

設 計 便 覧 (案)

第 1 編 土 木 工 事 共 通 編

近 畿 地 方 整 備 局

第 1 編 土木工事共通編 目次

第 1 章 設計一般

はじめに

第1節 設計書添付図面（標準）	1- 1
1. 設計書添付図面の作成要領	1- 1
1-1 適用範囲	1- 1
1-2 図面の種類	1- 1
1-3 図面の大きさ	1- 1
1-4 図面の正位	1- 2
1-5 輪郭と余白	1- 2
1-6 表題欄	1- 2
1-7 縮尺	1- 4
2. 設計図面記載要領	1- 5
2-1 設計図面記載要領	1- 5
2-2 記載注意事項	1- 14
2-3 変更工事の図面	1- 15
2-4 図面整理	1- 16
2-5 図面の袋入	1- 16
3. 参考資料	1- 17
3-1 国際単位系（S I）	1- 17
3-2 異形棒鋼の標準寸法および単位質量	1- 18
3-3 鋼板の質量	1- 19
3-4 形鋼の単位質量	1- 22
3-5 U形鋼矢板の寸法および断面性能	1- 30
3-6 鋼管杭寸法および断面性能	1- 30
第2節 適用示方書・指針等（参考）	1- 34
1. 共通事項	1- 34
2. 共通	1- 34
3. 河川関係	1- 36
4. 道路関係	1- 39
5. 電気関係	1- 44
6. 河川関係工種別（河川、砂防、海岸）	1- 45
7. 道路関係工種別	1- 46
第3節 許容応力度等（標準）	1- 47
1. 一般事項	1- 47
2. コンクリート設計基準強度について	1- 47
3. 鉄筋の許容応力について	1- 48

第4節 鉄筋コンクリート関係 (標準)	1- 53
1. 配筋の仕様	1- 53
2. ユニット鉄筋の仕様	1- 54
3. 鉄筋の継手	1- 55
第5節 土工関係 (標準)	1- 57
第6節 コンクリートの適用範囲 (標準)	1- 58
第7節 プレキャスト部材の適用 (標準)	1- 60
第8節 新技術の活用 (標準)	1- 62
1. 設計業務における新技術の積極的な活用検討	1- 62
2. 設計業務における「設計比較対象技術」の活用促進	1- 63
第9節 建設リサイクルの推進 (標準)	1- 64
1. 建設副産物抑制に対する国土交通省の取組み	1- 78
2. 建設リサイクル推進計画 2008	1- 78
3. 建設リサイクルガイドライン	1- 80

第 2 章 仮 設 構 造 物

第1節 共 通 事 項 (標準)	2- 1
1. 定 義	2- 1
2. 山留め工法の選択	2- 1
2-1 地盤条件の調査	2- 1
2-2 環境条件の調査	2- 2
2-3 山留め部材の最小部材	2- 7
3. 山留めの設計手法	2- 8
4. 仮設構造物に用いる土質定数	2- 9
4-1 土の単位体積重量	2- 9
4-2 砂質土のせん断抵抗角	2- 9
4-3 粘性土の粘着力	2- 10
5. 荷 重	2- 11
5-1 荷重の種類	2- 11
5-2 死 荷 重	2- 12
5-3 活 荷 重	2- 12
5-4 衝 撃	2- 14
5-5 慣用法に用いる土圧および水圧	2- 14
5-6 弾塑性法に用いる土圧および水圧	2- 16
5-7 温 度 変 化	2- 19
6. 設計計算に用いる物理定数	2- 20
7. 許 容 応 力 度	2- 21
7-1 仮設構造物鋼材の許容応力度	2- 21
7-2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材	2- 24
7-3 せん断力を受ける部材	2- 25
7-4 コンクリートおよびソイルセメントの許容応力度	2- 25
7-5 木材の許容応力度	2- 26

8. 山留め工設計に関する一般事項	2- 27
8-1 山留め壁と構造物との間隔	2- 27
8-2 余掘り量	2- 27
8-3 山留め壁の許容変位量	2- 28
8-4 山留め壁の部材計算	2- 28
8-5 山留め壁および中間杭の支持力	2- 33
8-6 山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重	2- 39
8-7 山留め壁の鉛直荷重分担幅	2- 39
9. 掘削底面の安定	2- 40
9-1 設計の基本	2- 40
9-2 ボイリングの検討	2- 42
9-3 ヒービングの検討	2- 43
9-4 被圧地下水による盤ぶくれの検討	2- 44
9-5 パイピングの検討	2- 45
第2節 慣用法による土留めの設計(標準)	2- 46
1. 親ぐい横矢板土留め(標準)	2- 46
1-1 定義	2- 46
1-2 各部の名称	2- 46
1-3 材料	2- 46
1-4 土留ぐい	2- 47
1-5 土留板	2- 49
1-6 腹起しおよび切ばり	2- 49
2. 鋼矢板土留め(標準)	2- 54
2-1 定義	2- 54
2-2 鋼材の最小断面および鋼矢板の継手	2- 54
2-3 自立式土留め工	2- 55
2-4 控え鋼矢板	2- 59
2-5 仮設(グラウンド)アンカー	2- 62
3. 小規模土留め	2- 68
3-1 適用範囲	2- 68
3-2 使用部材	2- 68
3-3 荷重	2- 68
3-4 設計	2- 69
第3節 弾塑性法による土留めの設計(標準)	2- 70
1. 設計の基本	2- 70
2. 根入れ長の決定	2- 70
3. 土留め壁の断面力および変形の算定	2- 72
4. 設計定数の設定	2- 74
5. 支保工設計に用いる荷重	2- 78

第4節 仮締切（標準）	2- 78
1. 定 義	2- 78
2. 仮 締 切 堤	2- 79
2-1 目 的	2- 79
2-2 適 用 範 囲	2- 79
2-3 仮 締 切 の 設 置	2- 79
2-4 構 造	2- 79
2-5 設 計 条 件	2- 82
3. 鋼矢板二重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））	2- 85
3-1 鋼矢板二重式工法の設計	2- 85
3-2 許容応力度、安全率	2- 86
4. 鋼矢板一重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））	2- 86
4-1 鋼矢板一重式工法の設計	2- 86
4-2 受働土圧に対する検討	2- 86
5. 仮締切工（河川堤防に係わらない工事の仮締切）	2- 87
5-1 目 的	2- 87
5-2 適 用 範 囲	2- 87
5-3 仮締切工の構造	2- 87
5-4 設 計 水 位	2- 88
5-5 設 計 計 算	2- 88
6. その他の仮設備（参考）	2- 89
第5節 路面覆工（標準）	2- 90
1. 定 義	2- 90
2. 設計のための事前調査	2- 90
3. 各 部 の 名 称	2- 90
4. 荷 重	2- 91
5. 覆 工 受 桁	2- 91
5-1 覆工受桁の設計	2- 91
5-2 覆工受桁のたわみ	2- 91
5-3 地下埋設物と覆工受桁	2- 92
5-4 覆工受桁の補強	2- 92
5-5 桁受けの設計	2- 92
5-6 ボルトの設計	2- 92
第6節 仮 橋（参考）	2- 94
1. 定 義	2- 94
2. 仮 橋 の 分 類	2- 94
3. 設計のための事前調査	2- 94
4. 荷 重	2- 95
4-1 荷 重 の 種 類	2- 95
4-2 衝 撃	2- 95
4-3 地 震 荷 重	2- 95
4-4 その他水平荷重	2- 96
5. 許 容 応 力 度	2- 96

6. 設計基本事項	2- 96
6-1 仮橋各部の名称	2- 96
6-2 幅員と覆工受けたおよびくいの間隔	2- 97
6-3 標準支間	2- 97
6-4 最大勾配	2- 98
6-5 けた下空間	2- 98
7. 使用部材	2- 98
7-1 鋼材	2- 98
7-2 覆工板	2- 98
8. 覆工受けたの設計	2- 99
8-1 設計一般	2- 99
8-2 応力の計算	2- 99
9. たわみ	2- 99
10. けた受けの設計	2-100
11. ボルトの設計	2-101
12. 斜材・水平継材の設計	2-101
13. 安全設備	2-103
14. 床版	2-103
15. くいの設計	2-103
15-1 くいの支持力	2-103
15-2 くい本体の設計	2-103
16. 橋台の設計	2-107
第7節 支保工(参考)	2-107
1. 定義	2-107
2. 設計のための事前調査	2-107
3. 荷重	2-107
3-1 荷重の種類	2-107
3-2 死荷重	2-107
3-3 活荷重	2-108
3-4 水平荷重	2-108
4. 使用材料	2-109
5. 支保工の種類	2-109
5-1 分類	2-109
5-2 支保工の選定	2-111
6. 許容応力度	2-112
7. 三角トラス設計基本事項	2-117
7-1 横桁の設計	2-117
7-2 主桁の設計	2-117
7-3 ジャッキ受け桁の設計	2-117
7-4 方杖材の設計	2-117
7-5 垂直材の設計	2-117

第8節 水替工（参考）	2-117
1. 設計のための事前調査	2-117
2. 水替工法の種類	2-118
3. 排水工法の選定	2-119
4. 排水量	2-120
4-1 排水量の算定	2-120
4-2 透水係数の推定	2-120
4-3 排水量の算定方法	2-121
4-4 数式解法による算定	2-121
第9節 防護施設（参考）	2-128

第 3 章 附 属 資 料

第1節 設計計算フローチャート	3- 1
1. 土留め工法の選定フローチャート	3- 1
2. 土留めの設計計算フローチャート	3- 2
3. 路面覆工の設計計算フローチャート	3- 3
4. 仮橋の設計計算フローチャート	3- 4
5. 支保工の設計計算フローチャート	3- 4
6. 水替工法の設計計算フローチャート	3- 5
第2節 設 計 計 算 例	3- 6
1. 山 留 め	3- 6
1-1 親ぐい横矢板土留工	3- 7
1-2 鋼 矢 板 土 留 工	3- 40
1-3 自立式鋼矢板土留工	3- 64
1-4 控え鋼矢板土留工	3- 69
1-5 弾塑性法による切ばり式土留め工設計	3- 79
1-6 仮 締 切	3- 94
2. 路 面 覆 工	3-100
2-1 一 般 図	3-100
2-2 覆工受桁の検討	3-102
2-3 受桁受けの検討	3-105
3. 仮 橋	3-107
3-1 工事用仮橋の設計	3-107
3-2 一般供用仮橋の設計	3-116
4. 支 保 工	3-122
4-1 鳥居型支保工	3-122
4-2 桁式支保工	3-126
4-3 簡易鋼ベント(16型)	3-128
4-4 三 角 ト ラ ス	3-130
4-5 橋梁上部工支保工	3-143
4-6 支保工の分類	3-150
5. 水 替 工	3-155
5-1 設 計 条 件	3-155
5-2 仮想井戸半径	3-155
5-3 影 響 半 径	3-156
5-4 排水量の算定	3-156
5-5 ポ ン プ 台 数	3-156
6. 鋼 矢 板 現 場 溶 接 継 手	3-157
6-1 現場溶接継手計算方法	3-157
6-2 現場溶接継手計算例	3-161

土木構造物設計にあたっての基本的な考え方について

■はじめに

- 厳しい財政事情が続く中、地域の実情に応じた適切な土木構造物とするなど公共工事のコスト削減を進め、限られた予算で、効率的な執行により、着実に必要な社会資本整備を進めることが求められている。
- また、老朽化する社会資本が急増する中、国民の安全安心へのニーズや将来の維持管理・更新費が増大することへの対応が求められており、計画段階から維持管理の確実性及び容易さを考慮することが重要である。
- さらに、民間企業による品質の向上やコスト削減に向けた技術革新（新技術）が進展しており、積極的な活用が必要である。
- 一方で、行き過ぎたコスト削減は品質の低下（安全性）、サービス水準の低下、維持管理の確実性及び容易さでの問題を招くおそれがある。
- 上記については、すでに個々に実施して一定の成果を上げているものの、今後、さらなる財源の制約から、計画段階から建設費のみならず管理・災害まで考えた、生涯にわたるコスト削減等の抜本的な取り組みが求められている。

以上の背景から、品質を確保しつつ、維持管理を踏まえたライフサイクルコストの削減を積極的な姿勢で取り組むものとする。

1. 基本的な考え方

コストと品質の観点から、良質な社会資本を効率的に整備・維持することを目指しており、施策の実施にあたっては、社会資本が本来備えるべき供用性、利便性、安全性、耐久性、環境保全、省資源、美観等の所要の基本性能・品質の確保を図ることとする。

以下、基本的な考え方を示す。

- ① コスト削減を考慮しつつ品質を確保した設計とする。
- ② サービス水準、維持管理の確実性及び容易さを考慮した設計とする。
- ③ 地域特性、現場状況を考慮した設計とする。
- ④ 新技術・新工法・新材料を活用するための検討を行うものとする。

設計便覧（案）利用上の留意事項について

■設計便覧（案）の取り扱い上の留意事項

設計便覧（案）の利用にあたっては、各章節において「標準」、「参考」、「資料」と区分して記載しているが、これは便覧（案）を活用するにあたって、その取り扱いを明確にするために下記主旨により各編・各節に付記している。

「標準」：地方整備局として優先して統一運用すべき事項である。従って、複数記述のあるものは、地域特性等を勘案して選定するものとし、特別の理由のない限り、この新設計便覧（案）によって運用していただきたい事項である。

「参考」：過去の実施事例、他の文献より記述しているものであるが、当該地域の施工条件、地域特性等を加味し、弾力的に運用していただきたい事項である。

「資料」：内容については、今後さらに検討を要するものであり、運用にあたっては、十分検討の上実施されたい事項である。

■道路橋示方書の改訂に関して

道路橋示方書・同解説（H24.4以降に改訂版発刊予定）の改訂内容は反映されていないため、内容が便覧と異なった場合は便覧の内容を読み替えること。

道路橋示方書の主な改訂内容については、巻末資料を参照のこと。

第 1 章 設計一般

第1章 設計一般

第1節 設計書添付図面（標準）

1. 設計書添付図面の作成要領

1-1 適用範囲

設計書添付図面は本要領により作成する。

（解説）

- (1) 設計製図は本要領によるほか、J I S A 0101「土木製図通則」、土木学会制定「土木製図基準」及び国土交通省制定「CAD製図基準（案）」による。
- (2) 国土交通省土木構造物標準設計、近畿地方整備局土木工事標準設計図集に収録されている場合は、その呼び名を明示することにより、構造物等を省略することが出来る。

1-2 図面の種類

図面の種類は次の通りとする。

- (1) 位置図
- (2) 平面図
- (3) 縦断面図
- (4) 標準横断面図
- (5) 横断面図
- (6) 一般図
- (7) 構造物図（詳細図を含む）
- (8) その他

（解説）

構造物図（詳細図を含む）は、鉄筋加工表ではなく、鉄筋長の解る加工図及び鉄筋重量を記載した鉄筋表を添付する。

1-3 図面の大きさ

図面の仕上り寸法は原則として下表に示すものとする。

表 1-1-1 図面の仕上り寸法

（単位：mm）

A列サイズ(第1類)		特別延長サイズ(第2類)		例外延長サイズ(第3類)	
呼び方	寸法 a×b	呼び方	寸法 a×b	呼び方	寸法 a×b
				A0X2	1189X1682
				A0X3※	1189X2523
A0	841X1189			A1X3	841X1783
				A1X4※	841X2378
A1	594X841			A2X3	594X1261
				A2X4	594X1682
				A2X5	594X2102
A2	420X594	A3X3	420X891	A3X5	420X1486
		A3X4	420X1189	A3X6	420X1783
				A3X7	420X2080
A3	297X420	A4X3	297X630	A4X6	297X1261
		A4X4	297X841	A4X7	297X1471
		A4X5	297X1051	A4X8	297X1682
				A4X9	297X1892
A4	210X297				

注)※ この大きさは、取り扱い上の不都合があるので、なるべく使用しない。

JIS Z 8311:1998「製図—製図用紙のサイズ及び図面の様式」

出典：[1-3]
CAD製図基準（H20.5）
P5

(解説)

設計図面の部数が著しく多くなる場合は、原寸の図面に加えて、マイクロ写真及び写真によるタイプオフセット（PTO）印刷、CADの縮小打ち出し等により、図面を（A-3）版程度に縮小したものを追加する事が出来る。

必要に応じ長手方向に延長することが出来る。

1-4 図面の正位

図面は、その長辺を横方向においた位置を正位とする。ただし、高さの大きい構造物等を示す場合には、関係者間協議の上、短辺を横方向においた位置に正位を変えることができる。

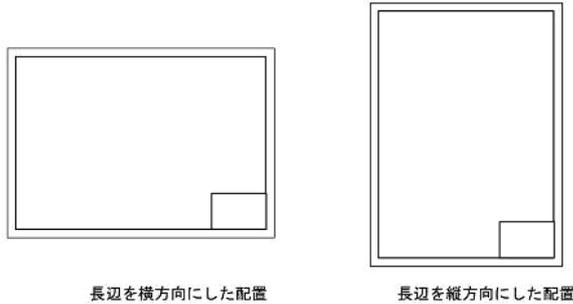


図 1-1-1 図面の正位

(解説)

土木製図基準においては、図面の正位は長辺を横方向、または縦方向どちらにおいてもよいと記載されている。しかし、本便覧では、長辺を横方向においた位置を正位とする。

1-5 輪郭と余白

図面には輪郭を設ける。輪郭線は実線とし、線の太さは 1.4mm とする。

輪郭外の余白は 20mm 以上とする。

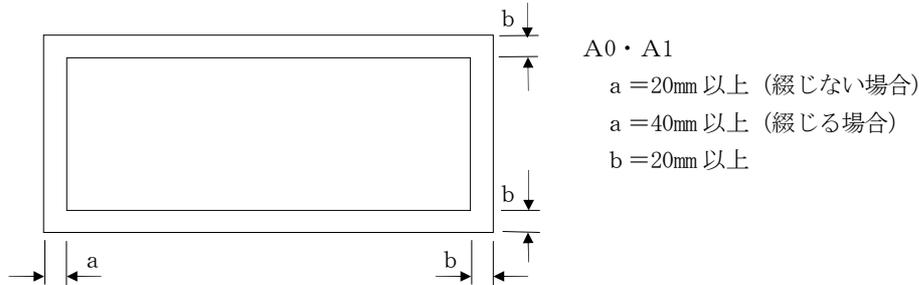


図 1-1-2 輪郭と余白

1-6 表題欄

- (1) 表題欄の位置 表題欄は、図面の右下隅にある輪郭線に接して記載する。
- (2) 記載事項 表題欄は、以下の項目について記載することを原則とする。
 - (工事名) 業務名又は、工事件名を記載する。
 - (図面名) 図面名称を記載する。
 - (縮尺) 紙出力する際の縮尺を記載する。
 - (図面番号) 図面番号(全ての図面の通し番号)、図面総数を記載する。
 - (作成年月) 図面を作成した日付を記載する。
 - (会社名) 作成責任者である施工会社名を記載する。「契約時の図面では無記入」

出典：[1-4]
CAD製図基準 (H20.5)
P6

出典：[1-5]
CAD製図基準 (H20.5)
P7

出典：[1-6]
CAD製図基準 (H20.5)
P8に加筆

(事業者名) 図面の法的所有者である事務所名を最下段に記載する。

(3) 表題欄の寸法及び様式は、以下を原則とする。

当初設計の場合

工事名	〇〇〇工事			10
図面名	〇〇〇〇〇〇図			10
作成年月日	平成 年 月 日			10
縮尺	1/〇〇〇	図面番号	〇〇葉之内〇〇	10
会社名				10
事業者名	近畿地方整備局 〇〇〇〇事務所			10
	20	30	20	30
	100			

(単位:mm)

設計変更の場合

				10
	(第〇回) 変更			10
工事名	〇〇〇工事			10
図面名	〇〇〇〇〇〇図			10
作成年月日	平成 年 月 日			10
縮尺	1/〇〇〇	図面番号	〇〇葉之内〇〇	10
会社名				10
事業者名	近畿地方整備局 〇〇〇〇事務所			10
	20	30	20	30
	100			

(単位:mm)

参考：CAD製図基準（案）

出典：[1-6]
CAD製図基準（H20.5）
P8

1-7 縮 尺

図面の尺度は、共通仕様書に示す尺度(縮尺)を適用する。尺度は、JIS Z 8314:1998 「製図-尺度」に準ずる。

出典：[1-7]
CAD製図基準（H20.5）
P10

(解説)

図面の着色は、業務成果のうち、1部に限り行なうものとし、工事実施にあたっては、必要に応じ着色するものとする。CADで図面を作図する場合は実寸で作図することが多いが、ここで定める尺度とは紙に出力する場合の尺度(縮尺)のことである。

尺度は、図形の大きさ(長さ)と対象物の大きさ(長さ)との割合を指し、倍尺、現尺、縮尺に分類される。このうち縮尺とは対象物の大きさ(長さ)よりも小さい大きさ(長さ)に図形を描く場合の尺度を指し、作図される図形の寸法とその実物の縮小比を示し、一般的には図形寸法を1として表現する。

共通仕様書で尺度(縮尺)が明確に定められていない図面(例えば「1:200~1:500、適宜」等と表現されている図面等)については、土木製図基準に示される尺度のうち、適当な尺度(縮尺)を用いる。

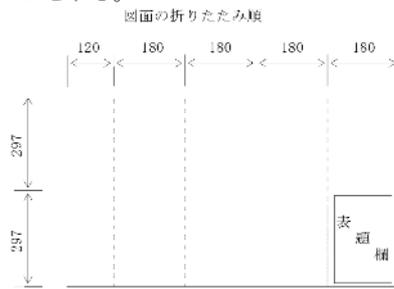
工種ごとの図面の尺度は、「2 道路編」、「3 構造編」、「4 河川・海岸・砂防編」、「5 都市施設編」の必要図面一覧、各図面の尺度の項目を参照する。

土木製図基準では、1:Aにおいて、Aは1×10n、2×10n、5×10n(nは整数)をなるべく優先し、1.5×10n、2.5×10n、3×10n、4×10n、6×10nを次善としている。また、JIS Z 8314では1:10√2、1:200√2、1:5√2のように√2倍するAの値を許しているが、これは写真操作で拡大・縮小することを考慮したものである。

また、図面内に複数の尺度(縮尺)が存在する場合には、図の上部に記載する表題の近傍に表題より少し小さい文字の大きさと尺度(縮尺)を併記する。

1-8 図面の折りたたみ (参考)

折りたたんだ図面は幅 180mm、長さ 297mm とする。



A 1版を例示

2. 設計図面記載要領

2-1 設計図面記載要領

設計書添付図面は本記載要領により記載する。

(解 説)

図面の着色は、業務成果のうち、1部に限り行なうものとし、工事実施にあたっては、必要に応じ着色するものとする。

(1)河川工事の部

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
掘	位置図	1/50,000	施 工 箇 所	(着色) 施工箇所……………朱書
	平面図	1/2,500 以下	方 位、 流下方向、 距離標、測点、 改修計画法線、 掘削捨土箇所、延長、 仮橋位置	仮橋のある場合は別途詳細図を附記すること。 捨土箇所が築堤工事と関連する場合はこの区間を青色で表わし、工事名は朱書し、又前後に関連ある他の工事がある場合は全て図示する。 (着色) 掘削箇所……………朱色 捨土(又は盛土)箇所…青色 搬 路……………太い青線 仮橋位置……………朱書 (関連ある別途設計のものは破線)
	縦断面図	縦 1/100 程度 横 1/1,000 程度	H. W. L.、 L. W. L.、 地盤高、 河床勾配、 堤防天端高、 掘削基面高、 計画河床高、 計画高水敷高、 構造物位置、名称、寸法、 工事施工範囲	前後の掘削工事と関連ある場合は、その工事名及び掘削基面又護岸工事のある場合はその基礎高を図示すること。 (着色) 掘削箇所……………朱色
削	横断面図	1/100 ～ 1/1,000	H. W. L.、 H. W. L.、 河川断面、 掘削断面、 改修計画断面	河川断面は細い実線 掘削断面は太い実線 改修計画断面は細い1点破線 諸寸法、法勾配は少なくとも1枚につき1箇所は記入する。 尚標準断面図で表示してもよい。 (着色) 掘削断面……………朱色

工種	図面種別	縮尺	記載事項	備考
築堤	位置図	1/50,000	施工箇所	(着色) 施工箇所……………朱書
	平面図	1/2,500 以下	方位、 距離標、 測点、 流下方向、 施工箇所、延長、 堤防法線、 仮橋位置、 仮ベンチマークの位置、 曲線諸元	採土箇所が掘削工事と関連ある場合は、その箇所を朱色で表わし、工事名を朱書すること。 又前後（上下流側）に他の工事がある場合は全て図示すること。 (着色) 築堤盛土箇所……………青色 仮橋位置……………朱書 搬路……………青実線 掘削箇所……………朱色 (関連ある別途設計は破線)
	縦断面図	縦 1/100 程度 横 1/1,000 程度	H. W. L.、河床勾配、 計画堤防高、 施工天端高、 高水勾配、 地盤高、 計画河床高、計画高水敷高、 潮位、 構造物の位置、名称、寸法、 工事施工範囲	その箇所に護岸工事がある場合、その天端及び基礎高を図示のこと。 (着色) 築堤盛土箇所……………青色
	標準断面図	1/50 程度 1/100 程度	現地盤、H. W. L.、 改修計画断面、 施工断面、形状寸法、 法勾配、芝付区分、 用地境界	現地盤線は細い実線 改修計画断面は細い一点破線 施工断面は太い実線 用地境界は細い一点破線
横断面図	縦横共 1/100 又は 1/200	盛土断面、 現地盤（既設工断面）、 H. W. L.、L. W. L.、 芝付面、 掘削断面、 用地境界	施工断面は太い実線 現地盤（既設工断面）は細い実線 用地境界線は細い一点破線 (着色) 盛土断面……………青色 掘削断面……………朱書 芝付面張芝……………緑実線 筋芝……………緑点線	
護岸	位置図	1/50,000	施工箇所	(着色) 施工箇所……………朱書
	平面図	1/2,500 以下	方位、 流下方向、 施工箇所延長、 距離標測点、 その前後の別途設計工事、既設護岸、水制、樋門等構造物、治水上必要な構造物は全て明記、 仮ベンチマークの位置、 曲線諸元、土質調査位置	河川の状況が分るように施工箇所の上下流、少なくとも施工延長と同等程度を図示すること。 (着色) 施工箇所……………朱書 別途設計工事、既存護岸 } ……黄色 水制、樋門等の構造物

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
護 岸	縦断面図	縦 1/100 程度 横 1/1,000 程度	H. W. L.、L. W. L.、 計画築堤高、 現堤防高、 計画護岸高、 計画高水敷高、 施工護岸高(構造物の位置、 名称、寸法)、 基礎高、 河床勾配、現況地盤高、 計画掘削基面高、 高水勾配、計画河床高、 潮 位、 土質柱状図	計画掘削基面高とは、掘削工事がある 場合の基面高をいう。又工事箇所の上 下流に護岸工事がある場合は、工事名、 天端高、基礎高を記入のこと。
	詳細 (標準) 断面図	1/50 以下	法勾配、H. W. L.、 L. W. L.、 現地盤面、芝付、形状寸法、 計画堤防断面	根入れ深さを明記のこと。 計画堤防断面は細い一点破線、他は横 断面図を参照。
	横断面図	縦横共 1/100 又は 1/200	H. W. L.、L. W. L.、 現地盤、 現在堤防断面、 計画護岸、 施工断面、 潮 位	現地盤(既設工事断面)は細い実線 施工護岸断面は太い実線 未施工部は細い点線 (着色)盛土断面……………青 他は築堤部参照
構 造 物	位置図	1/50,000	施 工 箇 所	(着色) 施工箇所……………朱書
	平面図	1/500 以下	方位、施工箇所、 流下方向、関係水路、 堤防法線、 仮ベンチマークの位置、 構造物関係位置、 諸寸法、 土質調査位置図	施工箇所…朱書…関係構造物 関係水路…青色
	縦断面図	縦 1/100 横 1/1,000	H. W. L.、L. W. L.、 基礎高、河床勾配、高水勾 配	
	一般図	1/500 以下	H. W. L.、L. W. L.、 基礎杭長、寸法、地質図、 河川断面構造物形状、 諸寸法	
	構造図	1/100 以下	寸法、内水位、外水位地盤 高、断面(堤防)、 側面図、平面図、正面図、 断面図、材料表(鉄筋表)、 堤防断面、その他の詳細図	

(2) 砂防工事の部

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
堰 堤 工 事	位 置 図	1/50,000 以下	施工位置、 堰堤名、 附近の既設堰堤	(着色) 施工位置、堰堤名……朱書 既設堰堤……………黒色
	平 面 図	1/1,000 以下	方位、測点（距離標）、 推定貯砂区域、 仮ベンチマークの位置	測点（距離標）は縦断面図に対応したもの。 (着色) 推定貯砂区域……………朱色
	縦断面図	縦 1/200 横 1/1,000	河床、堤体、 推定貯砂勾配	
	構 造 図	1/200 以下	河川断面、岩盤線、中 心線寸法（正面図、平 面図、断面図に分けて かくこと。）	既、未施工の3部分があるときは施工分を朱 色とし、既設工部分を薄墨とする。 正面図及び側面図には流量を記入すること。
山 腹 工 事	位 置 図	1/50,000 以下	施工箇所	(着色) 未施工箇所……………黄 色 竣功箇所……………薄墨色 施工箇所……………朱 色
	平 面 図	1/1,000 以下	施工区域	(着色) 施工区域……………朱 色
	標 準 断 面 図	1/50 以下	谷止石積、積石工、積 苗工、藁積苗工、筋工、 藁工等種別に詳細図を かくこと。	

(3)道路工事の部

工種	図面種別	縮尺	記載事項	備考
道路改良工事	位置図	1/50,000 以下	方位、施工箇所、延長(橋梁)	(着色) 施工箇所、延長、採取土箇所、捨土箇所…朱
	平面図	1/1,000 又は 1/500	方位、工事起終点、測点、道路延長、構造物の位置、寸法、名称、曲線部、曲線設置諸元、仮ベンチマークの位置、切土、盛土部分、側溝、擁壁箇所	構造物等は異種毎に着色、色分けし凡例を附し施工箇所に明示し、その延長、形状、寸法を明記する。 工事起終点、構造物の名称、寸法延長、道路延長…明示 盛土部分…緑、切土部分…橙
	縦断面図	縦 1/100 ～ 1/200 横 1/500 ～ 1/1,000	工事起終点、現在地盤線、改良工事による計画高、構造物の位置名称、平面曲線設置諸元、縦断曲線	線形、単距離、追加距離、地盤高、計画高、勾配、拡幅量その他必要なもの 工事起終点
	標準断面図 (横断 定規図)	1/50 ～ 1/200	側溝、擁壁断面、寸法、法勾配、舗装厚、車道、歩道等の幅員、全幅員、道路中心線、横断勾配	暫定、完成断面の区分は実線、破線等による。
	横断面図	縦横共 1/100 ～ 1/200	中心線、測点番号、現在地盤線、用地境界、中心線に於ける現在地盤高、計画断面、施工断面、地下埋設物の位置(新設)	幅員等が一定な場合は、図面を上げた場合、中央部の上位になる断面について記入すればよい。異なる場合はその都度記入のこと。 必要に応じ、側溝、擁壁、底面高を記入する。 (着色) 盛土断面……………緑 切土 〃……………橙 既竣功部分……………薄墨
	構造図	1/50以下 ～ 1/200	土被り寸法、鉄筋表、添付すべき図面、正面図、横断面図、縦断面図(側面図)、平面図、配筋図、(鉄筋詳細図)	
道路補修工事	位置図	1/50,000 以下	方位、延長	
	平面図	1/1,000 以下	方位、工事起終点、距離標、測点延長、目地、舗装箇所、施工する構造物の位置、寸法、名称、仮ベンチマークの位置	(着色) 工事起終点地先名 施工箇所 構造物延長、寸法 } 朱

工種	図面種別	縮尺	記載事項	備考
道路補修工事	縦断面図	縦 1/20 横 1/1,000	道路改良工事と同じ	道路改良工事と同じ
	標準断面図 (横断 定規図)	1/50 以下	舗装厚、幅員構成、 構造物断面、寸法、 横断勾配	
橋梁下部工事	位置図	1/50,000 以下	方位、位置	位置…………… } 朱 本年度施工区間……
	平面図	1/1,000 以下	方位、河川流下方向、 堤防法線、角度、橋脚、 橋台位置、取付道路	
	一般図	1/200 ～ 1/500	H. W. L.、L. W. L.、 河川断面支間、井筒、 基礎杭長、橋脚寸法、 橋台寸法、桁下空間	地質図 親柱、高欄のデザイン未決定の場合は描く必要なし。
	構造図	1/20 ～ 1/1,000	寸法、角度、 平面図、正面断面図、 鉄筋詳細図	出来れば地質図を付けること。 細部、構造詳細図を含む。
橋梁上部工事	位置図	1/50,000 以下	橋梁下部工と同じ	橋梁下部工と同じ
	平面図	1/1,000 以下	”	”
	一般図	1/200 ～ 1/500	H. W. L.、L. W. L.、 河川断面桁下高、橋脚、 橋台、橋体寸法	支間、高欄、親柱 橋面縦断勾配
	一般断面図	1/20 ～ 1/100	床版、舗装厚、横断勾配、 高欄、親柱、桁高、 主桁間隔等	
	構造図	1/50 以下	構造詳細図、杓構造図等	鋼材料表
トンネル工事	位置図	1/50,000 以下	方位、位置、延長、幅員	位置、延長、幅員……………朱
	平面図	1/1,000 以下	方位、トンネル延長、 切上げ延長	トンネル延長 } ……………朱 切上げ延長
	縦断面図	縦 1/100 ～ 1/200 横 1/1,000	工事起終点、拱頂線、 地質図、覆工、その他 改良工事と同じ	道路改良工事と同じ
	標準断面図	1/30 ～ 1/50	覆工、掘削順序、幅員 構成、寸法、舗装、側 溝	支保工断面図と重複させても良い。

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
トンネル工事	横断面図		道路改良工事と同じ	
	坑内詳細図	1/50以下	寸法、正面、平面、側面図、鉄筋詳細図、鉄筋表、その他	
	支保工詳細図	1/50以下	諸寸法	坑内詳細図 仮設備関係
	型枠詳細図			
道路舗装工事	位置図 (一般平面図)	1/50,000以下	方位、 施工箇所延長	施工箇所延長……………朱
	平面図	1/500 ～ 1/1,000	方位、工事起終点、延長、測点、曲線設置諸元、仮ベンチマークの位置、構造物位置、寸法、目的	構造物位置、寸法は必要なもののみ
	縦断面図	縦1/20 横 1/1,000	道路改良工事と同じ	
	標準断面図	1/50以下	舗装厚、横断勾配、路盤、幅員構成、目地詳細図	
	横断面図	1/100 ～ 1/200	道路改良工事と同じ	

※下記については、参考図として設計図面の最後に添付する。

線形図、座標図、擁壁・法枠等の展開図、橋梁設計計画図、仮設図（指定仮設以外）

(4) 機械設備工事の部

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
水 門 設 備	位 置 図	1/50,000	施 工 箇 所	施工箇所…○印
	水 門 全 体 図	標準 1/300		側面図、平面図
	ゲ ー ト 一 般 図	” 1/50	主要寸法	平面図、正面図、側面図
	箱 抜 図	” 1/50	主要寸法、差し筋寸法、本数	”
	操 作 盤	” 1/10 以下	寸法、厚、盤表示項目	機側、中央
	単 線 結 線 図		動力、制御	”
	操 作 フ ロー 図		制御	”
	配 管 配 線 図	標準 1/30 以下	寸法、一次側、二次側	
配管配線 系 統 図				
揚 排 水 ポ ン プ 設 備	位 置 図	1/50,000	施 工 箇 所	施工箇所…○印
	機 場 計 画 平 面 図	標準 1/100	主要寸法、施工部着色	
	機 器 据 付 平 面 図	標準 1/60	”	
	機 器 据 付 断 面 図	” 1/60	”	
	操 作 盤	” 1/20 以下	寸法、厚、盤表示項目	機側、中央
	箱 抜 図	” 1/50	主要寸法、差し筋寸法、本数	平面図、正面図、側面図
	単 線 結 線 図		動力、制御	
	操 作 フ ロー 図		制御	機側、中央
	配 管 配 線 図	標準 1/30 以下	寸法、一次側、二次側	
配管配線 系 統 図				
ト ン ネ ル 換 気 設 備	位 置 図	1/50,000	施 工 箇 所	施工箇所…○印
	換気装置 計測装置 配 置 図	標準 1/300	主要寸法	
	換気装置 据 付 図	標準 1/50 以下	トンネル断面寸法、据付寸法	

工種	図面種別	縮 尺	記 載 事 項	備 考
トンネル換気設備	換気装置構造図 取付金具詳細図	標準 1/15 以下	寸法、名称、取付要領	
	操作盤	" 1/20 以下	寸法、厚、盤表示項目	機側、中央
	計測盤	"	"	
	単線結線図		動力、制御	
	操作フロー図		制御	
	配管配線図	標準 1/30 以下	寸法、一次側、二次側	
	配管配線系統図			
道路排水設備	位置図	1/50,000	施工箇所	施工箇所…○印
	機器据付平面図	標準 1/50	主要寸法	
	機器据付断面図	" 1/50	主要寸法	
	機器据付基礎図	" 1/50	"	
	操作盤	" 1/20 以下	寸法、厚、盤表示項目	機側、中央
	単線結線図		動力、制御	
	操作フロー図		制御	機側、中央
	配管配線図	標準 1/30 以下	寸法、一次側、二次側	
	配管配線系統図			
散水融雪設備	位置図	1/50,000	散水延長、取水位置	
	取水構造図	標準 1/50	ポンプピット図、貯水槽	河川水、井戸水別
	除塵設備	標準 1/20		河川水
	一般図			
	配管平面図	標準 1/1,000	送水管径、主要寸法延長	
	ポンプ据付図	1/50	主要寸法、ポンプ廻り配管	
	配管詳細図	1/10	送水管、散水管、バルブ等据付寸法	
	操作盤	1/10 以下	寸法、厚、盤表示項目	
	単線結線図		動力、制御	
	配管配線図	1/30 以下	寸法、一次側、二次側	
	配管配線系統図			

2-2 記載注意事項

設計図面記載については記載要領によるほか、記載注意事項による。

(1) 平面図

- (a) 測点の配置方向は、図面の左端を起点とし、右方に配置する。
- (b) 河川の堤防、護岸等は、下流を起点として上流に向かって追番号とする。
- (c) 道路は、起点から終点に向かって追番号とする。
- (d) 海岸は、海岸名ごとの起点から終点に向って追番号とする。
- (e) 明示の幅は、工事施工に必要な幅に余裕をもつ幅とする。
- (f) 座標系は世界測地系とする。

(2) 一般図

(a) 断面の視方向

- (イ) 砂防ダムは左岸方向をみる。
- (ロ) 樋門、樋管は堤外から堤内をみる。
- (ハ) 水制は堤体から流心方向をみる。

(b) 側面の視方向

- (イ) 橋梁は路線の起点を左側にしてみる。
- (ロ) 道路横断構造物は上流から下流方向をみる。
水制についても同じとする。

(c) 正面図の視方向

- (イ) 砂防ダムは下流から上流をみる。その他構造物等については、適用する基準類に準じる。

(3) 横断面図

横断面図の配置は、測点の番号順に矢印(→)の方向に配置する。また、原則として表題欄に重ならないようにする。

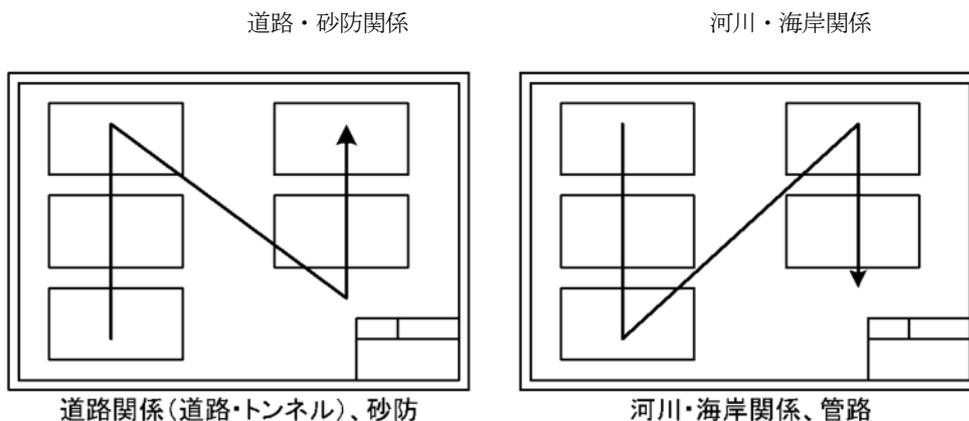


図1-1-3 横断面図

出典：〔(1)〕
CAD製図基準 (H20.5)
P4

出典：〔(3)〕
CAD製図基準 (H20.5)
P4

(a) 横断面の視方向

- (イ) 河川、護岸、堤防等は上流から下流方向をみる。
- (ロ) 砂防ダムは下流から上流方向をみる。
- (ハ) 海岸関係は、起点から終点方向をみる。
- (ニ) 道路関係は、起点から終点方向をみる。

(b) 横断箇所の最大間隔は次の通りとする。

- 河川関係 50m
- 海岸関係 50m
- 砂防関係 50m
- 道路関係 20m

(c) 用地境界線を記入する。

(4) 縦断面図

- (a) 図面上の測点配置方向は、平面図の配置方向に合致させるものとし、施工区間の前後の関係を
知ることのできる縦断区間を記載する。
- (b) 1枚の図面に平面図と縦断図を併記する場合は、原則として上段に平面図、下段に縦断図を
配置する。

(5) 構造図

- (a) 構造図は左上に側面、左下に平面、右上に断面図を画くものとする。
- (b) 橋梁の側面図は道路の起点側を左方として画くものとする。
- (c) 基礎の地質柱状図等の調査成果を記入するものとする。
- (d) 寸法線の配置
 - (イ) 寸法線は第一線を構造図より 15 mm (数字記入が内側になるものは 19 mm) 離し、寸法線と寸法
線との間隔は 6 mm とし、止むを得ないものの外、上下、左右共 3 段以内とする。
 - (ロ) 一番外側には必ず全体の寸法を表示する。
 - (ハ) 寸法の表示は必ず引出線で構造図の外に出し、内部には止むを得ないものの外書かない。
 - (ニ) 引出線が寸法線よりはみ出す長さは約 1 mm とする。
 - (ホ) 寸法線を数字により中断させないこと。
 - (ヘ) 斜構造の場合は斜度率を記入すること。

2-3 変更工事の図面

- (1) 構造に著しい変更があり、元設計図面を使用することが困難な場合は、新しい図面を作製すること。
この場合、変更契約図書には元設計図面をつけず、変更特記仕様書に「元設計図○葉之内○を抹
消」と記入する。
- (2) 元設計図面を使用することが出来る場合は、表題右上に変更、変 2 と記載し、変更箇所は朱書きで
元設計図面に明示する。

出典：〔4〕
CAD 製図基準 (H20. 5)
P4

(解説)

設計変更図面の表示 (例) ……元設計図面を使用する場合

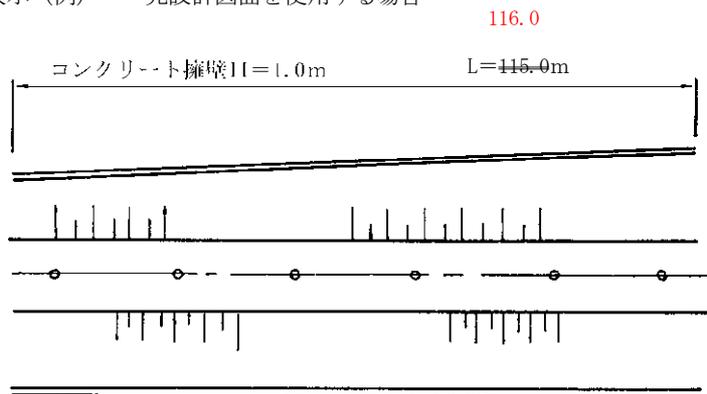


図 1-1-4 設計変更図面

当該変更数字を明瞭に判明できるように朱色で着色する。

2-4 図面整理

図面は次の順序で追番号をつけて整理する。

- (1)位置図
- (2)平面図
- (3)縦断面図
- (4)標準横断面図
- (5)横断面図
- (6)一般図
- (7)構造図 (詳細図を含む)
- (8)その他

2-5 図面の袋入

図面袋の表面には、添付図面の内容を次の様式により記入または添付する。

表 1-1-2 図面の袋入

工 事 名		
図 面 名	図 面 番 号	葉 数
位 置 図	1	1
平 面 図	2	1
○ ○ 図	3~5	3
○ ○ 図	6~8	3
○ ○ 図	9	1
○ ○ 図	10	1
○ ○ 図	11	1
○ ○ 図	12	1
○ ○ 図	13	1

3. 参考資料

3-1 国際単位系 (S I)

(1) 基準値・規格値等の表記方法

原則として S I のみによる表記とする。

(2) 換算係数と数値の丸め方

(a) 基準値・規格値の換算に関しては、数値の内容を十分に吟味し、原則として換算される数値の有効数字の桁数を損なわない程度に、換算前にあらかじめ丸めた換算係数を使用する。換算係数は J I S に従う。

(b) 上記方法によらず、有効数字の桁数が十分多い換算係数を用いて計算した後、J I S Z 8 4 0 1 「数値の丸め方」に従い数値を丸めてもよい。

(解 説)

(イ) 換算後の新たな基準値・規格値の決定は、当該基準値・規格値の役割（標準値の提示、上限・下限の規定等）を勘案して行われるべきものであり、最終的には当該技術基準の策定者の判断によるものであるが、関係する他の技術基準類と整合の上で行うものとする。

(ロ) 換算係数例

kgf (重量キログラム) を N (ニュートン) に換算する場合

9.80665 : 正確な換算係数

9.807 : 有効数字が 4 桁の換算係数

9.81 : 有効数字が 3 桁の換算係数

9.8 : 有効数字が 2 桁の換算係数

10 : 有効数字が 1 桁の換算係数

(ハ) 数値の丸めかた

単位の換算における数値の丸めかたは、換算される数値の有効数字を損なわないように有効数字の桁数+1 桁目を通常四捨五入する。(JIS Z 8401 数値の丸め方)

例 1 : 10.5tf を SI 換算する。(有効数字 3 桁)

$$10.5\text{tf} \times 9.81 = 103.005 = 103\text{kN}$$

例 2 : 35kgf/cm² を SI 変換する。(有効数字 2 桁)

$$35\text{kgf/cm}^2 \times 9.8 = 343\text{N/cm}^2 = 340\text{N/cm}^2$$

例 3 : (加・減算) 有効数字の末位を、四捨五入によって最も高い位にそろえてから、加・減算を行う。

$$7.28 + 24.6 - 0.364 = 7.3 + 24.6 - 0.4 = 31.5 \text{ (m)}$$

例 4 : (乗・除算) 有効数字の桁数を、四捨五入によって最も少ないものにそろえてから、乗・除算を行い、その結果も四捨五入によって同じ桁数にする。

$$\begin{aligned} 9.8765\text{(N)} \times 2.464\text{(m)} / 3.21\text{(s)} &= 9.88\text{(N)} \times 2.46\text{(m)} / 3.21\text{(s)} \\ &= 7.57\text{(N}\cdot\text{m/s)} \end{aligned}$$

(3) 質量と力の区別

質量と力の区別に関しては原則として以下を適用する。

- (a) 「重量」及び「重さ」という用語は、力（質量と重力加速度の積）の意味に用い、単位として N（ニュートン）を用いる。
- (b) 「重量」及び「重さ」という用語を質量の意味で用いる場合は、その用語を「質量」に改め、単位として kg、g、t を用いる。
- (c) 「荷重」という用語は、その内容に応じて、質量の意味で用いる場合には、その用語を「質量」に改め、力の意味で用いる場合にはそのままとする。

出典：〔(3)〕
建設事業における国際単位（S I）移行のガイド（H9.8）

(解 説)

(イ) 従来単位系では、質量と力を厳密に区別していない場合があるが、S Iはこの区別を厳密に行う単位系であり、S I移行に伴い用語の見直しも行う必要が生じる。

但し、作業の安全性に関わる事項については、新しい表記の決定にあたって、本項を一律に適用するのではなく、現場における作業の実状を考慮した現実的な対応を検討すべきである。

(ロ) 例えば、クレーンの吊り上げ能力については、本項によれば荷重（N）もしくは質量（t）で表記することになると考えられるが、関連する法規においては、今後も従来通り荷重（t）で表示することとしている。

3-2 異形棒鋼の標準寸法および単位質量

表 1-1-3 異形棒鋼の標準寸法および単位質量一覧

呼び名	公称直径 (d) mm	公称周長 (1) cm	公称断面積 (s) cm ²	単位質量 kg/m	節の平均 間隔の 最大値 mm	節の高さ		節のすき 間の和の 最大値 mm	節と軸線 との角度
						最小 値	最大 値 mm		
D 6	6.35	2.0	0.3167	0.249	4.4	0.3	0.6	5.0	45度以上
D10	9.53	3.0	0.7133	0.560	6.7	0.4	0.8	7.5	
D13	12.7	4.0	1.267	0.995	8.9	0.5	1.0	10.0	
D16	15.9	5.0	1.986	1.56	11.1	0.7	1.4	12.5	
D19	19.1	6.0	2.865	2.25	13.4	1.0	2.0	15.0	
D22	22.2	7.0	3.871	3.04	15.5	1.1	2.2	17.5	
D25	25.4	8.0	5.067	3.98	17.8	1.3	2.6	20.0	
D29	28.6	9.0	6.424	5.04	20.0	1.4	2.8	22.5	
D32	31.8	10.0	7.942	6.23	22.3	1.6	3.2	25.0	
D35	34.9	11.0	9.566	7.51	24.4	1.7	3.4	27.5	
D38	38.1	12.0	11.40	8.95	26.7	1.9	3.8	30.0	
D41	41.3	13.0	13.40	10.5	28.9	2.1	4.2	32.5	
D51	50.8	16.0	20.27	15.9	35.6	2.5	5.0	40.0	

出典：〔表 1-1-3〕
JIS G 3112

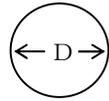
備考 公称断面積、公称周長及び単位質量の算出方法は、次による。

$$\text{公称断面積 (s)} = \frac{0.7854 \times d^2}{100} \quad ; \text{有効数字 4 桁に丸める。}$$

$$\text{公称周長 (1)} = 0.3142 \times d \quad ; \text{小数点以下 1 桁に丸める。}$$

$$\text{単位質量} = 0.785 \times s \quad ; \text{有効数字 3 桁に丸める。}$$

丸 鋼



Dは径

表 1-1-4 異形棒鋼の標準寸法および単位質量

径 mm	断面積 cm ²	単位質量 kg/m	径 mm	断面積 cm ²	単位質量 kg/m
6	0.2827	0.222	(45)	15.90	12.5
7	0.3834	0.302	46	16.62	13.0
8	0.5027	0.395	48	18.10	14.2
9	0.6362	0.499	50	19.64	15.4
10	0.7854	0.617	(52)	21.24	16.7
11	0.9503	0.746	55	23.76	18.7
12	1.131	0.888	56	24.63	19.3
13	1.327	1.04	60	28.27	22.2
(14)	1.539	1.21	64	32.17	25.3
16	2.011	1.58	65	33.18	26.0
(18)	2.545	2.00	(68)	36.32	28.5
19	2.835	2.23	70	38.48	30.2
20	3.142	2.47	75	44.18	34.7
22	3.801	2.98	80	50.27	39.5
24	4.524	3.55	85	56.75	44.5
25	4.909	3.85	90	63.62	49.9
(27)	5.726	4.49	95	70.88	55.6
28	6.158	4.83	100	78.54	61.7
30	7.069	5.55	110	95.03	74.6
32	8.042	6.31	120	113.1	88.8
(33)	8.553	6.71	130	132.7	104
36	10.18	7.99	140	153.9	121
38	11.34	8.90	150	176.7	139
(39)	11.95	9.38	160	201.1	158
42	13.85	10.9	180	254.5	200
			200	314.2	247

出典：[表 1-1-4]
JIS G 3191

3-3 鋼板の質量

表 1-1-5 鋼板の質量

計算順序	計算方法	結果のけた数
基本質量 kg/mm/m ² 単位質量 kg/m ²	7.85 (厚さ/mm、面積/m ² の質量) 基本質量 (kg/mm/m ²) ×板の厚さ (mm)	有効数字4桁の数値に丸める
面積 m ²	幅 (m) ×長さ (m)	〃
1枚の質量 kg	単位質量 (kg) ×面積 (m ²)	有効数字3桁の数値に丸める ただし 00~999kg は小数第1位、 1,000kg をこえるものはkgの整数値に丸める

表 1-1-6 鋼板の単位質量 (kg/m²)

t	kg/m ²	t	kg/m ²	t	kg/m ²	備 考
3	23.55	15	117.8	30	235.5	7.85kg/mm /m ²
4	31.40	16	125.6	32	251.2	
5	39.25	18	141.3	35	274.8	
6	47.10	19	149.2			
9	70.65	20	157.0			
10	78.50	22	172.7			
12	94.20	25	196.2			
13	102.0	27	212.0			
14	109.9	29	227.6			

表 1-1-7 平鋼の質量

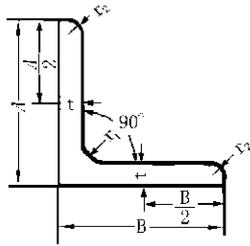
計 算 順 序	計 算 方 法	結 果 の け た 数
基本質量 kg/cm ² /m 単位質量 kg/m	0.785 (断面積 1 cm ² 長さ 1 m の質量) 基本質量 (kg/cm ² /m) × 断面積	有効数字 3 桁の数値に丸める
断面積 cm ²	幅 (mm) × 厚さ (mm) × $\frac{1}{100}$	有効数字 4 桁の数値に丸める
1 枚の質量	単位質量 (kg/m) × 長さ (m)	有効数字 3 桁の数値に丸める ただし 1,000kg をこえるものは kg の整数値に丸める

表 1-1-8 平鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量

標準断面寸法		断面積 cm ²	単位質量 kg/m												
厚さ mm	幅 mm														
4.5	25	1.125	0.88	9	180	16.20	12.7	16	300	48.00	37.7	25	180	45.00	35.3
4.5	32	1.440	1.13	9	200	18.00	14.1	19	38	7.220	5.67	25	200	50.00	39.2
4.5	38	1.710	1.34	9	230	20.70	16.2	19	44	8.360	6.56	25	230	57.50	45.1
4.5	44	1.980	1.55	9	250	22.50	17.7	19	50	9.500	7.46	25	250	62.50	49.1
4.5	50	2.250	1.77	12	25	3.000	2.36	19	65	12.35	9.69	25	280	70.00	55.0
6	25	1.500	1.18	12	32	3.840	3.01	19	75	14.25	11.2	25	300	75.00	58.9
6	32	1.920	1.51	12	33	4.560	3.58	19	90	17.10	13.4	28	100	28.00	22.0
6	38	2.280	1.79	12	44	5.280	4.14	19	100	19.00	14.9	28	125	35.00	27.5
6	44	2.640	2.07	12	50	6.000	4.71	19	125	23.75	18.6	28	150	42.00	33.0
6	50	3.000	2.36	12	65	7.800	6.12	19	150	28.50	22.4	28	180	50.40	39.6
6	65	3.900	3.06	12	75	9.000	7.06	19	180	34.20	26.8	28	200	56.00	44.0
6	75	4.500	3.53	12	90	10.80	8.48	19	200	38.00	29.8	28	230	64.40	50.6
6	90	5.400	4.24	12	100	12.00	9.42	19	230	45.70	34.3	28	250	70.00	55.0
6	100	6.000	4.71	12	125	15.00	11.8	19	250	47.50	37.3	28	280	78.40	61.5
6	125	7.500	5.89	12	150	18.00	14.1	19	280	53.20	41.8	28	300	84.00	65.9
8	25	2.000	1.57	12	180	21.60	17.0	19	300	57.00	44.7	32	100	32.00	25.1
8	32	2.560	2.01	12	200	24.00	18.8	22	50	11.00	8.64	32	125	40.00	31.4
8	38	3.040	2.39	12	230	27.60	21.7	22	65	14.30	11.2	32	150	48.00	37.7
8	44	3.520	2.76	12	250	30.00	23.6	22	75	16.50	13.0	32	180	57.60	45.2
8	50	4.000	3.14	12	280	33.60	26.4	22	90	19.80	15.5	32	200	64.00	50.2
8	65	5.200	4.08	12	300	36.00	28.3	22	100	22.00	17.3	32	230	73.60	57.8
8	75	6.000	4.71	16	32	5.120	4.02	22	125	27.50	21.6	32	250	80.00	62.8
8	90	7.200	5.65	16	38	6.080	4.77	22	150	33.00	25.9	32	280	89.60	70.3
8	100	8.000	6.28	16	44	7.040	5.53	22	180	39.60	31.1	32	300	96.00	75.4
8	125	10.00	7.85	16	50	8.000	6.28	22	200	44.00	34.5	36	100	36.00	28.3
9	25	2.250	1.77	16	65	10.40	8.16	22	230	50.60	39.7	36	125	45.00	35.3
9	32	2.880	2.26	16	75	12.00	9.42	22	250	55.00	43.2	36	150	54.00	42.4
9	38	3.420	2.68	16	90	14.40	11.3	22	280	61.60	48.4	36	180	64.80	50.9
9	44	3.960	3.11	16	100	16.00	12.6	22	300	66.00	51.8	36	200	72.00	56.5
9	50	4.500	3.53	16	125	20.00	15.7	25	50	12.50	9.81	36	230	82.80	65.0
9	65	5.850	4.59	16	150	24.00	18.8	25	65	16.25	12.8	36	250	90.00	70.6
9	75	6.750	5.30	16	180	28.80	22.6	25	75	18.75	14.7	36	280	100.8	79.1
9	90	8.100	6.36	16	200	32.00	25.1	25	90	22.50	17.7	36	300	108.0	84.8
9	100	9.000	7.06	16	230	36.80	28.9	25	100	25.00	19.6				
9	125	11.25	8.83	16	250	40.00	31.4	25	125	31.25	24.5				
9	150	13.50	10.6	16	280	44.80	35.2	25	150	37.50	29.4				

出典：[表 1-1-8]
JIS G 3194

3-4 形鋼の単位質量



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I / a}$
 断面係数 $Z = I / e$
 (a = 断面積)

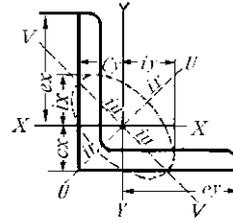


図 1-1-5 等辺山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-9 等辺山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

標準断面寸法 mm				断面積 cm ²	単位 質量 kg/m	参 考													
A × B	t	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴				断面二次半径 cm				断面係数 cm ³			
						C _x	C _y	I _{xx}	I _{yy}	最大 I _u	最小 I _v	i _u	i _v	最大 i _u	最小 i _v	Z _x	Z _y		
25×25	3	4	2	1.427	1.12	0.719	0.719	0.797	0.797	1.26	0.332	0.747	0.747	0.940	0.483	0.448	0.448		
30×30	3	4	2	1.727	1.36	0.844	0.844	1.42	1.42	2.26	0.590	0.908	0.908	1.14	0.585	0.661	0.661		
40×40	3	4.5	2	2.336	1.83	1.09	1.09	3.53	3.53	5.60	1.46	1.23	1.23	1.55	0.790	1.21	1.21		
40×40	5	4.5	3	3.755	2.95	1.17	1.17	5.42	5.42	8.59	2.25	1.20	1.20	1.51	0.774	1.91	1.91		
*45×45	4	6.5	3	3.492	2.74	1.24	1.24	6.50	6.50	10.3	2.70	1.36	1.36	1.72	0.880	2.00	2.00		
*45×45	5	6.5	3	4.302	3.38	1.28	1.28	7.91	7.91	12.5	3.29	1.36	1.36	1.71	0.874	2.46	2.46		
50×50	4	6.5	3	3.892	3.06	1.37	1.37	9.06	9.06	14.4	3.76	1.53	1.53	1.92	0.983	2.49	2.49		
*50×50	5	6.5	3	4.802	3.77	1.41	1.41	11.1	11.1	17.5	4.58	1.52	1.52	1.91	0.976	3.08	3.08		
50×50	6	6.5	4.5	5.644	4.43	1.44	1.44	12.6	12.6	20.0	5.23	1.50	1.50	1.88	0.963	3.55	3.55		
*60×60	4	6.5	3	4.692	3.68	1.61	1.61	16.0	16.0	25.4	6.62	1.85	1.85	2.33	1.19	3.66	3.66		
*60×60	5	6.5	3	5.802	4.55	1.66	1.66	19.6	19.6	31.2	8.09	1.84	1.84	2.32	1.18	4.52	4.52		
*65×65	5	8.5	3	6.367	5.00	1.77	1.77	25.3	25.3	40.1	10.5	1.99	1.99	2.51	1.28	5.35	5.35		
65×65	6	8.5	4	7.527	5.91	1.81	1.81	29.4	29.4	46.6	12.2	1.98	1.98	2.49	1.27	6.26	6.26		
65×65	8	8.5	6	9.761	7.66	1.88	1.88	36.8	36.8	58.3	15.3	1.94	1.94	2.44	1.25	7.96	7.96		
*70×70	6	8.5	4	8.127	6.38	1.93	1.93	37.1	37.1	58.9	15.3	2.14	2.14	2.69	1.37	7.33	7.33		
75×75	6	8.5	4	8.727	6.85	2.06	2.06	46.1	46.1	73.2	19.0	2.30	2.30	2.90	1.48	8.47	8.47		
75×75	9	8.5	6	12.69	9.96	2.17	2.17	64.4	64.4	102	26.7	2.25	2.25	2.84	1.45	12.1	12.1		
75×75	12	8.5	6	16.56	13.0	2.29	2.29	81.9	81.9	129	34.5	2.22	2.22	2.79	1.44	15.7	15.7		
*80×80	6	8.5	4	9.327	7.32	2.18	2.18	56.4	56.4	89.6	23.2	2.46	2.46	3.10	1.58	9.70	9.70		
*90×90	6	10	5	10.55	8.28	2.42	2.42	80.7	80.7	128	33.4	2.77	2.77	3.48	1.78	12.3	12.3		
90×90	7	10	5	12.22	9.59	2.46	2.46	93.0	93.0	148	38.3	2.76	2.76	3.48	1.77	14.2	14.2		
90×90	10	10	7	17.00	13.3	2.57	2.57	125	125	199	51.7	2.71	2.71	3.42	1.74	19.5	19.5		
90×90	13	10	7	21.71	17.0	2.69	2.69	156	156	248	65.3	2.68	2.68	3.38	1.73	24.8	24.8		
100×100	7	10	5	13.62	10.7	2.71	2.71	129	129	205	53.2	3.08	3.08	3.88	1.98	17.7	17.7		
100×100	10	10	7	19.00	14.9	2.82	2.82	175	175	278	72.0	3.04	3.04	3.83	1.95	24.4	24.4		
100×100	13	10	7	24.31	19.1	2.94	2.94	220	220	348	91.1	3.00	3.00	3.78	1.94	31.1	31.1		
*120×120	8	12	5	18.76	14.7	3.24	3.24	258	258	410	106	3.71	3.71	4.67	2.38	29.5	29.5		
130×130	9	12	6	22.74	17.9	3.53	3.53	366	366	583	150	4.01	4.01	5.06	2.57	38.7	38.7		
130×130	12	12	8.5	29.76	23.4	3.64	3.64	467	467	743	192	3.96	3.96	5.00	2.54	49.9	49.9		
130×130	15	12	8.5	36.75	28.8	3.76	3.76	568	568	902	234	3.93	3.93	4.95	2.53	61.5	61.5		
150×150	12	14	7	34.77	27.3	4.14	4.14	740	740	1180	304	4.61	4.61	5.82	2.96	68.1	68.1		
150×150	15	14	10	42.74	33.6	4.24	4.24	888	888	1410	365	4.56	4.56	5.75	2.92	82.6	82.6		
150×150	19	14	10	53.38	41.9	4.40	4.40	1090	1090	1730	451	4.52	4.52	5.69	2.91	103	103		
*175×175	12	15	11	40.52	31.8	4.73	4.73	1170	1170	1860	480	5.38	5.38	6.78	3.44	91.8	91.8		
*175×175	15	15	11	50.21	39.4	4.85	4.85	1440	1440	2290	589	5.35	5.35	6.75	3.42	114	114		
200×200	15	17	12	57.75	45.3	5.46	5.46	2180	2180	3470	891	6.14	6.14	7.75	3.93	150	150		
200×200	20	17	12	76.00	59.7	5.67	5.67	2820	2820	4490	1160	6.09	6.09	7.68	3.90	197	197		
200×200	25	17	12	93.75	73.6	5.86	5.86	3420	3420	5420	1410	6.040	6.040	7.61	3.88	242	242		
*250×250	25	24	12	119.4	93.7	7.10	7.10	6950	6950	11000	2860	7.63	7.63	9.62	4.90	388	388		
250×250	35	24	18	162.6	128	7.45	7.45	9110	9110	14400	3790	7.49	7.49	9.42	4.83	519	519		

備 考 *印の寸法は汎用品でないので、使用にあたっては市場性を考慮すること。

出典：[表 1-1-9]
JIS G 3192

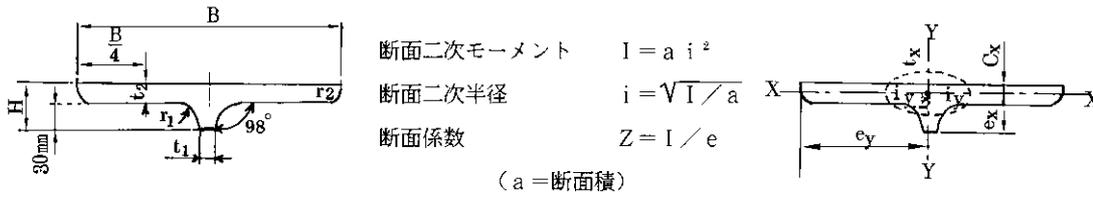
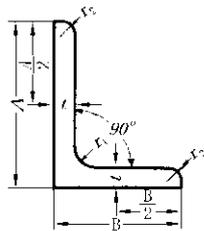


図 1-1-6 T形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-10 T形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

標準断面寸法 mm							断面積 cm ²	単位質量 kg/m	参 考							
呼称寸法 B×t ₂	B	H	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次 モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
									C _x	C _y	I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
150×9	150	39	12	9	8	3	18.52	14.5	0.934	0	16.5	254	0.942	3.70	5.55	33.8
150×12	150	42	12	12	8	3	23.02	18.1	1.02	0	20.7	338	0.949	3.83	6.52	45.1
150×15	150	45	12	15	8	3	27.52	21.6	1.13	0	25.9	423	0.971	3.92	7.70	56.4
200×12	200	42	12	12	8	3	29.02	22.8	0.935	0	22.3	799	0.877	5.25	6.83	79.9
200×16	200	46	12	16	8	3	37.02	29.1	1.09	0	30.5	1070	0.907	5.37	8.68	107
200×19	200	49	12	19	8	3	43.02	33.8	1.22	0	38.5	1270	0.946	5.43	10.4	127
200×22	200	52	12	22	8	3	49.02	38.5	1.35	0	48.3	1470	0.993	5.47	12.6	147
250×16	250	46	12	16	20	3	46.05	36.2	1.06	0	33.6	2080	0.854	6.72	9.49	167
250×19	250	49	12	19	20	3	53.55	42.0	1.19	0	43.1	2470	0.897	6.80	11.6	198
250×22	250	52	12	22	20	3	61.05	47.9	1.33	0	55.0	2870	0.949	6.85	14.2	229
250×25	250	55	12	25	20	3	68.55	53.8	1.46	0	69.6	3260	1.01	6.90	17.2	261

出典：[表 1-1-10]
JIS G 3192



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I / a}$
 断面係数 $Z = I / e$
 (a = 断面積)

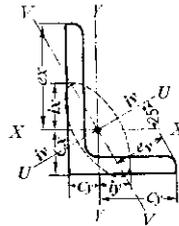


図 1-1-7 不等辺山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-11 不等辺山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

出典：[表 1-1-11]
 JIS G 3192

標準断面寸法 mm				断面積 cm ²	単位 質量 kg/m	参 考													
A × B	t	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴				断面二次半径 cm				tan α	断面係数 cm ³		
						C _x	C _y	I _x	I _y	最大 I _u	最小 I _v	i _x	i _y	最大 i _u	最小 i _v		Z _x	Z _y	
90 × 75	9	8.5	6	14.04	11.0	2.75	2.00	109	68.1	143	34.1	2.78	2.20	3.19	1.56	0.676	17.4	12.4	
100 × 75	7	10	5	11.87	9.32	3.06	1.83	118	56.9	144	30.8	3.15	2.19	3.49	1.61	0.548	17.0	10.0	
100 × 75	10	10	7	16.50	13.0	3.17	1.94	159	76.1	194	41.3	3.11	2.15	3.43	1.58	0.543	23.3	13.7	
125 × 75	7	10	5	13.62	10.7	4.10	1.64	219	60.4	243	36.4	4.01	2.11	4.23	1.64	0.362	26.1	10.3	
125 × 75	10	10	7	19.00	14.9	4.22	1.75	299	80.8	330	49.0	3.96	2.06	4.17	1.61	0.357	36.1	14.1	
*125 × 75	13	10	7	24.31	19.1	4.35	1.87	376	101	415	61.9	3.93	2.04	4.13	1.60	0.352	46.1	17.9	
125 × 90	10	10	7	20.50	16.1	3.95	2.22	318	138	380	76.2	3.94	2.59	4.30	1.93	0.505	37.2	20.3	
*125 × 90	13	10	7	26.26	20.6	4.07	2.34	401	173	477	96.3	3.91	2.57	4.26	1.91	0.501	47.5	25.9	
150 × 90	9	12	6	20.94	16.4	4.95	1.99	485	133	537	80.4	4.81	2.52	5.06	1.96	0.361	48.2	19.0	
150 × 90	12	12	8.5	27.36	21.5	5.07	2.10	619	167	685	102	4.76	2.47	5.00	1.93	0.357	62.3	24.3	
*150 × 100	9	12	6	21.84	17.1	4.76	2.30	502	181	579	104	4.79	2.88	5.15	2.18	0.439	49.1	23.5	
*150 × 100	12	12	8.5	28.56	22.4	4.88	2.41	642	228	738	132	4.74	2.83	5.09	2.15	0.435	63.4	30.1	
*150 × 100	15	12	8.5	35.25	27.7	5.00	2.53	782	276	897	161	4.71	2.80	5.04	2.14	0.431	78.2	37.0	

備 考 *印の寸法は汎用品でないため、使用にあたっては市場性を考慮すること。

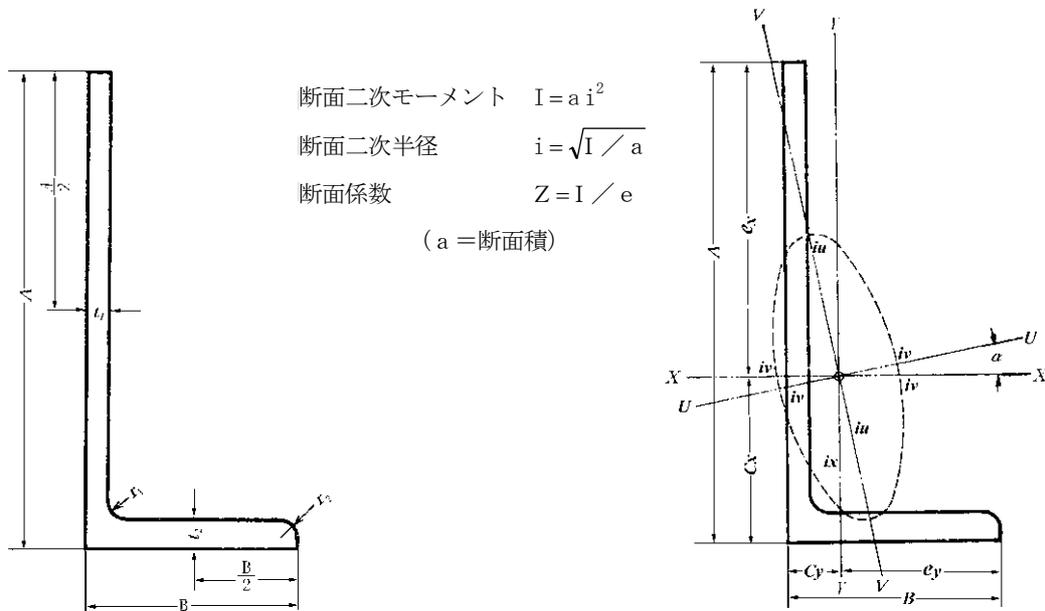
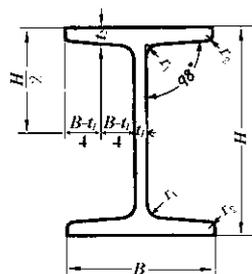


図 1-1-8 不等辺不等厚山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-12 不等辺不等厚山形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

出典：[表 1-1-12]
 JIS G 3192

標準断面寸法 mm					断面積 cm ²	単位 質量 kg/m	参 考												
A × B	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴				断面二次半径 cm				tan α	断面係数 cm ³	
							C _x	C _y	I _x	I _y	最大	最小	i _x	i _y	最大	最小		Z _x	Z _y
200 × 90	9	14	14	7	29.66	23.3	6.36	2.15	1210	200	1290	125	6.39	2.60	6.58	2.05	0.263	88.7	29.2
250 × 90	10	15	17	8.5	37.47	29.4	8.61	1.92	2440	223	2520	147	8.08	2.44	8.20	1.98	0.182	149	31.5
250 × 90	12	16	17	8.5	42.95	33.7	8.99	1.89	2790	238	2870	160	8.07	2.35	8.18	1.93	0.173	174	33.5
300 × 90	11	16	19	9.5	46.22	36.3	11.0	1.76	4370	245	4440	168	9.72	2.30	9.80	1.90	0.136	229	33.8
300 × 90	13	17	19	9.5	52.67	41.3	11.3	1.75	4940	259	5020	181	9.68	2.22	9.76	1.85	0.128	265	35.8
350 × 100	12	17	22	11	57.74	45.3	13.0	1.87	7440	362	7550	251	11.3	2.50	11.4	2.08	0.124	338	44.5
400 × 100	13	18	24	12	68.59	53.8	15.4	1.77	11500	388	11600	277	12.9	2.38	13.0	2.01	0.0996	467	47.1



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I / a}$
 断面係数 $Z = I / e$
 (a = 断面積)

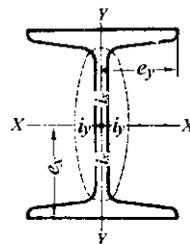


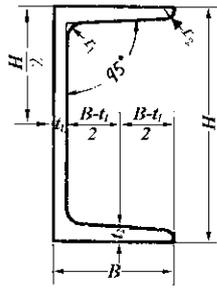
図 1-1-9 I形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-13 I形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

標準断面寸法 mm					断面積 cm ²	単 位 質 量 kg/m	参 考							
H×B	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
							C _x	C _y	I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
*100×75	5	8	7	3.5	16.43	12.9	0	0	281	47.3	4.14	1.70	56.2	12.6
*125×75	5.5	9.5	9	4.5	20.45	16.1	0	0	538	57.5	5.13	1.68	86.0	15.3
150×75	5.5	9.5	9	4.5	21.83	17.1	0	0	819	57.5	6.12	1.62	109	15.3
*150×125	8.5	14	13	6.5	46.15	36.2	0	0	1760	385	6.18	2.89	235	61.6
*180×100	6	10	10	5	30.06	23.6	0	0	1670	138	7.45	2.14	186	27.5
200×100	7	10	10	5	33.06	26.0	0	0	2170	138	8.11	2.05	217	27.7
*200×150	9	16	15	7.5	64.16	50.4	0	0	4460	753	8.34	3.43	446	10.0
250×125	7.5	12.5	12	6	48.79	38.3	0	0	5180	337	10.3	2.63	414	53.9
250×125	10	19	21	10.5	70.73	55.5	0	0	7310	538	10.2	2.76	585	86.0
300×150	8	13	12	6	61.58	48.3	0	0	9480	588	12.4	3.09	632	78.4
300×150	10	18.5	19	9.5	83.47	65.5	0	0	12700	886	12.3	3.26	849	118
300×150	11.5	22	23	11.5	97.88	76.8	0	0	14700	1080	12.2	3.32	978	143
350×150	9	15	13	6.5	74.58	58.5	0	0	15200	702	14.3	3.07	870	93.5
350×150	12	24	25	12.5	111.1	87.2	0	0	22400	1180	14.2	3.26	1280	158
400×150	10	18	17	8.5	91.73	72.0	0	0	24100	864	16.2	3.07	1200	115
400×150	12.5	25	27	13.5	122.1	95.8	0	0	31700	1240	16.1	3.18	1580	165
450×175	11	20	19	9.5	116.8	91.7	0	0	39200	1510	18.3	3.60	1740	173
450×175	13	26	27	13.5	146.1	115	0	0	48800	2020	18.3	3.72	2170	231
*600×190	13	25	25	12.5	169.4	133	0	0	98400	2460	24.1	3.81	3280	259
*600×190	16	35	38	19	224.5	176	0	0	130000	3540	24.1	3.97	4330	373

出典：[表 1-1-13]
JIS G 3192

備 考 *印の寸法は汎用品でないため、使用にあたっては市場性を考慮すること。



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I/a}$
 断面係数 $Z = I/e$
 (a = 断面積)

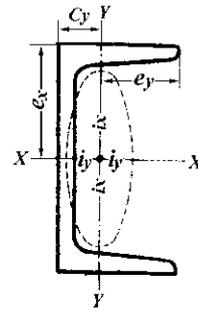


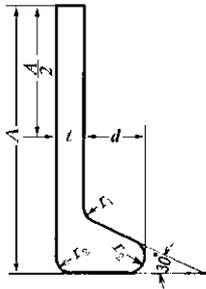
図 1-1-10 みぞ形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-14 みぞ形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

出典：[表 1-1-14]
 JIS G 3192

標準断面寸法 mm					断面積 cm ²	単 位 質 量 kg/m	参 考							
H×B	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次 モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
							C _x	C _y	I _x	I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y
75×40	5	7	8	4	8.818	6.92	0	1.28	75.3	12.2	2.92	1.17	20.1	4.47
100×50	5	7.5	8	4	11.92	9.36	0	1.54	188	26.0	3.97	1.48	37.6	7.52
125×65	6	8	8	4	17.11	13.4	0	1.90	424	61.8	4.98	1.90	67.8	13.4
150×75	6.5	10	10	5	23.71	18.6	0	2.28	861	117	6.03	2.22	115	22.4
150×75	9	12.5	15	7.5	30.59	24.0	0	2.31	1050	147	5.86	2.19	140	28.3
180×75	7	10.5	11	5.5	27.20	21.4	0	2.13	1380	131	7.12	2.19	153	24.3
200×80	7.5	11	12	6	31.33	24.6	0	2.21	1950	168	7.88	2.32	195	29.1
200×90	8	13.5	14	7	38.65	30.3	0	2.74	2490	277	8.02	2.68	249	44.2
250×90	9	13	14	7	44.07	34.6	0	2.40	4180	294	9.74	2.58	334	44.5
250×90	11	14.5	17	8.5	51.17	40.2	0	2.40	4680	329	9.56	2.54	374	49.9
300×90	9	13	14	7	48.57	38.1	0	2.22	6440	309	11.5	2.52	429	45.7
300×90	10	15.5	19	9.5	55.74	43.8	0	2.34	7410	360	11.5	2.54	494	54.1
300×90	12	16	19	9.5	61.90	48.6	0	2.28	7870	379	11.3	2.48	525	56.4
380×100	10.5	16	18	9	69.39	54.5	0	2.41	14500	535	14.5	2.78	763	70.5
*380×100	13	16.5	18	9	78.96	62.0	0	2.33	15600	565	14.1	2.67	823	73.6
380×100	13	20	24	12	85.71	67.3	0	2.54	17600	655	14.3	2.76	926	87.8

備 考 *印の寸法は汎用品ではないため、使用にあたっては市場性を考慮すること。



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I / a}$
 断面係数 $Z = I / e$
 (a = 断面積)

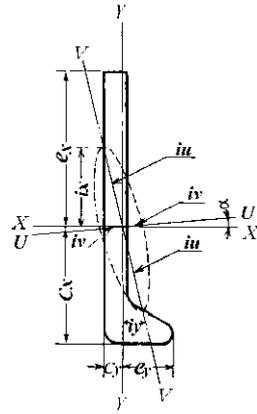
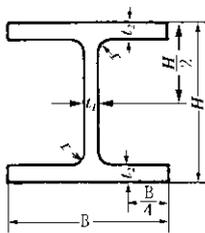


図 1-1-1 1 球平形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-1 5 球平形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

標準断面寸法 mm					断面積 cm ²	単位 質量 kg/m	参 考												
A	t	d	r ₁	r ₂			重心の位置 cm		断面二次モーメント cm ⁴				断面二次半径 cm				tan α	断面係数 cm ³	
							C _x	C _y	I _x	I _y	最大 I _u	最小 I _v	i _x	i _y	最大 i _u	最小 i _v		Z _x	Z _y
180	9.5	23	7	2	21.06	16.5	7.49	0.746	671	9.48	673	7.34	5.64	0.671	5.65	0.591	0.0568	63.8	3.79
200	10	26.5	8	2	25.23	19.8	8.16	0.834	997	15.1	1000	11.4	6.29	0.773	6.30	0.672	0.0611	84.2	5.35
230	11	30	9	2	31.98	25.1	9.36	0.927	1680	24.2	1680	18.3	7.24	0.870	7.25	0.755	0.0599	123	7.62
250	12	33	10	2	38.13	29.9	10.1	1.02	2360	35.2	2370	26.4	7.87	0.960	7.88	0.832	0.0612	159	10.1

出典：[表 1-1-15]
JIS G 3192



断面二次モーメント $I = a i^2$
 断面二次半径 $i = \sqrt{I / a}$
 断面係数 $Z = I / e$
 (a = 断面積)

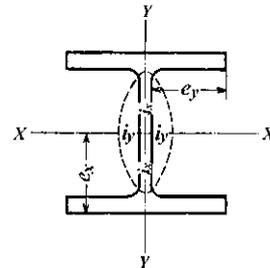


図 1-1-1 2 H形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

表 1-1-16 H形鋼の標準断面寸法とその断面積、単位質量、断面特性

標準断面寸法 (mm)							断面積 cm ²	単位質量 kg/m	断面二次モーメント cm ⁴		断面二次半径 cm		断面係数 cm ³	
呼称寸法 (高さ×辺)	H	B	t ₁	t ₂	r	I _x			I _y	i _x	i _y	Z _x	Z _y	
広	100×100	100	100	6	8	8	21.59	16.9	378	134	4.18	2.49	75.6	26.7
	125×125	125	125	6.5	9	8	30.00	23.6	839	293	5.29	3.13	134	46.9
	150×150	150	150	7	10	8	39.65	31.1	1,620	563	6.40	3.77	216	75.1
	175×175	175	175	7.5	11	13	51.42	40.4	2,900	984	7.50	4.37	331	112
	200×200	200	200	8	12	13	63.53	49.9	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
	250×250	250	250	9	14	13	91.43	71.8	10,700	3,650	10.8	6.32	860	292
	300×300	300	300	10	15	13	118.4	93.0	20,200	6,750	13.1	7.55	1,350	450
幅	350×350	350	350	12	19	13	171.9	135	39,800	13,600	15.2	8.89	2,280	776
	400×400	400	400	13	21	22	218.7	172	66,600	22,400	17.5	10.1	3,330	1,120
		414	405	18	28	22	295.4	232	92,800	31,000	17.7	10.2	4,480	1,530
		428	407	20	35	22	360.7	283	119,000	39,400	18.2	10.4	5,570	1,930
		458	417	30	50	22	528.6	415	187,000	60,500	18.8	10.7	8,170	2,900
498		432	45	70	22	770.1	605	298,000	94,400	19.7	11.1	12,000	4,370	
中	150×100	148	100	6	9	8	26.35	20.7	1,000	150	6.17	2.39	135	30.1
	200×150	294	150	6	9	8	38.11	29.9	2,630	507	8.30	3.65	271	67.6
	250×175	244	175	7	11	13	55.49	43.6	6,040	984	10.4	4.21	495	112
	300×200	194	200	8	12	13	71.05	55.8	11,100	1,600	12.5	4.75	756	160
	350×250	340	250	9	14	13	99.53	78.1	21,200	3,650	14.6	6.05	1,250	292
	400×300	390	300	10	16	13	133.2	105	37,900	7,200	16.9	7.35	1,940	480
	450×300	440	300	11	18	13	153.9	121	54,700	8,110	18.9	7.26	2,490	540
	500×300	488	300	11	18	13	159.2	125	68,900	8,110	20.8	7.14	2,820	540
	600×300	588	300	12	20	13	187.2	147	114,000	9,010	24.7	6.94	3,890	601
	700×300	700	300	13	24	18	231.5	182	197,000	10,800	29.2	6.83	5,640	721
幅	800×300	800	300	14	26	18	263.5	207	286,000	11,700	33.0	6.67	7,160	781
	900×300	890	299	15	23	18	266.9	210	339,000	10,300	35.6	6.20	7,610	687
		900	300	16	28	18	305.8	240	404,000	12,600	36.4	6.43	8,990	842
		912	302	18	34	18	360.1	283	491,000	15,700	36.9	6.59	10,800	1,040
918		303	19	37	18	387.4	304	535,000	17,200	37.2	6.67	11,700	1,140	
細	150×75	150	75	5	7	8	17.85	14.0	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
	175×90	175	90	5	8	8	22.90	18.0	1,210	97.5	7.26	2.06	138	21.7
	200×100	200	100	5.5	8	8	26.67	20.9	1,810	137	8.23	2.24	181	26.7
	250×125	250	125	6	9	8	36.97	29.0	3,960	294	10.4	2.82	317	47.0
	300×150	300	150	6.5	9	13	46.78	36.7	7,210	508	12.4	3.29	481	67.7
	350×175	350	175	7	11	13	62.91	49.4	13,500	984	14.6	3.96	771	112
	400×200	400	200	8	13	13	83.37	65.4	23,500	1,740	16.8	4.56	1,170	174
	450×200	450	200	9	14	13	95.43	74.9	32,900	1,870	18.6	4.43	1,460	187
	500×200	500	200	10	16	13	112.2	88.2	46,800	2,140	20.4	4.36	1,870	214
600×200	600	200	11	17	13	131.7	103	75,600	2,270	24.0	4.16	2,520	227	

出典：[表 1-1-16]
JIS G 3192

3-5 U形鋼矢板の寸法および断面性能

表 1-1-17 U形鋼矢板の寸法および断面性能

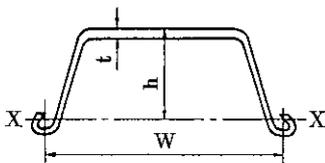
		寸 法 (mm)			断 面 積 (cm ²)		質 量 (kg/m)		断面係数 (cm ³)		断面二次モーメント (cm ⁴)	
		W	h	t	1 枚 当り	幅 1 m 当り	1 枚 当り	幅 1 m 当り	1 枚 当り	幅 1 m 当り	1 枚 当り	幅 1 m 当り
ラ ン ゼ ン 形 式	IA型	400	85	8.0	45.21	113.0	35.5	88.8	88.0	529	598	4,500
	II型	400	100	10.5	61.18	153.0	48.0	120	152	874	1,240	8,740
	IIA型	400	120	9.2	55.01	137.5	43.2	108	160	880	1,460	10,600
	III型	400	125	13.0	76.42	191.0	60.0	150	223	1,340	2,220	16,800
	IIIA型	400	150	13.1	74.40	186.0	58.4	146	250	1,520	2,790	22,800
	IV型	400	170	15.5	96.99	242.5	76.1	190	362	2,270	4,670	38,600
	IIIV型	400	185	16.1	94.21	235.1	74.0	185	400	2,250	5,300	41,600
	VL型	500	200	24.3	133.8	267.6	105	210	520	3,150	7,960	63,000
	VIL型	500	225	27.6	153.0	306.0	120	240	680	3,820	11,400	86,000
	IIW型	600	130	10.3	78.70	131.2	61.8	103	203	1,000	2,110	13,000
	IIIW型	600	180	13.4	103.9	173.2	81.6	136	376	1,800	5,220	32,400
	IIIVW型	600	210	18.0	135.3	225.5	106	177	539	2,700	8,630	56,700
ハ ッ ト 形 式	SP-10型	900	230	10.8	110.0	122.2	86.4	96	812	902	9,430	10,500
	SP-25型	900	300	13.2	144.4	160.4	113	126	1,450	1,610	22,000	24,400

出典：[表 1-1-17]
JIS A 5523
JIS A 5528

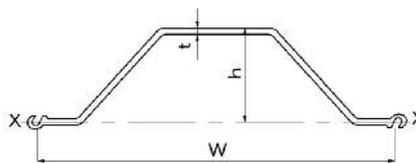
備
考

注)・本表は新材の寸法及び性能である。

ランゼン形式



ハット形式



3-6 鋼管杭寸法および断面性能

単管の寸法及び質量は、「杭基礎設計便覧」(日本道路協会)の鋼管杭の寸法及び重量の一覧表に示されるとおりである。

- (1) 単管の外径、断面積及び質量は、特に指定が無い限り上記の表による。
- (2) 鋼管杭の設計厚さについて

鋼管杭は JISA5525 (鋼管ぐい) に規定する SKK400、SKK490 とし、ミリサイズとする。JIS のミリサイズの規定では厚さ 9, 12, 14, 16...となっているが、1 ミリきざみで設計を行うものとする。

- (3) 鋼管杭の最小厚さについて

鋼管杭の最小厚さは、道路橋示方書により、最小肉厚は 9mm 以上とするが、遮音壁の基礎に鋼管杭を用いる場合は、最小肉厚 6mm 以上とする。

- (4) 単管の長さは、原則として 6m 以上で、0.5m 刻みとする。

資 料

資-1 鋼管杭の断面性能

表 1-1-18 鋼管杭寸法と断面性能表 (SI 単位系)

(ミリサイズ)

外 径 (mm)	厚 さ (mm)	断面積 (mm ²)	単 位 重 量 (N/m)	断面2次 モーメント I (mm ⁴)	断面係数 Z (mm ³)	断 面 2次半径 i (mm)	外 側 表面積 (m ² /m)
400	9	110.6	851.6	211 × 10 ⁶	105.7 × 10 ⁴	138	1.26
400	12	146.3	1127	276 × 10 ⁶	137.8 × 10 ⁴	137	1.26
500	9	138.8	1069	418 × 10 ⁶	167 × 10 ⁴	174	1.57
500	12	184.0	1417	548 × 10 ⁶	219 × 10 ⁴	173	1.57
500	14	213.8	1646	632 × 10 ⁶	253 × 10 ⁴	172	1.57
600	9	167.1	1287	730 × 10 ⁶	243 × 10 ⁴	209	1.88
600	12	221.7	1707	958 × 10 ⁶	319 × 10 ⁴	208	1.88
600	14	257.7	1984	111 × 10 ⁷	369 × 10 ⁴	207	1.88
600	16	293.6	2261	125 × 10 ⁷	417 × 10 ⁴	207	1.88
700	9	195.4	1505	117 × 10 ⁷	333 × 10 ⁴	244	2.20
700	12	259.4	1997	154 × 10 ⁷	439 × 10 ⁴	243	2.20
700	14	301.7	2323	178 × 10 ⁷	507 × 10 ⁴	243	2.20
700	16	343.8	2647	201 × 10 ⁷	575 × 10 ⁴	242	2.20
800	9	223.6	1722	175 × 10 ⁷	437 × 10 ⁴	280	2.51
800	12	297.1	2288	231 × 10 ⁷	577 × 10 ⁴	279	2.51
800	14	345.7	2662	267 × 10 ⁷	668 × 10 ⁴	278	2.51
800	16	394.1	3035	303 × 10 ⁷	757 × 10 ⁴	277	2.51
900	12	334.8	2578	330 × 10 ⁷	733 × 10 ⁴	314	2.83
900	14	389.7	3001	382 × 10 ⁷	850 × 10 ⁴	313	2.83
900	16	444.3	3421	434 × 10 ⁷	965 × 10 ⁴	313	2.83
900	19	525.9	4049	510 × 10 ⁷	113 × 10 ⁵	312	2.83
1000	12	372.5	2868	455 × 10 ⁷	909 × 10 ⁴	349	3.14
1000	14	433.7	3339	527 × 10 ⁷	105 × 10 ⁵	349	3.14
1000	16	494.6	3808	599 × 10 ⁷	120 × 10 ⁵	348	3.14
1000	19	585.6	4509	705 × 10 ⁷	141 × 10 ⁵	347	3.14

出典：[表 1-1-18]
杭基礎設計便覧 (H19.1)
P42

腐蝕しろ 1mm を考慮した諸元は下表による。

表 1-1-19 腐蝕しろ 1mm を考慮した断面性能表 (SI 単位系)

外 径 (mm)	厚 さ (mm)	(D-2Δt) (mm)	(I) (mm ⁴)	(Z) (mm ³)	(A) (mm ²)
400	9	398	18,643 × 10 ⁴	937 × 10 ³	9802
400	12	398	25,057 × 10 ⁴	1,259 × 10 ³	13374
500	9	498	36,970 × 10 ⁴	1,485 × 10 ³	12315
500	12	498	49,918 × 10 ⁴	2,005 × 10 ³	16830
500	14	498	58,283 × 10 ⁴	2,341 × 10 ³	19808
600	9	598	64,534 × 10 ⁴	2,158 × 10 ³	14828
600	12	598	87,402 × 10 ⁴	2,923 × 10 ³	20285
600	14	598	102,255 × 10 ⁴	3,420 × 10 ³	23892
600	16	598	116,800 × 10 ⁴	3,906 × 10 ³	27473
700	9	698	103,218 × 10 ⁴	2,958 × 10 ³	17342
700	12	698	140,099 × 10 ⁴	4,014 × 10 ³	23741
700	14	698	164,146 × 10 ⁴	4,703 × 10 ³	27976
700	16	698	187,768 × 10 ⁴	5,380 × 10 ³	32186
800	9	798	154,909 × 10 ⁴	3,882 × 10 ³	19855
800	12	798	210,602 × 10 ⁴	5,278 × 10 ³	27197
800	14	798	247,020 × 10 ⁴	6,191 × 10 ³	32060
800	16	798	282,876 × 10 ⁴	7,090 × 10 ³	36898
900	12	898	301,502 × 10 ⁴	6,715 × 10 ³	30653
900	14	898	353,938 × 10 ⁴	7,883 × 10 ³	36144
900	16	898	405,657 × 10 ⁴	9,035 × 10 ³	41610
900	19	898	481,906 × 10 ⁴	10,733 × 10 ³	49763
1000	12	998	415,392 × 10 ⁴	8,324 × 10 ³	34108
1000	14	998	487,964 × 10 ⁴	9,779 × 10 ³	40228
1000	16	998	559,645 × 10 ⁴	11,215 × 10 ³	46323
1000	19	998	665,514 × 10 ⁴	13,337 × 10 ³	55418

資-2 PHC杭の断面性能

表1-1-20 PHC杭の断面性能表 (参考: SI 単位系)

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	長さ L (mm)	種 類	有効 プレスト レス σ_{ce} (N/mm ²)	コンクリ ートの断 面積 Ac (mm ²)	コンクリ ート換 算断 面積 Ae (mm ²)	換算断 面二次 モー メント Ie (mm ⁴)	換算断 面係 数 Ze (mm ³)	JIS規格値 (N=0時)			単位質量 W (kg/m)
									ひび割れ 曲げ モー メント (kN・m)	破壊 曲げ モー メント (kN・m)	せん断 強さ (kN)	
300	60	5~13	A	4	45,200	46,300	354×10^6	236×10^4	24.5	37.2	99.0	118
			B	8		47,500	363×10^6	242×10^4	34.3	61.7	125.4	
			C	10		48,100	369×10^6	246×10^4	39.2	78.4	136.2	
350	60	5~15	A	4	54,600	56,000	613×10^6	350×10^4	34.3	51.9	118.6	142
			B	8		57,500	631×10^6	360×10^4	49.0	88.2	149.9	
			C	10		58,200	640×10^6	365×10^4	58.8	117.6	162.7	
400	65	5~15	A	4	68,400	70,200	102×10^7	510×10^4	53.9	81.3	148.0	178
			B	8		71,800	104×10^7	520×10^4	73.5	132.3	187.2	
			C	10		73,000	106×10^7	530×10^4	88.2	176.4	203.8	
450	70	5~15	A	4	83,500	85,700	160×10^7	711×10^4	73.5	110.7	180.3	217
			B	8		88,000	164×10^7	728×10^4	107.8	194.0	227.4	
			C	10		89,100	167×10^7	742×10^4	122.5	245.0	247.9	
500	80	5~15	A	4	105,500	108,000	247×10^7	988×10^4	102.9	154.8	228.3	274
			B	8		110,000	254×10^7	101×10^5	147.0	264.6	288.1	
			C	10		112,000	257×10^7	102×10^5	166.6	333.2	313.6	
600	90	5~15	A	4	144,200	147,000	495×10^7	165×10^5	166.6	249.9	310.7	375
			B	8		151,000	510×10^7	170×10^5	245.0	441.0	392.0	
			C	10		153,000	517×10^7	172×10^5	284.2	568.4	427.3	
700	100	5~15	A	4	188,400	192,000	894×10^7	255×10^5	264.6	396.9	405.7	490
			B	8		197,000	917×10^7	262×10^5	372.4	670.3	511.6	
			C	10		200,000	933×10^7	266×10^5	441.0	882.0	556.6	
800	110	5~15	A	4	238,300	244,000	149×10^8	372×10^5	392.0	588.0	511.6	620
			B	8		249,000	153×10^8	382×10^5	539.0	970.2	645.8	
			C	10		254,000	155×10^8	387×10^5	637.0	1274.0	703.6	
900	120	5~14	A	4	294,000	302,000	235×10^8	522×10^5	539.0	808.5	630.1	764
			B	8		310,000	241×10^8	535×10^5	735.0	1323.0	795.8	
			C	10		314,000	244×10^8	542×10^5	833.0	1666.0	866.3	
1000	130	5~12	A	4	355,300	369,000	352×10^8	704×10^5	735.0	1102.5	761.5	923
			B	8		371,000	362×10^8	724×10^5	1029.0	1852.2	960.4	
			C	10		375,000	367×10^8	734×10^5	1176.0	2352.0	1045.7	

出典: [表 1-1-20]
杭基礎設計便覧 (H19.1)
P58

第2節 適用示方書・指針等（参考）

1. 共通事項

設計業務等の実施にあたっては、次の表に示す図書等に準拠して行うものとする。なお、これら以外の図書等による場合は事前に調査職員と協議しなければならない。

（解 説）

現行の適用示方書・指針等を各部門別に分類し、さらに関連のある設計図書を抜粋したものが次表である。絶版の図書についても記述内容が現行の設計に参考となるものについては、表中に加えている。これらの適用示方書・指針等の運用にあたっては、それぞれの目的に合致する設計図書を選定しなければならない。また、適用示方書・指針等は常に新しく更新されている場合があるので、次表の発行年月に頼らず、常に新しいものに準拠する必要がある。なお、次表には記載されていない労働関係法規、河川、道路各関係法規等についても遵守しなければならない。

2. 共 通

名 称	発行所名	発行年月	備 考
国土交通省制定 土木構造物標準設計	全日本建設技術協会	H12.9	1巻～2巻
土木工事安全施工技術指針	〃	H22.4	
土木構造物ガイドライン 土木構造物設計マニュアル（案）—土木構造物・橋梁編— 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—	〃	H11.11	
土木構造物設計マニュアル（案）—樋門編— 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） —樋門編—	〃	H14.1	
土木請負工事必携	近畿建設協会	H22.4	
近畿地方建設局土木工事標準設計図集	〃	H17.2	
コンクリート二次製品標準図集（案）（側溝・水路編）	近畿地方整備局	H12.4	
コンクリート二次製品市場製品図集（側溝・水路編）	近畿地区建設技術開発普及推進協議会	H12.4	
土木設計業務委託必携	近畿建設協会	H22.4	
機械工事共通仕様書（案） 機械工事施工管理基準（案） 機械工事完成図書作成要領（案）	総合政策局 建設施工課 企 画 課	H19.3 H22.4 H19.3	
土木製図基準[2009年改訂版]	土 木 学 会	H21.2	
CAD製図基準（案）	国 土 交 通 省	H20.5	
コンクリート標準示方書	土 木 学 会	H20.3	5冊分 基準編H22.12 ダムコンクリート編・ 維持管理編・設計編・ 施工編 H20.4
プレストレストコンクリート標準示方書(S53年版)	〃	S54.1	
プレストレストコンクリート標準示方書解説資料	〃	S54.7	

名 称	発行所名	発行年月	備 考
プレパクトコンクリート施工指針 (案)	土 木 学 会	S 55. 4	
人工軽量骨材コンクリート 施工指針 (案)	〃	S 55. 4	
構造力学公式集	〃	S 61. 6	
鉄筋フレアー溶接継手設計施工指針	鉄道総合技術研究所	S 62. 9	
地盤工学ハンドブック	地 盤 工 学 会	H11. 3	
新編 大阪地盤図	地 盤 工 学 会	S 62. 11	
土質試験の方法と解説(第1回改訂版)	地 盤 工 学 会	H21. 11	
地盤調査の方法と解説	〃	H16. 6	
杭の鉛直載荷試験方法・同解説	〃	H14. 5	第1回改訂版
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説 (JISA101-2000)	〃	H12. 3	改訂版
コルゲートメタルカルバート・マニュアル	〃	H 9. 9	第3回改訂版
グラウンドアンカー工法設計施工指針	グラウンドアンカー 技 術 協 会	H22. 6	
災害復旧工事の設計要領	全 国 防 災 協 会	H23. 8	毎年発行
コンクリートのひびわれ調査、補修・補強指針	日本コンクリート工学 協 会	H21. 2	
矢板式基礎の設計と施工指針	矢 板 式 基 礎 研 究 会	S 47. 1	
最新 道路ハンドブック	建 設 産 業 調 査 会	H4. 10	
最新 建設工法・機材ハンドブック	〃	H 6. 3	
地下構造物ハンドブック	〃	H1. 11	
農業土木ハンドブック	農 業 土 木 学 会	H11. 7	H22. 8 改訂七版 農業農村工学ハンド ブック (H19. 6 農業農村 工学会に名称変更)
騒音・振動対策ハンドブック	日 本 音 響 材 料 協 会	S 57. 1	
建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック	日 本 建 設 機 械 化 協 会	S 13. 2	
日本建設機械要覧 (2010年版)	〃	H22. 3	3年毎発行
加圧コンクリート矢板設計施工ハンドブック	日本加圧コンクリート矢 板 工 業 会	S 55. 7	
薬液注入工法の設計・施工指針	日 本 薬 液 注 入 協 会	H 1. 6	
建設物価	建 設 物 価 調 査 会	最 新 版	
積算資料	経 済 調 査 会	最 新 版	
原色岩石図鑑	保 育 社	S 62. 9	

名 称	発行所名	発行年月	備 考
J I S (日本工業規格)	日 本 規 格 協 会	加 除 式	
土木関係 J I S 要覧	新 日 本 法 規 (出)	加 除 式	全3巻
ガス事業法令集	東 京 法 令 出 版	H14. 5	H23. 6 改訂七版
土木設計便覧	丸 善	H10. 8	
日本鑄鉄管協会規格	日 本 鑄 鉄 管 協 会	S 55. 1	改訂版
日本水道協会規格	日 本 水 道 協 会	加 除 式	全44巻
塔状鋼構造設計指針・同解説	日 本 建 築 学 会	S 60. 9	
建築基礎構造設計指針	〃	H13. 10	
コンクリート構造の設計・施工・維持管理の基本 設計編	土 木 学 会 関 西 支 部	H21. 11	
コンクリート構造の設計・施工・維持管理の基本 施工編	〃	H21. 11	
コンクリート構造の設計・施工・維持管理の基本 維持管理編	〃	H21. 11	
土木工学ハンドブック	土 木 学 会	H 1 . 11	2分冊
日本の活断層	東 京 大 学 出 版 会	H3. 3	
改訂版 土木工事仮設計画ガイドブック(I)(II)	全 日 本 建 設 技 術 協 会	H23. 3	
仮設構造物の計画と施工[2010年改訂版]	土 木 学 会	H22. 10	

3. 河川関係

名 称	発行所名	発行年月	備 考
建設省河川砂防技術基準(案)同解説・調査編	日 本 河 川 協 会	H 9 . 10	
河川砂防技術基準 同解説・計画編	〃	H17. 11	
建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編 I	〃	H 9 . 10	
建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編 II	〃	H 9 . 10	
改定 解説・河川管理施設等構造令	〃	H12. 1	
河川構造物の耐震性能照査指針・解説	国 土 交 通 省 水 管 理 国 土 保 全 局 治 水 課	H24. 2	
港湾の施設の技術上の基準・同解説(上)	日 本 港 湾 協 会	H19. 9	
港湾の施設の技術上の基準・同解説(下)	〃	H19. 9	
海岸保全施設の技術上の基準・同解説	海 岸 保 全 施 設 会 技 術 研 究 会	H16. 6	
海岸保全施設構造例集	〃	S 57. 4	
海岸便覧(2002年版)	〃	H14. 3	
W S P 水管橋設計基準 W S P 007-99	日 本 水 道 鋼 管 協 会	H11. 6	改訂版

名 称	発行所名	発行年月	備 考
水理公式集〔平成11年版〕	土 木 学 会	H11.11	例題集あり
現場技術者のための河川工事ポケットブック	山 海 堂	H12.2	
現場技術者のための港湾工事ポケットブック	〃	H1.5	
現場技術者のための砂防、地すべり防止急傾斜地崩壊防止工事ポケットブック	〃	H4.10	
河川改修事業関係例規集	日 本 河 川 協 会		毎年発行
海岸関係法令例規集	全 国 海 岸 協 会		毎年発行
仮締切堤設置基準（案）	河 川 局 治 水 課		河川改修事業関係例規集に含まれる。
堤防余盛基準	〃		河川改修事業関係例規集に含まれる。
鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル	国 土 技 術 研 究 セ ン タ ー	H13.5	
ゴム引布製起伏堰技術基準（案）	〃	H12.10	
河 川 便 覧	日 本 河 川 協 会 編 国 土 開 発 調 査 会		毎年発行
新・斜面崩壊防止工事の設計と事例	全 国 治 水 砂 防 協 会	H8.7	
日本河川水質年鑑	山 海 堂		毎年発行
改訂版 砂防設計公式集（数表）	全 国 治 水 砂 防 協 会	S59.10	
改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）	〃	S59.10	
砂防関係法令例規集	〃		毎年発行
流 量 年 表	日 本 河 川 協 会		毎年発行
雨 量 年 表	〃		毎年発行
河川ハンドブック	〃		毎年発行
増補改訂（一部修正） 防災調節池等技術基準（案）解説と設計事例	〃	H19.9	
増補改訂 流域貯留施設等技術指針（案）	〃	H19.4	
準用河川改修の手引 ー平成19年度版ー	建 設 広 報 協 議 会	H19.3	
揚排水ポンプ設備 配管工事設計要領（案） 盤内機器選定要領（案） 配線工事設計要領（案）	河 川 ポ ン プ 施 設 技 術 協 会	H2.10	
揚排水機場設備点検・整備指針（案）・同解説	国 土 技 術 研 究 セ ン タ ー	H22.1	
多自然型河川工法設計施工要領（暫定案）平成6年度版	建 設 省 河 川 局	H5.6	
まちと水辺に豊かな自然を	山 海 堂	H2.2	

名 称	発行所名	発行年月	備 考
まちと水辺に豊かな自然を を考える II-多自然型川づくり	山 海 堂	H4.3	
まちと水辺に豊かな自然を III	〃	H8.7	
河川水辺の国勢調査年鑑	〃		毎年発行
川の風景を考える	〃	H5.9	
川の風景を考える II	〃	H8.4	
河川構造物の基礎と仮設	日 本 河 川 協 会	H5.7	
河川土工マニュアル	国 土 技 術 研 究 セ ン タ ー	H21.4	
柔構造樋門設計の手引き	〃	H11.12	
河川堤防の構造検討の手引き (改訂版)	〃	H24.2	
床止め構造設計の手引き	〃	H10.12	
改訂 護岸の力学設計法	〃	H19.11	
改訂 解説・工作物設置許可基準	〃	H10.11	
ダム・堰施設技術基準 (案)	ダム・堰施設技術協会	H23.7	
クレストラジアルゲート設計要領 (案)	国 土 技 術 研 究 セ ン タ ー	S60.8	
高圧ラジアルゲート設計要領 (案)・同解説	〃	S62	
選択取水設備設計要領 (案)・同解説	〃	S62.9	
ゲート開閉装置 (油圧式) 設計要領 (案)	ダム・堰施設技術協会	H12.6	
ゲート開閉装置 (機械式) 設計要領 (案)	〃	H12.8	
救急排水ポンプ設備技術指針・解説	河 川 ポ ン プ 施 設 技 術 協 会	H6	
鋼製起伏ゲート設計要領 (案)	ダム・堰施設技術協会	H11.10	
堰 の 設 計	ダム技術センター	H2.1	
最新 魚道の設計	ダム水源地環境整備センター	H10.6	
現場技術者のための 新版 ダム工事ポケットブック	山 海 堂	H3.7	
RCD工法技術指針 (案)	建 設 省 河 川 局	H1.8	
揚排水ポンプ設備技術基準 (案) 同解説 揚排水ポンプ設備設計指針 (案) 同解説	河 川 ポ ン プ 施 設 技 術 協 会	H13.2	
都市河川計画の手引き	建 設 省 河 川 局	H5.6	
水辺の景観設計	土 木 学 会	S63.12	
国土交通省 河川砂防技術基準 維持管理編 (河川編)	国 土 交 通 省	H23.5	

4. 道路関係

名 称	発行所名	発行年月	備 考
道路技術基準通達集 －基準の変遷と通達－（第6次改訂）	ぎょうせい	H14.4	
道路法関係例規集	ぎょうせい 編集建設省道路局	加除式	22分冊 全16巻33冊
道路環境保全のための道路用地の取得及び管理に関する基準 について	建設省計画局	S58.3	
道路鉄道交差及び新交通・地下鉄等に関する事務要覧	ぎょうせい・建設省 道路局路政課監修	H12.8	改訂版
特定の路線にかかる橋高架の道路等の技術基準について	ぎょうせい 建設省道路局	H3.4	
共同溝設計指針	日本道路協会	H22.1	第18刷
道路標識設置基準・同解説	〃	H23.7	第26刷
道路環境に関する資料集	近畿地方整備局	S63.3	
設計要領Ⅰ集（土木、舗装、排水、造園）	N E X C O 総研	H23.7	
設計要領Ⅱ集（橋梁、構造物、仮設構造物）	〃	H23.7	
設計要領Ⅲ集（トンネル）	〃	H23.7	
設計要領Ⅳ集（幾何構造）	〃	H22.7	
設計要領Ⅴ集（休憩、交通安全施設、交通制御）	〃	H23.7	
土質及び地質調査要領	〃	H19.1	
環境施設帯の設置に関する通達の運用について	建設省道路局	S63.9	
営業線近接工事保安関係標準示方書（在来線）	日本鉄道施設協会	S63.3	H22.1 営業線工事保安 関係標準仕様書 （在来線）
営業線近接工事保安関係標準示方書（新幹線）	〃	S53.3	H22.11 営業線工事保安 関係標準仕様書 （新幹線）
道路構造令の解説と運用	日本道路協会	H16.2	改訂版
橋の美（Ⅱ）道路橋景観便覧	〃	S56.6	
橋の美（Ⅲ）道路橋景観便覧	〃	H4.5	
道路土工要綱	〃	H21.6	改訂版
道路土工－切土工・斜面安定工指針	〃	H21.6	改訂版
道路土工－軟弱地盤対策工指針	〃	S61.11	
道路土工－擁壁工指針	〃	H11.3	
道路土工－カルバート工指針	〃	H22.3	改訂版
道路土工－仮設構造物工指針	〃	H11.3	

名 称	発行所名	発行年月	備 考
道路土工－盛土工指針	日 本 道 路 協 会	H22. 5	
落石対策便覧	〃	H12. 6	
道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説	〃	H12. 6	
道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説	〃	H14. 3	
道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説	〃	H14. 3	
道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説	〃	H14. 3	
立体横断施設技術基準・同解説	〃	S54. 1.	
道路橋支承便覧	〃	H16. 4	
鋼道路橋設計便覧	〃	S 55. 8	
鋼道路橋施工便覧	〃	S 60. 2	
鋼道路橋塗装便覧	〃	H17. 12	改訂版
塗膜劣化程度標準写真帳	〃	H 2. 6	
舗装設計施工指針（平成18年度版）	〃	H18. 2	
舗装設計便覧	〃	H18. 2	
舗装再生便覧	〃	H22. 11	
舗装施工便覧（平成18年度版）	〃	H18. 2	
舗装の構造に関する技術基準・同解説 改訂版	〃	H13. 9	
アスファルト舗装工事共通仕様書解説	〃	H 4. 12	改訂版
アスファルト混合所便覧	〃	H 8. 10	
コンクリート道路橋施工便覧	〃	H10. 1	改訂版
コンクリート道路橋設計便覧	〃	H 6. 2	
道路トンネル維持管理便覧	〃	H5. 11	
道路トンネル観察・計測指針	〃	H21. 2	平成21年改訂版
道路トンネル安全施工技術指針	〃	H 8. 10	

注) 道路橋示方書・同解説（H24. 4以降に改訂版発刊予定）の改訂内容は反映されていないため、内容が便覧と異なった場合は便覧の内容を読み替えること。

名 称	発行所名	発行年月	備 考
既設道路橋基礎の補強に関する参考資料	日 本 道 路 協 会	H12.2	
鋼管矢板基礎設計施工便覧	〃	H 9.12	
視線誘導標設置基準・同解説	〃	S 59.10	
道路橋補修便覧	〃	H 1. 8	
防護柵の設置基準・同解説	〃	H20.1	H20年改訂版
道路標識設置基準・同解説	〃	S 62. 1	
道路緑化技術基準・同解説	〃	S 63.12	
道路トンネル技術基準（換気編）・同解説	〃	H20.10	
道路トンネル技術基準（構造編）・同解説	〃	H15.11	
道路トンネル非常用施設設置基準・同解説		H13.10	
杭基礎設計便覧	〃	H19.1	改訂版
杭基礎施工便覧	〃	H19.1	
車両用防護柵標準仕様・同解説	〃	H16. 3	
道路環境整備マニュアル	〃	H1. 1	
舗装調査・試験法便覧	〃	H19.6	
道路の交通容量	〃	S 59. 9	
道路反射鏡設計指針	〃	S 55.12	
道路橋床版防水便覧	〃	H19.3	
平面交差の計画と設計－応用編－(2007)	交 通 工 学 研 究 会	H19.10	
交通工学に関する調査研究報告概要集	〃	S 61. 1	
交通工学文献目録（Ⅰ）（Ⅱ）	〃	S 61	
道路交通センサス自動車起終点調査集計 2冊分	〃	H 1. 5	
道路交通センサス基本集計表	〃	H 1. 5	
交通工学ハンドブック（2008）	〃	H20.7	DVD-ROM版
道路交通管理便覧	〃	S 54. 1	

名 称	発行所名	発行年月	備 考
交通信号の制御技術	交 通 工 学 研 究 会	S 58. 5	
改訂 路面標示の設置の手引	〃	H16. 7	第4版
有料道路ハンドブック	高 速 道 路 調 査 会	S 58. 9	
道路幾可構造検討資料 その1～その6	〃	S 52. 3	
高速道路共同開発道路空間多目的利用	〃	S 56	
構造物非破壊検査手法適用制に関する研究報告書	〃	S 55. 3	
車両制限令実務の手引	建 設 省 道 路 局	H20. 5	第3次改訂版
鋼構造架設施工指針 [2001年版]	土 木 学 会	H14. 4	
2006年制定 トンネル標準示方書 山岳工法編 ・同解説	〃	H18. 7	
2006年制定 トンネル標準示方書 シールド工法編 ・同解説	〃	H18. 7	
2006年制定 トンネル標準示方書 開削工法編 ・同解説	〃	H18. 7	
沈埋トンネル耐震設計指針 (案)	〃	S 50. 3	
シート防水工ハンドブック (NATM編)	トンネル防水シート協会	H10. 4	
山留め設計施工指針・第2版	日 本 建 築 学 会	H14. 3	
デザインデータブック	日 本 橋 梁 建 設 協 会	H23. 5	
鋼橋構造詳細の手引き	〃	H14. 1	
鋼橋架設実例集	〃	S 57. 7	
鋼橋架設等工事における足場工及び防護工の構造基準	〃	S 63. 6	
プレビーム合成げた橋設計施工指針	プ レ ビ ー ム 振 興 会	H 9. 7	第3版
プレビーム合成げた橋設計・製作・施工要領書	〃	H17	第3版 (改訂)
プレビーム合成げた道路橋標準設計集	〃	H23	
道路標識ハンドブック	全 国 道 路 標 識 業 協 会	H16. 8	
路面表示ハンドブック	〃	H10. 4	
P. C定着工法 (2010年版)	プ レ ス ト レ ス ト コ ン ク リ ー ト 技 術 協 会	H22. 12	改訂版
パイプレストレッシング工法 設計・施工マニュアル	パ イ プ レ ス ト レ ッ シ ン グ 工 法 協 会	H16. 3	
トンネルの地質調査と岩盤計測	土 木 学 会	S 58. 7	

名 称	発 行 所 名	発行年月	備 考
トンネルにおける調査計測の評価と利用	土 木 学 会	S62.9	
NATM工法の調査・設計から施工まで	土 質 工 学 会	S61.12	
NATMの計測指針に関する調査研究報告書	日 本 ト ン ネ ル 技 術 協 会	S58.3	
電線共同溝	道路保全技術センター	H7.11	
電線共同溝 管路材試験実施マニュアル (案)	〃	H11.1	
道路交通データブック	交 通 工 学 研 究 会	S63.2	
改訂 平面交差の計画と設計―基礎編―第3版	〃	H19.7	
道路の移動等円滑化整備ガイドライン	国 土 技 術 研 究 セ ン タ ー	H23.8	
道路維持修繕要綱	日 本 道 路 協 会	S53.7	
トンネル補修・補強マニュアル	公 益 財 団 法 人 鉄道総合技術研究所	H19.1	
変状トンネル対策工設計マニュアル	公 益 財 団 法 人 鉄道総合技術研究所	H10.2	
既設道路橋の耐震補強に関する参考資料	日 本 道 路 協 会	H9.8	
道路橋補修・補強事例集 (2009年版)	〃	H21.10	
道路震災対策便覧 (震前対策編)	〃	H18.9	
道路震災対策便覧 (震災復旧編)	〃	H19.3	
道路震災対策便覧 (震災危機管理編)	〃	H23.1	
道路橋マネジメントの手引き	(財)海洋架橋・橋梁調査 会	H16.8	
既設橋梁の耐震補強工法事例集	〃	H17.4	
マスコンクリートのひび割れ制御指針2008	日 本 コ ン ク リ ー ト 工 学 会	H20.11	
コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針-2009-	〃	H21.3	
「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」 耐震補強マニュアル (案)	国 土 交 通 省 都 市 ・ 地 域 整 備 局 道 路 局	H17.6	
「新幹線、高速道路をまたぐ橋梁の耐震補強3箇年プロ グラム」耐震補強マニュアル (案)	国 土 交 通 省 道 路 局	H17.6	
アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋 台躯体に関する補修・補強ガイドライン (案)	国 土 交 通 省 近 畿 地 方 整 備 局	H20.3	
3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コン クリート橋脚のアップグレード補強マニュアル (案)	国 土 交 通 省 道 路 局	H21.3	

5. 電気関係

名 称	発行所名	発行年月	備 考
電気通信設備工事必携	近畿建設協会		毎年発行
電気設備の技術基準とその解釈 (H23年版)	日本電気協会	H14.12	
詳解 電気通信端末機器適合認定 技術基準/技術的条件	電気通信端末機器 審査協会	H15.6	
電気設備工事共通仕様書 (平成13年版)	日本電設工業協会	H13.8	
電気設備工事標準図 (平成13年版 国交省)	建設電気技術協会	H13.11	
道路技術基準通達集－基準の変遷と通達－(第7次改訂)	ぎょうせい	H14.4	
道路照明施設設置基準・同解説	日本道路協会	H19.10	
配電規程	日本電気協会	H11	
内線規程	〃	H12.12	
J I L (日本照明器具工業会規格)	日本照明器具工業会	加除式	規格23種類 技術資料16種類
電気規格調査会標準規格 (J E C)	電気規格調査会		全86巻
日本電機工業会標準規格 (J E M)	日本電機工業会		全308冊

6. 河川関係工種別（河川、砂防、海岸）

工種	種別	適用示方書類（主要なもの）	細別	基準強度または許容応力度	を必要とする主要材料
1. 土	掘削（切土） 築堤（盛土） 法面工	道路土工			
	構造物 護岸工	河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準（案）設計編、 コンクリート標準示方書	基礎 根固石および コンクリート ブロック 水制 法枠 基礎	コンクリート、鋼矢板、杭 ” ” コンクリート、杭 ” ”、棒鋼 ”、鋼矢板、杭	
	水門工	河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準（案）設計編、 コンクリート標準示方書、道路橋示方書（下部構造編）、 ダム・堰施設技術基準（案）	本体 ゲートおよび 巻上機	コンクリート、棒鋼 鋼材	
	樋門、樋管工	河川管理施設等構造令、河川砂防技術基準（案）設計編、 コンクリート標準示方書、ダム・堰施設技術基準（案） 柔構造樋門設計の手引き（案）	基礎 本体 ゲートおよび 巻上機	コンクリート、鋼矢板、杭 ” ” 鋼材	
3. 橋りょう	鋼 コンクリート プレストレスト コンクリート	堰、堤	基礎 本体 ゲート	コンクリート、鋼矢板、杭 ” ” 鋼材	
		道路橋示方書（鋼橋編）、コンクリート標準示方書、道路橋 示方書（コンクリート橋編）、道路橋示方書（下部構造編）、 道路橋示方書（耐震設計編）		コンクリート、棒鋼、杭、鋼材 ” ”、”、”、”、” ”、”、”、”、”	
4. 付属施設		（注）なお、仮設構造物等に関しては、その規模、重要度、 期間等を考慮して、別途決定する。	擁壁 河川距離標 河川標識等	コンクリート ” ”	鋼材

7. 道路関係工種別

工 種	種 別	適用の方書類 (主要なもの)	細 別	基準強度または 許容応力度 } を必要とする主要材料
1. 土	工 切 面 盛 土	道路土工一切土工・斜面安定工指針 盛土工指針		
2. 構 造 物	側 溝 壁 擁 管 函	コンクリート標準示方書, J I S 道路土工一擁壁工指針 道路土工一カルバート工指針		コンクリート、同二次製品 "、"、"、"、 "、"、"、" "、"、"、"
3. 橋 り よ う	鋼 橋	道路橋示方書 (共通編)、道路橋示方書 (鋼橋編)、コンクリート標準示方書、道路橋示方書 (コンクリート橋編)、道路橋示方書 (下部構造編)、道路橋示方書 (耐震設計編)、J I S		コンクリート、棒鋼、杭、鋼材 "、"、"、" "、"、"、" "、"、"、"
4. 付 属 施 設	路 側 構 造 物 中 央 分 離 帯 照 明 施 設 標 識 類	道路照明施設設置基準 道路標識設置基準・同解説		コンクリート、同二次製品 鋼 材 "
5. ト ン ネ ル		道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説 " (換気編)・同解説		
6. 舗 装 工	コ ン ク リ ー ト ア ス フ ァ ル ト	舗装設計施工指針、舗装設計便覧		(注) なお、仮設構造物等に関しては、その規模、重要度、期間等を考慮して、別途決定するものとする。

第3節 許容応力度等（標準）

1. 一般事項

許容応力度、安全率等は工種、工法および材種によって異なり、さらに永久的なもの、短期的なもの、本工事と仮工事的なものにそれぞれ異なった値をとるべきであるので、一様に規定することは困難である。原則としては、該当する基準、示方書、指針等によるものとする。なお、具体的な数値等の運用については、河川、道路各部門の規定によるものとする。

2. コンクリート設計基準強度について

以下に記載する数値は例示であり、具体的な運用は各部門の規定による。

(1) 無筋コンクリート

コンクリート標準示方書 [2002年制定] (付録I 許容応力度法による設計) より

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 4 \leq 5.4 \text{ N/mm}^2$$

許容圧縮応力 $\sigma_{ca} = 4.5 \text{ N/mm}^2$ とすると

$$\sigma_{ck} = 4.5 \times 4 = 18 \text{ N/mm}^2 \text{ となる。}$$

(2) 鉄筋コンクリート（一般構造物）

コンクリート標準示方書 [2002年制定] (付録I 許容応力度法による設計) に対し、建設省制定の土木構造物設計マニュアル（案）においては

$$\text{許容圧縮応力 } \sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$$

で設計されており、この趣旨に従い

$$\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2 \text{ とすると}$$

$$\sigma_{ck} = 8 \times 3 = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ となる。}$$

(3) 鉄筋コンクリート非合成床版

(a) 道路橋示方書 [II 鋼橋編 8. 2. 9 による]

鋼桁との合成作用を考えない床版のコンクリートの設計基準強度は 24 N/mm^2 以上とする。

許容曲げ圧縮応力度は σ_{ck} の $1/3$ とする。

(b) 道路橋示方書 [III コンクリート橋編 3. 2 による]

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$$

従って、 $\sigma_{ca} = 8 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{ck} = 8 \times 3 = 24 \text{ N/mm}^2 \text{ とする。}$$

(4) 鉄筋コンクリート合成床版

道路橋示方書 [II 鋼橋編 1 1. 2. 1 による]

鋼げたと床版のコンクリートの合成作用を考慮する設計を行う床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、床版にプレストレスを与えない場合に 27 N/mm^2 以上、プレストレスを与える場合に 30 N/mm^2 以上とする。

(5) P. C 桁コンクリート

(a) 道路橋示方書 [III コンクリート橋編 3. 3. 1 による]

$$\sigma_{ck} : 30 \text{ N/mm}^2 \text{ 以上 } 60 \text{ N/mm}^2 \text{ 以下}$$

(b) プレストレストコンクリート標準示方書 [S53年制定] [5. 1. 1 による]

$$\sigma_{ck} : 30 \text{ N/mm}^2 \text{ 以上 } 60 \text{ N/mm}^2 \text{ 以下}$$

3. 鉄筋の許容応力について

- (1) 使用する鉄筋の材質はSD345とする。
- (2) 鉄筋の許容応力については各編各章の規定による。

(参 考)

3-1 各許容応力度調査について

(1) 表 1-3-1～1-3-4 は主材料別に構造物を分類し、それぞれの許容応力度に関連する示方書、指針などに記載されている値を例示したものである。

荷重、諸規定については、他に関連する示方書、基準があるが省略する。例えば橋りょうの荷重については道路橋示方書（共通編）に明記されている。

- (2) 許容応力度は基準となる許容応力度について示す。
- (3) 仮設構造物や仮設設備などの許容応力度または許容応力度の割り増しについては別途に取り扱う。
- (4) 許容応力度に関する示方書、基準を下記のように略称する。

(a) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説 日本道路協会 H 1 4. 3 ……道示下部構造編

(b) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説 日本道路協会 H 1 4. 3 ……道示コンクリート橋編

(c) 道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説 日本道路協会 H 1 4. 3 ……道示下部構造編

(d) 道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）日本道路協会 H 1 4. 3 ……道示耐震設計編

(e) プレストレストコンクリート標準示方書 土木学会 S. 54. 1 [S53 年制定] ……PC標示

(f) コンクリート標準示方書 土木学会 H 1 4. 3 [H 1 4 年制定] ……C標示

(g) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 日本港湾協会 H. 19. 9 ……港湾基準

(参考資料) 使用条件に応じた鉄筋の許容引張応力度は以下とする。(SD345)

一般の部材(通常的环境や常時水中、土中の場合) 180N/mm²

厳しい環境下の部材 160N/mm²

(一般の環境に比べて乾湿の繰り返し多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する。)

出典：[3-1 (参考資料)]
土木構造物設計マニュアル(案)(H.11) P25
に加筆

表 1-3-1 鋼 構 造

構 造	示方書類	許 容 応 力 度 N/mm^2									
		鋼 種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	コンクリート	SD345			
橋りょう 上 部 工	道 示 鋼 橋 編	軸 方 向	引張応力度	40 以下	140	185	210	255	(非合成) $\sigma_{ck}/3 \leq 10$	(引張) 140	
				40 をこえ 75 以下	125	175	195	245			
				75 をこえ 100 以下			190	240			
			圧縮応力度	40 以下	140	185	210	255			(合成) $\sigma_{ck}/3.5 \leq 10$
				40 をこえ 75 以下	$(\ell/r \leq 18)$	$(\ell/r \leq 16)$	$(\ell/r \leq 15)$	$(\ell/r \leq 18)$			
				75 をこえ 100 以下	$(\ell/r \leq 19)$	$(\ell/r \leq 16)$	$(\ell/r \leq 15)$	$(\ell/r \leq 17)$			
		曲げ応力度	40 以下	140	185	210	255				
			40 をこえ 75 以下	125	175	195	245				
			75 をこえ 100 以下			190	240				
		せん断応力度	40 以下	80	105	120	145				
			40 をこえ 75 以下	75	100	115	140				
			75 をこえ 100 以下			110	135				

橋りょう 下 部 工	道 示 鋼 橋 編	上 記
---------------	--------------	-----

表1-3-2 鋼構造

構 造	示方書類	許 容 応 力 度 N/mm ²				
			SS400 SM400 SMA400W SKK400 SKY400	SM490 SKK490 SKY490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
橋りょう 基礎工	道 示 下部構造編 (鋼ぐい)	引 張 応 力 度	140	185	210	255
		圧 縮 応 力 度	140	185	210	255
		せん断応力度	80	105	120	145
そ の 他 基礎工	港湾基準 (鋼ぐい)		SKK400 SHK400 SHK400M SKY400	SKK490 SHK490M SKY490		
		引 張 応 力 度	140	185		
		圧 縮 応 力 度	注1)	注2)		
		曲 げ 応 力 度	140	190		
		せん断応力度	80	110		
そ の 他	港湾基準 (鋼矢板)		SY295	SY390		
		曲げ引張応力度	180	235		
		曲げ圧縮応力度	180	235		
		せん断応力度	100	125		

注1) ℓ/r が 18 以下の場合

140

ℓ/r が 18 を超え、92 以下の場合

$140 - 0.82 (\ell/r - 18)$

ℓ/r が 92 を超える場合

$1200000 / (6700 + (\ell/r)^2)$

注2) ℓ/r が 16 以下の場合

185

ℓ/r が 16 を超え、79 以下の場合

$185 - 1.2 (\ell/r - 16)$

ℓ/r が 79 を超える場合

$1200000 / (5000 + (\ell/r)^2)$

表 1-3-3 鉄筋コンクリート構造 (RC構造)

構 造	示 方 書 類	許 容 応 力 度 N/mm^2		
		曲げ圧縮応力度	支 圧 応 力 度	鉄 筋
橋りょう 上 部 工	道 示 コンクリート橋編	$\frac{\sigma_{CK}}{3}$	$\left[0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right] \sigma_{CK}$ ただし $0.5 \sigma_{CK}$ 以下	SR235 140
				SD345 180 <140>
< >支間 10m 以下の床版橋				
橋りょう 下 部 工	道 示 コンクリート橋編	$\frac{\sigma_{CK}}{3}$	$\left[0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right] \sigma_{CK}$ ただし $0.5 \sigma_{CK}$ 以下	SR235 140 SD345 180
	港 湾 基 準	$\frac{\sigma_{CK}}{3} + 1.0$	$0.30 \sigma_{CK}$	SR235 140 SR295 160 SD345 200 SD390 210
基 礎 工	道 示 下部構造編 耐震設計編 港湾基準編	上 記		
擁 壁 そ の 他	道 示 下部構造編 耐震設計編	上 記		

表1-3-4 プレストレストコンクリート構造（PC構造）

構 造	示 方 書 類	許 容 応 力 度 N/mm^2							
橋りょう上部工	道示 コンクリート 橋編 耐震設計編	コンクリートの設計基準強度							
		応力度・部材の種類	30	※ 36	40	50	60		
		プレスト レッシング 直 後	曲 げ 圧 縮 応 力 度	長方形断面の場合	15	17.4	19	21	23
				T形および箱形断面の場合	14	16.4	18	20	22
そ の 他	曲 げ 圧 縮 応 力 度	軸 圧 縮 応 力 度	11	13.1	14.5	16	17		
		長方形断面の場合	12	13.8	15	17	19		
		T形および箱形断面の場合	11	12.8	14	16	18		
		軸 圧 縮 応 力 度	8.5	10	11	13.5	15		
※ $\sigma_{CK}=36 N/mm^2$ の許容応力度は、 $\sigma_{CK}=30N/mm^2$ と $\sigma_{CK}=40N/mm^2$ の値を用いて直線補間により求めている。									
コンクリート支圧応力度		$(0.25+0.05 \frac{Ac}{Ab}) \sigma_{CK}$ ただし $\sigma_{ca} \leq 0.5 \sigma_{CK}$							
鉄筋引張応力度		SR235 SD345		140 180					
P C 標 示 (S53年制定)		コンクリートの設計基準強度							
		応力度・部材の種類	30	40	50	60			
		プレスト レッシング 直 後	曲 げ 圧 縮	長 方 形 断 面	15	19	21	23	
				T形および箱形断面	14	18	20	22	
二軸曲げのぐう角部	16			20	22	24			
		軸 圧 縮	12	14.5	16	17			
使用状態	曲 げ 圧 縮	長 方 形 断 面	12	15	17	19			
		T形および箱形断面	11	14	16	18			
		二軸曲げのぐう角部	13	16	18	20			
		軸 圧 縮	9	12	13.5	15			
コンクリート支圧応力度		$(0.25+0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{CK}$ ただし $\sigma_{ca} \leq 0.5 \sigma_{CK}$							
鉄筋引張応力度		SR235 SR295 SD345 SD390		140 160 200 210					
橋りょう下部工	道 示 下 部 構 造 編 耐 震 設 計 編 P C 標 示 (S53年制定)	上 記							
基 礎 工 そ の 他	道 示 下 部 構 造 編 耐 震 設 計 編 P C 標 示 (S53年制定) J I S								

表 1-3-5 無筋コンクリート構造

構 造	示 方 書 類	許 容 応 力 度 N/mm ²		
橋りょう下部工	道 示 下部構造編 耐震設計編	圧縮応力度	支圧応力度	備 考 σ_{CK} : コンクリートの 設計基準強度
		$\frac{\sigma_{CK}}{4} \leq 5.5$	$0.3 \sigma_{CK} \leq 6$	
	C 標 示 [H14年制定]	$\frac{\sigma_{CK}}{4} \leq 5.5$	$0.3 \sigma_{CK} \leq 6$	
擁壁その他	道 示 下部構造編 C 標 示 [H14年制定]	上 記		

第4節 鉄筋コンクリート関係 (標準)

1. 配筋の仕様

施工性を考慮し、配筋仕様は以下のとおりとする。

- (1) 鉄筋の定尺は 12.0m 以下とする。
- (2) 重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は原則として、定尺鉄筋 (50cm ピッチ) を使用する。
- (3) 頂版、底版および側壁の配力鉄筋は主鉄筋の外側に配置する。
- (4) 主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は 10cm とする。
ただし、底版については 11cm とする。
- (5) 鉄筋組立、コンクリート打設等の施工性に十分配慮を行うこと。
- (6) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにするものとする。

出典：[1]
土木構造物設計マニュアル (案) (H.11) P30

(解 説)

- (a) 鉄筋の定尺は山間部等、鉄筋の搬入が困難な場合は適宜判断する。
- (b) プレキャスト製品を除くボックスカルバートの鉄筋加工の単純化をはかるため、定尺鉄筋 (50cm ピッチ) の使用を原則とし、重ね継手長を長くすることで調整することとする。ただし、スターラップ、帯鉄筋、組立筋、ハンチ筋はこの限りではない。また、鉄筋のフック長による調整は、鉄筋の加工作業を煩雑にさせるため行わないのがよい。

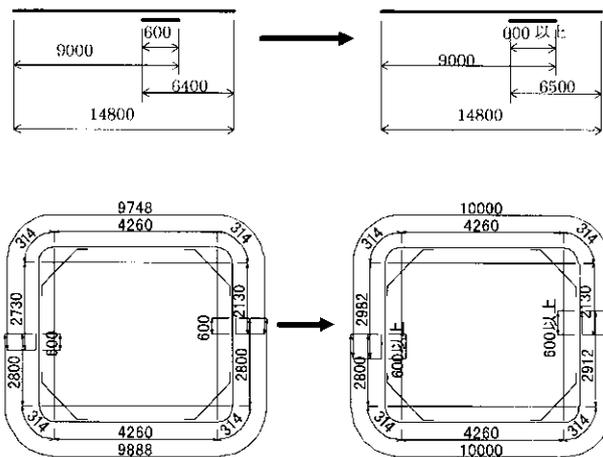


図 1-4-1 定尺鉄筋の採用例 (鉄筋径 D19)

(c)従来の設計では施工性よりも設計計算の優位性を重要視して、主鉄筋を配力鉄筋の外側に配置していた。しかし、鉄筋の組立順序としては、従来の設計方法では施工性が悪く、また設計計算上の優位性もきわめて小さいことから施工性や荷重の分配、耐久性の確保等に配慮して配力鉄筋は主鉄筋の外側に配置することとした。

ただし、土留め壁との間隔が狭い場所や、外型枠が埋設型枠の場合や、鉄筋を組む前に型枠を設置する場合には、配筋の順序を考慮し、決めなければならない。

鉄筋のかぶり厚は、頂版・側壁の各部材については4cm、底版については7cm以上とした。また配力鉄筋の位置および、組立筋を考慮して、主鉄筋中心から、コンクリート表面までの距離を、頂版・側壁については10cm、底版については11cmを標準値とする。

(d)主鉄筋、帯鉄筋量の増大に伴い、断面内における配筋が非常に密となる傾向となっていることから、設計段階において、施工に関する十分な配慮が必要である。また、設計時より過密鉄筋で施工が困難と判断される場合には、適切な配筋方法の選択を検討すること。

2. ユニット鉄筋の仕様

ユニット鉄筋の採用に際して、以下のとおり規定する。

- (1)主鉄筋の鉄筋径はD16～D38とする。
- (2)主鉄筋の配置間隔は250mmとする。
- (3)ユニット鉄筋は面材ユニットとする。
- (4)ユニット鉄筋の継手
 - (a)ユニット鉄筋の主鉄筋および配力鉄筋は重ね継手とする。
 - (b)配力鉄筋の重ね継手長は 20ϕ とする。
- (5)主鉄筋と配力鉄筋の結束方法は専門工場における自動点溶接とする。
- (6)配力鉄筋の径は主鉄筋の $1/2$ 以上とし、最小径はD16とする。
- (7)配力鉄筋の配置間隔は300mmとする。

出典：[2]
土木構造物設計マニュアル（案）(H.11) P33

(解 説)

(a)配筋間隔を250mmで統一したことにより、従来のD29etc125と同程度以上の鉄筋量を確保する目的から、主鉄筋の最大径をD38とした。

(b)単位mに対して割り切りの良い250mmとした。

(c)ユニット鉄筋とは、現場での鉄筋の組立作業を大幅に削減するため、あらかじめ品質管理のゆきとどいた工場等において加工・組立が成された鉄筋を言う。

(d)ユニット鉄筋の主鉄筋の重ね継手長は以下の式により求めた値以上とする。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \times 1.3$$

ここに、 l_a ：重ね継手長（10mm単位に切り上げ）（mm）

σ_{sa} ：鉄筋の重ね継手長を算出する際の許容引張応力度（200N/mm²）

τ_{oa} ：コンクリートの許容付着応力度（1.6N/mm²）

ϕ ：鉄筋の直径（mm）

なお、ユニット鉄筋の継手は、一断面に集中するため（いわゆるイモ継ぎ）、割り増し係数1.3を乗じた。

(e) 製作段階における溶接熱の影響をできるだけ回避する目的から、溶接箇所数の低減化を配慮し配力鉄筋のピッチを 300mm、最小径を D16 とした。

3. 鉄筋の継手

(1) 異形鉄筋の重ね継手長は下表の値以上とする。ただし、耐震を考慮した橋脚の柱のように、重ね継手を用いると継手が有効に働かなくなることが懸念される場合には、ガス圧接継手とする。

表 1-4-1

鉄筋径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41	D51
重ね継手長 (mm)	410	500	600	690	790	910	1000	1100	1190	1290	1600

($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345 の場合)

(2) 水中で施工する場所打ちぐいの主鉄筋の重ね継手長は、下表の値以上とする。また、帯鉄筋の継手の種類はフレアー溶接を原則とし、溶接長さは 10ϕ を標準とする。ただし、深礎杭の帯鉄筋の重ね継手長は、上表の値以上、かつ、主鉄筋の配置を考慮して決定するものとする。

表 1-4-2

鉄筋径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35	D38	D41	D51
重ね継手長 (mm)	550	670	800	920	1050	1210	1340	1460	1590	1710	2130

($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, SD345 の場合)

(3) ユニット鉄筋を使用しない場合の鉄筋の重ね継手長は以下の式により求めた値以上とする。

(解説)

(a) ユニット鉄筋を使用しない場合の鉄筋の重ね継手長は以下の式により求めた値以上とする。

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi$$

ここに、 ℓ_a : 重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の重ね継手長を算出する際の許容引張応力度

(SD345 の場合 200N/mm^2)

τ_{oa} : コンクリートの付着応力度

($\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ の場合 : 1.6N/mm^2)

($\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ (水中施工の場所打ち杭) の場合 : 1.2N/mm^2)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

表 1-4-3 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度	許容曲げ圧縮応力度	許容付着応力度	許容せん断応力度
24	8.0	1.60 (1.20)	0.23

() は水中で施工する場所打ちぐいの値を示す。

出典 : [3 (解説)]
土木構造物設計マニュアル (案) (H.11) P33
に加筆

出典 : [表 1-4-3]
土木構造物設計マニュアル (案) (H.11) P25

表 1-4-4 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

出典：[表 1-4-4]
土木構造物設計マニュアル (案) (H.11) P25

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	S D 345
引張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	一般の部材 ^{注1)}	180
		厳しい環境下の部材 ^{注2)}	160
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合		200

注 1) 通常環境や常時水中、土中の場合。

注 2) 一般環境に比べて乾湿の繰り返しが多い場合や有害な物質を含む地下水位以下の土中の場合（海洋環境などでは別途かぶりなどについて考慮する。）

(b) 深礎杭の帯鉄筋の重ね継手長は、表 1-4-1、表 1-4-2 に示す値以上とするが、下図に示すように主鉄筋の配置を考慮して決定するものとする。

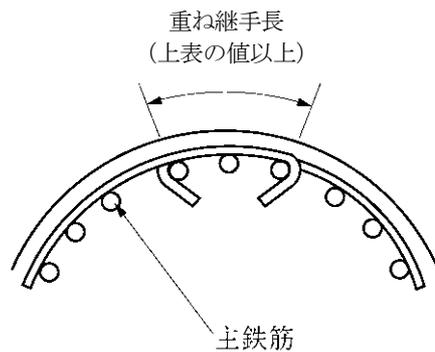


図 1-4-2 主鉄筋の配置を考慮した帯鉄筋の重ね継手長

第5節 土工関係（標準）

土及び岩の分類

1. 土及び岩の分類は下表の通りとする。

表1-5-1 土及び岩の分類表

出典：[1]
土木工事共通仕様書
(H.23) P33

名 称			説 明	摘 要
A	B	C		
土	礫質土	礫まじり土	礫の混入があつて掘削時の能率が低下するもの	礫の多い砂、礫の多い砂質土、礫の多い粘性土 礫 (G) 礫質土 (GF)
		砂	バケツ等にも山盛り形状になりにくいもの	海岸砂丘の砂 マサ土 砂 (S)
	砂質土及び砂 (普通土)	砂質土 (普通土)	掘削が容易で、バケツ等にも山盛り形状にし易く空げきの少ないもの	砂質土、マサ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム 砂 (S) 砂質土 (SF) シルト (M)
		粘性土	バケツ等に付着し易く空げきの多い状態になり易いもの、トラフィカビリティが問題となり易いもの	ローム 粘性土 シルト (M) 粘性土 (C)
		高含水比粘性土	バケツ等に付着し易く特にトラフィカビリティが悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土 シルト (M) 粘性土 (C) 火山灰質粘性土 (V) 有機質土 (O)
岩	岩塊玉石	岩塊玉石	岩塊、玉石が混入して掘削しにくく、バケツ等に空げきのでき易いもの 岩塊、玉石は粒径 7.5cm 以上とし、まるみのあるものを玉石とする。	玉石まじり土、岩塊 岩塊起砕された岩 ごろごろした河床
		軟岩	I	第三紀の岩石で固結の程度が弱いもの 風化がはなはだしくきわめてもろいもの 指先で離し得る程度のもので、き裂の間隔は 1～5cm くらいのもので、第三紀の岩石で固結の程度が良好なもの。 風化が相当進み多少変色を伴い軽い打撃で容易に割れるもの、離れ易いもので、き裂間隔は 5～10cm 程度のもの。
	II		凝灰質で固く固結しているもの。風化が目にして相当進んでいるもの。 き裂間隔が 10～30cm 程度で軽い打撃により離し得る程度、異質の硬い互層をなすもので層面を楽に離し得るもの。	
	硬岩	中硬岩	石灰岩、多孔質安山岩のように、特にち密でなくても相当の硬さを有するもの。風化の程度があまり進んでいないもの。硬い岩石で間隔 30～50cm 程度のき裂を有するもの。	地山弾性波速度 2,000～4,000 m / sec
硬岩		I	花崗岩、結晶片岩等で全く変化していないもの。き裂間隔が 1m 内外で相当密着しているもの。硬い良好な石材を取り得るようなもの。	地山弾性波速度 3,000m / sec 以上
	II	けい岩、チャートなどの石英質に富む岩質で最も硬いもの。風化していない新鮮な状態のもの。き裂が少なく、よく密着しているもの。		

第6節 コンクリートの適用範囲（標準）

1. コンクリートの種別は、構造物により、次表を標準とする。

表 1-6-1 コンクリートの適用範囲

工種	種別	記号	設計基準強度 N/mm ²	生コンクリート 呼び強度 N/mm ²	スラブ [°] cm	骨材の最大寸法 mm	備考
擁壁	重力式擁壁	18- 8-40	18	18	8	40	
	半重力擁壁	18- 8-40	18	18	8	40	
	鉄筋コンクリート擁壁	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
橋台・橋脚	重力式橋台、橋脚	18- 8-40	18	18	8	40	
	半重力式橋台、橋脚	18- 8-40	18	18	8	40	
	鉄筋コンクリート橋台、橋脚(躯体・ウイング)	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	鉄筋コンクリート橋台、橋脚(フーチング)	24- 8 12-40	24	24	8 12	40	※2
基礎	井筒基礎	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	水中コンクリートはスラブ 8cmとする。
	潜函基礎	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	深礎基礎	24- 8 12-40	24	24	8 12	40	
	場所打杭(リバース・ベント・アース・ドリル・連続地中壁工法)	30-18-40	24	30	18	40	参考 C=350kg/m ³ 以上
	ニューマチックケーソンの中埋コンクリート	18-15-25	18	18	15	25	
	均しコンクリート	18- 8-40	18	18	8	40	
河川・道路構造物	樋門	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	堰柱	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	閘門	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	函渠	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	堰(鉄筋コンクリート)	24- 8 12-40	24	24	8 12	40	※2
	堰・床止(無筋コンクリート)	18- 8-40	18	18	8	40	
橋梁上部工	RC 場所打ちスラブ	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	RC 場所打ちホースラブ	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	PC プレテン T 桁橋(横桁・間詰)	30- 8 12-25	30	30	8 12	25	
	PC プレテン床版橋(間詰)	30- 8 12-25	30	30	8 12	25	
	PC 合成桁(RC 床版)	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	PC 合成桁(PC 合成床版)	30- 8 12-25	30	30	8 12	25	
	PC 場所打ちホースラブ	36- 8 12-25	36	36	8 12	25	
	PC ホーステン T 桁(主桁)	40- 8 12-25	40	40	8 12	25	
	PC ホーステン T 桁(床版・横桁)	30- 8 12-25	30	30	8 12	25	
	鋼非合成桁(床版)	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	鋼合成桁(床版)	27- 8 12-25 30- 8 12-25	27 30	27 30	8 12	25	※1
	地覆・高欄	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	

出典：[表 1-6-1(鉄筋コンクリート構造物の骨材の最大寸法)]
コンクリート標準示方書 P74 に準じ、構造物ごとに加筆

※1 鋼合成桁[床版]の上段は、床版にプレストレスを与えない場合、下段はプレストレスを与える場合
 ※2 鉄筋コンクリート構造物の内、鉄筋コンクリート橋台、橋脚(フーチング)および堰(鉄筋コンクリート)については、部材条件、鉄筋のあきを鑑み品質の確保のために骨材の最大寸法を 40mm とした。また、コンクリート標準示方書では最大寸法が 1000mm 以上、かつ鋼材の最小あきおよびかぶりの 3/4 が 40mm 以上の場合は骨材の最小寸法を 40mm としている。

工種	種別		記号	設計基準強度 N/mm ²	生コンクリート 呼び強度 N/mm ²	スランプ [°] cm	骨材の 最大寸法 mm	備考
トンネル	N A T M	アーチ・側壁	18-15-40	18	18	15	40	C=270kg/m ³
		インバート	18- 8-40	18	18	8	40	C=240kg/m ³
		坑門	24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
砂防	溪流保全工(流路工)		18- 8-40	18	18	8	40	
	堰堤本体・間詰コンクリート・間詰擁壁		18- 5-40	18	18	5	40	
	堤冠コンクリート		21- 5-40	21	21	5	40	
その他の 構造物	法張コンクリート		18- 8-40	18	18	8	40	ブロック現場打コンクリート 隔壁コンクリート 天端コンクリート
	法枠(場所打)		24- 8 12-25	24	24			
	法枠(中埋)		18- 8-40	18	18	8	40	
	ブロック積(張)石積		18- 8-40	18	18	8	40	胴込、裏込、基礎、天橋
	小構造物基礎(無筋)		18- 8-40	18	18	8	40	標識、防音壁等
	小構造物基礎(鉄筋)		24- 8 12-25	24	24	8 12	25	標識、防音壁等 ※
	蓋板		24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	側溝(無筋)		18- 8-40	18	18	8	40	
	側溝(鉄筋)		24- 8 12-25	24	24	8 12	25	
	街渠		18- 8-40	18	18	8	40	
	ヒューム管基礎		18- 8-40	18	18	8	40	
	ヒューム管ライニング		18- 8-40	18	18	8	40	標識区P3、P4を含む
	消波ブロック 根固めブロック		18- 8-40	18	18	8	40	
	杭頭補強		24- 8 12-40	24	24	8 12	40	フチングと同じ規格とする。
	伸縮継手		36- 8 12-25	36	36	8 12	25	後付け工法(早期の交通開放が必要な場合)
集水枿		18- 8-40	18	18	8	40		

(解説)

- 樋門等の設計基準強度は、最低設計基準強度を示したものであり、用途に応じて適切な強度を定めるものとする。
- 場所打杭(ベント杭)は一般に地下水等による水中コンクリートとなる場合が多いため、セメント使用量を考慮して呼び強度30N/mm²、スランプ18cmとし、セメント量は350kg/m³以上とする(特注品)。骨材最大寸法は40mmを標準とするが、配筋が困難な場合は25mmとしてよい。尚、混和材(遅延材)の使用については、25℃を超える場合は1.5時間、25℃以下は2.0時間以内にコンクリートを打込めるよう運搬計画を立てるものとし、混和剤(遅延材)は使用しないものとする。
- スランプの範囲は、スランプ5~8cmは±1.5cm、スランプ8~18cmは±2.5cm、ただしコンクリート舗装はスランプ2.5cm、許容値±1.0cm 道路橋床版はスランプ8cmとする。
- 生コンクリートにおいて耐久性等を要求される場合は、特注配合品を考慮する。
- 管渠の接合、プレキャスト製品の接合および敷モルタルは、モルタル1:3の配合を用いるものとする。

出典：〔解説〕(2)
コンクリート標準示方書
(H.19) P344, 111

2. コンクリートの種類（構造物による分類）

表 1-6-2 コンクリートの種類（構造物による分類）

種 類	コンクリート構造物の分類
無筋構造物	重力式擁壁等のマッシブな無筋構造物、比較的単純な鉄筋を有する構造物で半重力式擁壁、橋台及び均しコンクリート等 [例] マッシブな無筋構造物、半重力式擁壁及び橋台・橋脚・均しコンクリート、コンクリート擁壁（Hが1.0mを越えるもの）
鉄筋構造物	水路、ボックスカルバート、水門、ポンプ場下部工、栈橋上部コンクリート、突桁又は扶壁式の擁壁及び橋台、橋脚、橋梁床版等の鉄筋量の多い構造物 [例] 突桁式擁壁・扶壁式擁壁・ボックスカルバート・突桁式橋台・扶壁式擁壁・橋脚等・鉄筋量の多い構造物・床版RC橋等
小型構造物	最大高さ1m程度の鉄止擁壁、水路、側溝等のコンクリート断面積が小さく（1㎡以下）連続している構造物 [例] コンクリート擁壁（H=1.0m以下）・側溝・石積等、基礎及び天端コンクリート、コンクリート枠の中詰コンクリート等
	コンクリート量が少なく形状が複雑な構造物及び道路照明、標識、防護柵の基礎等の少量（1m³以下）のコンクリート量で点在する構造物 [例] 防護柵及び標識等の基礎、集水桝・蓋板・目地コンクリート・目詰コンクリート等

出典：[2]
土木工事標準積算基準書
（共通編）（H.23）
PII-4-①-1 に加筆

第7節 プレキャスト部材の適用（標準）

側溝・水路の計画にあたっては、「コンクリート2次製品標準図集（側溝・水路編）」（H12. 4 開発普及推進協議会）によるものとする。擁壁およびカルバートの計画にあたって、場所打ちよりもプレキャスト化したほうが、工期短縮など現場作業の省力化が図れ有利になると考えられるものについては、プレキャスト化の採用を検討するものとする。

（解説）

(1) 側 溝

プレキャスト製品の標準化・規格化を「コンクリート2次製品標準図集（側溝・水路編）」（H12. 4 近畿地区建設技術開発普及推進協議会）として取りまとめたので、本図集構造規格を満足するプレキャスト製品を使用するものとする。（「図集」内に記載されている載荷条件・許容応力度に基づく構造規格の照査を満足した製品をいう。）

ただし、現場条件によりプレキャスト製品の使用が困難な部材等に対しては、場所打ちコンクリート部材を使用してもよい。

（例）

- ・路側に擁壁がある場合のL型側溝
- ・集水ます

場所打ちコンクリート部材は、今後さらに、プレキャスト製品を大型化・規格化することで、頻度を少なくしていく。

(2) 擁 壁

プレキャスト部材は、横断方向に一体とすることを標準とする。なお、分割型を採用する場合は、継手構造の安全性等について確認する必要がある。また、プレキャスト部材は工場製作を前提としているため、製品の断面寸法及び1ブロックの重量は、輸送条件及び現場条件等を勘案して決定するものとする。

プレキャスト部材の設計基準強度は、プレキャスト擁壁の部材の製作を工場で行うことを前提としているため、30～40N/mm² {300～400kgf/cm²} とする。

(3)カルバート

プレキャスト部材は、横断方向に一体とする。なお、分割型を採用する場合は、継手構造の安全性等について確認する必要がある。また、プレキャスト部材は工場製作を前提としているため、製品の断面寸法及び1ブロックの重量は、輸送条件及び現場条件等を勘案して決定するものとする。

プレキャスト部材の製作は、工場製作を前提としているため、コンクリートの設計基準強度を $30\sim 40\text{N/mm}^2$ { $300\sim 400\text{kgf/cm}^2$ } とする。

プレキャスト部材の縦方向の接合は、特に継手部の止水性を確保している場合や土かぶりが大きく変化する場合などには、PC鋼材または高力ボルトにより連結することが望ましい。

縦締めPC鋼材に対しては、施工時におけるプレキャスト部材の引き込み力に対する検討、並びに止水性を確保するための緊張力の検討を行うものとする。

その他、第3編 道路編 第5章ボックスカルバート 第13節プレキャストボックスカルバートによるものとする。

第8節 新技術の活用（標準）

公共工事等に関する優れた技術は、公共工事等の品質の確保に貢献し、良質な社会資本の整備を通じて、豊かな国民生活の実現及びその安全の確保、環境の保全・良質な環境の創出、自立的で個性豊かな地域社会の形成等に寄与するものであり、優れた技術を持続的に創出していくためには、民間事業者等により開発された有用な新技術を公共事業等において積極的に活用していくことが重要である。

1. 設計業務における新技術の積極的な活用検討

新技術の積極的な活用検討にあたっては、「新技術情報提供システム（以下、『NETIS』という。）」を利用するとともに、「新技術の評価情報チェックリスト」を参考に活用するものとする。
ただし、活用にあたっては、採用しようとする条件に適合しているかどうか十分な検討を行う。

（解説）

(1) NETISについて

NETISとは、国土交通省が運用している新技術に係る情報を、共通および提供するためのデータベースである。

NETISは、平成18年8月より、新技術の峻別による有用な新技術の活用促進と技術のスパイラルアップを目的として、事後評価に重点を置いた「公共事業等における新技術活用システム」として本格運用を行なっている。

(2) 新技術の評価情報チェックリストについて

新技術の評価情報チェックリストは、従来工法に対する対比および技術概要で構成されており、新技術の活用検討にあたって、容易に比較検討できるものとなっている。

また、NETIS ホームページ「新技術の検索」内の「新技術の評価情報チェックリスト」から、入手可能である。

表1-8-1 新技術の評価情報チェックリスト（一部抜粋）

■新技術の評価情報チェックリスト(H22. 10月現在) 評価済みの技術
実用になった技術

工種	新技術	新技術の名称	新技術の概要	新技術の利点	新技術のデメリット	新技術の適用範囲	新技術の適用条件	新技術の適用事例	新技術の適用状況	新技術の適用効果
道路工	道路の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	道路の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	道路の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	道路の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
河川工	河川の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	河川の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	河川の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	河川の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
土木工	土木の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	土木の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	土木の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	土木の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
民生関連	民生関連の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	民生関連の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	民生関連の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法
	民生関連の新技術	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法	歩道橋設置工法

2. 設計業務における「設計比較対象技術」の活用促進

以下に示す設計の各段階において、NETISに登録されている「設計比較対象技術」の積極的な活用を図るものとする。

①概略設計段階

- ・比較案の提案にあたって積極的に活用

②予備設計段階

- ・比較案の提案にあたって積極的に活用
- ・概略設計における比較案の評価、検討にあたって積極的に活用

③詳細設計段階

- ・工法等の選定にあたって積極的に活用

(解説)

(1)設計比較対象技術について

NETISに登録された技術については、事後評価（活用効果評価）の結果にもとづき、有用な新技術として以下の技術指定が行われている。

(a)設計比較対象技術

(b)少実績優良技術

(c)活用促進技術

(d)推奨技術／推奨技術候補

上記のうち、設計比較対象技術については、技術の優位性が高く安定性が確認されている技術として位置づけられており、設計時における比較対象とするものである。

(2)設計比較対象技術の一覧（平成23年12月現在）

表1-8-2 設計比較対象技術一覧

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
1	土工	土工	残土処理工	安定処理工(バックホウ混合)	ESR工法	発生土及び固化材の自動計量装置を有する自走式土質改良機を用い土質改良を行う	・原位置において土質改良を行うことができる ・高品質の改良土を安定供給できる ・粉塵発生を抑制、周辺環境の保全に有効	HR-060002-V	設計比較対象技術(H23年度～)少実績優良技術(H19年度～)
2	土工	土工	残土処理工	建設副産物(建設汚泥)に係るリサイクル・システム	汚泥改良工法	無機性の建設汚泥を対象とし、無機固化剤マデックスを添加攪拌を行うことで、団粒固化させ再利用を可能とする処理技術	・コスト削減 ・産業廃棄物の発生を抑制 ・資源の有効利用	SK-990021-V	設計比較対象技術(H19年度～)
3	土工	土工	残土処理工	場外搬出・処分	オデッサシステム	掘削あるいは基礎工事等により発生する性状不安定な微粒子を含む建設汚泥を数分で再利用可能な造粒物に処理する	・物理的脱水処理が不要 ・施設からの排水がない ・現場内での現位置処理が可能	TH-980015-V	設計比較対象技術(H20年度～)
4	土工	土工	残土処理工	バックホウ混合	自走式土質改良機	そのままでは利用できない建設発生土を、有効利用・現場内利用をするために、固化材等で改良する技術	・混合ムラが少なく高品質で安定した改良品質を確保できる ・固化材使用量の低減と工期短縮によるコストダウンが可能 ・粉塵の飛散が極めて少なく、作業・周辺環境に配慮した施工ができる	KT-990459-V	設計比較対象技術(H22年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
5	土工	土工	締固め工	丁張り杭による敷均し管理、オペレータによる転圧回数カウントによる人的施工管理ならびにRI計測による盛土の締固め管理	GPSによる盛土の敷均し・締固め管理システム	盛土の締固め施工管理をするシステムで、重機上でリアルタイムに施工結果の確認が出来、電子化し保存・帳票出力が可能	・大幅なコストダウンが望める ・重機による労働災害が無く、測量コストを省くことが可能 ・地盤データの面的分布を現場事務所及び各オペレーターが管理・確認できる	KT-060123-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
6	土工	安定処理工	-	固化材散布後バックホウによる混合攪拌	リテラ(BZ210・BZ200・BZ120)	現場内での安定処理工等で、自走式土質改良機リテラにより、改良機内で建設発生土等の原料土を固化材と均質に混合して改良土とし、再利用するための混合技術	・原料土と固化材の混合品質が安定 ・粉塵飛散が低減 ・固化材散布や敷き均し作業の軽減	KK-980067-V	H23推奨技術 H22準推奨技術 設計比較対象技術 (H20年度～)
7	土工	軽量盛土工	超軽量盛土工	EPS工法(H鋼支柱保護壁タイプ)	ウォールブロック工法	EPS軽量盛土工法での発泡スチロール保護用の壁体を安く、早く、簡単に作成可能な新しい保護壁面材付き軽量盛土工法	・非常に効率的(工期短縮の効果) ・剥離、脱落を効果的に防止する ・積層時に交通荷重、地震動の鉛直荷重を効率的に吸収するため壁面材に影響を与えない	QS-040024-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
8	土工	軽量盛土工	超軽量盛土工	超軽量盛土工法	フォームライトW(R-PUR工法)	現場発泡ウレタン超軽量盛土工法用に開発されたノンフロン材料で、2液の原液を現場発泡させることで、軽量の盛土体を現場で形成することが可能	・現地盤形状に合わせた施工が可能 ・資材置場ヤードの縮小 ・工期短縮が可能	QS-990001-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
9	共通工	法面工	コンクリート法 枠工	自由に変形する型枠鉄筋のプレハブ部材を用いたのり枠構造	ソイルクリート工法	簡易吹付のり枠工。のり枠には複雑な型枠を用いず材料費削減および施工性が改善されることで大幅なコスト削減を実現することができる技術	・型枠なしでも規格と通りの断面形状の枠がつけられる ・地山補強の鉄筋挿入工との併用も可能 ・吹付のり枠工に比べ、簡易的な使用材料と施工方法	CB-980023-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
10	共通工	法面工	吹付工	吹付枠工	ユニラップ工法	斜面に対して高強度の吹付け構造物を構築する技術で、長距離・高揚程材料圧送工法	・長距離・高揚程箇所の施工もプラント移動なしに行える。 ・吹付け構造物の設計基準強度を24N/mm ² 以上に設定可能 ・剛性のある型枠の使用により、打設時の変形が少ない	KT-980565-V	H23推奨技術 設計比較対象技術 (H22年度～)
11	共通工	法面工	植生工	厚層基材吹付工	ネッコチップ工法	伐採材と現地発生土を利用した法面緑化工法。法面緑化工事において、現場の発生材の活用と、機械化施工で建設廃棄物の抑制とコストの削減に寄与する技術	・地域植生の保全・復元が期待できる ・廃棄物を緑化資材としてリサイクルできる ・運搬費・処理費が低減される	CB-980067-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
12	共通工	法面工	植生工	植生基材吹付工 T=5cm	PRE(ピーアールイー)緑化工法	道路開設等の建設工事で発生する伐根、根株、剪定枝等の植物発生材を使用したコスト削減型植生基材吹付工	・緑化基礎工の省略による工期の短縮 ・リサイクルによるコスト削減 ・廃棄物の低減効果が期待できる	CG-020023-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
13	共通工	法面工	植生工	植生マット工及び植生シート工	多機能フィルター	被覆材による法面保護と植生。濡れても空隙率が変わらず豪雨時でも通気透水を妨げず、余分な水は浸透させない防災機能に優れた斜面保護マット	・雨滴の衝撃力緩和による土壌浸食防止 ・排水作用が大きいため地表の洗い流しが減少 ・吹付けプラント等の設置撤去が不要	CG-980018-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
14	共通工	法面工	植生工	植生基材吹付工	ミドリナール肥粒緑化工法	基盤材を、パーク堆肥から現地発生土、木質チップに変え、土壌菌を加えた	・現場で発生する廃棄物のリサイクル利用 ・埋土種子、飛来落下種子による緑化の基盤としても可能	KT-980420-V	設計比較対象技術 (H21年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS登録番号	有用な技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
15	共通工	法面工	植生工	吹付砕工	ローピングウォール工法	長繊維混入補強土一体緑化工法。植物の生育に適した質の高い環境と周辺環境との調和可能な法面を作ることが可能	・厚い生育基盤の造成で経済的 ・のり面補強効果が得られる ・周辺環境との調和が期待できる	QS-000021-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
16	共通工	法面工	植生工	植生基材吹付工 (キヤトルバン工法)T=5cm	アルファグリーン緑化吹付工法	コスト縮減・工期短縮・リサイクル型植生基材吹付工。石炭灰を主原料としたリサイクル型の無機系安定剤を用いた緑化吹付工法	・造成基盤を強固に安定させる ・耐降雨性・耐凍上性を向上 ・施工単価の縮減・工期の短縮が図れる	TH-990001-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
17	共通工	法面工	植生工	客土吹付工2cm	グラベル工法	面倒なくストレートに土壌粒子に作用し、粒子が大きい団粒構造をつくり出すことができる	・乾燥しても水にあっても崩れない強固な耐侵食層を形成する ・植物の生育には理想的な構造が形成され、長く保たれる ・土壌の浸透性・通気性・保水性・保肥性・膨軟性を著しく増加させ、飛砂防止・防塵効果も発揮する	QS-050011-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
18	共通工	法面工	地山補強工	吹付のり砕工	グリーンパネル工法	法面にFRP製格子状パネルを使用し、法面全体の安定を図り、全面緑化を可能とした工法	・雨水等による腐食の懸念が無い ・軽量なため、人力施工が可能で、施工性が向上 ・格子形状のマス目により、法面全体の緑化が可能	CG-010007-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
19	共通工	擁壁工	プレキャスト擁壁工	プレキャストL型擁壁 +車両用防護柵 独立型基礎	Gr-L型擁壁	擁壁のたて壁部分に種別B種またはC種の車両用防護柵の支柱の基礎を組み込んだ車両用防護柵基礎一体型プレキャストL型擁壁	・道路土工の施工量は従来の施工方法より少なくて済む ・省力化および工期短縮が図られ、製品代および施工費用が安くなる ・現場打ちコンクリート防護柵基礎を設置する工法より施工性、経済性が優れている	QS-030051-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
20	共通工	排水構造物工	暗渠工	ヒューム管、コンクリート二次製品の排水工	ダイブラハウエル管	ダイブラハウエル管による道路下カルバート工の設計・施工方法(高耐圧ポリエチレン管)	・軽量のため大型クレーンを必要としない ・コンクリート基礎不要のため工期短縮 ・不等沈下に対応	CB-980025-V	H23推奨技術 設計比較対象技術 (H20年度～)
21	共通工	排水構造物工	暗渠工	クレーン施工による製品据付	コンクリート製品搬送据付装置「リフトローラー工法」	コンクリート二次製品の搬送から据付までの一連の作業を連続的に行うことが出来る工法	・クレーンでの据付ができない場所での施工が可能。 ・曲線部および折れ点部の施工が可能。 ・縦断方向の施工勾配が10%まで、落差部の施工も可能。	CB-990105-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
22	共通工	排水構造物工	暗渠工	開削工法による管布設置替え	インシチュフォーム工法(INS工法)	管渠更生工法。既設管渠を開削して布設替えるのではなく、非開削で新たなプラスチック管を構築する	・交通規制等の周辺環境への影響が少ない ・工期が短く、経済性が向上する ・長期性能(耐食性・耐摩耗性)に優れる	QS-980006-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
23	共通工	軟弱地盤処理工	締め固め改良工	グラベルドレーン工法	SAVEコンポージャー	静的締め固め砂杭工法。軟弱地盤中に径70cmの締め固められた砂杭を造成する工法。	・無振動、低騒音 ・低コストで工期も短縮	CB-980039-V	H22推奨技術 H20推奨技術 設計比較対象技術 (H19年度～)
24	共通工	軟弱地盤処理工	固結工	スラリー攪拌工	パワーブレンダー工法(スラリー噴射方式)	浅層・中層地盤改良。強固な地盤を造成して構造物、建築物、盛土等の沈下及び安定対策を行なう技術	・低コストと大幅な工期短縮が可能 ・傾斜地での施工が可能 ・近接構造物、周辺地盤への影響が少ない	CB-980012-V	H23推奨技術 設計比較対象技術 (H19年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
25	共通工	軟弱地盤 処理工	固結工	スラリー攪拌工 (二軸 施工)	ツイン・ブレード ミキシング工法	縦型回転攪拌装置を 用いた中層混合 処 理工法。改良体の断 面を瓢箪形から大 型矩形に変更	・改良体配置に無駄 が無く経済的 ・大径の攪拌翼により 改良処理能力高い ・攪拌装置がハックホウ 35t級、45t級に取付け 可能	KT-050086-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
26	共通工	軟弱地盤 処理工	固結工	軟弱地盤処理工 (スラリー攪拌 工・二軸 式)	SCM工法	軟弱地盤の改良にお いて、特殊攪拌 装置 を汎用性の高いパッ クホウに取り付けて セメントスラリー又は セメント 粉体を原位 置土と混合させる技 術	・セメント系・石灰系あ ゆる硬化材を使用 できる ・上下方向に攪拌す るため、品質の良い 改良体が得られる ・粉体、スラリー両方 に適用可能	SK-020004-V	H22準推奨技術 設計比 較対象技術 (H21年度～)
27	共通工	軟弱地盤 処理工	表面安定処 理工	敷網工(ひし形金 網)	スタビランカ	軟弱地盤上の盛土 造成において、軟 弱 地盤を含む円弧すべ り破壊を防止 する	・補強材と分離材を併 用する必要がない ・高強度の実現によ り、敷設枚数が少 くなる ・盛土構造物の変形、 沈下などが最小限に 抑えられる	KK-050097-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
28	共通工	軟弱地盤 処理工	その他	DMM改良+ボ ード ドレーン改良	高強度帯状 ジ オシンセティック バラリンク	軟弱地盤上の盛土 対策工 敷網工。軟 弱地盤上盛土造成 時の安定検討 時に おいて不足する抵抗 モーメントを 補う工 法で盛土下部に敷設 するもの	・杭強度増により改良 率低減による経済性 向上 ・施工量の減少、敷 網工の施工効率がよ い ・全体変位が少なくな り残留不等沈下を無 くする	HR-990111-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
29	共通工	深層混合 処理工	固結工	高圧噴射攪拌工 (二重管工法)	Superjet(ス ーパージェット)工 法	超大口径改良体を瞬 時に造成可能な 高 圧噴射攪拌工法	・単位時間当りの改良 土量が従来工法の5 ～8倍 ・造成に伴う排泥量を 従来工法の約50%と、 大幅な減量化	KK-980026-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
30	共通工	深層混合 処理工	固結工	スラリー攪工(二 軸 施工)	SDM工法	高速低変位深層混 合処理工法。超高 圧、大吐出量の固 化材スラリーを 噴出 するための超高压ポン プを開発	・工期の短縮が図れ る ・低変位施工が可能 ・幅広い土質に対応	KT-980134-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
31	共通工	深層混合 処理工	固結工	高圧噴射攪拌工 法(二重管工法)	LDIS(エルディ ス)工法	高圧噴射工法と機械 攪拌工法を併用 す る周辺地盤変位低減 型の高圧噴 射地盤 改良工法	・施工時の周辺地盤 変位を抑制する ・水中施工が可能で、 山留め壁、矢板等と の密着施工が可能 ・幅広い土質に対応 でき、管理システム により施工管理が容易	KT-980135-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
32	共通工	深層混合 処理工	固結工	スラリー機械攪 拌工 法(GDM)	エポコラム工法 (地盤改良工法)	エポコラム-Loto工 法(大口径φ2,500 地盤 改良工法)、深層混 合処理工法	・経済性(33%縮減)、 工期(54%短縮)、品質 (変動係数20%程度) ・低速回転・高トルク での攪拌で施工目的 の多様化 ・杭芯の鉛直精度の 保持性が高い。	KT-980205-V	H23準推奨技術 設計比 較対象技術 (H22年度～)
33	共通工	深層混合 処理工	固結工	JSG(高圧噴射攪 拌 二重管方式) 工法	X-jet(クロス ジェット)工法	地表面から直径15cm の孔を目標深度 まで 開けるだけで、地 中に直径2.5m の固 結柱状体を造成でき る地盤改良 技術	・一定径の改良体の 造成が可能 ・トータルパワーの倍 増による施工速度の 飛躍的な向上 ・改良体の品質向上。 (特に腐植土地盤に 対して有効)	KT-990495-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
34	共通工	薬液注入工	薬液系	薬液注入工法(超 微 粒子セメント)	浸透固化処 理工法	既存構造物直下の 液状化対策技術。 既設構造物を供用し ながら地盤改良 する 技術	・薬液の浸透性が良 く、削孔数が減少でき コスト・工期が低減 ・低圧注入の為、既設 構造物直下の液状化 対策に利用可能 ・「超微粒子シリカ」を 使用する事で長期的 に劣化しない	KT-990230-V	設計比較対象技術 (H22年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
35	共通工	アンカー工	グラウンドアンカー工	プレキャストコンクリート製フレーム	KTBSーパーフレームアンカー工法	斜面安定用受圧板として、鋼製フレームを使用した法枠アンカー工法	・受圧板の軽量化 ・施工性の向上 ・自然と調和した景観、植生を考慮した形状。	KT-000115-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
36	共通工	アンカー工	グラウンドアンカー工	(エポキシ鋼線を部分アンボンドしていない永久アンカー工法の場合)(荷重470kN、全長15m、定着長4m、自由長10m)	EHD永久アンカー	永久アンカー工法。水密性、耐久性に配慮した引張り型の永久アンカー	・自由長部の水密性が向上。 ・水深100mで使用可能。 ・緊張作業時間が短縮50%向上。	KT-040039-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
37	共通工	アンカー工	グラウンドアンカー工	工場製品コンクリート製受圧板	SEEE/KIT受圧板	グラウンドアンカーの受圧板として開発。斜面安定・地すべり抑制に用いられるグラウンドアンカー用の反力体	・現場作業を省力化でき、工期の短縮が図れる。 ・逆巻き施工が容易、工期の短縮及び施工時安全性向上。 ・全面緑化に近い緑化ができる。	QS-040016-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
38	共通工	アンカー工	鉄筋挿入工	グラウンドアンカー工(プレキャスト受圧板+アンカー工法)	地山補強土『PAN WALL(パンウォール)工法』	比較的切土高さの高い地山をプレキャストコンクリートパネルと補強材を使用した逆巻き施工で急勾配斜面を築造する技術	・改変面積の減少、支障物の保護、安全性の向上 ・省力化と環境負荷の低減 ・意匠デザインの多様化による景観性の向上	CB-980093-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
39	共通工	アンカー工	鉄筋挿入工	現場打吹付法枠工	KITフレーム工法	法面の鉄筋挿入工の反力体として使用される鋼製反力体。設計荷重や地盤の地耐力などによって6種類の形状から選択可能	・開放型の全面緑化に近い緑化が可能 ・施工に関して特別な技能を必要としない ・工期短縮により、工事費は従来技術に比べて縮減できる	QS-020037-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
40	共通工	ボックスカルバート工	躯体工	狭隘な施工場所での施工方法(トラッククレーン等による逐進施工)	BCCS工法	新たに開発した自走式台車を使用してボックスカルバートを発進ヤードから設置位置まで移動運搬し、据付けけるもの	・クレーンが困難な場所において、ボックスカルバートの据付け可能 ・安全で確実な施工 ・油圧式上下調整とスライド機構により、高い据付精度の確保	CB-980040-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
41	共通工	ボックスカルバート工	躯体工	場所打ちボックスカルバート	スーパーカルバート	プレキャスト側壁及び頂版部材を施工現場に搬入し組み立てた後、底版、側壁および頂版に場所打ちコンクリートを打設してボックスカルバートを構築する工法	・支保工足場が不要。 ・地盤の不陸に対応が可能。 ・現場における施工工期の短縮と省人化が可能。	CB-980060-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
42	共通工	ボックスカルバート工	躯体工	現場打ボックスカルバート	スーパーボックスカルバート	大型PRCボックスカルバート工法。超大型断面のボックスカルバートのプレハブ化でプレキャストでの構築を可能とした	・主部材のプレキャスト化により、工期の短縮と省人化が可能 ・部材軽減よりコスト縮減 ・頂版、側壁部のプレキャスト化により、支保工が不要	TH-030024-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
43	共通工	かご工	その他	かごマット工	河川堤防用ドレーン工「ドレーンロックFR型」	河川堤防用ドレーン工に求められる最適形状を実現すると同時に、従来工法に比べ、大幅なコスト縮減と施工性改善を実現	・従来技術に比べ大幅なコストダウン ・従来技術に比べ施工性を改善 ・緩勾配裏面に最適なドレーン形状の構築が可能	KK-050126-V	設計比較対象技術 (H23年度～) 少業種優良技術 (H20年度～)
44	共通工	その他	-	くい打ち、番線結束	セフテム2看板サポート金具	工事用看板が必要な箇所について、看板と一体化した既製金具により防護柵や縁石部に固定して設置する技術	・看板設置が容易になる ・木杭や番線などの産業廃棄物を発生させない ・何度でも転用可能である	CB-010019-V	設計比較対象技術 (H23年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
45	共通工	その他	—	軌条式横引き工 法	エア-キャスター 工法	プレキャストボックス カルバートなどコン クリート二次製品をエ ア-キャスターを用 いて横移動して敷設 する技 術	・基礎工事に要する 費用、手間の縮減及び 工期短縮が期待でき る ・連続作業によるS 字、屈曲部、クランク 施工も可能で作業性 改善 ・重量15t以下の搬送 物の人力施工も可能 で、省力化施工が期待 できる	KT-010013-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
46	基礎工	鋼管・既製コ ンクリート杭打 設工	打設工	場所打ちコンク リート 杭	ガンテツパイル	構造物の杭基礎を、 既成の鋼管と現 地 盤へのセメントミルク 注入により、『鋼管ソ イルセメント杭』とし て構築する 技術	・高い支持力により本 数低減 ・建設発生土低減 ・工期短縮	KT-980188-V	H20準推奨技術 設計比 較対象技術 (H19年度～)
47	基礎工	鋼管・既製コ ンクリート杭打 設工	打設工	場所打ち杭工法	ソイルセメント 合成鋼管杭工 法(HYSC 杭)	鋼管ソイルセメント杭 工法。杭体の材 料を コンクリートからソ イルセメントに変え、 掘削工法を攪拌工法 に変えた	・現位置土を使用で き建設発生土が少な くなり、コスト縮減が 期待できる ・工期を短くでき、効 率の向上が期待でき る	KT-980320-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
48	基礎工	鋼管・既製コ ンクリート杭打 設工	打設工	ダウンザホール ハン マ工	ガンパイル工法	水ジェットで岩砕を除 去しながら振動 杭打 ち機によって鋼杭を 岩盤中に直 接打設 させる岩盤杭打ち工 法	・施工設備が大幅に 簡素化される ・現場作業が大幅に 簡素化される ・従来の岩盤打設工 法より施工能力が大 きく工期短縮が図れ る	KT-990499-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
49	基礎工	ケーソン工	ニューマ チックケーソ ン工	作業員の入圏に よる 機械(潜函用 ショベル)掘削	白石式無人 ケーソン工法	遠隔操作による ニューマチックケー ソンの無人掘削工法。 専用の地上遠隔 操 作による無人掘削シ ステムを使用し掘削 する	・コスト13.44%削減 ・工期18.58%短縮 ・安全性の向上	KT-990443-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
50	基礎工	その他	—	大口径ボーリ ング	MLT工法	硬質地盤無排土工 法。硬質地盤に 杭、 鋼矢板を打ち込む 際、排土をさ ずに 効率良く削孔する技 術	・工期短縮、コスト縮 減 ・自然環境、周辺環境 への影響抑制 ・安全性の向上	HR-990077-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
51	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	チップングによる コンクリート鉛直 打継目の目粗し 処理	KKシート工法	コンクリート鉛直打 継目処理シート工 法。 円錐台形の突起を有 するKKシートを、型 枠に取り付けコンク リートを打 設する	・均質な打ち継ぎ面 処理が可能 ・施工の合理化が図 れる ・騒音や粉塵および 汚濁水などの発生が ない	KT-030007-V	H23準推奨技術 設計比 較対象技術 (H22年度～)
52	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	レイタンス処理工 法(遅延剤使用)	ジョイントエー ス JA-40	コンクリート打ち継ぎ 面処理剤。主成 分に 耐久性の高いアクリ ル形ポリ マーエマル ジョンを使用	・打ち継ぎ部の耐久 性向上 ・作業の省力化、経済 性の向上および周辺 環境の保全が可能 ・旧コンクリートとの 付着とレイタンス層 の改質効果が向上	KT-010204-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
53	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	レイタンス処理 (表面 凝結遅延 剤使用による)	ジョインテックス CT-400	コンクリート打ち継ぎ の際、レイタンス の 洗い出しが不要な打 ち継ぎ処理剤	・打ち継ぎ処理に掛 かる費用を削減 ・作業工程の短縮 ・レイタンス処理液が 出ないので、周辺環 境への影響がない	KT-070054-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
54	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	コンクリート用流 動 化剤	生コンクリート 改質材	高耐久性コンクリート を促す人工ゼオ ライ トを使用した生コンク リート改質材	・クラック発生の減 少、ワーカビリティ の改善が図られる ・急激な硬化が抑え られクラック発生が 減少する ・スランプ低下を減 少させ流動性を保つ 事ができる	KT-070086-V	設計比較対象技術 (H23年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
55	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	チッピングによる 目 荒らし処理	リタメイトCJ	洗い出し処理による 旧コンクリート部の 目荒らしを目的に開 発され、鉛直 打ち継 ぎ部の均一な目荒ら しを可能 にする技術	・表面を目荒らしし骨 材の露出が簡単に 出来る ・骨材が露出した所と しない所がはっきり確 認が取れ、均一に処 理する効果がある	TH-990084-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
56	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	コンクリートのポン プ圧 送におけ る先行モルタル	次世代コン クリート誘導剤ス リックパ ワー	コンクリートポンプ車 でのコンクリート 圧 送初期におけるパイ プの詰まりを 低減す るための先行圧送剤	・モルタルを購入する よりもコスト削減が可 能。 ・省力化が可能。 ・産業廃棄物処理の 発生量を削減可能。	KK-070033-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
57	コンクリート 工	コンクリート 工	コンクリート 打設	レイタンス処理 (高圧洗 浄機使 用)	ディスパライト	均一性に優れた高品 質の打継面しな が ら、処理作業時期を 大幅に延長できるコ ンクリートの打継目 処理剤	・作業の省力化 ・経済性の向上 ・打継目の品質向上 効果	KK-990050-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
58	コンクリート 工	コンクリート 工	養生	給熱ヒーター養生	断熱養生シート による断熱養生 工法	コンクリートの養生で 保湿・保温を行う技 術。普通養生シート の上に空気 層をもつ たマットを敷くこと で保温効果 を確保	・CO2の削減が期待 できる ・コンクリートの施工 で品質確保を行う上 で有効である ・初期の表面乾燥に よるひび割れを抑制 できる	KT-070067-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
59	コンクリート 工	コンクリート 工	養生	ウレタン樹脂	珪酸塩系含浸 コンクリート保 護材	コンクリートの表面に 塗布し、含浸させ ることで有害孔を無 害孔とし、劣化 因子 の進入を防ぎ耐久性 を向上させる技術	・コンクリート構造物 の防水性及び耐久性 を向上させる ・コンクリートの中性 化及び鋼材の腐食を 防止する ・湿潤性を保持し、収 縮クラックの発生を 防止する	KT-080005-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
60	コンクリート 工	コンクリート 工	鉄筋工	従来型の鋭角 フック、半円形 フック及びコの 字型せん断補 強 鉄筋	Head-bar(ヘッド バー)	プレート定着型のせん 断補強鉄筋。半 円形フック(付着定 着)の定着工法をプ レート定着型の定着 工法(支圧定着)に した	・施工性が改善され 工程短縮になる ・ピッチや配置の正確 性が良くなり品質が 向上する ・半円形フックと同等 以上の定着性能を有 する	KT-010207-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
61	コンクリート 工	コンクリート 工	その他	表面被覆工法	浸透性吸水防 止材「マジカル リペラー」	コンクリート表層部に シリコン樹脂の吸 水、防止層を形成し、 塩害・中性化・凍害・ アルカリ骨材反応等 の劣化進行を遅ら せ、コンクリート構 造物の耐久性を向上	・1回の塗布で従来の 3回塗布した場合と同 等の撥水効果 ・工期の短縮および 施工費の低減、耐久 性効果の長期化 ・材料がクリーム状で鉛 直面や下面でも飛散 や液ダレがしない	TS-030006-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
62	コンクリート 工	コンクリート 工	その他	表面塗布型製品 (バンデックス、 パラテックス)	ケイ酸質リチウ ム系コンクリート 改質剤 「Osmo」	抑制、塩害、凍結融 解などの劣化促進 を妨げコンクリート 構造物に長寿命化対 策を施す安全な製品	・コンクリートの長寿 命化対策を従来の打 設手順のまま、後工 程の施工(塗布)で行 える ・施工後のライフサイ クルコストを大幅に削 減する事が可能 ・耐用年数経過廃棄 後の完全リサイクル が可能	HK-070015-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
63	コンクリート 工	その他	—	張りコンクリート 工法	ザイベックス工 法	無機質セメント結晶 増殖材によるコン クリート躯体改質。コ ンクリートの耐久 性能 を向上させ、ライフサ イクルコストを縮減	・空隙やひび割れ面 のセメント結晶増殖に よる躯体の緻密化 ・躯体緻密化により水 の浸入を防ぎ強度増 加がある ・ひび割れ面にセメン ト結晶を生成して止水 する	QS-000011-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
64	仮設工	仮設材設置 撤去工	—	切板を用いた溶 接方法	リンクプレート	敷鉄板を金具(リンク プレート)で固定 する 方法。敷鉄板の固定 を「切板溶接」から 「金具(リンクプレート) 固定」に変えた	・特殊安全ピンにより 敷鉄板のずれを防止 し、安全性が向上 ・雨天での取付が可 能な為、工期が短縮 ・ボルト以外は繰り返し 使用が可能な為、 経済性が向上	KT-060068-V	設計比較対象技術 (H22年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
65	仮設工	仮設材設置 撤去工	-	盛り替え梁工法	スルーサー	切梁式土留工法による既設構造物のRC巻立て耐震補強工事で用いて、切梁と既設構造物の間のRC巻立て部への設置で、切梁の盛り替え作業が不要	・工期短縮及び安全性向上が図れる ・工期短縮及び工費縮減が図れる ・品質の向上が図れる	CG-040004-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
66	仮設工	仮設材設置 撤去工	-	単管パイプにクランプ付きステップを一枚一枚傾斜角度を合わせ取り付ける工法	法面2号ユニバーサルユニット自在階段	取付角度が自在に設定できるユニット式アルミ合金製階段。単管パイプ+自在ステップの組み合わせからユニット化した	・単管パイプ+クランプ付きステップとの重量比66.16%削減 ・角度調節が一度に簡単に出来、安全性の向上が図れる ・設置解体時間比83.33%削減	KT-090046-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
67	仮設工	足場支保工	足場工	単管吊り足場	ラック足場工法	建造物に沿って取り付けられる2本のレールをモーターで自走移動(7m/min)する移動式吊足場	・工期短縮、労務費軽減 ・従来の足場に比べ景観を損なわない ・衝撃・風圧による足場の座屈は起きない	SK-050011-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
68	仮設工	足場支保工	足場工	仮橋・仮栈橋工	YTロック工法	杭打ち機やボーリングマシン掘付のための鋼製構台、および法面工事等における単管足場に代わる新技術	・転落、落下の危険性が少なくなり安全性向上が期待される ・設置精度にばらつきがなく品質が確保される ・組立て期間の短縮と労務費および運搬費の削減が期待される	KK-080017-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
69	河川維持	消波根固め ブロック	消波根固め ブロック設置	標準平型ブロック	ログブロック工法	間伐材と特殊布製型枠を用いた根固め・護床工法。ブロック掘付場所で直接製作(組立、コンクリート打設)が可能	・鋼製型枠の脱型および維持管理(型枠清掃、塗油等)が不要 ・工期が約78%短縮可能で、施工性に優れている ・施工面積当り直工費で約12%(4tの場合)経済性が向上する	KT-020076-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
70	河川維持	軟弱地盤上における柔構造樋門・樋管	-	ローラーゲート	KaNaFゲート	河川の樋門・樋管用浮体構造起伏ゲート。排水用樋門に特化した浮体構造による自動開閉・4方水密の起伏ゲート	・人為的な開閉操作を必要としない ・洪水等の増水にも適時に対応 ・重量が軽く、軟弱地盤に対しても安定し易い	KT-990126-V	H21準推奨技術 設計比較対象技術 (H21年度～)
71	河川維持	軟弱地盤上における柔構造樋門・樋管	-	現場打コンクリートによる樋門函体	プレキャスト樋門工法	樋門(柔構造・剛支持)のプレキャスト化、剛接合方式、弾性接合方式、オールプレキャスト化に対応	・柔構造樋門の特性である施工中の沈下に対応可能 ・オールプレキャスト化の場合は大幅に工期短縮となる ・柔構造特性、仮設、工期、工費、LCC等、トータルコストで効果が大きい	HK-030028-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
72	河川維持	多自然型 護岸工	ブロック積 (張)工	張りブロック	ゴビマット	多数のコンクリートブロックを合成繊維不織布フィルターシートに一体化したブロックマット	・現場施工が省力化でき、工期の大幅な短縮が可能 ・多自然護岸にすることができ ・雨滴・流水などによる侵食に対して優れた防止効果を発揮する	KT-990407-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
73	河川維持	多自然型 護岸工	その他	練石張護岸工法	ストーンネット工法	自然石固着金網による多自然型護岸工法。基盤材である金網に複数の自然石を固着させた護岸工法	・自然石を用いた透水性構造により、水辺の生態系を保全 ・緑化が可能で、景観性の向上が図れる。 ・カーブ施工が容易でさまざまな地形に対応可能	CB-990033-V	H22準推奨技術 設計比較対象技術 (H21年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
74	河川維持	多自然型 護岸工	その他	コンクリートブ ロック張工(連節ブ ロック)+覆土+張 芝	グリットシー パーエ	野芝付ジオテキス タイル多自然護岸工。 河川等において、護 岸の施工とともに、 緑化が図れる技術	・施工直後から流速 5m/sに対応する耐流 速性をもった護岸を形 成可能 ・従来工法と比較し、 コスト縮減が図れる ・従来工法と比較し、 工期短縮が図れる	CG-040015-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
75	河川維持	護岸基礎 ブロック設 置工	-	現地で型枠組 立、コンクリート 打設、養生、型 ばらし	プレキャストコン クリート基礎工 「ベースブロッ ク」	法覆工に使用する基 礎工のプレキャスト 製品。法覆工に使用 される基礎工の現 場打ちコンクリートを プレキャスト化した 技術	・工期短縮。・省資源 化。 ・作業環境の改善。 ・品質の向上。	CB-990024-V	H21準推奨技術 設計比 較対象技術 (H21年度～)
76	河川維持	護岸基礎 ブロック設 置工	-	現場打ち河川護 岸基礎 コンク リート(高 さ:70cm、上 幅:30cm、下 幅:60cm)	河川護岸基礎 用プレキャスト コンクリートブ ロック	品質の向上、施工の 省力化、工期の短 縮を図った河川護岸 基礎用プレキャスト コンクリートブロッ ク	・プレキャスト製品の ために、大幅な工期 短縮 ・据付け自在性があり 河川の法線に沿って 施工可能 ・完全なドライでない 据付けが可能で、水替 工の節減が可能	CG-020009-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
77	河川維持	その他	-	現場打笠コン	フレックス笠 コンブロック	河川鋼矢板護岸の 笠コンクリートを二 次製品化し、ハット 形、広幅及び普通 鋼矢板全てに対応可 能とした技術	・プレキャスト製品で あり工期が短縮 ・全て陸上からの施工 が可能 ・低コスト化や工期短 縮等により工費低減	HR-990108-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
78	河川維持	その他	-	堤防の浸透対策 ドレーン工のコン クリート擁壁 方式 堤脚保護工と 堤脚 水路工	DRウォール	ドレーン工の排水機 能を備えた堤脚保 護工兼堤脚水路工。 堤脚水路工と堤脚 保護工を一体化した	・堤体の安定を図るこ とが可能 ・水路工と保護工の 一体化による工事費 低減 ・化粧ブロックにより、 美しい景観を創出で きる	KT-050057-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
79	河川維持	その他	-	鉄骨造りALC壁 上屋	ひ門ハウス	樋門樋管に設置する 上屋。コンクリート製 上屋の施行日数の 約30日から約 1日に短縮した	・工期の短縮 ・重量はコンクリート 製上屋の約6分の1 ・躯体の軽量化により 躯体総費用の削減	KT-010009-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
80	河川維持	沈床工	木工沈床工	木工沈床工	ナチュラルウッ ド	河川の根固めで使用 する「木工沈床」に ついて、『工期短縮』 と『施工性』 『設計・施工の自由 度』の向上を図る製 品・技術	・現場条件(地形等)に 合わせた形状に対応 可能 ・階段状地盤への施 工や水中(非ドライ)施 工も可能 ・機械化により施工性 向上、工期短縮、安 全性向上が図れる	CB-980003-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
81	河川維持	沈床工	木工沈床工	木工沈床	木工沈床フリー タイプ	底部に芯鞘複合マル チフィラメント・ MELSETを配した可 倒式木製枠体で中 詰剤を充填、吊上 げ、設置を行う木 工沈床	・大幅な施工性向上 及び工程短縮、仮設 費削減 ・品質管理、施工精度 の向上 ・従来工法での4層建 は本工法の3層建に 該当	KK-050072-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
82	舗装工	薄層カラー 舗装工	薄層カラー 舗装工	薄層カラー舗装 工(樹脂系すべり 止め舗装)	ミストグリップ	路面に塗料を塗布す ることにより、視認 性が向上し、車両及 び歩行者及び自転 車等の交通を円滑に 誘導することが出来 る	・舗装の排水機能を 損なわず雨水が透水 し滞留しない ・舗装の凹凸形状を そのまま残し、舗装に 近いすべり抵抗値が 得られる ・速乾性であり養生時 間短縮、車両交通開 放時間が短縮される	KT-010117-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
83	舗装工	薄層カラー 舗装工	薄層カラー 舗装工	アクリルエマル ジョン系常温薄 層カラー舗装	ニューカラー コート・E、P、F、 C	歩道、自転車道、駐 車場等の舗装表面 を、水性塗材を常温 で塗布または散布 することによりカラ ー化する技術	・車輛乗入部等にも適 用でき、耐用年数も延 びる ・施工時間が短縮(施 工性が改善)、早期の 交通開放、歩行可能 ・路面温度の上昇が 抑制され、利用者環 境が改善される	SK-050017-V	設計比較対象技術 (H23年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
84	付属施設	橋梁付属施設設置工	高欄設置工	地覆新規やり替え式 標準型防護柵	鉄筋損傷防止型防護柵	橋梁の既設防護柵を取り替え時に地覆鉄筋を切断する等の損傷する事無く、アンカーボルト及び防護柵の設置 ができる	・既設の地覆コンクリートを取り壊さず防護柵の取替え作業可能 ・短工期で取替えが出来るので、大幅な経費削減が可能 ・地覆鉄筋を切断せず、アンカーボルト及び防護柵の設置可能	QS-080003-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
85	付属施設	トンネル内装板設置工	-	タイルパネル工法	大型セラミック板直張工法(セラライト内装工)	トンネル内の視線誘導、視認性、美観の向上及びトンネル照明効果の向上を目的とし、トンネル側壁部に大型セラミック板を主体とする内装板を施工するもの	・表面が硬く平滑で落書きも消しやすく、目地比率も非常に小さいため、洗 淨回復性に優れる ・コンクリート面に全面接着するもので、施工速度に優れる ・重量が軽く取付方法も簡単に工期短縮に貢献する	HR-010004-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
86	付属施設	道路付属物工	-	中央分離帯、センターポール、道路紙(チャッターバー)	ランブルストリップス(センターライン対応型)	警告型切削溝による正面衝突事故対策。ドライバーに覚醒・注意を促し、車線逸脱による正面衝突事故を防止する技術	・設置費用が安く、施工期間が短い ・車線逸脱警告効果がある ・除雪作業の支障とならない	HK-030032-V	H21推奨技術 設計比較対象技術 (H19年度～)
87	付属施設	道路付属物工	-	4点ボルト固定工法	グレーチングストッパー S P	既設/新設の細目(並目)グレーチングの、跳ね上がり・浮き上がり・騒音発生を防止する後付けの金具。	・既設グレーチングのリースによる、コスト削減や廃材発生抑制 ・短時間施工により、交通規制の減少や管理作業の向上 ・ステンレス製により、十分な防錆対策と長期耐久性がある	HR-050026-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
88	道路維持修繕工	路面切削工	路面切削工	舗装版カッター切り(はつり工(手はつり))	排水性舗装用溝切り工法	コンパクトでパワフルな専用切削機を使用した溝切り工法。排水性溝を形成する作業の工数を大幅に減らすことが可能	・大幅な工期短縮、工事原価の削減となり、仕上がりが良い ・溝形成の精度が手はつりに比べ飛躍的に向上し、排水機能の安定的な確保にもつながる ・産廃処理の低減が図られ、安価で資源の有効利用にも寄与	SK-020015-V	H23推奨技術 設計比較対象技術 (H23年度～)
89	道路維持修繕工	路面切削工	切削オーバーレイ工	レベルと巻尺による横断測量	道路縦横断計測システム ROPO (ロボ)	切削オーバーレイの施工前に実施する縦横断測量において路面の形状を測定する技術	・規制のための手続きや準備や規制費用が不要 ・規制に伴う危険性が軽減 ・交通渋滞・近隣への不自由を与えずに計測することが可能	KT-050111-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
90	道路維持修繕工	道路打換え工	-	通常舗装(上層路盤+基層+中間層)	QRP工法(QUICK REPAIR PAVEMENT急速舗装修繕工法)	QRP工法用大粒径混合物。舗装工事のうち、基層および上層路盤を同時に1回の敷きならして舗設する施工方法	・施工時間短縮 ・交通規制に伴う渋滞が緩和 ・工程が少なく施工の合理化、省力化が可能	CG-990019-V	設計比較対象技術 (H19年度～)
91	道路維持修繕工	橋梁補修補強工	表面保護工	表面被覆工法(溶剤型コンクリート長期 耐久性塗装システム)	無溶剤タイプジェル状シラン系表面含浸材	コンクリート構造物等の塩害、凍害、アルカリ骨材反応などによる劣化を防止・抑制する技術。	・材料費が低減しコストメリットが向上する ・施工工程が少なく、施工費が低減しコストメリットが向上する ・環境負荷が軽減でき、かつコスト縮減が図られる	KT-070047-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
92	道路維持修繕工	橋梁補修補強工	新素材繊維接着工	鋼板接着工法	フォルカウトシート工法	連続繊維シートによりコンクリート構造物の補修・補強をする施工製に優れた工法	・軽量で薄く、手作業のみで施工でき、重機械が不要 ・施工条件の制約を受けにくい ・耐食性、耐薬品性に問題がなく、塩害対策にも有効	QS-990014-V	設計比較対象技術 (H20年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
93	道路維持 修繕工	橋梁補修 補強工	新素材繊維 接着工	ガラスクロス接着 工法	ショーボンドハイブリッドシート 工法	特殊ラミネートシートを現場で一層貼り付ける工法。コンクリート片のはく落を防止する工期短縮型の工法	・施工性向上と作業工程減少による工期短縮とコスト削減 ・工場製品のシートを使用することで安定した品質を確保 ・高所作業車による機械足場上での作業に最適	TH-010017-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
94	道路維持 修繕工	橋梁補修 補強工	その他	橋梁用伸縮装置の 取替え	ドーロガード伸縮装置 嵩上げ工法	橋梁の床版上面増厚工において、橋梁用伸縮装置上にメタクリル樹脂モルタルを打設し嵩上げる工法	・コンクリートの取り壊し工程が省略でき、騒音の発生が低減 ・施工時間が短い工程のため、施工時間の短縮が可能 ・橋梁用伸縮装置は既設のものを使用できるため、コストの削減が可能	KK-980028-V	設計比較対象技術 (H22年度～)
95	道路維持 修繕工	道路除草工	防草工	道路除草工(2回/ 年、10年)	強雑草抑制用防草シート「チガヤシート」	チガヤ、ススキ、アシ、ヨシ、セイタカアワダチソウ等の強雑草を完全抑制できる防草シート	・雑草を生やさない状態に維持 ・害虫発生防止や、ゴミのポイ捨ての抑制効果 ・草刈の都度排出される雑草(一般廃棄物)の削減	CB-010039-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
96	道路維持 修繕工	トンネル補修 補強工	その他	ウォータージェット 工法	バキュームプラ スト工法	トンネルや橋梁等の補修・補強工事において、コンクリート劣化部や鋼構造物の錆や旧塗膜等を、研削材及び粉塵を飛散させずに下地処理する事が可能	・劣化モルタルには排ガス由来の重金属が完全回収 ・研削材リサイクルにより、産業廃棄物の処分量が少なくなることが可能 ・躯体形状に合わせて作業ができ、処理面を必要以上に痛めず作業可能	CB-050049-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
97	道路維持 修繕工	路面補修工	欠損部補修 工	常温アスファルト合 材(カットバック アスファルト系) による欠損部補 修工	YKバック	アスファルト道路に突然発生するポットホールについて、見つけたその場で即時に穴埋めする材料	・作業車や保管庫に臭気を発生させず作業員の手足や衣服も汚れにくくなる ・施工中や施工直後に雨が降っても、油膜の流出がない ・従来技術に見られる硬化による材料ロスがなくなる	KK-050053-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
98	道路維持 修繕工	その他	-	4点ボルト固定式 グレーチングへ の取換	Gガード	既設のグレーチングに短時間で簡単に取り付けられる、跳ね上げ防止金具	・既設グレーチングを利用した製品 ・ボルトによる固定ではなく、跳ね上げ防止金具による圧着構造 ・ゆるみ止めネットを採用	KK-040026-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
99	道路維持 修繕工	その他	-	4点ボルト固定式 グレーチングの 取替え	アマグレフイ ト、アマグレピ ット	グレーチングに跳ね上がり防止機能を持たせることで、飛び跳ねによる第三者への事故防止をする	・グレーチングの跳ね上がり防止、騒音防止 ・グレーチング本体に不必要な開口部を設けない ・コンクリートの養生期間のための長期間の交通規制が不要	QS-030011-V	設計比較対象技術 (H21年度～)
100	道路維持 修繕工	その他	-	現場打ち側溝蓋	スチール透水 蓋工法	排水性舗装におけるスチール透水蓋を用いた側溝改造工法。従来と比べて大幅に施工性を改善	・従来工事の1/4程度に工期を短縮 ・早期解放による乗り入れ制限等の改善 ・施工方法の単純化等により施工の安全性向上	QS-030044-V	設計比較対象技術 (H20年度～)
101	共同溝工	電線共同 溝工	-	難燃性波付硬質 合成樹脂管	角型直接段積 電線管 角型 TACレックス	位置安定性が優れ、管の直接段積みが可能で省スペースが実現でき軽量かつ可とう性があり、接続も容易で施工性にも優れた多糸敷設用角型直接段積電線保護管	・管台が不要でコンバクトでスピーディに多条配管が可能 ・埋戻しが容易でかつ上下左右の曲り配管が容易 ・耐圧強度、難燃性、施工性、耐震性に優れている	KK-980008-V	設計比較対象技術 (H22年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
102	共同溝工	電線共同溝工	-	1管1条およびフリーアクセス単管方式	電線共同溝(通信系)共用FA方式	電線共同溝(通信系)共用フリーアクセス方式。電線共同溝管部分の構造をFA管とボディ管の2管構造として、設備をコンパクト化した	・従来方式の適用できない幅員の歩道や歩道の無い狭隘道路の架空線等の地中化事業が低コストで実施可能となった ・コストが縮減出来、地中化促進が図られる	KT-060078-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
103	共同溝工	電線共同溝工	-	既設情報管路用耐火防護工法	橋梁添架情報管路の耐火措置(金属ダクト方式)	ステンレス製ダクトの内側に、貼り付けた無機繊維複合セラミック板がダクト内に配管される情報管路を野火や火災から守る	・耐火防護と配管敷設を同時に可能で施工期間の短縮が可能 ・耐火材は、1000℃の耐熱性を備えている ・施工者による施工のバラツキがなく現場での工期を短縮可能	QS-000018-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
104	トンネル工	アーチカルパート工	-	場所打ちカルパート、短スパン橋梁	テクスパン工法	開削トンネルや、短スパンの橋梁に代わる、3点ヒンジ構造によるプレキャスト・アーチカルパート工法	・大幅な工期短縮が図れる ・アーチ形状とアーチ部材断面から、経済的に優れる ・工場製作2次製品のため、信頼性に優れる	CB-980117-V	設計比較対象技術 (H20年度~)
105	トンネル工	アーチカルパート工	-	現場打ちボックスカルパート	モジュラーチ工法	多分割化された部材を現場において布設クレーン1台で組立て、プレキャストアーチカルパートを築造する工法	・工期短縮と省力・省人化・工費節減が図れる ・コンクリート二次製品であり品質が安定 ・アーチ形状のため景観と調和し易い	TH-980002-V	設計比較対象技術 (H19年度~)
106	橋梁上部工	鋼橋製作工	-	仮組立ならびに仮組立検査	CATS	仮組立作業ならびに仮組立検査を部材計測とコンピュータを用いての机上による仮組立シミュレーションをするシステム	・シミュレーションで仮組立ての時間を省略化 ・仮組立て作業が不要になることにより、安全性が向上 ・シミュレーション結果を実際の組立に有効情報として提供可能	CB-010018-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
107	橋梁上部工	鋼橋製作工	-	PC桁橋(支間長30m以下)	パネルHBB(パネル・Hビーム・ブリッジ)	I形鋼合成床版と主桁を一体化し、コスト競争力・施工性を向上させた新形式の鋼製橋梁。	・大幅な工期の短縮が可能 ・短期間に桁架設を完了することが出来る ・施工が簡単で安定した品質が得られる	HR-030028-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
108	橋梁上部工	鋼橋製作工	落橋防止装置取付工	落橋防止装置(PCケーブル工法)	緩衝機能を有する桁間連結工法	落橋防止構造並びに変位制限構造において、緩衝機能を有するなど要求性能を満足したピン連結方式の落橋防止装置を用いる耐震補強技術	・落橋防止装置に緩衝機能を付加し、橋軸直角方向への移動追従要件を満たす ・コスト縮減と施工性の向上が期待できる ・土工事や舗装工事の工程が不要なので工程短縮が期待できる	KK-980043-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
109	橋梁上部工	鋼橋製作工	落橋防止装置取付工	落橋防止構造と変位制限構造	タイブリッジシステム	橋梁上部工の落橋防止装置で、一つの構造で2つの機能(落橋防止機能と変位制限機能)を有する新システム	・大きなエネルギー吸収性能で橋梁上部工へ働く地震力を緩和 ・支保周辺の維持管理が容易で省力化と経済性を発揮できる ・下部工側の編工具、緩衝具を無くし、コンパクト化を実現した	KT-000093-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
110	橋梁上部工	鋼橋製作工	-	RC床版	TTM床版	床版をユニット化した技術。足場・支保工と型枠工が不要になり、工期50%程度短縮	・無足場施工が行える ・約4.61%コスト縮減となる	KT-050004-V	設計比較対象技術 (H23年度~)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
111	橋梁上部工	鋼橋製作工	-	PC床版	SCデッキ(鋼・コンクリート合成床版)	鋼橋の床版について、鋼板パネルと鉄筋コンクリートとを合成構造とした床版工で、長支間の床版にも適用可能とした技術	・PC床版と同程度の耐力力および耐久性を有する ・工期短縮および安全な施工が期待できる ・コンクリートの抜け落ち防止に効果的である	KT-990362-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
112	橋梁上部工	PC橋架設工	-	ポストテンション方式 単純Tげた橋	PCコンボ橋	主げたをプレキャストセグメント工法で製作し、床版はプレキャストPC板と場所打ち床版のPC合成床版とした合 成げた橋	・主げたの少数化が可能 ・プレキャスト化による省人化や工期短縮 ・周辺環境への騒音・振動の抑制	SK-980027-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
113	橋梁上部工	橋梁用伸縮継手装置設置工	-	弾性シール材充填 工法	プレスアドラー	伸縮装置内に乾式止水材を圧縮挿入 固定し、橋面上の雨水排水等を支 承部や橋台部に落とさないようにする 技術	・交通規制が不要となった ・どの時期に施工を行っても引張りがかかることはない ・最大遊間2000mmにまで対応可能である	KK-020026-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
114	橋梁上部工	橋梁用伸縮継手装置設置工	-	弾性シール材充填 工事(新設工事)	フィンガージョイント用大型乾式止水材	高架橋のフィンガージョイント、特に多径間化や免震化によって大型化した 遊間に対し、止水機能を提供する技術	・大型フィンガージョイント止水工事に 関し、コストが21%低減 ・新設施工時間が1日で完成でき、50%低減 ・廃缶など産業廃棄物の発生がほとんど0	KK-050116-V	設計比較対象技術 (H22年度~)
115	橋梁上部工	橋梁排水 管設置工	-	橋梁排水管設置工(鋼管)	高気密ステンレス排水管	橋梁用の排水管に新開発のステンレス特殊スパイラル管を用いた技術	・軽量のため材料、施工、運搬面でのコスト削減が期待できる ・ステンレス材を使用しているため、ロングライフ化が期待できる ・リサイクル性の高い製品	CB-980013-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
116	橋梁上部工	その他	-	段取筋を配置して鉄筋を溶接する方法	コン天棒	橋梁の床版コンクリート打設時に、天端の位置標示に必要な部材を製品化	・設置に熟練工は必要なく、普通作業員で可能 ・作業時間が短縮でき、悪天候時の作業の遅れの心配も軽減 ・視認性がよく、作業員が接触しても安全	KK-000005-V	設計比較対象技術 (H22年度~)
117	橋梁上部工	その他	-	橋脚の鉄筋コンクリート巻立て工法(河川橋:9径間 連結钣桁 9×33m)	BM-Sダンパー	上部構造と下部構造との間に取付けることにより、BM-Sの機能時に橋全体の減衰性能が向上	・ダンパー機能により橋の減衰性能を向上 ・コストを削減することができる ・橋全体の安全性が高く、かつ性能の信頼性が高い	QS-060010-V	設計比較対象技術 (H23年度~)
118	公園	公園工	-	インターロッキンググブ ロック舗装(透水)	土路コン 景観土舗装	一般の生コン工場で材料を混練する品質偏差が少ない、ソフトかつ耐久性の高い土系舗装(改良土舗装)	・生コン工場を利用し正確な配合と十分な混練で品質が向上 ・保水性による表面温度の上昇抑制 ・植物が発芽・生育しにくく、ホコリ・雨の日のぬかるみが少ない	QS-070010-V	設計比較対象技術 (H22年度~)
119	推進工	小口径推進工	-	小口径推進工	テラ・ジェット工法	パイプ、ケーブル等を先行掘削、拡孔、管材引き込みの3工程を行い、非開削にて埋設する工法	・機械を地上に設置するため立坑内での作業が少なく安全 ・立坑築造に係る大幅な工期の短縮が可能	QS-990013-V	H22準推奨技術 設計比較対象技術 (H21年度~)
120	上下水道工	維持管理	-	開削工法	オメガライナー工法	既設管渠を非開削で改築・修繕する工法。(強度回復、止水、取付管補強、流下機能回復)	・交通規制等の周辺環境への影響が小さい ・施工現場で化学反応(-硬化)不要。品質安定性が向上 ・長期性能(耐食性・耐摩耗性)に優れ、耐震性も付与できる	KT-050096-V	設計比較対象技術 (H23年度~)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
121	上下水道工	維持管理	—	開削工法による ヒューム管を用いた 布設替え	SPR工法	既設管渠を非開削で 改築・修繕する工 法。(強度回復、止 水、流下機能回復)	・交通規制等の周辺 環境への影響が小さい ・施工現場で化学反 応(=硬化)不要。品質 安定性が向上 ・長期性能(耐食性・ 耐摩耗性)に優れ、耐 震性も付与できる	KT-990074-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
122	上下水道工	維持管理	—	開削工法(下水の 切り直し、既設 管の撤去工を除く 直接工事費、 呼び径1000)	ダンビー工法	下水道や農業用水、 樋門等の損傷・老朽 化した管きよを非開 削で更生する工法	・非開削のため、周辺 環境への影響を抑制 できる ・コストの削減と廃棄 物の発生をなくすこ とができる ・更生後の耐久年数 が増す	KT-990220-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
123	上下水道工	維持管理	—	ヒューム管の改 修工事(掘削工 および土留め工 含む)	バルテムSZ工 法	下水道管渠を非掘削 で新管と同様の性 能を有するFRP/パイ プを形成し老朽管を 更生する工法	・道路を遮断しなくて よい ・管路の機能回復が 可能である ・既設管路の寿命を 延長できる	SK-000010-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
124	機械設備	水門設備	共通	樋門樋管用ロー ラゲート	オーバーリンク ゲート	半開から全開までを 回転開閉方式とし て、門柱レス化を 図ったリンク機構引 上げ式のゲート	・門柱レスによる効果 (門柱による流下阻 害、操作時の安全性) ・ゲート開閉(フラップ 開放機能)の信頼性 が向上	TH-010004-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
125	機械設備	水門設備	河川用水門 設備	引上式ゲートで 目視判断し人為 的な開閉操作で 対応	オートゲート(門 柱レス樋門)	水位の変動に合った 的確なタイミングで 作動する無動力自動 開閉ゲート	・門柱及び管理橋が 不要 ・水位の変動に合せ て自動的に開閉する ・電気等の動力源が 確保できない場所 にも設置できる	TH-990145-V	H23推奨技術 設計比較 対象技術 (H23年度～)
126	機械設備	水門設備	河川用水門 設備	昇降式水門設備 (招扉併設)(電動 ローラゲート+ フラップゲート)	オートフラップ ゲート(Auto Flap Gate)	水門、樋門のゲート 設備を自動化する 技術。作動制御機能 により確実性と安全 性を向上させる	・内水氾濫の危険性 を低下させる ・設備運用の確実性、 安全性の向上が図れ る ・ゲート開閉作動機構 および構造が単純、 かつ堅牢であり、設 備の長期耐久性を確 保している	QS-000020-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
127	環境対策工	水質保全工	—	現場打ちの分離 柵	save	路面排水を比重分離 により処理すること により、周辺環境の 負荷低減・改善を図 るもの	・現場打りに比べ、コ ストの縮減と大幅な工 期の短縮が可能 ・安全性の向上(施工 は製品の据付のみに なる) ・出来形の安定(熟練 工への依存度が少な い)	KK-040029-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
128	環境対策工	生物・生態 保全対策 工	—	U型水路(現場打 ちコンクリート)	ハイダセル	道路側溝、用水路等 について小動物や 昆虫が水路から脱出 できる機能をもたせ た技術	・プレキャスト製品で あるため、施工設置 が容易に行える ・小動物の落下を防 止すると共に、容易 に脱出が可能 ・新設・既設を問わず 使用できる	CG-990009-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
129	調査試験	測量	地上測量	事前計算による 丁張り設置作業	3次元設計デー タを用いた計測 及び誘導シス テム	データコレクタに取り 込んだ設計データを 基に各種計算を現地 で行うことで作業効 率を向上する測量シ ステム	・正確な盛土・切土の 指示がリアルタイム におこなえる ・現場に応じた杭設 置・丁張り設置がお こなえる	KT-060150-V	設計比較対象技術 (H23年度～) 少実績優 良技術 (H21年度～)
130	調査試験	構造物調査	非破壊試 験、調査	リバウンドハンマ (反発硬度法)	コンクリートテ スター(CTS-02)	簡便かつ迅速にコン クリートの圧縮強 度推定や、表面近傍 の浮きや剥離の検 知、及び劣化度合い (塑性化)を検知する コンクリート専用の非 破壊検査装置	・特殊な技術は必要 なく誰でも簡単に測定 可能 ・構造物の局所的な 状況だけでなく、全 体の状況把握が可能 ・解析結果をExcelフ ァイルとして出力で きるため、データの整 理、編集のスピード が飛躍的に向上	HK-060013-V	設計比較対象技術 (H23年度～)

番号	NETIS工種分類			従来工法 (参考)	技術名称	技術概要	期待される効果	NETIS 登録番号	有用な 技術名称 (適用年度)
	レベル1	レベル2	レベル3						
131	電気通信設備	その他	—	ALC製局舎(軽量気泡コンクリート)	新しい構造の軽量・高断熱型局舎	雨量・水位観測装置、テレメータ装置、CCTV監視装置、無線装置等を収容する為の局舎(収容箱)	・断熱性UPによる省エネ効果 ・結露しない為、局舎内装置の高寿命化 ・地盤に負担が掛からず、基礎を小さくする事が出来る	HR-020004-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
132	電気通信設備	共通設備	ハンドホール	既施設錠機能無し鉄蓋を、施設錠機能を有する鉄蓋への取替	通信設備等特殊部セキュリティ対策用二重蓋物品	情報通信設備用のマシホール・ハンドホール・特殊部における、第三者の不正侵入・ケーブル損傷事故等を防止するセキュリティ対策二重蓋物品	・セキュリティ機能付加でハンドホール内への人為的進入防止 ・形状を選ばず多種多様な設備に対応が可能 ・軽量で、入線作業、点検、補修等作業で蓋開閉作業が容易	CB-030023-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
133	電気通信設備	共通設備	ハンドホール	ステンレス薄鋼板プレス成型二重蓋	情報BOXハンドホール用シリンドー錠付中蓋	ハンドホール内部に「シリンドー錠付中蓋」を取付けて二重構造とし、無断侵入を防止するセキュリティ対策技術	・高温多湿や塩水のかかる条件下での耐久性が向上 ・ケーブル養生等の事前準備の時間を省略可 ・ケミカルアンカーのように熟練度を必要としなくなった	KK-030028-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
134	電気通信設備	共通設備	配管・配線設備	ロックウール巻き付け工法	橋梁添架耐火防護プレキャスト工法	通信・情報管路防護工法。露出している光ケーブル収容管を火災や人的破壊から守るための耐火防護工法	・現場での加工工程を減らすことが出来る ・工事期間の短縮と共に安全性・経済性及び品質の向上を図る ・断熱材の完全包装、飛散防止で作業環境・周辺環境への影響が無い	KT-000034-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
135	電気通信設備	電気設備	道路照明、トンネル照明設備	低圧ナトリウム灯によるトンネル照明器具	広スパン対応トンネル照明器具	トンネル基本照明において、トンネル縦断方向に配光を広げ路面の輝度ムラを改善したトンネル照明器具	・約28%のトータルコスト削減が図れる ・障害物の視認性に重要な輝度均斉度(0.40以上)を確保 ・設置工事・維持作業の省力化が図れる	KT-050106-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
136	電気通信設備	電子応用設備	管理用カメラ、センサー設備	インターネットを利用するネットワークカメラ	エコモバイル定点カメラ情報サービス「ミルモット」	現場に設置した定点カメラが撮影する写真をパソコンや携帯電話で確認することで、隔地からでも現場状況を把握可能	・現場を見たいときに確認でき、無駄なく素早い対応が可能 ・市街地・山地を問わず、あらゆる工事現場を監視できる ・より安全な管理をバックアップできる	HK-090002-V	設計比較対象技術 (H23年度～)
137	その他	その他	—	手作業によるリスクアセスメント	「Orpheus」オルフェウス	工事における労働安全管理の実施・運用を行うシステム。リスクアセスメント業務精通者のノウハウをデータ化し作業を自動化した	・リスクアセスメントの作成を自動化する事により客観的でかつ漏れなく、正確に、素早く作成する事が出来る ・労働安全管理に掛かる労力の軽減・教育の推進に効果がある	KT-060093-V	設計比較対象技術 (H23年度～) 少実績優良技術 (H21年度～)

第9節 建設リサイクルの推進（標準）

1. 建設副産物抑制に対する国土交通省の取組み

建設副産物の発生を抑制するため、リサイクルプラン 21（建設副産物対策行動計画）を平成 6 年に策定し、建設リサイクル推進計画を 2002 年、2008 年に制定している。これらに基づき、事業実施に際しては、建設副産物の発生抑制・再利用・適正処理等を考慮した設計・工事を実施していく必要がある。

（解 説）

国土交通省では、リサイクルプラン 21 を策定した平成 6 年以降、建設リサイクル推進計画の改訂、実現化のための具体施策の策定、重点課題に対する研究を行い、リサイクルを推進している。

最新の行動計画では、建設リサイクル推進計画 2002 (H14)、建設発生土等の有効利用に関する行動計画 (H15) を統合し、平成 20 年に建設リサイクル推進計画 2008 を策定している。

また、府県や市町村等の地方公共団体を含めた公共工事で発生する建設発生土を有効に活用し、近畿地方整備局管内におけるゼロエミッションを目指すため、「公共工事土量調査による建設発生土の工事間利用調整実施マニュアル」（国土交通省、平成 19 年 3 月版）を作成し、建設発生土の有効活用を推進している。

2. 建設リサイクル推進計画 2008

建設リサイクル法等の法令が交付されたことに伴い、循環型社会経済システムの構築にあたっての建設産業の責務が非常に重いとの認識のもと、建設産業が先導的にリサイクルを推進するための行動計画として、建設リサイクル推進計画 2008 を策定している。

（解 説）

循環型社会経済システムを構築をするため、建設リサイクル推進計画 2008 を策定している。

リサイクル推進のための重点課題は、次の 7 項目であり、工事の計画・設計段階から施工段階までの各段階において、これらに対して十分な配慮を行う必要がある。

- (1) 排出抑制の推進
- (2) 分別解体の推進
- (3) 再資源化・縮減の推進
- (4) 適正処理の推進
- (5) 再使用・再生資材の利用推進
- (6) 技術開発等の推進
- (7) 国民の理解と参画の推進

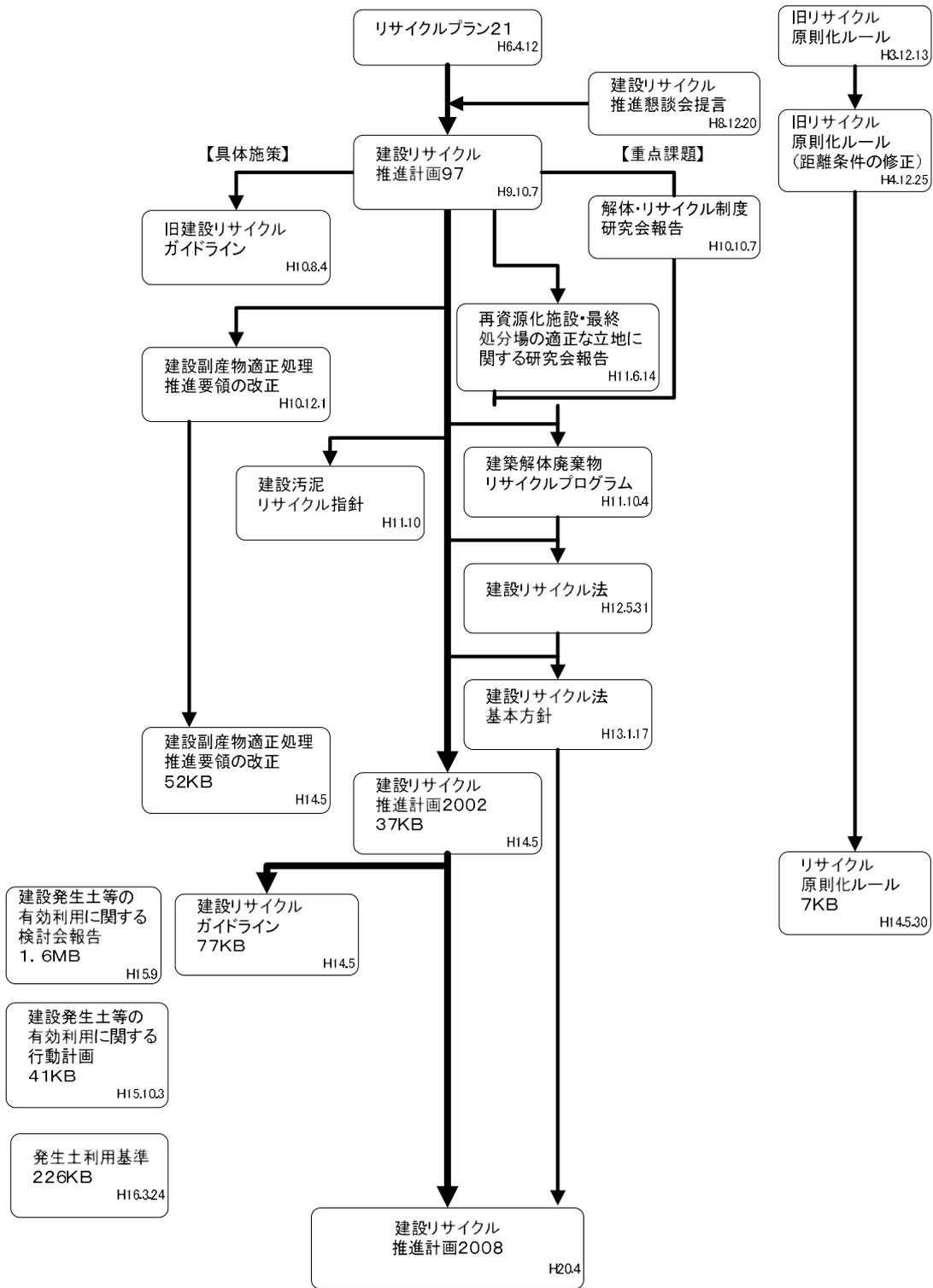


図1-9-1 建設リサイクルに対する法令と国土交通省の取組み

3. 建設リサイクルガイドライン

建設リサイクル推進計画 2008（2002）の実現に向けて、リサイクル原則化ルールの徹底等、公共工事発注者の責務の徹底を図ることが必要であり、リサイクルに対しての具体的な実施事項を建設リサイクルガイドラインとして取りまとめている。

（解説）

建設リサイクルを確実に実行するためには、リサイクル計画状況・実施状況を把握しておくことが重要である。このため、設計・施工等の各段階において、次の書類を取りまとめるよう建設リサイクルガイドラインで定めている。（建設リサイクル推進計画は平成 20 年に新たな行動計画が策定されている。

(1) リサイクル計画書

建設副産物の発生・減量化・再資源化等の検討・調整状況を把握することを目的とし、概略・予備・詳細の各設計段階で、設計者が作成する。

(2) リサイクル阻害要因説明書

建設副産物の再資源化・縮減率が目標値に達しない場合にその原因等を把握することを目的として、工事仕様書案の立案段階で、積算担当者が作成する。また、工事実施時の再資源化・縮減率が積算段階と比較して 10%以上下がった場合に、工事完了段階において再度作成する。

(3) 再生資源利用計画書及び再生資源利用促進計画書

建設資材を搬入（再生資源利用計画書）又は建設副産物を搬出する（再生資源利用促進計画書）建設工事を施工する場合に置いて、リサイクルの実施状況を把握することを目的として、工事の着手時及び完成時に建設工事業業者が作成する。

なお、計画案（計画・設計方針）の策定時、工事仕様書案の作成時には、上記書類をもとに、リサイクルのより一層の徹底に向けた検討・他機関との再資源の調整等を図るものとする。

第 2 章 仮設構造物

第2章 仮設構造物

第1節 共通事項（標準）

1. 定義

山留めは以下のように定義する。

山留め：土留めと締切りの総称である。

土留め：陸上で地下構造物を築造するとき地下水の遮水及び土の崩壊防止のために設ける仮設構造物であり、その工法を土留工法という。

締切り：水中で、掘削部分を完全に締切り、おもに土圧または水圧、もしくはその両者に抵抗させる仮設構造物であり、その工法を締切工法という。

（解説）本項では山留工法を下記の如く分類する。

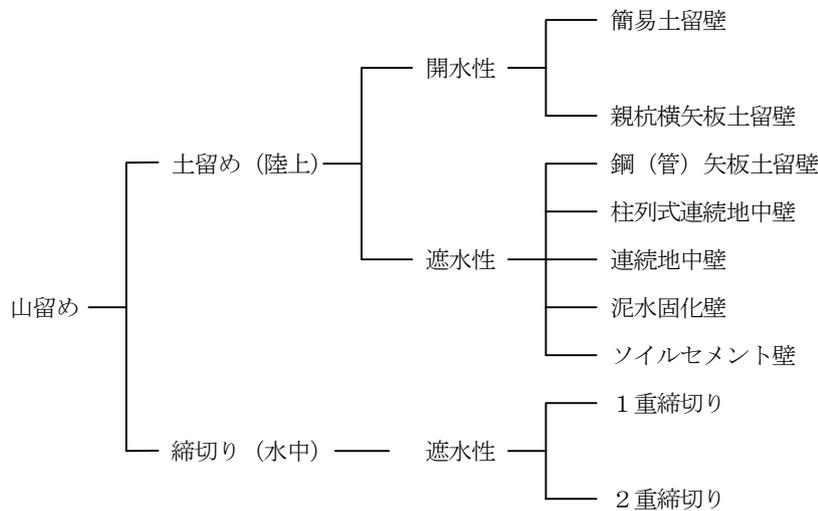


図2-1-1 山留工法の分類

注：出水期に堤防を開削する工事において、河川堤防にかわる仮締切を、鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計計算方法は、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」（財団法人 国土技術センター 平成13年）によるものとする。

2. 山留め工法の選択

山留め工法は以下の条件を考慮して選択することが望ましい。

1. 地盤条件
2. 環境条件

2-1 地盤条件の調査

山留工法選定のための地盤条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下水調査
2. 土質調査

（解説）

土質調査計画は「建設工事公衆災害防止対策要綱第42（土質調査）」に準じて立案するものとする。

2-2 環境条件の調査

山留め工法選定のための環境条件の調査は以下の事項について行なうことが望ましい。

1. 地下埋設物調査
2. 近接構造物調査
3. 施工条件の調査

(解説)

山留めくいや鋼矢板は、構造物の基礎がしめる部分より外側に打たれるため、本条に示す調査には仮設構造物の規模も考慮する必要がある。過去において土留H鋼ぐいや鋼矢板の打込み時にガス管や水道管を破損し、大事故となり附近の住民にも被害をおよぼした例や、また既設構造物に近接して土留H鋼ぐいや鋼矢板を打設または掘削して既設の構造物を傾斜させたり沈下を生ぜしめた事故等もあり、これらの事故を完全に防ぐためにも調査は必要である。これらの調査は形式決定の前に埋設物や近接構造物の所有者の台帳並びに構造図で、調査することはもちろん、不明確な場合には試掘等の現地調査を行なうものとする。

周辺構造物の調査、近接構造物が設置されている地質、基礎構造について特に留意した調査が必要であり、仮設構造物施工中もしくは施工後において問題が惹起しないよう対策を講じておくとともに、仮に問題が起きた場合にも対処できるような調査、検討を行っておく必要がある。近接構造物への影響度等については「道路土工－仮設構造物工指針」を参照する。

施工条件の調査とは、施工法によっては騒音・振動などの規制によって打込み工法が不可能な場合などや、工事周辺の事情などによって大型の建設機械が現地に搬入出来ないことがある等、もろもろの施工条件を工法決定前に調査することをいう。

建設作業時の騒音・振動に関する環境基準及び条例を次に示す。

(1) 区 域

表 2-1-1

区域	振動規制法 騒音規制法	大阪府条例	兵庫県条例
第 1 号 区域	<p>法第 3 条第 1 項の規定により指定された区域のうち、次のいずれかに該当する区域として、都道府県知事又は、施行令に規定する市の長が指定した区域。</p> <p>イ. 良好な住居の環境を保全するため、特に静穏の保持を必要とする区域。</p> <p>ロ. 住居の用に供されているため、静穏の保持を必要とする区域。</p> <p>ハ. 住居の用にあわせて商業、工業等の用に供されている区域であって、相当数の住民が集合しているため、振動の発生を防止する必要がある区域。</p> <p>ニ. 学校教育法（昭和22年法律第26号）第 1 条に規定する学校、児童福祉法（昭和22年法律第164号）第 7 条に規定する保育所、医療法（昭和23年法律第205号）第 1 条の 5 第 1 項に規定する病院および同条第 3 項に規定する診療所のうち患者の収容施設を有するもの、図書館法（昭和25年法律第118号）第 2 条第 1 項に規定する図書館並びに老人福祉法（昭和38年法律第133号）第 5 条の 3 に規定する特別養護老人ホームの敷地の周囲おおむね 80 m の区域内であること。</p>	<p>住居系地域、近隣商業地域、商業地域、準工業地域及び用途地域の指定のない地域のうち第 2 号区域に該当する地域以外の地域並びに工業地域及び第 53 条第 2 号に掲げる地域のうち学校、保育所、病院、入院施設を有する診療所、図書館及び特別養護老人ホームの敷地の周囲 80 m の区域内の地域。</p>	<p>条例第 34 条第 1 項の騒音にかかると規制基準が適用される区域のうち、次のいずれかに該当する区域。</p> <p>ア. 当該規制基準を適用すべき区域の区分（以下「適用区域区分」という。）が第 1 種区域から第 3 種区域までの区域。</p> <p>イ. 適用区域区分が第 4 種区域である区域のうち、学校教育法（昭和 22 年法律第 26 号）第 1 条に規定する学校、児童福祉法（昭和 22 年法律第 164 号）第 7 条に規定する保育所、医療法（昭和 23 年法律第 205 号）第 1 条の 2 第 1 項に規定する病院および同条第 2 項に規定する診療所のうち患者の収容施設を有するもの、図書館法（昭和 25 年法律第 118 号）第 2 条第 1 項に規定する図書館ならびに老人福祉法（昭和 38 年法律第 133 号）第 14 条第 1 項第 2 号に規定する特別養護老人ホームの敷地の周囲おおむね 80m の区域内。</p>
第 2 号 区域	<p>法第 3 条第 1 項の規定により指定された地域のうち前号に掲げる区域以外の区域。</p>	<p>工業区域のうち前号の地域以外の地域。</p>	<p>適用区域区分が第 4 種区域である区域のうち、前号のイに掲げる区域以外の区域。</p>

(2) 特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準

① 特定建設作業の種類

表 2-1-2

	騒音規制法施行令	大阪府条例	兵庫県条例
1	くい打機（もんけんを除く。）、くい抜機又はくい打くい抜機（圧入式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業（くい打機をアースオーガーと併用する作業を除く。）	左に同じ	くい打機又は、くい抜き機を使用する作業（もんけん、圧入式くい打機及び圧入式くい抜き機を使用する作業を除く。）
2	びょう打機を使用する作業	左に同じ	左に同じ
3	さく岩機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50メートルをこえない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
4	空気圧縮機（電動機以外の原動機を用いるものであつて、その原動機の定格出力が15キロワット以上のものに限る。）を使用する作業（さく岩機の動力として使用する作業を除く。）	左に同じ	左に同じ
5	コンクリートプラント（混練機の混練容量が0.45立方メートル以上のものに限る。）またはアスファルトプラント（混練機の混練重量が200キログラム以上のものに限る。）を設けて行う作業（モルタルを製造するためにコンクリートプラントを設けて行う作業を除く。）	左に同じ	左に同じ
6	バックホウ（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が80キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	ブルドーザー、パワーショベル等の掘削機械を使用する作業
7	トラクターショベル（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が70キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	コンクリート造、鉄骨造及びレンガ造の建物の解体作業又は動力、火薬若しくは鉄球を使用して行う破壊作業
8	ブルドーザー（一定の限度を超える大きさの騒音を発生しないものとして環境庁長官が指定するものを除き、原動機の定格出力が40キロワット以上のものに限る。）を使用する作業	左に同じ	—
9	—	6、7又は8に規定する作業以外のショベル系掘削機械（原動機の定格出力が20キロワットを超えるものに限る。）、トラクターショベル又はブルドーザーを使用する作業	—
10	—	コンクリートカッターを使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、一日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50メートルを超えない作業に限る。）	—
11	—	鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業	—

②音量の規制に関する基準

騒音規制法、大阪府条例および兵庫県条例に定める騒音の規制に関する基準は以下のとおりである。

- (イ) 特定建設作業の騒音が特定建設作業の場所の敷地の境界線において、85 デシベルを超える大きさのものでないこと。
- (ロ) 特定建設作業の騒音が第 1 号区域にあつては午後 7 時から翌日の午前 7 時までの時間内、第 2 号区域にあつては午後 10 時から翌日の午前 6 時までの時間内において行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ハ) 特定建設作業の騒音が当該特定建設作業の場所において、第 1 号区域にあつては 1 日 10 時間、第 2 号区域にあつては 1 日 14 時間を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ニ) 特定建設作業の騒音が、特定建設作業の全部又は一部に係る作業の期間が当該特定建設作業の場所において連続して 6 日を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ホ) 特定建設作業の騒音が、日曜日その他の休日に行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。

注一 1) イ. 騒音規制法：

特定建設作業に伴って発生する騒音の規制に関する基準（平成 12 年一部改正）

ロ. 大阪府条例：大阪府生活環境の保全に関する条例施行規則（平成 6 年制定）

ハ. 兵庫県条例：環境の保全と創造に関する条例の規定に基づく特定建設作業に伴って発生する

騒音又は振動の基準（平成 13 年 2 月 27 日告示第 234 号）

注一 2) 福井県、京都府、滋賀県、奈良県、和歌山県、三重県は「騒音規制法」による。

(3) 特定建設作業に伴って発生する振動の規制に関する基準

① 特定建設作業

表 2-1-3

	振 動 規 制 法	大阪府条例	兵庫県条例
1	くい打機（もんけん及び圧入式くい打機を除く。）、くい抜機（油圧式くい抜機を除く。）、又はくい打くい抜機（油圧式くい打くい抜機を除く。）を使用する作業	左に同じ	左に同じ
2	鋼球を使用して建築物その他の工作物を破壊する作業	左に同じ	左に同じ
3	舗装版破碎機を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
4	ブレーカー（手持式のものを除く）を使用する作業（作業地点が連続的に移動する作業にあつては、1日における当該作業に係る2地点間の最大距離が50mを超えない作業に限る。）	左に同じ	左に同じ
5	—	ブルドーザー、トラクターショベル又はショベル系掘削機械（原動機の定格出力が20Kwを超えるものに限る。）を使用する作業	—

② 振動の規則に関する基準

振動規制法、大阪府条例および兵庫県条例に定める振動の規制に関する基準は以下のとおりである。

- (イ) 特定建設作業の振動が特定建設作業の場所の敷地の境界線において、75 デシベルを超える大きさのものでないこと。
- (ロ) 特定建設作業の振動が第1号区域にあつては午後7時から翌日の午前7時までの時間内、第2号区域にあつては午後10時から翌日の午前6時までの時間内において行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ハ) 特定建設作業の振動が当該特定建設作業の場所において、第1号区域にあつては1日10時間、第2号区域にあつては1日14時間を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ニ) 特定建設作業の振動が、特定建設作業の全部又は一部に係る作業の期間が当該特定建設作業の場所において連続して6日を超えて行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。
- (ホ) 特定建設作業の振動が、日曜日その他の休日に行われる特定建設作業に伴って発生するものでないこと。

注一 1) イ. 振動規制法施行規則（平成13年改正）

ロ. 大阪府条例：大阪府生活環境の保全に関する条例施行規則（平成6年制定）

ハ. 兵庫県条例：環境の保全と創造に関する条例の規定に基づく特定建設作業に伴って発生する

騒音又は振動の基準（平成13年2月27日告示第234号）

注一 2) 福井県、京都府、滋賀県、奈良県、和歌山県、三重県は「振動規制法」による。

2-3 山留め部材の最小部材

掘削深さ3mを超える山留め部材は、表2-1-4に示すものを最小部材とする。使用する部材については、著しい損傷がなく、入手の容易なものを使用するのがよい。

表2-1-4 掘削深さ3mを超える山留めの最小部材

項目	最小部材	留意事項
親杭 横矢板	H-300×300	親杭の中心間隔は1.5m以下とするのがよい
山留め板	最小厚3cm以上の所用の強度を有する木材	山留め板の両端は4cm以上土留め杭のフランジにかかる長さを有するもの（山留め板厚が4cmを超える場合はその板厚以上）
鋼矢板	Ⅲ型	
腹起し	H-300×300	継手間隔は6m程度以上とする 垂直間隔は3m程度とし山留めの頂部から1m程度以内のところに第1段の腹起しを施す（ただし、頂部にある覆工受桁が腹起しと同様の役割を果たせる場合はこの限りでない）アンカー式等の支保工形式においては、安全性、施工性を検討した上で規定以外の部材を使用してよい
切ばり	H-300×300	水平間隔5m程度以下、垂直間隔3m程度とする
中間杭	H-300×300	

(解説)

- 掘削深さ3m以下においては表2-1-4の最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板ではH-150、鋼矢板ではⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗、継手の構造の問題があるため、特別な検討を行わない場合はⅢ型（断面係数が $1.7 \times 10^{-4} \text{m}^3/\text{m}$ 程度）以上のものを使用することが望ましい。
- 本項の規定は、“建設工事公衆災害防止対策要綱の解説”にも準拠している。要綱においては、公衆に係わる区域で施工する重要な山留め工（掘削の深さが4mを超えたり、周辺地域への影響が大きいことが予想される場合）について、表2-1-4の最小部材を規定している。ここで「公衆に係わる区域」とは、通行者、建物、公共あるいは公共性の高い施設等のある所で事故が発生した場合、公衆に危害、迷惑の及ぶ恐れのある区域のことである。従って、例えば山岳地域での砂防工事、ダム工事等や臨海埋立地等での土木工事で公道と接しない場所、第三者が出入りしない場所には適用されない。すなわち、第三者が物理的に進入可能な場合は「公衆に係わる区域」と解釈する。ただし、公衆が存在しない場合であっても、第三者の財産に著しい危害及び迷惑のかかることが想定される場合は適用される。本便覧で、「重要な仮設工事」とは、「建設工事公衆災害防止対策要綱」に示されるものである。

3. 山留めの設計手法

支保工形式と掘削深さに応じた設計手法を用いる。

表 2-1-5 山留め工法の設計手法

支保工形式	掘削深さ	計算手法
切 ば り 式 ア ン カ ー 式	$3.0\text{m} \leq H$	小規模土留め設計法 (慣用法)
	$3.0\text{m} < H \leq 10.0\text{m}$	慣用法 ^{注1)}
	$10.0\text{m}^{\text{注2)}} < H \leq 30.0\text{m}$	弾塑性法
自 立 式	$H \leq 3.0\text{m}^{\text{注3)}}$	弾性床上のはり理論

注1) 慣用法では山留め壁の変形量を求めることができないため、近接構造物が存在し、変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

注2) N値が2以下もしくは粘着力が20kN/m²程度以下の軟弱地盤においては掘削深さH>8.0mに対して適用する。

注3) 良質地盤においては概ね掘削深さが4m以浅に適用する。

(解 説)

1) 本便覧で用いる山留めの適用範囲は、原則として掘削深さを30m程度以浅とする。

2) 下記の条件を満たすような掘削深さが浅い自立式山留めおよび切ばり1段式山留めにおいては、設計の簡略化を目的として、「道路土工・仮設構造物工指針」の参考資料-5, 6の設計図表を用いた部材設計を行ってよい。

①地盤が単層である場合もしくは単層とみなせる場合

②掘削深さ：3m以浅

③地盤条件：N値7以上の砂質地盤

N値3以上もしくは粘着力が20kN/m²以上の粘性土地盤

④掘削が比較的短期間である場合

⑤周辺に重要構造物がない場合

4. 仮設構造物に用いる土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は、土質調査および試験によって求めることを原則とするが、十分な資料がない場合には以下の数値を参考にしてよい。

4-1 土の単位体積重量

表2-1-6 土の単位重量 (kN/m³)

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地	砂および砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛り	砂および砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

出典：[表2-1-6]
道路橋示方書・同解説
I 共通編 (H14.3) P. 41
表-解2.2.4

慣用法に用いる土圧を設定する場合の地下水位以下にある土の水中単位体積重量は、土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を 1.0kN/m³ と想定し、土の湿潤単位体積重量から 9.0kN/m³ を差し引いた値を用いてよい。

ボーリングの検討において、地盤の有効重量を計算する場合の土の水中単位体積重量は、水の単位体積重量を $\gamma_w=10.0\text{kN/m}^3$ (ただし、海水を考慮する場合は、 $\gamma_w=10.3\text{kN/m}^3$ としして湿潤単位体積重量から差し引いた値とする。

埋戻し土の単位体積重量は、その材料および締固め方法により異なるため、実重量を用いることを原則とするが、土圧算定時の目安としては、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ を用いてよい。

4-2 砂質土のせん断抵抗角

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad \text{ただし, } N > 5 \quad \log \text{ は自然対数}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)$$

ここに、 ϕ : せん断抵抗角 (°)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m²) で、標準貫入試験を実施した地点の値

N_1 : 有効上載圧 10.0kN/m² 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ としして算出する。

N : 標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

出典：[4-2]
道路土工カルバート工指針
(H22.3) P. 72

4-3 粘性土の粘着力

$$c = qu/2 = N/0.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

正規圧密荷重を受けた沖積粘土については下記の式を用いて粘着力を算定してもよい。

$$c = 0.2 \sum \gamma h + 2.0 Z \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

表 2-1-7 粘性土の粘着力とN値の関係

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中位	硬い	非常に硬い	固結した
N値	2以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30以上
粘着力 c (kN/m ²)	12以下	12～25	25～50	50～100	100～200	200以上

出典：[表 2-1-7]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.119
表 2-2-3

(解説)

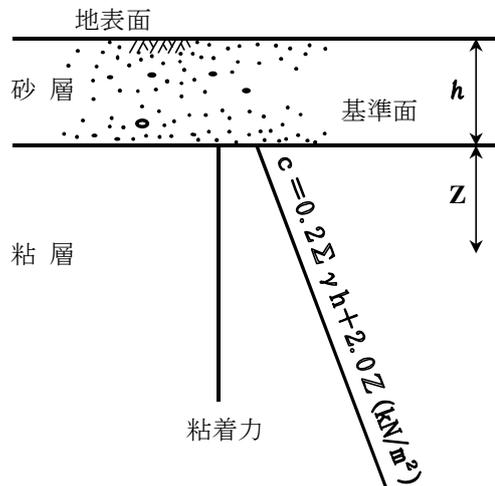
- ・設計対象土層が明らかに沖積粘土もしくはシルト層と判定出来る場合には、その単位重量を $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ とする。
- ・基本式は「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」及び「道路土工カルバート工指針」に準拠している。
- ・粘着力 (C) と N 値との関係は、砂質土の場合と異なり比較的その相関性は低いとされているが、土木学会及び地盤工学会の提案式を運用する。

$$qu = (0.012 \sim 0.013) N = N/80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$C = Cu = qu/2$$

$$C = N/160 \text{ (N/mm}^2\text{)} = N/0.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

また、一般に飽和した正規圧密粘土では、圧密荷重と粘着力とが、よい比例関係が成り立つとされている。ここでは、「土質安定工法便覧」(松尾新一郎編) に準じて、沖積粘土の粘着力は図 2-1-3 に示す値を用いてもよい。



h : 土かぶり高 (m)

γ : 単位体積重量 (kN/m³)

図 2-1-3 正規圧密荷重を受けた沖積粘土の粘着力

5. 荷 重

5-1 荷重の種類

土留めによる仮設構造物の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

- (1) 死 荷 重
- (2) 活 荷 重
- (3) 衝 撃
- (4) 慣用法に用いる土圧および水圧
- (5) 弾塑性法に用いる土圧および水圧
- (6) 温度変化

(解 説)

- ・水圧は、地下水位が低いとき、排水が十分に行なわれる場合は無視できる。
- ・地震力について、本節においてはこれを無視する。

表 2-1-8 荷重の組合せ

			死荷重	活荷重	衝 撃	土 圧	水 圧	温度変化 の影響	その他
山 留 め	山留め壁	根入れ長				○	○		必要に応じて考慮
		支持力	○	○	○				
		断 面	○	○	○	○	○		
	腹 起 し	断 面				○	○	○ ^{注)}	
	切 ば り	断 面				○	○	○	
	火 打 ち	断 面				○	○	○	
路面覆工・仮 架橋	覆工受けた けた受け	断 面	○	○	○				
		たわみ		○					
	中 間 杭 支 持 杭	支 持 力	○	○	○				
		断 面	○	○	○				

注) 腹起しの計算に軸力を考慮する場合

出典：[表 2-1-8]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32
表 2-3-1

5-2 死荷重

死荷重の算出に用いる単位体積重量は、材料の実重量とする。ただし、個々の重量が不明な場合は表2-1-9の値を用いてよい。

表2-1-9 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材 料	単位体積重量	材 料	単位体積重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0	セメントモルタル	21.0
鋳 鉄	71.0	木 材	8.0
鉄筋コンクリート	24.5	アスファルトコンクリート舗装	22.5

出典：[5-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32

5-3 活荷重

仮設構造物に作用する活荷重としては、自動車荷重、群集荷重および建設用重機等の荷重を考慮する。また、このほか道路上の工事では換算自動車荷重として仮設構造物の範囲外に上載荷重を考慮する必要がある。活荷重の一般的な载荷状況を図2-1-4に示す。

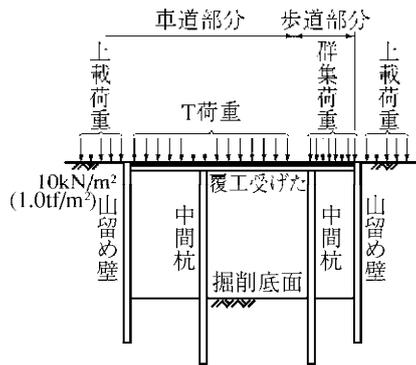


図2-1-4 活荷重の载荷状況

出典：[5-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.32~34

(解説)

1) 自動車荷重

自動車荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に規定されている図2-1-5のT荷重を用いる。A, B活荷重の適用は道路橋示方書に準拠することを基本に存置期間中の大型車の交通状況等を考え、A, B活荷重をそれぞれ使い分けるものとする。

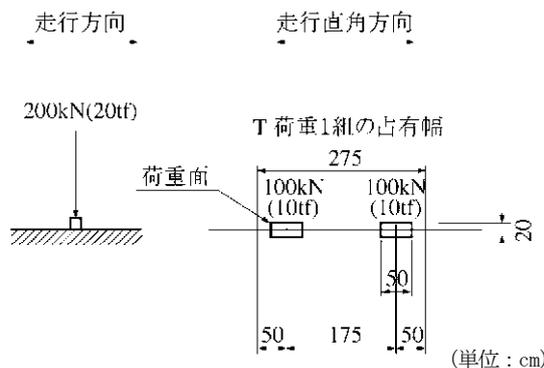


図2-1-5 T荷重

B活荷重を適用する道路においては、T荷重によって算出した断面力等に部材の支間長に応じて表2-1-11に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は1.5をこえないものとする。

一方、A活荷重を適用する道路の自動車荷重については、総重量245kNの大型車の通行頻度が比較的低い状態を想定していることから、連行荷重を考慮するための表2-1-11の係数は適用しない。なお、支間が15m程度をこえる大規模なもの、また、トラス橋やプレートガーダー橋等、ほかの構造形式のものについては、設計荷重、設計法を別途考える必要がある。

表2-1-11 設計に用いる係数

部材の支間長 L (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

出典：[表2-1-11]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.139
表2-11-3

2) 群集荷重

群集荷重は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」準拠し、5.0kN/m²の等分布荷重として歩道部に載荷するものとする。

3) 建設用重機の荷重

建設用重機と吊上げ荷重については、その使用状況に応じて考慮する。

4) 地表面での上載荷重

山留めの設計においては、仮設構造物の範囲外に原則として10kN/m²の上載荷重を考慮する。ただし、自動車、建設用重機および建築物等が特に山留めに近接し、かつ明らかに10kN/m²では危険側と考えられるときは、別途適切な値を考慮しなければならない。

5) その他

仮架橋等の設計においては、必要に応じて自動車および建設用重機等による水平荷重を考慮する。自動車の制御および始動等による水平荷重としては鉛直荷重の10%を、建設用重機の制動、始動および施工中の作業に伴う水平荷重としては、建設用重機自重（作業時には吊り荷重等を含む）の15%を考慮する。

5-4 衝 撃

自動車荷重や仮設用重機による衝撃を考慮し、その衝撃係数は支間に関係なく 0.3 とする。

(解 説)

- 1) 仮設構造物では、一般に支間が限定されているので支間長に関係なく定数を用いてよい。
- 2) 覆工板の衝撃係数は 0.4 とする。
- 3) 仮橋の一般供用の衝撃係数については「第 6 節 仮橋 4-2 衝撃」による。

5-5 慣用法に用いる土圧および水圧

ここでは、掘削深さ 3 m 以上の慣用法に用いる土圧について記述する。

(1) つり合い根入れ長の計算に用いる土圧

$$P a = (q + \gamma h) \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) - 2 c \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

$$P p = (\gamma h') \tan^2 (45^\circ + \phi / 2) + 2 c \tan (45^\circ + \phi / 2)$$

ここで $P a$: 主働土圧 (kN/m²)

$P p$: 受働土圧 (kN/m²)

q : 路上の工事の場合の載荷重量 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ただし、粘性土地盤の主働土圧強度の下限値は図 2-1-6 に示すように $P a = 0.3 \gamma h$ とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重 q を考慮しなくてもよい。

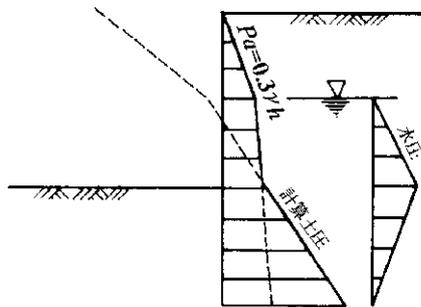


図 2-1-6 粘性土地盤の主働側圧の考え方

(2) 断面決定用土圧

表 2-1-12 掘削深さ、地質による係数

a	b	c
5 m ≤ H のとき a = 1	2	N > 5 のとき c = 4
3 m ≤ H < 5 m のとき a = $\frac{1}{4} (H - 1)$		N ≤ 5 のとき c = 6

出典 : [5-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.35~38

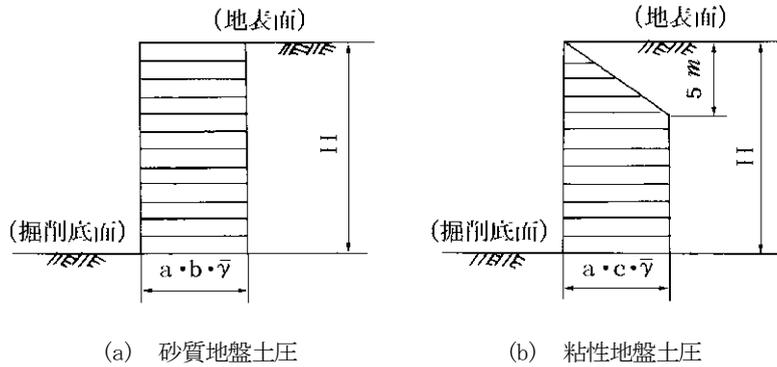


図 2-1-7 土圧分布

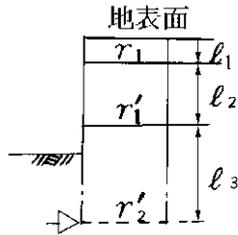
- γ : 土の平均単位体積重量
- a : 掘削深さHによる係数
- b, c : 地質による係数 (b = 砂質土, c = 粘性土)
- N : 地盤の平均N値

(3) 水 圧

山留め壁に作用する水圧は三角形分布とする。

(解 説)

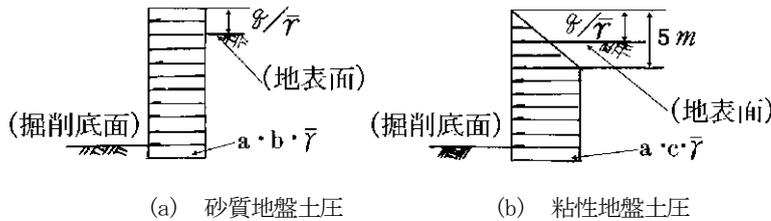
- 1) 小規模土留め工、自立式土留め工の土圧については、別途記述する。
- 2) つり合い根入れ長の検討に用いるランキンの主働土圧強度式では、粘着力の効果により計算上、山留めに主働土圧が作用しない場合がある。しかし、実際の工事における地表面付近では、山留め壁の打ち込み等の施工に伴う地盤の乱れや降雨等の影響が考えられるため、粘性土地盤における土圧の下限値の規定を設けた。
- 3) 断面決定用土圧式は、山留め壁、腹起し、切ばりの断面計算に用いる。この土圧は多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提として整理し得られた見掛け上の土圧分布であり、基になった土圧実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものである。土圧公式の適用には次の事項に留意する必要がある。
 - ① 土が過度にかく乱された状態にあつては、土圧は極めて大きくなるので、裏込め土、埋立て土、あるいは施工中にかく乱されると思われる場合は別途検討する。
 - ② 地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの 50% 以上の場合は粘性土、50% 未満の場合は砂質土の様な基盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土をN値で分類し、 $N \leq 5$ の層厚の合計が 50% 以上の場合は軟らかい粘性土、50% 未満を硬い粘性土として取り扱う。
 - ③ 地盤の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し図 2-1-8 のようにして求める。
 - ④ 道路上の工事では、過載荷重として $q = 10 \text{ kN/m}^2$ を考慮するが、最上層の土の単位重量 γ または③で求めた平均単位体積重量 γ より q / γ (m) または q / γ (m) の換算土圧を地表面にとり図 2-1-9 のようにする。



平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_1 \cdot l_1 + \gamma_1' \cdot l_2 + \gamma_2' \cdot l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$$

図2-1-8 平均単位体積重量の求め方



(a) 砂質地盤土圧

(b) 粘性地盤土圧

図2-1-9 载荷重がある場合の土圧

4) 水圧における三角形分布とは図2-1-10に示す

ように鋼矢板先端で掘削側の水圧と地山側の水圧が等しいという考えから、鋼矢板に作用する水圧として ΔABC から ΔOEB 相当分を差し引いた ΔABD を考慮することである。

ただし、「親ぐい横矢板形式」の土留めにおいては「水圧」を考慮しなくてもよい。

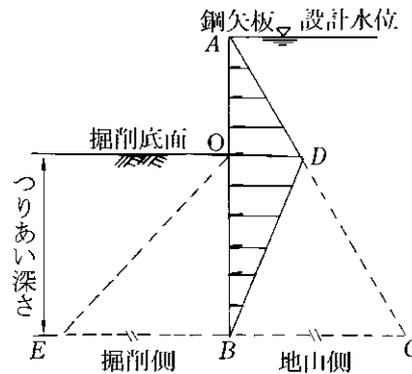


図2-1-10 水圧

5-6 弾塑性法に用いる土圧および水圧

(1) 静止側圧

山留め壁に作用する静止側圧は次式により算出する。

砂質土の場合 $p_0 = K_{0s} (\sum \gamma h - p_{w2}) + p_{w2}$

粘性土の場合 $p_0 = K_{0c} (\sum \gamma h)$

ここに、 p_0 : 静止側圧 (kN/m²)

K_{0s} : 着目点における砂質土の静止土圧係数 (ヤーキーの式)

$$K_{0s} = 1 - \sin \phi$$

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

K_{0c} : 着目点における粘性土の静止土圧係数

表2-1-13 粘性土の静止土圧係数

N値	K_{0c}
$N \geq 8$	0.5
$4 \leq N < 8$	0.6
$2 \leq N < 4$	0.7
$N < 2$	0.8

出典：[5-6]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.39~42

$\Sigma \gamma h$: 着目点における掘削面側地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は地表面より上の水の重量を含む。

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

p_{w2} : 着目点における掘削面側の間隙水圧 (kN/m²)

(2) 背面側主働側圧

山留め壁に背面側から作用する主働側圧は砂質土では次式により算出する。

砂質土の場合

$$p_a = K_{as}(\Sigma \gamma h + q - p_{w1}) - 2c\sqrt{K_{as}} + p_{w1}$$

粘性土の場合

$$\text{掘削面以浅 } p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h + q)$$

$$\text{掘削面以深 } p_a = K_{ac1}(\Sigma \gamma h_1 + q) + K_{ac2}(\Sigma \gamma h_2)$$

ここに、 p_a : 主働側圧 (kN/m²)

K_{as} : 着目点における砂質土の主働土圧係数

$$K_{as} = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度)

K_{ac1} : 掘削面以浅での着目点における粘性土の主働側圧係数

K_{ac2} : 掘削面以深での着目点における粘性土の主働側圧係数

表 2-1-14 主働側圧係数 (粘性土)

N値	K_{ac1}		K_{ac2}
	推定式	最小値	
$N \geq 8$	$0.5 - 0.01H$	0.3	0.5
$4 \leq N < 8$	$0.6 - 0.01H$	0.4	0.6
$2 \leq N < 4$	$0.7 - 0.025H$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025H$	0.6	0.8

※H : 各掘削深さ (m)

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_1$: 掘削面以浅での着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h_2$: 掘削面以深での着目点における掘削面からの地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含める

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

h_1 : 粘性土地盤における掘削面以浅の各層の層厚 (m)

h_2 : 粘性土地盤における掘削面以深の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

p_{w1} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

(3) 掘削面側受働側圧

山留め壁の変位に抵抗する受働側圧は次式により算出する。

$$p_p = K_p(\Sigma \gamma h - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2}$$

ここに、 p_p : 受働側圧 (kN/m²)

K_p : 着目点における地盤の受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}}\right)^2}$$

ϕ : 着目点における土のせん断抵抗角 (度(度))

δ : 山留め壁と地盤との摩擦角 (度(度)) で、 $\delta = \phi/3$ とする。

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の全土かぶり圧 (kN/m²)

ただし、地表面より上に水位がある場合は、地表面より上の水の重量を含む。

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

p_{w2} : 着目点における間隙水圧 (kN/m²)

ただし、粘性土においては $p_{w2} = 0$ とする。

c : 着目点における土の粘着力 (kN/m²)

(4) 水 圧

水圧は、現地の調査に基づき設定する。

(解 説)

- 1) 砂質土地盤では、地下水位の変動に伴い水圧が変化しやすいこと等から、土圧と水圧を分離し、その合計によって側圧を求めることにした。砂質土の静止土圧係数はヤークーの式を用いて算出してよい。粘性土地盤では、一般に、透水係数が小さいため、地下水位が変動しても粘性土中の水は、しばらくの間保持されるものと考え、土圧と水圧を一体として求めることとした。粘性土の静止側圧係数は、実測値から推定した表 2-1-13 の値を用いるものとする。なお、非常に軟弱な地盤では、 K_0c が表 2-1-13 に示す 0.8 より大きくなる場合があるので、 K_0c の値の決定にあたっては留意する必要がある。
- 2) 主働側圧も静止側圧と同様に、砂質土については土圧と水圧を分離した側圧式を、粘性土については土圧と水圧を一体とした側圧式を用いるものとした。粘性土の主働側圧係数は表 2-1-14 に示す値を用いるものとする。
- 3) 受働側圧はクーロンの土圧公式を用いるものとする。
- 4) 各計算ステップごとの水圧状態に留意し、掘削底面の安定が図られるよう、適切な水圧を設定する。水圧の状況が不明確な場合には、次のように設定してよい。すなわち、砂質土地盤における間隙水圧は、山留め壁先端が透水層の場合には背面側より掘削面側へ地下水が浸透し、山留め壁の下端におい

て背面側と掘削面側で水圧が等しくなると考えられることから、図2-1-11によることとしてよい。
 また、図2-1-12および図2-3-13に示すように、下層地盤もしくは上層地盤に粘性土層がある
 場合の水圧係数 K_w (K_{w1} , K_{w2}) は、 $K_{w1}=K_{w2}=1.0$ としてよい。なお、互層の場合の水圧は、一
 般的に図2-3-14のような水圧分布が考えられる。

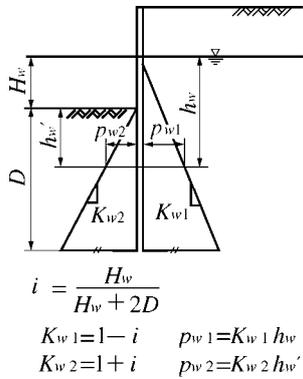


図2-1-11 砂質地盤の水圧

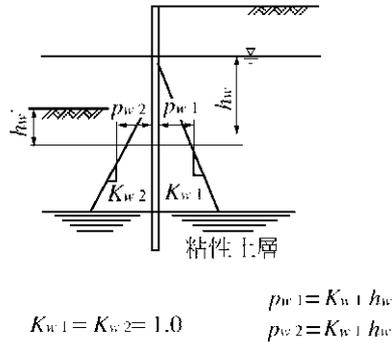


図2-1-12 下層地盤に粘性土層がある場合

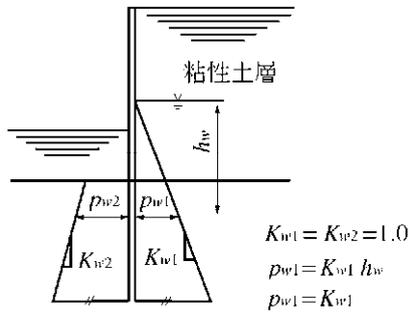


図2-1-13 上層地盤に粘性土層がある場合

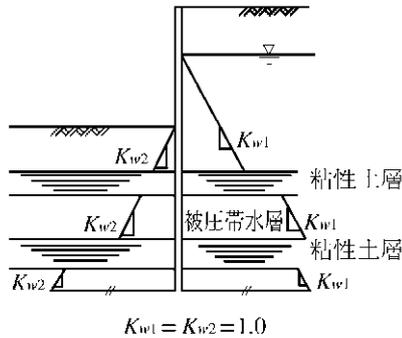


図2-1-14 互層地盤の場合

5-7 温度変化

切ばりには、温度変化によって生ずる軸力増加 (150kN) を考慮する。

出典：[5-6]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.43

(解説)

- 1) 仮設構造物の切ばり反力の増加は、気温1℃上昇するのに11.0～12.5kN程度発生するとの報告もある。
 しかし、夏冬の温度差による軸力増加は地盤のクリープによって消化されると考えられるので、設計に考慮する必要はない。
- 2) 切ばりを兼ねる腹起し部材には、これを考慮する。
- 3) 覆工板がある場合にはこれを無視してよい。

6. 設計計算に用いる物理定数

(1) 鋼材のヤング係数

表 2-1-15 鋼材のヤング係数

種 類	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼 お よ び 鋳 鋼	2.0×10^5
PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒	2.0×10^5

(2) コンクリートのヤング係数

表 2-1-16 コンクリートのヤング係数

標準基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30
ヤング係数 (N/mm ²)	2.35×10^4	2.50×10^4	2.65×10^4	2.80×10^4

(解 説)

設計計算に用いる物理定数は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に準拠した値を用いる。

なお、コンクリートの設計基準強度が表 2-1-16 に示す値以外の場合は、比例によって求めたヤング係数を用いてよい。また、鉄筋コンクリート部材の応力度計算に用いるヤング係数比 n は 15 とする。

出典：[表 2-1-6]
道路橋示方書・同解説
I 共通編 (H14.3) P.83, 84
表-3.3.1, 表-3.3.3

7. 許容応力度

7-1 仮設構造物鋼材の許容応力度

出典：[7-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.47~50

(1) 構造用鋼材

表 2-1-17 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

種 類		SS400	SM490
軸方向引張 (純断面)		210	280
軸方向圧縮 (総断面)		$\ell/r \leq 18(20)$ 210(2, 100) $18 < \ell/r \leq 92$ $[140 - 0.82(\ell/r - 18)] \times 1.5$ $92 < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2} \right] \times 1.5$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)	$\ell/r \leq 16(15)$ 280(2, 850) $16 < \ell/r \leq 79$ $[185 - 1.2(\ell/r - 16)] \times 1.5$ $79 < \ell/r$ $\left[\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2} \right] \times 1.5$ ℓ : 部材の座屈長さ (mm) r : 断面二次半径 (mm)
曲 げ	引張縁 (総断面)	210	280
	圧縮縁 (総断面)	$\ell/b \leq 4.5$ 210 $4.5 < \ell/b \leq 30$ $[140 - 2.4(\ell/b - 4.5)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)	$\ell/b \leq 4.0$ 280 $4.0 < \ell/b \leq 30$ $[185 - 3.8(\ell/b - 4.0)] \times 1.5$ ℓ : フランジの固定点間距離 (mm) b : フランジ幅 (mm)
せん断 (総断面)		120	160
支 圧		315	420

工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮して80%とする。十分な品質管理ができる場合は、工場溶接と同じ値とする。

注) 純断面：欠損部を考慮 総断面：欠損部は考慮しない

(2) 鋼 矢 板

表 2-1-18 鋼矢板の許容応力度 (N/mm²)

			SY295	SY390	軽量鋼矢板	
母材部	曲げ引張		270	355	210	
	曲げ圧縮		270	355	210	
溶接部	良好な施 工条件で の溶接	突合せ溶接	引張	215	285	165
			圧縮	215	285	165
		すみ肉溶接	せん断	125	165	100
	現場建込 み溶接	突合せ溶接	引張	135	180	110
			圧縮	135	180	110
		すみ肉溶接	せん断	80	100	60

(3) 鋼管矢板

表 2-1-19 鋼管矢板の許容応力度 (N/mm²)

		SKY400	SKY490
母材部	引張	210	280
	圧縮	210	280
	せん断	120	160
溶接部		工場溶接部は母材と同じ値を用い、現場溶接部は施工条件を考慮してその80%とする。	

(4) 鉄筋

鉄筋コンクリート用棒鋼 SD345 の許容応力度は、300N/mm² とする。

(5) ボルト

表 2-1-20 ボルトの許容応力度 (N/mm²)

ボルトの種類	応力の種類	許容応力度	備考
普通ボルト	せん断	135	SS400 相当
	支圧	315	
高力ボルト (F10T)	せん断	285	母材が SS400 の場合
	支圧	355	

(6) タイロッド

表 2-1-21 タイロッドの許容引張応力度 (N/mm²)

	SS400	SS490	高張力鋼 290	高張力鋼 390	高張力鋼 440
許容引張応力度	(径 40mm 以下) 141 (径 40mm を超えるもの) 125	(径 40mm 以下) 165 (径 40mm を超えるもの) 150	195	235	265
伸び (%)	24 以上	21 以上	24 以上	22 以上	20 以上

(7) PC鋼材

山留めアンカーに用いる PC鋼材の許容引張力は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説」(地盤工学会) に準じ、テンドンの極限引張り力の 65%またはテンドンの降伏引張り力の 80%のうちいずれか小さい値とする。

(解説)

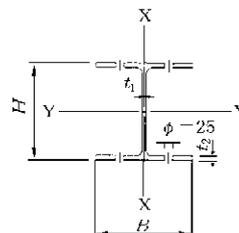
- 1) ここで規定した許容応力度は、仮設構造物であることを考慮して、道路橋示方書等に規定されている常時の許容応力度を1.5倍した値を標準値として示したものである。したがって、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件等によっては、この値を低減するのがよい。特に一般交通の通行を許容する仮設橋の設計においては、交通状況等を考慮し、かつ上記の条件を十分検討した上で、許容応力度を定める必要がある。また締切りおよび締切り堤については別途許容応力度を定める。
- 2) 鋼矢板の現場溶接部の許容応力度のうち、建込み前に矢板を横にして下向き姿勢で良好な施工条件で溶接が可能な場合は、許容応力度を母材の80%程度とした。現場建込み溶接とは、先行する矢板を打込んでからそれに接続する矢板を鉛直に建込んだ状態で継手を溶接するもので、足場の悪さ、溶接姿勢の悪さ、上下矢板開先のずれ、打込みによる開先の変形等の影響が考えられるため、現場溶接部の許容応力度を母材の50%程度とした。
- 3) ボルトの許容応力度は、「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の仕上げボルト(SS400相当)および高力ボルト(B10T)の許容応力度に準じ、その値を50%割増した値とした。高力ボルトは普通ボルトと同様に支圧接合として設計してよいこととした。
- 4) 仮設構造物に用いるタイロッドの許容引張応力度は、長期許容応力度(保証降伏応力度の40%)を1.5割増した値とする。また、タイロッドは伸びの少ない、もろい材質であると破断強度が低下することから、伸びが18%以上の鋼材を用いることとする。
- 5) 山留め用支保工に使用するリース材の断面性能、断面特性は以下の表によるものとする。

表2-1-23 リース加工製品の断面性能

出典：[表2-1-33]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P.320
 参表3-6

(JIS G3192-1990)の加工製品								
寸法	単位質量	断面積	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_x(\text{cm})$	$i_y(\text{cm})$	$z_x(\text{cm}^3)$	$z_y(\text{cm}^3)$
$H \times B \times t_1 \times t_2$	kg/m	cm^2						
H-200×200×8×12	55	51.53	3,660	919	8.43	4.22	366	92
H-250×250×9×14	80	78.18	8,850	2,860	10.60	6.05	708	229
H-300×300×10×15	100	104.80	17,300	5,900	12.90	7.51	1,150	394
H-350×350×12×19	150	154.90	35,000	12,500	15.10	8.99	2,000	716
H-400×400×13×21	200	197.70	59,000	20,300	17.30	10.10	2,950	1,010
(JIS 規格外品)の加工製品								
寸法	単位質量	断面積	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			$I_x(\text{cm}^4)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$i_x(\text{cm})$	$i_y(\text{cm})$	$z_x(\text{cm}^3)$	$z_y(\text{cm}^3)$
$H \times B \times t_1 \times t_2$	kg/m	cm^2						
H-500×500×25×25	300	330.80	142,000	45,300	20.70	11.70	5,670	1,810
H-502×475×25×25	300	331.30	143,000	42,200	20.80	11.30	5,700	1,780

- (注) 1. 孔の径および位置により断面性能が異なるものもある。
 2. 上記の材料は、地域によっては保有していないものもある。



- 6) 覆工受けたの計算において、覆工板が落とし込み式の場合は、フランジの座屈を考慮するが、締結式で受けたが拘束されている場合は、座屈を考慮しなくてよい。(σsa=205N/mm²)

7-2 軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材

出典：[7-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.50

軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、応力度の照査のほか、安定に対する検討が必要である。

(解説)

H形鋼 (SS400) の場合「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」の規定に準じ、次式により安定の照査を行うものとする。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal}$$

- ここに、
 σ_c : 照査する断面に作用する軸方向力による圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{bcy} , σ_{bcz} : それぞれ強軸および弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²) で、表 2-1-15 を用いる。ただし、 $b' \leq 13 \cdot 1t'$ とする。
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²) で表 2-1-15 を用いる。ただし、 $2A_c \geq A_w$ とする。
 (A_c : 圧縮フランジの総断面積 (cm²), A_w : ウェブの総断面積 (cm²) 図 2-1-15 参照)
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値で、210N/mm² とする。
 σ_{cal} : 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度で、210N/mm² とする。ただし、 $b' \leq 13 \cdot 1t'$ とする。
 σ_{eay} , σ_{eaz} : それぞれ強軸および弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm²)
 $\sigma_{eay} = 1,200,000 / \left(\frac{\ell'}{r_y}\right)^2$
 $\sigma_{eaz} = 1,200,000 / \left(\frac{\ell'}{r_z}\right)^2$
 ℓ' : 材料両端の支点条件より定まる有効座屈長 (mm) で、強軸および弱軸でそれぞれ考慮する。
 r_y , r_z : それぞれ強軸および弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
 b' , t' : 図 2-1-15 参照。

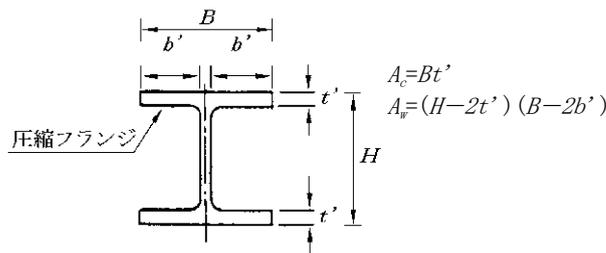


図 2-1-15 b', t' のとり方

7-3 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材は、それが最大となる荷重状態についてせん断応力度の検討を行わなければならない。

$$\tau = \frac{S}{A_w}$$

τ : せん断応力度 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A_w : ウェブ断面積 (mm²)

7-4 コンクリートおよびソイルセメントの許容応力度

(1) 気中コンクリート

表 2-1-24 大気中で施工するコンクリートの許容応力度

(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		21	24	27	30
		応力度の種類			
許容応力度	曲げ圧縮応力度	10.5	12.0	13.5	15.0
	軸圧縮応力度	8.0	9.5	11.0	12.5
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.33	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.40	2.55	2.70	2.85
許容付着応力度	丸鋼	1.05	1.20	1.27	1.35
	異形棒鋼	2.10	2.40	2.55	2.70

(2) 水中コンクリート

表 2-1-25 泥水置換工法によるコンクリートの許容応力度

(N/mm²)

コンクリートの呼び強度		30	35	40
水中コンクリートの設計基準強度 (σ_{ck})		24	27	30
許容圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	12.0	13.5	15.0
	軸圧縮応力度	9.5	11.0	12.5
許容せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ_{a1})	0.35	0.36	0.38
	斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合 (τ_{a2})	2.55	2.70	2.85
許容付着応力度	異形棒鋼	1.80	1.90	2.10

出典 : [7-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.52~53

(3) ソイルセメント

ソイルセメントの許容応力度は、一般に設計基準強度をもとにして定めるものとし、ソイルセメントの設計基準強度は、原位置土で作成した試験体での強度試験に基づいて定める。やむを得ない場合は、当該工事の諸条件に類似した過去の強度記録等を参考に定めてもよい。

(解 説)

- 1) コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 τ_{al} の補正の考え方については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準じるものとする。
- 2) 水中コンクリートの配合は単位セメント量 $350\text{kg}/\text{m}^3$ 以上、水セメント比 55%以下、スランプ 18~21cm とし、標準養生の供試体の材令 28 日における圧縮強度は $30\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とする。なお、鉄筋かご挿入後、ベントナイト溶液の濃度が 10%をこえる場合には別途検討しなければならない。
- 3) ソイルセメントの許容応力度は、「ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針(案)」(日本材料学会)では、圧縮強度を強度の基本値として取り扱い、許容応力度として表 2-1-26 に示す値を与えている。

— 1 — 26 ソイルセメントの許容応力度

圧縮 (σ_a)	引張り	せん断 (τ_a)
$\frac{F_c}{2}$	—	$\frac{F_c}{6}$

F_c : 基準強度 (N/mm^2)

7-5 木材の許容応力度

表 2-1-27 木材の許容応力度

(N/mm^2)

木 材 の 種 類		応 力 度		
		圧縮	引張、曲げ	せん断
針葉樹	あかまつ、くろまつ、からまつ、ひば、ひのき、つが、べいまつ、べいひ	12.0	13.5	1.05
	すず、もみ、えぞまつ、とどまつ、べいすぎ、べいつが	9.0	10.5	0.75
広葉樹	かし	13.5	19.5	2.1
	くり、なら、ぶな、けやき	10.5	15.0	1.5
	ラワン	10.5	13.5	0.9

出典：[7-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.54

(解 説)

土留め板の場合、標準として最上段の値を用いて良い。

木材を仮設構造物として長期にわたり使用する場合には、その品質の劣化に十分注意する。

8. 山留め工設計に関する一般事項

8-1 山留め壁と構造物との間隔

構築する構造物と山留め壁との余裕幅は、数量算出要領に準じる。

表 2-1-28 構造物と山留め壁との余裕幅

種 別	足場工の有無	余裕幅	
オープン掘削	足場工なし	50 cm	
	足場工あり (フーチング高さ 2 m 未満で フーチング上に足場を設置する 場合)	170 cm (50 cm)	
山 留 掘 削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立 型土留めの場合)	100 cm (70 cm)	
	足場工あり (フーチング高さ 2 m 未満で フーチング上に足場を設置する 場合)	220 cm (100 cm)	

- 注) 1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。
 2. 矢板施工の型枠施工幅は矢板のセンターからの距離。
 3. 足場工の必要な場合とは、 $H = 2$ m以上の構造物。
 4. 雪寒仮囲いを使用する場合は、必要幅を計上すること。
 5. 小構造物等で、これによることが不適当な場合は別途余裕幅を設定できる。
 6. 共同溝等の特殊な場合は、別途取り扱う。

(解 説)

1) 構築する構造物と山留め壁との純間隔は、上表を標準とするが、既設構造物や地下埋設物等により上記に依り難い場合は、下記を参考にする。

- ①型枠を取り外す場合、山留めと本体構造物との余裕幅を最小 80 cm 程度とする。
- ②型枠を存置する場合、山留めと本体構造物との余裕幅を 30 cm 程度とする。この場合、山留め壁の施工精度や防水工等も考慮して定めるのがよい。
- ③仮設アンカーを除去する場合は余裕幅を別途考慮する。

2) 鋼矢板等により締切りを行う場合、矢板割付等も考慮して定めるものとする。

8-2 余掘り量

設計計算上では、掘削の余掘りは 1 m とする。

(解 説)

掘削の余掘りは、施工ではできるだけ小さくすることが望ましいが、設計計算上の余掘り量は腹起しのブラケットの取付や施工上の安全を考慮して 1 m とする。1 m 以下の余掘り量を設計値として用いる場合は、施工において設計図書を理解した十分な管理を行うが、この場合においても、最下段切ばり設置時の余掘り量は 1 m とする。

出典：[8-1 解説 1)①]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P. 65

出典：[8-1 解説 1)②]
 共同溝設計指針 (S61.3)
 P. 98

出典：[8-2]
 道路土工仮設構造物工指針
 (H11.3) P. 65

8-3 山留め壁の許容変位量

山留め壁の側方変位量は30 cm以下とする。ただし、自立式山留めの許容変位量は掘削深さの3%を目安とする。

(解 説)

- 1)切ばり式山留めにおいても山留め壁の側方変位が周辺構造物に重大な影響を及ぼすことが予測される場合には、その許容変位量を掘削深さの3%を目安とし詳細に検討する。
- 2)近接影響検討を実施する際に必要となる山留め壁の側方変位量は、弾塑性法等により算出するのがよい。その場合の許容変位量は、近接構造物や周辺状況を勘案し、適宜設定する。
- 3)慣用法によって求められる山留め壁の側方変位量は、山留め壁の剛性を設定するために簡易的に算出したものであり、実際に生じる変位量と大きく異なることに注意する。

8-4 山留め壁の部材計算

(1)山留め壁の設計に用いる山留め壁の断面性能は、その構造形式および使用材料を考慮して定める。

表2-1-29 山留め壁の断面二次モーメント

山留め壁の種類	応力・変形計算時の断面二次モーメント
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面有効
鋼矢板壁	全断面有効の45% ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面二次モーメントを全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効(100%)
鋼管矢板壁	継手部分を除いた、鋼管部分の全断面を有効
柱列式連続壁	芯材としての形鋼断面のみ有効
地中連続壁	コンクリート全断面を有効とした場合の60%

(2)山留め壁断面に発生する応力度は、慣用法あるいは弾塑性法により求めた、掘削途中あるいは埋戻しの各過程において発生する最大の断面力に対して、表2-1-30に示す断面係数を用いて算出する。また、土留め壁に軸方向力が作用し、それが壁体の応力度に対して危険側となる場合は、これを考慮しなければならない。

表2-1-30 山留め壁の断面係数のとり方

山留め壁の種類	山留め壁の断面係数のとり方
親杭横矢板壁	H形鋼の全断面を有効とした断面係数
鋼矢板壁	全断面有効の60%の断面係数 ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、断面係数を全断面有効の80%まで上げることができる。 ハット形鋼矢板については全断面有効(100%)の断面係数
鋼管矢板壁	継手部分を除いた、鋼管部分の断面係数 中詰めコンクリートを用いる場合でも、鋼管部分のみとする。

出典：[8-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.94, 151

出典：[8-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.107~109

出典：[(1) ハット型鋼矢板]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P.106

出典：[(2) ハット型鋼矢板]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P.106

柱列式連続壁	芯材としての形鋼のみの断面係数
地中連続壁	鉄筋コンクリートの矩形断面として、コンクリートの引張強度を無視して設計する。

(3) 地中連続壁を除く山留め壁に使用する鋼材の断面応力度の算定は、次式による。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、 σ : 鋼材に発生する応力度 (N/mm²)

M : 鋼材に発生する最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 鋼材の断面係数 (mm³)

N : 鋼材に作用する鉛直荷重 (N)

A : 鋼材の断面積 (mm²)

σ_{sa} : 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

(4) ソイルセメント柱列壁の芯材間に水平方向に働くせん断応力は、ソイルセメント部分で抵抗するものとする。

(解 説)

1) 下記の方法により鋼矢板断面の剛性を高めることができる。(参考例)

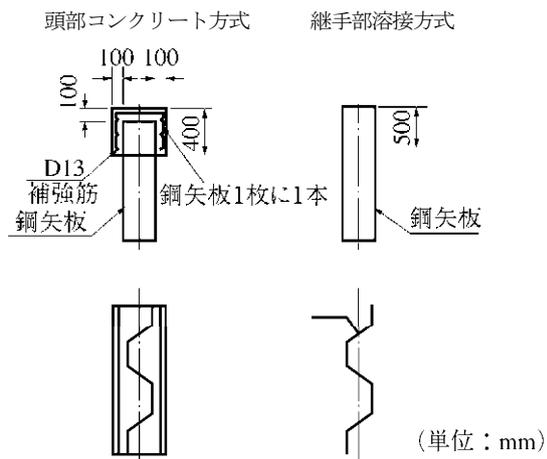


図 2-1-16

2) ハット形鋼矢板は継手が部材縁にあるため、断面二次モーメントおよび断面係数は、全断面有効 (100%) とした。

3) 地中連続壁の断面二次モーメントでは、ひびわれによる剛性低下を考慮した。

4) 仮設構造物として広幅鋼矢板を使用するにあたっては、通常型鋼矢板との経済比較等により検討する。

5) 鋼管矢板壁の断面二次モーメントでは、鋼管内にコンクリートの中詰めを行う場合、充填状況や付着状況に不明の点が多いため中詰めコンクリートの剛性を無視することとする。

出典：[2]
鋼矢板設計から施工まで
(H19.4) P. 106

6) ソイルセメント部分に働くせん断応力は、隣接する芯材を支点とする単純ばりとみなして、次に示す応力度算定を行う。

① 芯材を全孔設置で割付ける場合

芯材を全孔設置で割付ける場合は、図2-1-17に示すように、せん断力のみを考慮する。このとき、せん断力が生ずる位置での芯材の掘削側フランジ面（はつりカット面）から背面の造壁面交点までの距離を、断面決定用の有効厚 d_e とする。

単位長さ当たりのせん断力の算定は、次式による。

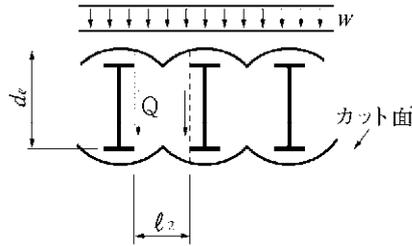


図2-1-17 ソイルセメント柱列壁の応用計算
(芯材を全孔設置する場合)

$$Q = \frac{w l_2}{2}$$

ここに、 Q : せん断力 (kN)

w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)

l_2 : 芯材のフランジ間距離 (m)

せん断応力度の検討は、次式によるものとする。

$$\tau = \frac{Q}{b d_e} \leq \tau_a$$

ここに、 τ : せん断応力度 (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)

d_e : 有効厚 (mm)

τ_a : ソイルセメントの許容せん断応力度 (N/mm²)

② 芯材を隔孔設置で割付ける場合

芯材を隔孔設置で割付ける場合は、せん断力とともに、圧縮力に対する応力度算定を行う。

i) せん断応力度の算定

有効厚は、想定する破壊形状にも関係するが、現状としては図2-1-18に示すI-I面での d_{e1} およびII-II面での d_{e2} とする。単位長さ当たりのせん断力の算定は、次式による。

なお、ウェブ寸法の小さい芯材を用いる場合、有効厚は図2-1-19に示す d_{e2} とする。

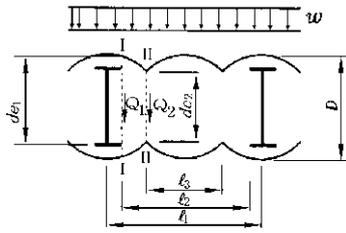


図 2-1-18 せん断応力度の検討
(芯材を隔孔設置する場合)

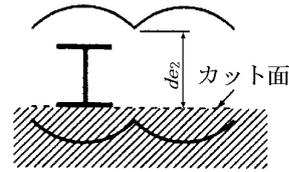


図 2-1-19 くびれ部での有効厚のとり方
(芯材を隔孔設置する場合)

$$Q_1 = \frac{w l_2}{2}$$

$$Q_2 = \frac{w l_3}{2}$$

- ここに、 Q_1 : I-I面でのせん断力 (kN)
 Q_2 : II-II面でのせん断力 (kN)
 w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)
 l_1 : 芯材間隔 (m)
 l_2 : 芯材のフランジ間距離 (m)
 l_3 : くびれ部分の間隔 (m)

せん断応力度の検討は、次式による。

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{b d_{e1}} \leq \tau_a$$

$$\tau_2 = \frac{Q_2}{b d_{e2}} \leq \tau_a$$

- ここに、 τ_1 : I-I面でのせん断応力度 (N/mm²)
 τ_2 : II-II面でのせん断応力度 (N/mm²)
 Q_1 : I-I面でのせん断力 (N)
 Q_2 : II-II面でのせん断力 (N)
 τ_a : ソイルセメントの許容せん断応力度 (N/mm)
 b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)
 d_{e1} : I-I面の有効厚 (mm)
 d_{e2} : II-II面の有効厚 (mm)

ii) 圧縮応力度の算定

図2-1-20に示すように、ソイルセメント部とH形鋼フランジとの間に作用する圧縮力Nは次式により計算する。

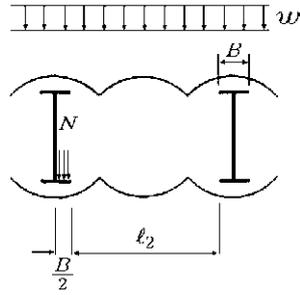


図2-1-20 圧縮応力度の検討（芯材を隔孔設置する場合）

$$N = \frac{w l_2}{2}$$

ここに、N : 圧縮力 (kN)

w : 深さ方向の単位長さ (1 m) 当たりの側圧 (kN/m)

l_2 : 芯材間のフランジ間距離 (m)

また、単位長さ (b = 1 m) 当たりの応力度は、圧縮を受ける断面積としてH形鋼のフランジ幅の $\frac{1}{2}$ に単位長さを乗じた面積Aをとり、次式により算定する。

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{2N}{bB} \leq \sigma_a$$

ここに、 σ : 圧縮応力度 (N/mm²)

N : 圧縮力 (N)

A : 圧縮力を受ける面積 (A = bB/2) (mm²)

b : 深さ方向の単位長さ (1,000 mm)

B : フランジ幅 (mm)

σ_a : ソイルセメントの許容圧縮応力度 (N/mm²)

山留め壁および中間杭の許容鉛直支持力は、以下の式で求める。

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d A + U \sum \ell_i f_i$$

ここに、 R_a ：許容鉛直支持力 (kN)

n ：安全率 ($n = 2$)

R_u ：地盤から決まる山留め壁の極限支持力 (kN)

W_s ：山留め壁で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

ただし、地下水位以下での土の単位体積重量は、湿潤重量から 9.0 kN/m^3 を差し引いたものを用いる。

W ：山留め壁の有効重量 (kN)

ただし、地下水位以下での山留め壁の有効重量は、山留め壁の単位体積重量から 10.0 kN/m^3 を差し引いたものを用いる。

q_d ：山留め壁先端地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

A ：山留め壁の先端面積 (m^2)

U ：周長 (m) で、山留め壁の設置状況を考慮し、土と接する部分とする。

ℓ_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m^2)

なお、地中連続壁やモルタル連続壁のように山留め壁の自重が大きい場合は上式を用いるが、自重が小さい場合は次式を用いてもよい。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

(解 説)

- 1) 安全率 $n = 2$ は、仮設構造物であることを考慮して定めた値である。したがって、構造物の重要度、荷重条件、設置期間、交通条件等によっては、この値を割増すのがよい。
- 2) 極限支持力 R_u を求める場合の山留め壁先端地盤の極限支持力度と周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度は山留め壁の種類によって規定された値を用いる。
- 3) 山留め壁の周面摩擦力を考慮する範囲は、図 2-1-21 を示す範囲とする。なお、 $N \leq 2$ の軟弱層では信頼性が乏しいので原則として周面摩擦抵抗を考慮してはならない。ただし、一軸圧縮試験等の試験により粘着力を評価できる場合に限り周面摩擦を考慮してもよい。また、軟弱地盤において掘削背面の地盤の沈下により負の摩擦力が働くと予想される場合には、支持力として周面摩擦は考慮してはならない。

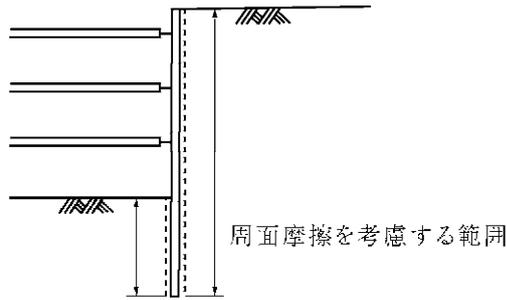


図 2-1-21 周面摩擦の考慮範囲

4) 山留め壁先端地盤の極限支持力度は、根入れ長さと壁厚の比である根入れ比の影響を受ける。したがって、安定計算から求まる根入れ長が同じであっても、山留め壁の壁厚が大きくなると根入れ比が小さくなり、根入れが十分にある場合の支持力推定式をそのまま適用すると支持力を過大評価するおそれがある。このため、鋼管矢板、柱列式連続壁および地中連続壁では、山留め壁先端地盤の極限支持力度を根入れ比に応じて低減することとした。山留め壁を本体利用したり、逆巻き工法等で本体構造物の荷重を受けるような場合は、本体構造物の特質を十分に理解して、必要に応じ「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」等を参考にして、支持力を評価する必要がある。以下に山留めの種類別の極限支持力算出式を示す。

①親杭、中間杭および仮栈橋支持杭

親杭および中間杭の先端地盤の極限支持力度 q_d (kN/m²) および最大周面摩擦力度 f_i (kN/m²) はそれぞれ次式により求めてよい。

ただし、本式を適用する場合には、杭先端は良質な層へ 2 m を根入れさせることが望ましい。

$$q_d = 200 \alpha N$$

(砂質土) $f_i = 2 \beta N_s$

(粘性土) $\begin{cases} f_i = 10 \beta N_c & (N_c : N \text{ 値の場合}) \\ f_i = \beta N_c & (N_c : \text{粘着力 } c \text{ の場合}) \end{cases}$

ここに、 α : 施工条件による先端支持力度の係数 (表 2-1-31)

N : 先端地盤の N 値で 40 を上まわる場合は 40 とする

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1 : 杭先端位置の N 値 (図 2-1-22 参照)

N_2 : 杭先端から上方へ 2 m の範囲における平均 N 値 (図 2-1-22 参照)

β : 施工条件による周面摩擦力度の係数 (表 2-1-32)

N_s : 砂質土の N 値で 50 を上まわる場合は 50 とする

N_c : 粘性土の N 値または粘着力 c で 150kN/m² を上まわる場合は、150kN/m² とする。

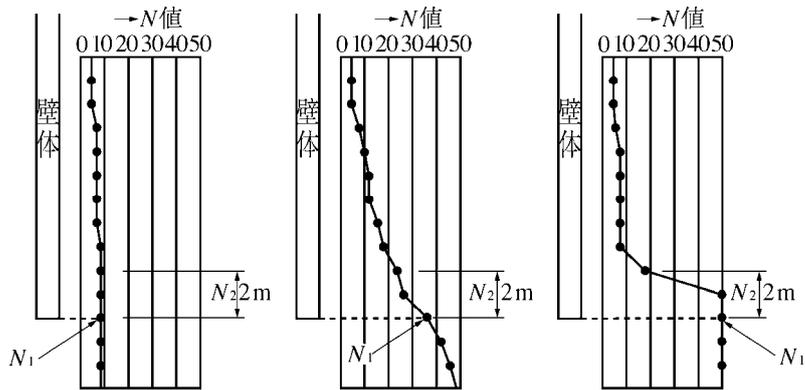


図2-1-22 N_1 および N_2 のとり方

表2-1-31 施工条件による先端支持力度の係数 α

施工方法		α
打撃工法		1.0
振動工法		1.0
圧入工法		1.0
プレボーリング工法	砂充填	0.0
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0

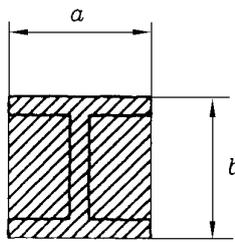
表2-1-32 施工条件による周面摩擦力度の係数 β

施工方法		β
打撃工法		1.0
振動工法		0.9
圧入工法		1.0
プレボーリング工法	砂充填	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0

プレボーリング工法では、表2-1-31、表2-1-32から先端部および周面部の施工条件に応じた係数を選定する。なお、周面摩擦力度の係数 β （表2-1-32）は、打撃等の先端処理や砂充填等による空隙処理が施工されている範囲の値であることに注意する。また、プレボーリング工法のモルタル充填は、柱列式連続壁のモルタル杭に準じて極限支持力度を算定してよい。プレボーリング工法のように杭径以上の掘削を伴う場合には、孔壁と杭体周面との空隙を確実に充填しなければならない。締まった砂層や砂礫層あるいは硬質地盤においては、山留め壁の施工にウォータージェットが併用されることが多いが、地盤が乱され支持力が低下することから山留め壁に支持力を期待する場合には用いないようにする。やむを得ず覆工荷重等を作用させる場合には先端処理を行う必要がある。この場合、先端処理の方法に応じて表2-1-31の値を用いるものとする。また、施工条件による周面摩擦力度の係数 β は $\beta=0.5$ を用いてよい。

親杭および中間杭の先端面積および周長は、図2-1-23に示す値とする。

図2-1-24に示すように、壁体先端位置の良質層が薄層の場合には十分な支持力が得られない場合がある。そこで、杭下端からの層厚が2mに満たない場合は、下層地盤のN値を用いて先端で支持する極限支持力度を算定する。



$$U = 2(a + b) \text{ (中間杭、仮棧橋杭と親杭の掘削底面以深)}$$

$$U = (a + b) \text{ (親杭の掘削底面以浅)}$$

$$A = a b$$

A : 先端面積 (m²)

U : 周長 (m)

図2-1-23 親杭の先端面積および周長

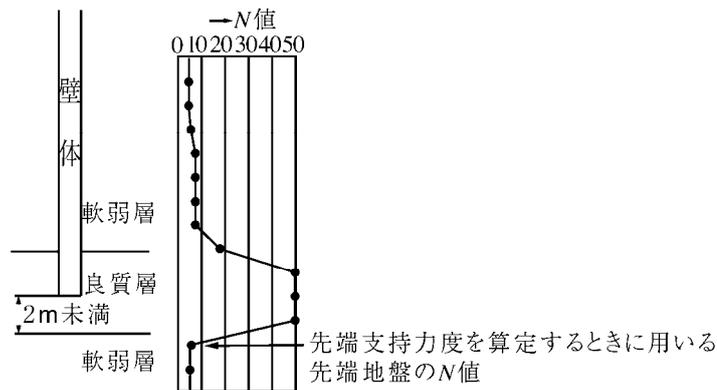


図2-1-24 薄層支持

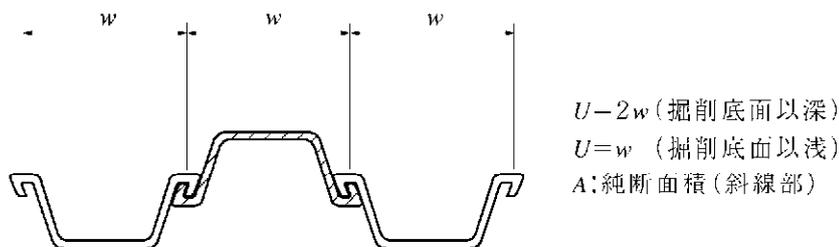
②鋼矢板壁

鋼矢板の先端地盤の極限支持力度および最大周面摩擦力度はそれぞれ親杭に準じてよい（表2-1-31、表2-1-32参照）。

オーガ併用圧入工法を採用する場合には、プレボーリング工法に準じて算定してよい。ただし、背面地盤の変状を防止する目的でベントナイトミルク等を注入する必要があるが、この場合は砂充填に準じて極限支持力を算定する。

締まった砂層や砂礫層あるいは硬質地盤においては、山留め壁の施工にウォータージェットが併用されることが多いが、地盤が乱され支持力が低下することから山留め壁に支持力を期待する場合には用いないようにする。やむを得ず覆工荷重等を作用させる場合には先端処理を行う必要がある。この場合、先端処理の方法に応じて表2-1-31の値を用いるものとする。また、施工条件による周面摩擦力度の係数 β は $\beta = 0.5$ を用いてよい。

鋼矢板は、鋼管杭や親杭の場合と異なり、外側に開放的な形状であるため、先端支持力に関する鋼矢板壁の面積は鋼矢板の純断面積とする。また、周面摩擦を考慮できる範囲は鋼矢板の凹凸を考慮しない周長であり、鋼矢板1枚当たりの周長は図2-1-25に示す値とする。



$$U = 2w \text{ (掘削底面以深)}$$

$$U = w \text{ (掘削底面以浅)}$$

A : 純断面積 (斜線部)

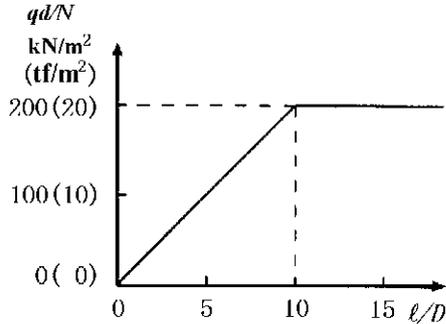
図2-1-25 鋼矢板の先端面積および周長

③鋼管矢板壁

打撃工法、振動工法を採用するときの先端地盤の極限支持力度 q_d は、砂質土の場合は図 2-1-26 により、また粘性土の場合は次式により求めてよい。

$$q_d = 3 q_u \quad (\text{粘性土})$$

ここに、 q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)



ここに、
 l : 根入れ長 (m)
 D : 鋼管矢板の径 (m)
 N : 山留め壁先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値 ($N \leq 40$)

図 2-1-26 鋼管矢板の先端地盤の極限支持力度 (砂質土)

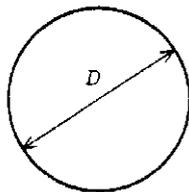
中掘り圧入工法で山留め壁の先端支持力度を期待する場合は、地盤の条件を十分に考慮して、セメントミルク噴出攪拌方式等による先端処理を必要とする。セメントミルク噴出攪拌方式の先端支持力度は地中連続壁の先端支持力度を用いてよい。また、先端処理を打撃方式による場合は、先端支持力は打撃工法に準じる。

プレボーリング工法による山留め壁の先端支持力を期待する場合は、鋼管矢板先端部のスライム処理を十分に行いコンクリートを打設しなければならない。この場合の先端支持力は地中連続壁に準じてよい。

鋼管矢板壁に働く最大周面摩擦力度は地盤の種別、施工法に応じて表 2-1-33 の値を用いる。なお、掘削建込み工法で周面摩擦を期待する場合には鋼管矢板の外部の空隙を泥水固化あるいはモルタル等で充填置換する必要がある。この場合の最大周面摩擦力度は地中連続壁に準じてよい。鋼管矢板壁の先端面積および周長は図 2-1-27 に示す値とする。

表 2-1-33 鋼管矢板壁の最大周面摩擦力度

施工方法	地盤条件	f_i (kN/m ²)	f_i の上限 (kN/m ²)
打撃工法	砂質土	2N	100
	粘性土	10N または c	150
中掘り圧入工法	砂質土	2N	100
	粘性土	8N または 0.8c	100



$$U = \pi D \quad (\text{掘削底面以深})$$

$$U = 1/2 \pi D \quad (\text{掘削底面以浅})$$

$$A = 1/4 \pi D^2$$

D : 鋼管矢板の径

図 2-1-27 鋼管矢板の先端面積および周長

④柱列式連続壁

先端地盤の極限支持力度および最大周面摩擦力度は、地中連続壁に準じてよい（図2-1-29、表2-1-34 参照）。ただし、ソイルセメント壁ではソイルセメント強度と地盤の支持力度を比較して、小さい方の値を極限支持力度とする。なお、先端地盤の極限支持力度は芯材の先端位置での値を用い、最大周面摩擦力度は芯材の挿入されている範囲のみ考慮できるものとする。

柱列式連続壁の先端面積および周長は図2-1-28に示す値とする。

ソイルセメント壁に覆工荷重等を作用させると乗入れ時の衝撃荷重により壁に亀裂が発生するおそれがあることから、原則として作用させないこととする。やむを得ず作用させる場合には、芯材の頭部につなぎばりを設置して鉛直荷重が分散して芯材に伝達されるような配慮が必要である。

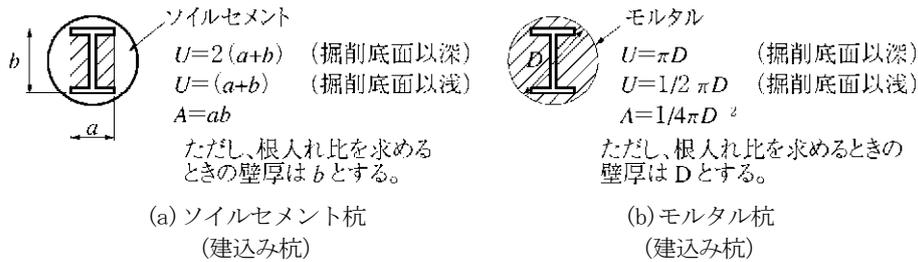


図2-1-28 柱列式連続壁の先端面積および周長

⑤地中連続壁

地中連続壁の先端地盤の極限支持力度 q_d は先端地盤が砂質土の場合は図2-1-29により、また粘性土の場合は次式により求めてよい。なお、地中連続壁のように断面の大きな山留め壁の先端地盤の極限支持力を求める場合の、先端の良質地盤が薄層の場合の考え方は、「杭基礎設計便覧」等を参考にするとよい。

$$q_d = 3 q_u \quad (\text{粘性土})$$

ここに、 q_u ：一軸圧縮強度 (kN/m²)

地中連続壁の最大周面摩擦力度は地盤の種別に応じて、表2-1-34の値を用いてよい。

地中連続壁の先端面積および周長は図2-1-30に示す値とする。

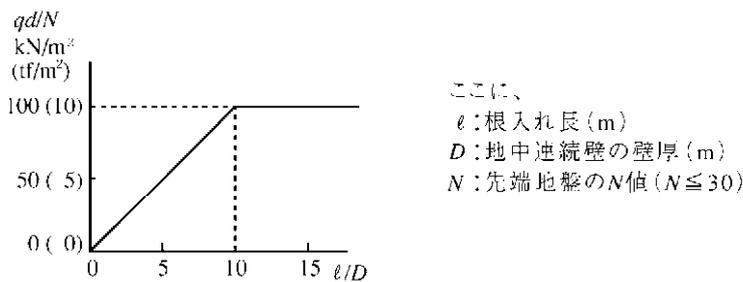


図2-1-29 地中連続壁の先端地盤の極限支持力度 (砂質土)

表2-1-34 地中連続壁の最大周面摩擦力度

地盤条件	f_1 (kN/m ²)	f_1 の上限 (kN/m ²)
砂質土	5 N	200
粘性土	10Nまたは c	150

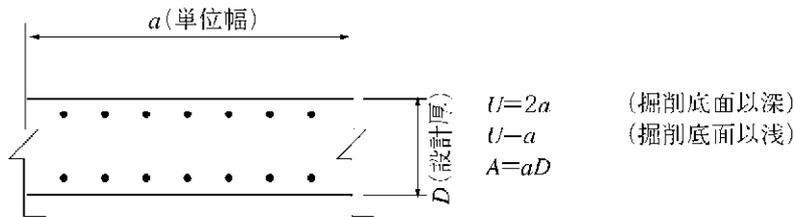


図 2-1-30 地中連続壁の先端面積および周長

8-6 山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重

山留め壁および中間杭に作用する鉛直荷重としては、必要に応じて次のものを考慮しなければならない。

- ① 路面荷重 (衝撃を含む)
- ② 路面覆工 (覆工板、けた等) 自重
- ③ 埋設物自重 (防護げたを含む)
- ④ 山留め壁の自重、支保工の自重
- ⑤ 山留めアンカーおよび斜め切ばりの鉛直分力

(解説)

- 1) ①, ②および③については、これらにより覆工受けたに生じる最大反力を荷重として考慮する。
- 2) ④については、山留め壁本体の自重および切ばりの鉛直荷重が特に大きい場合には、これを荷重として考慮する必要がある。
- 3) ⑤については、山留めアンカーや斜め切ばりの最大反力の鉛直成分を荷重として考慮する。

8-7 山留め壁の鉛直荷重分担幅

山留め壁に作用する鉛直荷重は、その山留め壁の種類に応じて適切な分担幅に作用させる。

(解説)

山留め壁に作用する鉛直荷重のうち、けた受けを通じて伝達される荷重に対しては、けた受けの取付け方法に応じて次のように分担させるものとする。なお、ここに示す分担本数は長さ 2 m のものの覆工板を用いた場合でも 3 m のものを用いた場合でも同様に適用できる。

1) 親杭横矢板壁

覆工受けたの最大反力を親杭 1 本で受け持つものとする。

2) 鋼矢板壁

鋼矢板壁に鉛直荷重を載荷させる場合は、鋼矢板継手のずれ、変形等が生じることを考慮して、けた受けと結合したものに限り鉛直荷重を受け持つものとする。ただし、ここに示す分担本数は、幅 400 mm~500 mm の鋼矢板を用いる場合に適用するものとし、これ以外の鋼矢板を用いる場合は、別途検討を要する。

図 2-1-31 のようにけた受けを取り付けた場合、覆工受けたの最大反力を鋼矢板 2 枚で分担すると考えてよい。

出典：[8-6]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.65~66

出典：[8-7]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.66~67

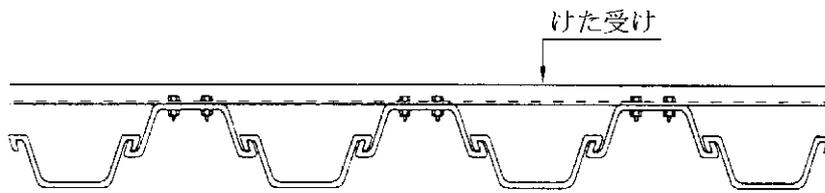


図2-1-31 鋼矢板の片側にけた受けを取り付けた場合

また、図2-1-32のようにけた受けを鋼矢板の両側に取り付けた場合やH型鋼を鋼矢板頭部に設置した場合は、覆工受けたの最大反力を鋼矢板4枚で分担すると考えてよい。

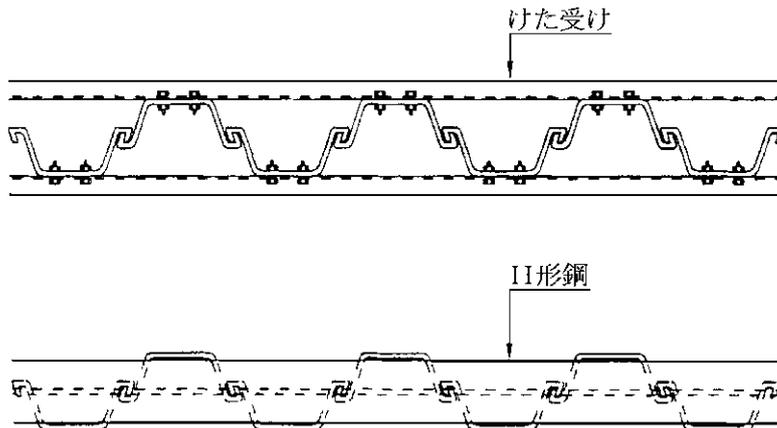


図2-1-32 鋼矢板の両側にけた受けを取り付けた場合および
H形鋼を鋼矢板頭部に設置した場合

3) 鋼管矢板壁

覆工受けたの最大反力を1本の鋼管矢板で受け持つものとする。

4) 柱列式連続壁

柱列式連続壁の芯材間隔が1m以内の場合には、芯材2本で覆工受けたの最大反力を分担するものと考えてよい。1mをこえる場合は1本の芯材で受け持つものとする。

5) 地中連続壁

1エレメントに作用する覆工受けたの最大反力を1エレメント全体で受け持つものとする。

9. 掘削底面の安定

9-1 設計の基本

掘削底面の安定が損なわれた場合の被害は、山留め内部だけの問題にとどまらず周辺にも多大な影響を及ぼす事態となるため、設計にあたっては地盤の状態をよく検討し、必要な山留壁の根入れ長と剛性を決定する。

(解説)

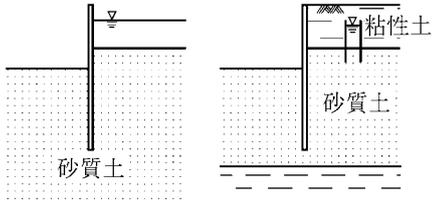
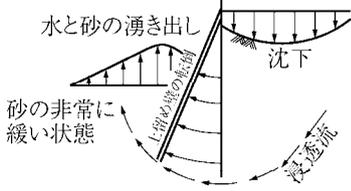
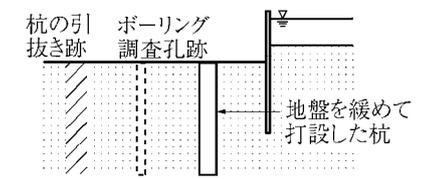
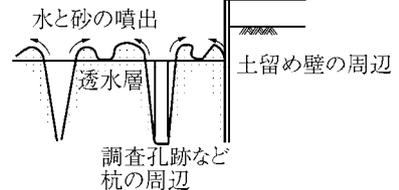
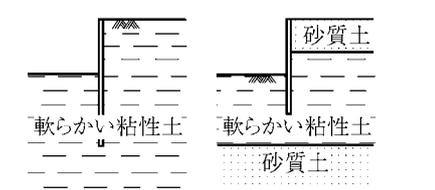
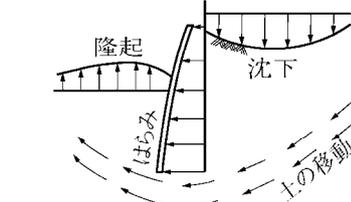
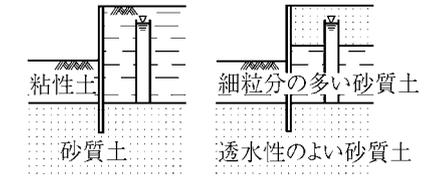
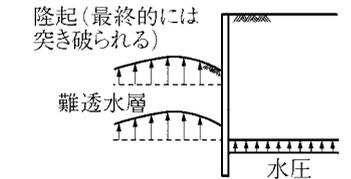
掘削の進行に伴い、掘削面側と背面側の力の不均等が増大し、掘削底面の安定が損なわれると、地盤の状況に応じた種々の現象が発生する。

掘削底面の安定が損なわれた場合の被害は、山留め内部だけの問題にとどまらず周辺にも多大な影響を及ぼす事態となるため、掘削の進行に伴い掘削底面の地盤がどのような状況に置かれているのかを慎重に検討する。

掘削底面の安定は、多くの条件に左右されるので、設計にあたっては地盤の状態をよく検討し、必要な山留壁の根入れ長と剛性を決定すべきであり、検討結果によっては地盤改良や地下水位低下工法等の補助工法を行うなどの配慮も必要である。

表 2-1-35 掘削底面の破壊現象

出典：[表 2-1-35]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.77
表 2-9-5

分類	地盤の状態	現象
ボイリング	 <p>地下水位の高い場合、あるいは山留め付近に河川、海など地下水の供給源がある砂質土の場合。</p>	 <p>遮水性の山留め壁を用いた場合、水位差により上向きの浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量をこえると、沸騰したように湧き上がり掘削底面の土がせん断抵抗を失い、急激に土留めの安定性が損なわれる。</p>
パイピング	 <p>ボイリング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがでやすい状態がある場合、人工的な水みちとしては上図に示すものなどがある。</p>	 <p>地盤の弱い箇所細かい土粒子が浸透流により洗い流され、地中に水みちが形成され、それが荒い粒子をも流し出し、水みちが拡大する。最終的にはボイリング状の破壊に至る。</p>
ヒービング	 <p>掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合主として沖積粘性土地盤で、含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合。</p>	 <p>山留め背面の土の重量や山留めに近接した地表面での上載荷重などにより、掘削底面の隆起、山留め壁のはらみ周辺地盤の沈下が生じ最終的には山留めの崩壊に至る。</p>
盤ぶくれ	 <p>掘削底面付近が難透水層、水圧の高い透水層の順で構成されている場合、難透水層には粘性土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる。</p>	 <p>難透水層のため上向きの浸透流は生じないが難透水層下面に上向きの水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は、掘削底面が浮き上がり、最終的には難透水層が突き破られボイリング状の破壊に至る。</p>

9-2 ボイリングの検討

ボイリングの検討は、下記の式にて行う。

$$F_s = \frac{W}{u}$$

ここに、 F_s ：ボイリングに対する安全率 ($F_s \geq 1.2$)

w ：土の有効重量 (kN/m^2)

$$w = \gamma' \ell_d$$

u ：山留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧 (kN/m^2)

γ' ：土の水中単位体積重量 (kN/m^3)

γ' は、水の単位体積重量を $\gamma_w = 10.0 \text{kN/m}^3$ として、
土の湿潤単位体積重量 γ から差し引くものとする。

ただし、海水を考慮する場合には $\gamma_w = 10.3 \text{kN/m}^3$ とする。

ℓ_d ：山留め壁の根入れ長 (m)

γ_w ：水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w ：水位差 (m)

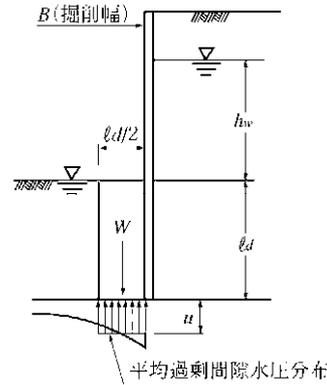


図 2-1-33 ボイリングの検討方法

(解説)

山留め壁先端位置での過剰間隙水圧を $p_{wa} (= \gamma_w h_w / 2)$ とすると、崩壊幅 $\ell_d / 2$ 位置での過剰間隙水圧 p_{wb} は、楕円浸透流理論から $p_{wb} \approx 0.57 p_{wa}$ となるため、平均過剰間隙水圧は、図 2-1-34 に示すような台形分布で近似した場合、次式で表される。

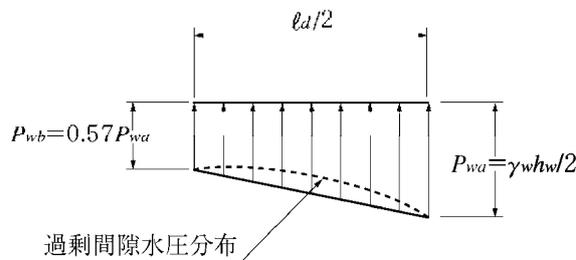


図 2-1-34 過剰間隙水圧分布

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4}$$

ただし、 $u \leq \gamma_w h_w$

ここに、 λ ：山留めの形状に関する補正係数

矩形状山留めの場合

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

λ_1 ：掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B / \ell_d)^{-0.45}$$

ただし、 $\lambda_1 < 1.5$ のときは、 $\lambda_1 = 1.5$ とする。

出典：[9-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.78~80

λ_2 : 山留め平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2}$$

L/B は、山留め平面形状の(長辺/短辺)とする。

円形形状山留めの場合

$$\lambda = -0.2 + 2.2 (D/\ell_d)^{-0.2}$$

ただし、 $\lambda < 1.6$ のときは、 $\lambda = 1.6$ とする。

D は、円形形状山留めの直径 (m)

9-3 ヒービングの検討

出典 : [9-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.83~85

通常、掘削底面の安定の判断には安定数 N_b が用いられるが、安定数 N_b が次式を満たすならば、ヒービングに対する検討を省略してもよい。安定数 N_b が3.14をこえると、塑性域が掘削底面の隅から発生し始め、 N_b が5.14で底部破壊が生じるとされている。

$$N_b = \frac{\gamma H}{c} < 3.14$$

ここに、 N_b : 安定数

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 掘削深さ (m)

c : 掘削底面付近の地盤の粘着力 (kN/m²)

N_b が 3.14 以上の場合は、次式を用いてヒービングの検討をするものとする。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} c(z) x d\theta}{W \frac{x}{2}} \quad (\text{ただし、} \alpha < \frac{\pi}{2})$$

ここに、 $c(z)$: 深さの関数で表した土の粘着力 (kN/m²)

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は $a = 2 \text{ kN/m}^3$ としてよいが、深度方向に求められた一軸圧縮強度等の土質試験値から求めることが望ましい。

x : 最下段切ばりを中心としたすべり円の任意の半径 (m)

(掘削幅を最大とする。)

W : 掘削底面に作用する背面側 x 範囲の荷重 (kN)

$$W = x (\gamma H + q)$$

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

H : 掘削深さ (m)

F_s : 安全率 ($F_s \geq 1.2$)

ただし掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力を c とし次式となる。

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x \left[\frac{\pi}{2} + \alpha \right] xc}{(\gamma H + q) x \frac{x}{2}} = \frac{(\pi + 2\alpha)c}{\gamma H + q}$$

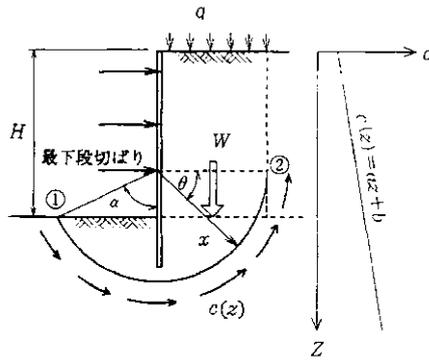


図 2-1-35 ヒービングの検討

(解説)

沖積粘性土地盤のような含水比の高い粘性土が厚く堆積する地盤では、掘削の進行に伴ってヒービングの危険性が增大する。

ヒービングに対する検討は、図 2-1-35 に示すように、最下段切ばりを中心とした任意の半径 x のすべり円を仮定し、奥行き方向単位幅当たりについて、①～②区間の土の粘着力による抵抗モーメント (M_r) と、背面側の掘削底面深さまで作用する土の重量と地表面での上載荷重による滑動モーメント (M_d) との関係として求めるものである。ここで、求まる安全率は 1.2 以上を確保するものとする。

なお、安定数 N_b を求める式中の粘着力 c は、沖積粘性土地盤において深度方向に増加する傾向にあるが、設計上の安全を考慮し掘削底面付近の地盤の粘着力とする。

9-4 被圧地下水による盤ぶくれの検討

軟弱地盤から成る掘削底面の下に被圧地下水層が存在する場合には、盤ぶくれの安全性を検討しなければならない。

$$F_s = \frac{w}{u} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_w h_w}$$

ここに、 F_s : 盤ぶくれに対する安全率 ($F_s \geq 1.1$)

w : 土かぶり荷重 (kN/m^2)

u : 被圧水圧 (kN/m^2)

γ_1, γ_2 : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

h_1, h_2 : 地層の厚さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w : 被圧水頭 (m)

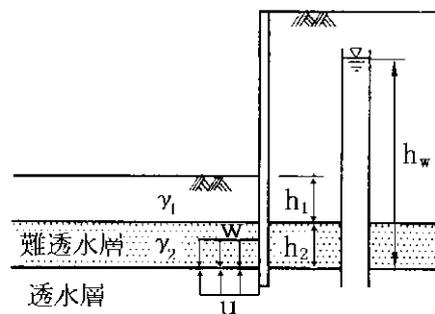


図 2-1-36 盤ぶくれに対する検討

(解説)

1) 盤ぶくれに対する安全率の評価については明確なものがないが、間隙水圧の値や、土の単位体積重量等の設計定数の決定にあたって十分な調査を行っていることを前提として、安全率を 1.1 以上とした。

2) 根入れ長に比較して平面規模が小さく、土留め壁の根入れ部と地盤との摩擦抵抗や難透水層のせん断抵抗力が期待できる場合は、地盤状態、間隙水圧等を十分に考慮した上で、「2006 年制定トンネル標準示方書開削工法・同解説 土木学会 P. 149～P. 150」を参考に土留め壁と地盤のせん断抵抗を考慮する方法で検討を行ってよい。なお、土留め壁と根入れ部地盤との摩擦抵抗については、土留め壁の種類や施工法による摩擦抵抗の違いや掘削時の地盤の乱れ等の影響を受けるため慎重に検討しなければならない。

出典 : [9-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P. 86

出典 : [2]
2006 年制定トンネル標準
示方書開削工法・同解説
P. 149～P. 150

9-5 パイピングの検討

パイピングとは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが山留め壁近傍や中間杭周面のような土とコンクリートあるいは鋼材等の異質の接触面に沿って上方に進行し、パイプ状にボイリングが形成される現象である。パイピングに対する検討は、図2-1-37に示すように浸透流路長と水位差の比を考慮した次式を用いる。

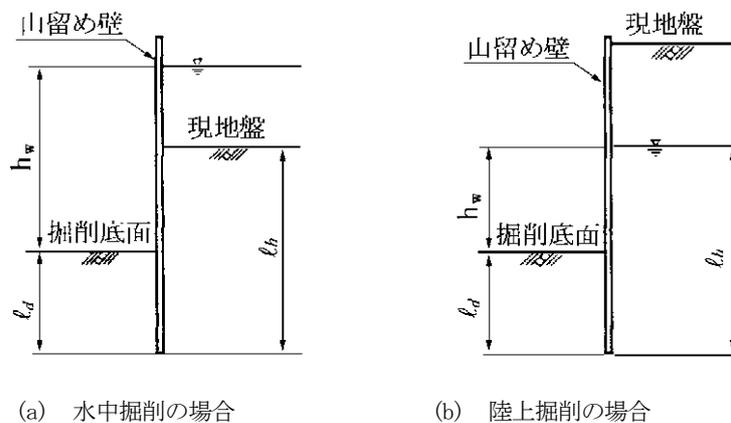


図2-1-37 パイピングの検討

$$l_h + l_d \geq 2h_w$$

ここに、 l_h : 背面側の浸透流路長 (m)

ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、その層厚を l_h から控除する。

l_d : 掘削底面からの根入れ長 (m)

h_w : 水面から掘削底面までの高さ (水位差) (m)

出典 : [9-5]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.82

第2節 慣用法による土留めの設計（標準）

1. 親ぐい横矢板土留め（標準）

1-1 定義

親柱と称するH形鋼等のぐいを所定間隔に打設し、そのぐい間に土留板を落とし込んで、主として土圧に抵抗させる仮設構造物である。

（解説）

構造形式は「切ばり形式」を対象としその他の形式は構造上困難であるから除外する。

1-2 各部の名称

仮設構造物各部の名称は図2-2-1に示すものを使用する。

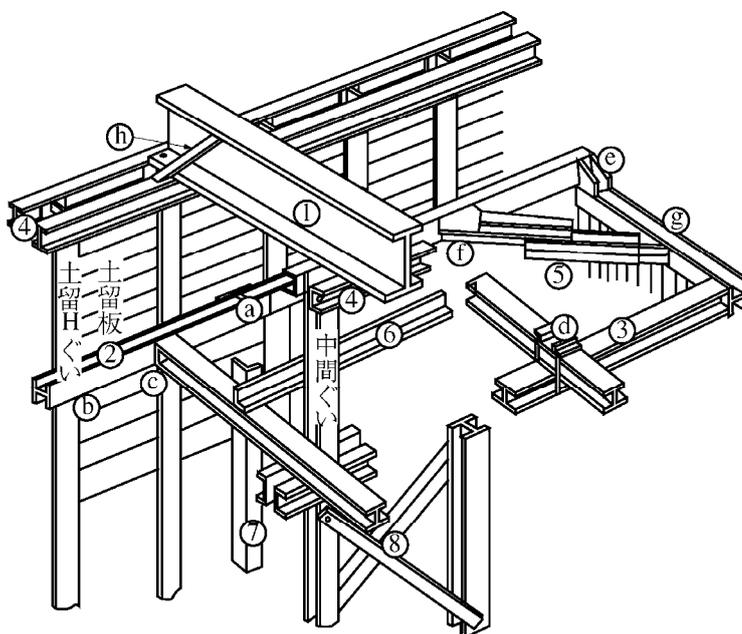


図2-2-1 各部の名称

- | | |
|-------------|----------|
| (a) カバープレート | (1) 覆工受桁 |
| (b) ブラケット | (2) 腹起し |
| (c) 腰掛金物 | (3) 切ばり |
| (d) U型ボルト | (4) 桁受け |
| (e) 隅角部ピース | (5) 火打ち |
| (f) 火打ピース | (6) 水平継材 |
| (g) 裏込め補強 | (7) 鉛直継材 |
| (h) 覆工受桁補強 | (8) 綾溝 |

1-3 材料

土留めの材料としては、著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

1-4 土留ぐい

(1) つりあい深さおよび仮想支持点の求め方

- ① 最下段切ばりおよびその一段上の切ばり点に関する、それより下方の主働土圧による作用モーメントと受働土圧および土留ぐい側面抵抗による抵抗モーメントとがつりあう状態になるときの掘削底面以下の深さをつりあい深さとし、そのときの受働側の合力の作用点を仮想支持点とする。
- ② 親杭の根入れ部における主働・受働土圧の作用幅は表 2-2-1 に示す値とする。

表 2-2-1 親杭の根入れ部の土圧の作用幅

土 質		土圧作用幅
砂 質 土	N値 ≤ 10	フランジ幅
	N値 > 10	フランジ幅の 2 倍 ただし、杭間隔以下
粘 性 土		フランジ幅

出典：[表 2-2-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.88
表 2-9-6

(解 説)

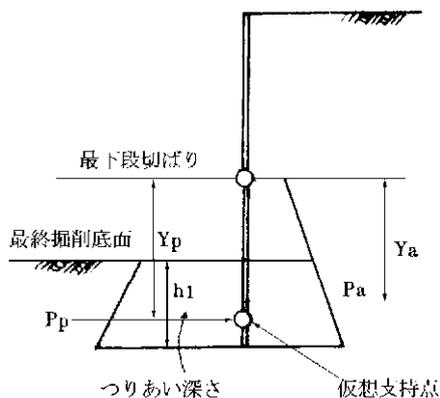


図 2-2-2 最終掘削時の計算
(最下段切ばり点での計算)

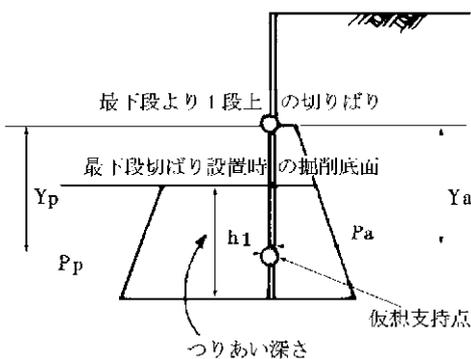


図 2-2-3 最下段切ばり設置時の計算
(最下段切ばりより 1 段上での計算)

粘性土では、図 2-2-4 に示すように親杭の側面抵抗として土の粘着力を考慮してよい。ただし、親杭の施工において地盤が乱されると考えられる場合は、側面抵抗を無視するものとする。

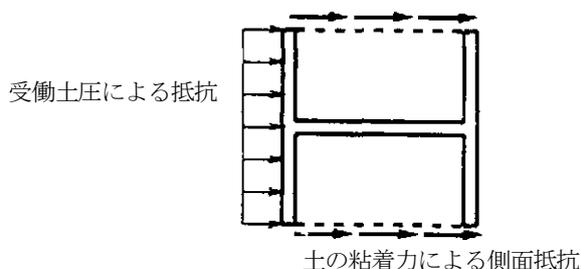


図 2-2-4 親杭の根入れ部の地盤抵抗

(2) 土留ぐいの根入長

土留ぐいの根入れ長はつりあいの深さの1.2倍以上とするが、重要な仮設工事にあつては、原則として根入れ長は1.5m以上とする。

(解 説)

土質がよく、つりあい深さが極めて小さいか、求められない場合の最小根入れ長の規定は「建設工事公衆災害防止対策要綱」によつたものである。杭長は、切り上げて50cm単位の数値とする。

(3) 土留ぐいの断面計算

土留ぐいの断面は第1節5-5の断面決定用土圧分布を用い、土留ぐい間隔分の土圧を荷重とし、切ばり位置および仮想支持点を支点とする単純ばりとして計算する。また軸方向鉛直力が作用するときはこれを考慮して計算しなければならない。

(解 説)

一般に土留ぐいは腹起し、切ばり等により拘束されているため、座屈は考慮しなくてもよい。

(4) 土留ぐいの間隔

土留ぐいの中心間隔は、1.5mを標準とする。これによらない場合にも、1.0m以上2.0m以下の範囲とする。

(5) 中間ぐい

- ① 中間ぐいが軸方向鉛直力を受けるときの許容支持力は、第1節8-5による。
- ② 中間ぐいに作用する軸方向鉛直力は、覆工受桁に載荷された諸荷重によつて生ずる最大反力である。中間ぐいが、適切な剛性を持つ緩構によつて連結されたときは、最大反力が前後の中間ぐいに分配されると考える。
- ③ 切りばりの座屈防止のために設ける中間ぐいは、覆工からの荷重を受ける中間ぐいを兼ねてよい。
- ④ 軸方向鉛直力を受ける中間ぐいは長柱として計算する。
- ⑤ 軸方向鉛直力が作用する中間ぐいでは、必要に応じて掘削底面において、沈下防止措置を考慮する。

(解 説)

- 1) 鉛直荷重を受ける中間ぐいが長期間にわたつて使用される場合は、安全のために掘削底面に沈下防止装置を設けることが望ましい。
- 2) 切梁自重程度の鉛直力しか受けない中間杭について、設計計算を行うと土質によつて数10cm程度の根入れになる。中間杭は、切梁座屈拘束点、覆工受桁からの諸荷重を受けるものであり、数10cm程度の根入れでは中間杭の固定に不十分であるとの観点から、土留杭と同程度の最小根入れ(1.5m)を通常確保している。ただし、支持層が岩盤である場合は、この限りでない。

出典：〔2〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第46

(6) ヒーピングの検討

土留めにおいてはヒーピングに対する安定計算を行う。

(解説)

親ぐい横矢板土留めの工法は地下水位が低いときまたはポンプによる排水で十分であるときに採用される。従ってボーリングの検討は省略できる。

ヒーピングの検討は、第1節9-3による。

1-5 土留板

土留板は最終掘削深さに応じた板厚のものを掘削全面に用い、その両側が4cm以上かつ板厚以上土留ぐいのフランジにかかる長さとする。

(解説)

土留板の板厚は次式により求め、せん断に対しても満足しなければならない。

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma_a}}$$

t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (=1000mm)

σ_a : 許容応力度 (N/mm²)

M : 作用モーメント (=w ℓ^2 /8) (N \cdot mm) ℓ_1 : 板厚以上かつ 40mm (4cm) 以上

w : 土圧強度 (N/mm²)

ℓ : 土留板の計算スパン (mm)

ℓ_1 : 土留ぐいのかかり長 (mm)

尚、板厚は30mm以上とする。

$$\tau = \frac{Q}{b t} \leq \tau_a$$

τ : せん断応力度 (N/mm²)

Q : 作用せん断力 (w ℓ /2) (N)

τ_a : 土留め板のせん断応力度 (N/mm²)

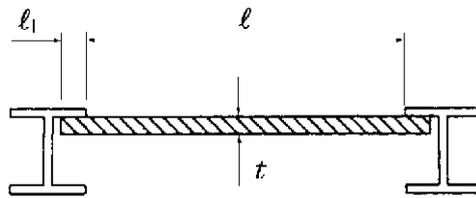


図2-2-5 土留板

1-6 腹起しおよび切ばり

(1) 腹起し、切ばりの部材および間隔

① 腹起し、切ばりの部材

重要な仮設工事にあつては、腹起し、切ばりはH-300を最小部材とする。

② 腹起し、切ばりの間隔

腹起し、切ばりの間隔においては、次に挙げる。

(イ) 腹起しの垂直間隔は3m程度とし、土留ぐい頭から1m以内に第1段目の腹起しを入れることを原則とする。ただし、覆工受桁のある場合はこの限りでない。

(ロ) 切ばり間隔は水平に5m以下、垂直には3m程度とする。

(ハ) 腹起しの継手間隔は6m以上とする。

ただし、切ばりの設置間隔については、大規模な地下掘削工事において、計算等によりその安全性が確認された場合にはこの限りではない。

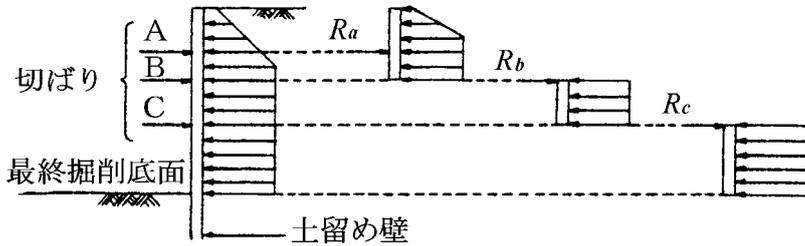
出典：[(1)]
建設工事公衆災害防止対策
要綱 (H5.1) 第50, 第51

(2) 腹起しおよび切ばりに作用する土圧

腹起しおよび切ばりに作用する土圧は、下方分担法により求める。

(解説)

腹起し、切ばりに作用する土圧は図2-2-6による。



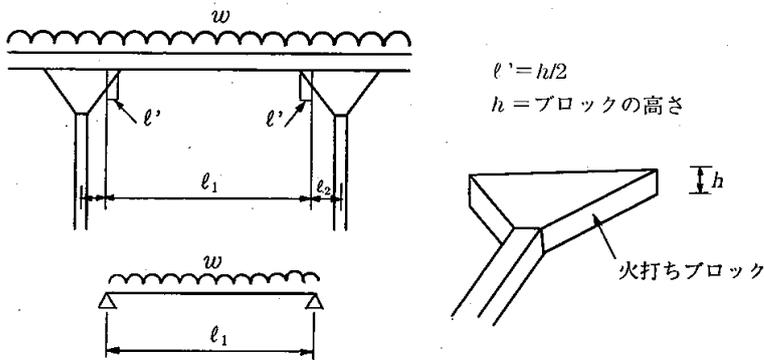
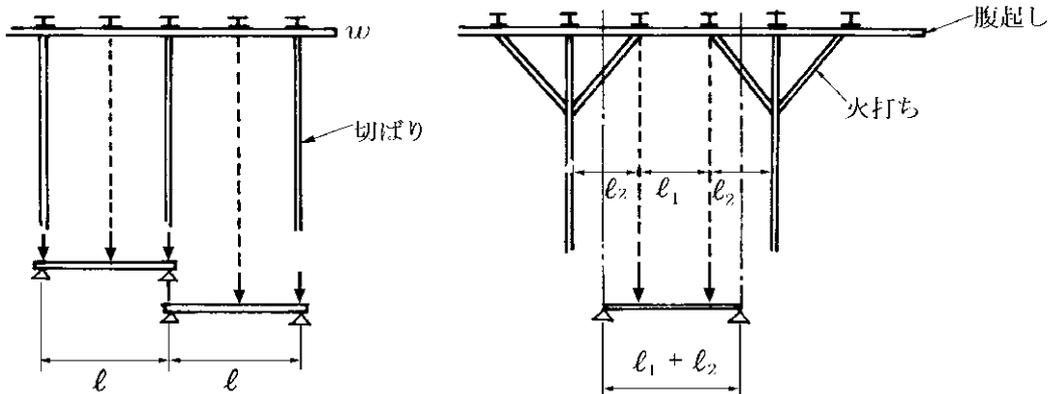
$$w = R_a, R_b, R_c : \text{支保工A, B, Cの反力 (kN/m)}$$

図2-2-6 腹起し、切ばりに作用する土圧

(3) 腹起しの計算

腹起しは第2節1-6(2)で求められた反力を荷重とし、切ばりを支点とした単純ばりとして計算する。フーチングのように掘削平面形状が長方形の場合では、腹起しは切ばりを兼ねることになるので圧縮力を考える必要がある。

(解説)



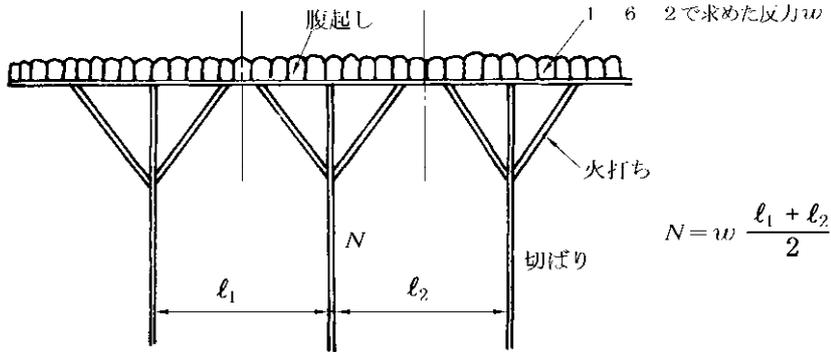
火打ちブロックの場合

図2-2-7 腹起しのスパン

出典：[(3)]
 道路土工仮設構造物工指
 針 (H11.3) P.119
 図2-10-5

(4) 切ばりの計算

①切ばりに作用する軸力は、2節1-6(2)で計算する反力と切ばりの分担幅との積として求める。



②切ばりは、第1節7-2により、切ばりの鉛直方向および水平方向の安定が検討されなければならない。

③切ばりには、軸力のみでなく鉛直荷重を考慮する。

(解説)

切ばりは土圧による軸方向圧縮力と鉛直荷重による曲げモーメントを受ける部材である。従って応力度の検討を切ばり鉛直方向及び水平方向について行なう必要がある。

切ばりが鉛直方向の座屈によって決まるか、水平方向での座屈によって決まるかは、それぞれの l/r によって左右されるのはもちろんであるが、次のように判定できよう。

下図で L を切ばり全長、 l を水平継材の最大間隔長とすると（水平継材は $[-150 \times 75]$ 以上とする）

I) $L > 4.35 l$ のときは鉛直方向で決定される。

II) $L < 4.35 l$ のときは水平方向で決定される。

1) 切ばりの鉛直方向の検討に対して

I) 中間ぐいがないときは切ばり全長

II) 中間ぐいがあるときは図2-2-9で l_1, l_2, l_3 のうちの最大長

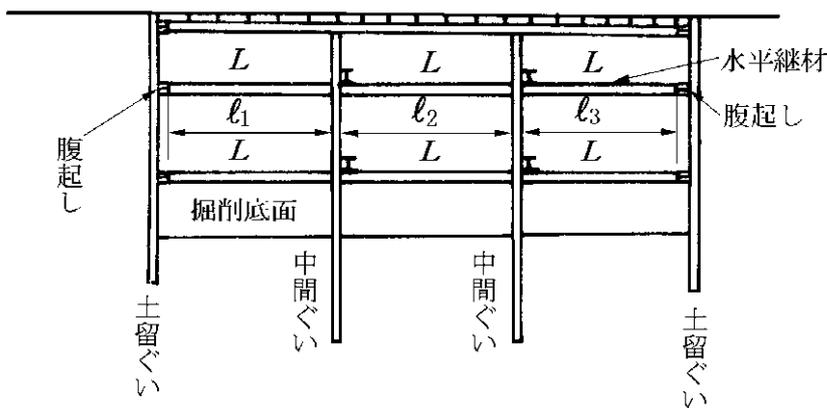


図2-2-9 中間杭の座屈長のとり方

ただし、この場合では水平方向に水平継材や切ばりが直角に交わって設置されていることが多いので横倒れ座屈に対する考慮は必要なく、曲げ座屈のみを考え検討を行えばよい。

2) 切ばり水平方向の検討に対して

表 2-2-2 切ばりの水平方向座屈長

切ばり固定部材		固定点間距離	座屈長	備 考	切ばり固定部材		固定点間距離	座屈長	備 考
A 端	B 端				A 端	B 端			
腹起し	腹起し		ℓ		直交切ばり	直交切ばり		1.5ℓ	
腹起し	直交切ばり		1.5ℓ	中間杭と切ばりの交点には、直交切ばりまたは水平継材 ([-150×75以上)が存在する。	火打ち	直交切ばり		1.5ℓ	
腹起し	中間杭		ℓ		火打ち	火打ち		ℓ	
中間杭	中間杭		ℓ		腹起し	水平継材		2.5ℓ	水平継材 [-150×75以上を想定。
中間杭	直交切ばり		1.5ℓ		水平継材	中間杭		2.5ℓ	
火打ち	中間杭		ℓ		水平継材	水平継材		2.5ℓ	

出典：[表 2-2-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.123
表 2-10-1

(5) 継 材

継材間隔は 4 m 以内とする。

出典：[(5)]
共同溝設計指針 (S61.3)
P.106

(6) 火 打 ち

①火打ちは図 2-2-10・11 に示すように 45° の角度で対称に入れる。

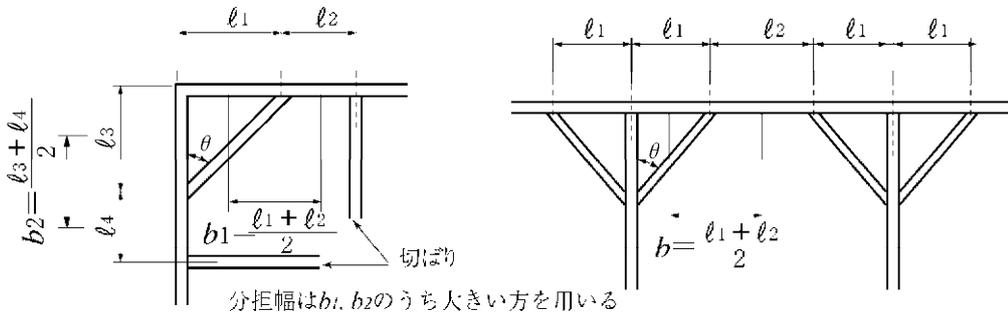
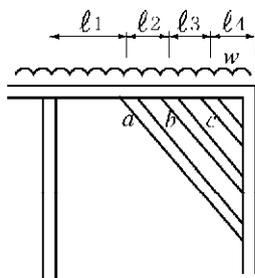


図 2-2-10 火打ちの軸力分担幅



$$Ra = \frac{l_1 + l_2}{2} w$$

$$Rb = \frac{l_2 + l_3}{2} w$$

$$Rc = \frac{l_3 + l_4}{2} w$$

w: 支保工反力 (kN/m)

Ra, Rb, Rc: 火打ち a, b, c が負担する腹起しからの荷重 (kN)

図 2-2-11 多重火打ちの各火打ちが負担する荷重

②火打ちに作用する軸力は次式により計算する。

$$N = \frac{R}{\cos \theta}$$

ここに、N：火打ちに発生する軸力（kN）

R：火打ちが負担する腹起しからの荷重（kN）

$$R = b \cdot w$$

b：分担幅（m）

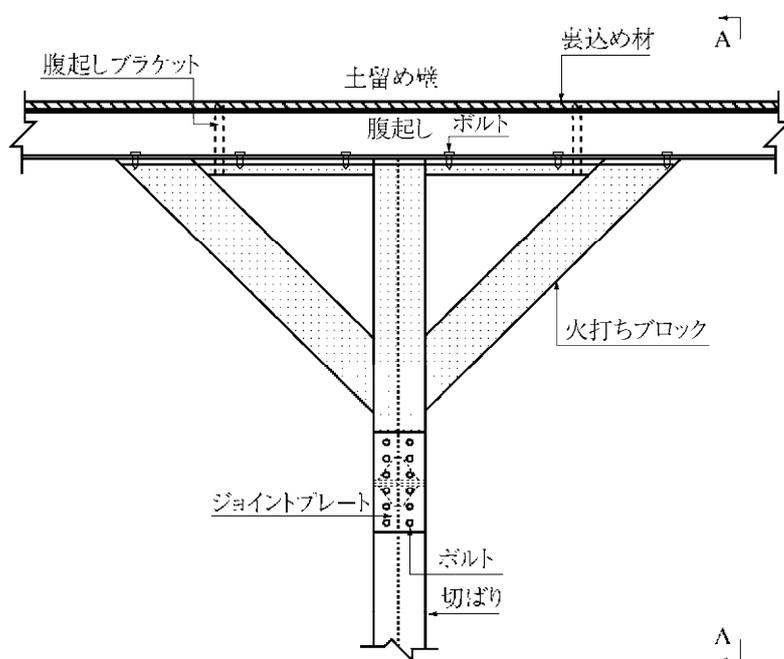
w：支保工反力（kN/m）

θ ：火打ちの設置角度

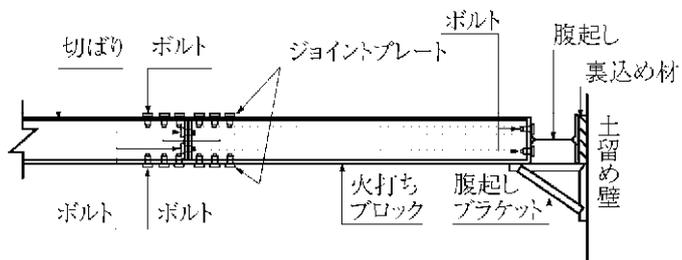
③火打ちの自重は、無視してよい。

(解説)

近年、施工性の良さから火打ちブロックの使用が増えており、施工にあたってはその市場性を考慮して採用してもよい。



平面図



A-A断面図

図2-2-12 火打ちブロック

2. 鋼矢板土留め（標準）

2-1 定 義

鋼矢板を打設して、土圧及び水圧に抵抗させる仮設構造物であり、根切り深さによって支承構造が変化する。最も浅い場合には、鋼矢板の剛性のみで自立する自立式鋼矢板工法、次に鋼矢板頭部のみを控え壁等で支承する控え矢板工法、更に掘削深さが大きい場合には数段の腹起し切ばりで支承された切ばり矢板工法となる。

（解 説）

- 自立式鋼矢板工法
- 控え矢板工法
- 切ばり矢板工法（「1. 親ぐい横矢板土留め（標準）」に準ずる）

図 2-2-14 構造形式による分類

2-2 鋼材の最小断面および鋼矢板の継手

(1) 鋼 材

鋼矢板土留め工の鋼材は著しい損傷がなく、入手が容易なものを使用する。

(2) 主要部材の最小断面

重要な仮設工事に用いる鋼矢板は、Ⅲ型以上とする。

（解 説）

鋼矢板は、一般にⅡ型からⅤ型まで使用されているが、土圧、水圧などの不明確さにより予想しない荷重が作用し、土留め全体および周辺地盤に変状をきたすことも考えられるため、重要な仮設工事に用いる鋼矢板についてはⅢ型以上を標準とした。

ただし、控え鋼矢板についてはこれによらなくてもよい。

(3) 鋼矢板の継手

- ①鋼矢板は一枚物を用いる。
- ②止むを得ず現場継手を設ける場合は、継手位置はできるだけ応力の大きい所を避けるとともに継手が同一箇所集中することのないよう隣接矢板継手とは上下に1 m以上離して千鳥に設ける。

（解 説）

- 1) 鋼矢板は一般の鋼材に比べ溶接性が悪いため、一枚物を使用する。
- 2) 現場溶接には突合せ溶接と添接板（形鋼、鋼矢板）溶接との併用とする。
- 3) ボルト接合工法を用いる場合は溶接との併用をしてはならない。これは応力の伝達法が全く異なるためであるが、応力の伝達はボルトで行ない止水の目的のみに溶接を併用する場合はこのかぎりでない。
- 4) 鋼矢板の現場溶接継手の仕様については、「仮設構造物工指針 平成11年3月 社団法人日本道路協会 P.370～P.372」を参考に決定してよい。
現場溶接継ぎ手の計算方法は、第3章附属資料を参照。

出典：〔2〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第49

出典：〔4〕
道路土工仮設構造物工指
針（H11.3）P.370～P.372

(4) 鋼矢板の根入長

- ①重要な仮設工事にあつては、原則として根入長は、3.0m以上とする。
- ②第1節9. にしたがひ、掘削底面の安定の検討を行う。

(解 説)

根入長は建設工事公衆災害防止対策要綱（平成6年2月）に準拠する。

2-3 自立式土留め工

(1) 設計の基本

(a) 適用範囲

一般に入手可能なH形鋼および鋼矢板を使用し、掘削深さが軟弱地盤で概ね3m以浅、良質地盤で4m以浅の自立式土留めに適用する。

(イ) 最小根入れ長は、掘削深さ3m以深では3m、掘削深さ3m以浅では掘削深さと同等とする。

(ロ) 最小部材は、掘削深さ3m以深の場合H-300、鋼矢板壁ではⅢ型以上とし、掘削深さ3m以浅では最小部材の規程は設けないものとする。

(解 説)

最小根入れ長について、非常に硬質地盤のため、施工上、最小根入れ長を確保することが困難な場合には、最小根入れ長より短くしてもよい。ただし、このような地盤の場合、破壊が脆性的であるので、受働抵抗の十分な検討を行わなければならない。

最小部材について、掘削深さ3m以浅では最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではH-150×150、鋼矢板壁ではⅡ型以上を使用することが望ましい。

(2) 土留め壁頭部の許容変位量

土留め壁頭部の許容変位量は、掘削深さの3%を目安とする。

(解 説)

自立式土留めは頭部の変位が大きくなりやすい構造であり、既設構造物が隣接している場合、隣接構造物に与える影響を考慮し変位量を制御しなければならない。このような場合、部材断面を大きくし、変位量を抑える方法もあるが、構造形式の変更も含め、十分な検討を行わなければならない。

(3) 頭部連結材

土留め壁頭部には、局部的に不測の荷重が作用する場合に備えて、溝形鋼等の連結材を取り付けることが望ましい。なお、背面側地盤上に一般交通や建設用重機がある場合には、頭部連結材を必ず設けるものとする。

(4) 荷 重

(a) 地表面での上載荷重は10kN/m²を原則とする。

(b) 土圧及び水圧

自立式鋼矢板に作用する土圧は、断面計算、変位の計算のいずれも次式による。水圧は静水圧とする。

出典：〔4〕
建設工事公衆災害防止対策
要綱（H5.1）第46

出典：〔2-3〕
道路土工仮設構造物工指針
（H11.3）P.150～152

$$P_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

ここに、 P_a : 自立式土留めに作用する土圧 (kN/m²)

K_a : 主働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 各層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 着目点までの各層の層厚 (m)

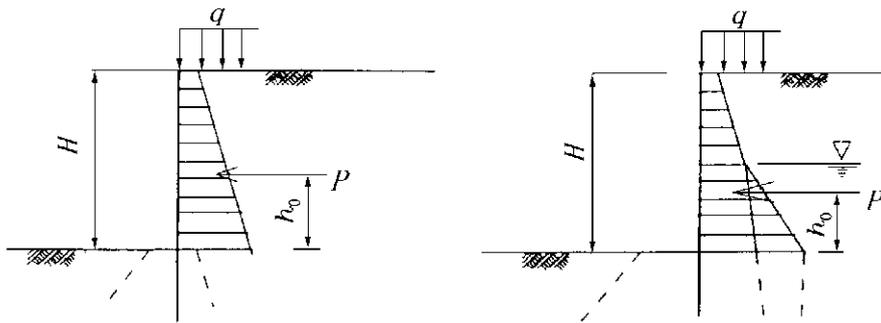
q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

(解説)

- 1) 地表面での上載荷重は、建設用重機等、特に大きな荷重が背面側に作用する場合は、土留め上部に局部的に大きな土圧が作用するので、十分な検討を行わなければならない。
- 2) 親杭横矢板壁では、図2-2-13(a)のように掘削底面以浅に主働土圧を作用させ、親杭間隔分の土圧を親杭1本が分担するものとする。鋼矢板壁では、図2-2-13(b)のように掘削底面以浅に主働土圧と水圧を作用させる。

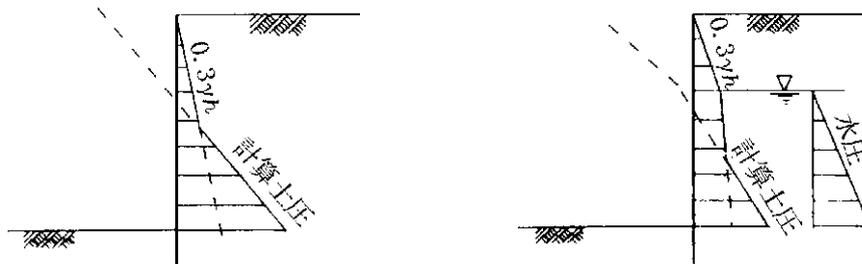


(a) 親杭横矢板壁の場合

(b) 鋼矢板壁の場合

図2-2-13 自立式土留めに作用する土圧および水圧

- 3) 粘性土地盤の主働土圧の下限値は、図2-2-14に示すように $P_a = 0.3\gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とする。



(a) 親杭横矢板壁の場合

(b) 鋼矢板壁の場合

図2-2-14 粘性土地盤の主働側圧の考え方

(5) 設 計

- ①自立式土留めは弾性床上の半無限長の杭（Chang の方法）として設計する。
- ②土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率は、表 2-2-3 によるものとする。

表 2-2-3 土留め壁の断面二次モーメントおよび断面係数の有効率

	計算種別	断面性能の有効率
断面二次モーメント	根入れ長の計算（ β の計算）	全断面（100%）有効
	断面力、変位の計算およびこれに用いる β の計算	表 2-1-29 による
断 面 係 数	応力度の計算	表 2-1-30 による

(解 説)

1) 根入れ長の計算

自立式土留めの根入れ長は、最小根入れ長、掘削底面の安定から決定される根入れ長、および次式により求められる根入れ長のうちの最大のものとする。

$$\ell_0 = \frac{2.5}{\beta}$$

ここに、 ℓ_0 ：根入れ長（m）

β ：杭の特性値（ m^{-1} ）で、次式による。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H B}{4 E I}}$$

k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）で、通常、 $1/\beta$ の範囲の平均値とし、第 3 節 3. 設計定数の設定 による。

B ：土留め壁の幅（m）で、親杭の場合は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅とする。

E ：土留め壁のヤング係数（ kN/m^2 ）

I ：土留め壁の断面二次モーメント（ m^4 ）で、親杭の場合は 1 本、鋼矢板の場合は単位幅の値とする。

2) 断面の計算

土留め壁の断面計算に用いる曲げモーメントは土留め壁背面に図 2-2-13 に示す荷重を作用させ、次式により計算する。

$$M = \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right)$$

ここに、 M ：土留め壁に発生する最大曲げモーメント（ $kN \cdot m$ ）

P ：側圧の合力（ kN ）（図 2-2-15 参照）で、親杭の場合は親杭間隔、鋼矢板の場合は単位幅の値とする

h_0 ：掘削底面から合力の作用位置までの高さ（m）（図 2-2-15 参照）

β ：杭の特性値（ m^{-1} ）

（ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は（rad）である）

3)変位の計算

自立式土留め壁頭部の変位量は次式により計算する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ : 土留め壁頭部の変位量 (m)

δ_1 : 掘削底面での変位量 (m)

δ_2 : 掘削底面でのたわみ角による変位量 (m)

δ_3 : 掘削底面以上の片持ばりのたわみ (m)

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) P}{2EI \beta^3}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0) PH}{2EI \beta^2}$$

β : 杭の特性値 (m^{-1})

h_0 : 掘削底面から合力の作用位置までの高さ (m) (図2-2-13 参照)

P : 側圧の合力 (kN) (図2-2-13 参照)

E : 土留め壁のヤング係数 (kN/m^2)

I : 土留め壁の断面二次モーメント (m^4)

H : 掘削深さ (m)

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30EI}$$

p_2' : モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度 (kN/m)

(図2-2-15 参照)

$$p_2' = \frac{6 \Sigma M}{H^2}$$

ΣM : 側圧による掘削底面回りのモーメント ($kN \cdot m$)

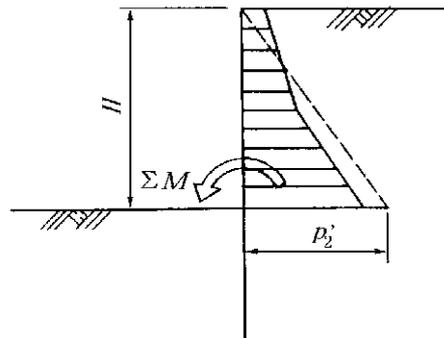


図2-2-15 モーメントを等価とする三角形分布荷重

4)土留め板の設計

土留め板は、切ばり式土留めと同様に必要とする厚さを求める。

ただし、土留め板厚を求める際の土圧強度は、「第2節2-3(4)」に示す土圧強度とする。

2-4 控え鋼矢板

(1) 土圧および上載荷重

①地表面での上載荷重は 10kN/m^2 を原則とする。

②控え鋼矢板に使用する土圧は、根入れ長の計算、断面計算いずれも次式により算出される土圧を用いるものとする。

$$p_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$p_p = K_p \Sigma \gamma h' + 2c\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ここに、 p_a : 主働土圧 (kN/m^2)

p_p : 受働土圧 (kN/m^2)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 主働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

$\Sigma \gamma h'$: 受働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m^2)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 主働側の着目点までの各層の層厚 (m)

h' : 受働側の着目点までの各層の層厚 (m)

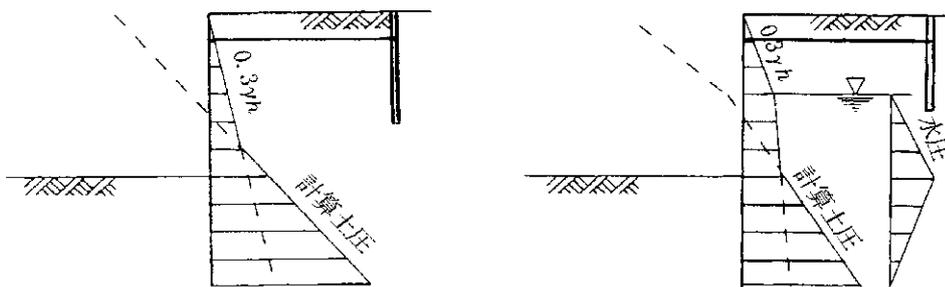
q : 地表面での上載荷重 (kN/m^2)

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限值は $p_a = 0.3\gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とし、図 2-2-16 に示すように、算出した土圧と比較して大きい方を用いる。

水圧は静水圧とし図 2-2-17 に示す $\triangle ABD$ で表わされる三角形分布とする。



(a) 親杭横矢板壁の場合

(b) 鋼矢板壁の場合

図 2-2-16 粘性土地盤の主働側圧の考え方

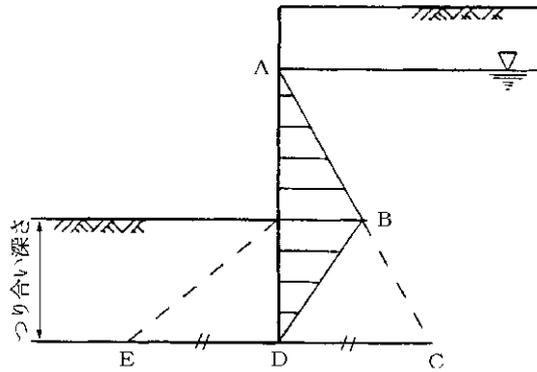


図 2-2-17

(2) 鋼矢板の根入長

根入れ長の計算は、第 2 節 2-4(1)の土圧および水圧を用い、第 2 節 1-4(1), 2-2(4)準じて行なう。

(解 説)

鋼矢板の根入れ長は「自立式鋼矢板」と同様に「掘削底面の安定」の検討を併せて行わなければならない。

(3) 支点反力及び鋼矢板の曲げモーメント

土留め壁の断面計算は第 2 節 2-4(1)の土圧および水圧を用い、第 2 節 1-4(1)に準じて、タイロッド取付け位置と仮想支持点を支点とする単純ばりとして行なう。

(4) 鋼矢板変位の検討

鋼矢板の変位量は 30 cm 以下とする。

(解 説)

ここに示した変位量は、鋼矢板の曲げ剛性を検討するための許容値 (30 cm) である。

詳細な変形形状や変位量が必要な場合は、弾塑性法等によって計算する必要がある、その場合の許容値は、近接構造物や周辺環境を勘案し、適宜設定する必要がある。

(5) 控え杭

控え杭はタイロッドの引張力に対し、タイロッド取付け位置を仮想地盤面とした半無限長の杭として設計する。必要根入れ長、控え杭に発生する曲げモーメントは次式により求める。

$$l = \frac{2.5}{\beta}$$

$$M_m = 0.3224 \frac{H}{\beta}$$

ここに、 l : 必要根入れ長 (m)

M_m : 最大曲げモーメント (kN・m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で、第2節 2-3(5)による。

控え杭のタイロッド取付け位置における変位量は、次式により求める。

$$\delta = \frac{H}{2E I \beta^3}$$

ここに、 δ : タイロッド取付け位置の変位 (m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m^4) で、表2-2-3による

β : 杭の特性値 (m^{-1})

(解説)

地形条件、用地境界等からやむを得ずタイロッド位置以下で交差する場合は、図2-2-18に示すように、この交点の深さを仮想地盤面として、控え杭を仮想地盤面より長さhだけ突出した杭として設計する。このときの控え杭の曲げモーメントおよび変位は、次式により算出してよい。

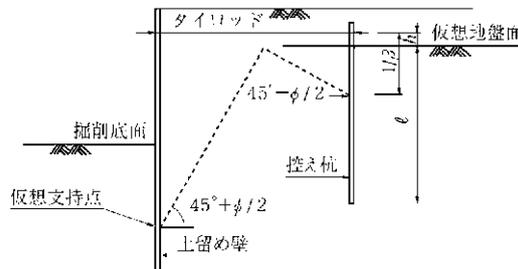


図2-2-18 タイロッド以下で交差する場合

$$M_m = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right)$$

ここに、 M_m : 最大曲げモーメント ($kN \cdot m$)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッドの引張力) (kN)

h : 仮想地盤面からタイロッド位置までの距離 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で下式による。

(ただし、ここで用いる逆三角関数の単位は (rad) である)

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3E I \beta^3} H$$

ここに、 δ : タイロッド取付け位置の変位 (m)

H : 控え杭に作用する水平力 (タイロッド張力) (kN)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m^4) で、表2-2-3による。

h : 仮想地盤面からタイロッド位置までの距離 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1}) で第2節2-3-5による。

ただし、このような場合でも、控え杭と土留め壁が過度に接近した構造は、不経済になるばかりでなく、控え杭に作用する地盤反力が期待できなくなるため、構造形式の変更を含め、十分な検討を行わなければならない。

2-5 仮設（グラウンド）アンカー

仮設アンカーは、主に山留め支保工など比較的短い期間に用いられるものをいう。

また、仮設アンカーのうちアンカーを除去する必要が生じる場合は、除去時には容易に撤去できる除去式アンカー工法を標準とする。除去式アンカー工法の詳細については、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」（地盤工学会）を参照。

（解説）

除去式アンカーにはいくつかの工法があり、それぞれ除去作業を容易にするため工法独特の仕様を設けている。このためその採用にあたっては、定着地盤の性状、アンカーの仕様などを十分考慮して、条件に適した工法を選定する必要がある。

(1) アンカーの基本形状

グラウンドアンカー（以下単にアンカーという）は、引張り力を地盤に伝達するためのシステムで、グラウトによって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成される。

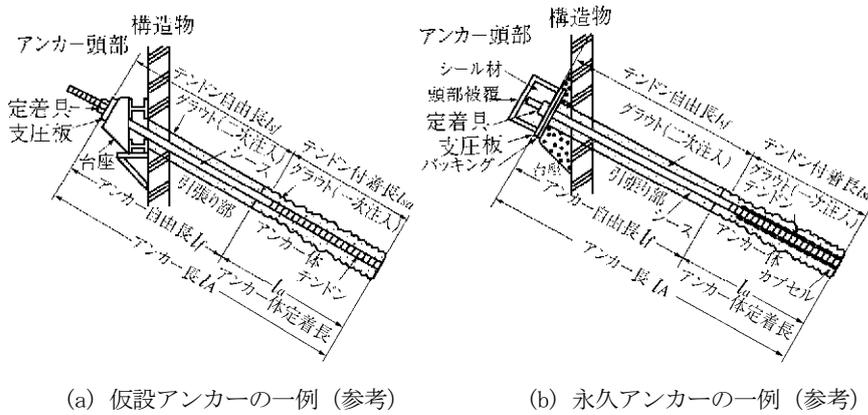


図 2-2-19 アンカー構造

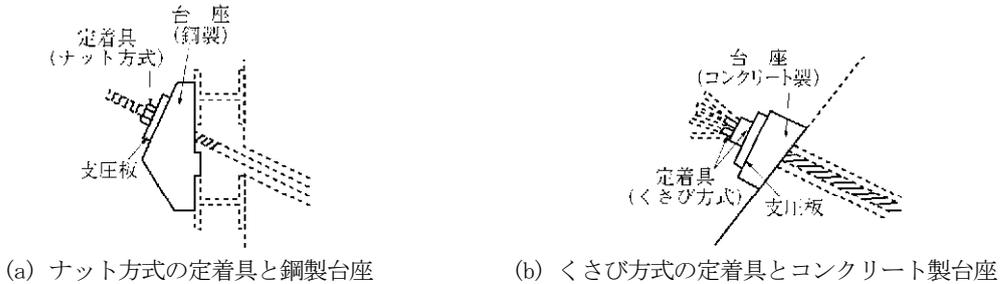


図 2-2-20 定着具、支圧板、台座の使用例

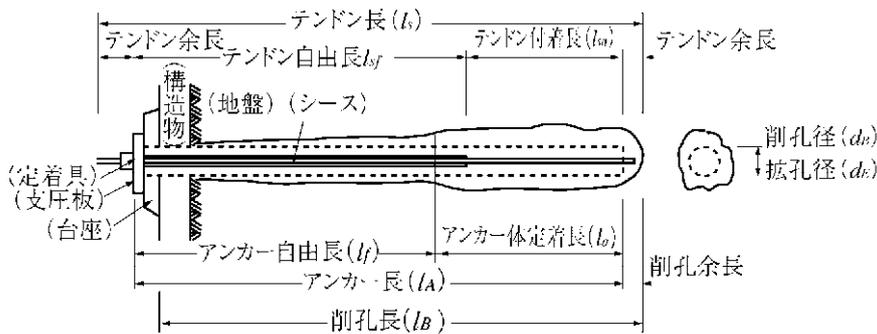


図 2-2-21 アンカーの長さや径

(2) 防食

仮設アンカーでは簡易な防食を行う。ただし、腐食環境条件、供用期間に応じて、永久アンカーと同様な防食を行う、あるいは防食を省略してもよい。

(解 説)

防食に関しては、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」平成12年3月（第5章 防食）に準拠する。

(3) 設計基本方針

土留めアンカーは、対称とする構造物の規模、機能、地盤条件、環境条件等を考慮して、所要の安全性、経済性、施工性を確保するように、次の項目について検討を行う。

- ① 土留アンカーの設計に用いる荷重
- ② アンカーの配置、仕様
- ③ 設計アンカー力
- ④ アンカー体の設計
- ⑤ アンカー長の決定
- ⑥ 土留め安定性の検討
- ⑦ 初期緊張力の決定
- ⑧ 土留め壁の鉛直支持力の検討
- ⑨ アンカー頭部の設計

(解 説)

1) アンカー式土留めに作用する側圧は第1節 5-5 慣用法に用いる土圧および水圧における断面決定用土圧を用いてよい。また、地下水圧は別途考慮する。プレロードは考慮しない。

2) アンカーは、良好な地盤に定着するものとする。軟弱な沖積粘性土層を定着層とすると定着長が過大となったり、土留めの変形が大きくなることがあるので特に検討を要する。

また、定着部の最小土かぶり、5m以上とすることが望ましい。これはアンカーの引抜き抵抗力を発揮させるために、ある程度の土かぶり重量を確保する必要があることと、重機等の走行による定着地盤の乱れを最小限に押さえる必要があるためである。

出典：[2]
グラウンドアンカー設計・施工基準、
同解説 (H14.9) P.99

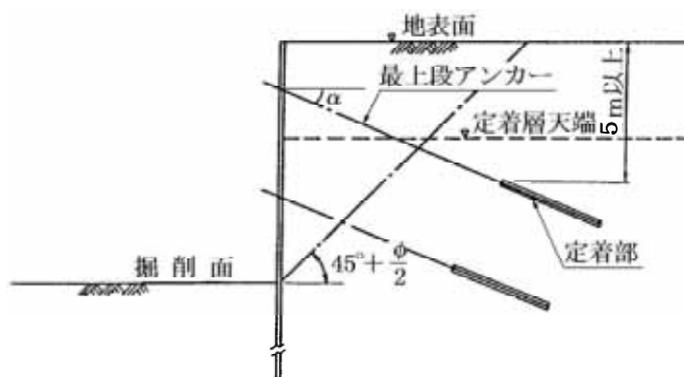


図2-2-22 定着部の最小土かぶり

- 3) アンカー長は、アンカー体定着長とアンカー自由長とから決まるが、安定計算上の所要長さについても満足するものでなければならない。なお、アンカー自由長は原則として4 m以上、アンカー体定着長は原則として3 m以上10m以下とする。
- 4) アンカー傾角 α は、原則として $10^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$ とする。
- 5) アンカー段数は、アンカー1本の引抜き抵抗力、土留めの応力・変形、腹起しの強度、施工性及び経済性を考慮して決定する。
- 6) アンカー間隔は、一般に1.5m～4mとする。アンカー間隔が小さい(1.5m以下)場合は、いわゆるグループ効果によりアンカー1本当たりの引抜き抵抗力が低下することになるので注意する。

(4) アンカー力の算定

アンカー力は、側圧から下方分担法で求めた単位長さ当たりの側圧とアンカー配置から次式で計算する。

$$P_o = \frac{R \cdot S}{\cos \alpha \cdot \cos \theta}$$

ここに P_o ：設計アンカー力 (N/本)

R ：単位長さ当たりの側圧 (N/m)

S ：アンカー間隔 (m)

α ：アンカー傾角 (度)

θ ：アンカー水平角 (アンカー設置方向の鉛直面と土留めと直角な鉛直面とのなす角)

(度) ただし、原則として $\theta = 0^\circ$ とすることが望ましい。

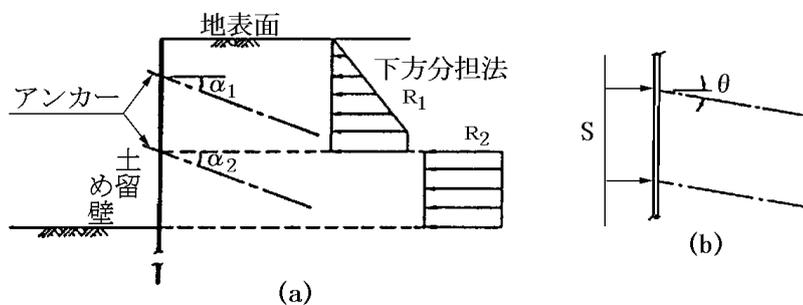


図2-2-23 アンカー力の算定

(5) アンカー体の設計

- ①アンカー体のグラウトは、緊張時および設計荷重作用時に、十分な強度を有するものとする。
- ②アンカー引張材とグラウトの付着強度は、鉄筋コンクリートの付着強度の考え方に準じてよい。
この場合、異形棒鋼は異形鉄筋に準じ、PC鋼線、PC鋼より線および多重PC鋼より線は、丸鋼に準じた付着強度を用いてよい。
- ③グラウトと引張材との付着から必要な引張材付着長（ l_{sa} ）は、次式より求めることができる。

$$l_{sa} = \frac{P_0}{U \tau_a}$$

ここに、 P_0 ：設計アンカー力（N）

U ：引張材の見掛けの周長（mm）で、PC鋼線、鋼より線は標準径から、異形PC棒鋼は公称径から算出してよい。

τ_a ：許容付着応力度（N/mm²）で、表2-2-4による。

- ④グラウトと地盤の摩擦抵抗から決まるアンカー体定着長（ l_a ）は、設計アンカー力が安全性を考慮した許容アンカー力以下になるように求めるが、一般に次式により算出する。

$$l_a = \frac{P_0 f_s}{\pi D_a \tau}$$

ここに、 P_0 ：設計アンカー力（N）

f_s ：安全率で1.5とする。

D_a ：アンカー体径（m）

τ ：周面摩擦抵抗（N/mm²）

(解 説)

- 1) グラウト圧縮強度は、18N/mm²以上とし、現場養生した供試体の圧縮強度により確認する。
- 2) 表2-2-4に許容付着応力度を示す。

表2-2-4 許容付着応力度

(N/mm²)

グラウト設計基準強度	18	24	30	40 以上
PC鋼線				
PC鋼棒	1.0	1.2	1.35	1.5
PC鋼より線				
異形PC棒鋼	1.4	1.6	1.8	2.0

ただし、ここに示した鉄筋コンクリート部材の許容付着応力度は、スターラップあるいはフープ筋等が有利に働くと考えられるため、アンカーに適用する場合には、試験により確認することが望しい。

- 3) 地盤とアンカー体の単位面積当たりの周面摩擦抵抗は、設計計画段階で試験によらない場合は、地盤の種類を考慮して、表2-2-5を参考にしてよい。ただし、施工段階においては試験によってその妥当性を確認する。

表 2-2-5 アンカー周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗 (kN/m ²)
岩 盤	硬 岩		1,500~2,500
	軟 岩		1,000~1,500
	風化岩		600~1,000
	土 丹		600~1,200
砂 礫	N 値	10	100~200
		20	170~250
		30	250~350
		40	350~450
		50	450~700
砂	N 値	10	100~140
		20	180~220
		30	230~270
		40	290~350
		50	300~400
粘 性 土			c (cは粘着力)

(6) アンカー長の決定

アンカー長は次式より求めることができる。

$$L_A = l_f + l_a$$

ここに、 L_A : アンカー長 (m)

l_f : アンカー自由長 (m)

l_a : アンカー体定着長 (m)

(7) 構造物としての安定

構造物をアンカーにより安定させるときにはアンカーの耐力のほかにも構造物、アンカー、地盤の全体を含めた構造系についての安定を検討する必要がある。安定計算の方法は、外的安定と内的安定の両方について検討しなければならない。

(解 説)

- 1) 外的安定とはアンカー、土留め壁、背面土のすべてを考えた安定を意味し、計算は円弧すべり法で行う。
- 2) 内的安定とはアンカーと土留め壁根入れ部分の仮想支点との間の深いスベリ面の安定を意味し、計算はKranzの簡易計算法で行う。

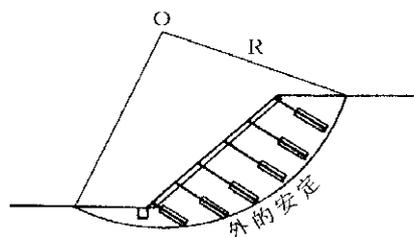


図 2-2-24 外的安定で検討すべき破壊

$$F_s = \frac{\max R_h}{P_{0h}}$$

F_s : 安全率 (1.5 以上)

P_{0h} : 設計アンカー力の水平分力 (N)

$\max R_h$: 限界抵抗力の水平分力 (N)

$$E_{\gamma h} = [W - (E_{ah} - E_{1h}) \tan \delta] \tan (\phi - \theta)$$

$$\max R_h = f_A (E_{ah} - E_{1h} + E_{\gamma h})$$

$$f_A = \frac{1}{1 + \tan \alpha \tan (\phi - \theta)} \quad (\text{図 2-2-26 参照})$$

ここで W : 深いスベリ線にかかる土塊の重量 (N/m)

E_a : 土留め壁の上端から仮想支持点までの山留め壁にかかる主働土圧 (N/m)

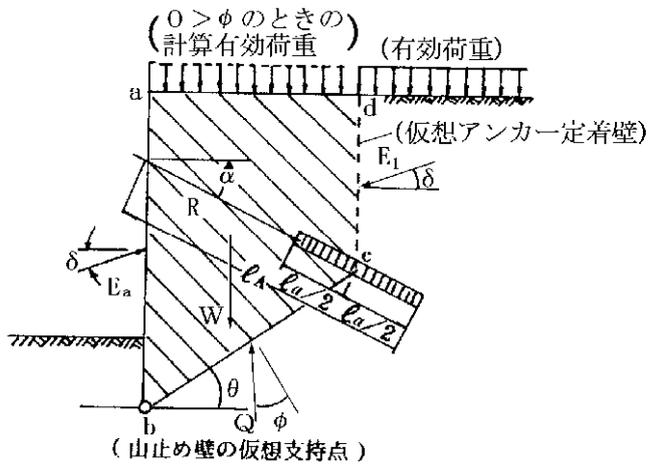
E_1 : 仮想アンカー一定着壁にかかる主働土圧 (N/m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

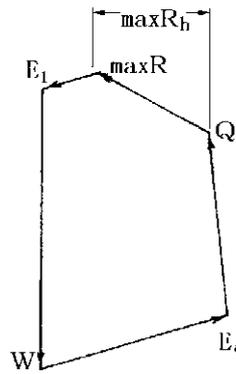
δ : 壁の摩擦角 (度)

θ : 深いスベリ線の傾斜角 (度)

α : アンカー傾角 (度)



(a) 地中各応力



(b) 力の多角形

図 2-2-25 貫入アンカーの深いスベリ線における安定 (Kranz の簡易計算法)

3. 小規模土留め

3-1 適用範囲

掘削深さ3m以浅で、支保工に1段ないし2段の腹起し切ばりを用いた、小規模な掘削における土留めの設計を対象とする。

また、小規模土留めでは、路面覆工荷重を土留め壁に直接作用させない。

出典：[3-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.156

3-2 使用部材

- (1) 土留め壁にはH形鋼、鋼矢板、軽量鋼矢板を用いる。
- (2) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、最小部材の規定は設けないが、施工上の問題、打設時の貫入抵抗、市場性等から、親杭横矢板壁ではH-150×150、鋼矢板壁ではⅡ型以上を使用することが望ましい。軽量鋼矢板に関しても、打設時の貫入抵抗、継手の構造等の問題があるため、特別な検討を行わない場合は3型以上のものを使用することが望ましい。
- (3) 腹起しおよび切ばりにはH形鋼を用いる。
- (4) 掘削規模が小さな土留めを対象としているため、最小部材の規定は設けない。

出典：[3-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.156～157

(解 説)

軽量鋼矢板の継手形状は鋼矢板とは異なり、比較的継手遊間が大きいため、鋼矢板と同等の止水効果は期待できない。このため軽量鋼矢板の使用にあたっては、地盤性状、周辺環境等を十分考慮しなければならない。近年、小規模土留めでは、施工性を考慮しアルミ合金の腹起し材や、切ばり用サポート等も使用されるようになったが、これらを使用する場合、強度、耐荷力等を十分把握しておかなければならない。

3-3 荷 重

- (1) 上載荷重は10kN/m²を原則とする。
- (2) 根入れ長の計算、断面計算のいずれも次式により算出される土圧を用いるものとする。

$$p_a = K_a (\Sigma \gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$p_p = K_p \Sigma \gamma h' + 2c\sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

ここに、 p_a : 主働土圧 (kN/m²)

p_p : 受働土圧 (kN/m²)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

$\Sigma \gamma h$: 主働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

$\Sigma \gamma h'$: 受働側の着目点における地盤の有効土かぶり圧 (kN/m²)

γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

h : 主働側の着目点までの各層の層厚 (m)

h' : 受働側の着目点までの各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

出典：[3-3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.157～158

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

(解説)

粘性土地盤の主働土圧の下限値は $p_a = 0.3 \gamma h$ (γ は地下水位以下については土の水中単位体積重量とする) とし、図 2-2-26 に示すように、算出した土圧と比較して大きい方を用いる。

水圧は静水圧とし図 2-2-27 に示す $\triangle ABD$ で表される三角形分布とする。

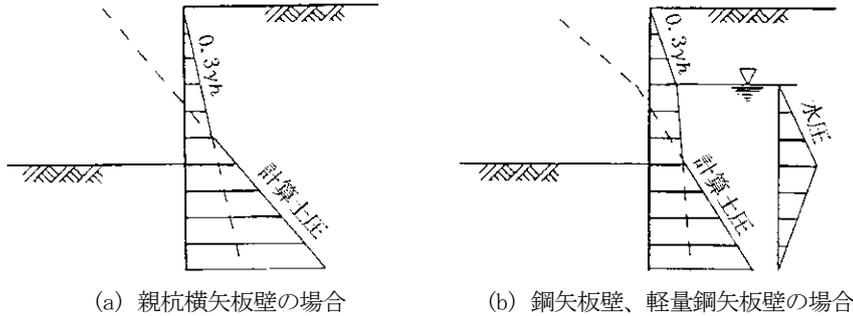


図 2-2-26 粘性土地盤の主働側圧の考え方

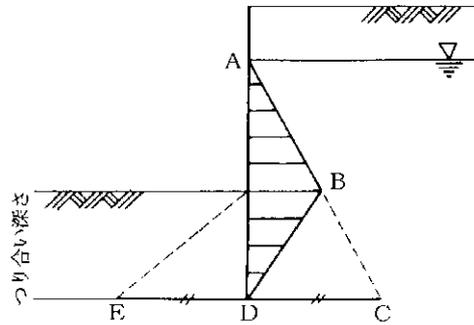


図 2-2-27 水圧

3-4 設計

- (1) 根入れ長の計算は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (2) 最小根入れ長は土留め壁の種類に関係なく、掘削深さの 1/2 とする。
- (3) 土留め壁の断面計算は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法による土留めの設計に準じて行なう。
- (4) 仮想支持点の最小位置は土留め壁の種類に関係なく、最小根入れ長の 1/2 とする。
- (5) 支保工の設計は、第 2 節 3-3 による土圧および水圧を用い、慣用法に準じて行なう。
- (6) 小規模土留めでは掘削深さが 3m 未満と浅いことから、掘削底面の安定の検討は省略してよい。

(解説)

- 1) 軽量鋼矢板には種々の形状があり、図 2-2-28 に示すように、継手が部材中立軸上にあるものと、部材縁にあるものがある。したがって、土留め壁に軽量鋼矢板を使用する場合、継手の位置、形状を十分理解して使用しなければならない。基本的には図 2-2-28 (a) では全断面有効 (100%) の断面係数を、(b) では 60% の断面係数を用いてよい。



(a) 継手が部材縁にあるもの

(b) 継手が部材中立軸上にあるもの

図 2-2-28 軽量鋼矢板の継手位置

出典：[3-4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.159~160

2)小規模土留めでは、土留め壁に小断面かつ短いものが使用されることが多いため、土留め壁頭部に過大な変位が生じないよう、第1段目の支保工は、地表面から0.5m以内に設け、余掘り深さは0.5m以下とする。

3)軟弱な粘性土地盤（N値が2以下もしくは粘着力が20kN/m²未満）では、ヒービングの検討を行わなければならない。

第3節 弾塑性法による土留めの設計（標準）

1. 設計の基本

- (1)土留め杭及び中間杭に作用する鉛直荷重は、土留め杭の許容鉛直支持力を超えてはならない。
- (2)土留め杭は、土留め杭に作用する水平荷重に対して、安全に抵抗できるように根入れさせなければならない。
- (3)仮設構造物を構成する各部材の応力度は、それぞれ許容応力度を超えてはならない。
- (4)掘削により生じる土留め壁の変位量は、許容変位量を超えてはならない。
- (5)掘削底面の安定に対して安全でなければならない。
- (6)応力及び変形の解析に当たっては、土留め壁の根入れを有限長、地盤を弾塑性床、切ばりを弾性支承としたはり理論によるものとする。

(解説)

親杭横矢板壁を用いる場合でも、10mをこえる深い掘削では弾塑性法で設計を行うこととしている。

2. 根入れ長の決定

土留め壁の根入れ長は、次に示す検討から求められる根入れ長のうち最も長いものとする。

- (1)慣用法による土留め壁の設計・根入れ長の決定に規定する土圧および水圧に対する安定から必要となる根入れ長（つりあい深さの1.2倍）。ただし、土留め壁に作用する側圧は、「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」を用いる。
- (2)「第1節7-5山留め壁および中間杭の支持力」に規定する土留め壁の許容鉛直支持力から定まる根入れ長。
- (3)「第1節8掘削底面の安定」に規定する掘削底面の安定から必要となる根入れ長。
- (4)弾塑性法による計算結果で、土留め壁先端付近の地盤に弾性領域が存在する根入れ長。
- (5)最小根入れ長3.0m。ただし、親杭の場合は1.5mとする。

(解説)

1)比較的硬質な地盤では、必要根入れ長が非常に小さく計算される場合があるが、土留め壁根入れ部の十分な拘束を考慮して土留め壁の最小根入れ長を(5)として規定した。しかし、非常に硬質な地盤のため、施工上最小根入れ長を確保することが困難な場合、最小根入れ長より短くしてもよい。ただし、このような硬質な地盤の場合、受働側地盤の破壊がぜい性的に起きるので、受働抵抗の十分な検討が必要である。また、止水性の低下についても十分注意する。なお、根入れ長が求まらない、あるいは異常に長く求まる場合は、土留めの構造形式を見直すか、補助工法を用いるなどの対策を検討する。

2)つり合い根入れ検討の際の親杭横矢板壁の根入れ部の土圧の作用幅は、第2節1-4(1)の表2-2-1に示す値とする。

出典：[2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.95~96

3) 弾塑性法を用いて根入れ長の計算を行う場合の方法としては、各基準等で異なった表現をしているが、基本的には、土留め壁や支保工に対する影響が根入れ長によって変化しない深さまで根入れするという考え方をとっている。したがって、ここでは根入れ部先端に弾性領域が存在することを確認するという方法をとる。

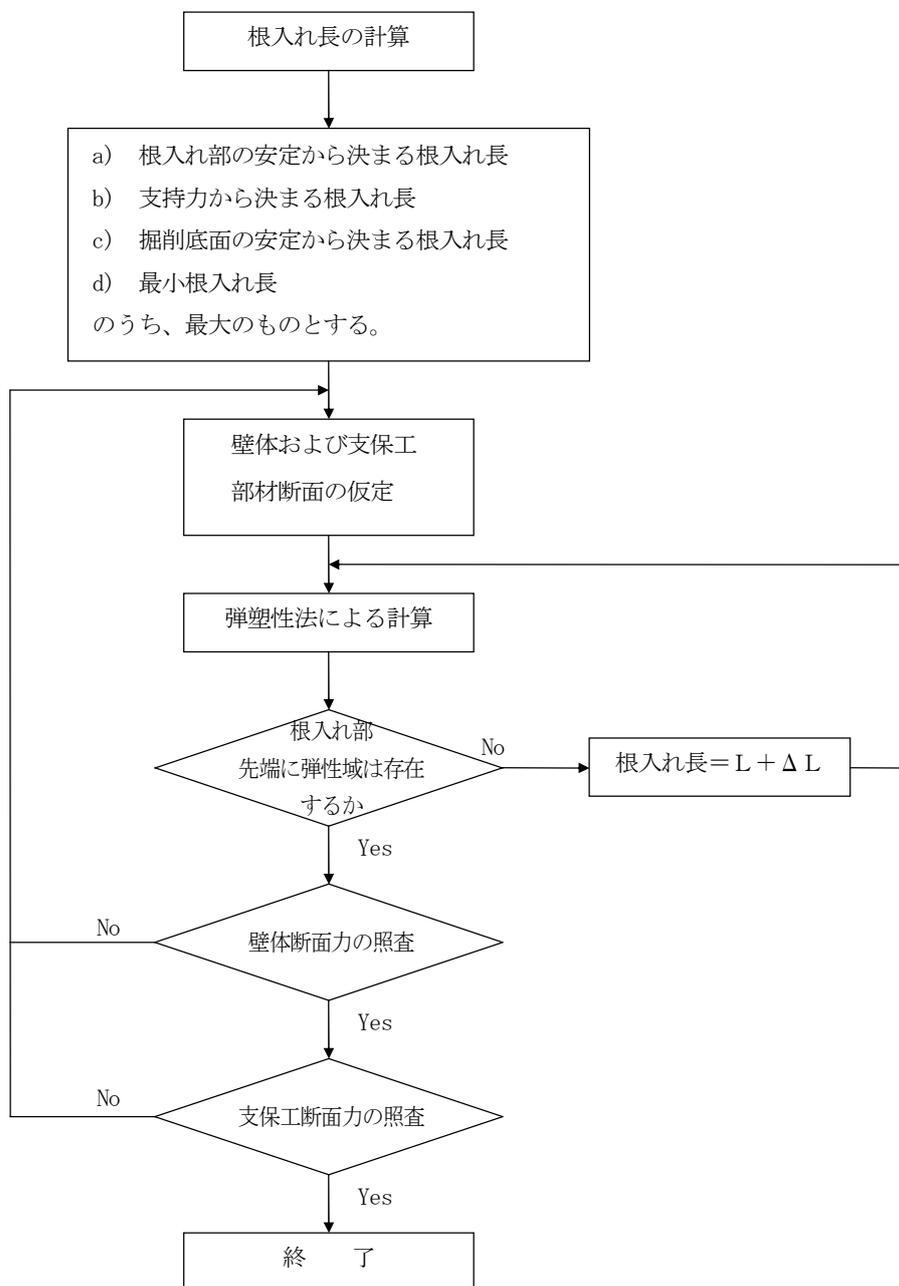


図 2-3-1 根入れ長決定の手順

3. 土留め壁の断面力および変形の算定

土留め壁の断面力および変形の算定に用いる手法は、土留め壁を有限長の弾性ばり、地盤を弾塑性床、支保工を弾性支承とした弾塑性法とする。使用する土圧および水圧については第1節5-6の規定を用いる。

(解説)

弾塑性法は、掘削過程における土圧の変化を考慮し、作用荷重として各掘削段階ごとに設定した背面地盤の土圧を用いる掘削段階ごとのステップ解析である。以下に、弾塑性法の解析上の一般的な仮定および考え方について示す。

(1) 基本仮定

- ①土留め壁は有限長の弾性ばりとする。
- ②背面側の主働側圧および掘削面側の受働側圧は、掘削による土質条件の変化（地下水位の低下等）に対処できるように掘削段階ごとに定める。
- ③掘削底面以深において土留め壁に働く抵抗土圧（地盤反力）は、図2-3-2に示すように土留め壁の変位に一次的に比例し、かつ、有効受働側圧をこえない。
- ④切ばりは弾性支承とし、そのバネ定数は設置間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数等から求める。
- ⑤ある掘削段階での切ばり位置の変位および切ばり軸力は、設置時にすでに壁体に発生している先行
- ⑥変位を考慮して求める。

(2) 側圧に対する仮定

- ①掘削底面以浅には、土留め壁背面から主働側圧が作用する。
 - ②掘削底面以深には、土留め壁背面から主働側圧が作用し、掘削面側は受働側圧が作用するが、掘削面側は受働側圧と掘削面側の静止側圧と弾性反力の和とを比較して弾性領域と塑性領域に分けて考える。ここで、静止側圧と弾性反力の和が受働側圧以下となる部分を弾性領域、受働側圧以上となる部分を塑性領域とする。
- すなわち、“背面側から有効主働側圧が作用し、掘削面側の塑性領域では有効受働側圧が、弾性領域では土留め壁の変位に比例した弾性反力が働く”と考えている。

(3) 構造系のモデル化

土留め壁は弾性体であるため、その応力とひずみは比例するが、土は応力が大きくなるに従い応力と変位の比例関係が成立しなくなる。したがって、土を弾性領域と塑性領域に分けて考えることが必要となる。

また、切ばりは、土留め壁にその時点の掘削状態に応じた断面力と変位が生じた後に設置されるため、構造系は各掘削段階ごとに変化し、以後の掘削進行に伴って、切ばりの断面力と変形も変化する。これらに対処するため、切ばりおよび土留め壁の断面力と変位を次のように考える。

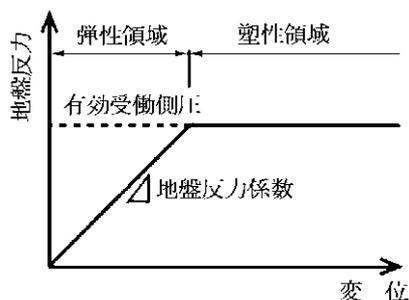


図2-3-2 地盤バネの特性

出典：[3]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.97~101

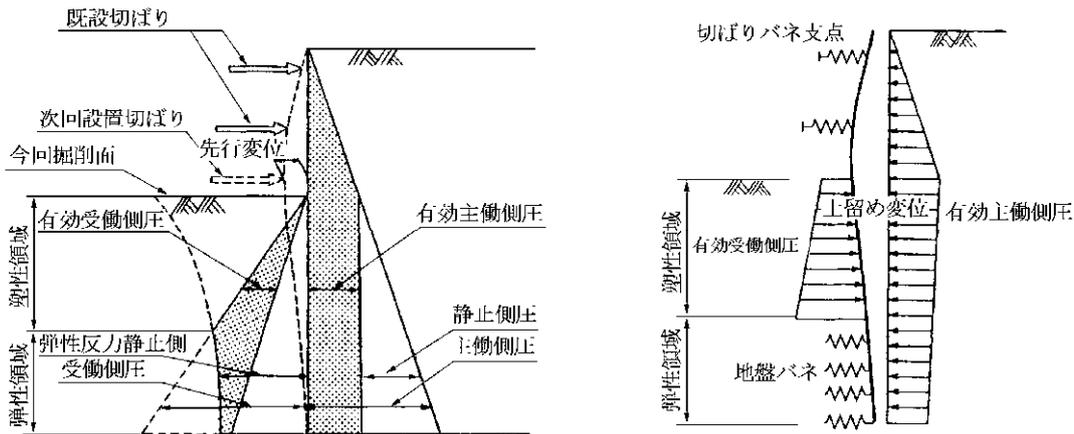


図 2-3-3 側圧、構造系説明

①切ばり

切ばりを設置したとき、その位置における土留め壁の変位量を「先行変位」と呼ぶ。このときの切ばりの断面力はゼロであり、これ以後の掘削では切ばり位置の変位に比例した断面力（切ばりバネ反力）が生じるものとする。

②土留め壁

土留め壁は、掘削底面以浅では主働側圧を受け、各切ばりを弾性支承とする連続ばりとする。掘削底面以深の塑性領域では、有効主働側圧から有効受働側圧を差し引いた荷重を受け、弾性領域では、有効主働側圧を受ける弾性床のはりとする。

4. 設計定数の設定

弾塑性法を用いて土留め壁の断面力の変形を算定する場合に用いる各種設計定数は、その設定自体が計算結果に大きな影響を与えるため、地盤定数や土留め形状等を十分に検討して決定しなければならない。

(解説)

表 2-3-1 に、弾塑性法に必要な入力値の一覧を示す。

弾塑性法を親杭横矢板壁に適用する場合、掘削底面以浅と根入れ部では主働側からの作用荷重や受働側の抵抗土圧の作用幅が、通常の連続した土留め壁とは異なる。また、計算を単位幅（1 m）で行うか親杭間隔で行うかによって、土留め壁の剛性や、地盤バネ、作用土圧等、各種の入力値を換算する必要があり注意しなければならない。

図 2-3-4 に地中連続壁等の連続した壁体の場合と親杭横矢板壁で弾塑性法を用いる場合の考え方を示す。

なお、粘性土では、側面抵抗を考慮することは、計算が煩雑となるので、前面の水平地盤バネのみを考慮する。

出典：[4]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.102~108

表 2-3-1 弾塑性法の入力値

入力値	項目	備考
基本値	掘削ステップ数	通常、切ばり段数+1となる
	地層数	
土留め壁	土留め壁天端、先端支持条件	自由とする。
	土留め壁長さ	掘削底面および根入れ部の安定、最小根入れ長、土留め壁の鉛直支持力、弾性領域の確保から決まる。
	ヤング係数	地中連続壁の場合は、コンクリート、その他の場合は鋼となる。「第1節6設計計算に用いる物理定数」参照
	断面二次モーメント	「第1節7-4土留め壁の部材計算」参照
土質条件	地層厚さ	
	土質種類	砂質土、粘性土の区分
	N値	
	湿潤単位体積重量	「第1節4仮設構造物に用いる土質定数」参照
	粘着力	
	せん断抵抗角	
	壁面摩擦角	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
水平方向地盤反力係数	本項の解説参照	
地下水条件	背面側地下水位	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
	掘削面側水位	
	水の単位体積重量	通常、 $\gamma_w=10.0\text{kN/m}^3$ (海水 $\gamma_w=10.3\text{kN/m}^3$)
掘削条件	各ステップ掘削深さ	掘削余掘り量については、「第1節8-2余掘り量」参照。基本は1m
	切ばり設置位置	本体構造物の施工との関係を考慮して設定
支保工条件	切ばりおよび土留めアンカーのバネ定数	本項の解説(3)参照
荷重条件	地表面での上載荷重	通常 $q=10.0\text{kN/m}^2$ とする。
	主働側圧係数	「第1節5-6弾塑性法に用いる土圧および水圧」参照
	受働側圧係数	
	掘削面側静止側圧係数	
その他	プレロード荷重	「道路土工 仮設構造物工指針の弾塑性法による土留め壁の設計」参照

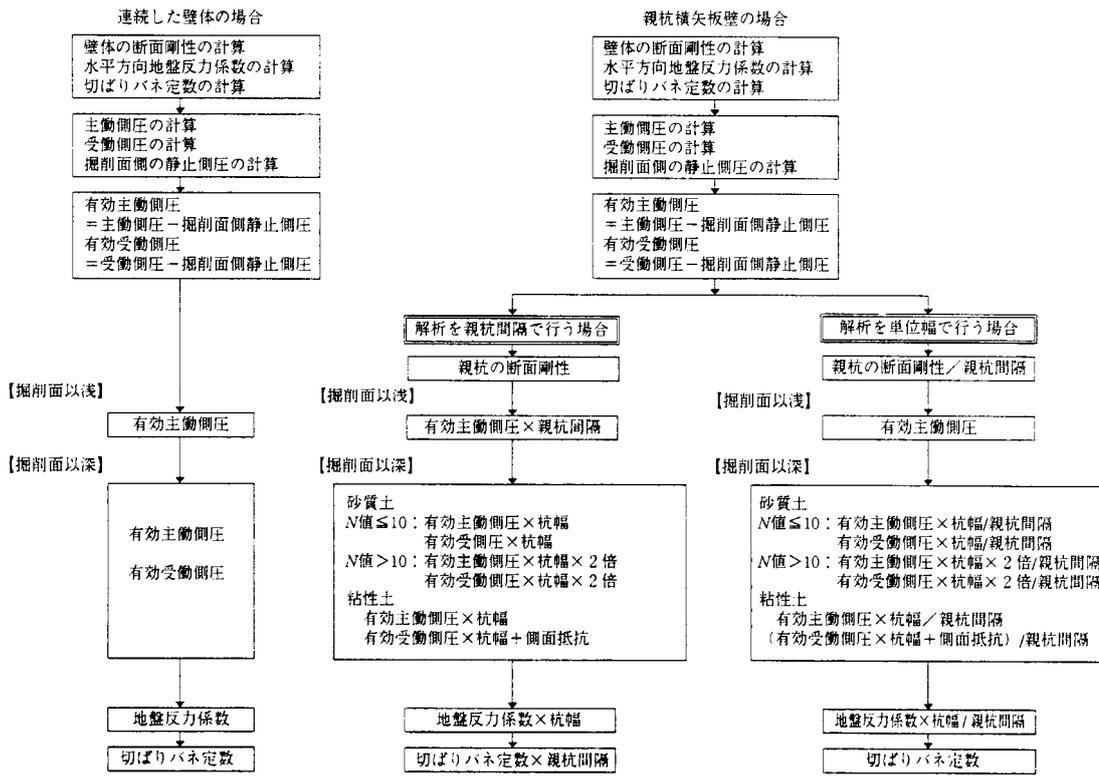


図 2-3-4 弾塑性法の入力値算定の手順

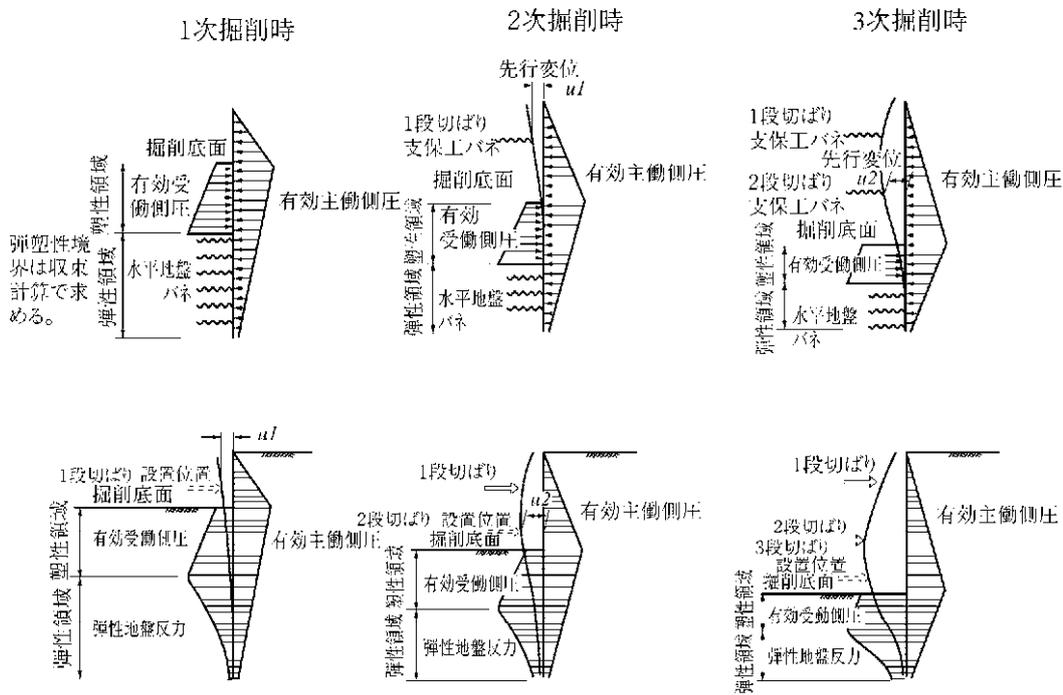


図 2-3-5 弾塑性解析における解析ステップ

(1) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数の算出式において、遮水性の土留め壁のように延長が長い場合、換算載荷幅 B_H をいくらに設定すればよいのか明確ではない。現状では、現場での実測結果を参考にして、通常、 $B_H = 10\text{m}$ 程度の値が採用されている。

ここでは、水平方向地盤反力係数を次式のように設定する。

$$k_H = \eta k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η ：壁体形式に係わる関数

連続した壁体の場合 $\eta = 1$

親杭横矢板壁の場合 $\eta = B_0 / B_1$ 、ただし、 $\eta \leq 4$

B_0 ：親杭中心間隔 (m)

B_1 ：親杭フランジ幅 (m)

k_{H0} ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

B_H ：換算載荷幅 (m)

親杭横矢板壁、連続壁ともに、 $B_H = 10\text{m}$ とする。

E_0 ：表 2-3-2 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)

固結シルトの変形係数は、原則として試験値を用いるが、試験結果が得られない場合は、

$\alpha E_0 = 210 c$ (kN/m²) で推定してよい。

ただし、 c は土の粘着力 (kN/m²) である。

表 2-3-2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m ²)	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800\text{N}$ で求めた変形係数	1

(2) 土留め壁の断面二次モーメント

解析に用いる土留め壁の断面二次モーメントは、その構造形式および使用材料を考慮して定めるが、各々の土留め壁の種類に応じて断面の有効率が異なるため、「第 1 節 7-4 山留め壁の部材計算 表 2-1-27」に示す値を用いる。

(3) 切ばりおよび土留めアンカーのバネ定数

切ばりのバネ定数は、切ばり断面積、ヤング係数、長さ、水平間隔および施工の条件等を考慮して定める。一般には、次式により算出してよい。

①鋼材の場合

$$K_s = \alpha \frac{2AE}{\ell s}$$

②コンクリートの場合

$$K_c = \frac{2AE}{\ell(1+\phi_c) s}$$

ここに、 K_s 、 K_c ：切ばりのバネ定数 (kN/m/m)

A ：切ばりの断面積 (m²)

E ：切ばりのヤング係数 (kN/m²)

ℓ ：切ばりの長さ (掘削幅) (m) (図2-3-1)

s ：切ばりの水平間隔 (m)

α ：切ばりのゆるみを表す係数

$\alpha = 0.5 \sim 1.0$ とし、一般にジャッキ等でゆるみを除去する場合

$\alpha = 1.0$ とする。

ϕ_c ：コンクリートのクリープ係数 (表2-3-3参照)

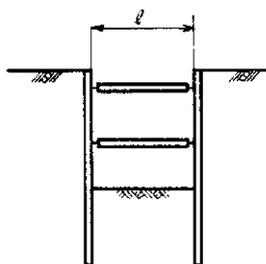


図2-3-6 切ばりの長さ

表2-3-3 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときの コンクリートの材令 (日)		4~7日	14日	28日	3ヵ月	1年
クリープ係数 普通コンクリート	無筋コンクリート	2.7	1.7	1.5	1.3	1.1
	鉄筋コンクリート (鉄筋比1%)	2.1	1.4	1.2	1.1	0.9

③土留めアンカーの場合

アンカーの打設角度、引張材の自由長および水平方向の打設間隔を考慮して次式を用いてバネ値を定める。

なお、定着部の変位量は、自由長部に比べて小さいので無視した。

$$K_a = \frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{\ell_{sf} b}$$

ここに、 K_a ：土留めアンカーの水平方向バネ定数 (kN/m/m)

A_s ：引張材の断面積 (m²)

E_s ：引張材のヤング係数 (kN/m²)

ℓ_{sf} ：テンドンの自由長 (m) (図2-3-2参照)

α ：水平からのアンカー傾角 (度)

b ：水平方向のアンカー間隔 (m)

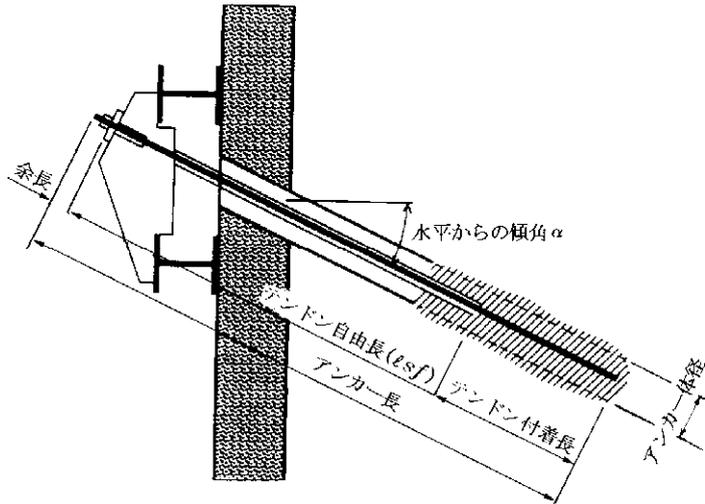


図 2-3-7 土留めアンカー構造図

5. 支保工設計に用いる荷重

弾塑性法により土留め壁の設計を行った場合の支保工反力設計は、弾塑性法で算出される各最大支保工反力を用いる。

(解説)

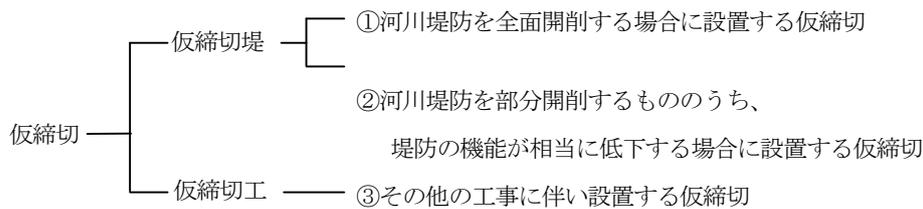
弾塑性法では、掘削ステップごとの解析を行うため、支保工反力は各ステップごとに算出される。切り等りの設計に用いる支保工反力は、着目した支保工に発生する支保工反力の最大値を用いて設計する。

第4節 仮締切（標準）

1. 定義

本節では、河川区域及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切を仮締切堤、その他の工事に伴い設置する仮締切を仮締切工と定義する。

(解説)



仮締切は、上記の3ケースがある。①, ②は、河川堤防にかわる仮締切であり、仮締切堤設置基準(案)を適用する。

その他の仮締切は、③のケースとなる。また、河川区域内の橋脚工事等で低水敷に設置する仮締切は、河川堤防の開削を行わないので③のケースとなる。

なお、堤防開削しない場合でも、工事条件によっては、②を準用する。

2. 仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切）

本項の規定は、仮締切堤設置基準（案）平成22年6月30日に準拠している。

2-1 目的

河川区域及びその周辺で行われる工事において、その施工期間中における治水上の安全を確保するため、仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。また、出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し、施工期間等からやむを得ないと認められる場合は、治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

（解説）

ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

2-2 適用範囲

河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかわる仮締切に適用する。

2-3 仮締切の設置

河川堤防にかかる仮締切は次の各号の1つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し、堤防開削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

- (1) 河川堤防を全面開削する場合
- (2) 河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

2-4 構造

(1) 構造形式

① 堤防開削を伴う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流過能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

異常出水等、設計対象水位を超過する出水に対しては、堤内地の状況等を踏まえ、応急対策を考慮した仮締切構造を検討する。部分開削の場合は、仮締切の設置の他、設計対象水位に対して必要な堤防断面を確保する措置によることことができる。

② 堤防開削を伴わない場合

流水の通常的作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

（解説）

ここでいう出水への対策とは、台風の接近などによる河川水位の上昇に備え、仮締切の上に土のう等を設置する対策を言う。

仮締切の構造形式は、締切高さ、土質条件、流水の影響、施工性、経済性等に対し、土堤式、鋼矢板一重式（自立式）工法、鋼矢板二重式工法の各形式について比較検討して、最適な構造形式を決定するものとする。

出典：[2]
仮締切堤設置基準（案）
（H22.6）

一般に用いられる仮締切堤（鋼矢板締切（二重））の特徴を下表に示す。

表 2-4-1 鋼矢板締切（二重）

工法	模式図(断面形状)	適用範囲	特徴・留意点
鋼矢板締切（二重）		<ul style="list-style-type: none"> ・深い場所 ・水衝部・感潮部にも有効である。 ・敷地が確保できる場合 	<ul style="list-style-type: none"> ・水深の深い場所、水衝部・感潮部にも有効である。 ・完成後の安定性に優れ、止水性が高い。 ・一重式に比べ締切幅が大きくなるため、狭い場所には適さない。 ・中詰土砂流出、タイロッドの切断事故に注意する必要がある。 ・天端を作業道路として利用できる。

(2) 設計対象水位

(a) 堤防開削を伴う場合

(イ) 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。

(ロ) 非出水期においては工事施工期間（不測の実態による工期の延長も十分考慮のこと）の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特長や近年の出水傾向、背後地の状況等を考慮して変更することができる。なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(ハ) 出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が(a) (b)より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

(b) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が5ヶ年間で異常出水と判断される場合は、過去10ヶ年の2位の水位を採用することができるものとする。なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料、過去の出水状況および現場条件等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

(解説)

- 1) 河川の特長により水面勾配の変化が著しい場合は、最寄りの水位観測所データの最高水位時の流量データを用いて工事施工箇所の水位を不等流計算等により算定するものとする。
- 2) 設計計算時における外水位（河川側）は、常時（高水位時）にあつては上記で求めた設計対象水位、地震時にあつては平水位を標準とする。内水位（締切側）は、掘削床付け面を標準とする。
- 3) 鋼矢板二重式工法における矢板間の中詰め土内の水位は、外水位より内外水位差の1/2下がった水位とする。

(3) 高さ

(a) 堤防開削を伴う場合

(イ) 出水期においては既設堤防高以上とする。

(ロ) 非出水期においては設計対象水位相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とし、背後地の状況、出水時の応急対策等を考慮して決定するものとする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

(b) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず(2)設計対象水位で定めた設計対象水位とする。但し、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとするものとする。

(解 説)

・ここでいう出水時の応急対策とは、台風接近時などに河川の水位の上昇に備え、仮締切の上に土のうを設置するなどの対策をいう。

(b) 堤防開削を伴わない場合

余裕高は0 mを原則とする。但し、次に示す場合については、0.50mの余裕高を考慮するものとする。

- ・ 河口付近で波浪の影響が想定される場合
- ・ 感潮区間で土堤締切工を施工する場合
- ・ 重要構造物等の場合

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

(4) 天 端 幅

(a) 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板二重式工法による場合は大河川においては5 m程度、その他の河川においては3 m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

(b) 堤防開削を伴わない場合

構造の安全上必要な値以上とするものとする。

(解 説)

(a) 堤防開削を伴う場合

仮締切天端を兼用道路の仮設道路として使用する場合は、現況堤防幅以上で、仮締切平面形状上の対象車両の安全な走行（旋回、すれ違い）に必要な幅とする。また、工事用道路としても兼用する場合は、工事用資材の積み下ろし、締切内への進入出等も考慮すること。

(b) 堤防開削を伴わない場合

(イ) 仮締切が鋼矢板二重式工法の場合は、壁体の安定計算上の必要幅とするが、仮締切工天端を工事用道路として使用する場合には、工事用道路として必要な幅との何れか大きな幅とする。

(ロ) 仮締切が土堤式の場合は、施工箇所の現場条件により必要幅を確保するものとする。

(5) 平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

(6) 取付位置

堤防開削天端 (a - a') より仮締切内側迄の長さ (B) は、既設堤防天端幅または、仮締切堤の天端幅 (A) のいずれか大きい方以上とする。

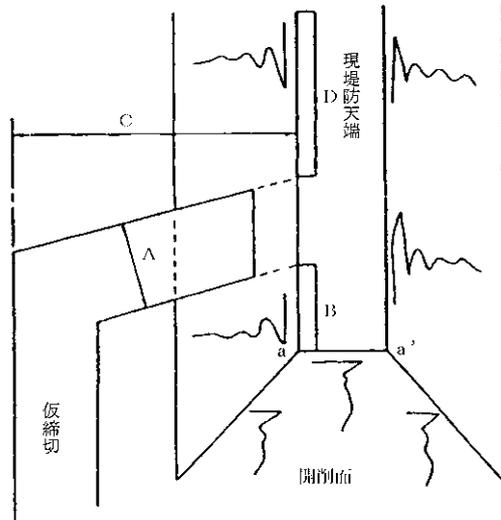


図 2-4-1 締切堤取付位置

(解説)

仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい。但し嵌入させた場合は後述する 1-11 堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

2-5 設計条件

(1) 許容応力度

堤防開削 (部分開削を含む) を行う工事における仮締切については、その重要性は極めて高い。従って、仮設構造物としての許容応力度の割増しは行なわないものとする。仮締切堤設計における許容応力度は、表 2-4-2 で定めた値とする。

表 2-4-2 許容応力度 (N/mm²)

材 料 名		常 時 (高水時)	地 震 時	
鋼矢板	SY295	180	270	
	SY390	235	353	
鋼管矢板	SKY400	140	210	
	SKY490	185	278	
タイロッド	SS400	径 40mm 以下	94	141
		径 40mm 超	86	129
	SS490	径 40mm 以下	110	165
		径 40mm 超	102	153
HT690		176	264	
タイワイヤー	SWRH (硬鋼線材)	破断強度に対して常時で 3.8 以上、地震時で 2.5 以上の安全率を持つように許容応力度を定める。		
	SWRS (硬鋼線材)			
腹起材	SS400	140	210	

地震時の許容応力度は常時 (高水時) の 1.5 倍の値を用いる。

出典：[表 2-4-2]
鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル (H13.5) P.11

(解 説)

仮設構造物として広幅鋼矢板を使用するにあたっては、通常型鋼矢板との経済比較等により詳細に検討する。なお、設計に用いる断面性能等は「第1節共通事項7. 山留め工設計に関する一般事項」に準ずるものとする。

(2) 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

①堤防開削を伴う場合

- (イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。
- (ロ) 非出水期においては、仮締切設置後の断面で1-4(2)①(b)で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

②堤防開削を伴わない場合

- (イ) 出水期においては、仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。
- (ロ) 非出水期においては、仮締切設置後の断面で非出水期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

(解 説)

- ・ 流過能力の算定は不等流計算等により行うことができる。
- ・ 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。
- ・ 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

(3) 補 強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ね $D = 2A$ の長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。
また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

(4) 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土1m程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧も行うものとする。なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

(5) 土質定数

第1節 4 「仮設構造物に用いる土質定数」に準じる。

(6) 鋼矢板の継手効率

断面二次モーメント(I)、断面係数(Z)とも、第1節8-4「山留め壁の部材計算」に準ずる。

(7) 頭部変位量

第2節 「慣用法による土留めの設計」に準じる。

(8) その他

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

(9) 締切り堤の各部の名称

締切り堤の各部の名称

- ① 鋼矢板
- ② 腹起し
- ③ 切ばり
- ④ 中間ぐい
- ⑤ 火打ち
- ⑥ 火打ちピース
- ⑦ 隅角部ピース

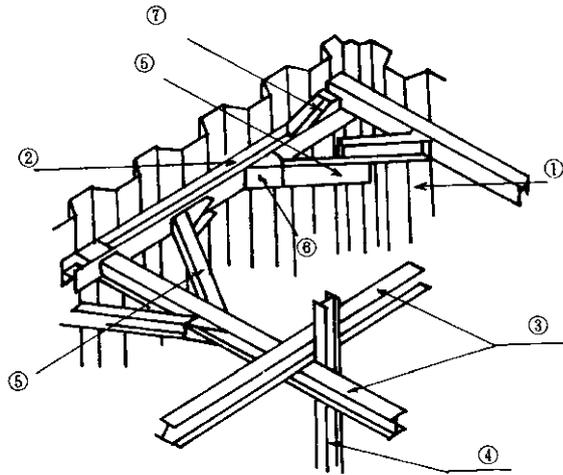


図2-2-2 締切名称図

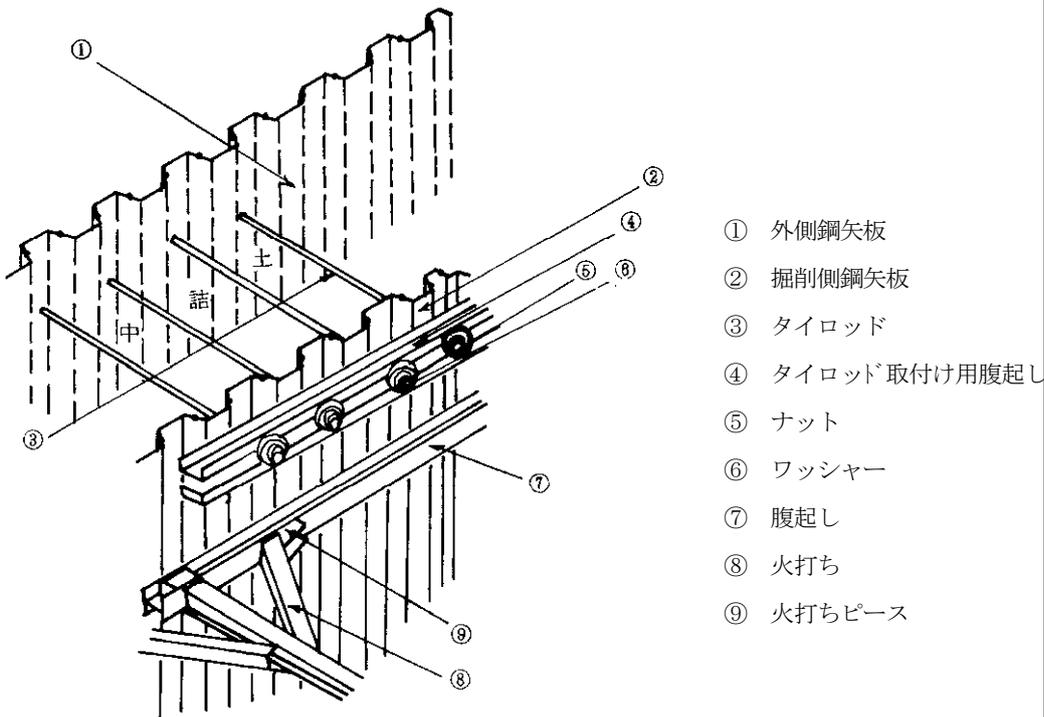


図2-4-3 鋼矢板二重式工法名称図

3. 鋼矢板二重式工法（仮締切堤（河川堤防にかわる仮締切））

3-1 鋼矢板二重式工法の設計

仮締切堤に用いる鋼矢板二重式工法の設計は、「鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアル」に準拠するものとする。

出典：[図2-4-4]
鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアル（H13.5）P.19

（解 説）

鋼矢板鋼矢板二重式工法仮締切設計マニュアルでの設計の流れは、図2-4-4に示すとおりである。

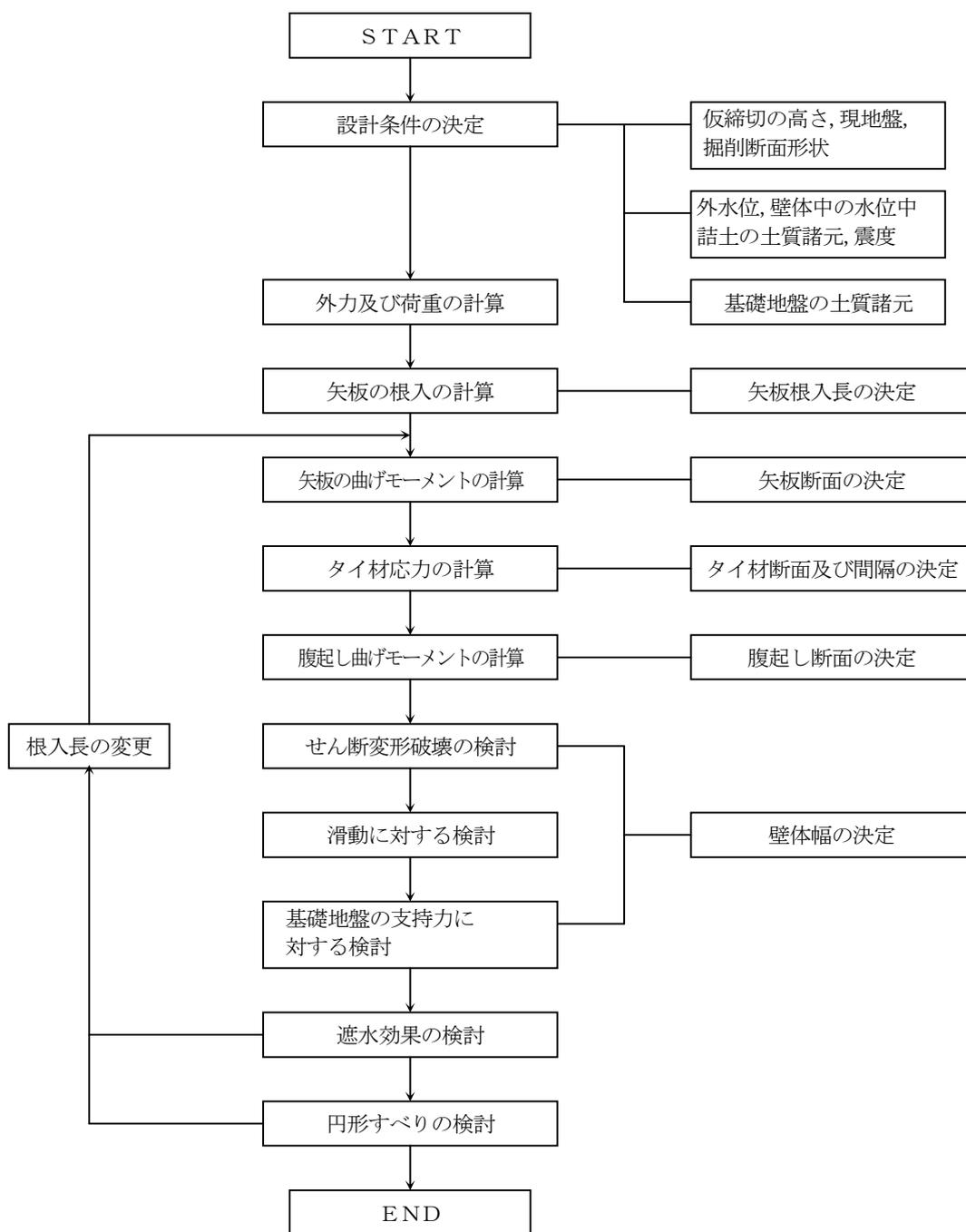


図2-4-4 設計の流れ

3-2 許容応力度、安全率

許容応力度、安全率等は仮設時の割増等を考慮し、下表の値とする。

表 2-4-3 鋼矢板二重式仮締切設計に用いる許容応力度等

項目	仮締切堤 (堤防にかわる締切)		
	許容応力度	常時	割増をしない
	地震時	割増をする	
壁体のせん断変形破壊の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
滑動の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
基礎地盤の支持力の安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
円形すべりの安全率	常時 (高水時)	1.2 以上	
	地震時	1.0 以上	
矢板の根入長の安全率	常時	砂質土	1.5 以上
		粘性土	1.2 以上
	地震時	砂質土	1.2 以上
		粘性土	1.2 以上
遮水効果の安全率	砂質土	3.5 以上	
	粘性土	3.0 以上	

4. 鋼矢板一重式工法 (仮締切堤 (河川堤防にかわる仮締切))

4-1 鋼矢板一重式工法の設計

設計計算は第 2 節 2-3 「自立式土留め工」に準ずる。

許容応力度は本節 2-5 (1)を用いる。

4-2 受働土圧に対する検討

受働土圧は図 2-4-4 に示す形状以上であれば現地盤面より考えるものとし、これによりがたい場合は、設計上の現地盤面を下げる等の考慮をしなければならない。

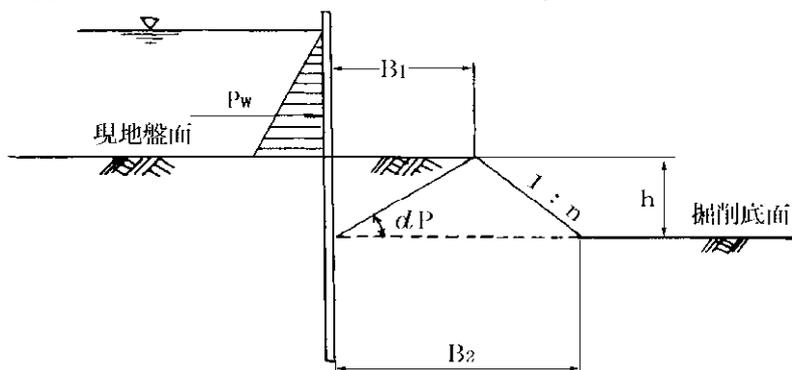


図 2-4-4

(1) 掘削面付近が砂質土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha_p \quad \text{①}$$

$$W_1 \cdot \tan \phi \geq P_p \quad \text{②}$$

α_p : 受働土圧崩壊角 ($=45^\circ - \phi/2$) (度)

$$W : \frac{1}{2}(B_1 + B_2) \cdot h \cdot \gamma \text{ (kN/m)}$$

ϕ : 砂の内部摩擦角 (度)

P_p : 受働土圧 (第1節5-5(1)による) (kN/m)

(2) 掘削面付近が粘性土の場合

$$B_1 \geq h \cdot \cot \alpha_p \dots\dots\dots ①$$

$$B_2 \cdot c \geq P_p \dots\dots\dots ②$$

α_p : 受働土圧崩壊角 (=45°)

c : 粘着力 (kN/m²)

5. 仮締切工 (河川堤防に係わらない工事の仮締切)

5-1 目的

仮締切工は、河川や海などの水中に構造物を構築する際に、当該区域内をドライな状態で施工するため、水を遮断することを目的とする。

5-2 適用範囲

主として河川区域内及び海岸保全区域内で施工する工事の仮締切工の計画・設計に適用する。ただし、河川堤防に係わる仮締切については、本節2「仮締切堤」によるものとする。

5-3 仮締切工の構造

仮締切工の構造は工事施工箇所の施工状況を勘案して、鋼矢板締切工又は土堤締切工を採用するものとする。

(解説)

一般に用いられる仮締切工の種類と特徴を下表に示す。

工法	模式図(断面形状)	適用範囲	特徴・留意点
土堤締切		<ul style="list-style-type: none"> 比較的に浅い場合 (推水深2~3m程度) 広い敷地が取れる場合 	<ul style="list-style-type: none"> 深い水深には適さない。 水衝部・感潮部には適さない。 盛土材料は水中で安定性の高い土砂を用いる必要がある。 透水性土砂のときは、前面にビニールシート等を張る必要がある。 大型土のうを前面に施工する場合は、床付け面の安定性が必要である。 土のうの大型化、耐候性型に伴い、土のう同士の密着性に課題があるため、遮水性や安定性に対する確認を行う必要がある。
鋼矢板締切 (一重)		<ul style="list-style-type: none"> 比較的に深い場所 水衝部・感潮部にも有効である。 敷地が取れない場合 	<ul style="list-style-type: none"> 土堰締切に比べ、水深の深い場所にも適用可能。 土堰締切に比べ、水衝部・感潮部にも有効である。 軟弱地盤には適さない。 矢板の強度を慎重に検討する必要がある。(特に根入れ長) 濁水の発生を抑える必要がある場合に適している。

表2-4-4 仮締切工の特徴

※鋼矢板締切 (二重) は、単に工事施工のためだけではなく、破堤や堤防欠損により堤防機能が損なわれたときの、河川堤防に替わる仮設の締切堤として施工するものである。

そのため、土堤締切と鋼矢板締切 (一重) とは主な目的が異なる。鋼矢板締切 (二重) の特徴は、本節「2. 仮締切堤」によるものとする。

※比較的に浅い水深で水流を考慮しない場合に、特に遮水が必要となる場合には、土のうのみによる土堤ではなく背面盛土などの遮水性の工夫が必要。

5-4 設計水位

設計対象水位は以下のとおり設定する。

- ① 工事施工期間の過去5カ年間の時刻最高水位を目安とする。但し、当該水位が5カ年間で異常出水と判断される場合は、過去10カ年の2位の水位を採用する事が出来るものとする。
- ② 地形の状況により溢水がある場合、上流のダム等により河川水位に影響がある場合、河口付近で波浪の影響が想定される場合、あるいは仮締切により河積を著しく縮小する場合等は別途考慮する。

設計対象水位の算定方法は以下のとおりとする。

- ① 河川の水面勾配が一定で、変化の少ない河川の場合は基準となる最寄りの水位観測所の水位（時刻水位等）より比例計算で算出するものとする。
- ② 河川の特長により水面勾配の変化が著しい場合には、最寄りの水位観測所データの最高水位時の流量データを用いて工事施工箇所の水位を不等流計算等により算定するものとする。

(解 説)

設計水位は、余裕高さを考慮しない。

上流のダム等により河川水位に影響がある場合、河口付近で波浪の影響が想定される場合、あるいは仮締切により河積を著しく縮小する場合などは、仮締切工の構造、期間等を含め、十分な検討が必要である。

出水を避けて施工可能な場合、施工中の一時的な出水による浸水が許容できる場合もあるので、工事に応じた適切な設計水位及び天端高を決める。

5-5 設計計算

鋼矢板一重式工法の仮締切工の設計では、許容応力度等は、下記のとおりとする。

(1) 鋼矢板一重式工法

第2節 2-3「自立式土留工」に準ずる。

(解 説)

- 1) 鋼矢板一重式工法については、第2節2-3「自立式土留工」（道路土工指針準拠）にしたがい設計する。

6. その他の仮設備（参考）

対象流量が比較的小さい場合、施工区域をドライな状態にしたり、当該区域まで進入する目的で仮締切工を設置するよりも、瀬替工、渡河工が適切な場合がある。瀬替工は、一時的に流路を変更して、工事場所をドライな状態にする。渡河工は、流路に仮設水路等を設置し、流路を越えて、工事場所に行けるようになる。瀬替工、渡河工を採用する場合、工事の段取りによって使い分ける必要がある。

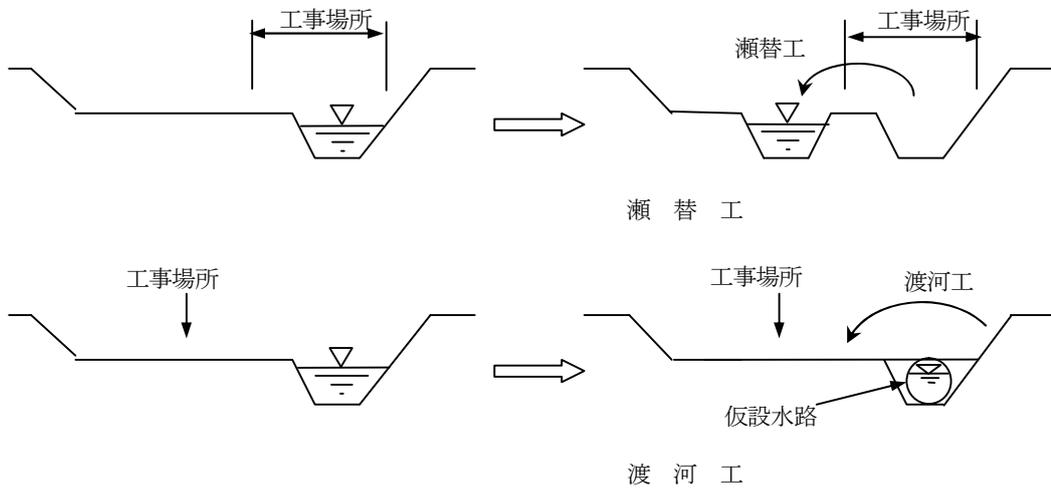


図2-4-6 瀬替工および渡河工

第5節 路面覆工（標準）

1. 定 義

道路下に工事を行う場合、路上交通を妨げずに施工するために必要となるのが路面覆工であり、土留めと併用するのが一般的である。

（解 説）

路面覆工の目的は次の通りである。

(1) 車両の安全走行と歩行者の安全確保

車両の安全な走行を満足させるとともに、歩行者の便利安全を確保するものであること。

(2) 安全な地下工事の遂行

路面覆工後の掘削および構造物本体の施工完了まで、工事の安全が保たれること。

(3) 埋設物の防護

路面覆工は、覆工板が埋設物の被覆防護の役目をはたし、覆工受けたと地下埋設物受けたは別のけたになっていても、けた受け材は共通であるため、地下埋設物を支持する役目を受持つものであるから、全工事の完了まで防護が安全でなければならない。

2. 設計のための事前調査

第1節 山留め3、4による。

3. 各部の名称

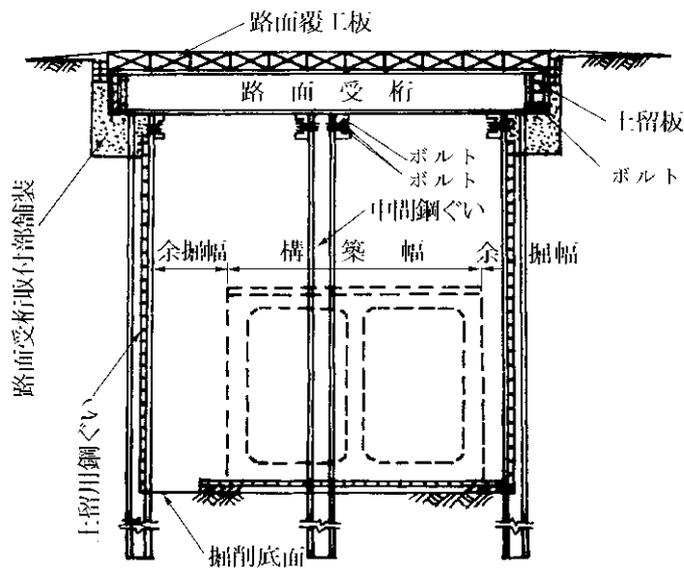


図2-5-1 路面覆工名称図

（解 説）

路面覆工に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定しなければならない。

表2-5-1に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

表 2-5-1 部材の最小断面

覆工受けた	H-250×250×9×14
横継材	[-300×90×9×13
けた受け	[-250×90×9×13
斜材・水平継材	L-100×100×10
杭	H-300×300×10×15

出典：[表 2-5-1]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.137
表 2-11-1

覆工板は一般に、市場に流通している 2 次製品が使用されており、長さ 2 m のものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受けた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる

目的等のため、長さ 3 m のものも使用されるようになっている。

市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。

4. 荷 重

「第 1 節 5 荷重」によるものとする。

5. 覆工受桁

5-1 覆工受桁の設計

覆工受桁は、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして計算する。

(解 説)

活荷重の載荷方法は「第 1 節 5-3」による。

5-2 覆工受桁のたわみ

覆工受桁の死荷重（衝撃を含まない）によるたわみは、 $l/400$ (l は支間長) 以下、かつ 2.5cm 以下でなければならない。

(解 説)

たわみは次式によって計算する。

覆工受けたに載荷される活荷重が一個の場合

$$\delta = \frac{P_0 \ell^3}{48 E I}$$

活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合。

$$\delta = \frac{5 W_0 \ell^4}{384 E I}$$

ここに、 δ : たわみ (m)

P_0 : 覆工受けたに作用する衝撃を含まない集中荷重 (kN)

ℓ : 支間長 (m)

E : 使用部材のヤング係数 (kN/m²)

I : 使用部材の断面二次モーメント (m⁴)

W_0 : 等値等分布荷重 (kN/m)

出典：[5-2]
道路土工仮設構造物工指針
(H11.3) P.142

$$W_0 = \frac{8 M_{\ell_{\max}}}{\ell^2}$$

$M_{\ell_{\max}}$: 衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント (kN・m)

5-3 地下埋設物と覆工受桁

地下埋設物の吊桁と覆工受桁とは、原則として兼ねてはならない。

出典：[5-3]
建設工事公衆災害防止対策要綱 (H5.1) 第63

5-4 覆工受桁の補強

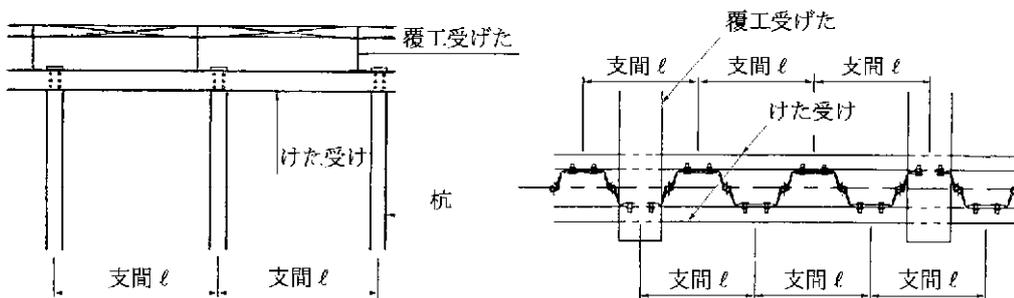
覆工受桁が、勾配2.5%以上の路面に勾配直角方向に設置されるときは、覆工受桁の転倒防止のため覆工受桁の補強を行うのがよい。

なお、フランジ幅と高さが同程度の広幅系列のH形鋼を用いた覆工受けた場合には、一般に転倒防止材を取り付ける必要はない。

5-5 桁受けの設計

- (1) けた受けは覆工受けた反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。
- (2) けた受けは、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、杭あるいは土留め壁との取り付け部を支点とする単純ばりとして設計する。
- (3) 覆工受けた反力は、けた受けの断面力が最大となるように載荷して計算する。

出典：[5-5]
道路土工仮設構造物工指針 (H11.3) P.143



(a) H形鋼に支持させる場合

(b) 鋼矢板に支持させる場合

図2-5-2 けた受けの支間

5-6 ボルトの設計

- (1) けた受けと杭を接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。
- (2) ボルトの必要本数は次式で計算してよい。

$$n = \frac{R}{S_a}$$

$$S_a = \tau_a A$$

ここに、 n : ボルトの必要本数 (本)

R : けた受けの最大反力 (N)

S_a : ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)

出典：[5-6]
道路土工仮設構造物工指針 (H11.3) P.144

τ_a : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)
A : 高力ボルトの場合は公称径 (呼び径) から求めた断面積
普通ボルトの場合ねじ部の有効断面積 (mm²)

(解 説)

けた受けに溝型鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

第6節 仮 橋 (参考)

1. 定 義

一般交通及び作業場として、一時的な使用に供するために建設される橋りょうを仮橋という。

(解 説)

河川に架設する場合は非出水期を基本とするが、工期等の関連からやむを得ない場合は、河川管理者と協議の上、設置期間を決定するものとする。

2. 仮橋の分類

使用目的により下記のように分類する。

- (1) 工事用仮橋
- (2) 一般供用仮橋

(解 説)

- ・ 工事用仮橋 : 工事用車両や建設機械等の通行や作業に供する工事専用の仮橋および締切り内の作業台。
- ・ 一般供用仮橋 : 一般車両、歩行者の通行及び工事用車両の通行に供するもの。

3. 設計のための事前調査

設計に先立ち、下記の事項について調査を行うことが望ましい。

- (1) 土質調査
- (2) 近接構造物調査
- (3) 地下埋設物調査
- (4) 施工条件に関する調査
- (5) 河相、その他これに類する調査

(解 説)

上記調査のうち(1)～(4)については「第1節共通事項」の項参照。

- (5) 河相、その他これに類する調査について

河相、その他これに類する調査には、一般に次の調査がある。

- ① 洪水期、非洪水期の判定
- ② 過去数年間の水位
- ③ ダム、河川構造物の有無

①については、河川内の工事は非出水期のみ許可されることが多く、施工期間が限定されるので、本工事に影響を及ぼす可能性があり、仮橋の施工計画を立案するにあたっては、事前に調査及び河川管理者との協議が必要である。

②については、出水時の流木、ごみなどが仮橋・作業構台にひっかかり流水を阻害する恐れがあるため、仮橋を計画するにあたり、スパン割り、けた下余裕高が規制されることが多いことから、洪水時の水位を検討するうえで事前に調査し把握しておく必要がある。

一般に、5～10年間程度の水位について検討している例が多くみられる。

③については、河川増水時には上流にダムや河川構造物等の流量調節機能があるか否かにより災害発生の有無につながるため、事前に調査しておくべきものである。

4. 荷 重

4-1 荷重の種類

仮橋の設計にあたっては、以下の荷重を考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重
- (3) 土圧
- (4) 衝撃
- (5) 地震荷重
- (6) その他水平荷重

(解 説)

(1)～(3)の荷重については、「第1節共通事項」による。

4-2 衝 撃

工事前仮橋の衝撃係数は、支間に関係なく0.3とするが、一般供用の場合には次式により衝撃係数を求めるものとする。

$$i = \frac{20}{50+L} \quad L: \text{支間 (m)}$$

(解 説)

「道路橋示方書・同解説 I 共通編」では衝撃係数を $i = 20/(50+L)$ と規定しており、スパン $L = 4 \sim 15$ m とすると $i = 0.31 \sim 0.37$ となる。 $i = 0.3$ とする場合と、 $i = 0.31 \sim 0.37$ とする場合では、モーメントにして約2～5%の差であり影響を与えず、仮設構造物のスパンが限定されているので定数で与えてもさしつかえないと考えられる。したがって衝撃係数は $i = 0.3$ とした。

ただし、一般供用の場合には、「道路橋示方書・同解説 I 共通編」に規定されている式により衝撃係数を求めるものとした。

4-3 地震荷重

一般供用仮橋における、地震の震度は次のとおりとする。

水平震度	$K_H=0.2$
鉛直震度	$K_V=0$

(解 説)

工事前仮橋については、地震荷重は基本的に考慮しないものとする。地震荷重を考慮する場合には、地震時水平力の作用位置は主桁上フランジの上面とする。

地震荷重は、従来、通常の仮設構造物に対しては考慮していない。これは仮設構造物が工事現場に設置されている期間が比較的短いから、考慮すべき程の大きな地震に遭遇する機会は少ないという考えからきている。しかしながら、迂回路用の仮橋のように、仮設構造物の中でも重要構造物（工事目的物）で、長期間供用される場合には、地震荷重を考慮することが必要となる。

4-4 その他水平荷重

地震荷重以外の水平荷重には次のようなものが挙げられ、必要に応じて以下の諸荷重を組合せて求めるものとする。

- (1) 施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力
- (2) 波圧、流水圧
- (3) 衝突荷重

(解 説)

1) 施工精度から生じる鉛直荷重の傾斜方向の分力

現場合わせで施工条件の悪い仮橋の場合は、一般の橋梁に比べ施工精度が劣るものと考えられ、これによって鉛直荷重の傾斜方向分力が生じるので、考慮する必要がある。

2) 波圧、流水圧

波圧、流水圧は、特別にこれらが大きいと判断される場合には、これらに耐えるように設計し、洗掘に対する配慮も必要である。波圧、流水圧の考え方については「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」によることとする。

3) 衝突荷重

衝突荷重は、衝突が予想される船舶、車輛の大きさ、衝撃荷重、角度などを十分検討して決定することが必要である。

5. 許容応力度

許容応力度については、「第1節7. 許容応力度」によるものとする。

6. 設計基本事項

6-1 仮橋各部の名称

仮橋の名称は、図2-6-1のとおりとする。

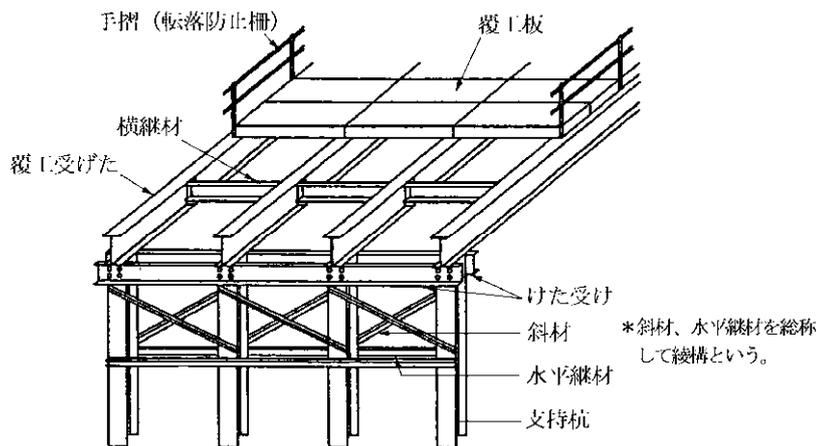


図2-6-1 仮橋名称図

(解 説)

仮橋の構造は、図2-6-1に示すとおりで、覆工板を覆工受けた（主けた、主にI形鋼及びH形鋼）で受け、その荷重をけた受けで支持杭に伝達する構造である。

6-2 幅員と覆工受けたおよびくいの間隔

(1) 標準幅員は、工事用：4m

一般供用：10m（8m(車道・対面交通)+2m(歩道)）とする。

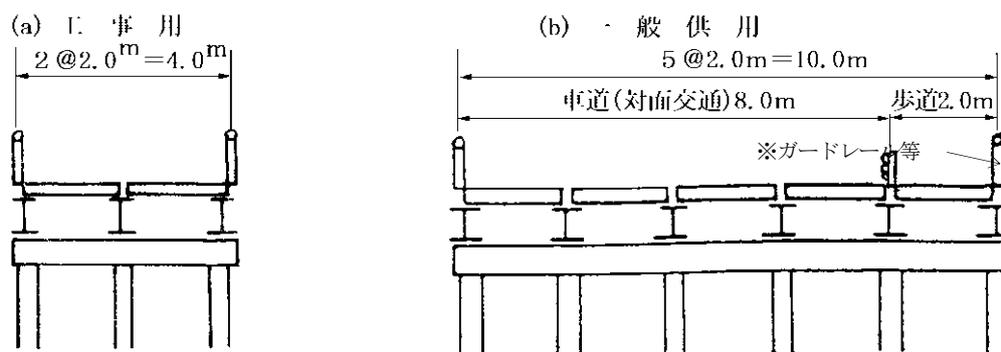
(2) 覆工受けたおよびくいの中心間隔は2mおよび3mとする。

(解説)

(1)について

幅員は、車両通行用か歩道も兼ねるか、また作業台として使用するか等の仮栈橋の使用目的により異なる。一般に、車両通行用の仮栈橋であれば6mが多く用いられている。通行の安全上、少なくとも幅員4mは必要であり、通行車両が対面交通であれば、8m程度とすることが望ましい。

このような実態を考慮して、標準幅員は図2-6-2のとおりとする。



※歩車道はガードレール等で分離することが望ましい。

図2-6-2 仮橋の標準幅員

作業台としては、施工計画を入念に検討し、作業に使用する機種、作業半径、機械の組立て解体に必要な幅、通行余裕幅等を考慮して、幅員を決定しなければならない。また、迂回路用の仮橋では道路構造令に準拠して、幅員を決定しなければならない。

(2)について

覆工受けたの間隔は覆工板の寸法に合わせ2mもしくは3mとしている例が多い。杭の間隔も覆工受けたの間隔に合わせ、2mもしくは3mとすることが一般的である。ここでは、覆工受けたおよびくいの中心間隔は2mを標準としたが、決定にあたっては幅員、現地の状況等を考慮して決定するものとする。埋設物があるなどの理由で杭間隔を広げる場合は、けた受け材の十分な検討を行わなければならない。

6-3 標準支間

仮橋の支間は6mを標準とするが、河川上や道路上の仮橋では管理者と十分協議する必要がある。

(解説)

覆工受けたの支間は5~6m程度が最も多く用いられているが、杭打ち機等の作業機械の性能、施工方法を考慮して決定しなければならない。また、河川上、道路上の仮栈橋では、航路帯等の問題があるため管理者等と十分協議する必要がある。

6-4 最大勾配

仮橋の最大勾配は6%とする。

(解説)

路面勾配は、工事の作業性、安全性を考慮して、横断勾配は付けられないものとし、縦断勾配もできるだけ水平を保つことが必要である。

地形条件、管理者の条件等により、勾配が6%をこえる場合は、勾配による水平分力を水平荷重に付加し検討するとともに、綾構等で橋軸方向に対して補強することが望ましい。

6-5 けた下空間

けた下空間は、予定地点の各管理者と十分協議し、仮橋予定地点の制限条件および維持管理に必要な空間を考慮して決める。

(解説)

けた下空間は、利用上の条件、設置期間等を十分考慮して決定する必要がある。例えば河川上の仮橋であれば、施工期間に想定される最高水位に余裕高（通常1m程度）を加えた高さや、航路帯等を考慮した空間を確保する。ただし、河川管理者において基準が定められている場合には、その基準によるものとする。なお、近畿地方建設局の場合は、河川工作物設置許可基準が定められているので、これによるものとする。

7. 使用部材

7-1 鋼材

仮橋に使用する鋼材は、使用実績および市場性を考慮して決定する。

(解説)

鋼材に作用する荷重は必ずしも明確ではなく、このため仮橋の構造全体に大きな変形を生じ、部材に座屈等の破損を招くおそれもあり、応力度からは断面に余裕があっても、経済性を重要視しすぎた断面の使用は避けるべきである。したがって表2-5-1に示す部材を最小断面の目安とし、これ以上の断面性能を有する部材を使用するのがよい。

7-2 覆工板

覆工板は、市場に流通している2次製品を使用する。

(解説)

覆工板は一般に、市場に流通している2次製品が使用されている。これら流通している覆工板には数種類のものがあるが、載荷される荷重に対し十分な強度と剛性を有していなければならない。これら2次製品の覆工板は長さ2mのものが多く使用されているが、近年、切ばり水平間隔と覆工受けた間隔を合致させ、掘削作業を容易にさせる目的等のため、長さ3mのものも使用されるようになってきた。選定にあたっては、設置場所の状況や設置期間、施工性等を検討し、安全性を十分確認した上で使用しなければならない。市場に流通している覆工板は、いずれも長辺を支間として使用するよう設計されているため、短辺が支間となるような使用をしてはならない。長さ3m以下のものの単位面積当たりの重量は表2-6-1の値を使用してよい。

また、斜げた、埋設物等の原因で、現場加工あるいは工場加工の覆工板を使用する場合は、強度および剛性を確認するとともに、表面摩擦、安定性、耐久性等についても検討する必要がある。

表 2-6-1 覆工板の重量

種 類	単位面積当たりの重量	
	長さ 2 m	長さ 3 m
鋼 製	2.0kN/m ²	2.0kN/m ²
鋼 製 (アスファルト舗装付)	2.5kN/m ²	2.6kN/m ²
鋼・コンクリート合成	2.8kN/m ²	3.3kN/m ²

8. 覆工受けたの設計

8-1 設計一般

覆工受けたは、死荷重および活荷重を載荷させ、単純ばりとして設計する。

(解 説)

覆工受けたは載荷される荷重に対して、十分な強度と剛性を有していなければならない。計算に用いる支間長は図 2-6-3 に示すように、けた受け材が溝形鋼で杭の片側のみに取り付ける場合は、溝形鋼取り付け点とし、溝形鋼を両側に取り付ける場合もしくはけた受け材に H 形鋼を用いる場合は、杭中心を支点として求める。

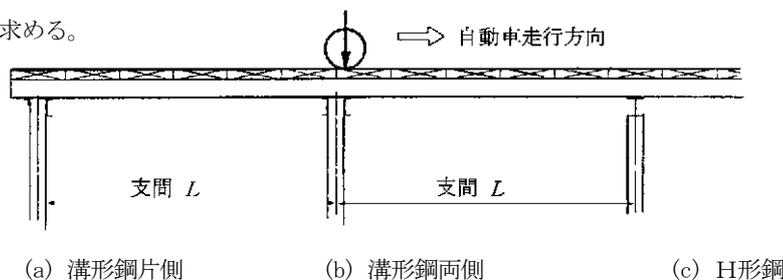


図 2-6-3 覆工受けたの支間長

8-2 応力の計算

死荷重および活荷重により計算された断面力は、それぞれの最大値の合計を設計に用いる断面力とする。

(解 説)

覆工受けたの支間が長い場合は、許容曲げ圧縮応力度が小さくなるため、必要に応じ圧縮フランジ固定のため隣接する覆工受けた相互を横継材で連結し、フランジ固定点間距離を短縮する。

9. たわみ

覆工受けたの活荷重によるたわみは $l/400$ (l は支間) 以下で、かつ 25mm 以下でなければならない。このとき活荷重に衝撃は含まなくてもよい。

(解 説)

覆工受けたに載荷される活荷重が一個の場合、たわみは式 (2-6-1) によって計算する。活荷重が複数個載荷される場合、もしくは分布荷重が載荷される場合は、式 (2-6-2)、式 (2-6-3) によって計算してよい。

$$\delta = \frac{P_o l^3}{48 E I} \dots \dots \dots (2-6-1)$$

$$\delta = \frac{5 W_o l^4}{384 E I} \dots \dots \dots (2-6-2)$$

ここに、

δ : たわみ (m)

P_o : 覆工受けたに作用する衝撃を含まない集中荷重 (kN)

ℓ : 支間長 (m)

E : 使用部材のヤング係数 (kN/m²)

I : 使用部材の断面二次モーメント (m⁴)

W_o : 等値等分布荷重 (kN/m)

$$W_o = \frac{8M_{\ell \max}}{\ell^2} \dots \dots \dots (2-6-3)$$

$M_{\ell \max}$: 衝撃を含まない活荷重による最大曲げモーメント (kN・m)

10. けた受けの設計

けた受けは覆工受けたの反力および死荷重に対し、十分な強度と剛性を有していなければならない。
 けた受けは、覆工受けた等、けたの最大反力を集中荷重、また、けた受け自重を分布荷重とし、くい
 あるいは土留め壁との取付け部を支点とする単純ばりとして設計するのがよい。

(解説)

けた受けの支間は、図2-6-4に示すように、同一けた受けがボルトで接合されている杭の中心間隔とし、覆工受けたの反力は、けた受けの断面力が最大となるように载荷して計算する。

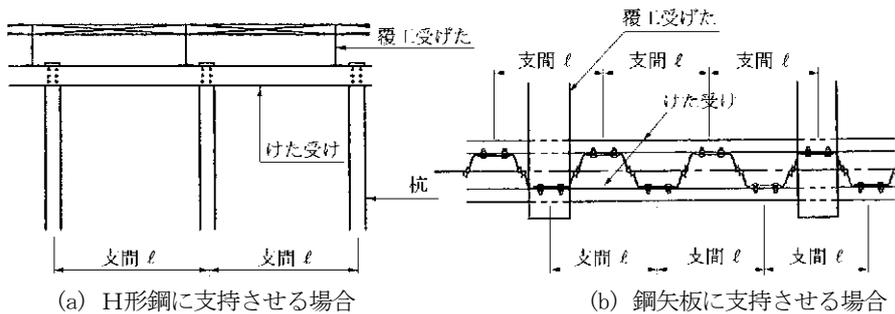


図2-6-4 けた受けの支間

一般にけた受けの支間は2~3m程度と小さく、杭中心と覆工受けた中心が近いので、せん断力が支配的な応力となる。このためけた受けの設計では、たわみの計算は行わなくてよいが、埋設物があるなどの理由で、杭間隔が大きくなる場合、またはけた受けの支間中央付近に覆工受けたが取り付けられる場合は、たわみに対する照査も行わなければならない。このときのたわみの制限値は、覆工受けたと同様とする。

また、杭がH形鋼でけた受け材に溝形鋼を使用する場合、けた受け材の継手部は、原則として杭の中心付近とし、図2-6-5に示すような補強を行う。

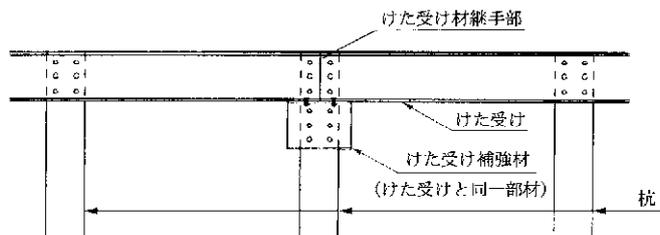


図2-6-5 けた受け材継手部の補強

11. ボルトの設計

けた受けとくいを接合するボルトは、けた受けの最大反力に対し十分な強度を有していなければならない。

(解 説)

ボルトの必要本数は式(2-6-4)、式(2-6-5)で計算してよい。

なお、けた受けに溝形鋼を用いる場合のように、活荷重による鉛直荷重に対し、ボルトのせん断で抵抗するような場合は、高力ボルトを使用することが望ましい。

$$n = \frac{R}{S_a} \dots\dots\dots (2-6-4)$$

$$S_a = \tau_a A \dots\dots\dots (2-6-5)$$

ここに、n : ボルトの必要本数 (本)

R : けた受けの最大反力 (N)

S_a : ボルト1本当りの許容せん断力 (N)

τ_a : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

A : 高力ボルトの場合は公称径(呼び径)から求めた断面積、普通ボルトの場合はねじ部の有効断面積 (mm²)

12. 斜材・水平継材の設計

(1) 斜材・水平継材はくい列の各くいに水平荷重を分担させ、かつくい頭の回転を拘束する部材および構造でなければならない。仮橋では橋軸直角方向には、斜材・水平材を取り付ける。
 (2) 覆工受けたは支点上でけた受けに結合し、支点上の相互の主げたは橋軸方向に連結しておくことが望ましい。

(解 説)

(1) について

①水平継材

水平継材は圧縮材として設計し、応力度は式(2-6-6)で計算してよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{nA} \dots\dots\dots (2-6-6)$$

ここに、σ_c : 水平継材に発生する圧縮応力度 (N/mm²)

H : 杭列に作用する水平荷重 (N) で、表2-6-2による。

n : 水平継材の本数 (通常杭の両面に取り付けるためn=2)

A : 水平継材1本の断面積 (mm²)

表2-6-2 水平荷重

活荷重の種類	T荷重の場合	建設用重機荷重の場合
杭列に作用する水平荷重	全活荷重×0.1	活荷重×0.15 <small>注1)</small>
注1) 覆工受けたの支間が建設用重機のクローラー接地長と比べ短い場合や、建設用重機を2台以上考慮する場合等のように、著しく不合理と考えられる場合は、(着目する杭列に作用する全活荷重による反力)×0.15としてよい。		

②斜材

斜材は圧縮材として設計し、応力度は式（2-6-7）で計算してよい。

これまで斜材は圧縮材として設計されてきた。しかし、斜材接合部の溶接箇所が破損する事例があり、式（2-6-7）は簡略化した計算のため、実際はこの式による値より大きな引張力が作用していることが分かってきている。よって、本便覧では斜材は圧縮材として設計することとし、より部材の安全性を高め、さらに仮橋の剛性を高めることにより過度の揺動を防ぐようにした。ただし、くいの間隔が大きくなった場合、式（2-6-7）により圧縮材で設計すると部材断面が大きくなり施工性が劣化することがある。この場合は、フレーム計算等で詳細に荷重を算出し、斜材の座屈を許容する設計（引張材としての設計）を行ってもよい。

$$\sigma_c = \frac{H}{n A \cos \alpha} \dots \dots \dots (2-6-7)$$

- ここに、 σ_c : 斜材に発生する圧縮応力度 (N/mm²)
- H : 桁列に作用する水平荷重 (N) で、表2-6-2による。
- n : 斜材の組数 (図2-6-6の場合はn=3)
- A : 斜材1本の断面積 (mm²)
- α : 水平荷重作用方向に対する斜材のなす角度 (度) で、図2-6-6による。

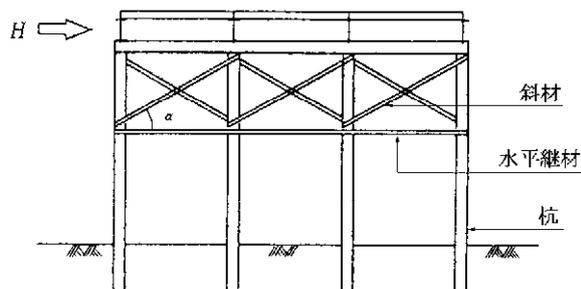


図2-6-6 斜材・水平継材の設計

(2)について

橋軸方向の剛性は、軸直角方向に比べてかなり低いと考えられるので、少しでも剛性を高めるために主桁の下フランジは、横桁にボルトまたは溶接で止めるのが一般的である。また、橋軸方向の主桁は、軸方向のずれを少なくするために添接板を用い、ボルトまたは溶接により接続しておくことが望ましい。

主桁を橋軸方向に連結することによって生ずる温度変化の影響は基礎ぐいに負荷させるものとする。

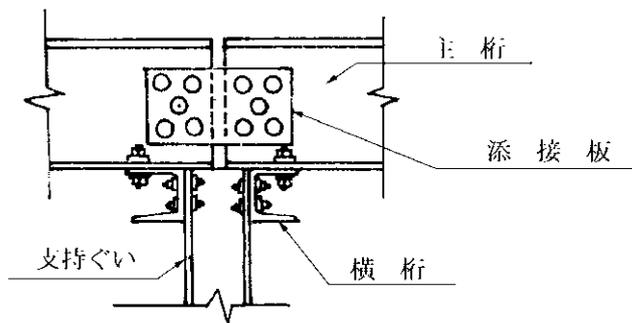


図2-6-7

13. 安全設備

安全設備として、次のものがある。

- (1) 転落防止柵
- (2) 幅 木
- (3) 高 欄
- (4) その他

(解 説)

仮設計画ガイドブック（Ⅱ）平成13年10月を参考にする。その他の安全設備として、車止め、照明、標識等がある。これらは、必要に応じて設置する。

14. 床 版

床版は、一般に覆工板を使用するものとする。

15. くいの設計

15-1 くいの支持力

くいはけた受の最大反力に対し十分な支持力を有していなければならない。くい許容支持力は「第1節8-5土留ぐいの支持力」により計算する。

表2-6-3 安全率

	常 時	地震時
一般供用の場合	3	2
工事用の場合	2	—

(解 説)

一般供用の場合の安全率は「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に規定されている値とした。工事用の場合、仮設構造物であることを考慮して定めた値である。

15-2 くい本体の設計

(1) 軸方向押込力に対する設計

押込力に対しては座屈を考慮して取扱うものとする。

(解 説)

座屈を考慮する場合の座屈長は地盤面から水平つなぎ材の中心線までとする。ただし、全長が地中に埋込まれたくいでは座屈の影響を考慮しなくてもよい。

(2) 水平荷重に対する設計

- ① 仮橋の支持ぐいでは、地盤が軟弱な場合や、くいの突出長が長い場合等には、水平荷重に対する検討を行う必要がある。
- ② 仮橋の支持ぐいの水平荷重に対する検討は、橋軸方向（走行方向）には多数のくいが覆工受けたにより連結されており、乗入れ部は土による拘束が大きいため、危険断面となる橋軸直角方向（走行直角方向）の杭列に対して行えばよい。
- ③ 1本の支持ぐいに作用する水平荷重は、くい列に作用する水平荷重をくい列の本数で除した値とする。

④水平荷重により、支持ぐいに発生する曲げモーメントは、ぐい本体を弾性床土上の梁として求める。

(解説)

③ について

1本の支持杭に作用する水平荷重は式(2-6-8)により算出してよい。

$$H_0 = \frac{H}{n} \dots\dots\dots (2-6-8)$$

ここに、 H_0 : 1本の杭に作用する水平荷重 (kN)
 H : 杭列に作用する水平荷重 (kN) (表2-6-3参照)
 n : 杭列の杭本数 (図2-6-8の場合 $n=4$)

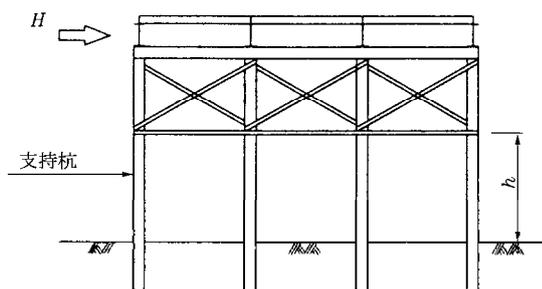


図2-6-8 ぐいに作用する水平荷重

④について

ぐいの根入長 (ℓ) と特性値の関係によって、計算式を次のごとく区分する。

① $\ell \geq \frac{3}{\beta}$ (半無限弾性体)

② $\frac{2}{\beta} \leq \ell < \frac{3}{\beta}$ (有限長弾性体)

③ $\ell < \frac{2}{\beta}$ (剛体)

1) 半無限弾性体ぐいの解法

水平荷重により、支持杭に発生する曲げモーメントは、 $\beta \ell \geq 2.5$ (β : 杭の特性値 (m^{-1}), ℓ : 杭長 (m)) の場合、半無限長の杭として計算してよい。通常、綾構を設けることを原則として、杭頭の回転を拘束された杭とし、式(2-6-9)、式(2-6-10)で計算してよい。

$$M_0 = \frac{1 + \beta h}{2\beta} H_0 \dots\dots\dots (2-6-9)$$

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{1 + (\beta h)^2} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{\beta h}\right) \dots\dots\dots (2-6-10)$$

ここに、 M_0 : 杭頭曲げモーメント (kN・m)
 M_m : 地中部最大曲げモーメント (kN・m)
 β : 杭の特性値 (m^{-1})
 h : 杭の突出長 (m) (図2-6-7参照)
(ただし、ここで用いる逆三角形関数の単位は (rad)である)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4 E I}} \dots \dots \dots (2-6-11)$$

- β : 杭の特性値 (m⁻¹)
- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- D : 杭の幅 (m)
- E : 杭のヤング係数 (kN/m²)
- I : 杭の断面二次モーメント (m⁴)

$$\{k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}\} \dots \dots \dots (2-6-12)$$

$$\{k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-3/4}\}$$

- k_{H0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 杭の換算載荷幅 (m)

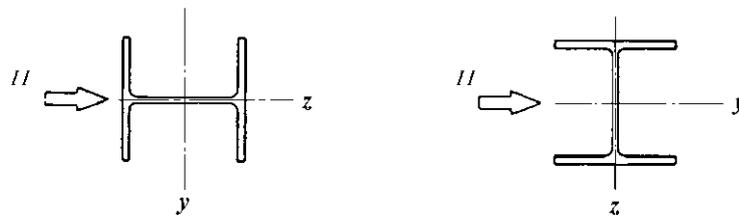
$$\{k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0\} \dots \dots \dots (2-6-13)$$

$$\{k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0\}$$

- α : 表 2-4-7 に示す係数
- E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \dots \dots \dots (2-6-14)$$

このとき用いる杭の断面二次モーメントは図 2-6-9 のように、フランジに直角に水平荷重が作用する場合は強軸方向の断面二次モーメント (I_y) を、ウェブに直角に作用する場合は弱軸方向の断面二次モーメント (I_z) を用いることに注意しなければならない。



(a) フランジに直角に荷重が作用する場合 (b) ウェブに直角に荷重が作用する場合

図 2-6-9 H形鋼杭と荷重方向

やむを得ず綾構を設けない場合は、杭頭の回転を拘束されない杭とし式 (2-6-15) により杭に発生する曲げモーメントを求めるとともに、式 (2-6-16) により杭頭の変位を求め、栈橋の変位についての検討も行う必要がある。

$$M_m = \frac{H_0}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2\beta h}\right)\right) \dots \dots (2-6-15)$$

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3 E I \beta^3} H_0 \dots \dots \dots (2-6-16)$$

表 2-6-4 E₀とα

次の試験方法による変形係数E ₀ kN/m ²	α
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値より E ₀ =2800Nで求めた変形係数	1

2) 有限長弾性体脚柱の解法……支持層が浅い等の条件により根入れが有限長の領域

($\frac{2}{\beta} \leq l < \frac{3}{\beta}$) にある場合には有限長くいととしての解析を行うものとする。

ただし、半無限長のくいととしての計算結果に表 2-4-8 の割増し係数を乗ずる簡易法を用いてよい。

表 2-6-5 割増し率

根入長	くいと頭部自由		くいと頭部固定	
	曲げモーメント M	変位量 Δ	曲げモーメント M	変位量 Δ
$\frac{2}{\beta} \leq l < \frac{3}{\beta}$	1.0	1.25	1.10	1.20

3) 剛体脚柱の解法……脚柱の根入長が $l < 2\beta$ の場合には慣用法である Chang の式は適用できない。したがって、図 2-6-10、2-6-11 に示す構造系によって設計することが望ましい。

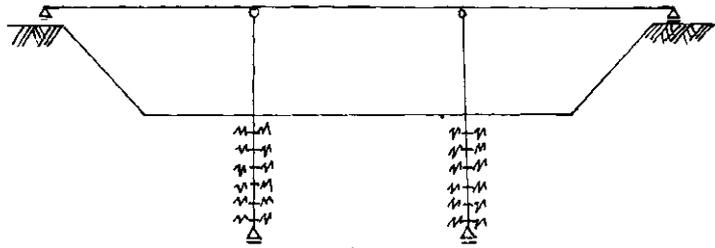


図 2-6-10 橋軸方向

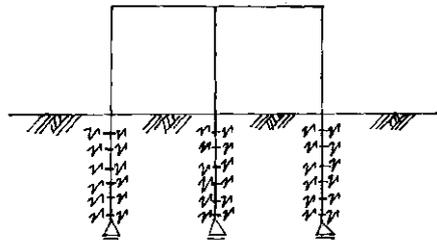


図 2-6-11 橋軸直角方向

(3) 部材断面の設計

仮橋に用いる支持ぐいは、鉛直荷重による軸力と水平荷重によるモーメントが同時に作用する部材として、「第 1 節 7-2 軸方向圧縮と曲げモーメントを同時に受ける部材」により設計する。

(解説)

このときの座屈長は、一般に橋軸直角方向が弱軸となるため、図 2-6-12 の l_1 、 l_2 のうちの大きい値とするが、栈橋高さが高い場合、橋軸方向の座屈が卓越することがある。このような場合は座屈長を $l_1 + l_2$ として橋軸方向（杭全体）の座屈に対する照査も必要となる。

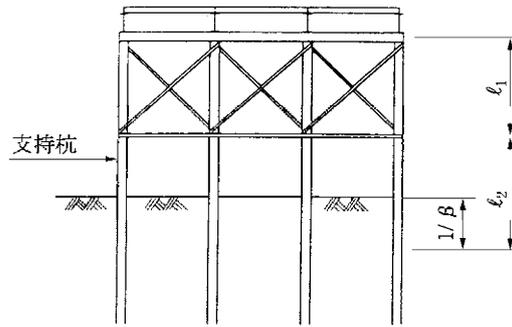


図 2-6-12 支持ぐいの座屈長

16. 橋台の設計

橋台の設計については、現地の地形、地質環境の条件に適応した構造を選択することが望ましい。

第7節 支保工（参考）

1. 定義

支保工とは、スラブや橋げた等のコンクリート構造物を、空中に施工する場合に型枠を支持する仮設構造物である。

2. 設計のための事前調査

「第1節 2. 山留め工法の選択」によるものとする。

3. 荷重

3-1 荷重の種類

支保工の設計にあたっては以下の荷重を考慮する。

- (1) 死荷重
- (2) 活荷重（施工時の作業員、機材、衝撃等）
- (3) 水平荷重

3-2 死荷重

死荷重としては次のものを考える。

- | | | |
|--------------|----------|-----------------------|
| (1) 型枠重量 | | 0.60kN/m ³ |
| (2) コンクリート重量 | 無筋コンクリート | 23.0kN/m ³ |
| | 鉄筋コンクリート | 24.5kN/m ³ |
| (3) 支保工重量 | | |

(解説)

(1)について

型枠重量として、鋼製型枠及び鋼製バタを考えた。

メタルフォーム	1 m ²	0.368kN
バタ角	7.5cm×7.5cm	0.128kN
歩板等		0.094kN
計		0.590kN/m ² ≒0.60kN/m ²

(3)について

支保工重量は、使用部材に応じて算出する。

3-3 活荷重

活荷重として 3.0kN/m²を考慮する。

(解説)

活荷重には、

- ・作業員 ・コンクリート運搬の作業車 ・仮設作業用通路、振動機等の機材器具
- ・部分的に堆積したコンクリート毎の重量 ・コンクリート打設時の衝撃等を含む。

この活荷重の大きさについては、

- ・労働安全衛生規則第 240 条 1.5kN/m²
- ・コンクリート標準示方書 2.5kN/m²

となっており、ここでは、余裕を見込んで 3.0kN/m²とした。

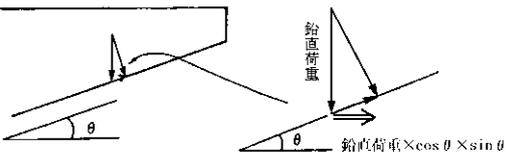
3-4 水平荷重

一般に、地震や台風による水平荷重は施工時に発生する確率が小さいため考慮しないが、風荷重に対応するため鉛直荷重に一定の比率を乗じた荷重を水平荷重として設定する。

(解説)

支保工に作用する水平荷重は、表 2-7-1 のとおりである。

表 2-7-1 支保工に作用する水平荷重

	水平荷重	例
建枠以外のものを支柱として用いる場合	鉛直荷重の 5% (安衛則 第 240 条)	パイプサポート 単管支柱、組立支柱、支保梁
建枠を支柱として用いる場合	鉛直荷重の 2.5% (安衛則 第 240 条)	枠組支柱
型枠面が傾斜している場合	鉛直荷重×cosθ sinθ 	

なお、水平荷重があまり大きくなければ、水平荷重によって生じる主材（鉛直荷重を支持する支柱、はり等）の応力は小さくなるので、これを鉛直荷重による主材応力に加算する必要はなく、結果的に水平荷重は副材（水平継ぎ、筋かい等）の検討にのみ用いることとなる。

4. 使用材料

支保工に使用する材料は、形鋼やH形鋼等の1次製品および数種の部材を組立加工した2次製品の他に補助材として木材が使用される。

(解 説)

支保工に使用する鋼材は、一般構造用炭素鋼鋼管、一般構造用圧延鋼材、溶接構造用圧延鋼材等を使用し、木材としては角材等が使用される。

なお、材料の選定にあたっては、使用する製品の特徴、寸法、許容応力度、適用限界等を把握し、適切に選定する必要がある。

支保工に使用する鋼材は、素材または加工品として使用され、主な材料は次のとおりである。

- ・単管パイプ
- ・パイプサポート
- ・枠組支柱（建枠支柱）
- ・三角枠組式支保工
- ・組立支柱（四角支柱、ペコサポート）
- ・支保工はり部材（I形鋼、H形鋼、ペコビーム、ペコガーダー）

5. 支保工の種類

5-1 分類

支保工は、構造形式および使用材料の組合せ等により、図2-7-1に示すように分類される。

(解 説)

支保工の分類は、既往の文献を参考に、構造形式により支柱式、梁式及び張出し式の3タイプに大別し、さらに部材形式及び材料によって区分したものである。梁式支保工には既設構造物によって支持する場合と、梁材を支柱式支保工で支持する場合があるが、後者は、支柱式支保工と梁式支保工の組合せと考えられることから、図2-7-1の分類では省略した。

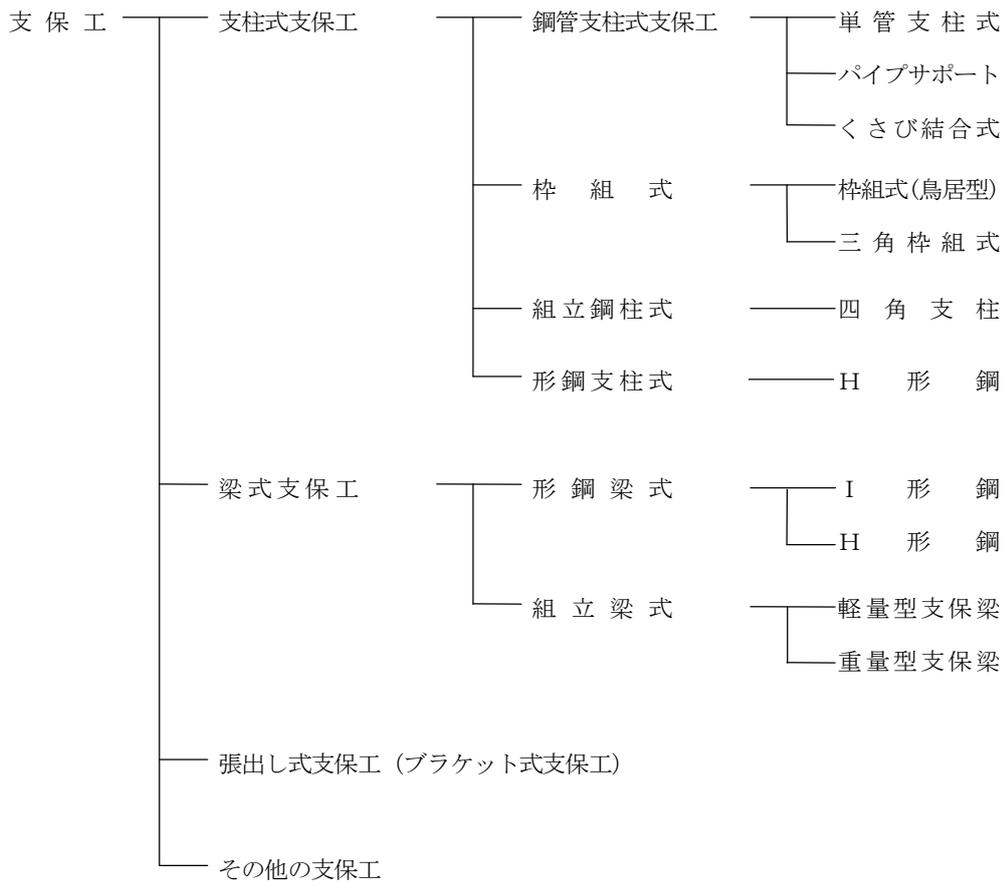


図2-7-1 支保工の分類

また、支保工には、大型移動支保工法、場所打片持架設工法及び押出し工法等により架設されているものがある。

5-2 支保工の選定

支保工の形式選定にあたっては、目的物の高さや規模、障害物の有無、地盤条件等の現場条件、安全性、経済性を考慮して適切な形式とすることが望ましい。

(解説)

各形式の支保工の適用条件（支持基礎、支持荷重）をまとめると表2-7-2に示すとおりである。

なお、同形式の支保工であっても製品によって許容支持力、適用限界等が異なるため、形式選定においては、使用条件、仕様等を確認する必要がある。

表2-7-2 各形式の支保工の適用条件

形式	種別	細別	支持基礎		支持荷重	
			直接支持	間接支持	支点M小	支点M大
支柱式 支保工	鋼管支柱式支保工	単管支柱式	○	○	○	
		パイプサポート	○	○	○	
		くさび結合式	○			○
	枠組式支保工	枠組支柱式	○	○	○	○
		三角枠組式	○	○		○
	組立鋼柱式	四角支柱式	○			○
	形鋼支柱式	H形鋼支柱式	○			○
梁式 支保工	形鋼梁式	—	○	○		○
	組立梁式	軽量型支保梁式		○		○
		重量型支保梁式		○		○
張出し式	張出し式支保工 (ブラケット式支保工)	—		○	○	○

(注) M：モーメントの略

[備考]

- ・直接支持とは、支保工を地盤やコンクリート基盤上に設置する場合をいう。
- ・間接支持とは、例えば枠組支保工の上に鋼管支保工を設置するように、他の支持工等の上に設置する場合をいう。
- ・支点のモーメントの大小については、定量的なものはないが、目安として支点間のスパンが支保工の規格から比較的短いものが支点モーメントが小さく、スパンが長くできるものが支点モーメントが大きい。

6. 許容応力度

支保工に使用する材料の選定にあたっては、許容応力度を十分検討しなければならない。また、材料の多くは転用されることから、損傷等に特に注意しなければならない。

(解説)

支保工に使用する材料の許容応力度は、仮設材であり許容応力度の割増しを考えると自体には問題はないが、転用材を使用する場合には材料の状態を確認のうえ設計しなければならない。支保工は組立てから解体までに生じる全ての荷重を確実に支持し、打設されたコンクリートが所定の強度に達するまで有害な応力を生じさせてはならない。

(1) 木 材

木材を支保工に使用する場合は、同種の材料であっても強度のバラツキが大きく、使用材料の選定にあたっては、材料の損傷等を点検するとともに、水分を多く含んでいる材料を使用してはならない。木材の許容応力度は、「労働安全衛生規則（第 241 条）」に表 2-7-3 のように規定されている。また木材の繊維直角方向の強度は、繊維方向の値の 1/4~1/6 であるので、継目構造を使用（繊維方向に直角に荷重が作用する）する場合には十分注意しなければならない。

表 2-7-3 支保工用木材の許容応力度(N/mm²)

木材の種類		繊維方向			繊維直角方向※	
		曲げ	圧縮	せん断	圧縮	せん断
針葉樹	赤松、黒松、唐松、ひば、桧、栂、米松、べいひ	13.2	11.8	1.03	2.45	1.52
	杉、樅、えぞ松、とど松、米杉、米栂	10.3	8.8	0.74	1.96	1.08
広葉樹	かし	19.1	13.2	2.1	4.41	3.14
	くり、なら、ぶな、けやき	14.7	10.3	1.5	3.43	2.26

※参考値

(2) 鋼 材

支保工に使用する鋼材の許容応力度は、施工精度、転用性等を考慮して、新品の材料の場合と同程度の性能を有することが必要である。「労働安全衛生規則（第 291 条）」において規定されている許容応力度の考え方に沿って、鋼種ごとに整理すると表 2-7-4 に示すとおりである。

表 2-7-4 支保工鋼材（生材）許容応力度試算値

鋼種	降伏点			降伏強さ	引張強さ	3/4 引張強さ	許容曲げ応力度 及び 許容圧縮応力度	許容せん断 応力度
	N/mm ²			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
SS 400	a 245	b 235	c 215	a 245 b 235 c 215	400~510	300	a 163 b 157 c 143	a 93 b 89 c 82
SS 490	285	275	255	295	490~610	368	197	112
SM 400	a 245	b 235	c 215	a 245 b 235 c 215	400~510	300	a 163 b 157 c 143	a 93 b 89 c 82
SM 490	a 325	b 315	c 295	a 325 b 315 c 295	490~610	368	a 217 b 210 c 197	a 124 b 120 c 112
STK 290	-			-	290	218	-	-
STK 400	235			235	400	300	157	89
STK 490	315			315	490	368	210	120
STK 500	355			355	500	375	237	135

(注) 厚、径 t (mm) とすると、a : t ≤ 16、b : 16 < t ≤ 40、c : 40 < t ≤ 100

- 鋼材の許容曲げ引張応力度および許容圧縮応力度の値は、当該鋼材の「降伏強さの値」または「引張強さの値の 3/4 の値」のいずれか小さい値の 2/3 の値以下とすること（安衛則 第 241 号）。
- 鋼材の許容せん断応力度の値は、当該鋼材の「降伏強さの値」または「引張強さの値の 3/4 の値」のうちいずれか小さい値の 38/100 の値以下とすること（安衛則 第 241 号）。
- 鋼材を支柱として使用する場合の許容座屈応力度及び座屈長さは、表 2-7-5、表 2-7-6 のように規定されている。

表 2-7-5 支保工用鋼材の許容座屈応力度

$\frac{\ell}{i} \leq \Lambda$	$\sigma_c = \frac{1 - 0.4 \left(\frac{\ell}{i} / \Lambda \right)^2}{\nu} F$
$\frac{\ell}{i} > \Lambda$	$\sigma_c = \frac{0.29}{\left(\frac{\ell}{i} / \Lambda \right)^2} F$

ここに、 ℓ : 支柱の長さ（支柱が水平方向の変位を拘束されている時は拘束点間の長さのうち最大の長さ）（単位：cm）

i : 支柱の最小断面 2 次半径（単位：cm）

Λ : 限界細長比 = $\sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$

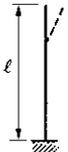
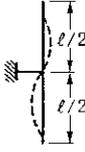
（E : 鋼材のヤング係数 N/mm²）

σ_c : 許容座屈応力度（N/mm²）

ν : 安全率 = $1.5 + 0.57 \left(\frac{\ell}{i} / \Lambda \right)^2$

F : 鋼材の降伏強さの値または限界強さの値の 3/4 のうちいずれか小さい値（N/mm²）

表 2-7-6 座屈長さ (l)

部材の支持状態	一端自由 他端固定	両端ピン	一端ピン 他端固定	両端固定	両端ピン 中間支持	両端固定 中間支持
						
l	$2l$	l	$0.71l$	$0.5l$	$0.5l$	$0.35l$

許容曲げ圧縮応力度に対しては、道路橋示方書では、圧縮縁における横倒れ座屈を考慮し、許容応力度の低減を行っているため、支保工梁として使用する場合は、スパンが長くフランジ幅の小さい形鋼等を使用する場合には、道路橋示方書の値が小さくなることもあり、この場合には小さい方の値を採用する必要がある。

足場、型枠支保工等を構成している仮設機材は、長期間繰り返し使用されるうちに、その強度はかなり低下することから、倒壊等の重大な事故につながる懸念される。

これを防止するために労働省では、経年仮設機材の管理指針を作成しているため、転用材の使用にあたってはこれを参照することが必要である。

(3) コンクリート

支保工でコンクリートを使用する場合や既設のコンクリート構造物等を使用する場合の許容応力度は道路橋示方書を参照し、長期荷重に対する許容応力度を 1.5 倍した値を標準値とする。

(4) 支保工部材

① 四角支柱

四角支柱の許容支持力は、(社)仮設工業会の鉛直載荷試験結果を参考とすれば、200 kN 程度を目安として設定することが考えられる。

② ペコサポート

ペコサポートの許容支持力は、上記と同様に 160 kN 程度を目安として設定することが考えられる。

③ 支保梁

a. 軽量型支保梁

ペコビームは、外ビームと内ビームから構成され、しかも結合はくさびによるため、許容曲げモーメントを計算で算出することは難しく、実験からたわみ量と破壊荷重を求め、その値から 2.0 程度の安全率を考慮し、許容曲げモーメントを定めている。

ペコビームの許容曲げモーメントは 14 kN・m、許容せん断力は 25 kN である。

b. 重量型支保梁 (ペコガーダー, ミドルガーダー)

各部材の組合せにより構成されるガーダーは、各種組合せタイプにより許容耐力が異なる。つめ部の許容せん断力は、ミドルガーダーでは各タイプとも 50 kN であり、ペコガーダーは各種タイプとも 150 kN である。

許容曲げモーメントは、ミドルガーダーでは A タイプを除いて 50 kN・m であるが、ペコガーダーでは 150~600 kN・m となり、各部材の組合せとスパンによって異なる。

各種タイプに対する許容荷重許容曲げモーメントを表2-7-7及び表2-7-8に示す。また、最大曲げモーメントとたわみの関係を図2-7-11に示す。なお、ミドルガーダーのタイプ別組立例は図2-7-10に示すとおりである。

表2-7-7 ミドルガーダーの許容荷重

型 耐力 スパン別 [m]	Aタイプ		Bタイプ		Cタイプ		Dタイプ		Eタイプ	
	許容荷重	許容曲げ モーメント								
	kN/m	kN・m								
2.30 ~ 2.80	35.7	35.0								
4.50 ~ 5.50			13.2	50.0						
5.50 ~ 6.50					9.5	50.0				
6.50 ~ 7.50							7.1	50.0		
7.50 ~ 8.50									5.5	50.0

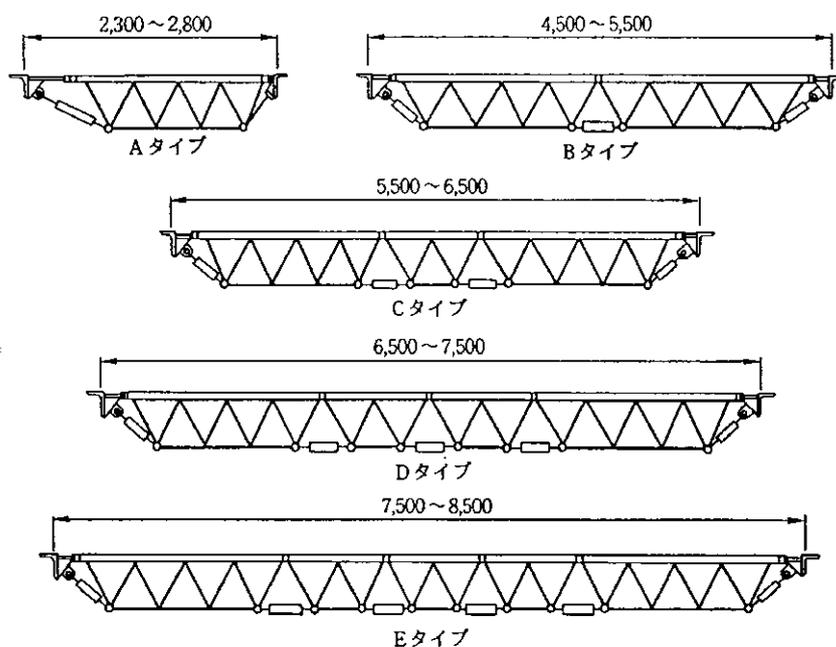


図2-7-10 ミドルガーダーのタイプ別組立例

表2-7-8 ペコガードの許容荷重

型 耐力 スパン別(m)	Aタイプ		Bタイプ		Cタイプ		Dタイプ		Eタイプ		Fタイプ		Gタイプ	
	許容荷重 kN/m	許容曲げ モーメント kN・m												
4.95~5.75	36.3	150												
5.70~6.50	28.4	150												
6.45~7.25	22.8	150												
7.20~8.00	18.7	150			35.6	289								
7.95~8.75	15.7	150			33.0	322								
8.70~9.50	13.3	150	31.1	356	31.0	349								
9.45~10.25	11.4	150	25.6	337	27.4	358								
10.20~11.00	9.9	150	24.8	376	25.8	390								
10.95~11.75	8.7	150	19.6	339	21.2	366			25.5	440				
11.70~12.50	7.7	150	18.5	362	20.0	390			24.0	468				
12.45~13.25			15.6	342	17.1	374	20.3	445	22.6	497				
13.20~14.00			14.8	362	16.2	397	18.2	446	20.9	511				
13.95~14.75			12.8	348	13.8	376	16.7	455	19.2	521				
14.70~15.50			12.1	364	13.3	399	14.6	438	17.8	534				
15.45~16.25							13.9	459	15.7	517				
16.20~17.00							12.5	452	15.0	542	15.1	544		
16.95~17.75							11.5	457	13.3	524	13.5	533		
17.70~18.50							10.7	488	12.4	506	12.5	535		
18.45~19.25							10.2	473	11.6	534	11.7	542		
19.20~20.00							9.2	459	10.4	520	10.8	540		
19.95~20.75							8.4	452	10.0	539	10.1	521	11.1	596
20.70~21.50							7.7	445	9.3	537	9.4	543	10.2	591
21.45~22.25							7.0	433	8.4	520	8.8	546	9.7	602
22.20~23.00											8.2	541	8.9	587
22.95~23.75											7.7	544	8.4	593
23.70~24.50											7.2	539	7.9	594
24.45~25.25											6.8	544	7.5	600
25.20~26.00											6.4	541	7.1	600

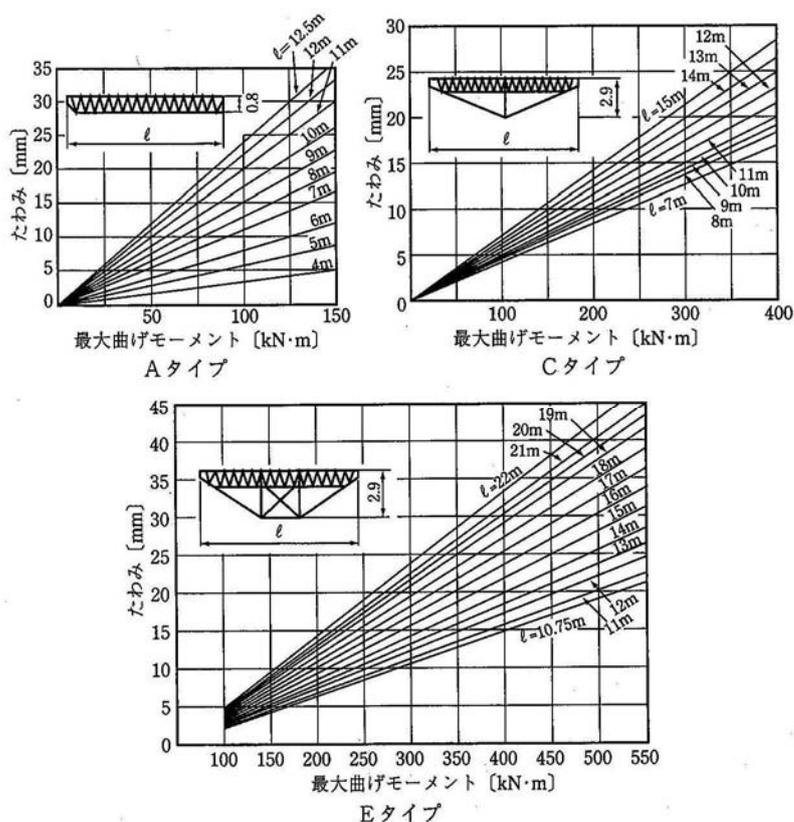


図2-7-11 タイプ別たわみ最大モーメント図の例

7. 三角トラス設計基本事項

7-1 横桁の設計

主桁間を支点とする単純ばりとして計算する。

7-2 主桁の設計

横桁からの反力を受け、ジャッキ受けを支点とする単純張出ばりとして設計する。

7-3 ジャッキ受け桁の設計

桁受けの設計は、ジャッキ受けからの反力を荷重として受け、鉛直材又は斜材を支点とする単純ばりとして設計する。

7-4 方杖材の設計

桁受けの斜材点の反力を P とすると、 $P/\sin\theta$ の力に対する軸方向圧縮部材として設計する。

7-5 垂直材の設計

全荷重を受ける圧縮部材として設計し、この反力を脚柱又は地盤に伝えることができるような構造にする。

第8節 水替工（参考）

1. 設計のための事前調査

水替工の設計には、予め下記の事項について調査を行うことが一般的である。

- (1) 土質調査
- (2) 地下水調査
- (3) 地下埋設物調査
- (4) 近接構造物調査
- (5) 施工条件調査
- (6) 降雨量調査

その他排水に関連する事項全般にわたって総合的に行うことが望ましい。

(解 説)

1) 排水溝

掘削工事を行う場合において、掘削が予定の深さまで進んだときは、ただちに掘削箇所内に排水溝を設けなければならない。

2) 排水の処理

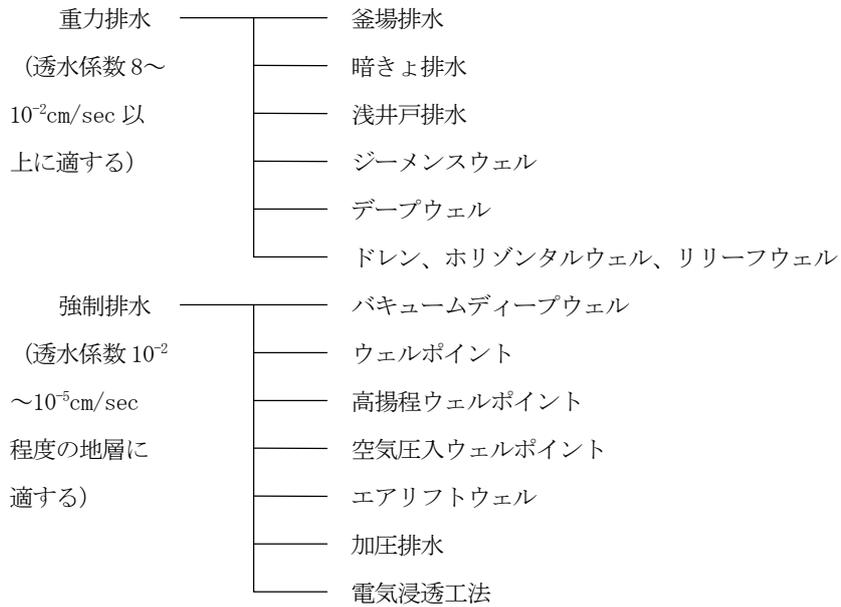
掘削箇所内で排水する場合においては、最寄りの下水施設、河川等へその管理者の許可を得て沈砂、ろ過施設等を経て放流し、路面その他に放流してはならない。

3) 湧水、漏水

掘削箇所内に多量の湧水又は漏水がある場合においては、その箇所にグラウト工、薬品注入工等を行い、土砂の流出、地盤のゆるみ等を防止しなければならない。

2. 水替工法の種類

水替工法を形式分類すると下記の如くとなる。



(解説)

1) 各工法のうち

- ・暗渠排水工法
- ・電気浸透工法

は特殊な場合にしか用いられないので、一般的な工法として考える必要はない。

2) 代表的な工法（釜場排水、ディープウエル排水、ウェルポイント）の概念図を、図2-8-1～図2-8-3に示す。

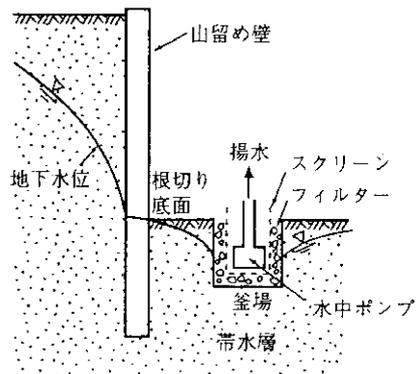


図2-8-1 ポンプ排水工法の概念図

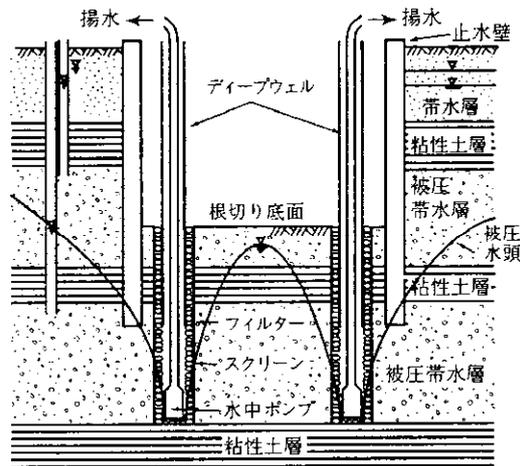


図2-8-2 ディープウェル排水工法の概念図

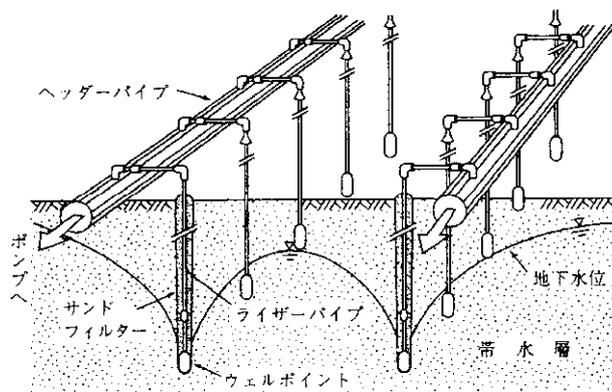


図2-8-3 ウェルポイント排水工法の概念図

3. 排水工法の選定

工法の選定にあたっては、

- (1) 地盤の透水性
- (2) 帯水層の分布
- (3) 工事の規模

等の諸条件に適応するかどうかという判断から決定しなければならない。

(解説)

土性とそれに適した水替工法との相関を必ずしも一義的に論ずることはできないが、目安として表2-8-1及び図2-8-4を用いるとよい。

表2-8-1 土性と水替工法の関係

土質	透水係数 (cm/s)	水中ポンプ	ディープウェル	ウェルポイント
砂利、砂の多い層	10^{-1} 以上	適	適	
粘土及びシルト性砂層	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	やや適	やや適	適
砂質粘土層	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	不適	不適	適
シルト質粘土層	$10^{-5} \sim 10^{-7}$			やや適

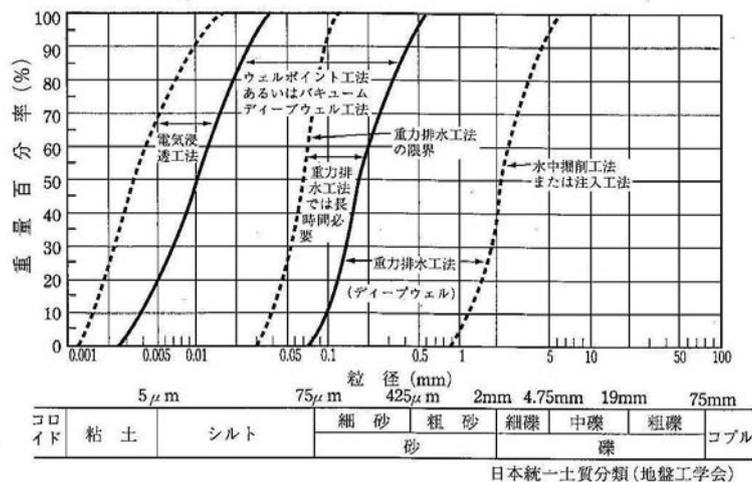


図 2-8-4 粒度と排水の方法

4. 排水量

4-1 排水量の算定

排水量算定の目的は、現場の必要空間を保持することにあるが、算定に重要な影響を及ぼす透水係数は、その構成要素が非常に複雑であるので、実験に基づいて慎重に検討することが望ましい。

(解説)

大規模工事または重要な工事については、試験井と、これと異なった距離で2本以上の観測井を設け、揚水試験を行うことが望ましい。

小規模においても、ボーリング孔を利用し透水係数を実測することが望ましいが、止むを得ない事由により実測できない場合は、下記の方法を用いてもよい。

4-2 透水係数の推定

透水係数の概略値は下記の通りである。

表 2-8-2

D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D ₂₀ (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.00 × 10 ⁻⁶	粗粒粘土	0.12	2.60 × 10 ⁻³	細粒砂
0.01	1.05 × 10 ⁻⁵	細粒シルト	0.14	3.80 × 10 ⁻³	
0.02	4.00 × 10 ⁻⁵	粗砂シルト	0.16	5.10 × 10 ⁻³	
0.03	8.50 × 10 ⁻⁵		0.18	6.85 × 10 ⁻³	
0.04	1.75 × 10 ⁻⁴		0.20	8.90 × 10 ⁻³	
0.05	2.80 × 10 ⁻⁴		0.25	1.40 × 10 ⁻²	
0.06	4.60 × 10 ⁻⁴	極微粒砂	0.30	2.20 × 10 ⁻²	中粒砂
0.07	6.50 × 10 ⁻⁴		0.35	3.20 × 10 ⁻²	
0.08	9.00 × 10 ⁻⁴		0.40	4.50 × 10 ⁻²	
0.09	1.40 × 10 ⁻³		0.45	5.80 × 10 ⁻²	粗粒砂
0.10	1.75 × 10 ⁻³		0.50	7.50 × 10 ⁻²	
			0.60	1.10 × 10 ⁻¹	
		0.70	1.60 × 10 ⁻¹	粗粒砂	
		0.80	2.15 × 10 ⁻¹		
		0.90	2.80 × 10 ⁻¹		
		1.00	3.60 × 10 ⁻¹	粗粒砂	
		2.00	1.80		細レキ

k : 透水係数 (cm/sec)

D₂₀ : 通過重量百分率 20% に相等する粒径 (mm) 表はクレイガー (Creager) による

ものである。

4-3 排水量の算定方法

排水量の算定方法は次のように分類できる。

- (1) 数式解法
- (2) 図式解法
- (3) その他

(解説)

1) 数式解法は施工条件により次のように分類できる。

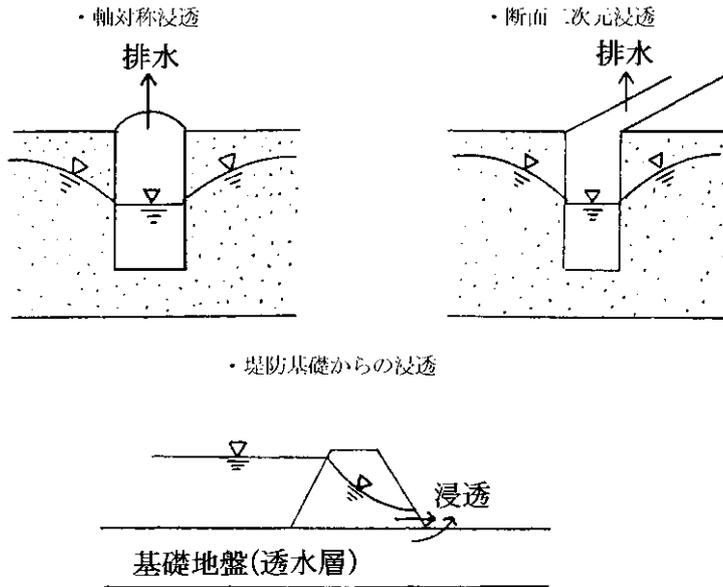


図2-8-5

- 2) 図式解法はフローネット解法とも呼ばれるもので、境界条件による適用範囲の制限はなく、汎用性のある解法である。
- 3) その他の方法としては、実験的解法や数値解析法がある。

4-4 数式解法による算定

(1) 軸対象浸透における排水量

(a) 不圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)}$$

Q : 排水量 (m³/sec) A : 掘削面積 (m²) k : 透水係数 (m/sec)
 r₀ : 仮想井戸半径 (m) h₀ : 内水位 (m) R : 影響半径 (m)
 $= \sqrt{A / \pi}$ H : 初期地下水位 (m) $\approx 3,000 \times (H - h_0) \sqrt{k}$

出典 : [(a) (i)]
 根切り工事と地下水-調査・
 設計から施工まで (H3.1)
 P. 114

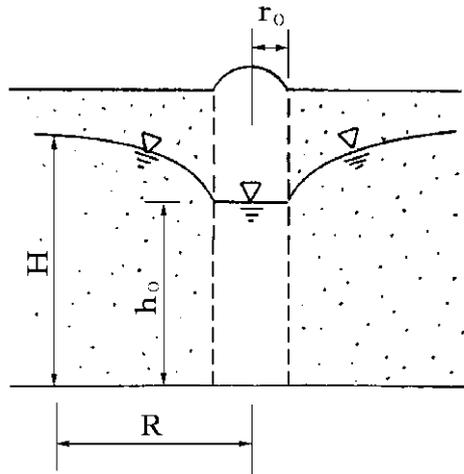


図2-8-6

(㊦) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} (R/r_0)} \sqrt{\frac{t + 0.5 r_0}{h_0}} \sqrt[4]{\frac{2 h_0 - t}{h_0}}$$

ここに、 Q : 排水量 (m^3/sec) k : 透水係数 (m/sec)
 r_0 : 仮想井戸半径 (m) H : 初期地下水位 (m)
 h_0 : 内水位 (m) R : 影響半径 (m)
 t : 内水位以深の井戸の長さ (m)

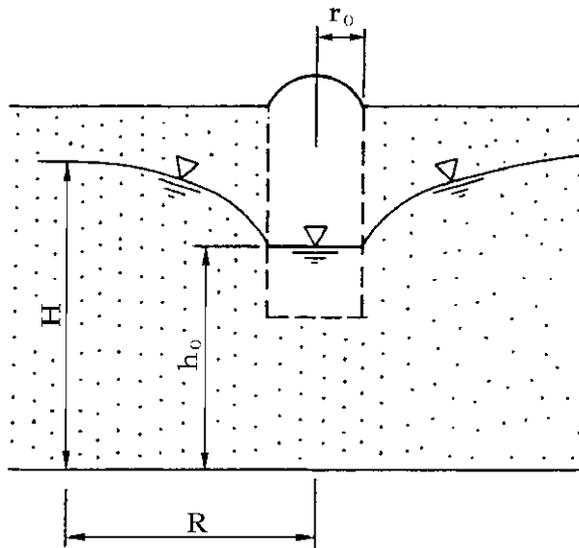


図2-8-7

ただし、井底からのみ排水する場合は、次式により算出する。

$$Q = 4 k r_0 (H - h_0)$$

出典：[(a) (㊦)]
土木工事仮設計画ガイドブック
(II) (H9.9) P. 172

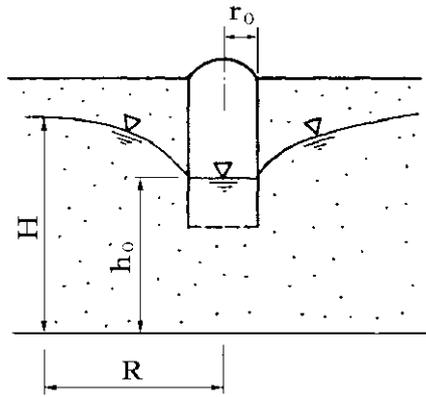


図2-8-8

(b) 被圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{2\pi k d (H - h_0)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)}$$

ここに、

Q : 排水量 (m³/sec)

k : 透水係数 (m/sec)

H : 初期地下水位 (m)

d : 透水層厚 (m)

R : 影響半径 (m)

h₀ : 内水位 (m)

r₀ : 仮想井戸半径 (m)

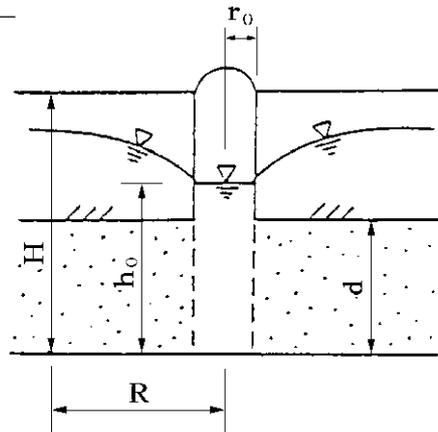


図2-8-9

(ii) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2\pi k d (H - h_0)}{2.3 \log_{10} (R / r_0)} \cdot G$$

$$\text{ここに、 } G = \frac{l}{D} \left\{ 1 + 7 \sqrt{\frac{r_0}{2l}} \cdot \cos \left(\frac{\pi l}{2D} \right) \right\}$$

出典 : [(b)(i)]

根切り工事と地下水-調査・
設計から施工まで (H3.1)
P. 114

出典 : [(b)(ii)]

根切り工事と地下水-調査・
設計から施工まで (H3.1)
P. 118~119

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- d : 透水層厚 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)
- r₀ : 仮想井戸半径 (m)
- ℓ : 井戸の透水層への貫入長 (m)

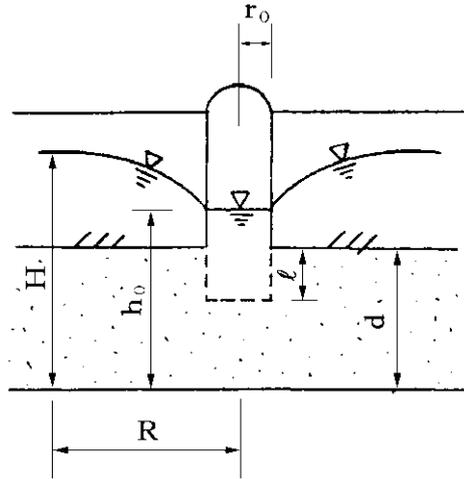


図 2-8-10

(解説)

素掘り工法の場合は、換算掘削面積 (A') を用い、同式によって排水量を算定してよい。

$$A' = a \cdot b$$

$$a = \frac{a_1 + a_2}{2}$$

$$b = \frac{b_1 + b_2}{2}$$

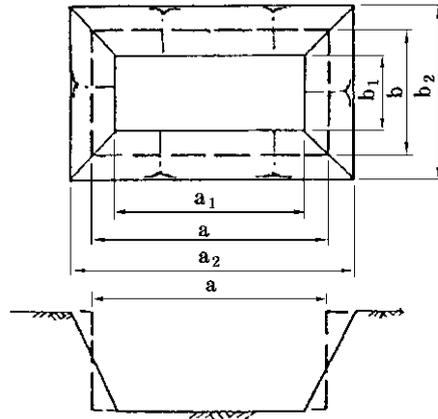


図 2-8-11

(2) 断面二次元浸透における排水量

(a) 不圧帯水層の場合

(i) 完全貫入状態

$$Q = \frac{k (H^2 - h_0^2)}{R} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)

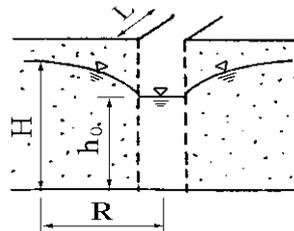


図 2-8-12

出典 : [(a) (i)]
根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1)
P. 113

ただし、不透水層が深い場合には、次式により算出してもよい。

$$Q = \frac{\pi k H}{2.3 \log_{10} (2R/r)} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- r : 溝幅の1/2 (m)
- R : 影響半径 (m)
- H : 初期地下水位と内水位の差 (m)

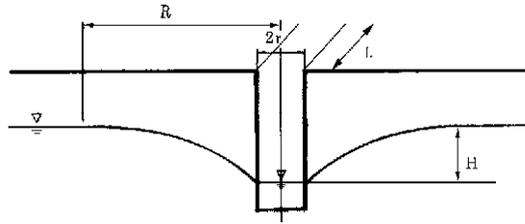


図2-8-13

(㊦) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{k (H^2 - h_0^2)}{R} \cdot L \cdot \{0.73 + 0.27 \left(\frac{H - h_0}{H} \right)\}$$

ただし、R/H > 3 の場合に適用する。

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- L : 延長 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)

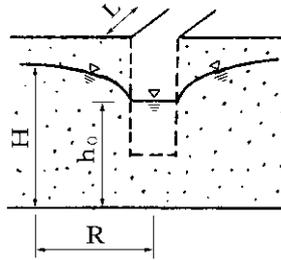


図2-8-14

(b) 被圧帯水層の場合

(㊧) 完全貫入状態

$$Q = \frac{2 k d (H - h_0)}{R} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- d : 透水層厚 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- R : 影響半径 (m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- L : 延長 (m)
- H : 初期地下水位 (m)

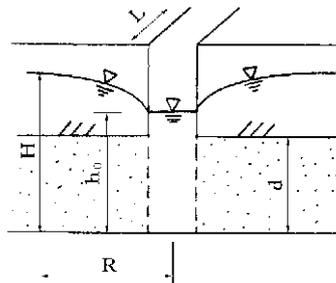


図2-8-15

出典：根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで-（地盤工学会 平成3年1月）

出典：[(a) (㊦)]

根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1) P.115

出典：[(b) (㊧)]

根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1) P.113

(二) 不完全貫入状態

$$Q = \frac{2 k d (H - h_0)}{R + \lambda d} \cdot L$$

ここに、

- Q : 排水量 (m³/sec)
- k : 透水係数 (m/sec)
- d : 透水層厚 (m)
- H : 初期地下水位 (m)
- h₀ : 内水位 (m)
- L : 延長 (m)
- l : 井戸の透水層への貫入長 (m)
- λ : l / d で決定される定数
- R : 影響半径 (m)

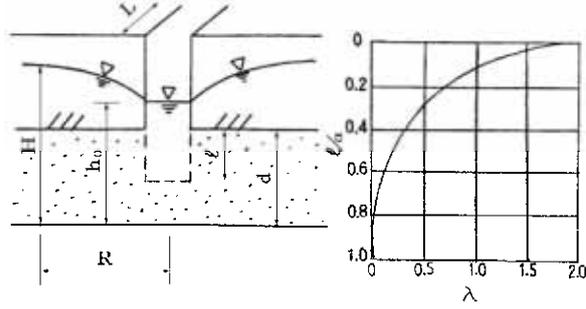


図 2-8-16

出典 : [(b) (二)]
根切り工事と地下水-調査・設計から施工まで (H3.1)
P. 115

(解説)

排水溝の片側からのみ湧水する場合は、上記の排水量の 1 / 2 倍とする。

(3) 堤防基礎の漏水の公式による排水量

(a) 土堤による締切りの場合

(i) 堤体の浸透流量

$$Q = \frac{4 k H^2}{9 L_1}$$

- Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec · m)
- k : 透水係数 (m/sec)
- H : 基礎地盤から水面までの高さ (m)

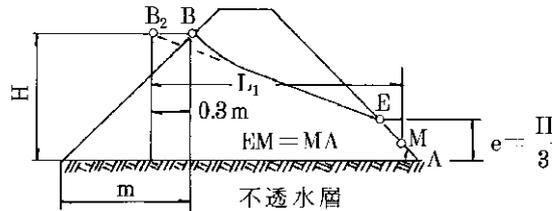


図 2-8-17

(ii) 基礎地盤の浸透流量

$$Q = \rho \cdot k \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{L_2 + 0.86 d}$$

- Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec · m)
- ρ : 堤防の断面形 d : 透水層の厚さ (m)
- k : 透水係数 (m/sec)

H : 基礎地盤から河水位までの高さ (m)

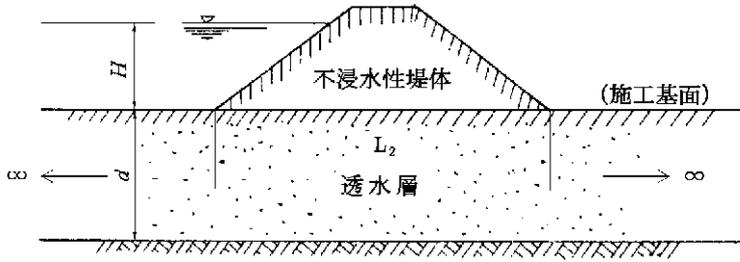


図 2-8-18

(ハ) 堤体と基礎の浸透流量

堤体にはほぼ等しい透水係数をもつ基礎がある場合には、次式によって浸透流量を略算する。

$$Q = \frac{4 k H^2}{9 L_1} + \frac{k b H \cdot d}{L_1}$$

Q : 堤防単位長あたりの浸透流量 (m³/sec・m)

k : 堤体の透水係数 (m/sec)

k b : 基礎地盤の透水係数 (m/sec)

H : 基礎地盤から水面までの高さ (m)

d : 透水層の厚さ (m)

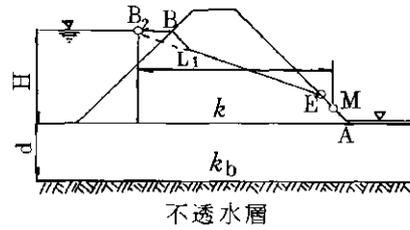


図 2-8-19

(b) 二重矢板による締切りの場合

$$Q = \rho \cdot k_f \cdot H$$

$$\rho = \frac{d}{S + \sqrt{h_1 \cdot d} + \sqrt{h_2 \cdot d}}$$

ここに、Q : 浸透流量 (m³/sec・m)

k_f : 透水係数 (m/sec)

H : 二重矢板による締切りの内側と外側の水位差 (m)

d : 矢板下端から不透水層までの長さ (m)

S : 二重矢板による締切り幅 (m)

h₁ : 河床から締切りの矢板の下端までの長さ (m)

h₂ : 二重矢板による締切りの内側の水位から矢板下端までの長さ (m)

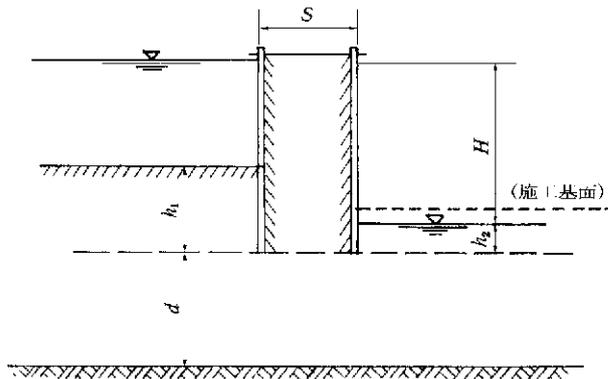
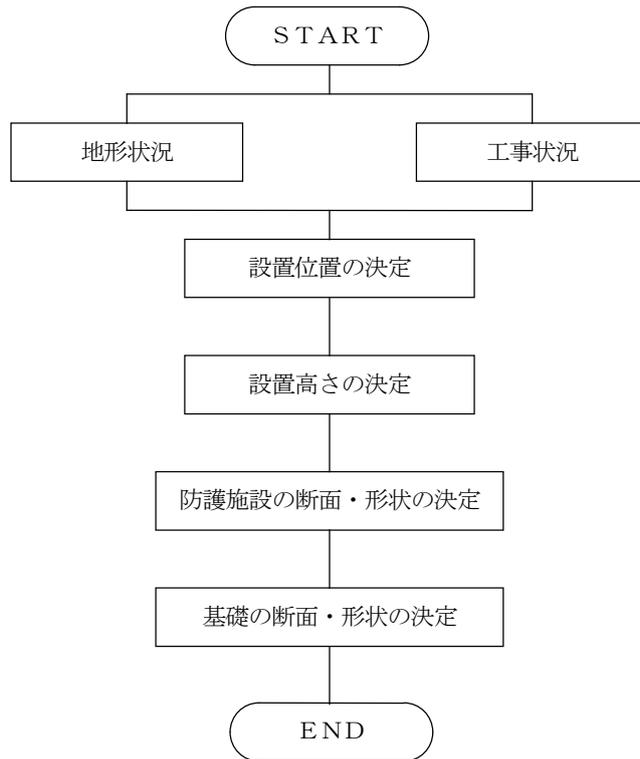


図 2-8-20

第9節 防護施設（参考）

防護施設工とは、建設工事の施工に際し、公衆及び工事関係者の身体、財産の安全を確保するために、工事中に必要な期間設置される施設である。防護施設には、発破防護施設、仮囲い、立入防護柵がある。土砂の飛散から交通及び隣接家屋等の安全を確保するために設ける仮設防護柵の構造及び配置等については、現場条件・施工方法及び設置期間等について十分検討のうえ設計するものとする。なお、落石の恐れがある場合には、「落石対策便覧」（日本道路協会）を参照の上、落石防護柵の設計を行うこととする。防護施設工の詳細については、仮設計画ガイドブック（Ⅱ）を参照のこと。



（土砂飛散防止施設の例）

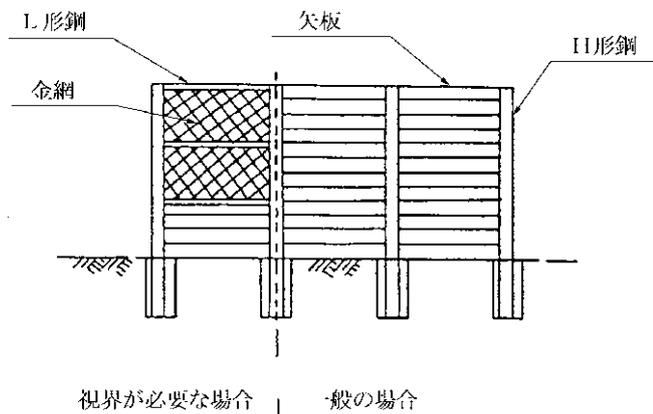


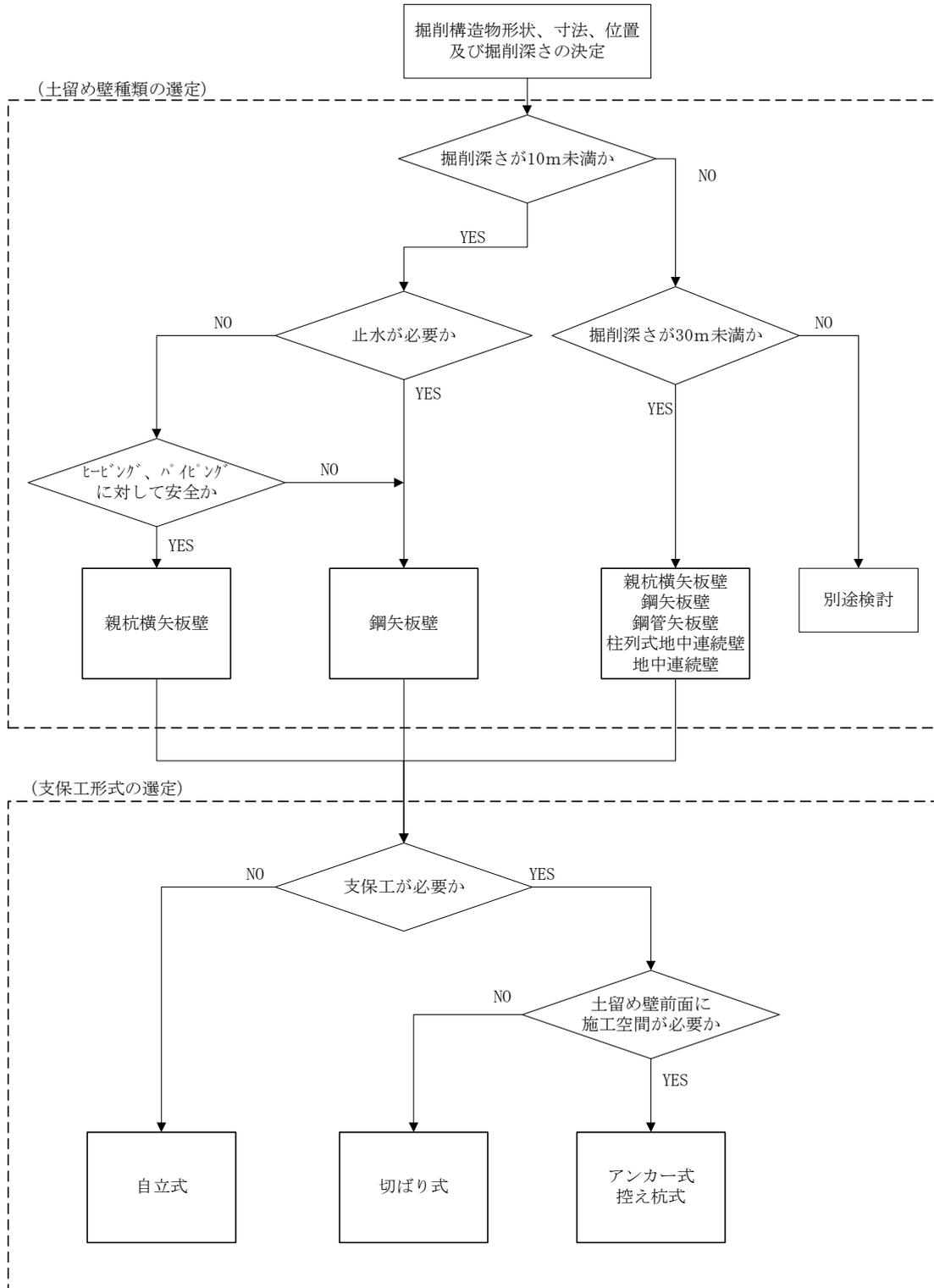
図 2-9-1 設計のフローチャートと施設の例

第 3 章 附属資料

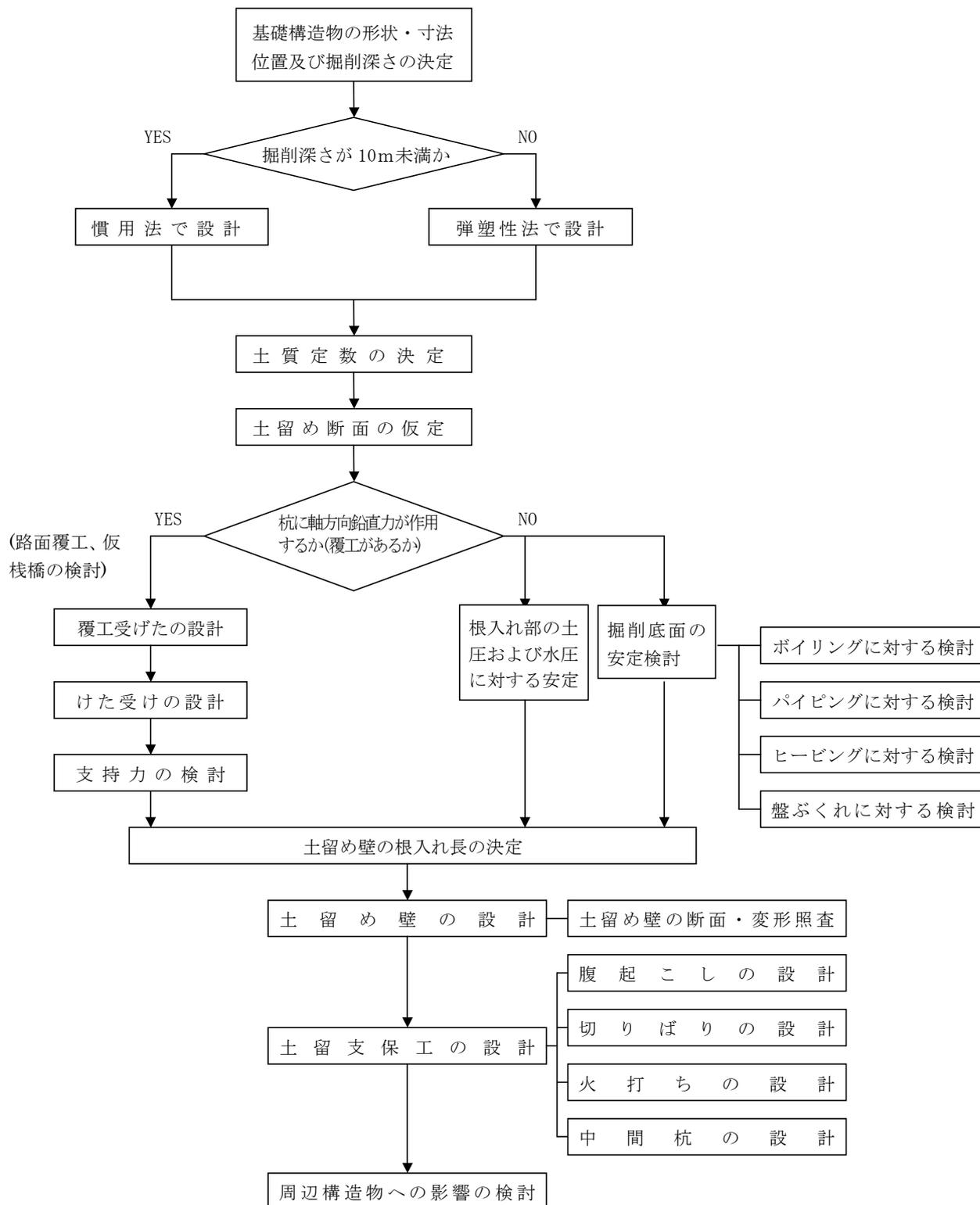
第3章 付属資料

第1節 設計計算フローチャート

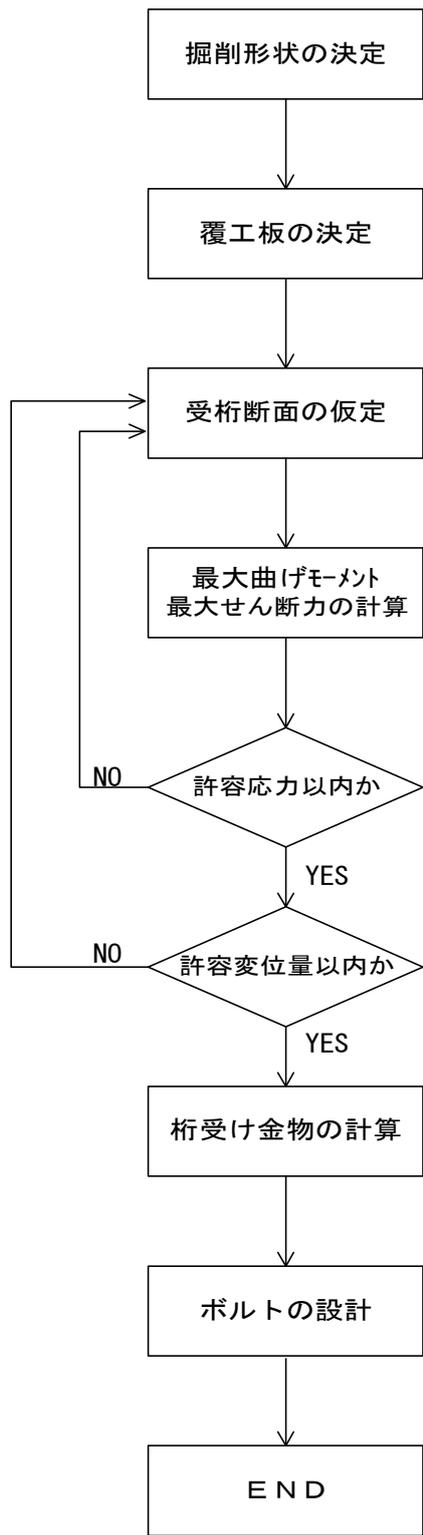
1. 土留め工法の選定フローチャート



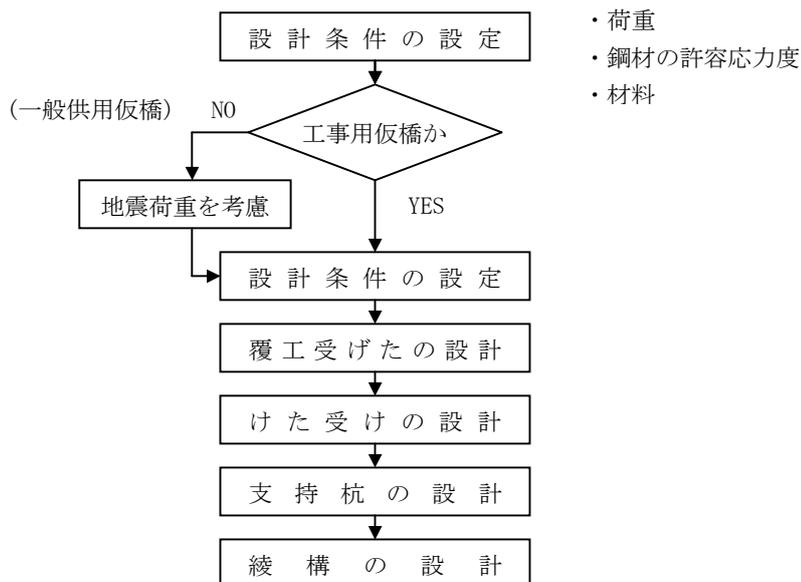
2. 土留めの設計計算フローチャート



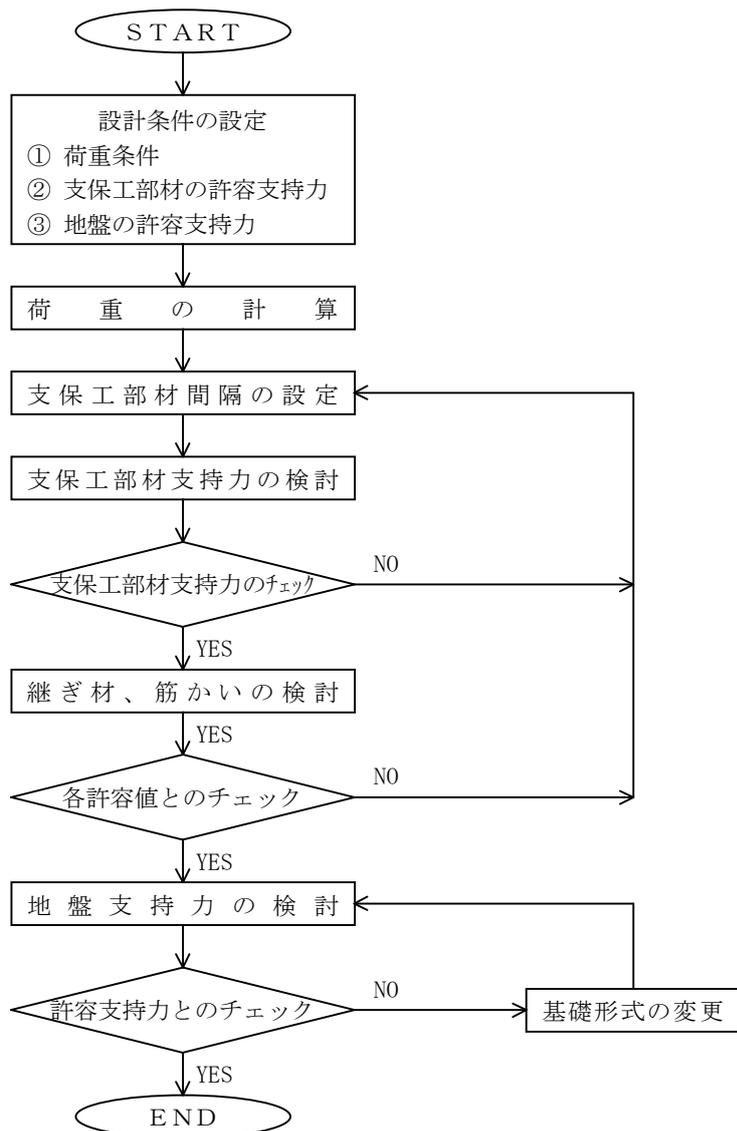
3. 路面覆工の設計計算フローチャート



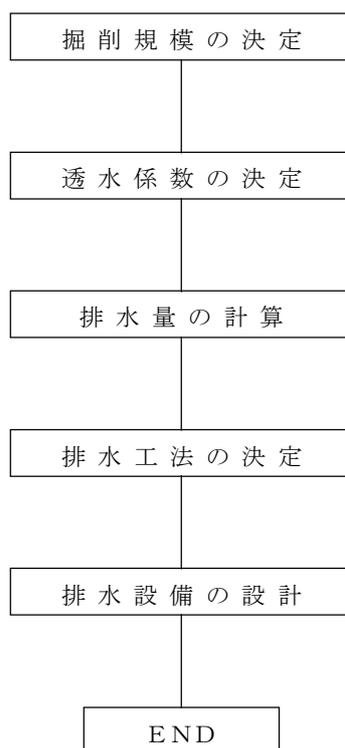
4. 仮橋の設計計算フローチャート



5. 支保工の設計計算フローチャート



6. 水替工法の設計計算フローチャート



第2節 設計計算例

1. 山留め

土質条件

深 度	土 質	土質調査結果		設計土層 区 分	土質常数	
		標準貫入値 (N) 回				一軸圧縮強度 (qu) KN/m ²
		10	20 30 40 50			
(地下水位) -2.00	砂質土			第1層 砂質土 -3.00	$\bar{N}=7 \rightarrow \phi 25^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
-3.00				第2層 砂質土 -6.00	$\bar{qu}=36\text{kN/m}^2 \rightarrow C=18\text{kN/m}^2$ $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 9\text{kN/m}^3$	
-6.00	粘性土			第3層 砂質土 -9.00	$\bar{N}=15 \rightarrow \phi 30^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
	砂質土			第4層 砂質土 -25.00	$\bar{N}=27 \rightarrow \phi 35^\circ$ $\gamma = 19\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 10\text{kN/m}^3$	
-25.00	砂質土					
	砂礫			第5層 砂 礫	$\bar{N}=50 \rightarrow \phi 42^\circ$ $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ $\gamma' = 11\text{kN/m}^3$	

1-1 親ぐい横矢板土留工

1-1-1 荷重及び断面力の計算

1) 第1次掘削時

a) 根入れ長

弾性上の半無限長の杭として根入れ長を計算する。

	層厚	\bar{N}	C kN/m ²	E _o kN/m ²	αE_o kN/m ²	K _{HO} kN/m ³	K _H kN/m ³
1	0.40	7	0	19600	19600	65333	18838
2	3.00	3	18.0	3780	3780	12600	3633
3	3.00	15	0	42000	42000	140000	40367
4	16.00	27	0	75600	75600	252000	72661

杭として、H-350×350×12×19 使用の場合

$$D = 35 \text{ cm} = 0.35 \text{ m}$$

$$E = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \approx 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$I = 39800 \text{ cm}^4 \approx 39800 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$K_{HO} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$K_H = \eta \cdot K_{HO} \cdot \left(\frac{BH}{0.3} \right)^3$$

$$\eta = B_o/B_f = 1.50/0.35 = 4.29 > 4 \quad \therefore \eta = 4$$

$$BH = 10 \text{ m}$$

杭の特性値 β

但し K_H は $1/\beta$ 区間の平均値

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4 \cdot E \cdot I}} = \sqrt[4]{4 \times \frac{6176 \times 0.35}{2.00 \times 10^8 \times 39800 \times 10^{-8}}} = 0.287 \text{ m}^{-1}$$

根入れ長

$$D = \frac{2.50}{\beta} = \frac{2.50}{0.287} = 8.71 \text{ m (GL-11.31m)}$$

b) 最大曲げモーメント

Chang の式により計算を行う。

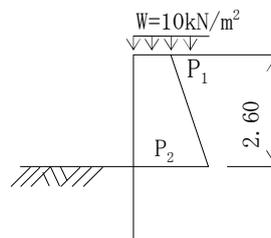
親ぐい間隔 1.50m

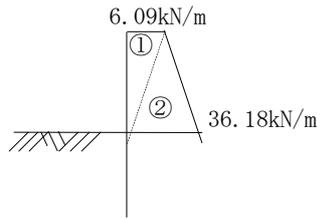
親ぐい幅 0.35m

土圧強度

$$P_1 = 10.0 \times 0.406 \times 1.50 = 6.09 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.60) \times 1.50 = 24.12 \times 1.50 = 36.18 \text{ kN/m}$$





	P (kN)	h (m)	M (kN・m)
①	$1/2 \times 6.09 \times 2.60 = 7.92$	1.73	13.70
②	$1/2 \times 36.18 \times 2.60 = 47.03$	0.867	40.78
計	54.95	(0.991)	54.48

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{P}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0)^2 + 1} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0} \right]$$

H-350×350×12×19 使用の場合

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{54.95}{2 \times 0.287} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.287 \times 0.991)^2 + 1} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.287 \times 0.991} \right] \\ &= 178.10 \times 0.567 \\ &= 100.98 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの生ずる位置

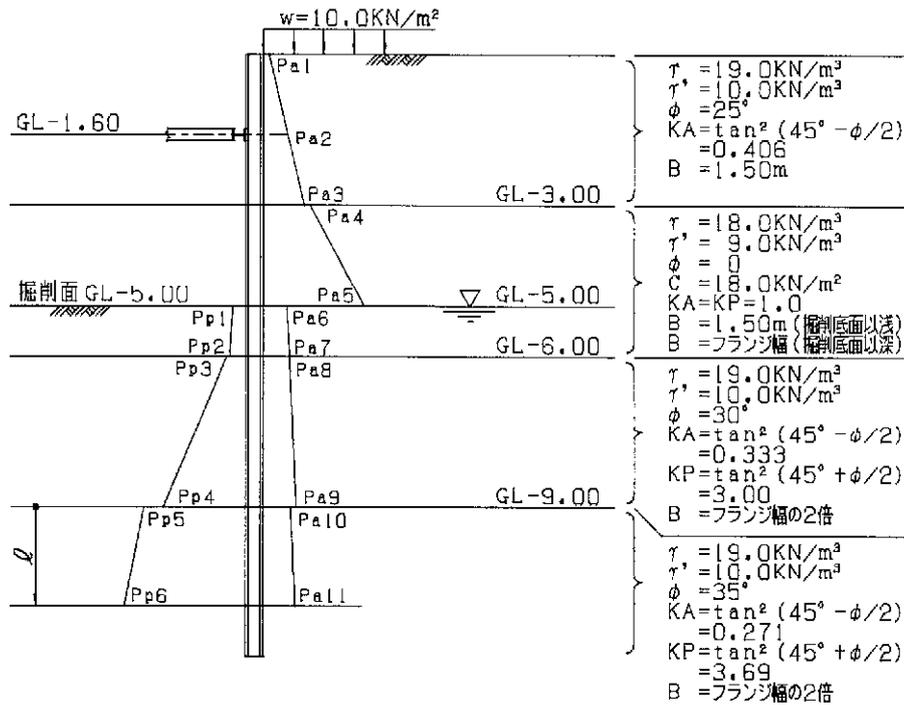
$$\begin{aligned} L_m &= \frac{1}{\beta} \cdot \left[\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot h_0} \right] \\ &= \frac{1}{0.287} \times \left[\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.287 \times 0.991} \right] \\ &= 1.98 \text{ m} \end{aligned}$$

2) 第2次掘削時

a) 根入れ長

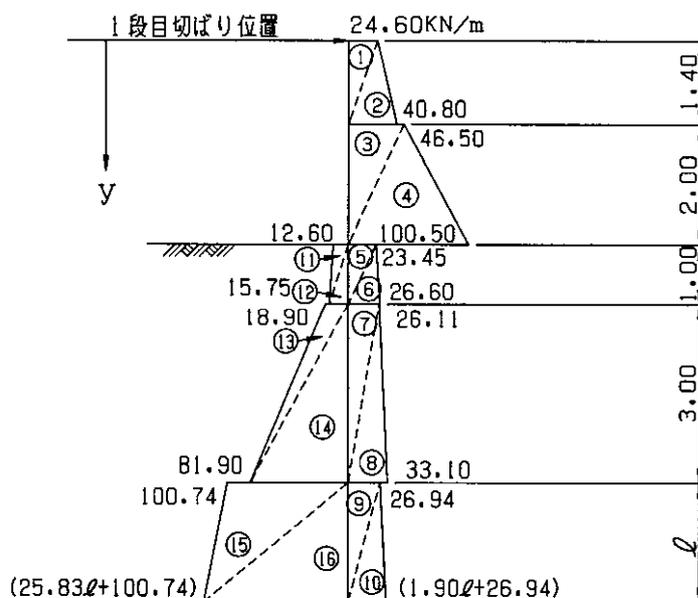
1段目切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントが釣り合う深さを求める。

釣り合う点がGL-9.00m～-25.00mの砂層にあると仮定して、GL-9.00mからの深さをλとする。



親ぐい間隔=1.50m 親ぐい幅=0.35m

	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma h$	K	2·C	P	B · P
Pa 1	10.0	10.00	0.406		4.06	6.09
2	$19.0 \times 1.60 = 30.40$	40.40	0.406		16.40	24.60
3	$19.0 \times 1.40 = 26.60$	67.00	0.406		27.20	40.80
4		67.00	1.0	36.0	31.00	46.50
5	$18.0 \times 2.00 = 36.00$	103.00	1.0	36.0	67.00	100.50
6		103.00	1.0	36.0	67.00	23.45
7	$9.0 \times 1.00 = 9.00$	112.00	1.0	36.0	76.00	26.60
8		112.00	0.333		37.30	26.11
9	$10.0 \times 3.00 = 30.00$	142.00	0.333		47.29	33.10
10		142.00	0.271		38.48	26.94
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$142.00 + 10.0 \lambda$	0.271		$38.48 + 2.71 \lambda$	$1.90 \lambda + 26.94$
Pp 1		0	1.0	36.0	36.00	12.60
2	$9.0 \times 1.00 = 9.00$	9.00	1.0	36.0	45.00	15.75
3		9.00	3.00		27.00	18.90
4	$10.0 \times 3.00 = 30.00$	39.00	3.00		117.00	81.90
5		39.00	3.69		143.91	100.74
6	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$39.00 + 10.0 \lambda$	3.69		$143.91 + 36.90 \lambda$	$25.83 \lambda + 100.74$



		P (kN)	y (m)	M (kN·m)
主働側	①	$1/2 \times 24.60 \times 1.40 = 17.22$	0.467	8.04
	②	$1/2 \times 40.80 \times 1.40 = 28.56$	0.933	26.65
	③	$1/2 \times 46.50 \times 2.00 = 46.50$	2.07	96.26
	④	$1/2 \times 100.50 \times 2.00 = 100.50$	2.73	274.37
	⑤	$1/2 \times 23.45 \times 1.00 = 11.73$	3.73	43.75
	⑥	$1/2 \times 26.60 \times 1.00 = 13.30$	4.07	54.13
	⑦	$1/2 \times 26.11 \times 3.00 = 39.17$	5.40	211.52
	⑧	$1/2 \times 33.10 \times 3.00 = 49.65$	6.40	317.76
	⑨	$1/2 \times 26.94 \times \lambda = 13.47 \lambda$	$7.40 + 1/3 \lambda$	$4.49 \lambda^2 + 99.68 \lambda$
	⑩	$1/2 \times (1.90 \lambda + 26.94) \times \lambda = 0.95 \lambda^2 + 13.47 \lambda$	$7.40 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 16.01 \lambda^2 + 99.68 \lambda$
計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 20.50 \lambda^2 + 199.36 \lambda + 1032.48$			
受働側	⑪	$1/2 \times 12.60 \times 1.00 = 6.30$	3.73	23.50
	⑫	$1/2 \times 15.75 \times 1.00 = 7.88$	4.07	32.07
	⑬	$1/2 \times 18.90 \times 3.00 = 28.35$	5.40	153.09
	⑭	$1/2 \times 81.90 \times 3.00 = 122.85$	6.40	786.24
	⑮	$1/2 \times 100.74 \times \lambda = 50.37 \lambda$	$7.40 + 1/3 \lambda$	$16.79 \lambda^2 + 372.74 \lambda$
	⑯	$1/2 \times (25.83 \lambda + 100.74) \times \lambda = 12.92 \lambda^2 + 50.37 \lambda$	$7.40 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 129.19 \lambda^2 + 372.74 \lambda$
計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 145.98 \lambda^2 + 745.48 \lambda + 994.90$			

$$F = \frac{M_a}{M_p} \geq 1$$

∴ $M_a = M_p$ より

$$\therefore 7.98 \lambda^3 + 125.48 \lambda^2 + 546.12 \lambda - 37.58 \geq 0$$

代入法より解くと

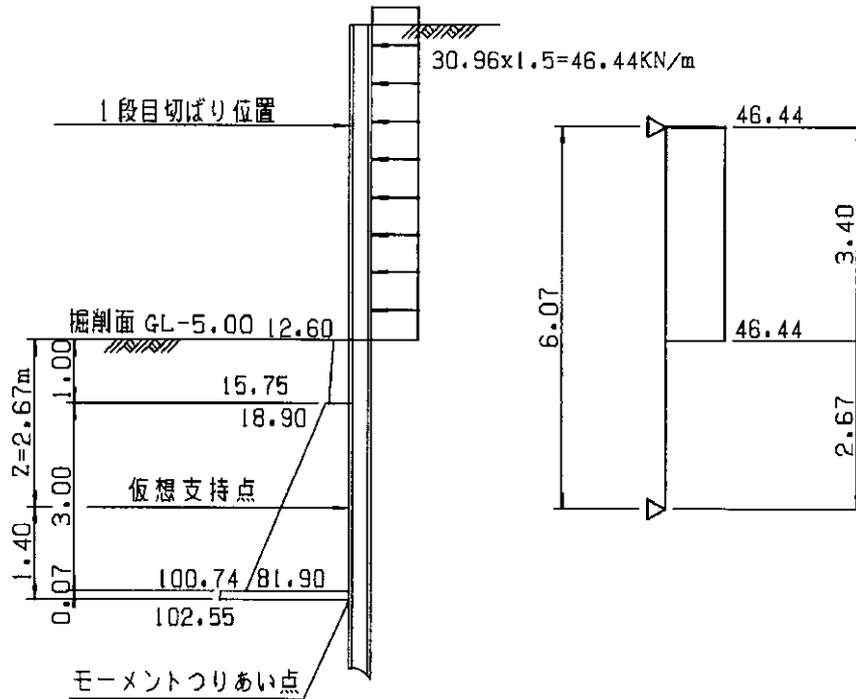
$$\lambda = 0.07\text{m}$$

故につりあい点は、GL-9.00より下、0.07mの所にある。

(掘削面より 4.07m)

$$\text{根入れ長 } D = 1.2 \times 4.07 = 4.88\text{m (GL-9.88m)}$$

b) 最大曲げモーメント



仮想支持点は、受働土圧の合力の作用位置とする。

掘削面（GL-5.00m）から仮想支持点までの距離をZとする。

$$Z = \frac{\sum Pp \cdot Z}{\sum Pp}$$

$$\begin{aligned} \sum Pp \cdot Z &= 1/2 \times 12.60 \times 1.00 \times 0.333 + 1/2 \times 15.75 \times 1.00 \times 0.667 \\ &\quad + 1/2 \times 18.90 \times 3.00 \times 2.00 + 1/2 \times 81.90 \times 3.00 \times 3.00 \\ &\quad + 1/2 \times 100.74 \times 0.07 \times 4.02 + 1/2 \times 102.55 \times 0.07 \times 4.05 \\ &= 461.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum Pp &= 1/2 \times 12.60 \times 1.00 + 1/2 \times 15.75 \times 1.00 + 1/2 \times 18.90 \times 3.00 \\ &\quad + 1/2 \times 81.90 \times 3.00 + 1/2 \times 100.74 \times 0.07 + 1/2 \times 102.55 \times 0.07 \\ &= 172.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore Z = \frac{461.31}{172.49} = 2.67 \text{ m}$$

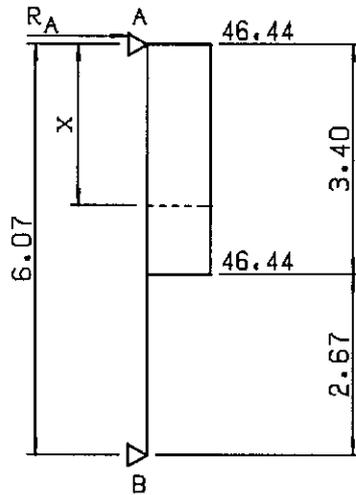
$$P = \alpha \cdot \bar{\gamma}$$

$$\alpha = 2.0$$

$\bar{\gamma}$: 平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma \cdot \lambda}{\sum \lambda} = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.00 \times 2.00 + 9.00 \times 1.00 + 10.00 \times 1.67}{3.00 + 2.00 + 1.00 + 1.67} = 15.48 \text{ kN/m}^3$$

$$P = 2.0 \times 15.48 = 30.96 \text{ kN/m}^3$$



支点反力

$$P_A = \frac{1}{6.07} \times (46.44 \times 3.40 \times 4.37)$$

$$= 113.67 \text{ kN}$$

$$P_B = (46.44 \times 3.40) - 113.67$$

$$= 44.23 \text{ kN}$$

最大曲げモーメントは、せん断力が零になる点に生ずる。

今、A点からXmとすると、

$$M_x = 113.67x - 46.44 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -23.22x^2 + 113.67x$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = -46.44x + 113.67 = 0 \text{ より}$$

$$x = 2.45 \text{ m}$$

$$\therefore M_{\max} = -23.22 \times 2.45^2 + 113.67 \times 2.45$$

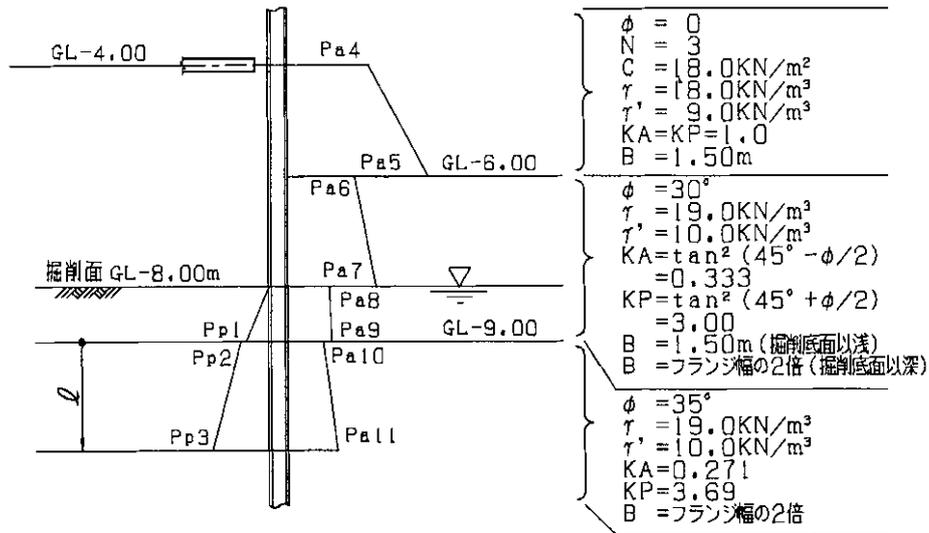
$$= 139.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 第3次掘削時 (最大段切ばり設置前)

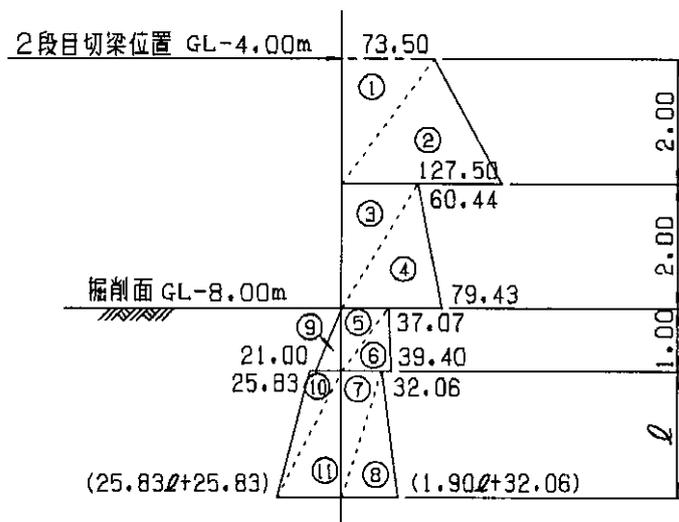
a) 根入れ長

2段目切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。

GL-9.00mからの距離をλとする。



	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma \cdot h$	K	2 · C	P	P · B
Pa4	$10.0 + 19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 1.00 = 85.00$	85.00	1.0	36.0	49.00	73.50
5	$18.0 \times 2.00 = 36.00$	121.00	1.0	36.0	85.00	127.50
6		121.00	0.333		40.29	60.44
7	$19.0 \times 2.00 = 38.00$	159.00	0.333		52.95	79.43
8		159.00	0.333		52.95	37.07
9	$10.0 \times 1.00 = 10.00$	169.00	0.333		56.28	39.40
10		169.00	0.271		45.80	32.06
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$169.00 + 10.00 \lambda$	0.271		$2.71 \lambda + 45.80$	$1.90 \lambda + 32.06$
Pp1	$10.0 \times 1.00 = 10.00$	10.00	3.00		30.00	21.00
2		10.00	3.69		36.90	25.83
3	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$10.00 + 10.00 \lambda$	3.69		$36.90 \lambda + 36.90$	$25.83 \lambda + 25.83$



	P (kN)	y (m)	M (kN·m)	
主働側	①	$1/2 \times 73.50 \times 2.00 = 73.50$	0.667	49.02
	②	$1/2 \times 127.50 \times 2.00 = 127.50$	1.33	169.58
	③	$1/2 \times 60.44 \times 2.00 = 60.44$	2.67	161.37
	④	$1/2 \times 79.43 \times 2.00 = 79.43$	3.33	264.50
	⑤	$1/2 \times 37.07 \times 1.00 = 18.54$	4.33	80.28
	⑥	$1/2 \times 39.40 \times 1.00 = 19.70$	4.67	92.00
	⑦	$1/2 \times 32.06 \times \lambda = 16.03 \lambda$	$5.00 + 1/3 \lambda$	$5.34 \lambda^2 + 80.15 \lambda$
	⑧	$1/2 \times (1.90 \lambda + 32.06) \times \lambda = 0.95 \lambda^2 + 16.03 \lambda$	$5.00 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 15.44 \lambda^2 + 80.15 \lambda$
計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 20.78 \lambda^2 + 160.30 \lambda + 816.75$			
受働側	⑨	$1/2 \times 21.00 \times 1.00 = 10.50$	4.67	49.04
	⑩	$1/2 \times 25.83 \times \lambda = 12.92 \lambda$	$5.00 + 1/3 \lambda$	$4.31 \lambda^2 + 64.60 \lambda$
	⑪	$1/2 \times (25.83 \lambda + 25.83) \times \lambda = 12.92 \lambda^2 + 12.92 \lambda$	$5.00 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 73.21 \lambda^2 + 64.60 \lambda$
	計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 77.52 \lambda^2 + 129.20 \lambda + 49.04$		

$M_a = M_p$ より

$$7.98 \lambda^3 + 56.74 \lambda^2 - 31.10 \lambda - 767.71 = 0$$

代入法で解いて

$$\lambda = 3.24\text{m (掘削面より } 4.24\text{m)}$$

根入れ長

$$D = 4.24 \times 1.2 = 5.09\text{m (GL - 13.09m)}$$

b) 最大曲げモーメント

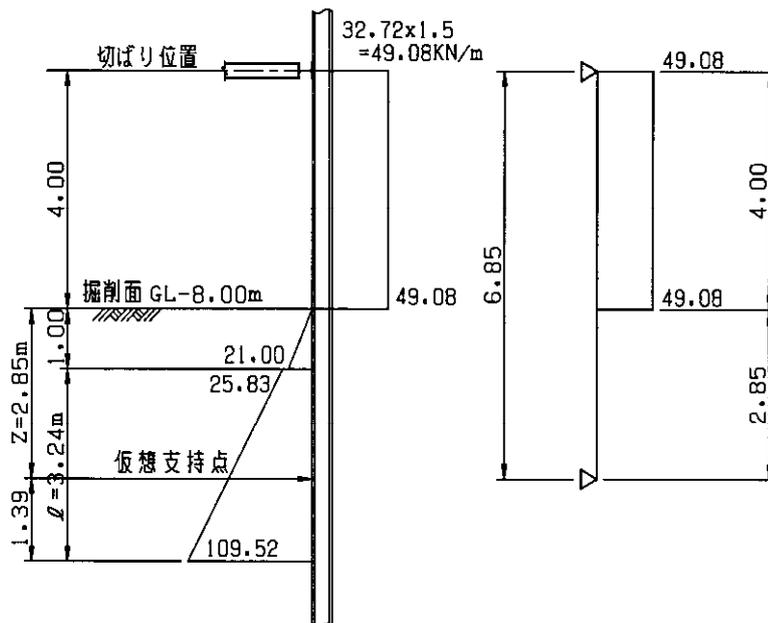
断面決定土圧

$$P = \alpha \cdot \bar{\gamma}$$

$$\alpha = 2.0$$

$\bar{\gamma}$: 平均単位体積重量

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum \gamma \cdot \lambda}{\sum \lambda} = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 2.85}{3.00 + 3.00 + 2.00 + 2.85} = 16.36\text{kN/m}^2$$

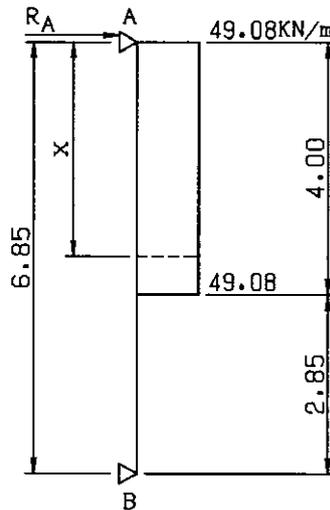


$$\therefore P = 2.0 \times 16.36 = 32.72 \text{ kN/m}^2$$

仮想支持点

$$Z = \frac{\sum P_p \cdot Z}{\sum P_p} = \frac{1/2 \times 21.00 \times 1.00 \times 0.667 + 1/2 \times 25.83 \times 3.24 \times 2.08 + 1/2 \times 109.52 \times 3.24 \times 3.16}{1/2 \times 21.00 \times 1.00 + 1/2 \times 25.83 \times 3.24 + 1/2 \times 109.52 \times 3.24}$$

$$= \frac{654.70}{229.77} = 2.85 \text{ m}$$



支点反力

$$R_A = \frac{1}{6.85} \times (49.08 \times 4.00 \times 4.85)$$

$$= 139.00 \text{ kN}$$

$$R_B = 49.08 \times 4.00 - 139.00$$

$$= 57.32 \text{ kN}$$

最大曲げモーメントは、せん断力が零の点に生じる。

$$M_x = 139.00 x - 49.08 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -24.54 x^2 + 139.00 x$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -49.08 x + 139.00 = 0 \text{ より}$$

$$x = 2.83 \text{ m}$$

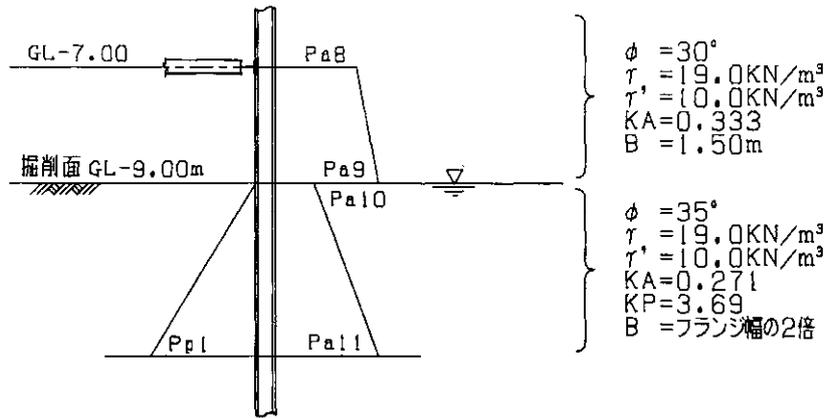
$$M_{\max} = -24.54 \times 2.83^2 + 139.00 \times 2.83 = 196.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 第4次掘削時 (最終掘削)

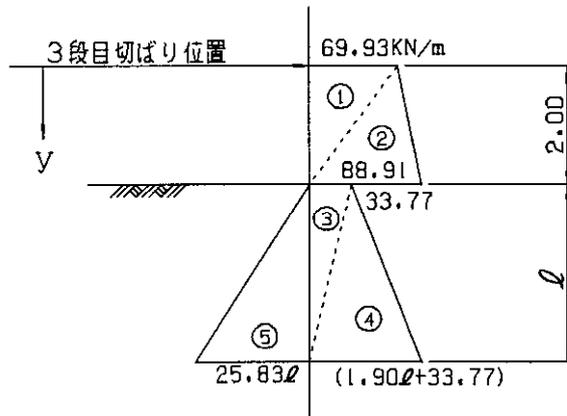
a) 根入れ長

下段切ばり位置に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗土圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。

掘削面からつり合う深さを λ とする。



	$\gamma \cdot h$	$\Sigma \gamma \cdot h$	K	P	P · B
Pa8	$10.0 + 19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 1.00$	140.00	0.333	46.62	69.93
9	$19.0 \times 2.00 = 38.00$	178.00	0.333	59.27	88.91
10		178.00	0.271	48.24	33.77
11	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	$10.00 \lambda + 178.00$	0.271	$2.71 \lambda + 48.24$	$1.90 \lambda + 33.77$
Pp1	$10.0 \times \lambda = 10.00 \lambda$	10.00λ	3.69	36.90λ	25.83λ



	P (kN)	y (m)	M (kN·m)
主働側	① $1/2 \times 69.93 \times 2.00 = 69.93$	0.667	46.64
	② $1/2 \times 88.91 \times 2.00 = 88.91$	1.33	118.25
	③ $1/2 \times 33.77 \times \lambda = 16.89 \lambda$	$2.00 + 1/3 \lambda$	$5.63 \lambda^2 + 33.78 \lambda$
	④ $1/2 \times (1.90 \lambda + 33.77) \times \lambda = 0.950 \lambda^2 + 16.89 \lambda$	$2.00 + 2/3 \lambda$	$0.633 \lambda^3 + 13.16 \lambda^2 + 33.78 \lambda$
	計	$M_a = 0.633 \lambda^3 + 18.79 \lambda^2 + 67.56 \lambda + 164.89$	
受働側	⑤ $1/2 \times 25.83 \lambda \times \lambda = 12.92 \lambda^2$	$2.00 + 2/3 \lambda$	$8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$
	計	$M_p = 8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$	

$M_a = M_p$ より

$$0.633 \lambda^3 + 18.79 \lambda^2 + 67.56 \lambda + 164.89 = 8.61 \lambda^3 + 25.84 \lambda^2$$

$$7.98 \lambda^3 + 7.05 \lambda^2 - 67.56 \lambda - 164.89 = 0$$

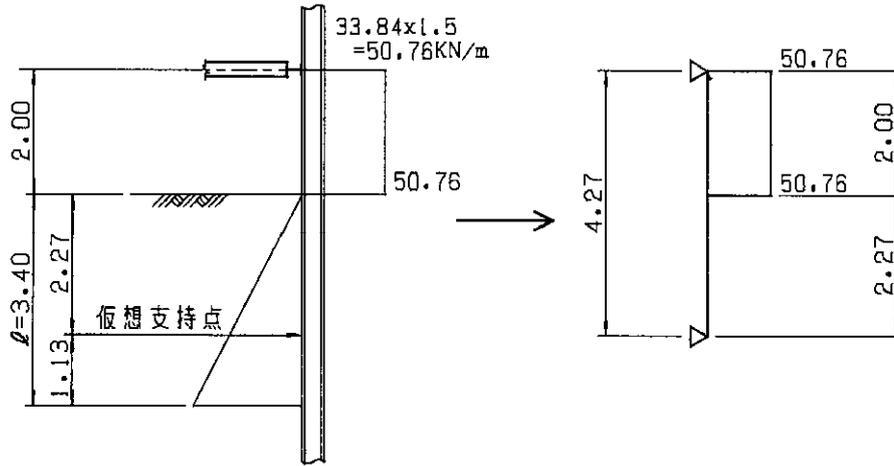
代入法で解くと

$$\lambda = 3.40\text{m (掘削面下 } 3.40\text{m)}$$

根入れ長

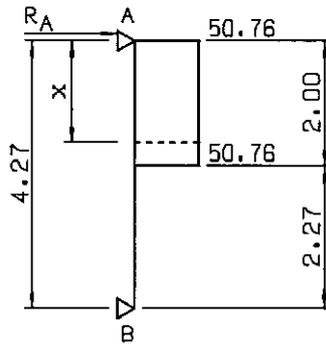
$$D = 3.40 \times 1.2 = 4.08\text{m (GL - 13.08m)}$$

b) 最大曲げモーメント



$$\gamma = \frac{19.0 \times 3.00 + 18.0 \times 3.00 + 19.0 \times 3.00 + 10.0 \times 2.27}{3.00 + 3.00 + 3.00 + 2.27} = 16.92\text{kN/m}^3$$

$$P = \alpha \cdot \gamma = 2 \times 16.92 = 33.84\text{kN/m}^2$$



$$R_A = \frac{1}{4.27} \times (50.76 \times 2.00 \times 3.27)$$

$$= 77.74\text{kN}$$

$$R_B = (50.76 \times 2.00) - 77.74$$

$$= 23.78\text{kN}$$

$$M_x = 77.74 \times x - 50.76 \times x \times 1/2 \times x$$

$$= -25.38 x^2 + 77.74 x$$

$$\frac{dM_x}{dx} = -50.76 x + 77.74 = 0 \text{ より}$$

$$x = 1.53\text{m}$$

$$M_{\max} = -25.38 \times 1.53^2 + 77.74 \times 1.53 = 59.53\text{kN}\cdot\text{m}$$

1-1-2 親ぐいの根入れ長の検討

根入れ長は最下段ばり設置前に於いて、3段目切梁より下方の主働土圧による作用モーメントと、受働土圧による抵抗モーメントのつりあう深さの1.2倍とする。

$$L = 4.24 \times 1.2$$

$$= 5.08\text{m (GL-13.08m)}$$

よって杭長は、 $L = 13.08 - (0.200 + 0.300) = 12.58 \approx 13.00\text{m}$ とする。

その時の根入れ長は、 $D = 13.00 + 0.20 + 0.30 - 9.00 = 4.50\text{m}$

1-1-3 親ぐいの支持力の検討

1) 反力

親ぐいに作用する鉛直力として路面覆工反力と親ぐいの自重、支保工の自重を考慮する。

又、路面覆工反力は覆工受桁の最大反力を親杭1本で受け持つものとする。

a) 路面覆工反力

別紙路面覆工・覆工受桁の計算より

$$R = 274.70\text{kN}$$

b) 親ぐい自重

$$H-350 \times 350 \quad \lambda = 13.50\text{m}$$

$$w_1 = 1.35\text{kN/m} \times 13.50 = 18.23\text{kN}$$

c) 支保工自重

腹起し

$$1 \text{ 段} \quad H-350 \times 350 \quad \lambda = 1.50\text{m}$$

$$2、3 \text{ 段} \quad H-300 \times 300 \quad \lambda = 1.50\text{m}$$

切梁

$$1 \sim 3 \text{ 段} \quad H-300 \times 300 \quad \lambda = 3.50\text{m} \quad @3.00\text{m}$$

$$w_{2-1} = 1.35 \times (1.50 \times 1) + 0.93 \times (1.50 \times 2) = 4.82\text{kN}$$

$$w_{2-2} = 0.93 \times (3.50 \times 3) \times 1.50 / 3.00 = 4.88\text{kN}$$

d) 反力の集計

$$\Sigma R = 274.70 + 18.23 + 4.82 + 4.88 = 302.63\text{kN}$$

2) 許容鉛直支持力の計算

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma \lambda_i \cdot f_i$$

ここに、 R_a : 許容鉛直支持力

n : 安全率 ($n = 2$)

R_u : 地盤から決まる土留壁の極限支持力

q_d : 土留壁先端地盤の極限支持力

$$q_d = 200 \cdot \alpha \cdot N$$

A : 土留壁の先端面積

$$A = a \cdot b$$

U : 周長で土留壁の設置状況を考慮し土と接する部分とする。

$$U = 2 \times (a + b) \text{ 掘削底面以深}$$

$$U = a + b \quad \text{掘削底面以浅}$$

λ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度

$$f_i = 2 \cdot \beta \cdot N_s \quad (\text{砂質土})$$

$$t_i = \beta \cdot N_s \quad (N_c : \text{粘着力} C \text{の場合})$$

α : 施工条件による先端支持力度の係数

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{プレボーリング工法で打撃・振動・圧入による先端処理})$$

N : 先端地盤のN値

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1 : 杭先端位置のN値

N_2 : 杭先端から上方へ2mの範囲における平均N値

β : 施工条件による周面摩擦力度の係数

$$\beta = 1.0 \quad (\alpha \text{と同じ})$$

N_s : 砂質土のN値 ($N_s \leq 50$)

N_c : 粘性土の粘着力 ($N_c \leq 150 \text{kN/m}^2$)

$$N = \frac{36 + 1/3 \times (36 + 31 + 27)}{2} = 33$$

$$q_d = 200 \times 1.0 \times 33 = 6600 \text{kN/m}^2$$

$$A = 0.35 \times 0.35 = 0.12 \text{m}^2$$

$$U_1 = 2 \times (0.35 + 0.35) = 1.40 \text{m}$$

$$U_2 = 0.35 + 0.35 = 0.70 \text{m}$$

$$U \sum \lambda_i \cdot f_i = 0.70 \times \{ (2 \times 1.0 \times 7) \times 3.00 + (1.0 \times 18.0) \times 3.00 + (2 \times 1.0 \times 15) \times 3.00 \} \\ + 1.40 \times (2 \times 1.0 \times 27) \times 4.50 \\ = 470.40 \text{KN}$$

$$R_u = 6600 \times 0.12 + 470.40 = 1262.40 \text{kN}$$

$$R_a = \frac{1}{2} \times 1262.40 = 631.20 \text{kN} > R = 302.63 \text{kN}$$

1-1-4 親杭の検討

第1次掘削から最終掘削までに生ずる曲げモーメントの内から最大曲げモーメントに対して検討する。

断面力

ケース	曲げモーメント	せん断力
1次掘削時	100.98	54.95
2次掘削時	139.11	113.67
3次掘削時	196.83	139.00
最終掘削時	59.53	77.74

$$M_{\max} = 196.83 \text{kN} \cdot \text{m}, \quad N = 274.70 \text{kN}, \quad S = 139.00 \text{kN}$$

使用部材

H-350×350×12×19 を使用の場合

$$A = 171.9 \text{cm}^2$$

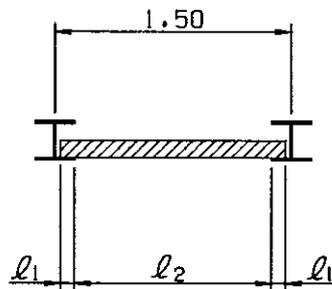
$$Z_x = 2280 \text{ cm}^3$$

応力度

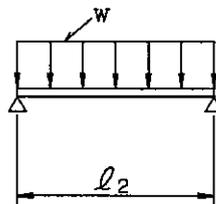
$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} \\ &= \frac{274.70 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} + \frac{196.83 \times 10^6}{2280 \times 10^3} \\ &= 16.0 + 86.3 \\ &= 102.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= \frac{S}{A_w} \\ &= \frac{139.00 \times 10^3}{(350 - 2 \times 19) \times 12} \\ &= 37.1 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

1-1-5 土留板の検討



λ_1 : 板厚以上、4 cm 以上



土留板は、最終掘削深さでの土圧強度に応じて計算された板厚を掘削全面に用いる。

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma}}$$

ここで、 t : 板厚 (mm)

b : 板幅 (1000 mm)

σ : 許容応力度 (13.5 N/mm²)

M : 作用モーメント ($\frac{w \lambda^2}{8}$) (N・mm)

W : 掘削完了時の土圧強度 (N/mm²)

(断面決定土圧による)

λ_2 : 土留板の計算スパン (mm) で、土留ぐいのフランジ間距離

$$w = \alpha \cdot \bar{\gamma} = 33.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_2 = 1.50 - 0.35 = 1.15 \text{ m}$$

$$\therefore M = 1/8 \cdot w \lambda_2 = 1/8 \times 33.84 \times 1.15^2 = 5.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore t = \sqrt{\frac{6 \times 5.59 \times 10^6}{1000 \times 13.5}} = 49.8 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot t} \leq \tau_a$$

τ : せん断応力度 (N/mm^2)

Q : 作用せん断力 ($\frac{w \cdot \lambda_2}{2}$) (kN)

τ_a : 許容せん断応力度 ($1.05 \text{ N}/\text{mm}^2$)

$$Q = \frac{w \cdot \lambda_2}{2} = \frac{33.84 \times 1.15}{2} = 19.46 \text{ kN}$$

$$I = \frac{19.46 \times 10^3}{1000 \times 50} = 0.39 \text{ N}/\text{mm}^2 < \tau_a = 1.05 \text{ N}/\text{mm}^2$$

したがって、板厚 50 mm とする。

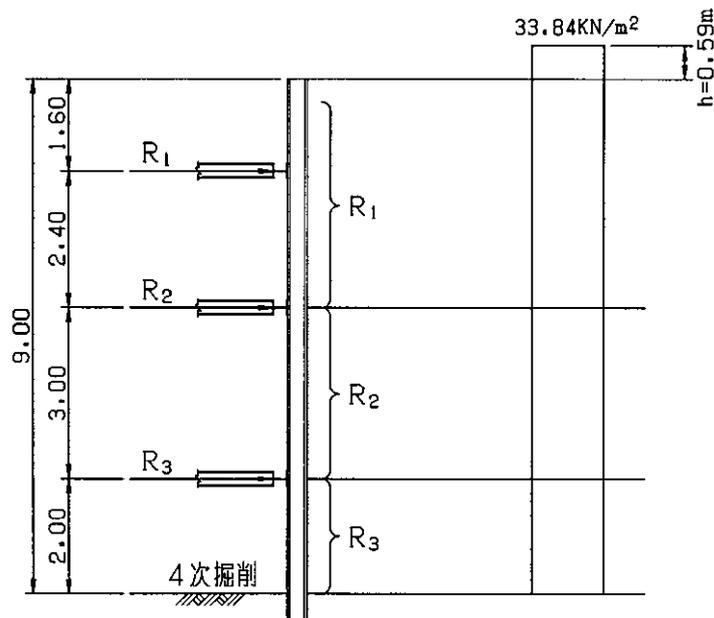
又、長さ $L = 1.15 + 0.05 \times 2 = 1.25 \text{ m}$

1-1-6 腹起しの検討

腹起しに作用する土圧は、最終掘削時に於ける土圧分布のうちで、最大土圧分布を用い下方分担法によって求める。

また、過載荷重 $w = 10 \text{ kN}/\text{m}^2$ を換算土圧として、地表面にとる。

$$\text{最終掘削時} \rightarrow h = \frac{10.0}{16.92} = 0.59 \text{ m}$$



$$R_1 : \Sigma R = 33.84 \times (0.59 + 1.60 + 2.40) = 155.33 \text{ kN}/\text{m}$$

$$R_2 : \Sigma R = 33.84 \times 3.00 = 101.52 \text{ kN}/\text{m}$$

$$R_3 : \Sigma R = 33.84 \times 2.00 = 67.68 \text{ kN}/\text{m}$$

a) 1 段目腹起し

a-1) 長辺方向

切梁間隔が 3.00m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 155.33 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.00 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.85 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 155.33 \times 3.85 + 150.00 = 748.02 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 155.33 \times 3.00^2 = 174.75 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 155.33 \times 3.00 = 233.00 \text{ kN}$

使用部材

H-350×350×12×19 (リース材)

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 2000 \text{ cm}^3$

断面 2 次半径 $\gamma_x = 15.1 \text{ cm}$

$\gamma_y = 8.99 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (350 - 2 \times 19) \times 12 = 3744 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{748.02 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 48.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{174.75 \times 10^6}{2000 \times 10^3} = 87.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{233.00 \times 10^3}{3744} = 62.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.00 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.00 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.00 \text{ m}$

$L_y / \gamma_y = 300 / 15.1 = 19.9$

$L_z / \gamma_z = 300 / 8.99 = 33.4$

$L_b / b = 300 / 35 = 8.6$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 $\sigma_{ca\lambda}$: 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_2 / \gamma_2 = 33.4 < 92$$

$$\therefore \sigma_{ca\lambda} = \{140 - 0.82 \times (33.4 - 18)\} \times 1.5 = 191.1 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 8.6 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (8.6 - 4.5)\} \times 1.5 = 195.2 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 19.9$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 19.9^2\} = 3030.2 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca\lambda}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{48.3}{191.1} + \frac{87.4}{195.2 \times (1 - 48.3 / 3030.2)} = 0.71 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$48.3 + \frac{87.4}{(1 - 48.3 / 3030.2)} = 137.1 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

a-2) 短辺方向

切梁間隔が 3.20m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 155.33 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.20 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.35 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 155.33 \times 3.35 + 150.00 = 670.36 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 155.33 \times 3.20^2 = 198.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 155.33 \times 3.20 = 248.53 \text{ kN}$

使用部材

H-350×350×12×19 (リース材)

断面積 $A = 154.90 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 2000 \text{ cm}^3$

断面2次半径 $\gamma_x = 15.1 \text{ cm}$

$\gamma_y = 8.99 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (350 - 2 \times 19) \times 12 = 3744 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{670.36 \times 10^3}{154.90 \times 10^2} = 43.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{BC} = \frac{M}{Z} = \frac{198.82 \times 10^6}{2000 \times 10^3} = 99.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{248.53 \times 10^3}{3744} = 66.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.20 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.20 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.20 \text{ m}$

$$L_y / \gamma_y = 320 / 15.1 = 21.2$$

$$L_z / \gamma_z = 320 / 8.99 = 35.6$$

$$L_b / b = 320 / 35 = 9.1$$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 35.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (35.6 - 18)\} \times 1.5 = 188.4 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 9.1 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (9.1 - 4.5)\} \times 1.5 = 193.4 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 21.2$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 21.2^2\} = 2670.0 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{43.3}{188.4} + \frac{99.4}{193.4 \times (1 - 43.3 / 2670.0)} = 0.75 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$
$$43.3 + \frac{99.4}{(1 - 43.3/2670.0)} = 144.3 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

b) 2 段目腹起し

b-1) 長辺方向

切梁間隔が 3.00m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力	R = 101.52kN/m
曲げスパン	L = 3.00m
軸力分担幅	B = 3.85m
温度軸力	N _t = 150.0kN

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力	N = R × B + N _t	= 101.52 × 3.85 + 150.00	= 540.85kN
曲げモーメント	M = 1/8 × R × L ²	= 1/8 × 101.52 × 3.00 ²	= 114.21kN・m
せん断力	S = 1/2 × R × L	= 1/2 × 101.52 × 3.00	= 152.28kN

使用部材

H-300×300×10×15 (リース材)

断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Z _x = 1150 cm ³
断面 2 次半径	γ _x = 12.90 cm
	γ _y = 7.51 cm
ウェブ断面積	A _w = (300 - 2 × 15) × 10 = 2700 mm ²

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{540.85 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 51.6 \text{ N/mm}^2$$
$$\sigma_{BC} = \frac{M}{Z} = \frac{114.21 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 99.3 \text{ N/mm}^2$$
$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{152.28 \times 10^3}{2700} = 56.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内)	L _y = 3.00m
座屈スパン (曲げ作用面外)	L _z = 3.00m
フランジ固定間距離	L _b = 3.00m
L _y / γ _y	= 300 / 12.90 = 23.3
L _z / γ _z	= 300 / 7.51 = 39.9
L _b / b	= 300 / 30 = 10.0

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_2 / \gamma_2 = 39.9 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (39.9 - 18)\} \times 1.5 = 183.1 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 10.0 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (10.0 - 4.5)\} \times 1.5 = 190.2 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 23.3$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 23.3^2\} = 2210.4 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{51.6}{183.1} + \frac{99.3}{190.2 \times (1 - 51.6 / 2210.4)} = 0.82 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$51.6 + \frac{99.3}{(1 - 51.6 / 2210.4)} = 153.3 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

b-2) 短辺方向

切梁間隔が 3.20m として切梁を支点とした単純ばりで計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として断面力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力 $R = 101.52 \text{ kN/m}$

曲げスパン $L = 3.20 \text{ m}$

軸力分担幅 $B = 3.35 \text{ m}$

温度軸力 $N_t = 150.0 \text{ kN}$

(軸力を受ける部材として計算する為、温度変化に伴う軸力増加を考慮する)

断面力

軸力 $N = R \times B + N_t = 101.52 \times 3.35 + 150.00 = 490.09 \text{ kN}$

曲げモーメント $M = 1/8 \times R \times L^2 = 1/8 \times 101.52 \times 3.20^2 = 129.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$

せん断力 $S = 1/2 \times R \times L = 1/2 \times 101.52 \times 3.20 = 162.43 \text{ kN}$

使用部材

H-300×300×10×15 (リース材)

断面積 $A = 104.80 \text{ cm}^2$

断面係数 $Z_x = 1150 \text{ cm}^3$

断面2次半径 $\gamma_x = 12.90 \text{ cm}$

$\gamma_y = 7.51 \text{ cm}$

ウェブ断面積 $A_w = (300 - 2 \times 15) \times 10 = 2700 \text{ mm}^2$

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{490.09 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 46.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{129.95 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 113.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{162.43 \times 10^3}{2700} = 60.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) $L_y = 3.20 \text{ m}$

座屈スパン (曲げ作用面外) $L_z = 3.20 \text{ m}$

フランジ固定間距離 $L_b = 3.20 \text{ m}$

$L_y / \gamma_y = 320 / 12.9 = 24.8$

$L_z / \gamma_z = 320 / 7.51 = 42.6$

$L_b / b = 320 / 30 = 10.7$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 42.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (42.6 - 18)\} \times 1.5 = 179.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 10.7 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (10.7 - 4.5)\} \times 1.5 = 187.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 24.8$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 24.8^2\} = 1951.1 \text{ N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210 N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1-\sigma_c/\sigma_{eay})} \leq 1.0$$
$$\frac{46.8}{179.7} + \frac{113.0}{187.7 \times (1-46.8/1951.1)} = 0.88 < 1.0$$

照査(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1-\sigma_c/\sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$
$$46.8 + \frac{113.0}{(1-46.8/1951.1)} = 162.6 \text{N/mm}^2 < 210 \text{N/mm}^2$$

c) 3段目腹起し

3段目腹起しは、各断面力が2段目より小さく、又2段目腹起しの部材が最小部材H-300×300となっているので、計算を省略する。

1-1-7 切梁の検討

a) 1段目切梁

軸力とモーメントが作用する部材として計算する。

なお、支保工反力を等分布荷重として軸力を計算する。

支保工反力及び計算スパン

反力	R = 155.33kN/m
曲げスパン	L = 3.50m
軸力分担幅	B = 3.00m (切梁間隔)
温度軸力	N _t = 150.0kN
鉛直荷重	W = 5.00kN/m

断面力

軸力	N = R × B + N _t	= 155.33 × 3.00 + 150.00	= 615.99kN
曲げモーメント	M = 1/8 × W × L ²	= 1/8 × 5.00 × 3.50 ²	= 7.66kN・m

使用部材

H-300×300×10×15 (リース材)

断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Z _x = 1150 cm ³
断面2次半径	γ _x = 12.90 cm
	γ _y = 7.51 cm

応力度

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{615.99 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 58.8 \text{N/mm}^2$$
$$\sigma_{BC} = \frac{M}{Z} = \frac{7.66 \times 10^6}{1150 \times 10^3} = 6.7 \text{N/mm}^2$$

座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内)	$L_y = 3.50\text{m}$
座屈スパン (曲げ作用面外)	$L_z = 3.65\text{m}$
フランジ固定間距離	$L_b = 3.65\text{m}$
L_y / γ_y	$= 350 / 12.90 = 27.1$
L_z / γ_z	$= 365 / 7.51 = 48.6$
L_b / b	$= 365 / 30.0 = 12.2$

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

ここに、 σ_{caz} : 許容軸方向圧縮応力度

$$18 < L_z / \gamma_z = 48.6 < 92$$

$$\therefore \sigma_{caz} = \{140 - 0.82 \times (48.6 - 18)\} \times 1.5 = 172.4 \text{N/mm}^2$$

σ_{bagy} : 許容曲げ圧縮応力度

$$4.5 < L_b / b = 12.2 < 30$$

$$\therefore \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4 \times (12.2 - 4.5)\} \times 1.5 = 182.3 \text{N/mm}^2$$

σ_{eay} : オイラー座屈応力度

$$L_y / \gamma_y = 27.1$$

$$\therefore \sigma_{eay} = \{1200000 / 27.1^2\} = 1634.0 \text{N/mm}^2$$

$\sigma_{ca\lambda}$: 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度 = 210N/mm²

照査(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1.0$$

$$\frac{58.8}{172.4} + \frac{6.7}{182.3 \times (1 - 58.8 / 1634.0)} = 0.38 < 1.0$$

照査(2)

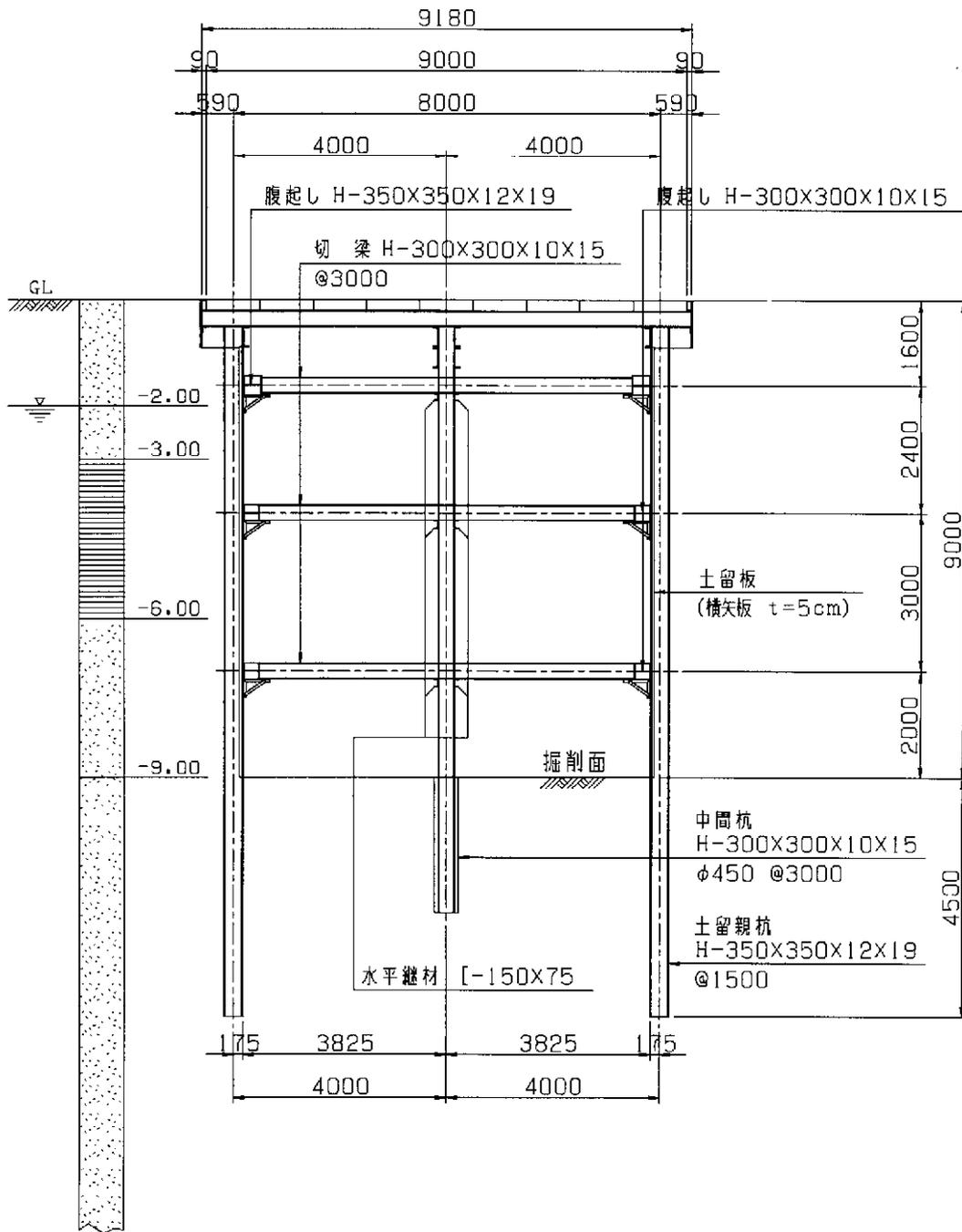
$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{ca\lambda}$$

$$58.8 + \frac{6.7}{(1 - 58.8 / 1634.0)} = 65.8 \text{N/mm}^2 < 210 \text{N/mm}^2$$

b) 2 段目切梁

2 段目及び 3 段目の切梁は、各支保工反力が 1 段目より小さく、又 1 段目の切梁の部材が最小部材 H-300 × 300 となっているので、計算を省略する。

断面図



平面图

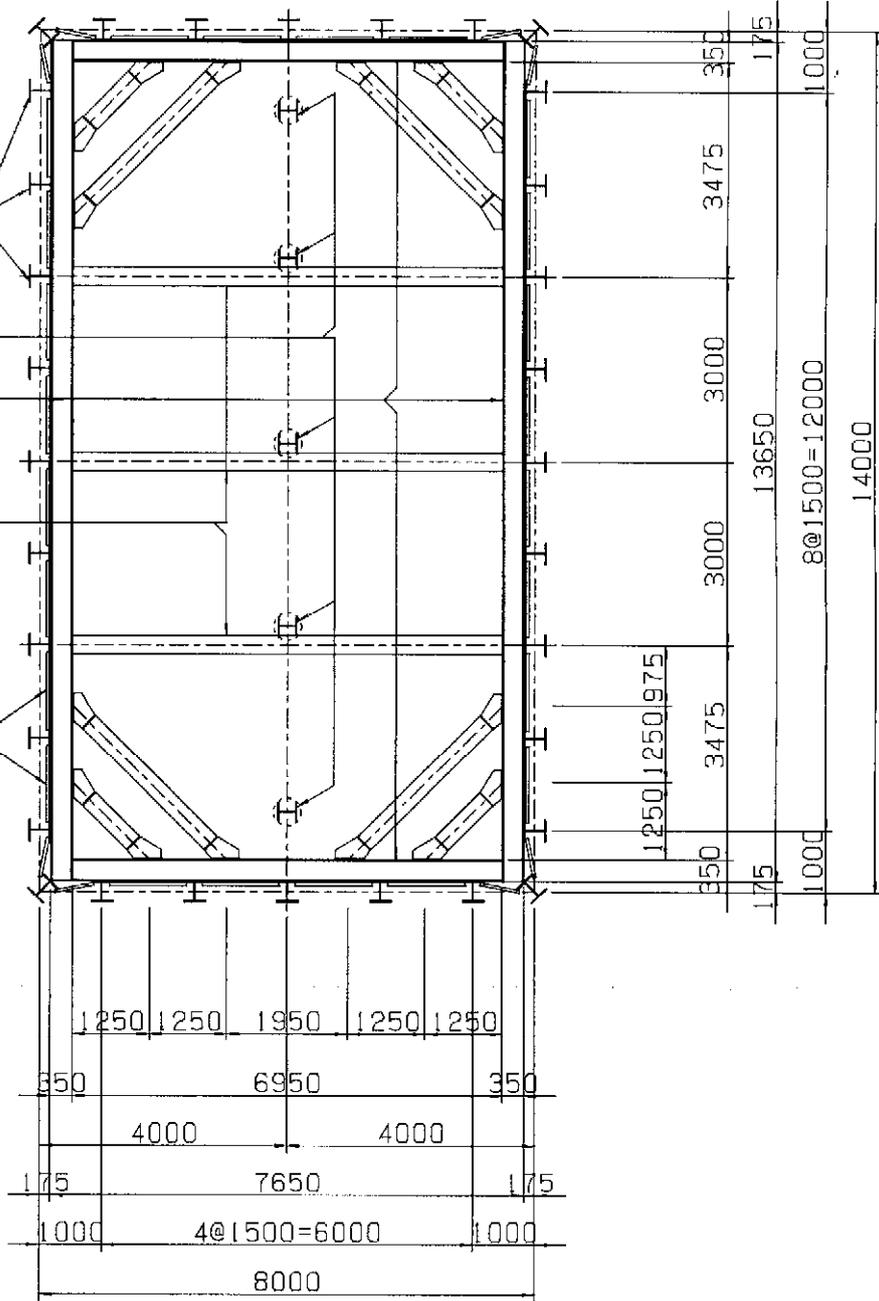
1段目 H-350X350X12X19
 2、3段目 H-300X300X10X15

中間杭 H-300X300X10X15

土留親杭 H-350X350X12X19

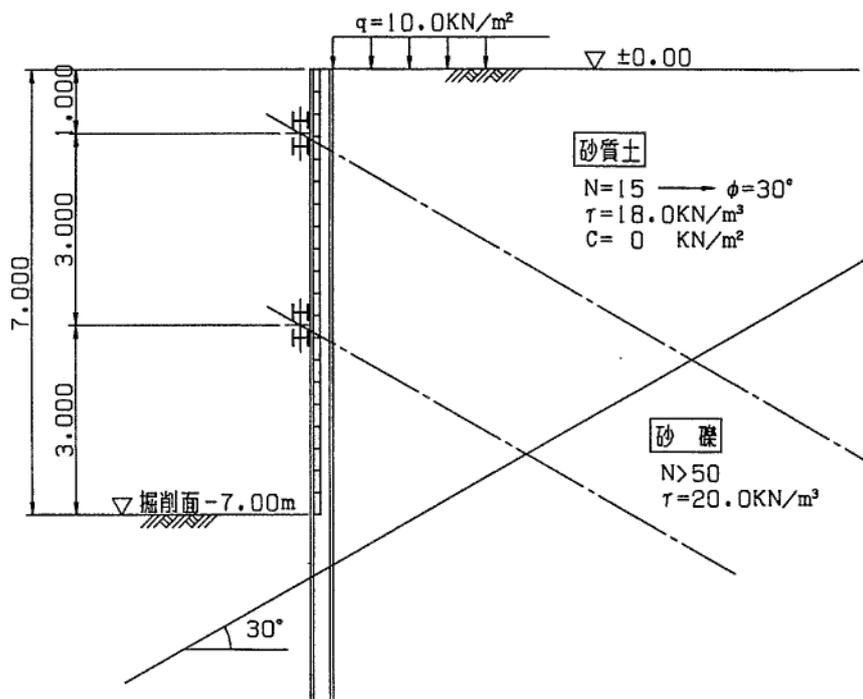
切 梁 H-300X300X10X15

土留板 (横矢板 t=5cm)



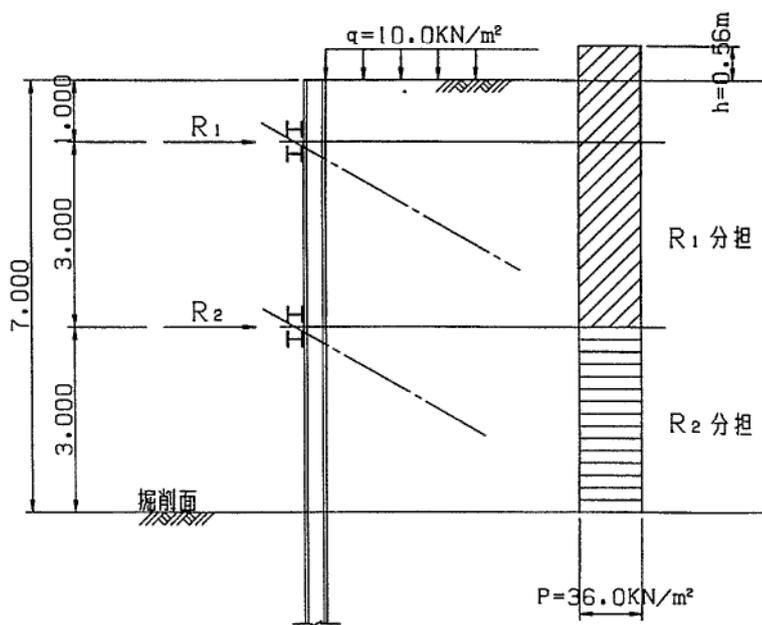
1-1-8 仮設（グラウンド）アンカー

(1) 土質モデル



(2) 切梁反力の計算

下方分担法によって求める。



最終掘削時

$$h = \frac{g}{\gamma} = \frac{10.0}{18.0} = 0.56\text{m}$$

$$P = b \cdot \gamma = 2.0 \times 18.0 = 36.0\text{kN/m}^2$$

$$R_1 = 36.0 \times (0.56 + 1.00 + 3.00) = 164.16\text{kN/m}$$

$$R_2 = 36.0 \times 3.00 = 108.00\text{kN/m}$$

(3) アンカー支点反力

$$P = R \cdot \lambda$$

ここに

P : アンカー支点反力 (kN)

R : 切梁反力 (kN/m)

λ : アンカー間隔 (m)

1) 上段アンカー

$$P_1 = R_1 \cdot \lambda$$

$$R_1 = 164.16 \text{ kN/m}$$

$$\lambda = 3.00 \text{ m}$$

$$P_1 = 164.16 \times 3.00 = 492.48 \text{ kN/本}$$

2) 上段アンカー

$$P_2 = R_2 \cdot \lambda$$

$$R_2 = 108.00 \text{ kN/m}$$

$$\lambda = 3.00 \text{ m}$$

$$P_2 = 108.00 \times 3.00 = 324.00 \text{ kN/本}$$

(4) 設計アンカー力

$$P_o = \frac{P}{\cos \theta}$$

ここに

P_o : 設計アンカー力 (kN/本)

P : アンカー支点反力 (kN)

θ : アンカー打設角度 (度)

1) 上段アンカー

$$P_{o1} = \frac{492.48}{\cos 30^\circ} = 568.67 \text{ kN/本}$$

2) 下段アンカー

$$P_{o2} = \frac{324.00}{\cos 30^\circ} = 374.12 \text{ kN/本}$$

(5) 設計アンカー力

1) 上段アンカー

a) 使用アンカー

異形 P.C. 鋼棒 $\phi 36$

b) 引張り強度に対して

$$P_{uea} = 1100.0 \times 0.65 = 715.00 \text{ kN/本}$$

c) 降伏強度に対して

$$P_{yea} = 949.0 \times 0.80 = 759.20 \text{ kN/本}$$

d) 許容引張強度

$$P_{uea} < P_{yea} \text{ より}$$

$$P_a = 568.67 \text{ kN/本} > P_{o\max} = 715.00 \text{ kN/本}$$

2) 下段アンカー

a) 使用アンカー

異形 P.C. 鋼棒 φ32

b) 引張り強度に対して

$$P_{uea} = 868.0 \times 0.65 = 564.20 \text{ kN/本}$$

c) 降伏強度に対して

$$P_{yea} = 750.0 \times 0.80 = 600.00 \text{ kN/本}$$

d) 許容引張強度

$$P_{uea} < P_{yea} \text{ より}$$

$$P_a = 374.12 \text{ kN/本} > P_{omax} = 564.20 \text{ kN/本}$$

(6) アンカー定着長の計算

1) アンカー体と地盤の周辺摩擦抵抗による定着長

$$\lambda_{a1} = \frac{F_s \cdot P_o}{\pi \cdot D \cdot \tau_a} \lambda$$

ここに、

λ_{a1} : 定着長 (m)

F_s : 計画安全率 (仮設アンカー $F_s = 1.5$)

P_o : 設計アンカー力 (kN)

D : アンカー体の径 (削孔径 φ0.115m)

τ_a : アンカー体と地盤の周面摩擦抵抗力 (kN/m²)

(定着地盤を砂礫の $\bar{N} > 50$ の地盤と考え、 $\tau_a = 450 \text{ kN/m}^2$)

	設計アンカー力	計画安全率	削孔径	摩擦抵抗力	定着長
	P_o (kN/本)	F_s	D (m)	τ_a (kN/m ²)	λ_{a1} (m)
上段アンカー	568.67	1.5	0.115	450	5.25
下段アンカー	374.12	1.5	0.115	450	3.50

2) アンカー材とグラウト材の付着力による定着力

$$\ell_{a2} = \frac{P_o}{U \cdot \tau_{ao}}$$

ここに、

ℓ_{a2} : 定着長 (mm)

P_o : 設計アンカー力 (N)

U : 引張材の見掛けの周長 (mm)

τ_{ao} : グラウトの許容付着応力度 (N/mm²)

($\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ 、異形 P.C. 棒鋼 $\tau_{ao} = 1.6 \text{ N/mm}^2$)

	設計アンカー力	引張材の周長	付着応力度	定着長
	P_o (N/本)	U (mm)	τ_{ao} (N/mm ²)	ℓ_{a2} (mm)
上段アンカー	568.67	113.1	1.6	3.15
下段アンカー	374.12	100.5	1.6	2.33

3) 定着長の決定値

	摩擦抵抗による定着力	付着応力度による定着長	定着長の決定値
	ℓ_{a1} (m)	ℓ_{a2} (m)	ℓ_a (m)
上段アンカー	5.25	3.15	5.50
下段アンカー	3.50	2.33	3.50

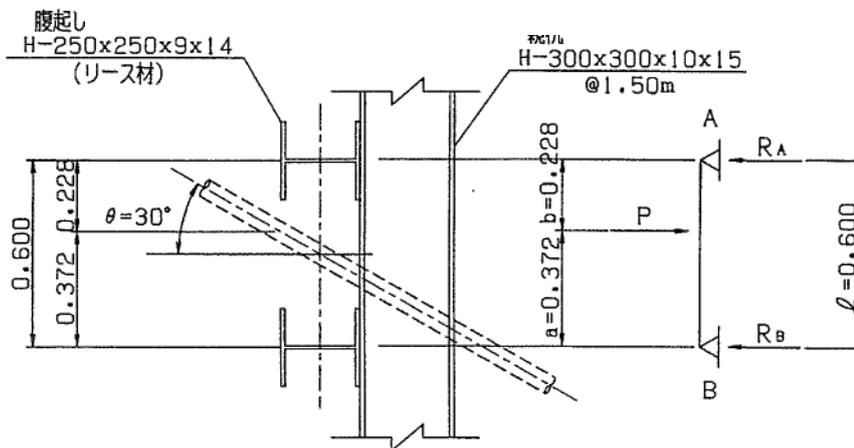
自由長の最小長 $\ell_f = 4.00\text{m}$

定着長の最小長 $\ell_a = 3.00\text{m}$

定着長の最大長 $\ell_a = 10.00\text{m}$

アンカーの定着は良質な地盤にする。

(7) 腹起し材の計算



1) アンカー支点反力 (親杭間隔 $\lambda = 1.50\text{m}$ 当たり)

上段アンカー点

$$P_1 = R_1 \cdot \lambda = 164.16 \times 1.50 = 246.24\text{kN}$$

下段アンカー点

$$P_2 = R_2 \cdot \lambda = 108.00 \times 1.50 = 162.00\text{kN}$$

2) 上側腹起しに作用するアンカー支点反力

$$R_A = \frac{P \cdot a}{\lambda}$$

上段アンカー点の腹起し

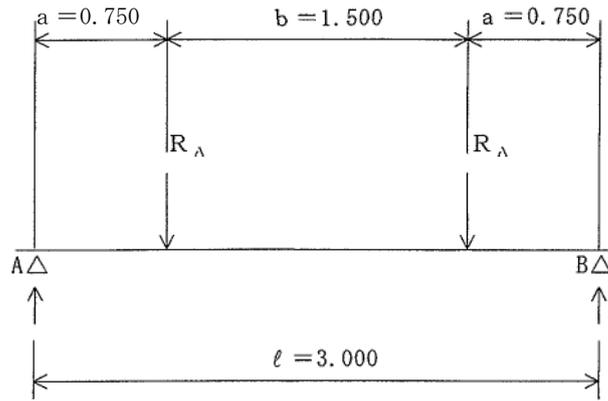
$$R_{A1} = \frac{246.24 \times 0.372}{0.600} = 152.67\text{kN}$$

下段アンカー点の腹起し

$$R_{A2} = \frac{162.00 \times 0.372}{0.600} = 100.44\text{kN}$$

3) 腹起しに作用する断面力

アンカー点を支承とし、親杭の位置に集中荷重が作用する単純梁として計算する。



曲げモーメント

$$M_{\max} = R_A \cdot a$$

せん断力

$$S_{\max} = R_A$$

	R_A (kN)	a (m)	曲げモーメント	せん断力
			$M = R_A \cdot a$ (kN·m)	$S = R_A$ (kN)
上段アンカー腹起し	152.67	0.75	114.50	152.67
下段アンカー腹起し	100.44	0.75	75.33	100.44

4) 応力度の計算

上段、下段共

H-250×250×9×14 (リース材) 使用する。

$$Z = 708 \text{ cm}^3$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{t_1(H-2 \cdot t_2)} < \tau_a = 80 \times 1.5 = 120 \text{ N/mm}^2$$

a) 上断腹起し

$$\sigma = \frac{114.50 \times 10^6}{708 \times 10^3} = 161.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{152.67 \times 10^3}{9 \times (250 - 2 \times 14)} = 76.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

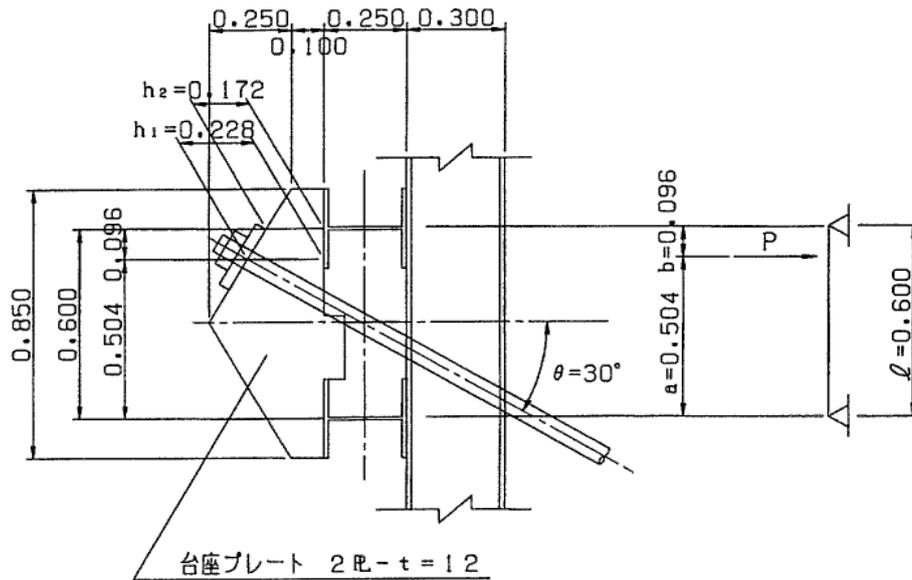
b) 下断腹起し

$$\sigma = \frac{75.33 \times 10^6}{708 \times 10^3} = 106.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{100.44 \times 10^3}{9 \times (250 - 2 \times 14)} = 50.3 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

下断腹起し材については、上側と同一部材を使用し計算は省略する。

(8) 台座の計算



1) アンカー支点反力

アンカー間隔 $\lambda = 3.00\text{m}$ 当たり

上段アンカー支点反力 $P_1 = 492.48\text{kN}$

下段アンカー支点反力 $P_2 = 324.00\text{kN}$

2) 台座に作用する断面力

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{P \cdot a \cdot b}{\lambda}$$

せん断力

$$S = \frac{P \cdot a}{\lambda}$$

a) 上段台座

$$M_{\max} = \frac{492.48 \times 0.504 \times 0.096}{0.600} = 39.71\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{492.48 \times 0.504}{0.600} = 413.68\text{kN}$$

b) 下段台座

$$M_{\max} = \frac{324.00 \times 0.504 \times 0.096}{0.600} = 26.13\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$S = \frac{324.00 \times 0.504}{0.600} = 272.16\text{kN}$$

3) 応力度計算

プレートの諸元

$t = 12\text{ mm}$ $n = 2\text{ 枚}$

$$A = t \cdot h_2 \cdot n = 12 \times 172 \times 2 = 4128\text{ mm}^2$$

$$Z = \frac{t}{6} \cdot h_1^2 \cdot n = \frac{12 \times 228^2 \times 2}{6}$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} < \tau_a = 80 \times 1.5 = 120 \text{N/mm}^2$$

a) 上段台座

$$\sigma = \frac{39.71 \times 10^6}{207936} = 191.0 \text{N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{413.68 \times 10^3}{4128} = 100.2 \text{N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{N/mm}^2$$

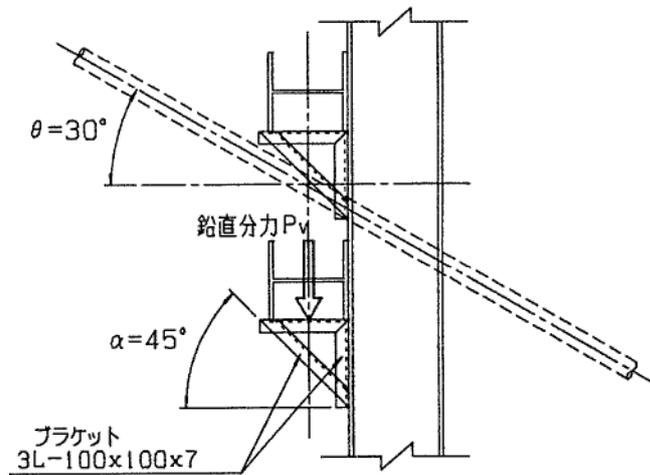
b) 下段台座

$$\sigma = \frac{26.13 \times 10^6}{207936} = 125.7 \text{N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{272.16 \times 10^3}{4128} = 65.9 \text{N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{N/mm}^2$$

(9) ブラケットの計算

アンカー張力による鉛直分力が作用する。この鉛直力を下側ブラケットで受け持たせる。



1) 鉛直分力

ブラケットを親柱間隔 $\ell = 1.50\text{m}$ に設置すると

$$P_v = R \cdot \lambda \cdot \tan \theta + w \cdot \lambda$$

上段ブラケット

$$P_{v1} = 164.16 \times 1.50 \times \tan 30^\circ + 0.8 \times 1.50 = 143.37 \text{kN}$$

下段

$$P_{v2} = 108.00 \times 1.50 \times \tan 30^\circ + 0.8 \times 1.50 = 94.73 \text{kN}$$

2) ブラケット斜材に生じる最大圧縮力

$$N = P \cdot v \cdot \frac{1}{\cos\alpha}$$

上段ブラケット

$$N_1 = 143.37 \times \frac{1}{\cos 45^\circ} = 202.76 \text{ kN}$$

3) 応力度

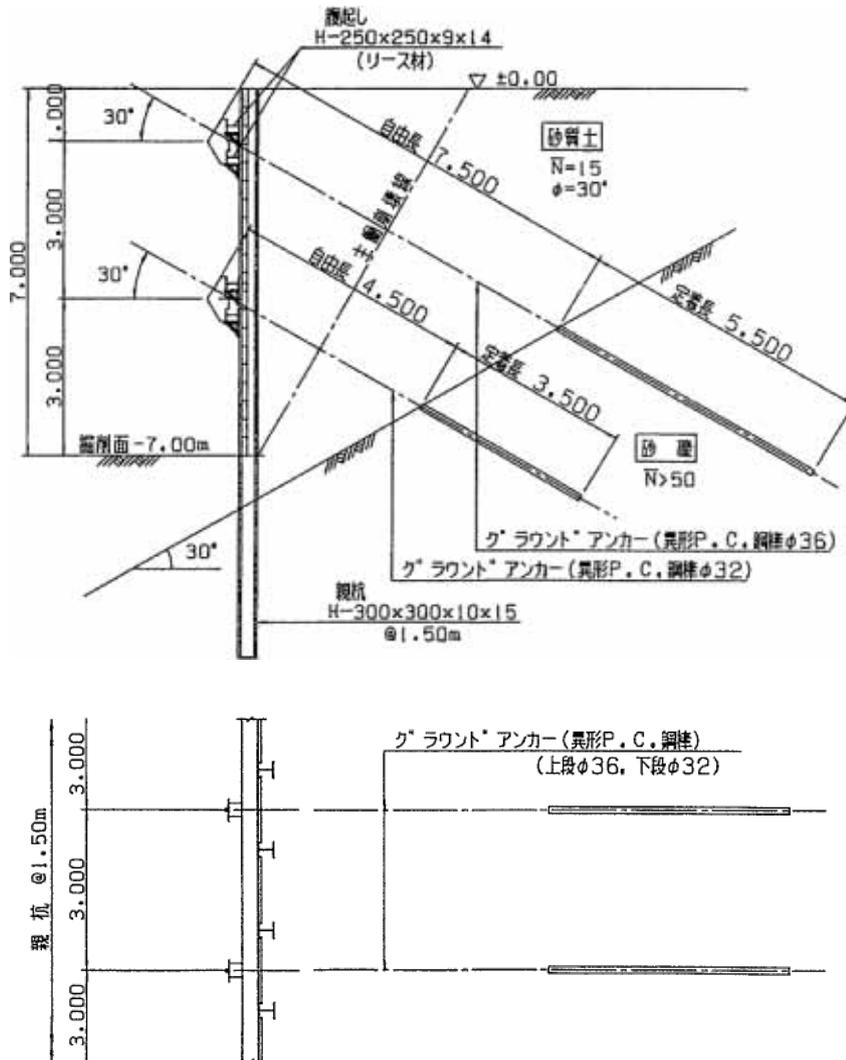
L-100×100×τ使用する。

$$A = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$= \frac{202.76 \times 10^3}{13.62 \times 10^2} = 148.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 140 \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

上側腹起し下にも同一のブラケットを使用する。



1-2 鋼矢板土留工

1-2-1 根入れ長の計算

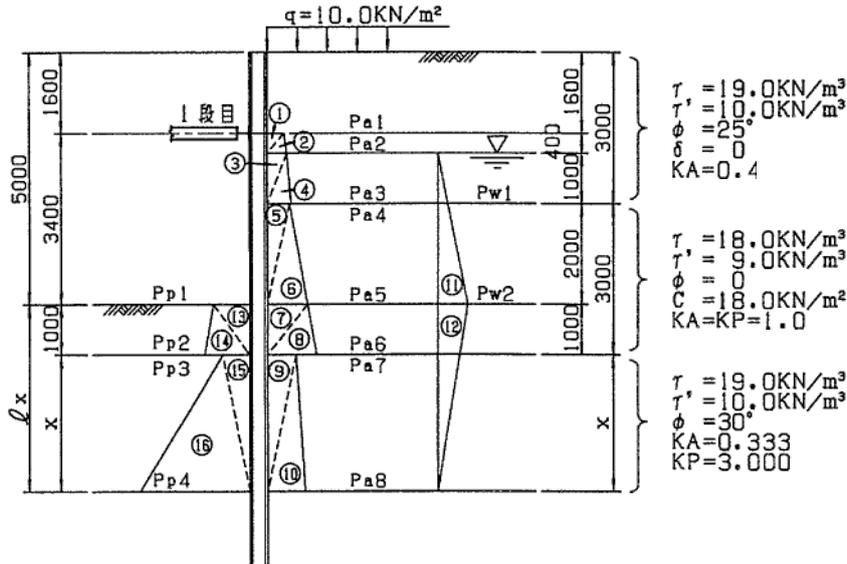
(1) 第1次掘削

「1. 自立式鋼矢板土留工」を参照の事。

(2) 第2次掘削

1) 釣り合い深さの計算

1段目支保工を支点とした主働側モーメントと受働側モーメントの釣り合う深さを求める。



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働土圧強度

$$\begin{aligned}
 P_{a1} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 0.406 \times (10.00 + 19.00 \times 1.600) = 16.402 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a2} &= 0.406 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000) = 19.488 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a3} &= 19.488 + 0.406 \times (10.00 \times 1.000) = 23.548 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a4} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) - 2 \cdot C \\
 &= 1.000 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000) - 2 \times 18.00 = 22.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a5} &= 22.000 + 1.000 \times (9.00 \times 2.000) = 40.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a6} &= 40.000 + 1.000 \times (9.00 \times 1.000) = 49.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a7} &= K_A \cdot (q + \Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000) = 28.305 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{a8} &= 28.305 + 0.333 \times (10.00 \times x)
 \end{aligned}$$

ii) 受働土圧強度

$$\begin{aligned}
 P_{p1} &= 2 \cdot C \\
 &= 2 \times 18.00 = 36.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p2} &= K_P \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) + 2 \cdot C \\
 &= 1.000 \times (9.00 \times 1.000) + 2 \times 18.000 = 45.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p3} &= K_P \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 3.000 \times (9.00 \times 1.000) = 27.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$P p_4 = 27.000 + 3.000 (10.00 \times x)$$

$$= 30.000 x + 27.000$$

iii) 水圧 (主働側)

$$P w_1 = w_o \cdot h$$

$$= 10.00 \times 1.000 = 10.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P w_2 = 10.00 \times 3.000 = 30.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 釣り合い深さの計算

		P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 16.402 × 0.400	3.280	0.133	0.436
	②	1/2 × 19.488 × 0.400	3.898	0.267	1.041
	③	1/2 × 19.488 × 1.000	9.744	0.733	7.142
	④	1/2 × 23.548 × 1.000	11.774	1.067	12.563
	⑤	1/2 × 22.000 × 2.000	22.000	2.067	45.474
	⑥	1/2 × 40.000 × 2.000	40.000	2.733	109.320
	⑦	1/2 × 40.000 × 1.000	20.000	3.733	74.660
	⑧	1/2 × 49.000 × 1.000	24.500	4.067	99.642
	⑨	1/2 × 28.305 × x	14.153 x	4.400 + 1/3 x	4.718 x ² + 62.273 x
	⑩	1/2 × (3.330 x + 28.305) × x	1.665 x ² + 14.153 x	4.400 + 2/3 x	1.110 x ³ + 16.761 x ² + 62.273 x
	⑪	1/2 × 30.000 × 3.000	45.000	2.400	108.00
	⑫	1/2 × 30.000 × (1.000 + x)	15.000 x + 15.000	3.400 + 1/3 × (1.000 + x)	5.000 x ² + 61.000 x + 56.000
	計	1.110 x ³ + 26.479 x ² + 185.546 x + 514.278			
受働側	⑬	1/2 × 36.000 × 1.000	18.000	3.733	67.194
	⑭	1/2 × 45.000 × 1.000	22.500	4.067	91.508
	⑮	1/2 × 27.000 × x	13.500 x	4.400 + 1/3 x	4.500 x ² + 59.400 x
	⑯	1/2 × (30.000 x + 27.000) × x	15.000 x ² + 13.500 x	4.400 + 2/3 x	10.000 x ³ + 75.000 x ² + 59.400 x
		計	10.000 x ³ + 79.500 x ² + 118.800 x + 158.702		

$$F = \frac{M p}{M a} = 1 \text{ より}$$

$$M a = M p$$

$$\therefore 1.110 x^3 + 26.479 x^2 + 185.546 x + 514.278$$

$$= 10.000 x^3 + 79.500 x^2 + 118.800 x + 158.702$$

$$8.890 x^3 + 53.021 x^2 - 66.746 x - 355.576 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 2.637 \text{ m}$$

$$\ell x = 3.637 \text{ m} \quad (\text{GL} - 8.637 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

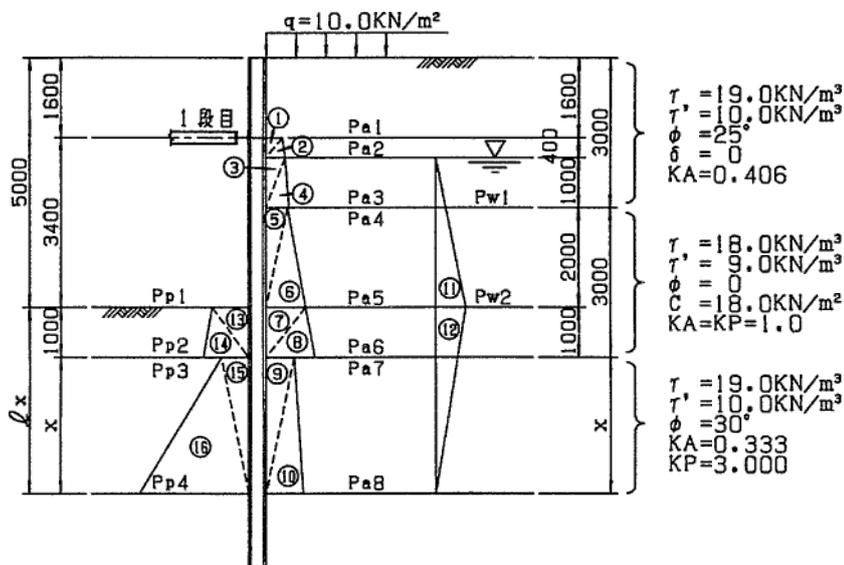
受働側土圧力の合力の作用点を求める。

		P (kN/m ²)	y (m)	M=P・y (kN・m)	
受働側	⑬	—	18.000	0.333	5.994
	⑭	—	22.500	0.667	15.008
	⑮	1/2×27.000×2.637	35.600	1.897	67.533
	⑯	1/2×(30.000×2.637+27.000)×2.637	139.906	2.758	385.861
	計	—	216.006	—	474.396

$$x_o = \frac{M}{P} = \frac{959.358}{333.893} = 2.873\text{m (GL -10.873m)}$$

(3) 第3次掘削時

1) 釣り合い深さの計算



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働側土圧強度

$$P a_1 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h) - 2 C$$

$$= 1.000 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 1.000) - 2 \times 18.000 = 31.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_2 = 31.000 + 1.000 \times (9.00 \times 2.000) = 49.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_3 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000) = 28.305 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_4 = 28.305 + 0.333 \times (10.00 \times 2.000) = 34.965 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_5 = 34.965 + 0.333 \times (10.00 \times 1.000) = 38.295 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_6 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.271 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 3.000) = 31.165 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_7 = 31.165 + 0.271 \times (10.00 \times x)$$

$$= 2.710 x + 31.165$$

ii) 受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 P_{p_1} &= K_p \cdot (\Sigma \gamma \cdot h) \\
 &= 3.000 \times 0 &= 0 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_2} &= 3.000 \times (10.00 \times 1.000) &= 30.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_3} &= 3.690 \times (10.00 \times 1.000) &= 36.906 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{p_4} &= 36.900 + 3.690 \times (10.00 \times x) \\
 &= 36.900x + 36.900
 \end{aligned}$$

iii) 水圧 (主働側)

$$\begin{aligned}
 P_{w_1} &= w_o \cdot h \\
 &= 10.00 \times 2.000 &= 20.000 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{w_2} &= 10.00 \times 6.000 &= 60.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b) 釣り合い深さの計算

	P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	① 1/2 × 31.000 × 2.000	31.000	0.667	20.677
	② 1/2 × 49.000 × 2.000	49.000	1.333	65.317
	③ 1/2 × 28.305 × 2.000	28.305	2.667	75.489
	④ 1/2 × 34.965 × 2.000	34.965	3.333	116.538
	⑤ 1/2 × 34.965 × 1.000	17.483	4.333	75.754
	⑥ 1/2 × 38.295 × 1.000	19.148	4.667	89.364
	⑦ 1/2 × 31.165 × x	15.583x	5.000 + 1/3 x	5.194x ² + 77.915x
	⑧ 1/2 × (2.710x + 31.165) × x	1.355x ² + 15.583x	5.000 + 2/3 x	0.903x ³ + 17.164x ² + 77.915x
	⑨ 1/2 × 20.000 × 4.000	40.000	1.333	53.320
	⑩ 1/2 × 60.000 × 4.000	120.000	2.667	320.040
	⑪ 1/2 × 60.000 × (1.000 + x)	30.000x + 30.000	4.000 + 1/3 × (1.000 + x)	10.000x ² + 140.000x + 130.000
計	0.903x ³ + 32.358x ² + 295.830x + 946.499			
受働側	⑫ 1/2 × 30.000 × 1.000	15.000	4.667	70.005
	⑬ 1/2 × 36.900 × x	18.450x	5.000 + 1/3 x	46.150x ² + 92.250x
	⑭ 1/2 × (36.900x + 36.900) × x	18.450x ² + 18.450x	5.000 + 2/3 x	12.300x ³ + 104.550x ² + 92.250x
	計	12.300x ³ + 110.700x ² + 184.500x + 70.005		

$$F = \frac{M_p}{M_a} = 1 \text{ より}$$

$$M_a = M_p$$

$$\therefore 0.903x^3 + 32.358x^2 + 295.830x + 946.499$$

$$= 12.300x^3 + 110.700x^2 + 184.500x + 70.005$$

$$11.397x^3 + 78.342x^2 - 111.330x - 876.494 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 3.276 \text{ m}$$

$$\therefore \ell x = 4.276 \text{ m} \quad (\text{G L} - 12.276 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

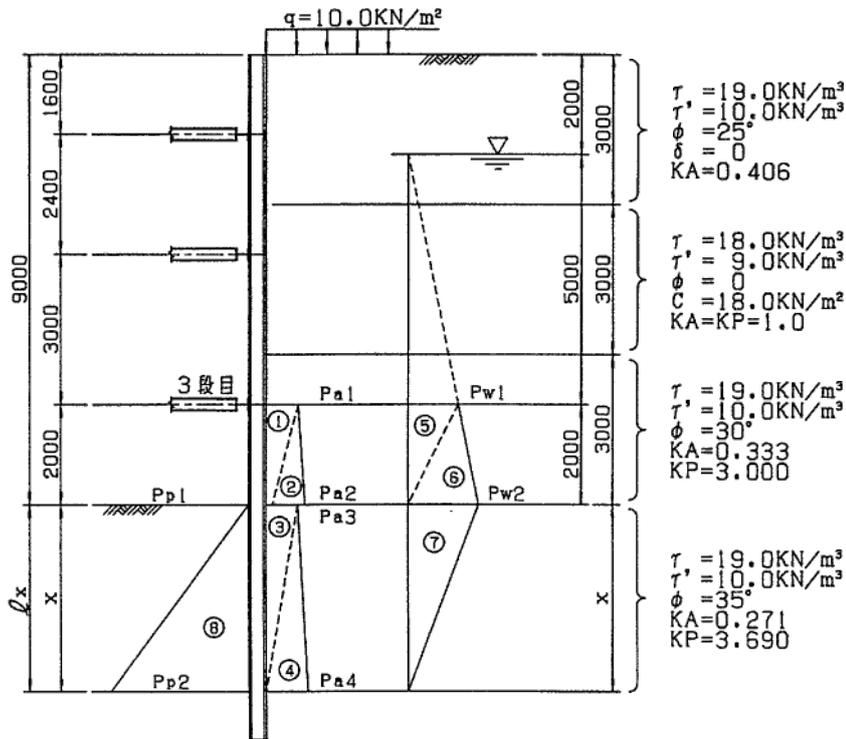
受働側土圧力の合力の作用点を求める。

		P (kN/m ²)	y (m)	M=P・y (kN・m)	
受働側	⑫	—	15.000	0.667	10.005
	⑬	1/2×36.900×3.276	60.442	2.092	126.445
	⑭	1/2×(36.900×3.276+36.900)×3.276	258.451	3.184	822.908
	計	—	333.893	—	959.358

$$x_o = \frac{M}{P} = \frac{959.358}{333.893} = 2.873\text{m (GL-10.873m)}$$

(4) 第4次掘削時 (最終掘削時)

1) 釣り合い深さの計算



a) 土圧及び水圧強度

i) 主働側土圧強度

$$P a_1 = K_A \cdot (q + \sum \gamma \cdot h)$$

$$= 0.333 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 1.000)$$

$$= 31.635 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_2 = 31.635 + 0.333 \times (10.00 \times 2.000)$$

$$= 38.295 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_3 = 0.271 \times (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 1.000 + 9.00 \times 3.000 + 10.00 \times 3.000)$$

$$= 31.165 \text{ kN/m}^2$$

$$P a_4 = 31.165 + 0.271 \times (10.00 \times x)$$

$$= 2.710x + 31.165$$

ii) 受働土圧係数

$$P p_1 = K_P \cdot (\sum \gamma \cdot h)$$

$$=3.690 \times 0$$

$$=0 \text{ kN/m}^2$$

$$P p_4 = 3.690 + (10.00 \times x)$$

$$=36.900 x$$

iii) 水圧 (主働側)

$$P w_1 = w o \cdot h$$

$$=10.00 \times 5000$$

$$=50.000 \text{ kN/m}^2$$

$$P w_2 = 10.00 \times 7.000$$

$$=70.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 釣り合い深さの計算

		P (kN/m ²)	y (m)	M = P · y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 31.635 × 2.000	31.635	0.667	21.101
	②	1/2 × 38.295 × 2.000	38.295	1.333	51.047
	③	1/2 × 31.165 × x	15.583 x	2.000 + 1/3 x	5.194 x ² + 31.166 x
	④	1/2 × (2.710 x + 31.165) × x	1.355 x ² + 15.583 x	2.000 + 2/3 x	0.903 x ³ + 13.099 x ² + 31.166 x
	⑤	1/2 × 50.000 × 2.000	50.000	0.667	33.350
	⑥	1/2 × 70.000 × 2.000	70.000	1.333	93.310
	⑦	1/2 × 70.000 × x	35.000 x	2.000 + 1/3 x	11.667 x ² + 70.000 x
	計	0.903 x ³ + 29.960 x ² + 132.332 x + 198.808			
受働側	⑧	1/2 × 36.900 x × x	18.450 x ²	2.000 + 2/3 x	12.300 x ³ + 36.900 x ²
	計	12.300 x ³ + 36.900 x ²			

$$F = \frac{M p}{M a} = 1 \text{ より}$$

$$M a = M p$$

$$\therefore 0.903 x^3 + 29.960 x^2 + 132.332 x + 198.808$$

$$= 12.300 x^3 + 36.900 x^2$$

$$11.397 x^3 + 6.940 x^2 - 132.332 x - 198.808 = 0$$

代入法より解くと

$$x = 3.741 \text{ m}$$

$$\therefore \ell x = 3.741 \text{ m} \quad (\text{G L} - 12.741 \text{ m})$$

c) 仮想支持点の計算

受働側土圧力の合力の作用点を求める。

$$X_o = 2/3 \times 3.741 = 2.494 \text{ m} \quad (\text{G L} - 11.494 \text{ m})$$

(5) ボイリングの検討

ボイリングより決まる必要根入れ長

$$F_s = \frac{w}{u}$$

$$w = \gamma' \cdot \ell_d$$

$$u = \lambda \frac{1.57 \lambda_w h_w}{4}$$

以上の式より、

$$\begin{aligned} \ell_d &= \frac{\lambda 11.57 \gamma_w h_w}{4 \gamma} F_s \\ &= \frac{1.86 \times 1.57 \times 10.00 \times 7.000}{4 \times 10.00} \times 1.20 \\ &= 6.132 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここで、 F_s : ボイリングに対する安全率 1.20

γ : 土の水中単位体積重量 10.00 (kN/m³)

λ_d : 土留め壁の根入長

γ_w : 水の単位体積重量 10.00 (kN/m³)

h_w : 水位差 7.00 (m)

λ : 土留め壁形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 = 1.92 \times 0.97 = 1.86$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B / \lambda_d)^{-0.45}$$

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (8.000 / 6.132)^{-0.45}$$

$$= 1.92$$

λ_2 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (L / B) + 0.37 \}^{-2}$$

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{ (14.000 / 8.000) + 0.37 \}^{-2}$$

$$= 0.97$$

B : 土留め平面形状の短辺 8.000 (m)

L : 土留め平面形状の長辺 14.000 (m)

必要根入れ長 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

(6) 鋼矢板の根入れ長

つり合い深さ L=3.741 (m) [G.L. -12.741 (m)] 最終掘削時

$$1.2 \times L = 4.489 \text{ (m)} \quad [G.L. -12.489 \text{ (m)}]$$

最小根入れ長 3.000 (m) [G.L. -12.000 (m)]

ボイリングより 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

よって必要根入れ長は 6.132 (m) [G.L. -15.132 (m)]

使用鋼材 L=15.500-(0.200+0.300)=15.000 (m) (鋼矢板IV型)

1-2-2 土留壁の断面計算

(1) 第1次掘削時

第1次掘削時は「自立式土留工」を参照の事。

(2) 第2次掘削時

最下段切梁と仮想支持点を支点とする単純梁として、断面力を求める。

尚、土圧は断面計算用土圧を使用する。

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

砂質地盤 $b = 2$

3) 仮想支持点までの土の平均単位体積重量

深 度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000~2.000	2.000	19.00	38.000
2.000~3.000	1.000	10.00	10.000
3.000~6.000	3.000	9.00	27.000
6.000~7.196	1.196	10.00	11.960
合 計	7.196	—	86.960

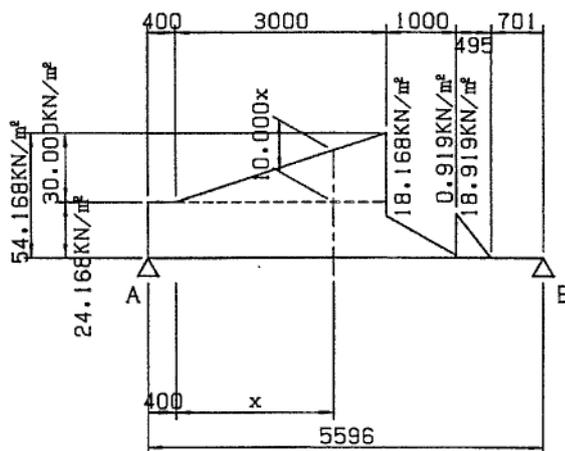
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{86.960}{7.196} = 12.084 \text{ kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 12.084 = 24.168 \text{ kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.380 = 0.879 \text{ m}$$

5) 断面力の計算



i) 支点反力

$$\begin{aligned} R_A &= 1/6.873 \times (42.760 \times 4.000 \times 4.873 + 1/2 \times 40.000 \times 4.000 \times 4.206 + 38.728 \times 1.000 \\ &\quad \times 2.373 + 1/2 \times 44.032 \times 1.000 \times 2.540 + 1/2 \times 31.828 \times 0.625 \times 1.665) \\ &= 194.142 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$\begin{aligned} M_x &= 86.921 \times (0.400 + x) - 24.168 \times (0.400 + x) \times 1/2 \times (0.400 + x) - 1/2 \\ &\quad \times 10.000 \times x \times x \times 1/3 \times x = 0 \\ &= 32.835 + 77.254x - 12.084x^2 - 1/6 \times 10.000x^3 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = 77.254 - 24.168x - 5.000x^2$$

$$x = \frac{24.168 \pm \sqrt{24.168^2 + 4 \times 5.000 \times 77.254}}{2 \times (-5.000)} = 2.197 \text{ m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 32.835 + 77.254 \times 2.197 - 12.084 \times 2.197^2 - 1/6 \times 10.000 \times 2.197^3$$

$$= 126.561 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 第3次掘削時

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

砂質地盤 $b = 1.00$

3) 仮想支持点までの土の単位体積重量

深度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000 ~ 2.000	2.000	19.00	38.000
2.000 ~ 3.000	1.000	10.00	10.000
3.000 ~ 6.000	3.000	9.00	27.000
6.000 ~ 9.000	3.000	10.00	30.000
9.000 ~ 10.873	1.873	10.00	18.730
合計	10.873	—	123.730

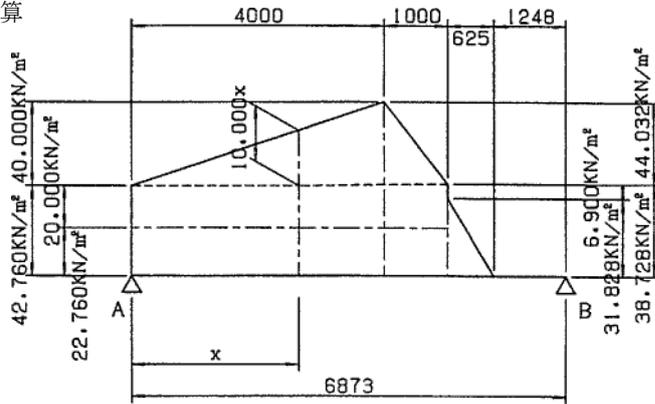
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{123.730}{10.873} = 11.380 \text{ kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 11.380 = 22.760 \text{ kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.380 = 0.879 \text{ m}$$

5) 断面力の計算



i) 支点反力

$$R_A = 1/6.873 \times (42.760 \times 4.000 \times 4.873 + 1/2 \times 40.000 \times 4.000 \times 4.206 + 38.728 \times 1.000 \times 2.373 + 1/2 \times 44.032 \times 1.000 \times 2.540 + 1/2 \times 31.828 \times 0.625 \times 1.665)$$

$$= 194.142 \text{ kN/m}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$M_x = 194.142 \times x - 1/2 \times 42.760 \times x^2 - 1/2 \times 10.000 \times x \times x \times 1/3 x$$

$$= 194.142 \times x - 21.380 x^2 - 1/6 \times 10.000 \times x^3$$

$$S_x = \frac{dMx}{dx} = 194.142 - 42.760x - 5.000x^2$$

$$\therefore x = \frac{42.760 \pm \sqrt{42.760^2 + 4 \times 5.000 \times 194.142}}{2 \times (-5.000)} = 3.281 \text{ m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 194.142 \times 3.281 - 21.380 \times 3.281^2 - 1/6 \times 10.000 \times 3.281^3$$

$$= 347.959 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 第4次掘削時

1) 掘削深さによる係数

$$a = 1.00$$

2) 土質による係数

$$\text{砂質地盤 } b = 2$$

3) 仮想支持点までの土の単位体積重量

深度 (m)	層厚 (t) (m)	単位重量 (γ) (kN/m ³)	t · γ (kN/m ²)
0.000 ~ 2.000	2.000	19.00	38.000
2.000 ~ 3.000	1.000	10.00	10.000
3.000 ~ 6.000	3.000	9.00	27.000
6.000 ~ 9.000	3.000	10.00	30.000
9.000 ~ 11.494	2.494	10.00	24.940
合計	11.494	—	129.940

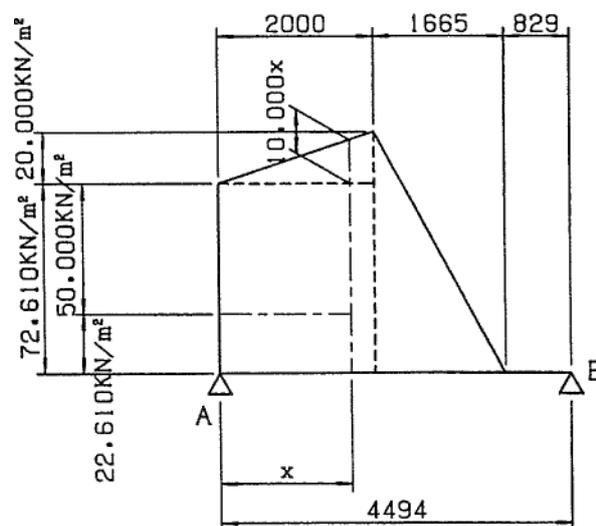
$$\bar{\gamma} = \frac{t \cdot \gamma}{t} = \frac{129.940}{11.494} = 11.305 \text{ kN/m}^3$$

4) 土圧強度

$$P = 1.00 \times 2 \times 11.305 = 22.610 \text{ kN/m}^2$$

$$q / \bar{\gamma} = 10.00 / 11.305 = 0.885 \text{ m}$$

5) 断面力



i) 支点反力

$$R_A = 1/4.494 \times (72.610 \times 2.000 \times 3.494 + 1/2 \times 20.000 \times 2.000 \times 3.161 + 1/2 \times 92.610 \times 1.665 \times 1.939)$$

$$= 160.238 \text{ kN/m}$$

ii) せん断力が0となる位置

$$M_x = 160.238x - 1/2 \times 72.610x^2 - 1/2 \times 10.000x \times x \times 1/3x$$

$$= 160.238x - 36.305x^2 - 1/6 \times 10.000x^3 = 0$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = 160.238 - 72.610x - 5.000x^2$$

$$x = \frac{72.610 \pm \sqrt{72.610^2 + 4 \times 5.000 \times 160.238}}{2 \times (-5.000)} = 1.946 \text{ m}$$

iii) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 160.238 \times 1.946 - 36.305 \times 1.946^2 - 1/6 \times 10.000 \times 1.946^3$$

$$= 162.056 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(5) 鋼矢板の応力度計算

最大曲げモーメント	$M_{\max} = 347.959 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (第3次掘削時)
路面覆工反力	$N_{\max} = 274.7 \times 1/2 = 137.35 \text{ kN}$
使用鋼矢板	鋼矢板IV型 ($Z = 2270000 \text{ mm}^3$, $A = 24250 \text{ mm}^2$)
鋼矢板継手剛性率	$i = 2270000 \text{ mm}^3$, $A = 24250 \text{ mm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{0.60 \cdot Z} + \frac{N}{A} = \frac{347.959 \times 10^6}{0.60 \times 2.27 \times 10^6} + \frac{137.35 \times 10^3}{2.425 \times 10^4}$$

$$= 255.5 + 5.7 = 261 \leq \sigma_a = 265 \text{ N/mm}^2$$

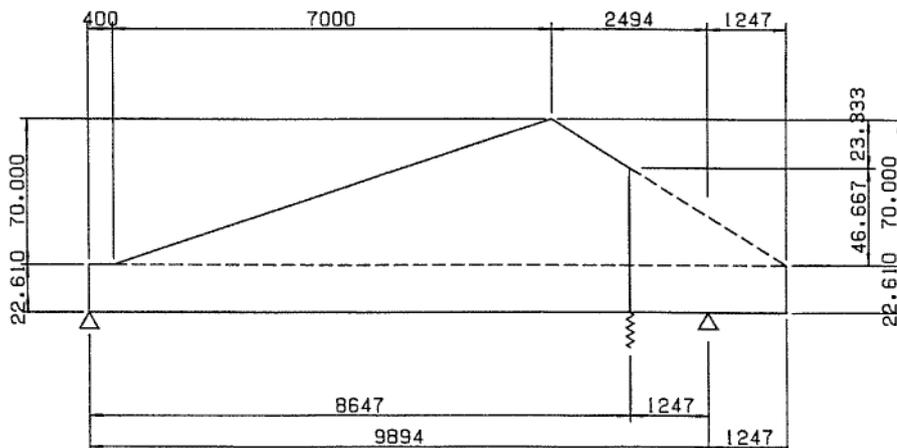
1-2-3 鋼矢板変位量の計算 (切梁式)

鋼矢板変位量の自立式はChangの式により切梁式は最上段切梁位置を剛な支点とし、仮想支持点深さの1/2を弾性支点として、その間を単純梁として梁のたわみにバネ支点のたわみを加えて求める。

尚、自立式に関しては「自立式土留工」を参照の事。

(1) 最終掘削時

1) 平均土圧強度



$$\Sigma P = 22.610 \times 8.647 + 1/2 \times (70.000 \times 7.000 + 70.000 \times 1.247 + 46.667 \times 1.247)$$

$$= 513.251 \text{ kN/m}$$

$$\therefore \bar{q} = \frac{P}{\lambda} = \frac{513.251}{8.647} = 59.356 \text{ kN/m}$$

2) 鋼矢板最大変位量

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

ここで、 δ : 最大変位量

δ_1 : 単純梁の中央のたわみ

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot \bar{q} \cdot \ell^4}{384 \cdot E \times 0.45 I}$$

δ_2 : バネによる中央のたわみ

$$\delta_2 = \frac{1}{2} \times \frac{R}{K}$$

λ : 支間 $\lambda = 7.400 + 1/2 \times 2.494 = 8.647 \text{ m}$

\bar{q} : 平均土圧強度 $\bar{q} = 59.356 \text{ kN/m}$

R : バネ支点の反力

$$R = 1/2 \cdot \bar{q} \cdot \lambda = 1/2 \times 59.356 \times 8.647 = 256.626 \text{ kN}$$

K : 弾性支点のばね定数

$$K = K \cdot x = 1830.09 \times 2.494 \times 1.00 = 4564.2 \text{ kN/m}$$

i) 単純梁の中央のたわみ

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot \bar{q} \cdot \ell^4}{384 \cdot E \times 0.45 I} = \frac{5 \times 59.356 \times 864.7^4}{384 \times 20000000 \times 0.45 \times 38600} = 12.438 \text{ cm}$$

ii) バネによるの中央のたわみ

$$\delta_2 = \frac{1}{2} \times \frac{M}{K} = \frac{1}{2} \times \frac{256626}{445642} = 2.811 \text{ cm}$$

iii) 鋼矢板最大変位量

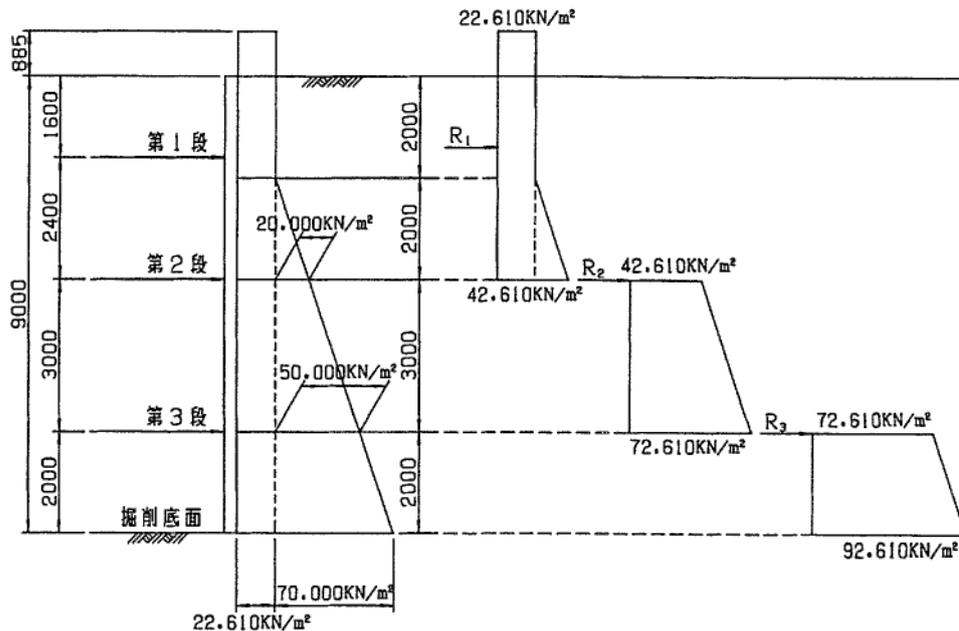
$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 12.438 + 2.811 = 15.249 \text{ cm} \leq \delta_a = 30.0 \text{ cm}$$

(2) 鋼矢板天端の変位量

鋼矢板天端の変位量の計算は「自立式鋼矢板土留工」を参照の事。

1-2-4 各段切梁反力の計算

最終掘削時荷重状態で下方分担法により算出する。



(1) 切梁反力

1) 第1段

$$R_1 = 22.610 \times (0.885 + 2.000) + 1/2 \times (22.610 + 42.610) \times 2.000 = 130.450 \text{ kN/m}$$

2) 第2段

$$R_2 = 1/2 \times (42.610 + 72.610) \times 3.000 = 172.830 \text{ kN/m}$$

3) 第3段

$$R_3 = 1/2 \times (72.610 + 92.610) \times 2.000 = 165.220 \text{ kN/m}$$

1-2-5 腹起しの計算

1) 第1段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A 154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x 15.10 (cm)
	r _y 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 130.45 × 4.00 + 0.00	= 521.80 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 130.45 × 3.00 ²	= 146.76 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 130.45 × 3.00	= 195.68 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.18 + 0.43 = 0.61 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 33.7 + 84.6 = 118.3 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{521800}{15490} = 33.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{146760000}{2000000 \times 1.00} = 73.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 12000000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{195680}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 52 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

2) 第2段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A = 154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x = 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x = 15.10 (cm)
	r _y = 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 172.83 × 4.00 + 0.00	= 691.32 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 172.83 × 3.00 ²	= 194.43 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 172.83 × 3.00	= 259.25 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.23 + 0.60 = 0.84 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 44.6 + 118.0 = 162.6 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{691320}{15490} = 44.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{194430000}{2000 \times 1.00} = 97.2 \text{ (KN/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 12000000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{259250}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 69 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第3段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x	15.10 (cm)
	r _y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 165.22 × 4.00 + 0.00	= 660.88 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 165.22 × 3.00 ²	= 185.87 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 165.22 × 3.00	= 247.83 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.00 \times 1000}{151.0} = 19.87$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.00 \times 1000}{89.9} = 33.37$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.00 \times 1000}{350.0} = 8.57$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.22 + 0.57 = 0.80 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 42.7 + 111.7 = 154.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{660880}{15490} = 42.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{185870000}{2000000 \times 1.00} = 92.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (33.37 - 18)\} = 191.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (8.57 - 4.5)\} = 195.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 19.87^2} = 253.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &= \frac{247830}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 66 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 短辺方向の計算

1) 第1段

使用鋼材	H-350×350×12×19
鋼材断面積	A = 154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x = 2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x = 15.10 (cm)
	r _y = 8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 130.45 × 3.51 + 0.00	= 457.88 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 130.45 × 3.21 ²	= 168.02 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 130.45 × 3.21	= 209.37 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.16 + 0.49 = 0.65 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 29.6 + 95.2 = 124.7 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{457880}{15490} = 29.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{168020000}{2000000 \times 1.00} = 84.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{209370}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 56 \text{ (N/mm}^2) \leq 120 \text{ (N/mm}^2)$$

3) 第2段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.9 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)
断面2次半径	r _x	15.10 (cm)
	r _y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	N = 172.83 × 3.51 + 0.00	= 606.63 (kN)
曲げモーメント	M = 1/8 × 172.83 × 3.21 ²	= 222.61 (kN·m)
せん断力	S = 1/2 × 172.83 × 3.21	= 277.39 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.21 + 0.68 = 0.89 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 39.2 + 131.8 = 171.0 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_c = \frac{606630}{15490} = 39.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{222610000}{2000000 \times 1.00} = 111.3 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\tau = \frac{277390}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 74 \text{ (N/mm}^2) \leq 120 \text{ (N/mm}^2)$$

3) 第3段

使用鋼材	H-350×350×12×19	
鋼材断面積	A	154.90 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x	2000 (cm ³)

断面 2 次半径	r_x	15.10 (cm)
	r_y	8.99 (cm)

断面力の計算

軸力	$N = 165.22 \times 3.51 + 0.00$	= 579.92 (kN)
曲げモーメント	$M = 1/8 \times 165.22 \times 3.21^2$	= 212.81 (kN·m)
せん断力	$S = 1/2 \times 165.22 \times 3.21$	= 265.18 (kN)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.21 \times 1000}{151.0} = 21.26$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.21 \times 1000}{89.9} = 35.71$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.21 \times 1000}{350.0} = 9.17$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.20 + 0.65 = 0.85 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 37.4 + 125.0 = 162.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{579920}{15490} = 37.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{212810000}{2000000 \times 1.00} = 106.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (35.71 - 18)\} = 188.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (9.17 - 4.5)\} = 193.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 21.26^2} = 251.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = \frac{265180}{(350.0 - 2 \times 19) \times 12.000} = 71 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1 - 2 - 6 切梁の計算

1) 第 1 段

使用鋼材	H-300×300×10×15	
鋼材断面積	A	104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z_x	1150 (cm ³)
断面 2 次半径	r_x	12.90 (cm)
	r_y	7.51 (cm)

断面力の計算

軸力	$N = 130.45 \times 3.00 + 150.00$	= 579.92 (kN)
曲げモーメント	$M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2$	= 7.57 (kN·m)

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.29 + 0.05 = 0.34 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 51.7 + 8.4 = 60.1 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{541350}{10480} = 51.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

2) 第2段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A 104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z _x 1150 (cm ³)
断面2次半径	r _x 12.90 (cm)
	r _y 7.51 (cm)

断面力の計算

$$\text{軸力} \quad N = 172.83 \times 3.00 + 150.00 = 668.49 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2 = 7.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

応力度の計算

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.36 + 0.05 = 0.41 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 63.8 + 8.9 = 72.7 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{668490}{10480} = 63.8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

3) 第3段

使用鋼材	H-300×300×10×15	
鋼材断面積	A	104.80 (cm ²)
鋼材断面係数	Z	1150 (cm ³)
断面2次半径	r _x	12.90 (cm)
	r _y	7.51 (cm)

断面力の計算

$$\text{軸力} \quad N = 165.22 \times 3.00 + 150.00 = 645.66 \text{ (kN)}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 1/8 \times 5.0 \times 3.48^2 = 7.57 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$\frac{Lx}{r_x} = \frac{3.48 \times 1000}{129.0} = 26.98$$

$$\frac{Ly}{r_y} = \frac{3.48 \times 1000}{75.1} = 46.34$$

$$\frac{L}{b} = \frac{3.48 \times 1000}{300.0} = 11.60$$

照査式 1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \cdot (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 0.35 + 0.05 = 0.40 \leq 1.0$$

照査式 2

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} = 61.6 + 8.8 = 70.4 \leq 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c = \frac{645660}{10480} = 61.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bcy} = \frac{7570000}{1150000 \times 1.00} = 6.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{caz} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (46.34 - 18)\} = 175.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{cal} = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bagy} = 1.5 \times \{140 - 2.4 \times (11.60 - 4.5)\} = 184.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1.5 \times 1200000}{6700 + 26.98^2} = 242.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

1-2-7 火打ち梁の計算

1) 第1段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r _y 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

荷重 130.45 (kN/m)

断面力の計算

$$\text{軸力 } N = \sqrt{2} \times 130.45 \times 1.61 + 150.00 = 447.02 \text{ (kN)}$$

$$\text{せん断力 } S = 1 / \sqrt{2} \times 447.02 = 316.09 \text{ (kN)}$$

応力度の計算

$$\sigma_n = \frac{447020}{10480.0} = 42.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{na} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \sigma_{\tau a}} = \frac{316090}{\pi/4 \times 22^2 \times 135.0} = 6.2 \text{ (本)}$$

ここで、 $\sigma_{\tau a}$: ボルトの許容せん断応力度

使用ボルト本数を8本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{316090}{8 \times 22 \times 315} = 5.70 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度

2) 第2段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r _y 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

荷重 172.83 (kN/m)

断面力の計算

$$\begin{aligned} \text{軸力} & N = \sqrt{2} \times 172.83 \times 1.61 + 150.00 = 543.51 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力} & S = 1 / \sqrt{2} \times 543.51 = 384.32 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

応力度の計算

$$\sigma_n = \frac{543510}{10480.0} = 51.9 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{na} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2)$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \tau_a} = \frac{S}{\pi/4 \cdot 22^2 \times 135.0} = 7.5 \text{ (本)}$$

ここで、 τ_a : ボルトの許容せん断応力度

使用ボルト本数を 8 本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{384320}{8 \times 22 \times 315} = 6.93 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度

3) 第3段

使用鋼材	H-300×300×10×15
鋼材断面積	A 104.80 (cm ²)
断面2次半径	r_y 7.51 (cm)
	$\frac{L}{r_y} = 47.14$

$$\text{荷重} = 165.22 \text{ (kN/m)}$$

断面力の計算

$$\begin{aligned} \text{軸力} & N = \sqrt{2} \times 165.22 \times 1.61 + 150.00 = 526.19 \text{ (kN)} \\ \text{せん断力} & S = 1 / \sqrt{2} \times 526.19 = 372.07 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

応力度の計算

$$\sigma_n = \frac{526190}{10480.0} = 50.2 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{na} = 174.2 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\sigma_{na} = 1.5 \times \{140 - 0.82 \times (47.14 - 18)\} = 174.2 \text{ (N/mm}^2)$$

火打ち取付部のボルトをM22 とするとボルトの必要本数 n は

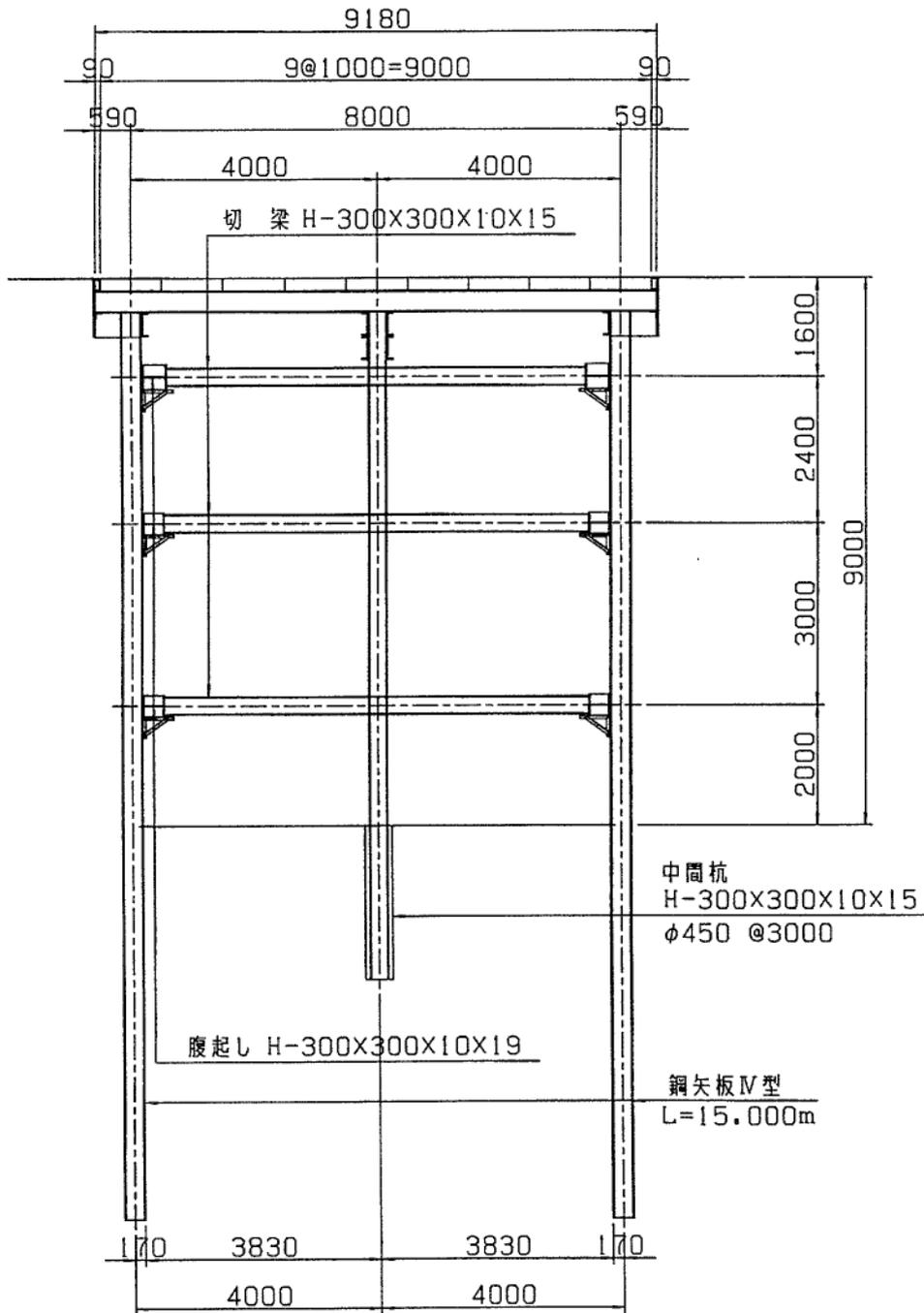
$$n = \frac{S}{\pi/4 \cdot D^2 \cdot \tau_a} = \frac{372070}{\pi/4 \times 22^2 \times 135.0} = 7.3 \text{ (本)}$$

ここで、 τ_a : ボルトの許容せん断応力度

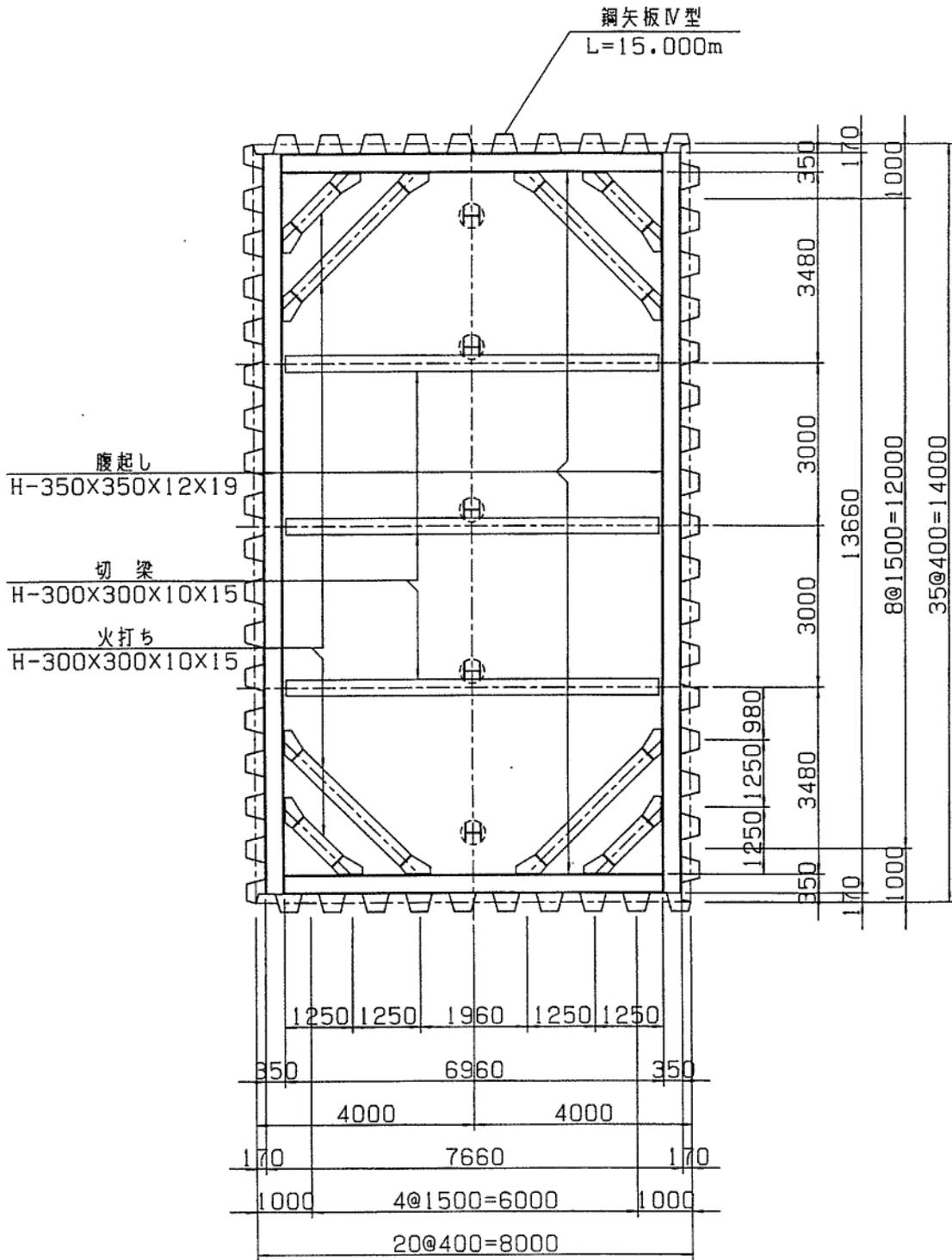
使用ボルト本数を 8 本とすると鋼材の支圧応力度により決まる火打ちピースのプレートの必要厚さおよび腹起しH鋼のフランジの必要厚さ t は

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{372070}{8 \times 22 \times 315} = 6.71 \text{ (mm)}$$

ここで、 σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度



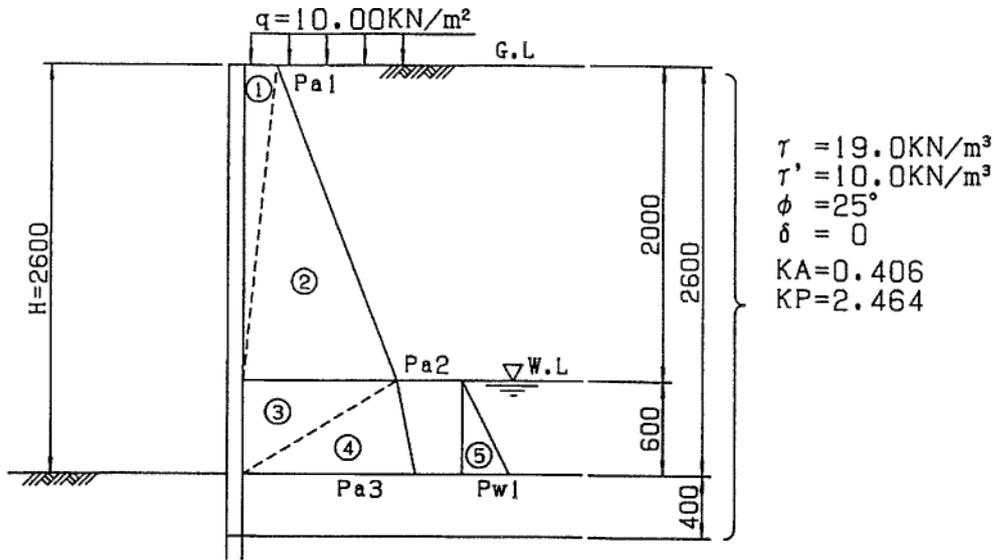
覆工板 1000X200X2000
 覆工受桁 H-300X300X10X15
 受桁受け [-380X100X13X20



1-3 自立式鋼矢板土留工

1-3-1 根入れ長の計算

1) 断面力



a) 土圧及び水圧強度

i) 土圧強度

$$P_{a1} = 10.00 \times 0.406 = 4.060 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a2} = (10.00 + 19.00 \times 2.000) \times 0.406 = 19.488 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{a3} = (10.00 + 19.00 \times 2.000 + 10.00 \times 0.600) \times 0.406 = 21.924 \text{ kN/m}^2$$

ii) 水圧強度

$$P_{w1} = 10.00 \times 0.600 = 6.000 \text{ kN/m}^2$$

b) 断面力

		P (kN)	y (m)	M=P·y (kN·m)	
主働側	①	1/2 × 4.060 × 2.000	4.060	1.933	7.848
	②	1/2 × 19.488 × 2.000	19.488	1.267	24.691
	③	1/2 × 19.488 × 0.600	5.846	0.400	2.338
	④	1/2 × 21.924 × 0.600	6.577	0.200	1.315
	⑤	1/2 × 6.000 × 0.600	1.800	0.200	0.360
合計		—————	37.771	—————	36.552

c) 主働側水平力の作用位置

$$y_o = \frac{M}{y} = \frac{36.552}{37.771} = 0.968 \text{ m}$$

$$\therefore \text{GL} - 1.632 \text{ m}$$

2) 根入れ長の計算

chang の式により計算する。

$$L = 2.5 / \beta = 2.5 / 0.319 = 7.837 \text{ m}$$

ここで、

L	:	根入れ長 (m)	
β	:	$\sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1393.57 \times 1.000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 1.68 \times 10^{-4}}} = 0.319 \text{ m}^{-1}$	
K_H	:	水平方向地盤反力係数	1393.57 kN/m ³
B	:	水平方向地盤反力係数	1393.57 kN/m ³
E	:	土留壁のヤング係数	200000000 kN/m ²
I	:	土留め壁の断面二次モーメント	0.000168 m ⁴ (Ⅲ型) (100%)

∴ 根入れ長 $L = 7.837 \text{ m}$ (G.L. - 10.437m)

3) ボイリングの検討

a) ボイリングによって決まる根入れ長

$$F_s = \frac{w}{u}$$

$$w = \gamma' \lambda_d$$

$$u = \lambda \frac{1.57r_w h_w}{4}$$

以上の式より

$$\begin{aligned} \lambda_d &= \lambda \frac{1.57r_w h_w}{4r} F_s \\ &= \frac{1.46 \times 1.57 \times 10.00 \times 0.600}{4 \times 9.617} \times 1.20 = 0.429 \text{ m} \end{aligned}$$

ここで、 F_s : ボイリングに対する安全率

γ' : 土の水中単位体積重量

$$\gamma' = 1/7.837 \times (3.000 \times 9.00 + 4.837 \times 10.00) = 9.617 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

λ_d : 土留め壁の根入れ長

γ_w : 水の単位体積重量 10.00 (kN/m³)

h_w : 水位差

λ : 土留め壁の形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 = 1.50 \times 0.97 = 1.46$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= 1.30 + 0.7 (B/\lambda_d)^{-0.45} \\ &= 1.30 + 0.7 (8.000/0.429)^{-0.45} \\ &= 1.49 \rightarrow 1.50 \text{ とする。} \end{aligned}$$

λ_2 : 土留め平面形状に関する補正係数

$$\begin{aligned} \lambda_2 &= 0.95 + 0.09 \{ (L/B) + 0.37 \}^{-2} \\ &= 0.95 + 0.09 \{ (14.000/8.000) + 0.37 \}^{-2} \\ &= 0.97 \end{aligned}$$

B : 土留め平面形状の短辺 8.000 (m)

L : 土留め平面形状の長辺 14.000 (m)

必要根入れ長 0.429 (m) [G.L. - 3.029 (m)]

4) Chang の式による根入れ長の計算結果

つり合い深さ	L = 7.837 (m)	[G.L. - 10.437 (m)]
最小根入れ長	3.000 (m)	[G.L. - 5.600 (m)]
ボーリングより	0.429 (m)	[G.L. - 3.029 (m)]
よって必要根入れ長は	7.837 (m)	[G.L. - 10.437 (m)]
使用鋼材	L = 10.500 (m)	鋼矢板Ⅲ型

1-3-2 土留壁の断面計算

土圧は根入れ長の計算時のものを使用する。

1) 最大曲げモーメントを生じる深さ

$$X_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1+2\beta h} \right)$$

$$= \frac{1}{0.390} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1+2 \times 0.390 \times 0.968} \right) = 1.328 \text{ m (G.L. - 3.928m)}$$

ここに $\beta = \sqrt[4]{\frac{KH \cdot B}{4 \cdot E (I \times 0.45)}} = \sqrt[4]{\frac{1393.57 \times 1.000}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 0.390 \times 10^8 (1.68 \times 10^{-1} \times 0.45)}} = 0.390 \text{ m}^{-1}$

2) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = -\frac{P}{2\beta} \sqrt{\{(1+2\beta h)^2\} + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot X_m)$$

$$= -\frac{37.771}{2 \times 0.390} \times \sqrt{\{(1+2 \times 0.390 \times 0.968)^2\} + 1} \cdot \exp(0.390 \times 1.328)$$

$$= -58.274 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

ここに、 P : 主働側水平力 37.771 kN/m
 h : 主働側水平力の作用位置 0.968 m

3) 鋼矢板の応力計算

最大曲げモーメント	M _{max} = 58.274 kN·m
使用鋼矢板	鋼矢板Ⅲ型
断面係数	Z = 1340000 mm ³
継手剛性率	i = 60 %

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.60} = \frac{58.274 \times 10^6}{1.34 \times 10^6 \times 0.60} = 72 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 265 \text{ N/mm}^2$$

1-3-3 鋼矢板天端変位の計算

変位はChangの式による掘削底面での変位、掘削底面での傾斜角による変位に掘削底面を支点とする片持梁としての変位を加えて求める。

荷重は断面計算と同様に掘削底面以上の土圧及び水圧を集中荷重として載荷する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

$$= 2.90 + 3.75 + 0.33 = 6.98 \text{ (cm)} \leq \delta_a = 7.80 \text{ (cm)}$$

δ_1 : 掘削底面での変位量 (m)

$$\delta = \frac{1+\beta h}{2 \times E I \beta^3} p$$

$$= \frac{1+0.390 \times 0.968}{2 \times 15120 \times 0.390^3} \times 37.771 = 0.0290 \text{ (m)}$$

δ_2 : 掘削底面での壁体傾斜角による変位量 (m)

$$\delta_2 = \frac{1+2\beta h}{2 \times E I \beta^2} P \cdot H$$

$$= \frac{1+2 \times 0.390 \times 0.968}{2 \times 15120 \times 0.390^2} \times 37.771 \times 2.600 = 0.0375 \text{ (m)}$$

δ_3 : 掘削底面より上の壁体の片持ち梁としての変位量 (m)

$$\delta_3 = \frac{P_2' + H^1}{30 \times E I}$$

$$= \frac{32.443 \times 2.600^4}{30 \times 15120} = 0.0033 \text{ (m)}$$

ここで、 H : 掘削深さ 2.600 (m)
P : 側圧合計値 37.711 (kN/m)
h : Pの作用位置

$$h = \frac{36.552}{37.771} = 0.968 \text{ m (m) [G. L. -1.632 (m)]}$$

P_2' : モーメントを等価とする三角形分布荷重底面での荷重強度 (kN/m)

$$P_2' = \frac{6 \times M}{H^2} = \frac{6 \times 36.552}{2.600^2} = 32.443 \text{ m (kN/m)}$$

M : 側圧による掘削底面回りのモーメント 36.552 (kN・m)

E : 鋼矢板のヤング係数 200000 (N/mm²)

I : 鋼矢板の断面二次モーメント 16800 (cm³)

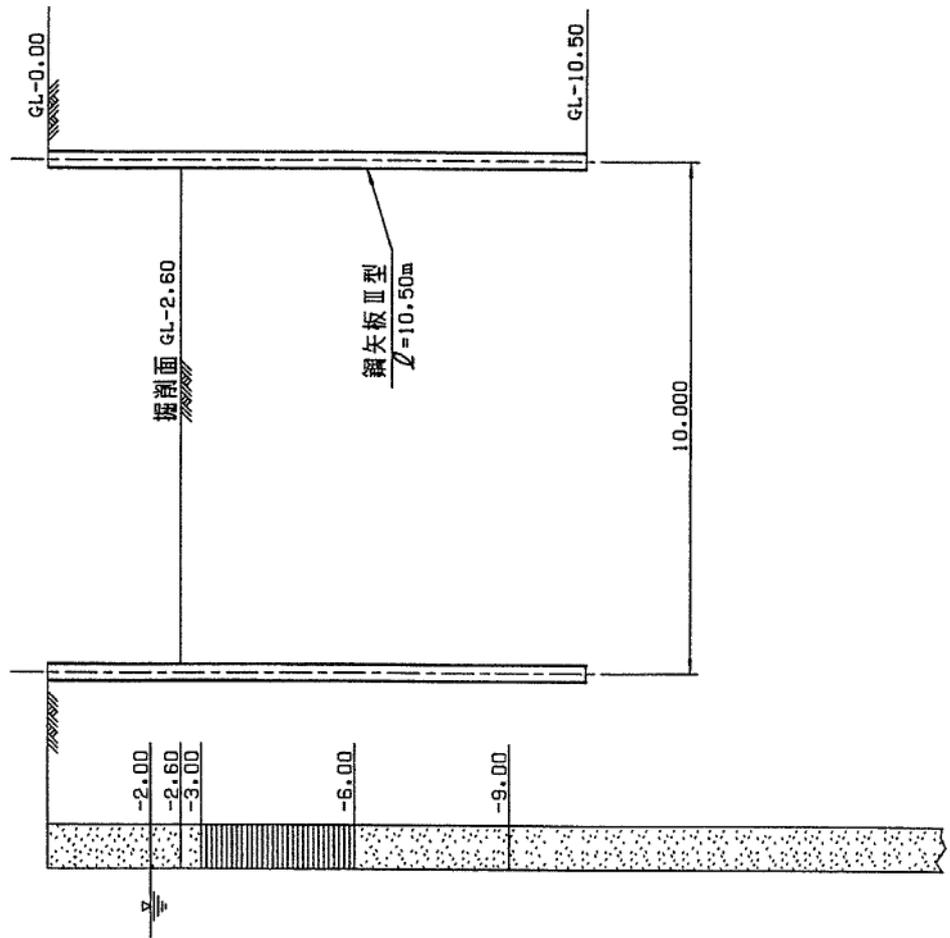
$$E I = 200000 \times 16800 \times 0.45 \times 1 / 100000 = 15120.00 \text{ (kN} \cdot \text{m}^2)$$

許容値 : 掘削深さの3%

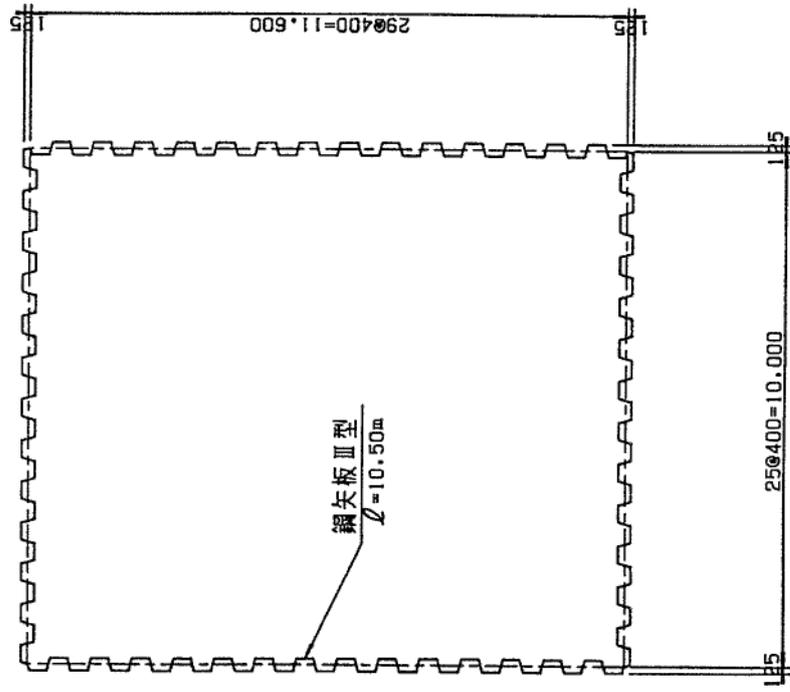
$$\therefore \delta_a = 260 \times 0.03 = 7.80 \text{ (cm)}$$

自立鋼矢板

断面図



平面図

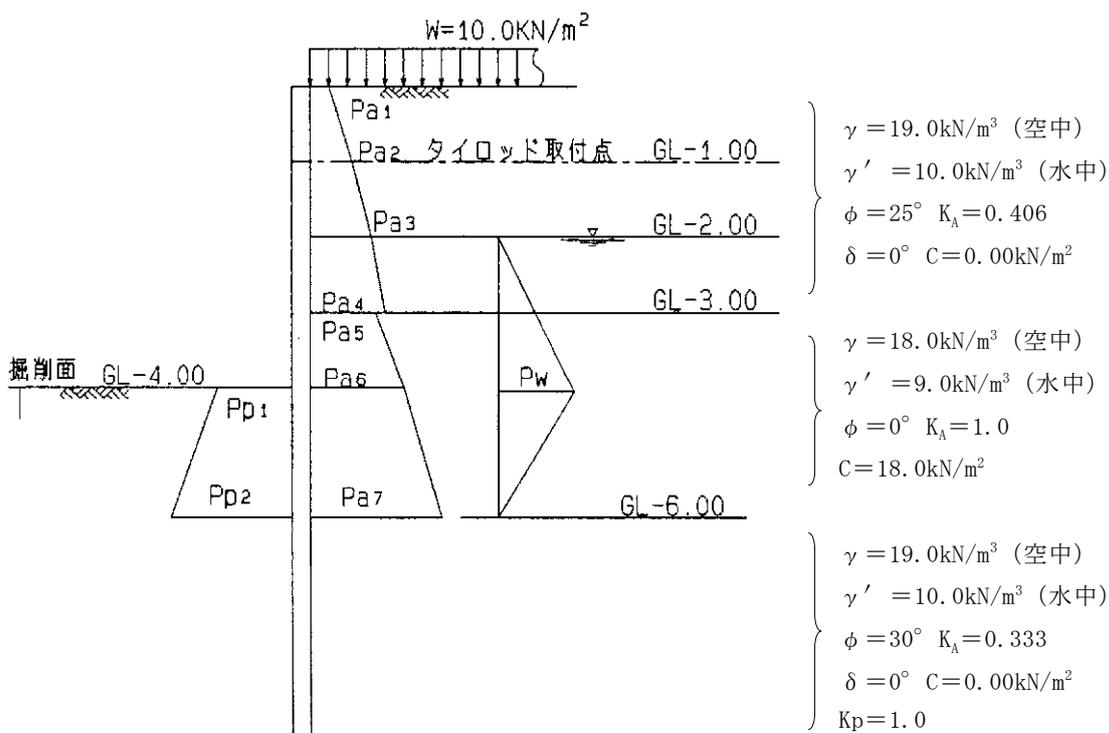


1-4 控え鋼矢板土留工

1-4-1 荷重及び断面力の計算

a) 仮想支持点

タイロッド取付点に於いて、その位置より主働土圧による作用モーメントと、有効抵抗圧による抵抗モーメントがつりあう深さを求める。



各点の土圧強度

$$Pa1 = K_A (w + \sum \gamma h)$$

$$= 0.406 \times 10.0 = 4.06 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa2 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 1.00) = 11.77 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa3 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00) = 19.49 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa4 = 0.406 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00) = 23.55 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa5 = K_A (w + \sum \gamma h - 2C)$$

$$= 1.0 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00 - 2 \times 18.0) = 22.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa6 = 1.0 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00 + 9.0 \times 1.00 - 2 \times 18.0) = 31.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pa7 = 31.00 + 1.0 \times 9.0 \times L = 31.00 + 9.00L \text{ kN/m}^2$$

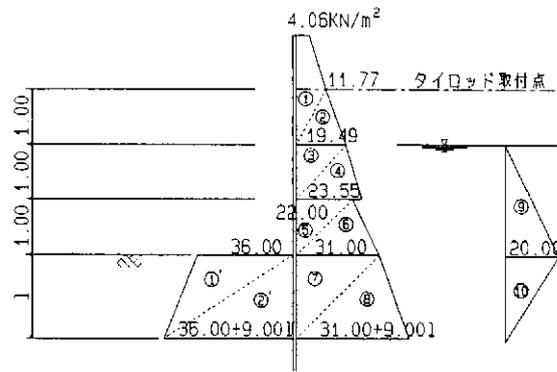
$$Pp1 = K_p (\sum \gamma h + 2C)$$

$$= 1.0 \times 2 \times 18.0 = 36.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pp2 = 36.00 + 1.0 \times 9.0 \times L = 36.00 + 9.00L \text{ kN/m}^2$$

$$Pw = 10.0 \times 2.00 = 20.00 \text{ kN/m}^2$$

但し、Lは掘削面 (GL-4.00m) からつりあい深さまでの距離で、 $0 \leq L \leq 2.00$ とする。



		P (kN)	y (m)	M = Py (kN・m)
主働側	①	$1/2 \times 11.77 \times 1.00 = 5.89$	0.33	1.94
	②	$1/2 \times 19.49 \times 1.00 = 9.75$	0.67	6.53
	③	$1/2 \times 19.49 \times 1.00 = 9.75$	1.33	12.97
	④	$1/2 \times 23.55 \times 1.00 = 11.78$	1.67	19.67
	⑤	$1/2 \times 22.00 \times 1.00 = 11.00$	2.33	25.63
	⑥	$1/2 \times 31.00 \times 1.00 = 15.50$	2.67	41.39
	⑦	$1/2 \times 31.00 \times L = 15.50L$	$3.00 + 1/3L$	$5.17L^2 + 46.50L$
	⑧	$1/2 \times (31.00 + 9.00L) L = 4.50L^2 + 15.50L$	$3.00 + 2/3L$	$3.00L^3 + 23.83L^2 + 46.50L$
	⑨	$1/2 \times 20.00 \times 2.00 = 20.00$	2.33	46.60
	⑩	$1/2 \times 20.00 \times L = 10.00L$	$3.00 + 1/3L$	$3.33L^2 + 30.00L$
	計	$Ma = 3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73$		
受働側	①'	$1/2 \times 36.00 \times L = 18.00L$	$3.00 + 1/3L$	$6.00L^2 + 54.00L$
	②'	$1/2 \times (36.00 + 9.00L) = 4.50L^2 + 18.00L$	$3.00 + 2/3L$	$3.00L^3 + 25.50L^2 + 54.00L$
	計	$Ma = 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L$		

$Ma = Mp$ とおくと

$$3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73 = 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L$$

$$\therefore 0.83L^2 + 15.00L + 154.73 = 0$$

この方程式を満たすLは存在しない

故に $0 \leq L \leq 2.00$ 間の層ではつり合わない。つり合い点は、 -6.00 m より下の砂層 ($GL-6.00 \sim -9.00$ m) にあるものと思われる。ここで新たに $GL-6.00$ m からつり合い点までの深さを Z_m とする。

$$0 \leq Z \leq 3.00 \text{ m}$$

$GL-6.00$ m より上のモーメントは、前算式の Ma 、 Mp に $L=2.00$ m を代入することにより求める。

$$\begin{aligned} Ma &= 3.00L^3 + 32.33L^2 + 123.00L + 154.73 \\ &= 3.00 \times 2.00^3 + 32.33 \times 2.00^2 + 123.00 \times 2.00 + 154.73 \\ &= 554.05 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mp &= 3.00L^3 + 31.50L^2 + 108.00L \\ &= 3.00 \times 2.00^3 + 31.50 \times 2.00^2 + 108.00 \times 2.00 \\ &= 366.00 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

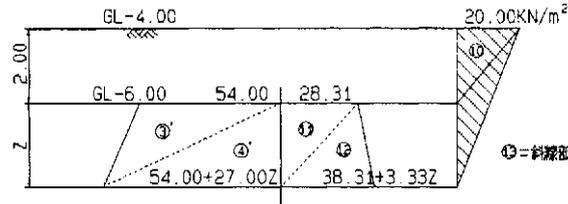
GL-6.00mからの土圧強度

$$P8 = 0.333 \times (10.0 + 19.0 \times 2.00 + 10.0 \times 1.00 + 9.0 \times 3.00) = 28.31 \text{ kN/m}^2$$

$$P9 = 28.31 \text{ kN/m}^2 + 0.333 \times 10.0 \times Z = 28.31 + 3.33Z$$

$$Pp3 = 3.000 \times (9.0 \times 2.00) = 54.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Pp4 = 54.00 \text{ kN/m}^2 + 3.000 \times 9.0 \times Z = 54.00 + 27.00Z$$



	P (kN)	y (m)	M = Py (kN・m)
① ~ ⑩ モーメント計			554.05
-⑩	$-1/2 \times 20.00 \times 2.00 = -20.00$	3.67	-73.33
⑪	$1/2 \times 28.31 \times Z = 14.16Z$	$5.00 + 1/3Z$	$4.72Z^2 + 70.80Z$
⑫	$1/2 \times (28.31 + 3.33Z) \times Z = 1.67Z^2 + 14.16Z$	$5.00 + 2/3Z$	$1.11Z^3 + 17.79Z^2 + 70.80Z$
⑬	$1/2 \times 20.00 \times (2.00 + Z) = 10.00Z + 20.00$	$3.00 + 1/3(2.00 + Z)$	$3.33Z^2 + 43.33Z + 73.33$
計	$M_a = 1.11Z^3 + 25.84Z^2 + 184.93Z + 554.05$		
①' ~ ②' モーメント計			366.00
③'	$1/2 \times 54.00 \times Z = 27.00Z$	$5.00 + 1/3Z$	$9.00Z^2 + 135.00Z$
④'	$1/2 \times (54.00 + 27.00Z) \times Z = 13.50Z^2 + 27.00Z$	$5.00 + 2/3Z$	$9.00Z^3 + 85.50Z^2 + 135.00Z$
計	$M_p = 9.00Z^3 + 94.50Z^2 + 270.00Z + 366.00$		

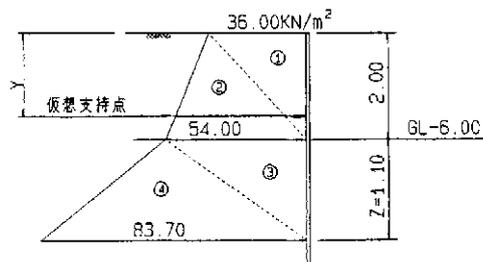
$M_a = M_p$ より

$$7.89Z^3 + 68.66Z^2 + 85.07Z - 188.05 = 0$$

代入法により $Z = 1.10\text{m}$

故につり合い点は、GL-6.00m から 1.10m の所にある。

仮想支持点は受働土圧の作用位置にあるとする。

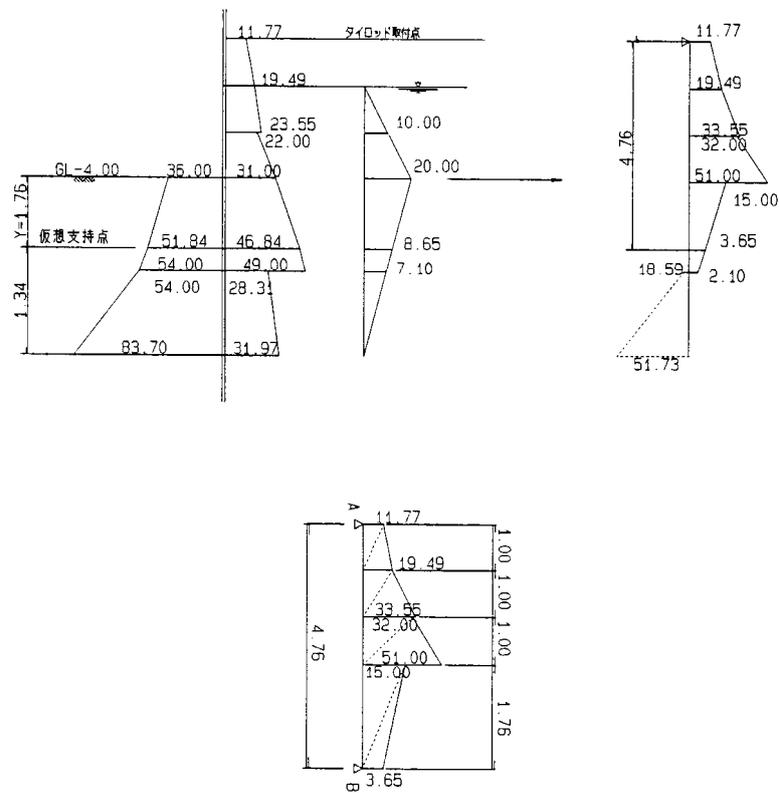


	P (kN)	y (m)	M = Py (kN・m)
①	$1/2 \times 36.00 \times 2.00 = 36.00$	0.67	24.12
②	$1/2 \times 54.00 \times 2.00 = 54.00$	1.33	71.82
③	$1/2 \times 54.00 \times 1.10 = 29.70$	2.37	70.39
④	$1/2 \times 83.70 \times 1.10 = 46.04$	2.73	125.69
計	165.74		292.02

$$\therefore y = \frac{M}{p} = \frac{292.02}{165.74} = 1.76\text{m}$$

b) 最大曲げモーメント

仮想支持点とタイロッド取付点を支点とする単純ばりとして解く。

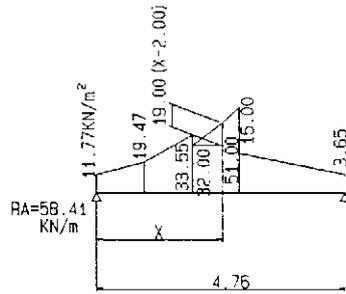


支点反力

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{1}{4.76} \times (1/2 \times 11.77 \times 1.00 \times 4.43 + 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times 4.09 \\
 &\quad + 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times 3.43 + 1/2 \times 33.55 \times 1.00 \times 3.09 \\
 &\quad + 1/2 \times 32.00 \times 1.00 \times 2.43 + 1/2 \times 51.00 \times 1.00 \times 2.09 \\
 &\quad + 15.00 \times 1.76 \times 1.17 + 3.65 \times 1.76 \times 0.59) \\
 &= 58.41\text{kN/m}
 \end{aligned}$$

せん断力が零になる点で最大曲げモーメントを生じるからこの点を A 点から $x\text{m}$ とに求める。

$$(2.00\text{m} \leq x \leq 3.00\text{m})$$



$$\begin{aligned}
 M_x &= 58.41 \times x - 1/2 \times 11.77 \times 1.00 \times (x-0.333) - 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times \\
 &\quad (x-0.667) - 1/2 \times 19.49 \times 1.00 \times (x-1.33) - 1/2 \times 33.55 \times 1.00 \times \\
 &\quad (x-1.67) - 32.00 \times (x-2.00) \times 1/2 \times (x-2.00) - 1/2 \times 19.00 \times \\
 &\quad (x-2.00) \times (x-2.00) \times 1/3 \times (x-2.00) \\
 &= -3.17x^3 + 3.00x^2 + 42.27x + 10.75
 \end{aligned}$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} = -9.51x^2 + 6.00x + 42.27 = 0 \text{ より}$$

$$X = \frac{-6.00 \pm \sqrt{6.00^2 - 4 \times (-9.51) \times 42.27}}{2 \times (-9.51)}$$

$$= 2.48\text{m}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore M_{\max} &= -3.17 \times 2.48^3 + 3.00 \times 2.48^2 + 42.27 \times 2.48 + 10.75 \\
 &= 85.68\text{kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

1-4-2 鋼矢板応力度の検討

鋼矢板Ⅱ型使用（但し、これは断面係数を60%に低減した場合の計算例である。）

なお、重要な仮設工事においては、最小部材である鋼矢板Ⅲ型を使用しなければならない。

断面係数 $Z = 874 \times 0.6 = 524\text{cm}^3/\text{m}$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{M}{Z} \\
 &= \frac{85.68 \times 10^6}{524 \times 10^3} \\
 &= 164\text{N}/\text{mm}^2 < 265\text{N}/\text{mm}^2
 \end{aligned}$$

1-4-3 刃がね矢板変位の検討

タイロッド取付点と仮想支持点を支点とする単純ばりとして変位量を検討する。

鋼矢板Ⅱ型使用の場合

$$M = 85.68 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}/\text{m}$$

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$$

$$I = 8,740\text{cm}^4/\text{m} \times 0.45 = 3,933\text{cm}^4/\text{m}$$

$$L = 4.76\text{m}$$

たわみ δ は

$$\delta = \frac{5 \cdot w_0 \cdot L^4}{384E \cdot I} \quad w_0 = \frac{8 \cdot M}{L^2}$$

$$= \frac{5 \times 85.68 \times 10^6 \times 4,760^2}{48 \times 2.0 \times 10^5 \times 3,933 \times 10^4}$$

$$= 25.71 \text{mm} < \delta a = 30.00 \text{mm}$$

1-4-4 鋼矢板の根入れ長の検討

根入れ長は掘削底面からつり合い点までの距離Dの1.2倍とする。

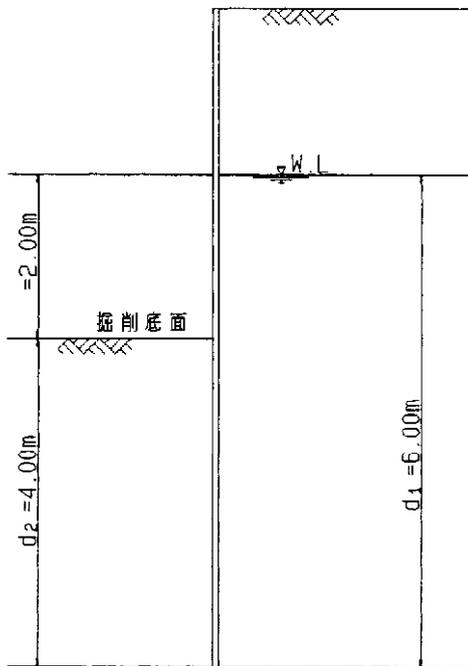
$$\text{距離 } D = 2.00 + 1.10 = 3.10 \text{m}$$

$$\text{必要根入れ長} = 3.10 \times 1.2$$

$$= 3.72 \text{m} \approx 4.00 \text{m}$$

$$\therefore \text{鋼矢板の長さ } L = 4.00 + 4.00 = 8.00 \text{m}$$

1-4-5 ボイリング及びパイピングの検討



$$i) F_s = \frac{w}{u}$$

$$ii) d_1 + d_2 \geq 2h$$

γ' : 砂の単位体積重量 (9.0kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (10.0kN/m³)

d_2 : 掘削底面からの根入れ長

d_1 : $W \cdot L$ からの根入れ長

h : 水位差

F_s : 安全率 ($F_s \geq 1.20$)

w : 土の有効重量 $w = \gamma' \cdot d_2$

u : 土留壁先端位置に作用する
平均過剰間隙水圧

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h}{4}$$

λ : 土留めの形状に関する補正係数

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$$

λ_1 : 掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 (B/d_2)^{-0.45}$$

λ_2 : 土留め平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \{(L/B) + 0.37\}^{-2}$$

L/B は、土留め平面形状の (長辺/短辺) とする。

$$L = B = 10.00 \text{m}$$

上記の2式を満足するか否か検討する。

$$i) F_s = \frac{9.0 \times 4.00}{13.812} = 2.61 \geq 1.20$$

$$ii) 4.00 + 6.00 = 10.00 \text{m} \geq 4.00 \text{m}$$

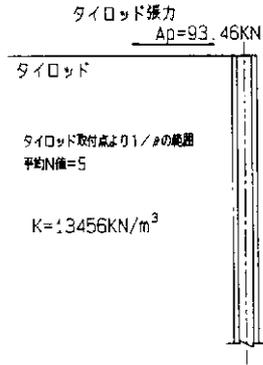
以上の結果よりボイリング及びパイピングに対して安定である。

1-4-6 控え直ぐいの検討

控え直ぐいはくい頭にタイロッド張力を水平力として受けるくいとして設計する。

鋼杭横抵抗理論は Chang の方法を用いる。(杭間隔 $L=1.60\text{m}$ とする)

$$\text{タイロッド張力 } T = R_A \cdot L = 58.41 \times 1.60 = 93.46\text{kN/本}$$



$$K_H = \eta K_{HO} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$\eta = B_o/B_f = 1.60/0.175 = 9.14 \text{ ただし、} \eta \leq 4 \text{ より、} \eta = 4$$

$$B_H = 10.00 \text{ (m)}$$

$$B_o = \text{杭間隔 (m)}$$

$$B_f = \text{杭フランジ幅 (m)}$$

$$K_{HO} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

$$\alpha = 1.0$$

$$E_o = 2,800\text{N} = 2800 \times 5 = 14,000$$

$$K_H = 4 \times \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 14,000 \times \left(\frac{10.00}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$= 13,456\text{kN/m}^3$$

H-175×175×7.5×11 使用の場合

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$$

$$I = 2,900\text{cm}^4$$

$$K_H = 13,456\text{kN/m}^3$$

$$D = 0.175\text{m}$$

$$Z = 331\text{cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{13,456 \times 0.175}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 2,900 \times 10^{-8}}}$$

$$= 0.564\text{m}^{-1}$$

最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{A_p}{\beta} \exp \left\{ -\frac{\pi}{4} \right\} \sin \frac{\pi}{4}$$

$$= 0.3224 \frac{A_p}{\beta}$$

$$= 0.3224 \times \frac{93.46}{0.564}$$

$$= 53.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

応力度

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

$$= \frac{53.42 \times 10^6}{331 \times 10^3}$$

$$= 161 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2$$

根入長 (タイロッド取付点からの根入長)

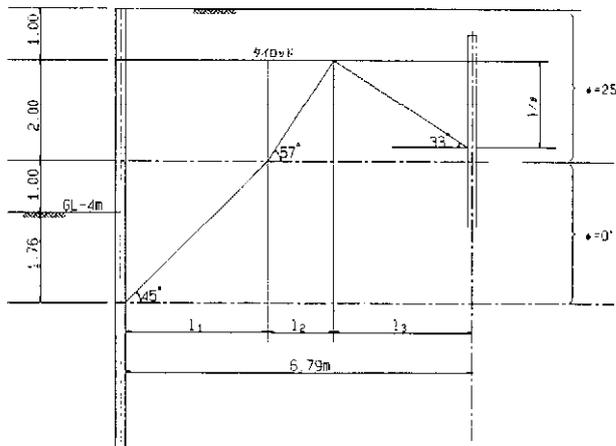
$$L = \frac{2.5}{\beta}$$

$$= \frac{2.5}{0.564}$$

$$= 4.43 \text{ m}$$

$$\approx 4.50 \text{ m}$$

1-4-7 控え直ぐいと鋼矢板の間隔



$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{0.564} = 1.77 \text{ m}$$

$$L_1 = 2.76 \times \text{Cot}45^\circ = 2.76 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.00 \times \text{Cot}57^\circ = 1.30$$

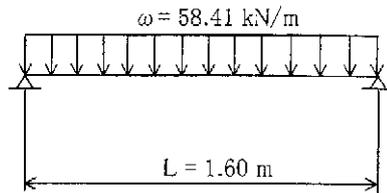
$$L_3 = 1.77 \times \text{Cot}33^\circ = 2.73$$

$$\Sigma L = 6.79 \text{ m}$$

控え直ぐいと鋼矢板の間隔は 6.80m とする。

1-4-8 腹起しの検討

タイロッド間隔を支間とする単純ばりとして計算する。



$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{w \cdot L^2}{8} \\ &= \frac{58.41 \times 1.60^2}{8} \\ &= 18.69 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2 - [125×65×6×8 使用の場合

断面係数 $Z = 68 \times 2 = 136 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned} \therefore \sigma &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{18.69 \times 10^6}{136 \times 10^3} \\ &= 137 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

1-4-9 タイロッドの検討

タイロッド張力 T: (タイロッド間隔 1.60m)

$$\begin{aligned} T &= 58.41 \times 1.60 \\ &= 93.46 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

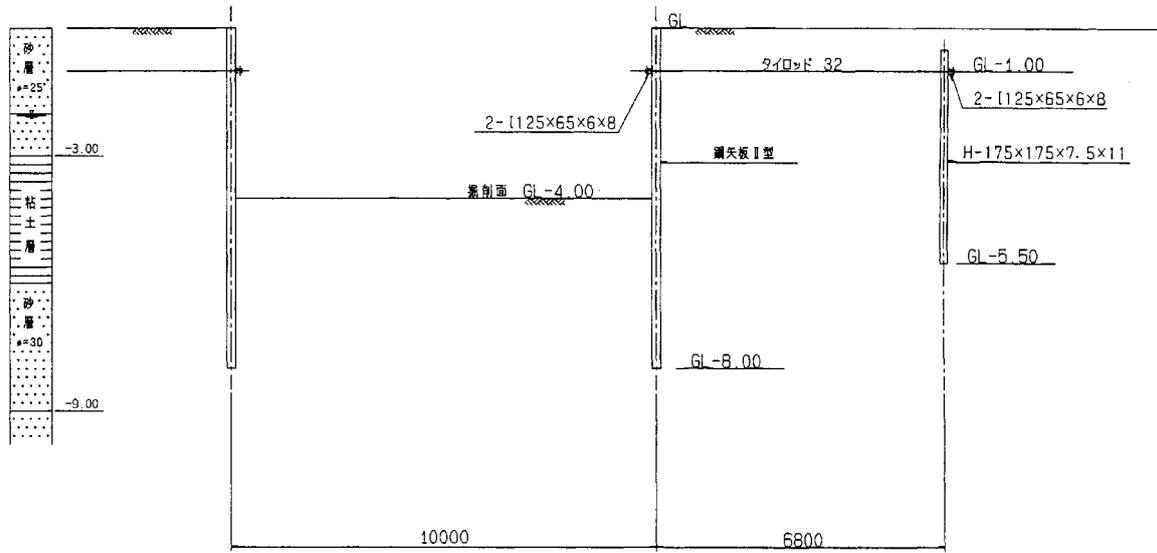
タイロッド必要断面積 (σ_a :許容引張応力度)

$$\begin{aligned} A &= \frac{T}{\sigma_a} \\ \sigma_a &= 141 \text{ N/mm}^2 \\ T &= 93.46 \text{ kN} \\ A &= \frac{93.46 \times 10^3}{141 \times 10^2} \\ &= 6.63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

故にタイロッド $\phi 32 \text{ mm}$ ($A = 8.04 \text{ cm}^2$ 、材質 SS400) を使用する。

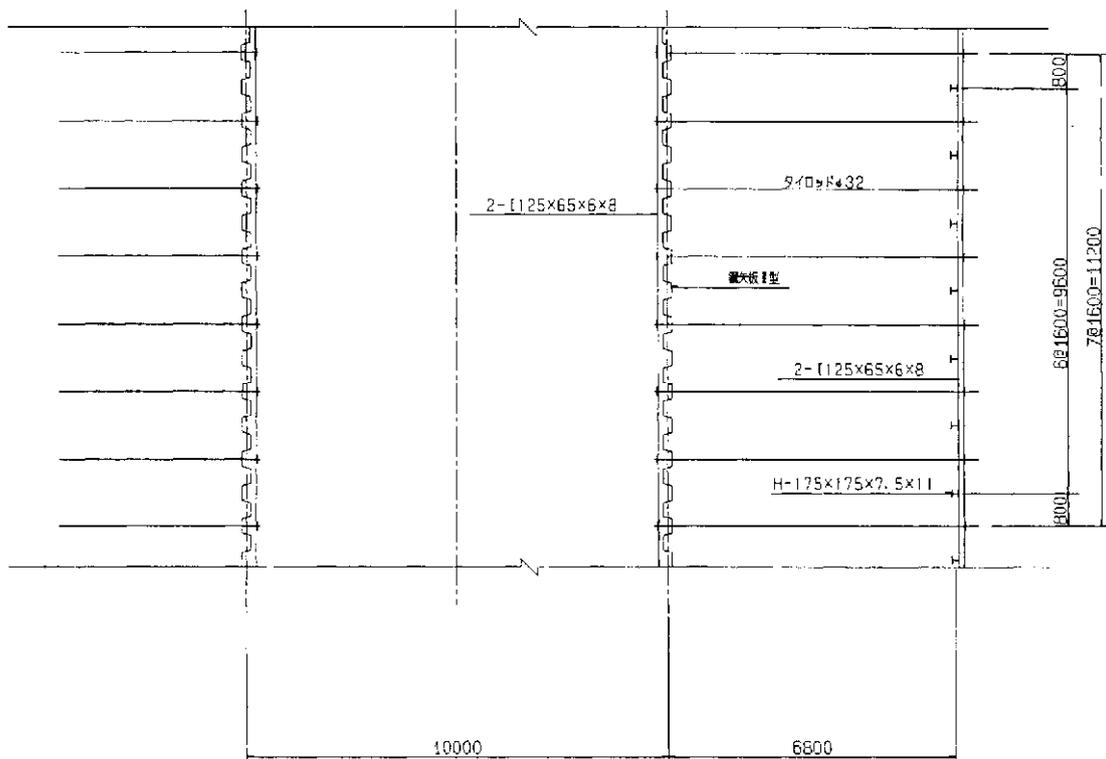
控え鋼矢板 (その1)

断面図



控え鋼矢板 (その2)

平面図



1-5 弾塑性法による切ばり式土留め工設計

1-5-1 設計条件

掘削幅 5 m、掘削深さ 15 m の切ばり式土留め壁の設計を行う。

土留め壁天端および先端の支持条件は、自由とする。

遮水性が必要であるため、鋼矢板壁とする。設計計算は壁幅 1 m あたりで行う。

土留め壁の許容変位量は 30 cm とする。

土留め壁背面には換算自動車活荷重 10 kN/m^2 を考慮する。

切ばりの設置間隔は、5 m とする。切ばりはジャッキでゆるみを除去する。

切ばりには、温度による軸力を考慮する。

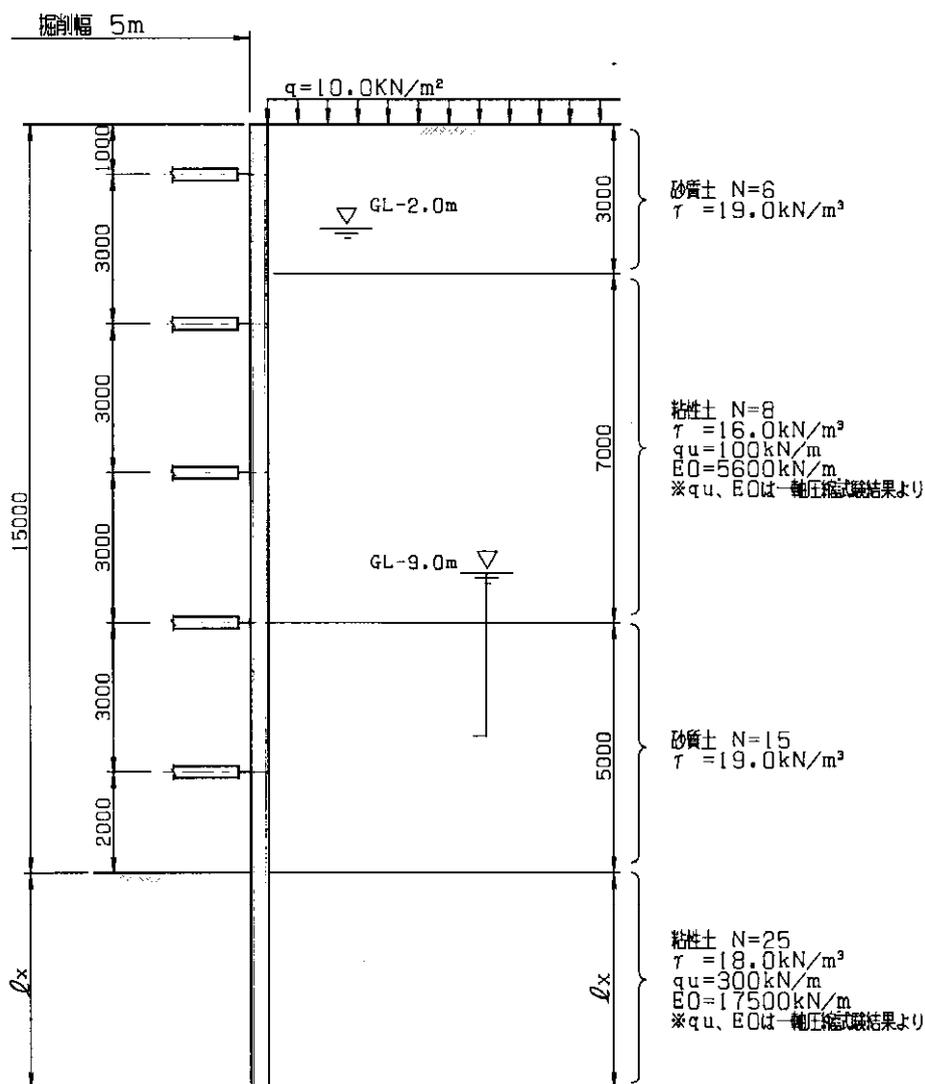
腹起しの継手間隔は、10 m とする。

余掘りは、1.0 m とする。

土留め壁には鉛直荷重は作用しない。

プレロード荷重は考慮しない。

構造モデルおよび既存土質資料で判明している土質条件を以下に示す。



1-5-2 入力値の整理

(1) 構造部材データ

1) 土留め壁

鋼矢板は、初期値としてⅢ型（SY295）を想定する。以下に、鋼矢板Ⅲ型（壁幅1mあたり）の断面性能を示す。

壁幅1mあたりの鋼矢板断面性能

種類	寸法			断面積 cm ²	断面二次 モーメント m ⁴	断面係数 m ³
	w mm	h mm	t mm			
Ⅲ型	400	125	13.0	191.0	(全断面) 16,800 (45%低減値) 7,560	(全断面) 1,340 (60%低減値) 804

※鋼材のヤング係数：E = 2.1 × 10⁵ N/mm²

応力、変形計算時の断面二次モーメントは、全断面有効の45%とする。

$$16800 \times 0.45 = 7560 \text{ m}^4$$

断面係数は、全断面有効の60%とする。

$$1340 \times 0.60 = 804 \text{ m}^3$$

2) 切ばりおよび腹起し

切ばりおよび腹起しは、H形鋼 300×300 以上(SS400)のリース材を使用する。

以下に、H形鋼 300×300 の場合の断面性能を示す。

H形鋼断面性能

寸法	単位 質量 kg/m	断面積 cm ²	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
			Ix cm ⁴	Iy cm ⁴	ix cm	iy cm	zx cm ³	zy cm ³
H300× 300×10 ×15	100	104.80	17,300	5,900	12.90	7.51	1,150	394

※鋼材のヤング係数：E = 2.1 × 10⁵ N/mm²

この場合、弾塑性法に用いる切ばりバネ定数 K_s は、以下のようになる。

$$K_s = \alpha \frac{2 \times A \times E}{1 \times s}$$

$$= 1.0 \times \frac{2 \times 104.8 \times 10^{-4} \times 2.1 \times 10^5 \times 10^3}{5 \times 5}$$

$$= 176,064 \text{ kN/m/m}$$

(2) 土質定数

設計条件に示した土質定数より、粘着力 c、せん断抵抗角 φ、壁面摩擦角 δ、水平方向地盤反力係数 K_h を推定する。（これらの値は、土質調査により判明している場合は、それを用いる。）

1) 粘着力 c

沖積層の粘性土は、一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強度 q_u との間に、 $c = q_u / 2$ の関係が認められており、ここではこの関係を用いて粘着力 c を求める。なお、沖積砂質土の粘着力は設計に考慮しない。

・第2層

$$\begin{aligned} c &= 100 / 2 \\ &= 50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・第4層

$$\begin{aligned} c &= 300 / 2 \\ &= 150 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) せん断抵抗角 ϕ

砂質土のせん断抵抗角 ϕ は、以下のとおりとする。なお、粘性土のせん断抵抗角は考慮しない。

・第1層

$$\begin{aligned} \phi &= \sqrt{15 \cdot N} + 15 \quad (\text{ただし } N > 5) \\ &= \sqrt{15 \times 6} + 15 \\ &= 24.4^\circ \end{aligned}$$

・第3層

$$\begin{aligned} \phi &= \sqrt{15 \times 15} + 15 \\ &= 30.0 \end{aligned}$$

※上記は旧の計算式 ($\phi = \sqrt{15 \cdot N} + 15$ (ただし $N > 5$)) で求めているため、実際の計算式は、第2章 第1節 4. 仮設構造物に用いる土質定数 4-2 砂質土のせん断抵抗角を参照のこと。

3) 壁面摩擦角 δ

土圧の算定に用いる壁面摩擦角は、 $\delta = \phi / 3$ により求められる。

・第1層

$$\begin{aligned} \delta &= 24.4 / 3 \\ &= 8.1^\circ \end{aligned}$$

・第3層

$$\begin{aligned} \delta &= 30.0 / 3 \\ &= 10.0^\circ \end{aligned}$$

4) 水平方向地盤反力係数 K_h

水平方向地盤反力係数は、次式により求める。

$$K_h = \eta \times K_{h0} \times (BH / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 $\eta = 1$ (鋼矢板)

$$BH = 10 \text{ m}$$

$$K_{h0} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_0$$

・第1層

$$\begin{aligned} E_0 &= 2800 \text{ N} \\ &= 2800 \times 6 \end{aligned}$$

$$= 16800 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 1$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 1 \times 16800 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 4036.7 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 4000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

・第2層

$$E0 = 5600 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{一軸圧縮試験結果})$$

$\alpha = 4$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 4 \times 5600 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 5382.3 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 5300 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

・第3層

$$E0 = 2800 \text{ N}$$

$$= 2800 \times 15$$

$$= 42000 \text{ kN/m}^2$$

$\alpha = 1$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 1 \times 42000 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 10091.8 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 10000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

第4層

$$E0 = 17500 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{一軸圧縮試験結果})$$

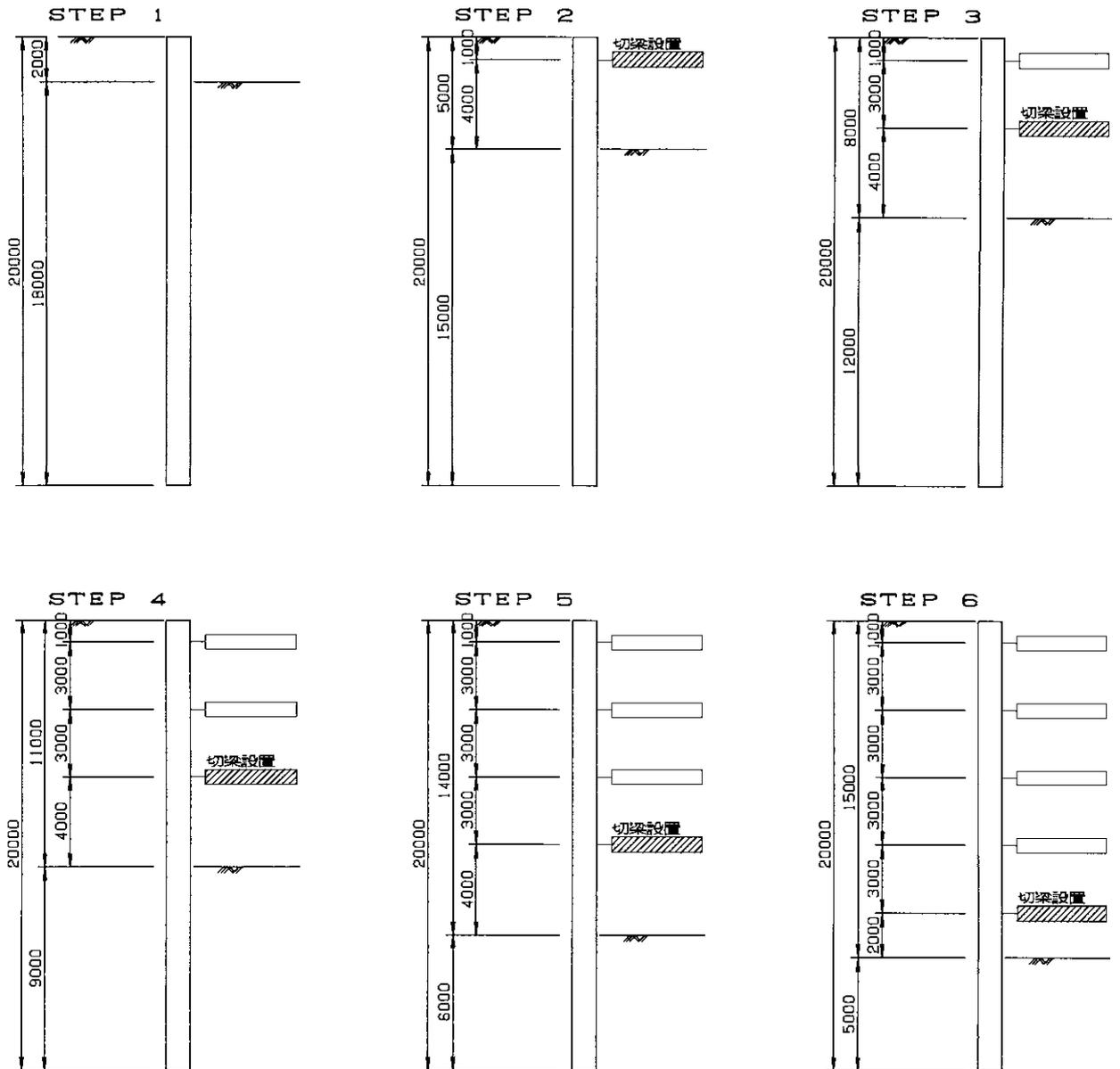
$\alpha = 4$ より、

$$\begin{aligned} Kh &= 1 / 0.3 \times 4 \times 17500 \times (10 / 0.3)^{-3/4} \\ &= 16819.7 \text{ kN/m}^3 \\ &\doteq 16800 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(3) 掘削条件

余掘り量は各ステップ 1.0m とする。

掘削ステップは、以下に示す。



1-5-3 根入れ長の決定

(1) 最小根入れ長

鋼矢板壁を採用しているため、最小根入れは3.0m。

掘削深さ15.0mより、壁体長は、

$$3.0 + 15.0 = \text{GL} - 18.0\text{m}$$

(2) つり合い根入れ長

弾塑性法に用いる土圧および水圧を用いて、つり合い根入れ長の計算を行う。

掘削面より下方任意の点において、主働土圧および水圧による作用モーメントと受働土圧および水圧による抵抗モーメントがつり合う深さを求める。検討は、最終掘削時および最下段切ばり設置時の2ケース行う。

(計算方法については、鋼矢板の計算と同じであるため、省略する。ただし、土圧および水圧は弾塑性法の計算式を用いていることに注意。)

結果を、以下に示す。

	仮想支持点 位置	つり合い深さ 位置	つり合い深さ ×1.2倍 位置
最終掘削時	GL-15.264m	GL-15.525m	GL-15.630m
最下段切ばり 設置時	GL-15.464m	GL-16.029m	GL-16.434m
決定根入れ長	GL-15.464m	GL-16.029m	GL-16.434m

(3) 掘削底面の安定

掘削底面以下が粘性土であることから、ヒービングについて検討する必要がある。

ここでは、Ac層に対するヒービングの検討を行う。

・ヒービングの検討

安定係数Nbは、以下の式で求められる。

$$Nb = \gamma H / c < 3.14$$

$$Nb = (19 \times 3.0 + 16 \times 7.0 + 19 \times 5.0) / 150.0 = 1.76 < 3.14$$

よって、ヒービングに対して安全である。

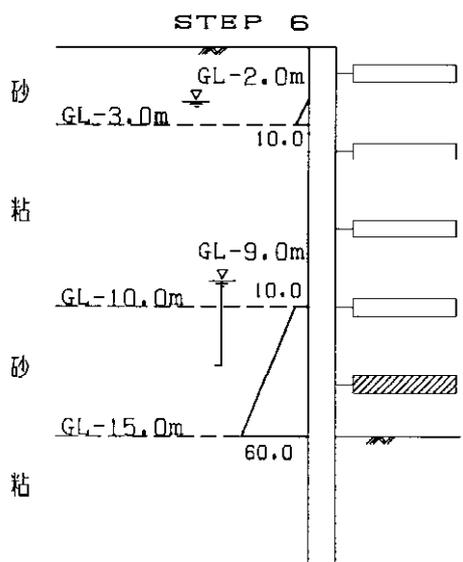
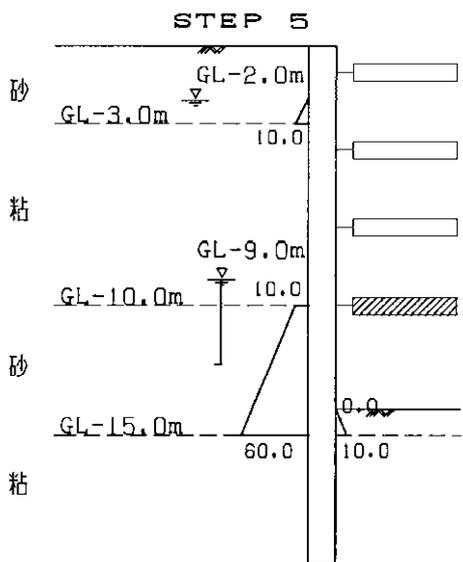
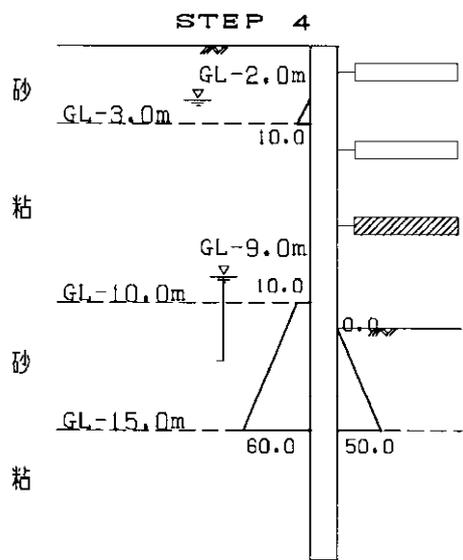
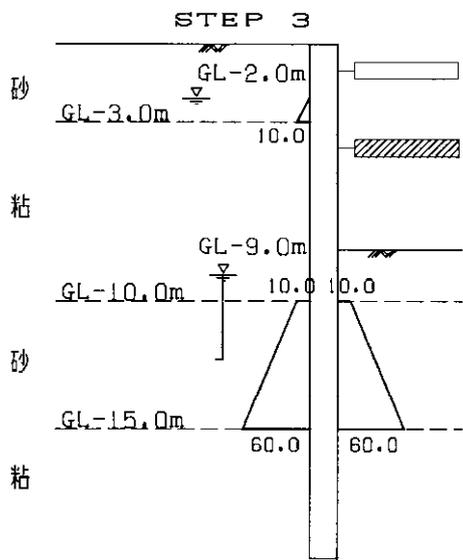
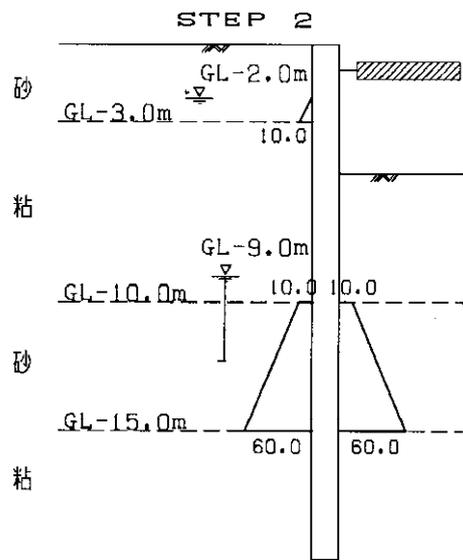
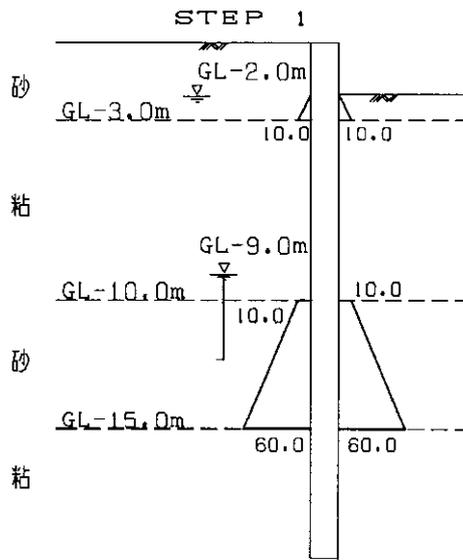
(4) 根入れ長の決定

	壁体長下端位置
①最小根入れ長	GL-18.00m
②つり合い根入れ検討	GL-16.43m
③ヒービング	安全
④ボーリング	安全
⑤パイピング	安全
⑥盤ぶくれ	安全
①～⑥の最大値 (0.5mでまるめる)	GL-18.0m

この根入れ長に対して、弾塑性計算を行い、根入れ部の弾性領域を確認した上で、最終の根入れ長を定める。なお、支持杭を兼ねる場合は、別途検討する。また、ソイルセメント柱列壁等の場合は、ソイルセメント部の根入れと芯材の根入れを分離できるので、適宜判断する。

1-5-4 水圧条件の整理

各掘削ステップの水圧を整理する。



1-5-5 弾塑性計算結果

弾塑性計算は、前項までに整理した入力条件を基に、電算による自動計算で算出する。

以下では、電算結果をまとめる。

(1) 最大断面力および最大変位

	最大値	発現ステップ
変位	130.26 mm < 300mm OK	5
モーメント (絶対値)	282.49 kN・m	5
せん断力 (絶対値)	277.37 kN	6

(2) 切梁反力

	最大値	発現ステップ
第1段	56.01 kN	2
第2段	182.62 kN	3
第3段	400.65 kN	4
第4段	194.88 kN	5
第5段	28.01 kN	6

(3) 弾性領域の確認

電算結果より、各ステップの根入れ部の弾性領域のうち、最小となるものは37%であった。根入れ部の弾性領域については、「駐車場設計・施工指針 同解説」(平成4年11月、(社)日本道路協会)を参考にすれば、N値8以上の粘性土において、50%確保することとなっている。よって、ここでは、弾性領域の確保のため根入れ長を延ばすこととした。

1-5-6 部材の応力度照査

得られた断面力に対して土留め壁および腹起し、切ばりの応力度照査を行う。

(応力度計算の方法については、鋼矢板の計算と同じであり、ここでは省略する。応力度照査の結果、土留め壁や切ばりのランクを上げる必要があるときは、土留め剛性や切ばりバネ値が変更となるので、再計算を行う。)

照査の結果、鋼矢板Ⅲ型および第3段切ばりの応力度照査について、耐力不足となった。よって、それぞれ部材のランクを上げて再計算を行う。

1-5-7 再計算結果

再計算の結果、土留め部材は以下の形状となった。

土留め壁		鋼矢板Ⅳ型
根入れ長		5 m (壁体長 20m)
切ばり	第1段	H-300×300×10×15
	第2段	H-300×300×10×15
	第3段	H-350×350×12×19
	第4段	H-300×300×10×15
	第5段	H-300×300×10×15

次頁以降に最終時の弾塑性計算結果を示す。

弾塑性による土留め設計例

STEP 1

構造図

(m)

側圧図

(kN/m)

変位図

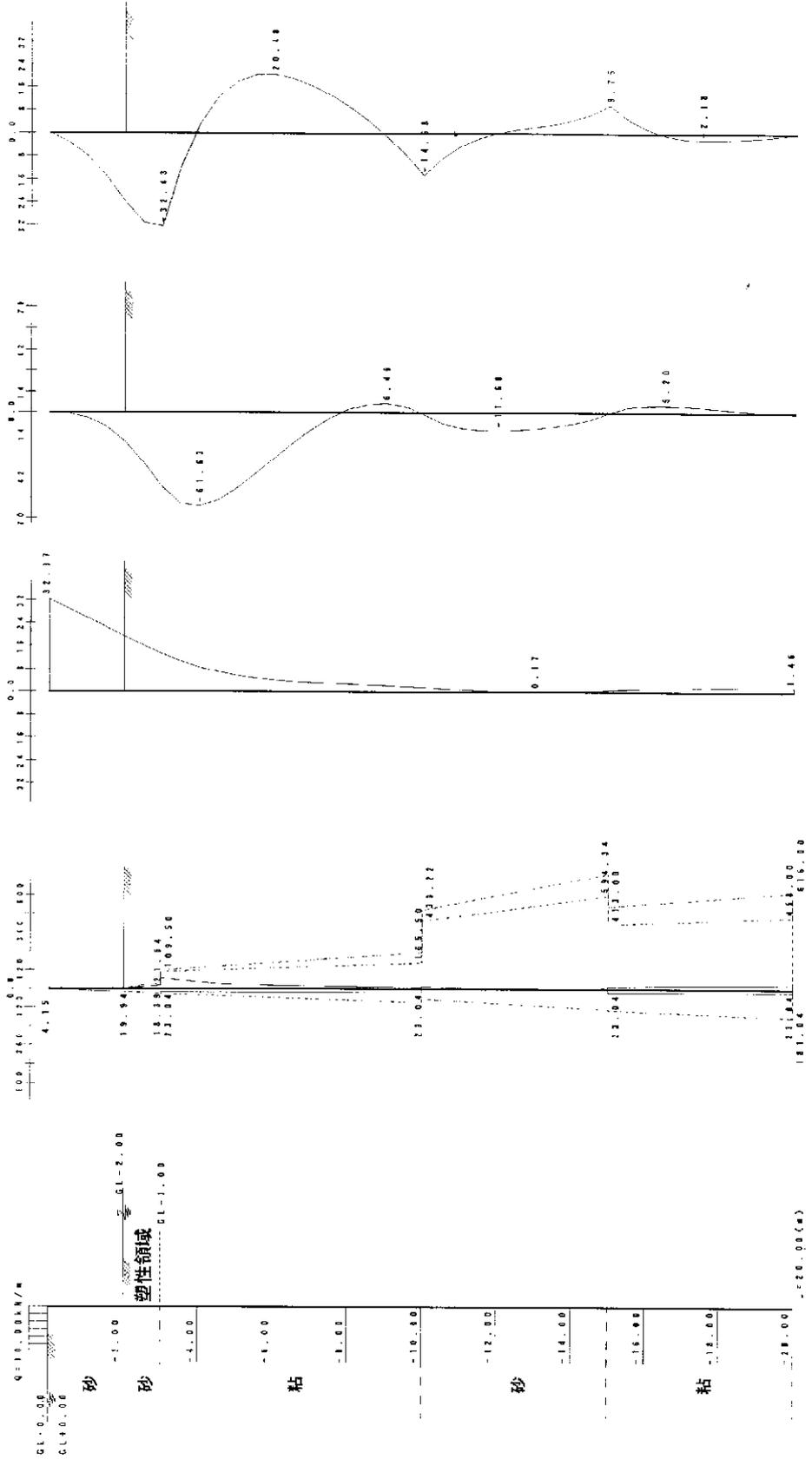
(mm)

モーメント図

(kNm)

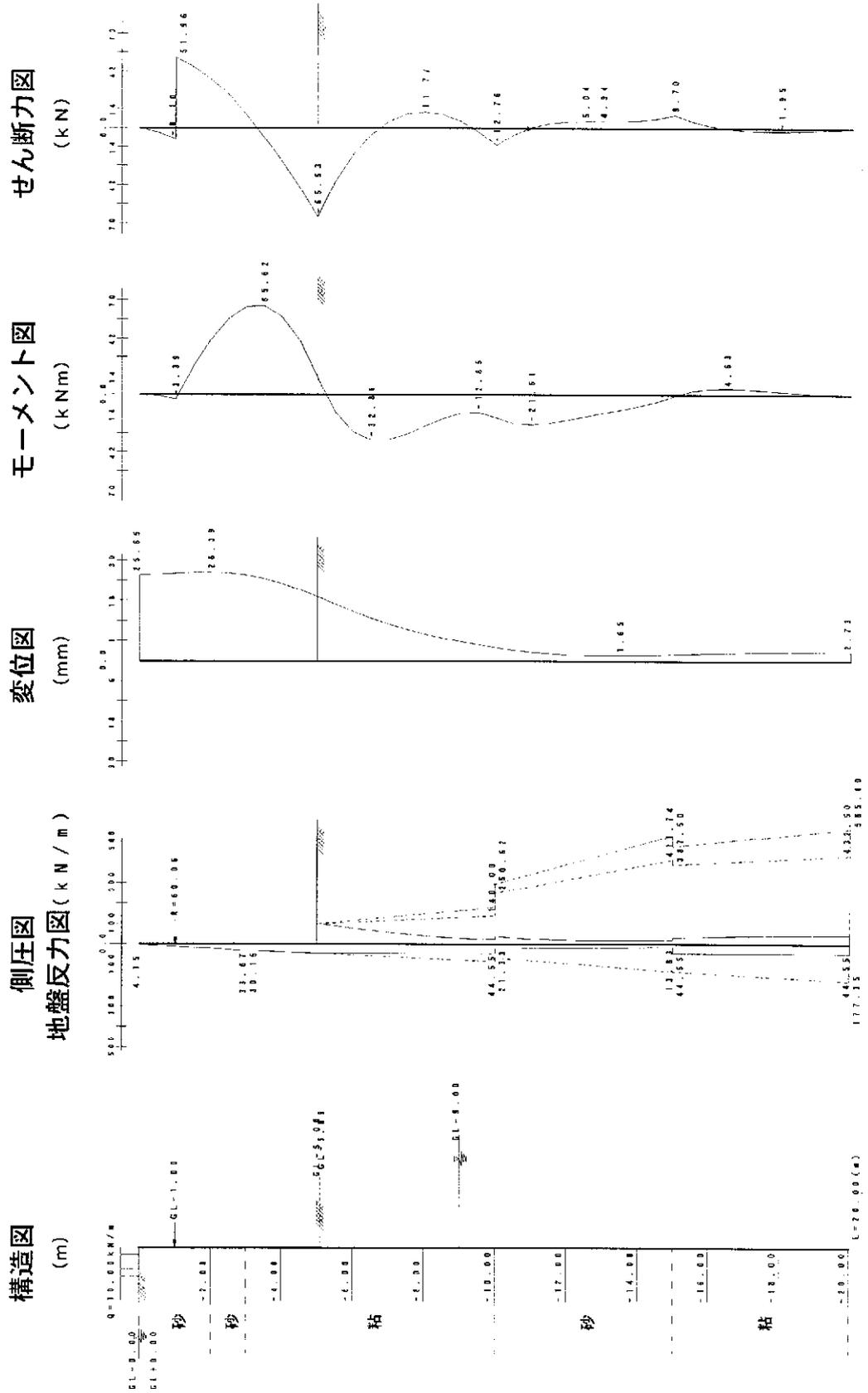
せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

STEP 2



弾塑性性による土留め設計例

STEP 3

構造図

側圧図

変位図

モーメント図

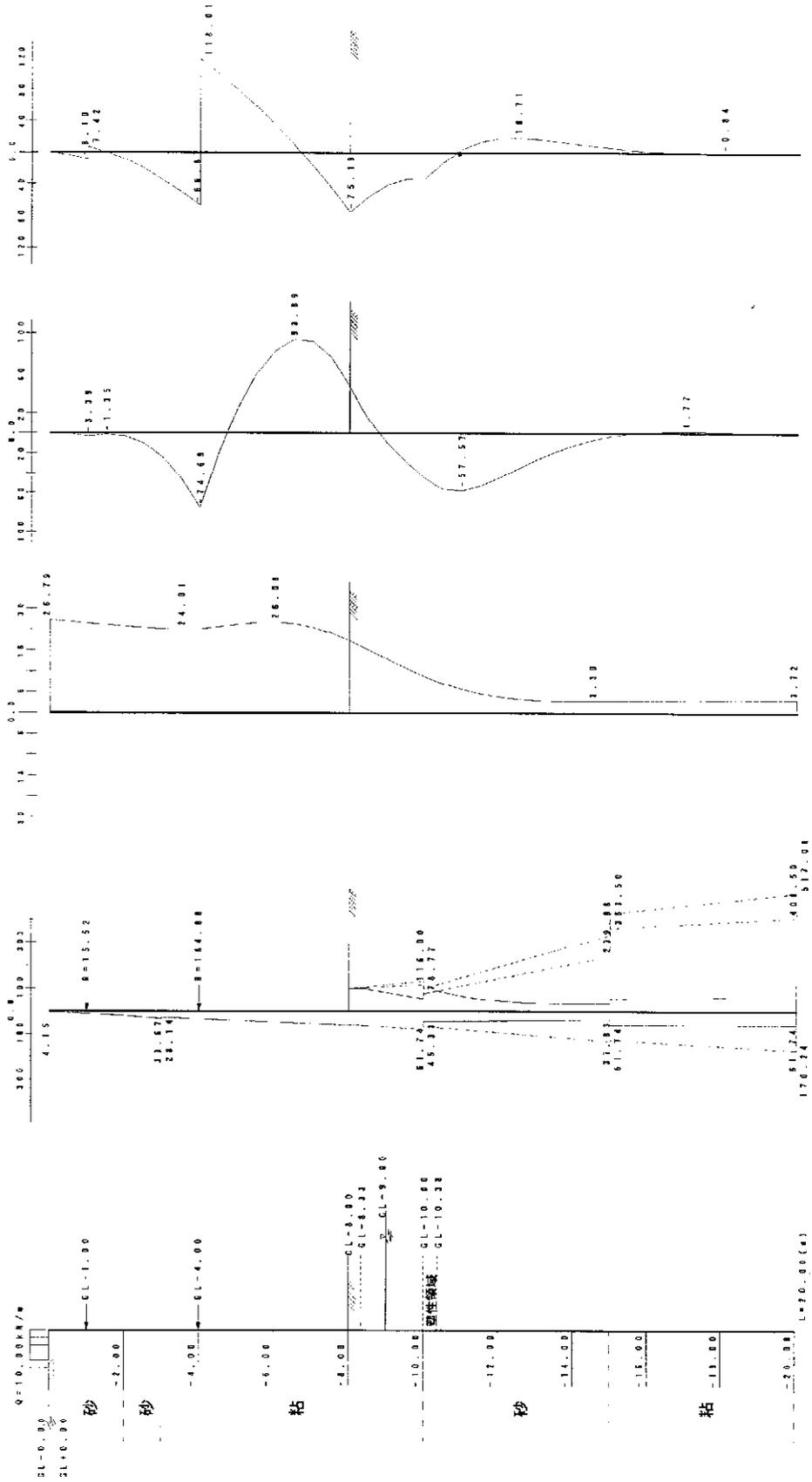
せん断力図

(kN)

(kNm)

(mm)

地盤反力図 (kN/m)



弾塑性による土留め設計例

STEP 4

構造図

(m)

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

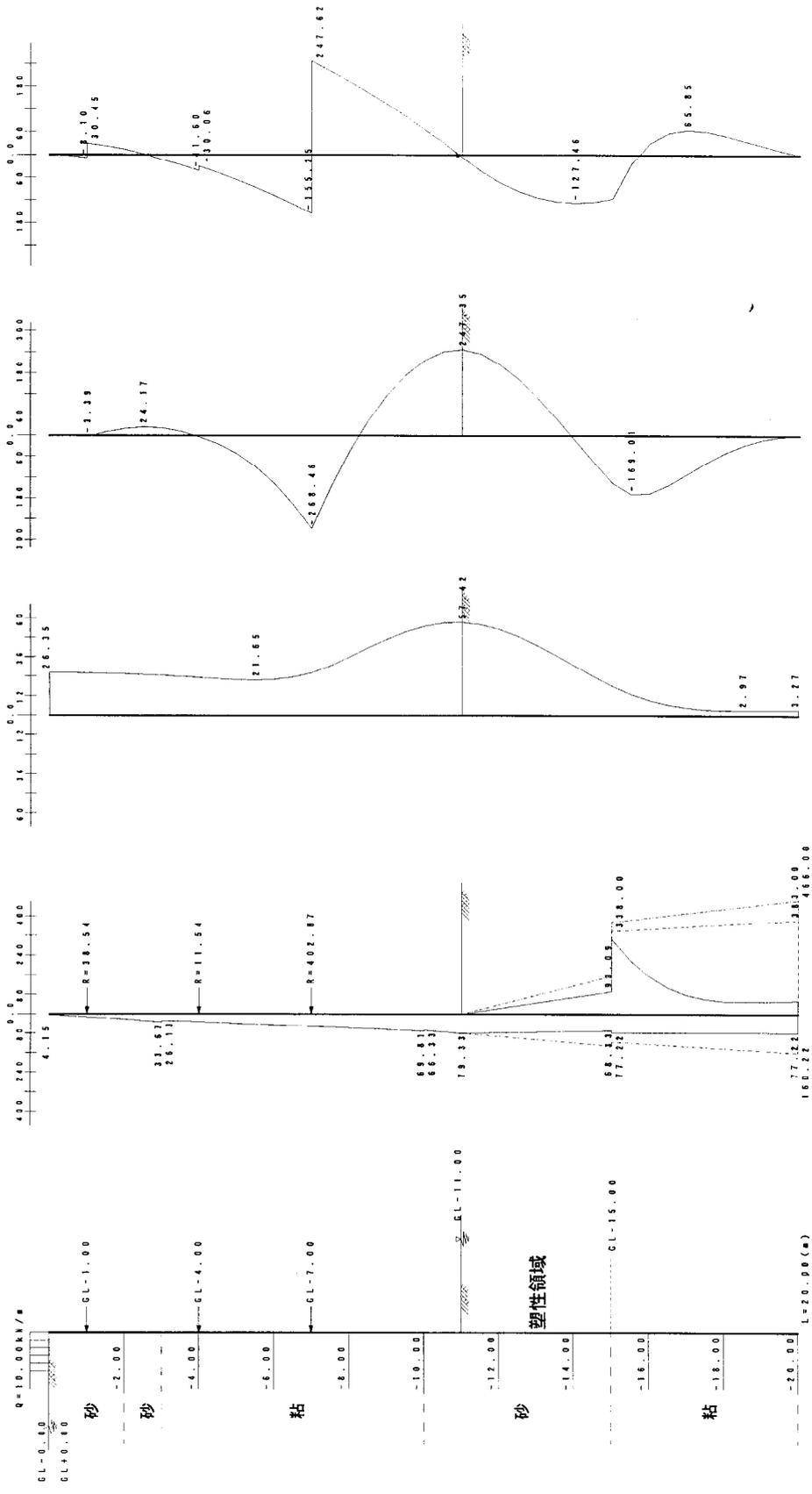
(mm)

モーメント図

(kNm)

せん断力図

(kN)



弾塑性性による土留め設計例

STEP 5

構造図

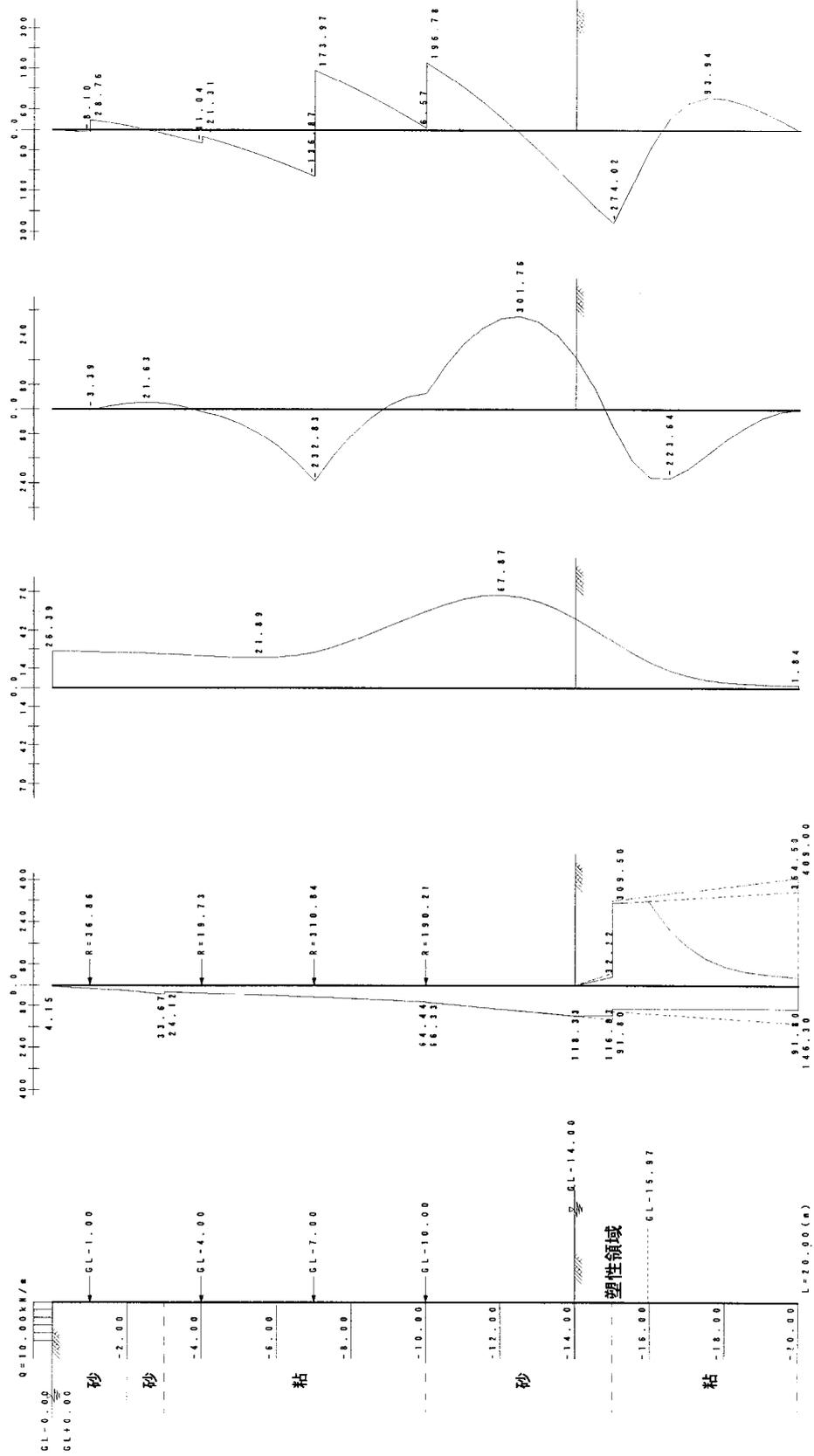
(m)

側圧図
地盤反力図 (kN/m)

変位図
(mm)

モーメント図
(kNm)

せん断力図
(kN)



弾塑性性による土留め設計例

STEP 6

構造図

側圧図

地盤反力図 (kN/m)

変位図

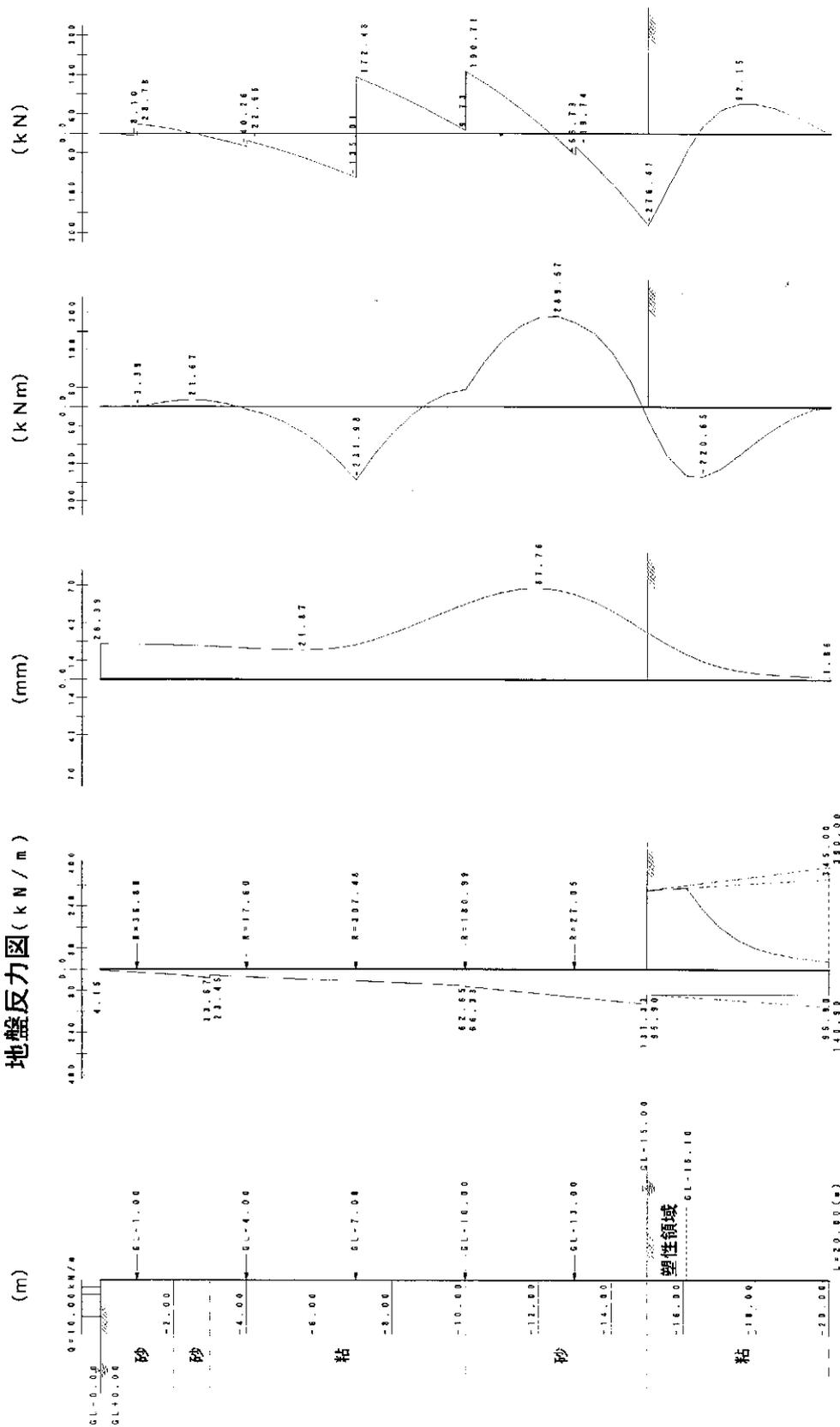
(mm)

モーメント図

(kNm)

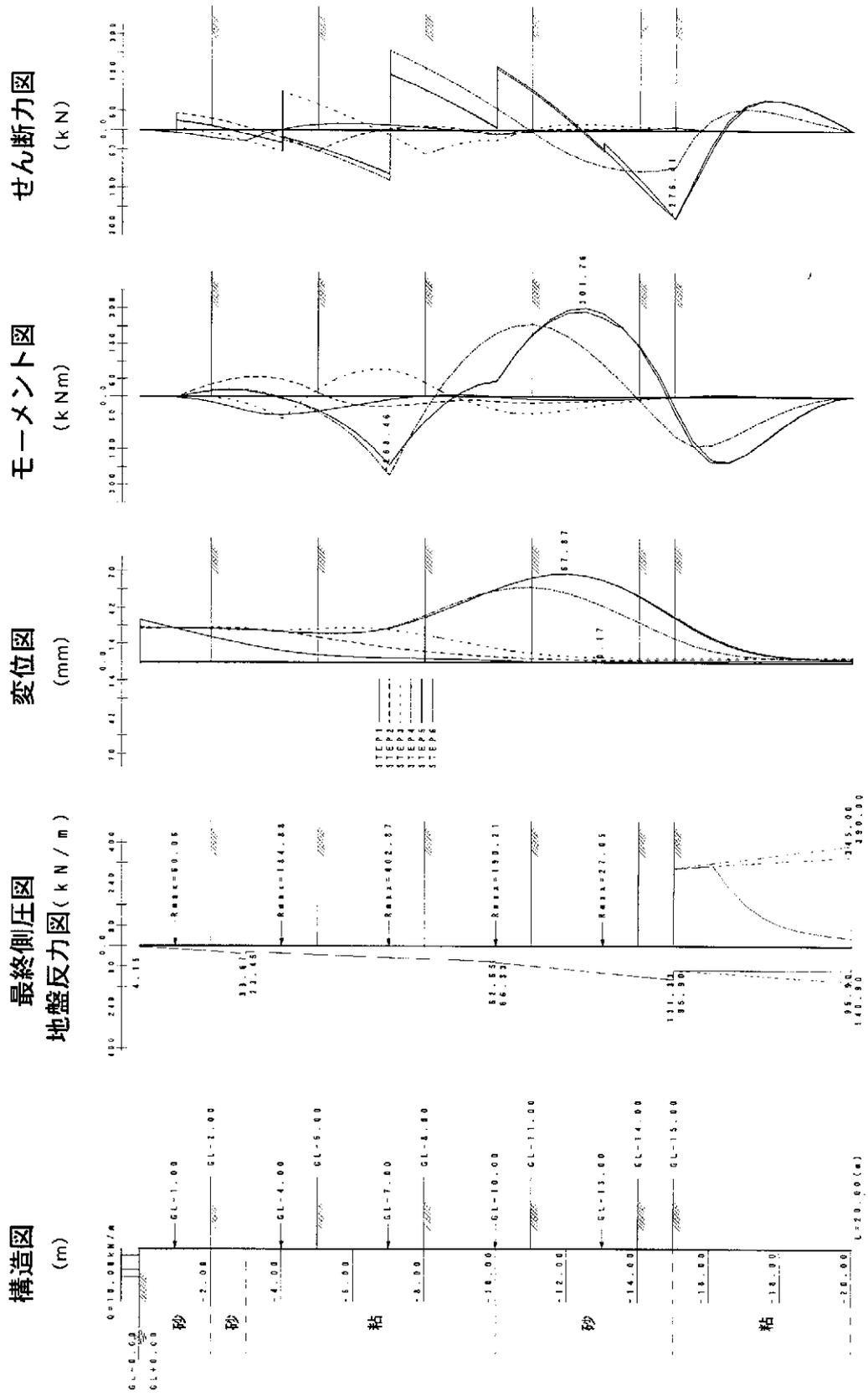
せん断力図

(kN)



弾塑性による土留め設計例

合成図



1-6 仮締切

条件：①仮締切の形態は、鋼矢板一重締切とする。

②水位条件は表-1のとおりとする。

③土質条件は表-2のとおりとする。

④自立式の土留杭として設計する。

⑤底面の安定照査は省略する。

⑥受動土圧は現地盤面より考慮できるものとする。

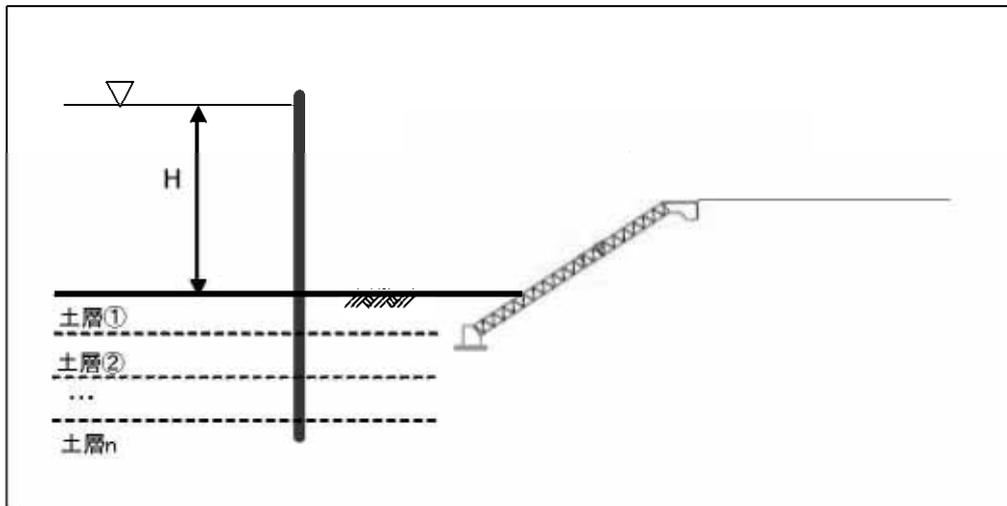


図-2 断面図

表-1 水位条件

ケース	H(m)
H-1	3.0
H-2	3.5
H-3	4.0
H-4	4.5
H-5	5.0

表-2 土質条件

層No	深さ(m)	土質	N	γ (kN/m ³)	C(kN/m ²)	ϕ (°)
①	1.5	粘性土	7	19.5	46.0	0.0
②	2.7	砂質土	11	19.0	0.0	28.0
③	3.9	粘性土	4	17.0	24.0	0.0
④	6	粘性土	5	17.0	30.0	0.0
⑤	9.8	砂質土	11	18.0	0.0	27.5
⑥	12.4	粘性土	5	19.0	60.0	0.0
⑦	~	砂質土	47	20.0	0.0	41.0

1. 部材断面の設定

鋼矢板Ⅲ型 (SY295) を使用するものとする。

断面係数 (Z) : 1,340 cm³/m

断面二次モーメント (I) : 16,800 cm⁴/m

2. 杭の特性値の計算

(1) 層ごとの地盤反力係数 k_h の計算

$$k_h = \eta k_{h0} (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \\ k_{h0} = (1 / 0.3) \alpha E_0 \\ B_H = 1.0 \text{ m} \\ E_0 = 2,800 \text{ N} \\ \alpha = 1 \end{array} \right.$$

表-3 k_h の計算結果

層No	深さ(m)	土質	N	E0(kN/m ²)	kh0(kN/m ³)	kh(kN/m ³)
①	1.5	粘性土	7	19,600	65,333	4,710
②	2.7	砂質土	11	30,800	102,667	7,401
③	3.9	粘性土	4	11,200	37,333	2,691
④	6	粘性土	5	14,000	46,667	3,364
⑤	9.8	砂質土	11	30,800	102,667	7,401
⑥	12.4	粘性土	5	14,000	46,667	3,364
⑦	~	砂質土	47	131,600	438,667	31,621

(2) 杭の特性値 β の計算

$$\beta = (k_h B / 4 E I)^{1/4} \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_h : 1 / \beta \text{ の範囲の平均値} \\ B : \text{単位幅} (= 1 \text{ m}) \\ E : \text{ヤング係数} (= 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2) \\ I : \text{断面二次モーメント} \end{array} \right.$$

β を仮定してトライアル計算をする。

$\beta_{仮} = 0.4514$ と仮定し、 $1 / \beta_{仮}$ の範囲の k_h の平均値を計算する。

$1 / \beta_{仮} = 2.215 \text{ m}$ なので、層①と層②の途中までの平均となる。

$$\text{平均 } k_h = \frac{4,710 \times 1.5 + 7,401 \times (2.215 - 1.5)}{1.5 + (2.215 - 1.5)} = 5,578 \text{ kN/m}^3$$

上記の平均 k_h を用いて β を計算する。

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168))^{1/4} = 0.4514$$

仮定 β と一致したので、 0.4514 が求める β の値となる。

3. 根入れ長の計算

$$l_o = 2.5 / \beta \quad \dots \text{式(3)}$$

$$= 2.5 / 0.4514$$

$$= 5.538 \text{ m}$$

4. 断面力の照査

(1) 水圧の計算

$$\begin{aligned} \text{底面における水圧 } p \text{ (kN/m}^2) &= 9.8 \text{ kN/m}^3 \times H \text{ (m)} \\ \text{水圧の合力 } P \text{ (kN)} &= p \times H / 2 \times 1.0 \text{ m (単位幅)} \\ \text{作用位置 } h_0 \text{ (m)} &= H / 3 \quad (\text{底面からの高さ}) \end{aligned}$$

表-4 水圧の計算結果

H(m)	p(kN/m ³)	P(kN)	h0(m)
3.0	29.4	44.1	1.000
3.5	34.3	60.0	1.167
4.0	39.2	78.4	1.333
4.5	44.1	99.2	1.500
5.0	49.0	122.5	1.667

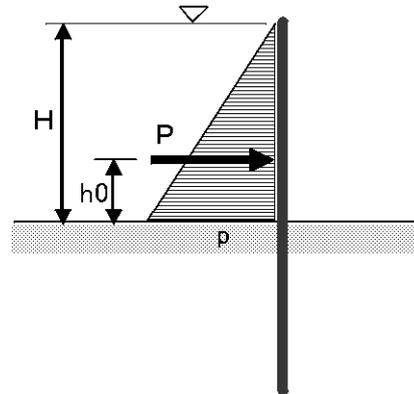


図-3 水圧

(2) 曲げモーメントの計算

$$M = \frac{P}{2\beta} \left((1 + 2\beta h_0)^2 + 1 \right)^{1/2} \cdot \exp \left(-\tan^{-1} \left(1 / (1 + 2\beta h_0) \right) \right) \quad \dots \text{式(4)}$$

β の計算 :

断面二次モーメントの有効率 = 45%

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168 \times 0.45))^{1/4} = 0.5511$$

表-5 曲げモーメントの計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	M(kN·m)
3.0	1.000	0.5511	44.100	59.747
3.5	1.167	0.5511	60.025	89.962
4.0	1.333	0.5511	78.400	128.991
4.5	1.500	0.5511	99.225	178.016
5.0	1.667	0.5511	122.500	238.226

(3) 応力度の照査

$$\sigma = \frac{M}{Z} \quad \dots \text{式(5)}$$

断面係数 Z の計算 :

断面係数の有効率 = 60%

$$Z = 1,340 \times 0.6 = 804 \text{ cm}^3/\text{m}$$

許容応力度 $\sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$

表-6 応力度の照査結果

H(m)	M(kN・m)	σ (N/mm ²)	
3.0	59.747	74.31	< 270N/mm ² ... OK
3.5	89.962	111.89	< 270N/mm ² ... OK
4.0	128.991	160.44	< 270N/mm ² ... OK
4.5	178.016	221.41	< 270N/mm ² ... OK
5.0	238.226	296.30	> 270N/mm ² ... OUT

5. 変位の照査

(1) δ_1 の計算

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2 E I \beta^3} P \quad \dots \text{式(6)}$$

断面二次モーメントの有効率 = 45%

$$I = 16,800 \text{ cm}^4/\text{m} \times 0.45 = 7,560 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$\beta = (5,578 \times 1.0 / (4 \times 200,000,000 \times 0.000168 \times 0.45))^{1/4} = 0.5511$$

表-7 δ_1 の計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	δ_1 (mm)
3.0	1.000	0.5511	44.100	13.52
3.5	1.167	0.5511	60.025	19.48
4.0	1.333	0.5511	78.400	26.87
4.5	1.500	0.5511	99.225	35.81
5.0	1.667	0.5511	122.500	46.43

(2) δ_2 の計算

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \beta h_0)}{2 E I \beta^2} P H \quad \dots \text{式(7)}$$

表-8 δ_2 の計算結果

H(m)	h0(m)	β (1/m)	P(kN)	δ_2 (mm)
3.0	1.000	0.5511	44.100	30.28
3.5	1.167	0.5511	60.025	52.29
4.0	1.333	0.5511	78.400	84.33
4.5	1.500	0.5511	99.225	129.00
5.0	1.667	0.5511	122.500	189.20

(3) δ_3 の計算

$$\delta_3 = \frac{p_2' H^4}{30 E I} \quad \dots \text{式(8)}$$

$$p_2' = \frac{6 \Sigma M}{H^2} \quad \dots \text{式(9)}$$

表-9 δ_3 の計算結果

H(m)	M(kN·m)	p_2 (kN/m)	δ_3 (mm)
3.0	59.747	39.83	7.11
3.5	89.962	44.06	14.58
4.0	128.991	48.37	27.30
4.5	178.016	52.75	47.68
5.0	238.226	57.17	78.78

(4) 変位の照査

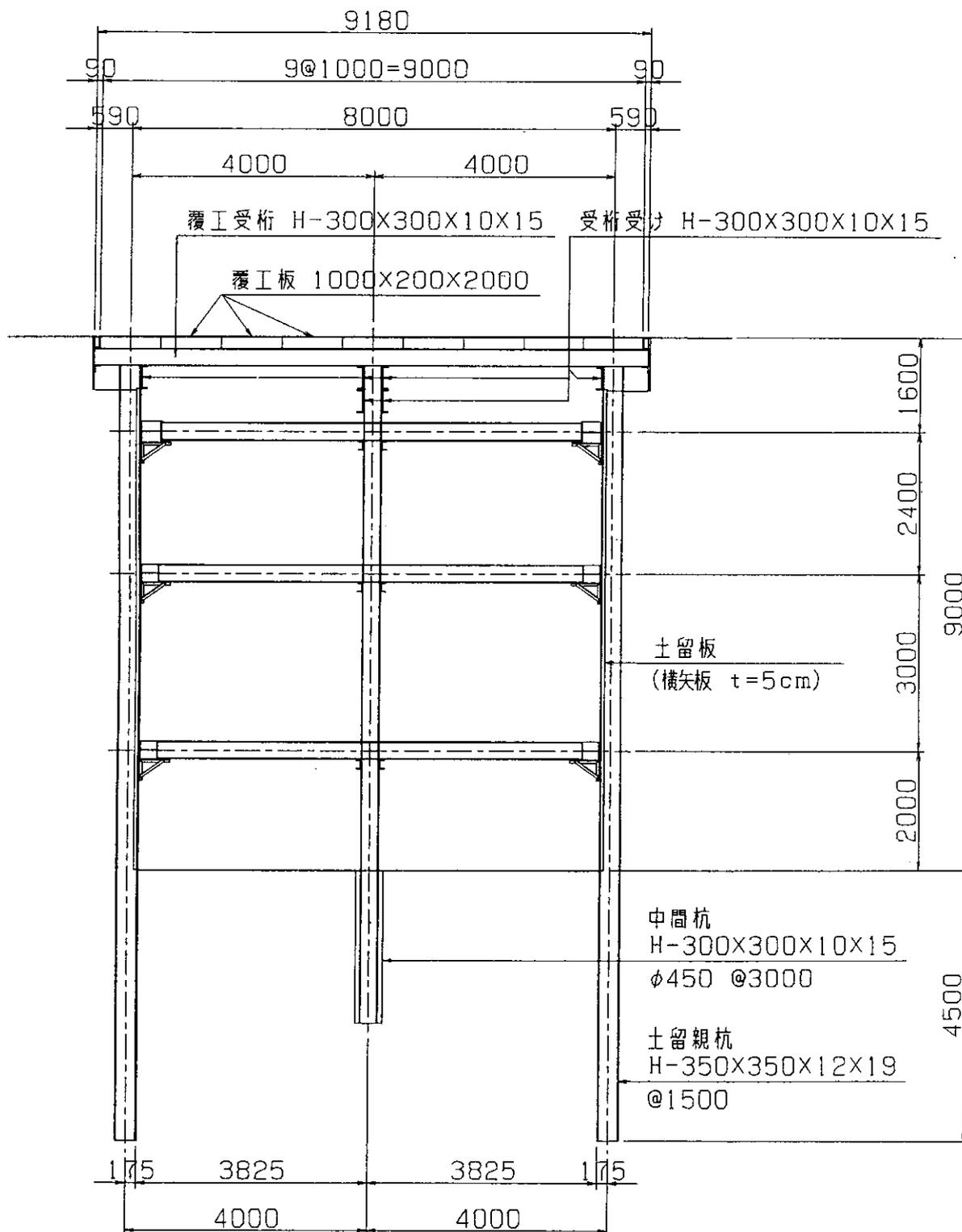
許容変位量 = $H \times 3\%$

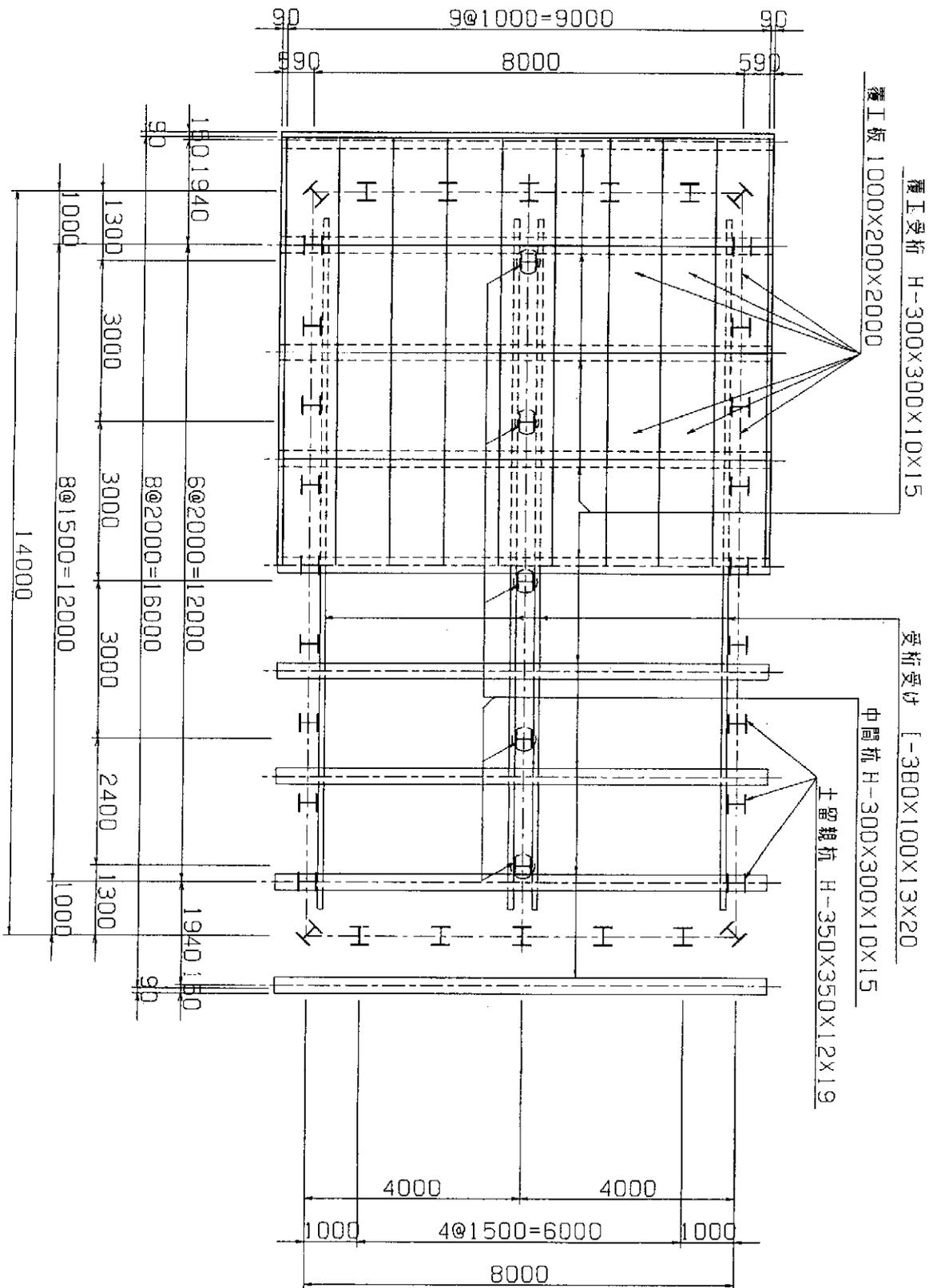
表-10 変位の照査結果

H(m)	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	δ_3 (mm)	δ (mm)	許容変位量(mm)	
3.0	13.52	30.28	7.11	50.91	90.00	... OK
3.5	19.48	52.29	14.58	86.35	105.00	... OK
4.0	26.87	84.33	27.30	138.50	120.00	... OUT
4.5	35.81	129.00	47.68	212.49	135.00	... OUT
5.0	46.43	189.20	78.78	314.42	150.00	... OUT

2. 路面覆工

2-1 一般図





2-2 覆工受桁の検討

受桁間隔 $l = 2.00\text{m}$

(A) 死荷重による断面力

覆工板 $2.00 \times 2.00 = 4.00\text{kN/m}$

桁自重 $0.93 \div 1.00\text{kN/m}$ (H-300×300×10×15 を使用すると仮定)

$w_d = 5.00\text{kN/m}$

曲げモーメント

$$M_d = 1/8 \cdot w_d \cdot \lambda^2 = 1/8 \times 5.00 \times 3.85^2 = 9.26\text{kN/m}$$

せん断力

$$S_d = 1/2 \cdot w_d \cdot \lambda = 1/2 \times 5.00 \times 3.85^2 = 9.63\text{kN}$$

(B) 活荷重

(a) 桁と自動車進行方向が直角の場合

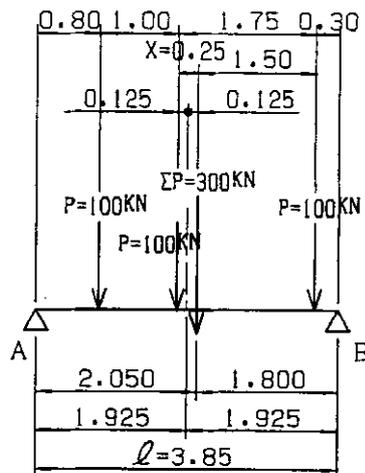
後輪荷重 $P = 100\text{kN}$

衝撃係数 $i = 0.300$

(直角方向には2組を限度とし、3組目からは1/2に低減する。)

(1) 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントが生じるT荷重の荷重状態



合力の作用位置

$$X = 1.75 - 1/30.0 \times 10.0 \times (1.75 + 2.75) = 0.25\text{m}$$

全T荷重

$$\Sigma P = 100.0 \times 3 = 300.00\text{kN}$$

反力

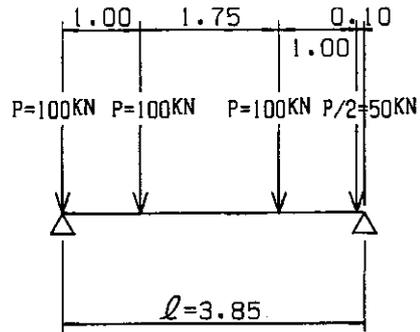
$$R_A = 300.00 \times \frac{1.80}{3.85} = 140.26\text{kN}$$

最大曲げモーメント (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (140.26 \times 1.80 - 100.0 \times 1.00) \times (1 + i) \\ &= 152.47 \times (1 + 0.300) = 198.21\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 最大せん断力

最大せん断力が生じるT荷重載荷状態



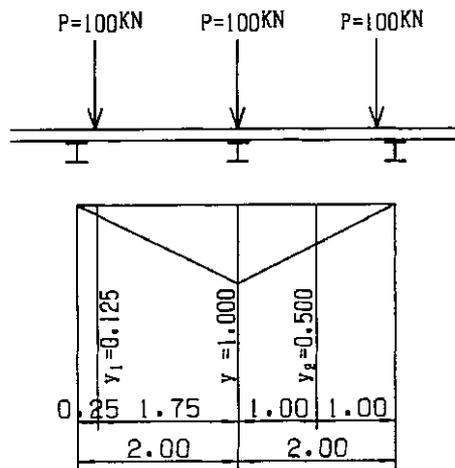
最大せん断力 (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned}
 S_{\Delta} &= \frac{100.0 \times (3.85 + 2.85 + 1.10) + 50.0 \times 0.10}{3.85} \times (1 + i) \\
 &= 203.90 \times (1 + 0.300) \\
 &= 265.07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(b) 桁と自動車進行方向が平行の場合

覆工板受桁間隔 $\lambda = 2.00 \text{ m}$

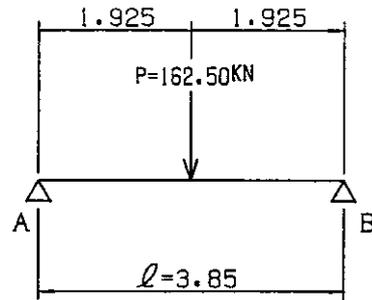
合成荷重 (P)



$$\begin{aligned}
 P &= 100.0 \times (1.00 + 0.125 + 0.500) \\
 &= 162.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(1) 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントが生じる合成荷重の载荷状態



反 力

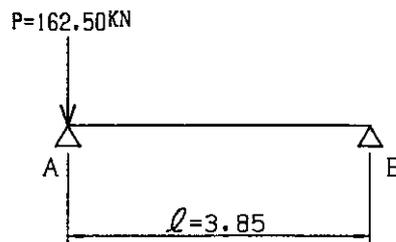
$$R_A = R_B = P/2 = 162.50/2 = 81.25 \text{ kN}$$

最大曲げモーメント (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/4 \times 162.50 \times 3.85 \times (1 + i) \\ &= 156.41 \times (1 + 0.300) \\ &= 203.33 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 最大せん断力

最大せん断力が生じる合成荷重の载荷状態



最大せん断力 (衝撃係数 $i = 0.300$)

$$\begin{aligned} S_A &= 162.50 \times (1 + 0.300) \\ &= 211.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 合成断面力

(a) 死荷重 + T 荷重

$$M = M_d + M(t + i) = 9.26 + 198.21 = 207.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S(t + i) = 9.63 + 265.07 = 274.70 \text{ kN}$$

(b) 死荷重 + 合成荷重

$$M = M_d + M(\lambda + i) = 9.26 + 203.33 = 212.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S(l + i) = 9.63 + 211.25 = 220.88 \text{ kN}$$

故に、曲げモーメントは合成荷重载荷の場合、せん断力はT荷重载荷の場合で応力度検討を行う。

(D) 断面及び応力度

使用断面	H形鋼 H-300×300×10×15
断面係数	$Z = 1350 \times 10^3 \text{ mm}^3$
断面2次モーメント	$I = 20200 \times 10^4 \text{ mm}^4$
ヤング係数	$E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度

$$\gamma = \frac{M}{Z} = \frac{212.59 \times 10^6}{1350 \times 10^3} = 157.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 180.1 \text{ N/mm}^2$$

$$4.5 < \lambda/b = 385/30 = 12.8 < 30$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (12.8 - 4.5)\} \times 1.5 = 180.1 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{274.70 \times 10^3}{10 \times (300 - 2 \times 15)} = 101.7 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

(E) 活荷重によるたわみ量

衝撃は含まない。

$$w_o = \frac{8 \cdot \frac{M t}{1.30}}{\lambda^2} = \frac{8 \times \frac{203.33}{1.3}}{3.85^2} = 84.42 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w_o \cdot \lambda^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$= \frac{5 \times 84.42 \times 385^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 20200 \times 10^4} = 5.98 \text{ mm} < \delta_a = 9.6 \text{ mm}$$

許容たわみ量

$$\delta_a = \frac{\lambda}{400} = \frac{3850}{400} = 9.6 \text{ mm}$$

2-3 受桁受けの検討

(A) 土留杭側

親杭間隔@1.50m

覆工桁最大反力 $P = 274.70 \text{ kN}$

最大曲げモーメント

$$M = \frac{1}{4} P \lambda = \frac{1}{4} \times 274.70 \times 1.50 = 103.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大せん断力

$$S = P = 274.70 \text{ kN}$$

使用部材

[-380×100×13×20 を使用

$$Z_x = 926 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_w = (380 - 2 \times 20 - 2 \times 23) \times 13 = 3822 \text{ mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z_x} = \frac{103.01 \times 10^6}{926 \times 10^3} = 111.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 172.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda/b = 150/10 = 15.0$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (15.0 - 4.5)\} \times 1.5 = 172.2 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{274.70 \times 10^3}{3822} = 71.9 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

取付ボルト (高力ボルト (F10T))

M-20 ボルトを使用すれば1本当り耐力は次のようになる。

$$\tau_a \cdot A = 285 \times 245 = 69825 \text{ N/本}$$

必要本数は

$$n = \frac{S}{S_a} = \frac{274.70 \times 10^3}{69825} = 3.9 \text{ 本}$$

∴ M-20 ボルトを4本使用

(B) 中間杭部

親杭間隔@3.00m

覆工桁最大反力 $P = 274.70 \text{ kN}$

最大曲げモーメント

$$M = \frac{1}{4} P \lambda = \frac{1}{4} \times 274.70 \times 3.00 = 206.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

最大せん断力

$$S = P = 1/3.00 \times 274.70 \times (1.00 + 3.00) = 366.27 \text{ kN}$$

使用部材

2[-380×100×13×20 を使用

$$Z_x = 926 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_w = (380 - 2 \times 20 - 2 \times 23) \times 13 = 3822 \text{ mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z_x} = \frac{\frac{1}{2} \times 206.03 \times 10^6}{926 \times 10^3} = 111.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda/b = 300/10 = 30$$

$$\sigma_a = \{140 - 2.4 \times (30 - 4.5)\} \times 1.5 = 118.2 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_w} = \frac{\frac{1}{2} \times 366.27 \times 10^3}{3822} = 47.9 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

取付ボルト（高力ボルト（F10T））

M-20 ボルトを使用すれば1本当り耐力は次のようになる。

$$\tau_a \cdot A = 285 \times 245 = 69825 \text{ N/本}$$

必要本数は

$$n = \frac{S}{S_a} = \frac{\frac{1}{2} \times 366.27 \times 10^3}{69825} = 2.6 \text{ 本}$$

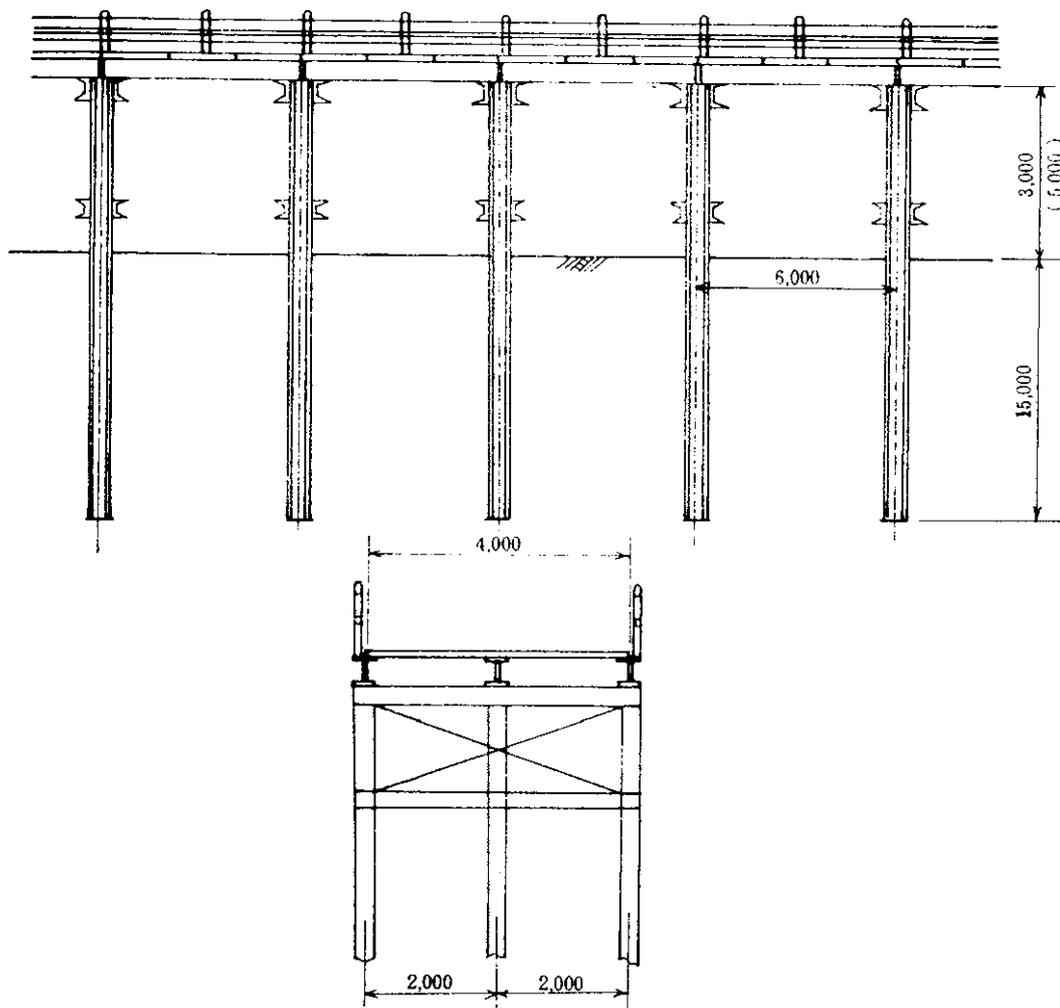
∴ M-20 ボルトを4本使用(桁受金物1本当り)

3. 仮 橋

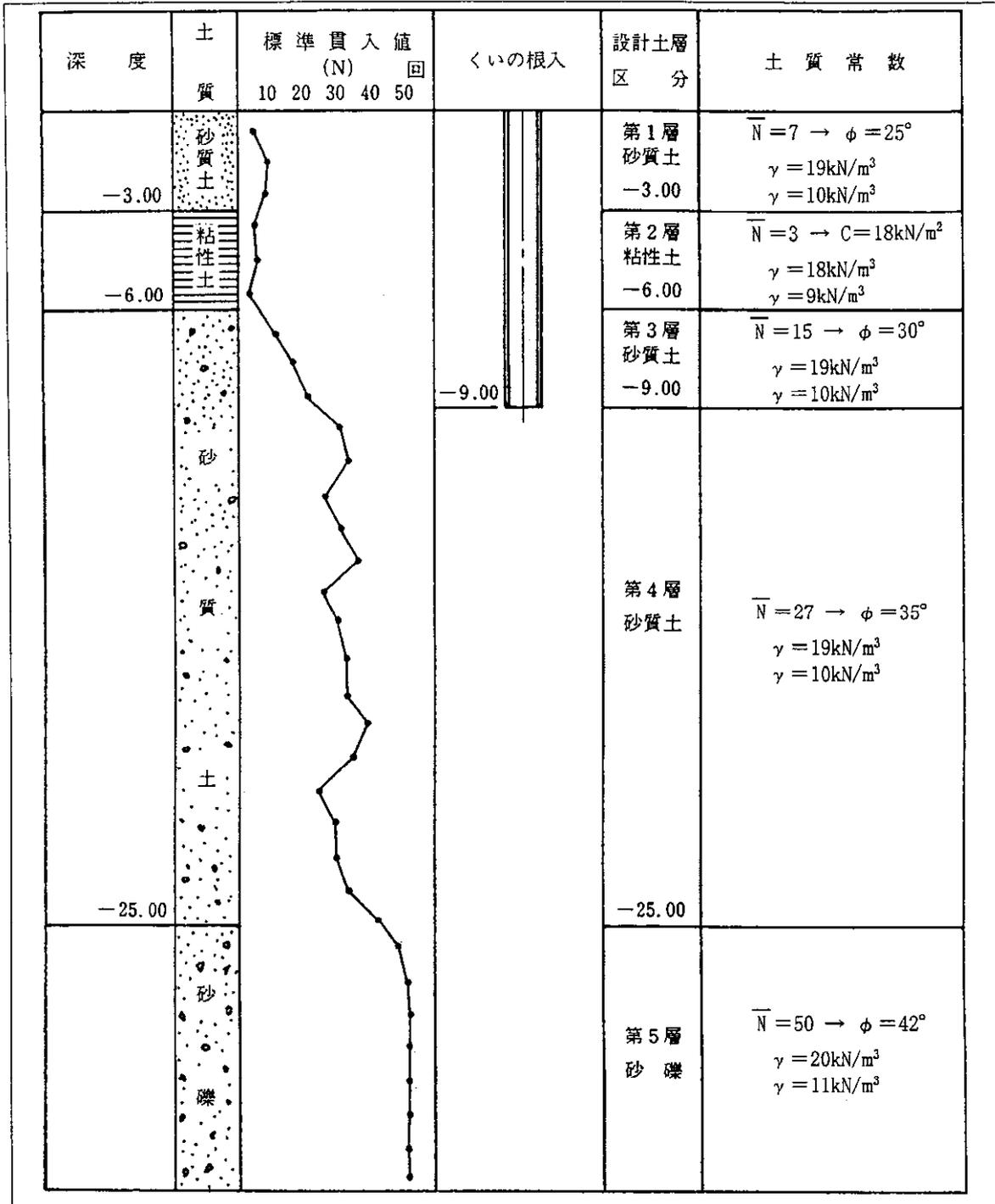
3-1 工事用仮橋の設計（活荷重の適用区分については道路橋示方書によるものとする。）

3-1-1 設計条件

- 活荷重 B活荷重
- 支 間 6.0m
- 幅 員 4.0m
- 許容応力度 50%割増しを行う
- 支持地盤 土留の計算例と同一
- GLからの高さ 3.0m, 5.0m



3-1-2 土質条件



3-1-3 主桁の設計

設計は外桁より中桁の方が設計荷重が大きいので、中桁で設計する。

(A) 死荷重による断面力

覆工板 $2.00 \times 2.00 = 4.00\text{kN/m}$

桁自重 $= 1.00\text{kN/m}$

$w d = 5.00\text{kN/m}$

曲げモーメント

$M d = 1/8 \cdot w d \cdot l^2 = 1/8 \times 5.00 \times 6.00^2 = 22.5\text{kN/m}$

せん断力

$$S_d = 1/2 \cdot w_d \cdot l^2 = 1/2 \times 5.00 \times 6.00 = 15.0 \text{ kN}$$

(B) 活荷重による断面力

(a) T 荷重

中桁に後輪荷重 1 輪載荷すると考える。

$$\text{後輪荷重 } P = 100 \text{ kN}$$

$$\text{衝撃係数 } i = 0.300$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{t+i} &= 1/4 \cdot P \cdot l \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+i) \\ &= 1/4 \times 100 \times 6.00 \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+0.300) = 207.2 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{t+i} &= P \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+i) \\ &= 100 \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8} \right) \times (1+0.300) = 138.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

(b) L 荷重

等分布荷重

曲げモーメントを計算する場合

$$P_1 = 10.0 \times 2.00 = 20.0 \text{ kN/m}$$

せん断力を計算する場合

$$P_1 = 12.0 \times 2.00 = 24.0 \text{ kN/m}$$

等分布荷重

$$P_2 = 3.5 \times 2.00 = 7.0 \text{ kN/m}$$

衝撃係数 $i = 0.300$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{l+i} &= 1/8 (P_1 + P_2) \cdot l^2 \cdot (1+i) \\ &= 1/8 \times (20.0 + 7.0) \times 6.00^2 \times (1+0.300) = 158.0 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{l+i} &= 1/2 (P_1 + P_2) \cdot l \cdot (1+i) \\ &= 1/2 \times (24.0 + 7.0) \times 6.00 \times (1+0.300) = 120.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 合成断面力

(a) 死荷重 + T 荷重

$$M = M_d + M_{t+i} = 22.5 + 207.2 = 229.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S = S_d + S_{t+i} = 15.0 + 138.1 = 153.1 \text{ kN}$$

(b) 死荷重 + L 荷重

$$M = M_d + M_{l+i} = 22.5 + 158.0 = 180.5 \text{ kN}$$

$$S = S_d + S_{l+i} = 15.0 + 120.9 = 135.9 \text{ kN}$$

故に、T 荷重載荷の場合で応力度検討を行う。

(D) 断面及び応力度

使用断面 H形鋼 H-300×300×10×15

断面係数 $Z = 1,350\text{cm}^3$

断面2次モーメント $I = 20,200\text{cm}^4$

曲げ応力度

$$\gamma = \frac{M}{Z} = \frac{229.7 \times 10^5}{1350} = 17014.8\text{N/cm}^2 = 170.1\text{N/mm}^2 < \gamma_a = 210\text{N/mm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A \omega} = \frac{153.1 \times 10^3}{1.0 \times (30 - 2 \times 1.5)} = 5670.3\text{N/cm}^2 = 56.7\text{N/mm}^2 < \tau_a = 120\text{N/mm}^2$$

(E) 活荷重によるたわみ量 (衝撃は含まない)

T荷重の場合

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{l^3}{E \cdot I} \cdot \frac{P}{48} \cdot \left(\frac{1}{32} + \frac{7}{8}\right) \\ &= \frac{6.00^3}{2.0 \times 10^8 \times 0.000202} \times \frac{100}{48} \times \left(\frac{6.0}{32} + \frac{7}{8}\right) \\ &= 0.0118\text{m} \end{aligned}$$

L荷重の場合

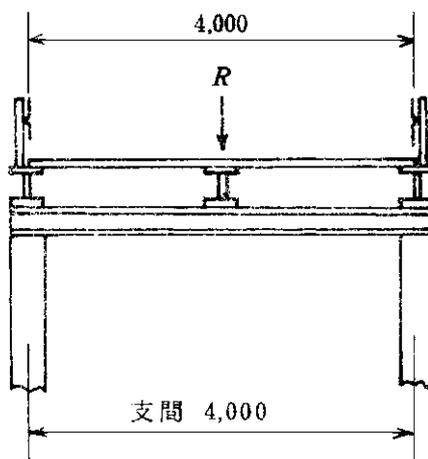
$$\begin{aligned} \delta &= \frac{l^3}{E \cdot I} \cdot \frac{5 \cdot (P_1 + P_2) \cdot l}{384} \\ &= \frac{6.00^3}{2.0 \times 10^8 \times 0.000202} \times \frac{5 \times (20.0 + 7.0) \times 6.00}{384} \\ &= 0.0113\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{許容たわみ量 } \delta_a = \frac{l}{400} = \frac{6.0}{400} = 0.015\text{m}$$

3-1-4 横桁の設計

横桁は主桁の直下に杭がくる場合は、主桁からの力は荷重分配作用と水平つなぎ材として作用する部材であるから、[300×90×9×13]程度の溝形鋼を使用しておけば十分である。

中桁直下のくいを省略する場合は、主桁反力による曲げモーメントによって設計しなければならない。



$$M = \frac{1}{4}R \cdot 1 = \frac{1}{4} \times 153.1 \times 4.0 = 153.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

[380×100×10.5×16]を1本使用

$$W_x = 762 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 14,500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{153.1 \times 10^6}{762 \times 10^3} = 200.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2$$

3-1-5 桁受けの取付ボルト

ボルトにかかる水平力

T荷重による制動荷重

制動荷重はT荷重の10%とする。

$$H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 2本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 2 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{13800}{7.60} = 18.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

横桁取付ボルトの設計

ボルトにかかる水平力

$$S = 1/2 \cdot R = 1/2 \times 153.1 = 76.6 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 4本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 4 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{7.66 \times 10^3}{15.21} = 50.4 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$$

3-1-6 脚にかかる鉛直反力

L荷重より

$$R_d = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN/本}$$

$$R_{1+i} = 2 \times \left(\frac{24.6 \times 5.00 \times 3.50}{6.00} + \frac{7.00 \times 6.00 \times 3.00}{6.00} \right) \times 1.3 = 241.2 \text{ kN/本}$$

$$\Sigma R = 30.0 + 241.2 = 271.2 \text{ kN/本}$$

3-1-7 橋脚（高さ3.0mの場合）

(A) 支持力

H-250×250×9×14を使用

根入長 9.00m

$$Q_a = \frac{1}{F} \{ 200N_A + (10N_c A_c + 2N_s A_s) \alpha \beta \} \text{ kN/本}$$

Q_a : < いの許容支持力 (kN/本)

$$F = 2 \quad N = 27$$

$$A = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{m}^2$$

$$N_c = 3 \quad A_c = 0.25 \times 4 \times 300 = 3.00 \text{m}^2$$

$$N_s = \begin{cases} \text{第1層} & 7 \\ \text{第3層} & 15 \end{cases} \quad A_s = \begin{cases} \text{第1層} & 0.25 \times 4 \times 3.00 = 3.00 \text{m}^2 \\ \text{第2層} & 0.25 \times 4 \times 3.00 = 3.00 \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.0 \quad (\text{打撃による施工})$$

$$\beta = 1.0 \quad (\text{周囲が土})$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \{200 \times 27 \times 0.0625 + (10 \times 3 \times 3.00 + 2 \times 7 \times 3.00 + 2 \times 15 \times 3.00) \times 1.0 \times 1.0\}$$

$$= 280 \text{kN/本} > \Sigma R = 271.2 \text{kN/本}$$

(B) くゝ本体の設計

地盤及び杭部材の諸元

$$K = 15000 \text{kN/m}^3 \quad (\because \bar{N} = 7 \quad K = 0.691 \bar{N}^{0.406} = 0.691 \times 7^{0.406} = 1.5)$$

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2 = 2.0 \times 10^8 \text{kN/m}^2$$

$$D = 25 \text{cm}$$

$$\text{横軸方向} \quad I_y = 10,700 \text{cm}^4 = 1.07 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\text{橋軸直角方向} \quad I_x = 3,650 \text{cm}^4 = 3.65 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

(1) 橋軸方向の計算 (くゝ頭部自由)

T荷重より

$$\text{鉛直力} \quad R = 15.0 \times 2 + 138.1 = 168.1 \text{kN}$$

$$\text{水平力 (制動荷重)} \quad H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{kN} \quad (\text{履工板上 } 1.80 \text{m に作用する})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_y}} = \sqrt[4]{\frac{0.25 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}} = 0.457 \text{m}^{-1} = 0.00457 \text{cm}^{-1}$$

$$3/\beta = 3/0.0046 = 652 \text{cm} < 900 \text{cm}$$

$$M_{\max} = -H(h+ho) \frac{\sqrt{\{1+2\beta \cdot (h+ho)\}^2 + 1}}{2\beta \cdot (h+ho)} \exp \left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)} \right]$$

$$= -H \cdot (h+ho) \cdot \phi_m \beta (h+ho)$$

$$2 \cdot \beta (h+ho) = 2 \times 0.457 \times (3.00 + 1.80) = 4.387$$

$$\phi_m \beta (h+ho) = 1.039$$

$$M_{\max} = -1.38 \times (3.00 + 1.80) \times 1.039 = 68.8 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$I_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+ho)} = 0.184$$

$$I_m = \frac{1}{0.00457} \times 0.184 = 40 \text{cm}$$

$$I = 300 + 40 = 340 \text{cm} \quad (\text{固定点間距離})$$

$$\text{H鋼断面積} \quad A = 91.43 \text{cm}^2$$

$$\text{断面係数} \quad W_y = 860 \text{cm}^3$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{168100}{91.43 \times 10^2} = 18.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 186 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{may}}}{W_y} = \frac{68.8 \times 10^6}{860 \times 10^3} = 80 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作用面内の曲げ

y 軸に関する断面 2 次半径 $r_y = 10.8 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{cay} &= \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5 \\ &= \{135 - 0.82(340/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 186 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{eay} &= \left\{ \frac{1200000}{6700 + (1/r)^2} \right\} \times 1.5 \\ &= \left\{ \frac{1200000}{6700 + (340/10.8)^2} \right\} \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} &= \frac{18.4}{186} + \frac{80}{210(1 - 18.4/234)} \\ &= 0.10 + 0.41 = 0.51 < 1.0 \end{aligned}$$

作用面外の横倒れ座屈

z 軸に関する断面 2 次半径 $r_z = 6.32 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{caz} &= \{135 - 0.82(340/6.32 - 18)\} \times 1.5 \\ &= 158 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} &= \frac{18.4}{158} + \frac{80}{210(1 - 18.4/234)} \\ &= 0.11 + 0.41 = 0.52 < 1.0 \end{aligned}$$

温度変化による影響は、

$$C_t = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t$$

C_t : 温度変化による主桁の伸び

α : 鋼の線膨張率 ($\pm 0.00012 / \text{deg}$)

L : スパン (6.00m)

t : 温度変化量 (15deg)

$$C_t : 0.00012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 \cdot E \cdot I}{h^3 \cdot \phi \Delta (\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}{3.00^3 \times 5.3663} = 0.48 \text{ kN}$$

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸直角方向の計算 (くい頭部固定)

地震時で検討

$$\text{鉛直力 } N = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H = (15.0 \times 2) \times 0.20 = 6.0 \text{ kN}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4EI_x}} = \sqrt[4]{\frac{0.25 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 3.65 \times 10^{-5}}} = 0.598 \text{ m}^{-1} = 0.0060 \text{ cm}^{-1}$$

$$\overline{M}_o = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h) = H h \frac{1 + \beta h}{2\beta h} = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0060 \times 300 = 1.80$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.778$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 3000 \times 0.778 = 14,004,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.507$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{0.0060} \times 0.507 = 85 \text{ cm}$$

$$l = 300 + 85 = 385 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{30.0}{91.43 \times 10^2} = 3.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 150 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{14004000}{292 \times 10^3} = 48 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(385/632 - 18)\} \times 1.5 = 150 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (385/6.32)^2} \right\} \times 1.5 = 177 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{150} + \frac{48}{210 \times (1 - 3.3/177)} = 0.02 + 0.23 = 0.25 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(385/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 181 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{181} + \frac{48}{210 \times (1 - 3.3/177)} = 0.02 + 0.23 = 0.25 < 1.0$$

3-1-8 橋脚 (高さG.Lまで5.0mの場合)

(A) 支持力

H-250×250×9×14 を使用

根入長 15m

(B) くい本体の設計

(1) 橋軸方向の計算 (くい頭自由)

$$M_{\max} = -H(h+h_o) \phi_m \beta (h+h_o)$$

$$2\beta(h+h_o) = 2 \times 0.457 \times (5.00 + 1.80) = 6.215$$

$$\phi_m \beta (h+h_o) = 1.023$$

$$M_{\max} = -13.8 \times (5.00 + 1.80) \times 1.023 = 96.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(h+h_0)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta(h+h_0)} = 0.138$$

$$l_m = \frac{1}{0.00457} \times 0.138 = 30 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 30 = 530 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_c = 18.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 164 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{960000}{8600} = 112 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げに対して

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(530/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 164 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cay} = \left\{ \frac{1200000}{6700 + (530/10.8)^2} \right\} \times 1.5 = 198 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{cay})} = \frac{18.4}{164} + \frac{112}{210 \times (1 - 18.4/198)} = 0.11 + 0.59 = 0.70 < 1.0$$

作業面外の横倒れ座屈に対して

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(530/6.32 - 18)\} \times 1.5 = 121 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{caz})} = \frac{18.4}{121} + \frac{112}{210 \times (1 - 18.4/198)} = 0.15 + 0.58 = 0.73 < 1.0$$

温度変化による影響は、

$$Ct = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t = 0.000012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 \cdot E \cdot I}{h^3 \cdot \phi \Delta(\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.07 \times 10^{-4}}{5.0^3 \times 3.013} = 0.18 \text{ kN}$$

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸方向の計算 (くい頭部自由)

$$\overline{M}_o = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0060 \times 500 = 3.00$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.6667$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 5000 \times 0.6667 = 20,001,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.322$$

$$l_m = \frac{1}{0.0060} \times 0.322 = 53 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 53 = 553 \text{ cm (固定点間距離)}$$

軸方向応力度

$$\sigma_a = \frac{30000}{91.43 \times 10^2} = 3.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 117 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{20001000}{292 \times 10^3} = 68 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈に対して

$$\sigma_{cay} = \{135 - 0.82(553/6.32 - 18)\} \times 1.5 = 117 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (553/6.32)^2} \times 1.5 = 125 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ca}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{3.3}{117} + \frac{68}{210 \times (1 - 3.3/117)} = 0.03 + 0.33 = 0.36 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈に対して

$$\sigma_{caz} = \{135 - 0.82(553/10.8 - 18)\} \times 1.5 = 162 \text{ N/mm}^2$$

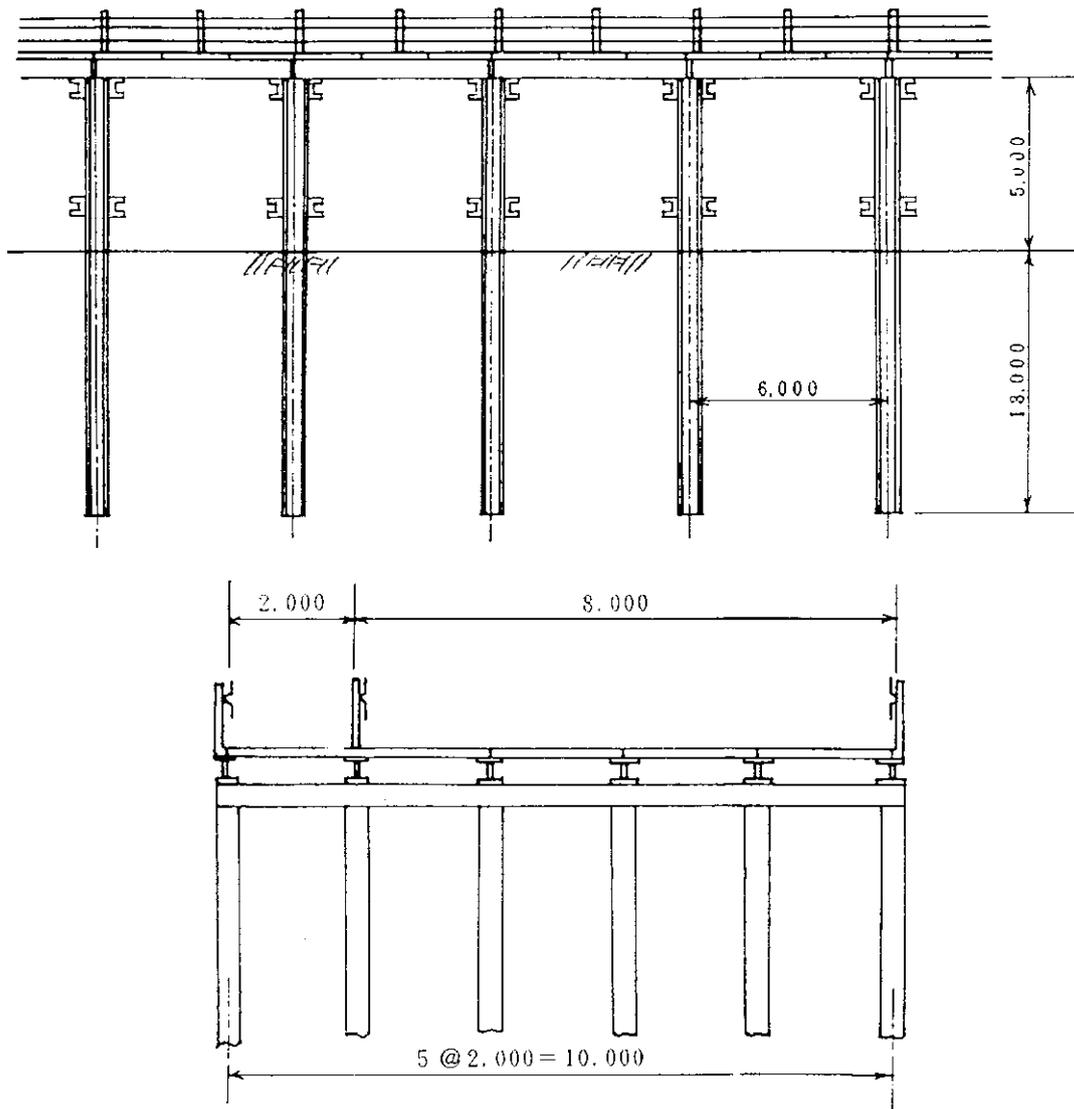
$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} = \frac{3.3}{162} + \frac{68}{210 \times (1 - 3.3/117)} = 0.02 + 0.33 = 0.35 < 1.0$$

3-2 一般供用仮橋の設計 (活荷重の適用区分については道路橋示方書によるものとする。)

3-2-1 設計条件

活荷重	B活荷重
支間	6.0m
幅員	車道 8.0
	歩道 2.0m
許容応力度	50%割増しを行わない
支持地盤	土留の計算例と同一

3-2-2 一般寸法図



3-2-3 主桁の設計

主桁は車道部中桁で設計する。

曲げモーメント及び反力は工事用仮橋に同じ

(A) 断面及び応力度

使用断面 H形鋼 390×300×10×16

断面2次モーメント $I_y = 37,900\text{cm}^4$

断面係数 $W_y = 1,940\text{cm}^3$

応力度 $\sigma = \frac{229.7 \times 10^6}{1940 \times 10^3} = 118\text{N/mm}^2$

許容応力度 $\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2 > \sigma = 118\text{N/mm}^2$

(B) 活荷重によるたわみ

工事用仮橋によるたわみより小さいので省略する。

3-2-4 桁受の取付ボルト

ボルトにかかる水平力

T 荷重による制動荷重

制動荷重は T 荷重の 10%

$$H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$$

ボルトの断面及び応力度

M22 2 本使用

$$\text{断面積 } A = \frac{\pi \times 2.2^2}{4} \times 2 = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{13800}{7.60 \times 10^2} = 18.2 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 80 \text{ N/mm}^2$$

3-2-5 脚にかかる最大鉛直反力

L 荷重より

$$R_d = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN/本}$$

$$R_{l+i} = 2 \times \left(\frac{24.6 \times 5.00 \times 3.50}{6.00} + \frac{7.00 \times 6.00 \times 3.00}{6.00} \right) \times 1.3 = 241.2 \text{ kN/本}$$

$$\Sigma R = 30.0 + 241.2 = 271.2 \text{ kN/本}$$

3-2-6 橋脚（高さ 5.0m の場合）

(A) 支持力

H-300×300×10×15 を使用

根入長 9.00m

$$Q_a = \frac{1}{F} \{ 200NA + (10N_c A_c + 2N_s A_s \alpha \beta) \} \text{ kN/本}$$

Q_a : < いの許容支持力 (KN/本)

$$F = 2 \quad N = 27$$

$$A = 0.03 \times 0.30 = 0.090 \text{ m}^2$$

$$N_c = 3 \quad A_c = 0.30 \times 4 \times 300 = 3.60 \text{ m}^2$$

$$N_s = \begin{cases} \text{第1層} & 7 \\ \text{第3層} & 15 \end{cases} \quad A_s = \begin{cases} \text{第1層} & 0.30 \times 4 \times 3.00 = 3.60 \text{ m}^2 \\ \text{第2層} & 0.30 \times 4 \times 3.00 = 3.60 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 1.0 \text{ (打撃による施工)}$$

$$\beta = 1.0 \text{ (周囲が土)}$$

$$Q_a = \frac{1}{2} \{ 200 \times 27 \times 0.090 + (10 \times 3 \times 3.60 + 2 \times 7 \times 3.60 + 2 \times 15 \times 3.60) \times 1.0 \times 1.0 \}$$

$$= 376 \text{ kN/本} > \Sigma R = 271.2 \text{ kN/本}$$

(B) < い本体の設計

地盤及び杭部材の諸元

$$K = 15000 \text{ kN/m}^3 \text{ (} \because \bar{N} = 7 \text{ } K = 0.691 \bar{N}^{0.406} = 0.691 \times 7^{0.406} = 1.5)$$

$$E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$D = 30 \text{ cm}$$

横軸方向 $I_y = 20,200 \text{ cm}^4 = 2.02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

橋軸直角方向 $I_z = 6,750 \text{ cm}^4 = 6.75 \times 10^{-5} \text{ m}^4$

(1) 橋軸方向の計算 (くい頭部自由)

T 荷重より

鉛直力 $R = 15.0 \times 2 + 138.1 = 168.1 \text{ kN}$

水平力 (制動荷重) $H = 138.1 \times 0.10 = 13.8 \text{ kN}$ (履工板上 1.80m に作用する)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_y}} = \sqrt[4]{\frac{0.30 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 2.02 \times 10^{-4}}} = 0.409 \text{ m}^{-1} = 0.00409 \text{ cm}^{-1}$$

$3/\beta = 3/0.0041 = 731 \text{ cm} < 900 \text{ cm}$

$$M_{\max} = -H(h+h_0) \frac{\sqrt{\{1+2\beta \cdot (h+h_0)\}^2+1}}{2\beta \cdot (h+h_0)} \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}\right]$$

$$= -H(h+h_0) \cdot \phi_m \beta (h+h_0)$$

$$2\beta(h+h_0) = 2 \times 0.409 \times (5.00 + 1.80) = 5.562$$

$$\phi_m \beta (h+h_0) = 1.026$$

$$M_{\max} = -13.8 \times (5.00 + 1.80) \times 1.026 = 96.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$I_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta(h+h_0)} = 0.151$$

$$I_m = \frac{1}{0.00409} \times 0.151 = 37 \text{ cm}$$

$I = 500 + 37 = 537 \text{ cm}$ (固定点間距離)

H 鋼断面積 $A = 118.4 \text{ cm}^2$

断面係数 $W_y = 1350 \text{ cm}^3$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{R}{A} = \frac{168100}{118.4 \times 10^2} = 14.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 116 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{96.3 \times 10^6}{1350 \times 10^3} = 71.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140 \text{ N/mm}^2$$

作用面内の曲げ座屈

y 軸に関する断面 2 次半径 $r_y = 13.1 \text{ cm}$

$$\sigma_{cay} = 135 - 0.82(1/r - 18)$$

$$= 135 - 0.82(537/13.1 - 18) = 116 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (1/r)^2}$$

$$= \frac{1200000}{6700 + (537/13.1)^2} = 143 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba0}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})}$$

$$= \frac{14.2}{116} + \frac{71.3}{140(1-14.2/143)} = 0.12 + 0.56 = 0.68 < 1.0$$

作業面外の横倒れ座屈

$$z \text{ 軸に関する断面 2 次半径 } r_z = 7.55 \text{ cm}$$

$$\sigma_{caz} = 135 - 0.82(537/7.55 - 18) = 91.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})}$$

$$= \frac{14.2}{91.4} + \frac{71.3}{140 \times (1 - 14.2/143)} = 0.15 + 0.56 = 0.71 < 1.0$$

温度変化による影響は、

$$Ct = \Delta = \alpha \cdot L \cdot t$$

Ct : 温度変化による主桁の伸び

α : 鋼の線膨張率 (0.000012/deg)

L : スパン (6 m)

t : 温度変化量 (15deg)

$$Ct : 0.000012 \times 6.00 \times 15 = 0.00108 \text{ m}$$

$$H = \frac{\Delta \cdot 3 E I}{h^3 \cdot \phi \Delta(\beta h)} = \frac{0.00108 \times 3 \times 2.0 \times 10^8 \times 2.02 \times 10^{-4}}{5.0^3 \times 3.360} = 0.31 \text{ kN}$$

H : 温度変化によって生じる水平力

以上のように温度変化による影響は、軽微であるため省略する。

(2) 橋軸直角方向の計算 (くい頭部固定)

地震時で検討

$$\text{鉛直力 } R = 15.0 \times 2 = 30.0 \text{ kN}$$

$$\text{水平力 } H = (15.0 \times 2) \times 0.20 = 6.0 \text{ kN}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{DK}{4E I_z}} = \sqrt[4]{\frac{0.30 \times 15000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 6.75 \times 10^{-5}}} = 0.537 \text{ m}^{-1} = 0.0054 \text{ cm}^{-1}$$

$$\overline{M}_o = \frac{H}{2\beta} (1 + \beta h) = H h \frac{1 + \beta h}{2\beta h} = H h \overline{\phi}_o(\beta h)$$

$$\beta h = 0.0054 \times 500 = 2.70$$

$$\overline{\phi}_o(\beta h) = 0.6852$$

$$\overline{M}_o = 6000 \times 5000 \times 0.6852 = 20,556,000 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{\beta h}$$

$$\tan^{-1} \frac{1}{\beta h} = 0.355$$

$$\overline{l}_m = \frac{1}{0.0054} \times 0.355 = 66 \text{ cm}$$

$$l = 500 + 66 = 566 \text{ cm (固定点間距離)}$$

断面係数 $W_z = 450\text{cm}^3$

軸方向応力度

$$\sigma_c = \frac{30000}{118.4 \times 10^2} = 2.5\text{N/mm}^2 < \sigma_{cay} = 88\text{N/mm}^2$$

曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{20556000}{450 \times 10^3} = 45.7\text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 140\text{N/mm}^2$$

作業面内の曲げ座屈

$$\sigma_{cay} = 135 - 0.82(566/7.55 - 18) = 88\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = \frac{1200000}{6700 + (566/7.55)^2} \times 1.5 = 97.4\text{N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} = \frac{2.5}{88} + \frac{45.7}{140 \times (1 - 2.5/97.4)} = 0.03 + 0.34 = 0.37 < 1.0$$

作業面外の曲げ座屈

$$\sigma_{caz} = 135 - 0.82(566/13.1 - 18) = 114\text{N/mm}^2$$

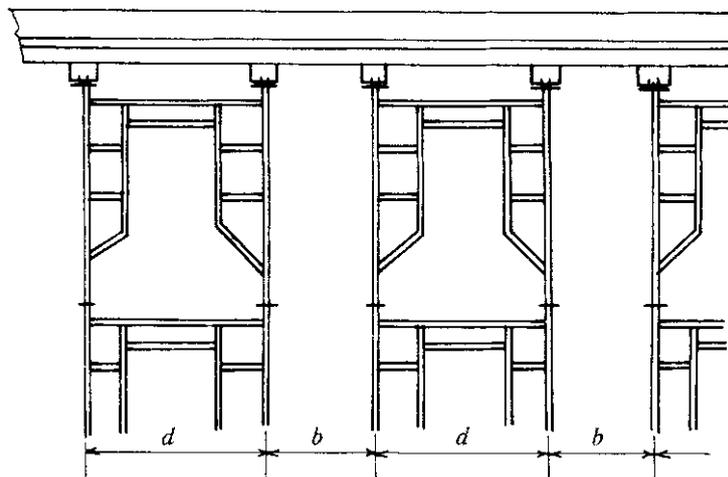
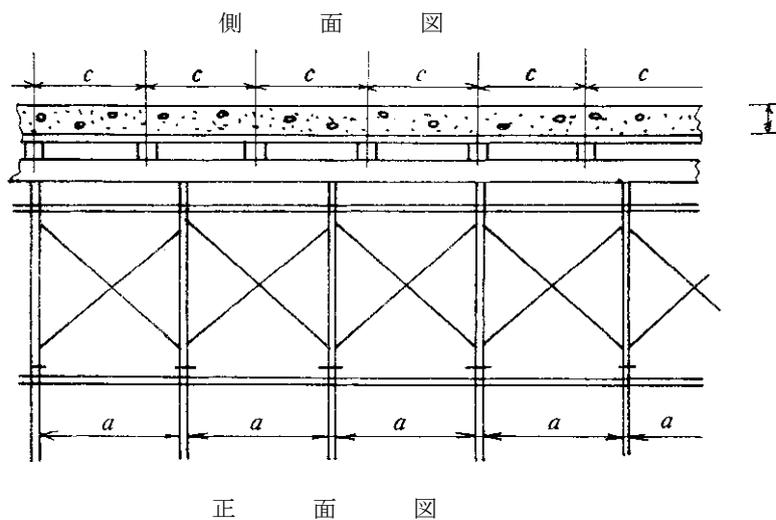
$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})} = \frac{2.5}{114} + \frac{45.7}{140 \times (1 - 2.5/97.4)} = 0.02 + 0.34 = 0.36 < 1.0$$

4. 支保工

4-1 鳥居型支保工

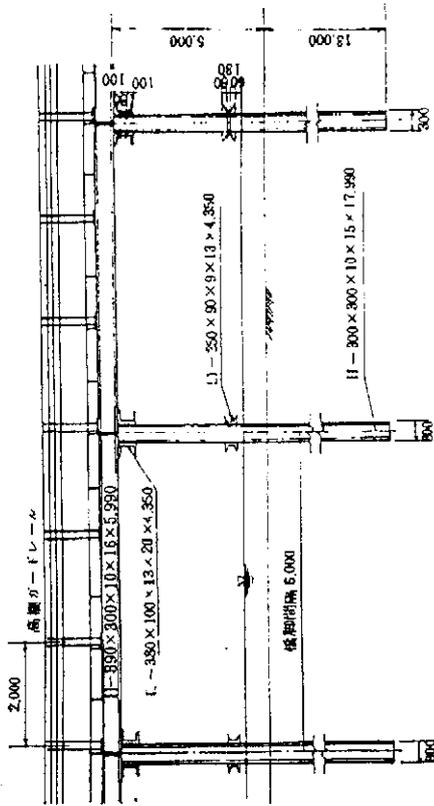
4-1-1 設計条件

スラブコンクリート	1 m ³ 当り	24.5kN
作業荷重	1 m ² 当り	1.8kN
型枠重量	1 m ² 当り	0.6kN
木材許容応力度 (曲げ)	1 m ² 当り	1.2kN
ビテー枠一組負荷限界		50kN
桁材のたわみ許容限界		1/480

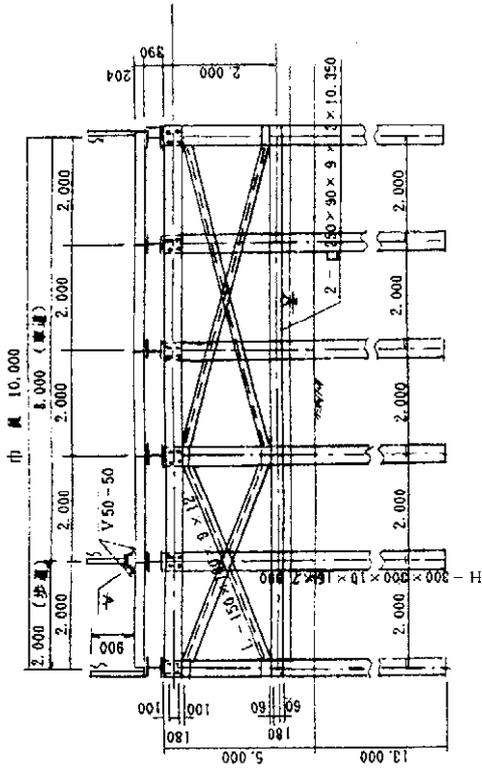


一般供用仮橋

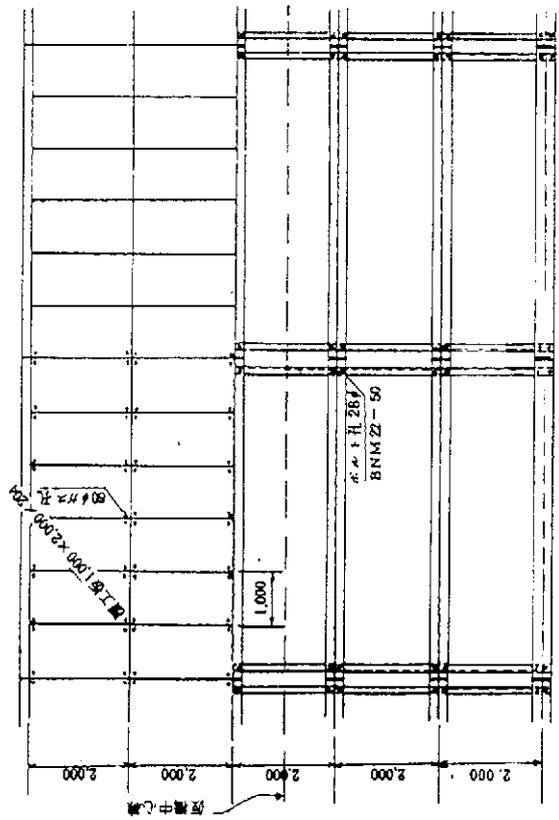
側 面 図



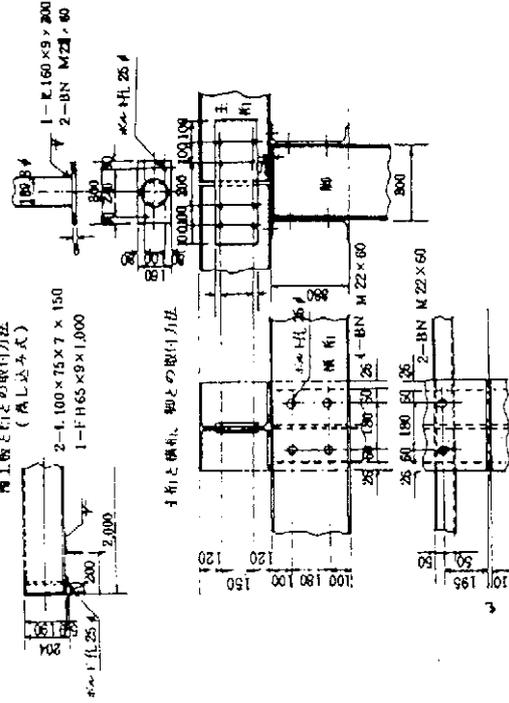
断 面 図



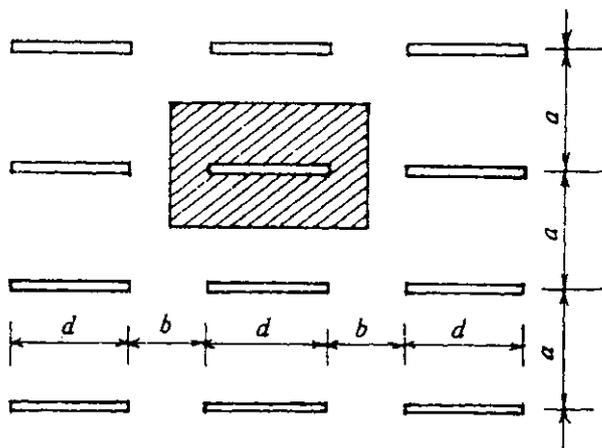
平 面 図



上桁と高欄との取付方法



平面図



配置表

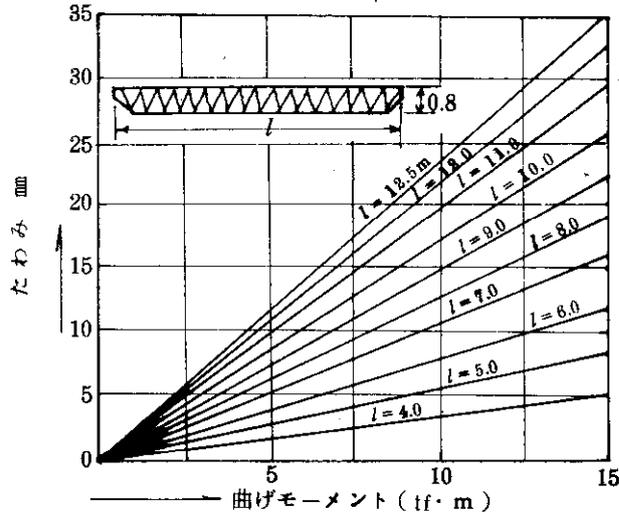
荷 重				横 バ タ				縦 バ タ				ビテ一枠		〃
スラブ厚 cm	コンクリート 重量 kN/m ²	作業 重量 kN/m ²	合計 kN/m ²	寸 法 cm	C 間隔 cm	応力 σ N/mm ²	たわみ δ cm	寸 法 cm	b, d 間隔 cm	応力 σ N/mm ²	たわみ δ cm	ピッチ a cm	b 枠 間隔 cm	一枠当 り負荷 kN
20	4.9	2.4	7.3	10×10	75	0.59	0.25	10.5×15	120	0.90	0.57	180	120	31.39
30	7.4	〃	9.8	10×10	75	0.78	0.33	15×15	120	0.84	0.53	180	120	41.99
40	9.8	〃	12.2	10×10	50	0.66	0.27	15×15	120	0.73	0.32	150	120	43.75
50	12.3	〃	14.7	10.5×10.5	50	0.68	0.27	15×15	100 120	0.81	0.35	150	100	48.17
60	14.7	〃	17.1	12×12	75	0.60	0.28	12×15	110 120	0.75	0.21	120	110	47.19
70	17.2	〃	19.6	12×12	50	0.61	0.21	15×15	80 120	0.62	0.18	120	80	46.89
80	19.6	〃	22.0	12×12	50	0.69	0.24	12×15	60 120	0.79	0.22	120	60	47.48
90	22.1	〃	24.5	12×12	50	0.76	0.27	15×15	40 120	0.63	0.17	120	40	46.89
100	24.5	〃	26.9	12×13.5	50	0.66	0.21	12×13.5	70 120	0.71	0.12	90	70	46.01
120	29.4	〃	31.8	15×15	75	0.76	0.21	12×13.5	40 120	0.71	0.12	90	40	45.81
150	36.8	〃	39.2	15×15	50	0.68	0.17	10×12	80 120	0.73	0.06	60	80	46.89
200	49.0	〃	51.4	13.5×15	37.5	0.69	0.19	10×12	30 120	0.72	0.06	60	30	46.21

4-2 桁式支保工

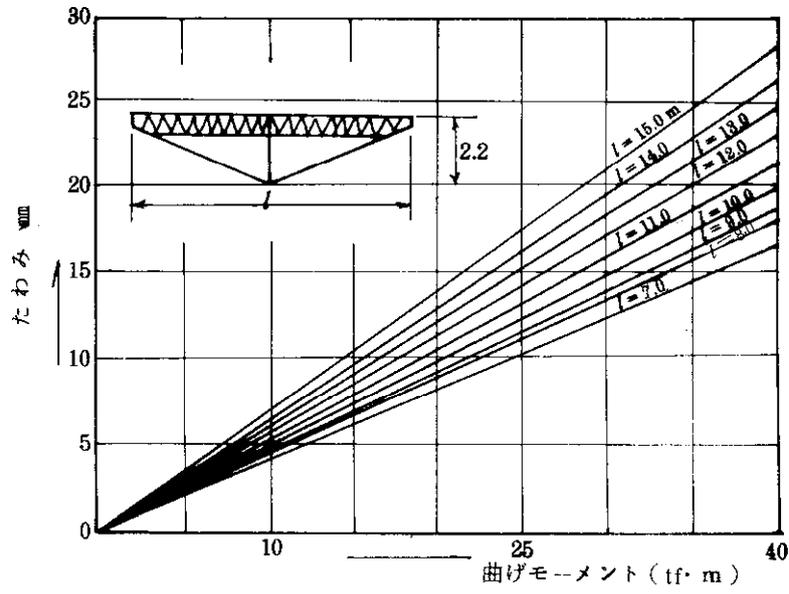
型 耐力 スパン別(m)	A		B		C		D		E		F		G	
	W kN/m	曲げ モーメント												
4.95~ 5.75	35.6	150												
5.70~ 6.50	27.9	150												
6.45~ 7.25	22.4	150												
7.20~ 8.00	18.3	150			34.9	284								
7.95~ 8.75	15.4	150			32.4	316								
8.70~ 9.50	13.0	150	30.5	349	30.4	342								
9.45~10.25	11.2	150	25.1	331	26.9	351								
10.20~11.00	9.71	150	24.3	369	25.3	383								
10.95~11.75	8.53	150	19.2	333	20.8	359			25.0	432				
11.70~12.50	7.55	150	18.1	355	19.6	383			23.5	459				
12.45~13.25			15.3	336	16.8	367	19.9	437	22.2	488				
13.20~14.00			14.5	355	15.9	389	17.9	438	20.5	501				
13.95~14.75			12.6	341	13.5	369	16.4	446	18.8	511				
14.70~15.50			11.9	357	13.0	391	14.3	430	17.5	524				
15.45~16.25							13.6	450	15.4	507				
16.20~17.00							12.3	443	14.7	532	14.8	534		
16.95~17.75							11.3	448	13.0	514	13.2	523		
17.70~18.50							10.5	479	12.2	496	12.3	525		
18.45~19.25							10.0	464	11.4	524	11.5	532		
19.20~20.00							9.03	450	10.2	510	10.6	530		
19.95~20.75							8.24	443	9.81	529	9.91	511	10.9	585
20.70~21.50							7.55	437	9.12	527	9.22	533	10.0	580
21.45~22.25							6.87	425	8.24	510	8.63	536	9.52	591
22.20~23.00											8.04	531	8.73	576
22.95~23.75											7.55	534	8.24	587
23.70~24.50											7.06	529	7.75	583
24.45~25.25											6.67	534	7.36	589
25.20~26.00											6.28	531	6.97	589

スパン別たわみとモーメント線図

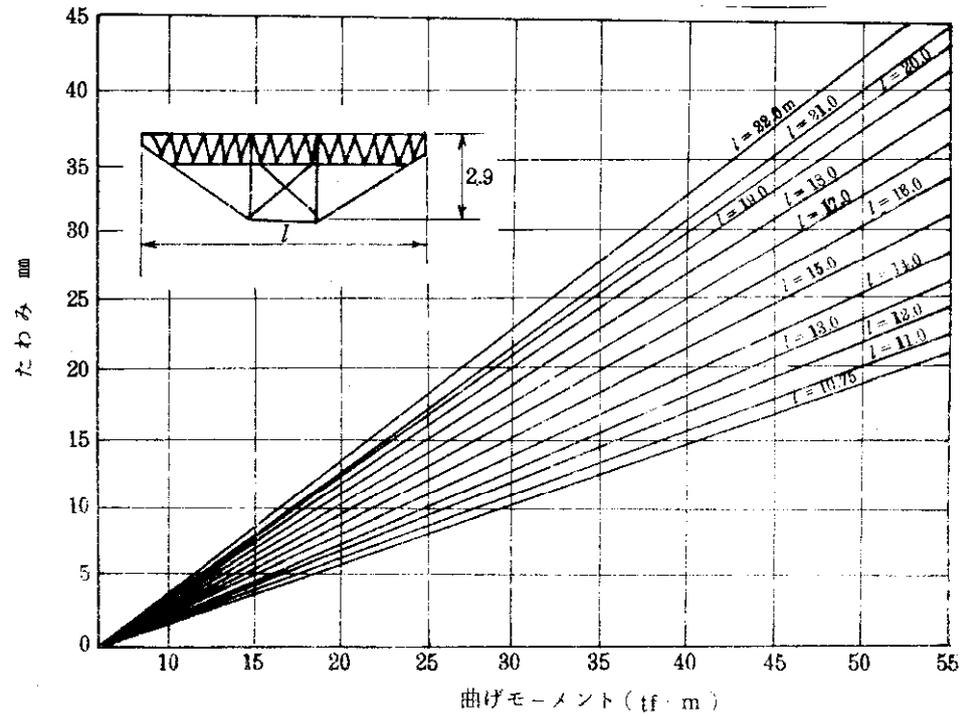
A 型



B・C型



D・E型

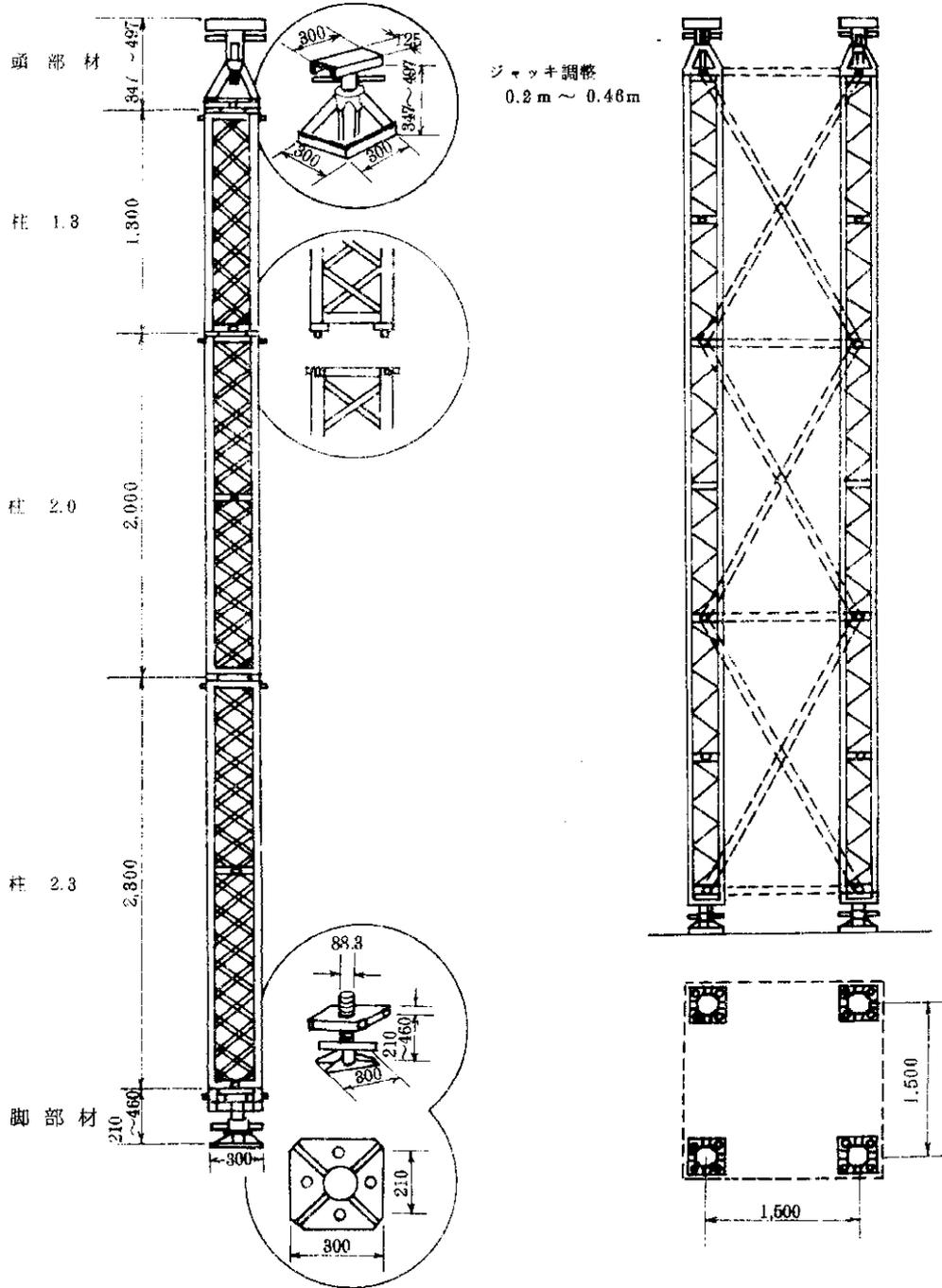


4-3 簡易鋼ベント (16型)

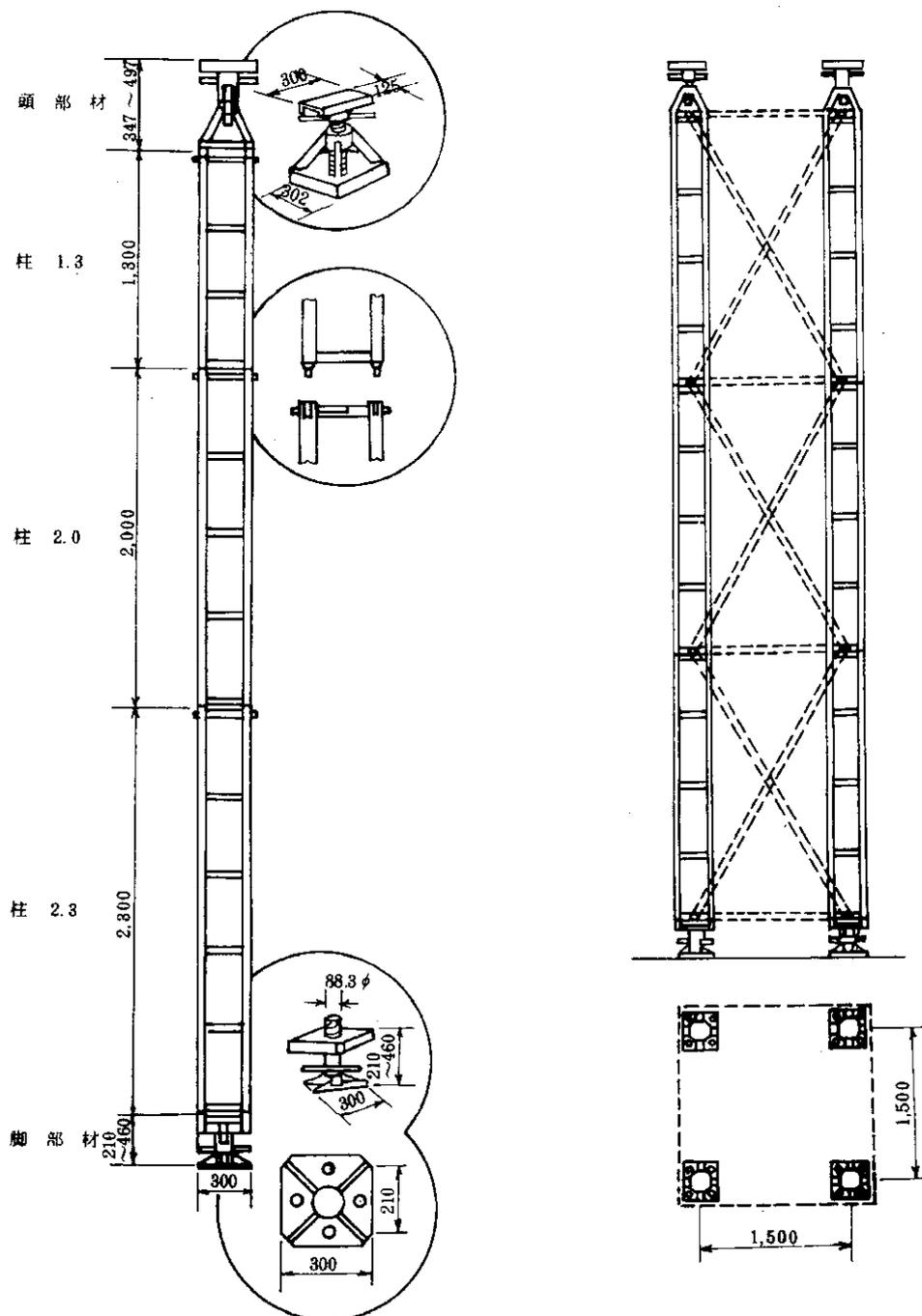
1本当り許容荷重 160kN

高さ 2.3m、2.0m、1.3m

20型

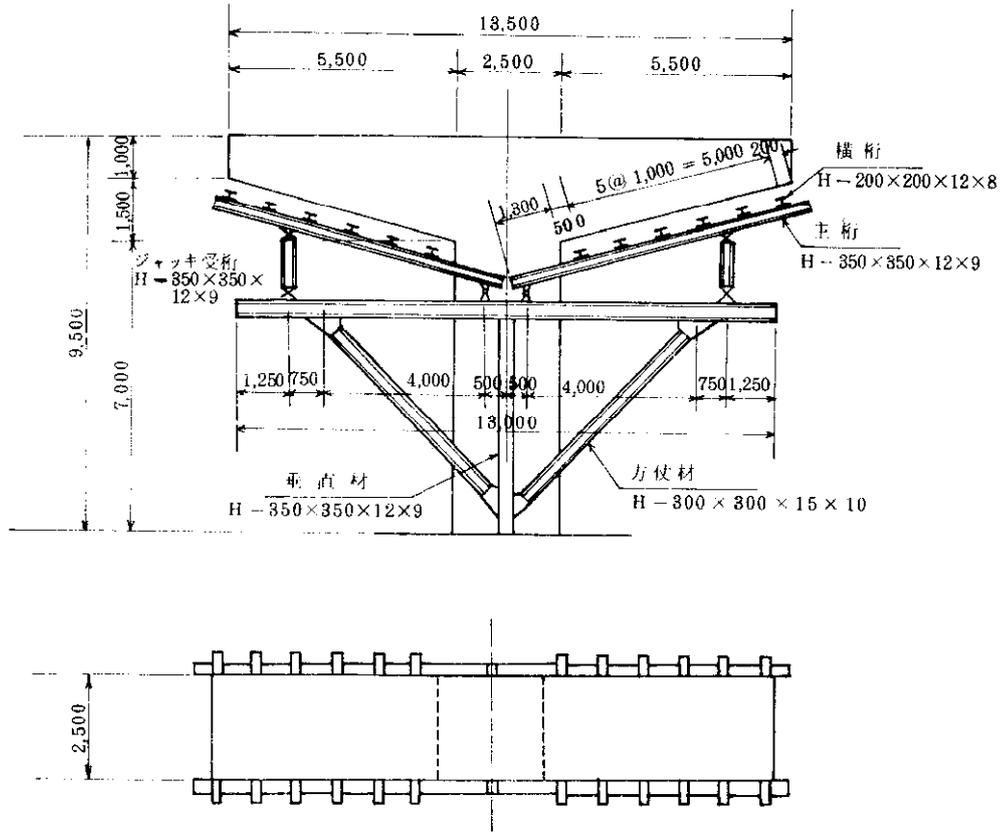


1本当り許容荷重 200kN

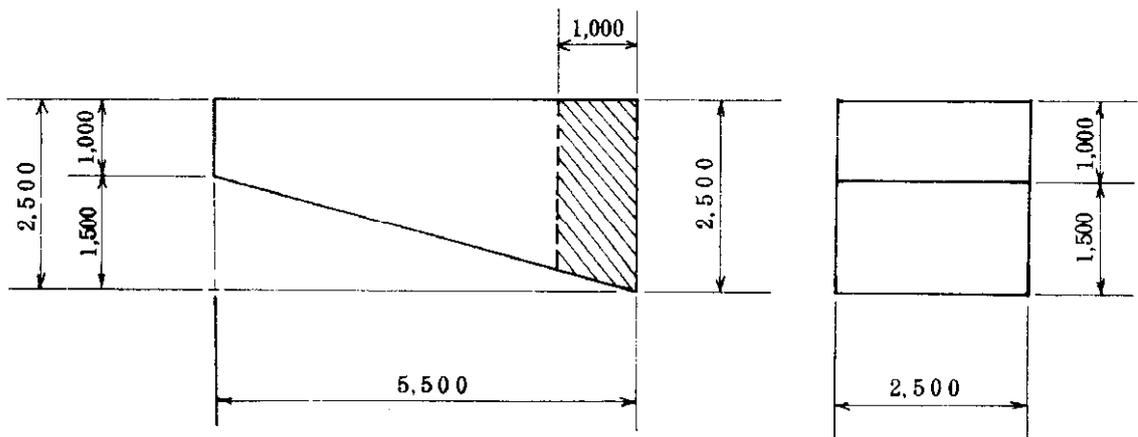


4-4 三角トラス

4-4-1 一般図



4-4-2 横桁の設計



(A) 荷重の計算

(1) 死荷重

(a) コンクリート重量

横桁の間隔を 1.000m とし、コンクリートの重量が最大となる位置で求める。

$$w d_1 = \frac{1}{2} \times (2.500 + 2.200) \times 1.0 \times 24.5 = 57.58 \text{ kN/m}$$

(b) 型枠重量

$$w d_2 = 0.59 \times 1.00 = 0.59 \text{ kN/m}$$

(c) 横桁自重

横桁として H-200×200 を仮定する。

$$w d_3 = 0.49 \text{ kN/m}$$

(2) 活荷重

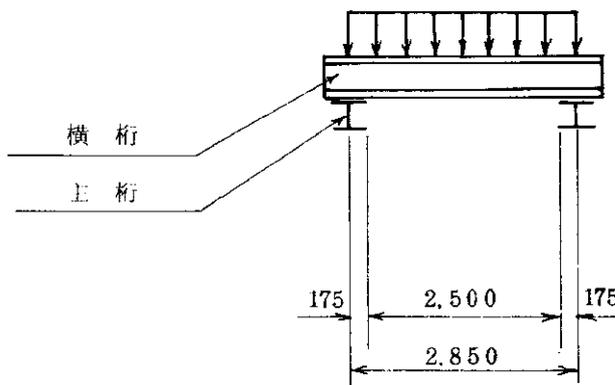
$$w_1 = 2.94 \times 1.00 = 2.94 \text{ kN/m}$$

(3) 荷重の集計

$$\begin{aligned} w &= w d_1 + w d_2 + w d_3 + w_1 \\ &= 57.58 + 0.59 + 0.49 + 2.94 = 61.60 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(B) 断面力の計算

横桁は、主桁に支持された単純ばりとして断面力を求める。



$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{1}{8} w \lambda^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 61.70 \times 2.850^2 \\ &= 62.65 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ R_A = R_B &= \frac{1}{2} \times w \lambda \\ &= \frac{1}{2} \times 61.70 \times 2.850 \\ &= 87.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

(C) 応力度算定

横桁として H-200×200×12 を使用すると

$$I = 4720 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad Z = 472 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{62.65 \times 10^6}{472 \times 10^3} = 132.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

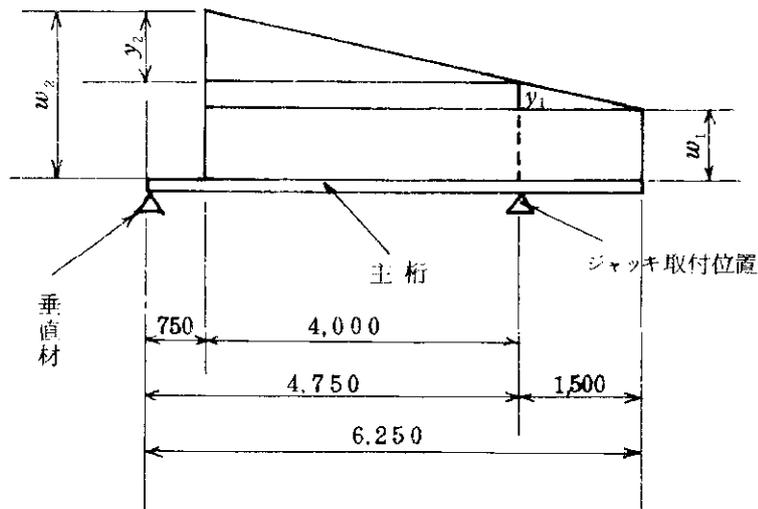
$$\begin{aligned} \tau &= \frac{S}{h t} = \frac{87.93 \times 10^3}{(200.0 - 12 \times 2) \times 8.0} = \frac{87.93 \times 10^3}{1408} \\ &= 62.45 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

たわみの計算

$$\begin{aligned} y &= \frac{5 w l^4}{384 E I} = \frac{5 \times 61.60 \times 2850^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 4720 \times 10^4} \\ &= 5.61 \text{ mm} < y_a = 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

4-4-3 主桁の検討

(A) 荷重計算



(1) 死荷重

(a) コンクリート

$$w_{d_{1-1}} = \frac{1}{2} \times 1.000 \times 2.500 \times 24.5 = 30.63 \text{ kN/m}$$

$$w_{d_{1-2}} = \frac{1}{2} \times 2.500 \times 2.500 \times 24.5 = 76.56 \text{ kN/m}$$

(b) 型枠重量

$$w_{d_2} = \frac{1}{2} \times 0.59 \times 2.50 = 0.74 \text{ kN/m}$$

(c) 横桁自重

$$w_{d_3} = \frac{1}{2} \times 3.500 \times 0.49 = 0.86 \text{ kN/m}$$

(d) 主桁自重 (H-350 と仮定)

$$w_{d_4} = 1.37 = 1.37 \text{ kN/m}$$

(2) 活荷重

$$w_1 = \frac{1}{2} \times 2.500 \times 2.94 = 3.68 \text{ kN/m}$$

(3) 荷重の集計

$$\begin{aligned} w_1 &= w_{d_{1-1}} + w_{d_2} + w_{d_3} + w_{d_4} + w_1 \\ &= 30.63 + 0.74 + 0.86 + 1.37 + 3.68 \\ &= 37.28 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

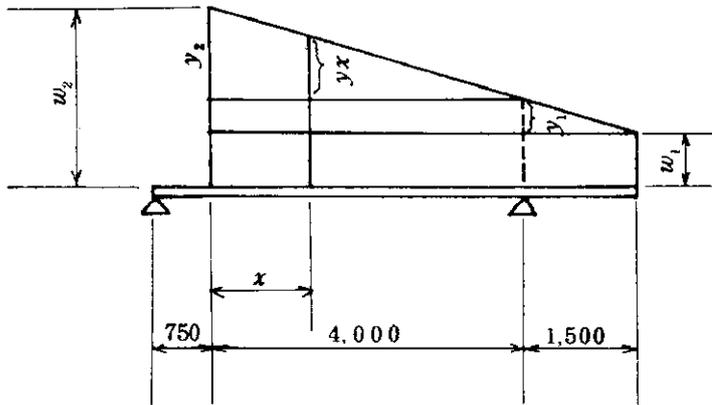
$$\begin{aligned} w_2 &= w_{d_{1-2}} + w_{d_2} + w_{d_3} + w_{d_4} + w_1 \\ &= 76.56 + 0.74 + 0.86 + 1.37 + 3.68 \\ &= 83.21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

(B) 断面力の計算

主桁は、ジャッキ取付位置で支持された単純ばりとして設計する。

$$y_1 = (83.21 - 37.28) \times \frac{1.500}{5.500} = 12.25 \text{ kN/m}$$

$$y_2 = (83.21 - 37.28) - 12.25 = 33.68 \text{ kN/m}$$



$$y \cdot x = y_2 = \frac{(4.000 - x)}{4.000}$$

$$y_2 = (1 - 0.25x)$$

支点反力

$$R_A = \frac{1}{4750} \times \left\{ \frac{1}{2} \times 83.21 \times 4.00^2 - \frac{1}{6} \times 33.68 \times 4.00^2 - \left(\frac{1}{2} \times 37.28 \times 1.500^2 + \frac{1}{6} \times 12.25 \times 1.500^2 \right) \right\}$$

$$= \frac{1}{4750} (665.68 - 89.81 - 41.94 - 4.59)$$

$$= 111.44 \text{ kN}$$

$$R_B = \frac{1}{2} \times (37.28 + 83.21) \times 5.500 - 111.44$$

$$= 331.35 - 111.44 = 219.91 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

$$S_A = R_A = 111.44$$

$$M_B = \frac{1}{2} \times 37.28 \times 1.500^2 + \frac{1}{6} \times 12.25 \times 1.500^2$$

$$= 41.94 + 4.59 = 46.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_{B\text{左}} = 111.44 - \left\{ (37.28 + 12.25) \times 4.00 + \frac{1}{2} \times 33.68 \times 4.00 \right\}$$

$$= 111.44 - (198.12 + 67.36)$$

$$= -154.04 \text{ kN}$$

$$S_{B\text{右}} = 219.91 - 154.04 = 65.87 \text{ kN}$$

$$M_x = R_A(0.750 + x) - \left[\frac{1}{2} (W_2) x^2 - \frac{1}{6} \times \{y_2 - y_2(1 - 0.25x)\} \times x^2 \right]$$

$$= 111.44 \times (0.750 + x) - \frac{1}{2} \times 83.21 \times x^2 - \frac{1}{6} \times (0.25 \times 33.68 x^3)$$

$$S = \frac{dM_x}{dx} = 0 \text{ とおくと}$$

$$S = 4.2x^2 - 83.22x + 111.44 = 0$$

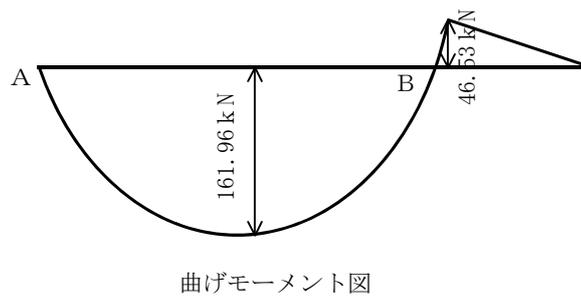
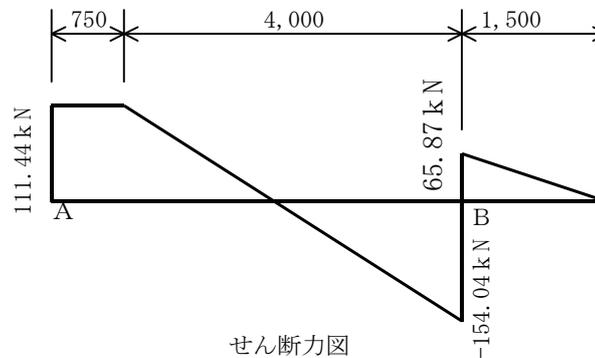
$$x = \frac{83.22 \pm \sqrt{83.22^2 - 4 \times 4.2 \times 111.44}}{2 \times 4.2}$$

$$= 1.444 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1.40 \times (1.444)^3 - 41.61 \times (1.444)^2 + 111.44 \times 1.444 + 83.58$$

$$= 4.215 - 86.76 + 160.92 + 83.58$$

$$= 161.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



(C) 応力度算定

主桁としてH-350×350×12×9を使用する。

$$I = 39800 \times 10^4 \quad Z = 2280 \times 10^3$$

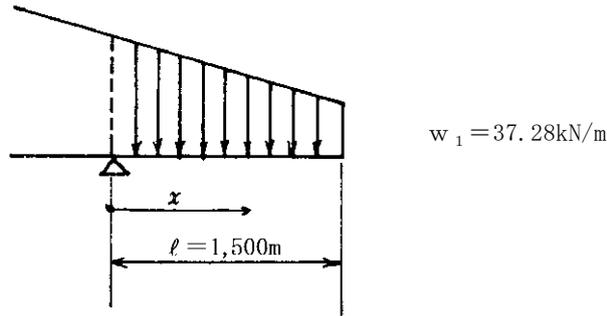
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{161.96 \times 10^6}{2280 \times 10^3}$$

$$= 71.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_B}{h_t} = \frac{154.04 \times 10^3}{(350 - 12 \times 2) \times 9} = 52.5 \text{ N/mm}^2$$

(D) たわみの計算

(1) 突出部



$$\begin{aligned} M_x &= \frac{1}{2} w_1 (\lambda - x)^2 + \frac{1}{6} (\lambda - x)^3 \frac{w_1}{\lambda} \\ &= \frac{1}{2} \times 37.28 \times (1.500 - x)^2 + \frac{1}{6} \times (1.500 - x)^3 \times \frac{12.25}{1.500} \\ &= 18.64 \times (1.500 - x)^2 + 1.36 \times (1.500 - x)^3 \\ &= -1.36 x^3 + 24.76 x^2 - 65.1 x + 46.53 \end{aligned}$$

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = \frac{M}{E I}$$

$$\frac{d y}{d x} = i = \frac{1}{E I} \times (-0.34 x^4 + 8.25 x^3 - 32.55 x^2 + 46.53 x) + C_1$$

$$y = \frac{1}{E I} (-0.068 x^5 + 2.063 x^4 - 10.85 x^3 + 23.265 x^2) + C_1 x + C_2$$

$x = 0 \rightarrow i = 0, y = 0$ であるから、

$$C_1 = C_2 = 0$$

突出部先端のたわみ

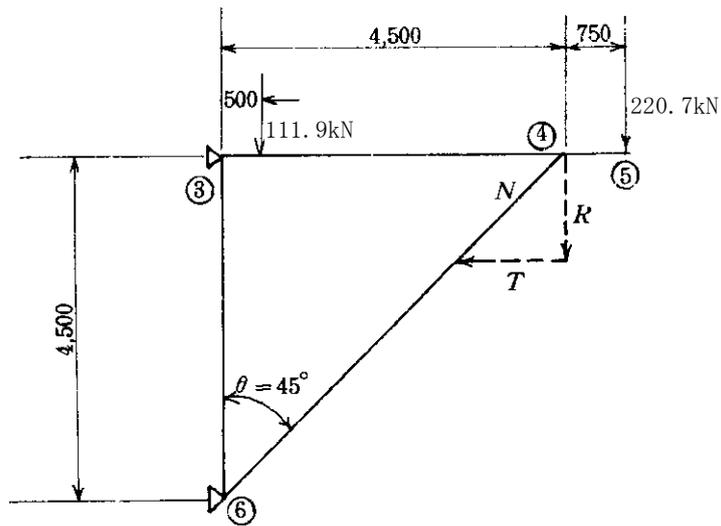
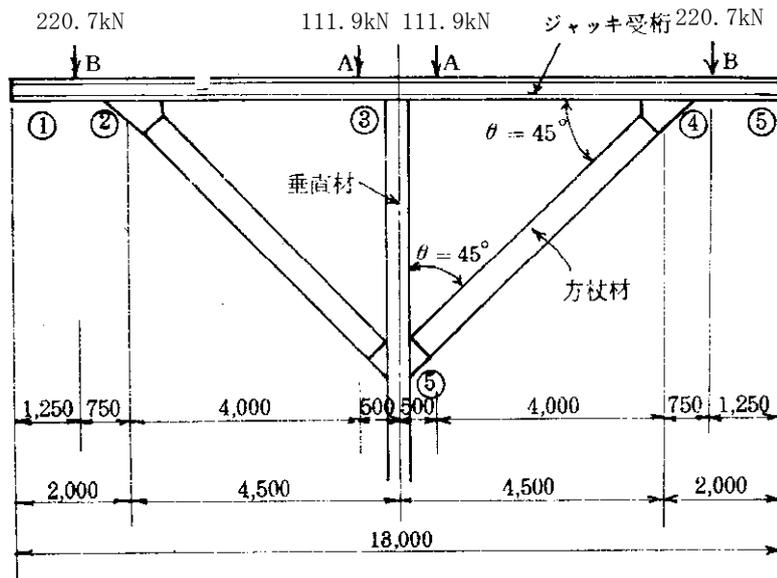
$$\begin{aligned} y = 1.500 &= \frac{1}{2.0 \times 10^8 \times 3.98 \times 10^{-4}} \times \{-0.068 \times (1.500)^5 + 2.063 \times (1.500)^4 - 10.85 \times (1.500)^3 \\ &\quad + 23.265 \times (1.500)^2\} \\ &= \frac{1}{7.96 \times 10^4} \times (-0.516 + 10.444 - 36.619 + 52.346) \\ &= 3.070 \times 10^{-4} \text{m} = 0.32 \text{mm} < y_a = 20 \text{mm} \end{aligned}$$

(2) 径間部

径間部のたわみは、主桁を単純ばりとして次式により求める。

$$\begin{aligned} y &= \frac{5 M_{\max} \lambda^2}{48 E I} \\ &= \frac{5 \times 161.96 \times 10^3 \times 4.0^2}{48 \times 2.0 \times 10^8 \times 3.98 \times 10^{-4}} \\ &= 3.39 \text{mm} < y_a = 20 \text{mm} \end{aligned}$$

4-4-4 三角トラスの検討



(1) 設計断面力

$$R④ = \frac{1}{4500} \times (220.7 \times 5.250 + 111.9 \times 0.500) = 269.9 \text{ kN}$$

$$R③ = 220.7 + 111.9 - 269.9 = 62.7 \text{ kN}$$

$$M④ = 220.7 \times 0.750 = 165.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = \frac{R④}{\sin 45^\circ} = \frac{269.9}{0.707} = 381.8 \text{ kN}$$

$$T = \frac{R④}{\tan 45^\circ} = \frac{269.9}{1} = 269.9 \text{ kN}$$

(2) 受桁（部材③-④-⑤）の検討

$$M④ = 165.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T = 269.9 \text{ kN}$$

H-350×350×12×19 を使用する。

$$Z = 2280 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 171.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{T}{A} = \frac{M}{Z}$$

$$= \frac{269.9 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} + \frac{165.5 \times 10^6}{2280 \times 10^3} = 15.7 + 72.6$$

$$= 88.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2$$

(3) 方杖材（部材④-⑤）の検討

$$N = 381.8 \text{ kN}$$

H-300×300×10×15 を使用する。

$$A = 118.4 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$i_X = 13.1 \times 10 \text{ mm}$$

$$i_Y = 7.55 \times 10 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sa} = \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5$$

$$= \{135 - 0.82 \times (6360/75.5 - 18)\} \times 1.5$$

$$= 121.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{381.8 \times 10^3}{118.4 \times 10^2}$$

$$= 32.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 121.0 \text{ N/mm}^2$$

(4) 垂直材（部材③-⑥）の検討

$$\Sigma P = 2 \times (220.7 + 111.9) = 665.2 \text{ kN}$$

H-350×350×12×19 を使用する。

$$A = 171.9 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$i_X = 15.2 \times 10 \text{ mm}$$

$$i_Y = 8.89 \times 10 \text{ mm}$$

$$I = 4,500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{sa} &= \{135 - 0.82(1/r - 18)\} \times 1.5 \\ &= \{135 - 0.82(4500/88.9 - 18)\} \times 1.5 \\ &= 162.4 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{665.2 \times 10^3}{171.9 \times 10^2} = 38.7 \text{ N/mm}^2 < 162.4 \text{ N/mm}^2$$

(5) 火打受ピース取付ボルトの検討

(a) 上部取付部

水平方向力 $H = 269.89 \text{ kN}$

使用ボルト M-22

$$A = \pi D^2/4 = 3.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$\text{許容せん断力} = 58.8 \times 1.5 = 88.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{耐力 } H_a = 3.8 \times 10^2 \times 88.2 = 33.5 \text{ kN/本}$$

$$n = \frac{H}{H_a} = \frac{269.89}{33.5} \times 8.05 \approx 10 \text{ 本}$$

故に上部取付ボルト本数は 10 本以上必要となる。

(b) 下部取付部

垂直力 $V = 291.66 \text{ kN}$

$$\text{許容せん断力 } \tau = 88.2 \text{ N/mm}^2$$

$$H_a = 33.5 \text{ kN/本}$$

ボルト本数

$$n = \frac{291.66}{33.5} = 8.71 \text{ 本}$$

故に下部取付ボルト本数は 10 本以上必要となる。

(6) 埋込部アンカーボルトの検討

合計垂直力 $N = 665.1 \text{ kN}$

インサート式高張力アンカーボルト

$$\text{許容せん断力 } Z = 78.4 \times 1.5 = 117.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{断面積 } A = 3.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

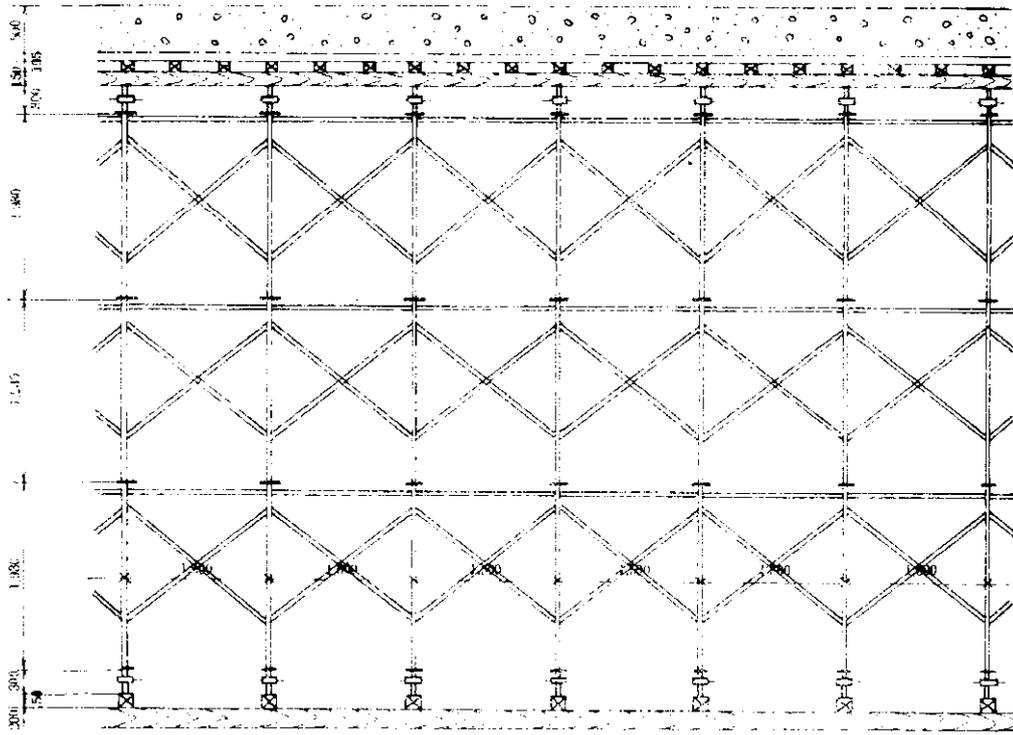
せん断抵抗力

$$P_s = 117.6 \times 3.8 \times 10^2 = 44.7 \text{ kN/本}$$

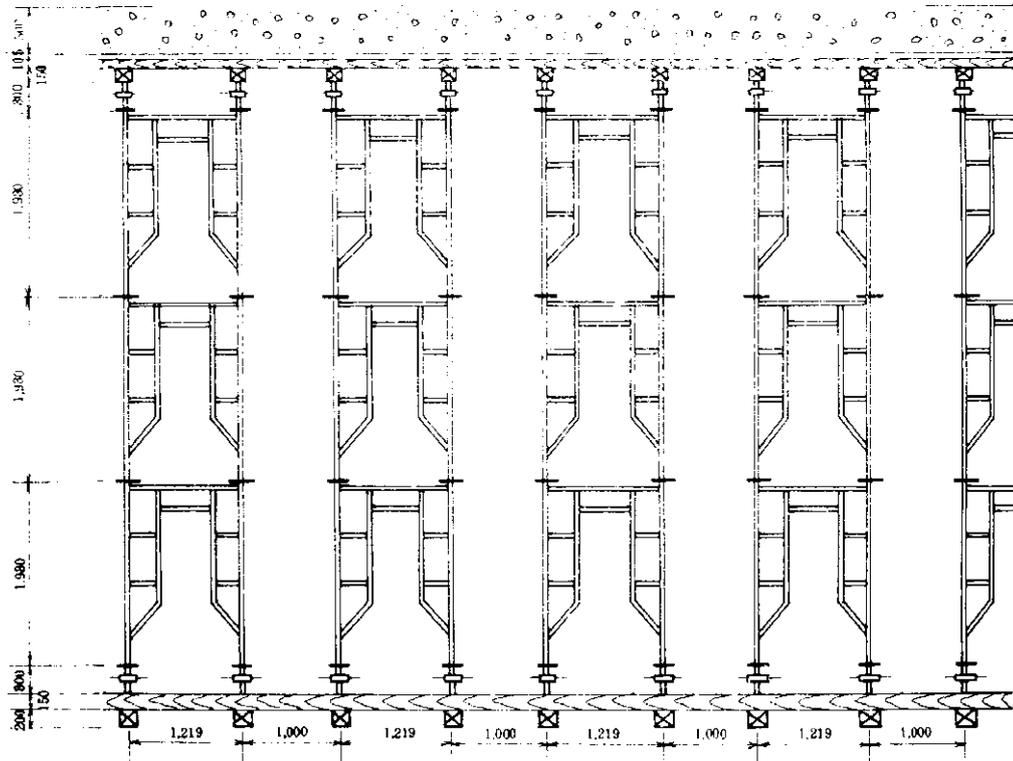
$$n = \frac{665.1}{44.7} = 14.88 \text{ 本}$$

故にアンカーボルトは 16 本以上必要となる。

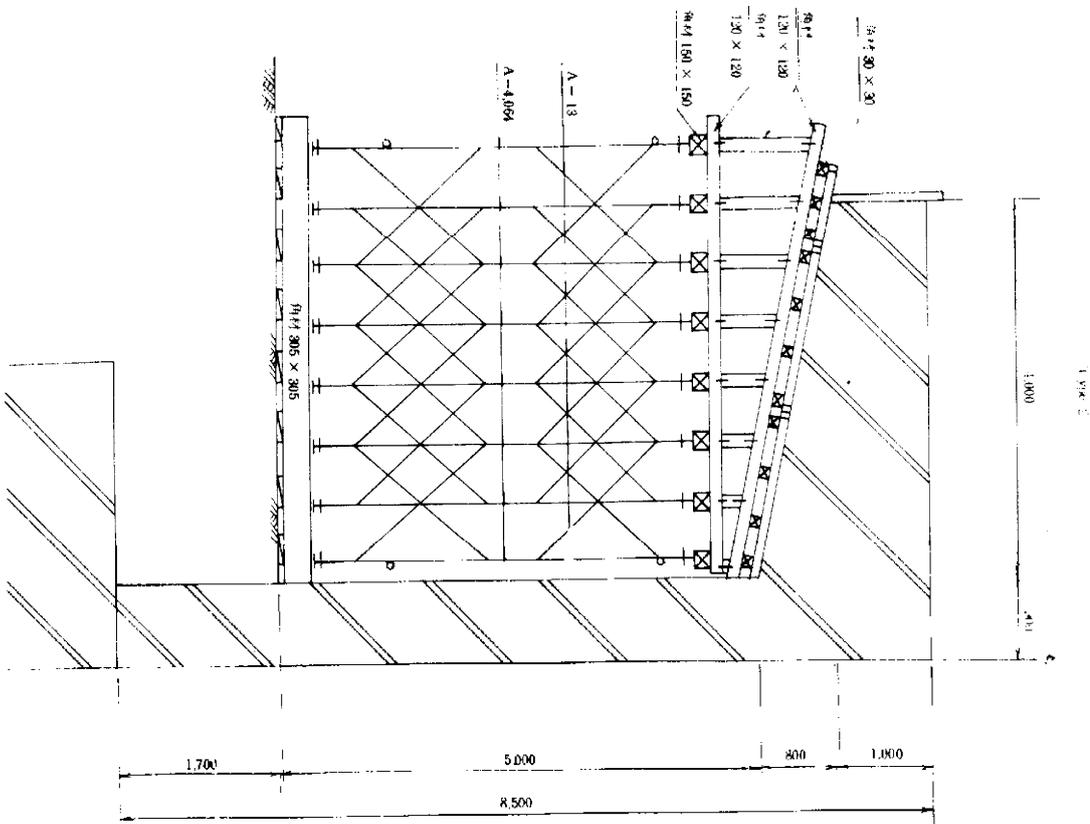
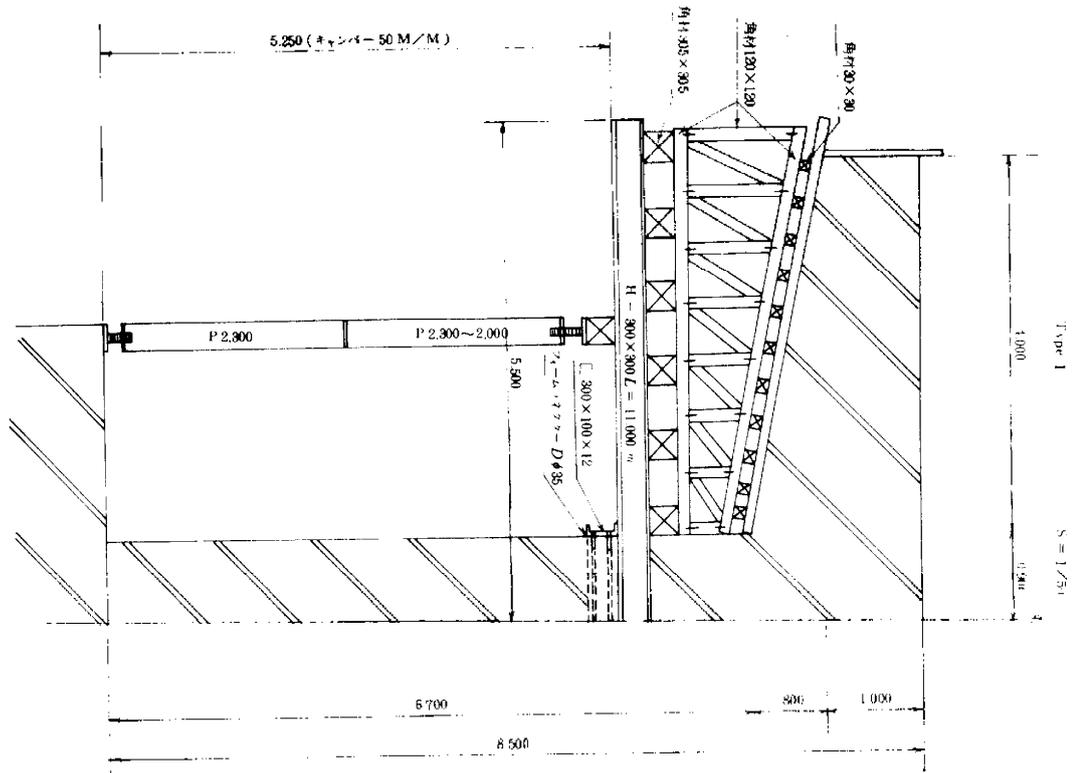
鳥居型支保工



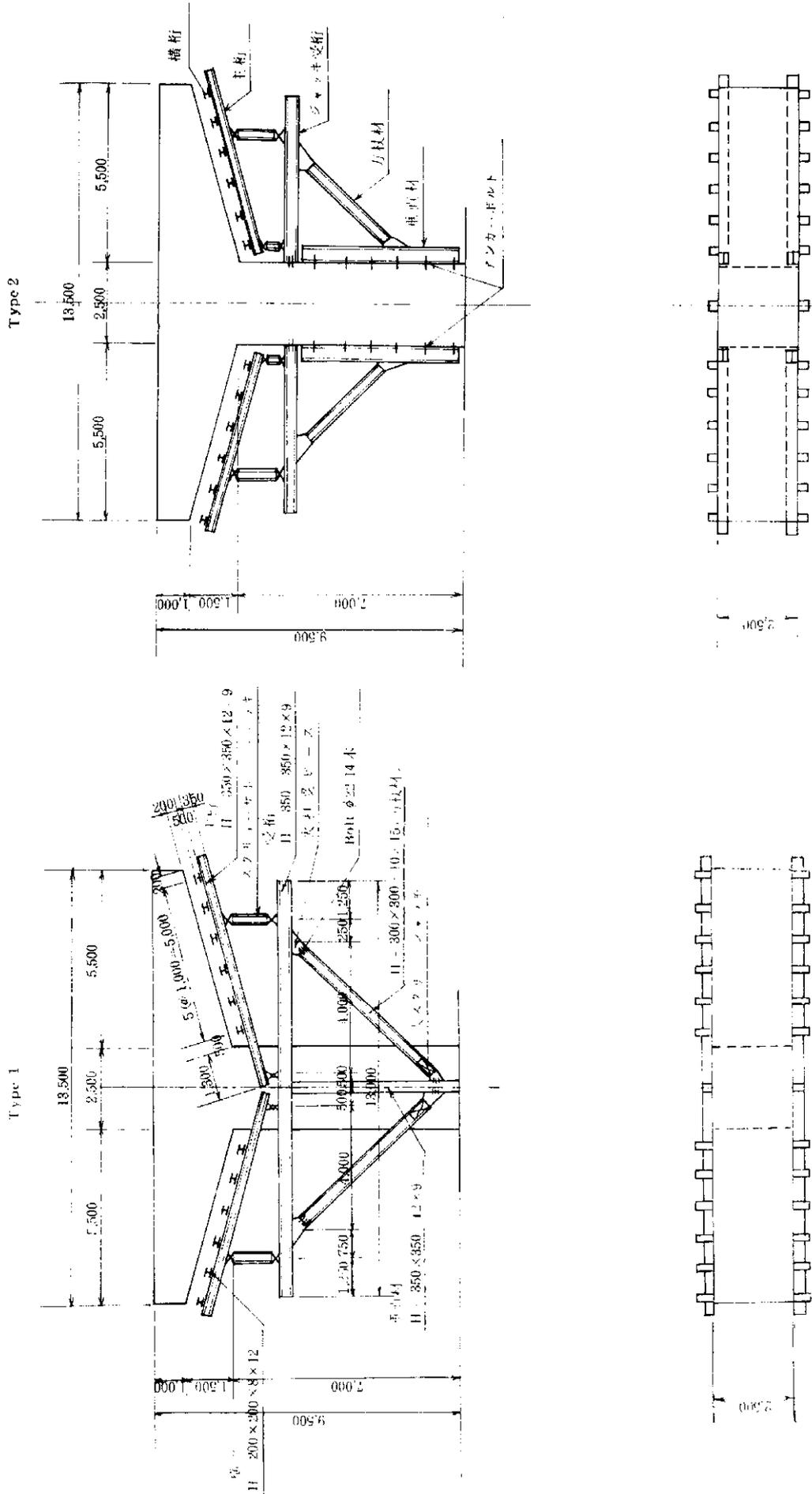
正面図



三角トラス支保工—その1 (2車線)



三角トラス支保工—その2 (4車線)



4-5 橋梁上部工支保工

中空床版橋及び箱桁橋の型わく、支保工及び基礎についての計算例を示す。
例とした橋梁規模は次の通りである。

中空床版橋

橋長	: 77.550m
支間	: 25.400m + 25.850m + 25.400m
幅員	: 8.00m
桁下空間	: 8.500m
支保工	: 地上基礎, わく組式支保工
型わく	: 木製型わく

箱桁橋

橋長	: 45.000m
支間	: 43.710m
幅員	: 10.500m
桁下空間	: 12.000m
支保工	: H鋼杭基礎, 支柱式支保工

4-5-1 設計条件

コンクリート単位重量		$W_c = 24.5 \text{ kN/m}^3$
作業荷重		$W_{l1} = 3.4 \text{ kN/m}^2$
型わく荷重		$W_{l2} = 0.5 \text{ kN/m}^2$
水平荷重	支柱支保工	5.0%
	わく組支保工	2.5%
たわみ	型わく	$\delta_a \leq 3.0 \text{ mm}$
	支保工	$\delta_a \leq 0.816\sqrt{L} \text{ m}$
基礎地盤	平均N値 10 程度以上	
許容値の割り増し	型わく 1.0	
	支保工 1.0	
弾性係数	合板 $12 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$	
	角材 $7.0 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$	
	鋼材 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	

4-5-2 許容応力度

許容曲げ応力度

合板		$\sigma_a = 16.5 \text{ N/mm}^2$
角材		$\sigma_a = 10.5 \text{ N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$

許容引張応力度

鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160 \text{ N/mm}^2$

許容圧縮応力度

角材		$\sigma_a = 9\text{N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\sigma_a = 160\text{N/mm}^2$
	S T K 400	$\sigma_a = 160\text{N/mm}^2$

許容せん断応力度

角材		$\tau_a = 0.75\text{N/mm}^2$
鋼材	S S 400	$\tau_a = 100\text{N/mm}^2$
	S T K 400	$\tau_a = 100\text{N/mm}^2$
高力ボルト	F 10 T	$\tau_a = 150\text{N/mm}^2$

4-5-3 中空床版橋（枠組式支保工）

支保工は、わく組支保工とし図 11-3 の様にわく組にビディわくを使用する。

設計荷重

コンクリート荷重及び作業荷重を主桁底板巾内の支保工で支持すると考え、底板巾内の等分布荷重に換算する。

$$\text{中空断面 } A = 5.85 \times 1.25 - \frac{\pi \times 1.0^2}{4} \times 4 = 4.173\text{m}^2$$

$$\text{充腹断面 } A = 5.85 \times 1.25 = 7.313\text{m}^2$$

$$W_d = \frac{1}{25.85 \times 5.85} \times (4.173 \times 11.775 \times 2 + 7.313 \times 2.3) \times 24.5 = 18.6\text{kN/m}^2$$

設計荷重時

$$\text{コンクリート荷重 } W_d = 18.6\text{kN/m}^2$$

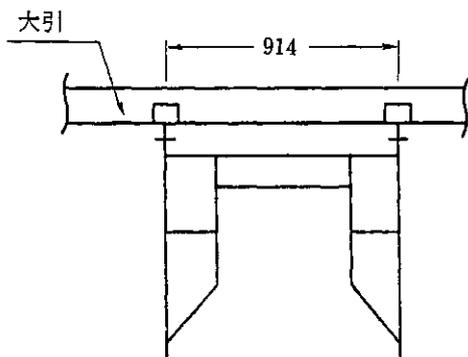
$$\text{作業荷重 } W_i = 3.9 \times \frac{9.0}{5.85} = 6.0\text{kN/m}^2$$

$$= 24.6\text{kN/m}^2$$

(1) 大引の検討

ビディわくを図 11-3 のように 914mm 間隔に設置すると大引に加わる荷重 W は

$$W = 24.6 \times 0.914 = 22.5\text{kN/m} = 22.5\text{N/mm}$$



角鋼管 100×100×3.2 を使用する。

$$Z = 37.5\text{cm}^3 = 37.5 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$I = 187\text{cm}^4$$

$$M = \frac{22.5 \times 914^2}{8} = 2549551\text{N}\cdot\text{mm}$$

$$\sigma = \frac{2349551}{37.5 \times 10^3} = 63\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2$$

$$\delta = \frac{5 \times 22.5 \times 914^4}{384 \times 2.0 \times 10^5 \times 187 \times 10^4}$$

$$= 0.55\text{mm} < 0.816\sqrt{L} = 8.0\text{mm}$$

(2) わく組支保工の検討

図 11-3・図 11-4 のように巾 914mm のビディわくを 914mm 間隔に主桁底板部に 5 わく、両張出し部に巾 1219mm 1 わくずつ計 7 わく使用する。

(a) 主桁底板部ビディわく

前記の様にコンクリート荷重及び作業荷重の全部を主桁底板部の5わくのビディわくで支持するものとし、ビディわく4段の荷重を考慮すると(ビディわく1段につき0.2kN/m²)

$$P = (24.6 \times 0.914 \times 5.85 + 0.2 \times 4 \times 0.914 \times 5.85) \times 1/5 = 27.2 \text{ kN} < 50 \text{ kN}$$

(b) 主桁張出し部ビディわく

張出し部ビディわくも一応コンクリート荷重及び作業荷重を支持すると考えると、張出し部1わく当り

コンクリート荷重

$$\{(0.2 + 0.343) \times 1.128 \times 1/2 + (0.343 + 0.849) \times 0.447 \times 1/2\} \times 24.5 \times 0.914 = 12.8 \text{ kN}$$

$$\text{作業荷重 } 3.9 \times 1.575 \times 0.914 + 0.2 \times 5 \times 0.914 \times 1.575 = 7.05 \text{ kN}$$

$$19.9 \text{ kN} < 50 \text{ kN}$$

(3) 水平力に対する検討

水平荷重は型わくがほぼ水平の場合、鉛直荷重の2.5%となる。よって水平力Hは、

$$H = (24.6 \times 25.85 \times 5.85 + 19.9 \times 25.85 / 0.914 \times 2) \times 0.025 = 121 \text{ kN}$$

(a) 橋軸方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプを各橋台(橋脚)に突当てることにより支えられる。

単管パイプの許容座屈応力は、安衛則第241条より

許容座屈応力 σ_c は次により求めた値以下とする。

$$l/i \leq \Lambda \text{ の場合 } \sigma_c = \frac{[1 - 0.4\{(l/i)\Lambda\}^2]}{\nu} \times F$$

$$l/i > \Lambda \text{ の場合 } \sigma_c = [0.29/\{(l/i)\Lambda\}^2] \times F$$

l : 支柱の長さ (cm) (ただし拘束点間の最大長さ)

i : 支柱の最小断面二次半径 (cm)

Λ : 限界細長比

$$\Lambda = \sqrt{(\pi^2 E / 0.6 \cdot F)}, \quad \pi : \text{円周率}, \quad E : \text{ヤング係数 (N/mm}^2\text{)}$$

σ_c : 許容座屈応力の値 (N/mm²)

ν : 安全率

$$\nu = 1.5 + 0.57\{(l/i)/\Lambda\}^2$$

F : (降伏点) 又は (引張強さ $\times 0.75$) のいずれか小さい値

単管パイプ3種($\phi 48.6 \times 2.4$)を使用すれば、

$$\text{断面積 } A = 3.48 \text{ cm}^2 = 348 \text{ mm}^2$$

$$\text{断面二次半径 } i = 1.64 \text{ cm}$$

$$\text{許容圧縮応力度 } \sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$$

l = 2.0m とすれば

$$l/i = 200/1.64 = 122$$

$$l/i > \Lambda = \sqrt{(3.14^2 \times 2.0 \times 10^5 / 0.6 / 240)} = 117$$

$$\sigma_c = [0.29/\{(200/1.64)/117\}^2] \times 240 = 64 \text{ N/mm}^2$$

よって許容軸圧縮力Nは、

$$N = A \cdot \sigma_c = 348 \times 64 = 22.2 \text{ kN/本}$$

各橋台（橋脚）に突当てる単管パイプの本数を 12 本とすれば、

$$HR = 22.2 \times 12 = 266\text{kN} > 121\text{kN}$$

又、クランプの許容伝達力は 350kg/個であるので、

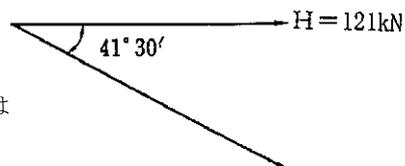
$$N = 121 / (12 \times 3.4) = 3.0$$

単管パイプ 1 本当たり 3 個以上のクランプが必要である。

(b) 橋軸直角方向水平力に対する検討

水平力は単管パイプをビティわくに約 35° に配置することにより受け持たせる。

$$H' = H \times \frac{1}{\cos 41^\circ 30'} = 121 \times 1.355 = 164\text{kN}$$



単管パイプの軸圧縮に対する許容値は前項より 22.2kN 程度は考えられる。又、許容引張力については、パイプ本体では、

$$160 \times 348 = 55680\text{N} = 56\text{kN}$$

であるが、継手部については摩擦形継手金具（クランプ）で 3.43kN/個、せん断継手金具（単管ジョイント）で 7.35kN/個となる。よって、クランプを使用し足場パイプによる筋違いを 10 本使用するとパイプに加わる力 F は、

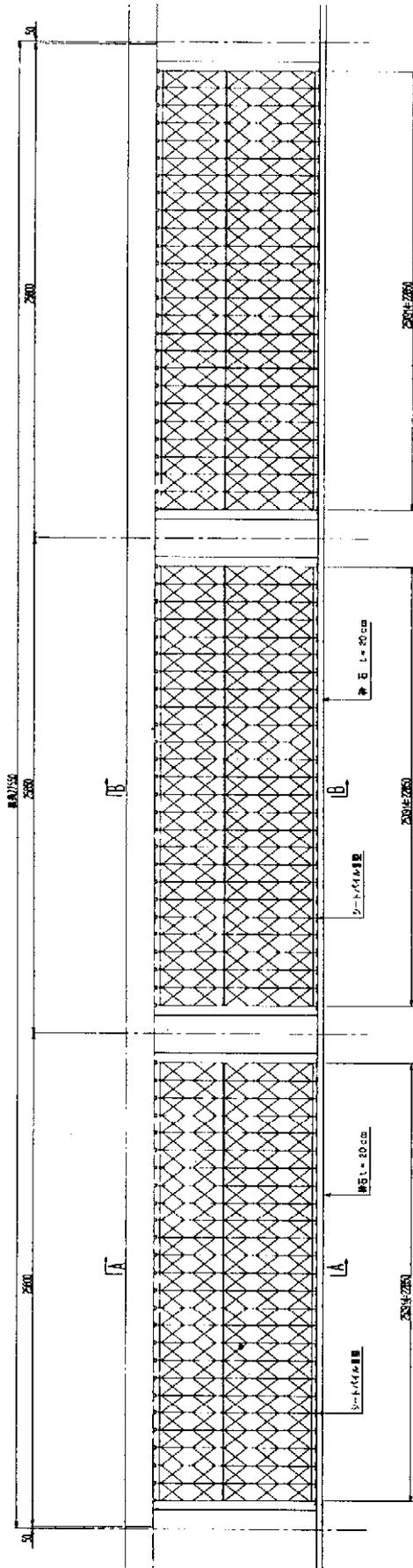
$$F = 10 \times 22.2 = 222\text{kN} > 158\text{kN}$$

又、クランプの許容伝達力は

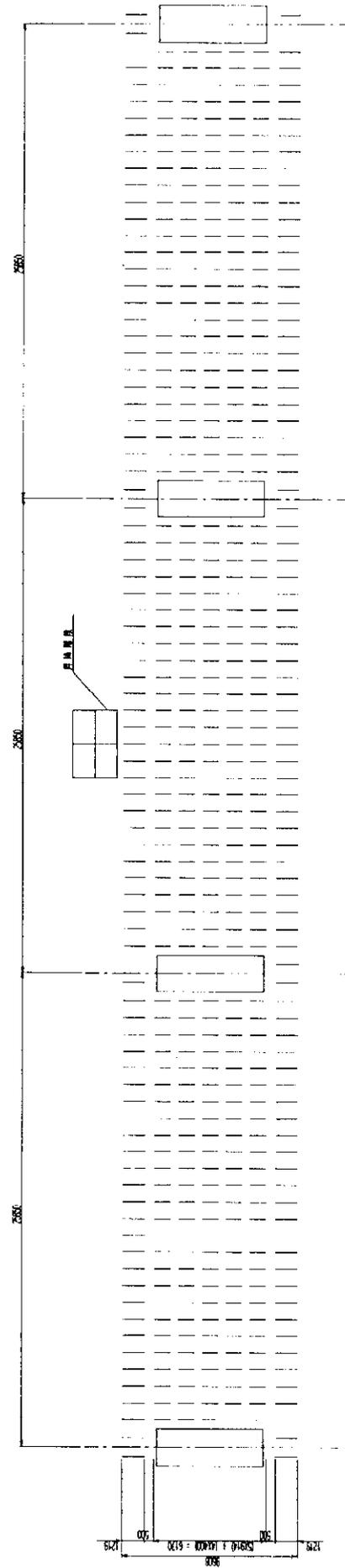
$$N = \frac{158}{3.4 \times 10} = 4.6 \text{ 個}$$

よって単管パイプ 1 本あたり 5 個以上使用する。

側面図



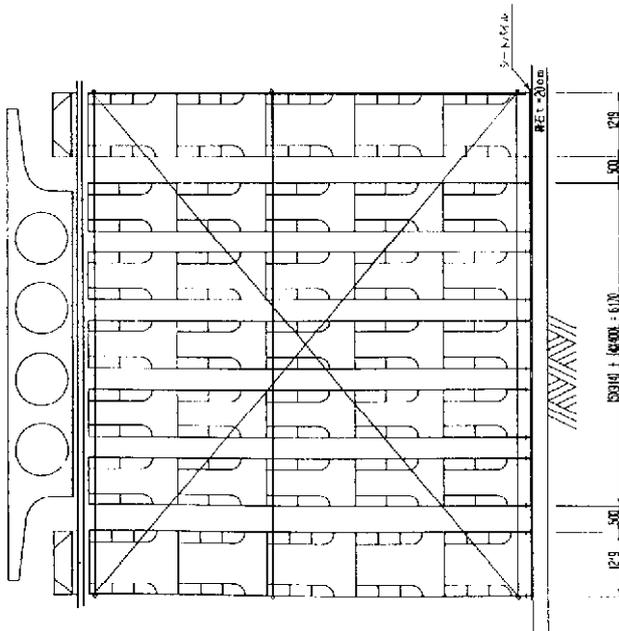
平面図



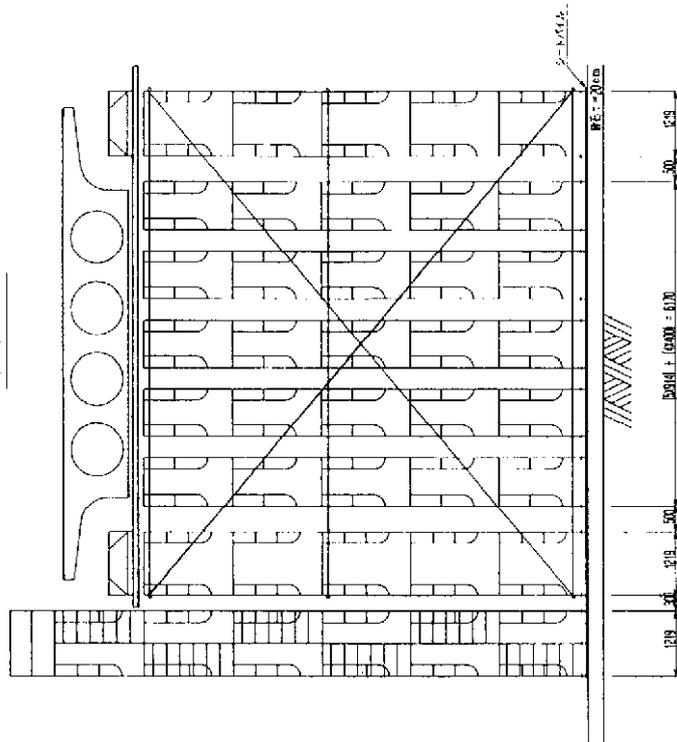
わく組支保工一般図

断面図

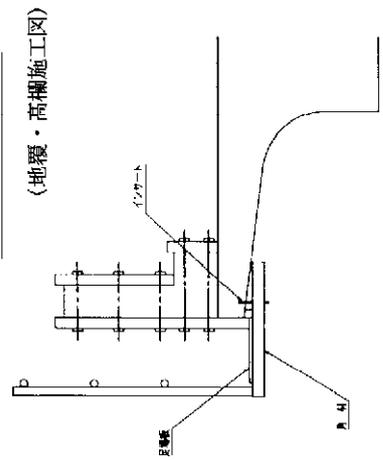
断面A-A



断面B-B

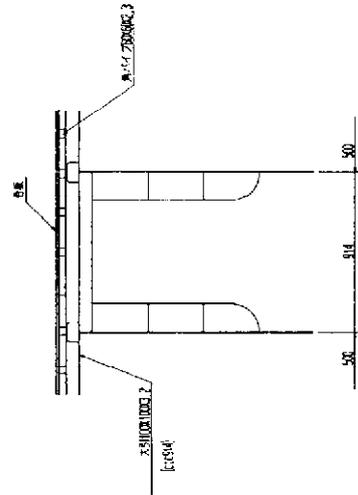


足場及び型枠計画図



(地覆・高欄施工図)

断面詳細図

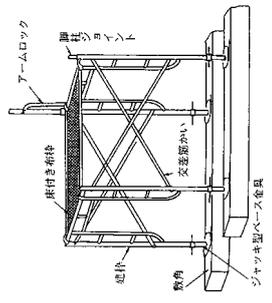


わく組支保工一般図

- ①支柱式支保工
- ②鋼管支柱式支保工
- ③単管支柱式
- ④バイパスポート
- ⑤くさび結合式

⑥枠組式支保工 (鳥居型)

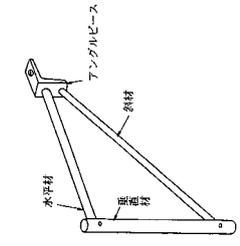
枠組式支保工は、建築用足場材として開発された鋼管製の枠（以下、建枠という）を多層スパンに組立て、支保工として用いたものであり、組立・解体が容易で広く用いられている。
 鋼管枠組式支保工の主材料は、一般炭素鋼鋼管からなり鳥居型に組立加工したフレームを所定の高さに組立て、布枠、筋かい等で剛性を図り、コンクリート荷重を支持する支保工型式である。
 枠組式支保工の基本構造は、2組の建枠と水平方向の布枠及び交差筋かいで構成され、鉛直方向の継手には連結ピンが使用されている。



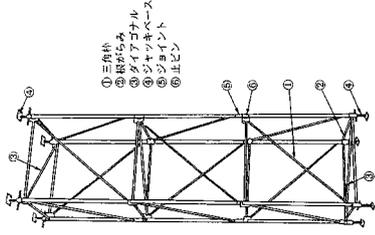
枠組式支保工の基本構成

⑧三角枠組式支保工は、直角三角形の鋼管枠を三角断面、あるいは四角断面の塔状に組み上げた構造の支保工である。
 この支保工は、基本形が三角形であるために、極めて安定した構造で、垂直材の接続が唯一の作業手間であり、組立解体が容易な構造である。
 三角枠の部材名称は図2-5-4のとおりである。

⑨梁式支保工



三角枠の部材名称

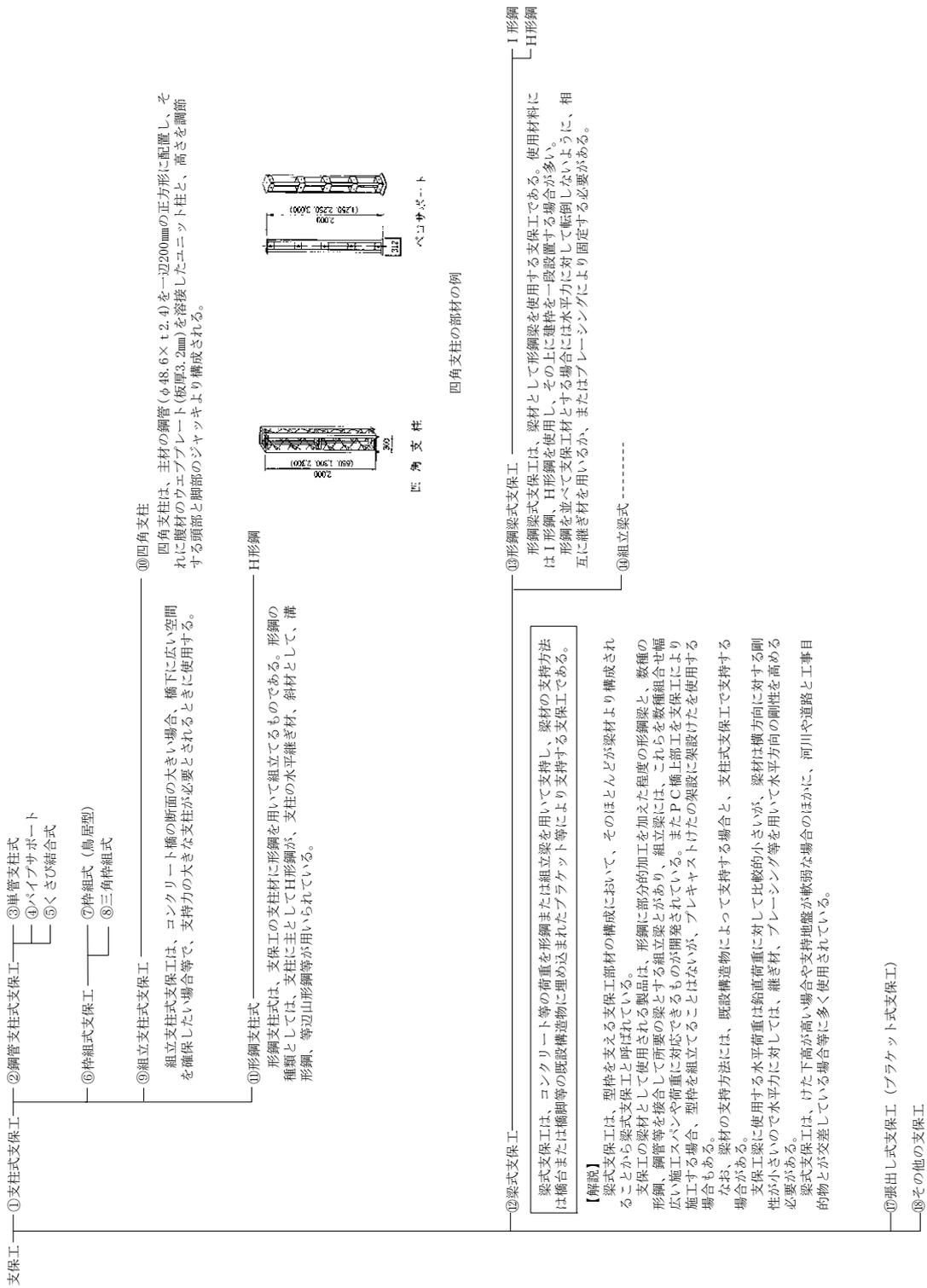


四角形構造

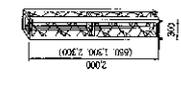
三角形構造

三角枠組式支保工の組立て例

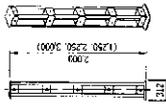
- ⑨組立支柱式
- ⑩四角支柱
- ⑪形鋼支柱式
- H形鋼



⑩四角支柱
 四角支柱は、主材の鋼管(φ48.6×t.2.4)を一边200mmの正方形に配置し、それに腹材のウエブプレート(板厚3.2mm)を溶接したユニット柱と、高さを調節する頭部と脚部のジャッキより構成される。



四角支柱



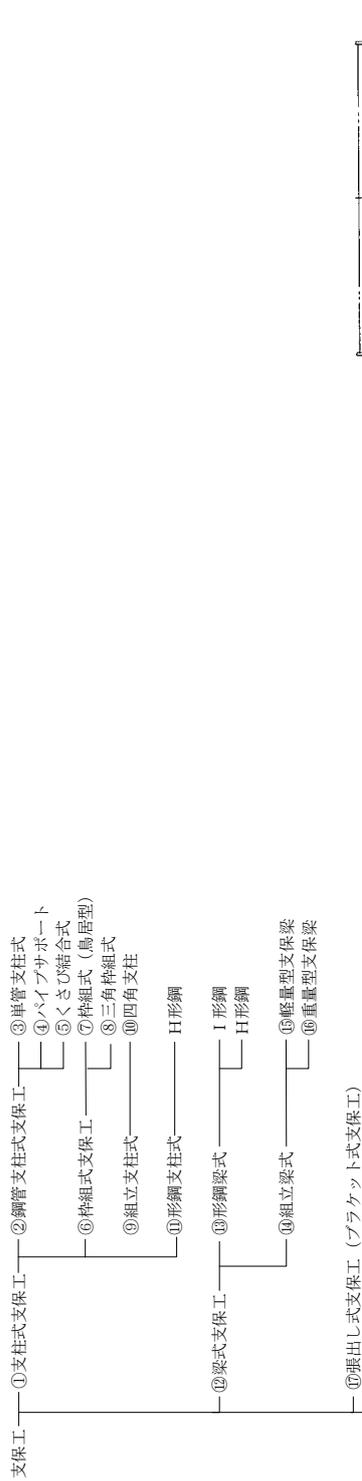
パイプサポート

四角支柱の部材の例

⑬形鋼梁式支保工
 形鋼梁式支保工は、梁材として形鋼梁を使用する支保工である。使用材料にはI形鋼、H形鋼を使用し、その上に連棒を一段設置する場合が多い。形鋼を並べて支保工材とする場合には水平力に対して転倒しないように、相互に継ぎ材を用いるか、またはブレースングにより固定する必要がある。

⑭組立梁式

I形鋼
 H形鋼



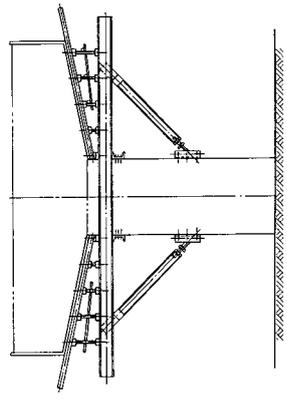
張出し式支保工は、橋梁工事のスラブ（合成けた、PCけた等のスラブの突縁部）の張出し部等の工事において、地上から高い場合や障害物があり他の型式の支保工が使えない場合に使用する型式である。

【解説】構造を大別すると、ブラケット式、トラス型ブラケット式、方杖式の3種類に区分される。ブラケット式、トラス型ブラケット式は、構造物にアンカーボルトで取り付けるため、その支持力はアンカーボルトの引張強度または付着強度で決まる場合があるので、この部分の検討を十分に行い、あらかじめ計画しておかなければならない。これに対し方杖式は、主材連続梁の張出し部に方杖を取付けるため信頼感があり、かなりの支持力が期待できる型式である。

⑱その他の支保工
その他の支保工としては、同一の構造物を施工する場合に、支保工をその都度解体せず、順次次の構造物へ転用するいわゆる広義の移動式支保工がある。

【解説】通常の支保工はコンクリート打設後、所定強度に達すると組立時とは逆の工程で、支保工を解体し、転用のため次の架設地点(建設現場)へ運搬される。移動式支保工は、同一の構造物に対して支保工設備をほとんどそのままの構造物へ移動し、何回も転用するもので、構造物の急進施工を図ると同時に省力化、経済性の向上等を図る工法であり、特に橋梁上部工施工の分野で目ざましい発展をあげている。橋梁工事においては、大型移動式支保工法、場所打片持架設工法、押出し工法等により、施工がなされている。また、トンネル工事のセントラル、沈埋トンネルのトラペラー等も移動式支保工の一種と考えられる。以下に大型移動支保工法に用いる支保工設備について概説する。

- ・大型移動支保工
大型移動支保工架設工法は、支保工、型枠設備、荷役設備等が一体となった移動支保工設備により、一役間ごとに移動しながら躯体を構築していくもので、一定の規模以上の多径間橋梁等で有利な架設工法である。また、大型移動支保工設備は、高度に機械化されており、急速施工、省力化を可能にするともに施工管理が容易である。
大型移動支保工設備には多くの種類があるが、支保工型式は荷重を支持する主構が躯体の下側に配置されるサポートタイプと、橋梁工事等の場合の様に、主構が橋体の上側に配置されるハンガンタイプに分けられる。



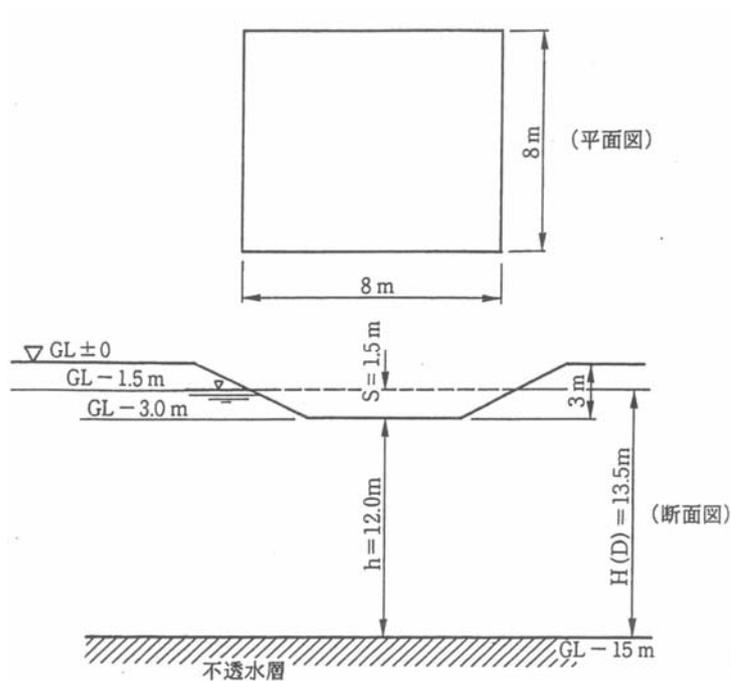
T型橋脚張出し部（方杖式）の施工例

5. 水替工

5-1 設計条件

下図に示す掘削形状におけるポンプ排水工法の設計計算例を示す。

掘削	8m×8m×3m
不透水層から自然水位までの距離	H=13.5m
地下水位	GL-1.5m
計画水位	GL-3.0m
透水係数	$k=2.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$
帯水土層	砂



掘削形状概要

5-2 仮想井戸半径

敷地が正方形なので次式による。

$$r_o = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{64}{\pi}} = 4.5\text{m}$$

ここに、 r_o : 仮想井戸半径 (m)
 A : 掘削場の面積 (m^2)
 π : 円周率

5-3 影響半径

・Kusakin の式

$$\begin{aligned} R &= 575 s \sqrt{D k} \\ &= 575 \times 1.5 \times \sqrt{13.5 \times 2 \times 10^{-2} \times 10^{-2}} \\ &= 45 \text{m} \end{aligned}$$

・Seichardt の式

$$\begin{aligned} R &= 3,000 s \sqrt{k} \\ &= 3,000 \times 1.5 \times \sqrt{2 \times 10^{-2} \times 10^{-2}} \\ &= 64 \text{m} \end{aligned}$$

ここに、
 R : 影響半径 (m)
 s : 水位低下量 (m)
 D : 帯水層厚 (m)
 k : 透水係数 (m/s)

よって、大きい方を採用し 64m とする。

5-4 排水量の計算

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{2.3 \log_{10} R/r_0} \sqrt{\frac{t + 0.5r_0}{h}} \sqrt{\frac{2h - t}{h}} \\ &= \frac{\pi \times 0.02 \times 10^{-2} \times (13.5^2 - 12.0^2)}{2.3 \times \log_{10} 64/4.5} \sqrt{\frac{0 + 0.5 \times 4.5}{12.0}} \sqrt{\frac{2 \times 12 - 0}{12.0}} \\ &= 0.00555 \text{m}^3/\text{s} = 0.3 \text{m}^3/\text{min} \end{aligned}$$

ここに、
 Q : 排水量 (m³/s)
 π : 円周率
 k : 透水係数 (m/s)
 H : 初期地下水位 (m)
 h : 内水位 (定常状態) (m)
 R : 影響半径 (m)
 r₀ : 仮想井戸半径 (m)
 t : 内水位以深の井戸の長さ (m)

5-5 ポンプ台数

$$\begin{aligned} N &= \frac{Q}{n q} = \frac{0.3}{0.7 \times 0.5} \\ &= 0.85 \approx 1 \text{台} \end{aligned}$$

ここに、
 N : ポンプ台数 (使用ポンプ : 全揚程 20m, 吐出量 q=0.5m³/min, ポンプ効率 n=0.7)
 Q : 全揚水量 (m³/min)
 q : ポンプ 1 台の吐出量 (m³/min)
 n : ポンプ効率

6. 鋼矢板現場溶接継手

6-1 現場溶接継手計算方法

(1) 前提条件

溶接継ぎ部は、次の前提条件のもとに設計を行なうものとする。

- (I) 溶接継ぎ箇所は図-1 に示すように、隣接する鋼矢板の継ぎ箇所と同一水平面上に並ばないように配置するものとする。
- (II) 溶接継ぎの断面形状は、図-2 に示すように鋼矢板間を突き合わせ溶接し、不足断面を補強板で補なうものとする。
- (III) 溶接継ぎの断面設計にあたっては、素材断面部と同様、許容応力度法によるものとする。
- (IV) 断面力には曲げモーメントをはじめ、軸力、せん断力等があるが、通常鋼矢板の断面は完成時における曲げモーメントによって決定されるため、断面の設計にあたっては素材断面部と等価な曲げ耐力を有するものとする。ただし、打設施工時には大きな軸圧縮力が作用するため、溶接継ぎ部の純断面積は素材の断面積以上とする。

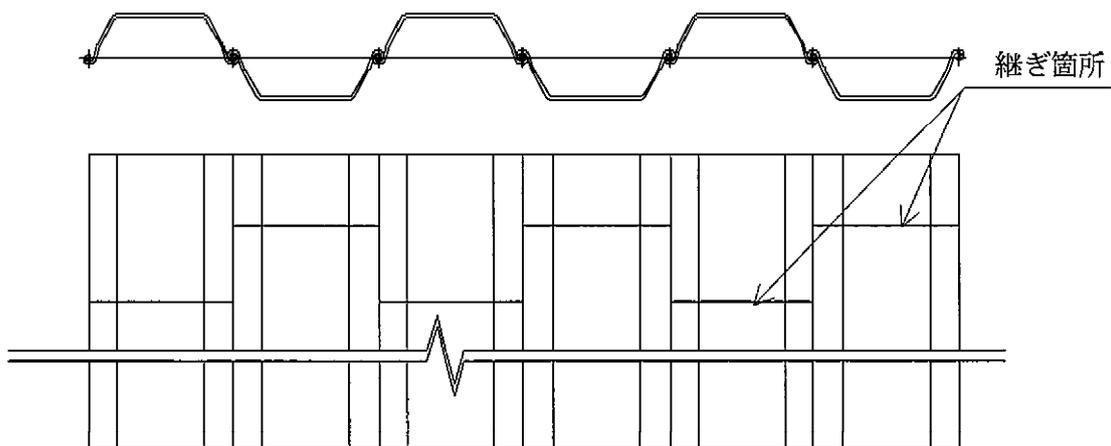


図-1 溶接継ぎ箇所の配置

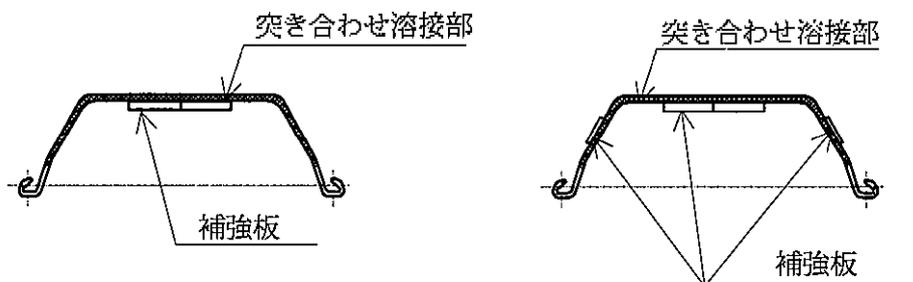


図-2 溶接継ぎ断面形状

(2)許容応力度

許容応力度は次の値を用いるものとする。

(I)鋼矢板および補強板の許容応力度

(N/mm ²)				
	記号	曲げ引張応力度 (純断面積につき)	曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	せん断応力度 (総断面積につき)
鋼矢板	SY295	180	180	100
	SY390	235	235	125
補強板	SM490A	185	185	105

(II)溶接部の許容応力度

強度の異なる鋼材を接合するときは、強度の低い方の鋼材に対する値をとるものとする。

(N/mm ²)					
溶接の種類		応力度の種類	鋼矢板		補強板
			SY295	SY390	SM490
工場溶接	突合せ 溶接	圧縮	180	235	185
		引張 ¹⁾	180	235	185
		せん断	100	125	105
	すみ肉溶接	せん断 ²⁾	100	125	105
現場溶接		それぞれの場合について上記の80%または90%とする ³⁾			

(港湾の施設の技術上の基準・同解説(1999年版)および漁港の技術指針1999年版による)

- 注) 1)十分な溶接を行えない場合には、上記の値の85%とする。
2)すみ肉溶接の設計は、すべてせん断力によるものとする。
3)港湾基準では90%、漁港の技術指針では80%とする。

(3)設計計算法

溶接継ぎ箇所を図-1のように配置した場合、継ぎ断面は図-3に示すような一組の断面によって代表される。

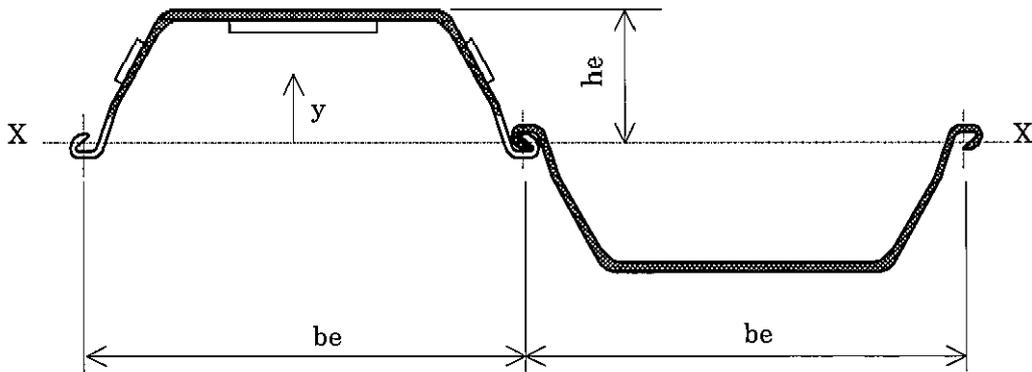


図-3 溶接継ぎ断面

断面は(1)式および(2)式を満足しなければならない。

$$A_w + \sum A_p \geq A_s \dots\dots\dots(1)$$

$$\sigma_y = \frac{2b_e \cdot \sigma_{sa} \cdot Z_s}{100 I_j} \cdot |y| \leq \sigma_{yu} \dots\dots\dots(2)$$

- b_e ;鋼矢板の有効幅(mm/枚)
- A_s ;鋼矢板の断面積(mm²/枚)
- A_w ;突合せの溶接部の断面積(mm²/枚)
- A_p ;補強板の断面積(mm²/枚)
- σ_{sa} ;鋼矢板の許容曲げ応力度(N/mm²)
- σ_{yu} ;X軸から距離 y の位置における材料の曲げ応力(N/mm²)
- σ_y ;X軸から距離 y の位置における発生曲げ応力(N/mm²)
- Z_s ;鋼矢板壁の断面係数(mm³/m)
- I_j ;図-3にみられる一組の鋼矢板の断面二次モーメント(mm⁴)

$$I_j = \frac{b_e}{100} I_s + I_w + \sum I_p$$

- I_s ;鋼矢板壁の断面二次モーメント(mm⁴/枚)
- I_w ;突合せ溶接部の断面二次モーメント(mm⁴/枚)
- I_p ;補強板の断面二次モーメント(mm⁴/枚)

補強板の長さは、形状により(3)式又は(4)式で与えられる。

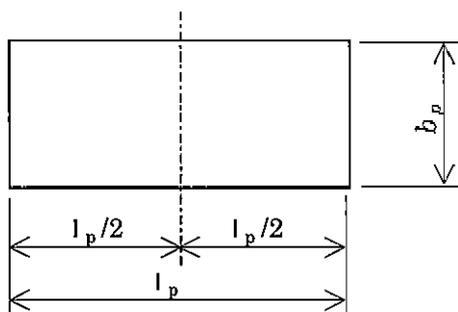


図-4a 矩形補強板

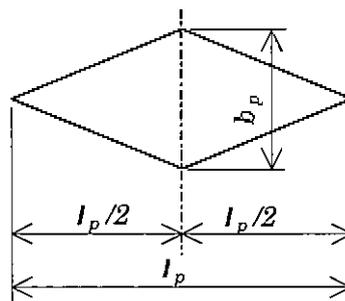


図-4b 菱形補強板

(I) 矩形補強板の場合

$$\left| \frac{\sigma_u + \sigma_l}{2} \right| \cdot \frac{A_p}{\frac{S}{\sqrt{2}}(b_p + l_p)} \leq \tau_{wa} \dots \dots \dots (3)$$

(II) 菱形補強板の場合

$$\left| \frac{\sigma_u + \sigma_l}{2} \right| \cdot \frac{A_p}{\frac{S}{\sqrt{2}}\sqrt{b_p^2 + l_p^2}} \leq \tau_{wa} \dots \dots \dots (4)$$

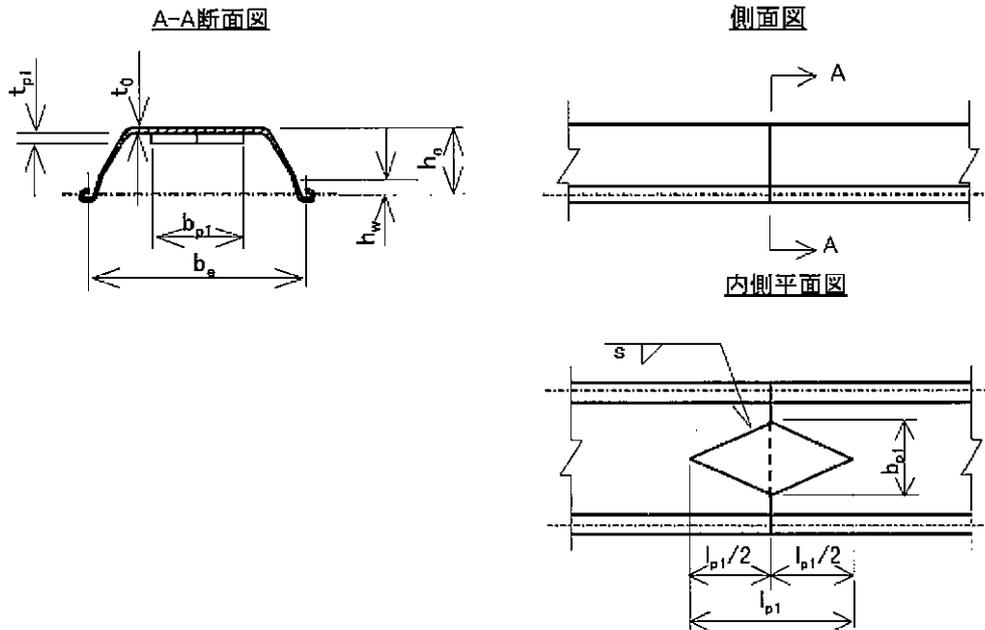
- b_p ; 補強板の幅(mm)
- l_p ; 補強板の長さ(mm)
- A_p ; 補強板の断面積(mm²)
- S ; 隅肉サイズ(mm)
- σ_u ; 補強板に発生する最大曲げ応力度(N/mm²)
- σ_l ; 補強板に発生する最小曲げ応力度(N/mm²)
- τ_{wa} ; 隅肉溶接の許容剪断応力度(N/mm²)

6-2 現場溶接継手計算例 (SY295 SP-III)

溶接:	現場溶接
鋼矢板材質:	SY295
鋼矢板種類:	SP-III
許容応力:工場溶接の	80%

設計条件

JIS A 5628に規定された鋼矢板を現場溶接にて継ぎ足し加工を施す際の継手部を設計するものとする。
鋼矢板の材質は SY295、鋼矢板の種類は SP-III とする。



継手形状図

(i) 鋼矢板の断面諸元

有効幅; b_e =	400 mm	断面積; A_s =	7,642 mm ² /枚
有効高さ; h_e =	125 mm	断面係数 Z_s =	1,340 × 10 ³ mm ³ /m
ウェブ厚; t_w =	13 mm	断面二次モーメント; I_s =	16,800 × 10 ⁴ mm ⁴ /m

(ii) 突き合わせ溶接部の断面諸元

溶接縁までの高さ; h_w =	25 mm	断面積; A_w =	5,600 mm ² /枚
		断面二次モーメント; I_w =	6,467 × 10 ⁴ mm ⁴ /m

(iii) 許容応力度

現場溶接部の許容応力は、工場溶接の	80%とすると、		
鋼矢板の許容応力度	; σ_{sa} =	180 N/mm ²	
補強板(SM490A)の許容応力度	; σ_{pa} =	185 N/mm ²	
現場突き合わせ溶接部の許容応力度	; σ_{wa} =	144 N/mm ²	(工場溶接の 80%)
現場隅肉溶接部の許容せん断応力度	; τ_{wa} =	80 N/mm ²	(工場溶接の 80%)

継手設計

(1) 式を用いて、補強板の必要面積を求める。

$$\Sigma A_p \geq A_s - A_w = 7642 \text{ mm}^2 - 5600 \text{ mm}^2 = 2042 \text{ mm}^2$$

ここで、鋼矢板のウェブ内側に幅 b_{p1} 、板厚 t_{p1} の補強板を取付ける。

(1/2)

溶接:	現場溶接
鋼矢板材質:	SY295
鋼矢板種類:	SP-III
許容応力:	工場溶接の 80%

$$b_{p1} = 180 \text{ mm}, t_{p1} = 19 \text{ mm}, A_{p1} = b_{p1} \times t_{p1} = 3,420 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma A_p = A_{p1} = 3,420 \text{ mm}^2 \geq 2,042 \text{ mm}^2$$

次に(2)式を用いて、嵌合軸から距離yの点における曲げ応力度を求める。

$$I_p = b_w/100 \cdot I_e + I_w + \Sigma I_p \quad \text{ここで、}\Sigma I_p \text{は、次式により与えられる。}$$

$$\Sigma I_p = 1/12 \times b_{p1} \times t_{p1}^3 + A_{p1} (h_e - t_0 - 1/2 \times t_{p1})^2$$

$$= 1/12 \times 180 \times (19)^3 + 3420 \times (125.0 - 13 - 1/2 \times 19)^2$$

$$= 3603 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\therefore I_p = 400 / 1,000 \times 16,800 \times 10^4 + 6,467 \times 10^4 + 3,603 \times 10^4 = 16,790 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_y = \frac{2 \cdot b_w}{1,000} \cdot \frac{\sigma_{sm} \cdot Z_s}{I_p} |y| = \frac{2 \cdot 400}{1000} \times \frac{180 \times 1340 \times 10^3}{16,790 \times 10^4} |y| = 1.149 |y|$$

ここで、突き合わせ溶接部の外縁応力度 σ_w および補強板の両縁応力度 σ_{pu1} 、 σ_{pl1} を求める。

突き合わせ溶接部の外縁応力度

$$y = h_e = 125 \text{ mm} \quad \sigma_w = 1.149 \times 125 = 143.6 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ws} = 144 \text{ N/mm}^2$$

ウェブ補強板の両縁応力度

$$y = h_e - t_0 = 125 - 13 = 112.0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pu1} = 1.149 \times 112.0 = 128.7 \text{ N/mm}^2 \leq \min(\sigma_{ws}, \sigma_{ps}) = 144 \text{ N/mm}^2$$

$$y = h_e - t_0 - t_{p1} = 125 - 13 - 19 = 93.0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pl1} = 1.149 \times 93.0 = 106.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ps} = 185 \text{ N/mm}^2$$

故に、補強板の断面は仮定どおりとする。

次に(3)式および(4)式を用いて、補強板の長さを求める。

$$S: \text{ウェブ補強板の隅肉溶接サイズ} \quad S = 10 \text{ mm}$$

$$l_p \geq \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_{pu1} + \sigma_{pl1}}{\tau_{ws}} \times \frac{A_{p1}}{S} \right)^2 - b_{p1}^2}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{2} \left(\frac{128.7 + 106.9}{80} \times \frac{3420}{10} \right)^2 - (180.0)^2} = 689.0 \text{ mm}$$

したがって、ウェブ補強板の長さ l_p は 690 mm とする。

(参考) 道路橋示方書の改訂について

道路橋示方書の改訂について

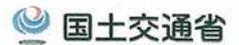
国土交通省
道路局 企画課、国道・防災課
国土技術政策総合研究所



Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism

平成24年2月2日

道路橋示方書の位置づけ



基準類の構成

- 技術基準：省令に準じた基準として運用
 - ・「橋、高架の道路等の技術基準」(道路橋示方書)
(最新H13.12.27 道路局長、都市・地域整備局長から整備局長等宛通達)
- 解説：技術基準の内容を分かりやすく解説
 - ・「道路橋示方書・同解説(I～V)」(H14.3 日本道路協会)
- 指針：「橋、高架の道路等の技術基準」を補完する技術基準
 - ・「鋼道路橋の疲労設計指針」(H14.3 日本道路協会)等
- 便覧：「示方書」「指針」の解釈や規定の趣旨を正しく理解するために必要な事項

(参考)道路構造令(S45.10.29政令第320号)

第三十五条(橋、高架の道路等)

2 橋、高架の道路その他これらに類する構造の普通道路は、その設計に用いる設計自動車荷重を245キロニュートンとし、当該橋、高架の道路その他これらに類する構造の普通道路における大型の自動車の交通の状況を勘案して、安全な交通を確保することができる構造とする。

(3 小型道路→30キロニュートン)

4 前三項に規定するもののほか、橋、高架の道路その他これらに類する構造の道路の構造の基準に関し必要な事項は、国土交通省令で定める。

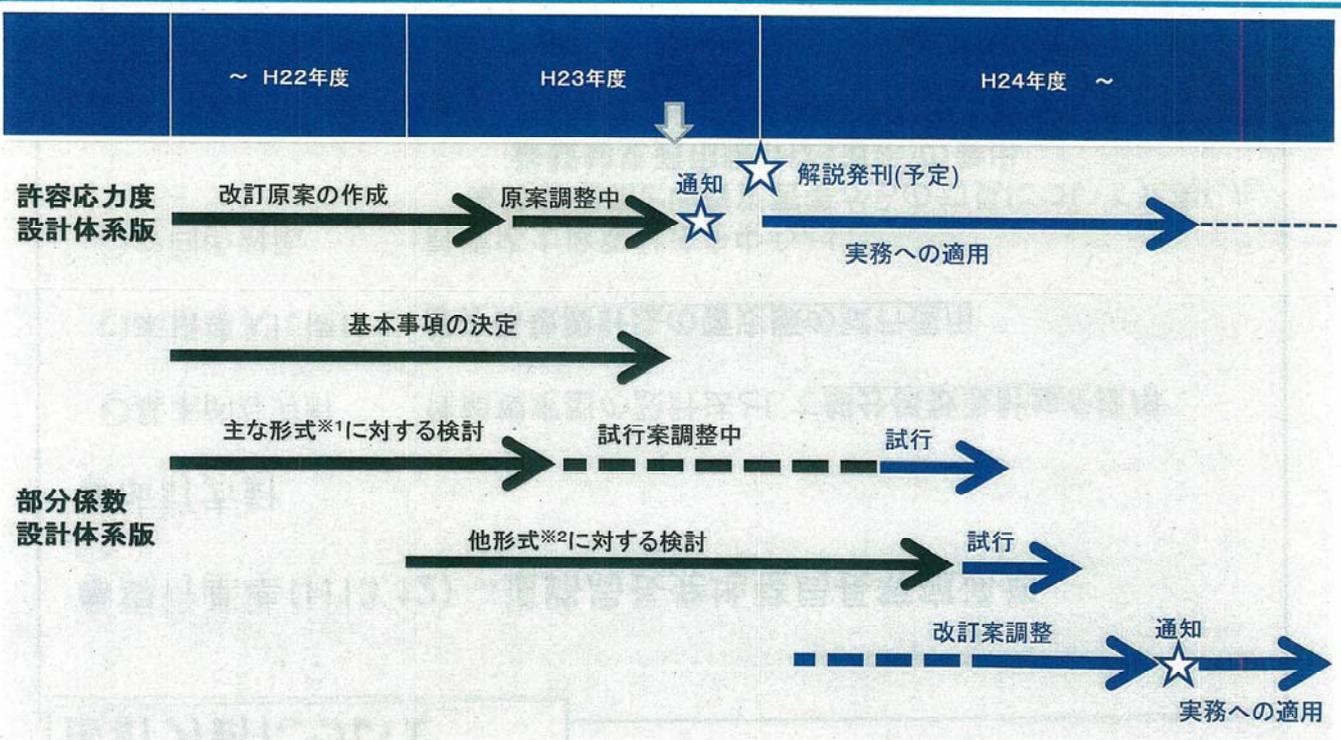
12.1. 相互参照の示方書
H13

改訂方針について

- 現行基準(H13.12)→道路局長発地整局長等宛通知
- 改訂方針
 - 基本的な方針 : 性能規定型の設計法として**部分係数設計法**を採用
 - 本格導入に向けて:**部分係数設計法の暫定版**の試行運用
 - 今回の対応 : 許容応力度設計法を中心とし、維持管理面と地震災害等からの知見について充実した**最新知見適用版(H24道示)**の発出

2

スケジュール



※1) (Ⅱ編)鋼桁橋、(Ⅲ編)床版橋、T桁橋、箱桁橋 (Ⅳ編)直接基礎、杭基礎 (Ⅴ編)RC橋脚、鋼製橋脚
 ※2) (Ⅱ編)アーチ、トラス (Ⅲ編)アーチ、プレキャストセグメント (Ⅳ編)柱状体基礎、杭基礎(回転杭、斜杭等) (Ⅴ編)免震・耐震構造、上部構造

<p>○維持管理に対する考え方を充実</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆設計段階から維持管理面を考慮する理念の導入 ◆構造的な補完性や代替性の確保 ◆維持管理段階の安定的な点検の必要性や重要性を明示 ◆交差協議の充実 ◆必要資料の保存等 ◆鋼橋疲労に関する規定の充実
<p>○東北地方太平洋沖地震などを踏まえた改善</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆連動型地震への対応 ◆地域防災計画や治水計画との整合 ◆被災実態からの改善策
<p>○新たな技術への対応例</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆高強度鉄筋の規定導入 ◆ステンレス鉄筋の採用
<p>○品質確保に向けて</p>	<ul style="list-style-type: none"> ◆複合構造の配慮事項 ◆高力ボルト摩擦接合継手の設計合理化 ◆溶接の品質確保 ◆施工実績が多い工法の規定充実

4

維持管理の基本理念について

設計段階から維持管理面を考慮する理念の導入

【共通編】1.3 設計の基本理念

橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、**維持管理の確実性及び容易さ**、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

[解説](維持管理関連部分の抜粋)

維持管理の確実性及び容易さとは、供用中の日常点検、定期的な点検、地震等の災害時に被災の可能性の有無や程度などの橋の状態を確認するために行う必要がある調査、劣化や損傷が生じた場合に必要となる**調査、補修や補強作業等が確実かつ合理的に行える**ことであり、これは設計の前提として耐久性や経済性にも関連するものである。

従来の示方書では、この条文で維持管理の容易さとしていたため、例えば、設計において、あらかじめ点検を行う部位を決めておき、その部位に対しては、点検などの維持管理行為ができるだけ容易になるようにするものの、将来の不測の事態を考慮して、橋の中に点検が行えない部位をできるだけ少なくするという点については配慮されない可能性があった。そのため、単に点検など設計段階で予定する維持管理行為に対する容易さに配慮するだけでなく、**点検などの維持管理が困難な部位をできるだけ少なくするなど、維持管理ができることの確実性**についても配慮すべきことが明確にされたものである。(次頁へ続く)

5

設計段階から維持管理面を考慮する理念の導入

【共通編】1.3 設計の基本理念

橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、**維持管理の確実性及び容易さ**、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

[解説](維持管理関連部分の抜粋)

維持管理にあたっては、供用期間全体にわたって**点検・診断・措置のサイクルを安定的に実施していくことが必要**である。したがって、設計の段階から供用期間中に想定している**各種の点検や異常時における点検についても適切に対応できるように設計の前提として具体的な維持管理計画について考慮することが必要**である。特に地震等の災害時における供用の可否を判断するためには、速やかに構造物の状態を把握できることが不可欠である。また、計画した**維持管理が確実に行えるためには、点検や調査などの維持管理行為が確実かつ容易**に行えるよう配慮されていることが重要である。

6

計画段階の維持管理への配慮について

計画面での維持管理、災害に関する配慮

【共通編】1.5.1 架橋位置と形式選定

橋の計画にあたっては、路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、**維持管理の確実性及び容易さ**、環境との調和、経済性を考慮し、加えて地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。

[解説](維持管理関連部分の抜粋)

道路計画の最も基本となる路線線形の決定段階においては、最終的にその路線や特定の区間に対して道路に求められる機能が確実に発揮できるように、道路橋をはじめとする各種の道路構造物や切土・盛土などについて、できるだけ安全で信頼性の高いものが計画できるように配慮することが重要である。しかし、必ずしも十分な配慮がなされていない上位の路線計画による線形を重視した結果、**斜角の著しく小さい斜橋、幅員や曲線変化の著しい橋、極めて不安定な地盤等に支持させる橋、災害時や不測の損傷に対して供用性確保に困難が予想される橋**など、橋の設計・施工及び**維持管理の面からみると、必ずしも好ましいとはいえない橋**が計画された場合もみられることから、架橋位置や橋の形式選定においてこれらの点に注意する必要がある。

計画の段階から供用中に行うことを想定している点検方法などの**維持管理の具体的な条件についても考慮**して適切な維持管理が確実かつ合理的に行えるよう配慮することが重要である。

架橋位置や橋の形式選定において以上の点に留意することが、設計で意図した橋の性能が確実に得られるためには重要であると考えられることから、条文のように規定したものである。

7

構造設計上の配慮事項に維持管理を想定

【共通編】1.6.2 構造設計上の配慮事項

橋の設計にあたっては、次の事項に配慮して構造設計しなければならない。

1) 橋の**一部の部材の損傷**等が原因となって、崩壊などの**致命的な状態となる可能性**。

2) 供用期間中の点検及び事故や災害時における橋の状態を評価するために行う調査並びに計画的な維持管理を適切に行うために必要な**維持管理設備の設置**。

点検施設等を設置する場合は、5.4の規定による。

3) 供用期間中に**更新することが想定される部材**については、**維持管理の方法等の計画において、あらかじめ更新が確実かつ容易に行えるよう考慮しなければならない**。

[解説]補完性・代替性に関する抜粋

構造全体としての**補完性又は代替性**とは、例えば、着目する部材が破壊しても他の同様な機能を有する部材への**応力再配分などでその機能が補われること**により致命的な状態に至らないような場合、又は着目する部材の機能喪失によって耐荷機構や構造特性が異なっているものの、橋全体としては**致命的な状態となることが回避される**ような場合がこれに相当すると考えられる。

8

交差協議の充実について

交差物件管理者との維持管理を含めた十分な協議

【共通編】1.5.2 交差物件との関係

架橋位置、支間割、橋脚位置、橋脚形状、橋下空間等は**交差物件の管理者と使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性を考慮して十分協議して定めなければならない**。

[解説](交差協議関連部分の抜粋)

交差物件との関係を適切に考慮しなければ、当該橋に求められる使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性が十分に達成されなくなることも考えられる。特に設計の前提として計画する**点検や被災時の調査などの維持管理行為や塗装の更新などの将来の補修工事についてはできるだけ適切に行えるようあらかじめ計画**しておかなければ供用後の条件変更は困難な場合がほとんどである。(中略)

なお、橋下空間については、橋下の交差物件に必要な空間のほか**橋本体と交差物件の両方の維持管理に必要な空間を考慮**して決定する必要がある。

9

維持管理に必要な書類を想定

- 【共通編】1.7 設計図に記載すべき事項
設計図等には少なくとも次の事項を記載する。
- (1)路線名及び架橋位置
 - (2)橋名
 - (3)責任技術者
 - (4)設計年月日
 - (5)主な設計条件等
 - 1)橋の種類
 - 2)設計概要
 - 3)荷重の条件
 - 4)地形・地質・地盤条件
 - 5)材料の条件
 - 6)製作・施工の条件
 - 7)維持管理の条件
 - 8)その他必要な事項

維持管理に必要な書類として保管すべき項目を例示。

また、記録として調査、計画、設計(手法、配慮事項、図)、施工に関する記録を維持管理で用いるために保管することを別途解説等に記載。

鋼橋疲労に関する規定の充実【鋼橋編】

【背景】

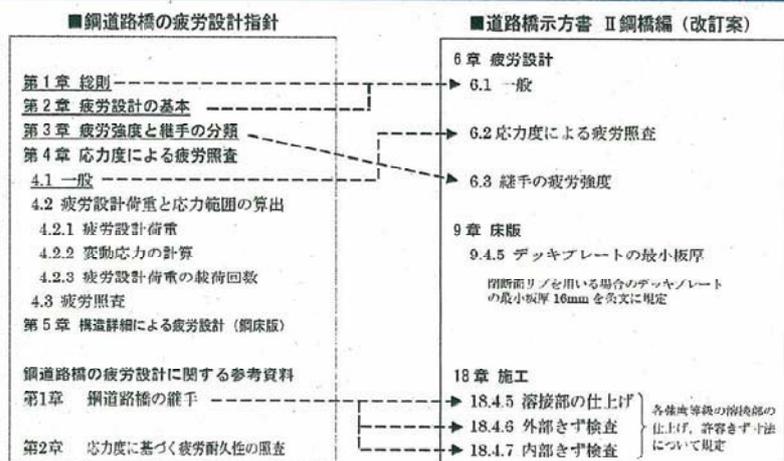
H14道示の疲労設計導入で「鋼道路橋の疲労設計指針」が発刊されたが任意の指針
→鋼橋の維持管理には疲労対策が不可欠

【対応】

○ **指針の一部**(設計の基本的な考え方、継手の疲労強度等級)を**条文に反映**



▲主桁の疲労亀裂の事例



▲疲労設計指針と道示への反映内容の関係

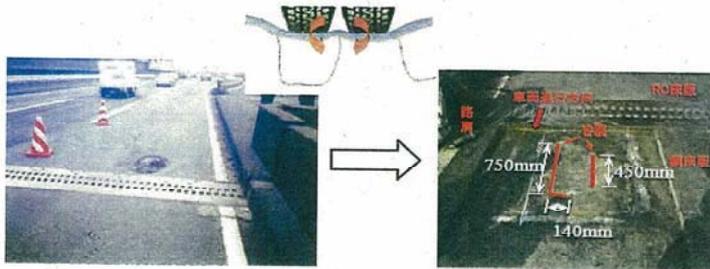
【背景】

具体の疲労損傷として、閉断面縦リブを有する鋼床版デッキに貫通き裂に対する対策荷位置の



【対応】

デッキプレート最小板厚を16mmに増厚 (H21事務連)とすることを**条文に反映**
(デッキ厚以外は従来鋼床版(デッキ厚12mm)の構造諸元の適用を前提)



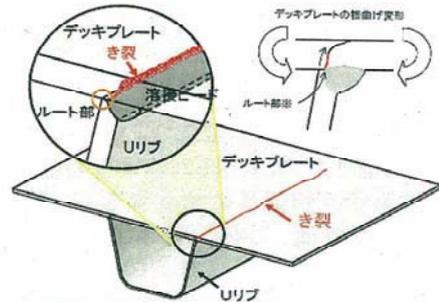
き裂が進展すると、舗装の損傷や路面陥没を引き起こし、車両走行に影響を与える可能性

舗装に生じた変状

Uリブの両側の溶接部に発生

舗装をはつた状態

▲デッキプレートを貫通したき裂の事例



※応力集中部であるルート部(溶接金属と母材の境界部であり、熱影響部でもある部分)が起点となり、デッキ内にき裂が進展

▲デッキプレートに進展するき裂模式図

レベル2タイプI (プレート境界型) 地震動について【耐震設計編】

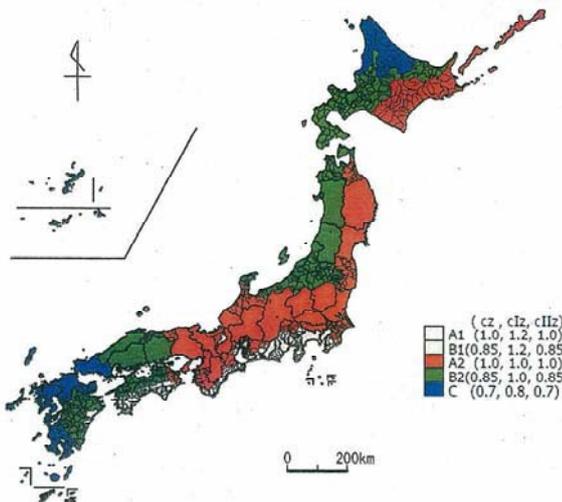
【背景】

- 東海地震, 東南海地震, 南海地震をはじめとして, 我が国周辺で生じる可能性のある大規模なプレート境界型の地震を考慮する必要性
- 平成23年東北地方太平洋沖地震により明らかとなった**連動型地震の発生**を考慮する必要性

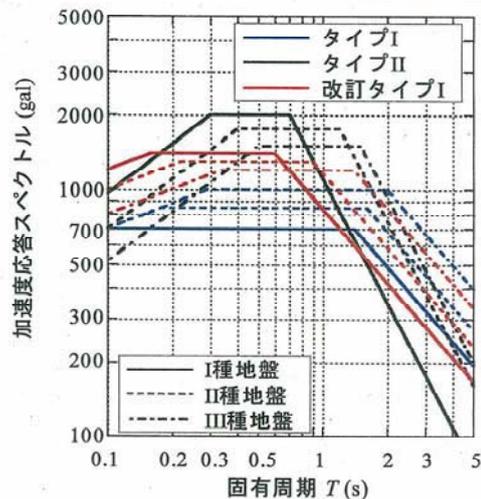


【対応】

- **距離減衰式の高度化**(研究成果の反映)
- 高度化された距離減衰式にもとづき, 関東地震における東京での地震動を標準としてタイプIの地震動を設定するとともに, 東海地震, 東南海地震, 南海地震等の大規模な地震の影響を強く受ける地域に対しては, この影響を**地域別補正係数として考慮**



▲地域区分と地域別補正係数(改訂案)



▲タイプIの地震動の標準加速度応答スペクトル

計画面での維持管理、災害に関する配慮 (続き)

【共通編】1.5.1 架橋位置と形式選定

橋の計画にあたっては、路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和、経済性を考慮し、加えて**地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合**するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。

[解説](災害関連部分の抜粋)

平成23年(2011年)の東北地方太平洋沖地震では、津波によって沿岸部の橋が落橋したり、漂流物の衝突や堆積、**背面盛土の流出**などによって**供用性を喪失する被害**を生じた。一方で、現在のところ地震に伴って生じる津波による橋に対する影響について正確に評価することは困難である。そのため浸水が予想される地域の道路橋の設計においては、**地域の防災計画と整合**して被災時の避難経路や救援や復旧活動に支障することなく、それぞれの橋に求められる性能が発揮できるように架橋位置や構造形式等の配慮を行うのがよい。

架橋位置や橋の形式の選定にあたって配慮が行われる主な例には、次のようなものがある。(抄)

- ・断層の存在や地滑りなどの地盤変動、津波による浸水など架橋位置と橋に求められる機能などについて特に考慮すべき固有の条件を考慮した橋梁形式や下部構造の位置の選定
- ・跨道橋や跨線橋で、定期点検や**地震、台風などの異常時の点検**、将来の劣化や**被災時の補修や復旧**などの工事が適切に行えることに対する維持管理上の制約を考慮した構造形式や維持管理設備の計画

14

津波の影響に関する検討 【耐震設計編】

【背景】

東北地方太平洋沖地震の津波による被災から、道路橋の設計で考慮する視点を明確化することが必要

【対応】

条文中で、「**津波に関する地域の防災計画等を考慮した構造計画とする**」と規定
解説にも、大規模な斜面崩壊、断層変位に加え、**大規模な津波等、耐震設計で具体的に考慮していない事象に対する対応の考え方を追加**



▲上部構造の一部径間が流出した橋

▲上部構造の高さに津波の遡上の痕跡があるが、流出していない橋

15

【背景】

地震時に、斜面上に建設された下部構造周辺の土塊の不安定化に伴う変状や、前面地盤の流出による基礎の不安定化が発生



【対応】

山地部で地盤変状が生じる地形地質に対する**調査に関する記載の充実**
 斜面上の基礎は、安定した地盤に設置、根入れさせることを基本とするとともに、その他**対策や配慮に関する記載を充実**



▲橋台周辺の土塊の沈下と橋台等の傾斜
 (平成23年長野県北部の地震)

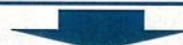


▲斜面上の基礎における前面地盤の流出
 (平成16年中越地震)

被災実態からの改善策について 橋台背面アプローチ【下部構造編】

【背景】

地震時に盛りこぼし橋台や液状化地盤などの特殊な条件での著しい段差、踏掛版の破損、土工部擁壁の移動による路面段差が発生



【対応】

橋台背面の一定区間を「橋台背面アプローチ部」とし、橋の構成要素として設計図等に記載するとともに、土構造等との間の路面の連続性を保つための留意点を記載

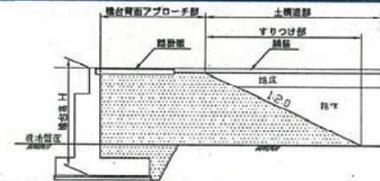


橋台背面盛土の沈下による段差及び踏掛版の損傷の事例

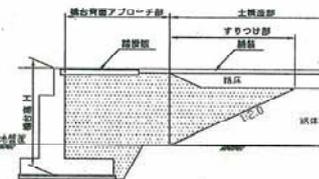


橋台背面盛土の沈下の事例

▲路面段差が発生した事例



橋台背面アプローチ部先行施工の場合



土工部(路体)先行施工の場合

▲橋台背面アプローチ部と土工部とのすりつけの例

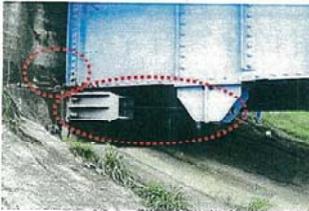
【背景】

落橋防止システムにより対応する事象が不明確
 落橋防止システムの設計に関する誤解の防止やFAQへの対応

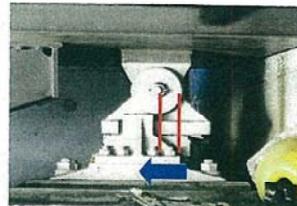
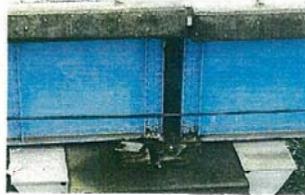


【対応】

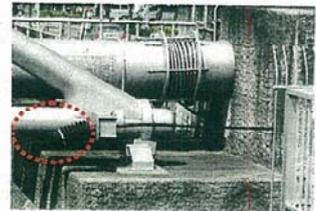
既往の地震被害の分析に基づき、落橋防止システムにより対応すべき落橋モードを明確化
 落橋モードを適切に設定し、それに応じた対策を規定化する方針



上下部構造間に過大な相対変位が生じる場合
 (2003年の宮城県北部地震における事例)



橋台が前面に移動する場合
 (2011年の東北地方太平洋沖地震における事例)



▲落橋モードと近年の地震による事例

高強度鉄筋の規定導入 (下部構造の例)

【背景】

過密配筋の改善による施工性の向上
 杭頭補強鉄筋の溶接の排除



【対応】

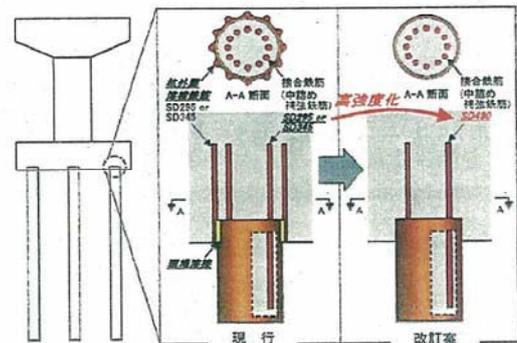
高強度鉄筋(SD390、SD490)の使用により、杭外周補強鉄筋を排除(過密配筋の解消)するとともに、杭外周補強鉄筋の溶接による定着を排除(品質の向上)



▲杭頭補強鉄筋とフーチング鉄筋の干渉(過密配筋)



▲溶接による杭頭外周鉄筋の施工状況(品質確保が困難)

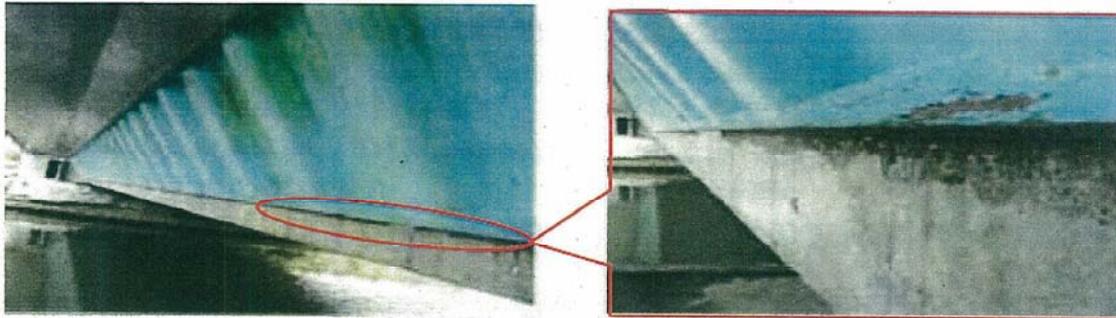


▲杭頭補強鉄筋の現行設計と改訂案の比較

【背景】
複合構造を用いる事例が近年増加し、接合部等の腐食、損傷が発生



【対応】
接合部は、**断面力が確実に伝達できる構造**とするように規定。実験等により確認
埋込部や界面など滞水しやすい箇所のため耐久性への配慮が必要である旨規定



▲波形鋼 鋼 板ウェブ腐食事例

■高力ボルト摩擦接合継手の設計合理化

【背景】
現行では、摩擦係数として一律0.4を規定しているが、合理化の余地あり
板厚50mm超の厚板鋼板の適用事例の増加により、現行道示のボルト列数制限荷重伝達の不均等のため、無理のない範囲で8列までを推奨)が制約となる事例あり



【対応】
無機ジンク仕様の継手について、最近の実験データ等を検証し、塗装条件を付して**設計摩擦係数を0.45に見直し**
ボルト列数制限の扱いは現行のとおりとするが、無機ジンク仕様で、ボルト列数が8列を超える場合の**ボルトの許容力の低減について解説に記述**

■溶接の品質確保

【背景】
疲労設計の章を新設し、溶接継手の疲労強度を規定
鋼製橋脚隅角部の疲労損傷の発生に対応して隅角部の施工品質確保を徹底(H14.9事務連絡)



【対応】
溶接施工の規定を充実 (強度に応じた溶接部仕上げを要求、非破壊検査者の資格要件(JIS)の追加等)
事務連絡の内容の条文・解説への反映



▲隅角部の亀裂の事例

■ 深礎基礎に関する設計、施工法の導入

【背景】

深礎基礎の施工実績の増加
施工時の事故への対応

【対応】

深礎基礎(大口径深礎及び組杭深礎含む)の設計及び施工法を章立て
設計、施工及び調査に関する補足として
便覧を作成

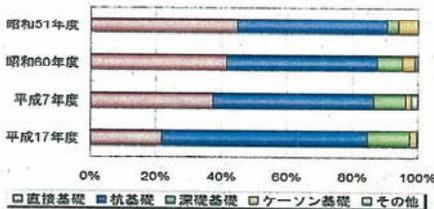
■ 回転杭工法に関する規定の導入

【背景】

新技術への対応(超軟弱地盤、斜杭の施工が可能に)

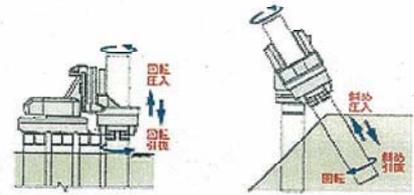
【対応】

○ 杭基礎設計便覧(H18)の記載を元に、**回転杭工法の設計及び施工にかかる条文及び解説の記載**



▲ 深礎基礎の割合

	深礎基礎/ 全基礎(%)	深礎基礎/ 杭基礎(%)
昭和51年度	3.4	7.0
昭和60年度	7.6	14.2
平成7年度	9.7	16.5
平成17年度	12.9	17.0



▲ 斜杭の施工(イメージ)

■ 大偏心外ケーブル工法関連

【背景】

支間の長大化への対応として、外ケーブルを桁高の範囲外に偏心配置して、より効果的に主桁にプレストレスを与えた大偏心外ケーブル構造に関する研究が進められてきた
エクストラード橋等、大偏心外ケーブル構造形式が近年増加(建設中を含め約50橋)

【対応】

大偏心外ケーブル構造を含め**主桁コンクリート断面の外部にPC鋼材を配置して主桁にプレストレスを与える構造全般を外ケーブル構造と総称し**、外ケーブル構造を従来の章で



▲ 木曾川橋(伊勢湾岸自動車道)



▲ 都田川橋(第二東名高速道路)

部分係数(荷重係数、抵抗係数)とは

許容応力度設計法では、荷重側及び抵抗側における様々な不確実性の要因(外力、材料の力学特性、断面の形状・寸法等)にかかる安全余裕が一つの安全率として集約されています。

一方、部分係数設計法は、この安全率を種々の要因や作用の種類毎(荷重、抵抗等)に合理的に設定できるようにすることを意図したものです。

部分係数: 設計で考慮する種々の不確定要素に対して、橋の性能が満足されることを適切な確からしさの水準で実現するため、照査に用いる係数。計算された限界値や応答値に適用する場合(荷重・抵抗係数)や、特性値に直接適用する場合(材料係数等)があります。

荷重係数: 外力についての部分係数

代表的な橋の部材に対して支配的な影響を与える状況が表現できるものとして荷重組み合わせと係数

抵抗係数: 部材についての部分係数

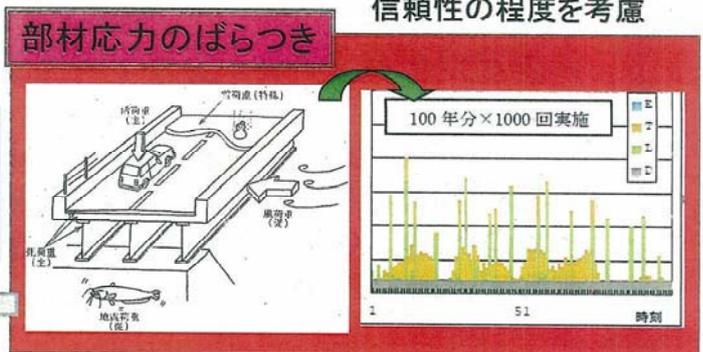
部分係数設計法について(参考)

「許容応力度設計法」と「部分係数設計法」

●許容応力度法

$$\text{部材応力} \leq \text{材料強度} / \text{安全率}$$

- ・1つの安全率にすべての不確実性を包含
- ・表現が簡単
- ・限界状態など実性能との関係が曖昧



●部分係数設計法

$$\text{部材応力} \times \text{荷重係数(信頼性の考慮)} \leq \text{材料強度} / \text{抵抗係数(信頼性と安全余裕)}$$

$$(D \times \alpha + L \times \beta + \dots)$$

- ・材料、荷重、構造計算等の要素毎に不確実性などを考慮(部分係数を付与)
- ・性能の説明性が向上
- ・新技術への対応性が高まり、構造物の合理化に寄与

