

日本国
国有鉄道

東部路線イヒアスーロホレ間鉄道災害復旧工事

- 第1巻 入札心得
- 第2巻 契約条件書
- 第3巻 一般仕様書
- 第4巻 技術仕様書
- 第5巻 数量明細書
- 第6巻 基本設計図

第4巻 技術仕様書

昭和57年1月

国際協力事業団

02-074(5/7)

JICA LIBRARY



1030035[8]

ボリビア共和国
ボリビア国有鉄道

東部路線イピアス～ロボレ間鉄道災害復旧工事

- | | |
|-------|-------|
| 第 1 卷 | 入札心得 |
| 第 2 卷 | 契約条件書 |
| 第 3 卷 | 一般仕様書 |
| 第 4 卷 | 技術仕様書 |
| 第 5 卷 | 数量明細書 |
| 第 6 卷 | 基本設計図 |

第 4 卷
技術仕様書

昭和57年1月

国際協力事業団

國際協力事業団	
設立 年月 58.8.28	7.07
登録No. 13657	616
	SDF

技 術 仕 様 書

目 次

TS 1	測 量
TS 2	地 質 調 査
TS 3	詳 細 設 計
TS 4	土 工 事
TS 5	コ ン ク リ ー ト 工
TS 6	鉄 桁
TS 7	軌 道 用 品
TS 8	軌 道 用 車 両
TS 9	監 理 建 物
TS 10	通 信 設 備

TS 1. 測 量

TS 1.01	適用範囲	1-1
TS 1.02	測量技術者	1-1
TS 1.03	資 料	1-1
TS 1.04	中心線測量	1-1
TS 1.05	縦断測量	1-2
TS 1.06	横断測量	1-3
TS 1.07	河川測量	1-3
TS 1.08	改 刻	1-3
TS 1.09	支 払 い	1-4

TS 1. 測 量

TS 1.01 適用範囲

この測量の技術仕様は、中心線測量、縦断測量、横断測量、河川測量および改測に適用する。

この測量には、部分引き渡しのための中心線復元測量、および検測並びに支払いのための測量は含まないものとする。

TS 1.02 測量技術者

測量作業は、測量技術者によってなされなければならない。

測量技術者は、作業に先立ちエンジニアへ専門の資格と測量の経験を記載した経歴書を提出し、承認を得なければならない。

請負者は、測量技術者の実施した測量の正確性について、責任を持たなければならない。

TS 1.03 資料

請負者は、航空写真より作成された在来線、および建設予定ルートが記入された1/5,000地形図、並びに部分的な1/1,000地形図等、基本設計図面に基き測量を実施しなければならない。

なお、中心線測量および縦断測量の実施にあたっては、現地にある基準点および水準点の数値をエンジニアは請負者に指示するので、それらとそれぞれ関連をつけなければならない。

TS 1.04 中心線測量

中心線測量は、サンタクルス起点335K300Mより400K400M間の在来線、および図示された新線区間並びに施工のための仮線区間について実施しなければならない。

ただし、上記在来線区間のうち、新線となる在来線区間は中心線測量を実施しないものとする。

請負者は、図面に示された線路中心線を現場に設定し、エンジニアの承認を得なければならない。

中心線測量の実施にあたっては、次の各号によらなければならない。

(1) 設置すべき杭は、次によること。

(a) 設置すべき杭は役杭および中心杭並びに保護杭とする。

役杭および中心杭には白ペイントを塗り、その杭の性格を表す諸元を書き入れること。杭は凡て木製とすること。

(b) 役杭は表1-1によること。

表 1-1

設 置 箇 所	杭のサイズ	埋め込み長さ
I P 杭	9cm×9cm×90cm	80cm 以上
単曲線始終点杭	9cm×9cm×90cm	80cm 以上

(c) 中心杭は表1-2によること。

表 1-2

設置箇所	間隔	杭のサイズ	埋め込み長さ
測量中心	20m	4.5cm×4.5cm×60cm	40cm以上
—〃—	1km	9cm×9cm×90cm	70cm以上

(d) 保護杭は表1-3によること。ただし、軌間内は設置しなくてもよい。

表 1-3

保護すべき杭	杭のサイズ	埋め込み長さ	保護杭の設置本数
役 杭	4.5cm×4.5cm×60cm	適 宜	4本
1km毎の中心杭	4.5cm×4.5cm×60cm	—〃—	4本

(2) 中心線測量のための補助多角測量の観測精度は、表1-4によること。

表 1-4

観測数値	観測精度
水平観測差	15° 以内
倍 角 差	30° 以内
鉛直角常数	40° 以内
方向角の閉合差	$30° \times \sqrt{n}$ 以内

(3) 中心線測量においては、成果物として(a)補助多角測量成果表 (b)補助多角測量および中心線測量諸元図を提出すること。

TS 1.05 縦断測量

縦断測量とは、既設の水準点に基づいて、中心線測量で設置された測点、および変化点の標高を測定するとともに、変化点位置も併せて測量する作業をいう。

縦断測量の実施にあたっては、次の各号によらなければならない。

- (1) 測量は既設水準点より出発し、これに閉合すること。
- (2) 既設水準点は何んらかの理由により変動したと認められるときは、他の既設水準点と関連をつけ、その標高を修正するとともに直ちにエンジニアにそのことを報告すること。
- (3) 測量の精度は、閉合差で $10\text{mm} \sqrt{S}$ 以内であること。
(注) Sとは測定距離をKMで表したものをいう。
- (4) 縦断図の作成は次によること。
 - (a) 縮尺は縦 1/500, 横 1/2,500 とすること。
ただし、仮線区間は縦 1/200, 横 1/1,000 とすること。
 - (b) 図面は、ポリエステルフィルムに墨入れした原図と、ポリエステルフィルムにコピーした第2原図を作成すること。
 - (c) 縦断図の作成は、基本設計図面の縦断図の記入方法を準用すること。
- (5) 縦断測量においては、次の成果物を提出すること。

- (a) 縦断測量手簿
- (b) 原図（ポリエステルフィルムに記入したもの）
- (c) 第2原図（ポリエステルフィルムにコピーしたもの）
- (d) 陽画焼 3部

TS 1.06 横断測量

横断測量とは、路線の中心線の中心杭、およびあらゆる構造物の中心点、並びにエンジニアが指示する他の重要な点から、中心線に直角方向の高さの変化点の位置の高低差を測量する作業をいう。

横断測量の実施にあたっては、次の各号によらなければならない。

- (1) 横断測量の作業箇所の大略は次によること。
 - (a) 在来線区間………構造物の施工を活線のまま行なう箇所
 - (b) 新線区間および仮線区間…全区間
- (2) 横断測量の標準的な測量幅は40mであり、中心線よりの左右振り分け測量幅は、エンジニアの指示に従うこと。
- (3) 横断測量の精度は、距離で10cm以内、高さで5cm以内であること。
- (4) 横断図の作成は次によること。
 - (a) 横断図の縮尺は、縦、横とも1/100とすること。
 - (b) 図面は、ポリエステルフィルムの1mm目の方眼紙に墨入れしたものであること。
 - (c) 横断図には、基準高と地盤高を示し、断面毎に起点からの距離と中心線を記入したものであること。
- (5) 横断測量においては次の成果物を提出すること。
 - (a) 横断測量手簿
 - (b) 原図（ポリエステルフィルムの1mm目の方眼紙に記入したもの）
 - (c) 陽画焼 3部

TS 1.07 河川測量

河川測量とは、基本設計図面に示された河床整理について、詳細設計の資料を得るために行なう、河川の縦断測量および横断測量をいう。

河川測量の標準的な縦断測量の長さは150m、横断測量の間隔は10m、幅は45mとすること。

なお、作業の要領は横断測量に準ずるものとし、作業にあたってはエンジニアの指示によること。

TS 1.08 改測

改測とは、基本設計図面に示されたルートが、エンジニアの指示または請負者の申出によって、ルートを移したり、曲線や勾配または構造物の位置を変更する等の修正が必要な場合実施する測量をいい、請負者はエンジニアの指示に従わなければならない。

なお、現地測量実施後の大幅な変更に伴う改測や追加測量が生じた場合は、エンジニアと請負者間においてその期間や費用について協議し、その処理を定めるものとする。

TS 1.09 支払い

測量のための草木の伐さい、視準線の確保に要する費用および民地への立ち入り、踏み荒し等に要する補償費は本測量の単価に含まれるものとする。

測量はすべての測量を完了して、成果物をエンジニアに提出し承認を得たとき完了するものとする。

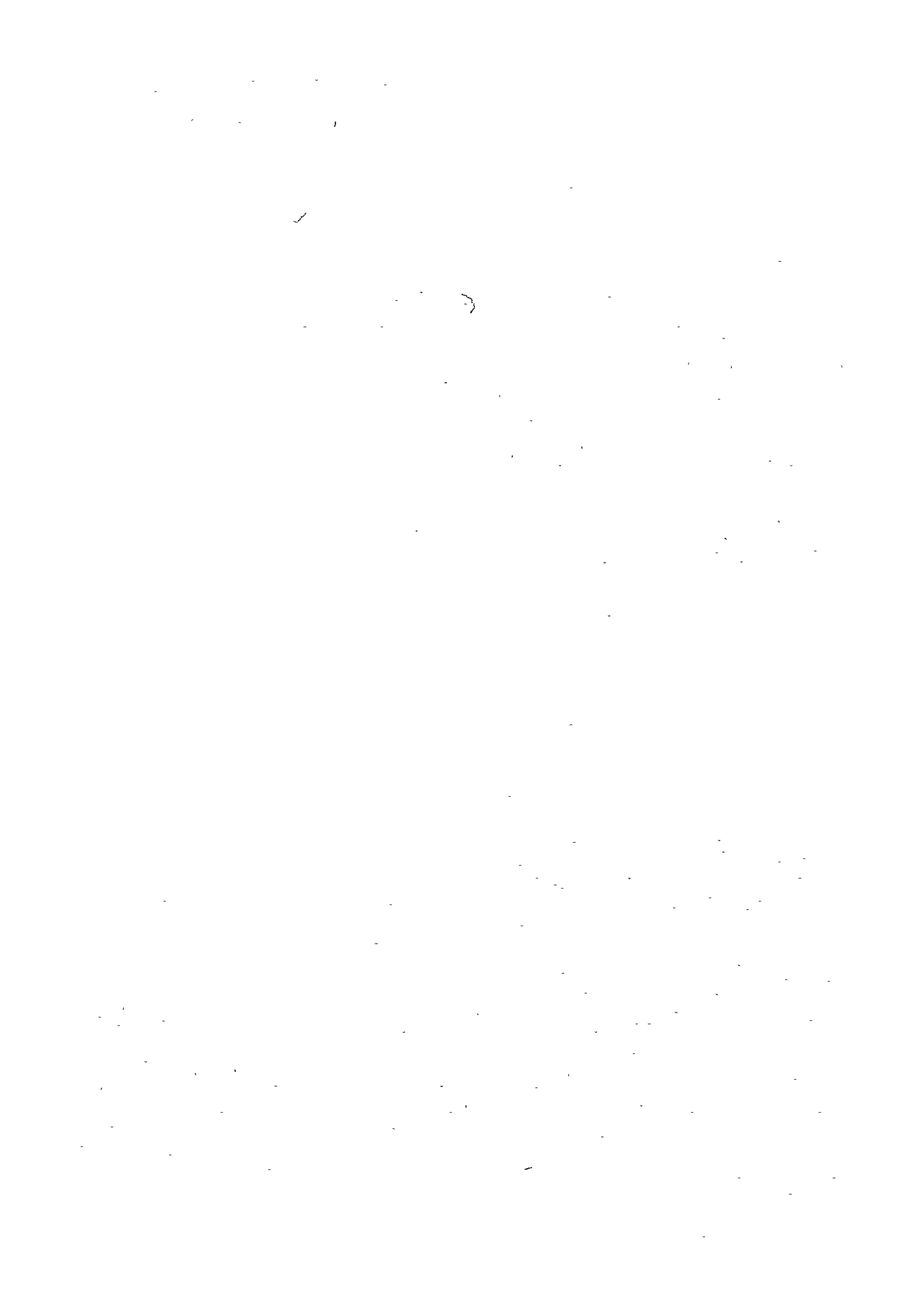
エンジニアは測量の完了後、請負者に完成証明書を発行するものとする。

測量に対する支払いは、完成証明書が発行された月の出来高により行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
1 測量	式

TS 2. 地 質 調 査

TS 2.01	適用範囲	2-1
TS 2.02	調査技術者	2-1
TS 2.03	地表踏査	2-1
TS 2.04	試験掘削	2-1
TS 2.05	ボーリング調査	2-1
TS 2.06	報告書作成	2-2
TS 2.07	支払い	2-2



TS 2. 地 質 調 査

TS 2.01 適用範囲

この地質調査技術仕様は、地表踏査、試験掘削、ボーリング調査およびこれらの結果を総合的に十分検討し、橋脚、橋台基礎の深さを決定するための調査に適用する。

TS 2.02 調査技術者

請負者は、この調査を行なう技術者の専門の資格と地質調査の経験を記載した経歴書をエンジニアへ提出し、承認を得なければならない。

TS 2.03 地表踏査

この調査は、以下の表-1、2に掲げる橋梁を計画する付近を発注者が提供する1/1,000の平面図を使用して踏査し、地質の種類、地層の傾きおよび分布について調査した結果を1/1,000の地質図にまとめ、以下の試験掘削およびボーリング調査の基礎資料とするものである。

請負者は1/1,000の地質図を作成した後エンジニアへ提出して承認を得なければならない。

TS 2.04 試験掘削

この掘削の目的は、橋梁基礎の支持層の位置と、その強度を直接確認するものである。施工にあたっては次の各号により行なわなければならない。

- (1) 掘削は、所定の深さの底面で1.0m×1.0m以上の正方形とし不陸のないように整形すること。概略の位置と深さについては、表-1の通りとするが、詳細についてはエンジニアの指示に従うこと。

表 - 1

杆 程	掘削深さ (m)	箇所数
356K307M 付近	4	2
359K186M 付近	2	2
	3	2
361K730M 付近	4	2
386K780M 付近	3	3

- (2) 支持層の確認はエンジニアの立会のもとに行なうこと。支持力の確認は目視による他シュミットロックテストハンマーによること。請負者は支持層を各ヶ所ごとにカラー写真(8×11.5 cm)を撮影し整理してエンジニアへ提出すること。

TS 2.05 ボーリング調査

この調査の目的は、試験掘削が困難と思われる箇所の支持層の位置と強度を確認するものである。施工にあたっては次の各号により行なわなければならない。

- (1) ボーリングはAASHTO T 206に従い、内径50.8mmの岩盤ボーリングとすること。5mより深い部分

については、全部コアを採取すること。概略の位置と深さについては、表-2の通りとするが、詳細についてはエンジニアの指示に従うこと。

表 - 2

杆 程	掘削深さ (m)	箇所数
354 K 950M 付近	15	2
355 K 208M 付近	15	2
355 K 448M 付近	10	2
358 K 155M 付近	20	2

(2) 所定の深さに達した時、請負者は、エンジニアの立会のもとに深さと支持力の確認を行ない、ボーリングコアと標準貫入試験値を整理してエンジニアへ提出すること。

TS 2.06 報告書作成

請負者は、地表踏査、試験掘削およびボーリング調査の結果を総合的に十分検討し、橋脚、橋台基礎の深さを決定し、調査結果と共に報告書に整理してエンジニアへ提出し承認を得なければならない。

TS 2.07 支払い

地質調査のための機械の輸送、現場の整地、報告書作成その他地質調査に必要な一切の費用は本地質調査の単価に含まれるものとする。

地質調査はすべての地質調査を完了して、本技術仕様書で規定される資料および報告書をエンジニアに提出し承認を得たとき完了するものとする。

エンジニアは地質調査の完了後、請負者に完成証明書を発行するものとする。

地質調査に対する支払いは、完成証明書が発行された月の出来高により行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
2 地質調査	一式

TS 3. 詳細設計

TS 3.01	適用範囲	3 - 1
TS 3.02	線路基本構造基準	3 - 1
TS 3.03	鉄道構造物の設計基準	3 - 4
TS 3.04	鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートの詳細設計	3 - 9
TS 3.05	土留よう壁の詳細設計	3 - 15
TS 3.06	函渠の詳細設計	3 - 16
TS 3.07	基礎の詳細設計	3 - 17
TS 3.08	橋台および橋脚の詳細設計	3 - 20
TS 3.09	鉄桁の詳細設計	3 - 28
TS 3.10	支払い	3 - 57

TS 3. 詳細設計

TS 3.01 適用範囲

この詳細設計技術仕様は、図面および現地の実情に基づいて実施する鉄道構造物の詳細設計に適用する。
基本設計図面が、現地の実情にふさわしくないと考えられる時は、請負者は、その理由を裏付ける資料を付して、エンジニアに通知し、その承認を得て、適切な設計を実施しなければならない。

TS 3.02 線路基本構造基準

線路の基本構造基準は、次の各号による。

(1) 軌間およびスラック

軌間は、1,000 mとする。

軌間は、レール踏面より 16 mm以内の距離における、軌条頭部間の最短長で測定すること。

半径 600 m以下の円曲線には、次の表によりスラックを付けること。この場合半径 600 mをこえる円曲線であっても、必要と認められる場合には、5 mmのスラックを付けることができる。

表 3-1

曲線半径 (m)	スラック (mm)
$R < 200$	25
$200 \leq R < 240$	20
$240 \leq R < 320$	15
$320 \leq R < 440$	10
$440 \leq R = 600$	5

スラックは、曲線内方に、軌間を拡大して付けること。

スラックのてい減距離は、カントのてい減距離と同一とし、カントのない場合は、5 m以上とすること。

既設線路のスラックが上表と合致しない場合は、エンジニアと協議すること。

(2) 曲線

本線路における最小曲線半径は、301.6 m以上とすること。

側線においては、150 m以上とすること。

本線路における二つの近接した曲線においては、相当の直線をそう入することとするが、その決定にあたっては、エンジニアと協議すること。

(3) カント

曲線におけるカントは、下記の式によって求めること。

$$C = \frac{GV^2}{127R}$$

C：カントの大きさ (mm)

G：軌間 (1000 mm)

V：列車速度 (平均速度) (km/h)

R：曲線半径 (m)

上式の計算により、曲線の半径およびその曲線を通過する列車速度に応じて、カントを定めること。

ただし、本線路の最大カントは、110 mmとする。

東部路線サンタクルスーコロンバ間の最大許容運転速度は、フェローバスで90 km/h、その他の列車で70 km/hと仮定する。

カントは、特別の場合を除き、曲線の内方レールを基準とし、外方レールをこう上して付けること。

カントは、400倍以上の距離をもって、てい減すること。ただし、5 m未満の時は5 mとする。

表3-2 カント表

単位: mm

平均速度 (km/h)	曲線半径 (m)								
	301.6	400	500	600	800	1000	1200	1500	2000
65	110	83	66	55	42	33	28	22	17
70		96	77	64	48	39	32	26	19
75			89	74	55	44	37	30	22
80				84	63	50	42	34	25
85					71	57	47	38	28
90						64	53	43	32

既設線路のカントが、上表と合致しない場合はエンジニアと協議すること。

(4) 勾配

停車場外における本線路の最急勾配は、10/1000以下とすること。勾配区間中において、曲線を伴う場合は、曲線抵抗に対し、勾配の補正を行なうものとし、下式によって求めること。

$$\text{曲線中の最急勾配} = \left(10 - \frac{600}{R} \right)$$

$$R = \text{曲線半径 (m)} < 600 \text{ m}$$

停車場内の本線路および側線の勾配は、原則としてレベルとする。

(5) 縦曲線

本線路において、勾配の変化する箇所には、5000 m以上の半径を有する縦曲線をそ入すること。

側線の勾配の変化する箇所には、相当の縦曲線をそ入することとするが、この場合エンジニアと協議すること。

(6) 建築限界および車両限界

建物その他の建造物等は、建築限界内に入れないこと。

直線における建築限界は図3-1による。

曲線における建築限界は、半径800 mより大なる曲線においては、直線のそれと同一とし、半径800 m以下の曲線においては、その幅を車両の偏倚に対し拡大すること。軌道中心線の各側において拡大する寸法は下式によって求めること。

$$W = \frac{22,500}{R}$$

$$W = \text{軌道中心線の各側に拡大すべき寸法 (mm)}$$

$$R = \text{曲線の半径 (m)}$$

上記の拡大寸法のてい減距離は、円曲線端（直線と曲線との場合）または半径の小さい方の円曲線端（曲線と曲線との場合）より17 mの長さでてい減すること。なお、既設線路においては、エンジニアと協議す

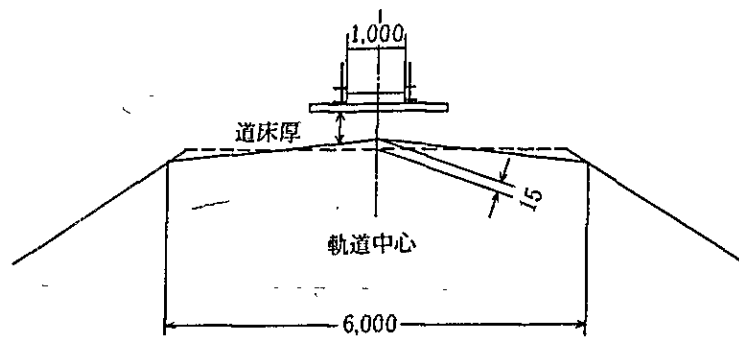


図3-2 施工基面幅

(8) 盛土法面勾配

盛土の全高が5m以下の場合、全高にわたり法面勾配を1：1.5とし、盛土の全高が5m以上の場合、法肩から高さ3mまでの法面勾配は1：1.5とし、それ以外の部分に対しては、法面勾配を1：1.8とし、この勾配変更箇所には、幅1.0mの犬走りを設けること。

ここに勾配の表わし方は鉛直高：水平距離とする。

(9) 切取法面勾配

切取法面は、全高にわたり、原則としてその勾配を1：1.2とする。ただし、地形、地質、湧水等の状況を検討の上、排水工と合わせて設計すること。

TS 3.03 鉄道構造物の設計基準

鉄道構造物の設計基準は、以下の各号によらなければならない。

この基準により難い時は、エンジニアと協議しなければならない。

(1) 基本方針

(a) 詳細設計にあたっては、使用目的、施工、検査および保守の容易、経済性、環境との適合性などを考慮すること。

(b) 設計計算は、構造物の強度、変形、安定性および耐久性を検討すること。

(2) 設計計算

(a) 設計計算は静的計算によることを原則とする。

(b) 構造解析は弾性理論によって行なうことを原則とする。

(c) 部材の設計は許容応力度法とする。

(d) 構造物の安定計算では、一般に支承面、基礎底面などにおける滑動、転倒、地盤の支持力に対する安全性が所定の値以上であることを確かめること。

(3) 設計荷重

(a) 荷重の種類

設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとし、地震荷重は考慮しないこと。

(i) 死荷重

- (u) 活荷重
- (ui) 衝撃荷重
- (iv) 遠心荷重
- (v) 縦荷重
- (vi) 風荷重
- (vii) 流水圧
- (viii) 土圧
- (ix) 温度変化
- (x) その他の荷重、浮力、乾燥収縮、仮設荷重等

(b) 死荷重

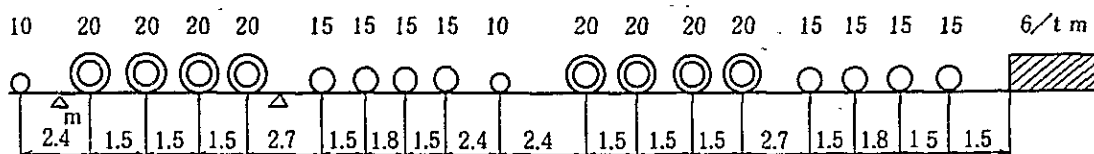
(i) 死荷重の算出には次に示す単位重量を用いるのを原則とする。

表3-3 単位重量

材 料 の 種 別	単 位 重 量
鋼 ・ 鋳 鋼	7850 (kg/m ³)
鋳 鉄	7250 "
鉄筋コンクリート	2500 "
コンクリート	2350 "
セメントモルタル	2150 "
防水用アスファルト	1100 "
石 材	2600 "
木 材	800 "
砂・土・砂利	1600~2000 "
道床バラスト	1900 "
銅合金支承板	8500 "
軌 き よ う	450 (kg/m)

(c) 活荷重

(i) クーバーE-45の列車荷重は下図のとおりとし、部材に最大応力が生じるように載荷する。



注：寸法はm

重量はt

図3-3 クーバーE45

(ii) 群集荷重

歩道に対する群集荷重は300 kg/m²とする。

(d) 衝撃荷重

列車荷重による衝撃荷重は次の衝撃係数を列車荷重に乘じたものとする。

(i) 鋼鉄道橋の列車荷重に対する衝撃係数は次の式により求めるものとする。

$$L \leq 30 \text{ m の場合 } i = 0.7 - \frac{L^2}{4,000}$$

$$L > 30 \text{ m の場合 } i = -\frac{10}{L} + 0.14$$

L : 部材に最大列車荷重応力を生じさせる同符号の影響線の長さ (m) とするのを原則とする。ただし、下路トラスのつり材、上路トラスの中間支柱、分格間の斜材の類以外のトラスの腹材に対して支間の 75% とする。

i : 衝撃係数

(ii) コンクリート構造物の列車荷重に対する衝撃係数は、原則として、次の表に掲げる値とする。

表 3-4

スパン L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100	その他のスパン
衝撃係数	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24	補間法により求めた値

(iii) 構造物の上面に厚さ 1 m 以上の道床、土かぶり等のある場合、断面の大きい下部構造物の場合等については、前項の規定にかかわらず、同項に規定する衝撃係数を減ずることができる。

(e) 遠心荷重

列車が曲線軌道上を通過する際に生ずる遠心荷重は、列車荷重に次の表に掲げる係数を乗じて得た値とし、レール面上から同表に掲げる高さにおいて、軌道に直角、かつ水平に作用するものとする。

表 3-5

曲線半径 R (m)	係数	レール面上からの作用高さ (m)
$R \leq 1,000$	0.12	1.8
$1,000 < R < 2,000$	0.08	
$2,000 \leq R$	0	

(f) 縦荷重

縦荷重は、制動荷重および始動荷重とし、次の表に掲げる値 (大きな方) が、レール面上から同表に掲げる高さにおいて、軌道に平行に作用するものとする。

表 3-6

制動荷重	列車荷重の 15%
始動荷重	動輪軸重の 25%
作用高さ	レール面上 1.8 m

(g) 風荷重

(i) 風荷重は橋梁に対して、一方向から水平かつ直角に作用するのを原則とし、その大きさは次の各号による。

- 橋梁上に列車がない場合

橋梁上垂直投射面 300 kg/m^2

トラスの床組におゝわれない風下側主構の垂直投射面 200 kg/m^2

- 橋梁上に列車がある場合

橋梁の垂直投射面	150 kg/m ²
トラスの床組におゝわれない風下側主構の垂直投射面	100 kg/m ²
列車の垂直投射面	150 kg/m ²

ただし、列車の垂直投射面はレール面上 3.6 m の幅とし、列車と重なる桁の風上側および風下側の部材に対しては、風荷重を考慮しない。

支間 80 m までの下路トラスに対しては、前項の規定にかゝわらず、風上側、風下側を合計して次に示す値を標準として用いてよい。(単位: kg/m)

	上 弦	下 弦
橋梁上に列車がない場合	500	600
橋梁上に列車がある場合	300	800 ※

(注) ※列車の垂直投射面に対する風荷重を含む。

円形またはこれに準ずる断面をもった部材に考慮する風荷重は、(i) に規定する値の 0.6 倍とする。

(h) 流水圧

流水の橋脚におよぼす圧力は、次式による圧力とし、これが川底から水深の 0.6 倍の高さの位置に作用するものとする。

$$P = KAV^2$$

ここに、 P : 流水圧(t)

K : 橋脚の断面形状による係数(表 3-7)

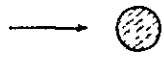
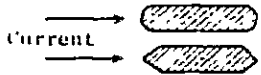

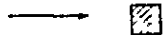
A : 橋脚の鉛直投射面積(m²)

V : 表面流速(m/sec)

流木その他の浮流物の衝突

流木その他の浮流物の衝突の影響を考える場合には、河川こう配が 1/300 以上のときは 3 t、1/300 未満のときは 2 t の力で水平に作用するものとする。

表 3-7 橋脚の形状と K の関係

橋脚の断面形状	K の値
	0.03
	0.025
	0.05
	0.055

(i) 土 圧

(1) 主動土圧および受働土圧は、クーロン式によって求めること。

土圧の計算に用いる土の性質は一般の場合次による。

表 3-8

土の単位重量	1600 kg/m ³
内部摩擦角	33°40' (地下水位も同値)

ただし、土質試験の結果を計算に用いた方が合理的であると判断された場合は請負者はエンジニアの承認を得た後、それらを計算に適用してもよい。

(ii) 土とコンクリート面との間の摩擦角は一般に土の内部摩擦角の1/2とする。

(iii) カルバート、地下構造物等土圧をうけた場合にそれによる移動変形が非常に小さいと考えられる構造物に作用する土圧は、つぎの静止土圧によること。

深さ h における水平土圧は次式で求める。

$$P = K_0 r h$$

ここに、 P : H 深さの土圧 (t/m²)

K_0 : 土圧係数 = 0.5

r : 土の単位重量 (t/m³)

h : 土の深さ (m)

(iv) 上載荷重

列車荷重はつぎの換算により上載荷重として取扱うこと。

$$q = \frac{P}{a \times b}$$

ここに q : 換算等分布荷重 (t/m²)

P : 列車荷重 20 t

a : 軸距 1.50 (m)

b : 列車荷重の横方向分布幅 (m) (分布は一般に 1 : 0.5 とする。)

(j) 温度変化と乾燥収縮

(i) 温度変化

温度変化については、エンジニアの指示によるものとし、線膨張係数はつぎの値を標準とする。

膨張係数 1 deg 当り

鋼 1.2×10^{-5}

コンクリート 1.0×10^{-5}

(ii) コンクリートの乾燥収縮

不静定構造物の構造解析に用いる乾燥収縮は、次の値を標準とする。

鉄筋コンクリート構造物 (1 deg 当り) 15×10^{-5}

(k) その他の荷重

(i) 支承の摩擦抵抗

表 3-9

支 承 の 種 類	接 触 す る 材 質	係 数
す べ り 支 承	鋼 と 鋼	0.25
	鋼 と 鋳 鉄	0.20
支 承 板 支 承	銅 と り ん 青 銅	0.10
ローラーまたはロッカー支承	鋼 と 鋼	0.10

- 固定、可動支承の受けもつ荷重は、次によること。

固定支承

$$T = \Sigma T - \frac{\mu R}{2} \geq \frac{\Sigma T}{2}$$

T : 固定支承の受けもつ縦荷重

ΣT : 全縦荷重

μ : 係数 (上記表による)

R : 可動支承反力

可動支承

$$T = \mu R \leq \frac{\Sigma T}{2}$$

T : 可動支承の受けもつ縦荷重

ΣT : 全縦荷重

μ : 係数 (上記表による)

R : 可動支承反力

TS 3.04 鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートの詳細設計

鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートの詳細設計は、次の各号によらなければならない。

(1) 許容応力度

(a) 鉄筋

鉄筋の基準の許容引張応力度は、次表に示す値とする。

表 3-10

(単位 kg/cm^2)

鉄筋の種類	GRADE 60
許容引張応力度	1,690

注 ASTM A 615, A 616, A 617 に適合する鉄筋の基本許容圧縮応力度は上記の許容引張応力度と同値としてよい。

(b) 鉄筋コンクリートにおけるコンクリート

鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの基準の許容応力度は、原則として設計基準強度 σ_{28} をもととして定めるものとする。コンクリートの基準の許容応力度は、次の各号に定めるとおりとする。

- (i) 基準の許容曲げ圧縮応力度 (軸方向力を伴う場合を含む。) は、次の値とする。

$$\sigma_{ca} \leq \frac{\sigma_{28}}{3}$$

(ii) 基準の許容せん断応力度は、次の表に示す値以下とする。

表 3-11

(単位 kg/cm²)

斜引張鉄筋の設計方法		σ_{28}	
		180	210
斜引張鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	はりの場合	6	6.6
	スラブの場合	8	8.5
斜引張鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}		17	18.5

(iii) 基準の許容付着応力度は、次の表に示す値以下とする。ただし、直径 32 mm をこえる鉄筋については、この値を減ずるものとする。

表 3-12

(単位 kg/cm²)

鉄筋の種類	σ_{28}	
	180	210
異形鉄筋	14	15

(iv) 基準の許容支圧度 σ_{ca}' は、次に掲げる値とする。

全面載荷の場合は、次の式により求めるものとする。

$$\sigma_{ca}' \leq 0.3 \sigma_{ca}$$

局部的載荷の場合は、コンクリート面の全面積を A とし、支圧をうける面積を A' として次の式により求めるものとする。

$$\sigma_{ca}' \leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{28}$$

支圧をうける部分が十分補強されている場合は、試験によって安全率が 3 以上となる範囲内で基準の許容支圧応力度を定めるものとする。

(c) 無筋コンクリートにおけるコンクリートの許容応力度

無筋コンクリートにおけるコンクリートの基準の許容応力度は原則として、設計基準強度 σ_{28} をもととして定めるものとする。

(i) 基準の許容圧縮応力度（偏心軸方向荷重をうける場合を含む。）は、次に掲げる値とする。

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{28}}{4}$$

$$\leq 55 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) 許容曲げ引張応力度 σ_{ta} は、次に掲げる値とする。この場合は、 σ_{28}' はコンクリートの設計引張強度とする。

$$\sigma_{ta} \leq \frac{\sigma_{28}'}{7}$$

$$\leq 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ここに } \sigma_{28}' = \frac{\sigma_{28}}{10}$$

(iii) 基準の支圧応力度 σ_{ca}' は次の各号に掲げる値とする。

- ・ 全面載荷の場合は、次に掲げる式により求めるものとする。この場合、特に、支承面にらせん状の鉄筋等を配置して支圧強度を高めたときは、基準の許容支圧応力度を 70 kg/cm^2 まで高めることができる。

$$\begin{aligned} \sigma_{ca}' &\leq 0.3 \sigma_{28} \\ &\leq 60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- ・ 局部的載荷の場合は、コンクリート面の全面積 A とし、支圧をうける面積 A' とし、次に掲げる式により求めるものとする。

$$\begin{aligned} \sigma_{ca}' &\leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \times \sigma_{28} \\ &\leq 120 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(d) 組み合わせた荷重にたいする許容応力度

設計計算に用いる許容応力度は、構造物の種類および荷重の組合せに応じて、(3)(a)、(3)(b)、(3)(c)に示した基準の許容応力度に表 3-13 の係数を乗じて得られる値とする。

表 3-13

	荷重の組み合わせ	係数
シューおよび けた座	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動荷重または始動荷重	1.15
橋台	死荷重+土圧	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動荷重または始動荷重+土圧	1.15
橋脚	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動荷重または始動荷重	1.15
	死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重+風荷重+[流水圧]	1.25
カルバート	死荷重+列車荷重+(衝撃)+土圧+[水圧]	1.0
よう壁	死荷重+(列車荷重)+土圧	1.0

注 () 内の荷重は、組合わせる方が危険な場合に考える。

[] 内の荷重は、必要によりこの組合せを考える。

(2) 設計一般

- (a) このプロジェクトでは次の3つのタイプのコンクリートを使用する。

表 3-14

σ_{28} 強度	適用
210 "	橋台、橋脚、函渠、U型よう壁
180 "	下水渠、土留よう壁、その他の重要でない構造物
160 "	均しコンクリート

(b) 構造解析における計算上の仮定

(i) 断面2次モーメント

- ・ 不静定力の計算に用いる断面2次モーメントは、一般に、部材断面における鉄筋の影響を無視し、部材のコンクリート全断面についてこれを求めてよい。

- ・ 一時的な荷重による変形の計算に用いる断面2次モーメントは、一般に、鉄筋の影響を考慮して、部材の全断面についてこれを計算する。この場合、鉄筋の断面積には、実際の断面積に次表のヤング係数比 n を乗じて得られる値のコンクリート断面積と考える。

表3-15 ヤング係数比

σ_{28} (kg/cm ²)	180	210
n	8.8	8.3

σ_{28} : 材令28日における圧縮強度をもととした設計強度

(ii) 鉄筋のヤング係数

鉄筋のヤング係数は、 $E_s = 21 \times 10^6$ kg/cm² とする。

(iii) コンクリートのヤング係数

コンクリートの設計計算に用いる一時的な荷重に対するコンクリートのヤング係数 E_c は、表3-16の値を標準とする。

表3-16 コンクリートのヤング係数

σ_{28} (kg/cm ²)	180	210
E_c (kg/cm ²)	2.4×10^6	2.6×10^6

σ_{28} : 材令28日における圧縮強度をもととした設計基準強度

(iv) コンクリートのポアソン比

コンクリートのポアソン比は一般に $1/6$ とし、ヤング係数とせん断弾性係数との比は2.3とする。

(v) 圧縮および曲げ

曲げ応力度の計算

- ・ 応力度計算上の仮定

断面の算定または応力度の計算では、一般にコンクリートの引張応力を無視し、雑ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとする。

断面の算定または応力度の計算では、鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^6$ kg/cm²、 $E_c = 1.4 \times 10^6$ kg/cm² とする ($n = E_s / E_c = 15$)。

鉄筋が部材の設計断面に直角に交わらない場合は、鉄筋断面積に鉄筋がその断面となす角の正弦をかけた値を、その断面に垂直に働く応力にたいする鉄筋の有効面積とする。

- ・ 曲げと軸方向力をうける部材における鉄筋およびコンクリートの応力度は、TS 3.04 (1) に示す許容応力度をこえてはならない。

(vi) 曲げによって生じるせん断応力度

有効高さが一定の場合

$$\tau = \frac{S}{b_o j d} = \frac{S}{b_o z}$$

ここに、 τ : せん断応力度 (kg/cm²)

S : せん断力 (kg)

b_o : 部材断面の幅 (cm)

$z = j d$: 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離 (cm)

- ・ 部材の有効高さが変化する場合

$$\tau = \frac{S_1}{b_o j d} = \frac{S_1}{b_o z}$$

ここに、 $S_1 = S - \frac{M}{d} (\tan \alpha + \tan \beta)$

M : 曲げモーメント (kg・cm)

d : 考えている断面の有効高さ (cm)

α : 部材下面が水平線となす角

β : 部材上面が水平線となす角

α および β は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って、部材上下面の傾きがそれぞれ有効高さを増す場合には正号を、有効高さを減ずる場合には負号をとる。

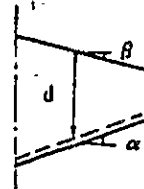


図 3-4 有効高さの変化するはり

せん断応力度は、斜引張鉄筋の計算をしない場合、T S 3.04 (1) に示す許容せん断応力度 τ_{a1} をこえてはならない。

せん断応力度は、斜引張鉄筋の計算をする場合、T S 3.04 (1) に示す許容せん断応力度 τ_{a2} をこえてはならない。

(3) 構造細目

鉄筋の構造細目は次による。

(a) 鉄筋のあき

鉄筋の水平のあきは、2 cm 以上、粗骨材寸法の $4/3$ 倍以上、鉄筋直径以上とする。

鉄筋を 2 段以上に配置する場合には、鉄筋の鉛直のあきは 2 cm 以上、鉄筋直径以上とする。

(b) 鉄筋の最小曲げ直径

(i) 鉄筋の最小曲げ直径は表 3-31 および図 3-5 (a) に示すとおりとする。

表 3-31

鉄筋	スターラップ 帯鉄筋以外の鉄筋 直 径 D	スターラップと帯鉄筋 直 径 D
#3 ~ #5	$6 \times d_b$	$4 \times d_b$
#5 ~ #8	$6 \times d_b$	$6 \times d_b$
#8 ~ #11	$8 \times d_b$	$8 \times d_b$

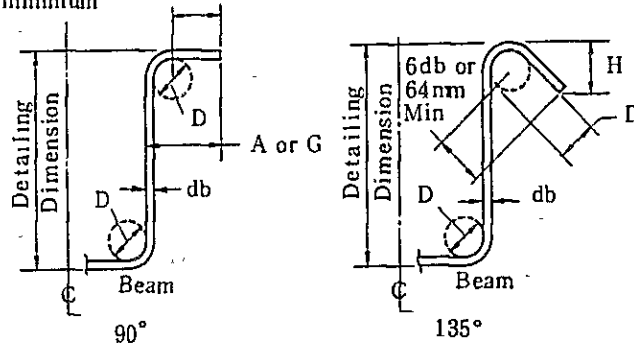
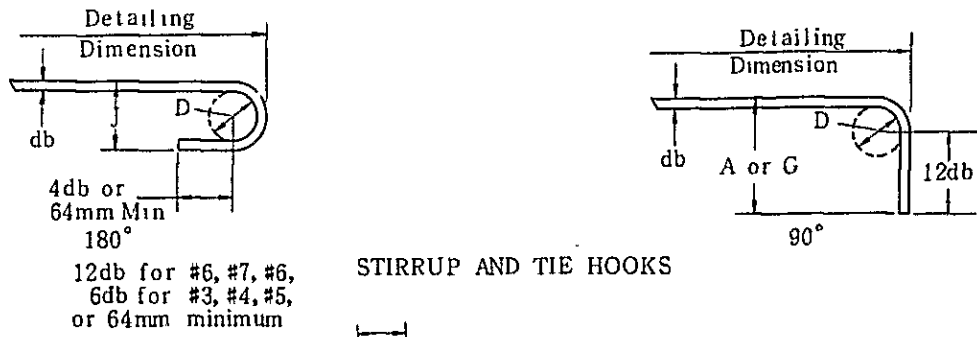


図 3-5(a)

(ii) 折り曲げ鉄筋の曲げ直径

- ・ 折り曲げ鉄筋の曲げ直径は、特別の指示がないかぎり(5)(a)(ii)の最小曲げ直径と同じとする。

(図3-5(b))

(iii) ラーメン構造の部材接合部の外側に沿う鉄筋の曲げ半径は、鉄筋直径の10倍以上とする。

(図3-5(c))

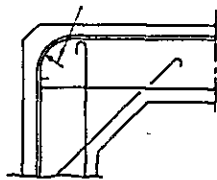
(c) ハンチその他の内側に沿う鉄筋

- ハンチ、ラーメンの部材接合部等の内側に沿う鉄筋は、スラブまたははりの引張鉄筋を曲げたものとせず、ハンチに沿って別の直線の鉄筋を用いるのを原則とする。(図3-5(d))



(b)

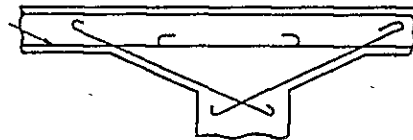
Radius of bend $> 10 \phi$



(Radius of Bar Bending at Corner of Framed Structure)

(c)

Tensile Bar



(Bars inside of Haunches)

(d)

図 3-5

(d) 鉄筋の重ね継手の長さ

(i) 鉄筋の継手は重ね継手とし、エンジニアの特別な指示がないかぎりACIの規準によること。

(ii) 鉄筋の継手の位置

- ・ 継手は、なるべく鉄筋の応力の小さい区間に設けること。
- ・ 鉄筋に継手を設ける位置は一ヶ所に集中させないこと。

(e) 鉄筋のかぶり

かぶりの標準は5cmとし、構造物の重要度、現場の状況等を考慮して、エンジニアと協議の上定めること。

TS 3.05 土留よう壁の詳細設計

(1) 土留よう壁の設計方針

土留よう壁は土圧ができるだけ小さくなるように位置を定めるとともに、施工法および経済性を考慮し、現場の実情に応じた適切な設計をすること。

(2) 地盤の検討

土留よう壁の地盤については、土留よう壁による荷重のほか、背面の、土圧荷重による支持地盤の安全性について検討すること。

(3) 土留よう壁基礎の根入れ深さ

地盤条件、支持力、要求される設計条件、環境条件、気象条件等を考慮して定めること。

(4) 排水工

土留よう壁には、背面土の排水をはかるために、適切な排水工を設けること。やむをえず、排水処置ができない場合には、水圧の影響を考慮すること。

(5) 上載荷重の取扱い

土留よう壁の設計においては、必要な上載荷重を考慮すること。なお、設計上必要ないと思われる場合でも、 $1\text{t}/\text{m}^2$ の上載荷重を考慮すること。

(6) 土留よう壁に作用する土圧

土留よう壁に作用する土圧はクーロン土圧とし、次による。

(a) 土圧計算における仮定

(i) 安定計算および床版の設計を行なう場合 (図3-6)

- ・ $\ell/h \geq 0.1$ の場合は、後床版先端を通る鉛直面を仮想背面とし、土圧は仮想背面に作用するものとする。
- ・ この場合、壁と仮想背面との間の土はよう壁の一部とみなす。
- ・ $\ell/h < 0.1$ の場合は、構造物背面に土圧が作用するものとする。

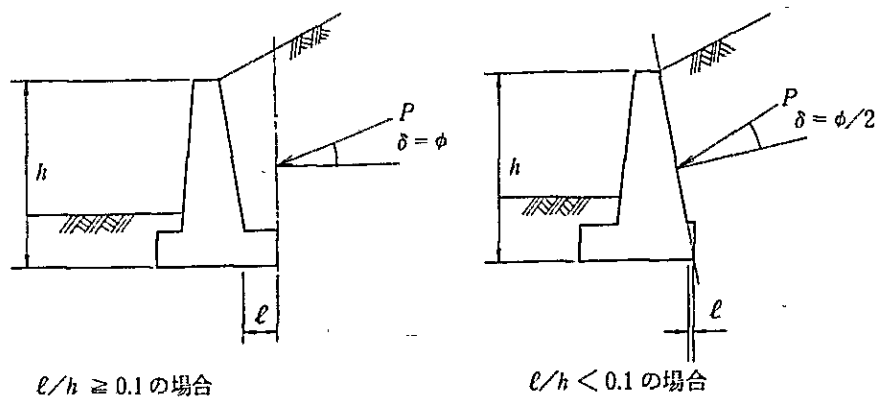


図 3-6

(ii) 壁の設計を行なう場合 (図3-7)

- 壁背面に土圧が作用するものとする。

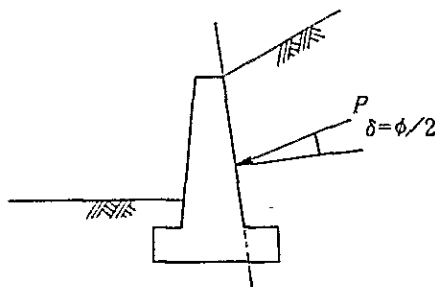


図 3-7

(7) 構造細目

- 壁の長さ 20 m 以下の間隔毎に伸縮継目を設けること。
- 排水孔は、直径 5 cm 程度、間隔 1.5 m ~ 3.0 m 毎に集水が容易にできるように設けること。

TS 3.06 函渠の詳細設計

函渠の詳細設計は次の各号によらなければならない。

(1) 函渠設計一般

函渠の形状寸法は、所要断面、基礎地盤の状態、盛土の形状、施工方法などを考慮して定めること。

(2) 函渠に作用する荷重

函渠に作用する荷重は、これを設置する位置の基礎地盤の性質、盛土の形状、施工方法、函きよの形状寸法、地表面との関係位置などを考慮して定めること。

(3) 函渠上面に作用する鉛直土圧。

函渠上面に作用する鉛直土圧は次の式で計算する。

$$P = r h$$

P : h 深さの土圧 (t/m^2)

r : 土の単位重積 (t/m^3)

h : 土の深さ (m)

(4) 函渠上面に作用する列車荷重の影響

函渠上面に作用する列車荷重の影響は表 3 - 17 に示す分布荷重とする。

表 3 - 17

単位, t/m²

土被り	1 m	2 m	3 m	4 m	5 m	10 m
単線	5.3	3.6	2.8	2.3	1.7	0.7

(注) この表はカーブ E 45 に対するものである。

(5) 函渠側面に作用する土圧

函渠側面に作用する土圧は、静止土圧とする。

(6) 函渠縦方向の設計計算に用いる地盤反力

沈下が相当予想される函渠の縦方向の曲げモーメント、せん断などの設計計算に用いる地盤反力は、函渠の剛性と地盤の反力係数とを考慮して求めるものとする。

函渠の基礎地盤や支持方法が函渠の縦方向で著しく異なる場合には沈下についても検討するものとする。

TS 3.07 基礎の詳細設計

(1) 基礎の詳細設計は次の各号によらなければならない。

(a) 基礎の設計にあたっては、地形、地質、環境条件等設計に必要な事項について、十分な調査を行なうこと。

(b) 基礎の形式は、次の各条件に対して適合し、かつ、経済的に有利なものを選定すること。

- ・ 地形および地質条件
- ・ 構造物の特性
- ・ 施工環境

(c) 基礎は、構造物を安全に支持するとともに、有害な変位を生じないように設計すること。

(2) 基礎の安定

(a) 基礎は上部構造物を安全に支持し地盤の破壊、スベリ、および転倒に対し十分安全なように設計すること。また基礎は地盤の複雑性、計算の精度、施工の条件、材料耐久性を考慮して設計すること。

(b) 基礎地盤の許容地耐力の計算

基礎地盤の許容地耐力としては、基礎地盤の破壊に対し、次式による許容支持力についての検討を行なうこと。

許容支持力

$$Q_a = 1/F [\alpha C N_c + \beta r_1 B N_r + r_2 D (N_q - 1)] + r_2 D f$$

ここに Q_a : 許容支持力 (t/m²)

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (t/m²)

r_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位重量 (t/m³)

地下水以下にある部分については一般には水中重量を用いる。

r_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位重量 (t/m³)

地下水位以下にある部分については一般に水中重量を用いる。

α, β : 基礎の形状によって決まる係数 (表 3 - 18)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (表 3 - 19)

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの有効根入深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小巾 (m)。ただし円形の場合は直径。または荷重が図 3 - 8 のように偏心するときは

$B = 2X_0$ とする。

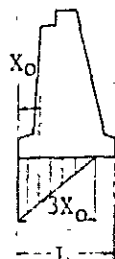


図 3 - 8

F_s : 安全率	常時	3.0
	常時+一時	2.0
	常時+洪水時	1.5

表 3 - 18 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B 長方形の短辺長さ (m)

L 長方形の長辺長さ (m)

表 3 - 19 支持力係数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0	5.3	0	1.0
5	5.3	0	1.4
10	5.3	0	1.9
15	6.5	1.2	2.7
20	7.9	2.0	3.9
25	9.9	3.3	5.6
28	11.4	4.4	7.1
32	20.9	10.6	14.1
36	42.2	30.5	31.6
40	95.7	114.0	81.2

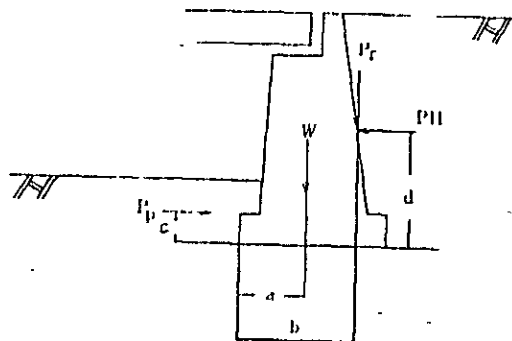


図 3 - 9 根入れ深さの取り方

(c) 支持に対する安定

基礎底面に作用する合力を基礎底面に分布させた場合、その鉛直圧力は地盤の許容地耐力を越えてはならない。

基礎底面における応力の計算では、一般に基礎底面と地盤との間には引張応力が働かないものと仮定する。

基礎が水中にある構造物では、基礎底面において揚水圧を考慮して、その安定を計算しなければならない。

基礎底面より深いところに許容支持力の小さい層がある場合、基礎面に作用する力をこの地盤面上に分布させた鉛直圧力はその地層の許容支持力をこえてはならない。

(d) 基礎の転倒に対する安定

基礎底面上の荷重の合力の作用点は、一般に構造物が土を基礎とする場合には、底面の幅の1/3点より内側に岩盤、またはこれに準ずる強固なものを基礎とする場合には1/4点より内側にあるのを原則とする。

なお、基礎の転倒に対しては下記の安全率を満足すること。

なお、転倒に対する抵抗モーメントは一般に外力によっておこる転倒モーメントに次の安全率を乗じた値以上とすること。

根入部前面における土の抵抗その他が確実に期待できる場合には、これを計算に含ませてもよい。

	安全率
常時	3.0
常時荷重 + 一時荷重	2.0
常時荷重 + 洪水時	1.5

転倒の際の回転中心は直接基礎ではフーチング前端、図3-10において土圧の分力を P_r 、 P_a 、構造物の重量を W 、抵抗土圧を P_p とするとときA点に対する抵抗モーメント M_r および転倒モーメント M_o は次の式で表わされる。

$$M_r = W \cdot a + P_r \cdot b + P_p \cdot C, \quad M_o = P \cdot h \cdot d$$

従って安全率を Fa とするととき、つぎの式を満足すること。

$$M_r \geq Fa \cdot M_o$$

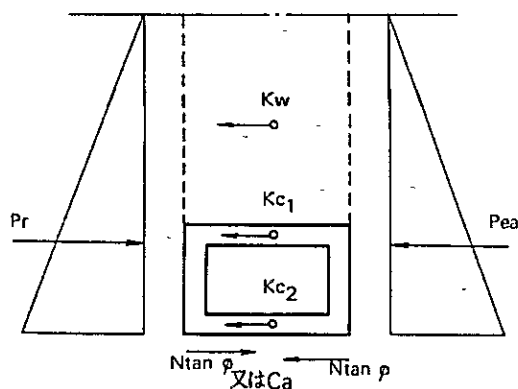


図 3-10

(e) 基礎の滑動に対する安定

(i) 支承面、基礎底面等における滑動に抵抗する力は、外力による滑動を起す力に次の安全率を乗じた値以上とすること。

	安全率
常時	2.0
常時荷重+一時荷重	1.5
常時荷重+洪水時	1.2

(ii) 摩擦による抵抗力は次式による。

$$R_f = P_n \times \tan \phi' \dots\dots\dots (1)$$

R_f : 摩擦による抵抗力 (t)

P_n : 滑動面 (平面) に垂直に作用する力 (t)

ϕ' : 滑動面の摩擦角

表 3-20

摩擦 力	tan ϕ' の 値	
	場所打コンクリート	場所打でないもの
土とコンクリート	tan ϕ	tan (2/3 ϕ)
岩とコンクリート	0.6 ~ 1.0	

ここに ϕ : 土の内部摩擦

(iii) 粘性土地盤の場合の抵抗力は次式による。

$$R_f = C' A = \frac{q_u}{2} \cdot A \dots\dots\dots (2)$$

ここに C' : 粘性土のせん断抵抗力 (t/m²)

q_u : 粘性土の一軸圧縮強さ (t/m²)

A : 基礎有効底面積 (m²)

ただし、基礎底面下にグリ石、砂レキなどを敷きならした場合には、(1)、(2)の式のうち小さい値の方を用いる。

TS 3.08 橋台および橋脚の詳細設計

橋台・橋脚の詳細設計は次の各号によらなければならない。

(1) 一般

河川にかける橋梁においては、とくに高水時の流水の方向、流速等を考えて、流水に対する抵抗および基礎の洗掘をなるべく少なくするように、橋台および橋脚の位置および形状を定めるものとする。

(2) 橋台

(a) 設計方針

橋台は、橋台としての目的を安全に達成させるために、現場の実状に応じた適切な形式、構造を設計するものとする。

(b) 地盤の検討

橋台の地盤については、橋台基礎に加わる荷重の他に背面の盛土荷重による地盤の破壊、変位等について検討するものとする。

(c) 基礎の根入れ深さ

橋台基礎の根入れ深さは基礎の安定のほか、次の各項を考慮して定めるものとする。

- (i) 河床低下および洗掘
 - (ii) 気象変化の影響
 - (iii) 既設構造物への影響
 - (iv) 施工性と経済性
- (d) 排水工

橋台には背面土の排水をはかるために適切な排水工を設けるものとし、やむを得ず排水処置ができない場合には水圧の影響を考慮するものとする。

- (e) 検討すべき断面方向

橋台の設計にあたっては、必要に応じて次の断面方向の安定、および部材の強度について検討するものとする。

- (i) 線路方向

鉛直荷重および橋台の前面に向かって作用する水平荷重に対する検討 (図 3-11 (a))。

鉛直荷重および橋台の背面に向かって作用する水平荷重に対する検討 (図 3-11 (b))。

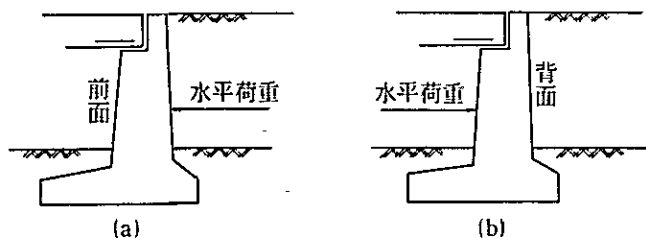


図 3-11

- (ii) 線路直角方向

荷重などが非対称で特にエンジニアの指示がある場合には、鉛直荷重および線路直角方向の水平荷重に対する検討を行なうこと。

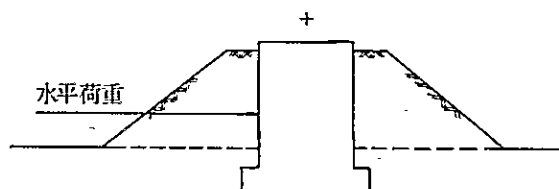


図 3-12

- (iii) 斜角橋台等の特殊な橋台については必要に応じて上記以外の断面方向についても検討するものとする。

- (f) 荷重

橋台のく体応力度および安定の計算に用いる荷重は次による。

- (i) 荷重の取扱い

一般の場合には T S 3.04 (3)(d) による。

- (ii) 列車荷重は、橋台に働く制動荷重または始動荷重の水平荷重と組み合わせて、橋台の応力度または安定に最も危険となる荷重配置として検討すること。

- (iii) 桁に働く縦方向の荷重は、シューの下面に水平に働くものとしてよい。また線路直角方向に働く水平荷重はそれぞれの作用点に働くものとする。

- (iv) 固定支承または可動支承に働く橋軸方向の水平荷重の大きさは T S 3.03 (4)(i) によること。

(g) 橋台に作用する土圧

一般の橋台に作用する土圧はクーロンの土圧とする。

(h) 桁座の設計

桁座の設計は 3.08 (4) による。

桁座の構造細目は 3.08 (4)(C) による。

(i) 構造細目

橋台の構造細目は次による。

(i) 橋台のく体頂面の寸法は、上部構造の種類およびスパンに応じてこれを定めること。

この場合、桁の架設、架換え、く体の修繕、等を考えて適当な大きさとすること。

なお、軟弱地盤上に設けられる橋台は、背後の盛土による軟弱地盤の圧密および変形により移動変形する機会が多いので、桁座の拡幅や桁こう上用のジャッキ台の設置等について検討すること。

(ii) く体頂面は排水をよくするため適当な勾配をつける桁座ではシューのアンカーボルト付近の排水にも注意すること。

(iii) 橋台に衝突する荷重を考慮する必要がある場合には、衝突によるコンクリートの破損を防ぐため、適当な保護工を考慮すること。

(iv) 斜角橋台には、まくらぎの支持条件が部分的に変わらないようにまくらぎ受けを設けること。(図 3-13)。

橋台のく体の横幅が大きい場合には、温度変化および乾燥収縮によるひびわれを防ぐため、露出面に近く水平方向に用心鉄筋を配置すること。

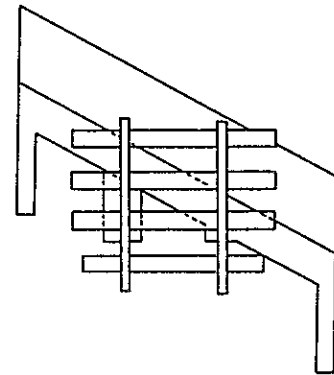


図 3-13 まくらぎ受

(3) 橋脚

(a) 荷重の取扱い

(i) 一般の場合には T S 3.04 (3)(d) による。

(ii) 縦方向荷重の働かせ方

制動荷重および始動荷重等のけたに働く縦方向の荷重は、シューの下面に水平に働くものとしてよい。固定支承あるいは可動支承に働く水平力の大きさは、T S 3.03 (4)(i) による。

(iii) その他

橋脚に流木が衝突するおそれのある場合は流水圧と同時に流木の衝突荷重を考慮するものとし、その大きさはエンジニアの指示による。

(b) 設計計算

(i) 橋脚は、その構造形式および荷重状態に応じて計算を行なうこと。

(ii) 高さに対して断面の小さい橋脚においては、座屈にたいして検討すること。

(c) 断面の計算

無筋コンクリートの場合

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W}$$

ここに、 σ_c : コンクリートの断面の緑応力度 (kg/cm²)

N : 軸方向力 (kg)

A : コンクリート全断面積 (cm²)

e : コンクリート断面の図心軸から N の作用点までの距離 (cm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (cm³)

断面の決定または応力度の計算では、一般に、コンクリートの引張応力を無視し雑ひずみは断面の中立軸からの距離に比例するものとする。

軸方向荷重の作用点は、一般の場合、全断面の図心から圧縮縁までの距離の1/2より内側になるものとする。

とくにエンジニアが認めた場合にかぎり、前各項によらず、設計にコンクリートの引張応力を考慮してよい。

鉄筋コンクリートの場合

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{N \cdot e}{W_i}$$

ここに、 σ_c : コンクリート断面の緑応力度 (kg/cm²)

N : 軸方向力 (kg)

A_i : 換算断面積 = $A_c + 15 A_s$ (cm²)

e : 換算断面の図心軸から N の作用点までの距離 (cm)

W_i : 換算断面の図心軸に関する断面係数 (cm³)

A_s : 軸方向鉄筋の全断面積 (cm²)

A_c : コンクリート全断面積 (軸方向鉄筋断面積を減らさない) (cm²)

上式による計算の結果、断面におこる引張応力がつぎの条件を満足する場合には、全断面を有効としてコンクリートの圧縮応力度を求めてよい。

- ・ く体が断面の主軸の方向に曲げをうけ、断面の一方の側におこる緑引張応力度の絶対値が断面において同時におこる緑圧縮応力度の1/4以下の場合。
- ・ 直角2方向の曲げをうけ、断面の1つのすみにおこる引張応力度の絶対値が断面の反対側のすみにおいて同時におこる圧縮応力度の0.35倍をこえない場合。

上式による計算の結果、断面におこる引張応力が前号の条件を満足しない場合には、T S 3.04 (b)にしたがってコンクリートの引張応力を無視して計算するものとする。

(d) 構造細目

(i) 橋脚のく体頂面の寸法は、上部構造の種類およびスパンに応じてこれを定めること。

この場合、けたの架設、架換え、く体の修繕、等を考えて適当な大きさにすること。

(ii) けた座はT S 3.08 (4)により十分安全に補強すること。

(iii) く体頂面には排水をよくするため適当なこう配をつけること。

けた座ではシュアのアンカーボルト付近の排水にも注意すること。

(iv) 橋脚に流木、流下土石等が衝突するおそれのある場合には、衝突によるコンクリートの破損を防ぐため、適当な保護工を考慮すること。

(4) けた座

(a) 荷重の取扱い

けた座の設計にはつぎの組合せ荷重を用いるものとする。

組合せ荷重	基準の許容応力度に乘じる係数
死荷重+列車荷重+(衝撃)+遠心荷重	1.0
死荷重+列車荷重+(衝撃)+制動荷重または始動荷重	1.15

けた座の設計に用いる水平荷重は、シュー上面に作用するものとする。

(b) けた座におけるせん断応力度

(i) けた座における鉄筋の計算をしない場合には、つぎの式で求めたけた座におけるせん断応力度が表3-23に示す τ_{a1} の値以下とする。

$$\tau = \frac{H}{A\tau}$$

$$A\tau = \sqrt{2}x(2x+2a+b)$$

ここに、 τ : せん断応力度 (kg/cm²)

$A\tau$: 水平力によって生じるせん断破壊面の面積 (cm²)

H : シューに作用する水平力 (kg)

x, a, b : 図3-17参照

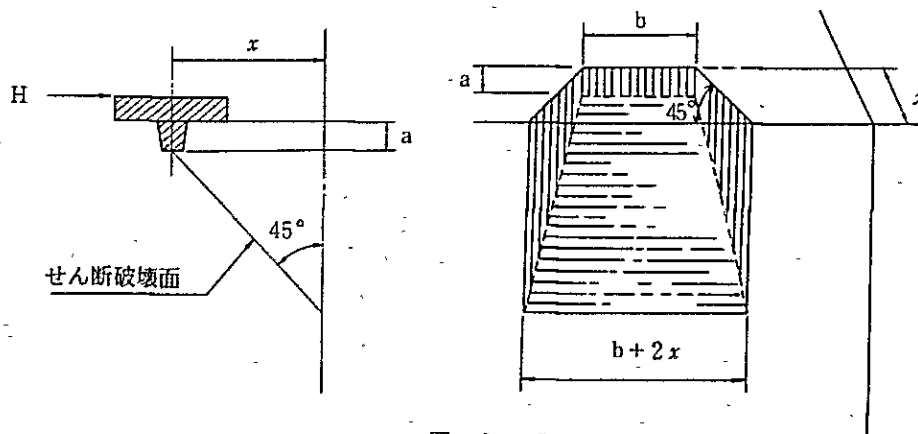


図 3-17

表3-23 許容せん断応力度

	設計基準強度 σ_{28} (kg/cm ²)	
	180	210
鉄筋の計算をしない場合 τ_{a1}	2.0	2.1
鉄筋の計算をする場合 τ_{a2}	7	

鉄筋の計算を次号によって行なう場合でも、せん断応力度は、表3-23に示す τ_{a2} の値をこえないこと。

(ii) 鉄筋量の算定

- せん断応力度が表 3-23 に示す許容せん断応力度以下の場合には、本号によって求めた鉛直荷重にたいする鉄筋のほか、構造細目に示す最小鉄筋量を配置すること。
- せん断応力度が表 3-23 に示す値をこえる場合には、つぎの式によって鉄筋量の算定を行なうこと。

$$A_s = \frac{H}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 A_s : 鉄筋量 (cm²)

H : シューに作用する水平力 (kg)

σ_{sa} : 鉄筋の基準の許容引張応力度 (kg/cm²)

- 鉛直荷重による支圧力にたいする補強鉄筋はつぎの式によってこれを求め、図 3-18 に示す範囲に、これを上部に密に下部に粗に配置すること。

$$A_s = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \right) \frac{P}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 A_s : 鉄筋量 (cm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm²)

P : 支圧力 (kg)

b_1 : 支圧力の作用幅 (cm)

b_c : 支圧力の分布幅 (cm)

$$b_c = 2 b_2 \leq 5 b_1$$

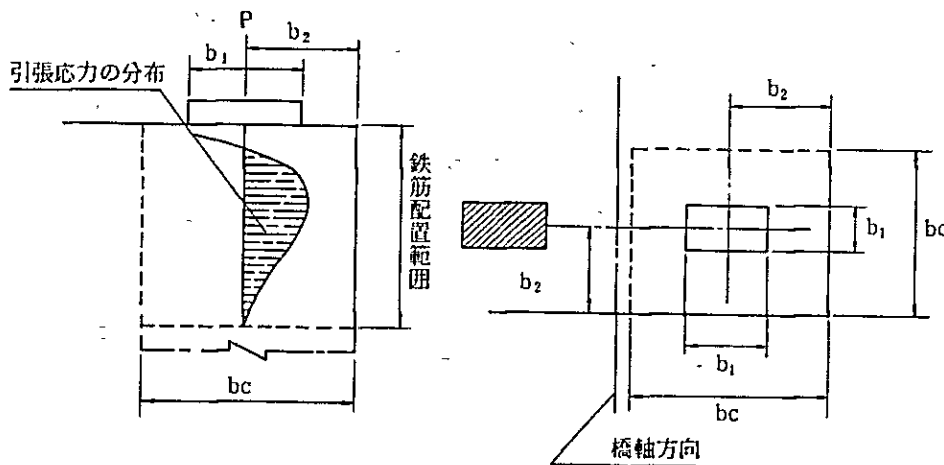


図 3-18 支圧力にたいする補強鉄筋

(c) 構造細目

(i) けた座の鉄筋配置

けた座に作用する水平せん断力にたいする鉄筋は、図 3-19 に示す範囲に配置し、その範囲外に十分延ばして定着すること。

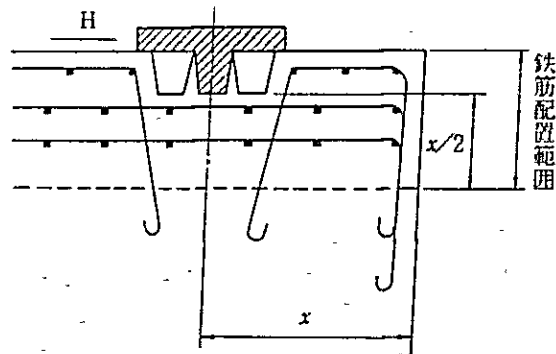
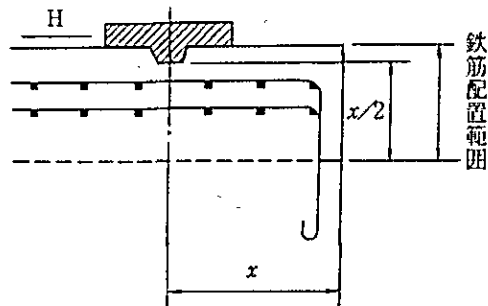
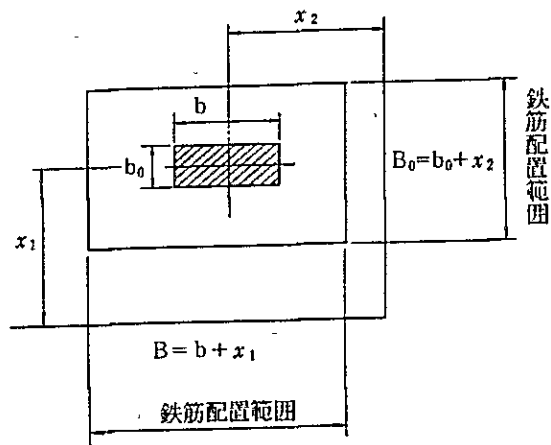


図3-19 けた座の鉄筋配置

- (iii) けた座には、水平せん断力にたいして $\# 4$ 以上の鉄筋を、20 cm以下の間隔に橋軸方向およびこれと直角方向に配置すること。
- (iv) けた座における水平せん断力にたいする鉄筋および支圧力にたいする鉄筋は、けた座における下部構造の主鉄筋を考えて、これを定めること。
- (v) けた座の寸法
 - 一般に、けた座の寸法がつきに示す値以上の場合には水平せん断力にたいする鉄筋の算定を行なわなくてよい(図3-20)、(図3-21)。

プレートガーターの場合

$\ell < 25 \text{ m}$ の場合 $a = 20 \text{ cm}$

$25 \text{ m} \leq \ell$ の場合 $a = 25 \text{ cm}$

トラスの場合

$a = 30 \text{ cm}$

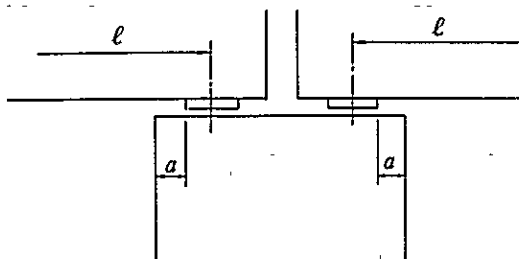


図3-20 aの寸法

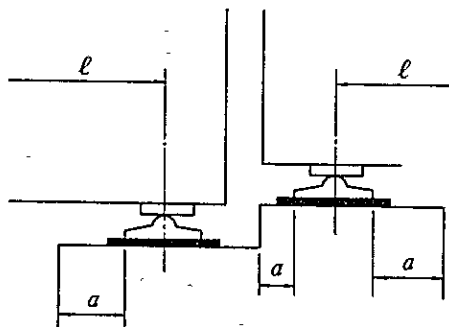


図3-21 aの寸法

(v) 斜角げたにおいて、シューがけた座にたいして図3-22のように配置される場合には、(b)(i)に示す式の x として x' の値を用いる。

ただし、この場合シュー縁端からけた座縁端までの橋軸方向の最小距離は、一般に15cm以上とすること。

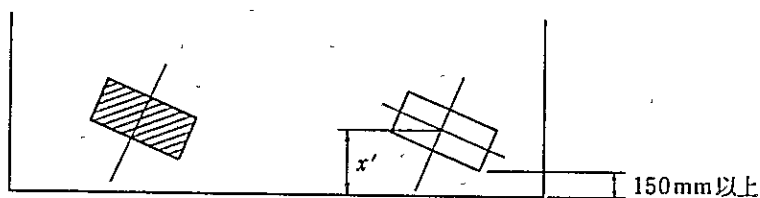


図3-22 斜角げたのシューの配置

橋軸直角方向におけるシュー縁端からけた座縁端までの距離 b は、各けた種別ごとに定められた a の値以上とする。(図3-23)

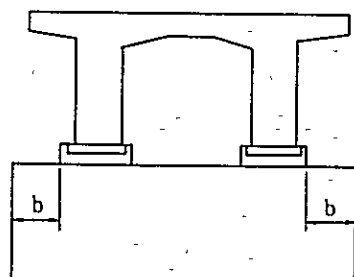


図3-23 bの寸法

TS 3.09 鉄桁の詳細

鉄桁の詳細設計は、次の各号によらなければならない。

(1) 荷 重

(a) 荷重の種類

鉄桁の設計には表3-24の荷重を考慮するものとする。

表3-24

荷 重 の 種 類			略 記 号	
1	主 荷 重	死 荷 重	P	D
2		列車荷重		L
3		衝 撃		I
4		遠心荷重		C
5	縦 荷 重	制動荷重および始動荷重	B	
6		風荷重	W	
7	その 他 の	温度変化の影響	T	
8	荷 重	架設荷重その他	E R	

(b) 死荷重 TS 3.03 参照

(c) 列車荷重 TS 3.03 "

(d) 列車荷重の載荷方法 TS 3.03 "

(e) 衝 撃 TS 3.03 "

(f) 遠心荷重 TS 3.03 "

(g) 制動荷重および始動荷重 TS 3.03 参照

(h) 風荷重 TS 3.03 参照

(i) 温度変化

(i) 不静定構造物に対しては構造物全体の温度上昇および降下に対して、それぞれ40°Cを考慮するのを標準とするが、エンジニアの判断により決定する。

(ii) 直射日光をうける構造物では、上、下弦材あるいは上、下フランジの間に15°Cの温度差を考慮するものとする。ただし(i)により応力が発生する構造物を除く。

(iii) 鋼の線膨張係数は、1°Cにつき0.000012とする。

(j) 架設荷重その他

(i) 架設方法、架設中の重量等を考慮して、橋梁各部の応力を照査すること。また、架設中のみならず架設方法により架設後に残留する応力についても注意すること。

(ii) 橋梁に通信電柱、待避所、器材、用水置き等が添加される場合には、それらの自重と共にこれに加わる荷重を考慮して部材を設計すること。

(iii) 支点の移動が予想され、かつ、それが構造物の応力に影響を与える場合には、これを考慮して設計すること。

(2) 許容応力度

(a) 許容応力度一般

(i) 主荷重またはひとつの従荷重による橋桁各部の設計応力度は、以下に規定する許容応力度をこえない

こと。

(ii) 主荷重，従荷重およびその他の荷重の組合せは，原則として表3-25による。その場合の許容応力度は，以下に規定する許容応力度に同様に示す係数を乗じた値とする。

表3-25

	荷重の組合せ	乗ずる係数
1	P + T	1.15
2	P + B	1.25
3	P + W	1.25
4	P + B + W	1.40
5	W + B	1.25
6	ER	1.30

b) 構造用鋼材および溶着部の許容応力度

(i) 基本許容応力度

構造用鋼材および溶着部に対する基本許容応力度は，表3-26に示す値とする。

表3-26 単位：kg/cm²

応力の種別		鋼種		
		SS41 SM41 SMA41		
構造用鋼材	引張応力度 (純断面につき)	軸方向応力度	1400	①
		曲げ応力度		
	圧縮応力度 (総断面につき)	軸方向応力度	800	②
		曲げ応力度		
せん断応力度	総断面につき	800	②	
支圧応力度	鋼板と鋼板	2100	③	
溶着部	グループ溶接 放射線検査を行なう場合	引張応力度	1400	④
		圧縮応力度		
	放射線検査を行わない場合	引張応力度	1120	⑤
		圧縮応力度	1260	⑥
	上記いずれの場合とも	せん断応力度	800	⑦
	すみ肉溶接	ビード方向の引張，圧縮応力度	1400	⑧
のど厚に関して引張，圧縮，せん断応力度		800	⑨	
現場溶接	引張応力度	それぞれの場合において上記の値に次の係数を乗ずる。	0.8	⑩
	圧縮応力度		0.9	⑪
	せん断応力度		0.9	⑫

- (注) 1. 放射線検査の合格規準は，引張継手についてはJIS Z 3101-68の2級以上，また圧縮継手については同じく3級以上であることを原則とする。
2. ①における材片の純断面は，その総断面からボルト孔によって失われる断面を除いたものを示す。
3. ⑩および⑪で，ビード方向の引張，圧縮の場合には，乗ずる係数を1.0とする。

(iii) 座屈許容応力度

橋桁部材に対する座屈許容応力度は、表3-27に示す値とする。

表3-27

単位：kg/cm²

鋼種		SS41, SM41, SMA41	
応力の種別			
圧縮応力度 (軸方向応力度)	軸方向応力度	0 < L/r ≤ 28 のとき	①
		28 < L/r ≤ 130 のとき	
		1,250 - 8.0 (L/r - 28)	
圧縮応力度 (総断面につき)	曲げ応力度	130 < L/r のとき	②
		7,400.00 (r/L) ²	
		(1) 強軸まわりの曲げに対し ①の L/r の代わりに次の式で示す等価細長比 (L/r) _e を用いる。 $(L/r)_e = F \frac{L}{b}$ ここで、I 型断面の場合 $F = \sqrt{12 + 2\beta/\alpha}$ 箱型断面の場合 $\alpha \geq 2$ $F = 1.3 \sqrt{3\alpha + \beta} \sqrt{b/L}$ $\alpha < 2$ $F = 1.3 \sqrt{6 + \beta} \sqrt{b/L}$	③
		(2) 弱軸まわりの曲げに対し 1,250	③

- (注) 1. ①における L は部材の座屈長さ (cm) を、r は考える軸についての総断面の断面 2 次半径 (cm) を示す。なお、L の取り方については表3-28による。
2. ②における L はフランジの固定点間距離 (cm) を、b はフランジの幅 (cm) または箱型断面の腹板の中心間距離 (cm) を示す。また α はフランジの厚さ (t_f) と腹板の厚さ (t_w) の比 (t_f/t_w)、β は腹板の高さ (h) と b との比 (h/b) である。

表3-28

部材または桁	L
トラスの弦材	骨組長さ
トラスの腹材 (構面外)	骨組長さ
トラスの腹材 (構面内)	骨組長さの 0.9
横橋および対傾構	骨組長さ

(c) ボルトおよびピンの基本応力度

ボルトおよびピンに対する基本許容応力度は、それぞれ表3-29および表3-30に示す値とする。

表3-29 ボルトの基本許容応力度 単位：kg/cm²

ボルト	高力ボルト		普通ボルト
	F10T	F11T	4T
せん断応力度	1250	1300	900
支圧応力度			1900

(注) 高力ボルトの支圧応力度は検算する必要はない。

表3-30ピンの基本許容応力度 単位:kg/cm²

鋼種 応力の種別	SS41, SM41
曲げ縁応力度	1900
せん断応力度	1000
支圧応力度	1600
ピン孔支圧応力度	1600

(d) 支 承

(i) 鋼支承の許容応力度

鋼支承の許容支圧応力度は、次の各号に示す値とする。

この場合の K_1 , K_2 の値は表3-31により、 r_1 , r_2 のとり方は図3-24による。

- ・ 線 支 承 $K_1 \left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)$ kg/cm
- ・ ローラ支承 $0.8 K_1 r_2$ kg/cm
- ・ 球 面 支 承 $K_2 \left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)^2$ kg

表3-31

係数	材料の組合せ SS41とSC46
K_1	100
K_2	0.8

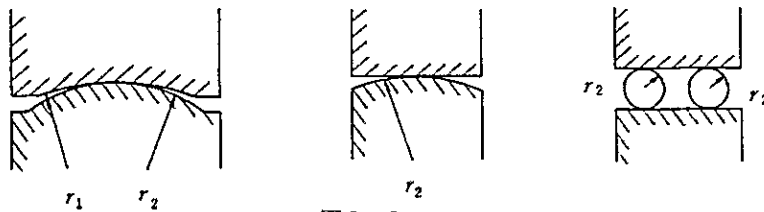


図3-24

ここに、 r_1 : 凹面半径 (cm)

r_2 : 凸面半径 (cm)

(ii) 鋳鋼を支承部に用いる場合の許容応力度は表3-32による。

表3-32 単位:kg/cm²

鋳 鋼 応力の種別	SC46 SCW42
引張縁応力度	1100
圧縮縁応力度	1250
せん断応力度	800

(iii) 鋳鉄支承の許容応力度

鋳鉄支承の許容支圧応力度は、次の値とする。

この場合の k の値は表3-33により、 r_1 , r_2 のとり方は(i)の図3-24による。

線 支 承 $K \left(\frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \right)$ kg/cm

表3-33

材料の組合せ		SS41とFC15	SS41とFC25
係数			
K		70	150

(iv) 鋳鉄を支承部に用いる場合の許容応力度は表3-34による。

表3-34

単位：kg/cm²

鋳鉄		FC15	FC25
応力の種別			
引張緑応力度		400	600
圧縮緑応力度		800	1200
せん断応力度		300	450

(v) 銅合金支承板の許容応力度

銅合金支承板の許容支圧応力度は300 kg/cm²とする。

(vi) 支承部コンクリートの許容応力度

支承部のコンクリートの許容支圧応力度は、原則として40 kg/cm²とする。ただし、エンジニアの判断により、これを増すことができる。

(3) 設計一般

(a) 鋼材の弾性定数

鋼材の弾性定数は表3-35に示す値とする。

表3-35

ヤング係数 E	2100000 kg/cm ²
せん断弾性係数 G	810000 kg/cm ²
ポアソン比 ν	0.3

(b) 橋桁の幅

橋桁の幅は支間の1/20以上とするのを標準とする。

(c) 橋桁のたわみ

主桁、横桁のたわみ、および左右レール位置でのたわみの差の値は次の各号による。この場合、列車荷重はT S 3.0 3(c)に規定する列車荷重とし、衝撃は考慮しない。

(i) 桁のたわみは、特別な場合を除き、なるべく表3-36の値をこえないこと。ただし、レール面にそりを与える等、たわみを相殺するような考慮がなされる場合には、表3-36の値を緩和してよい。

表3-36

桁の種類	列車荷重によるたわみ
プレートガーダー	$L/800$
トラス	$L/1000$

(注) L (m) は支間を示す。

(ii) 横桁の縦桁取付点におけるたわみは、端横桁において4 mm以下、中間横桁において5 mm以下とするのを原則とする。

(iii) 斜角桁の主桁端部における左右レール位置でのたわみの差は、原則として3 mm以下とする。(図3-25)。

(j) そり

支間30m以上の橋桁には、そりをつけること。この場合、そりはクーバーE45荷重における等分布荷重の1/3の大きさの等分布荷重と死荷重とを、主桁の全長に載荷した場合の主桁のたわみに対してつけること。

(4) 有効断面積

(a) ボルト孔

- (i) 部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの径に3mmを加えたものとする。
- (ii) さらにボルトについては、その断面形を考慮して控除面積をエンジニアと協議のもとに、定めるものとする。

(b) 純断面積の計算

- (i) 引張材の純断面積は板の純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔の幅を除いたものとする。
- (ii) ボルト孔を順次に結ぶ任意の断面における材片の純幅は、総幅からその断面の隣接ボルト孔につき、順次に次の式による幅 w を減じたものとする。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (\text{mm})$$

ここに d : ボルト孔の直径 (ボルト径 + 3 mm)

p : ボルトのピッチ (mm)

g : ボルトの線間距離 (mm)

- (iii) T形、+形、口形などの組合せ断面の部材においては、断面を構成する材片ごとに(i)項および(ii)項による方法で計算するものとする。

- (iv) 山形鋼では図3-26において、展開総幅は脚幅の和から脚の厚さを減じたものとし、両脚ボルト線間の距離(g')は山形背面から各ボルト線までの距離の和から脚の厚さを減じたものとする。

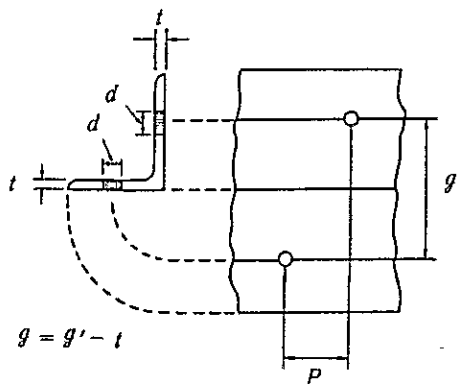


図3-26

(c) 引張山形鋼の有効断面積

1山形鋼または2山形鋼からなる引張材で、偏心による曲げモーメントが生じないように連結された場合には、その全断面積を有効とし、偏心による曲げモーメントが生ずるような連結の場合には、図3-27に示す通り、ガセットに連結された脚の純断面積と、連結されない脚の総断面積の1/2とを加えたものを有効とする。

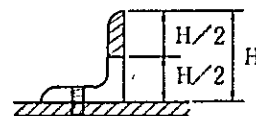


図3-27

(d) 圧縮部材の有効断面積

圧縮部材の有効断面積は、総断面積とする。ただし、普通ボルト孔、ピン孔は控除するものとする。

(e) たわみ、不静定力等を計算する場合の有効断面積

たわみ、不静定力等を計算する場合の有効断面積は、総断面積とする。

(5) 部材および連結の計算

(a) 部材の曲げ応力度

プレートガーターおよびこれに類似の構造物の曲げモーメントによる応力度は、次の各号によって算出するものとする。

(i) 曲げモーメントによる応力度

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

ここに

σ : 曲げ応力度 (kg/cm²)

M : 曲げモーメント (kg・cm) ((ii)において同じ)

I : プレートガーターの総断面の中立軸のまわりの総断面の断面二次モーメント (cm²) ((ii)において同じ)

y : プレートガーターの総断面の中立軸から計算する位置までの距離 (cm)

(ii) 曲げモーメントによる縁応力度

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_c \quad \sigma_t = \frac{M}{I} y_t \frac{A_{fg}}{A_{fn}}$$

ここに

σ_c : 曲げ圧縮縁応力度 (kg/cm²)

σ_t : 曲げ引張縁応力度 (kg/cm²)

y_c : 桁の総断面の中立軸から圧縮縁までの距離 (cm)

y_t : 桁の総断面の中立軸から引張縁までの距離 (cm)

A_{fg} : 引張フランジの総断面積 (cm²)

A_{fn} : 引張フランジの純断面積 (cm²)

(b) 軸方向力および曲げモーメントをうける部材の検算

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、各々に対して(2)(a)および(2)(b)の規定を満すほか、次の各号により検算すること。

(i) 軸方向力が引張の場合

応力度に対して

$$\frac{P}{A_n} + \frac{M_x}{I_x} y_t \frac{A_{fg}}{A_{fn}} \leq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots(1)$$

(ii) 軸方向力が圧縮の場合

応力度に対して

$$\frac{P}{A_g} + \frac{M_x}{I_x} y_c \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots(2)$$

曲げをうける面内の安定にたいして

$$\frac{P}{P_{cax}} + \frac{M_x}{M_{xa0}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

曲げをうける面外の安定にたいして

$$\frac{P}{P_{cay}} + \frac{M_x}{M_{xa}} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

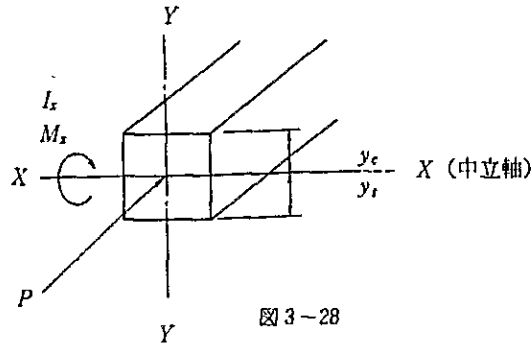


図 3-28

ここに

P : 部材に作用する軸方向力 (kg)

P_{cax}, P_{cay} : それぞれ X 軸, Y 軸に関する許容座屈荷重 (kg)

M_x : 部材の X 軸まわりに作用する曲げモーメント (kg·cm), ただし, (1)式および(2)式においては検算される断面における曲げモーメントであり, (3)式および(4)式においては曲げモーメントが一端から他端に M_{x1} から M_{x2} に直線的に変化する場合, 次式により求められる等価モーメント M_{xeq} とする。

$$M_{xeq} = 0.6 M_{x1} + 0.4 M_{x2}$$

ただし, $M_{xeq} \geq 0.4 M_{x1}$ とする。

M_{xao} : 曲げモーメントの作用する面内における横倒れ座屈を考慮しない X 軸のまわりの許容曲げモーメント (kg·cm)

M_{xa} : 曲げモーメントの作用する面外への横倒れ座屈を考慮した X 軸のまわりの許容曲げモーメント (kg·cm)

A_n, A_g : それぞれ検算する断面の純断面積および総断面積 (cm²)

A_{fn}, A_{fg} : それぞれ検算するフランジの純断面積および総断面積 (cm²)

I_x : X 軸のまわりの総断面積の断面二次モーメント (cm⁴)

y_t, y_c : それぞれ X 軸から引張側および圧縮側の計算する位置までの距離 (cm)

σ_{to} : (2)(d)に規定する基本許容引張応力度 (2)(a)により割増しする場合を含む) (kg/cm²)

σ_{co} : (2)(b)(II)に規定する $l/r = 0$ のときの許容軸方向圧縮応力度 (2)(a)により割増しする場合を含む) (kg/cm²)

(c) 部材のせん断応力度

(i) プレートガーダーおよびこれに類似の構造物の腹板の平均せん断応力度は次の式によって算出するものとする。

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

ここに τ_m : 腹板に作用する平均せん断応力度 (kg/cm²)

S : 計算する断面に作用するせん断力 (kg)

A_w : 腹板の総断面積 (cm²)

(ii) 箱桁のねじりモーメントによるせん断応力度は次の式によって算出するものとする。

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 A \cdot t}$$

ここに τ_t : ねじりモーメントによるせん断応力度 (kg/cm²)

M_t : せん断中心のまわりのねじりモーメント (kg/cm)

A : 腹板およびフランジの中心線で囲まれた面積 (cm²)

(図 3-29)

t : 腹板またはフランジの厚さ (cm)

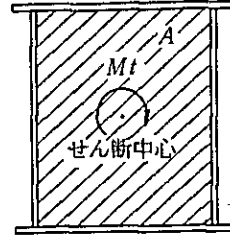


図 3-29

(d) 曲げモーメントとせん断力との合成応力

プレートガーダーおよびそれに類似の構造物に曲げモーメントおよびせん断力が同時に作用する場合には、次の式により検算するものとする。

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2} \leq 1.1$$

ただし、 σ および τ はそれぞれ σ_a および τ_a をこえないこと。

ここに σ : (5)(a)(i)により算出した曲げ応力度 (kg/cm²)

τ : (5)(c)または(11)(c)(ii)により算出したせん断応力度 (kg/cm²)

σ_a : 表 3-26の①④⑤⑥⑧⑩⑪ (2)(a)により割増しする場合を含む)

τ_a : 表 3-26の②⑦⑨⑫ (2)(a)により割増しする場合を含む)

(e) ボルトおよびピンの応力計算

(i) ボルトの突合せ継手または重ね継手に引張力、圧縮力またはせん断力が作用する場合、ボルトに生ずる応力は次の式によって算出するものとする。

$$\rho = \frac{P}{n}$$

ρ : ボルト 1 本に作用する応力 (kg)

P : 継手に作用する力 (kg)

n : 継手に使用したボルトの数 (図 3-30)

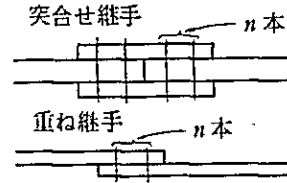


図 3-30

(ii) 高力ボルトを用いた摩擦接合の場合には、ボルト 1 本、1 摩擦面当りの許容せん断力は、ボルトの呼び径に基づいた断面積に、(2)(c)に規定する許容応力度を乗じて求める。なお、支圧応力に対しては検算する必要はない。

(iii) ピンの支圧力の計算をする場合の有効支圧面積は、その径と支承する鋼材の厚さとの積とする。

(f) 引張力、圧縮力またはせん断力をうける溶接継手

溶接継手に引張力、圧縮力またはせん断力が作用する場合、グループ溶接またはすみ肉溶接に生ずる応力度は、次の式によって算出するものとする。

$$\sigma = \frac{P}{\Sigma a \ell}, \quad \tau = \frac{P}{\Sigma a \ell}$$

ここに σ : 溶接に生ずる引張応力度または圧縮応力度 (kg/cm²)

τ : 溶接に生ずるせん断応力度 (kg/cm²)

P : 継手に作用する力 (kg)

a : 溶接ののど厚 (cm) (8)(b)参照)

ℓ : 溶接の有効長 (cm) (8)(c)参照)

(g) T形継手のすみ肉溶接が曲げモーメントとせん断力をうける場合の検算

T形継手のすみ肉溶接が曲げモーメントおよびせん断力をうける場合のすみ肉溶接継手に生ずる応力度

の計算は、次の各号による。

(i) 曲げモーメントによる応力度は、次の式により求めるものとする。

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

ここに σ : すみ肉溶接に生ずる曲げ応力度 (kg/cm²)

M : 継手に作用する曲げモーメント (kg·cm)

I : すみ肉溶接のど断面に平行な面に展開して得られる図形の断面二次モーメント (cm⁴)

(図3-31)

y : 展開図形の中立軸から計算する位置までの距離 (cm)

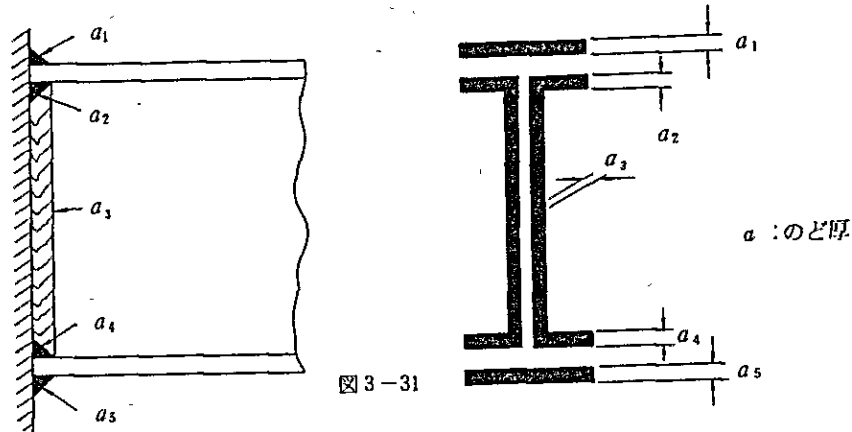


図3-31

(ii) せん断力による応力度 τ は(5)(f)により求めるものとする。ただし、I形鋼、H形鋼、みぞ形鋼およびこれと類似の断面では、せん断力は腹部の溶接のみで抵抗するものとする。

曲げモーメントとせん断力とを同時に受ける場合には、次の式により検算すること。

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2} \leq 1.1$$

ただし、 σ および τ はそれぞれ σ_a 、 τ_a をこえないこと。

ここに σ : (i)により算出した応力度 (kg/cm²)

τ : (ii)により算出した応力度 (kg/cm²)

σ_a 、 τ_a : 表3-26の①または②に規定する基本許容応力度

(h) 部材の連結

(i) 高力ボルトまたは溶接による部材の連結は、計算作用応力に対して設計するのを原則とする。ただし、グループ溶接を用いた突合せ継手においては、全断面を溶接するものとする。

(ii) 主要部材の連結は、前項によるほか、引張部材においてはその部材の基本許容応力度、圧縮部材においては座屈許容応力度(部材が引張および圧縮の両方を受ける場合には、いずれか大きい方の部材応力と同符号の許容応力度)に基づく部材強度に対して、少なくとも75%の強度を持つように設計するものとする。

(iii) 部材の連結部は、構成する各材片において、それぞれ偏心がないように設計するものとする。

(i) プレートガーダーの腹板の添接

(i) プレートガーダーの腹板の添接には、添接板を腹板の両側に配置し、接合線の各側には2列以上の高力ボルトを使用するものとする。

(ii) 腹板の垂直添接は、曲げモーメントによる作用力、およびせん断力と曲げモーメントによる合力に対

して検算するものとする。この場合、原則として、高力ボルトに作用する応力は次の式により算出すること。

$$R_1 = \frac{M_w}{\sum y_n^2} y_n \leq \rho_a$$

および

$$R_2 = \sqrt{\left(\frac{S}{n}\right)^2 + R_1^2} \leq \rho_a$$

ここに R_1 : 曲げモーメントによる y_n における 1 個の高力ボルトに作用する力 (kg)

R_2 : せん断力と曲げモーメントによる y_n における 1 個の高力ボルトに作用する合力 (kg)

$M_w = M \frac{I_w}{I}$: 腹板の抵抗曲げモーメント (kg・cm)

M : 連結箇所におけるプレートガーダーの抵抗曲げモーメント (kg・cm)

I_w : プレートガーダーの総断面の中立軸のまわりの腹板の総断面の断面二次モーメント (cm⁴)

(Ⅲ)において同じ)

$\sum y^2$: 接合線の片側にある連結用高力ボルトから中立軸までの距離の 2 乗の総和 (cm²)

y_n : プレートガーダーの総断面の中立軸から腹板における最も遠い高力ボルトまでの距離 (cm)

y_a : プレートガーダーの総断面の中立軸から圧縮縁または引張縁までの距離 (cm)

ρ_a : TS 3.0 9 (2)(c)に規定する高力ボルトの基本許容応力度を用いて、TS 3.0 9 (5)(e)(Ⅲ)より求めた許容力 (kg)

S : 連結箇所における最大せん断力 (kg)

n : 接合線の片側にある腹板連結用高力ボルトの総数

(Ⅲ) フランジまたは腹板相互を橋軸方向に連結する場合などに用いた高力ボルトに作用する応力は、次の式によって算出する。

$$H = \frac{S Q}{I} p$$

ここに

H : 高力ボルトに作用する力 (kg)

S : 計算する断面に作用するせん断力 (kg)

Q : せん断力を計算する接合線から外側の総断面の断面一次モーメント (cm³)で、プレートガーダーの総断面の中立軸のまわりに関するもの。

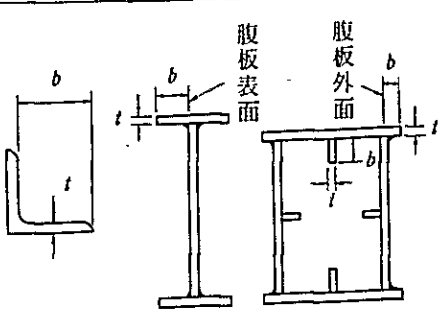
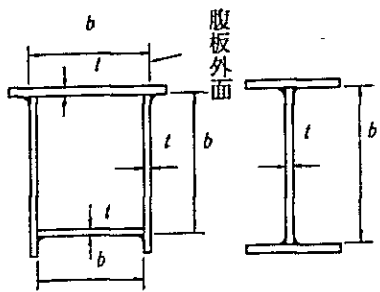
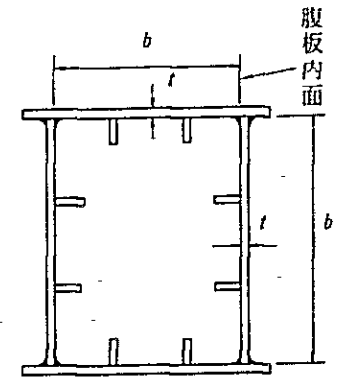
p : 高力ボルトのピッチ (cm)

(6) 板要素の幅厚比と補剛材

(a) 部材の軸方向に圧縮力を受ける板要素

(i) 部材の軸方向に圧縮力を受ける板の最小厚さは、板の縁の支持条件に応じて表3-38の値とする。

表3-38

板の縁の条件	板の最大幅厚比 (b/t)	適用例
片縁のみで支持	$\frac{450}{\sqrt{\sigma}}$ ただし 16以下	
両縁で支持	$\frac{1400}{\sqrt{\sigma}}$ ただし 50以下	
両縁で支持され 板幅の n 等分線 上付近に各々 1 本の補剛材があ る場合	$\frac{1400}{\sqrt{\sigma}} \cdot n$ ただし $50n$ 以下	

ここに σ : 最大作用圧縮応力度 (kg/cm^2)

ただし、(ii)で許容応力度を割増してよい荷重の組合せの場合には、表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

t : 板の厚さ (cm) (ii)において同じ)

n : 補剛材による分割数 (ii)において同じ)

b : 板の幅 (cm) (表3-38の適用例を参照)

(ii) 両縁で支持されている板で、板幅の n 等分線上付近に各々 1 本づつ補剛材がある場合 (前項表3-38の③) の各補剛材の所要断面二次モーメント (I) は次の式によって算出した値以上としなければならない。

$$I = \frac{1}{11} b t^3 r$$

なお、各補剛材の最大幅厚比は、前項表 3-38の③による、ただし、異形の補剛材を用いる場合にはこのかぎりでない。

ここに b : 前項表 3-38の③に示す板の幅 (cm)

r : 次の式によって算出した剛比

$$\frac{\left(\frac{b}{t}\right)_s}{\left(\frac{b}{t}\right)_0} > \sqrt{\frac{\alpha^2 + 1}{2(1+n\delta)}} \text{ の場合 } \quad r = \frac{4}{n} \left[\left\{ \frac{\left(\frac{b}{t}\right)_s}{\left(\frac{b}{t}\right)_0} \right\}^2 (n\delta + 1) \alpha^2 - \frac{(1+\alpha^2)^2}{4} \right]$$

$$\frac{\left(\frac{b}{t}\right)_s}{\left(\frac{b}{t}\right)_0} < \sqrt{\frac{\alpha^2 + 1}{2(1+n\delta)}} \text{ の場合 } \quad r = \frac{4}{n} \left[\left\{ \frac{\left(\frac{b}{t}\right)_s}{\left(\frac{b}{t}\right)_0} \right\}^2 (n\delta + 1) - 0.5 \right]^2$$

$\left(\frac{b}{t}\right)_s$: 実際の設計に採用する幅厚比

$\left(\frac{b}{t}\right)_0$: 前項表 3-38の②で定められた最大幅厚比

α : 図 3-32に示す板の区画の長さ(a)と板の幅(b)との比 ($\frac{a}{b}$)



図 3-32

I : 補剛材の総断面の断面二次モーメント (cm⁴) で、図 3-33の X-X 軸に関するもの。

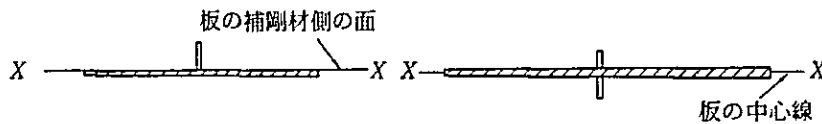


図 3-33

δ : 着目する板の断面積 ($b \cdot t$) と 1 本当りの補剛材の断面積 (F) との比 ($\frac{F}{b \cdot t}$)

(b) 部材の軸方向の圧縮力と曲げモーメントとを受ける板要素

(i) 部材の軸方向の圧縮力と曲げモーメントとを受ける板の最小厚さは、板の両縁が支持されている場合、

板の補剛材本数に応じて表 3-39の値とする。

表 3-39

補剛材の配置 およびその本数	ψ の 範 囲	板の最大幅厚比 (b/t)	適 用
補剛材なし	$-1.0 \leq \psi \leq 0.25$	$\frac{2200 - 3200\psi}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 80-120 ψ 以下	
	$0.25 < \psi \leq 1.0$	$\frac{1400}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 50 以下	
板幅の中央付 近に 1 本	$-1.0 \leq \psi \leq 0.5$	$\frac{3800 - 2000\psi}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 135-70 ψ 以下	
	$0.5 < \psi \leq 1.0$	$\frac{2800}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 100 以下	

補剛材の配置 およびその本数	ψ の範囲	板の最大幅厚比 (b/t)	適用
板幅の3等分 線上付近に各 各1本ずつ	$-1.0 \leq \psi \leq 0.5$	$\frac{5400 - 2400\psi}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 180-60 ψ 以下	
	$0.5 < \psi \leq 1.0$	$\frac{4200}{\sqrt{\sigma_1}}$ ただし 150 以下	

ここに t : 板の厚さ (cm)

b : 板の幅 (cm)

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$: 板要素の両縁における応力度の比, ただし, $-1.0 \leq \psi \leq 1.0$

σ_1, σ_2 : それぞれ曲げにより圧縮および引張が生ずる側の縁における軸方向圧縮力と曲げモーメントとによる合応力度 (kg/cm^2)。ただし, (2)(a)で許容応力度を割増ししてよい荷重の組合せの場合には, 表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

(ii) 両縁で支持されている板で, 板幅の中央に1本, および板幅の3等分線上付近に各々1本ずつ補剛材がある場合 (前項表3-39の②および③) の各補剛材の所要断面二次モーメント(I)および各補剛材の最大幅厚比の値は, (6)(a)(ii)に規定するところによる。ただし, この場合の (b/t) σ は前項表3-39の①で定められた最大幅厚比とする。

(c) 曲げモーメントを受ける部材の腹板

(i) 曲げモーメントを受ける部材で垂直補剛材がある場合の腹板の最小厚さは, 使用する材料に応じて表3-40の値とする。

表3-40

材 料	最大幅厚比 D/t	
	水平補剛材がない場合	水平補剛材が1本ある場合
SS41 SM41 SMA41	155 腹板の応力度が小さい 場合は $\frac{5400}{\sqrt{\sigma}}$ としてよい ただし, 200をこえて はならない。	250

ここに t : 腹板の厚さ (cm) ((ii)において同じ)

D : 腹板の高さ (cm) ((ii)において同じ)

σ : 腹板の縁圧縮応力度 (kg/cm^2)。ただし, (2)(a)で許容応力度を割増ししてよい荷重の組合せの場合には, 表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

(ii) 水平補剛材を1本用いる場合, その位置は圧縮フランジ側から $0.2D$ 付近に配置するものとし, 前項の水平補剛材の所要断面二次モーメント(I)は, 次の式によって算出した値以上とするものとする。

$$I = 2 d t^3 \quad \text{ただし} \quad \frac{d}{D} \leq 2$$

なお, 水平補剛材の最大幅厚比は, 表3-39の①による。ただし, 異形の水平補剛材を用いる場合には

このかぎりでない。

ここに d : 垂直補剛材の間隔 (cm) で、補剛材が溶接されている場合は補剛材中心間隔、ボルト結合されている場合はボルト線間隔とする。

I : 補剛材の総断面の断面二次モーメント (cm⁴) で、 I の計算における軸のとり方は(6)(a)(ii)の図による。

(iii) 水平補剛材を2段以上配置する場合には表3-40の値によらないことができる。

(d) せん断力と曲げモーメントを受ける部材の腹板

(i) せん断力と曲げモーメントを受ける部材において、中間補剛材を設ける必要がない腹板の最小厚さは、列車荷重の載荷条件、および使用する材料に応じて表3-41の値とする。

表3-41

材 料	最大幅厚比 D/t	
	フランジで直接枕木等を受ける部材の腹板	フランジに載荷されない部材の腹板
SS41 SM41 SMA41	70	$\frac{2000}{\sqrt{\tau}}$ ただし 110 以下

ここに t : 腹板の厚さ (cm) ((ii)および(iii)において同じ)

D : 腹板の高さ (cm) ((ii)および(iii)において同じ)

τ : 5(c)で規定したせん断応力度 (kg/cm²)、ただし、(2)(a)で許容応力度を割増してよい荷重の組合せの場合には、表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

(ii) せん断力と曲げモーメントとを受ける部材において、中間補剛材の間隔は水平補剛材の有無に応じて次の各号の式によって算出した値とする。

① 水平補剛材がない場合

$$d \leq 3000 \frac{t}{\sqrt{\tau}}$$

ただし、フランジによる腹板の固定線における曲げ圧縮応力度 σ が表3-42の値をこえる場合には、

次の式によって中間補剛材の間隔を検算するものとする。

$$\frac{d}{D} \leq 1 \text{ の場合 } \left(\frac{D}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{3250} \right)^2 + \left[\frac{\tau}{540 + 720 \left(\frac{D}{d} \right)^2} \right]^2 \right\} \leq 1$$

$$1 < \frac{d}{D} \leq 2 \text{ の場合 } \left(\frac{D}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{3250} \right)^2 + \left[\frac{\tau}{720 + 540 \left(\frac{D}{d} \right)^2} \right]^2 \right\} \leq 1$$

表3-42

材 料	固定線における腹板の曲げ圧縮応力度 σ (kg/cm ²)
SS41 SM41 SMA41	500

② 水平補剛材を圧縮フランジ側から0.2 D 付近に1本配置する場合

$$d \leq 2700 \frac{t}{\sqrt{\tau}}$$

ただし、フランジによる腹板の固定線における曲げ応力度 (σ) が表3-43の値をこえる場合には、次の式によって中間補剛材の間隔を検算するものとする。

$$\frac{d}{D} \leq 0.8 \text{ の場合 } \left(\frac{D}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{15000} \right)^2 + \left[\frac{r}{850 + 720 \left(\frac{D}{d} \right)^2} \right]^2 \right\} \leq 1$$

$$0.8 < \frac{d}{D} \leq 2 \text{ の場合 } \left(\frac{D}{100t} \right)^4 \left\{ \left(\frac{\sigma}{15000} \right)^2 + \left[\frac{r}{1130 + 540 \left(\frac{D}{d} \right)^2} \right]^2 \right\} \leq 1$$

表3-43

材 料	固定線における腹板の曲げ圧縮応力度 σ (kg/cm ²)
SS41 SM41 SMA41	1200

ここに d : 中間補剛材の間隔 (cm) で、そのとり方は(6)(b)(i)の定めるところによる。(ii)項において同じ)

r : (5)(c)で規定したせん断応力度 (kg/cm²) で、補剛材間の平均値とする。

σ : 腹板の縁圧縮応力度 (kg/cm²) で、補剛材間の平均値とする。

なお、(2)(a)で許容応力度を割増ししてよい荷重の組合せの場合には、 r および σ は表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

(iii) 前項の中間補剛材の所要断面二次モーメント (I) は次の式によって算出した値以上とするものとする。

$$I = \frac{1}{11} d_s t^3 r$$

なお、中間補剛材の最大幅厚比は16以下とする。ただし、異形の補剛材を用いる場合にはこのかぎりでない。

ここに d_s : 実際の設計に採用する補剛材間隔 (cm)

I : 中間補剛材の総断面の断面二次モーメント (cm⁴) で、計算する場合の軸のとり方(6)(a)(i)の図3-33による。

r : 次の式によって算出した剛比

$$r = 25 \left(\frac{D}{d} \right)^2 - 20 \quad \text{ただし、} r \geq 5 \text{ とする。}$$

(7) 床 組

(a) 縦 桁

(i) 設計計算に用いる縦桁の支間は、横桁中心間距離とするのを原則とする。

(ii) 縦桁はなるべく連続構造とするのがよい。

(b) 連続縦桁の曲げモーメント

縦桁を連続桁として計算する場合の縦桁の支間モーメントおよび支点モーメントは、表3-44に示す値を標準とする。この場合の許容応力度は、引張に関しては(2)(a)に規定する基本許容応力度、また、圧縮に関しては(2)(b)に規定する座屈許容応力度による。

表 3-44

位置	鋼種	SM41, SMA41
端縦桁およびそれに準する縦桁の 支間中央の曲げモーメント		1.0 Mo
中間縦桁の支間中央の曲げモーメント		0.8 Mo
中間支点上の曲げモーメント		0.75 Mo

(注) : Mo は縦桁を単純桁として計算した支間中央の曲げモーメント

(c) 横 桁

- (i) 横桁はなるべく主桁に直角に配置すること。
- (ii) 設計計算に用いる横桁の支間は、主桁中心間距離とするのを原則とする。
- (iii) 下路プレートガーダーの端部には、端横桁を設けるのを原則とする。
- (iv) 端横桁は、なるべく橋桁の扛上に対しても耐えられるように設計するものとする。この場合の許容応力度の割増しは、(2)(a)の架設荷重に対する値を用いるものとする。

(d) 縦桁と横桁との連結

- (i) 縦桁と横桁との腹部の連結は、原則としてせん断力のみを考慮し、その値は連続構造、単純構造いづれの場合にも縦桁を単純桁として計算した場合の反力の1.2倍とする。この場合の高力ボルトの許容応力度は、(2)(c)に規定する基本許容応力度による。
- (ii) 縦桁は原則として横桁の腹部に横桁の補剛材と1連続山形鋼を用いて連結する。この場合、横桁の補剛材も山形鋼とし、連結山形鋼の長さは縦桁の腹板の高さが許す限り長くし、その厚さは11mm以上とするのがよい。

(e) 横桁と主桁との連結

- (i) 下路プレートガーダーにおいては、横桁の腹部を主桁の腹板にその補剛材および連結山形鋼を介して高力ボルトによりとりつけるのを原則とする。また、横桁の下フランジと主桁の下フランジとは、ガセットを介して連結するのがよい。
 なお、連結山形鋼の長さは少なくとも横桁の腹板の高さ程度の長さとし、その厚さは10mm以上とするのがよい。
- (ii) 横桁と主桁との連結部の設計には、主桁の剛度および連結部の構造上生ずる曲げモーメントに対して考慮するものとする。

(8) 溶接継手

(a) 溶接の種類

- (i) 応力を伝える溶接継手には、グループ溶接または連続すみ肉溶接を用いるものとする。
- (ii) 断続溶接、プラグ溶接およびスロット溶接を主要部材に使用してはならない。

(b) 溶接継手ののど厚

応力を伝える溶接継手ののど厚のとり方は次の各号による。

- (i) グループ溶接ののど厚は、図3-34に示す通り、接合する部材の厚さとし、厚さが異なる場合には薄い方の部材の厚さとする。
- (ii) すみ肉溶接ののど厚は、図3-35に示す通り、継手のルートを頂点とする内接二等辺三角形の継手のルートから測った高さとする。

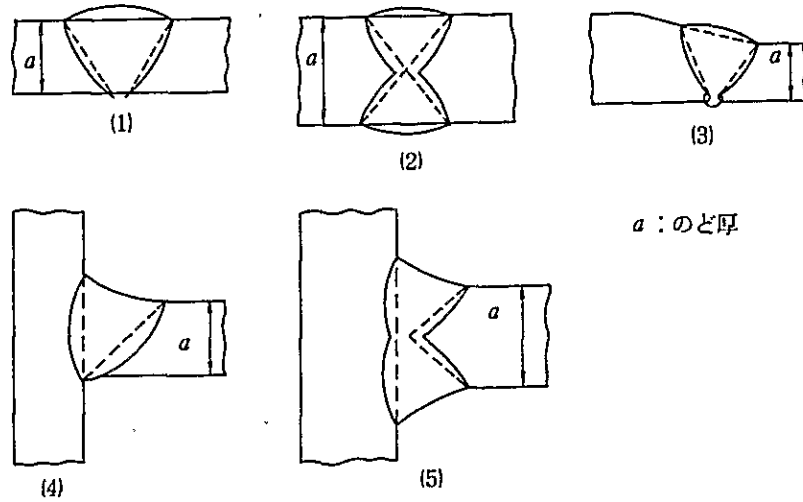


図3-34グループ溶接ののど厚

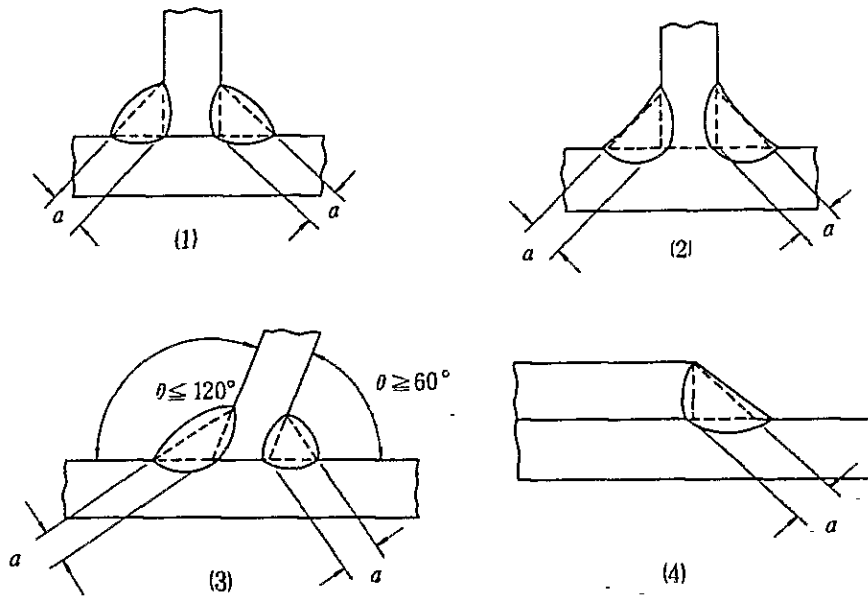


図3-35すみ肉溶接ののど厚

(c) 溶接の有効長

- (i) 溶接継手の応力計算に用いる溶接の有効長は、設計どおりののど厚を有する溶接部の長さとする。
- (ii) グループ溶接で溶接線が応力に直角でない場合の有効長は、実際の有効長を応力に直角な方に投影した長さとする。
- (iii) すみ肉溶接で回し溶接を行なった場合には、回し溶接の部分は有効長には含めないものとする。

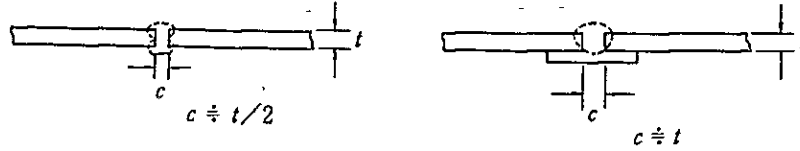
(d) グループ溶接を用いた突合せ継手

(i) グループ溶接を用いた突合せ継手は、全断面を溶接するものとし、裏溶接が行なえるような構造とする。ただし、構造上やむを得ず裏溶接を行なえない場合には裏あて金を用いるものとする。

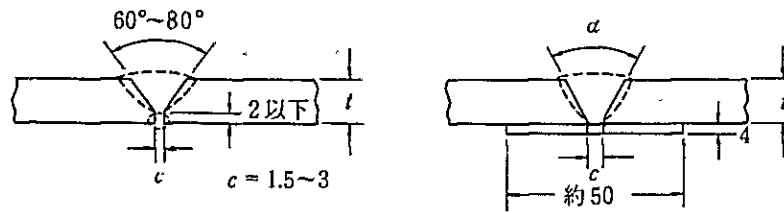
(ii) 断面が異なる主要部材のグループ溶接を用いた突合せ溶接継手においては、厚さおよび幅は徐々に変化させ、長さ方向の傾斜は1/5以下とする。

(e) グループ溶接の開先形状

グループ溶接の開先形状は手アーク溶接の場合図3-36に示すものを標準とする。

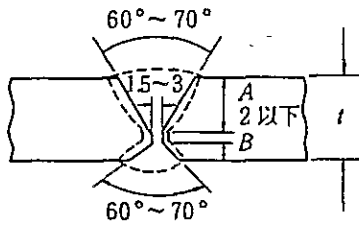


(1) I型 ($t = 4 \sim 6$)



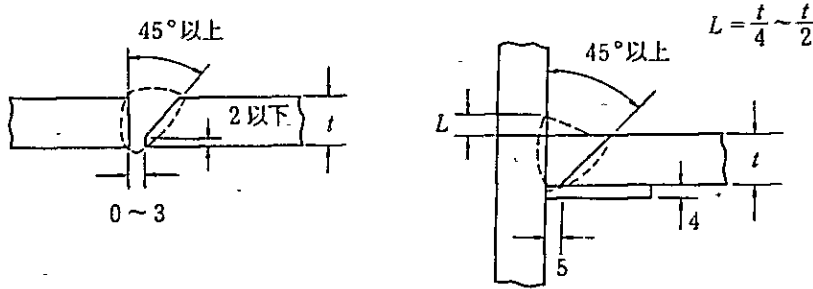
(2) V型 ($t = 5 \sim 15$)

$c \doteq 4$ の場合 $\alpha = 60^\circ$
 $c \geq 5$ の場合 $\alpha = 45^\circ$



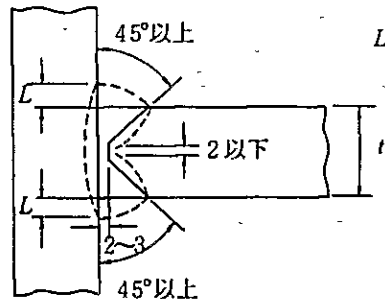
(3) X型 ($t = 10 \sim 30$)

$$\frac{B}{A} = \frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$$



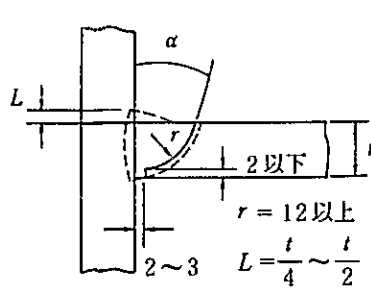
(4) L型 ($t \geq 15$)

$$L = \frac{t}{4} \sim \frac{t}{2}$$

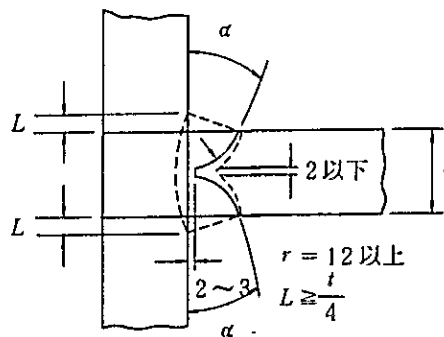


(5) K形 ($t = 10 \sim 30$)

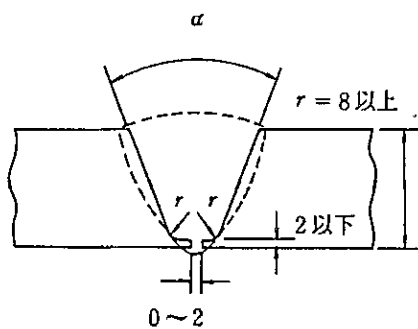
$$L \geq \frac{t}{4}$$



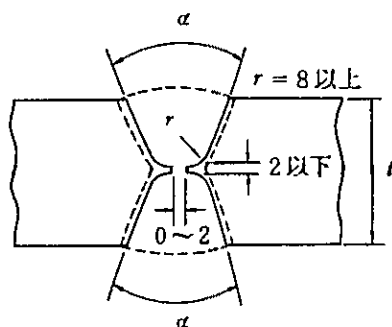
(6) J形 ($t \leq 15$)



(7) 両面J形 ($t = 10 \sim 30$)



(8) U形 ($t = 30 \sim 50$)



(9) H形 ($t = 30 \sim 50$)

(注) (6)(7)(8)(9)とも α は、下向および上向溶接では 25° 以上、横向および立向溶接では 40° 以上とする。

図3-36 (単位mm)

(f) すみ肉溶接のサイズ

- (i) すみ肉溶接のサイズは等サイズとすることを原則とする。ただし、主要部材の前面すみ肉溶接は、応力の方向に長いサイズをもった不等サイズとし、必要に応じて仕上げるものとする。
- (ii) 主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズ S は6 mm以上とし、なるべく次の式によって示す範囲とする。

$$S \leq l_1, \quad \text{および} \quad S \geq \sqrt{2t_1t_2}$$

ここに l_1 : 薄い方の母材の厚さ (mm)

l_2 : 厚い方の母材の厚さ (mm)

(g) すみ肉溶接の最小長さ

すみ肉溶接の最小長さは、その有効長がサイズの10倍あるいは80 mmのいずれよりも大きくなるように選ぶものとする。

(h) 重ね継手

- (i) 応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材のかさなりの最小値は、薄い方の板厚の5倍とする。
- (ii) 軸方向力をうける部材端の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合には、すみ肉溶接のそれぞれの長さはその間隔より大きくする。この場合、溶接線の間隔は薄い方の板の厚さの16倍以下とし、これをこえる場合には板の浮上りを防ぐ方法を施すものとする。

(i) T継手に用いるすみ肉溶接

(I) T継手に用いるすみ肉溶接は、部材の両側に配置するものとする。ただし、横方向の変形に対して抵抗できる構造の場合には、片側のみのすみ肉溶接とすることができる。

(II) 材片の交角が60°未満または120°をこえる部材の継手にすみ肉溶接を用いる場合には、そのすみ肉溶接は強度計算には考慮しないものとする。

(j) 溶接と普通ボルトとの併用

溶接と普通ボルトとを併用した継手では、ボルトは応力を受けもたないものと考えて設計するものとする。

(9) ボルト継手およびピン連結

(a) ボルトの形状および寸法

(I) 高力ボルトは呼び径M20、M22及びM24のものを用いるのを標準とし、その形状は特に定められた場合を除きJISB1186-1970による。

(II) 支承附属品、張板、排水設備等で高力ボルトを使用する必要がない場合には、普通ボルトを使用してよい。この場合の普通ボルトは、JISB1180に規定する六角ボルトにより、ナットはJISB1181に規定する六角ナットによるのを標準とする。

(b) 最小中心間隔

ボルトの最小中心間隔は、表3-46に示す値とするのを標準とする。ただし、特別の場合にはボルトの径の3倍まで小さくすることができる。

表3-46

高力ボルトの呼び	普通ボルトの呼び	最小中心間隔 (mm)
M24	M24	85
M22	M22	75
M20	M20	65

(c) 最大中心間隔

(I) ボルトの最大中心間隔は、次の各号によるものとする。

継手および組合せ圧縮部材において、ボルトの最大中心間隔は、表3-47に示す値のうち小なる方の値とする。

表3-47

高力ボルトの呼び	最大中心間隔 (mm)		
	p		g
M24	170	12t	24t
M22	150	千鳥配置の場合は 15t-3/8g	ただし
M20	130	ただし12t以下	300以下

ここに

t : 外側の板または形鋼の厚さ (mm)

p : ボルトの間隔の応力方向の成分 (mm)

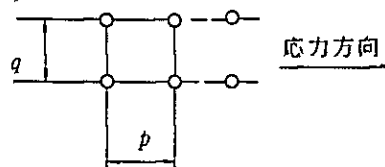
g : ボルトの間隔の応力に直角方向の成分 (mm)

引張材と組み合わせる

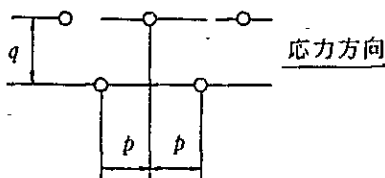
ボルトの応力方向に測った最大中心間隔は24tとする。ただし、300mmをこえないものとする。

(II) 張板、排水設備等では前項によらなくてよい。

一般の場合



千鳥配置の場合



(d) 最小縁端距離

ボルトの中心から縁に至る最小距離は、表3-48に示す値とする。

表3-48

高力ボルト の呼び	普通ボルト のねじの呼び	せん断縁, 手動ガス切 断縁 (mm)	圧延縁, 仕上 縁, 自動ガス 切断縁 (mm)
M24	M24	42	37
M22	M22	37	32
M20	M20	32	28

(e) 最大縁端距離

ボルトの中心から材片の重なる部分の縁端に至る最大距離は、表面の板または形鋼の厚さの8倍とする。

ただし、150 mmをこえてはならない。

(f) 山形鋼に用いる高力ボルト

山形鋼に用いる高力ボルトの径は、表3-49の値をこえないものとする。

表3-49

山形鋼脚長 (mm)	一次部材	二次部材
	高力ボルトの呼び	高力ボルトの呼び
100以上	M24	M24
90	M22	M24
75	M20	M20

(g) ボルトの最小数

部材の連結部に使用する1群の高力ボルト数は2本以上とする。

(h) ピン連結

ピンで部材を連結する場合には、その連結部で部材が移動しないようにし、また、適当な方法でナットがゆるまないようにするものとする。

(i) ピン

ピンの設計については、次の各号による。

- (I) ピンの直径は、75 mm以上とする。
- (II) ピンの仕上げ部の長さは、部材の外間距離より6 mm以上長くし、ピンの両端にはローマスナットまたは座金付普通ナットを使用するものとする。
- (III) ピンのネジはメートル細目ネジを用い、そのピッチは4 mmを標準とする。

(j) ピン孔を有する部材

- (i) ピンとピン孔との差は、ピン径130 mm未満のものに対しては0.5 mm、ピン径130 mm以上のものに対しては1 mmを標準とする。
- (ii) ピン孔を有する引張材の部材の軸に直角にはかったピン孔を通しての純断面積は、その部材の計算上必要な純断面積より40%以上大きくし、ピン孔と部材の端との間で軸方向にはかった純断面積より大きくするものとする。
- (iii) アイバーについては、(ii)によらないでよい。

(10) 綾構およびダイヤフラム

(a) 綾 構 部 材

- (i) 横構，ブレイキトラスおよび対傾構には組合せ部材または形鋼を使用し，部材が交差する場合にはその交点を結合するものとする。
- (ii) 長大な綾構部材には，なるべく充腹構造を用いるものとする。

(b) 横 構

- (i) 橋桁には，上横構および下横構を設けるのを原則とする。ただし，下路プレートガーダーの場合は下横構のみとする。
- (ii) 適当な対傾材がある上路プレートガーダーで，軌道が直線の場合は支間16m以下，同じく曲線の場合は支間12m以下のものに対して下横構を省略することができる。
- (iii) トラスの圧縮弦材間の横構は，TS 3.0 9 (1)に規定する荷重の外，その格間にある左右弦材にかかる圧縮力の合計の1%にひとしいせん断力に抵抗するように設計するものとする。なお，この場合のせん断力は，主荷重と考えるものとする。

(c) ブレイキトラス

橋桁には，必要に応じて制動荷重または始動荷重による縦荷重などに抵抗するブレイキトラスを設けるものとする。この場合，ブレイキトラスは，伸縮装置がないひと統きの縦桁に対し，なるべくその全長の中央付近に設けるものとする。

(d) 中間対傾材

- (i) トラスではなるべく各格点に対傾材を設けるものとする。
- (ii) 主桁がI形断面の上路プレートガーダーの場合は，中間対傾材の間隔は圧縮フランジの幅の20倍以下とし，いずれの場合にも8mをこえないものとする。

(e) 端 対 傾 材

上路プレートガーダーおよび上路トラスの支点部には，原則として上横構に作用する全横荷重を支点に伝えることができる端対傾材を設けるものとする。

(f) ポータル

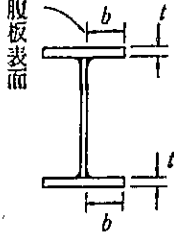
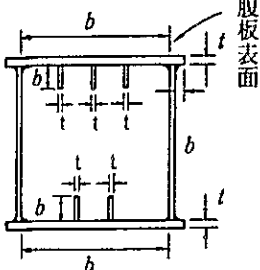
下路トラスまたはこれに類似の構造物にはポータルを設け，上弦材に作用する全横荷重を支点に伝えることができる構造とするのを原則とする。

11) プレートガーター

(a) フランジ断面

(i) 圧縮フランジおよび引張フランジの最小厚さは表3-50の値とする。

表3-50

		最大幅厚比 b/t		適用例
		圧縮フランジ	引張フランジ	
①	自由突出脚	$\frac{450}{\sqrt{\sigma}}$ ただし 16以下	16	
②	箱形断面で、フランジ幅の n 等分線上付近に各々1本補剛材がある場合	$\frac{1400}{\sqrt{\sigma}} n$ ただし $50n$ 以下	$60n$	

ここに σ : 最大作用圧縮応力度 (kg/cm^2)、ただし、(2)(a)で許容応力度を割増ししてよい荷重の組合せの場合には、表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

t : 板の厚さ (cm)

n : 補剛材による分割数、ただし、補剛材がない場合には $n = 1$ とする。

b : 板の幅 (cm) (表3-50の適用例を参照)

なお、②における各補剛材の大きさは、圧縮フランジの場合は(6)(a)(ii)により、引張フランジの場合には最大幅厚比を16とする。

(ii) 圧縮フランジにおいて、2枚以上プレートを重ねてフランジを構成する場合、そのプレート相互を連結する側面すみ肉溶接間距離は薄い方の板の厚さの24倍以下とする。引張フランジにおいてはこの値を30倍以下とする。

(iii) 枕木を直接支持するフランジプレートの自由突出幅は、板厚の10倍以下とする。ただし、その最小幅は200mm、最小板厚は表3-51に示す値とする。なお、枕木受けを用いた場合はこの限りでない。

表3-51

鋼 板	最小板厚 (mm)
SS41, SM41, SMA41	16

(iv) フランジ断面を構成するプレートは、なるべく2枚以下とするのがよい。

(b) フランジプレートと腹板とを連結する溶接

重ね合わせたフランジプレート端の前面すみ肉溶接は、不等サイズとして、仕上げるのを原則とする。

(c) フランジプレートと腹板とを連結する溶接

(i) フランジプレートと腹板とを連結する溶接はすみ肉溶接とし、そのど厚の合計は腹板の厚さ以上とするのを原則とする。

(ii) 構造上、厚い腹板が用いられ、腹板に作用するせん断応力度が充分小さい場合、前項のすみ肉溶接のど厚の合計は腹板の厚さ以下とすることができる。この場合、すみ肉溶接に作用するせん断応力度は次の式によって検算するものとする。なお、曲げ応力との合成応力に対する検算は(5)(d)によるものとする。

$$\tau_h = \frac{SQ}{l(\Sigma a)}$$

ここに

τ_h : すみ肉溶接のど厚断面に作用するせん断応力度 (kg/cm²)

S : 計算する断面に作用するせん断力 (kg)

Q : フランジプレートの断面一次モーメント (cm³) で、プレートガーダーの総断面積の中立軸に関するもの。

I : プレートガーダーの総断面の中心軸のまわりの総断面の断面二次モーメント (cm⁴)

Σa : ど厚の合計 (cm)

(iii) 上路プレートガーダーで直接枕木を受ける場合には、(i)の溶接はK溶接とするのを原則とする。

(d) 端 補 剛 材

(i) 端補剛材の突出幅は、(6)(a)の表3-38の①による。

(ii) 端補剛材の圧縮力に対する検算において、溶接構造の場合の腹板は図3-37に示すようにその厚さの24倍の範囲を柱としての有効断面積に考慮することができる。なお、許容応力度の計算に使用する部材の長さ l は補剛材の長さの1/2とする。

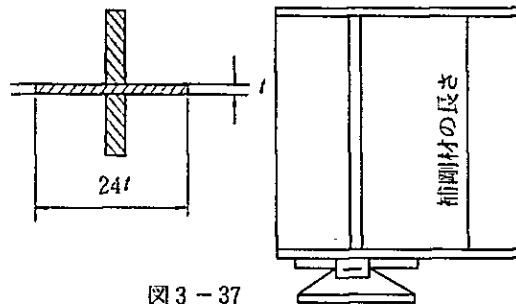


図3-37

(iii) 端補剛材の支承に接する部分の有効支圧面積は、次の各号により計算する。

(iv) 線支承の場合は図3-38に示すように端補剛材の下フランジに接する部分の外縁間の幅 b とその厚さ t_w の積とする。

剛度の大きい面支承の場合は

$$\left(\begin{array}{l} \text{補剛材の} \\ \text{下フラン} \\ \text{ジに接す} \\ \text{る断面積} \end{array} \right) + \left(\begin{array}{l} 24 t_w \text{ あ} \\ \text{るいは上} \\ \text{シュウの} \\ \text{幅のうち} \\ \text{小なる方} \end{array} \right) t_w$$

とする。

ここに、 t_w は腹板の厚さとする。

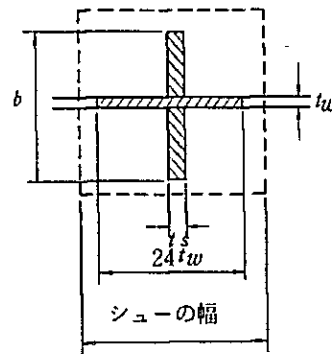


図3-38

(e) 下路プレートガーダーの主桁上フランジの固定

(i) 下路プレートガーダーの横けたの両端には、ニーブレースを設けるのを原則とする。

(ii) 強固なニーブレースを設けない場合には、次によるものとする。

横けたと垂直補剛材によって形づくられるU型構造は、その上端に加えられる水平横力に対して次の

式によりその剛性を検算するものとする。

$$k \geq \frac{8 A \sigma_{c0}}{\ell}$$

ここに

k : U型構造の剛度 (kg/cm), すなわち図3-39においても $\delta = 1$ の場合の水平力

A : 上フランジ断面積 (cm²)

σ_{c0} : 主桁の許容曲げ圧縮応力度
(kg/cm²)

ℓ : 主桁フランジの仮定した座
屈長 (cm)

前号の構造は, その上端に次の式の大きさの水平横力を与えた場合, 十分な強度を持たすこと。

$$H = \frac{A \sigma_c}{100}$$

ここに,

H : 強度を検算するための水平
力 (kg)

σ_c : 上フランジに作用する曲げ縁圧縮応力度 (kg/cm²)

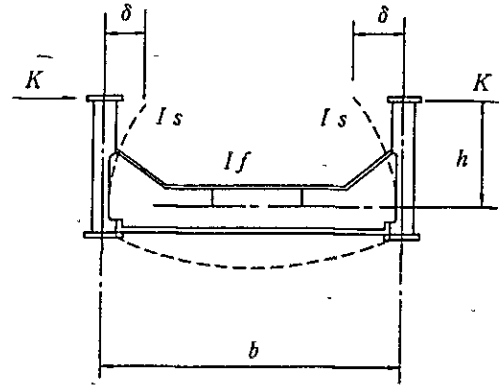


図3-39

12 トラス

(a) 弦材等の構成

(i) トラスの弦材, 端柱および連続トラスの中間支点に取付く斜材などは, 箱形断面部材として設計するのがよい。この場合, トラス面に平行な方向の板の断面積は, 部材の総断面積の40%以上とするのがよい。

(ii) 前項において部材の垂直軸まわりの断面二次半径に関する細長比は, 水平軸に関するそれよりも小さくするのがよい。

(iii) 端柱等において曲げモーメントが加わる場合の強度の検算は(5)(b)による。

(b) 孔あきプレートを有する部材

孔あきプレートの構造については, 次の各号による。

(i) 孔あきプレートの最小厚さは, 表3-52の値とする。

表3-52

作用する軸方向 応力度の種類	最大幅厚比	
	圧縮	b/t
s/t		$\frac{450}{\sqrt{\sigma}}$ ただし16以下
引張	b/t	60
	s/t	16

(II) 孔あきプレートの寸法の関係は次による。

$$a \leq 2e$$

$$c_1 \geq b$$

$$c_2 \geq 1.25b$$

$$r \geq 40 \text{ mm}$$

σ : 最大作用圧縮応力度 (kg/cm^2), ただし, (2)(a)で許容応力度を割増ししてよい荷重の組合わせの場合には, 表3-26に示す「乗ずる係数」で割った値とする。

b : 孔あきプレートの幅 (cm)

t : 孔あきプレートの厚さ (cm)

δ : 孔の中央で測った孔の縁と孔あきプレート端の間の距離 (cm)

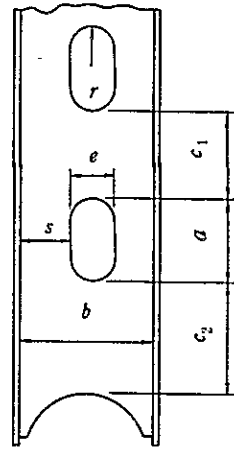
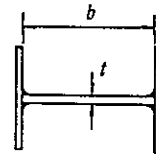
a : 応力方向に測った孔の長さ (cm)

e : 孔の幅 (cm)

c_1 : 孔と孔との間の板の長さ (cm)

c_2 : 端部の孔の縁と孔あきプレートの縁との応力方向に測った最短距離 (cm)

r : 孔の縁の曲率半径



(III) 孔あきプレートを有する部材の断面二次半径および有効断面積は, 孔の最大幅をとる断面について計算するものとする。なお, 2枚以上の孔あきプレートを使用して孔の位置が互いにくいちがっている場合にも, 同じ断面に孔があるものと考えて計算するものとする。

図3-40

(c) 主構のガセットの厚さ

トラスおよびこれに類似の構造物の主構において2枚のガセットを用いる場合, その各々のガセットの厚さは, なるべく次の式によって算出した値以上, かつ11 mm以上とする。

$$t = \frac{2.2p}{b}$$

ここに,

t : ガセットの厚さ (mm)

p : ガセットに連結される1部材の最大作用力 (t)

b : 上記部材のガセットに接する材片の中 (mm)

13 支 承

(a) 支 承 一 般

(i) 支承はこれに作用する荷重を座面にできるだけ均等に分布し, かつ, 縦横両方向の荷重および上揚力に抵抗できるように設計するものとする。

(ii) 計算上, 上揚力が作用しない場合でも, 浮上りに対して抵抗できる構造とするものとする。

(iii) 可動支承の銅合金支承板, ローラーまたはロッカーなどは, 支承部から逸脱しない構造とするものと

する。

(b) 可動支承の種類

可動支承の種類およびその適用は、原則として表3-53に示すとおりとする。ただし、同じ関係位置の可動支承には異種のを混用しないのがよい。

表3-53

支承の種類	ソールプレートと ベットプレート とを組合せた支承	鋳鉄または鋳鋼のすべり支 承		銅合金支承板、ロッカー、 ローラーなどを用いた支承	
		$l < 8$	$8 \leq l < 35$	$l \geq 35$	$8 \leq l < 35$
板の種類					
単一支間の場合	反力にかかわらず 用いる	$R \leq 200t$	—————	$R > 200t$	反力にかかわ らず用いる
伸縮を考慮すべ き長さが2支間以 上にわたる場合	—————	$R \leq 200t$	$R \leq 100t$	$R > 200t$	$R > 100t$

(注) 1. l は構架における伸縮を考慮すべき長さ。
2. R は1支点における最大反力。

(c) 可動支承の可動量

可動支承の可動量は、固定支承からの距離1mにつき1.5mm以上とするのを標準とする。

(d) 可動支承の摩擦係数

可動支承の摩擦係数は表3-54に示す値とする。

表3-54

支 承 の 種 類		摩 擦 係 数
す べ り 支 承	鋼 と 鋼	0.25
	鋼 と 鋳 鉄	0.20
	鋼と銅合金支承板	0.10
ローラーまたはロッカー支承		0.10

(e) 支承部分の寸法

(i) 鋳鋼および鋳鉄シューの主要部の厚さは次の各号による。

- ・ 鋳鋼シューでは25mm以上とする。
- ・ 鋳鉄シューでは35mm以上とする。この場合、パットレスを設けないのを原則とする。

(ii) 銅合金支承板の厚さは25mm以上とする。

(iii) ソールプレートおよびベットプレートの厚さは22mm以上とする。

(iv) ローラーの直径は特別の場合を除き100mm以上とする。

(v) 鋼脚などに球面支承を用いる場合、その半径は75mm以上とし、上・下球面の半径の差は最小1mm程度とするのを原則とする。

(f) アンカーボルト

アンカーボルトはシューの位置を固定し、これに加わる縦、横両方向の荷重、固定モーメントにより生ずる軸力、上揚力などに抵抗できる強度とするのを原則とし、その構造については次の各号による。

- (i) 下部構造中に埋込む長さは、プレートガーダーでは直径の10倍以上、トラスでは直径の15倍以上とする。
- (ii) アンカーボルトの最小直径は30 mm とする。
- (iii) 上揚力が生ずる場合には、適当な定着装置を設け、上揚力の1.5倍以上の重量物に定着すること。
- (g) 支承の防じん装置
 支承には必要に応じて防じん装置を設けるものとする。

TS 3.10 支 払 い

詳細設計は、請負者が提出すべきすべての詳細設計について、安定計算、応力計算、図面作成および工事種類別数量計算等の作業を完了して、その成果物がエンジニアの承認を得たとき完成するものとする。エンジニアは詳細設計の完了後、請負者に完成証明書を発行するものとする。

詳細設計に対する支払は、完成証明書が発行された月に支払うものとする。

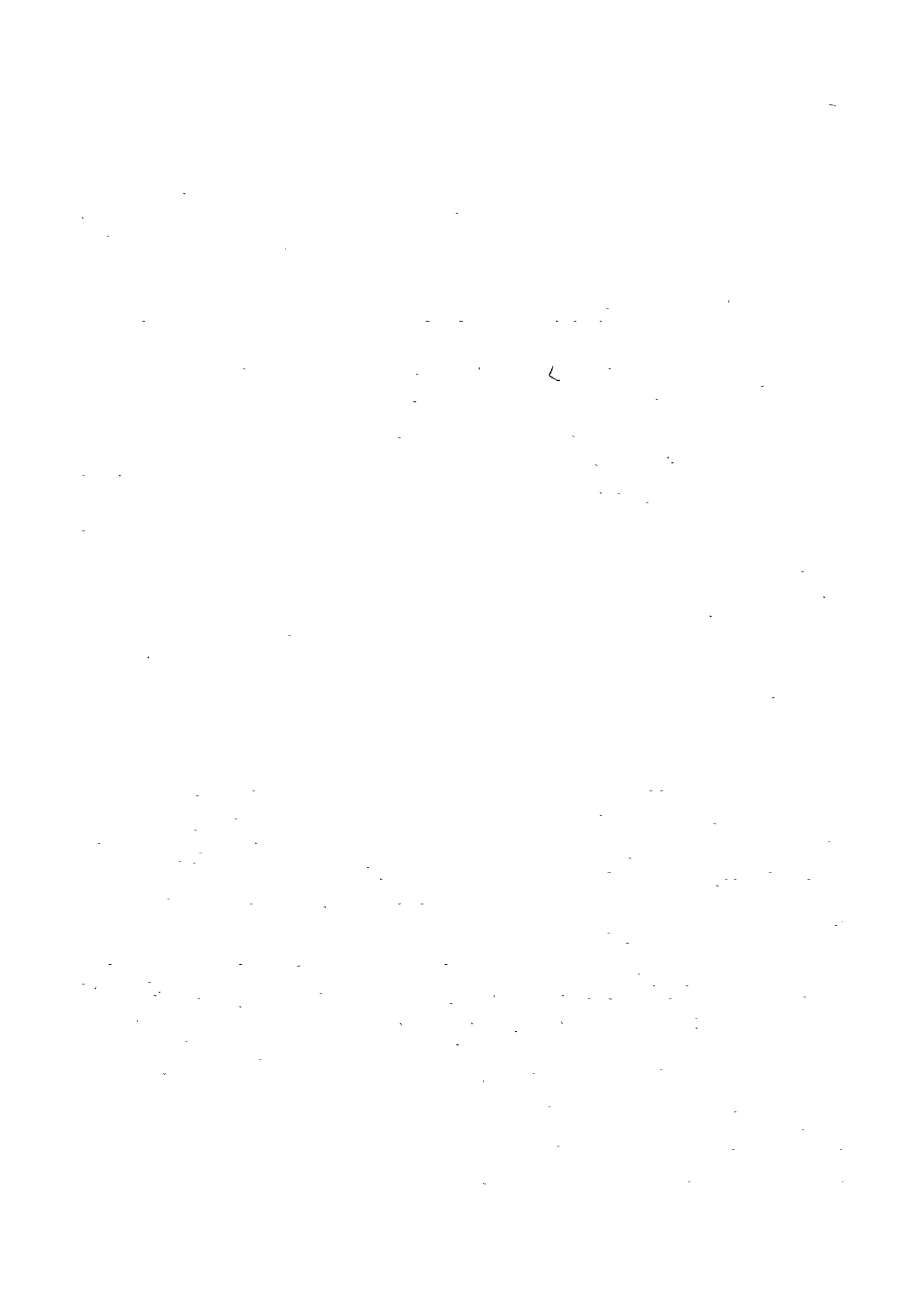
支払い番号および工事種類	計測単位
3 詳細設計	一 式

TS4. 土 工 事

TS 4.01	適 用 範 囲	4 - 1
TS 4.02	一 般 事 項	4 - 1
	(1) 土工事分類	4 - 1
	(2) 路盤の仕上り基準	4 - 1
	(3) 土質分類	4 - 1
	(4) 数 量	4 - 1
	(5) 既設障害物の撤去	4 - 2
	(6) 排水または水路切換	4 - 2
	(7) 切取、河床整理および根掘の発生土の使用と処分	4 - 2
	(8) ゆるんだ土または岩の除去	4 - 2
	(9) 崩壊土、犬走りおよび法面整正	4 - 2
	00 土 取 場	4 - 2
	01 火 薬	4 - 3
	02 伐開、除根および表土すき取り	4 - 3
TS 4.03	本 線 切 取	4 - 4
	(1) 定 義	4 - 4
	(2) 施 工	4 - 4
	(3) 土砂と軟岩の判別	4 - 4
	(4) 計測方法	4 - 4
	(5) 支 払 い	4 - 4
TS 4.04	仮 線 切 取	4 - 4
	(1) 定 義	4 - 4
	(2) 施 工	4 - 5
	(3) 土砂と軟岩の判別	4 - 5
	(4) 計測方法	4 - 5
	(5) 支 払 い	4 - 5
TS 4.05	本 線 盛 土	4 - 5
	(1) 定 義	4 - 5
	(2) 盛土材料	4 - 5
	(3) 試験盛土の施工	4 - 5
	(4) 施工一般	4 - 5
	(5) 岩盛土の施工	4 - 6
	(6) 盛土法面の施工	4 - 6
	(7) 必要締固め度と検査	4 - 6

	(8) 最適含水比	4-6
	(9) 安定性	4-6
	(10) 計測方法	4-6
	(11) 支払い	4-6
TS 4.06	仮線盛土	4-7
	(1) 定義	4-7
	(2) 盛土材料	4-7
	(3) 試験盛土の施工	4-7
	(4) 仮排水設備および仮水路	4-7
	(5) 施工一般	4-7
	(6) 岩盛土の施工	4-7
	(7) 盛土法面の施工	4-7
	(8) 必要締固め度と検査	4-7
	(9) 最適含水比	4-7
	(10) 安定性	4-7
	(11) 仮受領	4-7
	(12) 計測方法	4-8
	(13) 支払い	4-8
TS 4.07	河床整理	4-8
	(1) 定義	4-8
	(2) 施工	4-8
	(3) 計測方法	4-8
	(4) 支払い	4-9
TS 4.08	根掘	4-9
	(1) 定義	4-9
	(2) 施工	4-9
	(3) 地盤支持力の確認	4-9
	(4) 根掘土の使用	4-10
	(5) 埋戻しと構造物に接した盛土	4-10
	(6) 計測方法	4-10
	(7) 支払い	4-10
TS 4.09	構造物取りこわし	4-10
	(1) 定義	4-10
	(2) 施工	4-11
	(3) 支払い	4-11
TS 4.10	基礎ぐり石	4-11
	(1) 定義	4-11

(2) 材 料	4-11
(3) 施 工	4-11
(4) 計測方法	4-11
(5) 支 払 い	4-11



TS 4 土 工 事

TS 4.01 適用範囲

この土工事技術仕様は、切取、盛土、河床整理および根掘等の施工に適用する。

請負者は、すべてこの仕様書および契約書類に従って、厳密に施工しなければならない。

請負者は、土積図による土量配分、土運搬路の計画、土工事工程等を含めた施工計画書をエンジニアに提出し、承認を得なければならない。

TS 4.02 一般事項

(1) 土工事分類

土工事の工事種類を次のように分類する。

- (a) 本線切取（土砂）
- (b) 本線切取（軟岩）
- (c) 仮線切取（土砂）
- (d) 仮線切取（軟岩）
- (e) 本線盛土
- (f) 仮線盛土
- (g) 河床整理
- (h) 根 掘（土砂）
- (i) 根 掘（軟岩）
- (j) 構造物取りこわし
- (k) 基礎ぐり石

(2) 路盤の仕上り基準

路盤の仕上げ面は、図面に示された施工基面高に対して、+ 2 cm、-5 cm 以内の精度で施工すること。

(3) 土質分類

切取、河床整理および根掘の土質は、次に示す基準にもとづいてエンジニアが判断し、土砂と軟岩に分類する。

- (a) 土砂：掘削にさいしてブルドーザーが有効に使用できる程度の土砂および粒径 50 cm 未満の転石を混じえた土砂。
- (b) 軟岩：掘削にさいしてブルドーザーに装置したハイドロリックリッパーまたは、ブレーカーが有効に使える、部分的に発破を使用する程度の岩および粒径 50 cm 以上の転石を混じえた土砂。

(4) 数 量

支払いのために計測される各種の切取、盛土、河床整理および根掘の数量は、本仕様書および図面に示された形を限度とするもので承認された縦断面図と横断面図によるものとする。

承認された縦断面図と横断面図の断面以外の施工については支払いの対象数量とはしないものとする。

請負者は切取、盛土、河床整理および根掘の断面を計測して記録するものとし、エンジニアはこれらを検測し正確であればそれを承認して支払いの基礎と判定する。

超過掘さく部はエンジニアの承認を得てエンジニアの指示する資料を用い埋戻すこと。これに対する支払いは行なわないものとする。

(5) 既設障害物の撤去

すべての切取、河床整理および根掘の単価には、その性格の如何を問わず承認された土工形成線の範囲にて遭遇するすべての材料の除去を含めるものとする。ただし、一個で 1 m^3 以上の岩、一個で 1 m^3 以上のコンクリート・ブロックまたはれんがで掘削に発破を要するものについては値入済数量明細書に示された各々の工事種類の軟岩の単価を適用して支払うものとする。

(6) 排水または水路切換

請負者は土工事に先立ち、切取箇所、土取場および盛土箇所に湛水している水を排除するとともに、土工事または構造物の施工および保護のために必要な時、あるいはエンジニアの指示がある場合は、除水、排水または水路切換に必要な設備を設けること。

技術仕様書または図面で支払いが規定されている場合を除いて、土工事中の水の管理または排水のための仮設工事、あるいは矢板、土留等の土留工事の費用は値入れ済数量明細書に示す各々の工事種類の単価に含まれるものとする。

工事のための排水設備または仮土留設備は常に良好な状態に維持管理すること。

工事期間中および保守期間中請負者による適切な排水が行なわれないことに帰因する損害は、請負者の負担で修復すること。

(7) 切取、河床整理および根掘の発生土の使用と処分

工事現場内のすべての発生土は、本技術仕様書あるいは一般仕様書で別に規定がない限り、盛土または埋戻しのために最も有効に使用すること。請負者は、使用されない発生土、あるいはエンジニアが不適当と決定した発生土は、エンジニアの指示に従い処分すること。

(8) ゆるんだ土または岩の除去

法面上のゆるんだ土または岩は、エンジニアの指示により法面から除去すること。そのような除去のための支払いは、切取、河床整理、および根掘の各工事種類の土砂または軟岩の単価を適用して行なうものとする。ただし請負者の施工不良または過失による過大な法面を形成したために生じたものについては、支払いを行なわない。

(9) 崩壊土、犬走りおよび法面整正

エンジニアは崩壊による土石の除去、法面に犬走りを設けること、エンジニアが切取面に崩壊の恐れあるいは不陸を認めた場合、その法面の修正を指示することができるものとする。

そのような修正のための支払いは、切取、河床整理および根掘の各工事種類の土砂または軟岩の単価を適用して行なうものとする。

ただし請負者の施工不良または過失によりかかる状態が生じたものについては支払を行なわない。

(10) 土取場

土取場からの土取はT S 4.01 適用範囲の項で規定されている施工計画書に基づいて実施すること。

土取は通常、切取、河床整理および根掘からの発生土が転用できない時のみに行なうこと。

切取、河床整理および根掘から得た適切な土砂の総量は盛土あるいは埋戻しに使用することを原則とし、請負者が自己の都合のため開いた土取場の土を使用したために生じる発生土の処分は、請負者の負担でエンジニアが満足するよう処分すること。

土取場からの土運搬距離は、追加支払い、契約金額修正の根拠とはならない。

土取場は常に場内を整理し、排水して良好な状態にして置くとともに土取完了後は、エンジニアおよび地主の満足する状態にすること。

⑪ 火 薬

- (a) 請負者は掘削に火薬を使用する必要がある場合は、あらかじめエンジニアの承認を受けること。
- (b) 請負者は火薬貯蔵のために適切な場所に適切な建物を設けエンジニアによって承認された方法によって火薬を貯蔵すること。火薬の納入数量、使用数量その他を正確に記録しておくこと。貯蔵場所には許可された者以外は接近させないこと。すべての入口または通路には堅固な鍵と許可なき者の接近を防止するよう必要な設備を設けること。
- (c) 請負者は火薬を無許可で使用すること、および不適切な使用を防止する責任を有する。火薬はエンジニアの承認を受けた経験ある責任者を選任して、その者が法規に合致するよう取扱うこと。
- (d) すべてのブレーカーによる掘削と爆破は、掘削を出来る限り所定の掘削断面になる方法で行ない、掘削後の原地盤に対する影響を最小限にすること。

爆破は請負者の全責任において行ない、請負者は承認された断面外の崩壊によって生じる追加工事に對して支払いを要求できない。

- (e) 請負者はすべての爆破作業中、人身または構造物に対する損害を防ぐよう最大の注意を払うこと。火薬の充填、雷管の装着、各々の孔に対する火薬の使用量は適切に行なうこと。

請負者は使用したすべての火薬の使用場所および量を記録し、エンジニアに報告すること。

- (f) エンジニアは、人身または付近の構造物に影響を与え、あるいは爆破が危険な方法で行なわれていると判断した場合、爆破を禁止して他の方法による掘削を指示することかできるものとする。

鉄道および道路の交通をしゃ断する必要のある場合、請負者は、それぞれの管理当局から交通しゃ断の計画に対する承認を得て、エンジニアに報告すること。

- (g) 請負者は、火薬の保管、運搬、取扱いおよび爆破についてはボリビア共和国関係法規を遵守し、近傍の施設、公共の安全、および従業員の安全に対して責任を負うこと。爆破により既在の構造物および施設並びに第三者に対して損害を与えた場合は、発注者から提供された用地内、用地外にかかわらず、すべて請負者の負担により修理または修復、あるいは第三者に対する補償等を行なうこと。

- (h) 爆破に要する費用、防護設備等の安全施設に要する費用その他は値入れ済数量明細書に示す関連工事種類の単価にすべて含まれるものとする。

⑫ 伐開、除根および表土すき取り

伐開、除根および表土すき取りとは、盛土または根掘の施工に先立って盛土箇所、土取場および根掘箇所の草木、竹等の伐採、それらの主根およびその他の有害物の除去、表土のすき取りおよびその処理をいう。

盛土部分ではすべての切株と根は地表面から少なくとも50 cmの深さまで除去し、その除根による穴はエンジニアの承認する適切な土砂で埋戻すこと。

伐開、除根および表土すき取り工事のために必要な費用、および除根後の穴の埋戻しの費用は値入れ済数

量明細書に示す関連工事種類の単価にすべて含まれるものとする。

TS 4.03 本線切取

(1) 定義

本線切取とは、在来線のルートを変更して新線とする区間並びに在来線区間において路盤を形成するため、土工定規図並びに縦断図に従い現地盤を切取る作業である。

本線切取は土砂と軟岩に区別されその分類はTS 4.02 (3)土質分類の規定を適用する。

本線切取には、作業を行なうためにTS 4.02の一般事項の規定によるほか施工基面の仕上げ、法面の仕上げ、並びに土側こうの設置を含むものとする。

(2) 施工

(a) 法面上および法肩付近のゆるい岩、樹根、不安定な土塊等は取除くこと。

(b) 岩石の掘削に火薬を用いるときは、切取断面外の岩石をゆるめないよう施工すること。

(c) 土砂および軟岩の切取りにおいては、路床面付近をゆるめたり、泥土化させたりすることのないよう、掘削方法および施工中の排水に留意すること。

(d) 施工中の降雨や湧水によって切取法面が表面浸食や崩壊を生ずることのないよう必要に応じて排水設備を設けること。

(3) 土砂と軟岩の判別

土砂と軟岩はTS 4.02 (3)により分類されるが、請負者は切取工事の施工中に於いて軟岩と判別される資料に遭遇したときはエンジニアにその位置、標高、長さ等、将来支払いの基礎となる資料を作成し、エンジニアの承認を受けること。

(4) 計測方法

支払い対象となる切取工事の数量は測定した断面を平均断面法で計算した地山土量を m^3 単位で表示したものである。

請負者は、指示された縮尺に必要な縦、横断の詳細図を指示された大きさのトレンジング・ペーパーに鉛筆で作成し、エンジニアに提出し承認を受けること。

これらの図面は支払いのための計測数量の基礎となるものである。請負者は図面と詳細数量計算書のコピーを各々3部エンジニアに提出すること。

(5) 支払い

切取は、切取土の運搬距離の長短を問わず、本技術仕様書に規定される本線切取の施工を行なうに通常必要なすべての費用を含むものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
4. 本線切取(土砂)	m^3
5. 本線切取(軟岩)	m^3

TS 4.04 仮線切取

(1) 定義

仮線切取とは、在来線に構造物を設置する手段としてその区間を一時的に迂回させる仮線の路盤を形成す

るため地盤を切取る作業である。

仮線切取は土工定規図、縦断図並びにT S 4.02 一般事項の規定に従うものとし、施工基面の仕上げ、および土側こうの設置を含むものとする。

仮線切取は、土砂と軟岩に区別されその分類は、T S 4.02 (3) 土質分類の規定を適用する。

(2) 施 工

T S 4.03 本線切取の(2)施工の項を適用するものとする。

(3) 土砂と軟岩の判別

T S 4.03 本線切取の(3)土砂と軟岩の判別の項を適用するものとする。

(4) 計測方法

T S 4.03 本線切取の(4)計測方法の項を適用するものとする。

(5) 支払いの基礎

切取は、切取土の運搬距離の長短を問わず、本技術仕様書に規定される仮線切取の施工を行なうに通常必要なすべての費用を含むものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
--------------	------

6. 仮線切取(土砂)	m ³
-------------	----------------

7. 仮線切取(軟岩)	m ³
-------------	----------------

T S 4.05 本線盛土

(1) 定 義

本線盛土とは、在来線のルートを変更して新線とする区間、および在来線の盛土形状が土工定規および縦断図に合致しない区間に盛土を行ない路床部および路体部を形成する作業である。

この作業には、T S 4.02 の規定のほか、伐開、除根、土取、土の運搬材料の敷均し、段切り、含水比の調節、締固め転圧、土羽打ち施工基面仕上げ、施工管理のための排水設備および試験盛土施工等を含むものとする。

(2) 盛土材料

盛土材料は、切取、河床整理、根掘からの発生土および土取場からの土であって、エンジニアが承認した適切な材料を用いること。

盛土に不適な土とは、有機質を多量に含む表土、白っぽい酸性土、ゼントナイト、および自然の含水比がその最適含水比を超えるような含水比の土である。

(3) 試験盛土の施工

盛土工事の施工前に、エンジニアの指示に従い試験盛土の施工を行なうこと。この試験の目的は、必要な締固めを得るための最適の含水比と転圧機械の必要通過回数、撒き出し厚等を明らかにするものである。

転圧機械は本工事で使用するものと同一のものであること。

(4) 施工一般

(a) 盛土材料はエンジニアの指示する幅で均等な厚さにかつ水平に撒き出すこと。

一層の撒き出し厚は試験盛土の施工によって決定されるが、原則として 50 cm 以上にしないこと。

(b) 1 : 4 より急な勾配を有する原地盤上、あるいは既設の盛土法面に接して盛土を施工する場合は、盛土

の転圧幅に対して十分な余裕かとれる幅に、既設の盛土法面または原地盤の段切を行ない、盛土との密着をはかり滑動を防止すること。

原地盤または既設盛土の段切りの数量は、盛土数量として計測は行なわず盛土単価に含まれるものとする。

- (c) 橋台、函渠、ウイング、壁に接する部分の盛土は、それらの構造物かエンジニアの指示する所定の強度に達した際行なうこと。
- (d) 通常の転圧機械が接近できない箇所の盛土は、メカニカルタイタンパーを用いて十分につき固めること。
- (e) 盛土の収縮が予期されるような土質で盛土を施工する場合は、エンジニアの指示に従って、余盛りを行なうこと。エンジニアの指示による余盛の数量は、盛土の単価により支払うものとする。

(5) 岩盛土の施工

- (a) 岩材料で盛土を施工する場合は、粒径 50 cm 以下に小割し広く盛土中に分布させ、空隙をつくらぬよう施工すること。
- (b) 岩材料は、路盤表面より深さ 1 m 以内に混入させないこと。

(6) 盛土法面の施工

- (a) 法面付近に用いる材料は、特殊な場合を除き盛土本体の材料と同一とすること。
- (b) 盛土を層毎に水平に締固めるさいには、法肩付近まで転圧機械による転圧を行なうことを原則とする。これが困難な場合には、小型振動締固め機などで、盛土本体と同等以上の締固めを行なうこと。
- (c) 法面は、盛土本体と平行して仕上げていくこと。
- (d) 法面が安定するまでは降雨により浸食などを受けないよう必要な処置をとること。

(7) 必要締固め度と検査

- (a) 盛土の締固め度は、平板載荷試験 AASHTO T222 で規制するものとし、路盤面より深さ 2 m までは 11 kg/cm^3 以上、路盤面より深さ 2 m を超える部分では 7 kg/cm^3 以上とすること。
- (b) 盛土の締固め度試験は、エンジニアの指示により盛土厚 1.5 m の平面ごとに盛土延長 100 m につき中央、両側の 3ヶ所を行なうこと。

(8) 最適含水比

所定の締固めに必要な含水比に満たない場合は、請負者が計画し、エンジニアが承認した方法により含水比調節を行なうこと。

(9) 安定性

請負者は、すべての盛土の安定性に責任を有し、請負者側の怠慢または、不注意の原因による損害や変位部分の復旧、または修復を自己の負担で行なうこと。

(10) 計測方法

支払い対象となる本線盛土の数量は、エンジニアの承認するよう転圧された盛土の m^3 単位の容積である。数量は平均断面法により計算すること。請負者は指示された縮尺で必要な縦、横断の詳細図を指定の大きさのトレッシングペーパーに鉛筆で書き作成し、エンジニアの検測と承認をうけること。これらの図面は支払いのための計測数量の基礎となるものである。

請負者は承認された図面と詳細数量計算書のコピーを各々 3 通エンジニアへ提出すること。

(11) 支払い

請負者は各区分毎に、仮線路盤が完成すればエンジニアに通知すること。

エンジニアは請負者の通知を受けた後、仮線路盤を検査し、承認できれば請負者に完成証明書を発行し仮受領するものとする。

発注者はこの完成証明書発行後仮線軌道を敷設し本線から仮線へ軌道を切替え、仮線を使用して列車の運転を行なう。

仮線の軌道に関する維持、保守は発注者が行なうが、請負者は仮線盛土、仮排水設備、仮水路の維持保守を仮線使用期間中について行なうこと。

(12) 計測方法

支払いの対象となる仮線盛土の数量は、エンジニアの承認するよう転圧された盛土の m^3 単位の容積である。

数量は平均断面法により計算すること。

請負者は指示された縮尺で必要な縦、横断の詳細図を指定の大きさのトレンシングペーパーに鉛筆で作成し、エンジニアの検測と承認を受けること。

これらの図面は支払いのための計測数量の基礎となるものである。

請負者は承認された図面と詳細数量計算書のコピーを各々3通エンジニアへ提出すること。

(13) 支払い

仮線盛土の単価には、本技術仕様書、契約条件書、一般仕様書に規定される工事および仮線盛土の施工に要する費用一切が含まれるものとする。

支払いは前項で計算された盛土数量の m^3 単位で行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
--------------	------

9. 仮線盛土	m^3
---------	-------

TS 4.07 河床整理

(1) 定義

河床整理とは河川あるいは水路が、在来線、仮線および新線と横断する箇所、土工定規図に示された計画河川形状を形成するために支障する盛土部分のてっ去、または在来地盤の掘削、あるいは運搬、土捨、河川断面の修正の作業である。

(2) 施工

(a) 計画河川断面の法面および法肩付近のゆるい岩、樹根、不安定な土塊は取り除くこと。

(b) 岩石の掘削に火薬を用いるときは、計画河川断面外の岩石をゆるめないこと。

(c) 施工中の降雨や出水等によって、構造物や計画河川断面外の盛土あるいは地盤に影響を与えないよう計画し施工すること。

(3) 計測方法

支払いの対象となる河床整理の数量は、平均断面法で計算した地山数量を m^3 単位で表示したものとする。

請負者は指示された縮尺で、河川整理の縦断面図および横断面図並びに平面図を指定の大きさのトレンシングペーパーに鉛筆で作成し、エンジニアの検測を受け承認を得ること。

これらの図面は、支払いのための計測数量の基礎となるものである。

請負者は承認された図面と詳細数量計算書のコピー各々3通を、エンジニアに提出すること。

(4) 支払い

河床整理の単価には本技術仕様書、契約条件書、一般仕様書に規定される工事および河床整理施工に要する費用一切が含まれるものとする。

支払いは前項で計算された地山数量の m^3 単位で行なうものとする。

支払番号及び工事種類 計測単位

10. 河床整理 m^3

TS 4.08 根 掘

(1) 定 義

根掘とは、ここで規定された、あるいは図面に示された構造物新設のために原地盤を掘削し、埋戻す作業である。

TS 4.07 河床整理と定義された掘削には、この根掘が適用されない。

根掘は土砂と軟岩に区別され、その分類はTS 4.03 (3) によるものとする。

根掘とは、橋梁下部工、函渠、U型よう壁の構造物の掘削に限定されるものとする。

根掘には、土砂または軟岩の掘削、流用箇所あるいは土捨場への運搬、仮置き、埋戻し、埋戻し土のつき固め転圧、必要な排水、締め切り、土留およびそれらの施工後の除去、迂回道路、迂回水路等の施工および撤去、根掘の障害となるもの、除去等が含まれるものとする。

(2) 施 工

(a) 請負者は、すべての根掘開始前に、十分な時間的余裕をもってエンジニアに根掘前の原地盤の計画がてきるよう通知すること。

構造物近辺の原地盤はエンジニアの許可なく乱さないこと。

(b) 根掘は図示された構造物または構造物の基礎の施工が可能な大きさにすること。

(c) 岩、その他堅い基礎の支持地盤面は、ゆるんだ部分を取り除き清掃して良好な面を露出させること。

(d) 基礎を岩以外の地盤に施工する場合は支持地盤面までの根掘は基礎を施工する直前まで行わないこと。

基礎地盤が軟かく、あるいは不適当な場合はエンジニアの判断に従って不適当な材料を除去し、均等粒度の砂、砂利またはぐり石をもって置換えること。この基礎地盤の置換えはエンジニアの指示する基礎面まで行なうものとし、支持力が十分出るよう適当な締め固め機械により転圧すること。

(e) 請負者は根掘作業中、根掘箇所へ雨水および自然水が流入しないよう設備を設け、雨水、湧水等による根掘箇所の水は適当な排水設備により排水すること。

(3) 地盤支持力の確認

請負者は根掘作業が設計図面に示す根掘底面に近づいたときは、構造物の基礎としての支持力の有無を調査すること。

根掘底面に達しないうちに支持力を確保できる地盤が出現し、さらにその支持層が連続しているときも同様とする。

いずれの場合もエンジニアの立会を求め、その承認を得なければ基礎、基礎工あるいは函渠等を施工しないこと。

エンジニアは基礎底面の地盤の土質、支持力が、構造物の基礎地盤として不適当と判断したときは、良好な基礎地盤を確保するために基礎構造物の寸法や基礎底面の高さの変更を命ずることができるものとする。

(4) 根掘土の使用

根掘による良好な発生土は、埋戻しまたは盛土に使用すること。使用されない発生土は河川敷または水の流路内に処分しないこと。いかなる場合も根掘土が構造物に影響を与えるような方法で仮置しないと、その処分のさいも同様に留意すること。

(5) 埋戻しと構造物に接した盛土

- (a) 構造物の埋戻しは一層 30 cm 以下のまき出し厚で、メカニカルタンパーで十分締固めること。
- (b) 埋戻し土が路盤の一部になる場合の埋戻しは、TS 4.05 本線盛土の規定に従って十分締固めること。
- (c) 橋台の埋戻しは、エンジニアが承認した良質材料を用いてコンパクターまたはメカニカルタンパーを用いて十分締固めること。
- (d) 埋戻し、または盛土の施工は、出来る限り構造物の両側において大略同一の高さになるよう同時に、かつ水平に行なうこと。
- (e) 埋戻しまたは盛土は原則として当該構造物に使用したコンクリートの供試体強度が設計強度の 75 % に達し、エンジニアの承認した後に行なうこと。
- (f) 水抜孔の部分はその機能が十分発揮できるよう砂利等で裏込を施工すること。

(6) 計測方法

構造物根掘の支払い対象数量は、その位置を平均断面法で計算した m^3 単位とする。

ただし、その部分に河床整理で支払う数量があるときはその断面を控除して計算すること。

構造物根掘のために計測する土砂または軟岩の体積は設計根掘で計測される。設計根掘とは構造物基礎底面の水平投影面積に底面から平均地盤線（河床整理はその仕上げ面）までの高さを乗じて算出した数量とする。平均地盤線は橋梁では線路中心線より、函渠ではそれぞれ構造物の中心線の地盤によって算出すること。

請負者はエンジニアに承認された、根掘開始前の原地盤の高さと根掘底面の高さを記載した図面、および詳細数量計算書のコピー各々 3 通をエンジニアへ提出すること。

基礎ぐり石、土留よう壁、雑工コンクリートの根掘は個別に支払われず、それらの計測単位に含めるものとする。

(7) 支払い

根掘の単価には、本技術仕様書、契約条件書、一般仕様書に規定される工事および根掘施工に要する費用一切が含まれているものとする。

支払いは、前項で計算された地山数量の m^3 単位で行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
11. 根掘（土砂）	m^3
12. 根掘（軟岩）	m^3

TS 4.09 構造物取りこわし

(1) 定義

構造物取りこわしとは、新設構造物の施工に影響する既存構造物を適切な方法で取りこわし、除去し、処分する作業である。ただし、契約の中の他の項目で除去、処分される既存構造物は除くこととする。なお、対象となると思われる構造物は、土留壁および両渠等である。

(2) 施 工

- (a) 新設構造物の施工上支障する既存構造物がある場合は、その構造図および数量計算書を作成し、取りこわし計画書とともにエンジニアへ提出し承認を受けた後施工すること。
- (b) 取りこわしは、適切な方法で1個0.2 m³以下の大きさにして除去し、河川下流側の河床整理範囲外へ処分すること。
- (c) 既存構造物の1部分が支障する場合でも、構造物全部を取りこわすものとし、それによって生じた空洞部は周囲の地盤面まで適切な材料で充填すること。

(3) 支払い

請負者は工事完了後エンジニアの立会を求め、工事完了の承認を受けること。構造物取りこわしの単価には、本技術仕様書、契約条件書、一般仕様書に規定される工事および構造物取りこわしに要する費用一切が含まれるものとする。

支払いは前項(a)号で承認された既存構造物の数量のm³単位で行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
--------------	------

19. 構造物取りこわし	m ³
--------------	----------------

TS 4.10 基礎ぐり石

(1) 定 義

基礎ぐり石とは、構造物の基礎の支持地盤が岩盤でない場合、基礎の下にぐり石を突込む作業である。

(2) 材 料

基礎ぐり石の材質は、実用的な天然石または破砕石とする。その品質は強硬、耐久的なものでなければならずTS 4.09により発生した材料を使用する場合は、強硬なものを選び加工してエンジニアの承認を受けること。

(3) 施 工

根掘り底面に大小適度に混合したぐり石を敷き並べ、所定の高さまで不陸のないようランマー等で十分に突き込むこと。

(4) 計測方法

請負者は、工事完了後エンジニアの立会を求め、ぐり石天端の高さの測定と、突き込み深さ確認のための確認掘を行ない、承認を受けること。請負者は確認された数値をもとにm³単位で計算された数量計算書を作成し、そのコピー3通をエンジニアに提出すること。

(5) 支払い

基礎ぐり石の単価には、本技術仕様書、契約条件書、一般仕様書に規定される工事および基礎ぐり石施工に要する費用一切が含まれる。支払いは前項で計算された数量のm³単位で行なうものとする。

支払い番号および工事種類	計測単位
--------------	------

13. 基礎ぐり石	m ³
-----------	----------------

T S 5. コンクリート工

T S 5.01	適用範囲	5-1
T S 5.02	コンクリートの種別	5-1
T S 5.03	配合	5-1
	(1) 一般事項	5-1
	(2) 配合の方法	5-1
	(3) 強度の条件	5-2
T S 5.04	材 料	5-2
	(1) セメント	5-2
	(2) 混和剤	5-2
	(3) 水	5-3
	(4) 細骨材	5-3
	(5) 粗骨材	5-4
	(6) 目地材	5-6
	(7) 養生用材料	5-6
	(8) 材料の貯蔵	5-6
T S 5.05	施 工	5-7
	(1) 計 量	5-7
	(2) 練り混ぜ	5-8
	(3) スランptest	5-8
	(4) 現場圧縮強度試験	5-8
	(5) 足場、型枠および支保工	5-9
	(6) コンクリートの打込み	5-10
T S 5.06	計測および支払い	5-13
	(1) 計 測	5-13
	(2) 支払い	5-13
T S 5.07	鉄 筋	5-14
	(1) 材 料	5-14
	(2) 保 管	5-14
	(3) 曲げ加工	5-14
	(4) 鉄筋の組立	5-14
	(5) 継 手	5-15
	(6) 測定および支払い	5-15

TS 5. コンクリート工

TS 5.01 適用範囲

このコンクリート工技術仕様は、橋台、橋脚、函渠、U型擁壁等の鉄筋コンクリート構造物とその他無筋コンクリート構造物の材料の供給および工事の施工に適用する。

工事は契約書類に従って厳密に施工しなければならない。

TS 5.02 コンクリートの種別

構造物に使用されるコンクリートの種別は表5-1の通りとする。

表5-1 コンクリートの種別

種 別	使 用 箇 所	材令28日における圧縮強度(kg/cm ²)
橋台コンクリート	橋台の壁、翼壁	210
橋台基礎コンクリート	橋台の基礎	210
橋脚コンクリート	橋脚の体	210
橋脚基礎コンクリート	橋脚の基礎	210
函 渠	函 渠	210
U型擁壁コンクリート	U型擁壁	210
下水渠コンクリート	鉄筋コンクリート開渠 無筋コンクリート開渠	180
土留擁壁コンクリート	土留擁壁	180
雑工コンクリート	エプロン等その他重要でない構造物	180
均しコンクリート	構造物基礎の均しコンクリート	160

TS 5.03 配 合

(1) 一般事項

請負者は、本工事の実施面において必要とするプレースアビリティ、強度、耐久性が得られるように、また本工事に利用しうる材料の特性を、本工事に適する配合を導入するためにコンクリートの配合を選定すること。

コンクリート構造物において、コンクリートの配合が変わったために、コンクリート各材料の数量に増減があっても、コンクリートの単価は変更しないものとする。

(2) 配合の方法

コンクリートの配合の基準は表5-2に示す。

請負者は、この基準に基づきコンクリートの配合を選定し、試験を行ない、上述した要求事項を満足する特性をもつコンクリートが得られるまで修正を行なうこと。

エンジニアの指示がない限り、コンクリートの配合の選定方法はACI 211.1に従って行なうものとし、最終的に決定されたコンクリート配合はエンジニアの承認を受けること。

また可能な範囲において、コンクリートの配合選定は、実際に使用する材料および設備を用いて行なった

試験または経験に基づいて行なうこと。

表5-2 コンクリート配合の基準

材令28日における 圧縮強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (in)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)
210	1	10~15	3~6	58
180	1½	"	"	63
160	1½	"	"	63

(3) 強度の条件

28日後の供試体で測定したコンクリートの圧縮強度の試験値は、次の条件を満足すること。

(a) 試験値は、設計基準強度の80%を $1/20$ 以上の確率で下らないこと。

(b) 試験値は、設計基準強度を $1/4$ 以上の確率で下らないこと。

7日後の供試体で測定したコンクリートの圧縮強度は、表5-2に示されている設計基準強度値の60%以上であること。

注：設計基準強度：材令28日における圧縮強度をもとにした基準強度

TS 5.04 材 料

(1) セメント

ポルトランドセメントは、ASTM C 150 (AASHTO M 85) の要求条件に適合するものとし、他に別段の指定がない限りタイプIおよびIIのポルトランドセメントを使用すること。

エンジニアの事前の承認がない限り、異なる商標のセメント、または同じ商標で異なる工場において製造されたセメントは同一構造物に使用しないこと。

また請負者は、使用の前に次により品質を確認すること。

物理的、化学的試験を実施するか、製造業者の品質証明書をエンジニアに提出し、エンジニアの承認を得ること。物理的、化学的試験は、ASTM C 150 (AASHTO M 85) に従って行なうこと。

(2) 混和剤

(a) 請負者が混和剤を使用する場合には、エンジニアの承認した試験所で行なった試験により、次の(i)(ii)および(iii)に記述されている事項を確認する証明を、エンジニアに提出して承認を得ること。

(i) 試験結果をもとに、混和剤が、当初の使用目的に合致したものであること。

(ii) 一つの目的に効果があるときでも、他の性質に悪影響を及ぼさないものであること。

(iii) 使用材料(セメント、水、骨材)の組合せが良好でない事が原因により、効果が不十分となったり、添加量が不適当なことが生じないものであること。

(b) 請負者が事前に承認された混和剤を使用する場合には、使用の前に承認されたものと同じである旨の証明書を提出すること。

(c) AE剤は、ASTM C 260 (AASHTO M 154) の要求条件に適合すること、遅延剤および減水剤はASTM C 494 (AASHTO M 194) の要求条件に適合すること。

なお、その他の混和剤を使用する場合には、試験に使用する前にエンジニアの承認を得ること。

(3) 水

コンクリートの練り混ぜ、および骨材の洗浄に使用する水は、清浄なもので、油、酸、塩、アルカリ、有機物などのコンクリートの品質に影響を及ぼす物質の有害量を含まないこと。

水は使用に先立ち、AASHTO T 26 によって試験するものとし、同規準中の要求条件を満足するものであること。

質的に飲用に適するものとして知られている水は、エンジニアの承認を得て試験なしで使用することができる。

(4) 細骨材

(a) 一般事項

コンクリート用の細骨材は、天然砂または、エンジニアの承認を得た無機質で不活性な、材料から作った砕砂とし、清浄、強硬、耐久的事であること。エンジニアの許可なく、異なる供給先からの細骨材を同じ構造物に使用しないこと。

(b) 粒度の条件

細骨材のふるい分け試験はASTM C 136 によって試験を行なうものとしその粒度は次の条件を満足すること。

表5-3 粒度の条件

ふるい呼称	ふるいを通過する重量に対する合計のパーセンテージ
$\frac{3}{8}$ インチ	100
No. 4	95~100
No. 8	80~100
No. 16	50~85
No. 30	25~60
No. 50	10~30
No. 100	2~10

細骨材の粗粒率が、コンクリートの配合を選定する時に用いた細骨材の粗粒率に比べて、0.20 以上の変化を示した時は、配合を変えること。

細骨材の粗粒率は、ふるい呼称番号 $\frac{3}{8}$, No.4, No.8, No.16, No.30, No.50, およびNo.100を通過する重量のパーセンテージを100で割った値を加算し決定される。

No.50およびNo.100のふるいを通過するべき材料の最低条件をも満たさない細骨材も、承認された無機の細粒不活性材料を加えて不足を補えば使用してよい。

(c) 有害物含有量の限度

すべての細骨材は、ごみ、どろ、等の有機的不純物を有害量含まないこととし、表5-4に有害物含有量の許容値および試験方法を示す。

有機的不純物のカラーメトリック試験はASTM C 40 によって試験するものとし、標準より暗い色を構成する細骨材は、モルタル強度試験をパスしない限りこれを使用しないこと。工事の進行中に試験された細骨材が、本来工事に承認されたサンプルより暗い色の場合、エンジニアの満足のいくような試験を

するまで工事を中断するものとする。

色合いが標準より暗い場合でも、その細骨材を用いたモルタル供試体の圧縮強度が、その細骨材を水酸化ナトリウム3%溶液で洗い、さらに水で十分洗って用いたモルタル供試体の圧縮強度の95%以上であればエンジニアの承認を得て用いてよい。

細骨材を含むモルタル試験はASTM C 87 (AASHTO T 71) によるものとし、供試体の材令はタイプ I, II 共に7日とする。

表5-4 細骨材の許容有害物の含有量

	試験方法	細骨材の重量に対するパーセンテージ
粘土塊	ASTM C 142 (AASHTO T 112)	1
No.200のふるいを通過する材料	ASTM C 117 (AASHTO T 11)	3

(d) 耐久性の条件

細骨材は、ASTM C 88 (AASHTO T 104) テストの硫酸ナトリウムによる安定性試験で、5回の操作を繰り返したときの細骨材の損失重量のパーセンテージは10%を上回らないこと。条件に合致しない細骨材も、エンジニアが十分満足のいく次のような証拠資料を提出することによって受け入れられることがある。

すなわち、同じ供給源からの同じような細骨材で作られた比較できる大きさのコンクリートが大した崩壊もなく、少なくとも5年間同じような条件の風雨にさらされたことを示す資料。

(5) 粗骨材

(a) 一般事項

コンクリート用の粗骨材は、碎石、砂利あるいはエンジニアの承認を得た無機質で不活性な粗骨材料とし、清浄、強硬、耐久的でなければならず粘着性のあるコーティングは無いこと。

(b) 粒度の条件

粗骨材のふるい分け試験は、ASTM C 136 によって試験を行なうものとし、その粒度は次の条件に適合すること。

表 5 - 5 粗骨材の粒度の条件

Size Number	Nominal Size (Sieves with Square Openings)	Amounts Finer than Each Laboratory Sieve (Square Openings), Percent by Weight											
		4 in. (100 mm)	3 1/2 in. (90 mm)	3 in. (75 mm)	2 1/2 in. (63 mm)	2 in. (50 mm)	1 1/2 in. (37.5 mm)	1 in. (25.0 mm)	3/4 in. (19.0 mm)	3/8 in. (9.5 mm)	No. 4 (4.75 mm)	No. 8 (2.36 mm)	No. 16 (1.18 mm)
1	3/4 to 1 1/2 in. (90 to 37.5 mm)	100	90 to 100	...	25 to 60	...	0 to 15	...	0 to 5
2	2 1/2 to 1 1/2 in. (63 to 37.5 mm)	100	90 to 100	35 to 70	0 to 15	...	0 to 5
357	2 in. to No. 4 (50 to 4.75 mm)	100	95 to 100	...	35 to 70	...	10 to 30	...	0 to 5	...
467	1 1/2 in. to No. 4 (37.5 to 4.75 mm)	100	95 to 100	...	35 to 70	...	10 to 30	0 to 5	...
57	1 in. to No. 4 (25.0 to 4.75 mm)	100	95 to 100	...	25 to 60	...	0 to 10	0 to 5
67	3/4 in. to No. 4 (19.0 to 4.75 mm)	100	90 to 100	...	20 to 55	0 to 10	0 to 5
7	1/2 in. to No. 4 (12.5 to 4.75 mm)	100	90 to 100	40 to 70	0 to 15	0 to 5
8	3/8 in. to No. 8 (9.5 to 2.36 mm)	100	85 to 100	10 to 30	0 to 5
3	2 to 1 in. (50 to 25.0 mm)	100	90 to 100	35 to 70	0 to 15	...	0 to 5
4	1 1/2 to 3/4 in. (37.5 to 19.0 mm)	100	90 to 100	20 to 55	0 to 15	...	0 to 5

(c) 有害物の含有量の限度

すべての粗骨材は、表5-6に示される値を越えて有害物を含有しないこと。

表5-6 粗骨材の許容有害物含有量

	試験方法	粗骨材の重量に対するパーセンテージ
粘土塊	ASTM C142 (AASHTO T117)	0.25
No 200のふるいを 通過する材料	ASTM C117 (AASHTO T11)	1

(d) 強硬の条件

粗骨材は、ASTM C131によるすべり試験において500回転で40%以上の摩損がないこと。

(e) 耐久性の条件

ASTM C88 (AASHTO T104) テストの硫酸ナトリウムによる骨材の安定性試験で、5回の操作を繰り返したときの粗骨材の損失重量のパーセンテージは12%を越えないこと。条件に合致しない粗骨材も、エンジニアが十分満足のいく次のような証拠資料を提出することによって受け入れられることがある。すなわち、同じ供給源の類似粗骨材から作られた比較できる大きさのコンクリートが大した崩壊もなく、少なくとも5年間同じような条件の風雨にさらされたことを示す資料。

(6) 目地材

請負者は、設計図面に示された位置に最適な目地材をエンジニアに提案し、承認を受けること。

(7) 養生用材料

養生用材料は次の規格に適合するものであること。

- ジェート、ケナフから作られた黄麻布 AASHTO M182
または
- コンクリート養生のためのシート材料 ASTM C171

(8) 材料の貯蔵

(a) セメント

(i) 一般事項

セメントは、防湿的な建物またはサイロに貯蔵すること。60日を越えて請負者が保管したセメントは、使用前にエンジニアの承認を受けること。貯蔵中にいくぶんでも固まったセメントは、これを工事に使用しないこと。

商標、タイプあるいは製造された工場が異なるセメントはそれぞれ別個に保管すること。

(ii) 袋詰めセメント

袋詰めセメントは、事前にエンジニアの承認を受けた地上より30cm以上高い床をもつ防湿的な建物に貯蔵すること。

袋詰めセメントは、空気の循環を減じ、また検査を容易に行なうことを可能にするような方法で積み重ねること。

この積み重ねは15袋以下とすること。

(iii) バラセメント

バラセメントは、ボビリア共和国国内において既に使用されているものと同じ様なサイロ、またはエンジニアの承認したサイロに貯蔵すること。

(b) 骨材

細骨材、粗骨材は種類、粒度、供給源ごとにべつべつに、また土や不純物の混入を防ぐような方法で貯蔵すること。

骨材の貯蔵および取扱いにおいては、大小粒が分離しないよう、また粗骨材の場合は粒子が破碎しないように、設備を整備し、取扱い作業に注意すること。

骨材の貯蔵設備は適当な容量のものとし、表面水が一樣となるよう設備および運営すること。

(c) 混和剤

(i) 一般事項

混和剤は、ごみ、その他の不純物が混入しないように貯蔵すること。貯蔵期間が長くなり、エンジニアが必要とみなした場合は、請負者は、コンクリートに及ぼす影響の程度を確かめるために改めて試験を行ない、エンジニアによる使用の可否についての指示をうけること。

(ii) 粉末状の混和剤

粉末状の混和剤は、吸湿したり固まったりしないよう防湿的な倉庫またはサイロに貯蔵すること。数種類の混和剤を貯蔵する場合には、それらの貯蔵容器を混同して用いたり、誤まってまぜたりしないよう注意すること。

(iii) 液状の混和剤

液状の混和剤は、分離したり変質しないように清浄で耐候的なタンクに貯蔵すること。鉄製のタンクは混和剤を変質させたりしないことが確認されない限り使用しないこと。タンクは日光の直射を避け、火気を近付けないように注意を払うこと。

T S 5.05 施 工

(1) 計量

コンクリートの各材料は、コンクリートの品質の変動を避けるために次の各号により正しく計量すること。

(a) セメント

セメントは、エンジニアの承認した重量計量装置によって計量すること。

(b) 水

水は、エンジニアの承認した重量計量装置によって計量すること、ただしエンジニアの承認を受けた場合は容積計量をしてよい。

(c) 骨材

粗骨材および細骨材は、すべてエンジニアの承認した重量計量装置によって計量すること。

(d) 混和剤

混和剤は、エンジニアの承認した重量計量装置によって計量すること。ただし、エンジニアの承認を受けた場合は容積計量をしてよい。

各材料は、一振り分ずつ計量するものとし、骨材の計量誤差は1回計量分量の3%以内、セメントは、

1 回計量分量の 2%以内、水・混和剤の計量誤差は 1 回計量分量の 1%であること。

各々の計量装置の精度は、使用範囲内で 0.5%内を保つこと。またエンジニアがその精度を維持するために必要であると判断した時には、計量装置をその都度検査、試験し封印するものとする。現場での試験で一貫して所定の精度が維持されることがわかった場合エンジニアは、封印の前であっても適当な期間その重量計量装置の使用を認めるものとする。

(2) 練り混ぜ

コンクリートは、型式および容量についてエンジニアの承諾を受けたミキサーにより混ぜること。

練り混ぜ時間は、試験結果によって決定すること。

水は、セメント、骨材を投入する前に注入を始めること。

ドラムの回転数は機械規定回数転を保つよう注意すること。

材料をミキサーに投入するには、全部の材料を同時に均等に投入するのを原則とする。

練り混ぜは、所定時間の 3 倍以上、これを行なわないこと。

ミキサー内のコンクリートを全部取出した後でなければ、ミキサー内に新たに材料を投入しないこと。

ミキサーは使用の前後に十分これを清掃すること。

練置いて固まり始めたコンクリートは、これを練り返して用いないこと。

緊急の場合は、エンジニアの許可する場合に限りコンクリートの手練りをしてもよい。この場合均一なコンクリートになるまで練り混ぜること。

(3) スランプテスト

スランプテストは、ASTM C 172 (AASHTO T 141) および ASTM C 143 (AASHTO C 119) に従って測定すること。測定は 1 バッチごとに 1 回行なうこと。

(4) 現場圧縮強度試験

(a) 一般事項

請負者は、コンクリートの品質を確かめるために圧縮強度試験を行なうこと。

コンクリートの特性値は、同一バッチから採った供試体により、一連の圧縮強度試験結果を基礎にして定めるものとする。

コンクリート試験は、G.S. 13 (3) に規定した実験室でエンジニア立会いのもとに請負者の負担で請負者が行なうものとする。

(b) 供試体の準備および試験

請負者は、工事期間中、コンクリート圧縮強度を測定するために、7日および 28 日の期間またはエンジニアの指定する期間養生された供試体を準備すること。試験用の供試体の作成および養生は、ASTM C 31 (AASHTO T 23) および ASTM C 617 (AASHTO T 231) により、その試験は ASTM C 39 (AASHTO T 22) によること。

供試体は、コンクリート数量 50 立方メートルごとに、または、1 日行程の打込み数量ごとにあるいはエンジニアが必要と認める数量ごとに 6 箇以上の供試体を作成すること。上記 6 箇の供試体のうち、3 箇は 7 日目、他の 3 箇は 28 日目で圧縮強度試験を行なうこと。

エンジニアは、コンクリートが本プロジェクトに要求される規定の強さと状態であることを確認するため、必要に応じ試験回数を増やしたり、或いは、他の試験をすることができるとする。

請負者は、供試体を現場から実験室に輸送するための梱包箱を準備するものとし、この梱包箱の準備にかかる費用と供試体を現場から実験室へ輸送、または出荷する費用はコンクリートの支払い単価に含まれているものとする。

(c) 試験結果の評価

28日目の圧縮強度試験の結果、その強度がTS 5.03 (3)に定められた要求条件に合致していれば、そのコンクリートは満足すべきものとみなされる。試験結果が要求と合致しないときは、エンジニアは請負者に対して請負者の費用で次に記述されている(i)または(ii)により欠陥工事を改善するか除去するよう指示することができる。

(i) エンジニアの指示により必要な補強を行なう。

(ii) エンジニアは、請負者の同意を得てコンクリートを現場より徹去するよう指示する。

請負者がこの試験結果について反論した場合は、エンジニアは請負者の費用で次に記述する(iii)および(iv)に従って確認試験を行なうよう請負者に求めることができる。

(iii) エンジニアの指示により、すでに建設された構造物の論争中の部分からロータリーコアボーラーを用いて得られた試験円柱で圧縮試験を行ない圧縮強度を測定する。この試験はしかるべく合意された権威ある試験方法によって行なうこと。

(iv) 完成した無筋または鉄筋コンクリート構造物に対して、スクレロメータにより非破壊圧縮強度試験を行ない、圧縮強度を測定する。非破壊圧縮強度および測定は次のようにして行なうこと。

エンジニアによって選択された点の周囲に0.1平方メートル以下の面積を定め、そこで、スクレロメータでブローを10回行い、インデックスの値を毎回読みとって記録する。

- 上記の値の等差中項を定める。
- スクレロメータのスケールのトータルレンジの1500分の1以上等差中項より異なる値は放棄する。
- 残った値から等差中項を求め、スクレロメータの校正表を用いてコンクリートの圧縮強さを求める。
- 一般には、各々の型のスクレロメータに対してメーカーが提供した校正表が用いられる。
- 上記の規定にもかかわらずエンジニアは、妥当と考えたときコアによるクラッシュ試験を行ない単純圧縮強度より直接スクレロメータの校正を行なう権利を有するものとする。

7日目の圧縮強度試験の結果強度が、TS 5.03(2)に定めた要求条件を下回る場合、請負者は低い値が出た原因が究明され、エンジニアの満足のいくように仕様書に従って、コンクリートを製造することが確実にできる処置をとるまでは、コンクリートを新に打設してはならない。

(5) 足場、型枠および支保工

(a) 足場

足場は、工事中の荷重に対して十分な強度を有するとともに、その受ける荷重を確実に基礎に伝えるように設計すること。足場の基礎は足場にかかる全荷重を安全に支持するものであること。

請負者は、主要な足場の施工図をエンジニアに提出し、承認を受けること。

(b) 型枠および支保工

(i) 一般

すべての型枠と支保工は、コンクリート打込み中および打込み後のコンクリートの圧力、振動および作業に伴う荷重による有害な歪みを防ぐのに十分な強度と剛性を有するとともに、完成した構造物の形

状と寸法が正確に確保され、満足なコンクリートが得られるように設計、施工すること。

請負者は、主要な型枠および支保工の施工図をエンジニアに提出し、承認を受けること。

(ii) 材料

すべての型枠および支保工は、木、鋼またはエンジニアにより承認された他の材料により組み立てるものとし、強度、剛性、耐久性、作業性、打込まれるコンクリートに対する影響（耐モルタル性を有し、セメントペースが漏れない構造とすること）を考慮して選定すること。

(iii) 施工

- 型枠のコンクリートに接する面はなめらかな平らな面であること。木製型枠のコンクリートに接する面は、かんな仕上げとすること。

木製型枠は、用材の縮みによる継ぎ目の開きを防ぐように作りかつ、維持すること。

- 鋼製型枠は、型枠が正しい形を維持できる厚さのものであること。鋼製型枠は、錆が生じないよう、またグリース、その他の異物がつかないように注意すること。

- 支保工は、十分な強度と安定性をもつように施工すること。

- 型枠のための締めつけ金具は、型わくを取りはずした後、コンクリート表面に残さないこと。コンクリート面の穴は容積比でセメント1：砂2のモルタルで充てんし、表面を強固でなめらかに、かつ、平坦に仕上げること。エンジニアにより鉄線の使用が承認された時は、くさびを用いて十分に締めつけること。

- コンクリートが型枠に打込まれる時、型枠のコンクリートに接する面は清浄であること。木製型枠のコンクリートに接する面は打込み前に十分に水でぬらしておくこと。鋼製型枠の場合はエンジニアにより承認されたはく離剤を塗布すること。

コンクリートが付着したり、コンクリート表面を軟化させるはく離剤は使用しないこと。

- 型枠は組立後、エンジニアの検測を受けるものとし、請負者はこの結果に基づき検測報告書を作成すること。

(注) 検測報告書とは型枠の位置、形状、寸法の検測結果および打込むコンクリートの体積について記載した資料をいう。

(6) コンクリートの打込み

(a) 打込みの準備

コンクリート打込みの前に、運搬、打込み、設備等につきあらかじめ計画をたてエンジニアの承認を得ること。すべての型枠と鉄筋の配置、埋設物の設置、地盤、岩盤または既設コンクリートの表面処理がエンジニアにより検査、承認されるまではコンクリートを打込まないこと。打込みの前には、運搬装置、打込み設備、型枠内および打込み箇所を清掃してコンクリート中に雑物の混入することを防ぐこと。

(b) 運搬

コンクリートの運搬方法は、コンクリートの材料の分離、コンシステンシー、ワーカビリティ等、性状の変化ができるだけ少ない方法で、迅速に打込み箇所まで運搬できる方法を選ぶこと。

運搬路は、コンクリートの運搬作業が迅速かつ円滑容易であり、できるだけ短距離になるように計画すること。

(i) コンクリートの運搬に使用するバケット、手押車、トロッコ、自動車等は材料の分離をおこさないも

のであること。

- (ii) バケットの構造は、コンクリートの投入および排出の際に材料の分離を起こさないものであり、また、バケットからのコンクリートの搬出が容易で、かつ速やかなものであること。
- (iii) 手押車またはトロックを用いる場合には、コンクリートの運搬中に材料の分離が起こらないように、平らな運搬路を設けること。
- (iv) コンクリート運搬用の自動車は荷おろしが容易なものであること。運搬距離が長い場合は、自動車にアジテーターなどの設備を付けること。
- (v) ベルトコンベヤーを用いる場合、コンクリートの品質が損なわないように、ベルトコンベヤーを適当な位置に配置し、ベルトコンベヤーの終端にはバックプレートおよび漏斗管を設けるなどして、材料の分離を防ぐこと。
- (vi) シュートを用いる場合には、原則として縦シュートを用いること。縦シュートは漏斗管などを継ぎ合わせて造り、材料の分離の少ないものであること。
エンジニアの承認を得た場合に限り、斜めシュートを用いることができる。斜めシュートは、全長にわたってはほぼ一様な傾きをもちその傾きはコンクリートが材料の分離を起こさないようなものであること。また、シュートの吐き口には適当な漏斗管をつけること。

(c) 打込み

コンクリートの打込み方法と順序は、エンジニアによって承認されたものであることとし、かつこの節の規定に従うこと。

すべてのコンクリートは、事前に承認された型式の機械器具を用いてコンクリートがすみずみまで行きわたるように、かつ、ウォータポケットやエアポケット、或いは豆板が生じないように施工すること。

コンクリートの打込み作業にあたっては、鉄筋の配置を乱さないように注意すること。

降雨時はエンジニアの指示がないかぎりコンクリート打込みをしないこと。

材料の分離を防ぐ対策として次の(i)から(iv)に従うこと。

- (i) コンクリートは型枠内に投入してから再び移動させる必要のないように打込む。
- (ii) バケット、ポッパ、シュートおよびろう斗管等の吐き口からコンクリートの打込み面までの高さは1.5 m以内とする。
- (iii) 型枠の高さが大きい場合には、型枠に投入口を設けるか、縦シュートなどを用いる。
- (iv) 材料の分離を防ぐためのその他の適切な手段を講じる。

(d) 締固め

特に指示がなければ、コンクリートは、エンジニアにより承認された内部振動機を用いて締固めること。エンジニアの指示があった場合は、十分な締固めが得られる適当な工具を用いてハンドスペースィングをパイブレークに付随して行なうこと。

コンクリートは、打込み直後に十分締固め、コンクリートが鉄筋の周囲および型枠のすみずみに行きわたるようにすること。内部振動機の使用（振動機のそう入間隔、1箇所あたりの振動時間を含む）についてはエンジニアの指示に従うこと。

(e) 打継目

打継目は、エンジニアの許可するか、または指示する位置に設けること。

打継目は、できるだけせん断力の小さい位置に設け、打継面を部材の圧縮力を受ける方向と直角にすること。

水平打継目の型枠に接する線は、できるだけ水平な直線となるように注意すること。

新コンクリートを打込む前に、打継目の表面をサンドブラストをかけるか、またはワイヤーブラシで洗浄、掃除し、水に浸し、新コンクリートを打込むまで飽和状態に保つこと。

新コンクリートを打込む直前に、型枠を締直し、旧コンクリート表面にセメントペーストまたは、コンクリート中のモルタルと同程度のモルタルをうすく塗り、直ちにコンクリートを打つこと。

鉛直継目を施工する場合には、旧コンクリートの打継面の表皮を除去するか、これを粗にして十分吸水させたのち、セメントペーストまたはモルタルをうすく塗布し打継ぐこと。

(f) 収縮目地、伸縮継目

収縮目地および伸縮継目はエンジニアの指示する位置に設けるものとする。請負者は、材料、施工方法についてエンジニアにその資料を提出し承認を受けること。

(g) アンカーボルト

橋台および橋脚で、橋桁のシュー据付のためのアンカーボルトの設置は、エンジニアの指示により次のいずれかの方法によること。

(i) コンクリートの打込み時に、アンカーボルトを所定の位置に正確に設置する。

(ii) コンクリートの打込み時に、あらかじめコンクリート中に孔を設けておき、この孔にアンカーボルトを埋込む。アンカーボルトは正しい位置に正確に埋込み、間隙はモルタルで完全に充填すること。モルタルは特に指示のない限り、容積比でセメント1：砂1の固練りを使用すること。

(h) 型枠、支保工、足場の撤去

型枠、支保工および足場は、エンジニアの承認なくして撤去しないこと。

型枠は、コンクリートに損傷が起これらぬように注意深く撤去すること。型枠の撤去の過程で損傷を受けた凡てのコンクリートは、TS 6.05 (7)(j)の規定に従って修繕すること。

(i) 養生

コンクリート打込み後、乾燥、急激な温度変化等による有害な影響を受けないように、十分にこれを養生すること。養生日数については、エンジニアの指示を受けること。

コンクリートの硬化中に、振動、衝撃および荷重を加えないように、これを保護すること。

(1) 湿潤養生

コンクリートは打込み後、硬化を始めるまで、日光の直射、風、雨などから保護すること。

コンクリートの表面をあらさないで作業ができるようになったコンクリートの露出面は、エンジニアにより指示された次に記述するいずれかの方法で、エンジニアにより指示された期間湿潤状態に保つこと。

- コンクリートの露出面は、TS 5.04 (7)に規定されている養生材料を用いて湿潤養生を行なう。
- コンクリートの露出面に、散水を行ない湿潤状態に保つこと。せき板が乾燥するおそれのある時は、これに散水すること。

(j) 表面仕上げ

コンクリート構造物の表面は以下の各号に従って仕上げること。

(i) 型枠に接する面

- 型枠用の締め付金具は、型枠取りはずし後、TS 5.05 (5)(b)(iii)の規定に従い仕上げること。
- コンクリート表面にできた突起、すじはこれを除いて平らにし、残った小孔、凹み、空隙はすべて、容積比でセメント1：砂2のモルタルで充てんすること。充てんしたモルタル表面は木ごと等で固まらないうちに仕上げ、コンクリート本体と差異のない程度に丁寧に仕上げること。
- エンジニアの指示があった場合、過剰に豆板の部分が表われたコンクリート面は、請負者が自費で当該部分を除去して施工し直すこと。
- 型枠を取りはずした後、温度応力、乾燥収縮等によって表面に発生したひびわれは、エンジニアの指示に従って請負者の負担で補修すること。

(ii) 型枠に接しない面

- 締固めが終り、ほぼ所定の高さおよび形にならしたコンクリート面は、ブリージング水がなくなるかまたは上面の水を処理した後でなければ、これを仕上げないこと。仕上げには、木ごとまたは適当な仕上げ機械を用いること。仕上げ作業は過度にならないよう注意し、また滑らかで密実な表面を必要とする場合には可能な範囲で、できるだけ早い時期に金ごとで仕上げること。

(k) 品質管理

請負者は、骨材およびコンクリートの品質を管理するため品質管理を行なうこと。

品質管理試験に要する設備はすべて請負者の負担により設備すること。

品質管理は、エンジニアの指示により行なうこと。

(l) 埋戻しと構造物への载荷の時期

埋戻しの時期については、コンクリートの試験練りの結果と現場の状況を判断し、エンジニアが決定するものとする。

コンクリート構造物には、次に示す期間以内は荷重载荷しないこと。

普通ポルトランドセメント 21日

TS 5.06 計測および支払い

(1) 計測

コンクリートは、設計図面に示される寸法または指示通りの寸法に従って m^3 により計算し、エンジニアの承認を受けること。コンクリート中に埋め込まれている構造用鋼の量に対して控除する場合をのぞき、直経20cm以下のパイプまたは鉄筋、アンカー、水抜き穴等の何れについても控除しないものとする。測定には、仮設の防水堤、または足場や足場の基礎に使われていたコンクリート数量は含まない。

(2) 支払い

構造用コンクリートの支払いは、明細表に表示した $1 m^3$ 当りの値入れ済数量明細書記載の単価によって支払われる。

値入れ済数量明細書記載の単価は、排水、仕上げと水止、水抜き穴、伸縮継目を含む全ての材料、足場、支保工、型枠やコンクリート面の仕上げ、養生および本項に定めている工事の完成に必要な凡ての費用を含むものである。

支払い番号と工事種類	計測単位
14 均しコンクリート	m ³
15 土留よう壁コンクリート	m ³
16 下水きょコンクリート	m ³
17 雑工コンクリート	m ³
18 U型よう壁コンクリート	m ³
20 橋台コンクリート	m ³
21 橋台基礎コンクリート	m ³
22 橋脚コンクリート	m ³
23 橋脚基礎コンクリート	m ³
24 函渠コンクリート	m ³

TS 5.07 鉄筋

コンクリート工事に使用する鉄筋の材料、保管、加工および鉄筋の組立は次の各号によらなければならない。

(1) 材料

鉄筋は、ASTM A615、A616、A617のGRAD 60に適合する異形鉄筋とする。鉄筋重量の基準は表5-7に示す。

表5-7 鉄筋の公称重量

鉄筋名称	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
公称重量 (kg/m)	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.059	6.403

(2) 保管

鉄筋は、種類別、径別、長さ別に保管すること。

鉄筋は、直接地上に置かず、地表面より30cm以上あげて倉庫内に保管するか、またはエンジニアにより承認された支持方法で適当な覆い（養生シート）をかけて保管し、さびの発生を防止すること。

(3) 曲げ加工

鉄筋は、設計図面に示されている形状、寸法に一致するように正確に曲げまたは切断すること。

鉄筋はエンジニアにより許可されないかぎり、常温で曲げること。

鉄筋の内側で計られた最小曲げ半径は、設計図面に示されている場合を除き、ACI 318の規定に適合すること。

(4) 鉄筋組立

鉄筋は、設計図面に従って正確に配置し、コンクリート打込み中動かないように十分堅固に組立てること。

この目的の達成のために、十分な数の組立て鉄筋を使用し、また鉄筋の交点は焼純鉄線またはクリップで緊結すること。

鉄筋は、組立前に清掃し、さび、油、泥など付着を妨げるものは取り除くこと。

鉄筋は組立後、コンクリートが打込まれるまで清浄な状態に保つこと。

鉄筋は組立後、エンジニアによる検測を受けるものとし、請負者はこの結果に基づき検測報告書を作成すること。

(注) 検測報告書とは、鉄筋の本数、直径、折り曲げ位置、継手の位置および長さ、鉄筋の相互の位置および間隔、鉄筋のかぶり、鉄筋の型枠内での支持状態を設計図面と比較した検測結果を記載する資料をいう。

(5) 継手

鉄筋の継手は、設計図面に示されている指示に従うこと。設計図面に示されていない継手を設けるときは、継手方法および位置についてエンジニアの承認を受けること。

(6) 測定および支払い

(a) 測定方法

鉄筋の支払いのための測定は、エンジニアが2回にわけて実施する。第1回目の測定は、鉄筋が現場に到着した時に、設計図面上に示されている鉄筋、またはエンジニアの指示書により購入した鉄筋の合計の重量(kg)の5%増分までとする。(工事種類の鉄筋)

第2回目の測定は、請負者が鉄筋のたてこみを完了し、かつ、エンジニアがこれを検測、承認し、設計図面上に示されている鉄筋、またはエンジニアの指示書により配置した鉄筋の合計の重量(kg)の5%増分までとする。(工事種類の鉄筋加工組立)

鉄筋の重量は図面に示されている鉄筋、エンジニアの指示書に記載されている鉄筋、または実際に配置した鉄筋の長さに表5-7に示す鉄筋の公称重量を乗ずることにより求める。

組立筋、鉄筋結束用の焼純鉄線、クリップ、スペーサー等の材料は、工事種類の鉄筋加工組立に含むものとする。

(b) 支払い

鉄筋の支払いは、重量(kg)当りの値入れ済数量明細書記載の単価で支払われる。

支払い番号および工事種類	計測単位
25-1 鉄筋	kg
26 鉄筋加工組立て	kg

