋設期間　(年)	12	8	12	11

注)　NBS の試験結果は、小形の試験片について得られたものであるから、測定値は必ずしも大形の埋設構造物で予測される腐食度を表すものではない。
（日本水道鋼管協会：水道用鋼管ハンドブック、1990）

このミクロセル腐食は、塗覆装の品質が良好であれば、塗覆装によってこれを防止することができる。

9.11.3　マクロセル腐食

マクロセル腐食は、電位差の異なる箇所が、ある距離をおいて固定化されて起こる腐食で、アノード部になっている箇所が集中して腐食する。その腐食速度は 0.1～2.0mm/年と大きく、配管に孔食が進み数年で漏水事故につながることがある。このため、マクロセル腐食はミクロセル腐食よりも重視する必要がある。以下に、マクロセル腐食を起こしやすい主な環境について述べる。

(1) コンクリート／土壌マクロセル腐食

コンクリートはアルカリ性（pH12 程度）であるため、その中での鋼の自然電位は通常の土壌に比べておおよそ 0.2～0.3V 高となる。このため、配管が土壌中からコンクリートに入る場合には、土壌／コンクリート境界部で、土壌中の部分がアノード、コンクリート部分がカソードとなるマクロセルが形成され、土壌中の配管で腐食が促進される。これが、コンクリート／土壌マクロセル腐食である。

さらに、コンクリート中の鉄筋も配管と同じ自然電位であることから、両者が電気的に接触するとカソード部の面積が大きくなり、土壌中の配管（アノード）の腐食は一層促進される。腐食事例を見ると、コンクリート壁から 2.0mの範囲で塗覆装が不良と思われる箇所に腐食事故が発生している。一般に鉄筋の表面積は、配管の塗覆装損傷部の面積に比べて非常に大きいので、配管が鉄筋と接触すると腐食が促進され、かつ塗覆装損傷部に集中するため短期間に漏水事故を起こすこととなる。漏水事故の多くは、このコンクリート／土壌マクロセル腐食が原因になっているといわれる。

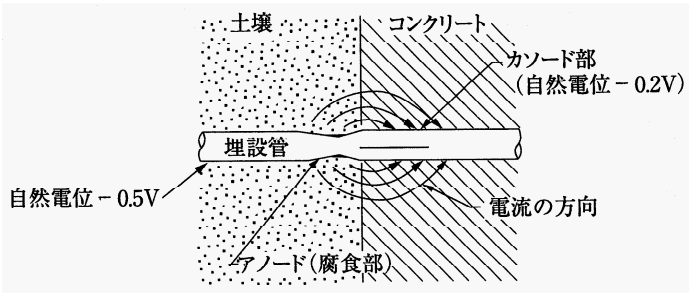
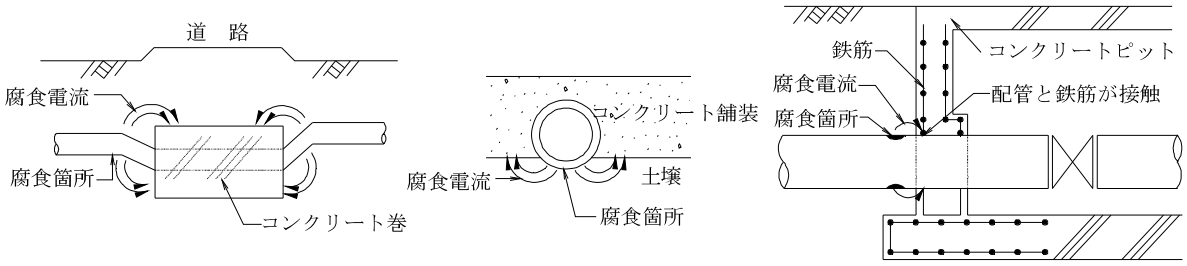


図-9.11.3　コンクリート/土壌マクロセル腐食の機構

SIPsystem

コンクリート／土壌マクロセル腐食が起こりやすい環境には、ポンプ場、水管橋の橋脚、橋台、露出したスラストブロック（鉄筋入り）、コンクリート舗装部、コンクリートピット等がある。

図-9.11.4 は、事例の一部である。



(a)　コンクリート巻立て部　　(b)　コンクリート舗装部　　(c)　コンクリートピット部

図-9.11.4　コンクリート/土壌マクロセル腐食の例

コンクリート／土壌マクロセル腐食防止の基本は、コンクリート構造物中の鉄筋と配管を接触させないように設計し、かつそれを確実に施工することである。具体的な対策としては、コンクリート構造物から絶縁性を有する伸縮可とう管や可とう継手まで、又は土壌側 10ｍの配管について、プラスチック被覆鋼管を使用する（鋼管の場合）か、ポリエチレンスリーブを施す（ダクタイル鋳鉄管の場合）方法がある。

(2)通気差（酸素濃淡）マクロセル腐食

通気差マクロセル腐食は、通気がよく酸素量の多い方がプラス（カソード)、通気が悪く酸素量の少ないほうがマイナス（アノード）となって電池を形成し、通気の悪い方で進行する腐食のことである。通気差マクロセル腐食の起こりやすい環境には、次のようなケースがある。

なお、この通気差マクロセル腐食は、塗覆装の品質が良好であれば塗覆装によってこれを防止することができる。

①土質の差による通気差マクロセル腐食

配管が粘質土と砂質にまたがって埋設されている場合、通気差により粘質土の部分の配管が腐食する。

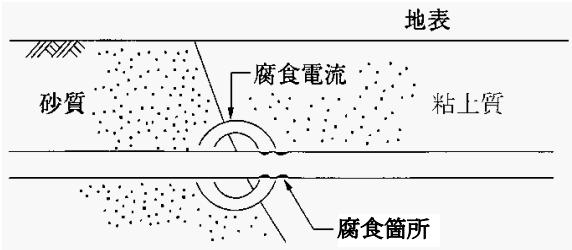
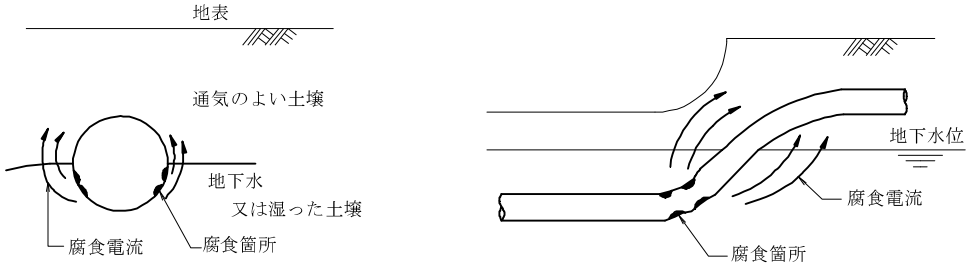


図-9.11.5　土質の差による通気差マクロセル腐食

②地下水の影響による通気差マクロセル腐食

配管が地下水又は水分の多い土壌と通気性のよい土壌にまたがる場合は、水分の多い土壌の部分に腐食が生じる。

SIPsystem



(a)　地下水位付近の配管例　　(b)　地下水位の上下にまたがる配管

図-9.11.6　地下水の影響による通気差マクロセル腐食

③地表面付近での通気差マクロセル腐食

配管が地中から地上に立上がる場合、地表部分と地表のすぐ下の部分で通気差が生じ、地表のすぐ下の部分が腐食する。

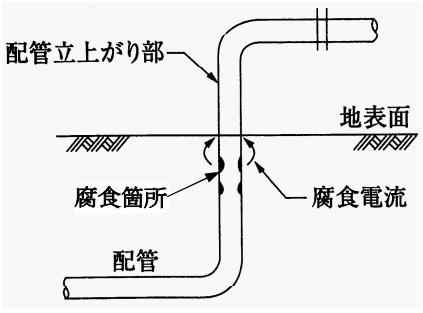
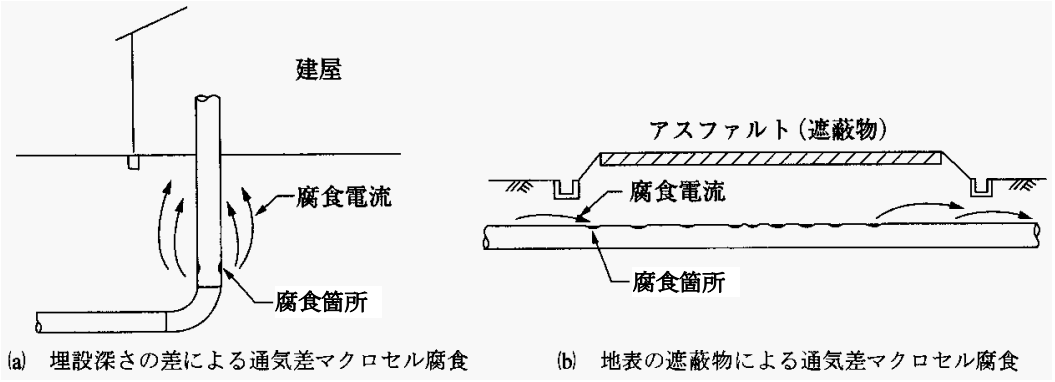


図-9.11.7　地表付近での通気差マクロセル腐食

④その他の通気差マクロセル腐食

その他、地表面からの埋設深さの差により、深い部分では地表付近に比べて通気性が悪くなり腐食する場合がある。また、道路のアスファルト舗装等が地表の遮蔽物となって、通気差を生じ、マクロセル腐食の原因になることもある。



(a)　埋設深さの差による通気差マクロセル腐食　　(b)　地表の遮蔽物による通気差マクロセル腐食

図-9.11.8　その他の通気差マクロセル腐食の例

SIPsystem

(3)異種金属接触腐食

金属が腐食しやすいかどうかは、金属の自然電位差の順位による。一般に実用される中性溶液中の自然電位列は、**表-9.11.2** のとおりである。

表-9.11.2　中性溶液中での自然電位列（飽和硫酸銅電極基準）

金　属　の　種　類		電　　位　(V)
炭素、グラファイト、コークス		+0.3
ステンレス鋼（不動態）	貴	+0.1
ニッケル		-0.25～+0.1
高シリコン	↑	-0.2
チタン		-0.2
軟　鋼（コンクリート中）		-0.2
銅、黄銅、青銅		-0.2
軟　鋼（表面発錆）		-0.2～-0.5
ステンレス鋼（動態）		-0.5
鉛		-0.5
鋳　鉄（未グラファイト化）		-0.5
軟　鋼（表面研磨）		-0.5～-0.8
純アルミニウム		-0.8
アルミニウム合金		-1.0
亜　鉛	↓	-1.1
マグネシウム合金		-1.6
純マグネシウム	卑	-1.75

（日本ガス協会：ガス導管防食ハンドブック）

金属の自然電位列が卑なほど、金属は活性で腐食しやすい。電位の卑・貴は相対的なものであり、鋼にとって亜鉛は卑であり、これをつないで水溶液に浸すと両者の間でマクロセルを形成し、電位の卑な亜鉛が腐食を起こす。これを異種金属接触腐食という。

異種金属接触腐食の起こりやすい環境の例としては、鋼管とステンレス製伸縮管との接続がある。この場合、絶縁されていないステンレス製伸縮管と鋼管の塗覆装損傷部の間で腐食電池を形成し、鋼管が腐食する。

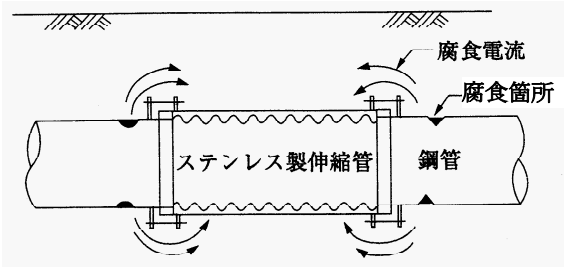


図-9.11.9　異種金属接触腐食

対策としては、銅アース等異種金属と配管の接触を避け、電位差が許容できる金属の組み合わせにより配管設計を行うことである。

SIPsystem