道営農業農村整備事業設計の手引き

平成 30 年 3 月

北 海 道 農 政 部

道営農業農村整備事業設計の手引きについて（通知）

（平成 30 年３月 28 日事調第 1321 号
農政部長から各（総合）振興局長あて）

設計業務の円滑化を図るため道営農業農村整備事業設計の手引きを制定したので、業務の参考としてください。

（農村振興局事業調整課設計施工グループ）

「道営農業農村整備事業設計の手引き」の作成にあたって

（1）目的

北海道における農業用用水路、排水路及び農道等の設計に当っては、農政部制定設計指針を適用し事業の目的や地区の特性等を勘案し、現地の実情に即した設計を行っている。

しかし、設計指針の基になる基準は、国営事業等の大規模な施設が対象であったり、構造物については、一般土木の指針等を準用している部分もあることから、農政部の設計対象となる比較的小規模な施設の設計においては設計指針の解釈や適用方法について設計者の判断が相違する場合があり、また受益者や施設管理者の管理方法は地域によって異なる場合があり、同様な施設の設計においても施設の形状が異なる場合がある。

特に北海道に多い泥炭地帯での軟弱地盤における基礎の設計は、その手法が確立していないことから、比較的施設が小規模でも検討する項目は同一のため、多くの時間をかけて比較検討作業を行っている現状がある。

これらの背景から、農業土木技術職員が共有すべき情報の整理を行い、現場における業務の軽減を図ると共に、基本的な考え方の統一を図ってよりよい設計を行うための手引きが必要となっている。

よって、本手引きは、設計に当って生じた問題点、質疑等について整理し、設計指針の記述や解釈についての考え方および要点や留意点の説明、内容に応じて関連資料、設計事例、計算例等を紹介して、設計に携わる多くの技術者の手助けをすることを目的として作成するものである。

（2）適用範囲

北海道の農業農村整備事業における実施設計の参考図書として利用。

参 考 文 献

設計の手引きでの略称	文　献　名

各工種で重複して使用している参考文献は、前の項目で記載していれば以降、記載なし

【 パイプライン】

土地改「パイプ」.....「土地改良事業計画設計基準 設計 パイプライン」
（平成 21 年農林水産省農村振興局）

農政「用排指針」.....「用排水路設計指針及び営農飲雑用水施設設計指針（案）」
（平成 27 年北海道農業土木協会）

【 用水路（開水路） 】

土地改「水路工」.....「土地改良事業計画設計基準 設計 水路工」
（平成 26 年農林水産省農村振興局）

土地改「ポンプ場」.....「土地改良事業計画設計基準 設計 ポンプ場」
（平成 18 年農林水産省農村振興局）

土地改「農道」.....「土地改良事業計画設計基準 設計 農道」
（平成17 年農林水産省農業振興局）

土地改「農業用水（水田）」..「土地改良事業計画設計基準、計画 農業用水（水田）」
（平成 22 年農林水産省構造改善局）

土地改「ほ場整備（水田）」...「土地改良事業計画設計基準 計画 ほ場整備（水田）」
（平成 22 年農林水産省構造改善局）

道協「支承便覧」.....「道路橋支承便覧」（平成 16 年日本道路協会）

道示「Ⅲコンクリート橋」　「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編」
（平成24年日本道路協会）

「カルバート」.....「道路土工ーカルバート工指針」（平成 22 年日本道路協会）

土木「河川事業」.....「河川事業設計要領」（平成 27 年北海道建設部河川課）

以下の図書は略称なし

建築基礎構造設計規準・同解説（1960 年（S35）日本建築学会）

建築基礎構造設計規準・同解説（1974 年（S49）日本建築学会）

国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の変遷
（2012 年 3 月土木学会　木材工学特別委員会）

農業土木研究　Vol.21 No.4（1953 年（S28）農業土木学会）

農業農村整備事業計画マニュアル　（平成 21 年 1 月策定（平成 27 年 4 月一部改正）北海道農政部）

コンクリート二次製品の取扱い・検査の手引き（平成 29 年 7 月（HP 公開用
全道農業土木技術検討会検査専門員連絡会議、北海道農政部農村振興局事業調整課）

土木構造物設計マニュアル（案）に関わる設計・施工の手引き（案）
ーボックスカルバート・擁壁編ー　（平成 11 年全日本建設技術協会）

【 排水路 】

寒地フルーム.....「寒地フルーム水路設計施工要領」　（平成10年北海道開発局農業水産部）

排水路指針.....「排水路計画設計技術指針」　（平成25年北海道開発局農業水産部）

農政「農道指針」.....「農道設計指針」　（平成26年北海道農政部事業調整課）

道示「Ⅲコンクリート橋」　「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編」

（平成24年日本道路協会）

道示「Ⅳ下部」.....「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編」　（平成24年日本道路協会）

【 暗渠排水 】

土地改「暗きょ」.....「土地改良事業計画設計基準 計画 暗きょ排水」

（平成27年農林水産省農村振興局）

農政「暗きょ指針」.....「暗きょ排水設計指針」　（平成22年北海道農業土木協会）

以下の図書は略称なし

集中管理孔を利用した地下かんがいの手引き　（平成20年北海道農政部）

【 カルバート工 】

「軟弱地盤」.....「道路土工－軟弱地盤対策工指針」　（平成24年日本道路協会）

道示「Ⅳ下部」.....「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編」　（平成24年日本道路協会）

以下の図書は略称なし

柔構造樋門設計の手引き　（平成10年国土開発技術センター）

【 農道】

以下の図書は略称なし

農道（舗装）点検診断の手引き（案）　（平成23年北海道農政部）

【 その他 】

土地改「改良山成」.....「土地改良事業計画指針（農地開発(改良山成畑工)」

（平成4年農林水産省構造改善局）

農地造成「改良山成工」.....「農地造成（改良山成工）計画設計技術指針」

（平成元年北海道開発局農業水産部）

「盛土工」.....「道路土工－盛土工指針」　（平成22年日本道路協会）

「切土工」.....「道路土工－切土工・斜面安定工指針」　（平成21年日本道路協会）

「擁壁」　「道路土工一擁壁工指針」　（平成24年日本道路協会）

「要綱」　「道路土工一要綱」　（平成21年日本道路協会）

以下の図書は略称なし

建築設備耐震設計・施工指針　（ 2014 年版（財）日本建築センター）

電気設備計画設計技術指針（高低圧編）　（平成 19 年農林水産省農村振興局）

配電盤・制御盤の耐震設計指針　（2003 年社団法人日本電工業会（JEMA）技術資料　JEM-TR144 号）

耐候性大型土のう積層工法　設計・施工マニュアル　（平成 24 年(財)土木研究センター）

護岸の力学設計法　（平成 19 年 (財)国土技術研究センター）

災害復旧事業等における「耐候性大型土のう」設置ガイドライン　（平成 18 年(社)全国防災協会）

----------設計の手引き----------

目次

第１章　パイプライン ･･･ Ｐ 1-1
【１】パイプラインの水撃圧について ･････････････････････････････ Ｐ 1-2
【２】泥炭地盤の基礎設計について ･････････････････････････････ Ｐ 1-4
第２章　用水路（開水路） ･････････････････････････････････････ Ｐ 2-1
【１】管水路接合部における可とう管の規格について ･････････････････ Ｐ 2-2
【２】軟弱地盤地帯の水路工における縦断方向の検討について ･････････ Ｐ 2-3
【３】木杭基礎の設計について ･････････････････････････････････ Ｐ 2-5
【４】水路橋形式（杭基礎）水路の細部設計について ･････････････････ Ｐ 2-11
【５】水田用水量の算出方法について ･････････････････････････････ Ｐ 2-14
【６】作工で既製品を使用する場合について ･････････････････････････ Ｐ 2-18
【７】鉄筋コンクリート構造物の配筋における留意点 ･････････････････ Ｐ 2-19
【８】プレキャストコンクリート水路設計計算例について ･･････････････ Ｐ 2-23
第３章　排水路 ･･ Ｐ 3-1
【１】トラフ水路の浮力検討について ･････････････････････････････ Ｐ 3-2
【２】柵渠水路の裏込砂利の設置について ･････････････････････････ Ｐ 3-11
【３】55％流量と確率雨量について ･････････････････････････････ Ｐ 3-12
【４】道路横断工の適用基準・指針について ･･････････････････････････ Ｐ 3-14
【５】洪水到達時間が１時間未満となる場合における平均雨量強度の算定について･･･ Ｐ 3-17
【６】敷板を設置する場合の基礎砂利の扱いについて ･････････････････ Ｐ 3-19
第４章　暗渠排水 ･･ Ｐ 4-1
【１】集中管理孔の設計手法について ･････････････････････････････ Ｐ 4-2
【２】暗渠排水管の最小径について ･･････････････････････････････ Ｐ 4-6
第５章　カルバート工 ･･････････････････････････････････････ Ｐ 5-1
【１】軟弱地盤における函渠工の設計の留意点 ･･････････････････････ Ｐ 5-2
第６章　農道 ･･ Ｐ 6-1
【１】農道補修設計の留意点 ･･････････････････････････････････ Ｐ 6-2
第７章　その他 ･･ Ｐ 7-1
【１】改良山成工における法面勾配について ･･････････････････････････ Ｐ 7-2
【２】計装機器盤のアンカーボルトにおける設計施工の留意点 ･･････････ Ｐ 7-3
【３】仮設土留めに大型土のうを使用した場合の安定照査について ･･････ Ｐ 7-10

第１章　パイプライン

【１】パイプラインの水撃圧について

1.基本的な考え方

(1) パイプラインの水撃圧は、バルブ等を短時間に操作して流量調節をした場合に、圧力波により水圧が急激に上昇または下降し管体や継手等に影響を及ぼすものである。水撃圧の推定方法は、経験則による方法と計算等による方法がありその推定方法の適用にあたってはパイプライン組織や機構および水圧等を踏まえて検討する必要がある。

(2) 水撃圧の予測は計算による方法を原則とする。水撃圧を正しく予測するには、必ず計算による方法で値を求め、この結果について経験則による値との対比を行って適切に水撃圧を予測する。

(3) 計算による方法の値が経験則による値を上回る場合には、バルブ等の速度を遅くすること等により、軽減する方法を講じて経験則の値を下回るように処置する。処置が可能な場合は経験則の値を使用しても良い。安全性等を十分検討した上で処置が不可能な場合は、計算による値を使用する。

(4) 計算による方法の値が経験則による値を下回る場合には、計算による方法に含まれていない不確定要素及び安全性に配慮し、経験則の値を使用しても良い。ただし、不確定要素や安全性の面で技術的な問題等を解決している場合は、専門技術者（コンサル、管理者）と協議を行い水撃圧の採用値を決定する。

(5) 給水栓を有する水田用配水系パイプラインで低圧（静水圧 0.35MPa 未満）の場合や、パイプライン形式がオープンタイプである場合は、経験則による方法で水撃圧の推定を行ってもよい。

(6) 理論解法によって水撃圧を推定する場合は、基礎式からの展開上の制約により対象となるパイプライン組織は水槽～単一管路～バルブ系の簡単なものに限られる。

(7) 特性曲線法及び中心差分法は、パイプライン組織に含まれるポンプやバルブ等の水理的な境界条件を適切に定めることにより、複雑なパイプライン組織の設計条件を満たした水撃圧を推定できる。

土地改「パイプ」～P230～231

このことから、『静水圧 0.35MPa 以上、またはオープンタイプ以外のパイプラインの場合、特性曲線法や中心差分法等の数値解析によって計算し、経験則と対比して予測すること。』と解釈する。

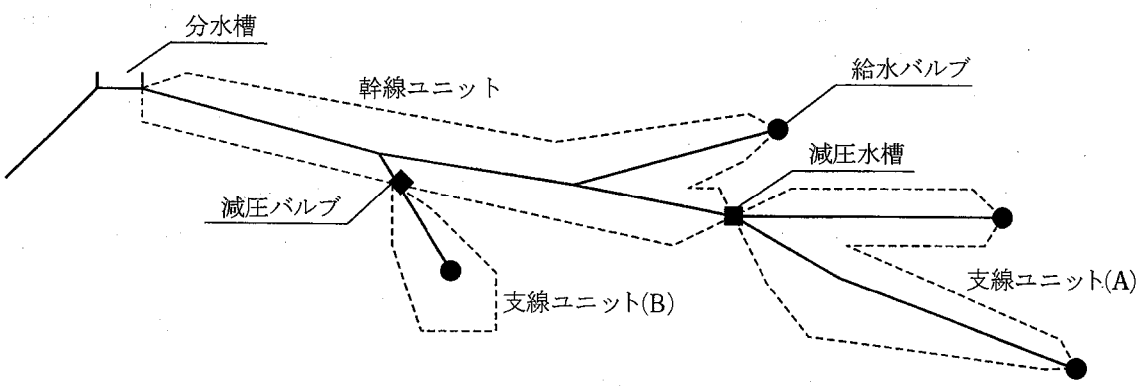
・経験則：静水圧 0.35MPa 未満のパイプライン
　　オープンタイプのパイプライン
・計算　：静水圧 0.35MPa 以上、またはオープンタイプ以外のパイプライン

また、営農飲雑用水管路は、水撃圧の経験的な数値を固定値として用いて良いとされており、本件の対象外とする。

農政「用排指針」営農用水～P2-9

ここがポイント

① 水撃圧の計算は、解析の対象範囲が水理的に連続した全範囲を対象としなければならないとされており、解析対象の具体例が土地改「パイプ」 P235　図－8.3.7 に示されている。



このことから、幹線級の管路から分岐する支線級管路の分岐位置で、水槽やバルブの有無が大きく計算に影響する。

② 実態としても、水撃圧は他の給水栓が開いているかどうかや、仕切弁や給水栓の開閉速度により大きく異なるが、計算により検証する。

・バルブの性能、閉める速度を事前に受益者等に説明する。

・開度計の設置を検討する。

水撃圧対策は土地改「パイプ」～P241～243 **を参照する。**

③「よりよき設計のために　ここが知りたい Q&A」は平成 15 年 4 月刊行であり、その後の基準の改定には対応していないため、以下の記述（P46）は採用しない。

「水撃圧の数値解析は、どの時期において検討するのでしょうか。」では、**「水撃圧の数値解析は、水理ユニット単位で行うものであり、部分的な実施設計においては検討できません。したがって、基本設計の段階で検討を行い、その後、1 水理ユニット単位の実施設計が全て終了する際に再確認し、検討することとします。」**となっている。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計　「パイプライン」～平成 21 年 3 月～
農林水産省農村振興局

・営農飲雑用水施設設計指針（案）～平成 27 年 1 月～　北海道農政部

【２】泥炭地盤の基礎設計について

1.基本的な考え方

(1) 泥炭地におけるパイプラインの基礎処理について、FRPM 管や塩ビ管などの“とう性管”は軽量で地盤沈下に対する追従性も高いことから、泥炭地が広く分布する地域の農業用パイプとして広く使われている。こうした軟弱地盤においては、砂などの良質材で基礎を設けるとともに、水平方向の地盤反力を確保するため、埋め戻しについても良質土を使用することが設計基準などでは標準となっている。

しかしながら、泥炭については一般の軟弱土と比べて圧縮性が極端に大きく、良質土として施用された砂自体が圧密沈下の誘引となり、期待した効果が得られないことや、泥炭を含む掘削土を埋め戻し土として利用した場合にも一定の支持力や地盤反力の得られることが報告されている。

(2) 泥炭地盤における、パイプラインの基礎については、流用土基礎も可能である。この場合、埋戻し土は現地発生土（泥炭）を条件とし構造計算に使用する諸係数は次のとおりとする。

・基準反力係数 e_0´ ＝1500 kN/m²（15 kgf/cm²）

土地改「パイプ」～P304 の‘その他：高有機質土’との整合

・設計支持角　　2θ＝60°

実測変位との組み合わせより逆算で決定

・変形遅れ係数　　F＝1.0

・設計たわみ率　3%

実証試験で得られたたわみ量を基に締固めⅠの設計たわみ率を使用して諸数値を逆算で決定しているため、計算上は締固めⅠを使用する。

土地改「パイプ」～P302、309

(3) 上記の諸元は次表の 4 地域における埋設試験結果の調査解析を基に定めている。

この調査の目的は、泥炭層が分布する地域でパイプラインの埋設試験を行い、ここで得られた沈下量やたわみ量などのデーターを解析することによって、直接基礎とした場合の構造的な安定性を確認するとともに、地域の泥炭層の設計土質常数（基準反力係数 e’、設計支持角 2θ）を求めている。

埋設試験で得られた測定値が、設計基準などで示されている理論式に概ね符合した関係を示していることから、現地計測データーに適合する設計土質常数を、理論式を用いて逆に推定している。

埋設試験の業務名

・平成 14 年度　秩父別 2 期地区　かんがい排水（国附）事業　空知北部耕地出張所

・平成 22 年度　興農他 2 地区　経営体育成基盤整備事業　上川南部耕地出張所

（4）口径が 300ｍｍ以下の管の場合、水平土圧が小さいため、基礎材の反力係数 e´の大小が管種に与える影響は比較的小さいので、この場合の e´の値は 3000 kN/m² を用いてよい。

土地改「パイプ」～P310

表－1.2.1　埋設試験の結果

パイプライン埋設試験の結果（まとめ）

調査地区			上美唄		秩父別		東江別		興農ほか2地区	
			美唄市		秩父別町		江別市		上富良野町、中富良野町、富良野市	
土質条件			範囲	平均値	範囲	平均値	範囲	平均値	範囲	平均値
試験ヤード	観測期間		H1.08.29～H3.09.03		H13.11.05～H14.11.11		H14.09.27～H14.10.05		H22.11.02～H23.03.15	
	泥炭層厚	m	4.9～6.0	5.2	2.0～2.5	2.3	2.9～3.3	3.1	1.5	1.5
	泥炭含水比	%	530～660	601	250～450	344	－	－	112～656	436
	泥炭湿潤密度	kN/m^3	10.0～10.5	10.3	9.9	9.9	－	－	10.1～13.0	11.1
	qc	MP/m^2	0.1～0.4	0.25	0.2～0.7	0.36	0.2～0.6	0.42	0.16～0.21	0.19
埋め戻し土	湿潤密度	kN/m^3	9.6～11.4	10.6	8.5～10.2	10.0	－	－	9.9～14.1	11.5
	地山密度との比	%	－	1.03	－	1.01	－	－	－	－
	締固め度*1	%	－	－	60～97	93	－	－	－	－
試験条件・観測・解析結果										
パイプ	管種		FRPM	VU	FRPM	VU	FRPM	－	－	VU
	管径	mm	700	350	1100	350	700	－		400
	土被り	m	1.50	1.50	1.00	0.60	1.50	－	－	1.05
鉛直荷重		kN/m^2	13.90	16.60	9.40	5.60	16.80	－		12.08
観測結果	最終沈下量*2	m	0.1	0.1	0.043	0.003	－	－	－	0.072
	たわみ量	mm	5.83	4.26	6.74	-1.28	3.70	－	－	3.24
	たわみ率	%	0.83	1.22	0.61	-0.37	0.53	－	－	0.81
	曲げモーメント	kN・m	25.0	10.0	34.7	-4.8	－	－	－	5.7
基準反力係数	e_o'	kN/m^2	1450	1440	2480	－	1610	－		1618
設計支持角	2θ	°	103	64	97	－	60*5		－	150
変形遅れ係数*3	F		1.0	1.0	1.0	－	1.0	1.0	－	1.0

*1：埋め戻し土の湿潤密度/自然含水状態における締め固め湿潤密度
*2：√t 双曲線法による推定値
*3：ピーク時のたわみ量から基準反力係数を逆算
*4：平均値
*5：仮定値

ここがポイント

① 道路横断工等、大きな荷重が作用する箇所では適用外とする。

② 口径 1000ｍｍ以上の設計施工が継続する場合は、たわみ量試験によって決定する。

③ 泥炭地盤の場合に適用し、調査結果がある場合は試験結果による。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計　「パイプライン」～平成 21 年 3 月～
農林水産省農村振興局

第 2 章　用水路（開水路）

【１】管水路接合部における可とう管の規格について

1.基本的な考え方

(1) コンクリート構造物と管体との接続は、不同沈下や圧密沈下および管に抜け出し力が作用しても安全なようにしなければならない。

管体側は基礎部の転圧がし難く、盛土や埋戻し土による圧密沈下が発生するのに対し、構造物側は杭基礎となることが多いので接続部で段ずれが生じるので可とう性継手を必ず設置する必要がある。　土地改「パイプ」～P383

(2) 明らかに良好な地盤以外は200mm沈下を使用することを基本とする。

(3) 軟弱地盤で新たな盛土等、増加荷重が大きい場合は必要に応じて圧密沈下量の計算を行い、300㎜沈下等の使用を検討する。

(4) 災害時の損傷事例を踏まえて土層の境界部には大きな伸縮性を有する継手を使用するか、伸縮可とう性を有し、かつ離脱防止機構を有する継手の検討を行う。

土地改「パイプ」～P374

ここがポイント

①道路管理者により許可基準が異なる場合があるため、近隣事例との整合性を確認する必要がある。

②可とう管には沈下量が100mmと200mmの2種類があり、単価差が小さいため、200mmを採用している事例が多い。

③盛土等がない場合でも、掘削して埋め戻した場合や、近くに排水路を掘った場合にも圧密沈下が発生する。

④良好な地盤で増加荷重が無い場合、ポンプ場等の基礎杭で支持されたコンクリート構造物との間に設置する場合においては100㎜沈下としている例が多い。

⑤管路に鋼管を使用する場合に、鋼管とステンレス製の可とう管との接続部において、絶縁されていないステンレス製伸縮管と鋼管の塗覆装損傷部との間で腐食電池を形成し、鋼管が腐食する「異種金属接触腐食」が発生する。電位差の許容できる金属組み合わせにより、配管設計を行う。　土地改「パイプ」～P414～415

⑥比較検討で可とう管を使わずに、ポリエチレン管を使うケースも多い。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計　「パイプライン」～平成21年3月
農林水産省農村振興局

【２】 軟弱地盤地帯の水路工における縦断方向の検討について

１．基本的な考え方

(1) 軟弱地盤地帯の水路工の基礎杭設計における縦断方向の検討（連続梁の計算）については、文献では次のように記載されている。

・土地改「水路工」～ P309・P440

・農政「用排指針」～ P 開 6-24～6-25

① 土地改「水路工」7.6.5 水路の杭基礎設計における留意点 ～P309

杭の中心間隔は、原則として杭径の 2.5 倍程度以上とし、杭径の 10 倍、又は 4m を超える場合、又は底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要となる。

② 土地改「水路工」 8.1.1 開水路 ⑧ 杭基礎とする場合の構造計算 ～P440

縦断方向の計算は杭分散形式の設計では通常省略するが、特に杭の間隔が大きい場合、杭を支点とする連続梁の計算を行う。杭の最大間隔は水路荷重や底版の剛性により変化するが、杭径の 2.5 倍以上で杭径の 10 倍以下若しくは 4.0m 以下とし、やむを得ず杭間隔が 4.0m を超える場合又は、杭径の 10 倍が 4.0m を超える場合、その値以上となる場合には、連続梁の計算を行うものとする。

(2) 杭の間隔は杭径の 2.5 倍以上で、最大間隔は杭径の 10 倍以下又は 4.0m 以下とし、やむを得ず杭間隔が 4.0m を超える場合又は、杭径の 10 倍が 4.0m を超える場合は縦断方向の計算を行う。

ここがポイント

① 軟弱地盤地帯の水路工における杭基礎は、杭に作用する反力に対し、十分安全であるとともに、施工、環境条件（打設時の振動、騒音）にも適合する必要があるとされている。

② 縦断方向の検討（連続梁の計算）をするケース

・杭径 300、杭間隔 3.0m → 検討しない

・杭径 300、杭間隔 3.5m → 検討しない

・杭径 300、杭間隔 4.1m → 検討する

・杭径 450、杭間隔 4.1m → 検討する

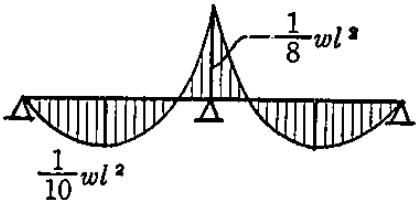
参考文献

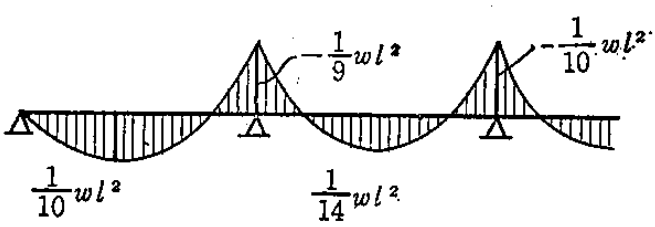
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」～平成 26 年 3 月～
農林水産省農村振興局

・用排水路設計指針～平成 27 年 7 月～
北海道農政部

2. 連続梁の計算の考え方

・曲げモーメント図（杭が支点）





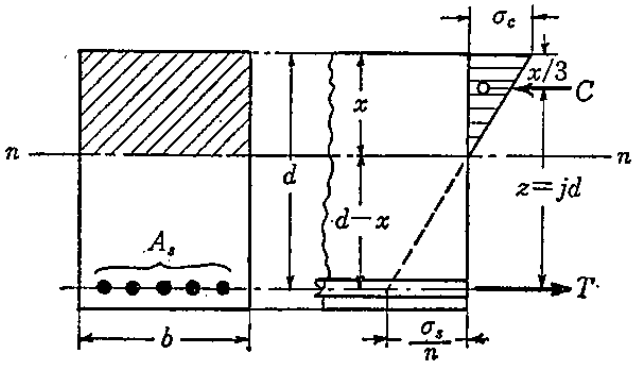
負の最大スパン曲げモーメント

$$M=-\left(\frac{2}{3}w_l-w_d\right)\frac{l^2}{24}$$

w：自重、水重または雪荷重等

l ：支間長（杭間隔）

・応力度の計算



b：側壁幅

d：有効高

As：鉄筋断面積

※曲げモーメントが上側に発生した場合は上側に鉄筋を配置し計算する。

$$\sigma_s=\frac{M}{A_s\left(d-\frac{x}{3}\right)}=\frac{M}{A_s jd}$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{bx\left(d-\frac{x}{3}\right)}=\frac{2M}{kjbd^2}$$

$$\tau=\frac{S}{b\left(d-\frac{x}{3}\right)}=\frac{S}{bjd}$$

σs：鉄筋の引張応力度

σc：ｺﾝｸﾘｰﾄの圧縮応力度

τ ：ｺﾝｸﾘｰﾄのせん断応力度

以上について許容応力度以下であることを確認する。

【３】 木杭基礎の設計について

１．基本的な考え方

(1) 木杭基礎の設計において、やむを得ず継杭が必要となった場合や、偏土圧の生じる場合の設計については、指針等に具体的な記載がないため、土木学会木材工学特別委員会の文献等を参考に設計する。

(2) 左右の盛土形状が異なる場合等で偏土圧が作用する場合は、基礎部に水平力が発生し安定照査が必要となるが、木杭の水平力に対する計算手法は一般的に示されていないので木杭には水平抵抗を期待せず、底面摩擦力および受働土圧で抵抗させるものとし木杭は鉛直力のみ支持するものとする。

(3) 木杭の継手による低減率について

「建築基礎構造設計規準・同解説」～日本建築学会 29 条　くい体の許容応力度の低減に、次のように記載されている。

継杭にあっては、継手の種類と継手の数に応じて、杭材料の許容応力度を低減する。

継手による低減率

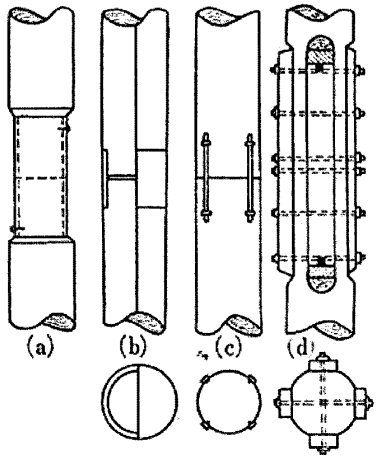
継手の種類	溶接継手	ボルト式継手	備　　考
低　減　率	５％／箇所	10％／箇所	

(3) 木杭の継手金物等について

「国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の変遷」～木材工学特別委員会 P53～54、「建築基礎構造設計規準・同解説」～日本建築学会 35 条　くいの継手に、次のように記載されている。

木杭の継手は上杭と下杭がある程度回転することができ、かつ曲げに抵抗しうる構造としなければならない。

下図 (a)パイプ接が最も推奨できる形式である。(d)添え木接は悪い継ぎ方であり、(b)鉄環接、(c)かすがい接は、ある程度回転はするが、(b)は折れ曲がりに、(c)はある程度以上の回転にともに不完全であり推奨できない。



(a)パイプ接　　(c)かすがい接

(b)鉄環接　　(d)添え木接

(a)パイプ接の継手金物の例として、下図のとおり示されている。

木ぐいの継手金物：

製　作

（1）　PL-6 でもって円とうを造り、継手は V 電気溶接とし（ウラナミにて溶接を内側までに十分につけること）600□～800□にてアニーリングすること。中央に 2 箇所径 2mm程度の空気抜きを設ける。

（2）上下を図-3.23 のように金物で開き、くいが割れないように養生すること。

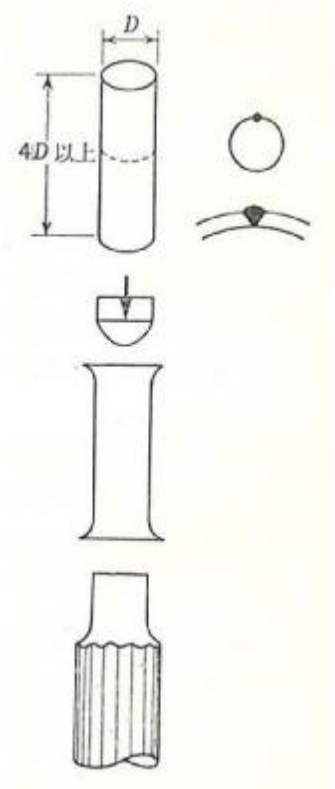
注　意

（a）くぎ・ボルトはぜったいに打たないこと。（これはくいの割れの原因となるため）

（b）元口で継ぐこと。モンケンが 1ｔ以上のときは落下高さ 1m以上揚げないこと。モンケン重量に応じてこれに準ずるものとする。

（c）下ぐいの頭部が地盤まできたとき、くい頭を工作し継ぐものとする。

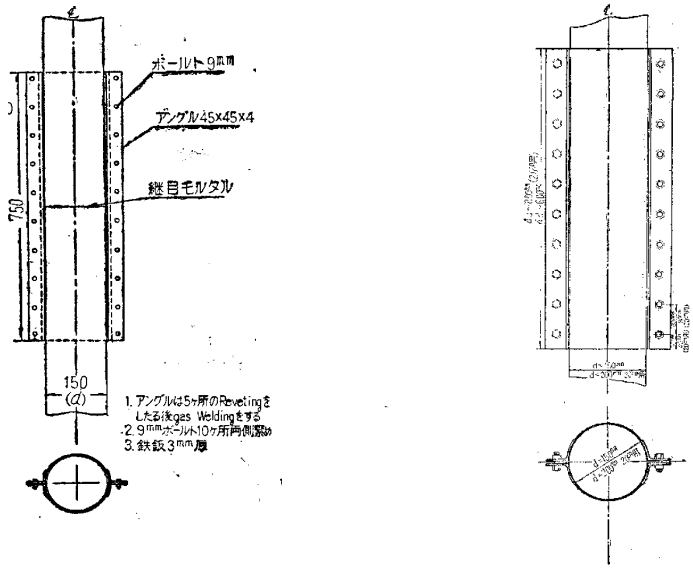
なお、木部工作は厳重とし、中央に空気抜きを設けて、両方のくいが接するように正確を要する。



図－3.23

また、木杭の継手金物等については、「農業土木研究　木杭の継手に関する試験研究（松本 幸夫著）」に、木杭の継手に関する試験研究の成果として、次の G 型が例示されている。

G 型	鋼板厚は全円周部 3mm とし、等辺山形鋼 45mm×45mm×4mm を使用し 9mm ボルト締めにする。継手金物有効働長は４D（D は継杭の直径）とする。



(4) 偏土圧が生じる場合の木杭の設計について

偏土圧が生じる場合の木杭の設計については指針等に具体的な記述はないが、土木構造物では木杭に対して鉛直力のみ支持することが一般的となっている。

また、偏土圧が生じる場合の設計については、土地改「水路工」～7.8.3　偏土圧の生じるフルームの安定計算と部材設計の留意点には、次のように記載されている。

左右岸の土圧作用高さが異なり偏土圧が生じる場合で、その主働土圧が水路底面の摩擦力以上となる場合は、受働土圧を考慮して転倒、滑動、地盤支持力の検討が必要である。

(a)　滑動に対する検討

常時において **図－7.8.7** に示すように、右側の土圧力が左側より大きい場合、左側の反力（H_2の反力）は、右側の主働土圧（H_1に生じる主働土圧）から底面の摩擦力を減じてかつ残った水平力に対して生じるもので、受働土圧の範囲以内とし、**式（7.8.28）** を満足しなければならない。

$$\frac{R_H}{\Sigma H} \geqq F_s \quad \cdots\cdots (7.8.28)$$

R_H　：滑動抵抗力（kN/m）（**図-7.8.8** 参照）

$R_H = \Sigma V \cdot f + P_{PH2}$

ΣH　：全水平力（H_1に生じる主働土圧の水平成分）（kN/m）

ΣV　：全鉛直力（自重、H_1及びH_2に生じる主働土圧の鉛直成分から浮力又は揚圧力を減じた全鉛直力）（kN/m）

f　：底面と基礎地盤との間の摩擦係数（**表-7.8.1** 参照）

F_s　：安全率（常時 1.5、短期 1.2）

P_{PH2}　：H_2の反力（H_2に生じる受働土圧以内の反力）（kN/m）

ただし、受働土圧が期待できる盛土幅Lはすべり塑性領域、受働抵抗角を考慮してL＝（3～5）H_2を目安とする。

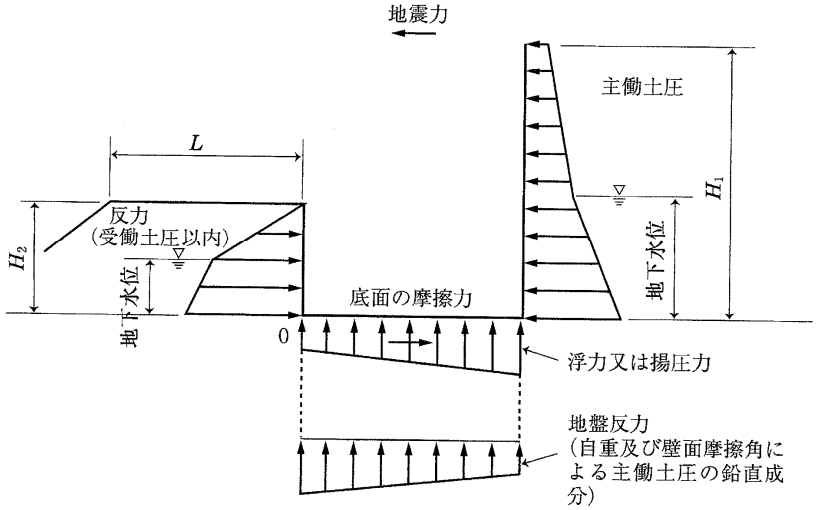


図-7.8.7　偏土圧の生じるフルーム水路の荷重状態

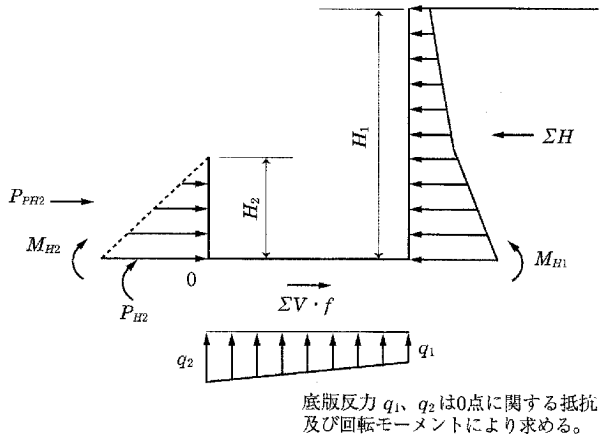


図-7.8.8 荷重状態図

(5) 木杭の支持力計算について

支持力の計算は杭径を末口径とし、周面摩擦力の計算では先端削り部分として末口径の 1.5 倍程度を見込まない。木杭の支持力計算例を P2-10 に示す。

土地改「水路工」～P313

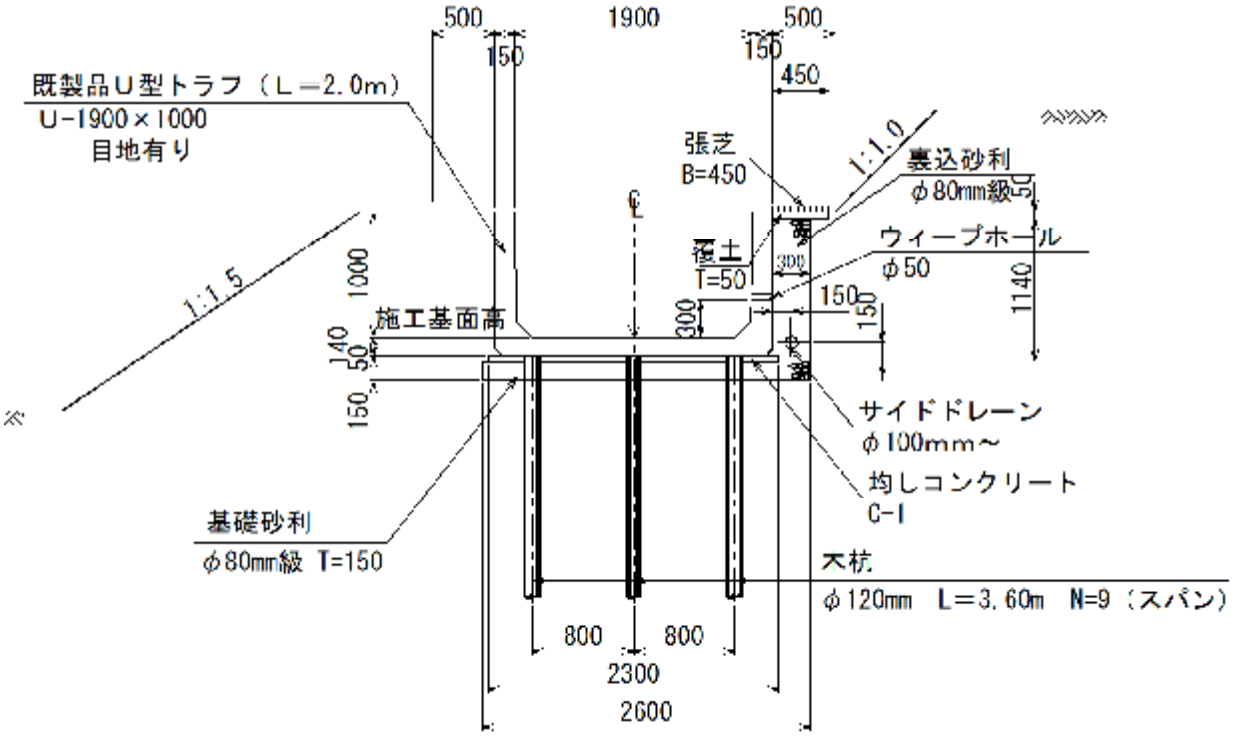
土地改「ポンプ場」～P674,675

農政「用排指針　P 資 1－17

現地盤より高い位置に用水路設置となった場合、盛土部分の周辺摩擦力を考慮しない。

(6) 木杭と水路底面部の結合について

杭頭と水路底面は結合させない。下図参照。



ここがポイント

① 木杭をやむを得ず継杭として使用する場合の継手による低減については、支持力を低減するか、或いは杭材料の許容応力度を低減するか、の２通りの考え方があるが、参考文献に準じ、継杭にあっては、継手の種類と継手の数に応じて杭材料の許容応力度を低減する。

② 木杭をやむを得ず継杭として使用する場合の継手金物等については、指針等に具体例がないため、参考文献等の構造に準じ設計を行う。

③ 偏土圧が生じる場合の木杭の設計について、土木構造物では木杭に対して鉛直力のみ支持することが一般的となっているが、指針等に記載がない。参考文献等に準じ、偏土圧が生じる場合の木杭の設計は、『偏土圧の水平力が水路底面の摩擦力以上となる場合は、滑動・転倒に対する安定を確認した後、木杭は底版反力を受けるものとして設計を行う。』とする。底版反力は台形分布となることを考慮して木杭作用力を算出する。

参考文献

・建築基礎構造設計規準・同解説　～1960 年（S35）～　日本建築学会

・建築基礎構造設計規準・同解説　～1974 年（S49）～　日本建築学会

・国内の構造物基礎における木材利用事例と設計方法の変遷　～2012 年 3 月～
土木学会　木材工学特別委員会

・農業土木研究　Vol.21 No.4　～1953 年（S28）～　農業土木学会

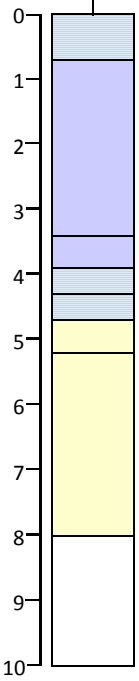
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」　～平成 18 年 3 月～
農林水産省農村振興局

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」　～平成 26 年 3 月～
農林水産省農村振興局

・用排水路設計指針　～平成 27 年 7 月～　北海道農政部

2. 木杭支持力(摩擦杭）計算例

No=	P-1
GL=	5.50
EL=	5.00



深度 m	層厚 m	土質記号	qc	周面摩擦力度 τ 砂質土	周面摩擦力度 τ 粘性土	杭径 mm φ120 周長 m 0.376 / 6.3 周面摩擦力 kN/m	φ150 0.471	φ180 0.565
0.70	0.70	Bc	1.6		77.5	29.14	36.50	43.79
3.40	2.70	A3p	0.3		16.5	6.20	7.77	9.32
3.90	0.50	A2p	0.3		13.0	4.89	6.12	7.35
4.30	0.40	A2c	0.2		12.0	4.51	5.65	6.78
4.70	0.40	A1c	0.3		14.0	5.26	6.59	7.91
5.20	0.50	A1s	1.1	5.5		2.05	2.57	3.08
8.00	2.80	Ds	6.0	30.2		11.36	14.22	17.06
					0.0	0.00	0.00	0.00

Bc：盛土、Ap：泥炭層、Ac：粘土層（沖積世）
As：粘土層（沖積世）Ds：砂層（洪積世）

杭径 mm	杭長 m	控除長 m	計算式	許容支持力 (kN/本)
φ120	3.6	0.2	(+0.2x77.5+2.7x16.5+(3.6+0.5-0.2-3.4)x13)x0.376x1/4	6.3
	4.5	0.2	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+(4.5+0.5-0.2-4.7)x5.45)x0.376x1/4	7.3
	5.4	0.2	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(5.4+0.5-0.2-5.2)x30.2)x0.376x1/4	8.9
	6.3	0.2	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(6.3+0.5-0.2-5.2)x30.2)x0.376x1/4	11.5
	7.2	0.2	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(7.2+0.5-0.2-5.2)x30.2)x0.376x1/4	14.0
φ150	3.6	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+(3.6+0.5-0.3-3.4)x13)x0.471x1/4	7.7
	4.5	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+(4.5+0.5-0.3-4.7)x5.45)x0.471x1/4	9.1
	5.4	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(5.4+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.471x1/4	10.8
	6.3	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(6.3+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.471x1/4	14.0
	7.2	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(7.2+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.471x1/4	17.2
φ180	3.6	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+(3.6+0.5-0.3-3.4)x13)x0.565x1/4	9.2
	4.5	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+(4.5+0.5-0.3-4.7)x5.45)x0.565x1/4	10.9
	5.4	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(5.4+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.565x1/4	13.0
	6.3	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(6.3+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.565x1/4	16.8
	7.2	0.3	(+0.2x77.5+2.7x16.5+0.5x13+0.4x12+0.4x14+0.5x5.45+(7.2+0.5-0.3-5.2)x30.2)x0.565x1/4	20.6

【４】 水路橋形式（杭基礎）水路の細部設計について

１．基本的な考え方

(1) 架樋構造フリューム水路の耐震設計の目的

水路橋が地震の影響を受けてもその機能を維持し、その構造や規模から崩壊による人命への二次被害を防止し、さらに経済的損失を極力抑えることにある。

(2) 架樋構造フリューム水路の耐震設計の適用

・耐震設計の地震動および耐震性能は、土地改「水路工」～ 7.11 耐震設計の考え方の基本方針で､施設の規模､二次災害危険度､応急復旧の難易度より重要度区分が A、B、C 種に区分されている。 土地改「水路工」 P379～382

・耐震設計については、地表より上にある躯体の慣性力が杭基礎に作用するので、水路の基礎底面が背後地盤より高い場合（盛土区間）に考慮する。

・水路の基礎底面が背後地盤より低い場合（切土区間）については、耐震設計は行わない。

(3) フーチングへの杭頭埋め込み

・耐震設計を考慮する場合は水平力を受ける構造として杭のフーチングへの埋め込みは杭径以上を確保する。杭頭部の詳細については、土地改「ポンプ場」～ P699,700 を参照する。

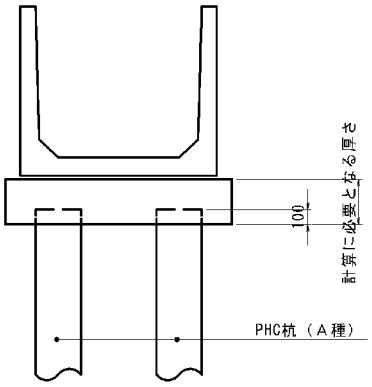
・耐震設計を考慮しない場合は鉛直力のみが作用することになり、杭の埋め込みは 100mm 程度とする。

※ 耐震設計を考慮しない場合のフーチング（枕梁）および基礎杭

基礎杭は鉛直力のみを支持し、杭種は A 種となり、フーチングへの埋め込みは 100mm とする。枕梁の厚さは、曲げ、せん断、杭頭の押し抜きせん断を満足する厚さとする。（図－2.4.1）

農政「用排指針」～P 開 5-29,30

土地改「水路工」～P439



図－2.4.1 耐震設計を考慮しない PC フリューム

(4) アンカーバー

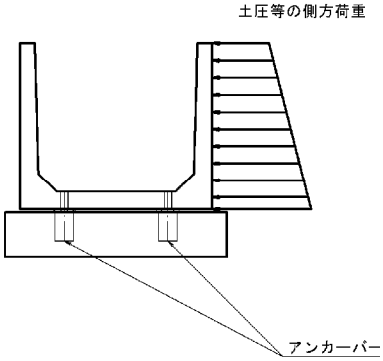
・耐震設計を考慮する場合、アンカーバーは地震力に対する変位制限構造として設置する。

・耐震設計を考慮しない場合でも、土圧などの側面からの荷重に対して水路を拘束するものが無いため、目地部での横方向のずれが発生し、目地の損傷につながるので、アンカーバーは変位制限構造としての機能ではなく、「ずれ止め機能」として設置

する。なお、その際アンカーバーは側方荷重（土圧、上載荷重等）に耐えられる構造とする。

アンカーの下部工への埋め込み深さは、10φ（曲げてもよい）を確保するものとする。なお、アンカーバーの径計算によって決定するが、最小径はφ25 とする。

道協「支承便覧」～P176



図－2.4.2　ずれ止めとしてのアンカーバー

(5) ゴム沓

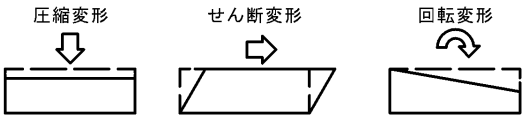
ゴム沓の役目は、次のとおりである。（図－2.4.3 参照）

① 水路の鉛直荷重を均等にフーチングへ伝える役目　（圧縮変形）

② 水路の軸方向への移動（温度変化・クリープ等）を吸収する役目　（せん断変形）

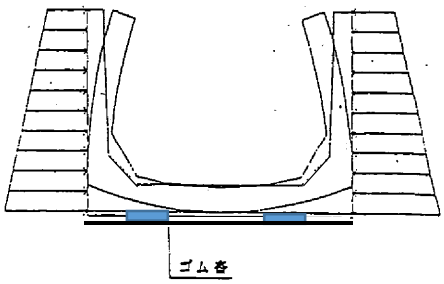
③ 水路がたわむことにより生じる支点部の回転を吸収する役目　（回転変形）

※上記のどれかが欠ければ、水路本体もしくはフーチングに想定しない応力が発生する可能性がある。

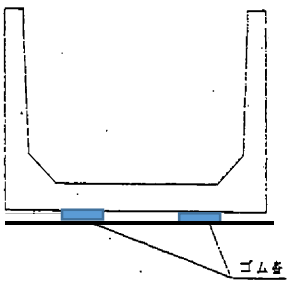


図－2.4.3　ゴム沓の機能

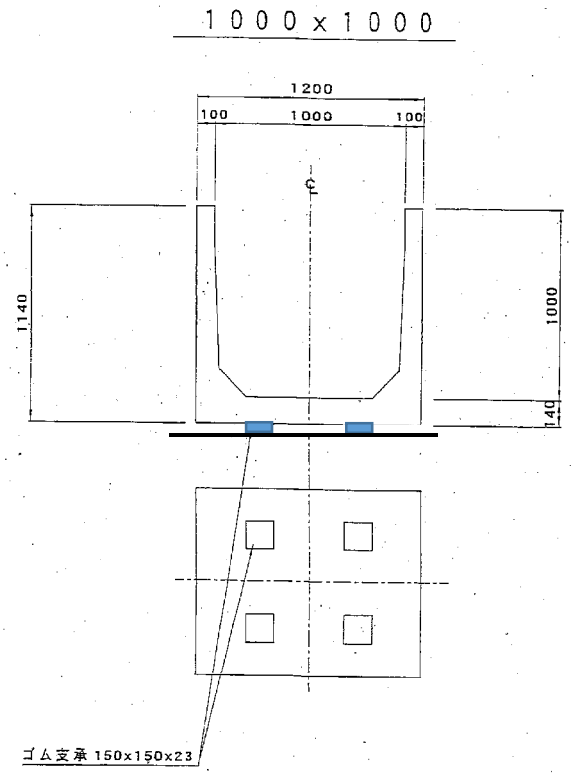
ゴム沓の実際の変形状態は、荷重を受けると側壁直下が持ち上がるため（図－2.4.4）、必要断面積を 2 点沓で受け持たせるものとする。（図－2.4.6）



図－2.4.4 実際の変形状態



図－2.4.5 ゴム沓（2 点沓）



図－2.4.6 ゴム沓

ここがポイント

① 開水路の耐震設計は、地形、地盤、施設の重要度、地震被害が他に及ぼす影響等を考慮して土圧と慣性力の作用を考慮した地震時の安定性及び応力・変形について検討を行い、安全性の確認を行う。

② アンカーバーは地震力に対する変位制限構造として設置するとされているが、耐震設計を考慮しない場合でも、偏土圧の作用、側方荷重（土圧、上載荷重、凍上力等）に対する「ずれ止め防止機能」としてアンカーバーを設置する。　土地改「農道」～P445～447

参考文献

・用排水路設計指針　～平成 27 年 1 月～　北海道農政部
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計　「水路工」　～平成 26 年 3 月～　農林水産省農村振興局
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計　「ポンプ場」　～平成 18 年 3 月～　農林水産省農村振興局
・土地改良事業計画設計基準　設計「農道」　～平成 17 年 3 月～　農林水産省農村振興局
・道路橋支承便覧　～平成 16 年 4 月～　日本道路協会

【５】 水田用水量の算出方法について

１．基本的な考え方

水田用水量の算出方法については、代かき用水量、ピーク用水量等に関し、次のように記載されている。

(1) 代かき用水量について

土地改「計画 農業用水（水田）」～P63 には、次のように記載されている。

> 代かき用水量については、代かき期間及び日々の代かき面積等を勘案しつつ、受益地区における実態に応じて必要水量を決定する。
>
> かんがい初期に、田植又は直播を容易にし、漏水を防止する目的で実施される代かき作業は、短期間のうちに多量の用水を必要とする。
>
> ※代かき用水量は、一般にかん水終了後直ちに一筆の代かき作業を一日で実施するものとして、それに必要な程度の湛水を与えるための当初水量とする。

注） 農業農村整備事業計画マニュアル ～平成 21 年 1 月策定（平成 27 年 4 月一部改正）～ 北海道農政部 P4－60 では、

> ※代かき用水量は、代かきは１回で行い、代かき作業はかん水終了後直ちに実施するものとして、それに必要な程度の湛水を与えるための当初水量とする。

(2) 代かき期間中の必要水量について

土地改「農業用水（水田）～P144～147 には、次のように記載されている。

> 代かき･田植期の水管理は､代かきを行った後土壌の安定を待っていったん落水した後、再びかん水して田植を行い、その後湛水管理を行うのが一般的である。
>
> 代かき期間中の日必要水量は、（当日における代かき用水量）＋（田植水田における田植直後のかん水量）＋（前日までの代かき実施済み水田における普通期ほ場単位用水量）となる。
>
> このため、代かき期間中の日必要水量及び最大必要水量は、代かき用水量、普通期ほ場単位用水量、代かき日数が決まれば計画できる。
>
> 代かき作業機の能力は作業機が大型化するほど１日の作業面積は増大するため、代かき日数の計画に当たっては、水田区画の大きさに対応した大型トラクタの作業能力から決めることが合理的となる場合がある。

(3) ピーク用水量について

農業農村整備事業計画マニュアル　～P4－60 には、次のように記載されている。

＜参考＞　ピーク用水量の決定

ピーク用水量は、用水量断面の算定など末端用水施設の規模を決定する上で重要である。一般には代かき用水量がピークとなることが多いが、次のような場合比較検討する必要がある。

代かき用水時・・・整備された乾田では、120～180 ㎜が標準値である。大区画では、田面不均平を考慮し 10～20mm 加算することが望ましい。流量が小さくかん水時間が長いと水量は増加する。また、代かき機械の作業能力を考慮することも必要となる。【出典：ほ場基（田）P129】

（例）ローテーション用水量算定

通常の代かき日数である 15 日間で代かき作業を完了させる計画であり、代かき作業機械の 1 日 1 台当たりの作業能力を 2ha として A＝2×15＝30ha を代かきローテーションの最小面積としている。

したがって、この面積より大きい面積の場合は、15 日間で代かき作業が完了できるよう作業機械台数を増加させることにより対応することになる。一方、代かきローテーション最小面積より小さい場合、作業機械能力が 2ha／日／台×7.5 日で代かきするための用水量となる。　【独自】

(4) ローテーションブロックを考慮した代かき用水量の算定事例について

農業農村整備事業計画マニュアル　～P4－69 には、次のように記載されている。

次の算定事例は、1 日当たり代掻面積 2.0ha の場合

＜参考＞ローテーションブロックを考慮した代かき用水量の算定事例

代かき期は、各農家がほ場をローテーションしながら作業することが想定される。代かき機械の作業能力と代かき日数を考慮し、過不足のない用水計画とするため、以下のような計算手法により算定を行っている。

ローテーション流量の算出（断面決定用流量）

(1) 計画単位用水量（換算粗用水量）

（単位：$m^3/s/ha$）

土性タイプ	代掻期	普通期	深水期
I	0.0045895	0.0033822	0.0042032

(2) 減水深

土性タイプ	代掻期	普通期
I	33.7　mm	24.8　mm

2. 計画流量（地区内）

(1) 末端用水路の断面算定

設計流量は代掻期流量を原則とするが、末端用水ピーク時の作業能力を考慮し次の基準にして最大用水量を求める。

・代掻期の流量割増率の算出

〈 条件 〉

・1日当り代掻面積　　2.0 ha（トラクター代掻能力より）

・代掻日数　　15 日

・代掻作業水単位用水量（但し1日で湛水）

土性タイプ I：　33.7 × 15 －（15 － 1）× 24.8 ＝ 158.3 mm/day

開水路

$$\frac{158.3 \times 10000}{86400 \times 1000 \times 0.85} = 0.0215550 \quad m^3/s/ha$$

土性タイプ Ⅰ

日数（日）	面積（ha）	代掻作業水から求めた必要水量（m^3/s）	代掻期単位用水量から求めた必要水量（m^3/s）	割増率（%）
1	2	0.0215550 × 2 ＝ 0.0431100	0.0045895 × 2 ＝ 0.0091790	470
2	4	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 2 ＝ 0.0498744	0.0045895 × 4 ＝ 0.0183580	272
3	6	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 4 ＝ 0.0566388	0.0045895 × 6 ＝ 0.0275370	206
4	8	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 6 ＝ 0.0634032	0.0045895 × 8 ＝ 0.0367160	173
5	10	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 8 ＝ 0.0701676	0.0045895 × 10 ＝ 0.0458950	153
6	12	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 10 ＝ 0.0769320	0.0045895 × 12 ＝ 0.0550740	140
7	14	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 12 ＝ 0.0836964	0.0045895 × 14 ＝ 0.0642530	130
8	16	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 14 ＝ 0.0904608	0.0045895 × 16 ＝ 0.0734320	123
9	18	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 16 ＝ 0.0972252	0.0045895 × 18 ＝ 0.0826110	118
10	20	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 18 ＝ 0.1039896	0.0045895 × 20 ＝ 0.0917900	113
11	22	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 20 ＝ 0.1107540	0.0045895 × 22 ＝ 0.1009690	110
12	24	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 22 ＝ 0.1175184	0.0045895 × 24 ＝ 0.1101480	107
13	26	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 24 ＝ 0.1242828	0.0045895 × 26 ＝ 0.1193270	104
14	28	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 26 ＝ 0.1310472	0.0045895 × 28 ＝ 0.1285060	102
15	30	0.0431100 ＋ 0.0033822 × 28 ＝ 0.1378116	0.0045895 × 30 ＝ 0.1376850	100

※ 上表の割増率を考慮して、本地区の水理計算を行う。

A＝ 0 ～ 2 ha Q＝ 0.0215550 ・A （$m^3/s/ha$）
A＝ 2 ～ 30 ha Q＝ 0.0431100 ＋ 0.0033822 × （A－ 2.0 ） （$m^3/s/ha$）
A＝ 30 ～ ha Q＝ 0.0045895 ・A （$m^3/s/ha$）

※代かき単位用水量から求めた必要水量と代かき作業水から求めた必要水量を比較すると、大きくその値が異なることに着目する。

このことから、『末端ほ場の水田用水量の算出に当たっては、水利権水量を確認するとともに、受益地区における営農の実態に応じて必要水量を決定する。』と解釈する。

ここがポイント

① 水田用水量は、地域の栽培方式や水管理方式、ほ場条件等によって大きく変化するので、必要な時期に必要量が確保されるよう、営農に係る現況実態や今後の動向も勘案して、合理的な計画を策定する必要がある。

② ピーク用水量は、用水量断面の算定など末端用水施設の規模を決定する上で重要である。『末端ほ場の水田用水量の算出に当たっては、水利権水量を確認するとともに、受益地区における営農の実態に応じて必要水量を決定する。』と解釈する。

③ 上位事業として国営事業がある場合には、国営事業における代掻きピーク流量の算定手法について確認を行う。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画　農業用水（水田）　～平成 22 年 7 月～
農林水産省農村振興局

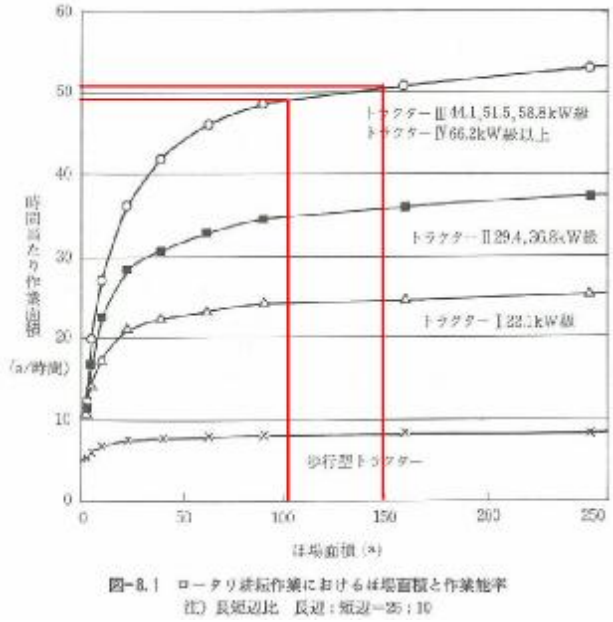
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画　ほ場整備（水田）　～平成 25 年 4 月～
農林水産省農村振興局

・農業農村整備事業計画マニュアル　～平成 21 年 1 月策定（平成 27 年 4 月一部改正）～
北海道農政部

2．1日当たりの代掻き作業面積計算例

1日当たりの代掻き作業面積

地区の水田は区画整理が行なわれ1.0ｈａ以上の水田が増加する。また、作業の効率化を求め、今後、私費での大区画化やトラクターの大型化(能力向上)が進むと考えられるため、1日当たりの代掻き面積を3.0ｈａと設定した。



図－13　圃場面積と作業効率

上記より大型トラクター60PS以上の作業面積は50aである。

1日当たりの作業能力＝Ｂｄ＝0.7×0.5×8＝2.8≒3ha

Bhr：時間当たりの作業能率0.5（ha/hr・台）

係数：0.7（実作業率）

1日の作業時間：8（hr/ｄ）

土地改「ほ場整備（水田）」～P287

【６】作工で既製品を使用する場合について

1.基本的な考え方

(1) 土地改「水路工」では、P427 には次のように記載されている。

「プレキャストコンクリートとの比較設計

施工性、経済性等の理由からプレキャストコンクリートの使用が増加する傾向にあり、製品・規格も豊富になっている。特に、プレキャストコンクリートフリュームには、①ベンチフリューム、②大型フリューム、③L 形ブロック等があり、小断面～中断面での採用例が多い。これらの採用に当たっては、特に小断面のものを除いて、現場打ちフルームやその他の水路形式との比較検討を行い決定する必要があり、併せて基礎工や浮上に対する検討、継目材料やウィープホール、アンダードレーン等の検討も必要となる。」

(2) 既製品の使用は、現場作業を省力化できるのは明らかであるが、一般的に現場打ちによるものの方が経済的に有利とみられることから多くの構造物が現場打ちで設計されている。一方、建設業では今後も技能労働者の減少が予測されており、労務費の上昇傾向が続くことによる現場打ちコンクリートのコストの上昇に加え、とりわけ熟練工の減少による施工体制確保の困難な状況や、現場打ち品質の低下および労働災害の増加など、様々な懸念が広がっている。

これらを解決するため、北海道としても i－Construction の推進を打ち出し、コンクリート工の「規格の標準化（プレキャスト化含む）などにより、工程の改善が見込まれるとして、生産性向上への取組方針を検討していることから、『各種作工についても、施工性や経済性について総合的な比較検討を行った上で、プレキャストコンクリートの採用を検討することが必要となっている。

ここがポイント

① 既製品と現場打ちとの経済比較には、事業調整課の HP で公表されている公表単価や市販の物価資料などを基に類推し比較するとともに、設計においては寸法の標準化を検討するのが望ましい。

② 既製品は現場打ちと比べて部材厚を薄くできるため、基礎工に対して有利であるが、浮力対策としては不利になる。

※ 浮力対策については、第 3 章 排水路 ‘【1】トラフ水路の浮力の検討について’を参照。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計　「水路工」～平成 26 年 3 月～
農林水産省農村振興局

・コンクリート二次製品の取扱い・検査の手引き～平成 29 年 7 月（HP 公開用～
全道農業土木技術検討会検査専門員連絡会議
北海道農政部農村振興局事業調整課

【７】鉄筋コンクリート構造物の配筋における留意点

1.基本的な考え方

土地改「水路工」、土木マニュアル、土木「河川実務」を参考に配筋ピッチを検討し、標準的な径とピッチの組合せを次に示す。

なお、ここで示すコンクリート構造物は、標準的な形状を有した場所打ち鉄筋コンクリートフルーム（U型）を対象とする。

(1) 鉄筋間隔

①一般的に用いられている D13 を使用した場合、最小鉄筋量である 500mm²/m を満足するには鉄筋間隔 250mm が必要である。このことから、構造体の中での間隔変更等による施工時の煩雑さを防止するため、鉄筋の間隔は 250mm を標準とする。

②施工時における煩雑さや間違いの防止を目的に、主鉄筋の異径鉄筋の組合せは行わないことを標準とする。

鉄筋量早見表(mm²/m)

鉄筋径	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm²)	中心間隔（mm）						
			100	125	150	200	250	300	400
D10	9.53	71.33	713	571	476	357	285	238	178
D13	12.7	126.7	1267	1014	845	634	507	422	317
D16	15.9	198.6	1986	1589	1324	993	794	662	497

(2) 主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離（mm）

施工状態 ＼ 主鉄筋の径	19mm 以下	22mm 以上	備　　考
型枠や均しコンクリート施工面	60	70	部材厚Ｔ＜300mm
	70	70	部材厚Ｔ≧300mm
地中に直接打設する場合の底版下側	90	100	フーチング、フルーム、暗きょ、サイホン等
杭頭上	50	50	底版内に杭頭が 50mm 以上貫入する場合

※流速が 3.0m/s を超える場合は内側のかぶりを増厚する。

流速　3.0m/s＜Ｖ≦6.0m/s　：　標準値＋15mm

流速　6.0m/s＜Ｖ≦9.0m/s　：　標準値＋30mm

(3) 主鉄筋の段落とし

段落とし部は、地震時水平力が作用した場合には応力が急変する場所となることから構造的には弱点部となることと、設計および施工性の向上より標準鉄筋間隔を 250mm としたことから、原則として段落しは行わないこととする。　　土地改「水路工」～P354,355

(4) 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

①鉄筋本数の低減を目的とし、応力や鉄筋の定着などの支障のない限り配筋間隔を 250mm とすることが望ましい。

②下表の（ ）内の数値は 1m 当たりの鉄筋量(mm²)を示す。

径 / 配筋間隔	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
250mm	○ (506.8)	○ (794.4)	○ (1146.0)	○ (1548.4)	○ (2026.8)	○ (2569.6)	○ (3176.8)
125mm					○ (4053.6)	○ (5139.2)	○ (6553.6)

(5) 主鉄筋と配力鉄筋の組合せ

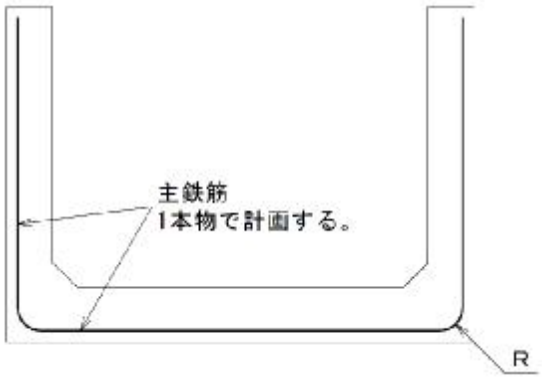
①圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋について、引張側主鉄筋または軸方向鉄筋の 1／6 以上の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。

主鉄筋 / 配力鉄筋	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D25	D29	D32
	主鉄筋間隔 250mm							主鉄筋間隔 125mm		
D13@250mm	○	○	○	○	○	○				
D16@250mm							○	○		
D19@250mm									○	○

ここがポイント

①主鉄筋の形状

場所打ち鉄筋コンクリートフルーム（U型）は側壁と底版が一体化した構造体となることから主鉄筋はU型に加工し、底版・側壁を１本の主鉄筋とする。なお、これにより底版および側壁のどちらかが応力的に余裕がでることはやむを得ない。

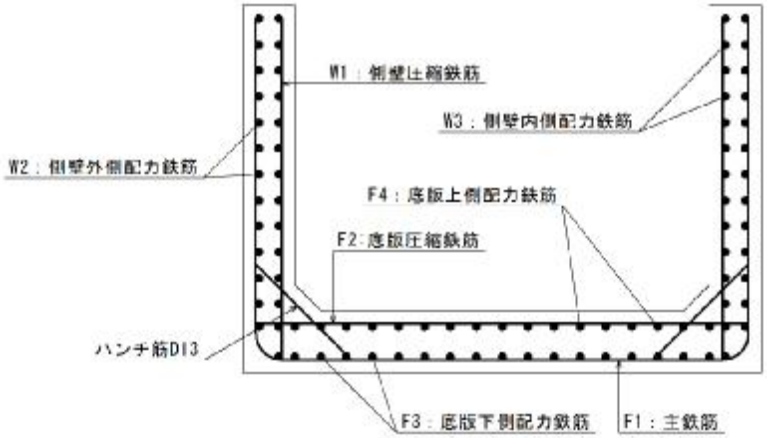


主鉄筋径と鉄筋中心の曲げ半径R(10.5D)

径	R（mm）
D13	140
D16	170
D19	200
D22	240
D25	270
D29	310
D32	340

②鉄筋の組み合わせ

フルーム内側に引張力が発生しない場合の標準的な鉄筋の組合せは次のとおりである。



ケース	F1 (主鉄筋)	F2	F3	F4	W1	W2	W3
①	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
②	D16@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
③	D19@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
④	D22@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
⑤	D25@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
⑥	D29@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250	D13@250
⑦	D32@250	D16@250	D16@250	D13@250	D16@250	D16@250	D13@250
⑧	D25@125	D16@250	D16@250	D13@250	D16@250	D16@250	D13@250
⑨	D29@125	D19@250	D19@250	D13@250	D19@250	D19@250	D13@250
⑩	D32@125	D19@250	D19@250	D13@250	D19@250	D19@250	D13@250

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」　～　平成 26 年 3 月　～
農林水産省農村振興局

・用排水路設計指針　～　平成 27 年 7 月　～　北海道農政部

・土木構造物設計マニュアル（案）に関わる設計・施工の手引き（案）
－ボックスカルバート・擁壁編－　～平成 11 年 11 月　～　全日本建設技術協会

・河川事業設計要領　～　平成 27 年 4 月　～　北海道建設部

【８】プレキャストコンクリート水路設計計算例について

1.基本的な考え方

（1）プレキャストコンクリート水路（10mスパンフルーム）は、内空断面が多岐にわたるため、Ｂ1500×Ｈ1000 の計算例とする。

（2）限定した設定条件の下での設計計算の事例であるので、計算条件の設定、計算の流れなどの考え方の参考となることを目的としている。

設計計算例　設定条件

断面規格	Ｂ1500×Ｈ1000
型式	プレストレストコンクリート ポステンション方式
構造形式	①　縦方向__掛樋構造
	②　縦方向__置樋構造

条件	設計水深～満水
コンクリート 設計基準強度	σck＝40（N/mm²）
地域	岩見沢市

ここがポイント

① プレキャストコンクリート水路（10mスパンフルーム）の縦方向掛樋構造の計算は、主に土地改「水路工」8.1.4 水路橋を参考としている。

② 計算事例であるため、諸々の条件の中での一例としての設定条件での計算の流れを示したものである。

③ 実際の設計では、水理設計によって決定された内空断面により、部材厚等を確認しながら製品重量を考慮した製品の選定となる。

参考文献

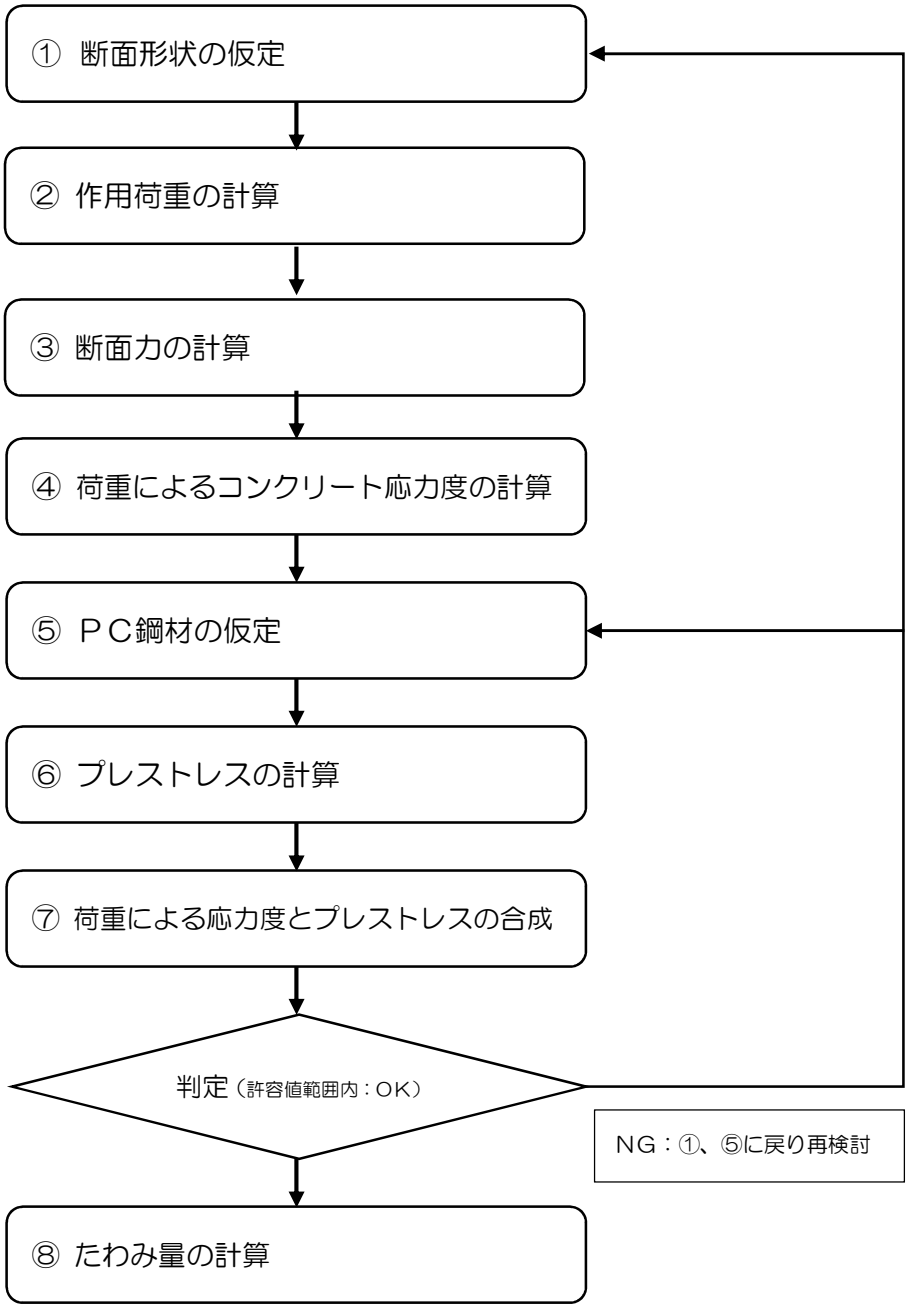
・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説「水路工」～平成 26 年 3 月～農林水産省農村振興局

・用排水路設計指針及び営農飲雑用水施設設計指針(案）～平成 27 年 7 月～北海道農業土木協会

・道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編)・同解説～平成 24 年 3 月～日本道路協会

・道路土工　カルバート工指針（平成 21 年度版）～平成 22 年 3 月～日本道路協会

プレキャストコンクリート水路　計算手順



①断面形状の仮定

断面寸法

内空幅：b=1500

内空高：h=1000

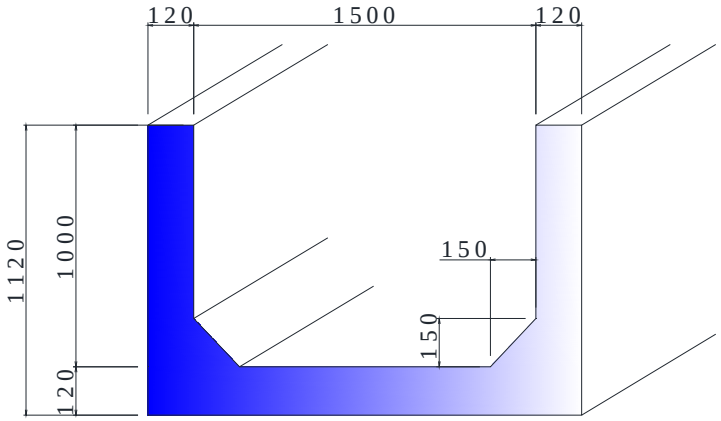
ハンチ：C=150

側壁厚：t_1=120

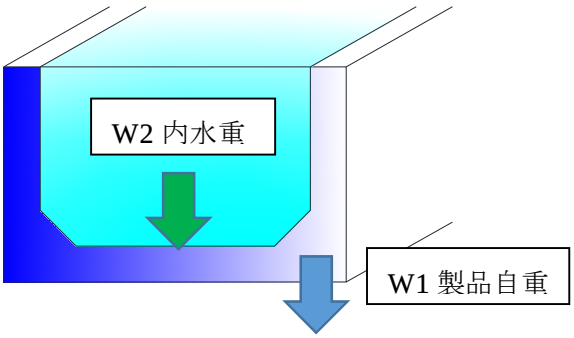
底版厚：t_2=120

製品幅：B=1740

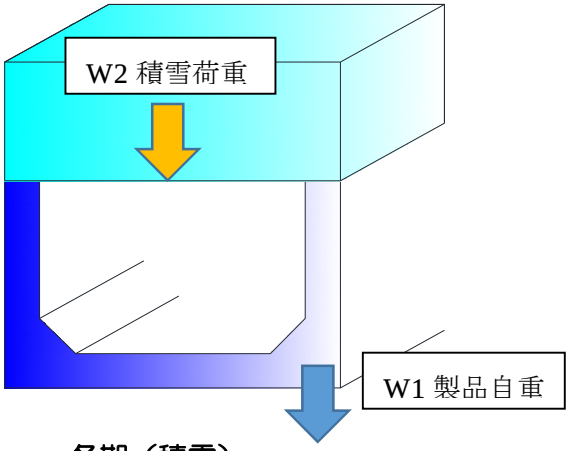
製品高：H=1120



②作用荷重の計算

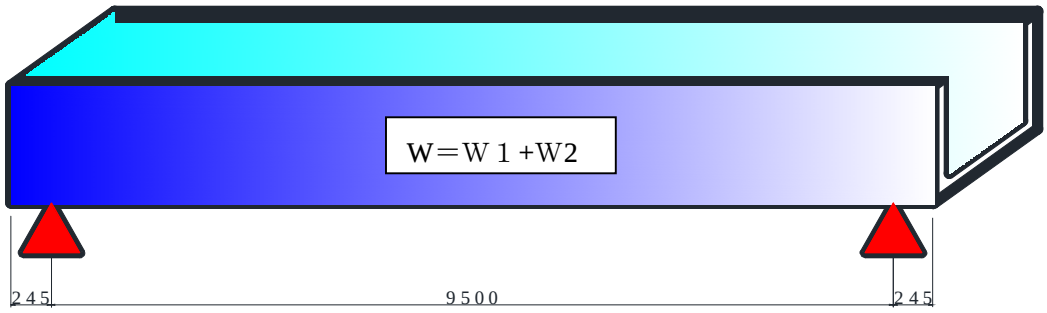


夏期（満水時）

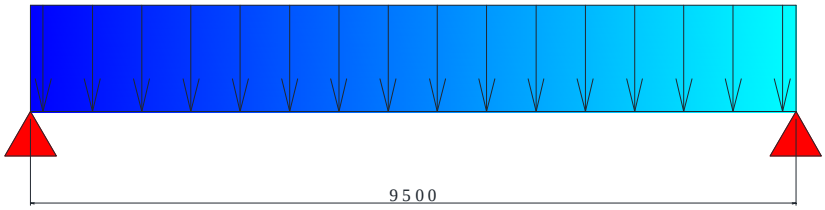


冬期（積雪）

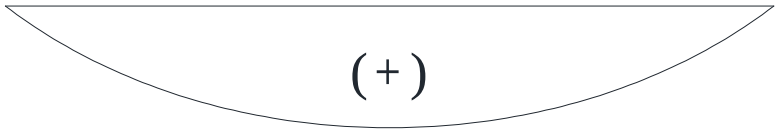
③断面力の計算



１）曲げモーメント

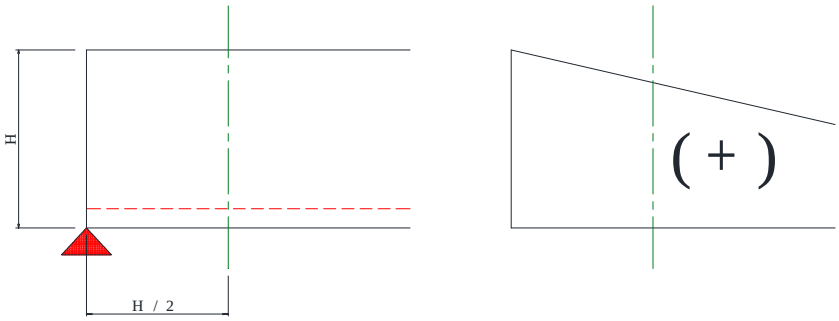


モデル図



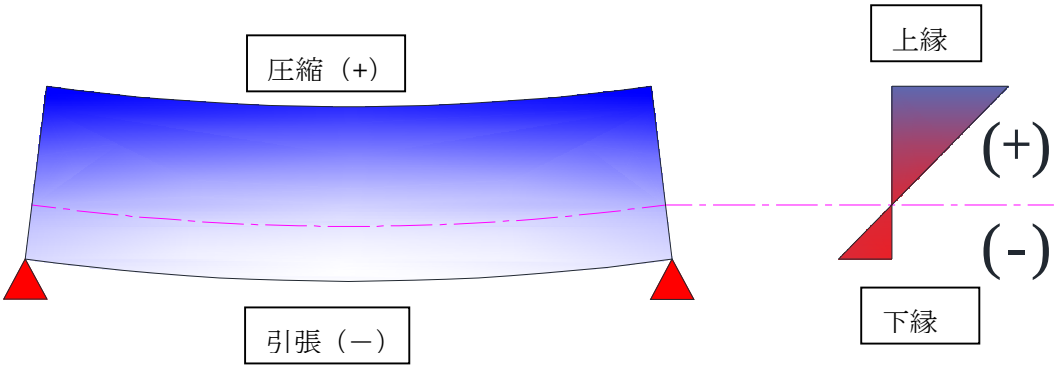
モーメント図

２）せん断力

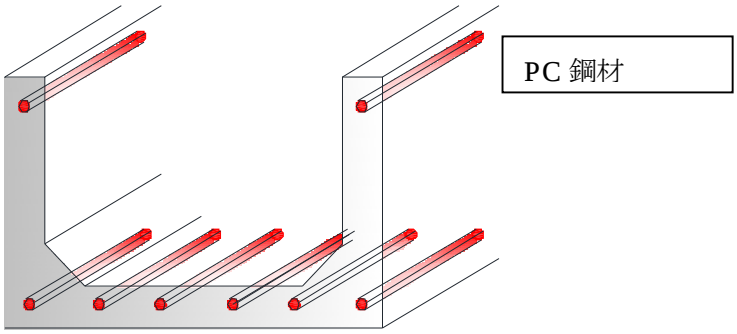


支点からH/2 離れた位置で検討する。

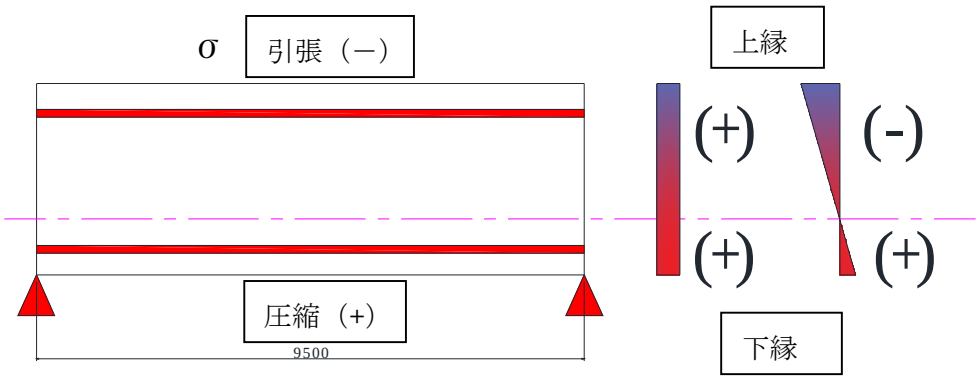
④荷重によるコンクリート応力度の計算



⑤ＰＣ鋼材の仮定

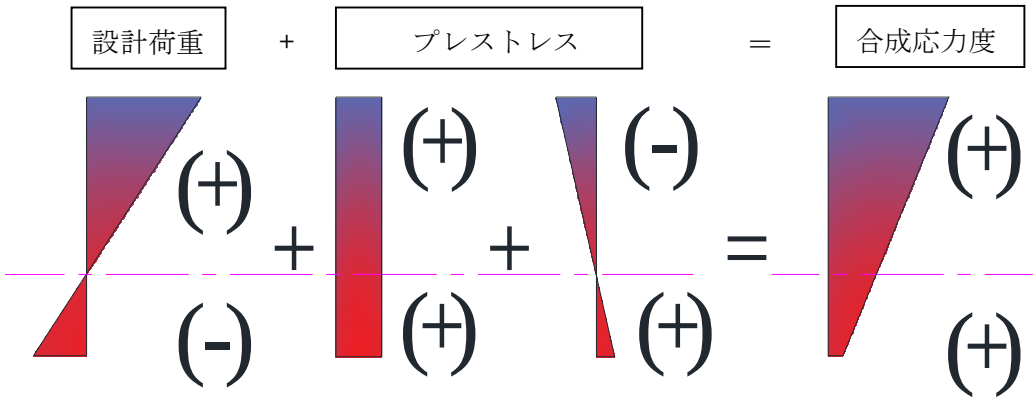


⑥プレストレスの計算



⑦荷重による応力度とプレストレスの合成

曲げモーメントの応力度



せん断応力度

判定

設計した許容値範囲内に応力度が入ればＯＫ

設計した許容値範囲内から応力度がはずれるとＮＧ

ＮＧの場合は①もしくは⑤を再検討する。

⑧たわみ量の計算

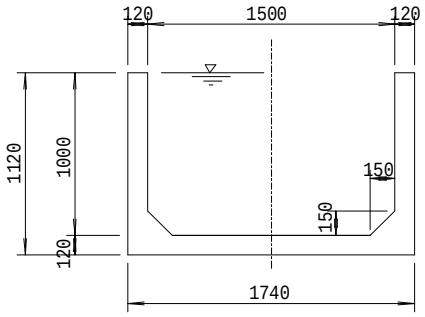
計算結果数値を確認する。

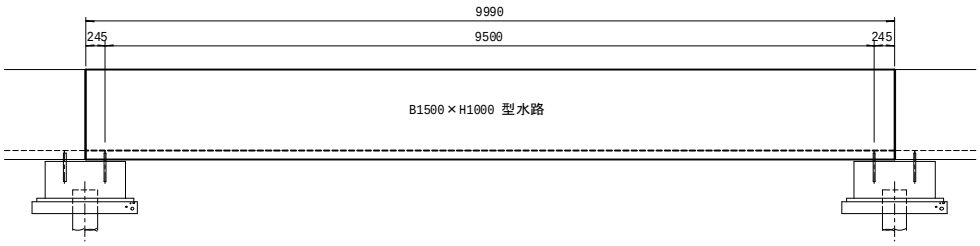
設計計算事例 1

プレストレストコンクリート水路＿掛樋構造
縦方向の検討

〔設定条件〕

構造	プレストレストコンクリート水路		
型式	ポストテンション方式U型フルーム		
水路長	L	＝	9.990（m）
スパン長	ℓ	＝	9.500（m）
断面規格 水路幅	B	＝	1.500（m）
水路高	H	＝	1.000（m）
設計水深	h	＝	1.000（m）【満水】
設計積雪深	Hs	＝	1.550（m）【岩見沢】
材料			
・コンクリート			
設計基準強度	σck	＝	40 (N/mm^2)
曲げ圧縮応力度に関しての部材形状	長方形の場合		
・PC鋼棒			
種類	C種1号 SBPR1080/1230		





①断面形状の仮定

摘要

1.1設計条件

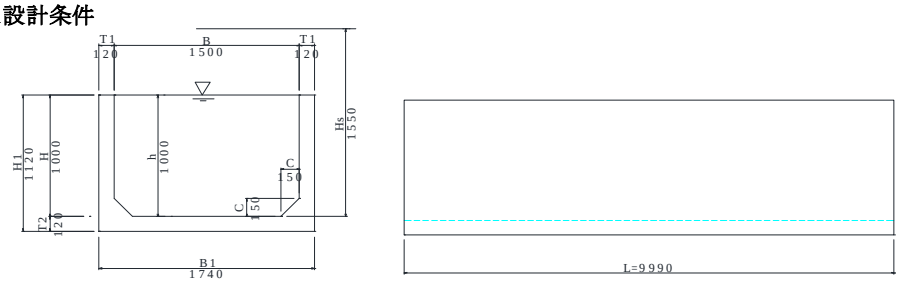


図-1

◆ 構造　プレストレストコンクリート水路
◆ 型式　ポストテンション方式U型フルーム
◆ 水路長　L ＝ 9.990 (m)
◆ スパン長　ℓ ＝ 9.500 (m)　【下図参照】
◆ 水路底版幅　B ＝ 1.500 (m)
◆ 水路幅　B1 ＝ 1.740 (m)
◆ 水路高　H ＝ 1.000 (m)
◆ 水路全高　H1 ＝ 1.120 (m)
◆ 設計水深　h ＝ 1.000 (m)　【満水】
◆ 設計積雪深　Hs ＝ 1.550 (m)　【岩見沢】　開発「道路要領」第2集　道路附帯施設　参考資料7:10年確率最大積雪等深線図
◆ 単位体積重量
・PCコンクリート　γ sc ＝ 24.5 (kN/m^3)　土地改「水路工」 P241 表-7.2.1
・水　γ w ＝ 9.8 (kN/m^3)　土地改「水路工」 P241 表-7.2.1
・雪　γ sn ＝ 3.5 (kN/m^3)　農政「用排指針」 開5-11 5.3.8
◆ 冬期積雪荷重　Ws ＝ Hs × γ sn ＝ 5.425 (kN/m^2)　農政「用排指針」 開5-11 5.3.8
◆ 材料強度及び許容応力度
・コンクリート
設計基準強度　σ ck ＝ 40.0 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P337 表-7.9.12 ポストテンション
許容曲げ圧縮応力度　設計荷重作用時　σ ca ＝ 15.0 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P338 表-7.9.13 長方形断面の場合
プレストレッシング直後　σ cat ＝ 19.0 (N/mm^2)　同上
許容曲げ引張応力度　設計荷重作用時　σ ca' ＝ 0.0 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P338 表-7.9.14
プレストレッシング直後　σ cat ＝ 1.5 (N/mm^2)
許容せん断応力度　τ a ＝ 0.55 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P338 表-7.9.15
許容斜引張応力度（せん断のみの場合）　τ a1 ＝ 1.00 (N/mm^2)　同上
ヤング係数（設計基準）　Ec1 ＝ 31000 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P540 表-8.1.22 σ ck=40N/mm^2
ヤング係数（導入直後）　Ec2 ＝ 29500 (N/mm^2)
クリープ係数　ϕ ＝ 2.8　土地改「水路工」 P554 表-8.1.23 材齢 4～7日
乾燥収縮度　ε s ＝ 0.0002　土地改「水路工」 P554 表-8.1.24 材齢 4～7日
・PC鋼棒
公称径　ϕ ＝ 13 (mm)　C種1号 SBPR1080/1230　道路土工「カルバート」 P90 表4.11 C種1号
公称断面積　Ap ＝ 132.7 (mm^2)
降伏点　σ py ＝ 1080 (N/mm^2)
引張強さ　σ pu ＝ 1230 (N/mm^2)
許容引張力　プレストレッシング中 ＝ 972 (N/mm^2) 0.8 σ pu or 0.9 σ py　道示「Ⅲコンクリート橋」 P133 表-3.4.1
プレストレッシング直後　σ pta ＝ 861 (N/mm^2) 0.7 σ pu or 0.85 σ py
設計荷重作用時　σ pea ＝ 738 (N/mm^2) 0.6 σ pu or 0.75 σ py
ヤング係数　Ep ＝ 200000 (N/mm^2)　土地改「水路工」 P540 表8-1-25
見かけのリラクセーション率　γ ＝ 3.0 (%)　土地改「水路工」 P540 表8-1-26 PC鋼棒

1.2検討モデル

図-2

1.3断面諸常数

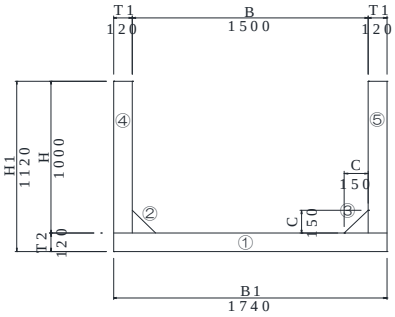


図-3

断面	b (mm) ×	h (mm)	A (mm^2)	y (mm)	Ay (mm^3)	Ay^2 (mm^4)	Io (mm^4)
1	1740 ×	120	208800	60	12528000	751680000	250560000
2	150 ×	150	11250	170	1912500	325125000	14062500
3	150 ×	150	11250	170	1912500	325125000	14062500
4	120 ×	1000	120000	620	74400000	46128000000	10000000000
5	120 ×	1000	120000	620	74400000	46128000000	10000000000
合計Σ			471300		165153000	93657930000	20278685000

①コンクリート断面積

Ac ＝ ΣA ＝ 471300 (mm^2)

②部材断面の図心位置

下縁より Yd ＝ ΣAy／ΣA ＝ 165153000 ／ 471300 ＝ 350.42 (mm)

上縁より Yu ＝ H1－Yd ＝ 1120 － 350.42 ＝ 769.58 (mm)

③部材断面の図心における断面二次モーメント

$Ic = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - \Sigma A \times Yd^2$

＝ 93657930000 ＋ 20278685000 － 471300 × 350.42 ^{2} ＝ 56063719663 (mm^4)

④回転半径（断面二次半径）

r^2 ＝ Ic／Ac ＝ 56063719663 ／ 471300 ＝ 118955.5 (mm^2)

⑤断面係数

上縁 Zu ＝ Ic／Yu ＝ 56063719663 ／ 769.58 ＝ 72849762 (mm^3)

下縁 Zd ＝ Ic／Yd ＝ 56063719663 ／ -350.42 ＝ -159990068 (mm^3)

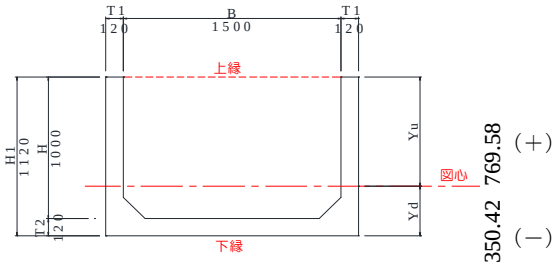


図-4

摘要

b=幅
h=高さ
A=断面積
y=下縁からの図心までの距離
$A \cdot y^2$=下縁に関する断面2次モーメント
Io=各図心軸（水平）における断面2次モーメント
※長方形 $I = bh^3/12$
※三角形 $I = bh^3/36$
1 →底版　長方形
2 →ハンチ　三角形
3 →ハンチ　三角形
4 →側壁　長方形
5 →側壁　長方形

以下の計算では、図心より上縁側を（＋）下縁側を（－）として計算する

図心での断面2次モーメント:Ic
※ 下縁での断面2次モーメント:$Id = Ic + A \times y^2$
図心外の軸に関する断面2次モーメント＝図心軸に関する断面2次モーメント＋面積×図心までの距離^2
$Id = Ic + A \times Yd^2$
$Ic = Id - A \times Yd^2 = \Sigma Ay^2 + \Sigma Io - A \times Yd^2$

②作用荷重の計算

摘要

2.1 荷重

①製品自重

W1 ＝ Ac×γc ＝ 0.4713 × 24.50 ＝ 11.547 (kN/m)

②内水重（満水時）

W2 ＝ B×h×γw ＝ 1.500 × 1.000 × 9.8 ＝ 14.700 (kN/m)

③積雪荷重

W3 ＝ B1×Ws ＝ 1.740 × 5.425 ＝ 9.440 (kN/m)

④合計(設計荷重)

W ＝ W1＋（W2,W3の大きい値） ＝ 11.547 + 14.700 ＝ 26.247 (kN/m)

W2: 14.700 (kN/m) ＞ W3: 9.440 (kN/m)

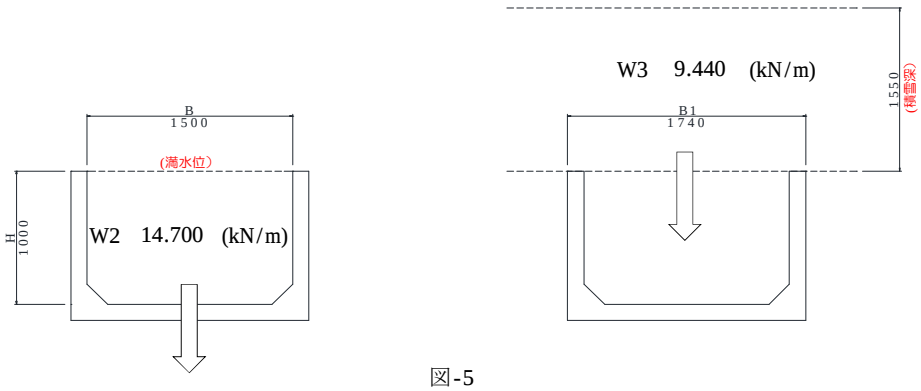


図-5

③断面力の計算

摘要

3.1 支間中央の曲げモーメント(最大曲げモーメント)

土地改「水路工」 P533 (b)

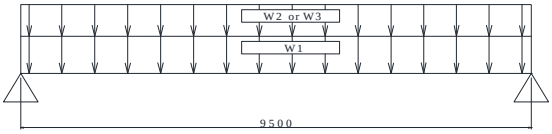


図-6

図-7

①製品自重のみ

$M0 = W1 \times \ell^2 / 8 = 11.547 \times 9.500^2 / 8 = 130.265$ (kN・m)

単純梁で等分布荷重の計算
土地改「水路工」 P533 (式8.1.112)

②設計荷重作用時

$M1 = W \times \ell^2 / 8 = 26.247 \times 9.500^2 / 8 = 296.099$ (kN・m)

W=自重W1+載荷重W2

3.2 設計荷重作用時のせん断力

$S = W \times \ell / 2 - W \times H1 / 2 = W \times (\ell - H1) / 2$
$= 26.247 \times (9.500 - 1.120) / 2 = 109.975$ (kN)

土地改「水路工」 P533 式(8.1.113)

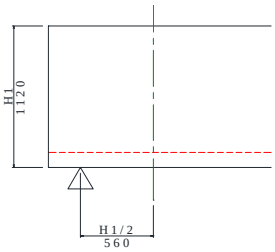


図-8

④荷重によるコンクリート応力度の計算

4.1 荷重による曲げ応力度

①製品自重

上縁 σou ＝ M0／Zu ＝ 130265000 ／ 72849762 ＝ 1.79 (N/mm^2)

下縁 σod ＝ M0／Zd ＝ 130265000 ／ -159990068 ＝ -0.81 (N/mm^2)

②設計荷重

上縁 σdu ＝ M1／Zu ＝ 296099000 ／ 72849762 ＝ 4.06 (N/mm^2)

下縁 σdd ＝ M1／Zd ＝ 296099000 ／ -159990068 ＝ -1.85 (N/mm^2)

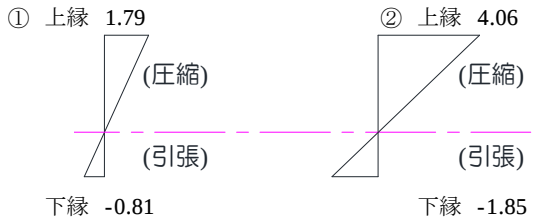


図-9

4.2 設計荷重時の平均せん断応力度

τm ＝ S／{ 2×T1×(H1- Ypd) }

＝ 109975 ／ { 2 × 120 × (1120 － 60)} ＝ 0.43 (N/mm^2)

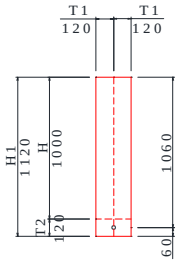


図-10

摘要

(＋)が圧縮
(－)が引張
①プレストレス直後に使用

②設計荷重作用時に使用

土地改「水路工」 P545 式(8.1.135)

$$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_\omega \times d}$$

S_h: 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

$$S_h = S - \frac{M}{d}(\tan\beta + \tan\gamma)$$

変化しない場合は、S_h=S

S_p: PC材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

鉄筋コンクリート部材の場合 S_p=0

プレストレストコンクリート部材の場合

$S_p = A_p \times \sigma_{pe} \times \sin\alpha$

α＝0の時もS_p=0

b_ω: 部材断面の腹板厚(mm)

d: 有効高 (圧縮縁からPC鋼材までの高さ)

⑤PC鋼材の仮定

摘要

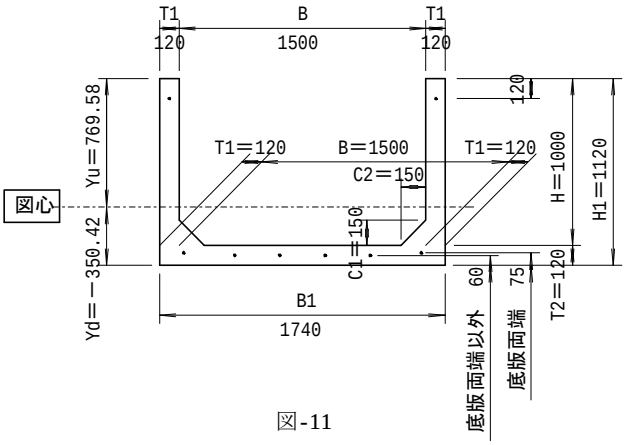


図-11

b=幅
h=高さ
A=断面積
y=下縁からの図心までの距離
A･y²=下縁に関する断面2次モーメント

5.1 本数及び位置

底版　下縁から　75 mm(Ypd1)に　2 本(N1)　･･･底版両端
底版　下縁から　60 mm(Ypd2)に　4 本(N2)　･･･底版両端以外
側壁　上縁から　120 mm(Ypu)に　2 本(N3)

5.2 初期導入プレストレス力(初期緊張力)

底版 P1 ＝ 110000 (N/本) ＜ σpta×Ap ＝ 861 × 132.7 ＝ 114254.7 → OK
側壁 P2 ＝ 53697 (N/本) ＜ σpta×Ap ＝ 861 × 132.7 ＝ 114254.7 → OK

σpta: PC鋼材のプレストレッシング直後の許容引張力 (N／本)
Ap: PC鋼材の1本あたりの公称断面積

P2は、偏心量をeとするための緊張力

∴P ＝ (N1+N2)×P1＋N3×P2
＝ (2 ＋ 4) × 110000 ＋ 2 × 53697 ＝ 767394 (N)

5.3 断面図心からのプレストレス力の偏心量

$$e = \frac{N1\times(Yd-Ypd1)\times P1+N2\times(Yd-Ypd2)P1-N3\times(Yu-Ypu)\times P2}{(N1+N2)\times P1+N3\times P2}$$

$$= \frac{2\times(350.42-75)\times 110000+4\times(350.42-60)\times 110000-2\times(769.58-120)\times 53697}{(2+4)\times 110000+2\times 53697}$$

$$= 154.57 \ (mm)$$

偏心量eは上縁にてプレストレスによる引張0とするため、
実際には e=r²／Yuで計算されている

P1の緊張力は固定
P2の緊張力は逆算で求めている

⑥プレストレスの計算

6.1 プレストレッシング直後のプレストレス

①PC鋼材の初期引張応力度

$\sigma pi = P/(N \times Ap) = 767394 / (8 \times 132.7) = 722.9$ (N/mm²)

②PC鋼材の摩擦による影響を考慮した引張力

$Px = Pi \times (1 - \mu \times \alpha - \lambda \times x) = 767394 \times (1 - 0 \times 0 - 0.003 \times 9.99) = 744395$ (N)

ここに、
- μ ：PC鋼材の角変化1ラジアン当りの摩擦係数　0.0 (1/rad)
- α ：PC鋼材の角変化　0.0 (rad)
- λ ：PC鋼材の長さ1m当たりの摩擦係数　0.003 (1/m) ※カタログ値
- x ：PC鋼材の引張端から設計断面までの長さ　9.99 (m)

③PC鋼材の摩擦による影響を考慮した引張応力度

$\sigma px = Px/(N \times Ap) = 744395 / (8 \times 132.7) = 701.2$ (N/mm²)

④PC鋼材の図心（下縁より）

$Yp = \Sigma ny / N = (2 \times 75 + 4 \times 60 + 2 \times 1000) / 8 = 298.75$ (mm)

⑤PC鋼材の偏心量（部材断面の図心から）

$ep = Yp - Yd = 298.75 - 350.42 = -51.67$ (mm)

⑥PC鋼材とコンクリートのヤング係数比

$n = Ep / Ec = 200000 / 29500 = 6.78$

⑦プレストレッシングによるPC鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度

$$\sigma cpg = \frac{P}{Ac} \times \left(1 + \frac{ep^2}{r^2}\right) = \frac{744395}{471300} \times \left(1 + \frac{(-51.67)^2}{118955.5}\right) = 1.61 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

⑧コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の減少量

$\Delta \sigma p = 1/2 \times n \times \sigma cpg \times (N-1)/N$

$= 1/2 \times 6.78 \times 1.61 \times (8 - 1) / 8 = 4.78$ (N/mm²)

⑨プレストレッシング直後のPC鋼材の引張応力度

$\sigma pt = \sigma pi - \Delta \sigma p = 701.2 - 4.78 = 696.42$ (N/mm²)

$< \sigma pta = 861 \rightarrow$ OK

⑩プレストレッシング直後のPC鋼材引張力

$Pt = \sigma pt \times Ap \times N = 696.42 \times 132.7 \times 8 = 739319$ (N)

⑪プレストレスによる偏心曲げモーメント

$Mpt = Pt \times e = 739319 \times -154.57 = -114276537.8$ (N・mm)

⑫プレストレッシング直後のプレストレス

上縁

$\sigma ctu = Pt/Ac + Mpt/Zu$

$= 739319.0 / 471300 + -114276537.8 / 72849762 = 0.00$ (N/mm²)

下縁

$\sigma ctd = Pt/Ac + Mpt/Zd$

$= 739319.0 / 471300 + -114276537.8 / -159990068 = 2.28$ (N/mm²)

6.2 設計荷重作用時の有効プレストレス

①PC鋼材図心におけるプレストレッシング直後のプレストレス

$$\sigma cpt = \frac{Pt}{Ac} \times \left(1 + \frac{ep^2}{r^2}\right) = \frac{739319.0}{471300} \times \left(1 + \frac{-51.67^2}{118955.5}\right) = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

②PC鋼材図心におけるコンクリート断面の死荷重による応力度

$\sigma cd = M1 \times ep / Ic = 296099000 \times -51.67 / 56063719663 = -0.27$ (N/mm²)

③PC鋼材図心におけるコンクリート断面の持続荷重による応力度

$\sigma cp = \sigma cpt + \sigma cd = 1.60 - 0.27 = 1.33$ (N/mm²)

④コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材の引張応力度の減少量

$$\Delta \sigma p \phi = \frac{n \times \phi \times \sigma cp + Ep \times \varepsilon s}{1 + n \times \frac{\sigma cpt}{\sigma pt} \times \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{6.78 \times 2.8 \times 1.33 + 200000 \times 0.0002}{1 + 6.78 \times \frac{1.60}{696.42} \times \left(1 + \frac{2.8}{2}\right)}$$

$= 62.90$ (N/mm²)

摘要

プレストレスの減少

構造的	① PC鋼材とシースの摩擦	導入時	減少時間	
	② 定着具におけるセット			
材料の性質	③ コンクリートの弾性変形			
	④ コンクリートのクリープ・収縮	徐々		
	⑤ PC鋼材のリラクセーション			

導入直後のプレストレス力	$\sigma pt = \sigma pi - (①+②+③)$
有効プレストレス	$\sigma pe = \sigma pt - (④+⑤)$

基本式

$\sigma = P/A$　　断面2次半径$r^2 = Ic/Ac$

$\sigma = M/Z = M/(Ic/y)$

⑤の基本式　$\sigma c = P/Ac + M/Ic \times ep$

弾性変形による減少

土地改「水路工」 P538 式(8.1.117)

ポストテンションの場合

PC鋼材とシースの摩擦による減少

水路工 式(8.1.114a,b)

摩擦を減少するため被覆したPC鋼材を用いる場合等は実験値等を参考にして摩擦係数を別途定めて良い

道路橋示方書 コンクリート橋編 P33

定着具による減少

土地改「水路工」 P536 （ⅱ）

ねじ式のため、減少量は無視する、

PC鋼材とシースの摩擦による減少

土地改「水路工」 P536 式(8.1.114a,b)

アンボンドPC鋼棒を使用のため、減少量は無視する

※ 道示 「Ⅲコンクリート橋」 P31

プレストレッシング直後のプレストレス減少の検討項目

ポストテンション方式

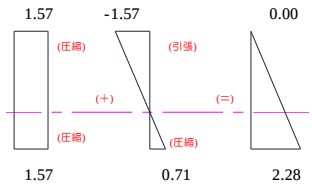
①PC鋼材とシースの摩擦

②定着具におけるセット

③コンクリートの弾性変形

プレテンション方式

③コンクリートの弾性変形



コンクリートのクリープ

持続荷重は、死荷重+プレストレス力

クリープ及び乾燥収縮による減少

土地改「水路工」 P538 式(8.1.118)

⑤PC鋼材のリラクセーションによるPC鋼材の引張応力度の減少量

$\Delta\sigma pr = \gamma \times \sigma pt = 0.03 \times 696.42 = 20.89$ (N/mm^2)

PC鋼棒のリラクセーションによる減少
土地改「水路工」 P539 式(8.1.119)

⑥PC鋼材の有効引張応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma p\phi - \Delta\sigma pr = 696.42 - 62.90 - 20.89 = 612.63$ (N/mm^2)

$< \sigma pea = 738$ → OK

⑦有効係数

$\eta = \sigma pe / \sigma pt = 612.63 / 696.42 = 0.880$

土地改「水路工」 P539 式(8.1.121)

⑧有効プレストレス力

$Pe = \eta \times Pt = 0.880 \times 739319.0 = 650600.7$ (N)

⑨有効プレストレス力による偏心曲げモーメント

$Mpe = Pe \times e = 650600.7 \times -154.57 = -100563350.2$ (N・mm)

⑩有効プレストレス

上縁

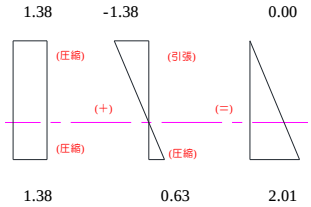
$\sigma ceu = Pe / Ac + Mpe / Zu$

$= 650600.7 / 471300 + -100563350.2 / 72849762 = 0.00$ (N/mm^2)

下縁

$\sigma ced = Pe / Ac + Mpe / Zd$

$= 650600.7 / 471300 + -100563350.2 / -159990068 = 2.01$ (N/mm^2)



⑦荷重による応力度とプレストレスの合成

プレストレッシング直後、及び設計荷重作用時における、上縁・下縁の応力度を照査する。

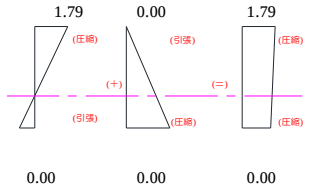
7.1 プレストレッシング直後の合成応力度

★合成応力度＝自重による曲げ応力度＋プレストレッシング直後のプレストレス

上縁 $\sigma u = \sigma ou + \sigma ctu =$ 1.79 ＋ 0.00 ＝ 1.79 (N/mm^2) → OK $(-1.5 < 1.79 < 19N/mm^2)$

下縁 $\sigma d = \sigma od + \sigma ctd =$ -0.81 ＋ 2.28 ＝ 1.47 (N/mm^2) → OK $(-1.5 < 1.54 < 19N/mm^2)$

※プレストレッシング直後の許容応力度 ＝ -1.5 ～ 19.0 (N/mm^2)



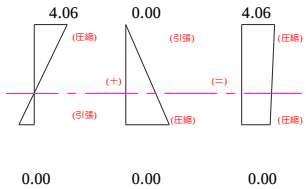
7.2 設計荷重作用時の合成応力度

★合成応力度＝設計荷重による曲げ応力度＋有効プレストレス

上縁 $\sigma u = \sigma du + \sigma ceu =$ 4.06 ＋ 0.00 ＝ 4.06 (N/mm^2) → OK $(0 < 4.06 < 15N/mm^2)$

下縁 $\sigma d = \sigma dd + \sigma ced =$ -1.85 ＋ 2.01 ＝ 0.16 (N/mm^2) → OK $(0 < 0.22 < 15N/mm^2)$

※設計荷重作用時の許容応力度 ＝ 0.0 ～ 15.0 (N/mm^2)



7.3 せん断応力度の検討

①コンクリートの平均せん断応力度

4.2より

$\tau m =$ 0.43 (N/mm^2) ≦ 0.55 (N/mm^2) ＝ τa → OK

土地改「水路工」 P338 表-7.9.15

②コンクリートの斜引張応力度

コンクリートの斜引張応力度
土地改「水路工」 P545 式(8.1.136)

$$\sigma I = \frac{1}{2} \times \{(\sigma x + \sigma y) - [(\sigma x - \sigma y)^2 + 4 \times \tau^2]^{1/2}\}$$

ここに

σx: 部材軸方向圧縮応力度 $\sigma x =$ Pe/Ac ＝ 1.38 (N/mm^2)

σy: 部材軸直角方向圧縮応力度 $\sigma y =$ 0.00 (N/mm^2)

Q: せん断力を算出する位置より外側の部分の図心軸に関する断面一次モーメント Q＝ 72849762 (mm^3)

I: 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント I＝ Ic＝ 56063719663 (mm^4)

τ: 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

$\tau = (S - Sp) \times Q / (bw \times I)$ Sp＝0 bw＝2×T1

$$\tau = \frac{(109975 - 0.00) \times 72849762}{2 \times 120 \times 56063719663} = 0.60 \ (N/mm^2)$$

$$\sigma I = \frac{1}{2} \times \{(1.38 + 0.00) - [(1.38 - 0.00)^2 + 4 \times 0.60^2]^{1/2}\}$$

＝ -0.22 (N/mm^2) ＞ -1.00 (N/mm^2) ＝ $\tau a1$ → OK

摘要

⑧たわみの計算

摘要

8.1 **導入直後のプレストレスによるたわみ**

$\delta pt = Mpt \times L^2 / (8 \times Ec1 \times Ic)$ = -0.78 (mm)

土地改「水路工」 P547 式(8.1.137)

(ア) $\delta pt = 1/(24 \times Ec \times Ic) \times \{3Mp \times l^2 - 4(Mp - Mp_0) \times l_1^2\}$

$Mp = Mp_0$より

$\delta pt = 1/(24 \times Ec \times Ic) \times 3Mp \times l^2$

$\delta pt = Mp \times l^2 / (8 \times Ec \times Ic)$

8.2 **有効プレストレスによるたわみ**

$\delta pe = \eta \times \delta pt$ = -0.69 (mm)

土地改「水路工」 P547 式(8.1.140)

8.3 **死荷重(自重)によるたわみ**

$\delta d = 5 \times W1 \times L^4 / (384 \times Ec1 \times Ic)$ = 0.74 (mm)

土地改「水路工」 P547 式(8.1.141)

$\delta d = 5 \times Md \times L^2 / (48 \times Ec \times Ic)$

$= 5 \times W1 \times L^4 / (384 \times Ec1 \times Ic)$

8.4 **等分布荷重(内水重または積雪荷重)によるたわみ**

$\delta ws = 5 \times W2 \times L^4 / (384 \times Ec2 \times Ic)$ = 0.90 (mm)

土地改「水路工」 P548 式(8.1.142)

8.5 **クリープによるたわみ**

$\delta \phi = \phi \times \{(1 + \eta) / 2 \times \delta pt + \delta d\}$ = 0.02 (mm)

土地改「水路工」 P548 式(8.1.143)

$\delta \phi = \phi \times \{(1 + \eta) / 2 \times \delta pt + \delta d\}$

$= \phi \times \{1/2 \times (\delta pt + \eta\ \delta pt) + \delta d\}$

$\eta = \delta pe / \delta pt$

8.6 **たわみの合計**

◆プレストレス導入直後のたわみ

$\delta t = \delta pt + \delta d$ = -0.04 (mm)

土地改「水路工」 P548 式(8.1.144)

◆設計荷重時のたわみ

$\delta = \delta pe + \delta d + \delta ws + \delta \phi$ = 0.97 (mm)

土地改「水路工」 P548 式(8.1.145)

ここに、

Mpt	導入直後のプレストレスによるモーメント	-114276537.8	(N・mm)
L	支間長	9500	(mm)
Ec1	コンクリートのヤング係数(導入直後)	29500	(N/mm^2)
Ec2	コンクリートのヤング係数(設計荷重時)	31000	(N/mm^2)
Ic	断面二次モーメント	56063719663	(mm^4)
η	有効係数(σpe／σpt)	0.88	
W1	水路自重の等分布荷重	11.547	(N/mm)
W2	内荷重または積雪荷重の等分布荷重	14.700	(N/mm)
ϕ	クリープ係数	2.8	

$\eta = \dfrac{\text{PC鋼材の有効引張応力度}\ \sigma pe}{\text{PC鋼材のプレストレッシング直後の引張応力度}\ \sigma pt}$

参考文献

この計算に使用した参考文献、基準等は次のとおりである。

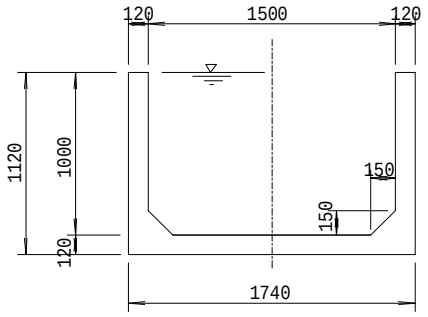
			＜略称＞
◆用排水路設計指針	(社)北海道農業土木協会	平成27年7月	農政「用排指針」
◆土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 基準書、技術書	農林水産省農村振興局	平成26年3月	土地改「水路工」
◆道路橋示方書 (Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編)・同解説	(社)日本道路協会	平成24年3月	道示「Ⅲコンクリート橋」
◆道路土工 カルバート工指針	(社)日本道路協会	平成22年3月	道路土工「カルバート」

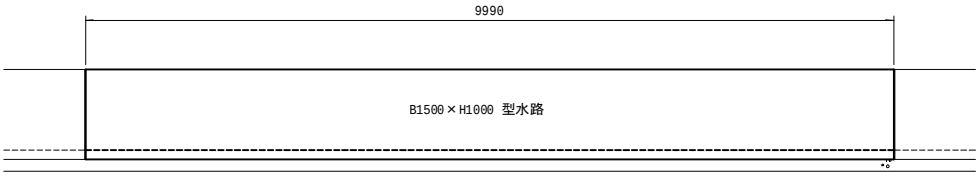
設計計算事例 2

プレストレストコンクリート水路＿置樋構造
縦方向の検討

〔設定条件〕

構造			プレストレストコンクリート水路
型式			ポストテンション方式U型フルーム
水路長	L	＝	9.990（m）
スパン長	ℓ	＝	5.990（m）
断面規格 水路幅	B	＝	1.500（m）
水路高	H	＝	1.000（m）
設計水深	h	＝	1.000（m）【満水】
設計積雪深	Hs	＝	1.550（m）【岩見沢】
材料			
・コンクリート			
設計基準強度	σck	＝	40 (N/mm^2)
曲げ圧縮応力度に関しての部材形状			長方形の場合
・PC鋼棒			
種類			C種1号 SBPR1080/1230





①断面形状の仮定

摘要

1.1設計条件

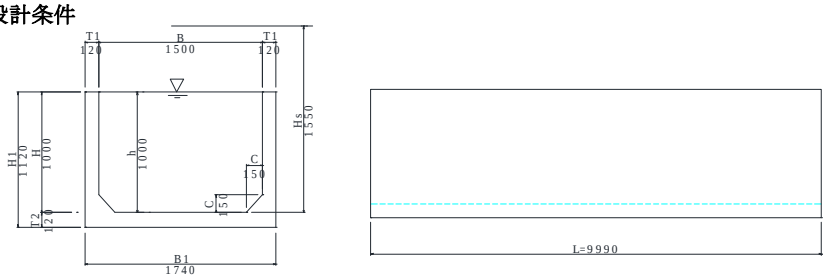


図-1

◆ 構造　プレストレストコンクリート水路
◆ 型式　ポストテンション方式U型フルーム
◆ 水路長　L ＝ 9.990 (m)
◆ スパン長　ℓ ＝ 5.990 (m)　【下図参照】
◆ 水路底版幅　B ＝ 1.500 (m)
◆ 水路幅　B1 ＝ 1.740 (m)
◆ 水路高　H ＝ 1.000 (m)
◆ 水路全高　H1 ＝ 1.120 (m)
◆ 設計水深　h ＝ 1.000 (m)　【満水】
◆ 単位体積重量
・ PCコンクリート　γsc ＝ 24.5 (kN/m^3)
・ 水　γw ＝ 9.8 (kN/m^3)
・ 雪　γsn ＝ 3.5 (kN/m^3)
◆ 冬期積雪荷重　Ws ＝ Hs × γs ＝ 5.425 (kN/m^2)
◆ 材料強度及び許容応力度
・ コンクリート

設計基準強度		σck	＝	40.0 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P337 表-7.9.12 ポストテンション
許容曲げ圧縮応力度	設計荷重作用時	σca	＝	15.0 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P338 表-7.9.13 長方形断面の場合
	プレストレッシング直後	σcat	＝	19.0 (N/mm^2)	同上
許容曲げ引張応力度	設計荷重作用時	$\sigma ca'$	＝	0.0 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P338 表-7.9.14
	プレストレッシング直後	σcat	＝	1.5 (N/mm^2)	
許容せん断応力度		τa	＝	0.55 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P338 表-7.9.15
許容斜引張応力度（せん断のみの場合）		$\tau a1$	＝	1.00 (N/mm^2)	同上
ヤング係数（設計基準強度40N/mm^2）		Ec	＝	31000 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P540 表-8.1.22 σck=40N/mm^2
ヤング係数（導入直後35N/mm^2）		Ec	＝	29500 (N/mm^2)	
クリープ係数		ϕ	＝	2.8	土地改「水路工」 P554 表-8.1.23 材齢 4～7日
乾燥収縮度		εs	＝	0.0002	土地改「水路工」 P554 表-8.1.24 材齢 4～7日

・ PC鋼棒

公称径		ϕ	＝	13 (mm) C種1号 SBPR1080/1230	道路土工「カルバート」 P90 表4.11 C種1号
公称断面積		Ap	＝	132.7 (mm^2)	
降伏点		σpy	＝	1080 (N/mm^2)	
引張強さ		σpu	＝	1230 (N/mm^2)	
許容引張力	プレストレッシング中		＝	972 (N/mm^2) 0.8 σpu or 0.9 σpy	道示「Ⅲコンクリート橋」 P133 表-3.4.1
	プレストレッシング直後	σpta	＝	861 (N/mm^2) 0.7 σpu or 0.85 σpy	
	設計荷重作用時	σpea	＝	738 (N/mm^2) 0.6 σpu or 0.75 σpy	
ヤング係数		Ep	＝	200000 (N/mm^2)	土地改「水路工」 P540 表8-1-25
見かけのリラクセーション率		γ	＝	3 (%)	土地改「水路工」 P540 表8-1-26 PC鋼棒

1.2検討モデル

置樋とは直接基礎に設置する事であり部材に応力は発生しないと考えるが、プレキャストの場合は施工する際にプレキャスト部材の吊り上げ下げを行うため、通常とは異なる応力が発生する。（図－2）図－3にモデル化して検討を行う。

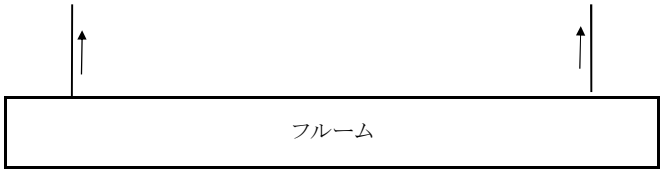


図-2

図-3

1.3断面諸常数

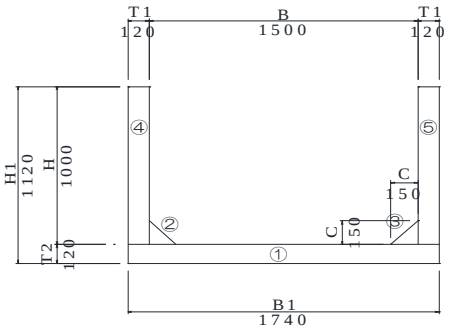


図-4

断面	b (mm) × h (mm)	A (mm^2)	y (mm)	Ay (mm^3)	Ay^2 (mm^4)	Io (mm^4)
1	1740 × 120	208800	60	12528000	751680000	250560000
2	150 × 150	11250	170	1912500	325125000	14062500
3	150 × 150	11250	170	1912500	325125000	14062500
4	120 × 1000	120000	620	74400000	46128000000	10000000000
5	120 × 1000	120000	620	74400000	46128000000	10000000000
合計Σ		471300		165153000	93657930000	20278685000

①コンクリート断面積

Ac ＝ ΣA ＝ 471300 (mm^2)

②部材断面の図心位置

下縁より Yd ＝ ΣAy／ΣA ＝ 165153000 ／ 471300 ＝ 350.42 (mm)

上縁より Yu ＝ H1－Yd ＝ 1120 － 350.42 ＝ 769.58 (mm)

③部材断面の図心における断面二次モーメント

Ic ＝ $\Sigma Av^2 + \Sigma Io - \Sigma A \times Yd^2$

＝ 93657930000 ＋ 20278685000 － 471300 × 350.42 ^{2} ＝ 56063719663 (mm^4)

④回転半径（断面二次半径）

r^2 ＝ Ic／Ac ＝ 56063719663 ／ 471300 ＝ 118955.5 (mm^2)

⑤断面係数

上縁 Zu ＝ Ic／Yu ＝ 56063719663 ／ 769.58 ＝ 72849762 (mm^3)

下縁 Zd ＝ Ic／Yd ＝ 56063719663 ／ -350.42 ＝ -159990068 (mm^3)

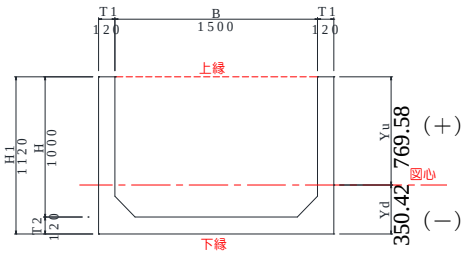


図-5

②作用荷重の計算

2.1 荷重

①製品自重

W1 ＝ Ac× γc ＝ 0.4713 × 24.50 ＝ 11.547 (kN/m)

摘要

b=幅
h=高さ
A=断面積
y=下縁からの図心までの距離
$A \cdot y^2$=下縁に関する断面2次モーメント
Io=各図心軸（水平）における断面2次モーメント
※長方形 $I=bh^3/12$
※三角形 $I=bh^3/36$
1 →底版　長方形
2 →ハンチ　三角形
3 →ハンチ　三角形
4 →側壁　長方形
5 →側壁　長方形

以下の計算では、図心より上縁側を（＋）下縁側を（－）として計算する

図心での断面2次モーメント:Ic
※ 下縁での断面2次モーメント:$Id=Ic+A\times y^2$
図心外の軸に関する断面2次モーメント
＝図心軸に関する断面2次モーメント＋面積×図心までの距離^2
$Id=Ic+A\times Yd^2$
$Ic=Id-A\times Yd^2=\Sigma Ay^2+\Sigma Io-A\times Yd^2$

H1　1120　mm
B1　1500　mm

③断面力の計算

3.1 支間中央の曲げモーメント(最大曲げモーメント)

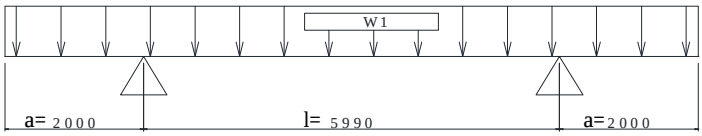


図-6

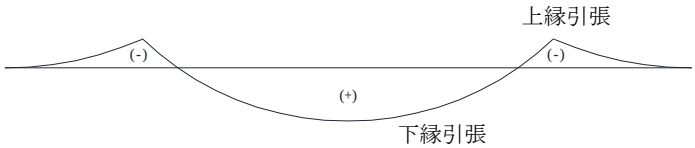


図-7

①製品自重のみ

上縁引張

$M0u = -W1 \times a^2/2 = -11.547 \times 2.000^2 / 2 = -23.094$ (kN)

下縁引張

$M0d = W1 \times (\ell^2 - 4 \times a^2)/8 = 11.547 \times (5.990^2 - 4 \times 2.000^2)/8 = 28.694$ (kN)

3.2 設計荷重作用時のせん断力

S1:端部側

$S1 = -W1 \times (a - H1/2)$

$= -11.547 \times (2.000 - 1.120 / 2) = -16.628$ (kN)

S2:中央側

$S2 = -W \times (a + H1/2) + W/2 \times (l + 2a) = W \times (l - H1)/2$

$= 11.547 \times (5.990 - 1.120)/2 = 28.117$ (kN)

|S1|≦|S2|であるので、S2の値を採用とする。　　S = 28.117 (kN)

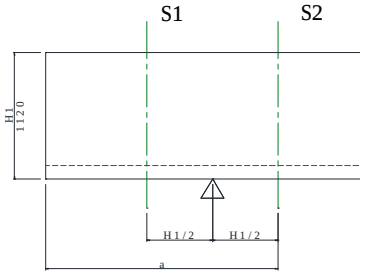


図-8

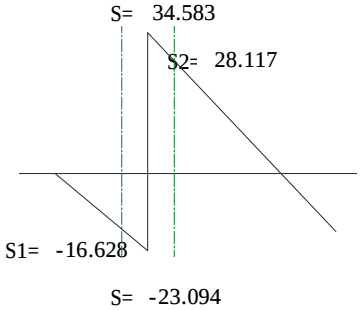


図-9

摘要

a= 2.000 m
l= 5.990 m

土地改「水路工」 P533 式(8.1.113)

せん断力はS1とS2のどちらか絶対値が大きい方を採用
引張側、圧縮側両方が存在した場合は、上縁引張、下縁引張に分けて検討する。
引張位置は照査位置でのモーメントで確認
(＋):下縁引張　(－):上縁引張
引張位置照査
M1:端部側
M2:中央側

$M1 = -W/2 \times x^2$　$x = a - H1/2$

$= -W/2 \times (a - H1/2)^2$

$= -11.547/2 \times (2.000 - 1.120/2)^2$

$= -11.972$ kN・m

$M2 = -W/2 \times x^2 + W/2 \times (l + 2a)x - W/2 \times a(l + 2a)$

$x = a + H1/2 = 2.560$ (m)

$l + 2a = 9.990$ (m)

$M2 = -11.547/2 \times 2.560^2 + 11.547/2 \times 9.990 \times 2.560 - 11.547/2 \times 2.000 \times 9.990$

$= -5.538$ (kN・m)

両方とも符合が(－)であるため上縁引張となる。

④荷重によるコンクリート応力度の計算

4.1 荷重による曲げ応力度

①製品自重

上縁引張

上縁 σuu ＝ M0u／Zu ＝ -23094000 ／ 72849762 ＝ -0.32 (N/mm^2) (＋)が圧縮

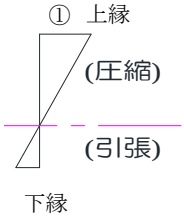
下縁 σud ＝ M0u／Zd ＝ -23094000 ／ -159990068 ＝ 0.14 (N/mm^2) (－)が引張

下縁引張

上縁 σdu ＝ M0d／Zu ＝ 28117000 ／ 72849762 ＝ 0.39 (N/mm^2) (＋)が圧縮

下縁 σdd ＝ M0d／Zd ＝ 28117000 ／ -159990068 ＝ -0.18 (N/mm^2) (－)が引張

①プレストレス直後に使用



4.2 自重時の平均せん断応力度

上縁引張

τu ＝ S／{ 2×T1×(H1- Ypd) }

＝ 28117 ／ { 2 × 120 × (1120 － 120)} ＝ 0.12 (N/mm^2)

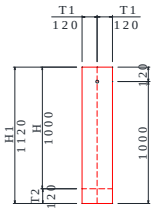
土地改「水路工」 P545 式(8.1.135)

$$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_\omega \times d}$$

下縁引張

本検討は下縁は省略する

上縁引張モデル



下縁引張モデル

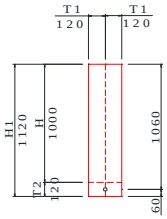


図-10

S_h：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

$$S_h = S - \frac{M}{d}$$

変化しない場合は、S_h=S

S_p：PC材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

鉄筋コンクリート部材の場合 S_p=0

プレストレストコンクリート部材の場合

$S_p = A_p \times \sigma_{pe} \times \sin\alpha$

b_ω：部材断面の腹板厚(mm)

d: 有効高 (圧縮縁からPC鋼材までの高さ)

⑤PC鋼材の仮定

摘要

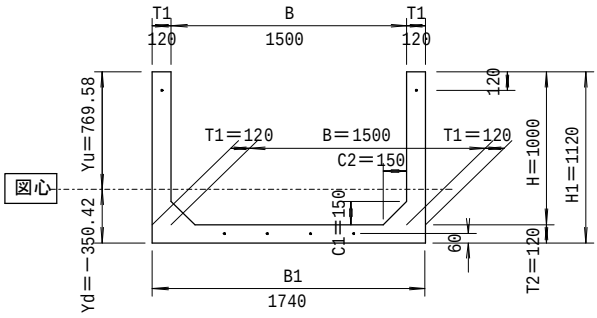


図-11

b=幅
h=高さ
A=断面積
y=下縁からの図心までの距離
A･y²=下縁に関する断面2次モーメント

5.1 本数及び位置

底版　下縁から　75 mm(Ypd1)に　0 本(N1)　･･･底版両端
底版　下縁から　60 mm(Ypd2)に　4 本(N2)　･･･底版両端以外
側壁　上縁から　120 mm(Ypu)に　2 本(N3)

5.2 初期導入プレストレス力(初期緊張力)

底版 P1 ＝ 114000 (N/本) ＜ σpta×Ap ＝ 861 × 132.7 ＝ 114254.7 → OK
側壁 P2 ＝ 38517 (N/本) ＜ σpta×Ap ＝ 861 × 132.7 ＝ 114254.7 → OK

σpta: PC鋼材のプレストレッシング直後の許容引張力 (N／本)
Ap: PC鋼材の1本あたりの公称断面積

P2は、偏心量をeとするための緊張力

∴P ＝ (N1+N2)×P1＋N3×P2
＝ (0 ＋ 4) × 114000 ＋ 2 × 38517 ＝ 533034 (N)

5.3 断面図心からのプレストレス力の偏心量

$$e = \frac{N1\times(Yd-Ypd1)\times P1+N2\times(Yd-Ypd2)P1-N3\times(Yu-Ypu)\times P2}{(N1+N2)\times P1+N3\times P2}$$

$$= \frac{0\times(350.42-75)\times 114000+4\times(350.42-60)\times 114000-2\times(769.58-120)\times 38517}{(0+4)\times 114000+2\times 38517}$$

$$= 154.57 \quad (mm)$$

偏心量eは上縁にてプレストレスによる引張を0とするため、
実際には e=r²／Yuで計算されている

P1の緊張力は固定
P2の緊張力は逆算で求めている

⑥プレストレスの計算

6.1 プレストレッシング直後のプレストレス

①PC鋼材の初期引張応力度

σpi ＝ P／(N×Ap) ＝ 533034 ／(6 × 132.7) ＝ 669.5 (N/mm²)

②PC鋼材の摩擦による影響を考慮した引張力

Px ＝ Pi×(1-μ×α-λ×x) ＝ 533034 ×(1 － 0 × 0 － 0.003 × 9.99)＝ 517059 (N)

ここに、 μ ： PC鋼材の角変化1ラジアン当りの摩擦係数 0.0 (1/rad)

α ： PC鋼材の角変化 0.0 (rad)

λ ： PC鋼材の長さ1m当たりの摩擦係数 0.003 (1/m) ※カタログ値

x ： PC鋼材の引張端から設計断面までの長さ 9.99 (m)

③PC鋼材の摩擦による影響を考慮した引張応力度

σpx ＝ Px／(N×Ap) ＝ 517059 ／(6 × 132.7) ＝ 649.4 (N/mm²)

④PC鋼材の図心(下縁より)

Yp ＝ Σny／N ＝ (0×75＋4×60＋2×1000)／6 ＝ 373.33 (mm)

⑤PC鋼材の偏心量(部材断面の図心から)

ep ＝ Yp－Yd ＝ 373.33 － 350.42 ＝ 22.91 (mm)

⑥PC鋼材とコンクリートのヤング係数比

n ＝ Ep／Ec ＝ 200000 ／ 29500 ＝ 6.78

⑦プレストレッシングによるPC鋼材の図心位置でのコンクリートの応力度

$$\sigma cpg = \frac{P}{Ac}\times\left(1+\frac{ep^2}{r^2}\right) = \frac{517059}{471300}\times\left(1+\frac{22.91^2}{118955.5}\right) = 1.10 \ (N/mm^2)$$

⑧コンクリートの弾性変形によるPC鋼材の引張応力度の減少量

⊿σp ＝ 1／2×n×σcpg×(N－1)／N

＝ 1／2× 6.78 × 1.10 ×(6 －1)／ 6 ＝ 3.11 (N/mm²)

⑨プレストレッシング直後のPC鋼材の引張応力度

σpt ＝ σpi－⊿σp ＝ 649.4 － 3.11 ＝ 646.29 (N/mm²)

＜ σpta＝861

→ OK

⑩プレストレッシング直後のPC鋼材引張力

Pt ＝ σpt×Ap×N ＝ 646.29 × 132.7 × 6 ＝ 514576 (N)

⑪プレストレスによる偏心曲げモーメント

Mpt ＝ Pt×e ＝ 514576 × -154.57 ＝ -79538012.3 (N・mm)

⑫プレストレッシング直後のプレストレス

上縁

σctu ＝ Pt／Ac＋Mpt／Zu

＝ 514576.0 ／ 471300 ＋ -79538012.3 ／ 72849762 ＝ 0.00 (N/mm²)

下縁

σctd ＝ Pt／Ac＋Mpt／Zd

＝ 514576.0 ／ 471300 ＋ -79538012.3 ／ -159990068 ＝ 1.59 (N/mm²)

摘要

プレストレスの減少

構造的	① PC鋼材とシースの摩擦	導入時	減少時間
	② 定着具におけるセット		
材料の性質	③ コンクリートの弾性変形		
	④ コンクリートのクリープ・収縮	徐々	
	⑤ PC鋼材のリラクセーション		

導入直後のプレストレス力	σpt＝σpi-(①+②+③)
有効プレストレス	σpe＝σpt-(④＋⑤)

基本式

σ＝P／A 断面2次半径r²＝Ic/Ac

σ＝M／Z＝M／(Ic／y)

⑤の基本式 σc＝P／Ac＋M／Ic×ep

弾性変形による減少

土地改「水路工」 P538 式(8.1.117)

ポストテンションの場合

定着具による減少

土地改「水路工」 P536 (ⅱ)

ねじ式のため、減少量は無視する、

PC鋼材とシースの摩擦による減少

水路工 式(8.1.114a,b)

摩擦を減少するため被覆したPC鋼材を用いる場合等は実験値等を参考にして摩擦係数を別途定めて良い

道路橋示方書 コンクリート橋編 P33

※ 道示「Ⅲコンクリート橋」 P31

プレストレッシング直後のプレストレス減少の検討項目

ポストテンション方式

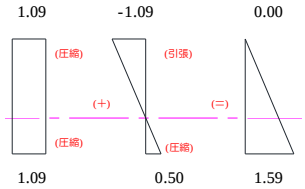
①PC鋼材とシースの摩擦

②定着具におけるセット

③コンクリートの弾性変形

プレテンション方式

③コンクリートの弾性変形



⑦荷重による応力度とプレストレスの合成

プレストレッシング直後、及び設計荷重作用時における、上縁・下縁の応力度を照査する。

7.1 プレストレッシング直後の合成応力度

★合成応力度＝自重による曲げ応力度＋プレストレッシング直後のプレストレス

上縁引張

上縁 $\sigma u = \sigma uu + \sigma ctu =$ -0.32 ＋ 0.00 ＝ -0.32 (N/mm^2) → OK

下縁 $\sigma d = \sigma dd + \sigma ctd =$ 0.14 ＋ 1.59 ＝ 1.73 (N/mm^2) → OK

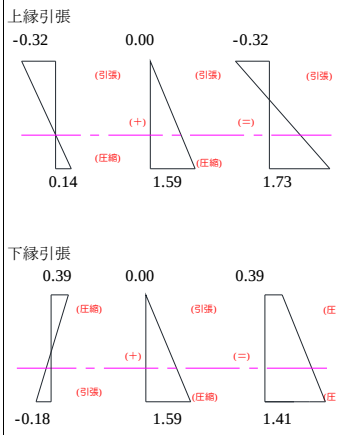
下縁引張

上縁 $\sigma u = \sigma uu + \sigma ctu =$ 0.39 ＋ 0.00 ＝ 0.39 (N/mm^2) → OK

下縁 $\sigma d = \sigma dd + \sigma ctd =$ -0.18 ＋ 1.59 ＝ 1.41 (N/mm^2) → OK

※プレストレッシング直後の許容応力度 ＝ -1.5 ～ 19 (N/mm^2)

※ 吊り上げ時の照査の為、7.1のみの照査で判断するためOKとなる。



7.2 せん断応力度の検討

①コンクリートの平均せん断応力度

4.2より

$\tau m =$ 0.12 (N/mm^2) ≦ 0.55 (N/mm^2) ＝ τa → OK

土地改「水路工」 P338 表-7.9.15

②コンクリートの斜引張応力度

コンクリートの斜引張応力度
土地改「水路工」 P545 式(8.1.136)

$$\sigma I = \frac{1}{2} \times \{(\sigma x + \sigma y) - [(\sigma x - \sigma y)^2 + 4 \times \tau^2]^{1/2}\}$$

ここに

σx: 部材軸方向圧縮応力度 $\sigma x =$ Pe/Ac ＝ 1.09 (N/mm^2)

σy: 部材軸直角方向圧縮応力度 $\sigma y =$ 0.00 (N/mm^2)

Zu: せん断力を算出する位置より外側の部分の図心軸に関する断面一次モーメント(上縁) Zu＝ 71070405 (mm^3)

I: 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント I＝ Ic＝ 56063719663 (mm^4)

τ: 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度

$\tau = (S - Sp) \times Q / (bw \times I)$ Sp＝0 bw＝2×T1

上縁

$$\tau u = \frac{(28117 - 0.00) \times 71070405}{2 \times 120 \times 56063719663} = 0.15 \ (N/mm^2)$$

$$\sigma Iu = \frac{1}{2} \times \{(1.09 + 0.00) - [(1.09 - 0.00)^2 + 4 \times 0.15^2]^{1/2}\}$$

＝ -0.02 (N/mm^2) ≦ ± 1.00 (N/mm^2) ＝ $\tau a1$ → OK

参考文献

この計算に使用した参考文献、基準等は次のとおりである。

			＜略称＞
◆用排水路設計指針	(社)北海道農業土木協会	平成27年7月	農政「用排指針」
◆土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」 基準書、技術書	農林水産省農村振興局	平成26年3月	土地改「水路工」
◆道路橋示方書 （Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説	(社)日本道路協会	平成24年3月	道示「Ⅲコンクリート橋」
◆道路土工 カルバート工指針	(社)日本道路協会	平成22年3月	道路土工「カルバート」

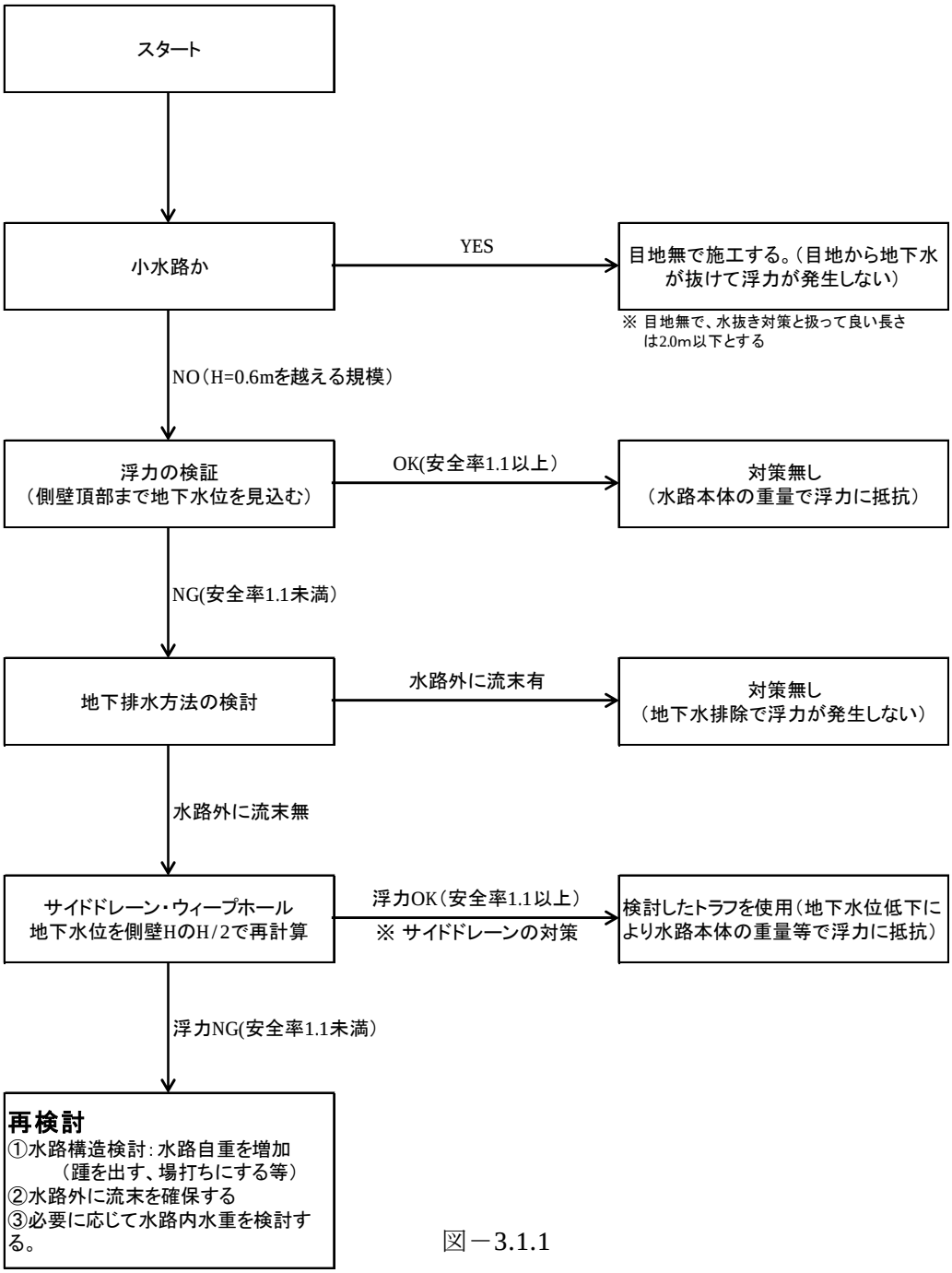
第 3 章　排水路

【１】トラフ水路の浮力検討について

1.基本的な考え方

(1) 水路周辺の雨水は、砂礫材で置き換えられている側壁背面沿いに侵入しやすい。周辺地形が大きな掘込み地形、または両側とも急峻な山地となっている場合、融雪水や雨水は水路に集まり易く、その集水速度が側壁背面地下水の排水能力以上になった場合に背面地下水が急上昇し、トラフを浮上させることがある。トラフの浮上の検討に当っては、周辺地形とその排水路、更に背面土(地山)の透水性などに留意し、周辺排水処理を充分に行うとともに、必要に応じフルーム自体の浮力防止対策をとる必要がある。　　寒地フルーム～P31～34

参考フロー（土地改「水路工」・寒地フルームより編纂）



図－3.1.1

(2) 水抜きにはサイドドレーン、ウィープホールなどがあるが、水路外排水を行わない場合には地下水位を壁高ＨのＨ/2 以下に下げることが出来ない。本体重量と埋戻し土の土圧で浮力対策を行う。

水抜きを設置した場合の地下水位の低下は、土地改「水路工」～ P242、農政「用排指針」～P 開 5-2,3 を参照。

地下排水方法は、寒地フルーム～ P77～P85 を参照。

(3) Ｖ型トラフは側壁の形状から鉛直土圧の影響は極めて小さいため、浮力に対しては自重のみでの対応となる。対応が難しい場合には水路形状の変更（V 型⇒U 型：埋戻土の鉛直土圧を自重の 1 割程度期待できる）も検討する。浮上に対する検討は、土地改「水路工」P428、429、248～250 を参照。

参考資料 6 の計算例 U・V 型トラフ浮力検証、トラフ浮力検討集計表　を参照。

※ 埋戻土の鉛直土圧は土の単位重量、壁面摩擦角の条件により異なることから、その都度条件に合わせて計算する。

(4) 小水路（H＝0.6m以下）の場合には目地無を採用することで水抜き対策とすることが可能。

土地改「水路工」～P455、456

ここがポイント

①排水路の浮力検討に関する周辺地形等や水路内の常時の水深、融雪時の流入状況等の条件の整理をする。

②既製品の場合はメーカーごとの重量の相違等の対応方法を検討する。

③既製品の場合、長さ 0.6m～5mまで製品があるが、目地無しで水抜き対策と扱って良い規格は 2.0m以下とする。

④計画水路近隣に別の排水路がある場合はその影響を検討する。

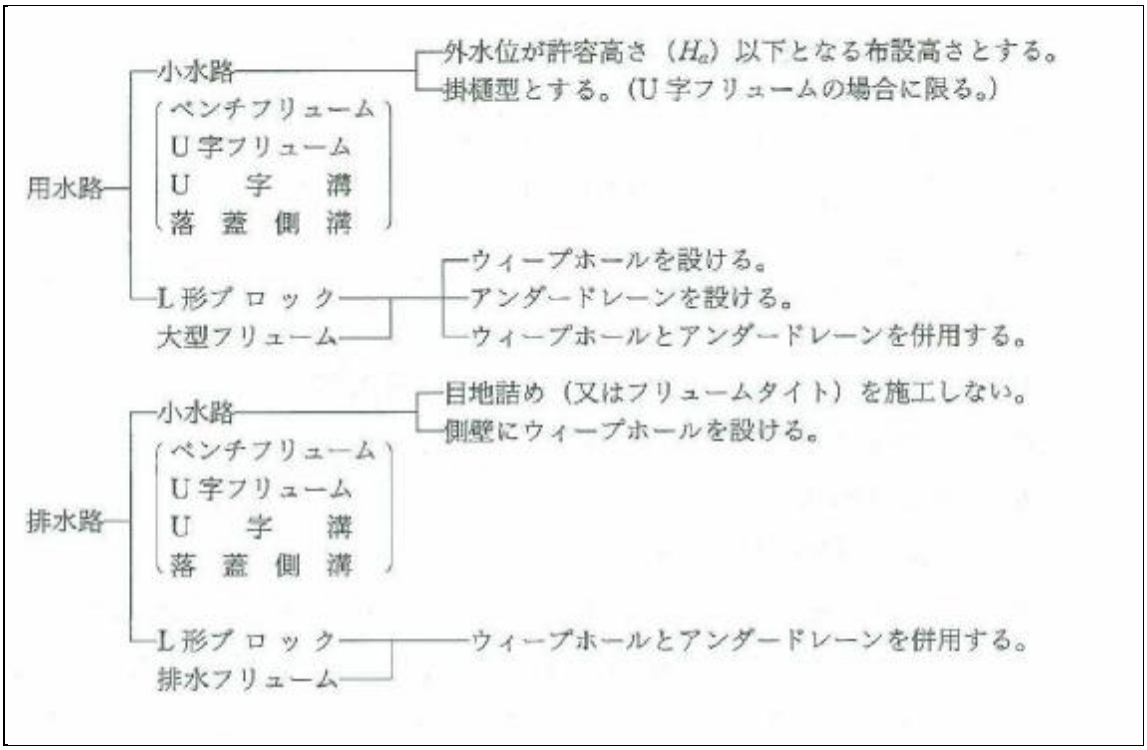
参考文献

・土地改良設計基準設計基準及び運用・解説　設計「水路工」～平成 26 年 3 月～　農林水産省農村振興局

・用排水路設計指針　～平成 27 年 7 月～　北海道農政部

・寒地フルーム水路設計施工要領　～平成 10 年 1 月～　北海道開発局農業水産部

参考資料１：水路装工工法と設計外水位対策



土地改「水路工」～P456

参考資料２：水路装工工法

表-15.1.1　プレキャストコンクリート一覧表

	対象工種			規格	一般的な呼びサイズ
水路用	鉄筋コンクリートベンチフリューム (通称　ベンチフリューム)			JIS A 5372	BF-200～BF-1000 BF　1種（突合せ方式） BF　2種（ソケット方式）
	鉄筋コンクリートフリューム (通称　U字フリューム)			JIS A 5372	F-200～F-1000
	鉄筋コンクリート組立暗きょ (通称　プレハブ水路又は組立水路)			—	直壁形アーム間隔 1.0 m～1.5 m H＝0.40～1.20 m B＝0.40～3.00 m
	鉄筋コンクリート排水フリューム (通称　排水フリューム)			農業土木事業協会規格	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ種　0710～1628 Ⅰ、Ⅱ種　1820～2030
	鉄筋コンクリート大型フリューム (通称　大型フリューム)			農業土木事業協会規格	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ種　0710～1628 Ⅰ、Ⅱ種　1820～2030
	鉄筋コンクリート水路用L形 (通称　L形ブロック)			農業土木事業協会規格	Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ種　FL-1000～FL-1400 Ⅰ、Ⅱ種　FL-1600～FL-2600
道路用	鉄筋コンクリート側溝 (通称　落蓋側溝)			JIS A 5345	250～500 B
	鉄筋コンクリートU形 (通称　U字溝)			JIS A 5372	U-150～U-600
	横断暗きょ	箱形暗きょ	ボックスカルバート	全国ボックスカルバート協会 日本RCボックスカルバート製品協会	RC-2種 B-600×H-600～B-3500×H-2500 PC-1.5、3.0種 B-4000×H-2000～B-5000×H-2500
			アーチカルバート	日本アーチカルバート工業会	Ⅰ、Ⅱ、特厚型 B-800×H-800～B-3000×H-3000
		管形暗きょ	遠心力鉄筋コンクリート管 (通称　RC管又はヒューム管)	JIS A 5303 全国ヒューム管協会	RC管　φ300～φ2000
			コア式プレストレストコンクリート管(通称　PC管)	JIS A 5333 日本道路公団規格	PC管　φ500～φ2000

土地改「水路工」～P824

参考資料３：ドレーン排水と設計外水位の関係

2） 排水管路の配置とその排水先別設計外水位

外水処理の排水管路の配置方法とその排水先により、設計外水位は以下のとおりに扱う。

① 水路外排水

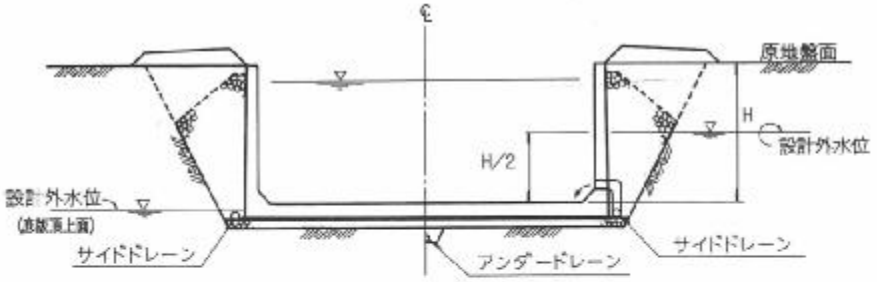
ｉ） サイドドレーン方式 …… 設計外水位は底版頂面とする。

ii） アンダードレーン方式 …… 設計外水位は底版面上（Ｈ／２）水位とする。

② 水路内排水

ｉ） サイドドレーン方式 …… 設計外水位は底版面上（Ｈ／２）水位とする。

ii） アンダードレーン方式 …… 設計外水位は底版面上（Ｈ／２）水位とする。



水路外排水の場合　　水路内排水の場合

注） Ｈ：側壁背面原地盤面（但し最高は側壁頂部高）－ 底版頂面
H/2：底版面上の設計外水位

図－2.9.2　排水先と地下水位

【解　説】

外水の水路内排水方式は側壁下部、あるいは底版に設けられる排水バルブに依存する。

排水バルブは水路内外水位差に応じて開閉するが、水路内水位が断水などで急激に低下する場合、外水は土中を移動しバルブを経由するため外水の低下は常時排水され外水が低い水路外排水方式に較べ、遅れて追従すると考えられる。

また、バルブ機能の耐久性が未知であることから安全のため、サイドまたアンダー方式いずれも水路内排水の場合は、水路外排水に較べ設計外水位を高くとったものである。

また、同じ水路外排水ではあるがアンダー方式の場合、外水は基礎砂利を経由して排水管に集水されるが、この基礎砂利は泥土が混入しやすく経年的に透水性の低下が予測されるので、安全のため上記の水路内排水と同様の設計外水位をとることにしたものである。

寒地フルーム～P78

参考資料４：計算例Ｕ型トラフ

Ｕ型トラフの浮上に対する検討　　Ｕ＝ B1 700 × H 700 型

Uトラフの浮上に対する検討は、下式にて行う。

※　用排水路設計指針　開6-7

$$Fs \leqq \frac{W+Pv}{H1 \cdot \gamma w \cdot B}$$

γw	:水の単位体積重量	9.800	KN/m3
B1	:水路内幅	0.700	m
H1	:水路底版底面から外水位までの高さ ウィ―プホール設置のため、1/2水位で計算	0.445	m
H	:壁高	0.700	m
B2	:水路底幅	0.850	m
B	:地下水位下部平均巾	0.850	m
T1	:水路断面最上部側壁厚	0.075	m
T2	:水路断面底版部材厚	0.095	m
T3	:水路断面内底部側壁厚	0.095	m
W	:トラフの1m当たりの重量 530 kg/m * 0.009807 ＝	5.198	KN/m
Pv	:土圧による鉛直成分 ※次項で算出	0.457	KN/m
Fs	:安全率　1.10とする。		

$$Fs = \frac{5.198 + 0.457}{0.445 * 9.800 * 0.850} = \frac{5.655}{3.707} \fallingdotseq \frac{5.655}{3.707}$$

＝ 1.526 ≧ 1.100

∴　Ｏ．Ｋ.

従って、Ｕ　700　×　700　トラフの場合は壁高の半分の水位で　浮上しない.

※　側壁頂部まで地下水位を見込むと

$$Fs = \frac{5.198 + 0.457}{0.795 * 9.800 * 0.850} = \frac{5.655}{6.622} \fallingdotseq \frac{5.655}{6.622}$$

＝ 0.854 ≧ 1.100

∴　Ｎ．Ｇ.

従って、Ｕ　700　×　700　トラフの場合は壁高の頂部までの水位で　浮上する。

鉛直土圧の計算例

以下の計算は土の単位体積重量γ＝18 KN/m³、土の内部摩擦角φ＝25°、上載荷重 q＝0 KN/m²の場合の計算である。

U700×700

計算条件

土の単位体積重量	γ	＝	18.0	KN/m³	
水の単位体積重量	γw	＝	9.8	KN/m³	
土の内部摩擦角	ϕ	＝	25	°	
壁背面摩擦角	δ	＝	2/3・ϕ	＝	16.667 °
壁背面の傾斜角	θ	＝	−0.00	°	
壁背面土の傾斜角	i	＝	0	°	

主働土圧係数（クーロン土圧公式）

$$ka = \frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta\times\cos(\theta+\delta)}\times\frac{1}{\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\times\sin(\varphi-i)}{\cos(\theta+\delta)\times\cos(\theta-i)}}\right]^2}$$

$$= 0.361$$

水路壁高	H	＝	0.70	m
上載荷重	q	＝	0	KN/m²

主働土圧

$$PA = (1/2\cdot\gamma\cdot H^2 + q\cdot H\cdot\sin\theta/\sin(\theta+i))\cdot KA$$
$$= (1/2\times18\times0.7\hat{}2+0\times0.7\times\sin0/\sin(0-0))\times0.361$$
$$= 1.592 \quad KN/m$$

鉛直成分圧

$$PV = PA\cdot\sin(\delta+90-\theta-90)$$
$$= 1.592\times\sin(16.667+90-0-90)$$
$$= 0.457 \quad KN/m$$

※　土地改「水路工」P429では、鉛直成分は安全側を考え、50%を計上することとなっている。
両側の壁面摩擦を考慮すると　2×0.5PV = PVとなる。
水位以下の土の単重は水中重量となるが、50%に含まれるものと解釈し、計算の便宜上、水位に拘わらず空中重量で計算している例を示す。

参考資料５：計算例Ｖ型トラフ

Ｖ型トラフの浮上に対する検討　　Ｂ1　　Ｈ
Ｖ＝　700　×　700　型

Ｖトラフの浮上に対する検討は、下式にて行う。

※　用排水路設計指針　開6-7

$$Fs \leqq \frac{W+Pv}{H1 \cdot \gamma w \cdot B}$$

γw	:水の単位体積重量	9.800 KN/m3
B1	:水路内幅	0.700 m
H1	:水路底版底面から外水位までの高さ	0.440 m
	ウィ―プホール設置のため、1/2水位で計算	
H	:壁高	0.700 m
B2	:水路底幅	0.935 m
B3	:水路最大巾:（B1+0.3×H×2+T1×2）	1.290 m
B4	:水路内底巾:（B1+T3×2)	0.980 m
B5	:地下水位部巾:（（B3+B4)/2）	1.135 m
B	:地下水位下部平均巾（（B2+B5）/2	1.035 m
T1	:水路断面最上部側壁厚	0.085 m
T2	:水路断面底版部材厚	0.090 m
T3	:水路断面内底部側壁厚	0.140 m
W	:トラフの1m当たりの重量	
	476 kg/m * 0.009807 ＝	4.668 KN/m
Pv	:土圧による鉛直成分	考慮しない
	※鉛直土圧の影響が極めて小さいため、ここでは考慮しない。	
Fs	:安全率 1.10とする。	

$$Fs = \frac{4.668 + 0.000}{0.440 * 9.800 * 1.035} = \frac{4.668}{4.463} \fallingdotseq \frac{4.668}{4.463}$$

＝　1.046　≧　1.100

∴　Ｎ．Ｇ.

従って、Ｖ　700　×　700　トラフの場合は壁高の半分の水位で　浮上する。

※　側壁頂部まで地下水位を見込むと

$$Fs = \frac{4.668 + 0.000}{0.790 * 9.800 * 1.135} = \frac{4.668}{8.787} \fallingdotseq \frac{4.668}{8.787}$$

＝　0.531　≧　1.100

∴　Ｎ．Ｇ.

従って、Ｖ　700　×　700　トラフの場合は壁高の頂部までの水位で　浮上する。

トラフ浮力検討集計表

規格			Ａ：側壁頂部まで地下水位を見込む						Ｂ：側壁半分まで地下水位を見込む						備考
形状	名称	重量 (kg/m)	安全率	抵抗力（自重）（KN/m)	抵抗力（鉛直土圧）（KN/m)	浮力 (KN/m)	安全率	結果	安全率	抵抗力（自重）（KN/m)	抵抗力（鉛直土圧）（KN/m)	浮力 (KN/m)	安全率	結果	
Ｕ型	240	88	1.1	0.863	0.054	0.921	0.996	Ｎ．Ｇ	1.1	0.863	0.054	0.540	1.698	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	300B	135	1.1	1.324	0.084	1.411	0.998	Ｎ．Ｇ	1.1	1.324	0.084	0.823	1.711	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	360B	175	1.1	1.716	0.121	1.916	0.959	Ｎ．Ｇ	1.1	1.716	0.121	1.104	1.664	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	450	231	1.1	2.265	0.189	2.854	0.860	Ｎ．Ｇ	1.1	2.265	0.189	1.619	1.516	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	600	326	1.1	3.197	0.336	4.931	0.716	Ｎ．Ｇ	1.1	3.197	0.336	2.756	1.282	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	700	530	1.1	5.198	0.457	6.622	0.854	Ｎ．Ｇ	1.1	5.198	0.457	3.707	1.526	Ｏ．Ｋ	重量：道単、寸法：A社
	800	595	1.1	5.835	0.596	8.332	0.772	Ｎ．Ｇ	1.1	5.835	0.596	4.608	1.396	Ｏ．Ｋ	重量：道単、寸法：A社
	900	675	1.1	6.620	0.755	10.290	0.717	Ｎ．Ｇ	1.1	6.620	0.755	5.660	1.303	Ｏ．Ｋ	重量：道単、寸法：A社
	1000	910	1.1	8.924	0.932	13.061	0.755	Ｎ．Ｇ	1.1	8.924	0.932	7.230	1.363	Ｏ．Ｋ	重量：道単、寸法：A社
Ｖ型	240	90	1.1	0.883	0.000	1.157	0.763	Ｎ．Ｇ	1.1	0.883	0.000	0.599	1.474	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	300	131	1.1	1.285	0.000	1.764	0.728	Ｎ．Ｇ	1.1	1.285	0.000	0.914	1.406	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	340	168	1.1	1.648	0.000	2.757	0.598	Ｎ．Ｇ	1.1	1.648	0.000	1.300	1.268	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	400	181	1.1	1.775	0.000	2.894	0.613	Ｎ．Ｇ	1.1	1.775	0.000	1.469	1.208	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	450	221	1.1	2.167	0.000	3.618	0.599	Ｎ．Ｇ	1.1	2.167	0.000	1.826	1.187	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	500	250	1.1	2.452	0.000	4.357	0.563	Ｎ．Ｇ	1.1	2.452	0.000	2.165	1.133	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	600	345	1.1	3.383	0.000	6.198	0.546	Ｎ．Ｇ	1.1	3.383	0.000	3.063	1.104	Ｏ．Ｋ	重量：指針、寸法：指針
	700	476	1.1	4.668	0.000	8.787	0.531	Ｎ．Ｇ	1.1	4.668	0.000	4.463	1.046	Ｎ．Ｇ	重量：道単、寸法：A社
	800	581	1.1	5.698	0.000	11.201	0.509	Ｎ．Ｇ	1.1	5.698	0.000	5.660	1.007	Ｎ．Ｇ	重量：道単、寸法：A社
	900	711	1.1	6.973	0.000	14.045	0.496	Ｎ．Ｇ	1.1	6.973	0.000	7.090	0.983	Ｎ．Ｇ	重量：道単、寸法：A社
	1000	842	1.1	8.257	0.000	17.057	0.484	Ｎ．Ｇ	1.1	8.257	0.000	8.579	0.962	Ｎ．Ｇ	重量：道単、寸法：A社

※上記集計表の検討条件　土の単位体積重量：18.0KN/m^3　土の内部摩擦角：25°の場合

【２】柵渠水路の裏込砂利の設置について

1.基本的な考え方

(1) 農政「用排指針」では、コンクリート柵渠工の裏込砂利について、「泥炭地においては、水抜対策用として 0.15m厚の裏込砂利を計上することができる。」と記載されており、泥炭地以外の地盤についての取扱いは、類似構造であるコンクリートトラフ水路（大型）の裏込砂利厚（農政「用排指針」～P 開 6-10,11）を準用する。

農政「用排指針」～P 排 6-16

排水計画指針～P82

ここがポイント

① 泥炭地にあっては凍圧の影響が小さいことから水抜きを考えて入れる場合は厚さを 0.15mとしている。

※ 泥炭の中に粘性土が混じり、凍上の恐れがある場合に天端から流入する水を排水しやすくするため

②背面地山が礫質土等で凍上性が低い場合は泥炭と同じと考えられるが、路線全体の土質の把握が必要となる。

③柵渠水路の場合は、側壁および底版が柵板構造であり背面の水が抜けやすいこと、親柱が鋼製であるのでトラフと比べてフレキシブルであり凍圧を吸収しやすい構造であるが、コンクリートの柵板が凍圧により破損する可能性もあるので裏込砂利が凍上対策となる。

参考文献

・用排水路設計指針　～ 平成 27 年 7 月 ～　北海道農政部

・排水路計画設計技術指針　～ 平成 25 年 3 月　～　北海道開発局農業水産部

【３】55%流量と確率雨量について

1.基本的な考え方

(1) 北海道の農業農村整備事業における排水路低水護岸の検討に用いる流量は、農政部「用排指針」において、昭和 55 年から「1 年もしくは 2 年確率流量」の年洪水位と同等であるとして「10 年確率流量の 55%流量」を用いている。　　農政「用排指針」～P 資 2-3

ここがポイント

①「10 年確率流量の 55%流量」で低水路高さを用いて整備を行った過去の整備箇所において、年洪水位による低水護岸高さが原因とされる排水路の再整備の事例は、報告されていないことから農業農村整備事業にて整備する流量は「10 年確率流量の 55%流量」が妥当であると判断される。

参考文献

・用排水路設計指針　～平成 27 年 7 月～　　北海道農政部

参考資料：道内における 10 年確率流量の 1.5 年,2 年流量と 55%流量の比較検討

今回の検討にあたり、北海道における地域ごとの雨量観測所から得られる資料として、北海道土木部河川課監修の「北海道の大雨資料　第 11 編（平成 18 年 11 月）」から得たデータを用い、各支庁の代表地点における「日雨量」（㎜）を使用して求めたものが次の表である。

表-2.2.1　低水護岸流量の検討

NO	地名	支庁	①確率雨量 1/1.5 年	②確率雨量 1/2 年	③確率雨量 1/10 年	①/③	②/③
1	札幌	石狩	50.3	61.9	109.1	46.1%	56.7%
2	岩見沢	空知	46.6	59.3	116.3	40.0%	51.0%
3	倶知安	後志	48.0	57.9	97.0	49.5%	59.7%
4	函館	渡島	60.7	71.1	109.0	55.7%	65.2%
5	江差	檜山	58.6	70.5	118.2	49.6%	59.7%
6	旭川	上川	44.8	55.4	99.4	45.1%	55.8%
7	留萌	留萌	50.7	61.2	102.1	49.7%	60.0%
8	稚内	宗谷	48.4	58.6	98.9	49.0%	59.3%
9	室蘭	胆振	68.0	77.7	111.4	61.0%	69.8%
10	浦河	日高	55.9	66.0	103.8	53.8%	63.5%
11	帯広	十勝	57.1	68.0	109.2	52.3%	62.3%
12	網走	網走	38.6	46.6	78.6	49.1%	59.3%
13	釧路	釧路	66.5	77.4	116.5	57.1%	66.5%
14	根室	根室	56.8	68.6	114.7	49.5%	59.8%
平均			53.6	64.3	106.0	50.5%	60.6%

注)　確率雨量の算出は、岩井法による。なお、1.5 年確率雨量は、2～5 年確率相当値から回帰的に導いている。

上表から、北海道の主要地点における「1.5 年と 10 年確率雨量の比」と「2 年と 10 年確率雨量の比」の平均値は、それぞれ約 51%、61%であることがわかる。このことから、「10 年確率流量の 55%流量」は、農林水産省農村振興局の土地改「水路工」に記されている「1 年もしくは 2 年確率流量」と同等の値であると考えられる。　農政「用排指針」～P 資 2-3

【４】道路横断工の適用基準・指針について

1.基本的な考え方

道路横断工設計に関する適用基準・指針の基本的な考え方は次のとおりである。

(1) 横断施設別の基準・指針

道路横断工を設計するにあたり、適用される基準や指針等には主に以下のようなものが多く使用されている。

区分 施設	(道路法の適用　等) (河川法の適用　等)	(農業用排水路の耕作道横断　等)
橋梁	道路橋示方書	土地改良事業　農道
ＢＯＸカルバート	道路土工　カルバート工指針	土地改良事業　農道
パイプカルバート	道路土工　カルバート工指針	－
サイホン	－	土地改良事業　水路工
パイプライン	－	土地改良事業　ﾊﾟｲﾌﾟﾗｲﾝ

① 橋梁

・土地改「農道」で適用される橋梁は、小規模農道橋に適用されることから、これ以外については「道路橋示方書」を適用する。

・小規模農道橋の定義

1) 橋長 50m 以下（2 スパン)、単純支間長 24m 以下、橋台高 6m 程度以下、橋脚高 10m 以下のもの

2) 設計自動車荷重 137kN 以下、1 車線、車道幅員 5.5m 未満のもの

3) 万一、地震による被害を被ったとしても、地域社会に大きな影響を及ぼすおそれのないもの

②パイプカルバート

1) パイプカルバートの設計手法は土地改「農道」から削除されていることから、「カルバート」を適用する。

③サイホン、パイプライン

1) 内水圧が作用する施設については、道路土工に規定がないため、土地改「水路工」「パイプ」を適用する。

ここがポイント

①横断施設の管理者の混在

１路線内において横断する施設が農業用排水路と法河川のように管理者や種別の異なる施設が混在する場合は、以下に記すような事象となるため、基準・指針の統一を図るか、各々の施設に合わせて適用するかを発注者および管理者と十分協議・検討して適用する。

1）同一工区内での材料種別の多様化

・標準的な材料

（道路・河川）コンクリート　σck＝24N/mm^2、鉄筋　SD345

（農業　　）コンクリート　σck＝21N/mm^2、鉄筋　SD295A

2）設計・施工における煩雑化

・配筋仕様

（道路・河川）配力鉄筋（水平鉄筋）が主鉄筋の外側

（農業　　）配力鉄筋（水平鉄筋）が主鉄筋の内側

・鉄筋の被り

主鉄筋と配力鉄筋の配置からコンクリート表面から主鉄筋中心までの必要被り厚が異なる。

・ボックスカルバートのハンチ

（建設・河川）上側のみ設置

（農業　　）上側と下側に配置

3）道路法や河川法の適用を受けない施設等

・標準的な適用指針から判断すると「土地改「農道」を適用するような施設であっても、道路管理者が市町村等の場合に、「道路土工指針」によることが求められる場合がある。このため、管理者との協議結果も踏まえて適用基準を判断する必要がある。

②河川構造令の適用について

1）普通河川を横断する場合の注意点

・普通河川を横断する場合は、河川管理者との協議により河川構造令の適用が判断される事例が多いため、事前に十分に検討する必要がある。

2）河川構造令の適用に関する相違点

・普通河川において、河川構造令が適用された場合とされない場合の主な相違点を以下に記す。

項目	河川構造令　適用	河川構造令適用外 （農業用排水路等）
計画流量	河川管理者との協議により決定。 ※農政「農道指針」　～P8.5～8-11 参照	・農業手法と河川手法の 1/4 流量の比較し大なる流量を採用する。 ※農政「用排指針」～P 排 3-2 参照
余裕高	流量規模により決定する。 ※Q=200m^2/s の場合 60cm	農政「用排指針」により、各々の施設により決定する。
延長 （内空幅）	河岸または、堤防の表法肩より表側の部分に設けてはならない。	上下流の水路と水深を合わせて、流積が水路と同等以上確保する。
根入れ	原則として 2m 以上確保する ※緩和規定あり	―

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「農道」　～　平成 17 年 3 月　～
農林水産省農村振興局

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」　～　平成 26 年 3 月　～
農林水産省農村振興局

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「パイプライン」～　平成 21 年 3 月　～
農林水産省農村振興局

・農道設計指針　～　平成 26 年 5 月　～　北海道農政部

・用排水路設計指針　～　平成 27 年 7 月　～　北海道農政部

・道路橋示方書　～　平成 24 年 3 月　～　日本道路協会

・道路土工　カルバート工指針　～　平成 22 年 3 月　～　日本道路協会

・土木構造物設計マニュアル（案）に係わる設計・施工の手引き（案）
〔ボックスカルバート・擁壁編〕～平成 11 年 11 月　全国建設技術協会

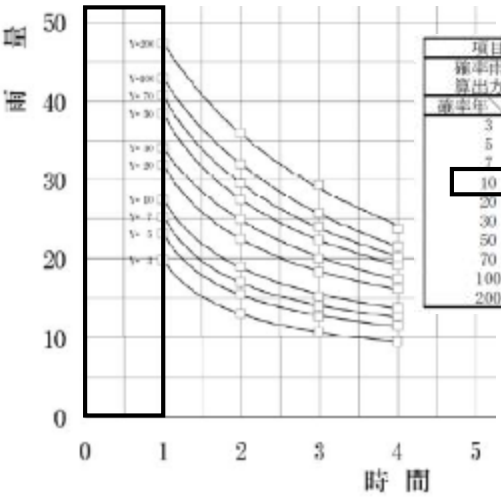
・カルバート・擁壁工の配筋要領　～　平成 27 年 2 月　北海道農業土木測量設計協会

【5】洪水到達時間が１時間未満となる場合における平均雨量強度の算定について

1.基本的な考え方

合理式に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として最新の「北海道の大雨資料（以下、「大雨資料」)」（北海道土木協会）によるものとしている。しかし、到達時間が１時間未満となる場合、「大雨資料」では一部の観測地点（気象官署２２箇所）にのみデータがあり、それ以外の観測地点では確率雨量強度（ｒ）の適正な値の算出が難しいのが実態であるため、洪水到達時間が１時間未満となる場合の平均雨量強度の算定方法について参考例を示す。

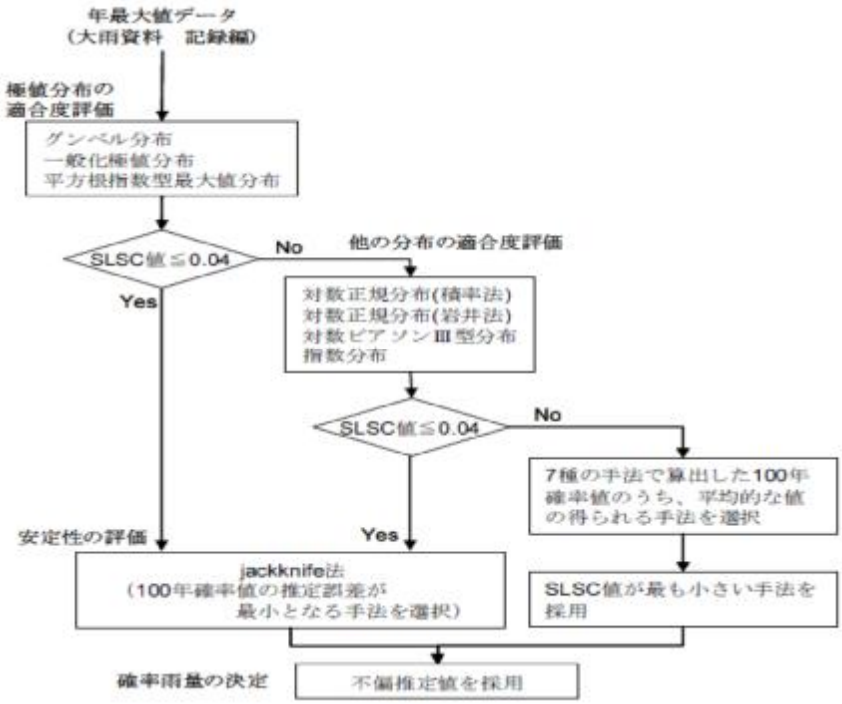
北海道の大雨資料　第 12 編（確率雨量編）



項目	10分		30分		60分		1時間		2時間	
確率雨量算出方法	－		－		－		LN3		Exp	
確率年＼時間	r	i	r	i	r	i	r	i	r	i
3	－	－	－	－	－	－	19	19.0	27	13.5
5	－	－	－	－	－	－	24	24.0	33	16.5
7	－	－	－	－	－	－	27	27.0	37	18.5
10	－	－	－	－	－	－	31	31.0	41	20.5
20	－	－	－	－	－	－	39	39.0	48	24.0
30	－	－	－	－	－	－	45	45.0	53	26.5
50	－	－	－	－	－	－	53	53.0	58	29.0
70	－	－	－	－	－	－	58	58.0	62	31.0
100	－	－	－	－	－	－	64	64.0	66	33.0
200	－	－	－	－	－	－	78	78.0	*78	*39.0

2. 平均雨量強度（ｒ）の算定

雨量強度の算定に必要な確率雨量は、「大雨資料」第 12 編のⅡ（確率雨量編）P2 の図１　確率雨量の計算方法により計算する。



求められた 1 時間未満の確率雨量から時間毎の雨量強度を算定する。※各計算方法については省略する。

項目	10 分		30 分		60 分		1 時間	
算出方法							LN3	
確率年/時間	確率雨量 r	雨量強度 i	確率雨量 r	雨量強度 i	確率雨量 r	雨量強度 i	確率雨量 r	雨量強度 i
10 年							31	31.0

算定した雨量強度から君島式により洪水到達時間内平均雨量強度を推定する。算出にあたっては「大雨資料」第 12 編のⅡ（確率雨量編）P5 の手法により、最小自乗誤差を与えるｎ、ａ、ｂの組み合わせを選択し、洪水到達時間（T）での雨量強度を算出する。※計算方法については省略する。

$$r = \frac{a}{t^{n} + b} \quad \cdot\cdot\cdot \text{君島式}$$

ここがポイント

① 算出精度の検証
「大雨資料」の１時間以降の数値と算出結果の比較による計算精度を確認する。

② 時間別雨量強度の比較
時間別の雨量強度の逆転現象がないか確認する。
（例：10 分雨量≧30 分雨量≧ r (算出値 45 分) ≧60 分雨量≧1 時間雨量）

③ 雨量データの観測所の選定及びデータの取扱いについては、「農業農村整備事業計画マニュアル第１章第５節排水」（農村計画課）を参考にすること。

参考文献

・用排水路設計指針 ～ 平成 27 年 7 月 ～ 北海道農政部
・北海道の大雨資料　第 12 編のⅠ（記録編） ～ 北海道建設部土木局河川課
・北海道の大雨資料　第 12 編のⅡ（確率雨量編） ～ 北海道建設部土木局河川課
・北海道の大雨資料　第 13 編のⅠ（記録編） ～ 北海道建設部土木局河川砂防課

【６】敷板を設置する場合の基礎砂利の扱いについて

1.基本的な考え方

(1) 農政「用排指針」では、軟弱地盤での不同沈下対策の補助工法として使用される敷板について、「両側連続布設とし、基礎砂利と併用することができる。」と記載されており、粘性土等の地盤において泥濘化等により施工性改善のために基礎砂利を併用する場合がある。

農政「用排指針」～P 開 5-34

ここがポイント

① 泥炭地の場合、砂利が地盤に入り込んで施工が困難な場合は使用できない。

② 泥炭地や極めて緩い軟弱地盤で、砂利の重量増により圧密沈下を引き起こす可能性がある場合は使用できない。

参考文献

・用排水路設計指針　～ 平成 27 年 7 月 ～　　北海道農政部

第４章　暗渠排水

【１】集中管理孔の設計手法について

１．基本的な考え方

集中管理孔の設計について、土地改「暗きょ」に記載があり、農政「暗きょ指針」では『暗きょの排水機能回復』のためのシステム及び地下かんがいシステムとして記載され、その詳細は「集中管理孔を利用した地下かんがいの手引き」等を参照のこととされている。

しかし、同「手引き」においては、その概要や標準的な配置例が示されているものの、各施設の構造や規模の詳細までは記載されていない。

このため、集中管理孔の設計に当っては、先行する近傍地区や類似地区の事例を参考に構造や規模を決定している状況にある。

先行する地区では、各振興局（耕地出張所）や土地改良区毎にある程度の統一が図られているものの、土壌条件や地下水位等は地域によって相違があるため、他地区の事例をそのまま採用することや統一化・標準化を図ることは課題が多いと考えられる。

したがって、集中管理孔の設計に当っては、先行地区の事例はあくまで『参考』にとどめることとし、対象地区の諸条件や受益者の意向を踏まえながら、弾力的に決定することを基本的な考え方とする。

２．集中管理孔の構造・規模例

近年実施された複数地区の事例を整理した結果、施設毎に比較的多く採用されている構造・規模は以下のとおりである。

【集中管理孔桝】

施　設	構造・規模	備　考
集中管理孔桝 の設置数	１ほ場に１箇所	
集中管理孔桝の構造	ＦＲＰ製 またはコンクリート製	開水路は、水田水口と兼用できるため１層タイプ１個 管水路は、１層タイプ２個
スクリーン	必ず設置する	

【竪管式水平水閘】

施　設	構造・規模	備　考
竪管式水平水閘の口径 (水位調整型)	φ125	流通している水位調整型水閘はφ125 が多い 給水管φ125 との整合を図る
竪管式水平水閘の個数 (水位調整型)	１ほ場１個	末端でφ125 を超える大区画については、配線を複数系統とし、１系統に１個設置

【管材】

施　設	管　種	管　径	管　孔	勾　配	疎水材	備　考
集中管理孔接続管	合成樹脂管	φ125	無孔管	LEVEL	無し	
給水管	合成樹脂管	φ125	無孔管 有孔管	LEVEL	無し 有り	枕地が排水不良の場合は有孔管
接続管	合成樹脂管	φ60	無孔管	任意	無し	1本抜きの場合はLEVEL
落口管 (竪管式水平水閘部)	合成樹脂管	φ125	無孔管	任意	無し	
落口管 (ネジ式水閘)	合成樹脂管	吸水渠と同径	無孔管	任意	無し	

ここがポイント

① 先行地区はあくまで『参考』とし、対象地区の諸条件や受益者の意向を踏まえながら、弾力的に決定する。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準 計画 「暗きょ排水」　～平成29年5月 ～
農林水産省構造改善局

・暗きょ排水設計指針　～平成22年6月　北海道農政部

・集中管理孔を利用した地下かんがいの手引き　～平成20年3月～　北海道農政部

参考資料4－1　集中管理孔の設計事例

振興局	出張所	土地改良区 土地改良センター	年度	地区名	集中管理桝		集中管理孔接続管			給水管			接続管			落口管	
					設置個数	タイプ	口径	勾配	疎水材	口径	勾配	疎水材	口径	勾配	疎水材	竪管式水甲	ネジ式水甲
S	T	統一事項			1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 管水路：FRP桝2個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 有孔管φ125	LEVEL	無し 有り	無孔管 φ60	直接：LEVEL 集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
		Ｉ事業所	22	K	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			22	K_2	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			22	S	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			23	S	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 管水路：FRP桝2個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			25	S	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 管水路：FRP桝2個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			25	S	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			26	E	1ほ場1箇所	管水路：FRP桝2個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			26	E	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 管水路：FRP桝2個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			26	N	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			27	N	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
		Ｂセンター	20	N	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 既設桝：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			21	N	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 既設桝：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
			23	N	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個 既設桝：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125	吸水渠 と同径
	N	N推進本部	25	T	1ほ場1箇所	開水路：FRP桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
			27	M	無し	無し	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ125 ～φ150	吸水渠 と同径
	H	S土地改良区	24	E	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
		N土地改良区	22	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125	LEVEL	無し	―	―	―	φ150	―
			22	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125	LEVEL	無し	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			22	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 素焼土管φ120	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125	LEVEL	無し	―	―	―	φ150	―
			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 素焼土管φ120	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
			23	S	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―	―

参考資料4－1　集中管理孔の設計事例

振興局	出張所	土地改良区 土地改良センター	年度	地区名	集中管理桝		集中管理孔接続管			給水管			接続管			落口管	
					設置個数	タイプ	口径	勾配	疎水材	口径	勾配	疎水材	口径	勾配	疎水材	竪管式水甲	ネジ式水甲
S			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ125	―
			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ150	―
			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 素焼土管φ120	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			23	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	素焼土管φ120	LEVEL	有り	―	―	―	φ150	―
			24	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 素焼土管φ120	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			25	S	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125	LEVEL	無し	―	―	―	φ150	―
		Ｓ土地改良区	25	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ125 有孔管φ125	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
			26	T	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ100 有孔管φ100	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
			27	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ100	LEVEL	無し	無孔管φ100 有孔管φ100	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
		Ｔ土地改良区	26	K	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
			26	K	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	無孔管φ100 有孔管φ100	LEVEL	無し 有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
		Ｃ土地改良区	26	S	1ほ場1箇所	FRP製桝1個 コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―
		Ｈ土地改良区	24	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ65	LEVEL	無し	―	―	―	―	―	―	φ100 ～φ150	―
			24	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ65	LEVEL	無し	―	―	―	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			24	I	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ60・φ125	LEVEL	無し	有孔管 φ60・φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
			25	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ65	LEVEL	無し	素焼土管φ60	LEVEL	有り	―	―	―	φ125 ～φ150	―
K	C	Ｔ土地改良区	26	C	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
		Ｔ土地改良区	25	T	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	無孔管 φ60	集水：任意	無し	φ125 ～φ150	―
	N	Ｆ土地改良区	24	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
			26	H	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
I	―	Ｔ土地改良区	20	W	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
			22	W	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ100	LEVEL	有り	無孔管 φ60	直接：LEVEL 集水：任意	無し	φ100 ～φ150	吸水渠 と同径
R	―	ＪＡＲ	26	N	1ほ場1箇所	コンクリート製桝1個	無孔管 φ125	LEVEL	無し	有孔管φ125	LEVEL	有り	―	―	―	φ100 ～φ150	―

【２】暗渠排水管の最小径について

１．基本的な考え方

暗渠排水管の最小径について、土地改「暗きょ」では「最小径は、50mm(断面が円形でない暗渠の場合には、管径 50mm の管が有する断面積(19.6cm²)と同等の断面積)を標準とするが、排水・環境条件や地域の実情等を十分に考慮し決定する。」と記載されている。これに対し、農政「暗きょ指針」では「最小径は、60mm(断面が円形でない暗渠の場合には、管径 60mm の管が有する断面積(28.3cm²)と同等の断面積)とする。」と記載しており、設計指針の方が１ランク大きくなっている。

管径の決定については、土地改「暗きょ」 、農政「暗きょ指針」ともに、「管径は管内での土砂の沈積(堆積)、水あかの付着等による管断面の縮小(および粗度係数の増大)を考慮し、計画流量を管径の 70%程度の水深で流し得るように決定する。

(　　)内は指針「暗きょ」の記述」と記載されており、基本的な考え方は同様である。

２．土地改「暗きょ」と農政「暗きょ指針」等の変遷

土地改「暗きょ」及び農政「暗きょ指針」等について、『最小径』に係る記述の変遷は「参考資料 4－2　規準・指針等の変遷」のとおりであり、主な年度を抜粋すると以下の変遷である。

・昭和 27 年の「暗渠排水解説」では、径 6 糎(センチ)、素焼土管
・昭和 30 年の土地改「暗きょ」では、北海道においては～径 6cm、管暗キョ
・昭和 54 年の土地改「暗きょ」では、最小管径 50mm とあるが、管径 50mm 以下は吸水渠の勾配、被覆が十分に大きく、管内の滞砂や封入空気による通水阻害が生じない場合
・昭和 56 年及び平成 8 年の農政「暗きょ指針」では、管径 60mm 以上を標準とあり、管径 50mm 以下は吸水渠の勾配、被覆が十分に大きく、管内の滞砂や封入空気による通水阻害が生じない場合
・平成 12 年の土地改「暗きょ」では、最小直径 50mm
・平成 14 年及び平成 22 年の農政「暗きょ指針」では、最小直径 60mm

土地改「暗きょ」は全国的な基準であり、古くから使用されていた陶管やコンクリート管、あるいは新たに開発された合成樹脂管等の規格から、最小管径 50mm とされていると考えられるが、当初の設計基準では「北海道においては～径 6cm」との記述がある。

農政「暗きょ指針」は、北海道における暗渠排水設計の基本的な考え方を示すため、土地の条件や営農の状況等を勘案するとともに、これまでの実績を踏まえて策定しているもので、昭和 48 年から検討を開始し昭和 56 年に制定されたあと、改定を重ねて現在に至っている。

北海道では、大区画ほ場や気候的特徴、また特殊土壌による広範囲な排水不良などに対応するため、明治初期より暗渠排水の整備を進めてきたが、最小径の考え方は、旧来より用いられている素焼土管の最小管径でもある 60mm を用いてきたところである。

また、北海道においては一部に軟弱な部分が存在する農地が全道的に点在しており、この部分の暗渠排水に営農機械の荷重がかかると地盤とともにわずかに沈下が発生し不陸となることから、50mm の場合この不陸が要因で通水不良となる。

以上のような過去の実績も踏まえ、さらには北海道特有の条件から生じる暗渠排水管の不陸等を要因とした通水不良による排水機能の低下等に対処するなどの排水・環境条件や地域の実情等を十分に考慮することを踏まえ、農政「暗きょ指針」においては 60mm を最小管径としている。

ここがポイント

① 北海道では、明治初期から 60ｍｍの素焼土管暗渠排水の整備を進めてきた実績がある。

② 特殊土壌から生じる暗渠排水管の不陸等を要因とした通水不良による排水機能の低下等に対応する必要があることから、暗渠排水管の最小径は 60mm(断面が円形でない暗渠の場合には、管径 60mm の管が有する断面積(28.3cm^2)と同等の断面積)とする。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準 計画 「暗きょ排水」～ 平成 29 年 5 月 ～
農林水産省構造改善局

・暗きょ排水設計指針～ 平成 22 年 6 月～
北海道農政部

参考資料4－2　基準・指針等の変遷

発行年月	書籍・資料名	発行	計画暗きょ排水量	最小管径	管径の決定方法	最小径に係る記述等
昭和27年	暗渠排水解説	北海道土地改良課	(P21) 0.789l/sec・ha～全道平均日最大降水量119.3㎜の40%を7日間に排除	(P24) 径六糎(センチ)	(P21～22) 単位排水量 0.000789m3とし、「暗渠排水土管径、流速、流量、排水面積算出表」による。	(P14)これ(吸水渠)に用いる材料は本道では主として素焼土管で～ (P24)素焼土管 径6糎(センチ)
昭和30年12月	土地改良事業計画設計基準 第2部　計画 第8篇　暗キョ排水	農林省農地局	(第3章 P1) 10年確率相当日雨量の40%を7日間排除する	(第4章 P13) 径6㎝	(第4章 P13) 北海道においては吸水キョのコウ配は普通1/250～1/350を標準とし、大きさは管暗キョの場合は径6㎝管、～	(第4章 P12) 施工上または閉塞しやすい筈の管理上からも5㎝以下の管の採用は考慮を要する。
昭和45年7月	暗渠排水事業 調査設計便覧 (Ⅵ 暗きょ排水計画)	北海道土地改良 事業団体連合会 (道土地改良第二課)	(P31) 10年確率相当日雨量の40%を7日間排除する	径6㎝	(P35～43) 「素焼土管の流速、流量、排水面積計算表」による。	(P9)単価～素焼土管径6㎝ (P22)積載量表～素焼土管径6㎝ (P36)排水面積計算表～素焼土管6㎝
昭和46年7月	暗渠排水事業 調査設計便覧 (Ⅵ 暗きょ排水計画)	北海道土地改良 事業団体連合会 (道土地改良第二課)	(P34) 10年確率相当日雨量の40%を7日間排除する	径6㎝	(P38～46) 「素焼土管の流速、流量、排水面積計算表」による。	(P10)単価～素焼土管径6㎝ (P25)積載量表～素焼土管径6㎝ (P39)排水面積計算表～素焼土管6㎝
昭和52年4月	暗渠排水事業 調査設計便覧 (Ⅴ 暗きょ排水計画)	北海道土地改良 事業団体連合会 (北海道農地開発部)	(P94) 20㎜/日～50㎜/日 水田・畑地別に区分しない	(P97) 特例を除いて最小管径50㎜以上	(P97) 暗渠管の大きさは、計画排水量を満流に至らないで流去させる大きさとする。	(P98) 管径50㎜以下の吸水管の使用は渠の勾配が大きく、被覆材の添加量が豊富でかつ、管内に堆砂、封入空気による通水阻害が生じない場合に限る。
昭和54年7月	土地改良事業計画 設計基準 計画　暗きょ排水	農林水産省構造改善局	(P10・P13) 10㎜/日～50㎜/日 水田と畑では特に区別しない	(P29) 特別な場合を除いて最小管径は50㎜	(P29) 管径は管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P29) 管径50㎜以下の吸水管は、吸水きょの勾配、被覆が十分に大きく、管内の滞砂や封入空気による通水阻害が生じない場合に限り使用する。
昭和55年4月	暗渠排水事業 調査設計積算便覧 (Ⅰ 暗きょ排水計画)	北海道土地改良 事業団体連合会 (北海道農地開発部)	(P5・P6) 水田・畑別に区分せず、30㎜/日と50㎜/日の2タイプ	(P15) 特例を除いて最小管径50㎜以上	(P15) 暗渠管の大きさは、計画排水量を満流に至らないで流去させる大きさとする。	(P17～27)流速、流量計算図表は最小径50㎜ (P100)積載量表～素焼土管径6㎝ (P108～110)単価表～素焼土管6㎝、合成樹脂管50㎜
昭和56年7月	暗渠排水設計指針	北海道土地改良 事業団体連合会 (北海道農地開発部)	(P19) 平坦地(水田)：50㎜/日 傾斜地：30㎜/日	(P34) 一般的には管径60㎜以上を標準	(P34) 管径は管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を80%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P34) 管径50㎜以下の吸水管は、吸水渠の勾配、被覆が十分に大きく、管内の滞砂や封入空気による通水阻害が生じない場合に限り使用する。
昭和57年3月	暗渠排水の設計と施工	(社)畑地農業振興会 (農林水産省構造改善局)	(P49) 20㎜/日～50㎜/日	(P63) 最小でも50㎜以上	(P62) 通水断面は、最大流量時において水深と管径の比が50%程度となるように管径を決定する。	(P62～63) 地盤が軟弱な場合や緩勾配では、一定の勾配を保つのが困難となったり水アカ等が管内壁に付着し通水阻害の原因ともなるので管径に余裕をもたせる。
平成8年4月	暗渠排水設計指針	(社)北海道農業土木協会 (北海道農政部設計課)	(P18) 平坦地(水田)：50㎜/日 傾斜地：30㎜/日	(P34) 一般的には管径60㎜以上を標準	(P34) 管径は管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P34) 管径50㎜以下の吸水管は、吸水渠の勾配、被覆が十分に大きく、管内の滞砂や封入空気による通水阻害が生じない場合に限り使用する。
平成10年7月	暗きょ排水設計指針(案)	北海道農政部	(P12) 田・転作田：50㎜/日 畑地・草地等：30㎜/日	(P28) 最小直径は60㎜ (断面積28.3cm2)	(P28) 管径は管内での土砂の堆積、水あかの付着などによる管断面の縮小を考慮し、計画流量を管径の70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P56) 断面が円形でない暗きょの場合には、管径60㎜の管が有する断面積(28.3cm2)と同等の断面積とする。
平成12年11月	土地改良事業計画 設計基準 計画　暗きょ排水	農林水産省 構造改善局	(P33～35) 水田：20～30㎜/日 汎用田：30～50㎜/日 畑：10～50㎜/日	(P56) 最小直径は50㎜ (断面積19.6cm2)	(P57) 管径は管内での土砂の沈積、水あかの付着等による管断面の縮小を考慮し、計画流量を管径の70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P56) 断面が円形でない暗きょの場合には、管径50㎜の管が有する断面積(19.6cm2)と同等の断面積とする。
平成14年4月	暗きょ排水設計指針	(社)北海道農業土木協会 (北海道農政部)	(P31) 水田・汎用田：50㎜/日 畑地・草地等：30㎜/日	(P57) 最小直径は60㎜ (断面積28.3cm2)	(P58) 管径は管内での土砂の堆積、水あかの付着などによる管断面の縮小及び粗度係数の増を考慮し、計画流量を管径の70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P57) 断面が円形でない暗きょの場合には、管径60㎜の管が有する断面積(28.3cm2)と同等の断面積とする。
平成22年6月	暗きょ排水設計指針	(社)北海道農業土木協会 (北海道農政部)	(P31) 水田・汎用田：50㎜/日 畑地・草地等：30㎜/日	(P59) 最小直径は60㎜ (断面積28.3cm2)	(P60) 管径は管内での土砂の堆積、水あかの付着などによる管断面の縮小及び粗度係数の増大を考慮し、計画流量を管径の70%程度の水深で流し得るよう決定する。	(P59) 断面が円形でない暗きょの場合には、管径60㎜の管が有する断面積(28.3cm2)と同等の断面積とする。

第 5 章　カルバート工

【１】軟弱地盤における函渠工の設計の留意点

1　基本的な考え方

(1) ボックスカルバートの基礎形式は直接基礎を原則とする。

※ 梯子胴木の適用となる小断面は対象外とする。

・ボックスカルバートは、橋梁基礎などのように許容される沈下量が極めて小さい構造物とは異なり、カルバートの機能が確保されれば、ある程度の沈下を許容する構造物と考えられる。この許容沈下量は現場条件によって異なるが、以下の重要度別の目安が定められている。一般的には構造物との接続に準じて 10cm 程度としていることが多い。

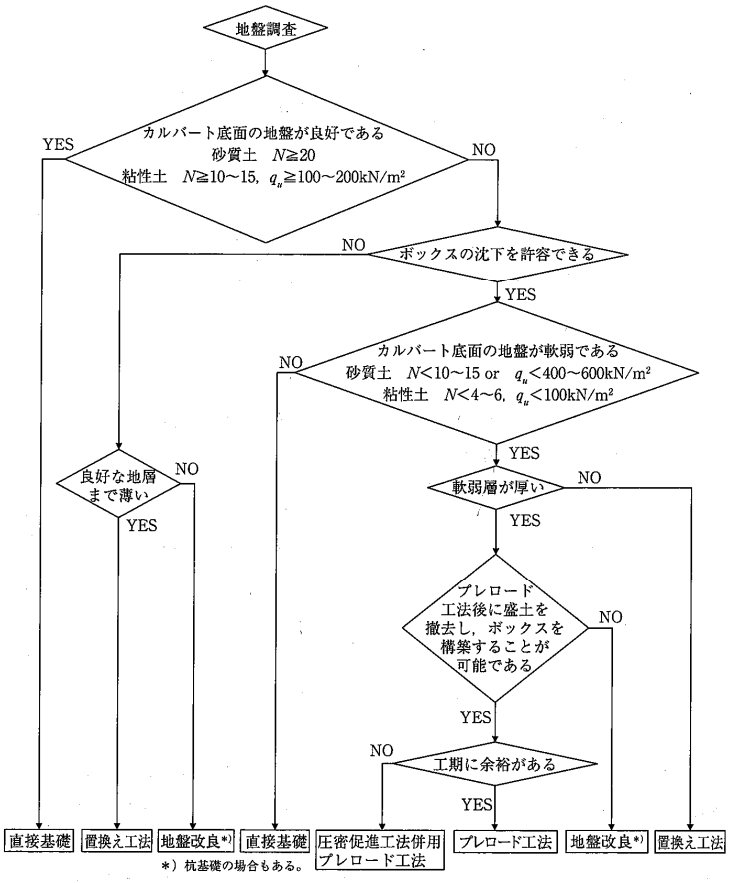
残留沈下量の目安値

		供用後 3 年間の許容沈下量（目安値）
一般盛土区間	市街地	10cm 程度
	郊外地	30cm 程度
橋梁等の構造物との接続盛土部		10cm 程度

農政「農道指針」～P9-49

(2) 対策をせずに直接基礎を適用するのが困難な場合は、設置箇所の地形や地盤条件、環境条件、施工条件、及びカルバートの構造形式を総合的に検討し、下図の選定フローにより最適な基礎地盤対策を選定する。

ボックスカルバート基礎地盤対策選定フロー　　「カルバート」～P39



図－5.1.1

・基礎工法選定フローの補足説明（検討条件）

1）直接基礎を原則とするため、プレロード・置き換え・深層混合処理工法等によっても当該ボックスカルバートの許容沈下量に収まらない場合に限って杭基礎を用いること。

2）「良好な地盤まで薄い」あるいは「軟弱層が厚い」とは、カルバートの規模、掘削方法など現場条件にあわせて判断する必要がある。一般的に、掘削機械の関係から 3m 以内を薄いと考えて良いが、現場条件によっては、施工上 4m~5m の箇所でも置き換え工法が適用できる。

3）圧密促進工法には、真空圧密工法やプラスチックドレーン工法等がある。

農政「農道指針」～P9-49～50

（3）軟弱地盤等の特殊な条件下においては次に示す事項に留意する必要がある。

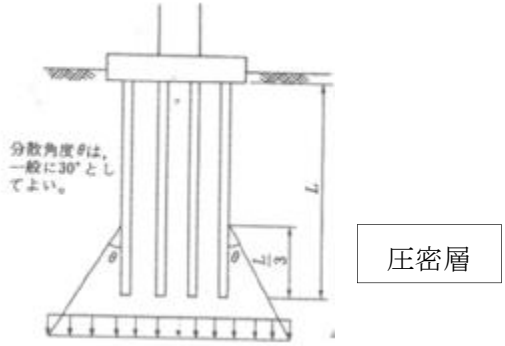
1）軟弱地盤にカルバートを設置する場合においては、盛土各部の沈下量を計算によって推定し、それにより上げ越し量を決めて、施工時以降の沈下に対応する。もしくは、プレロード工法により、残留沈下がカルバートの機能上支障とならない沈下量となってからカルバートの施工を行う。

2）地表近くに軟弱地盤が有る場合は、不同沈下が生じるおそれがあるので、良質材料での置換えや土質安定処理により改良地盤を形成して、これを支持地盤とする。
ただし改良地盤下の地盤の支持力を照査して選定する。こうした地盤処理を行った場合、盛土荷重を含む安定の検討を行うとともに、改良地盤についても支持力の照査が必要である。地下水位が高い場合には、周辺地盤とともに、置き換え材が液状化しないよう、注意を払う必要がある。
　なお、水路カルバート等で機能面から沈下が許されない場合や、軟弱地盤で残留沈下が大きくプレロードの効果があまり期待できない等の理由で、やむを得ず杭基礎のような大きな沈下量を許容しない構造を用いた場合には、周辺盛土および地盤の沈下に伴う鉛直土圧の増加と道路面の不同沈下について十分な検討を行い、対策を講じておく必要がある。

① 杭基礎（地盤改良）

1）沈下を許容する地盤改良として杭基礎（摩擦杭）を検討するにあたり、道示「Ⅳ下部」P404 では沈下量の設計手法が示されている。
圧密層のうち杭全長の 1/3 以下の範囲を沈下対象層として沈下量を算出する。

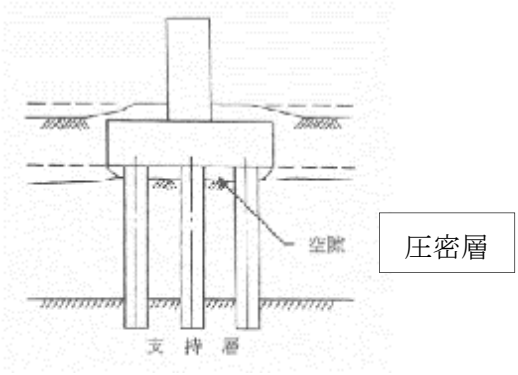
摩擦杭の圧密沈下量を検討する場合の荷重分散の考え方



図－5.1.2

しかしフーチングと杭が一体であることから、フーチング下面に空隙が生じていることがあるとされている。

フーチング下面に空隙が生じている例



図－5.1.3

これらのことから、沈下を許容するカルバートに一体化した杭基礎を適用した場合、軟弱層の圧密沈下により、基礎杭上部に負の摩擦力が発生し、基礎の沈下が助長される。

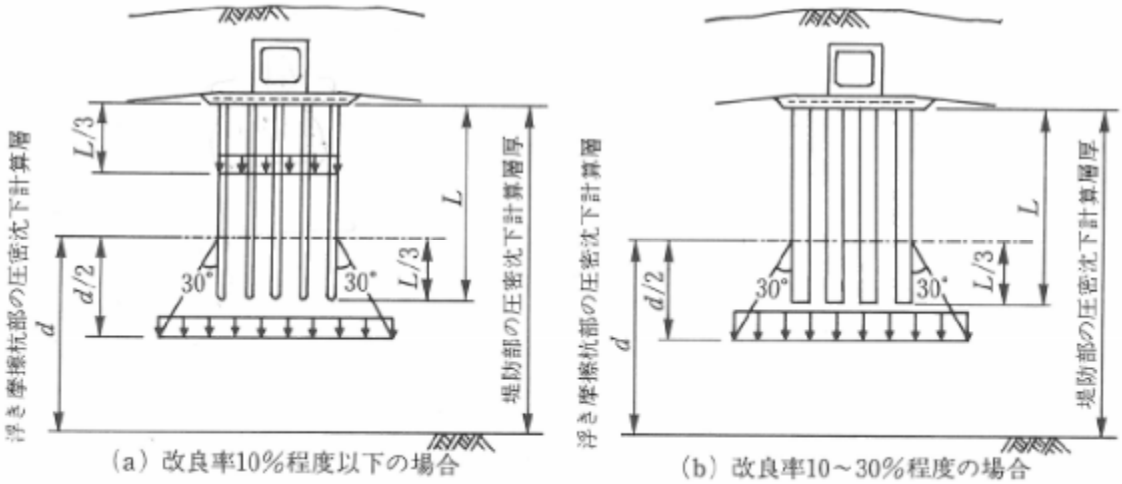
また底版下面に空洞が生じる可能性があり、水道となり吸い出しによるカルバートの不安定化が懸念される。

2) 他の工法

水路にカルバートを設け、その上部に活荷重が載荷される構造物として、底版下面の空洞化対策基礎が示されている。

カルバートと基礎の分離工法例（柔構造樋門の浮き基礎）

柔構造樋門設計の手引き　P272



図－5.1.4

a）改良率 10%程度以下の場合…杭上部と杭下部に杭長（L）の 1/3 の範囲と杭先端から圧密対象層を沈下対象として沈下の検討をする。

b）改良率 10%～30%程度の場合…杭下部と杭長（L）の 1/3 の範囲と杭先端から圧密対象層を沈下対象として沈下の検討をする。

この工法はカルバートの底版下面と基礎杭の間にクッション材を設け、杭上部の沈下を吸収することにより、空洞化を防ぐ効果をもたらしている。設計手法は地盤の改良率により、杭下部の 1/3 に沈下対象範囲を設定し、周辺地盤とカルバートが一体に沈下する効果を期待している。

2 基礎地盤の調査項目

カルバートの設計施工にあたり、形状寸法、基礎形式を検討するため、設計・施工の各段階に応じた調査計画に基づき、以下の項目について土質調査を行わなければならない。

1)外力（土圧）の計算に必要な設計定数を求める調査。

2)基礎支持力の計算に必要な設計定数を求める調査

カルバートの設計および地盤が軟弱な場合の基礎形式の検討に必要な定数を求めるための調査。

3)圧密沈下の検討に必要な設計定数を求める調査

地盤が軟弱な場合の圧密沈下を検討するための調査

表－5.1.1 地盤調査の種類　農政「農道指針」P2-21

試験の項目 ＼ 調査の目的	試料採取		室内試験								原位置試験						得られる定数	調査頻度
														サウンディング				
	ボーリング	サンプリング	土粒子の密度試験	含水比試験	粒度試験	土の締固め試験	液性・塑性限界試験	一軸圧縮試験	三軸圧縮試験	圧密試験	土の湿潤密度試験	平板載荷試験	横方向K値測定	標準貫入試験	静的コーン貫入試験	スウェーデン式サウンディング		
土圧の計算及び土質特性の確認			○	○	○	○	○	○	○		◎						$\gamma, c, \phi, w, w_L, w_P$	両端で各1箇所程度
基礎地盤の支持力の計算	◎	◎	○					◎	◎			◎	○	◎	△	△	c, ϕ, q_u, N値	
圧密沈下の検討	◎	◎	○	◎			◎			◎					△	△	C_c, C_v, m_v	
試料の種類			乱した	乱した	乱した	乱した・粘性土	乱した・粘性土	粘性土		粘性土								

注）　◎：特に有効な調査方法
○：有効な調査方法
△：場合によっては用いられる調査方法

ここがポイント

① 杭基礎や置換え基礎を行った場合、土かぶり高とカルバートの幅の比より鉛直土圧が増加するので鉛直土圧係数を考慮する。　～「カルバート」P97～100

② 土かぶりが大きいカルバートの呑吐口を現場打ちの止水工を兼ねた擁壁構造とした場合は、応力が集中しせん断破壊が生じることがあるので応力検証を行う。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」　～　平成 26 年 3 月　～　農林水産省農村振興局

・農道設計指針　～　平成 26 年 5 月　～　北海道農政部

・道路土工　カルバート工指針　～　平成 22 年 3 月　～　日本道路協会

・道路土工　軟弱地盤対策工指針　～　平成 24 年 8 月　～　日本道路協会

・柔構造樋門設計の手引き　～　平成 10 年 11 月　～　国土開発技術センター

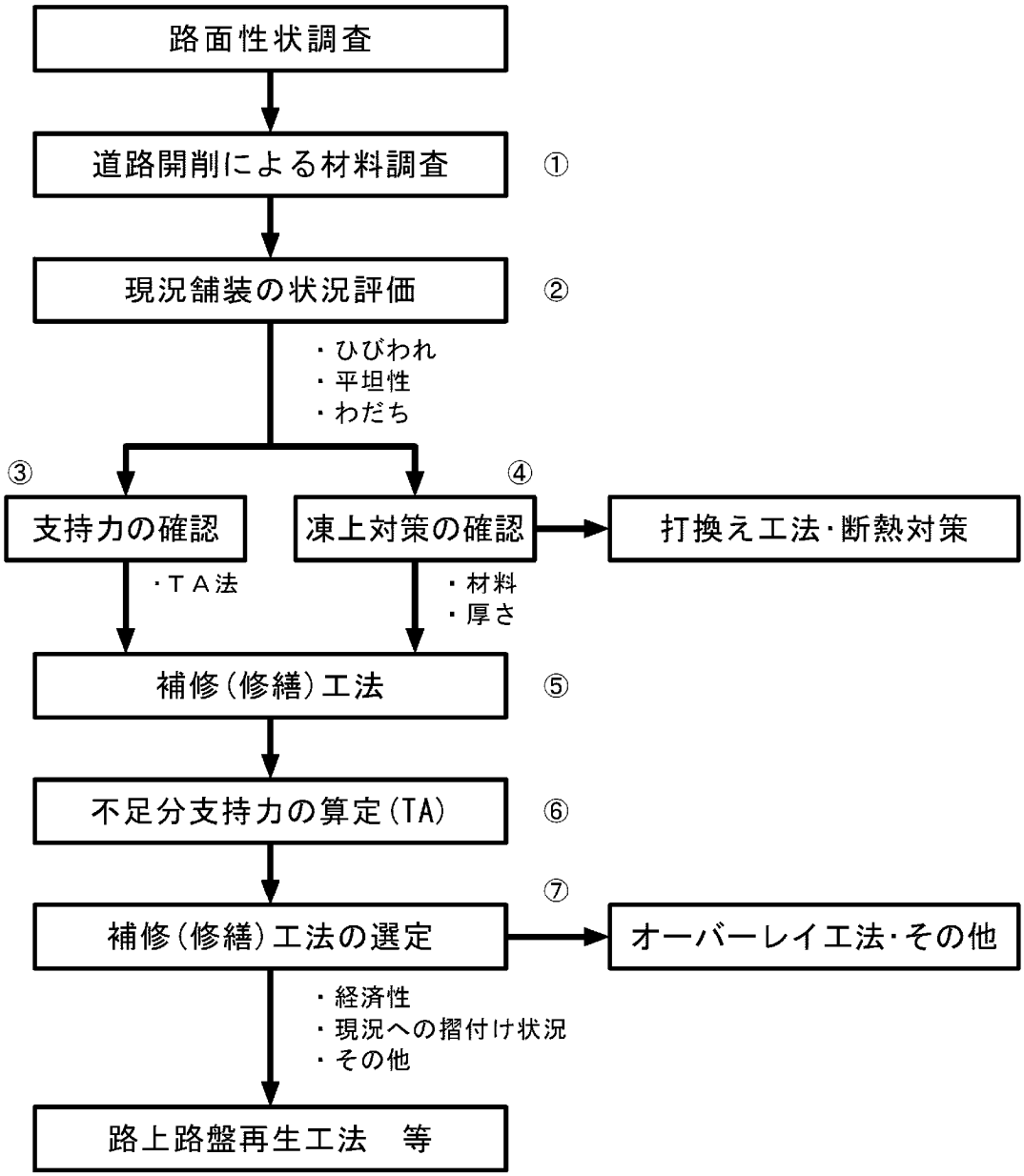
・道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編　～ 平成 24 年 3 月　～　日本道路協会

第 6 章　農道

【１】農道補修設計の留意点

１　基本的な考え方

（１）機能保全対策工法の選定においては、農道（舗装）の機能や変状の発生原因から、適合する対策を複数案選定する。さらに、舗装の構造、変状の状態（ひび割れ・わだち掘れ・平坦性低下などの程度）を検討し、維持・修繕対策を実施した場合の数量、工期、工事費（材工費）、対策の耐用年数を比較表にまとめ、維持・修繕・再建設について、それぞれ最適工法を明らかにする。以下に検討フローを示す。



ここがポイント

① 道路開削調査

・開削箇所は、Ｓ－４区間を除外する。

Ｓ－４：路面に軽微な変状が認められる状態（要観察）

※ 農道（舗装）の健全度ランクは次項を参照。

・表層ひび割れが上層路盤を貫通しているか、開削時の舗装断面にて確認する。

② 現況舗装の状況評価

・健全度ランクは保全対策事業の対象になるＳ－２【修繕】以下であるか。

【Ｓ－２ランク 必須確認事項】

1. 路盤(瀝青混合物を除く)・凍上抑制層の厚さが設計値を下回っている。

2.下層路盤の支持力低下によって残存等値換算厚（T_{A0}）が目標値を下回っている。

3.路床の支持力が設計 CBR を下回っている。

4.下層路盤および凍上抑制層の材料が劣化し、凍上の可能性がある。

5.疲労破壊が認められる状態。

Ｓ－２：舗装構造の機能低下が顕著に認められる状態。舗装構造の機能回復を図るための修繕対策が必要な状態（修繕）

③ 支持力の確認

・供用状況（交通量、車輌重量）が、交通量区分に適合しているか確認する。

・下層路盤厚不足による支持力不足か。

・ＴＡが目標値を下まわっていないか。

④ 凍上対策の確認

・凍上しない材料であるか。

・置換厚は満たしているか。

⑤ 補修（修繕）工法

・オーバーレイ工法

・路上路盤再生工法（従来型・根室型）

・打ち換え工法

⑥ 不足分支持力の算定（ＴＡ）

・現道施工時ＴＡ＜必要ＴＡ

・現道評価ＴＡ０＜必要ＴＡ

⑦ 補修（修繕）工法選定

・経済性

・現況への摺付け状況

参考文献

・農道設計指針 ～ 平成 26 年 5 月 ～ 北海道農政部

・農道（舗装）点検診断の手引き（案） ～ 平成 23 年 5 月 ～ 北海道農政部

農道（舗装）の健全度ランク設定

健全度ランク	舗装の状態	判定の考え方 必須確認事項	対応する対策の目安
S－5	変状がほとんど認められない状態	【判定の考え方】 ①新設時点とほぼ同等の状態	対策不要
S－4	路面に軽微な変状が認められる状態	【判定の考え方】 ①ひび割れ、わだち掘れ、平坦性低下などの軽微な変状が表層に生じているが、道路としての機能（走行性・安全性）はほぼ確保されている状態	要観察
S－3	路面の変状が顕著に認められる状態。路面の性能回復を図り、舗装構造の機能低下を遅らせる維持対策が必要な状態	【判定の考え方】 ①ひび割れ、わだち掘れ、平たん性低下などの顕著な変状が表層および基層に生じ、道路としての機能（走行性・安全性）が確保されていない状態 ②舗装構造の顕著な機能低下は認められない状態	維持補修
S－2	舗装構造の機能低下が顕著に認められる状態。舗装構造の機能回復を図るための修繕対策が必要な状態	【判定の考え方】 ①ひび割れ、わだち掘れ、平たん性低下などの変状が発生しており、舗装構造の顕著な機能低下が認められる状態 【必須確認事項】 1. 路盤（瀝青混合物を除く）・凍上抑制層の厚さが設計値を下回っている 2. 下層路盤の支持力低下によって残存等値換算厚（T_{A0}）が目標値を下回っている。 3. 路床の支持力が設計 CBR を下回っている 4. 下層路盤および凍上抑制層の材料が劣化し、凍上の可能性がある 【追加確認事項】 路面に破損がみられるものの、開削調査の結果だけでは定量的な評価ができない場合に、次の項目について確認する。 5. 疲労破壊が認められる状態	修繕
S－1	舗装構造の機能低下が深部に至るとともに、路線全体に広範囲に及んでいる状態。修繕では経済的な対応が困難で、再建設が必要な状態。	【判定の考え方】 ①S-2 に評価される変状が更に進行し、修繕で対応するよりも再建設した方が経済的に有利な状態	再建設

第 7 章　その他

【１】改良山成工における法面勾配について

1.基本的な考え方

(1) 法面の浸食及び崩壊は、ほ場の機能を損なうばかりでなく、重大な災害の原因となる場合があるので、法面長、勾配、土質、植生、その他の法面保護工等を検討し、適切な法面保全計画を立てる必要がある。　土地改「改良山成」～P86

(2) 法面勾配は、土質、現場条件、周辺の地形、切盛土高、気象条件などを総合的に検討のうえ決定し、次表の標準値とあわせて総合的に判断する。　農地造成「改良山成工」～P23

土質別標準切土法面勾配　「切土工」～P136

地山の土質及び地質	法面勾配
土砂	1：1.0～1：1.5
軟弱土	1：1.2～1：1.5
転石交り土	1：1.0～1：1.5
軟岩	1：0.5～1：1.2

土質別標準盛土法面勾配　「盛土工」～P106

盛土材料	法面勾配
土砂、転石交り土	1：1.5～1：2.0
軟弱土	1：1.8～1：2.0

(3) 盛土法面の保護は、必要に応じて植生工(種子吹付等)を行うものとし、施工時期は種子の発芽生育期間を考慮して選定することが望ましい。

(4) 法面整形に使用する施工機械は法面勾配によって決定される。法面勾配が 1：2.0 より緩い場合はブルドーザーによる施工を標準とする。

ここがポイント

① 地山の土質によっては風化しやすいものもあるので、地元聞き取りによって地域の土質の状況を把握し、風化も考慮した法面勾配を検討する。

② 植生は現地に生息している在来種を極力用いる等、環境に配慮する。

③ 降雨時の水処理が重要なので、現状の排水状況を確認し、適切な排水工を計画する。

参考文献

・土地改良事業計画指針　農地開発（改良山成畑工）～　平成 4 年 5 月　～
農林水産省構造改善局

・農地造成（改良山成工）計画設計技術指針　～　平成元年 12 月　～
北海道開発局農業水産部

・道路土工　盛土工指針（平成 22 年度版）～　平成 22 年 4 月　～　日本道路協会

・道路土工　切土工・斜面安定工指針　～　平成 21 年 6 月　～　日本道路協会

【２】計装機器盤のアンカーボルトにおける設計施工の留意点

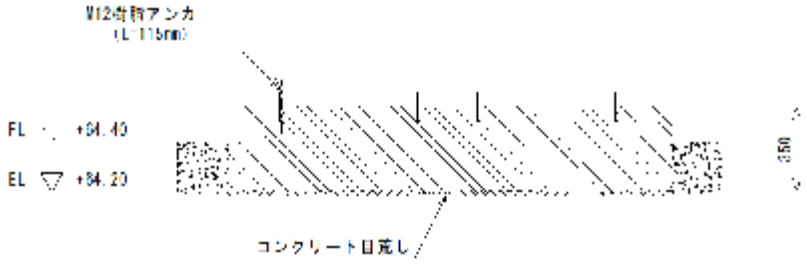
1. 基本的な考え方

(1) 新設設計

①アンカーボルトは強度が 18 N/mm² 以上ある床版等に固定し、シンダーコンクリートには固定しない。

②シンダーコンクリートは、構造としてのコンクリートではないので、その下の床版にアンカーを固定する場合は、盤重心までの高さはシンダーコンクリートの厚さを含んだ高さとする。

③基礎コンクリートを設置する場合は、その安定計算を行う。必要によってはアンカーや鉄筋で床版と一体化させる。



④壁掛け式の盤についても耐震設計を行う。

(2) 新設施工

①あと施工金属拡張アンカーボルト（JIS B 1178）は「おねじ形」、「めねじ形」があり設計との整合性を図る。

②ボルトの先端はナットの外に 3 山以上出すようにする。(公共建築工事標準仕様書(建築工事編)

③計装盤の形状や重量等が設計時と異なる場合は、計算により確認を行う。

④削孔は掃除機等で清掃する。

(3) 改修設計

①既存施設の図面や構造計算書がなく、基礎コンクリートの強度が不明な場合は反発硬度法またはコア抜きによる圧縮強度の調査を行う。もしくは、床版に直接アンカーを固定させる。

※ 床版に直接アンカーを固定させる場合は圧縮強度の調査は不要。

②既存施設の図面がなく、シンダーコンクリートの厚さが不明な場合は超音波法等により調査を実施する。

(4) 改修施工

①アンカーボルトの削孔は事前に鉄筋探査等を行い、鉄筋の位置を確認して干渉しないように施工する。

ここがポイント

① 建物の耐震クラスは、構造物の重要度や施設の役割および維持管理方法等を考慮すると「一般」が選択される。

盤の用途別分類からは、かんがい期での地震発生を考えるとその営農への影響度合いから「重要」と判断され、地震発生後に部品の交換も必要なく再運転ができるものとした場合は耐震機能クラスは 1 と判断される。

以上の条件の場合は耐震クラスは A となる。（ポンプ場の事例を参照）

※営農用水等の施設についても同様に検討する。

② 設計震度の算出の際には地域係数を考慮することを基本とするが、関連指針によっては「通常 1.0 としてもよい」との記述がある。

③ アンカーボルトの規格は、対象とする地震動、固定条件、盤重量、寸法によっては様々な規格となるが、ポンプ場の場合は複数の盤を設置するので、統一した方が製造の品質や施工性はよいと考えられる。一般的には M12 がメーカーの標準規格となっている。

④ 盤の形状は一般的に長方形であり、アンカーボルトの引き抜き力が大きくなる短辺方向で計算を行う。

⑤ 計算は施設の全ての計装機器が対象であるが、それぞれの条件毎に最も厳しいケース（重量、高さ、アンカー位置等）について計算を行う。

参考文献

・土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」～ 平成 18 年 3 月 ～
農林水産省農村振興局

・建築設備耐震設計・施工指針 ～ 2014 年版 ～（財）日本建築センター

・電気設備計画設計技術指針（高低圧編）～ 平成 19 年 3 月 ～
農林水産省農村振興局

・配電盤・制御盤の耐震設計指針 ～2003 年 6 月 ～ 社団法人日本電工業会
（JEMA）技術資料 JEM-TR144 号

2．設計事例

盤アンカーの耐震設計

(1) 耐震クラス、設計震度

電気設備計画設計技術指針（高低圧編）〔農林水産省農村振興局整備部設計課〕によれば耐震設計の考え方は以下の指針等に準ずることとなっている。また設備の耐震性は当該施設における土木・建築構造の耐震性能と同程度となるよう整合を図ることが必要とされている。

また、土地改「ポンプ場」ではポンプ設備においても同様の考え方を示している。

①日本建築センター

「建築設備耐震設計・施工指針」（2005 年 5 月）

②日本電機工業会（JEMA）技術資料　JEM-TR144 号

「配電盤・制御盤の耐震設計指針」（2003 年 6 月）

③日本内燃発電設備協会

「自家用発電」設備耐震設計のガイドライン（2005 年 8 月）

④日本電設工業協会 JECA－1037 号

「建築電機設備の耐震設計・施工マニュアル」（1999 年 6 月）

以上の指針は、耐震クラスの分類，設計震度においては、ほぼ同一の内容で関連している。本地区の建物の耐震クラスは、構造物の重要度や施設の役割および維持管理方法等との整合を図ると、以下の耐震性能から「一般」と判断される。また、かんがい期での地震発生を考えるとその農業生産上の重要性から盤の耐震機能クラスは 1 と判断される。以上より耐震クラスは A となる。

表2　建物の耐震クラス

建物の耐震クラス	内容
特殊	大地震時に，構造物の大きな損傷をともなうことなく建物を使用できることを目標とし，人命の安全確保に加えて機能確保が図られている建物。
一般	大地震によって構造物の相当程度の損傷は生じるが，建物倒壊等の致命的な損傷に至らないことを目標とし，人命の確保が図られている建物

表4　盤の耐震機能クラス

盤の耐震機能クラス	内容
1	地震時によって停止又は誤動作・誤不動作はあるが，地震直後に点検を実施し，運転再開可能とする。
2	地震時によって，人命に支障となる重大な機能の脱落又は重大な損傷が生じることなく，地震直後は予備機器の取替えなど簡単な応急処置によって，運転再開可能とする

表1　盤の耐震クラス，耐震機能クラス，盤の用途別分類及び建物の耐震クラスの関係

耐震クラス	盤の用途別分類	建物の耐震クラス	耐震機能クラス
S	重要	特殊	1
A [S(1)]	一般		
	重要	一般	
B [A(1)]	一般		2

注(1)　効果大きい場合に適用する。

備考　耐震クラスの設計用水平震度及び設計用鉛直震度は，表5による。

「配電盤・制御盤の耐震設計指針」～P3,4

(2) 設計震度と地震力の算定

前述した震度クラスおよび本地区の〇〇揚水機場は 1 階建ての建屋であるので、設計震度は下表より選定する。

K＝Z・Ko　　Z：地域係数、Ko：設計用標準震度

地域係数 Z は、A 地域として 1.0 とする。

設計用水平震度（K_H）＝0.60

設計用鉛直震度（K_V）＝0.20

表5　局部震度法による盤の設計用水平震度（K_H）及び設計用鉛直震度（K_V）

設置場所	震度クラスの区分							
	非アンカー取付				一般の取付			
	重要な盤		その他盤		重要な盤		その他盤	
	Sクラス		Aクラス		Aクラス		Bクラス	
	K_H	K_V	K_H	K_V	K_H	K_V	K_H	K_V
上層階（2～6階建ての建物）	2.0	0.67	1.5	0.50	1.5	0.50	1.0	0.33
中間階	1.5	0.50	1.0	0.33	1.0	0.33	0.6	0.20
1階および地階	1.0	0.33	0.6	0.20	0.6	0.20	0.4	0.13

a) 上層階の定義

・2～6階建ての建物では、その上層を上層階とする。

・7～9階建ての建物では、上層の2層を上層階とする。

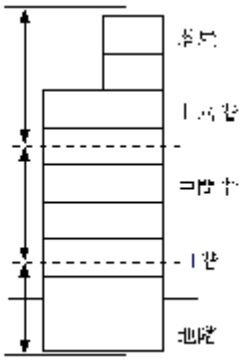
・10～12階建ての建物では、上層の3階を上層階とする。

・13階建ては、その建物では、上層の4層を上層階とする。

b) 中間階の定義

・上層、1階を除く各階で、上層階に該当しない階を中間階とする

c) 上記の数値は、すべて盤の重心に加わる震度である。各盤が据付ベッドの場合は、ベッドの高さ（m）、その値を1.5で除し、設置する盤のそれとする



「配電盤・制御盤の耐震設計指針」～P7

また、地震力は以下の式により求める。

設計用水平地震力（F_H）＝9.80×K_H×W　（W：機器の重量）

設計用鉛直地震度（F_V）＝9.80×K_V×W　（W：機器の重量）

地震力算出一覧表

設　備　名	荷重（kg）	水平震度（K_H）	水平地震力（N）	鉛直震度（K_V）	鉛直地震力（N）
ポンプ操作盤	900	0.60	900×10×0.60 5400	0.20	900×10×0.20 1800
ゲート操作盤	170	0.60	170×10×0.60 1020	0.20	170×10×0.20 340

引込受電盤

アンカーボルト呼径　M12

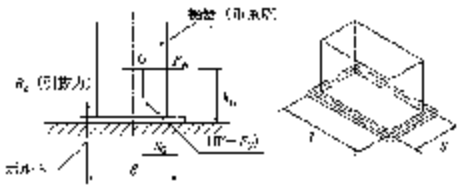


図 5.45　転倒荷重の場合の引抜力とせん断力

地震による基礎ボルトの検討

1）基礎ボルトの引抜力

$$Rb = \frac{Fh \times h - (W - Fv) \times Lg}{L \times nt}$$

$$\frac{4800 \times 1.5 - (8000 - 1600) \times 0.23}{0.46 \times 2} = 6.226 \quad (N)$$

Rb	：	基礎ボルト1本当りの引抜荷重（N）	
Fh	：	設計用水平地震力	4800（N）
Kh	：	設計用水平震度	0.6
h	：	据付面より機器重心までの高さ 2.400/2+0.300=1.500	1.500（m）
W	：	機器全質量	8000（N）
Fv	：	設計用鉛直地震力	1600（N）
Kv	：	設計用鉛直震度	0.2
Lg	：	ボルト中心～機器重心までの距離	0.23（m）
L	：	取付ボルト間の距離	0.46（m）
nt	：	片側の基礎ボルト総本数	2（本）

2）基礎ボルトのせん断応力度（N/mm^2）

$$\tau = \frac{Fh}{A \times nt} = \frac{4,800}{84.3 \times 2} = 28.47 < 102 (N/mm^2)$$

τ	：	基礎ボルト1本当りのせん断応力度（N/mm^2）	
Fh	：	設計用水平地震力	4800（N）
A	：	基礎ボルト谷径軸断面積	84.3（mm^2）
nt	：	片側の基礎ボルト総本数	2（本）

3）基礎ボルトの引張り応力度（N/mm^2）

$$\sigma = \frac{Rb}{A} = \frac{6,226}{84.3} = 73.86 < 176 (N/mm^2)$$

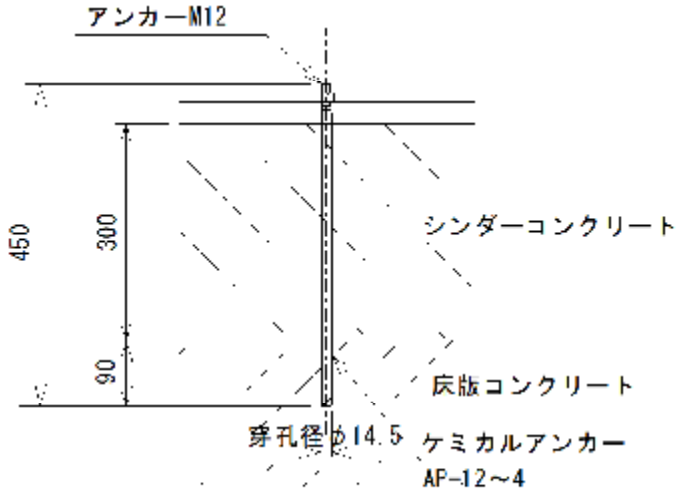
σ	：	基礎ボルト1本当りの引張り応力度（N/mm^2）
Rb	：	基礎ボルト1本当りの引抜荷重（N）
A	：	基礎ボルト谷径軸断面積（mm^2）

表-5.63　ボルト（材料SS400）及びステンレスボルト（A2-50）の許容応力度表（単位：kN/cm^2）

ボルトの径	長期許容応力度		短期許容応力度	
	引張（f_t）	せん断（f_s）	引張（f_t）	せん断（f_s）
ボルト（SS400）	11.7	6.77	17.6	10.2
ステンレスボルト（A2-50）	10.5	6.08	15.8	9.12

土地改「ポンプ場」～P.237

アンカー詳細図



※アンカーはシンダーコンクリートではなく、土木構造に定着させること。

※アンカーボルトの余長は締め付け後、ナットの外側に3山以上ネジ部が出るようにすること。

※アンカーの先端は45°にカットすること。

※削孔は掃除機等で清掃すること。

※参考 基礎ボルトの作用引抜力 Rb＝6.23 kNに対し、短期(地震時)許容引張荷重9.20 kNより十分安全である。

建築設備耐震設計・施工指針 2014年版 ～P114

短期許容引抜荷重 (kN)

ボルト径d (呼称径)	コンクリート厚さ(mm)				埋込長さ L(mm)	穿孔径 d_2(mm)
	120	150	180	200		
M10	7.60	7.60	7.60	7.60	80	13.5
M12	9.20	9.20	9.20	9.20	90	14.5
M16	—	12.0	12.0	12.0	110	20
M20	—	—	12.0	12.0	120	24
ボルトの埋込長さLの限度(mm)	100	130	160	180		

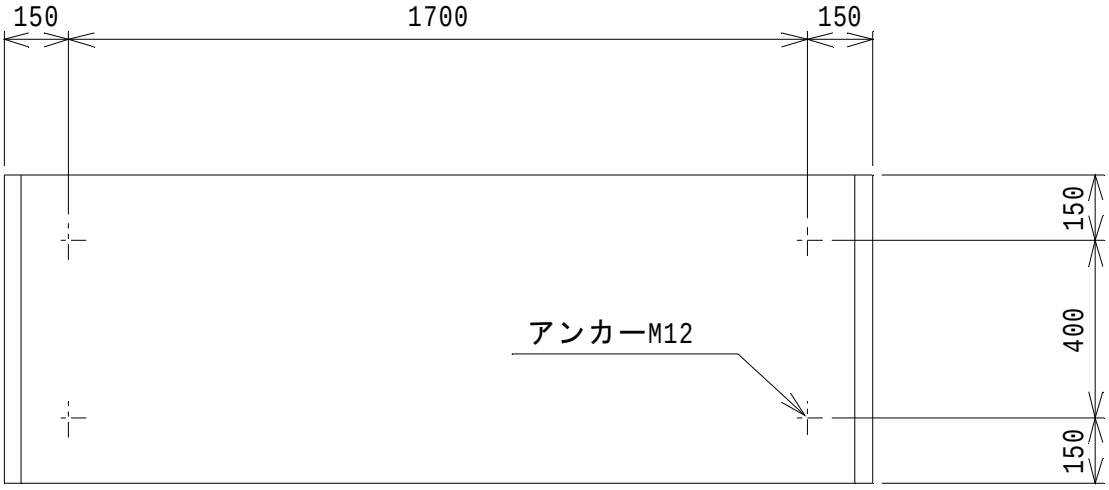
※ アンカーボルトの規格は、対象とする地震動、固定条件、盤重量、寸法によっては様々な規格となるが、統一した方が製造の品質や施工性はよい。したがって、一般的にはM12がメーカーの標準規格となっている。

(3) 計算結果

前述した設計用水平地震力（F_H）と設計用鉛直地震力（F_V）に基づき、アンカーの引抜き力を算出し、アンカーの引張応力とせん断応力の照査を行い、アンカー径と本数を以下のように決定した。

アンカー径　計算結果一覧表

設　備　名	アンカー径（mm）	アンカー本数	
ポンプ操作盤	M12	4 本	



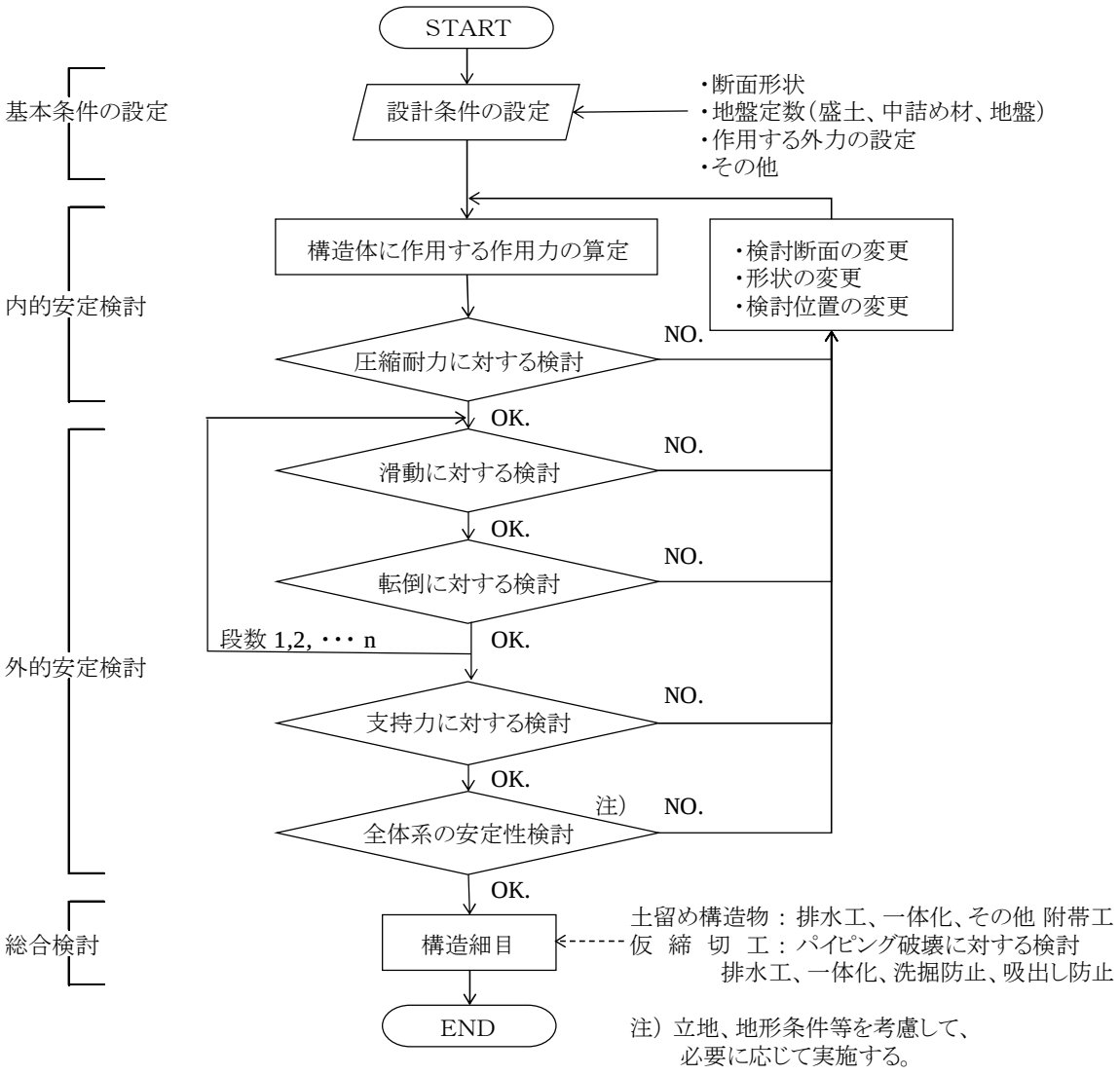
【３】仮設土留めに大型土のうを使用した場合の安定照査について

１．基本的な考え方

大型土のうを用いた仮設土留め構造物の設計手法については、指針等で示されていないが、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル　～平成 24 年～　(財)土木研究センター P27～48 には、次のフローチャートが示されている。

なお、応急工事であっても安全性確保のためであるので対象とする。

①　大型土のうを用いた仮設土留め構造物の標準的な設計の手順は次のとおり。



②　仮設土留め構造物として大型土のうを適用する場合には、盛土高さ８ｍ程度までとし、かつ、１：0.5 より緩い勾配を設計の適用範囲とする。

③　安定検討に適用する構造体の安全率及び許容値は、仮設構造物として短期的な扱いであることから、次の値とする。

項　　目	安全率及び許容値	備　　考
袋体の圧縮耐力	安全率　Ｆs≧1.5	
滑　　動	安全率　Ｆs≧1.2	
転　　倒	偏心距離　ｅ≦B／3	B：基礎部の底面幅
支　持　力	安全率　Ｆs≧2.0	
構造体を含む全体安定	安全率　Ｆs≧1.05	円弧すべり

ここがポイント

仮設土留めに大型土のうを使用した場合の安定照査については、参考文献等の設計の手順に準じて行う。

①　大型土のうを用いた仮設土留め構造物の設計の適用条件は、土留め構造物、仮護岸工として適用する場合は盛土高さ８ｍ程度まで、仮締切工として適用する場合には仮締切り堤高さ３ｍまでとし、かつ、１：0.5 より緩い勾配とする。

②　構造体の設計に当たっては、原則として、使用目的との適合性、構造体の安全性について、設計に用いる荷重に対して、構造体の安全率及び許容値を満足することを照査する。

③　照査は、内的安定性、外的安定性（滑動、転倒、支持力に対する検討）、支持地盤を含む全体安定検討、構造細目について行う。

④　従来の大型土のうは紫外線に対する耐久性が乏しい（紫外線防止剤なし）ので工事期間が 1 年未満の使用に限定される。

⑤　マニュアルは、使用期間が 3 年未満の仮設物で、土のうの原料がポリプロピレン、ポリエステル、ポリエチレンで製造されている場合に適用される。

参考文献

・耐候性大型土のう積層工法　設計・施工マニュアル　～平成 24 年～
(財)土木研究センター

・道路土工要綱　～平成 21 年 6 月～　日本道路協会

・道路土工－盛土工指針　～平成 22 年 4 月～　日本道路協会

・道路土工－擁壁工指針　～平成 24 年 7 月～　日本道路協会

・護岸の力学設計法　～平成 19 年 11 月～　(財)国土技術研究センター

・災害復旧事業等における「耐候性大型土のう」設置ガイドライン　～平成 18 年 3 月～
(社)全国防災協会