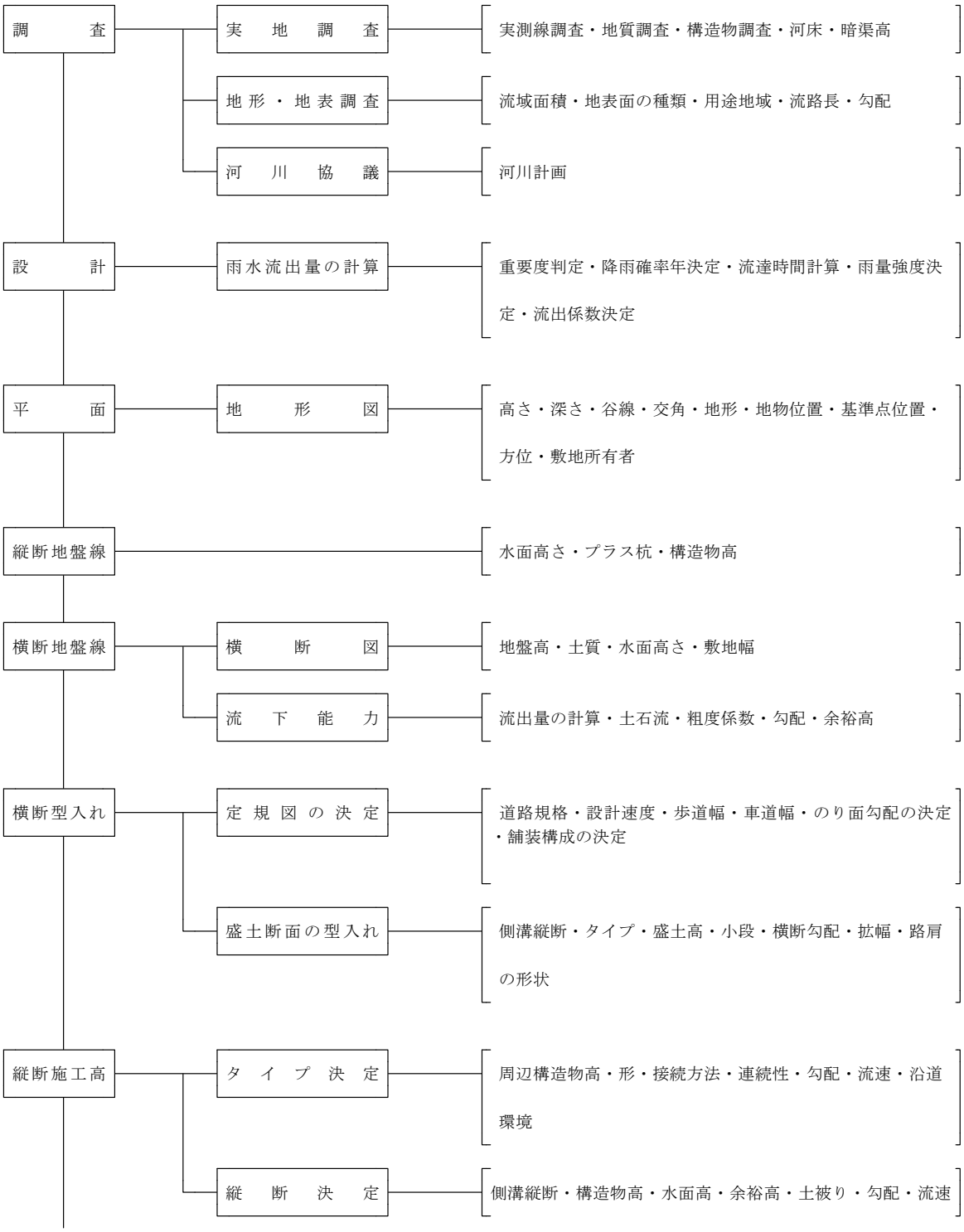
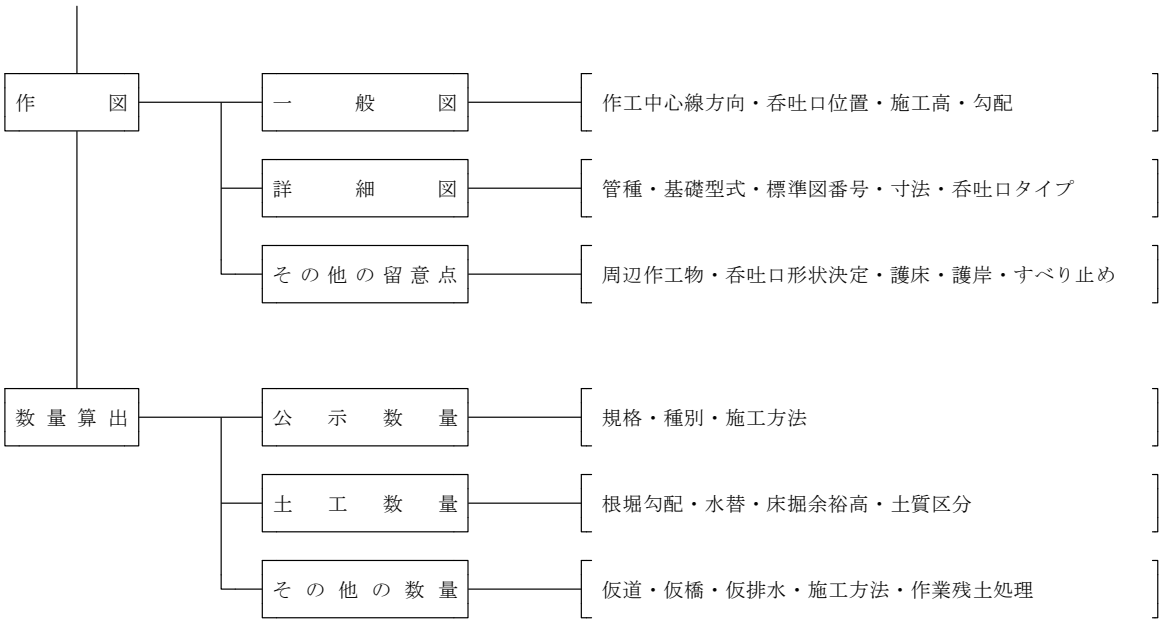
5. 横断管渠工

5.1 横断管渠工の設計の流れ

横断管渠工の調査から積算までの全体の流れと各段階での問題点を拾いあげる。




作　　図
一　　般　　図
作工中心線方向・呑吐口位置・施工高・勾配
詳　　細　　図
管種・基礎型式・標準図番号・寸法・呑吐口タイプ
そ の 他 の 留 意 点
周辺作工物・呑吐口形状決定・護床・護岸・すべり止め
数 量 算 出
公　示　数　量
規格・種別・施工方法
土　工　数　量
根堀勾配・水替・床掘余裕高・土質区分
そ の 他 の 数 量
仮道・仮橋・仮排水・施工方法・作業残土処理

5.2　調査のチェックポイント

(1)　実施調査

実測線調査	□実測平面図・縦断図・横断図 □横断管渠工の設置される位置	実測線調査　成果品 予備設計成果品
地質調査	□地質調査報告書 □横断管渠工の位置でのボーリング	地質調査報告書 地質調査報告書
構造物調査	□横断管渠工設置予定位置の沢中心に沿った縦断図,横断図 □付近の水路・溝等の調査図	作工調査図 作工調査図
河床・暗渠工	□流末部(流末予定)の高さの調査 □流入部の高さの制限	予備設計報告書 対外協議資料
河川改修計画	□河川管理者	河川協議

(2)　地形・地質調査

流域面積	□流域面積(km²)を求めることのできる図面 (1:50,000地形図等)を用意 □稜線を追跡しながら流域を設定し、求積	地形図 Ｓ＝1:50,000 プラニ求積
地表面の種類	□現地踏査，地形図，調査写真，航空写真等で流域面の樹相を設定	写　真 航空写真
用途地域	□都市計画図，現存植生図，航空写真	都市計画図，航空写真
流路長・勾配	□流路長は、流域面積を求めた図面より求める。 □勾配＝標高差/流路長	流量計算書 地形図

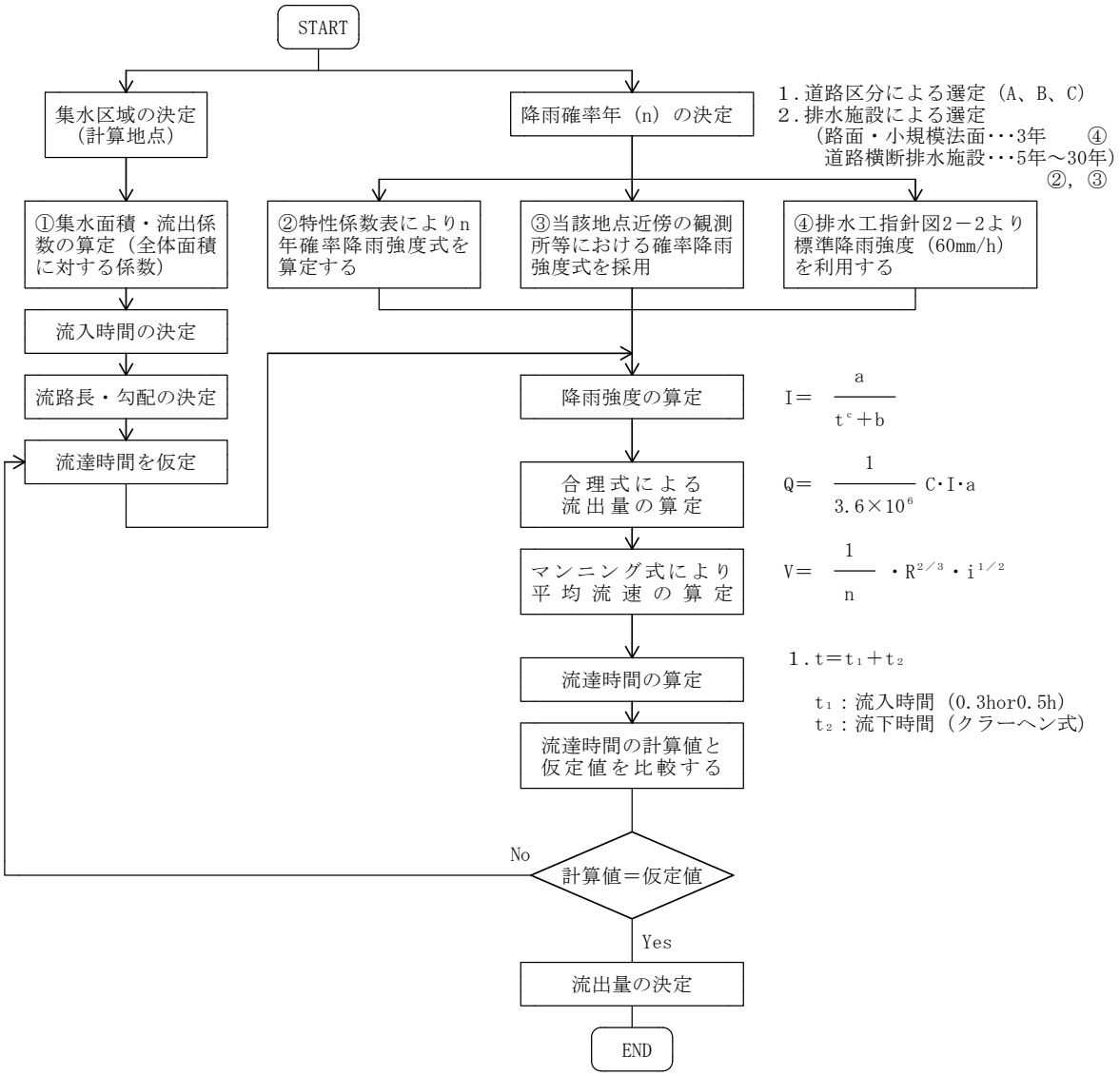
(3)　河川協議

河川計画	□河川管理者 □河川計画	河川協議
計画流量	□高水位□流量□計画断面	河川協議

5.3　設計のチェックポイント

(1)　雨水流出量の計算

雨水流出量は、図5.3.1のような流れによって計算される。



①　集水区域に各種の土地利用がある場合は、その構成面積比率(Pi)による加重平均値を用いる。

$$C=\Sigma(Pi\cdot Ci)$$

②　排水工指針　資料1及び2よりＲn及びβnを読みとり計算する。

$$In=Rn\cdot\beta n=Rn\cdot\frac{a}{t^c+b}$$

$$a=b+60$$

$$b=(60-10\beta n^{10})/(\beta n^{10}-1)$$

③　「北海道の大雨資料第10編のⅡ」(平成12年11月)により確率雨量強度式、又は確率雨量強度を読みとり計算する。

近傍の観測地点の式による。$In=\frac{a}{t^c+b}$

④　路面排水等の小規模構造物については、北海道全域について3年確率標準降雨強度(10分値)60mm/hを採用して良い。

図5.3.1　雨水流出量の計算の流れ

重 要 度 判 定	□道路の区分□河川計画の有無 □路面排水□小規模法面排水 □道路横断の排水施設	設計要領１集　6.2 平面図,横断図 設計要領１集　6.2
降雨確率年決定	□道路区分□河川協議の有無	設計要領１集　6.2
流 達 時 間 計 算	□流域面積(2.0km^{2}未満か以上か)	設計要領１集　6.3
雨 量 強 度 決 定	□比流量図の有無	設計要領１集　6.3
流 出 係 数 決 定	□用途地域別係数□河川協議の有無	設計要領１集　6.3, 平面図,地形図

5.4　平面のチェックポイント

(1)　地形図

深さ・高さ	□水路の深さ・路面の高さ。	横断図,五万分等地形図
谷線・交角	□管渠を入れる谷の谷線と予定の位置。 □谷線と道路との交角。	五万分の一等地形図 横断図 作工図
地形・地物位置	□道路中心，管渠予定中心と地形・地物の位置関係。	横断図
基準点位置	□道路主要点と交点，基準点と交点との関係。	横断図
方位	□方位の記入。	地形図，五万分の一
敷地所有者	□地形に用地をオーバーラップ。	用地現況図

5.5　縦断地盤線のチェックポイント

水面高	□H. W. Lなど水位関係の記入。	地形図,横断図
プラス杭	□プラス杭と地形。	地形図,平面図,横断図
構造物高	□構造物高の記入。	作工調査図

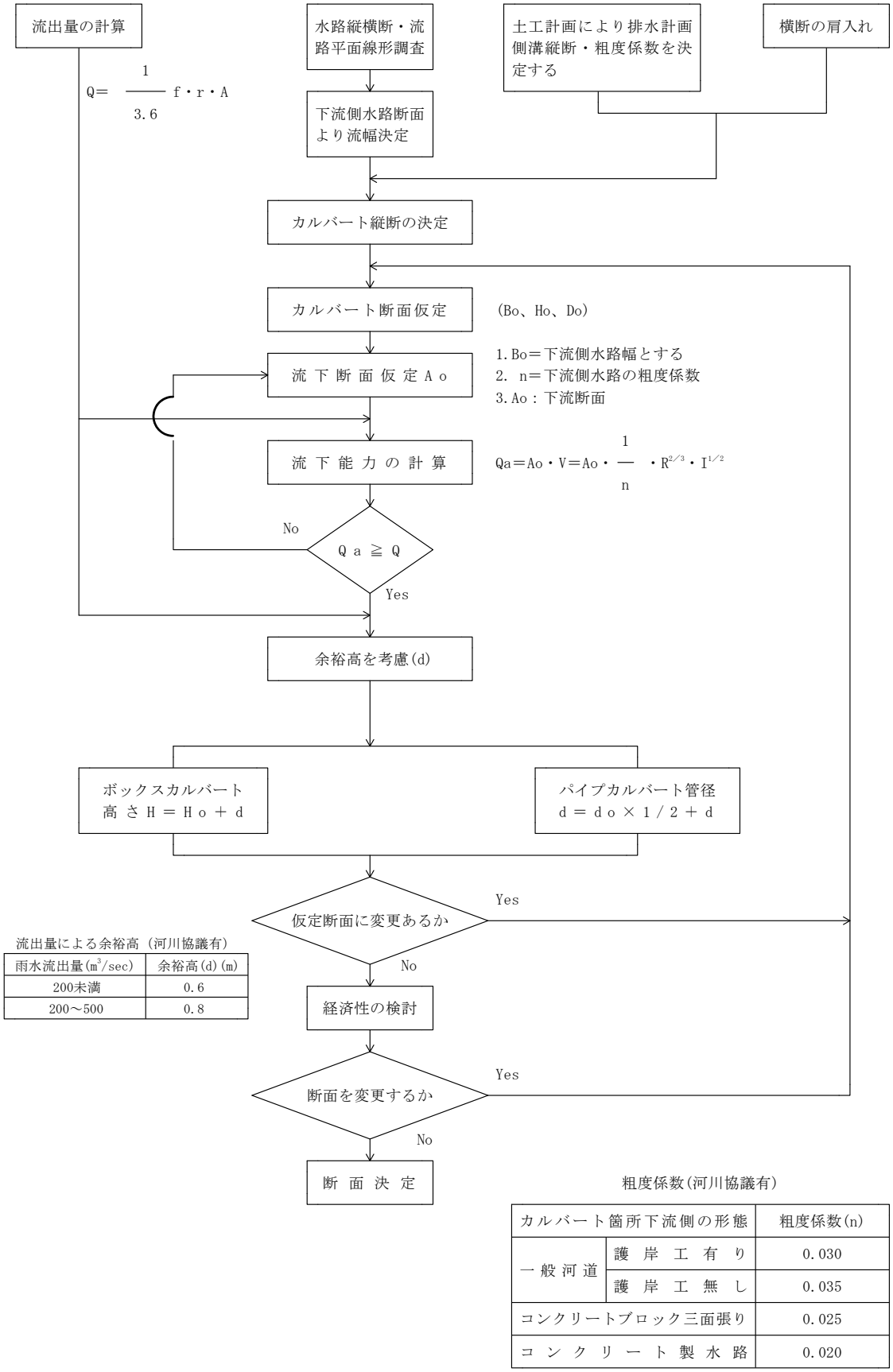
5.6　横断地盤線のチェックポイント

(1)　横断図

地盤高	□平面図・作工調査図と照し合わせ。	平面図,作工調査図
土質	□堀削区分に合う地質に分けられた推定線の記入。	地質調査図
水面高さ	□常時水位・H. W. Lなどの記入。	平面図，縦断図
敷地幅	□敷地幅の記入。	用地求積図

(2)　流下能力

横断管渠工の断面決定の検討フローチャートを図5.6.1に示す。



流出量による余裕高（河川協議有）

雨水流出量(m^3/sec)	余裕高(d)(m)
200未満	0.6
200～500	0.8

粗度係数(河川協議有)

カルバート箇所下流側の形態		粗度係数(n)
一般河道	護岸工有り	0.030
	護岸工無し	0.035
コンクリートブロック三面張り		0.025
コンクリート製水路		0.020

図5.6.1　断面決定の流れ

流出量の計算	□呑口より上流の沢の形状から合理的な流量か。	地形図,流量計算書 排水工指針2－3－2
土石流の考慮	□土石流がある沢か。 □土石流により断面閉塞しないか。	地形図,写真, 排水工指針2－3－2
粗度係数	□下流側河川形状の影響がないか。	設計要領１集　6.3
勾配・余裕高	□流速が速すぎないか。（キャビテーション）	排水工指針2－3－2

5.7　横断型入れのチェックポイント

(1)　標準横断図の決定

道路規格・速度	□道路の機能分類　□主幹□幹線□補助幹 □地域区分　□地方部□都市部 □道路の区分　第□種　第□級 □設計速度　□km/時	道路構造令
歩道・車道幅	□歩道幅員　人□×0.75m＋自転車□×1.0m □車線数□×車線幅□m □左側路肩□m，停車帯□m，右側路肩□m	道路構造令
法面勾配の決定	□盛土法面勾配 □切土法面勾配	設計要領１集　3.4 設計要領１集　3.3
舗装構成の決定	□交通区分　□Ｔ＜250，□250＜Ｔ＜1,000 □1,000＜Ｔ＜3,000，□3,000＜Ｔ □舗装の種類　□アスファルト□コンクリート □表層□cm、中間層□cm×□層　基層□cm×□層 □上層路盤□cm□材料 □下層路盤□cm□材料 □合計　舗装＋路盤工厚□cm	設計要領１集　5.3

(2)　盛土断面の型入れ

側溝縦断・ﾀｲﾌﾟ	□側溝縦断は横断管渠へ流れ込む高さとなっているか。 □側溝のタイプ	横断図(地盤) 作工図
盛土高・小段	□盛土高□m，小段幅□m　□標準1m □小段を付ける高さは□m毎□標準5m毎	縦断図，定規図
横断勾配・拡幅	□直線部ならば2%，□曲線部ならば片勾配 □曲線半径280m未満(1.2種の3の1,4の1)拡幅あり □曲線半径160m未満(その他)拡幅あり	縦断図，曲線要素
路肩の形状	□一般路肩□防護路肩□導水路肩 □それぞれの寸法をチェック	縦断図，定規図

5.8　縦断施工高のチェックポイント

(1)　タイプ決定

周辺構造物高・形	□呑口の高さ？側溝のタイプ □吐口部の周辺の断面寸法	縦断図，地盤高， 作工調査図，横断図
接続方法・連続性	□流入，流出構造物のタイプ	作工調査図，平面図
勾配・流速	□流速は速すぎないか	側溝縦断
沿道環境	□明渠，暗渠のタイプの選定	都市計画図，平面図

(2)　縦断決定

側溝縦断	□側溝吐口の高さ，縦断に無理はないか。	側溝断面決定根拠 横断図，暗渠排水高
構造物高	□呑口，吐口の構造物高と地形，その前後の縦断との整合はとれているか。	横断図
水面高・余裕高	□余裕高はとれているか。 □バックウォーター(背水)	下流側流下断面 洪水履歴

土　被　り	□道路施工基面高 □片勾配□路肩□歩道	横断図，作工一般図
勾配・流速	□流速が速すぎないか。	作工一般図,排水工指針2-3

5.9　作図のチェックポイント

横断管渠工の作図の手順を図5.9.1に示す。

(1)　一般図

作工中心線方向	□自然の流心に対して、無理がないか。 □道路中心との関係	平面図，地形図， 横断図
呑 吐 口 位 置	□道路端と呑吐口との関係は、無理がないか。 □側溝高，位置と呑吐口の位置関係	平面図，側溝縦断図
施 工 高 ・ 勾 配	□呑吐口の高さ □天端の高さと道路面の高さ □縦断勾配	側溝縦断図，横断図

(2)　詳細図

管種・基礎形式	□管種の選定 □管　径 □基礎形式の選定	設計要領１集　8.6 設計要領6集 標準設計図集
標準図番号・寸法	□標準図の番号	設計要領6集 標準設計図集
呑 吐 口 タ イ プ	□呑口のタイプとその理由 □吐口のタイプとその理由	地形図、作工一般図

(3)　その他の留意点

周 辺 作 工 物	□流木止め	平面図
呑吐口形状決定	□呑口・吐口の護岸工法□落差工の必要性 □盛土法面の土留，天端高 □うなぎ止め	平面図 地形図
ス ベ リ 止 め	□必要かどうか□勾配□地質	作工一般図， 設計要領１集　8.5

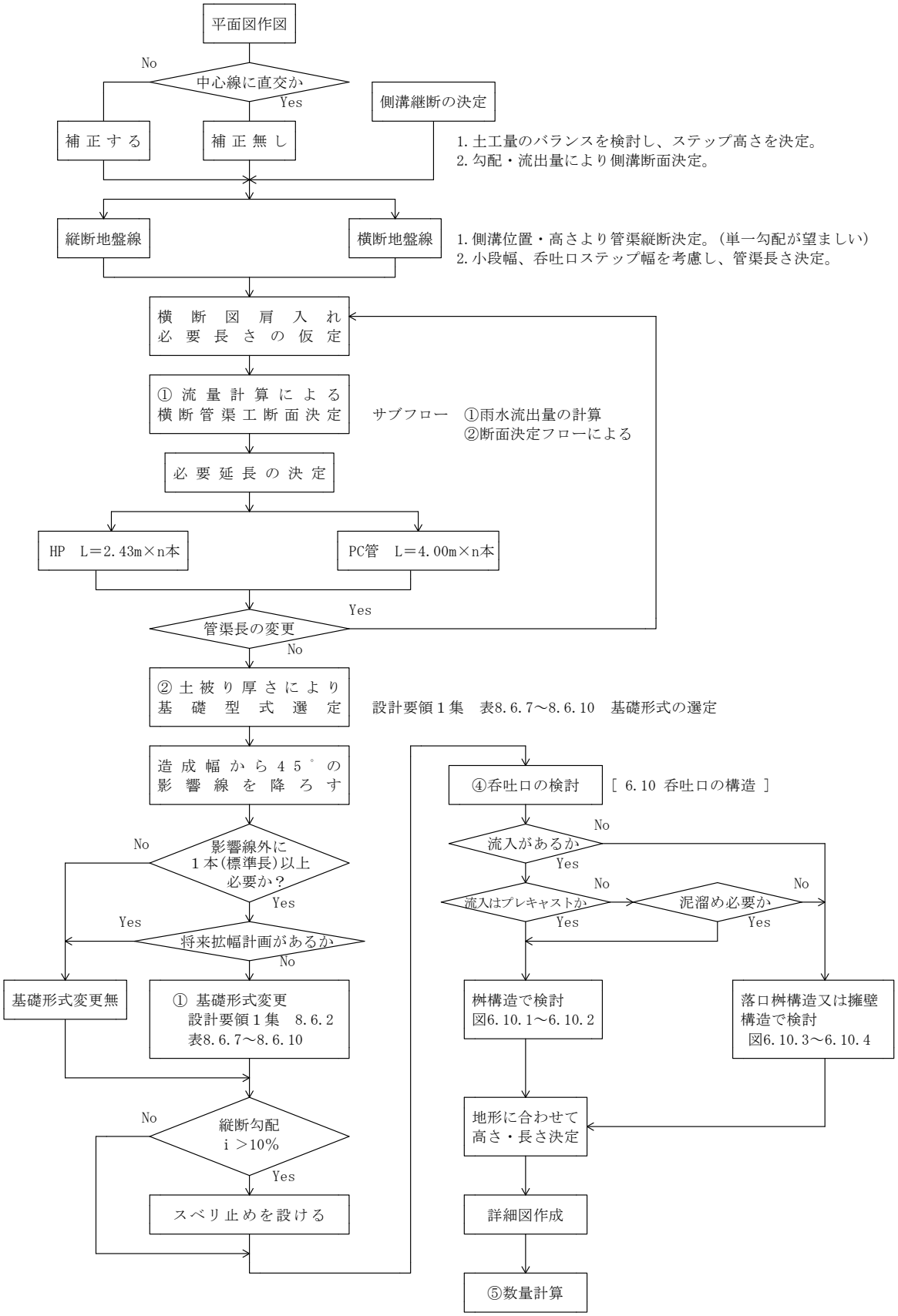


図5.9.1 横断管渠工の作図の流れ

5.10　呑吐口の構造

盛土に用いるカルバート流出入口の構造は前後の水路状況や洗掘の有無、その他の道路排水の流入状況により適切な構造とする。

【解　　説】

カルバート流出入口の構造の決定にあたっては、カルバートの規模、前後の水路断面や勾配、道路排水の流入状況等、勘案の上、適切な構造を検討する。又、必要に応じ洗掘防止対策や構造物の安定性においても検討を行うものとする。

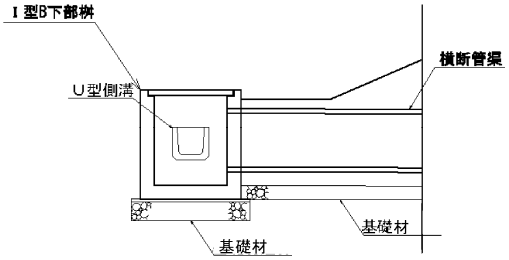


図5.10.1　道路排水の流入のみの場合の例

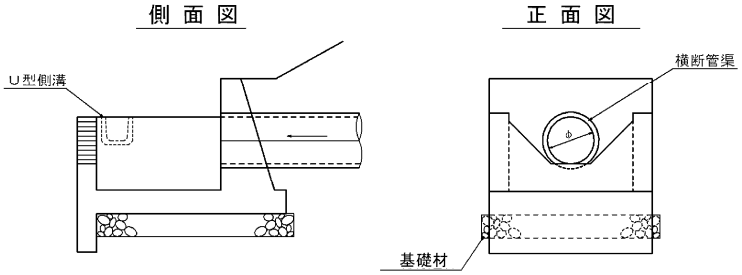


図5.10.2　水路以外の流入がある場合の例

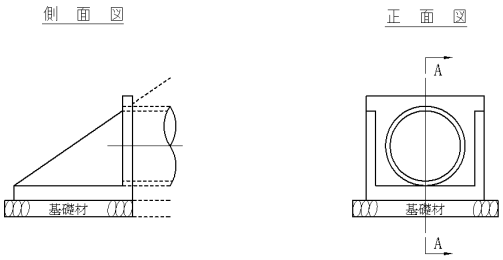


図5.10.3　水路のみの排水を流下させる場合の例　1

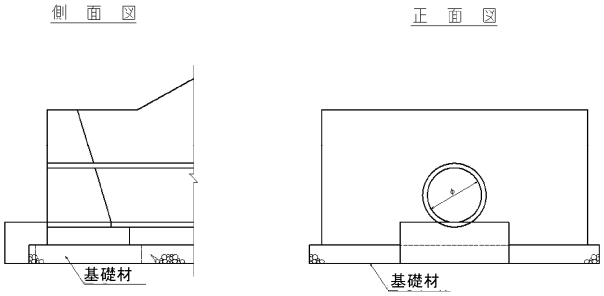


図5.10.4　水路のみの排水を流下させる場合の例　2

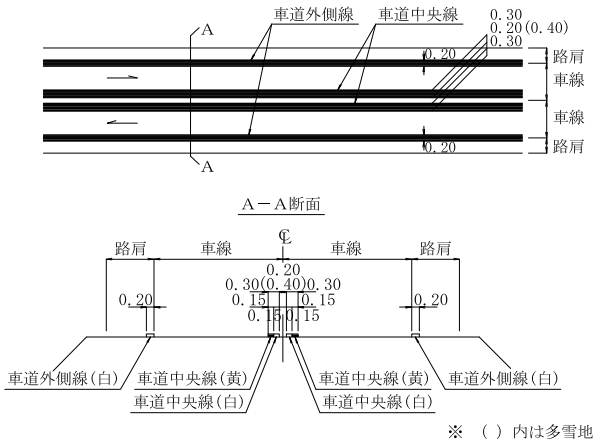
6. 道路標示および区画線（高規格道路（自動車専用道路））

6.1 設置例

6.1.1 車線標示

(1) ２車線区間

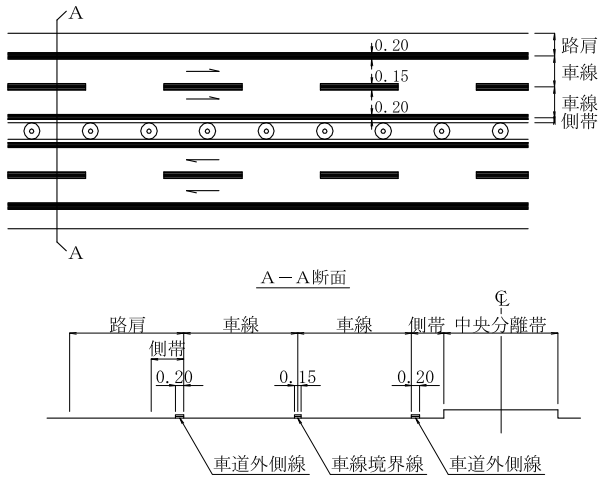
（単位：m）



(2) ４車線区間

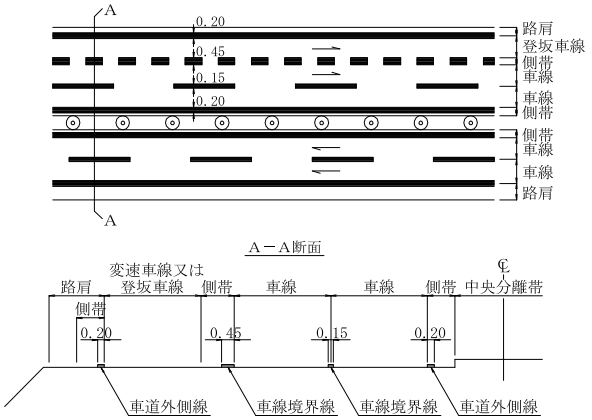
(a) 一般の場合

（単位：m）



(b) 登坂車線または変速車線設置区間

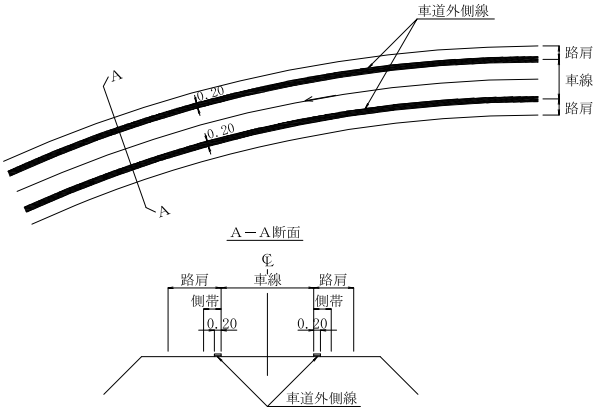
（単位：m）



(3) ランプ区間

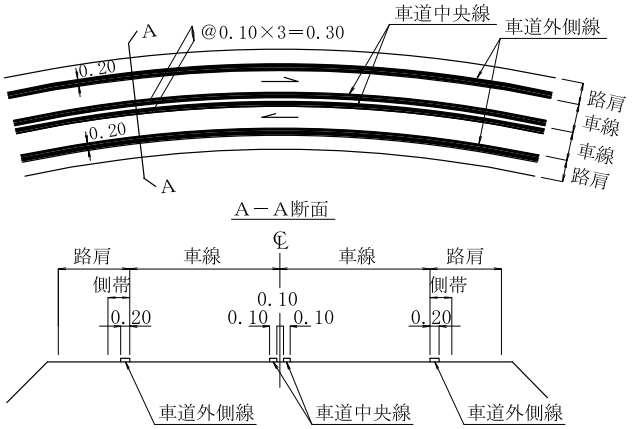
(a) 一車線ランプ

（単位：m）



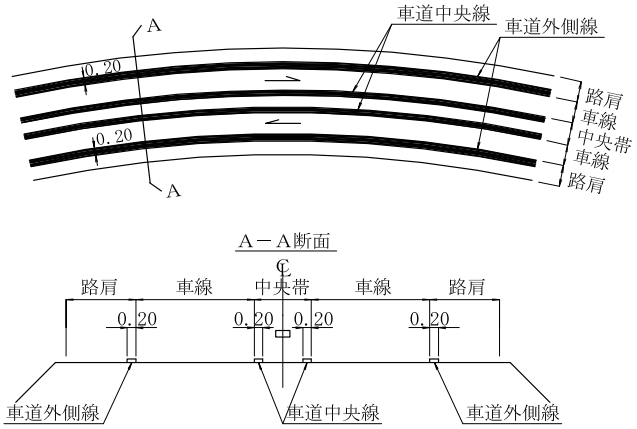
(b) 二車線ランプ（非分離）

（単位：m）



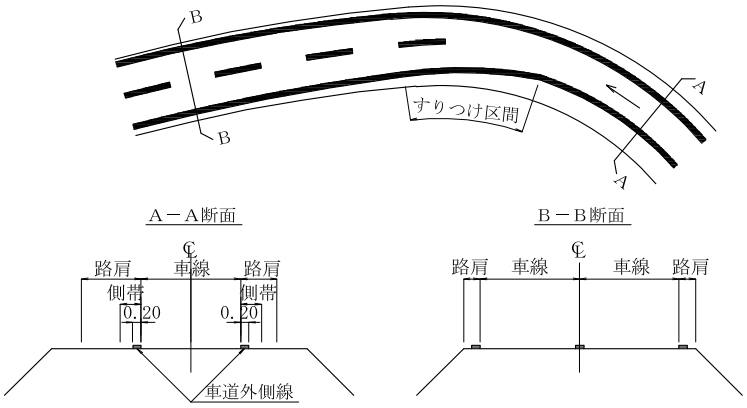
(c) 二車線ランプ（分離）

（単位：m）



二車線ランプ（同方向）

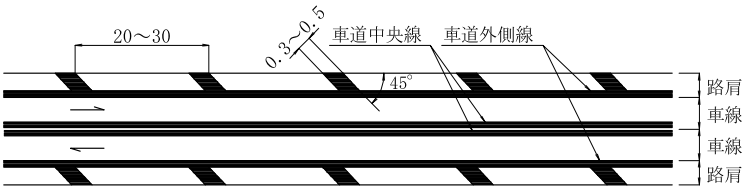
（単位：m）



（注）A規格ランプで、ピーク時間交通量の多いオフランプでは停滞による本線上への影響をなくするため、上記のような運用をすることが考えられる。これについては、交通の流れを十分検討したのち実施しなければならない。

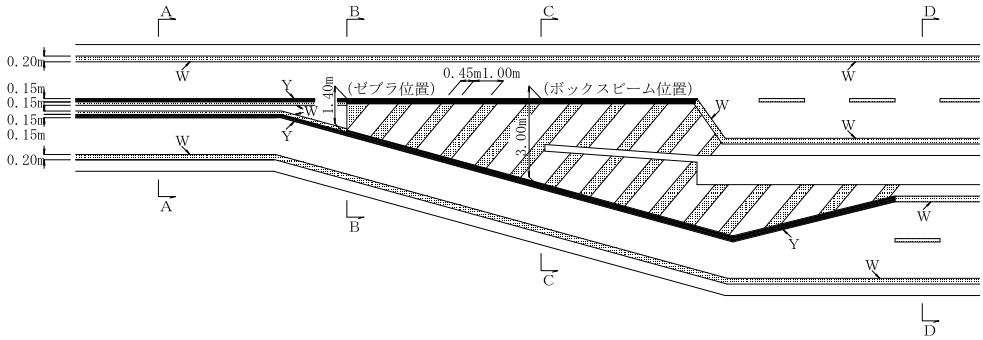
6.1.2　舗装路肩標示

（単位：m）

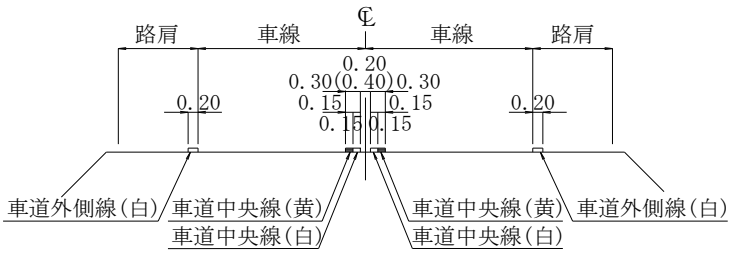


6.1.3　車線数の変更標示

暫定２車線と４車線道路の摺り付け区間

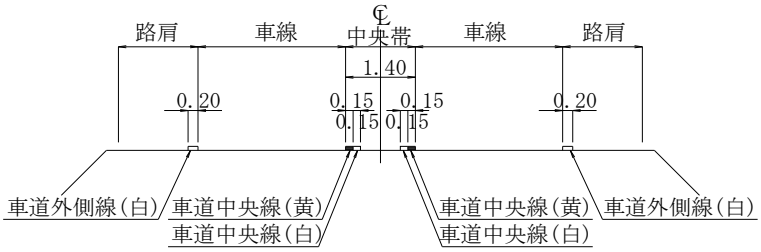


A－A

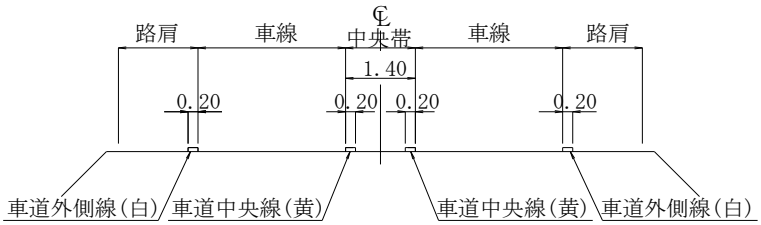


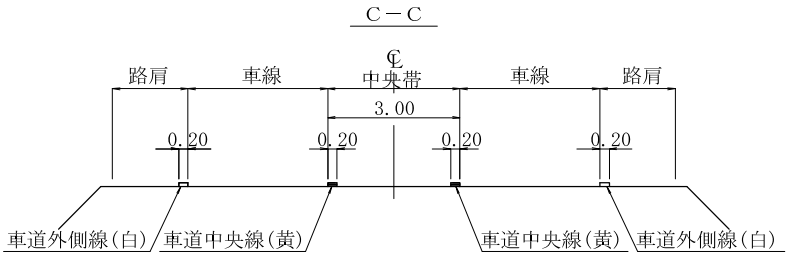
※　( ) 内は多雪地

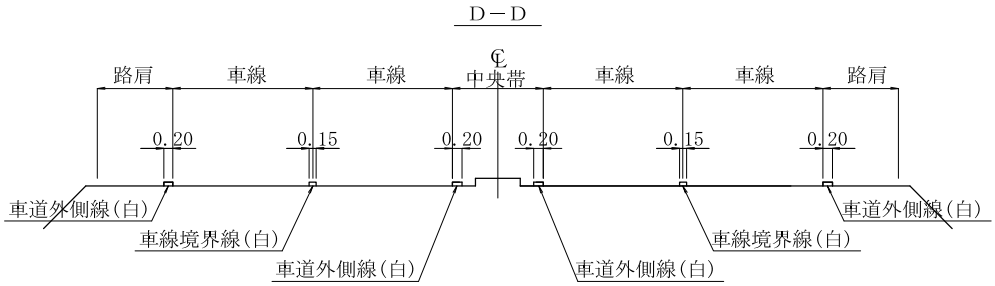
B－B



B－B(ゼブラ側)



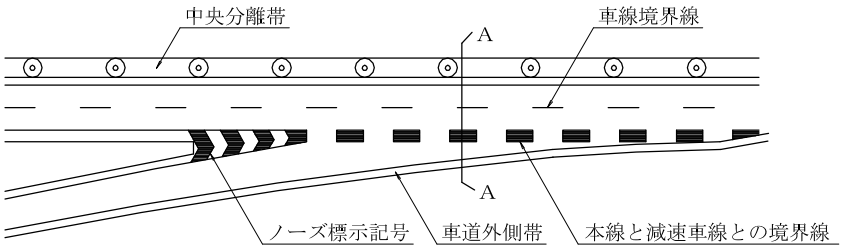




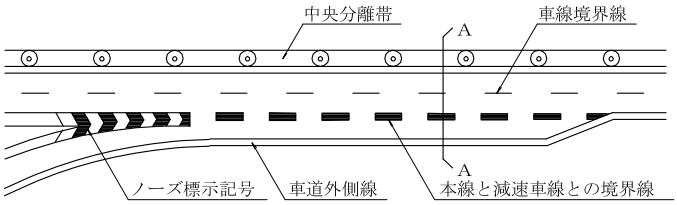
6.1.4　ノーズの標示

(1)　1車線出口ランプターミナルノーズ標示

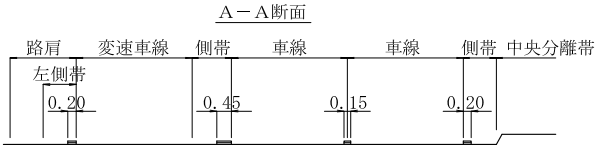
(a)　直接式減速車線



(b) 平行式減速車線



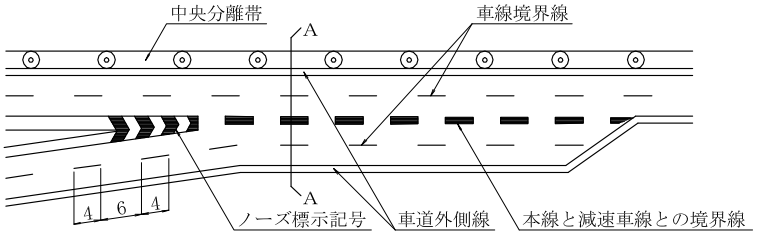
（単位：m）



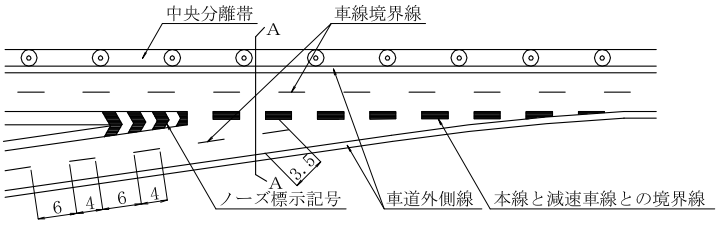
(2) ２車線出口ランプターミナルノーズ標示

(a) 平行式減速車線

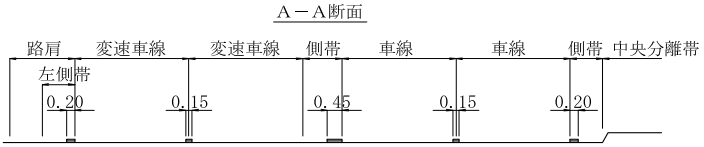
（単位：m）



(b) 直接式減速車線



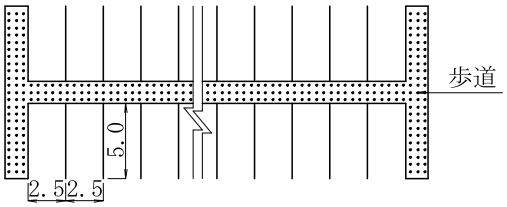
（単位：m）



6.1.5　駐車場所の指定標示

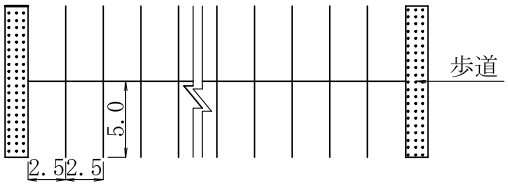
(1) 直角駐車①（小型車）

（単位：m）



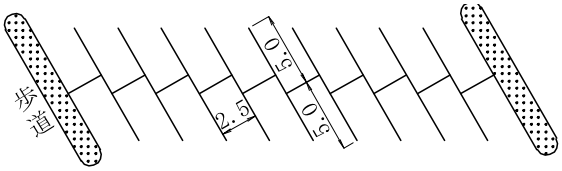
(2) 直角駐車②（小型車）

（単位：m）



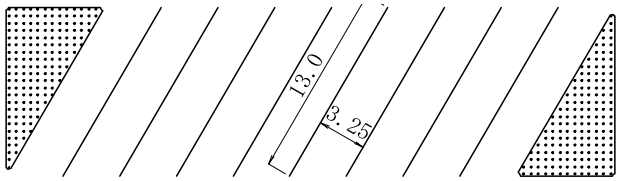
(3) 斜め駐車（小型車）

（単位：m）



(4) 斜め駐車（大型車）

（単位：m）



7. 簡易分離中央線（高規格道路（自動車専用道路））

7.1 形状

(1) ワイヤロープ式防護柵
暫定二車線土工区間のワイヤロープ式防護柵はＬＤ種とする。

(2) ラバーポール
ラバーポールの形状は、舗装面からの高さ65㎝、直径は頭頂部で80φ程度とする。
ただし、雪堤などによって視認性が阻害される場合は、その高さを80㎝とすることができる。

(3) コンクリート縁石
コンクリート縁石は、舗装面からの高さ８㎝とする。

(1) ワイヤロープ防護柵
暫定二車線区間（土工部）の車道中央線に設置するレーンディバイダーはラバーポール等に代えてワイヤロープを設置することを基本とする。施工にあたっては、工事発注時点での最新のワイヤロープ式防護柵整備ガイドライン（案）（国立研究開発法人土木研究所　寒地土木研究所）を参考とすること。
ワイヤロープへの接触事案を低減させることを目的に、適切な走行位置となるように導流レーンマーク等の安全対策工を施工すること。

(2) ラバーポール
ラバーポールについては、視線誘導としての意味もあり、低くてはその効果が小さくなるとともに、必要以上に高すぎると運転者にとって圧迫感が生じ、その走行に影響を生じかねない。
そこで、ラバーポールの高さは、標準65㎝とし、雪堤などによって視認性が阻害される場合は、一般的な乗用車の運転手の目の高さ1.2ｍを考慮して、対向車両の前照灯（高さ80㎝）が確認できる程度までを採用できるものとした。

(3) コンクリート縁石
コンクリート縁石については、車道中央線としての機能を阻害しない高さとして８㎝を採用した。
また、その形状も、車両の跳ね上がりを増長させないようなものとした。

7.2　材料および構造

7.2.1　ラバーポール

(1) 材質

1)　ポール本体

ラバーポール本体は、JIS K-7311（ポリウレタン系熱可塑性エラストマーの試験方法）において表 7.2.1の基準を満足するものとする。

また、ラバーポールには、カプセルレンズ型反射シートを張り付けるものとする。

表7.2.1　ラバーポール本体の材料強度

試験内容	引張り強さ kN/cm²(kgf/cm²)	伸　び %	引裂き強さ kN/cm²(kgf/cm²)
基　準　値	1.5以上(150以上)	300以上	0.5以上(50以上)

2)　脚部

①　埋め込みアンカー

埋め込みアンカーの材質はアルミニウム合金とし、JIS H-5202（アルミニウム合金鋳物）AC7A、またはJIS H-5302（アルミニウム合金ダイカスト）ADC６の規格を満足するものとする。

②　取付ボルト

取付ボルトの材質はステンレス製とし、JIS G-4303（ステンレス鋼棒）SUS304の規格を満足するものとする。

(2) 構造

ラバーポール本体および胸部の構造は、以下のとおりとする。

①　ラバーポール本体

肉厚２㎜以上とする。

②　埋め込みアンカー

50㎜以上とする。

③　取付ボルト

47±２㎜（M24、Ｐ3.0）以上とする。

(3) 色

ラバーポール本体の色は、以下の範囲とする。

①　色彩…緑

②　日本塗料工業会…Ｓ 44－456～Ｓ 44－556

(1) 材質

ラバーポールの本体については、それ自体は車両の対向車線への飛び込みを防ぐものではなく、視線誘導のために設置されているものである。

そのため、車両が接触した際には車両をいちじるしく破損させることがあってはならない。

よって、ラバーポールの材質は、弾力性に富み、かつ強度的にも十分なものとして、その基準値は衝突復元性の確認がなされている値とした。

また、その色は日本道路公団の施工実績、および視認性を考慮して緑を基本とし、夜間視認性の向上のために、カプセルレンズ型反射シートを貼り付けることとした。

埋め込みアンカーおよび取付ボルトの形状寸法については、車両の衝突により抜け落ちないものとして、上記のとおり規定した。

また、その材質については、金属の酸化に対する安定性および製品の施工性を考慮して埋め込みアンカーをアルミニウム合金、取付ボルトをステンレス製とした。

(2) 構造

ラバーポールの構造については、車両の衝突に対する耐久性を考慮して、図8.2.1のとおりとしている。

また、埋め込みアンカー、取付ボルトの形状・寸法についても車両の衝突の際に抜け落ちないことが確認されているものを採用した。

(3) 色

簡易分離中央線においては、ラバーポールそのものが区画線の一部となっていることから、統一性をもたすべきである。

日本道路公団での施工実績およびその評価から、緑を基本とする。

(4) その他

上記の材質・構造については、日本道路公団の施工実績から最低限必要な値としているものであり、実施にあたっては、以下の条件にて衝突した際にも支障のないことを確認しておく必要がある。

① 車両重量 20 t

② 衝突速度 80km/hr

③ 踏み回数 ３回程度

7.2.2 コンクリート縁石

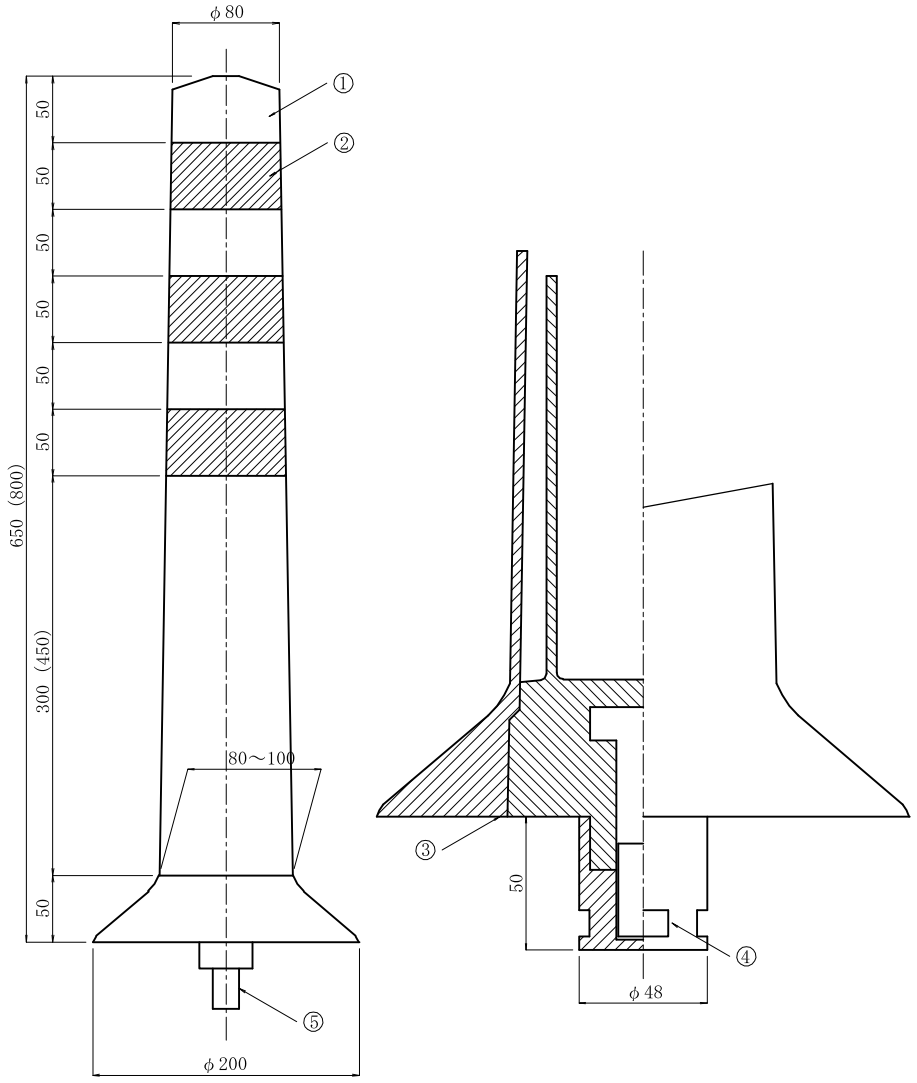
コンクリート縁石は工場製を標準とし、次の品質を有するものとする。

(1) コンクリート材令28日における設計曲げ強度 3.5N/mm^2

(2) 骨材の最大寸法 25mm

コンクリート縁石については、その施工性を考慮して工場製を標準とした。

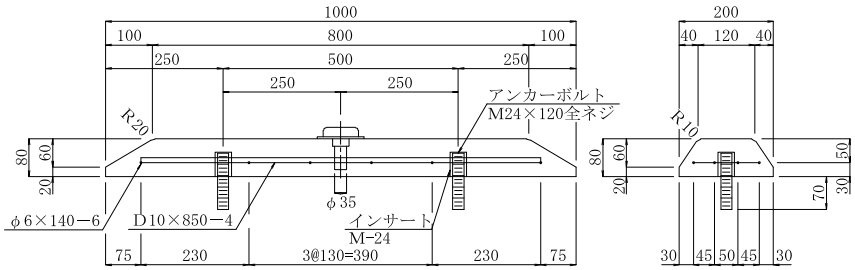
また、車両の乗り越し等を考慮して設計曲げ強度を規定している。



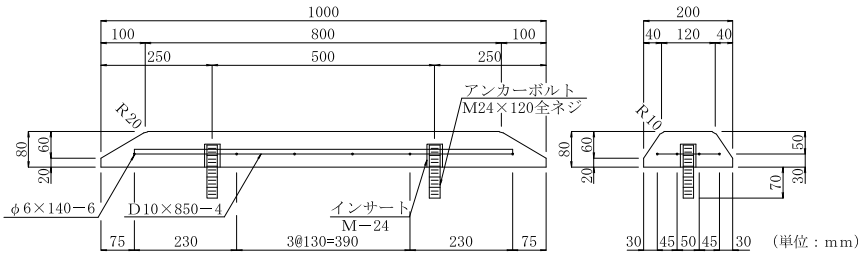
部番	部　品　名	数量	材質・処理	備　考
1	本体	1	特殊ウレタン樹脂	グリーン
2	反射材	3	高密度Ｓ/Ｌ貼り	白　　色
3	ベース部	1	特殊ウレタン樹脂	
4	埋め込みアンカー	1	アルミニウム合金	橋梁部用
5	取り付けボルト	1	ステンレス	
6	キャップ	1	合成ゴム	

図7.2.1　ラバーポールの形状（参考図）

（視線誘導標埋込みタイプ）



（視線誘導標無しのタイプ）



詳細については、「第6集　標準設計図集」によるものとする。

図7.2.2　２車線簡易分離中央線縁石の形状・寸法（参考図）

8. 立入防止柵（高規格道路（自動車専用道路））

8.1 設計条件

8.1.1 荷　　重

(1)　荷重の種類

立入防止柵の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。
(1) 風荷重　(2) 積雪荷重　(3) 作業荷重

立入防止柵を設計するときに考えなければならない荷重の種類をあげたもので、２種類以上の荷重が同時に作用しないものとする。

(2)　荷　　重

(1) 風　荷　重

風荷重は、立入防止柵横断方向に作用する水平荷重とし、次式によるものとする。

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot C_D$$

$$P = p \cdot A$$

ここに、Ｐ　：風荷重（N/m）
ｐ　：単位風圧力（N/m^2）
ρ　：空気の密度（$N \cdot s^2/m^4$）
Ｖ　：設計風速（m/sec）
C_D：抗力係数
Ａ　：受圧面積（有効投影面積m^2/m）

(2) 積雪荷重

積雪荷重は、立入防止柵に作用する斜面雪圧、沈降力および受働雪圧とし、次式によるものとする。

・斜面雪圧

$$SN = \gamma \cdot \frac{Hs^2}{2} \cdot K \cdot N$$

$$Fh = 0.2 \cdot SN \cdot \cos\phi$$

ここに、ＳＮ：雪圧の斜面に平行な成分（kN/m）
γ　：積雪の平均単位体積重量（kN/m^3）
Ｈｓ：設計積雪深（m）
Ｋ　：クリープ係数
Ｎ　：グライド係数
Ｆｈ：立入防止柵支持面に作用する直角方向の雪圧（kN/m）
ϕ　：のり面勾配

・沈降力

$$Fv = 1.46 \cdot \{\gamma \cdot (Hs - Ho)\} - 2.352$$

ここに、Ｆｖ：立入防止柵Ｈｏの位置に作用する鉛直方向の雪圧（kN/m）
Ｈｏ：フェンス高さ（m）

・受働雪圧

$$Fp = 0.049 \cdot \{Hs^3 - (Hs - Ho)^3\}$$

ここに、Ｆｐ：立入防止柵支持面に作用する直角方向の受働雪圧（kN/m）

(3) 作業荷重

作業荷重は、維持作業中、立入防止柵に作用する荷重をいい、次によるものとする。

表8.1.1　作業荷重

		荷　　重	載荷位置
支柱に作用する水平荷重	支柱高さ≦1.5m 支柱高さ＞1.5m	Ｐh＝0.5kN Ｐh＝0.6kN	支柱頭部 地表から1.5m
胴縁に作用する鉛直荷重		Ｐv＝1.5kN	４等２点載荷
金網に作用する衝撃荷重		0.75kN	金網中心部

(1) 風　荷　重

風荷重Ｐは理論的に次のように表される。

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot C_D$$

$$P = p \cdot A$$

ここに、Ｐ　：風荷重（N/m）

ｐ　：単位風圧力（N/m²）

ρ　：空気の密度（N･s²/m⁴）

Ｖ　：設計風速（m/sec）

C_D：抗力係数

Ａ　：受圧面積（有効投影面積m²/m）

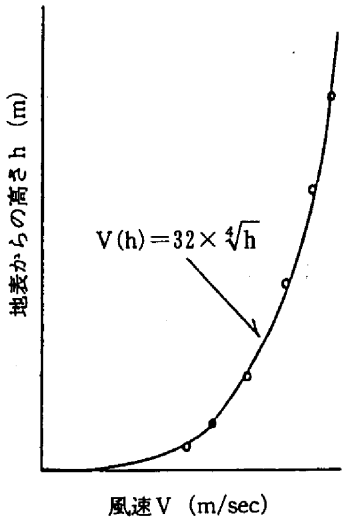


図8.1.1　風速と地上高さの関係

風速Ｖは地上高さｈによって変化するものであり、Ｖとｈの関係を建築基準法施行令の考え方で整理すると右図のようになる。

$$V(h) = 32 \cdot \sqrt[4]{h}$$

ここに、Ｖ（ｈ）：高さｈ(m)における風速（m/sec）

よって、立入防止柵（設置高さｈ＝1.5m）に作用する風荷重は、高さ方向分布を台形分布に近似させると下図のとおりとなる。

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2 \cdot C_D = \frac{1}{2} \cdot 1.23 \cdot (32 \cdot \sqrt[4]{h})^2 \cdot 0.7$$

$$= 440.8\sqrt{h} \quad (N/m^2)$$

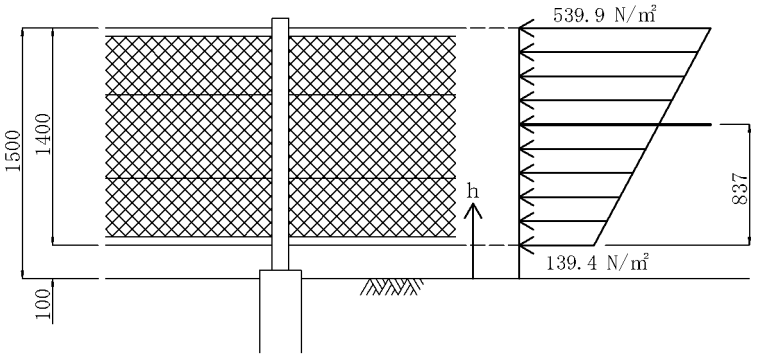


図8.1.2　風荷重分布

・風荷重による断面力

次の各材料を使用した場合、風荷重による断面力を集計すると表 8.1.2のとおりとなる。

・支柱（鋼管）　　φ48.6×t2.3（断面係数3.70）
・胴縁（鋼管）　　φ34×t2.3（断面係数1.70）
・ひし形金網　　φ3.2×56（風荷重透過率0.114）
・有刺鉄線　　φ2.6×4Ｐ×100
・鉄線金網　　φ3.6＋φ3.2

表8.1.2　風荷重による断面力

(ｲ)　Ａ型　　(2m当たり)

	支　柱	胴　縁	ひし形金網	計
Ｐ（N）	23.1	73.2	77.2	173.5
Ｍ（N･mm）	21000	59000	65000	144000

(2) 積雪荷重

① 斜面雪圧

斜面雪圧は次式により算定するものとする。

$$SN = \gamma \cdot \frac{Hs^2}{2} \cdot K \cdot N$$

ここに、ＳＮ：雪圧の斜面に平行な成分（kN/m）
　　γ　：積雪の平均単位体積重量（kN/m³）〈平均単位体積重量3.5〉
　　Ｈs　：設計積雪深（m）　　〈10年確率最大積雪深〉
　　Ｋ　：クリープ係数　〈0.73〉
　　Ｎ　：グライド係数　〈地表の状態、草地2.2〉

この斜面雪圧算定式は、防雪施設等の設計に一般的に用いられているものである。

なお､立入防止柵に作用する分力は､過去に実施された雪圧測定結果より､次の式が提案されている。

支持面に直角な分力Ｆh

$$Fh = 0.2 \cdot SN \cdot \cos\phi$$ （φ：のり面勾配）

標準設計では、斜面ののり勾配を盛土高さ0～6mの砂質土の標準勾配（１：1.5）として設定する。

② 沈　降　力

平地積雪内に水平な桁がある場合、その桁には積雪層の沈降による沈降力が作用するので、設計上考慮しなければならない。

沈降力の最大値は、過去に実施された雪圧測定結果より、次の式が提案されている。

$$Fv = 1.46 \cdot \{\gamma \cdot (Hs - Ho)\} - 2.352$$

ここに、Ho：フェンス高さ（m）

③ 受働雪圧

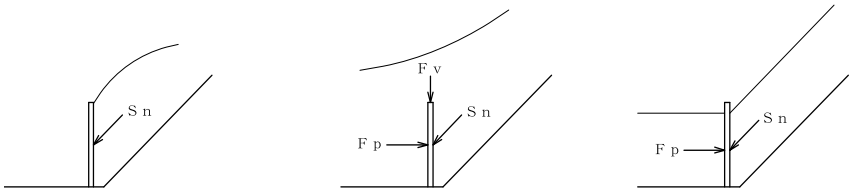
建築物荷重指針・同解説より、受働雪圧は積雪表面からの深さをｈ(m)とすると、およそ0.15～0.20h²(kN/m²)程度の値をとればよいとされている。ここでは0.15h²として、立入防止柵に作用する受働雪圧は次式により求めるものとする。

$$Fp = 0.049 \cdot \{Hs^3 - (Hs - Ho)^3\}$$

ここに、Ｆp：立入防止柵支持面に作用する直角方向の受働雪圧（kN/m）

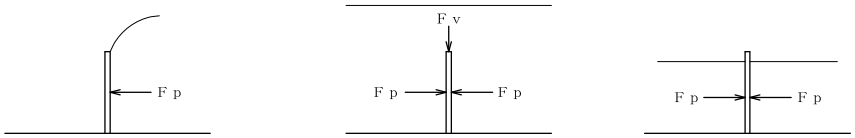
④ 立入防止柵に作用する積雪荷重

立入防止柵に作用する積雪荷重は､立入防止柵を設置する位置(盛土のり尻､切土のり肩､平地等)、沿道の土地利用状況（除雪の有無等）または積雪深さによって、図8.1.3に示す積雪荷重を作用させる。



(ｲ) 除雪される側道または水路がある場合　(ﾛ) 除雪されない側道または田畑がある場合　(ﾊ) 積雪深が1.5m以下の場合

図8.1.3(a)　雪圧作用位置（盛土のり尻部）



(ｲ) 除雪される側道または水路がある場合　(ﾛ) 除雪されない側道または田畑がある場合　(ﾊ) 積雪深が1.5m以下の場合

図8.1.3(b)　雪圧作用位置（平地部）

(ｲ) 除雪される側道がある場合　(ﾛ) 除雪されない側道または田畑がある場合

図8.1.3(c)　雪圧作用位置（切土のり肩部）

⑤　各雪圧の計算結果

表8.1.3　雪圧計算結果（積雪の平均単位体積重量3.5kN/m³）

種　別	設計積雪深 Hs（m）	斜面雪圧	鉛直成分	水平成分	沈降力	受動雪圧
		SN（kN/m）	Sv（kN/m）	Sh（kN/m）	Fv（kN/m）	Fp（kN/m）
A	0.500	0.706	0.078	0.118		
SA1	4.500	57.224	6.348	9.523	12.978	3.142
SA2	3.500	34.617	3.840	5.761	7.868	1.709
SA3	2.500	17.662	1.960	2.939	2.758	0.717
SA4	1.500	6.358	0.705	1.058		0.165

(3) 作業荷重

標準設計では、作業荷重としてJIS A 6518（ネットフェンス構成部材）に規定する強度試験に用いる荷重を採用し、部材にもっとも不利な応力が生ずるように作用させるものとする。ただし、数種類の荷重が同時には作用しないものとする。

柵の支柱に作用する作業荷重として、柵の面と直角の方向に、高さ1.5m以下のもので0.49kN、1.5mを越えるものについては0.588kNをみるものとする。この場合、高さ1.5m以下の場合はその頭部に働くものとし、1.5m以上の柵にあっては1.5mの高さのところに働くものとする。柵の胴縁に作用する作業荷重として、胴縁の鉛直方向に、1470Nが１スパン中央の4等分2線荷重になるように働くものとする。柵全体に作用する衝撃荷重は、質量75kgの球状の砂袋を振子長さ3.5mで、ネット面から水平距離0.8m離れた状態から振子状に落下させ、ネットの中央部に衝撃が加わるものとする。

これらの作業荷重は、人間２人が柵に寄り掛かったり、胴縁の上に乗ったり、柵全体に人や物がぶつかったりする場合を想定して設定したものである。

8.1.2　許容応力度

(1) 鋼　　材

鋼材の許容応力度は、鋼構造設計基準（日本建築学会）に基づき、表8.1.4のとおりとする。

表8.1.4　鋼材の許容応力度（N/mm²）の基準値

材　　質	引　張	せん断
鋼材（ＳＳ400）、鋼管（ＳＴＫ400）	240	138
ボルト（強度区分4.6）	180	135

なお、応力度の割増し係数1.5を含んだ値である。

8.1.3　地盤の諸定数

地盤の諸定数は、現地の土質定数を勘案して決定することを基本とする。標準図集の適用範囲は、以下のように設定している。十分な土質調査資料が無い場合は標準図集を適用してもよい。

土　　質	自然地盤・砂質土
土の単位体積重量	17～19kN/m^3
土の内部摩擦角	25°～35°
標準貫入試験値	Ｎ値5～10程度以上

立入防止柵の基礎設計にあたり必要とする土質定数は次の値である。

・土の単位体積重量→受働土圧
・土の内部摩擦角→受働土圧係数
・標準貫入試験値→水平地盤反力係数

これらの値を適切に設定するためには、現地の土質定数を勘案して決定することが望ましいが、土の種類、締め固め状態により数値はばらついてしまう。現実には立入防止柵のために土質調査がほとんど実施されないこと、および構造物の重要度は小さいことを考慮して、代表的な土質について「道路土工指針」や「道路橋示方書・同解説」を参考に、上記の値を用いてよいものとした。ただし、特殊な土質条件での設置は別途考慮するものとする。

ここでは、標準設計として一般の自然地盤を対象とし、「砂質土」として設定するものとする。

〈土の単位体積重量γ〉

砂質土の単位体積重量は、「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」の中で土質の状態が「ゆるいもの」～「密なもの」として17～19kN/m3の範囲で設定されており、ここでもこの範囲とする。

〈土の内部摩擦角φ〉

砂質土の内部摩擦角としては、自然地盤に対し目安となる値を与えている基準はない。防護柵設置要綱等と同様の前提条件とし、「ゆるいもの」でＮ値を5～10程度以上、「密なもの」でＮ値を30程度とすると「道路土工－擁壁工指針」より、内部摩擦角の推定式$\phi=15+\sqrt{15\cdot N}$にあてはめると、φ＝25度程度から～36度程度となる。以上より、標準設計の範囲の内部摩擦角は、25度～35度とする。

〈標準貫入試験値Ｎ〉

砂質土のＮ値として、自然地盤に対し目安となる値を与えている基準はない。「防護柵設置要綱」前提条件より、Ｎ値を5～10程度以上とする。

8.2 設　　計

8.2.1 支柱、胴縁および金網類の設計

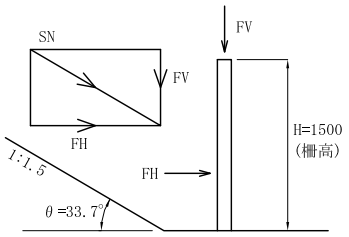
支柱、胴縁および金網類の各断面力を求め、断面応力度は許容値を超えてはならない。

(1) 各部材の設計は、風荷重、積雪荷重、作業荷重のうち、部材にもっとも不利な応力が生ずるように作用させるものとする。ただし、複数の荷重が同時には作用しないものとする。

① 支柱の設計

除雪される側道がある盛土部の場合

積雪深は1.5m～2.5mとしてSA3型で設計する。



圧雪荷重図

斜面雪圧

$$SN = \gamma \times \frac{Hs^2}{2} \times K \times N$$

$$= 3.5 \times \frac{2.5^2}{2} \times 0.734 \times 2.2$$

$$= 17.662 (kN/m)$$

Hs：設計積雪深（m）〈10年再現確率最大積雪深〉

斜面雪圧の水平成分

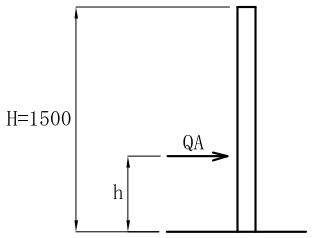
$FH = 0.2 \times SN \times \cos\theta = 0.2 \times 17.662 \times \cos 33.7$

$= 2.939 (kN/m)$

斜面雪圧の鉛直成分

$FV = 0.2 \times SN \times \sin\theta = 0.2 \times 17.662 \times \sin 33.7$

$= 1.960 (kN/m)$



支柱に働くせん断力と曲げモーメント

せん断力

$QA = FH \cdot L = 2.939 \times 1.5 = 4.409 (kN)$

曲げモーメント

$MA = QA \cdot h = 4.409 \times 0.783 = 3.453 (kN \cdot m)$

$$h = \frac{Hs}{3} - t = \frac{2.5}{3} - 0.05 = 0.783$$

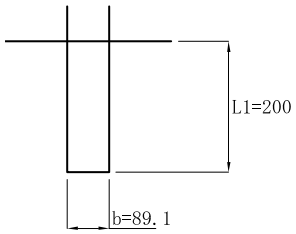
支柱の断面応力度

支柱はφ89.1×2.8　　$A = 759.1 mm^2$,　$Z = 15900 mm^3$を使用する。

$$\sigma = \frac{MA}{Z} = \frac{3.453 \times 10^6}{15900} = 217 (N/mm^2) < fb = 240 \ (N/mm^2) \quad \cdots\cdot OK$$

支柱のせん断応力度

$$\tau = \frac{QA}{A} = \frac{4.409 \times 10^3}{759.1} = 6 (N/mm^2) < \tau b = 138 \ (N/mm^2) \quad \cdots\cdot OK$$



支柱根入れ長の検討

1)　支柱に働く外力

$QA = 4.409 (kN)$

$MA = 3.453 (kN \cdot m)$

$b = 89.1 (mm)$

$L1 = 200 (mm)$

2)　根入れ長L1に対するコンクリートの支圧応力度

$$\sigma = \frac{QA}{b \cdot L1} + \frac{6 \cdot MA}{b \cdot L1^2} = \frac{4.409 \times 10^3}{89.1 \times 200} + \frac{6 \times 3.453 \times 10^6}{89.1 \times 200^2}$$

$$= 6.1 (N/mm^2) < fc = 9 \ (N/mm^2) \quad \cdots\cdot OK$$

② 胴縁の設計

1) 積雪による沈降力の計算

Fw ＝1.46・W－0.24 ＝1.46・γ・(Hs－H)－2.352

＝1.46×3.5×(2.5－1.5)－2.352

＝2.758(kN/m)＞Fv＝1.960kN/m

Fv ：斜面積雪の鉛直成分

2) フェンスの自重

W ＝胴縁＋金網

＝2.63＋2.6(kg/m^2)×1.4＝6.27(kg/m) → 0.063(kN/m)

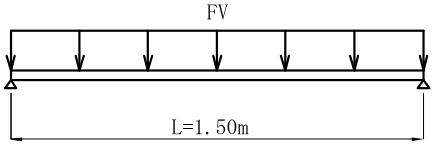
3) 曲げモーメントとせん断力

$$v = \frac{(Fw+W)\cdot L\hat{}2}{8} = \frac{(2.758+0.063)\times 1.5\hat{}2}{8}$$

＝0.79(kN･m)

$$Qv = \frac{(Fw+W)\cdot L}{2} = \frac{(2.758+0.063)\times 1.5}{2}$$

＝2.12(kN)



4) 胴縁の断面応力度

使用材料 φ48.6×2.3 Z＝3700mm^3

$$\sigma = \frac{Mv}{Z} = \frac{0.79\times 10\hat{}6}{3700} = 214\ (N/mm^2) < fb = 240\ (N/mm^2)$$ ・・・・OK

8.2.2　基礎の設計

基礎の設計については、「道路附属物の基礎について」（昭和50年７月15日建設省道企第52号、道路局企画課長通達）による。

(1)　杭基礎の設計

(1) 設計の基本
鋼管杭の設計は、水平方向の安定（最小根入れ長）および杭本体の断面照査を行うものとする。

計算に当っては、支柱基部に作用する断面力が杭頭に作用するものとする。

(2) 水平方向の安定（最小根入れ長）
杭の最小根入れ長は,極限地盤反力法による最小根入れ長を満足するように決定しなければならない。

極限地盤反力法による最小根入れ長

杭本体を剛体とする極限地盤反力法により最大地盤反力度P_{max}が受働土圧強度Ｐp以下となるよう根入れ長を求める。なお、杭の抵抗幅はBromsの実験および杭の解析手法を参考として、杭径Ｄの３倍を抵抗幅として考えるものとする。

P_{max}＝Ｐp（＝Ｚ・Kp・γ）の関係より

$D \cdot \gamma \cdot Kp \cdot L^3 - 3 \cdot H_0 \cdot L - 4 \cdot M_0 = 0$

ここに、Ｄ　：杭径（m）
γ　：土の単位重量（kN/m³）
Kp：受働土圧係数（クーロン土圧）
Ｌ　：杭長（m）
H_0：杭頭に作用する水平力
M_0：杭頭に作用するモーメント
ｈ　：地表から杭の回転軸までの深さ（m）

Ｌに関する３次方程式を解いて必要根入れ長Ｌを算出する。

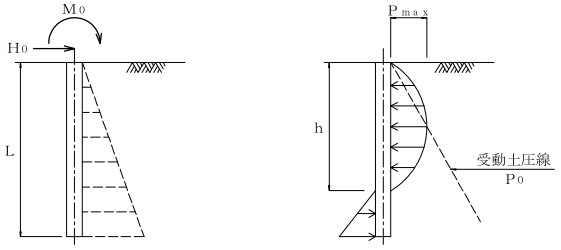


図8.2.1　水平方向の安定

(3) 杭本体の断面照査

基礎杭の断面力は、弾性支承上の梁として解析する弾性設計法により計算するものとし、求められた断面応力度は許容値を超えてはならない。

(1) 「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（日本道路協会)」(以下、「道示」という。）表－解10.9.1により、杭頭自由の単杭を弾性支承上の梁として解析し、地中部に発生する最大曲げモーメントに対して断面を照査する。

2) 最大曲げモーメントMmの生ずる深さＬｍ（mm）

$$Lm=\frac{1}{\beta}\cdot\tan^{-1}\frac{1}{1+2\cdot\beta\cdot h_{00}}$$

最大曲げモーメント　Mm（N･mm）

$$Mm=-\frac{H_0}{2\cdot\beta}\ \{(1+2\cdot\beta\cdot h_0)^2+1\}^{0.5}\cdot\exp(-\beta\cdot Lm)$$

最大曲げ応力度σ_s（N/mm^2）

$$\sigma_s=\frac{N_0}{A}+\frac{Mm}{Z}$$

ここに、H_0：杭頭に作用する水平力（N）

N_0：杭頭に作用する鉛直力（N）

M_0：杭頭に作用するモーメント（N･mm）

h_0：M_0/H_0（mm）

β　：杭の特性値（mm^{-1}）

βを求める際のk_0は、$\alpha=1$を使用する。

A　：鋼管の断面積（mm^2）

Z　：鋼管の断面定数（mm^3）

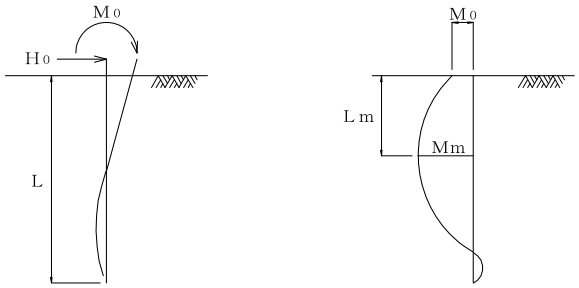


図8.2.2　杭本体の断面力

(4) 支柱の建込み長

支柱の建込み長Ｌは、以下の条件を全て満足するように決定する。

① Ｌ≧2･ｂ

② 杭頭部におけるコンクリート支圧応力度から決定される長さ

ただし、Ｌは建込み時の安定を考慮した長さを確保しなければならない。

標準設計では支柱据付時の作業性（誤差等）を考慮して、支柱の最小建込み長を200㎜とし、鋼管杭基礎と支柱のあきは片側10㎜以上を確保するものとした。

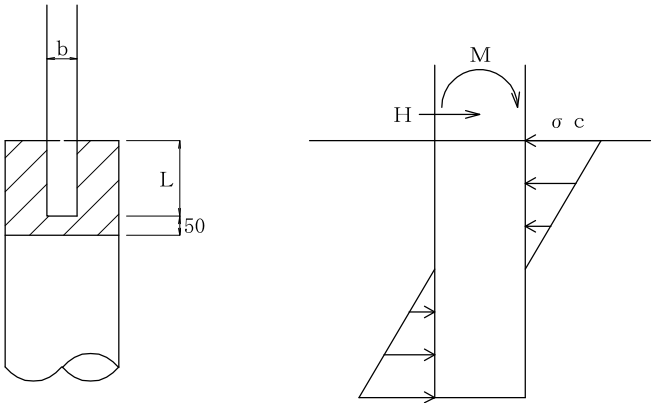


図8.2.3　支柱の建込み長

8.3　基礎の設計計算例

設計例－1

基本条件

種　　類：ＳＡ３タイプ

基礎構造：鋼管基礎

鋼管断面：φ139.8㎜×3.5㎜

作 用 力：Ｐ＝4.409kN、Ｍ＝3.453kN･m

基礎の根入れ長

基礎の根入れ長はエンゲル法により最大地盤反力度ｐmaxが受働土圧強度P_p以下となるような根入れ長を求める。

基礎を剛体、水平地盤反力係数k_Hを深さとともに１次増加するものとし、基礎底面の抵抗を考慮しないものとすると、基礎の回転角θおよび回転中心は次式で求められる。

$$\theta = \frac{M_0K_1 + H_0K_2}{K_1K_3 - K_2^2}、\quad h = \frac{M_0K_2 + H_0K_3}{M_0K_1 + H_0K_2}$$

ここに、M_0、H_0：基礎天端に作用する曲げモーメント（kN･m）、水平力（kN）

$K_1 = \frac{1}{2}\ kHDL$（kN/m）

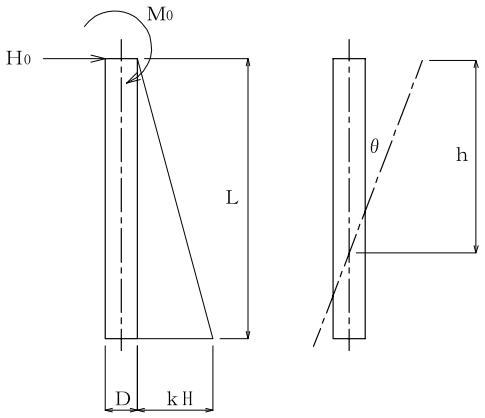
$K_2 = \frac{1}{3}\ k_HDL^2$（kN）

$K_3 = \frac{3}{12}\ k_HDL^3$（kN･m）

k_H：水平地盤反力係数（kN/m³）

Ｄ ：抵抗幅（m）

Ｌ ：根入れ長（m）



以上より、

$$\theta = \frac{12(3M_0 + 2H_0L)}{k_HDL^3}、\quad h = \frac{L(4M_0 + 3H_0L)}{2(3M_0 + 2H_0L)}$$

最大地盤反力度はｈ/2点で生じるので、P_{max}、P_pは次のようになる。

$$P_{max} = \delta \cdot k_H = \frac{1}{2}\ h\theta \times k_H\left(\frac{h}{2L}\right)、\quad P_p = \frac{1}{2}\ hK_p\gamma$$

ここに、K_p：受働土圧係数

γ ：土の単位体積重量(kN/m³)

$P_{max} = P_p$とすると、$\frac{1}{2} \cdot \frac{\theta h k_H}{L} - k_p\gamma = 0$となる。これより次式が得られる。

$$\boxed{DK_p\gamma L^3 - 9H_0L - 12M_0 = 0}$$

抵抗幅を杭径Ｄの3倍とすると、$DK_p\gamma L^3 - 3H_0 \cdot L - 4M_0 = 0$

受働土圧係数Kpは地表面が水平の場合、次式による。

$$Kp=\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

ここで、土の内部摩擦角ϕ＝25°、壁面摩擦角δ＝－ϕ/3とする。

$$Kp=\frac{\cos\hat{}2(25°)}{\cos(-8.33°)\left[1-\sqrt{\frac{\sin((25°)-(-8.33°))\times\sin(25°)}{\cos(-8.33°)}}\right]^2}=3.123$$

基礎の根入れ長Ｌは、土の単位体積重量γ＝17kN/m^{3}とすると次の３次方程式を解いて求められる。

$0.1398\times3.123\times17\times L^3-3\times4.409\times L-4\times3.453=0$

$7.422L^3-13.227L-13.812=0$より、Ｌ≒1.70m

ゆえに、基礎の根入れ長は1.70mとする。なお、鋼管長としては地表部の突出長0.05mを考慮して1.75mとする。

杭断面の照査

杭の断面諸値

杭の断面諸値は腐食代として１㎜を考慮して求める。

断面２次モーメント　$I=\frac{1}{64}\pi(D^4-D'^4)=\frac{1}{64}\times\pi\times(13.78^4-13.28^4)=243.2cm^4$

断面係数　$Z=\frac{2I}{D}=\frac{2\times243.2}{13.78}=35.30cm^3$

水平地盤反力係数

Ｎ値＝5とすると地盤の変形係数は、$E_0=2800N=2800\times5=14,000kN/m^2=1400N/cm^2$

基礎の換算載荷幅　$B_H=\sqrt{D/\beta}=1.3614\ D^{\frac{12}{29}}\left(\frac{EI}{\alpha E0}\right)^{\frac{4}{29}}$

$$=1.3614\times13.78^{\frac{12}{29}}\left(\frac{2.0\times10\hat{}7\times243.2}{1\times1400}\right)^{\frac{4}{29}}=32.2cm$$

水平地盤反力係数　$k_H=\frac{1}{0.3}\alpha E0\times\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

$$=\frac{1}{0.3}\times1\times14000\times\left(\frac{0.322}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}=44,254kN/m^3$$

基礎の特性値　$\beta=\sqrt[4]{\frac{k_HD}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{44254\times0.1378}{4\times2.0\times10\hat{}7\times243.2\times10\hat{}(-8)}}=2.37m^{-1}$

最大曲げモーメントの生ずる深さ

$$L_m=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0}=\frac{1}{2.37}\times\tan^{-1}\frac{1}{1+2\times2.37\times(3.453/4.409)}=0.09m$$

最大曲げモーメント

$$M_m=-\frac{H_0}{2\beta}\{(1+2\beta h_0)^2+1\}^{0.5}\exp(-\beta L_m)$$

$$=-\frac{4.409}{2\times2.37}\times\{(1+2\times2.37\times3.453/4.409)^2+1\}^{0.5}\times\exp(-2.37\times0.09)$$

$$=-3.62kN\cdot m$$

曲げ応力度　$\sigma_s=\frac{M}{Z}=\frac{3.62\times10^6}{35.3\times10^3}=103N/mm^2<240N/mm^{22}$

9. 路側標識

9.1 設計計算例

1． 設計条件

(1) 分類、型式

1) 標識の種類 : 警戒標識
2) 倍率 : 1.3倍
3) 設置位置 : 路側平坦部
4) 標識設置高さ : 1.8m

(2) 荷重

1) 固定荷重 無 視
2) 風 荷 重

$$P_o=\frac{1}{16}\cdot V^2\cdot C_D = \begin{array}{l} 70\ \mathrm{kg/m^2} = 0.686\ \mathrm{kN/m^2}\ (\text{支 柱}) \\ 120\ \mathrm{kg/m^2} = 1.177\ \mathrm{kN/m^2}\ (\text{表示版}) \end{array}$$

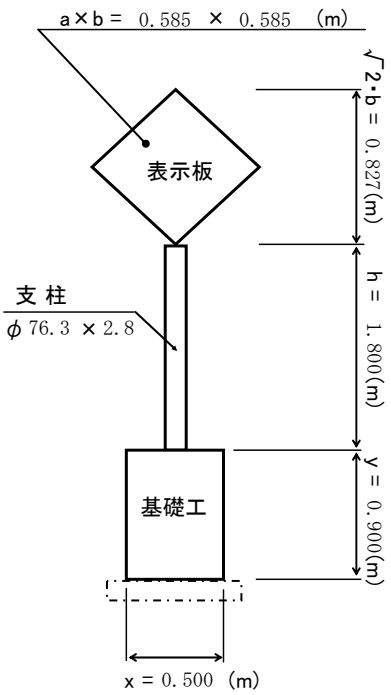
Po： 有効投影面積当り風荷重 (kg/m²)
V： 設計風速 40 m/sec
C_D： 抗力係数 支柱…… 0.7
表示版… 1.2

(3) 形状寸法

1) 表示板 よこ a= 0.585 m
たて b= 0.585 m

2) 支 柱 高さ h= 1.800 m
外径 φ= 76.3 mm
肉厚 t= 2.8 mm

3) 基礎工 幅 x= 0.500 m
深さ y= 0.900 m



(4) 地盤定数 (基礎側面及び底面の地盤)

1) 地盤のN値 N= 10 (砂質土)

2) 単位体積重量 γt= 17 kN/m³

3) 受働土圧係数 Kp= 3.53

(5) 使用材料と許容応力度

部 材	材質・規格等	長 期 許 容 応 力 度		
支 柱	STK400 、SS400	曲げ引張応力度	t ≦40mm	σ sa=156N/mm²
			t ＞40mm	σ sa=143N/mm²
表示板	アルミニウム合金材	－		－
基礎工 コンクリート	σ ck=18N/mm²	曲げ圧縮応力度		σ ca=4.5N/mm²
		支 圧 応 力 度		σ ba=5.4N/mm²

２．　支柱の設計

1)　支柱作用力

固定荷重およびせん断力は無視する。

支柱地際部の水平力

・標示板　P_1=Po・A= 1.177 × 0.585 × 0.585　　=　0.403　kN

・支　柱　P_2=Po・A= 0.686 × 0.0763 × 1.8　　=　0.094　kN

ΣP　　=　0.497　kN

支柱地際部の曲げモーメント

M = P1・(h+√2・b/2)+P2・h/2
= 0.403×(1.8＋√2×0.585÷2)＋0.094×1.8/2　　=　0.977　kN・m

2)　支柱の応力照査

$$c\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{977,000}{11,461} = 85.2 \quad N/mm^2 < \sigma a=234N/mm^2 \quad \text{ok}$$

ここで

φ=　76.3 mm

t=　2.8 mm

Z = (φ⁴－(φ－2t)⁴)π/32/φ

= (76.3^4－(76.3－2×2.8)^4)×π/32/76.3

= 11,461　mm^3

３．　基礎コンクリートの設計

基礎天端に働く水平力　　H＝ΣP＝　0.497　kN　≒　0.06　t

基礎天端に働く曲げモーメント　　M＝　0.977　kN・m　≒　0.10　t・m

次ページより添付する付表（道路標識設置基準・同解説）より基礎ｺﾝｸﾘｰﾄの形状は下表となる。

付表	平面寸法(m)				深さ(m)	体積(m^3)
付表-4	0.3	×	0.3	×	1.1	(0.099)
付表-5	0.4	×	0.4	×	1.0	(0.160)
付表-6	0.5	×	0.5	×	0.8	(0.200)
付表-7	0.6	×	0.6	×	0.6	(0.216)
付表-8	－	×	－	×	－	(－)
付表-9	－	×	－	×	－	(－)
付表-10	－	×	－	×	－	(－)

付表-4　基礎幅30cmの場合の根入れ長（cm）　道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P252より抜粋

M (t・m) ＼ H (t)	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10
0.04	60				
0.06	70	70	80		
0.08	80	80	80	80	
0.10	90	90	90	90	
0.15	100	100	100	100	110
0.20		110	110	110	120
0.25		120	120	120	120
0.30			120	120	

付表-5　基礎幅40cmの場合の根入れ長（cm）　道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P252より抜粋

M (t・m) ＼ H (t)	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
0.03	40										
0.05	50	60									
0.07	60	60	60								
0.10	70	70	70	80							
0.12	80	80	80	90							
0.15	90	90	90	90	100						
0.20		100	100	100	100						
0.25		100	100	110	110	120					
0.30			110	110	120	120	130				
0.35				120	120	130	130				
0.40					130	130	140	140			
0.45					130	140	140	140	150		
0.50					140	140	140	150	150		
0.60					140	150	150	160	160	160	160
0.70					150	150	160	160	160		
0.80						160	160				
0.90						160					

付表-6　基礎幅50cmの場合の根入れ長（cm）　道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P253より抜粋

M (t・m) ＼ H (t)	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70
0.08	50	50	50												
0.10	60	60	60	60											
0.15	70	70	70	70	80										
0.20		80	80	80	90										
0.25		90	90	90	90	100									
0.30			100	100	100	110	110								
0.35				100	110	110	110								
0.40					110	120	120	120							
0.45					120	120	130	130	130						
0.50					120	120	130	130	140						
0.60					130	130	140	140	140	150	150				
0.70					140	140	140	150	150	150	160	160			
0.80						150	150	150	160	160	160	160	170		
0.90						150	150	160	160	160	170	170	170	180	
1.00						160	160	160	170	170	170	170	180	180	
1.10						160	160	170	170	170	170	180	180	190	190
1.20							170	170	170	180	180	180	180	190	190
1.30							170	180	180	180	180	180	190	190	
1.40							180	180	180	180	190	190	190		
1.50								180	180	190	190	190	190		
1.60								190	190	190	190				
1.70								190	190	190					
1.80								190	190						

付表-7　基礎幅60cmの場合の根入れ長（cm）　道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P254より抜粋

M (t ・m) ＼ H (t)	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
0.15	60	60	60	60	60												
0.20		70	70	70	70												
0.25		80	80	80	80	80											
0.30			80	80	90	90	90										
0.35				90	90	100	100										
0.40					100	100	110	110									
0.45					100	110	110	110	120								
0.50					110	110	110	120	120								
0.60					120	120	120	120	130	130	130						
0.70					120	130	130	130	130	140	140	140					
0.80						130	130	140	140	140	140	150	150				
0.90						140	140	140	150	150	150	150	160	160			
1.00						140	150	150	150	150	160	160	160	160			
1.10						150	150	150	160	160	160	160	170	170	170		
1.20							150	160	160	160	160	170	170	170	180	180	
1.30							160	160	160	170	170	170	170	180	180	190	
1.40							160	170	170	170	170	170	180	180	190	190	190
1.50								170	170	170	170	180	180	190	190	190	
1.60								170	170	180	180	180	180	190	190		
1.70								180	180	180	180	180	190	190	190		
1.80								180	180	180	180	190	190	190			
1.90									180	190	190	190	190				
2.00									190	190	190	190					
2.20									190	190							

付表-8　基礎幅80cmの場合の根入れ長（cm）　道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P255より抜粋

M (t ・m) ＼ H (t)	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30
0.40				80													
0.45	80	80	80	80	80												
0.50	80	80	80	90	90												
0.60	90	90	90	90	100	100	100										
0.70	100	100	100	100	100	110	110	110									
0.80		100	110	110	110	110	110	120	120								
0.90		110	110	110	120	120	120	120	120	130							
1.00		120	120	120	120	120	120	130	130	130							
1.10		120	120	120	130	130	130	130	130	140	140						
1.20			130	130	130	130	130	140	140	140	140	150					
1.30			130	130	130	140	140	140	140	150	150	150					
1.40			140	140	140	140	140	140	150	150	150	160	160				
1.50				140	140	150	150	150	150	150	160	160	160	170			
1.60				150	150	150	150	150	150	160	160	160	170	170			
1.70				150	150	150	150	150	160	160	160	170	170	170	180		
1.80				150	150	160	160	160	160	160	170	170	170	180	180	180	
1.90					160	160	160	160	160	170	170	170	180	180	180	180	
2.00					160	160	160	160	170	170	170	180	180	180	180	190	190
2.20					160	170	170	170	170	170	180	180	180	190	190	190	
2.40						170	170	170	180	180	180	190	190	190	190	190	
2.60						180	180	180	180	190	190	190	190				
2.80							180	180	190	190	190						
3.00								190	190	190							
3.20								190									

付表-9　基礎幅100cmの場合の根入れ長（cm）道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P256より抜粋

M (t・m) ＼ H (t)	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
1.00							100	100									
1.10	100	100	100	100	100	100	100	100	100								
1.20	100	100	100	100	100	100	110	110	110	110							
1.30	100	110	110	110	110	110	110	110	120	120							
1.40	110	110	110	110	110	110	110	120	120	120	120						
1.50		110	120	120	120	120	120	120	120	130	130	130					
1.60		120	120	120	120	120	120	130	130	130	130	130					
1.70		120	120	120	130	130	130	130	130	130	140	140	140				
1.80		130	130	130	130	130	130	130	130	140	140	140	140	150			
1.90			130	130	130	130	130	140	140	140	140	150	150	150			
2.00			130	130	140	140	140	140	140	140	150	150	150	150	150		
2.20			140	140	140	140	140	150	150	150	150	150	160	160	160	160	
2.40				150	150	150	150	150	150	160	160	160	160	160	170	170	170
2.60				150	150	150	150	160	160	160	160	170	170	170	170	170	180
2.80					160	160	160	160	160	170	170	170	170	170	180	180	180
3.00						160	160	170	170	170	170	170	180	180	180	180	180
3.20						170	170	170	170	180	180	180	180	180	190	190	190
3.40							170	170	180	180	180	180	180	190	190	190	190
3.60							180	180	180	180	180	190	190	190	190	190	190
3.80								180	180	190	190	190	190	190			
4.00								190	190	190	190						
4.20								190	190	190							
4.40									190								

付表-10　基礎幅120cmの場合の根入れ長（cm）道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P257より抜粋

M (t・m) ＼ H (t)	0.35	0.40	0.45	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
2.00									120	120	120	120		
2.20					120	120	120	120	120	120	120	130	130	
2.40	120	120	120	120	120	120	130	130	130	130	130	130	130	140
2.60	120	120	130	130	130	130	130	130	130	140	140	140	140	140
2.80		130	130	130	130	130	140	140	140	140	140	140	140	150
3.00			130	140	140	140	140	140	140	150	150	150	150	150
3.20			140	140	140	140	150	150	150	150	150	150	150	160
3.40				140	150	150	150	150	150	150	160	160	160	160
3.60				150	150	150	150	160	160	160	160	160	160	170
3.80					150	160	160	160	160	160	160	170	170	170
4.00					160	160	160	160	170	170	170	170	170	180
4.20					160	160	170	170	170	170	170	170	170	180
4.40						170	170	170	170	170	180	180	180	180
4.60						170	170	170	180	180	180	180	180	190
4.80						170	180	180	180	180	180	180	180	190
5.00						180	180	180	180	180	180	190	190	190
5.20							180	180	190	190	190	190	190	
5.40							180	190	190	190	190	190	190	
5.60							190	190	190	190	190	190		
5.80								190	190	190				
6.00								190						

10. 地点標

10.1 設計計算例

１． 設計条件

(1) 分類、型式

1) 分類　　：　地点標（H=1.8mﾀｲﾌﾟ）
2) 設置位置　：　盛土部
3) 設置高さ　：　3.0m

(2) 荷重

1) 固定荷重　　無　　視
2) 風 荷 重

$$Po=\frac{1}{16}\cdot V^2\cdot C_D = \begin{matrix} 70\ kg/m^2 = 0.686\ kN/m^2\ (支\ 柱) \\ 120\ kg/m^2 = 1.177\ kN/m^2\ (表示版) \end{matrix}$$

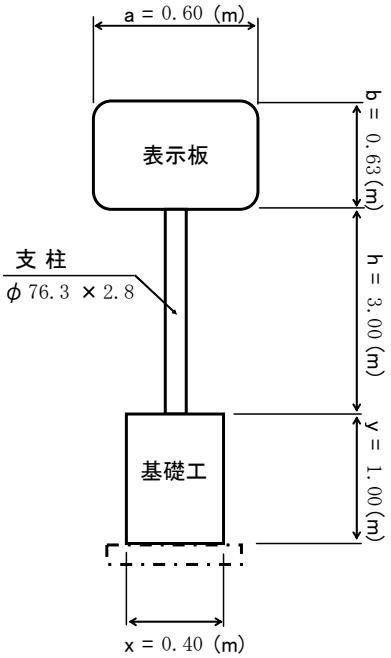
Po：有効投影面積当り風荷重（kg/m^2）
V：設計風速　40 m/sec
C_D：抗力係数　支柱……　0.7
　　表示版…　1.2

(3) 形状寸法

1) 表示板　よこ　a=　0.60　m
　　たて　b=　0.63　m

2) 支 柱　高さ　h=　3.00　m
　　外径　φ=　76.3　mm
　　肉厚　t=　2.8　mm

3) 基礎工　幅　x=　0.40　m
　　深さ　y=　1.00　m



(4) 地盤定数　（ 基礎側面及び底面の地盤 ）

1) 地盤のN値　　N=　10　（　砂質土　）

2) 単位体積重量　γt=　17 kN/m^3

3) 受働土圧係数　Kp=　3.53

(5) 使用材料と許容応力度

部　材	材質・規格等	長 期 許 容 応 力 度		
支　柱	STK400 、SS400	曲げ引張応力度	t ≦40mm	σ sa=156N/mm^2
			t ＞40mm	σ sa=143N/mm^2
表示板	アルミニウム合金材	－		－
基礎工 ｺﾝｸﾘｰﾄ	σ ck=18N/mm^2	曲げ圧縮応力度		σ ca=4.5N/mm^2
		支 圧 応 力 度		σ ba=5.4N/mm^2

2．　支柱の設計

1)　支柱作用力

固定荷重およびせん断力は無視する。

支柱地際部の水平力

・標示板	P_1=Po・A= 1.177 × 0.6 × 0.63	=	0.445	kN
・支　柱	P_2=Po・A= 0.686 × 0.0763 × 3	=	0.157	kN
	ΣP	=	0.602	kN

支柱地際部の曲げモーメント

$M = P_1 \cdot (h+b/2) + P_2 \cdot h/2$　　$=0.445\times(3+0.63/2)+0.157\times3/2 =$　　1.711　kN･m

2)　支柱の応力照査

$$c\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{1,711,000}{11,461} = 149.3 \quad N/mm^2 < \sigma a=234N/mm^2 \text{ ―― ok}$$

ここで

$\phi =$　76.3 mm

t =　2.8 mm

$Z = (\phi^4-(\phi-2t)^4)\pi/32/\phi$

$= (76.3\hat{}4-(76.3-2\times2.8)\hat{}4)\times\pi/32/76.3$

$=$　11,461　mm^3

3．　基礎コンクリートの設計

基礎天端に働く水平力	H＝ΣP＝	0.602	kN	≒	0.07	t
基礎天端に働く曲げモーメント	M＝	1.711	kN･m	≒	0.18	t･m

下表（道路標識設置基準・同解説）より、基礎ｺﾝｸﾘｰﾄの形状は **0.4m×0.4m×1.0m** となる。

ただし、何らかの制約により基礎ｺﾝｸﾘｰﾄ形状を変更する必要がある場合は、別途、道路標識設置基準・同解説に準拠し、設計すること。

基礎ｺﾝｸﾘｰﾄ幅40cmの場合の根入れ長（cm）

M（t・m） ＼ H（t）	0.02	0.03	0.04	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
0.03	40										
0.05	50	60									
0.07	60	60	60								
0.10	70	70	70	80							
0.12	80	80	80	90							
0.15	90	90	90	90	100						
0.20		100	100	100	100						
0.25		100	100	110	110	120					
0.30			110	110	120	120	130				
0.35				120	120	130	130				
0.40					130	130	140	140			
0.45					130	140	140	140	150		
0.50					140	140	140	150	150		
0.60					140	150	150	160	160	160	160
0.70					150	150	160	160	160		
0.80						160	160				
0.90						160					

道路標識設置基準・同解説 昭和62年1月 (社)日本道路協会 P252より抜粋

11. 遮音壁

11.1　適用

(1) 目的

遮音壁は、道路から発生する音を遮断し、音の回折によって減音を図り、隣接する地域の生活環境を保全することを目的として設置する環境対策施設である。本要領は、路面からの高さ８ｍ程度までの遮音壁を設置する場合の基本的事項を定めたものである。

本要領は遮音壁を設置する場合の基本的事項を定めたものであるが、部材の設計条件および設計方法については「設計要領第５集交通管理施設編」【遮音壁設計要領】（日本高速道路株式会社）を参考にされたい。

(2) 適用の範囲

本章は、北海道開発局が整備を進める高規格道路（自動車専用道路）および一般国道に設置する遮音壁に適用する。

11.2　設置位置

遮音壁は、道路の断面構造に応じて、次に示す位置に設置することを標準とする。

(1) 平地部および盛土部では、植樹幅を確保した設置位置を標準とするが、除雪や堆雪幅確保の面にも十分配慮した設置位置とする。
(2) 壁高欄を有する橋梁部では、直接これに設置するものとし、その他の構造物は現場の条件に応じて最適な位置とする。また非常電話、照明、標識等の設置位置と十分調整を図るものとする。
(3) 切土部では、のり肩より遮音壁の設置必要幅を確保した位置とする。

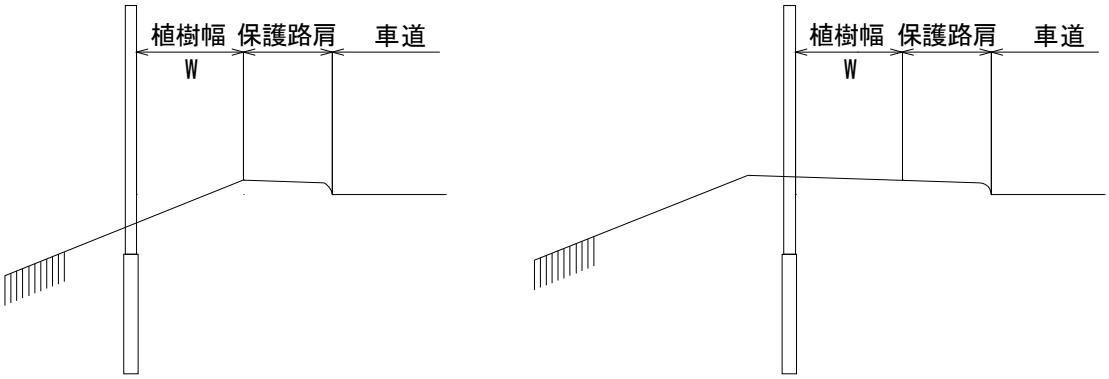
遮音壁は、その原理から音の発生源の近くに設置するほど大きな減音効果が得られる。しかし道路の断面構造からの制約もあり、上記のとおり遮音壁の設置位置を定めた。

(1) について

車道側には遮音壁の修景のため、植樹幅（標準１．５ｍ）を確保することが望ましい。一般的には、経済性等を考慮し、図11.2.1(a)を標準とするが、環境施設帯等の設置区間であって用地幅が十分にある場合、または、その他特別な理由がある場合等には、図11.2.1 (b)のように設置できるものとする。ただし、除雪による飛雪や堆雪幅確保の面からも十分な検討が必要である。

(3) について

地形の状況により異なるが、用地境界およびラウンディングを考慮し、図11.2.2のとおり、のり肩より１．０ｍの位置を標準とする。



(a)一般部　　(b)用地幅が十分にある場合など

図11.2.1　盛土部遮音壁設置位置

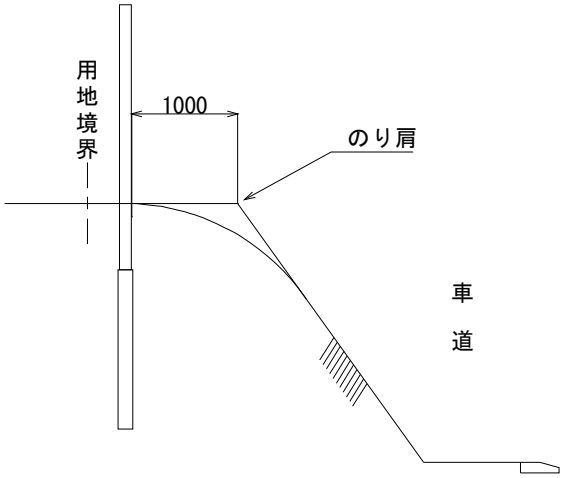


図11.2.2　切土部遮音壁設置位置

11.3　設置高さ

遮音壁の高さは、目標減音量を得るに必要な高さを基本とする。

遮音壁の高さは、目標減音量を得るに必要な高さとするが、その高さは短区間での起伏を避けるとの配慮から１ｍピッチで定めるのを基本とする。

遮音壁の必要高さ５ｍを超える場合、遮音壁による対策だけでなく、他の方策との組合せや道路構造による対応も合わせて検討することが必要である。

〔必要高さの計算法〕

遮音壁による減音効果は、基本的に音源、受音点、遮音壁の幾何配置によって決まる行路差（δ）を計算し、補正量を算出することによって求めることができる。すなわち行路差（δ）は図11.3.1のような配置に対して、次式で求める。

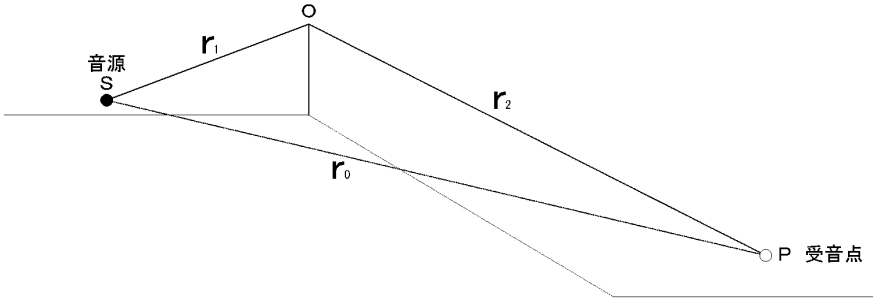


図11.3.1　回折路離の計算

$$\delta = r_1 + r_2 - r_0 \qquad (12\text{-}1)$$

このとき音源高は路面から０ｍの高さとする。また受音点から音源が見通せる場合、δは負値となる。行路差（δ）を用い、図11.3.2に示す回折による補正量のチャートにより補正量を求める。

道路計画の段階で騒音予測値を計算する場合は、ここで求めた補正量が遮音壁による効果となる。しかし、既に供用中の道路で騒音を低減する必要がある場合は、現況の回折効果（高架高欄、路肩、のり肩および現況の遮音壁などによる効果）と新たな遮音壁設置による解析効果（遮音壁による減音量）をそれぞれ求めて、その差が必要減音量を満足できるように遮音壁高を決めなければならない。

これらの予測方法の詳細は、「道路環境影響評価の技術手法」（参考文献①、②）を参照されたい。

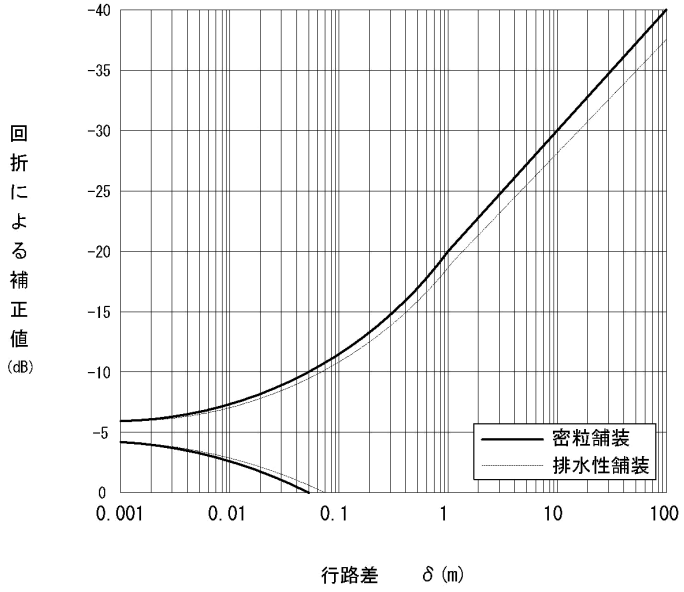


図11.3.2　回折による補正量チャート

11.4　設置延長

遮音壁の設置にあたっては、対象受音点の直前部分に加えて、その両端に減音効果を維持できるよう一定距離だけ遮音壁を延ばすのが望ましい。

遮音壁の効果を十分に発揮させるためには、対象受音点の直前部分だけ出なく、図11.4.1のように道路に沿って前後に張出し部を設け、側面からの音の影響をおさえることが必要である。このため、設置にあたっては下記に示す値を目安に現地の状況を勘案し張出し長を決めるのがよい。

①　車道中心線から対象受音点までの距離（D）の３倍を標準とし、少なくとも２倍以上とする。

②　張出し長が５０ｍに満たない場合は５０ｍとする。

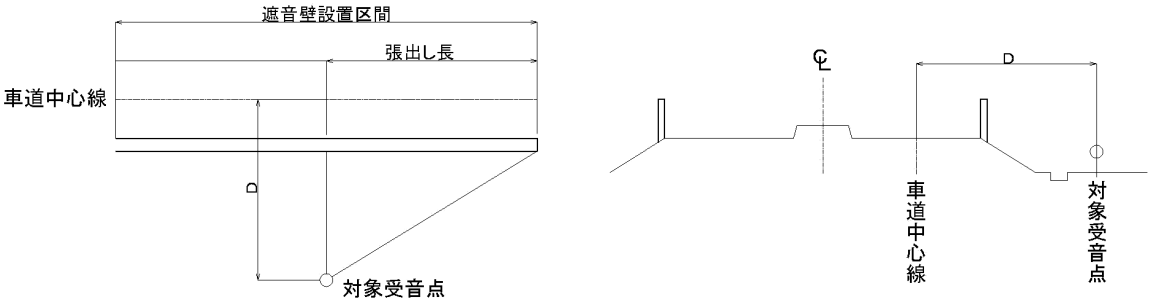


図11.4.1　設置延長の考え方

11.5　遮音板の選定

遮音板の選定にあたっては、遮音板の重量・強度および音響性能等を考慮して、設置箇所に適したものを使用しなければならない。具体的には、下記の点等を考慮して選定するものとする。

(1) 橋梁部等、遮音壁の自重が問題となる箇所では、金属製遮音板の使用を基本とする。
(2) 道路や鉄道と交差・並行する橋梁やボックスカルバートなどで、遮音板の落下防止が必要と認められる場合、遮音板は板落下防止装置（Ｉボルト）の付いた金属製遮音板の使用を基本とする。
(3) 土工部においてはコンクリート製遮音板の使用を基本とするが、遮音壁による反射音の影響が無視できないと考えられる箇所では金属製遮音板を使用する。ただし、金属製遮音板を設置する場合にあっても遮音壁高さが３ｍ以上の場合は、下段１ｍ部分はコンクリート製遮音板を使用する。
(4) 再利用可能な遮音板がある場合には、再利用することを基本とする。

遮音壁として使用されている遮音板は、板の素材だけでも多数あり、それらの組合せとなる遮音板の種類は無数にある。これらの遮音板を無制限に使用するのは、維持補修上の問題や道路景観上の問題、コスト面から望ましくない。

特殊な箇所に設置する遮音板や景観対策・日照阻害等の理由により、上記以外の遮音板を使用する場合には、本要領に示す基準に適合するものを用いるものとする。

(1)について

橋梁部等に設置する場合は、死荷重軽減のため金属製遮音板の使用を基本とする。

(2)について

道路、鉄道と交差する橋梁およびボックスカルバートなどで落下防止対策が必要と認められる場合や、Ｒ付き遮音壁の張出し部のように遮音板が路面へ落下する恐れがある場合は、金属製遮音板を使用することを基本とする。具体的な箇所は以下の通りである。

① 道路や鉄道と交差する箇所
② 橋梁部などで道路や鉄道と並行する箇所
③ 人家に隣接する箇所
④ 河川や湖沼と交差する箇所で、河川敷や湖沼面が娯楽施設等に利用されている場合
⑤ 遮音壁の張出し部

(3)について

土工部についてはコンクリート製遮音板を基本とするが、コンクリート板は遮蔽物であると同時に音を反射するため、道路構造や道路周辺状況によってはこれが問題となることがある。このような場合には吸音性のある金属製遮音板の使用を検討する。なお、反射音対策で金属製遮音板を使用する場合においても設置高さが３m以上の場合は、下段１m部分の影響は少ないことから、この部分についてはコンクリート製遮音板を用いるものとする。その場合、コンクリート製遮音板のコストの検討を行うことが必要である。また、高層住宅が近隣する場合など、反射音の影響が特に大きいと考えられる場合には十分な検討が必要である。

また、特殊な箇所で上記に示すもの以外の遮音板を用いる場合にも準用する。

(4)について

改築・改良工事等に伴う既設遮音壁の撤去などにより、遮音板が発生する場合がある。そのうち、再利用可能なものについては、再利用することを基本とする。設置に当たっては再利用可能な遮音板を混在して設置しても良いが、景観や取替時期を考慮し、それぞれある程度まとめて設置すること。

［遮音壁による反射音の影響］

遮音壁が反射物となるために、影響が顕著にあらわれる例として図11.5.1に示すような状況が考えられる。

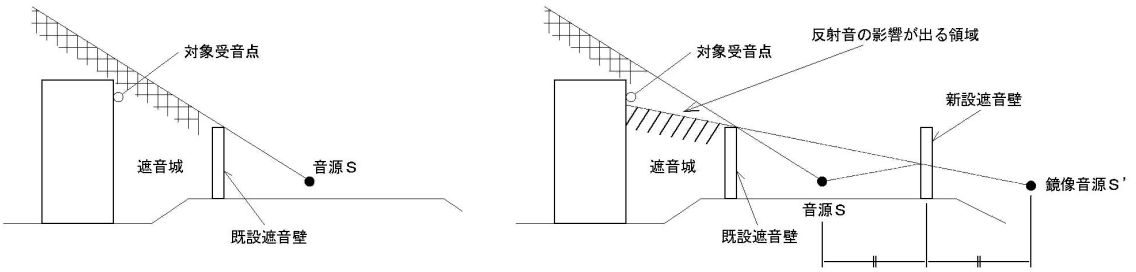


図11.5.1　反射音影響範囲

すなわち、もともと遮音壁や地形構造により騒音源が遮蔽されて静穏であった地域が、道路の反対側に建てられた遮音壁の影響を受けることにより騒音レベルが上昇し、それまでの回折効果が大幅に低減するような場合である。このような場合は図11.5.1の新設遮音壁を吸音性のものとするのがよい。なお、反射音との合成音の算出方法は以下のとおりである。

対象受音点レベルＬは、

$$L = 10 \cdot \log_{10}(10^{L_1/10} + 10^{L_2/10}) \qquad (12\text{-}2)$$

ここで

L_1：音源による受音点での騒音レベル
L_2：鏡像音源による受音点での騒音レベル

11.6　基礎の選定

基礎は次に示すタイプの中から道路構造に応じて選択するのを基本とする。

①　鋼管杭基礎
②　直接基礎
③　構造物取付

土工部の遮音壁基礎は、経済性、施工性を考慮して鋼管杭基礎を標準とするが、土質状況、構造物等の近隣区間、その他の理由により鋼管杭の施工が困難な場合には直接基礎とする。

橋梁壁高欄、あるいはボックスカルバート上等に遮音壁を設置する場合には、直接これらに取り付ける。新設橋梁、ボックスカルバート等で遮音壁の設置が決定されているものについては、あらかじめ壁高欄天端等に取付金具（アンカーボルト）等を設けておくものとする。なお、遮音壁を将来設置することが想定される場合にも、あらかじめ取付金具等を設置しておくことが望ましい。

11.7　遮音板の音響性能および試験方法

遮音板の音響性能の基準値および試験方法は、次のとおりとする。

(1) 透過損失
４００Ｈｚに対して２５ｄＢ以上
１０００Ｈｚに対して３０ｄＢ以上
試験方法はＪＩＳ Ａ １４１６「実験室における建築部材の空気音遮断性能の測定方法」とする。

(2) 吸音率
４００Ｈｚに対して７０％以上
１０００Ｈｚに対して８０％以上
試験方法はＪＩＳ Ａ １４０９「残響室吸音率の測定方法」とする。

(1) について
遮音壁は、直接音を遮蔽するとともに回折効果により減音させるものであることから、遮音壁を直接透過してくる音が遮音壁の上を越えてくる回折音に比べ、十分小さくなくてはその効果を発揮できない。透過音が回折音に対し無視しうるレベルとなるためには、回折音よりも１０ｄＢ以上小さな音となる必要がある。また、交通騒音の主な周波数成分は、２５０Ｈｚ～２０００Ｈｚの範囲にあると考えられている。以上を考慮して遮音板の持つべき透過損失の基準値として上記を定めた。

(2) について
吸音性能を要する遮音板については、(1)の透過損失の他に(2)に示す吸音率を有しなければならない。

参考文献

①　国土交通省国土技術政策総合研究所：道路環境影響評価の技術手法.国土技術政策総合研究所資料.
②　財団法人道路環境研究所：道路環境影響評価の技術手法

12. 固定式視線誘導柱

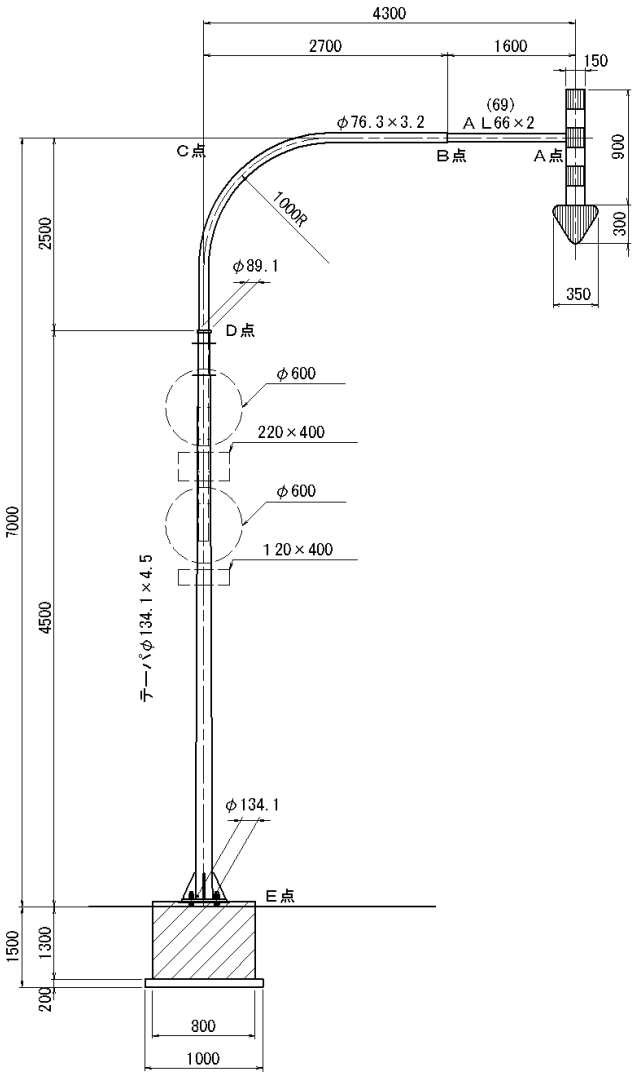
12.1構造計算例

（1）設計概要図

《概要図》

矢羽根		1200	×	150		×	1 枚
表示板［A］		φ600				×	1 枚
表示板［B］		220	×	400		×	1 枚
表示板［C］		φ600				×	1 枚
表示板［D］		120	×	400		×	1 枚
下部柱主材	STK400 －	φ134.1	×	4.5	t	×	1 本
上部支主材	STK400 －	φ 76.3	×	3.2	t	×	1 本
梁主材	STK400 －	φ 76.3	×	3.2	t	×	1 本
ＡＬ梁材	アルミ	φ 66	×	2.0	t	×	1 本
		(69)					

「※真円で計算しているが、スジ付アルミパイプを用いる場合は、
そのスジを考慮してよい。」



（２）設計条件

１）荷重条件

① 固定荷重

標識板単位面積当たり重量　＝　200 N/m^2　（取付金具を含む）

② 風荷重

$$Po = 1/16 \cdot V^2 \cdot Cd \cdot 9.8$$

Ｐｏ　：有効投影面積当たり風荷重（N/m^2）

Ｖ　：設計風速　＝ 50 m/s

Ｃｄ　：効力係数

支　柱　＝ 0.7

標識板　＝ 1.2

以上により、単位面積当たり風荷重は、

支　柱　　$Po = 1/16 \times 50^2 \times 0.7 \times 9.8 = 1{,}072$ N/m^2

標識板　　$Po = 1/16 \times 50^2 \times 1.2 \times 9.8 = 1{,}838$ N/m^2

２）鋼材の許容応力度（長期）

STK400	許容曲げ応力度	fb	＝	160 N/mm^2	＝	16.0 kN/cm^2
	許容せん断応力度	fs	＝	90 N/mm^2	＝	9.0 kN/cm^2
A 6063 S(T5)	許容曲げ応力度	fb	＝	73 N/mm^2	＝	7.3 kN/cm^2
	許容せん断応力度	fs	＝	42 N/mm^2	＝	4.2 kN/cm^2

３）ボルトの許容応力度（長期）

SS400	許容引張応力度	fto	＝	120 N/mm^2	＝	12.0 kN/cm^2
	許容せん断応力度	fts	＝	70 N/mm^2	＝	7.0 kN/cm^2

４）コンクリートの許容応力度（長期）

	許容圧縮応力度	fc	＝	4.5 N/mm^2	＝	0.45 kN/cm^2
丸　鋼	許容付着応力度	fa	＝	0.70 N/mm^2	＝	0.07 kN/cm^2

５）構造計算の方法について

道路標識設置基準・同解説に準拠する。

（３）梁の算定

１）荷重の算定

① 固定荷重（フランジ部は無視する）

Ａ～Ｂ間

アルミ矢羽根

W1 ＝ 200 ×（ 0.9 × 0.15 ＋ 0.35 × 0.3 / 2 ）× 1　＝ 37.5 N

ＡＬ梁材　　w1 ＝ 1.13 kg/m × 9.8　＝ 11.1 N/m

梁 主 材　　w2 ＝ 5.77 kg/m × 9.8　＝ 56.5 N/m

② 風荷重（フランジ部は無視する）

Ａ～Ｂ間

アルミ矢羽根

Ｐ1 ＝ 1,838 ×（ 0.9 × 0.15 ＋ 0.35 × 0.3 / 2 ）× 1 ＝ 344.6 N

ＡＬ梁材　　ｐ1 ＝ 0.066　×　1,072　＝ 70.8 N/m

梁 主 材　　ｐ2 ＝ 0.0763 ×　1,072　＝ 81.8 N/m

２）梁応力の算定

つなぎ材を無視して、単一材による片持梁として計算する。

① 鉛直荷重

矢羽根　　W1 ＝　37.5 N

アルミ　　w1 ＝　11.1 N/m

梁　材　　w2 ＝　56.5 N/m

② 水平荷重

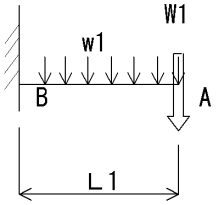
矢羽根　　Ｐ1 ＝ 344.6 N

アルミ　　ｐ1 ＝　70.8 N/m

梁　材　　ｐ2 ＝　81.8 N/m

３）梁応力（梁材の支柱取付部）　　《Ａ～Ｂ間》

固定時反力



ＲＹ1 ＝ W1＋w1・Ｌ1

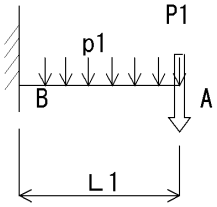
＝37.5 ＋ 11.1 × 1.6 ＝ 55.3 N

固定時曲げモーメント

ＭＹ1 ＝ W1・Ｌ1＋ w1・Ｌ1^2 / 2

＝ 37.5 × 1.6 ＋ 11.1 × 1.6^2 / 2 ＝ 74.2 N･m

風時反力



ＲＸ1 ＝Ｐ1＋ｐ1・Ｌ1

＝ 344.6 ＋ 70.8 × 1.6 ＝ 457.9 N

風時曲げモーメント

ＭＸ1 ＝Ｐ1・Ｌ1＋ｐ1・Ｌ1^2 / 2

＝ 344.6 × 1.6 ＋ 70.8 × 1.6^2 / 2 ＝ 642.0 N･m

Ａ～Ｂ間梁材としてA6063 S (T5)

アルミ　φ66(69)× 2.0 t を採用する。

※真円で計算しているが、スジ付アルミパイプを用いる場合は、
そのスジを考慮してよい。

断面積　　Ａ1 ＝ 4.02 cm^2　　断面係数　　Ｚ1 ＝ 6.245 cm^3

せん断力

Ｑ1 ＝ √（ＲＹ1^2＋ＲＸ1^2）

＝ √（ 0.0553^2 ＋ 0.4579^2 ）＝ 0.461 kN

曲げモーメント

Ｍ1 ＝ √（ＭＹ1^2＋ＭＸ1^2）

＝ √（ 0.0742^2 ＋ 0.6420^2 ）＝ 0.646 kN･m

曲げ応力度

ｃσｂ＝ Ｍ1 /Ｚ1 ＝ 64.6 / 6.245 ＝ 10.3 kN/cm^2

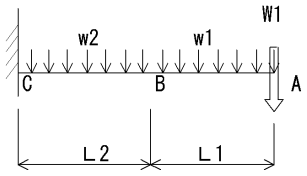
（ｃσｂ/ｆｂ)/ 1.5 ＝ （ 10.3 / 7.3 ）/ 1.5 ＝ 0.94 ＜ 1.0 -----ＯＫ

せん断力応力度

τ ＝ 2・Ｑ1 /Ａ1 ＝ 2 × 0.461 / 4.02 ＝ 0.229 kN/cm^2

（τ/ｆｓ)/ 1.5 ＝ （ 0.229 / 4.2 ）/ 1.5 ＝ 0.036 ＜ 1.0 -----ＯＫ

4）梁応力（梁材の支柱取付部）　　《Ｂ～Ｃ間》

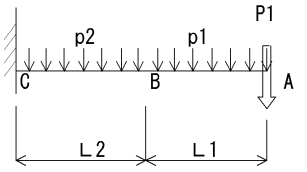


固定時反力

ＲＹ2 ＝W1＋w1・Ｌ1＋w2・Ｌ2

＝37.5 ＋ 11.1 × 1.6 ＋ 56.5 × 2.7 ＝ 207.8 N

固定時曲げモーメント



ＭＹ2 ＝W1・(Ｌ1＋Ｌ2)＋w1・Ｌ1・(Ｌ1/2＋Ｌ2)

＋w2・Ｌ2^2/2

＝ 37.5 ×（ 1.6 ＋ 2.7 ）＋ 11.1 × 1.6

×（ 1.6 / 2 ＋ 2.7 ）＋ 56.5 × 2.7^2 / 2

＝ 429.4 N･m

風時反力

ＲＸ2 ＝Ｐ1＋ｐ1・Ｌ1＋ｐ2・Ｌ2

＝ 344.6 ＋ 70.8 × 1.6 ＋ 81.8 × 2.7 ＝ 678.7 N

風時曲げモーメント

ＭＸ2 ＝Ｐ1・(Ｌ1＋Ｌ2)＋ｐ1・Ｌ1・(Ｌ1/2＋Ｌ2)＋ｐ2・Ｌ2^2/2

＝ 344.6 ×（ 1.6 ＋ 2.7 ）＋ 70.8 ×1.6 ×（ 1.6 / 2 ＋ 2.7 ）

＋ 81.8 × 2.7^2 / 2

＝2,176.4 N･m

5）梁断面の算定

ＳＴＫ　φ76.3 × 3.2 t を採用する。

断面積　　A2 ＝ 7.35 cm^2　　断面係数　　Ｚ2 ＝ 12.9 cm^3

せん断力

Q2 ＝ √（ＲＹ2^2＋ＲＸ2^2）

＝ √（ 0.2078^2 ＋ 0.6787^2 ）＝ 0.710 kN

曲げモーメント

M2 ＝ √（ＭＹ2^2＋ＭＸ2^2）

＝ √（ 0.4294^2 ＋ 2.1764^2 ）＝ 2.218 kN･m

曲げ応力度

ｃσｂ＝ M2 /Ｚ2 ＝ 221.8 / 12.9 ＝ 17.2 kN/cm^2

(ｃσｂ/ｆｂ)/ 1.5 ＝（ 17.2 / 16.0 ）/ 1.5

＝ 0.717 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

せん断力応力度

τ ＝ 2・Q2 /A2 ＝ 2 × 0.710 / 7.35 ＝ 0.193 kN/cm^2

(τ/ｆs)/ 1.5 ＝（ 0.193 / 9.0)/ 1.5

＝ 0.014 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

（4）柱の算定

1）荷重条件

① 固定荷重

梁反力　　ＲＹ2 ＝ 207.8 N

梁曲げモーメント　　ＭＹ2 ＝ 429.4 N

上部支主材　　φ 76.3 × 3.2 t

w3 ＝ 56.5 N/m

下部柱主材　上部径　φ 89.1 × 4.5 t

下部径　φ134.1 × 4.5 t

w4 ＝ 12.44 kg/m × 9.8 ＝ 121.9 N/m

標識板

表示板［A］　W3 ＝ 200 × 0.6 × 0.6 × π / 4 ＝ 56.5 N

表示板［B］　W4 ＝ 200 × 0.22 × 0.4 ＝ 17.6 N

表示板［C］　W5 ＝ 200 × 0.6 × 0.6 × π / 4 ＝ 56.5 N

表示板［D］　W6 ＝ 200 × 0.12 × 0.4 ＝ 9.6 N

標識板　合計　W’ ＝ 140.2 N

② 風荷重

梁反力　　ＲＸ2 ＝ 678.7 N

梁曲げモーメント　　ＭＸ2 ＝ 2,176.4 N･m

上部支主材　　φ 76.3 × 3.2 t

p3 ＝ 0.0763 × 1,072 ＝ 81.8 N/m

下部柱主材　上部径　φ 89.1 × 4.5 t

下部径　φ134.1 × 4.5 t

p4 ＝ 0.1116 × 1,072 ＝ 119.6 N/m

標識板

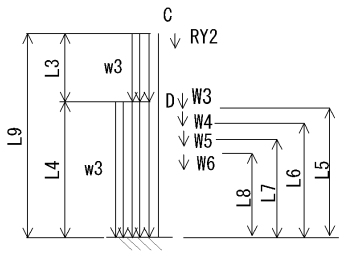
表示板［A］　P3 ＝ 1,838 × 0.6 × 0.6 × π / 4 ＝ 519.7 N

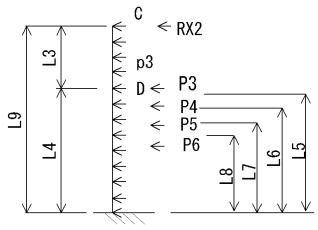
表示板［B］　P4 ＝ 1,838 × 0.22 × 0.4 ＝ 161.7 N

表示板［C］　P5 ＝ 1,838 × 0.6 × 0.6 × π / 4 ＝ 519.7 N

表示板［D］　P6 ＝ 1,838 × 0.12 × 0.4 ＝ 88.2 N

標識板　合計　P’ ＝ 1,289.3 N





２）柱応力の算定　　《Ｃ～Ｄ間》

集中荷重及び等分布荷重により柱地際部の応力を算定する。

鉛直力

Ｎ1　＝　ＲＹ2＋ｗ3・Ｌ3

＝ 207.8 ＋ 56.5 × 2.5 ＝ 349.1 N

水平力

Ｈ1　＝　ＲＸ2＋ｐ3・Ｌ3

＝ 678.7 ＋ 81.8 × 2.5 ＝ 883.2 N

固定時曲げモーメント

ＭＹ3 ＝ ＭＹ2 ＝ 429.4 N･m

風時曲げモーメント

ＭＸ3 ＝ ＲＸ2・Ｌ3＋ｐ3・Ｌ3^2/2

＝ 678.7 × 2.5 ＋ 81.8 × 2.5^2/ 2 ＝ 1,952.4 N･m

風時回転モーメント

ＭＴ1 ＝ ＭＸ2 ＝ 2,176.4 N･m

３）柱断面の算定

ＳＴＫ－　φ76.3 × 3.2 t を採用する。

断面積　　Ａ3 ＝ 7.35 cm^2　　断面係数　　Ｚ3 ＝ 12.9 cm^3

断面極二次モーメント　Ｉｐ ＝ 98.4 cm^4

断面二次半径　　ｉ ＝ 2.59 cm

① 座屈長

Ｌｋ ＝ 250 cm

圧縮材の細長比　　λ ＝ 2 × Ｌｋ／ｉ ＝ 193

許容圧縮応力度　　fc ＝ 0.257 × 9.8 ＝ 2.52 kN/cm^2 （道路標識設置基準・付表-3参照）

② 合成応力

曲げモーメント

M3 ＝$\sqrt{\ }$（ＭＹ3^2＋ＭＸ3^2）

＝$\sqrt{\ }$（ 0.4294^2 ＋ 1.9524^2 ） ＝ 1.999 kN･m

③ 断面算定

圧縮応力度

$\sigma c = N1 / A3 = 0.349 / 7.35 = 0.047$ kN/cm^2

曲げ応力度

$c\sigma c = M3 / Z3 = 199.9 / 12.9 = 15.496$ kN/cm^2

組合わせ応力度

$\sigma = \sigma c + c\sigma c = 0.047 + 15.496 = 15.543$ kN/cm^2

$(\sigma c / f c + c\sigma c / f b) / 1.5$

$= (0.047 / 2.52 + 15.496 / 16.0) / 1.5$

$= 0.66 < 1.0$ ----- ＯＫ

ねじりせん断応力度

$\tau = MT1 / Ip \cdot (\phi/2)$

$= 217.64 / 98.4 \times (7.63 / 2) = 8.438$ kN/cm^2

$\tau max = 1 / 2 \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2)}$

$= 1 / 2 \times \sqrt{(15.543^2 + 4 \times 8.438^2)} = 11.472$ kN/cm^2

$(\tau max / f s) / 1.5 = (11.472 / 9.0) / 1.5$

$= 0.850 < 1.0$ ----- ＯＫ

最大合成応力度

$\sigma max = \sigma / 2 + \tau max = 15.543 / 2 + 11.472 = 19.244$ t/cm^2

$(\sigma max / f b) / 1.5 = (19.244 / 16.0) / 1.5$

$= 0.802 < 1.0$ ----- ＯＫ

④ ジョイントボルトの算定

重量によるボルト１本当たりのせん断力

$Q1 = N1 / 4 = 349 / 4 = 87.3$ N

回転モーメントによるトボルト１本当たりのせん断力

$Q2 = MT1 / (2 \cdot do) = 217,640 / (2 \times 7.31) = 14,886$ N

合成せん断力

$Q2 = \sqrt{(Q1^2 + Q2^2)}$

$= \sqrt{(0.0873^2 + 14.886^2)} = 14.886$ kN

ジョイントボルトにM16（SS400）を採用する。

ボルト断面積　$Ap = 1.567$ cm^2

せん断応力度

$\tau b = Q / Ap = 14.886 / 1.567 = 9.500$ N/cm^2

$(\tau b / fts) / 1.5 = (9.500 / 7.0) / 1.5$

$= 0.905 < 1.0$ ----- ＯＫ

４）柱応力の算定　　《Ｄ～Ｅ間》

集中荷重及び等分布荷重により柱地際部の応力を算定する。

鉛直力

Ｎ2 ＝ ＲＹ2＋ｗ3・Ｌ3＋W3＋W4＋W5＋W6＋ｗ4・Ｌ4

＝ 207.8＋56.5×2.5＋56.5＋17.6＋56.5＋9.6＋121.9×4.5

＝ 1,037.8 N

水平力

Ｈ2 ＝ ＲＸ2＋ｐ3・Ｌ3＋Ｐ3＋Ｐ4＋Ｐ5＋Ｐ6＋ｐ4・Ｌ4

＝ 678.7＋81.8×2.5＋519.7＋161.7＋519.7＋88.2＋119.6×4.5

＝ 2,710.7 N

固定時曲げモーメント

ＭＹ4 ＝ ＭＹ3 ＝ 429.4 N･m

風時曲げモーメント

ＭＸ4 ＝ ＲＸ2・Ｌ9＋ｐ3・Ｌ3・(Ｌ3/2＋Ｌ4)＋Ｐ3・Ｌ5＋Ｐ4・Ｌ6

＋Ｐ5・Ｌ７＋Ｐ6・Ｌ8＋ｐ4・$L4^2/2$

＝ 678.7×7.0＋81.8×2.5×(2.5/2＋4.5)＋519.7×4.1

＋161.7×3.67＋519.7×3.24＋88.2×2.86＋119.6×$4.5^2/2$

＝ 11,798.0 N･m

風時回転モーメント

ＭＴ1 ＝ ＭＸ2 ＝ 2,176.4 N･m

5）柱断面の算定

ＳＴＫ－　φ134.1 × 4.5 t テーパーポールを採用する。

断面積　　A4 ＝ 18.32 cm^2　　断面係数　　Ｚ4 ＝ 57.4 cm^3

断面極二次モーメント　Ｉｐ ＝ 770　cm^4

断面二次半径　　ｉ ＝ 4.58 cm

① 座屈長

Ｌk ＝ 450 cm

圧縮材の細長比　　λ ＝ 2 × Ｌk ／ｉ＝ 197

許容圧縮応力度　　fc ＝ 0.247 × 9.8 ＝ 2.42 kN/cm^2 （道路標識設置基準・付表-3参照）

② 合成応力

曲げモーメント

$M4 = \sqrt{(MY4^2 + MX4^2)}$

$= \sqrt{(0.4294^2 + 11.7980^2)}$　　＝ 11.806 kN･m

③ 断面算定

圧縮応力度

σｃ ＝ N2 / A4 ＝ 1.0378 / 18.32　＝　0.057 kN/cm^2

曲げ応力度

ｃσｃ ＝ M4 / Ｚ4 ＝ 1,180.6 / 57.4 ＝ 20.568 kN/cm^2

組合わせ応力度

σ　＝ σｃ ＋ ｃσｃ ＝ 0.057 ＋ 20.568 ＝ 20.625 kN/cm^2

(σｃ/ｆｃ＋ｃσｃ/ｆｂ)/ 1.5

＝ (0.057 / 2.42 ＋ 20.568 / 16.0) / 1.5

＝ 0.873 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

ねじりせん断応力度

τ　＝　(MT1 /Ｉｐ)・φ/2

＝　(217.64 / 770) × 13.41 / 2　　＝ 1.895 kN/cm^2

$\tau max = 1 / 2 \cdot \sqrt{(\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2)}$

$= 1 / 2 \times \sqrt{(20.625^2 + 4 \times 1.895^2)} = 10.485$ kN/cm^2

(τmax/ｆｓ)/ 1.5 ＝ (10.485 / 9.0) / 1.5

＝ 0.777 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

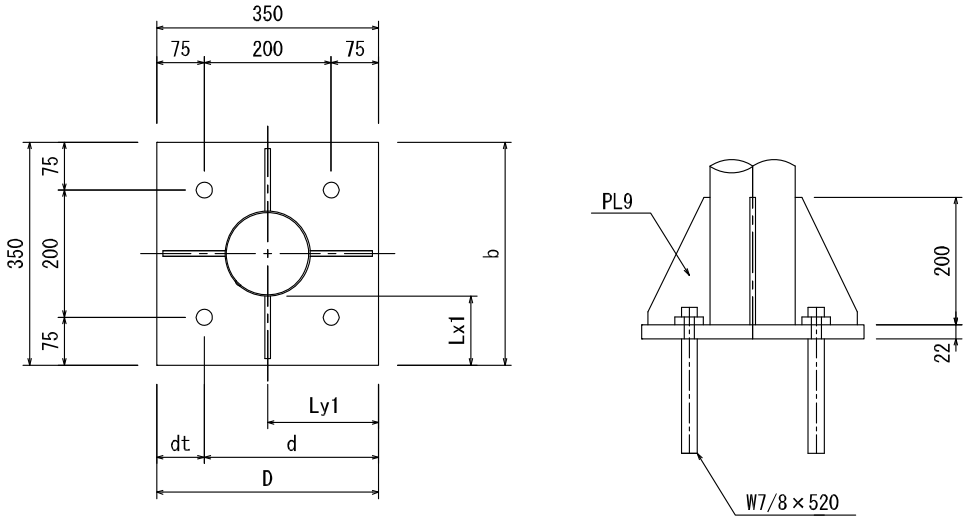
最大合成応力度

σmax＝σ /2＋τmax ＝ 20.625 / 2 ＋ 10.485 ＝ 20.798 kN/cm^2

(σmax/ｆｂ)/ 1.5 ＝ (20.798 / 16.0) / 1.5

＝ 0.867 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

（５）柱脚部の算定



１）存在合成応力

鉛直力　　N2 ＝　1.0378 kN

水平力　　H2 ＝　2.7107 kN

曲げモーメント　　MX4 ＝ 11.7980 kN･m

回転モーメント　　MT2 ＝　2.1764 kN･m

２）中立軸の算定

偏心距離　　ｅｏ ＝　MX4/N2 ＝ 1179.8 / 1.0378 ＝　1,137 cm

ベース断面寸法　　Do ＝　35　cm　　ｂ ＝　35　cm

ｄｔ＝　7.5 cm　　ｄ ＝ 27.5 cm

ヤング係数　　ｎｏ ＝　15

引張側ボルト断面積　アンカーボルトに　W7/8　－　４本を採用する。

ａｔ　＝Ａｓ　×　2　＝ 2.947　×　2　本　＝ 5.894 cm^2

（W7/8　Ａｓ＝ 2.947 cm^2ボルト１本当たり）

Xn^3+3・(ｅo－Do/2)・Xn^2－(6・ｎo・ａｔ/ｂ)・(ｅo＋Do/2－ｄｔ)・(ｄ－Ｘｎ)＝０より

Xn^3+3×(1,137－35/2) ×Xn^2
－(6×15×5.894 /35) ×(1,137＋35/2－7.5) ×(27.5－Ｘｎ)

Xn^3 ＋ 3,359Xn^2 ＋ 17,384Ｘｎ－ 478,058

∴中立軸　　Ｘｎ＝ 9.61 cm

3）コンクリート最大圧縮応力の算定

σｃ＝ 2・N2・(ｅo＋Do/2－ｄｔ)/ {ｂ・Ｘｎ・(ｄ－Ｘｎ/3)}

＝ 2 × 1.0378 × (1,137 ＋ 35 / 2 －7.5) /

{ 35 × 9.61 × (27.5 － 9.61 / 3)}

＝ 0.291 kN/cm^2

(σｃ/ｆｃ)/ 1.5 ＝ (0.291 / 0.45) / 1.5

＝ 0.431 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

4）アンカーボルトの算定

① 断面算定

引張力

Ｔ1 ＝N2・(ｅo＋Do/2＋Ｘｎ/3)/(ｄ－Ｘｎ/3)

＝ 1.0378 × (1,137 ＋ 35 / 2 ＋ 9.61 / 3) / (27.5 － 9.61 / 3)

＝ 49.45 kN

引張応力度

σｔ＝Ｔ1 /ａｔ＝ 49.45 / 5.894 ＝ 8.390 kN/cm^2

(σｔ/ｆｔo)/ 1.5 ＝ (8.390 / 12.0) / 1.5

＝ 0.466 ＜ 1.0 ----- ＯＫ

② 埋込長の算定

埋込長

l ＝σｔ・φ3/(6・ｆａ)/ 1.5 ＝ 8.390 × 2.223 /(6 × 0.07) / 1.5

＝ 29.6 cm ＜ 52 cm ----- ＯＫ

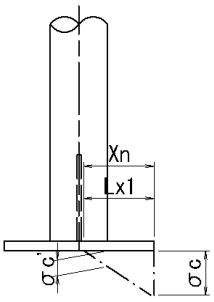
5）ベースプレートの算定

① 形状算定

リブプレートに囲まれた部分を長方形とする二辺固定版及び三辺固定版として算定する。

自由辺長　Ｌy1 ＝ 17.5 cm

固定辺長　Ｌx1 ＝ 10.8 cm



二辺固定版

Ｌy1 /Ｌx1 ＝ 17.5 / 10.8 ＝ 1.6 ----- α ＝ 0.405

② 応力算定

圧縮反力を平均分布で作用させて

σ’c＝(Xn－Lx1)・σc/Xn

＝(9.61 － 10.8) × 0.291 /9.61 ＝ 0 kN/cm^2

w6 ＝ (σc＋σ’c)/ 2 ＝(0.291 ＋ 0.0) / 2 ＝ 0.1455 kN/cm^2

自由辺曲げモーメント

M3 ＝ w6・Lx1^2・α ＝ 0.1455 × 10.8^2 × 0.405 ＝ 6.873 kN･cm/cm

③ 断面算定

プレートの厚さ

t3 ＝√｛ 6・M3/ (fb1・1.5)｝

＝√｛ 6 × 6.873 / (18.5 × 1.5)｝

＝ 1.22 cm ＝ 12.2 mm＜ PL 22 mm ----- OK

ここで、fb1：面外荷重に対する許容曲げ応力度

［鋼構造設計基準（日本建築学会、1973年版）より、

fb1＝ 1.85 t/cm^2 → 18.5 kN/cm^{2}とする。］

6）リブプレートの算定

① 応力算定

せん断力

Q2 ＝w6・Lx1^2・2 ＝ 0.1455 × 10.8^2 × 2 ＝ 33.94 kN

② 断面算定

リブPL t4 ＝ 0.9 cm　　リブ高さ h4 ＝ 20 cmを採用する。

せん断力応力度

τ ＝ Q2 /(t4 ・h4) ＝ 33.94 / (0.9 × 20) ＝ 1.886 kN/cm^2

(τ/fs)/ 1.5 ＝ (1.886 / 9.0) / 1.5

＝ 0.140 ＜ 1.0 ----- OK

7）溶接

① 断面算定

すみ肉　　S2 ＝ 4 mm、両側溶接を採用する。

のど厚　　a2 ＝ 0.707 × 0.4 ＝ 0.28 cm

溶接厚　　l6 ＝ 20.0 cmとして

せん断応力度

τs＝Q2/(2・a2・l6)

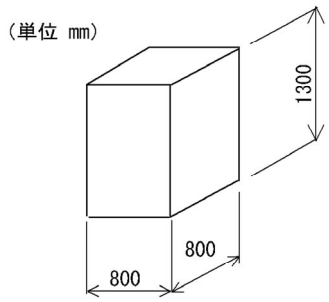
＝ 33.94 / (2 × 0.28 × 20) ＝ 3.03 kN/cm^2

(τs/fs)/ 1.5 ＝ (3.03 / 9.0) / 1.5

＝ 0.224 ＜ 1.0 ----- OK

（６）基礎の算定

１）基本寸法の仮定



２）存在応力

鉛直力　　N2 ＝ 1.0378 kN

水平力　　ＨＸ1(= H2)＝ 2.7107 kN

曲げモーメント　　ＭＸ4 ＝ 11.7980 kN･m

基礎コンクリートの単位体積重量　　γｃ ＝ 23.0 kN/m^3

荷重条件

水平方向地盤反力係数

ＫＨ ＝ Ｋｈｏ・(ＢＨ/0.3)$^{-3/4}$

＝1 / 0.3 × α × 2800 × Ｎ × (√ＡＨ / 0.3) $^{-3/4}$

＝ 1 / 0.3 × 2 × 2800 × 10 × (√0.8 × 1.3 / 0.3) $^{-3/4}$

＝ 74,562 kN/cm^3

鉛直方向地盤反力係数

ＫＶ ＝ Ｋｖｏ・(ＢＶ/0.3)$^{-3/4}$

＝ 1 / 0.3 × α × 2800 × Ｎ × (√ＡＶ / 0.3) $^{-3/4}$

＝ 1 / 0.3 × 2 × 2800 × 10 × (√0.8 × 0.8 / 0.3) $^{-3/4}$

＝ 89,452 kN/cm^3

根入れ部分と底面に作用するモーメントの分担比

βｍ ＝(ＫＨ/ＫＶ)・(Ｄｆ/Ｂ)^3

＝ (74,562 / 89,452) × (1.3 / 0.8) ^{3}

＝ 3.58

基礎底面における全作用モーメント

Ｍ ＝ ＭＸ4＋ＨＸ1･Ｄ

＝ 11.7980 ＋ 2.7107 × 1.3

＝ 15.322 kN･m

基礎底面に作用するモーメント

ＭＢ ＝1/(1＋βｍ)・Ｍ

＝ 1 / (1 ＋ 3.58) × 15.322

＝ 3.345 kN･m

基礎底面を中心とする根入れ部分に作用するモーメント

ＭＳ ＝ βｍ/(1＋βｍ)・Ｍ

＝ 3.58 / (1 ＋ 3.58) × 15.322

＝ 11.977 kN･m

基礎底面に作用する鉛直荷重

Ｖ ＝ N2＋γｃ･Ｂ･Ｌ･Ｄ

＝ 1.0378 ＋ 23.0 × 0.8 × 0.8 × 1.3

＝ 20.174 kN

荷重の偏心距離

ｅ ＝ ＭＢ /Ｖ ＝ 3.345 / 20.174

＝ 0.166 m

底面反力の作用幅

Ｘ ＝ 3・(Ｂ/2－ｅ) ＝ 3 × (0.8 / 2 － 0.166)

＝ 0.702 m

基礎底面における最大地盤反力度

ｑmax＝ 2 ・ V/ (L ・X)

＝ 2 × 20.174 / (0.8 × 0.702)

＝ 71.8 kN/cm^2 ＜ 100 ----- ＯＫ

13.雪崩予防柵

13.1　雪崩予防柵の設計

雪崩予防柵の設計は『 道路防雪便覧 平成2年5月 （社）日本道路協会 』に準拠する。

13.2　アンカー部の設計

13.2.1 ケミカルアンカー

(1) N値50程度以上の岩盤に施工ものとする。

(2) 標準貫入試験の結果に基づき、地表から50cm程度で岩盤が確認された場合、現場状況に合わせ施工することができる。

(3) 引き抜き試験は岩種によって行い、設計荷重の2.5倍まで行う。

(4) 確認試験は10基に対して1基程度行い、設計荷重の1.2倍まで行う。

13.2.2 パイプアンカー

(1) 現地、標準貫入試験を行い、平均N値に基づきパイプアンカーの長さを決定する。ただし、現地にボーリングマシーンの搬入が困難な場合は、スウェーデン式サウンディング試験等を実施し、換算N値よりパイプアンカーの長さを決定しても良い。

(2)　N値の調査

・1山1孔程度とし、判断しにくい場合は状況により増やす。

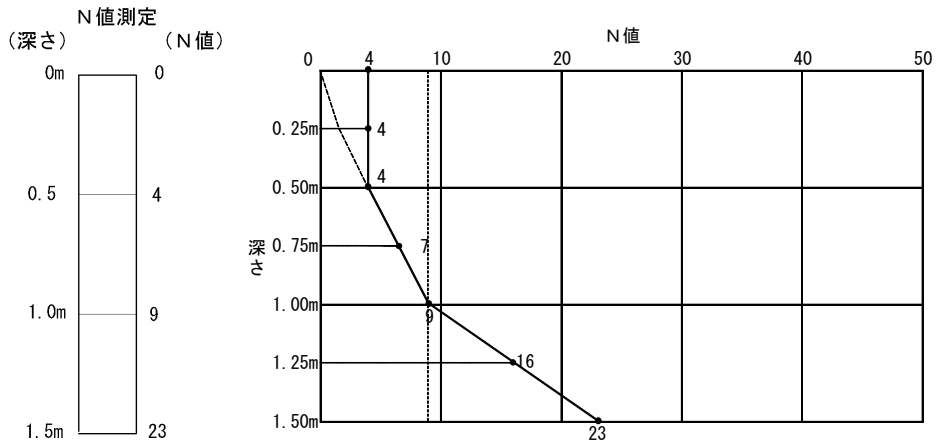
・一般的には測定の深さは5.0mとし、途中でN値50程度以上の岩盤がでたときは岩盤を1m程度確認する。

・調査は事前調査（工事発注前）を原則とするが、現地調査が必要なときは本工事で計上する。

・根入れ長検討時の地盤の平均N値の算出方法を以下に示す。

杭の水平抵抗に関与する地盤は、設計地盤面から１／β程度（現パイプアンカー Ｎ＝５～３０でおよそ深さ１．０ｍまでの範囲である）までを考える。よって、表土部を約０．５ｍとみなし深さ０ｍ～１．５ｍの値を平均するものとした。

尚、地表面Ｎ値は、深さ０．５ｍのＮ値とみなし計算する。



深さ０～１．５ｍのＮ値の平均

総面積を求める（Ｎ値と深さによる面積で、0.25mごとに台形計算で求める）。

0.00～0.25m	(4+4)×0.25/2	0.75～1.00m	(6.5+9)×0.25/2
0.25～0.50m	(4+4)×0.25/2	1.00～1.25m	(9+16)×0.25/2
0.50～0.75m	(4+6.5)×0.25/2	1.25～1.50m	(16+23)×0.25/2

上記の各面積を合計すると

A=13.25

これを平均Ｎ値範囲の1.5mで割る。

13.25/1.5　＝　8.83　→　9（小数第1位四捨五入）

(3) パイプアンカーの設計

・パイプアンカーは、杭と考え、『杭基礎設計便覧 令和2年9月（社）日本道路協会 』に準拠して計算する。

・パイプアンカーの根入れ長は、半無限長杭となるよう３／β確保する。

・杭体各部の応力度および変位量は弾性床上の梁として計算する。

・杭体各部は、軸力、曲げモーメントおよびせん断力に対して安全であることを照査する。

・パイプアンカーの長さおよび設置本数は、パイプアンカー設置位置の地盤の平均Ｎ値および雪崩予防柵の高さ、設置位置の斜面勾配より、『 13.7　設計条件別によるパイプアンカー規格本数表 』より決定して良い（変形係数の算出については、『地盤調査の方法と解説（公社)地盤工学会 P.309,687』、『土木研究所資料第4136号 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究P.58～62』を参考とし、Eo=2,800Nを用いてもよい)。

(4) アンカーの設置位置

アンカーの設置位置は法の小段および法頭とし、勾配の変化点（法頭）から1m以上とする。

(5)　試　験

現場における引張試験は行わないものとする

(6)　斜面用パイプアンカーの採用について

用地等の関係から、法頭および小段にパイプアンカーを設置できない場合がある。このような場合、斜面用パイプアンカーを使用するケースがあるが、設計荷重に斜面勾配を考慮できないなど、通常のパイプアンカーの設計と異なるため、注意が必要である。

13.3　パイプアンカー計算例

1.　設計条件

(1)　平均Ｎ値　　Ｎ≒9

(2)　荷重　　Ｐ＝68.21 kN

(3)　勾配　　θ ＝40°

(4)　作用荷重　　Ｐx＝Ｐ×cos θ

＝68.21×cos40°

＝52.3 kN

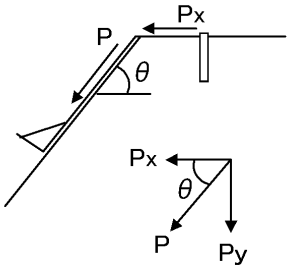
(5)　地盤の変形係数　Ｅo＝28×N÷100

＝28×9÷100

＝2.52 kN/cm^2

(6)　係数　　α ＝1

(7)　参考文献　　杭基礎設計便覧 令和2年9月 (社)日本道路協会



故に、Ｐx＝Ｐ・cos θ

(独)開発土木研究所　平成元年

雪崩予防柵アンカー耐荷重より

2.　形　状

(1)　杭の直径　　Ｄ＝ ϕ 114.3mm

(2)　杭の肉厚　　ｔ＝8mm

(3)　弾性係数　　Ｅ＝20000 kN/cm^2

(4)　断面2次モーメント　Ｉ＝ 379.5 cm^4

(5)　断面係数　　Ｚ＝ 66.4 cm^3

(6)　材質　　ＳＭＡ490相当

(7)　許容応力度　　σ a＝18.5 kN/cm^2

3.　アンカー部の計算

(1)　基礎の換算載荷幅 (Bh)

$$Bh=\left(\frac{(0.3\times100)^{-3/4}\times(1.2\times100)\times E\times I\times D^3}{Eo}\right)^{4/29}$$

$$=\left(\frac{(0.3\times100)^{-3/4}\times(1.2\times100)\times20000\times379.5\times11.43^3}{2.52}\right)^{4/29}$$

＝29.2cm

(2)　水平方向地盤反力係数 (kh)

直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(ｋho)

$$kho=\frac{1}{0.3\times100}\times\alpha\times Eo$$

$$=\frac{1}{0.3\times100}\times1\times2.52$$

＝0.084 kN/cm^3

水平方向地盤反力係(kh)

$$kh=kho\times\left(\frac{Bh}{0.3\times100}\right)^{-3/4}$$

$$kh=0.084\times\left(\frac{29.2}{0.3\times100}\right)^{-3/4}$$

kh＝0.086 kN/cm^3

(3)　杭の特性値（β）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kh \times D}{4 \times E \times I}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{0.086 \times 11.43}{4 \times 20000 \times 379.5}}$$

$$= 0.0134 \ cm^{-1}$$

(4)　横方向に対する許容支持力（Ha）

変位量（許容応力度より逆算）

$$\delta = \frac{\sigma a \times Z \times \beta}{0.3224 \times 2 \times E \times I \times \beta^3}$$

$$= \frac{18.5 \times 66.4 \times 0.0134}{0.3224 \times 2 \times 20000 \times 379.5 \times 0.0134^3}$$

$$= 1.39 \ cm$$

※　δ≧1.5cmの場合はδ=1.5cmとする。

許容支持力（Ha）

$$Ha = 2 \times E \times I \times \beta^3 \times \delta$$

$$= 2 \times 20000 \times 379.5 \times 0.0134^3 \times 1.39$$

$$= 50.77 \ kN$$

(5)　最大曲げモーメント（Mmax）

$$Mmax = -0.3224 \times \frac{H}{\beta}$$

$$= -0.3224 \times \frac{50.77}{0.0134}$$

$$= 1222 \ kN \cdot cm$$

(6)　応力度（σ）

$$\sigma = \frac{Mmax}{Z}$$

$$= \frac{1222}{66.4}$$

$$= 18.4 \ kN/cm^2 \ < \ \sigma a = 18.5 \ kN/cm^2$$ ------- O.K

4. アンカー根入れ長（L）

$$L=\frac{3}{\beta}$$

$$=\frac{3}{0.0134}$$

$$=224\ \mathrm{cm}$$

従って、根入れ長Lは250cmとする。

5. アンカー部に加わる張力

$$Px = 52.3\ \mathrm{kN} < Ha = 50.77\ \mathrm{kN}\ \text{-------}\ \mathrm{N.G}$$

荷重が大きいためアンカーを２本使いとする。
従って、アンカーにかかる荷重は、以下となる。

$$Px' = \frac{52.3}{2} = 26.15\ \mathrm{kN} < Ha = 50.77\ \mathrm{kN}\ \text{-------}\ \mathrm{O.K}$$

13.4　樹脂アンカー計算例

1.　設計条件

(1) 荷重　　P＝47.37kN

2.　アンカーボルト仕様

(1) 直径　　Ｄ＝ 3.2cm
(2) 全長　　Ｌ＝ 170 cm
(3) ネジ部の有効断面積　　Ａ＝ 6.252 cm^2
(4) 材質　　ＳＳ400
(5) 許容引張応力度　　σa＝14 kN/cm^2
(6) 許容せん断応力度　　τa＝ 8 kN/cm^2

3.　削孔仕様

(1) 削孔径　　ｄ＝ 4.4cm
(2) 削孔深　　ｈ＝ 155 cm

4.　樹脂仕様

(1) 樹脂カプセル　　ガラス管タイプ
(2) 挿入本数（１孔当り）　　ｎ=　本
※現地にて確認試験を行い決定する。

5.　アンカー部の計算

(1) 引張耐力（Ha）

Ha＝A×σa
＝6.252×14
＝87.53 kN ＞ P ＝ 47.368 kN ------- O.K

(2) せん断耐力（Ra）

Ra＝A×τa
＝6.252×8
＝50.02 kN ＞ P ＝ 47.368 kN ------- O.K

表 13.4.1　樹脂アンカー仕様および耐力一覧表

径×長さ	ねじ呼び	有効断面積	せん断耐力
φ32×1700	$1\frac{1}{4}$ －7UNC	6.525cm^2	50.016kN
φ36×1700	M36	8.170cm^2	65.360kN

13.5　雪崩予防柵設計計算例

1.　設計条件

(1) 斜面勾配　　$\theta=40°$

(2) 積雪深　　H＝2.5m

(3) 雪の密度　　$\gamma o=0.35\ t/m^3$

(4) 雪の単位重量　　$\gamma=3.5kN/m^3$

(5) 地表の状態　　3

(6) 斜面の向き　　南向き

(7) グライド係数　　N＝2.4

(8) 柵間隔　　A＝1m

(9) 柵高　　H’＝2m

(10)柵幅　　L1＝5.5m

(11)クリープ係数　　$k=k1\cdot\sin(2\theta)$

$=0.795\times\sin(2\times40°)$

$=0.783$

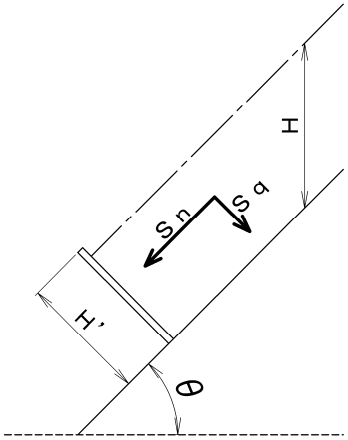


図 13.5.1　計算モデル図

ここで、表7.5.1より$\gamma o=0.35t/m^3$のk1を補間して求める。

$$k1=0.76+\frac{0.83-0.76}{0.4-0.3}\times(0.35-0.3)=0.795$$

表13.5.1　クリープ係数(k)の値

雪密度：$\gamma o(t/m^3)$	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
$(k/\sin2\theta)k1$	0.70	0.76	0.83	0.92	1.05

表13.5.2　グライド係数（N）の値　（スイス示方書による）

地　表　の　状　況	N 北向斜面	N 南向斜面
Ⅰ　玉石（φ30cm以上）の斜面 大岩の凸凹面	1.2	1.3
Ⅱ　れき（φ30cm以下）の斜面、 丈1m以上のかん木地、 50cm以上の凸凹地面	1.6	1.8
Ⅲ　小さいかん木地、 50cm以下の凸凹地面、 草　　地	2.0	2.4
Ⅳ　平滑岩盤 葉の長い草地 湿　　地	2.6	3.2

2.　柵高の検討

(1) 必要柵高　　$H1 = H \cdot \cos\theta$

$= 2.5 \times \cos 40^\circ$

$= 1.92\mathrm{m}$

(2) 柵高　　$H' = 2.0\mathrm{m} \geqq H1$　------- O.K

3.　荷　　重

(1) 斜面に平行な雪圧　　$Sn = \gamma \cdot (H^2/2) \cdot K \cdot N$

$= 3.5 \times (2.5^2 \div 2) \times 0.783 \times 2.4$

$= 20.554\ \mathrm{kN/m}$

(2) 斜面に直角な雪圧

$Sq = a/(N \cdot \tan\theta) \cdot Sn$

$= 0.419 \div (2.4 \times \tan 40^\circ) \times 20.554$

$= 4.276\ \mathrm{kN/m}$

雪質に関する比　　$a = (1 - 2 \cdot \nu c)/(2 \cdot (1 - \nu c))$

$= (1 - 2 \times 0.14) \div (2 \times (1 - 0.14))$

$= 0.419$

積雪の粘性ポアソン比　　$\nu c = 0.4 \cdot \gamma o$

$= 0.4 \times 0.35$

$= 0.14$

(3) 支持面に直角な比雪圧　　$P = Sn/H'$

$= 20.554 \div 2$

$= 10.277\ \mathrm{kN/m^2}$

(4) 支持面に平行な比雪圧　　$Q = Sq/H'$

$= 4.276 \div 2$

$= 2.138\ \mathrm{kN/m^2}$

(5) 辺縁効果による雪圧力

辺縁効果係数　　$Fr = (0.92 + 0.65 \cdot N) \cdot A/2$

$= (0.92 + 0.65 \times 2.4) \times 1 \div 2$

$= 1.24$

辺縁効果　　$Sr = Fr \cdot Sn$

$= 1.24 \times 20.554$

$= 25.487\ \mathrm{kN/m^2}$

雪圧力　　$Pe = Sr/H'$

$= 25.487 \div 2$

$= 12.744\ \mathrm{kN/m^2}$

雪圧力の作用幅　　$L = 0.6 \cdot A/2$

$= 0.6 \times 1 \div 2$

$= 0.3\mathrm{m}$

4.　部材の設計

(1) 梁材

(ｱ) 等分布荷重(付加荷重のある場合)

梁材の間隔　　ｂ＝0.29m

等分布荷重　　Ｗｐ＝(1.3/・Ｐ＋0.325・Ｐ)・ｂ

＝(1.3×10.277＋0.325×10.277)×0.29

＝4.843 kN/m

辺縁分布荷重　　Ｗｅ＝1.3・Ｐｅ・ｂ

＝1.3×12.744×0.29

＝4.804 kN/m

梁材の支点距離　　Ｌ2＝0.60m

Ｌ3＝2.15m

Ｌ4＝2.75m

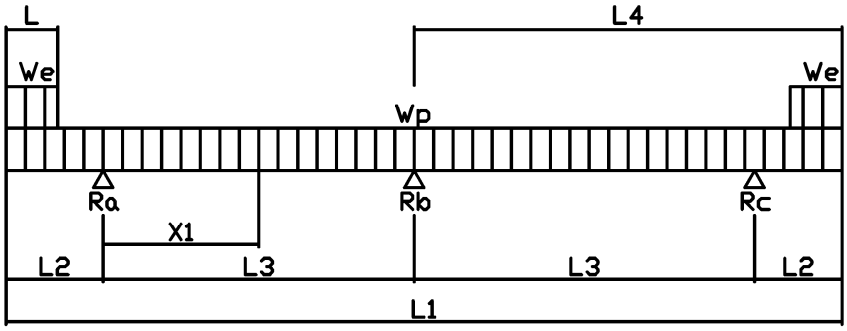


図 13.5.2 荷重図

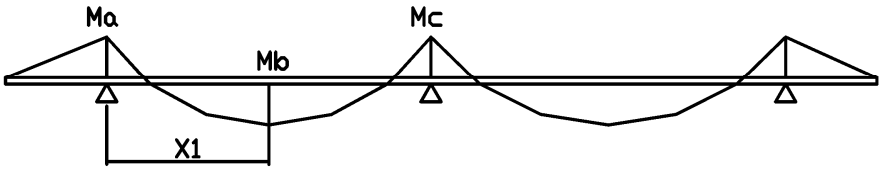


図 13.5.3 モーメント図

(ｲ) 反力

$Ra = Rc = Wp/(8 \cdot L3) \cdot (8 \cdot L2 \cdot L3 + 3 \cdot L3^2 + 6 \cdot L2^2)$

$+ We \cdot L/(4 \cdot L3) \cdot (4 \cdot L3 + 6 \cdot L2 - 3 \cdot L)$

$= 4.843 \div (8 \times 2.15) \times (8 \times 0.6 \times 2.15 + 3 \times 2.15^2 + 6 \times 0.6^2)$

$+ 4.804 \times 0.3 \div (4 \times 2.15) \times (4 \times 2.15 + 6 \times 0.6 - 3 \times 0.3)$

$= 9.312$ kN

$Rb = Wp/(4 \cdot L3) \cdot (5.L3^2 - 6 \cdot L2^2) + 3 \cdot We \cdot L/(2 \cdot L3) \cdot (L - 2 \cdot L2)$

$= 4.843 \div (4 \times 2.15) \times (5 \times 2.15^2 - 6 \times 0.6^2)$

$+ 3 \times 4.804 \times 0.3 \div (2 \times 2.15) \times (0.3 - 2 \times 0.6)$

$= 10.894$ kN

(ｳ) 曲げモーメント

曲げモーメント位置

$X1 = (Ra - Wp \cdot L2 - We \cdot L)/Wp$

$= (9.312 - 4.843 \times 0.6 - 4.840 \times 0.3) \div 4.843$

$= 1.025$m

曲げモーメント

$Ma = -(Wp/2) \cdot L2^2 - We \cdot L \cdot (L2 - L/2)$

$= -(4.843 \div 2) \times 0.6^2 - 4.804 \times 0.3 \times (0.6 - 0.3 \div 2)$

$= -1.52$ kN･m

$Mb = Ra \cdot X1 - (Wp/2) \cdot (L2 + X1)^2 - We \cdot L \cdot (L2 + X1 - L/2)$

$= 9.312 \times 1.025 - (4.843 \div 2) \times (0.6 + 1.025)^2$

$= 1.025$ kN･m

$Mc = Ra \cdot L3 - (Wp/2) \cdot (L2 + L3)^2 - We \cdot L \cdot (L2 + L3 - L/2)$

$= 9.312 \times 2.15 - (4.843 \div 2) \times (0.6 + 2.15)^2 - 4.804 \times 0.3 \times (0.6 + 2.15 - 0.3 \div 2)$

$= -2.039$ kN･m

最大曲げモーメント

$Mmax1 = 2.039$ kN･m

(ｴ) 応力度

許容応力度　$\sigma a = 14000$ N/cm^2

梁材仕様　ＳＴＫ400　$\phi 101.6 \times 3.2$

断面係数　$Zx1 = 23.6$ cm^3

梁材応力度　$\sigma 1 = Mmax1/Zx1$

$= 2.039 \times 10^5 \div 23.6$

$= 8640$ N/cm^2 ＜ $\sigma a = 14000$ N/cm^2 ------- O.K

(2) 支柱

(ｱ) 荷重

総荷重　　W＝P・L1・H’＋2・H’・L・Pe

＝10.277×5.5×2＋2×2×0.3×12.744

＝128.34 kN

支柱A，B，C，に加わる荷重をWa，Wb，Wc，とするとW＝Wa＋Wb＋Wcとなる。

梁材からの反力比　　Ra’＝Ra/Ra＝9.312÷9.312＝1

Rb’＝Rb/Ra＝10.894÷9.312＝1.17

Rc’＝Rc/Ra＝9.312÷9.312＝1

荷重は、Ra：Rb：Rc＝Wa：Wb：Wc＝1：1.17：1となることから、

荷重　　Wa＝W・Ra’/(Ra’＋Rb’＋Rc’)

＝128.34×1÷（1＋1.17＋1)

＝40.486 kN

Wb＝W・Rb’/(Ra’＋Rb’＋Rc’)

＝128.34×1.17÷(1＋1.17＋1)

＝47.368 kN

Wc＝W・Rc’/(Ra’＋Rb’＋Rc’)

＝128.34×1÷(1＋1.17＋1)

＝40.486 kN

最大荷重　　Wmax＝47.368 kN

等分布荷重　　W1＝Wmax/H’

＝47.368÷2

＝23.684 kN/m

支柱の支点距離　　C1＝0.235m
　　C2＝1.715m
　　C3＝0.050m

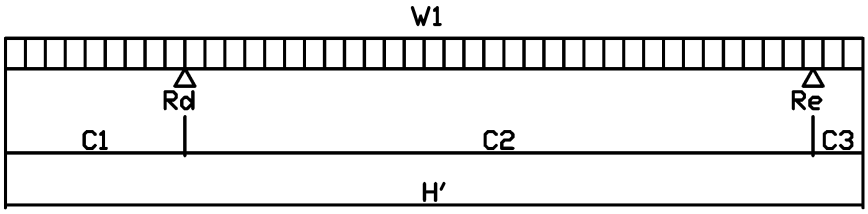


図 13.5.4　荷重図

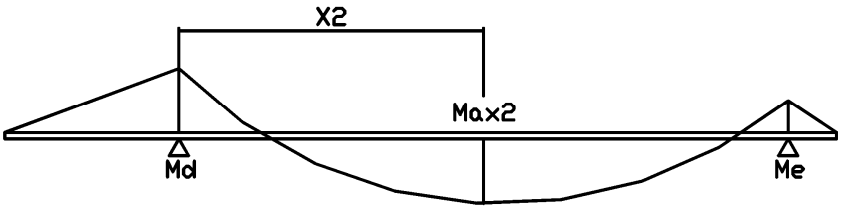


図 13.5.5　モーメント図

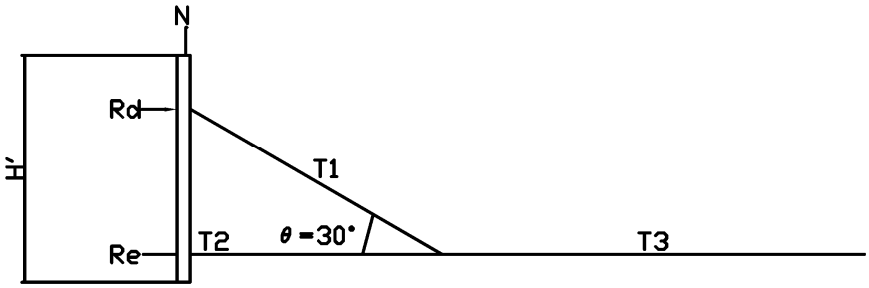


図 13.5.6　支柱計算用モデル図

(ｲ) 反力

$$Rd = W1/(2 \cdot C2) \cdot ((C1 + C2)^2 - C3^2)$$
$$= 23.684 \div (2 \times 1.715) \times ((0.235 + 1.715)^2 - 0.05^2)$$
$$= 26.239 \text{ kN}$$

$$Re = W1/(2 \cdot C2) \cdot ((C2 + C3)^2 - C1^2)$$
$$= 23.684 \div (2 \times 1.715) \times ((1.715 + 0.05)^2 - 0.235^2)$$
$$= 21.129 \text{ kN}$$

(ｳ) 曲げモーメント

曲げモーメント

$$Md = W1 \cdot C1^2/2$$
$$= 23.684 \times 0.235^2 \div 2$$
$$= 0.654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Me = W1 \cdot C3^2/2$$
$$= 23.684 \times 0.05^2 \div 2$$
$$= 0.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大曲げモーメント位置

$$X2 = (Rd - W1 \cdot C1)/W1$$
$$= (26.239 - 23.684 \times 0.235) \div 23.684$$
$$= 0.873\text{m}$$

最大曲げモーメント

$$Mmax2 = Rd \cdot X2 - W1/2 \cdot (C1 + X2)^2$$
$$= 26.239 \times 0.873 - 23.684 \div 2 \times (0.235 + 0.873)^2$$
$$= 8.369 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(ｴ) 支持ロープ張力

上段支持ロープ張力

$$T1 = Rd/\cos 30^\circ$$
$$= 26.239 \div \cos 30^\circ$$
$$= 30.298 \text{ kN}$$

下段支持ロープ張力

$$T2 = Re$$
$$= 21.129 \text{ kN}$$

(ｵ) 軸力

$$N = T1 \cdot \sin 30^\circ + Q \cdot H' \cdot L1/2$$
$$= 30.298 \times \sin 30^\circ + 2.138 \times 2 \times 5.5 \div 2$$
$$= 26.908 \text{ kN}$$

(ｶ) 応力度

許容応力度　$\sigma a = 14000 \text{ N/cm}^2$

支柱仕様　H－125×125×6.5×9

断面積　$A1 = 30\text{cm}^2$

断面係数　$Zx2 = 134\text{cm}^2$

支柱応力度

$$P2 = Mmax2/Zx2 + N/A1$$
$$= 8.369 \times 10^5 \div 134 + 26.908 \times 10^3 \div 30$$
$$= 7142 \text{ N/cm}^2 < \sigma a = 14000 \text{ N/cm}^2 \text{ ------- O.K}$$

(3) ワイヤロープ

(ｱ) 支持ロープ張力

支持ロープ仕様　　3×7G/Oφ16

破断荷重　　Ｒｂ1＝118 kN

許容荷重（安全率2）　　Ｒｂ2＝ 59 kN

上段支持ロープ張力　　Ｔ1＝ 30.298 kN　≦　Ｒｂ2＝ 59 kN ------- O.K

下段支持ロープ張力　　Ｔ2＝ 21.129 kN　≦　Ｒｂ2＝ 59 kN ------- O.K

(ｲ) 主索ケーブル張力

主索ケーブル仕様　　3×7G/Oφ16

破断荷重　　Ｒｂ3＝118 kN

許容荷重（安全率2）　　Ｒｂ4＝ 59 kN

主索ケーブル張力　　Ｔ3＝Ｒｄ＋Ｒｅ

＝26.239＋21.129

＝47.368 kN　≦　Ｒｂ4＝ 59 kN ------- O.K

(4) 梁材取付Ｕボルト

ボルト直径　　D1＝ 1.6 cm

ねじ部断面積　　A2＝ 1.57 cm^2

材質　　ＳＳ400

許容せん断応力度　　τａ＝8000 N/cm^2

許容せん断力　　R1＝A2・τａ/1000

＝1.57×8000÷1000

＝12.56 kN

せん断力　　Q1＝1.3・Q・b・L1/3

＝1.3×2.138×0.29×5.5÷3

＝1.478 kN　＜　R1＝12.56 kN ------- O.K

(5) 支持ロープ取付ピン

ピン直径　　D2＝3.6cm

ピン断面積　　A3＝π・$D2^2$/4

＝π×3.6^2÷4

＝10.179 cm^2

材質　　ＳＳ400

許容せん断応力度　　τａ＝8000 N/ cm^2

許容せん断力　　R2＝A3・τａ/1000

＝10.179×8000÷1000

＝81.432 kN

せん断力　　T1＝30.298 kN　＜　R2＝81.432 kN ------- O.K

(6) 柵の縦方向間隔

雪と地面との摩擦係数　tanφ＝0.5

距離係数　　ＦＬ＝2・tanθ/(tanθ－tanφ)

＝2・tan40°÷(tan40°－0.5)

＝4.949

柵の縦方向間隔　　Ｌ＝ＦＬ・Ｈ

＝4.949×2.5

＝12.373m

∴　Ｌ'＝12.0mとする。

13.6　二本掛けワイヤの計算例

1.　設計条件

柵　　高　　H＝3.0m

斜面勾配　　θ＝40°

グライド係数　　N＝2.4

荷重　　P＝68.21 kN

角度　　θ１＝11.31°

二本掛けワイヤの荷重　Px’＝P／(2･cosθ１)

＝68.21÷(2×cos11.31°)

＝34.78 kN

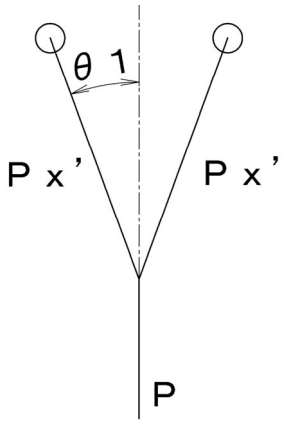


図13.6.1 ワイヤ二本掛け概念図

2.　計　　算

ワイヤ仕様　　３×７G/Oφ16

ワイヤ破断荷重　　Rb1＝118 kN

安全率　　Sf＝Rb1／Px’

＝118÷34.78

＝3.39　≧　2 ------- O.K

13.7　設計条件別によるパイプアンカー規格本数表

◎ 柵　　幅　＝　2.75m
◎ 柵横間隔　＝　1.00m

※ → 3.0m

設計積雪深	斜面勾配	グライド係数	標高	N値による本数表（空白は１本）																											アンカー１本当りの荷重(kN)
				N値	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
				根入れ長	※	2.5m								2.0m																	
H=1.5m	35°（1:1.5）	1.6	1.5																												7.854× cos 35° = 6.434
		1.8	1.5																												8.938× cos 35° = 7.322
		2.0	1.5																												10.049× cos 35° = 8.232
		2.4	1.5																												12.332× cos 35° = 10.102
	40°（1:1.2）	1.6	1.0																												8.234× cos 40° = 6.308
		1.8	1.0																												9.372× cos 40° = 7.179
		2.0	1.0																												10.533× cos 40° = 8.069
		2.4	1.0																												12.927× cos 40° = 9.903
	45°（1:1.0）	1.6	1.0																												8.359× cos 45° = 5.911
		1.8	1.0																												9.516× cos 45° = 6.729
		2.0	1.0																												10.693× cos 45° = 7.561
		2.4	1.0																												13.126× cos 45° = 9.281
H=2.0m	35°（1:1.5）	1.6	2.0																												13.964× cos 35° = 11.439
		1.8	2.0																												15.892× cos 35° = 13.018
		2.0	2.0																												17.862× cos 35° = 14.632
		2.4	2.0																												21.924× cos 35° = 17.959
	40°（1:1.2）	1.6	1.5																												14.638× cos 40° = 11.213
		1.8	1.5																												16.658× cos 40° = 12.761
		2.0	1.5																												18.724× cos 40° = 14.343
		2.4	1.5																												22.980× cos 40° = 17.604
	45°（1:1.0）	1.6	1.5																												14.861× cos 45° = 10.508
		1.8	1.5																												16.914× cos 45° = 11.960
		2.0	1.5																												19.010× cos 45° = 13.442
		2.4	1.5																												23.333× cos 45° = 16.499
H=2.5m	35°（1:1.5）	1.6	2.5																												21.817× cos 35° = 17.871
		1.8	2.5																												24.835× cos 35° = 20.344
		2.0	2.5																												27.910× cos 35° = 22.863
		2.4	2.5																												34.257× cos 35° = 28.062
	40°（1:1.2）	1.6	2.0																												22.872× cos 40° = 17.521
		1.8	2.0																												26.030× cos 40° = 19.940
		2.0	2.0																												29.254× cos 40° = 22.410
		2.4	2.0																												35.908× cos 40° = 27.507
	45°（1:1.0）	1.6	2.0																												23.222× cos 45° = 16.420
		1.8	2.0																												26.428× cos 45° = 18.687
		2.0	2.0																												29.706× cos 45° = 21.005
		2.4	2.0																												36.460× cos 45° = 25.781
H=3.0m	35°（1:1.5）	1.6	2.5																												31.418× cos 35° = 25.736
		1.8	2.5																												35.757× cos 35° = 29.290
		2.0	2.5																												40.190× cos 35° = 32.922
		2.4	2.5		②	②																									49.330× cos 35° = 40.409
	40°（1:1.2）	1.6	2.5																												32.933× cos 40° = 25.228
		1.8	2.5																												37.480× cos 40° = 28.711
		2.0	2.5																												42.127× cos 40° = 32.271
		2.4	2.5		②	②																									51.707× cos 40° = 39.610
	45°（1:1.0）	1.6	2.5																												33.438× cos 45° = 23.644
		1.8	2.5																												38.055× cos 45° = 26.909
		2.0	2.5																												42.772× cos 45° = 30.244
		2.4	2.5		②																										52.498× cos 45° = 37.122
H=3.5m	35°（1:1.5）	1.6	3.0		②																										42.765× cos 35° = 35.031
		1.8	3.0		②	②																									48.669× cos 35° = 39.867
		2.0	3.0		②	②	②																								54.705× cos 35° = 44.812
		2.4	3.0		②	②	②	②	②	②	②																				67.143× cos 35° = 55.000
	40°（1:1.2）	1.6	3.0		②																										44.823× cos 40° = 34.336
		1.8	3.0		②																										51.015× cos 40° = 39.080
		2.0	3.0		②	②																									57.339× cos 40° = 43.924
		2.4	3.0		②	②	②	②	②	②	②																				70.377× cos 40° = 53.912
	45°（1:1.0）	1.6	3.0																												45.515× cos 45° = 32.184
		1.8	3.0		②																										51.800× cos 45° = 36.628
		2.0	3.0		②	②																									58.218× cos 45° = 41.166
		2.4	3.0		②	②	②	②																							71.458× cos 45° = 50.528

② … ２本　　空白 … １本

N値に対するアンカー1本当りの最大反力

（単位:kN）

N=5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	摘要
33.73	39.35	44.47	49.36	50.77	52.26	53.90	55.07	56.10	57.57	58.21	59.33	60.93	61.31	62.74	62.92	63.75	64.88	65.57	67.03	67.63	68.17	68.41	68.84	70.16	70.48	

◎ 柵　幅 ＝ 5.50m
◎ 柵横間隔 ＝ 1.00m

※ → 3.0m

設計積雪深	斜面勾配	グライド係数	標高	N値による本数表（空白は１本）																											アンカー１本当りの荷重(kN)
				N値	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
				根入れ長	※	2.5m								2.0m																	
H=1.5m	35°(1:1.5)	1.6	1.5																												10.963× cos 35° = 8.980
		1.8	1.5																												12.288× cos 35° = 10.066
		2.0	1.5																												13.673× cos 35° = 11.200
		2.4	1.5																												16.267× cos 35° = 13.325
	40°(1:1.2)	1.6	1.0																												11.494× cos 40° = 8.805
		1.8	1.0																												12.883× cos 40° = 9.869
		2.0	1.0																												14.333× cos 40° = 10.980
		2.4	1.0																												17.054× cos 40° = 13.064
	45°(1:1.0)	1.6	1.0																												11.670× cos 45° = 8.252
		1.8	1.0																												13.082× cos 45° = 9.250
		2.0	1.0																												14.552× cos 45° = 10.290
		2.4	1.0																												17.315× cos 45° = 12.244
H=2.0m	35°(1:1.5)	1.6	2.0																												19.494× cos 35° = 15.969
		1.8	2.0																												21.850× cos 35° = 17.898
		2.0	2.0																												24.308× cos 35° = 19.912
		2.4	2.0																												28.822× cos 35° = 23.610
	40°(1:1.2)	1.6	1.5																												20.434× cos 40° = 15.653
		1.8	1.5																												22.904× cos 40° = 17.545
		2.0	1.5																												25.480× cos 40° = 19.519
		2.4	1.5																												30.314× cos 40° = 23.222
	45°(1:1.0)	1.6	1.5																												20.746× cos 45° = 14.670
		1.8	1.5																												23.255× cos 45° = 16.444
		2.0	1.5																												25.869× cos 45° = 18.292
		2.4	1.5																												30.780× cos 45° = 21.765
H=2.5m	35°(1:1.5)	1.6	2.5																												30.460× cos 35° = 24.951
		1.8	2.5																												34.142× cos 35° = 27.967
		2.0	2.5																												37.980× cos 35° = 31.111
		2.4	2.5		②																										45.192× cos 35° = 37.019
	40°(1:1.2)	1.6	2.0																												31.930× cos 40° = 24.460
		1.8	2.0																												35.788× cos 40° = 27.415
		2.0	2.0																												39.810× cos 40° = 30.496
		2.4	2.0		②																										47.368× cos 40° = 36.286
	45°(1:1.0)	1.6	2.0																												32.420× cos 45° = 22.924
		1.8	2.0																												36.336× cos 45° = 25.693
		2.0	2.0																												40.424× cos 45° = 28.584
		2.4	2.0		②																										48.096× cos 45° = 34.009
H=3.0m	35°(1:1.5)	1.6	2.5		②																										43.862× cos 35° = 35.930
		1.8	2.5		②	②																									49.160× cos 35° = 40.270
		2.0	2.5		②	②	②																								54.690× cos 35° = 44.799
		2.4	2.5		②	②	②	②	②	②																					65.075× cos 35° = 53.306
	40°(1:1.2)	1.6	2.5		②																										45.975× cos 40° = 35.219
		1.8	2.5		②	②																									51.530× cos 40° = 39.474
		2.0	2.5		②	②																									57.327× cos 40° = 43.915
		2.4	2.5		②	②	②	②	②																						68.210× cos 40° = 52.252
	45°(1:1.0)	1.6	2.5																												46.680× cos 45° = 33.008
		1.8	2.5		②																										52.320× cos 45° = 36.996
		2.0	2.5		②	②																									58.205× cos 45° = 41.157
		2.4	2.5		②	②	②																								69.253× cos 45° = 48.969
H=3.5m	35°(1:1.5)	1.6	3.0		②	②	②																								59.700× cos 35° = 48.903
		1.8	3.0		②	②	②	②	②	②	②																				66.912× cos 35° = 54.811
		2.0	3.0		②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②														74.442× cos 35° = 60.979
		2.4	3.0		③	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	88.572× cos 35° = 72.554
	40°(1:1.2)	1.6	3.0		②	②	②																								62.574× cos 40° = 47.934
		1.8	3.0		②	②	②	②	②	②																					70.137× cos 40° = 53.728
		2.0	3.0		②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②															78.024× cos 40° = 59.770
		2.4	3.0		③	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	92.838× cos 40° = 71.118
	45°(1:1.0)	1.6	3.0		②	②	②																								63.540× cos 45° = 44.930
		1.8	3.0		②	②	②	②																							71.215× cos 45° = 50.357
		2.0	3.0		②	②	②	②	②	②	②	②																			79.223× cos 45° = 56.019
		2.4	3.0		②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②	②								94.263× cos 45° = 66.654

③ … ３本　② … ２本　空白 … １本

N値に対するアンカー1本当りの最大反力

（単位:kN）

N=5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	摘要
33.73	39.35	44.47	49.36	50.77	52.26	53.90	55.07	56.10	57.57	58.21	59.33	60.93	61.31	62.74	62.92	63.75	64.88	65.57	67.03	67.63	68.17	68.41	68.84	70.16	70.48	

14. オーバーレイ厚の計算例

既設舗装の評価は、改築・修繕工事の施工年度に応じて摩耗層を考慮し、T_A計算を行なう。

【解　　説】

(1) T_A計算において、全道のスパイクタイヤ装着率や摩耗量から平成5年度以降に改築・修繕工事で表層を施工した箇所は、既設舗装評価の時に摩耗層2cmを減じないこととし、平成4年度以前に施工された表層は摩耗層2cmを減じて計算を行なう。

(2) 既設舗装厚の評価は、舗装台帳によるのを基本とする。
なお、既存の資料の無い場合は、必要に応じて現地調査を行なうものとする。

(3) 舗装修繕におけるオーバーレイ厚の計算フローおよび計算例を下記に示す。

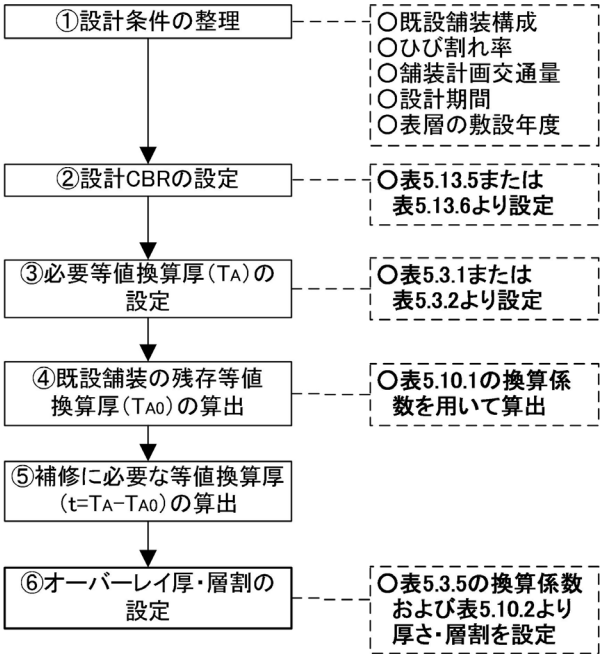
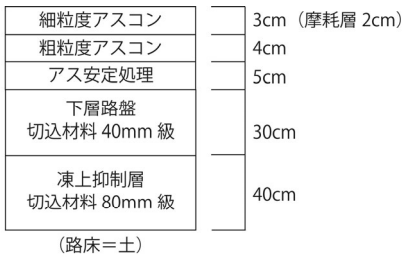


図14.1.1 オーバーレイ厚の計算フロー

1）計算例１：平成４年度以前に改築事業実施



①設計条件

・既設舗装構成：右図
・ひび割れ率：30％
・舗装計画交通量：N_5（250≦Ｔ＜1,000台/日･方向）
・設計期間：10年
・表層の敷設年度：平成４年度以前

②設計ＣＢＲの設定

・凍上抑制層厚：40cm（切込材），路床の材料：土　→　表5.13.6より、合成設計CBR＝4

③必要等値換算厚（T_A）の設定

・表5.3.2より、T_A ＝ 24cm

④既設舗装の残存等値換算厚（T_{A0}）の算出

・等値換算係数：表5.10.1より算出

	各層の材料	ひび割れ率	計算式
表層	細粒度アスコン	30%	(0.6-0.85) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.85 ＝0.663　→　0.65
基層	粗粒度アスコン	30%	(0.6-0.85) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.85 ＝0.663　→　0.65
上層路盤	アス安定処理	30%	(0.4-0.8) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.8 ＝0.500　→　0.50
下層路盤	切込材料40mm級	-	→　0.25

※等値換算係数は、破損の状態（表5.10.1の注意書き）に応じ比例計算としている。(0.05単位へ切り捨て)

・T_{A0} ＝　(3-2) ×0.65 ＋ 4×0.65 ＋ 5×0.50 ＋ 30×0.25 ＝ 13.2cm
　　↑摩耗層分を減厚

⑤補修に必要な等値換算厚（ｔ＝T_A－T_{A0}）の算出

・ｔ＝24.0－13.2 ＝ 10.8cm

⑥オーバーレイ厚・層割の設定

・オーバーレイ厚：表5.10.2より、密粒度アスコン：4cm　＋　粗粒度アスコン：7cm
・補修後の等値換算厚の計算：T_A’
　T_A’＝4.0×1.00＋7.0×1.00＋13.2（T_{A0}）＝24.2cm　＞　24.0cm　・・・　ＯＫ

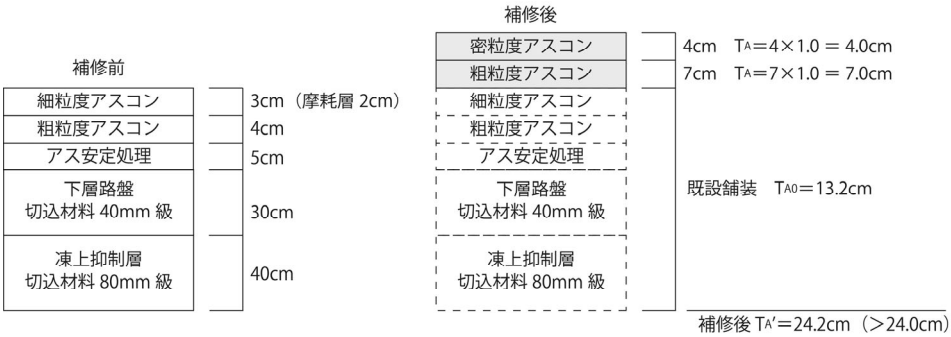


図14.1.2 補修前後の舗装構造（計算例１）

2）計算例２：平成５年度以降に改築事業実施

①設計条件

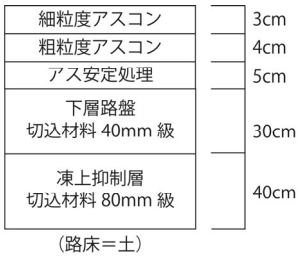
・既設舗装構成：右図

・ひび割れ率：30%

・舗装計画交通量：N_5（250≦Ｔ＜1,000台/日･方向）

・設計期間：10年

・表層の敷設年度：平成５年度以降



②設計ＣＢＲの設定

・凍上抑制層厚：40cm（切込材），路床の材料：土　→　表5.13.6より、合成設計CBR＝4

③必要等値換算厚（T_A）の設定

・表5.3.2より、T_A ＝ 24cm

④既設舗装の残存等値換算厚（T_{A0}）の算出

・等値換算係数：表5.10.1より算出

	各層の材料	ひび割れ率	計算式
表層	細粒度アスコン	30%	(0.6-0.85) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.85 ＝0.663　→　0.65
基層	粗粒度アスコン	30%	(0.6-0.85) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.85 ＝0.663　→　0.65
上層路盤	アス安定処理	30%	(0.4-0.8) / (35%-15%) ＊ (30%-15%) ＋0.8 ＝0.500　→　0.50
下層路盤	切込材料40mm級	-	→　0.25

※等値換算係数は、破損の状態（表5.10.1の注意書き）に応じ比例計算としている。(0.05単位へ切り捨て)

・T_{A0} ＝ 3×0.65 ＋ 4×0.65 ＋ 5×0.50 ＋ 30×0.25 ＝ 14.5cm

⑤補修に必要な等値換算厚（$t = T_A - T_{A0}$）の算出

・ｔ＝24.0－14.5 ＝ 9.5cm

⑥オーバーレイ厚・層割の設定

・オーバーレイ厚：表5.10.2より、密粒度アスコン：4cm　＋　粗粒度アスコン：6cm

・補修後の等値換算厚の計算：T_A’

T_A’＝4.0×1.00＋6.0×1.00＋14.5（T_{A0}）＝24.5cm　＞　24.0cm　・・・　ＯＫ

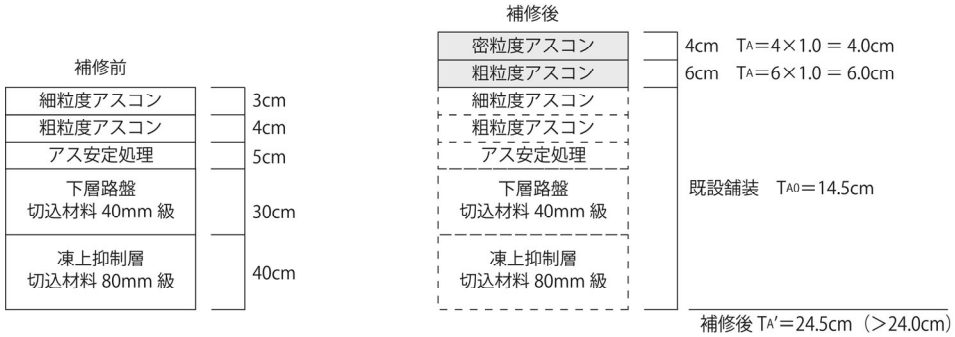


図14.1.3 補修前後の舗装構造（計算例２）

3）計算例３：平成４年度以前と平成５年度以降に修繕実施

①設計条件

・既設舗装構成：右図

・ひび割れ率：35%

・舗装計画交通量：N_6（1,000≦Ｔ＜3,000台/日･方向）

・設計期間：10年

・表層の敷設年度：平成４年度以前，平成５年度以降

②設計ＣＢＲの設定

・凍上抑制層厚：15cm（砂），路床の材料：土　→　表5.13.6より、合成設計CBR＝3

③必要等値換算厚（T_A）の設定

・表5.3.2より、T_A ＝ 35cm

④既設舗装の残存等値換算厚（T_{A0}）の算出

・等値換算係数：表5.10.1より算出

	各層の材料	ひび割れ率	計算式
表層（H3･10）	アスファルト混合物	35%	（表5.10.1より）→　0.50
表層	細粒度アスコン	35%	（表5.10.1より）→　0.50
基層	粗粒度アスコン	35%	（表5.10.1より）→　0.50
上層路盤	アス安定処理	35%	（表5.10.1より）→　0.40
下層路盤	切込材料40mm級	－	→　0.25

※等値換算係数は、破損の状態（表5.10.1の注意書き）に応じ比例計算としている。(0.05単位へ切り捨て)

・T_{A0} ＝ 7×0.50 ＋ (7-2) ×0.50 ＋ (4-2) ×0.50 ＋ 5×0.50 ＋ 6×0.40 ＋ 60×0.25
　　＝ 26.9cm　　↑摩耗層分を減厚 ↑摩耗層分を減厚

⑤補修に必要な等値換算厚（ｔ＝T_A－T_{A0}）の算出

・ｔ＝35.0－26.9 ＝ 8.1cm

⑥オーバーレイ厚・層割の設定

・オーバーレイ厚：表5.10.2より、密粒度アスコン：4cm　＋　粗粒度アスコン：5cm

・補修後の等値換算厚の計算：T_A’

　T_A’＝4.0×1.00＋5.0×1.00＋26.9（T_{A0}）＝35.9cm　＞　35.0cm　・・・　ＯＫ

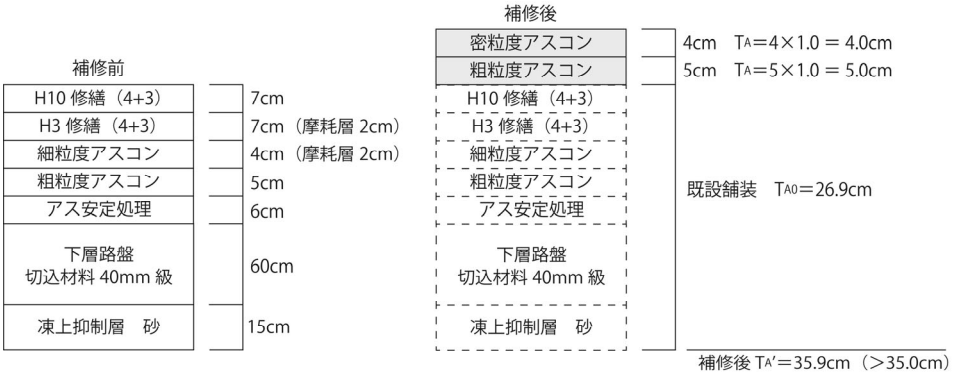


図14.1.4 補修前後の舗装構造（計算例３）

15.　排水関係通達・事務連絡等

北海道が管理する河川に係わる高規格道路（自動車専用道路）の橋梁等については、「高規格道路（自動車専用道路）に係る橋梁等の取扱いについて(案)」(平成19年2月5日付河川　第1312号　北海道河川課長通達）を適用し、関係機関との協議によって決定する。

『高規格幹線道路に係る橋梁等の扱いについて（案)』

1　橋梁の構造を決定するための河川改修計画

（1）河川横過構造の原則

高規格幹線道路（以下「高速道路」という）の横過構造は、原則橋梁とし、その基準は河川管理施設等構造令によるものとする。

（2）河川管理施設等構造令における高速道路の取扱い

高速道路の橋梁は、将来の河川改修に伴う改築が著しく困難であると考えられることから、暫定計画が定められた場合の特例（令第75条）は適用がなく、河川整備基本方針が策定されていない場合であっても、将来河川改修が予定されている河川は将来計画に基づき構造令が準用されることとされている。

（3）計画高水流量設定の考え方

横過する河川の状況により以下のとおり取り扱う。

ア　将来は、河川改修の予定がある河川

（ア）当該地点の計画流量が、河川整備基本方針において定められている場合はその計画流量とする。

（イ）当該地点の計画流量が、河川整備基本方針において定められていない場合は、河川整備基本方針相当規模の改修計画を策定し、その計画流量とする。

相当規模の判断が困難な場合は、下記の計画規模を参考とするが、水系における河川整備基本方針との整合を十分考慮すること。

・一級河川の主要区間　　N＝1／100 以上

・その他法河川区間　　N＝1／50　以上

イ　河川改修の予定がない河川

周辺地域の土地利用状況、既往洪水の氾濫水位、上下流に対する浸水被害の増大、工作物自体の流出に対する危険度を勘案のうえ、下記の計画規模を参考とする。

・法河川　　N＝1／30　以上

（4）流量算定式

流量の算定にあたっては、流域の状況に応じて、下流や近傍類似河川の算定法など総合的に勘案して、適切な算定式を選定すること。

計画雨量は、「北海道の大雨資料」（北海道建設部河川課監修）によるものとする。

2　橋梁以外の場合

函渠構造とする場合については、「道路・鉄道等が河川を渡河するために設置する函渠（樋門・樋管を除く。）の構造上の基準」（北海道版）に従うものとする。

１、適用範囲

(1) 高速自動車国道

(2) 一般国道自動車専用道路

(3) 地域高規格道路のうち、道路構造令による道路区分が1種又は2種の道路

(4) (1)，(2)，(3) 号に規定する道路以外の道路で、幅員が30m以上の道路

2、1－(3) について

計画高水流量設定の考え方で、横過する河川の状況を、ア　将来は、河川改修の予定がある河川　イ　河川改修の予定がない河川　ウ　砂防河川の3つに分けているが、将来にわたり改修予定があるか、ないかの判断は、改修の実現性（事業名時期）ではなく、改修の必要性で判断するものとし、下記の内容を考慮して決めるものとする。

ア　河川整備基本方針・整備計画で区間が位置付けされているか。

イ　要改修区間となっているか。

ウ　流域の土地利用状況はどうか。

エ　現況流下能力が低く、過去に被災を受けているか。

オ　地元から改修要望があがっているか。

3、1－(3) －アー（イ）について

(1) 計画高水流量設定の考え方で、将来は河川改修の予定があり、当該地点の計画流量が、河川整備基本方針において定められていない場合は、河川整備基本方針相当規模の改修計画を策定することとし、相当規模の判断が医難な場合は、一定の計画規模を参考として示したが、これについての考え方は以下のとおり。

相当規模の改修計画は、河川整備基本方針に定められた主要地点の計画高水流量を基準として、過去の主要な洪水及びこれらによる災害の発生の状況並びに流域及び災害防止地域の気象、地形地質、開発の状況のほか、河川の状況及び水利用状況を総合的に判断して定める。

河川整備基本方針は、水系で定められていることから、流出計算手法は、大流域に適応する貯留関数法等により計算している例が多い。この場合橋梁架設地点の計画流量を計算するためには、新たに流域を分割するなど、複雑な計算が必要になる。

また、上記「過去の主要な洪水～総合的に判断」に多大な時間、費用がかかることも予想される。

このような状況を考慮し、一定の計画規模を、河川整備基本方針を策定する場合の基礎資料である河川砂防技術基準（案）等を参考に設定した。なお、当該地点の河川整備基本方針相当の計画規模が著しく小さくなる場合（N＝1／30以下）は、相当規模の判断が困難な場合と同様に取扱い、一定の計画規模によるものとする。

(2) 主要区間の定義

主要区間とは、地方自治法（昭和22年法律第67号）第252条の19に規定する指定都市に係る都市計画法（昭和43年法律第100号）第7条第2項に規定する市街化区域内にある河川で、計画高水流量が2000m^3／s以上の区間である。

(3) 都市河川の定義

ア　既成都市河川

（ア）人口集中地区人口が3万人以上の都市において、その人口集中地区、これに直接隣接する人口集中地区及びこれらに概ね1km以内で隣接する人口集中地区に係る河川

（イ）当該人口集中地区が河川の氾濫により直接的な被害を受けることが想定される河川をいう。

イ　開発部市河川

（ア）人口集中地区人口3万人以上の都市の周辺において、昭和35年より昭和40年の間において、総人口0が20％以上増加した都市のうち、増加率が40％未満では、総人口3万人以上かつ人口集中地区人口1．5万人以上及び増加率が40％以上では、総人口2万人以上かつ人口集中地区人口1万人以上の人口増都市における人口集中地区並びにその周辺の開発地域に関連する河川

（イ）一定規模（100ha）以上の宅地開発に関連する河川

（ウ）大規模開発（万国博覧会、新東京国際空港、研究学園都市等広大な地域にわたる開発）に関連する河川

4、1－（3）－イについて

将来河川改修の予定がない河川については、取り扱い（案）ではN＝1／30以上の計画規模を参考として示したが、これについての考え方は以下のとおりである。

将来河川改修の予定がない河川については構造令の考え方によると、「現況に即して」計画高水流量を設定する必要がある。

この、「現況に即して」の趣旨は、

ア　現状の河川のみを対象として工作物を設けるということではない。

イ　既往の洪水の規模及び頻度、氾濫状況等を十分把握する。

ウ　工作物自体が流出したり、付近の河岸及び河川管理施設等に著しい支障を与えることがない。

エ　付近の家屋、耕地等に対して湛水被害等を増大させることのないよう、災害の発生又は助長に対して十分配慮する。

河川改修の予定がない河川については、上記趣旨により個別に検討するが、以下の点に留意する必要がある。

オ　上下流一連区間における河道状況を勘案

カ　既往の洪水の氾濫水位を勘案

キ　アに定める河道（横断形）のほか、対象流量に基づき、構造令に準拠

ク　既往洪水の氾濫水位までの河積に対応する流量を対象流量

高速道路においても、上記の趣旨及び留意点により対象流量を定めるのが基本であるが、特に山間部等では、現況河川の上記判断が以下の理由により困難であることから、一定の治水安全度（N＝1／30）を設定し工作物を設置することとした。

ア　既往洪水の氾濫水位が不明であることが多い。

イ　工作物自体の流出の危険度の判定が難しい。

ウ　流木等の閉塞による上流域の湛水被害の増大や、工作物流出に伴う下流域の浸水被害の増大の危険性の判定が難しい。

エ　山間部では、上下流一連区間の河道状況の把握が困難である。

北海道が管理する河川に係わる函渠については「鉄道・道路等が河川を渡河するために設置する函渠(樋門・樋管を除く。）の構造上の基準の解説（北海道版)」(平成19年2月5日付河川第1312号　北海道河川課長通達）を適用し関係機関との協議によって決定する。

１．目的

本基準は、河川に函渠を設置する場合における構造上の一般的技術的基準を定め、もって適正な河川管理に資することを目的とする。

なお、函渠の延長が５０ｍを超える場合は、河川事業設計要領「トンネル構造河川」に記載されている各基準等によるものする。

(解説)

函渠は、河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号。以下「令」という。）に記載されていない構造物である。このため、本基準は、その設置にあたって、構造上の一般的技術的基準を定めるものである。

本基準は一般的技術的基準を示したもので、現地の状況等によりこれによることが適当でない場合には治水上の安全等を十分考慮し、別途措置するものとする。

なお、函渠の延長が５０ｍを超える場合は、河川事業設計要領「トンネル構造河川」に記載されている各基準等によるものする。

２．定義

本基準において、「函渠」とは、鉄道・道路等が河川を渡河する区間に設置するボックスカルバート（樋門・樋管を除く。）をいう。

(解説)

道路・鉄道等が河川を渡河するためには、橋を設置するのが一般的であるが、川幅の小規模な河川の場合には、函渠を設置したほうが経済性の面から有利な場合があり、本基準は、その設置にあたっての構造上の一般的技術的基準を示すものである。

３．構造の原則

(1) 函渠は、計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）以下の水位の流水の作用に対して安全な構造とするものとする。

(2) 函渠は、計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず、付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい支障を及ぼさず、かつ生物の生息・生育環境に適切に配慮された構造とするものとする。

(3) 函渠は、鉄道・道路等の所要の基準に対して安全な構造とするものとする。

(4) 函渠の設置にあたっては、河川管理施設等構造令（昭和51年政令第199号。以下「令」という。）第65条に準じ、適当な施設を設けるものとする。なお、流木によるせき上げ等の影響を考慮し、函渠の構造は、原則一径間の構造とするものとする。

(解説)

函渠は、埋設していた底版が洪水時の局所洗掘により露出した場合、さらに局所洗掘が助長され函渠自体及び他の河川管理施設等に悪影響を与えることとなり、悪条件が重なれば河岸洗掘、破堤の原因となることも考えられる。また、生物の生息・生育環境の面からも底版が露出した場合、底版部で河道に落差が生じたり、水深が均一に浅くなることで魚類の遡上・降下が阻害されるなどの支障が考えられる。このような観点から、函渠は、「流水の作用」に対して安全で、生物の生息・生育環境等を保全し、付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい影響を及ぼさない構造としなければならない。このため、その設置にあたっては、函渠の底版が床止めに類似した構造であることを考慮し、必要に応じて適当な護床工や護岸等を設置する必要がある。一方、洪水時の流速が大きい河川等においては、砂礫等の流下によって函渠の側壁、底版が著しく磨耗する恐れがあるので、このような点にも留意する必要がある。

函渠は、その頂版上に土被りを設ける事が一般的であり、ひとたび計画高水位（高潮区間にあっては、計画高潮位）を上回る水位となると、洪水の流下を大きく阻害する等、橋と比絞した場合、より大きな危険性を有するものである。流木によるせき上げ等を考慮すると、隔壁を有する函渠とした場合には、さらに危険が大きくなるため、函渠の構造は、一径間を原則とするものである。

なお、本基準では、管渠の構造面について規定しているが、管理用通路については、函渠が橋と類似した構造であることから、令第66条（管理用通路の構造の保全）に定める管理用通路の規定に準拠するものとする。

４．函渠の設置が不適当な箇所

以下の箇所には、原則として函渠を設置してはならない。

(1) 河床の変動が大きい河道又は河床が低下傾向にある河道
(2) 狭窄部、水衝部、支派川の分合流部
(3) 基礎地盤が軟弱な箇所
(4) 堤防又は基礎地盤に漏水の恐れがある箇所
(5) 周辺の土地利用状況や上下流への影響を勘案した場合、治水上問題がある箇所

（解説）

河床の変動が大きい河道では、洪水時に土砂の過剰な堆積により函渠の閉塞の危険性があるほか、河床の低下により函渠の底版が露出し、局所洗掘等を助長し、破堤等の災害につながる恐れがある。また、河床が低下傾向にある河道では、底版が自然な河床低下を妨げ、安全な河道の維持を妨げることになる。これらのことから設置が不適当な箇所を特定したものである。

河道の狭窄部、水衝部、支派川の分合流部は、河岸浸食あるいは護岸や堤防の破壊の要因（水衝作用や局所洗掘等）が重なりあう場所であり、函渠を設置すると、より流況を複雑にする方向に作用する危険性があるため、その設置が不適当な箇所としたものである。

また、基礎地盤が軟弱な箇所は、基礎地盤の地盤沈下に伴う函体底面下の空洞化、函体周辺土の緩みの発生やクラックの発生の恐れがあるため函渠を設置すべきではない箇所としたものである。

さらに、堤防又は基礎地盤に漏水の恐れがある箇所は、函渠の底部又は側部でパイピングや空洞化の発生の恐れがあるため、管渠を設置すべきではない箇所としたものである。

なお、河川に設けられている他の工作物（橋、伏せ越し等）に近接した箇所は、それら施設の影響による深掘れと相まってさらに局所洗掘を助長する恐れがあるため、これらの箇所においては、それぞれの局所洗掘について十分検討を行ない、必要に応じて対策を行う必要がある。

周辺の土地利用状況や上下流への影響を勘案した場合、治水上問題があるとは、洪水位が上昇した場合、函渠上流の浸水域に著しい被害を与えたり、山地河川で流木により埋塞する可能性がある箇所をいう

５．函渠の頂版

函渠の頂版の下面の高さについては、令第41条第1項及び第42条の規定を準用するものとする。この場合において、これらの規定中「可動堰の可動部の引上げ式ゲートの最大引上げ時における下端の高さ」とあるのは、「函渠の頂版の下面の高さ」と読み替えるものとする。

（解説）

函渠の頂版については、令第64条（桁下高等）と同じ取り扱いとする。ただし、鉄道の軌道高や道路の路面高が堤防高さよりも高い位置にある場合には、本条による規定のほか、超過洪水の頻度や管理用通路の確保等といった河川の状況を勘案して極力余裕をとるように努めるものとする。

６．函渠の底版

函渠の底版上面は、河床（計画横断形が定められている場合には、当該計画横断形に係る河床を含む。以下同じ。）の表面から原則として深さ２ｍ以上の部分に設けるものとする。ただし、河床の変動が極めて小さいと認められる等、河川の状況によりやむを得ないと認められるときは、生物の生息・生育環境等に十分配慮の上、河床から底版上面までの深さを適切に設定することができるものとする。

（解説）

洪水時には、河床そのものが動いているため、河床に構造物を設けることにより、その連続性が失われて、上下流において思わぬ河床変動を引起こしたり、構造物付近の局所洗掘を助長することとなりやすい。また、底版が露出してしまうと底版上で浅い水深の流れを生じさせるなど、流水の連続性を断ち魚類の遡上等を妨げる。したがって、河床や水深の連続性を極力損なうことのないよう、函渠の深さについて規定したものである。

なお、「河床の表面」とは、原則として、低水路の最深河床の表面をいうものである。ただし、著しく深い局所洗掘があるなど、最深河床高と平均河床高が大きく異なる場合には、河川の特性を考慮した上で必要な対策を行ない、適切な高さとすることが出来るものとする。

また、河川管理上支障がある場合を除き、計画高水流量100m3/s未満の小河川にあっては令第76条（小河川の特例）に準じて「２ｍ」を「１ｍ」と読み替えて適用することは可能であるが、この特例の適用にあたっては現地状況等、充分勘案のうえ行うこと

ただし書において「河床の変動が極めて小さいと認められる」とは、イ）底版が岩盤の中に埋め込まれている場合、ロ）河床に岩が露出している場合、ハ）長期にわたって河床の変動が極めて小さいと判断される場合、ニ）現に当該施設の下流側に近接して固定部がおおむね計画横断形に係る河床高に合致した堰、床止め、水門等が設けられており河床が安定している場合等をいうものである。ただし、現時点で河床変動が小さくても河床が互層となっており岩等の表層が削られた場合には、下層の河床が著しく低下する可能性もあるため、ただし書きの適用にあたっては、現地河床の地質条件等を十分調査して決定する必要がある。

７．函渠の側壁

(1) 函渠の側壁の内面は、原則として河岸又は堤防（計画横断形が定められている場合には、計画堤防。以下同じ。）の法線に対して平行で滑らかに接続することとする。

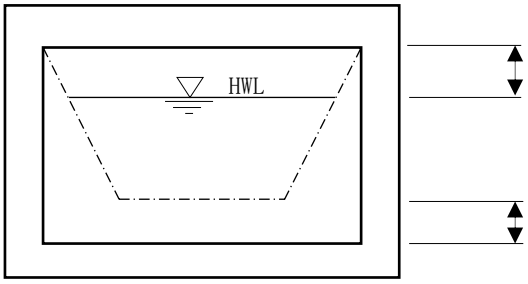
(2) 函渠の側壁の内面は、河岸又は堤防の表法肩より表側の部分に設けてはならない。

（解説）

函渠の側壁については、令第61条（橋台）第2項と同じ取り扱いとする。また、地質条件等の十分な検討を行ない、破堤等が懸念される場合は、函渠の長さ以上の範囲において、堤防の食い込み幅以上の裏腹付けを行う等の堤防補強を行うものとする。

また、河道断面積が急激に変化しないように、必要に応じて函渠の上下流の流下断面と一様な法面を函渠内に設けるか、函渠の前後の流下断面と函渠内の流下断面を滑らかにすり付けるものとする。

説明図



「第7条」を参照のこと（令第20条に規定されている余裕高を考慮した河川計画断面以内に側壁を設けてはいけない）

「第6条」を参照のこと

（一点鎖線はボックスカルバートの上下流の河川計画河道断面を指す）

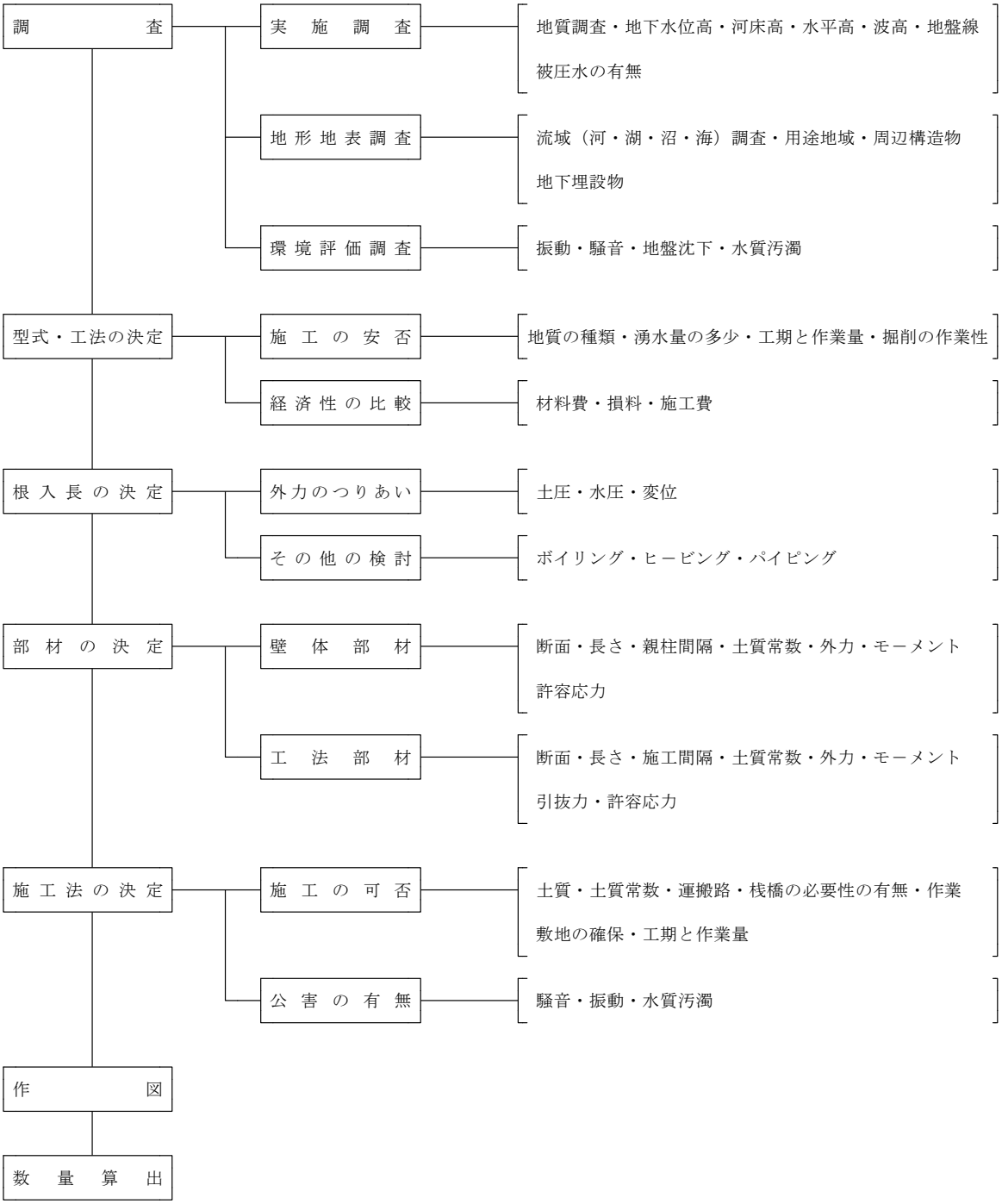
８．護岸等

河川管理施設等構造令　第65条（橋の護岸等）及び規則第31条（橋の設置に伴い必要となる護岸）の規定を、函渠を設ける場合について準用する。

16. 土留・締切工

16.1　土留・締切工の設計の流れ

土留・締切工の調査から積算までの全体の流れと各段階での問題点を拾いあげる。



16.2　調査のチェックポイント

(1)　実施調査

地　質　調　査	□ボーリング柱状図はあるか。 □標準貫入試験は行われているか。 □有害物質	地質調査報告書
地 下 水 位 高	□地下水位は観測されているか。 □近くに湖沼・河川はあるか。その水位は？ □水質	ボーリング調査 実測線調査
河床高・水面高 波高	□常時水位？ □平水位・高水位・潮位？	風向，潮位観測 気象観測結果
地　　盤　　線	□地盤高は測量されているか。	実測線調査

(2)　地形、地表調査

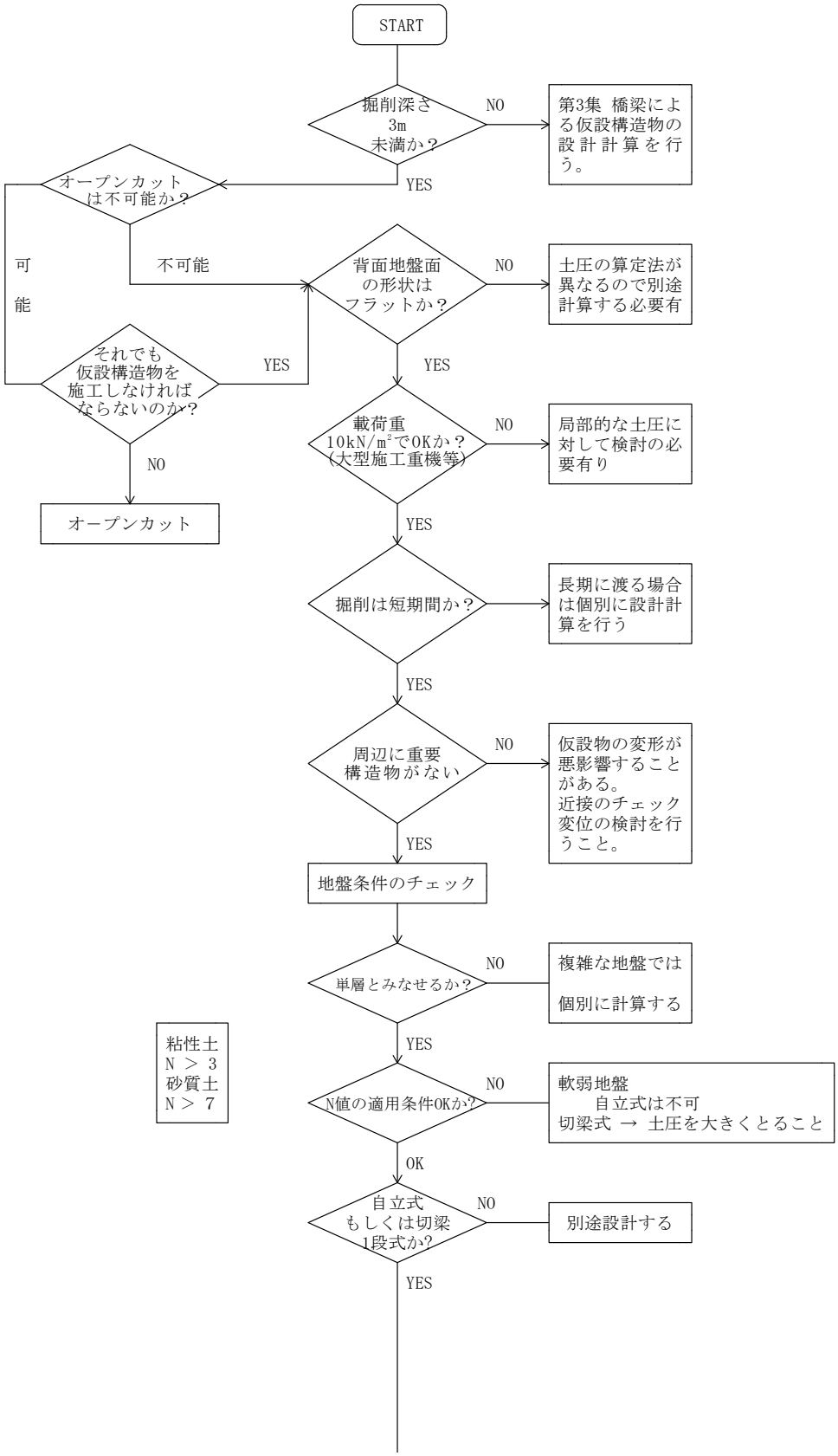
流　域　調　査	□河川・湖・沼・海についての調査資料？	公園区域図，保安林区域
用　途　地　域	□工事区域の用途区域は？ □現場の施工環境は？	都市計画図 現　場
周 辺 構 造 物	□地表沈下の範囲内に問題となる構造物があるか。 □作業振動に弱い構造物（住宅等）が存在するか。	現場＋実測線 調査成果品
沈 下 埋 設 物	□作業範囲内におけるＮＴＴケーブル・北電ケーブル・ガス・上水・下水等の埋設物があるか。	埋設物調査

(3)　環境評価調査

振 動 ・ 騒 音	□振動・騒音の規制があるか。	都市計画図，公害防止法
地　盤　沈　下	□軟弱地盤か？ □地下水位は高いか。	軟弱地盤対策工指針 地質調査報告書
水　質　汚　濁	□仮設排水の流末はどこか。 □水質汚濁基準はあるか。	環境基準

16.3　型式・工法の決定のチェックポイント

型式・工法の決定に当たり、一般的な小規模仮設の設計の流れを知っておく必要がある。
図16.3.1にその流れを示す。



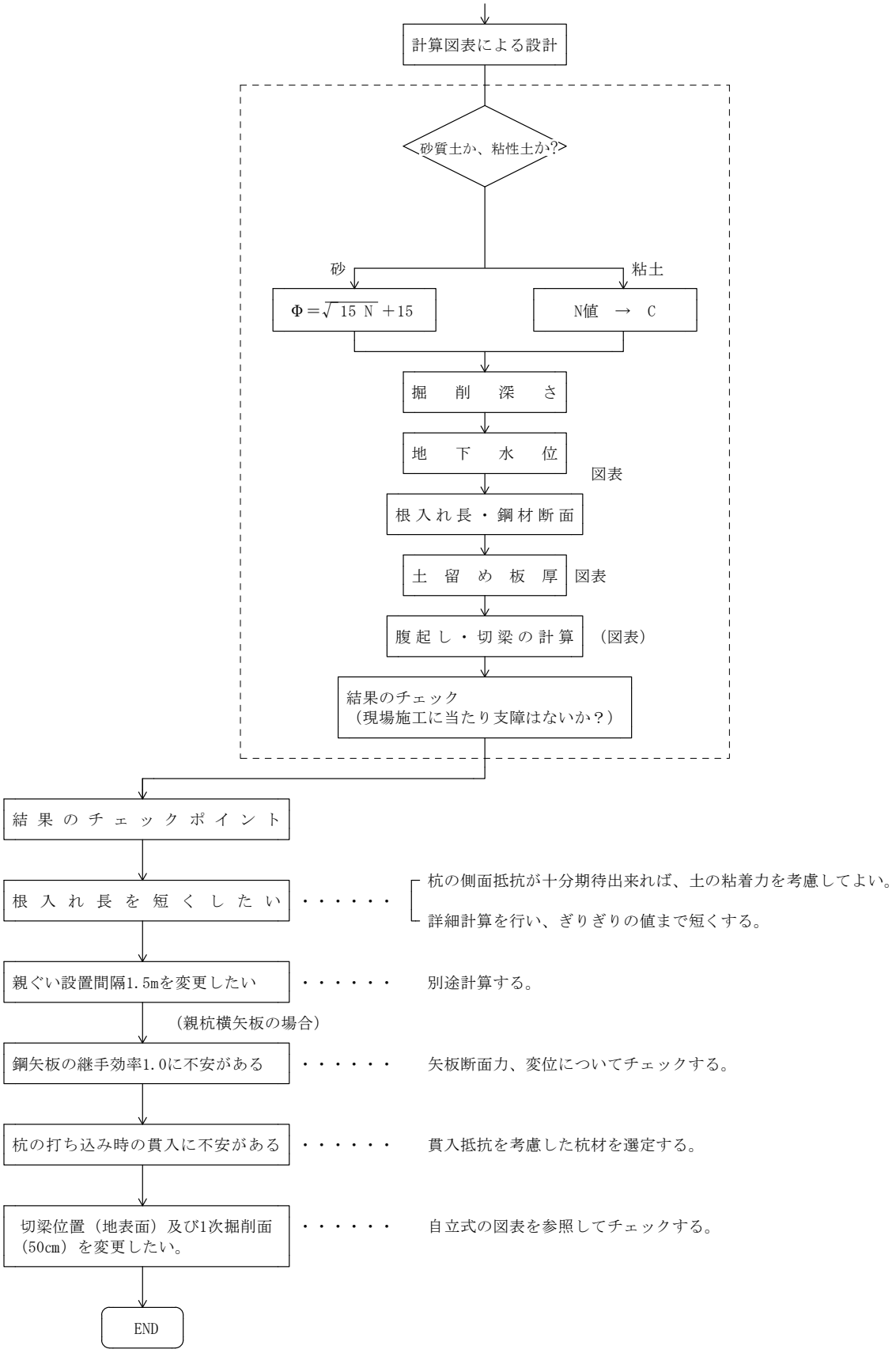


図16.3.1　小規模仮設の設計の流れ

(1)　施工の安否

地 質 の 種 類	□バイブロ打込みができる土質か。 □玉石はどうか。	地質調査報告書 ボーリング柱状図
湧 水 量 の 多 少	□沢，河川，沼など水があるところからの浸透水による湧水であるかどうか。 □湧水量の推定。	地質調査 現　地
工 期 と 作 業 量	□日当り作業量から、全体の工程の中に占める仮設工の割合は妥当か。	年度別計画書 仮設計画書
掘 削 の 作 業 性	□仮設部材が作業の邪魔にならないか。 □仮設の段取り替えに、手間取らないか。	仮設計画書

(2)　経済性の比較

材 料 費 ・ 損 料	□仮設部材の市場性はあるか。 □指定仮設とならないか。	調査会資料 建設機械損料等算定表Ⅱ
施　　工　　費	□根堀深さに見合った仮設か。 □仮設費のうち占める大きなものはなにか。	仮設工設計計算書 仮設工設計図

16.4　根入れ長の決定のチェックポイント

(1)　外力のつりあい

土　　圧	□土圧式　　□ランキン・レザール　KA＝□，KP＝□ □土の定数　γ＝□kN/m³，C＝□kN/m²，Φ＝□°	仮設構造物工指針
水　　圧	□地下水位高 □モーメントのつり合いをとる位置　□最下段　□その1段前	地質調査報告書
変　　位	□最大変位量は基準内か。　□30cm	仮設構造物工指針

(2)　その他の検討

ボ イ リ ン グ	□砂質土に対して □安全率	設計計算書
ヒ ー ビ ン グ	□粘性土に対して □安全性	設計計算書
パ イ ピ ン グ	□	

16.5　部材の決定のチェックポイント

(1)　壁体部材

断　面　長　さ	□親ぐいの部材の市場性 □シートパイル部材の市場性 □それらの長さは運搬できる長さか。 □建込時くい長は問題ないか。	調査会資料 12～15m 建設機械要覧
親　杭　間　隔	□1.0m～2.0mの間にあるか。	設計計算書
土　質　定　数	□γ＝□kN/m³，土質？，C＝□kN/m²，Φ＝□度	設計計算書
外力･モーメント	□最小根入れ長1.5m(親杭)、3.0m(鋼矢板) □安全率	設計計算書
許　容　応　力	□設計応力は許容応力以内か。 □シートパイルの継手効率　□工に対して60% □乙に対して45%	設計計算書 設計要領第３集 仮設構造物工指針

(2)　工法部材

断　面　長　さ	□切梁，腹起，火打ちの部材の市場性 □それらの長さは、運搬できる長さか。	調査会資料 設計図，材料計算書
施　工　間　隔	□切梁・間隔は3m以内か。 □アンカー間隔は、何mか。 □1段目の位置は基準どおりか。　□地表面より1m以内	設計図，設計計算書
土　質　常　数	□土質γ＝□kN/m³，C＝□kN/m²，Φ＝□度	地質調査報告書
外力･ﾓｰﾒﾝﾄ 引抜力	□切梁の設計モーメント □腹起の設計モーメント □アンカーの引抜力、アンカー力	設計計算書
許　容　応　力	□切梁，腹起の応力は許容応力以内か。 □アンカーの安全率	仮設構造物工指針 設計計算書 道路設計要領第３集

16.6　施工法の決定のチェックポイント

(1)　施工の可否

土　　質	□砂質土の場合、ボイリングは0.Kか。 □粘性土の場合、ヒービングは0.Kか。 □岩盤の場合、打込みが可能か。	仮設構造物工指針 地質調査報告書
土　質　定　数	□バイブロで施工できる土質か。	道路協定(橋梁)Ⅱ矢板
運搬路・桟橋の必要性の有無	□施工機械(クレーン等)が進入できるか。 □部材の運搬が可能か。 □桟橋を必要とするか。	構造物一般図 平面図 仮設計画図
作業敷地の確保	□部材を吊り込めるか。 □施工機械が配置できるか。	平面図 仮設計画図
工期と作業量	□工期と作業量が全体の工期の中に占める割合が妥当な施工法か。	仮設計画書

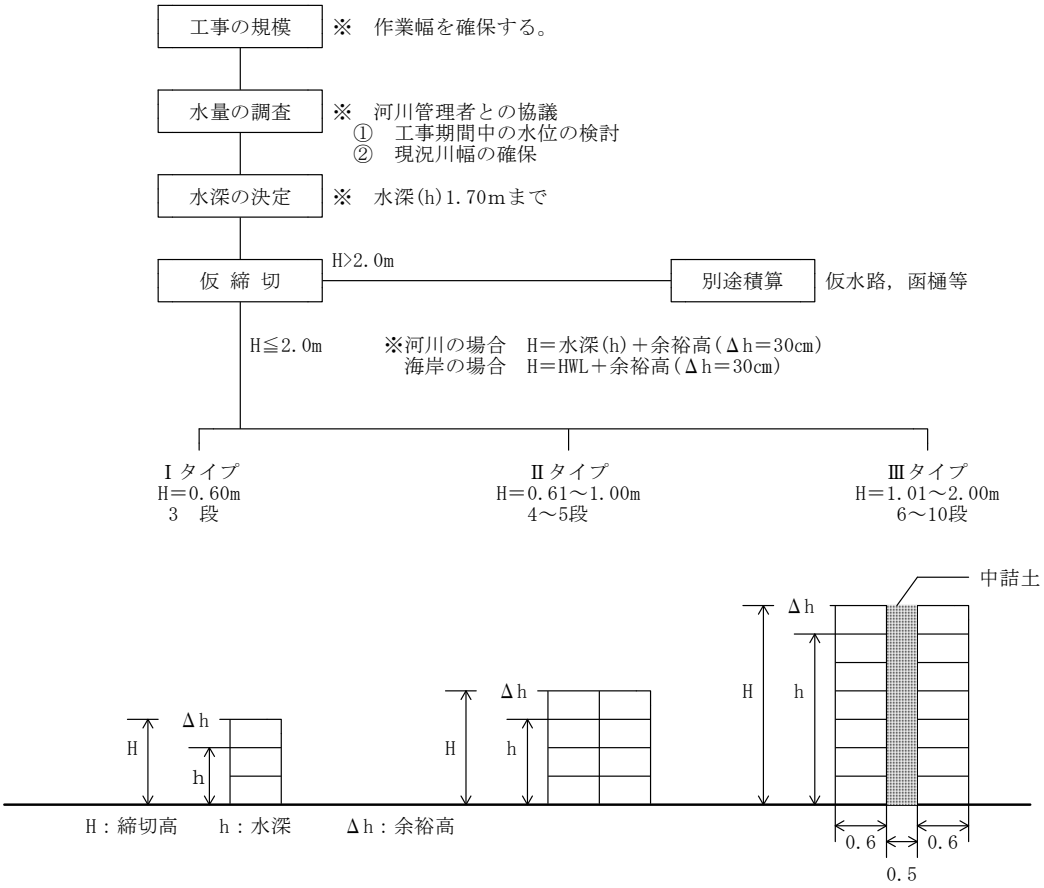
(2)　公害の有無

騒 音 ・ 振 動	□バイブロハンマーの振動はOKか。 □発動機，クレーンの騒音はOKか。	騒音規制法 地方自治体条例
水　質　汚　濁	□水質汚濁対策工と流末での基準値OKか。	地方自治体条例

17. 土のう締切工

17.1　土のう締切工の設計の流れ

本章の土のう締切工は、水深1.7m以下において、作工物を構築する場合の仮締切に適用する。
設計の流れを図17.1.1に示す。



(注)設計積算にあたっての留意事項

① 締切工2mを超える場合は別途検討すること。
② 中詰工，間詰土は現地材料を使用する事を基本とする。
③ 転用は、現地形，工程等をよく把握して計上すること。
④ 大型土のうを使用する場合は、(φ1100×1080H) を標準とし、中詰土は1.0m³程度とする。

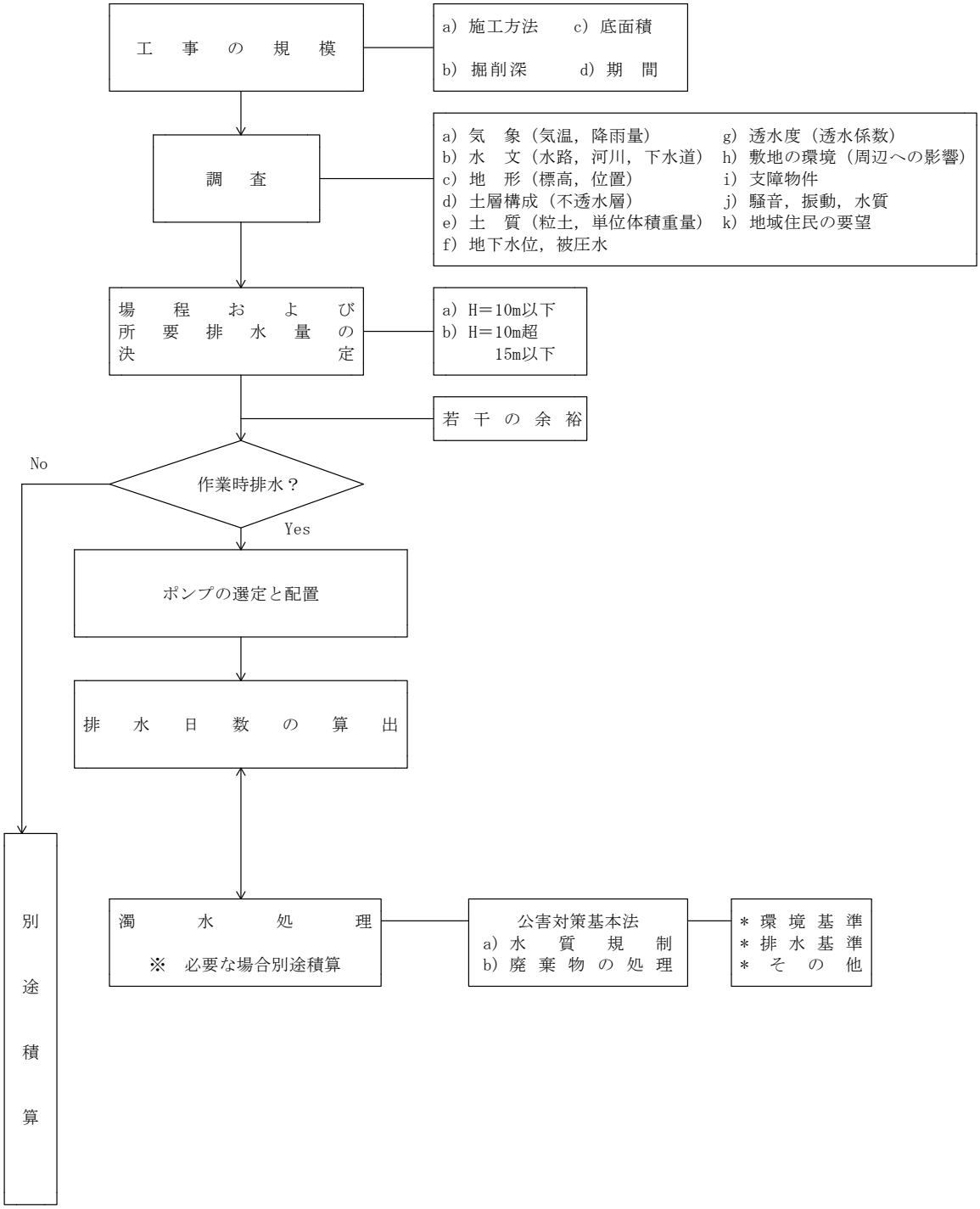
図17.1.1　土のう締切工の設計の流れ

17.2　土のう締切工のチェックポイント

工事の規模	□作業幅は確保できるか。	
水量の調査	□計画高水位 □工事期間中の水位の資料 □現況川幅は確保できるか。	流量計算書 実測平面図 大横断図
水深（H）	□余裕高は30cmとする。 (河川)：　H＝工事期間中の水深(h)＋余裕高 (海岸)：　H＝H. W. L＋余裕高	仮設計画書
数量算出	□中詰土，間詰土は現地材料を使えるか。 □転用は、現況地形もしくは工程等を把握して。	土質調査成果 現地

18. 排水工(ポンプ排水)

小構造物の排水に適用する。擁壁(H＝2.0m以上)、函渠は橋梁編に準ずる。



排水方法は、作業時排水を標準とするが、水没で構造物の機能が阻害される場合及び冠水で作業に支障を及ぼすか不能となる場合は、常時排水を適用できる。

図18.1.1　ポンプ排水工の設計の流れ

18.1　ポンプ排水工のチェックポイント

(1)　工事の規模

施　工　方　法	□工種別，1工程延長	構造物一般図
掘　　削　　深	□ポンプの場程	構造物土工算出図
底　　面　　積	□1工程，最大の底面積	構造物一般図
工　事　期　間		排水日数表

(2)　調　査

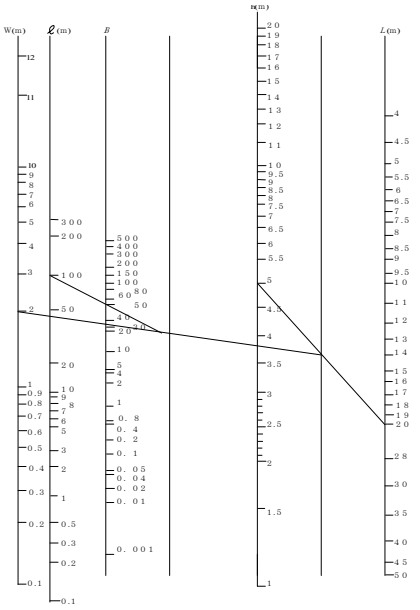
気　　象	□降雨量　□施工時期	気象統計
地　下　水　位	□浸透，湧水量の予測	地質調査成果
排水処理場所	□濁水処理方法	環境基準

(3)　ポンプの選定と配置

透　水　係　数	□透水係数の設定値　□地質及び粒径	仮設工事施工計画
場 程 と 距 離	□場程　□距離	地質調査報告書
所 要 排 水 量	□透水量　□湧水量　□降雨量 □常時排水量 □作業時排水量	計算書

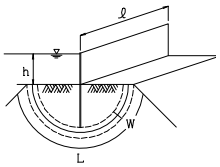
表18.1.1　地質と透水係数(cm/sec)

	10^{2} 10^{1} 10^{0} 10^{-1}	10^{-2} 10^{-3}	10^{-4} 10^{-5}	10^{-6} 10^{-7}	10^{-8} 10^{-9}
透水性	非常に大きい	普　　通	低　　い	非常に低い	不 透 水 性
土の状態	粗な礫 きれいな砂利	きれいな砂 きれいな砂と砂利の混合物	非常に細かい砂 シルト質砂 汚れた砂	シルト 沈　泥	均質粘土のような不透水土
		植物と風化の結果できた不透水性土			
粒　径 (mm)	2	0.5	0.05	0.01	0.002



浸出量V＝kB　　k＝透水係数

$$B = A \cdot \frac{h}{L} \qquad A = W \cdot \ell$$



W＝2m　h＝5m　L＝20m

ℓ＝100mの場合　B＝50m^2

浸出量　V＝kB

k＝透水係数　$B = A \cdot \frac{h}{L}$　　$A = W \cdot \ell$

L＝流線の平均長m　　ℓ＝締切の長さm

W＝流線の平均厚m　　h＝水深　　m

〔例〕

W＝2m　h＝5m　L＝20m

ℓ＝100mの場合　B＝50m^2

となる。Bにkを乗じてVを求める。

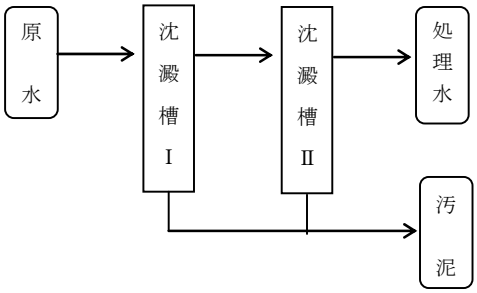
図18.1.2　浸透量を求めるノモグラム

ﾎﾟﾝﾌﾟの選定と配置	→	□場程　□水量	橋梁工事実務ﾏﾆｭｱﾙ P.41
排　水　日　数	→	□掘削工程延長□工種	構造物一般図

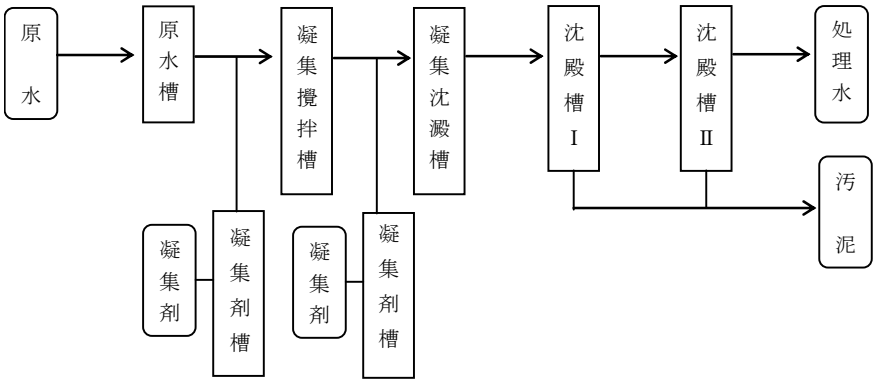
19. 濁水処理工

19.1　濁水処理方式の種類と標準フロー

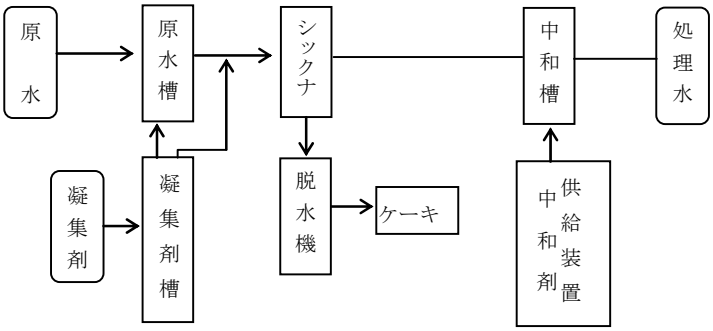
(1)　自然沈澱方式



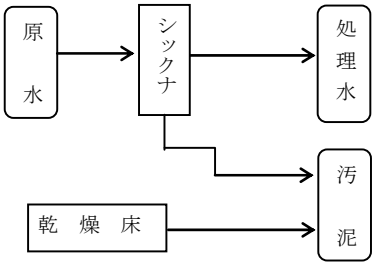
(2)　凝集沈澱方式



(3)　機械処理方式



(4)　機械簡易方式



19.2　設計のチェックポイント

処理目的	□工事規模　□工　期 □濁水発生源	
処理目標値の設定	□PH □SS □その他	総理府令 北海道条例 市町村条例
原水量の推定	□河床高　□水面高 □湧水量　□使用水量 □排水深さ　□地　質　□面　積	水量　20～40m³/n(中) 〃　40～75m³/n(大)
原水の性状	□地　質　□土質試料試験 □SS　□PH	
濁水処理方式と規模	□処理方式の種類　□縮尺 □凝集沈殿 □機械処理 □機械簡易方式 □敷　地　□処理期間 □原水量 □余裕率	
凝集剤・中和剤の決定	□処理項目　□原水　□SS　□PH □処理剤　□無凝集剤(粉末・液状) □有凝集剤(高分子) □中和剤(炭酸ガス) □油　分(マット)	
汚泥の処理方法	□搬出方法　□ポンプ　□ダンプ	
管理項目の決定	□把握試験　□規制項目　□規制位 □現場管理 □外部機関依頼項目 □規定基準(回数)	

20. 設計図書の作成要領

20.1　図面のタイトル

図面のタイトルの寸法及び記入方法は図20.1.1を原則とする。

なお、図面名、図面番号の記入は必須とする。

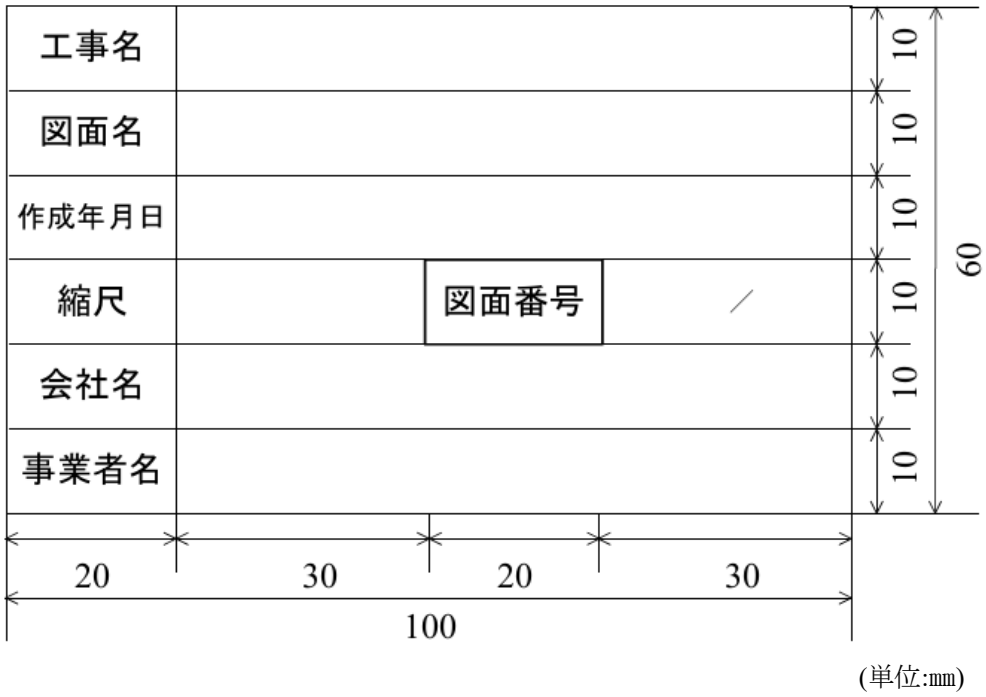


図20.1.1　図面のタイトル

20.2　図面の記入方法

(1)　しゅん功想定図

① 道路幅、切土、盛土ののり面、作工物等を平面図に投影し、それぞれに次の色分けをし、作成する。なお、接続道路は必ず名称を記入する。

起終点：赤色旗上げ　　旧道（ルート変更などの場合は路面のみ）：黄色
本線：無色　　自歩道・歩道：桃色　　分離帯：黄緑色
橋梁・トンネル等構造物：赤色　　盛土のり面：緑色　　切土のり面：橙色
側溝・水路関係：水色　　取付道路（道道、市町村道等）・側道：茶色
文化財、史跡、社寺等：紫色（範囲を囲む）　　支障物件：黄色
学校・病院：建物を薄赤色で着色する。　　用地境界：赤色一点鎖線
用途地域が設定されている区間は、用途地域と同色で着色する。

(2)　縦断図

① 工事起終点、不施工区間、BMの位置高さ、構造物の測点、延長を旗上げ記入する。
② 市街地、又は必要箇所は家屋土台高を記入する。
③ 測点200m毎に縦線を、標高10m毎に横線を記入する。
④ 曲線部の片勾配、拡幅のつけ方を記入する。
⑤ 横断勾配で片勾配等の数値の異なる場合のすり付け方を記入する。

(3)　標準横断図

① 各断面の適用区間の測点及び移行すり付け区間の測点を記入する。
② 改良工事の場合のFLの高さ、舗装工事のFLとの関係を分かるように図示する。
（改良工事FL＝施工基面高－舗装厚○○mm

(4)　作工平面図

① 各種側溝、擁壁、管渠、縁石、橋梁、法面工等の位置関係、測点等を記入する。
② 図面の配置関係から別途図としてある場合は名称のみをその位置に［　　］でわく取りし記入する。
③ 図面は折込んでも良いので縮尺は出来るだけ大きくする。

(5)　構造図

① 道路中心線との平面位置、高さの関係を必ず記入する。
② コンクリート各部の寸法を示す図と配筋を示す図とは別図とする。

(6)　横断図

① 縮尺は1/100とし煩雑となる場合は1/200とする。
② 道路の中心線は細線で示す。
③ 用地境界線は各断面毎に記入し破線とする。（－－－）

21. 防雪柵基礎

21.1 杭頭結合の方法Ａによる設計計算例

21.1.1 設計条件

1. 防雪柵の柵型式　　自立式吹止柵
2. 基　礎　形　式　　杭基礎(鋼管杭)
3. 柵　　高　　H=5.000m
4. 支　柱　間　隔　　L=3.000m
5. 設　計　風　速　　順風時　V=50m/s　，　逆風時　V=30m/s
6. 風　　荷　　重　　W=26.338KN（最大荷重)、作用位置Y=2.473m
7. 防　　雪　　板　　鋼　製
8. 支　　柱　　鋼　製
9. 支柱支持形式　　自立式（下部収納型）
10. 基礎ブロックの基準強度　　σck=18N/mm
11. 単位体積重量　　コンクリート　23kN/m^3
12. 設計用土質定数

地　層　名	土　質	深　度 (m)	平均Ｎ値 N (回/30cm)	単位体積重量 γt (kN/m3)	粘着力 C (kN/m2)	内　部 摩擦角 φ (°)
礫混じり砂 (As1)	砂質土	1.50	4	17.0	0	31
粗　　砂 (As2)	砂質土	2.80	7	17.0	0	33
粗　砂 (As3)	砂質土	5.80	18	17.0	0	35
礫混じり砂 (Dc2)	砂質土	7.00	24	17.0	0	37

13. 許容応力度

表21.1.1　鋼材の許容応力度（防雪柵本体）

材　　質		板厚 (mm)	長期許容応力度 (N/mm^2)			
			引　張	圧　縮	曲　げ	せん断
鋼材	SS400 STK400	40以下	156	156 ※	156	90
		40を超えるもの	143	143 ※	143	82
	ボルト SS400		120	－	－	70
	鉄筋 SD345		180	－	－	－

注）※細長比による低減を考慮すること

表21.1.2　鋼材の許容応力度（基礎工）

材　　質		区　　分			長期許容応力度 (N/mm^2)		
					引　張	圧　縮	せん断
鋼材	SS400 STK400 SKK400	母材部			140	140	80
		溶接部	工場溶接	グループ溶接	140	140	80
				すみ肉溶接	－	－	80
			現場溶接		各応力度について工場溶接の90%とする		
	ボルト SS400				100	－	60
	鉄筋 SD345				180	－	－

コンクリート許容応力度は「道路土工-擁壁工指針」、「コンクリート標準示方書(2002制定)」に準じ、表21.1.3によるものとし、風荷重時の短期応力は、各許容応力度に表21.1.4の割増係数を乗じた値とする。

表21.1.3　コンクリート許容応力度

設計基準強度 (N/mm^2)	長期許容応力度 (N/mm^2)						摘　要
	圧 縮	曲げ圧縮	支 圧	せん断	押抜きせん断	付 着	
18	4.5	7	5.4	0.33	0.80	0.7※1 1.4※2	無　筋 コンクリート
21	－	7	5.5	0.36	0.85	0.7※1 1.4※2	鉄　筋 コンクリート

※1　丸鋼の付着応力度　※2　異形棒鋼の付着応力度

杭基礎における杭と底板の結合部の設計に用いるコンクリート許容応力度は、以下式により算出する。

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \times \frac{A_c}{A_b}\right) \times \sigma_{ck} \leqq 0.5 \times \sigma_{ck}$$

ここに、 σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度(N/mm²)

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の全面積(mm²)

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積(mm²)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

(3) 荷重の組合せ

防雪柵の設計は、表21.1.4に示す荷重の組合せのうち最も不利な組合せについて行う。また応力度の照査を行う場合の許容応力度は表21.1.1～3の基本値に表21.1.4の割増係数を乗じた値とする。

表21.1.4　荷重の組合せと割増係数

		死荷重	土圧	風荷重	割増係数
長期		○	○	－	1.00
短期	基礎工	○	○	○	1.25
	防雪柵本体	○	○	○	1.50

※杭頭部押し抜きせん断応力の照査では許容値の割増は行わない（道路橋示方書・同解説Ⅳ,下部構造編）

(4) 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力については、現地の地盤条件、使用する埋戻し材料などにより決定するものとするが、現地の試験を行うことが困難な場合には、「道路土工-擁壁工指針」に準じ表21.1.5を使用しても良い。

表21.1.5　支持地盤の種類と許容支持力度

支持地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m²)	備考 q_u (kN/m²)	備考 N 値
岩　盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000以上	－
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	－
	軟岩・土丹	300	1,000以上	－
礫　層	密なもの	600	－	－
	密でないもの	300	－	－
砂　質 地　盤	密なもの	300	－	30～50
	中位なもの	200	－	20～30
粘土土 地　盤	非常に堅いもの	200	200～400	15～30
	堅いもの	100	100～200	10～15

14. 杭基礎の設計条件

1) 基礎杭使用鋼材　　鋼管杭φ400　t=6.0mm　SKK400

2) 基礎ブロック形状　　幅1.000m　、奥行き1.000m　、高さ1.000m
(平面形状は最大ベースプレート寸法および杭の縁端距離より決定)

3) 杭頭部の埋込長　　500mm

4) 鋼材の腐食代　　1 mm

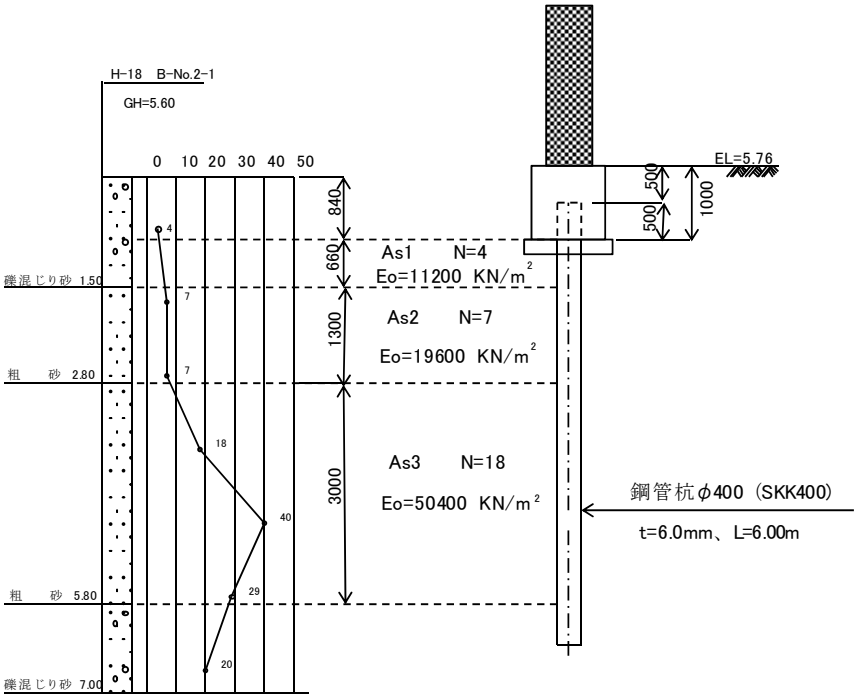
5) 許容水平変位　　δa = 15 mm

15.　設計に使用した参考文献

・道路吹雪対策マニュアル　平成23年3月　寒地土木研究所
・道路橋示方書･同解説 Ⅳ下部構造編　平成24年3月　日本道路協会
・道路橋示方書･同解説 Ⅱ鋼橋編　平成24年3月　日本道路協会
・道路土工 擁壁工指針　平成24年3月　日本道路協会

21.1.2 杭基礎の計算

1. 形 状 寸 法 図



2. 安定計算結果一覧表

杭　長(m) 根入れ長(m)	杭形態	杭支持力(KN)		3/β	杭頭変位(mm)		応力度(N/mm²)	
		N	Ra	(m^{-1})	δ	δa	σ	σa
5.500 0.500	摩擦杭	28.0	45.7	5.254	8.9	15.0	160	175

3. 基礎コンクリートの検討結果一覧表

検討項目	単位	計算値	許容値
押抜きせん断応力度	N/mm^2	0.04	0.80
根入れ部の支圧応力度	N/mm^2	5.62	6.75

4. 杭 基 礎 の 計 算

使用鋼材 φ400 , t=6.0mm 杭 長 L= 6.000 m (l= 5.500 m)

断面二次モーメント I= 1.1920E-04 m^4 断面係数 Z= 5.9900E-04 m^3

ヤング係数 E= 200,000,000 kN/m^2 重量 W= 0.5717 KN/m^2

(0.05829kg/m×9.80665)

1) 杭頭作用力

a)鉛直力 防護柵重量 N1 = 4.985 kN (0.5083 t × 9.80665)

基礎コン重量 N2 = 23.000 kN (1.00 × 1.00 × 1.00 × 23)

ΣN = **27.985** kN

b)水平力 風荷重 H = **26.338** kN (1スパン当たり)

c)曲げモーメント 作用高さ y = 3.473 m (2.473+1.00)

M = 26.3 × 3.473 = **91.47** kN･m

2) 杭長の計算 (道路吹雪対策マニュアル P3-5-34)

a)杭の特性値 (β) の算出

土 層		N	Eo	li
As1	砂質土	4	11,200	0.660
AS2	砂質土	7	19,600	1.300

1/β= 1.751 m と仮定すると、 (β = 0.571 m^{-1})

1/βの範囲の平均変形係数 Eo = 16.434 kN/m^2 α = 1

表21.1.6 変形係数E_0とα

変形係数E0の推定方法	地盤反力の推定に用いる係数α
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値よりE_0=2,800Nで推定した変形係数	1

・水平方向地盤反力係数 (K_H) は次式より求める。

$$K_H = K_{Ho}\left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} \quad (kN/m^3)$$

ここに、 K_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/mm^3)

B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)

K_{Ho} : 平板載荷試験の値に相当する横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

$$K_{Ho} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_0 \quad (kN/m^3)$$

$$= \frac{1}{0.3}\times 1\times 16434 = 54,780 \quad (kN/m^3)$$

$$BH = \sqrt{D/\beta} = \sqrt{0.400\times 1.751} = 0.837 \text{ m}$$

$$K_H = K_{Ho}\left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} = 54,780 \times \left(\frac{0.837}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$= 25,376 \quad (kN/m^3)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H\cdot D}{4\cdot E\cdot I_x}} \quad (\text{changの式})$$

$$\beta = \sqrt[4]{(25376\times 0.400)/(4\times 200000000\times 0.0001192)}$$

$$= 0.571 \ m^{-1}$$

1/β = 1.751 m^{-1} ⇒ 仮定した1/βと一致する.

∴ 杭長の最小値 Lmin = 3/β = 3 / 0.571 = 5.254 m < 使用杭長 = 5.500 m

よって、半無限長の杭として計算する。

b)支持力に対する検討　　(道路吹雪マニュアル　P3-5-36)

・杭の支持力（ Ra ）は次式より求まる。

$$Ra = \frac{1}{n} \cdot Ru - Wd$$

ここで、　R_a：杭等における杭の軸方向許容押込み力 (KN)

n　：安全率（表21.1.4参照）

R_u：地盤から決まる杭の極限支持力 (KN)

W_d：杭の自重 (KN)　0.5717 KN/m× 6.00m ＝ 3.43 (KN)

・杭先端の支持力を考慮する場合のR uは次のようになる。

$Ru = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (\lambda i \cdot f i)$

ここで、　q_d：杭先端を支持する単位面積当たりの極限支持力度 (KN/m²)

A　：杭の先端面積　(m²)

U：杭の周長　(m)

λ_i：周面摩擦を考慮する層の層厚　(m)

・極限支持力は、鋼管杭の場合は「道路橋示方書・同解説Ⅳ,下部工編」に、H鋼の場合は「道路土工指針-仮設構造物工指針」に準拠し算出する。

表21.1.7　安全率

荷重状態＼杭の種類	支持杭	摩擦杭
長　　期	3	4
短　　期	2	3

b)-1　杭の許容支持力の算出

・杭先端地盤の極限支持力度

杭先端が支持層に根入れしていないため、摩擦杭として計算する。

$q_d = 0$　(KN/m²)

・杭の周辺摩擦力度

f i＝ 2・Ｎs　・・・・・・　(砂質土)

f i＝ 10・Ｎc　・・・・・・　(粘性土)

土　層		N 値	l i	f i	l i・f i
As1	砂質土	4	0.66	8.0	5.28
As2	砂質土	7	1.30	14.0	18.20
As3	砂質土	18	3.00	36.0	108.00
Dc2	砂質土	24	0.54	48.0	25.92
Σ			5.50		157.40

$A = 1/4 \times \pi \times 0.398^2 = 0.124$　(m²)

$U = \pi \times 0.398 = 1.250$　(m)

・極限支持力度

$Ru = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma (\lambda i \cdot f i)$

$= 0.0 \times 0.124 + 1.250 \times 157.40 = 196.75$ (KN)

・杭の支持力度

$Ra = 1/n \cdot Ru - Wd = 1/4 \times 196.75 - 3.43 = 45.7$　(KN) ≧ N　27.985 (KN)　O.K

※風による鉛直分力荷重を考慮していないので常時にて照査

3) 応力度に対する検討　　(道路吹雪マニュアル　P3-5-35)

水平力 (W) による曲げ応力度（σb）が許容応力度（σba）より小さいことを確認する。

$\sigma b \leqq \sigma ba$

ここで、σbaは表21.1.2より一般的に次のような値である。

$\sigma b = 140 \times 1.25 = 175$　(N/mm²)

また、杭頭の変位（δ）が許容変位量（δa）より小さいことを確認する。許容変位は「道路橋示方書・同解説Ⅳ、下部構造編」(平成24年、日本道路協会）に準じてδa＝ 15 ㎜とする。

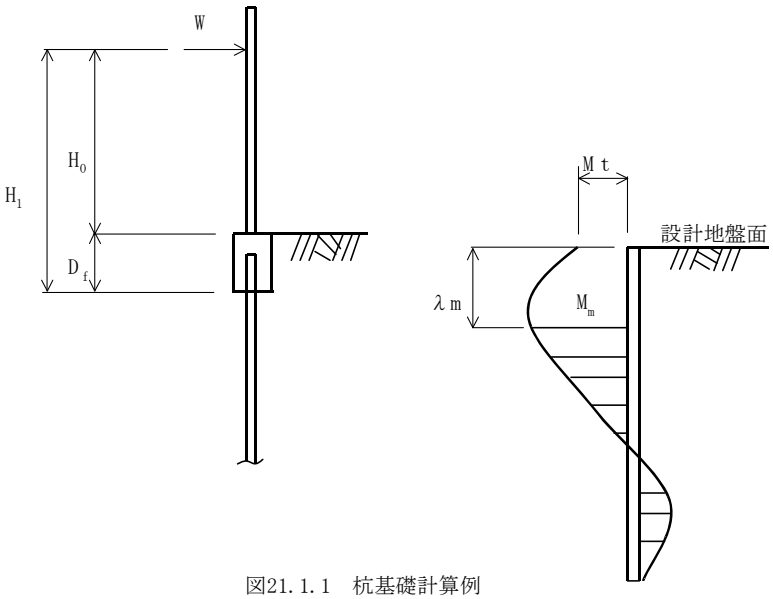


図21.1.1　杭基礎計算例

・最大曲げモーメントの位置（λ_m）は次式により求まる。

$$\lambda_m = \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2 \cdot \beta \cdot H_1}\right)$$

$$= \frac{1}{0.571} \times \tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.571 \times 3.473}\right) = 1.75131 \times \tan^{-1} 0.20136$$

$$= 0.348 \quad \mathrm{m}$$

・最大曲げモーメント（M_m）は次式より求まる。

$$M_m = \frac{W_b}{2\beta} \sqrt{(1+2 \cdot \beta \cdot H_1)^2+1} \cdot \exp(-\beta \cdot \lambda_m)$$

$$= \frac{26.338}{2 \times 0.571} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.571 \times 3.473)^2 + 1} \times \exp(-0.571 \times 0.348)$$

$$= 23.06305 \times \sqrt{24.66280} \times \exp(-0.19871)$$

$$= 95.780 \ \mathrm{kN \cdot m}$$

・杭の断面係数をＺとすると曲げ応力度σｂは次式より求まる。

$$\sigma_b = \frac{M_m}{Z} \leqq \sigma_{ba} \quad (= 175 \ \mathrm{N/mm^2})$$

$$= \frac{95780000}{5.9900\mathrm{E+05}} = 159.9 \ \mathrm{N/mm^2} \leqq \sigma_{ba} = 175 \ (\mathrm{N/mm^2}) \quad \sim \quad \mathrm{OK}$$

・杭頭の変位量（δ）は次式より求まる。

$$\delta = \frac{1+\beta \cdot H_1}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot W_b \leqq \delta_a \quad (=15\mathrm{mm})$$

$$= \frac{1 + 0.571 \times 3.473}{2 \times 200,000,000 \times 1.1920\mathrm{E-04} \times 0.571^3} \times 26.338$$

$$= 0.0089 \ \mathrm{m} \Rightarrow 8.9 \ \mathrm{mm} < \delta a = 15 \ \mathrm{mm} \quad \sim \quad \mathrm{OK}$$

4)　基礎コンクリートの検討　（道路吹雪対策マニュアル P3-5-37）

基礎コンクリートの検討については、杭頭部の押し抜きせん断応力度（τ_p）が、表21.1.3における許容押抜きせん断応力度（τ_{pa}）以下であることが必要である。

$$\tau_p \leqq \tau_{pa}$$

また、基礎部根入れ長を検討し、根入れ部の支圧応力度（σ_{cb}）が、表21.1.3における許容支圧応力度以下であることが必要である。

$$\sigma_{cb} \leqq \sigma_{cba}$$

a)杭頭部垂直支圧応力度

$$\sigma cv = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot D^2 / 4}$$

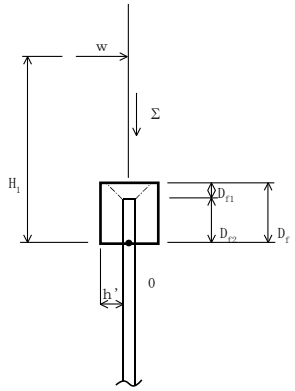


図21.1.2　根入れ長計算

ここで　σcv ：杭頭部垂直支圧応力度　(N/mm²)

防護柵重量　N1= 4.985 KN
基礎コン重量　N2=23.00 KN
Σ　W　=27.985 KN

Σ　W：杭にかかる軸力　(KN)
D　：杭　径　(mm) = 400 mm

$$\sigma cv = \frac{27,985}{\pi \times 400^2 / 4} = 0.223\ (N/mm^2) < \sigma ca = 5.4\ (N/mm^2) \quad O.K$$

※風による鉛直分力を考慮していないので常時で照査

b)杭頭部押抜きせん断応力度

$$\tau v = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot (D + D_{f1}) \cdot D_{f1}}$$

ここで　τv：杭頭部押抜きせん断応力度　(N/mm²)
Σ　W：杭にかかる軸力　(KN)
D　：杭　径　(mm) = 400 mm
D_{f1} ：杭頭よりブロック面までの距離　(mm) = 300 mm

$$\tau v = \frac{27,985}{\pi \times (400 + 300) \times 300} = 0.042 (N/mm^2) \leqq \tau a = 0.8\ (N/mm^2) \quad O.K$$

c)根入れ部の水平支圧応力度

$$\sigma cb = \frac{W}{D \cdot D_{f2}} + \frac{6 \cdot M}{D \cdot (D_{f2})^2}$$

ここで　σcb ：根入れ部の水平押抜きせん断応力度　(N/mm²)
W　：水平力（風荷重）　(KN)　=26.338
D　：杭　径　(mm)　= 400 mm
D_{f2} ：根入れ長　(mm)　= 500 mm
M　：0点におけるモーメント　(KN・m) = 91.47
σcba= 5.4 × 1.25 = 6.75 (N/mm²)

$$\sigma cb = \frac{26,338}{400 \times 500} + \frac{6 \times 91,470,000}{400 \times 500^2} = 5.62 (N/mm^2) \leqq \sigma cba = 6.75\ (N/mm^2) \quad O.K$$

d)根入れ部の水平支圧方向押抜きせん断応力度

$$\tau h = \frac{W}{h' \cdot (2 \cdot D_{f2} + D + 2 \cdot h')}$$

ここで　τch ：杭頭部水平押抜きせん断応力度　(N/mm²)
W　：水平力（風荷重）　(KN)
h'　：水平方向フーチングの有効厚さ　(mm) = 300 mm
D_{f2} ：根入れ長　(mm) = 500 mm

$$\tau h = \frac{26,338}{300 \times (2 \times 500 + 400 + 2 \times 300)} = 0.044 (N/mm^2) \leqq \tau a = 0.80\ (N/mm^2) \quad O.K$$