

単純下路曲弦ワーレントラス桁（リベット橋）昭和31年版 TRWV3S31 (Ver-0)

適用範囲

- ・ 昭和31年の示方書に基づいて、既設のワーレントラスの設計確認をします。
- ・ 車道だけの幅員、垂直材使用、6パネル5本縦桁、のワーレントラスが計算対象です。
- ・ 上弦材形状は、直線でも曲線でもOK。ただし計算書のイラストは曲線で示しています。
- ・ 断面は仮定断面（デフォルト）で計算を始めますので、計画設計に応用できます。
- ・ 製作・架設を考えないと決められない設計項目は省いてあります（例えば添接など）。
- ・ 処理の目的は、計算結果を体裁を整えた計算書の形にプリントすることです。
- ・ モニタ画面で、背景色が白になっている部分がA4用紙に印刷される範囲です。
- ・ 右側は、ユーザ向けのコメントと、作業用データのメモ転記と裏計算の個所です。

作業の手順

- ① このシート概要説明は、ユーザ向けの、言わばReadMeファイルです。
 - ・ エクセルソフトの利用者は、一応、EXCEL本体の使い方についての素養が必要です。
 - ・ 章構成の目次は、内容のあらまし見る目的を持たせてこのシートの後半に付けました。
 - ・ 報告書としての体裁で目次が必要であれば、この部分をプリントします。
 - ・ ユーザの作業は、シート番号-0から順に行をたどって、必要箇所のデータ入力です。
 - ・ 入力要請または書き換えが必要な個所はセルの背景色が青色になっています。
 - ・ 計算結果で、後の処理にも参照される重要なデータは、セルの背景色が黄色です。
 - ・ この部分を含め、セルのデータはすべて原則として書き換え禁止です。
- ② シートS31-0は、入力条件の準備と、計算結果のまとめです。
 - ・ このシートは、入力条件を確認するメモ記録と結果記録（ログ）が目的です。
 - ・ 作業開始時のデータは、デフォルト値（初期値）か、以前の作業データが残っています。
 - ・ 必ずデータを確認しなければならない項目は、セル背景色を青色にしてあります。
 - ・ 準拠する設計示方書で決まる荷重と許容応力度などのデータは、デフォルト扱いです。
 - ・ 一般的な定数も、デフォルト値での利用が原則ですが、変更することもできます。
 - ・ これらのデータは、これ以降のシートで参照され、途中での入力変更をしません。
 - ・ 計算で提案された主要寸法と応力度の計算結果は、セル背景色を黄色にしてあります。
 - ・ この部分は、後の作業シートのデータを、ユーザがフィードバックして完成させます。
 - ・ このとき、提案断面のイラストも、ユーザの責任で変更する必要があります。
 - ・ このシート単独は、管理名を付け、別EXCELブックにコピー保存することを薦めます。
 - ・ その方法は、まず、このシートの複製を作り、管理用シート名に付け替えます。
 - ・ このセル全体を選択し(ctrl+A)、クリップボードにコピーを作ります(CTRL+C)。
 - ・ このまま、同じ場所に貼り付けますが、オプション「値の貼り付け」を使います。
 - ・ これによって、別のセルから参照したリンクを消して、データだけがコピーされます。
 - ・ 念のため、このシートに保護を掛け、誤って数値が変更されないようにしておきます。
 - ・ そうしておいて、管理用のEXCELブックに転送して保存するのを薦めます。
 - ・ 幾つかの比較設計をした場合には、そのまま残しておくのもよいでしょう。
 - ・ この管理用シートのデータを使って再現設計をすることができます。
 - ・ ただし、結果のフィードバックデータのリンクは、切れています。
 - ・ この管理用シートをエクセルソフトに取り込んで、以前のシートS31-0と差し替えます。
 - ・ 変更を防ぐためシートがロックされている場合は、ロックを解除します。
 - ・ 縦桁・横桁・弦材断面の寸法データは、それぞれの章の断面寸法の個所に転記します。
 - ・ 転記したデータセルは、転記先のセルのアドレスを再コピーしてリンクさせます。
 - ・ 既設橋梁の計算の場合には、このシートの内容を橋梁台帳の新しい原稿に使えます。
 - ・ 計画設計・比較設計などは、モニタの画面で見ただけの一過性の使い方が便利です。
 - ・ 入力条件、例えば床版厚をこのシートで変更すると、応力度の変化が直ぐに判ります。
- ③ シートS31-1は、表紙と設計条件に当てます。ユーザがデータを追加する必要があります。
 - ・ 標準的な計算書の表紙スタイルは、橋名・管理部局名・日付を必須の事項とします。
 - ・ 続けて、主要な設計条件一覧と簡単な一般図を付けるのが定型です。
 - ・ 設計条件のデータは、すべてシートS31-0から自動的に転載されます。
 - ・ 一般図は、別にイラストを作成して貼りこむのがよいでしょう。
 - ・ ページレイアウトを見て、表紙と同ページにまとめるか、改ページにするか、を決めます。

- ④ シートS31-2は、鉄筋コンクリート床版を計算します。
- ・床版と縦桁は、トラスのパネル間を支間とするプレートガーダーの性格があります。
 - ・鉄筋コンクリート床版を採用し、縦桁間を支間方向をするのが標準的な設計です。
 - ・複鉄筋矩形断面の計算は、マクロ(MVA)を使用しないで、見える形にしました。
 - ・同じ計算式が並びますので、印刷ページを外した欄外に表計算を示します。
 - ・計算手順を見えるように残すため、支間部の計算だけを印刷用にしました。
- ⑤ シートS31-3 は、縦桁に作用する最大曲げモーメントから断面を提案します。
- ・縦桁の鋼材重量を積算するため、断面積の値を後のシートで利用します。
 - ・最大剪断力は、添接リベットの設計に必要です。ただし、詳細を省きます。
 - ・添接部分の断面形状やリベット配置などは、製作時の詳細設計で決める事項としました。
- ⑥ シートS31-4は、横桁に作用する最大曲げモーメントから断面を提案します。
- ・ただし、端横桁は中間横桁よりも応力が小さいのですが、計算は省きます。
 - ・横桁の鋼材重量を積算するため、断面積の値を後のシートで利用します。
 - ・最大剪断力は、添接リベットの設計に必要です。ただし、詳細を省きます。
 - ・添接部分の断面形状やリベット配置などは、製作時の詳細設計で決める事項としました。
- ⑦ シートS31-5は、トラス弦材の最大断面の応力度と断面積の計算が目的です。
- ・トラスの弦材断面の幅と高さは、幅員構成などの橋梁断面の寸法と関連を持ちます。
 - ・計画設計の場合は、デフォルト値を使うようにしています。
 - ・断面計算で重要な事項は弦材断面積です。鋼板の構成は詳細設計で決める事項です。
 - ・上下弦材は、上下非対称の箱形断面構成ですが、斜材は対称として設計します。
 - ・上下弦材の腹板はガセットと兼用しますので、腹板内側間隔の寸法は重要数値です。
 - ・斜材は横幅寸法は、ガセット内側に挿入する余裕を2mmに仮定してあります。
 - ・斜材は、山形鋼の組み立て材で構成することもあります。計算仮定は板で置き換えます。
 - ・斜材の構成は、H形か口形のどちらかで構成すると計算します。
 - ・弦材すべてについて、軸力の計算は行いますが、個別に断面構成の提案はしません。
 - ・使用鋼種と断面構成を決めることは、詳細設計の裁量に任せます。例えば、
 - ・応力度に余裕がある部材は、ハイブリッドにして低強度の材料に代える方法があります。
 - ・弦材の添接部の設計は、製作・輸送・架設を考慮して決める事項ですので省きます。

印刷時の作業

- ・各シートは、印刷範囲が白の背景色になっています。改行位置は、変更できます。
- ・印刷範囲以外は、コメント・参考値のコピー・裏計算・照査に使用しているものです。
- ・印刷範囲以外に表示されているデータも、原則として書き換え禁止です。
- ・これらを削除または変更すると、誤計算となりますので注意が必要です。
- ・モニタ上の作業イメージのまま、必ずしも正確にプリントが得られるとは限りません。
- ・プリントを得る前に、プリントプレビューで確認する必要があります。
- ・モニタ用とプリンタ用とでは、フォントが同じでは無いことが一つの原因です。
- ・EXCEL本体の印刷機能は、MS-Wordなどのような高度な編集機能がありません。
- ・他のドキュメントと組み合わせたいときは、PDFファイルに落として編集します。
- ・ただし、PDFファイルに落とすには、アドインソフトのダウンロードが必要です。
- ・ページ番号は、オリジナルシートでは入れていませんので、ユーザ側で挿入します。
- ・PDFファイルの集合で、全体ページを通して挿入することができます。

参考文献など

- ・計算手法については、「橋梁&都市PROJECT」2007年5月号を参照してください。
- ・形鋼の諸数値は「橋梁&都市」2006年8月号「豆辞典」参照。
- ・全般的な解説はインターネットで閲覧できるように準備中です。
「トラス橋の理論と設計」山海堂 昭和51年 島田静雄等

目 次

- 1 設計条件
 - 1.1 橋梁データ
 - 1.2 一般寸法
 - 1.3 床組断面寸法
 - 1.4 自動車荷重諸元
 - 1.5 雪荷重

- 2 床版の計算
 - 2.1 荷重の計算
 - 2.1.1 死荷重
 - 2.1.2 自動車荷重
 - 2.1.3 雪荷重
 - 2.1.4 衝撃係数
 - 2.2 応力の計算
 - 2.2.1 死荷重
 - 2.2.2 自動車荷重
 - 2.2.3 雪荷重
 - 2.2.4 衝撃荷重
 - 2.2.5 応力の集計
 - 2.3 断面計算

- 3 縦桁の計算
 - 3.1 影響線の計算
 - 3.1.1 外桁の影響線
 - 3.1.2 内桁の影響線
 - 3.2 荷重の計算（外桁）
 - 3.2.1 死荷重
 - 3.2.2 自動車荷重
 - 3.2.3 雪荷重
 - 3.2.4 衝撃係数
 - 3.3 荷重の計算（内桁）
 - 3.3.1 死荷重
 - 3.3.2 自動車荷重
 - 3.3.3 雪荷重
 - 3.3.4 衝撃係数
 - 3.4 応力の計算
 - 3.4.1 影響線
 - 3.4.2 死荷重
 - 3.4.3 自動車荷重
 - 3.4.4 雪荷重
 - 3.4.5 衝撃荷重
 - 3.4.6 応力の集計
 - 3.5 断面計算
 - 3.6 たわみの計算

- 4 横桁の計算
 - 4.1 荷重の計算
 - 4.1.1 死荷重
 - 4.1.2 自動車荷重
 - 4.1.3 雪荷重
 - 4.1.4 衝撃係数
 - 4.2 応力の計算
 - 4.2.1 影響線
 - 4.2.2 死荷重
 - 4.2.3 自動車荷重
 - 4.2.4 雪荷重
 - 4.2.5 衝撃荷重
 - 4.2.6 応力の集計
 - 4.3 断面計算
 - 4.4 たわみの計算

- 5 トラスの計算

- 5.1 設計条件
- 5.2 荷重の計算
 - 5.2.1 影響線及び影響面積
 - 5.2.2 死荷重
 - 5.2.3 自動車荷重
 - 5.2.4 雪荷重
 - 5.2.5 衝撃係数
- 5.3 応力の計算
 - 5.3.1 影響線
 - 5.3.2 死荷重
 - 5.3.3 自動車荷重
 - 5.3.4 雪荷重
 - 5.3.5 衝撃荷重
 - 5.3.6 応力の集計
- 5.4 断面計算
 - 5.4.1 上弦材 (第一パネル)
 - 5.4.2 下弦材
 - 5.4.3 斜材
 - 5.4.4 垂直材
- 5.5 たわみの計算
 - 5.5.1 条件設定
 - 5.5.2 たわみの計算
- 6 横構の計算その他
 - 6.1 地震荷重
 - 6.2 風荷重
 - 6.3 上横構
 - 6.4 下横構
 - 6.5 積算鋼材重量

設計条件入力と結果のまとめ : TRWV3S31

×××橋トラス部 再現設計計算書
 YYY Y年Z月
 作成 : ABCコンサルタント

路線名
 所在地
 橋名
 竣工
 上部工 :

県道DD-EE線
 ××市下YY町地内
 ×××橋
 昭和37年3月

形式 単純下路曲弦ワーレントラス橋
 橋長 99999m
 支間長 99999
 有効幅員 99 m
 舗装 コンクリート舗装 t = 7.0 cm
 適用示方書 鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

必要に応じて一般図を挿入する

一般寸法

支間長	L =	42.000	m	
幅員 車道	B =	6.500	m	
地覆幅 (片側)	bc =	0.300	m	
床版厚	ts =	0.160	m	
舗装	tp =	0.070	m	コンクリート舗装
高欄重量 (片側)	hw =	0.100	tf/m	RC壁式
地覆内側高さ	hi =	0.250	m	
縦桁本数	ng =	5	本	
縦桁間隔	ps =	1.500	m	
最小トラス高さ	Ha =	7.000	m	
ライズ	dh =	1.280	m	
トラス間隔	st =	8.000	m	
パネル数	pn =	6	パネル	
パネル間隔	ps =	7.000	m	
ハンチ高	hc =	0.100	m	

荷重

1 : 活荷重 (一等橋TL20)

2 : 活荷重 (二等橋TL14)

橋梁タイプ = 2

重力の加速度	G =	9.8	m/sec ²	
基本線荷重		3.500	tf/m	5.00 x 0.7
基本等分布荷重		0.245	tf/m ²	0.35 x 0.7
自動車前輪荷重	Pf =	1.400	tf	2.00 x 0.7
自動車後輪荷重	Pr =	5.600	tf	8.00 x 0.7
縦桁構造係数	β_s =	1.0		
自動車車体幅		2.750	m	
自動車車体長		7.000	m	
自動車車輪間隔		1.750	m	
自動車後輪接地幅		0.500	m	
自動車軸方向接地長		0.200	m	
前輪位置		1.000	m	

前後輪間距離 4.000 m
後輪位置 2.000 m

雪荷重 0.100 tf/m²

仮定鋼材重量 橋梁全体に対して wg = 0.250 tf/m²
床組みに対して wgf = 0.110 tf/m²

材料の単位重量 鉄筋コンクリート $\gamma_r = 2.40$ tf/m³
コンクリート $\gamma_c = 2.30$ tf/m³
アスファルト $\gamma_c = 2.20$ tf/m³

材料の許容応力度

鋼材 鋼材の圧縮応力度 SS41 $\sigma_{ca} = 1200$ kgf/cm²
鋼材の引張応力度 SS41 $\sigma_{ta} = 1300$ kgf/cm²
鋼材のせん断応力度 SS41 $\tau_a = 1000$ kgf/cm²

リベット JIS G 3104 SV34 $\phi = 22$ mm
断面積 $A_s = 3.801$ cm²
現場リベットせん断応力度 $f_s = 800$ kgf/cm²
1面当たり許容せん断力 $f_a = 3041$ kgf/nos
現場リベット支圧応力度 $f_b = 1800$ kgf/cm²
許容支圧応力度 $f_a' = 3960$ t kgf/nos

床版コンクリート

圧縮強度
 曲げ圧縮応力度 $\leq \sigma_{ck}/3$
 せん断応力度
 鉄筋の引張応力度

$\sigma_{ck} = 210.0$ kgf/cm²
 $\sigma_{ca} = 45.0$ kgf/cm²
 $\tau_a = 8.0$ kgf/cm²
 $\sigma_{ta} = 1200$ kgf/cm²

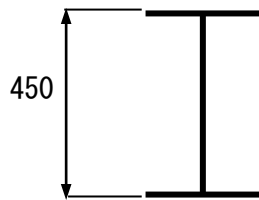
提案断面

鉄筋コンクリート床版

断面の幅
 かぶり
 鉄筋径 (丸鋼)
 主鉄筋間隔
 鉄筋 1 本あたり断面積
 ヤング係数比

100.0 cm
 3.0 cm
 16 mm
 12.5 cm
 2.011 cm²
 15

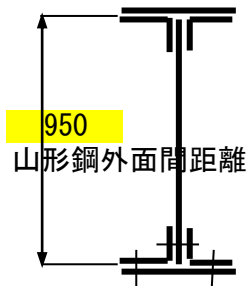
縦桁



I 形鋼 450 x 175 x 11 x 20

フランジ幅はデフォルト値として必要

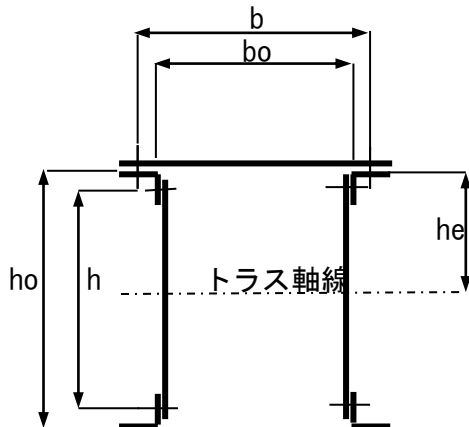
横桁



山形鋼 125 x 90 x 10

1	-	Cov PI	270	x	15	
2	-	Ls	125	x	90	x 10
1	-	Web	944	x	8	
2	-	Ls	125	x	90	x 10
1	-	Cov PI	270	x	16	
1	-	Rivet Hole	25	x	28	
2	-	Rivet Hole	25	x	26	

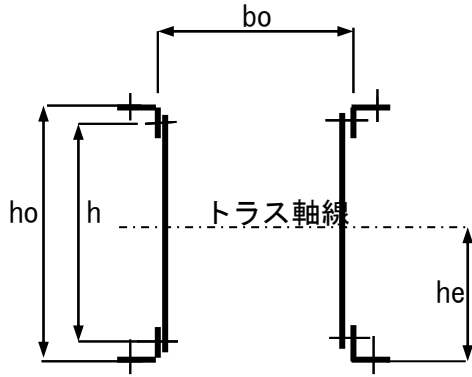
上弦材 (最小断面)



山形鋼 90 x 90 x 7
 bo = 300 mm 山形鋼内側間距離
 b = 400 mm
 ho = 250 mm 山形鋼外側間距離
 h = 150 mm
 he = 80 mm

1	-	Cov PI	490	x	12	
2	-	Ls	90	x	90	x 7
2	-	Web PI	244	x	8	
2	-	Ls	90	x	90	x 7

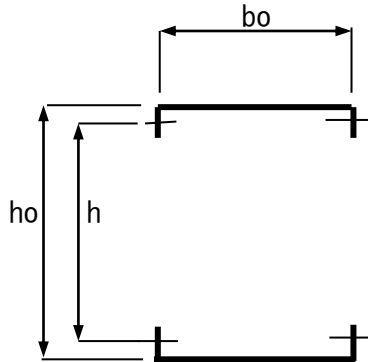
下弦材（最大断面）



山形鋼 100 x 100 x 13
 bo = 300 mm 山形鋼内側間距離
 ho = 350 mm 山形鋼外側間距離
 h = 250 mm
 he = mm

2 - Ls 100 x 100 x 13
 2 - Web PI 344 x 8
 2 - Ls 100 x 100 x 13

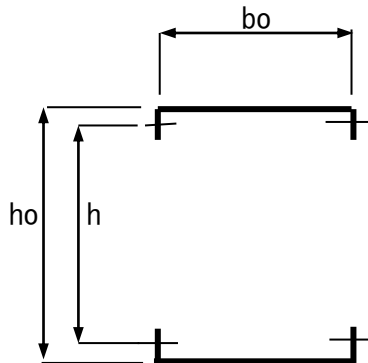
斜材（圧縮材）



溝形鋼 250 x 90 x 9 x 13
 bo = 250 mm
 ho = 282 mm
 h = 182 mm

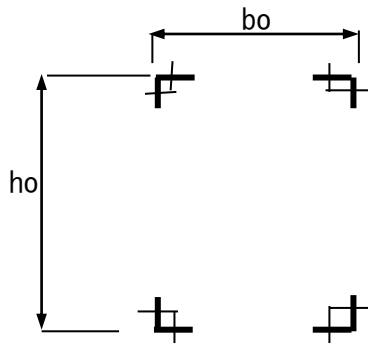
1 - [250 x 90 x 9 x 13
 1 - [250 x 90 x 9 x 13

斜材（引張材）



1 - [250 x 90 x 9 x 13
 1 - [250 x 90 x 9 x 13

垂直材（引張材）



山形鋼 90 x 90 x 10

bo = 250 mm
 ho = 282 mm

2 - Ls 90 x 90 x 10
 2 - Ls 90 x 90 x 10

計算応力度の総括 (単位 : kgf/cm²)

鉄筋コンクリート床版		支間部	支点部	張出部	許容応力度
コンクリート	σ_c	43.6	15.8	2.0	45
鉄筋	σ_s	793	426	55	1200

縦桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1133	1200
引張応力度	σ_s	1133	1300

横桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1104	1185
引張応力度	σ_s	1279	1300

上弦材		L0-U1	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	896	918
引張応力度	σ_s		

下弦材		L2-L3	許容応力度
圧縮応力度	σ_c		
引張応力度	σ_s	1217	1300

斜材		U1-L2	許容応力度	L2-U3	許容応力度
圧縮応力度	σ_c			310	
引張応力度	σ_s	876	1300		603

垂直材		U2-L2	許容応力度
圧縮応力度	σ_c		
引張応力度	σ_s	997	1300

橋の剛性 (主トラス当たり)

死荷重	Wd	3.270	tf/m		
曲げ剛性	EI	1.076	$\times 10^7$ tf-m ²		
死荷重たわみ	Yd	12.3	mm		
活荷重たわみ	Yl	4.9	mm	許容値=	52.5 mm

XXX橋トラス部 再現設計計算書

YYYY年Z月

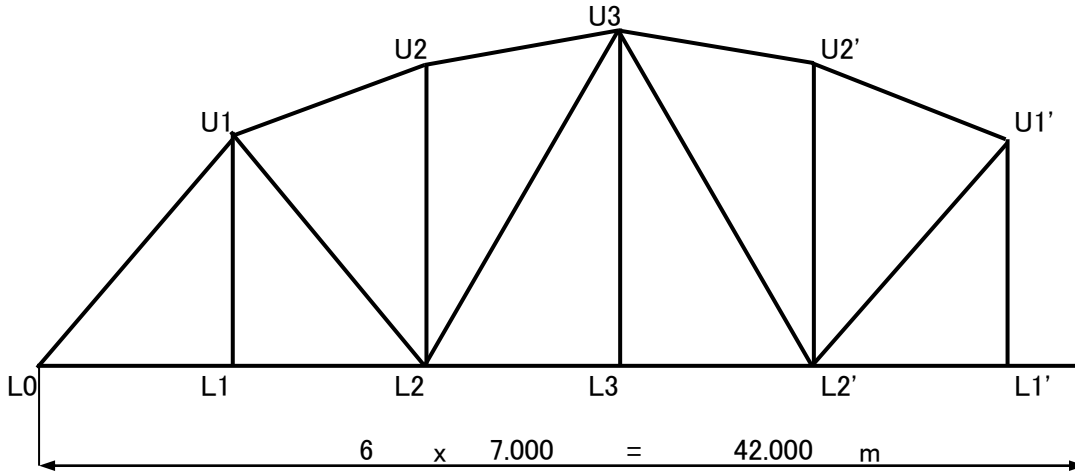
作成：ABCコンサルタント

1 設計条件

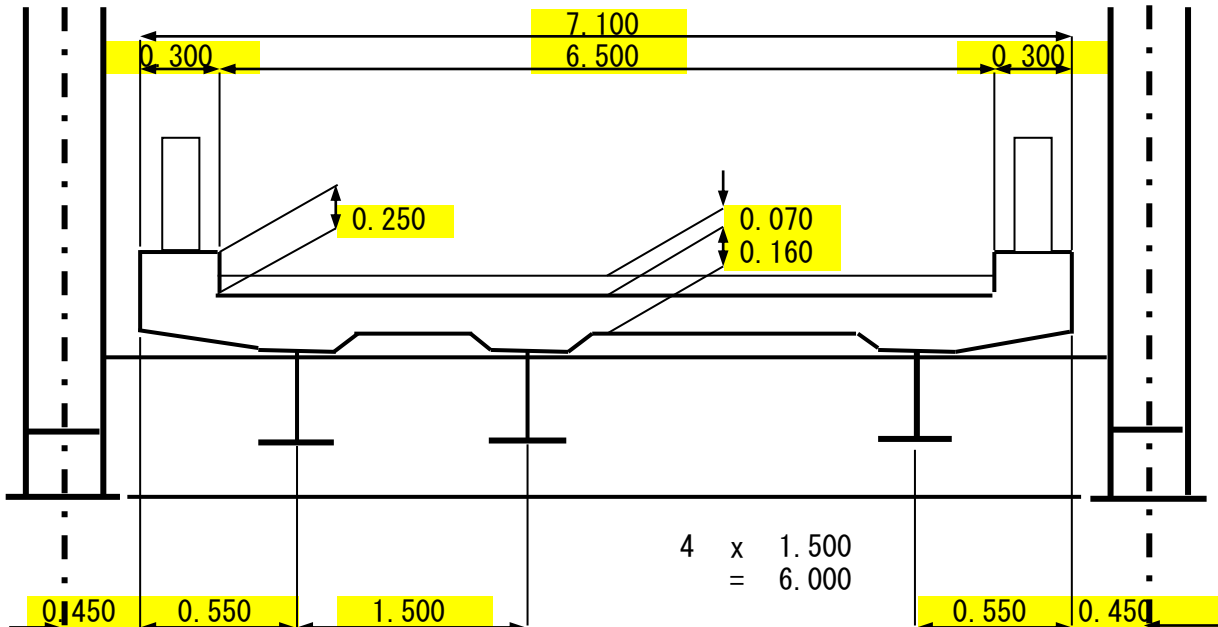
1.1 橋梁データ

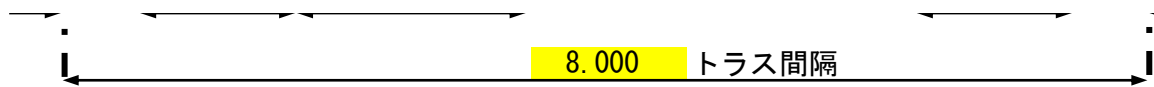
路線名	県道DD-E E線
所在地	XX市下YY町地内
橋名	XXX橋
竣工	昭和37年3月
上部工：	
形式	単純下路曲弦ワーレントラス橋
橋長	99999m
支間長	99999
有効幅員	99
舗装	コンクリート舗装 t = 7.0 cm
適用示方書	鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

1.2 一般寸法



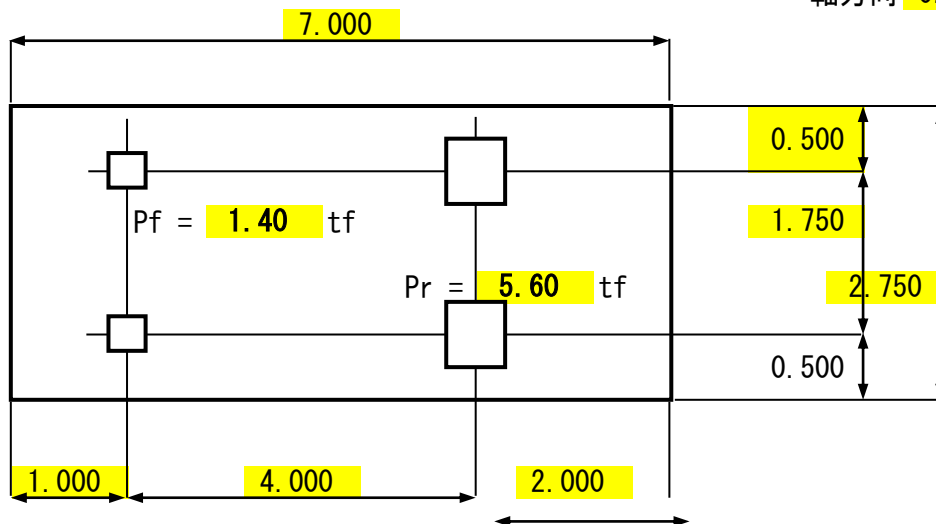
1.3 床組断面寸法





1.4 自動車荷重諸元

自動車荷重 二等橋 自動車荷重 14.00 tf
 車輪接地幅 後輪 0.500 m
 軸方向 0.200 m



L 荷重係数

$$\alpha = 1 - (W - 5.5) / 50 = 0.980$$

α は 0.75 以上 1.00 以下 とする。 $\alpha = 0.980$

L 荷重

二等橋 線荷重 $P = 3.50 \times 0.980 = 3.43 \text{ tf/m}$
 等分布荷重 $p = 0.25 \times 0.980 = 0.24 \text{ tf/m}^2$

1.5 雪荷重 = 0.10 tf/m²

1.6 風荷重

橋軸方向の長さ 1 m につき

載荷弦	載荷時	330	+	(450	x	h)	≧	600	kgf/m
	無載荷時	360	+	(900	x	h)	≧	600	kgf/m
無載荷弦	載荷時			(450	x	h)	≧	300	kgf/m
	無載荷時			(900	x	h)	≧	300	kgf/m

注： h = 弦材の高さ (m)

上路プレートガード 240 + (450 x h) ≧ 600 kgf/m

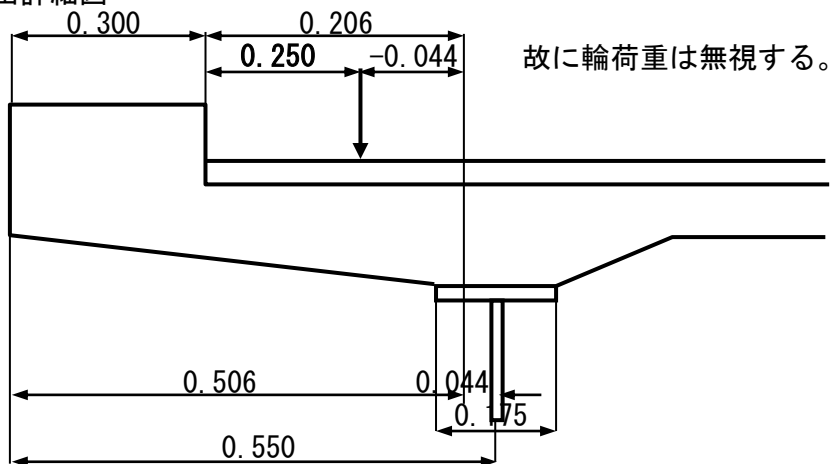
2 床版の計算

2.1 荷重の計算

2.1.1 死荷重 単位幅(1m) 当たりで計算を行う。

高欄(片側)	0.100			=	0.10	tf
地覆(片側)	0.300	x	0.250	x	2.40	= 0.18 tf
合計					0.28	tf

床版張出詳細図



床版(張出し先端)	0.160	x	2.40	=	0.38	tf/m
	0.38	x	0.506	/	2	= 0.10 tf
床版(張出し固定)	0.260	x	2.40	=	0.62	tf/m
	0.62	x	0.506	/	2	= 0.16 tf
舗装	0.070	x	2.30	=	0.16	tf/m
床版	0.160	x	2.40	=	0.38	tf/m
舗装+床版				合計	0.54	tf/m

2.1.2 自動車荷重 後輪荷重 5.60 tf

2.1.3 雪荷重 0.10 tf/m

2.1.4 衝撃係数

支間部支間長 $L = 1.500$ m
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L) = 0.388$

張出部支間長 $L = 0.000$ m
 張出部の支間長は縦桁のフランジ幅を考慮している。
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L) = 0.400$

2.2 応力の計算 床版の計算は規定によりせん断力に対しては考慮しない。

2.2.1 死荷重

曲げモーメント

支間部	0.54	x	1.500	² / ₁₀	=	0.12	tf-m
支点部	0.54	x	1.500	² / ₈	=	0.15	tf-m
張出部							
高欄・地覆	0.28	x	0.356		=	0.10	tf-m
舗装	0.16	x	0.206	² / ₂	=	0.00	tf-m
先端三角	0.10	x	0.506	x ² / ₃	=	0.03	tf-m
固定三角	0.16	x	0.506	/ ₃	=	0.03	tf-m
合計						0.16	tf-m

2.2.2 自動車荷重

輪荷重による曲げモーメント (床版は連続版とする)

	後輪荷重	$P = 5.60$	tf			
支間部		$L = 1.500$	m	$M = 0.820$	tf-m	
支点部		支間部と同じ		$M = 0.820$	tf-m	
張出部		$L = 0.000$	m	$M = 0.000$	tf-m	

2.2.3 雪荷重

曲げモーメント

支間部	0.10	x	1.500	² / ₂	10	=	0.020	tf-m
支点部	0.10	x	1.500	² / ₂	8	=	0.030	tf-m
張出部	0.10	x	0.506	² / ₂	2	=	0.010	tf-m

2.2.4 衝撃荷重

衝撃係数	支間部	$i = 0.388$					
	張出部	$i = 0.400$					
曲げモーメント	支間部	0.82	x	0.388	=	0.320	tf-m
	支点部	0.82	x	0.388	=	0.320	tf-m
	張出部	0.00	x	0.400	=	0.000	tf-m

2.2.5 応力の集計

曲げモーメント

tf-m	支間部	支点部	張出部
死荷重	0.12	0.15	0.16
自動車荷重	0.82	0.82	0.00
雪荷重	0.02	0.03	0.01
衝撃荷重	0.32	0.32	0.00
合計	1.28	1.32	0.17

2.3 断面計算

軸力のない長方形断面の一般式

中立軸の位置

$$X = - \frac{n (As + As')}{b} + \left[\left(\frac{n (As + As')}{b} \right)^2 - \frac{2n}{b} x (d As + d' As') \right]^{0.5}$$

コンクリートの断面係数

$$Kc = \frac{bX}{2} \left(d - \frac{X}{3} \right) + nAs' \frac{X - d'}{X} (d - d')$$

鉄筋の断面係数

$$Ks = \frac{1}{n} x \frac{X}{d - X} x Kc$$

	単位	支間部	支点部	張出部
曲げモーメント	tf-m	1.28	1.32	0.17
断面の高さ	cm	16.0	26.0	26.0
かぶり	cm	4.0	4.0	4.0
断面の有効高	cm	12.0	22.0	22.0
断面の幅	cm	100.0	100.0	100.0
ヤング係数比		15.0	15.0	15.0
主鉄筋間隔	cm	12.5	12.5	12.5
主鉄筋本数	本	8	8	8
主鉄筋径	mm	16	16	16
主鉄筋1本当たりの断面積	cm ²	2.011	2.011	2.011
引張側の鉄筋量 As	cm ²	16.088	16.088	16.088
圧縮側の鉄筋量 As'	cm ²	5.363	5.363	5.363
鉄筋量の合計 Ao=As+As'	cm ²	21.451	21.451	21.451
A1 = n Ao / b	cm	3.218	3.218	3.218
A2 = 2 n / b	1/m	0.3	0.3	0.3
A3 = dAs + d' As'	cm ³	214.5	375.4	375.4
A4 = A2 x A3	cm ²	64.4	112.6	112.6
Root	cm ²	74.7	123.0	123.0
A5 = √Root	cm	8.643	11.089	11.089
中立軸の位置 X	cm	5.43	7.87	7.87
B1 = bX / 2	cm	271.3	393.6	393.6
B2 = d - X/3		10.191	19.376	19.376
B3 = B1x B2		2764.7	7626.0	7626.0
B4 = nAs'	cm ³	80.4	80.4	80.4
B5 = (X - d') / X		0.263	0.492	0.492
B6 = d - d'		8.0	18.0	18.0
B7 = B4 x B5 x B6		169.1	712.2	712.2
コンクリートの断面係数 Kc		2934	8338	8338
C1 = X / n (d - X)		0.0550	0.0371	0.0371
鉄筋の断面係数 Ks		161.4	309.7	309.7
σc	kgf/cm ²	43.6	15.8	2.0
σca	kgf/cm ²	45	45	45
σs	kgf/cm ²	793	426	55
σsa	kgf/cm ²	1200	1200	1200

3 縦桁の計算

設計条件：荷重分配は(1, 0)分配法による。自動車はT荷重により計算を行う。

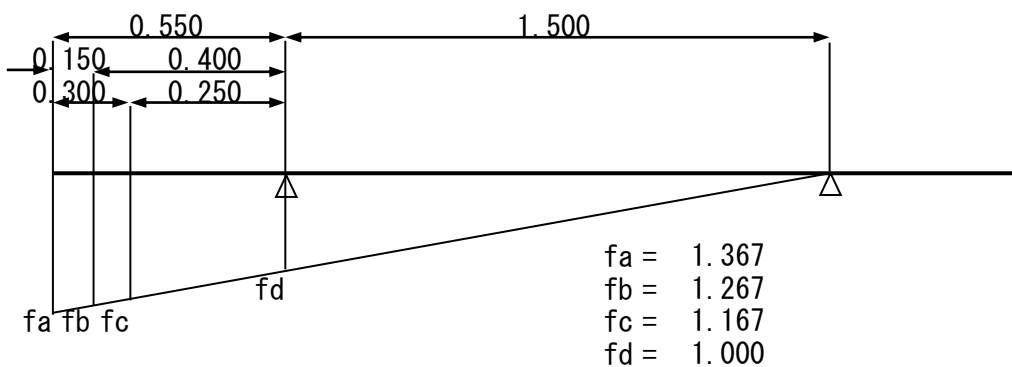
縦桁間隔	1.500	m
縦桁支間長	7.000	m
床組みの仮定鋼重	0.110	tf/m ²
車線数	2	車線

3.1 影響線の計算

3.1.1 外桁の影響線

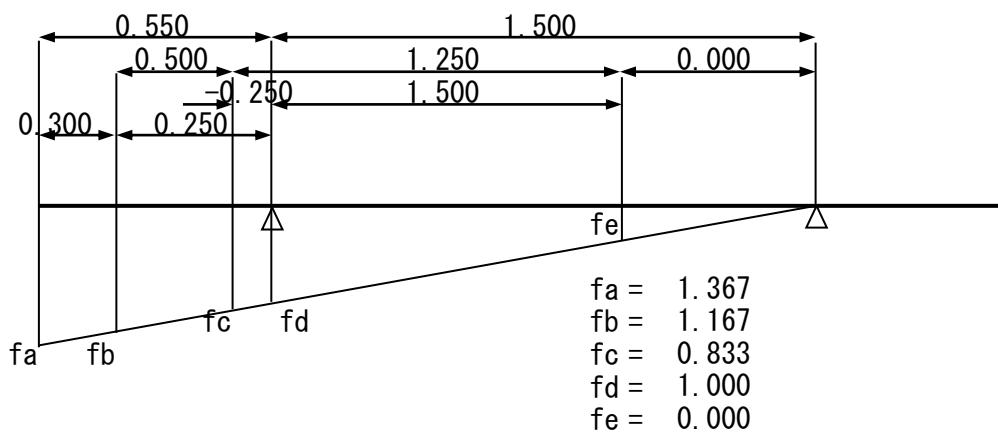
死荷重

ハンチは隣接主桁にて受け持つ。



床版	$A_a =$	1.367	\times	2.050	$/$	2	$=$	1.401	m
舗装	$A_b =$	1.167	\times	1.750	$/$	2	$=$	1.021	m

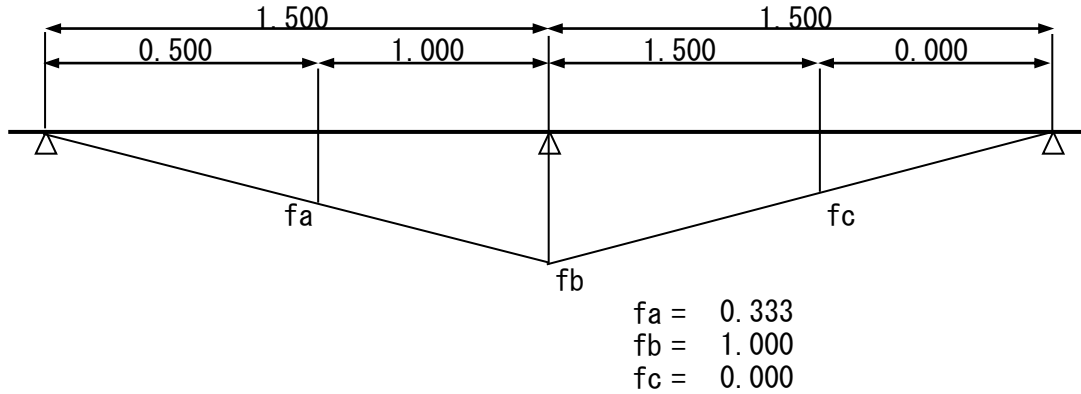
自動車荷重



輪荷重	$f =$	0.833	$+$	0.000	$=$	0.833
-----	-------	---------	-----	---------	-----	---------

3.1.2 内桁の影響線

死荷重及び自動車荷重

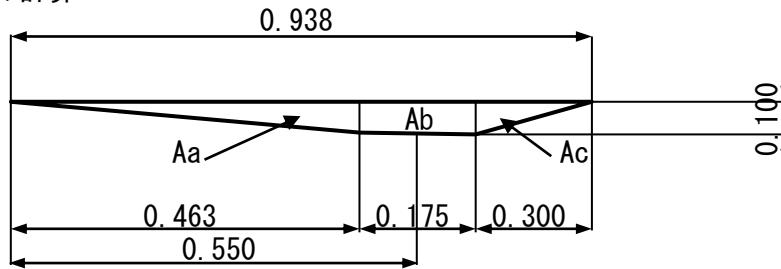


死荷重	$A_a =$	1.000	\times	1.500	$=$	1.500	m
輪荷重	$f =$	0.333	$+$	1.000	$+$	0.000	$=$
						1.333	

3.2 荷重の計算 (外桁)

3.2.1 死荷重

ハンチの計算



$A_a =$	0.463	\times	0.100	$/$	2	$=$	0.023	m^2
$A_b =$	0.175	\times	0.100			$=$	0.018	m^2
$A_c =$	0.300	\times	0.100	$/$	2	$=$	0.015	m^2
$\Sigma A =$						$=$	0.056	m^2

外縦桁ハンチの重量

$$w_{ha} = 0.056 \times 2.40 = 0.13 \text{ tf/m}$$

高欄・地覆	0.28	\times	1.267	$=$	0.350	tf/m	
舗装	0.16	\times	1.021	$=$	0.160	tf/m	
床版	0.38	\times	1.401	$=$	0.530	tf/m	
ハンチ (外側)	0.13	\times	1.000	$=$	0.130	tf/m	
鋼材重量	0.11	\times	1.021	$=$	0.110	tf/m	
				合計	$=$	1.280	tf/m

3.2.2 自動車荷重

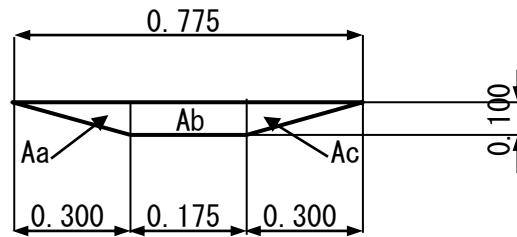
前輪荷重	1.40	\times	0.833	$=$	1.17	tf
後輪荷重	5.60	\times	0.833	$=$	4.66	tf

3.2.3 雪荷重	0.10	\times	1.401	$=$	0.14	tf/m
-----------	--------	----------	---------	-----	--------	--------

3.2.4 衝撃係数	$L = 7.000$	m	$i =$	0.351
------------	-------------	-----	-------	---------

3.3 荷重の計算 (内桁)

3.3.1 死荷重
ハンチの計算



$$\begin{aligned}
 Aa &= 0.300 \times 0.100 / 2 = 0.015 \text{ m}^2 \\
 Ab &= 0.175 \times 0.100 = 0.018 \text{ m}^2 \\
 Ac &= 0.300 \times 0.100 / 2 = 0.015 \text{ m}^2 \\
 \Sigma A &= 0.048 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

内縦桁ハンチの重量

$$whb = 0.048 \times 2.40 = 0.12 \text{ tf/m}$$

縦桁に等分布荷重として作用する死荷重

舗装	0.16	x	1.500	=	0.24	tf/m
床版	0.38	x	1.500	=	0.57	tf/m
ハンチ (内側)	0.12	x	1.000	x	2	= 0.24 tf/m
鋼材重量	0.11	x	1.500	=	0.17	tf/m
				合計	=	1.22 tf/m

3.3.2 自動車荷重

前輪荷重	1.40	x	1.333	=	1.87	tf
後輪荷重	5.60	x	1.333	=	7.46	tf

3.3.3 雪荷重

0.10	x	1.500	=	0.15	tf/m
------	---	-------	---	------	------

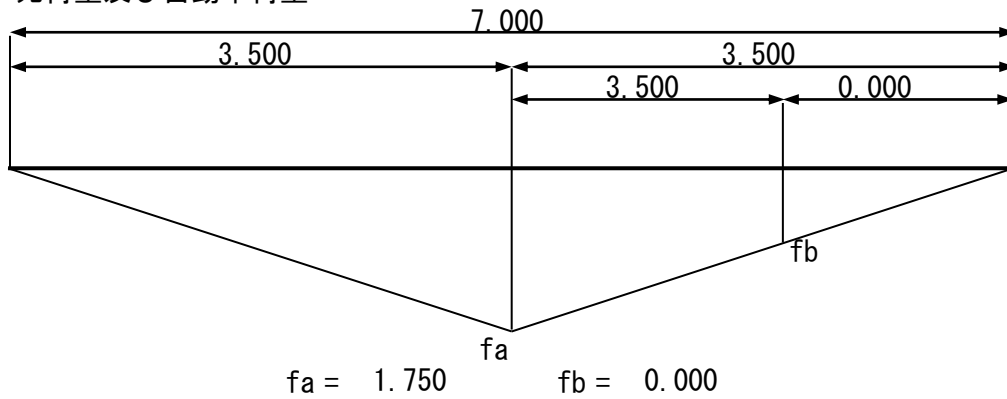
3.3.4 衝撃係数

i	=	0.351
---	---	-------

3.4 応力の計算

3.4.1 影響線

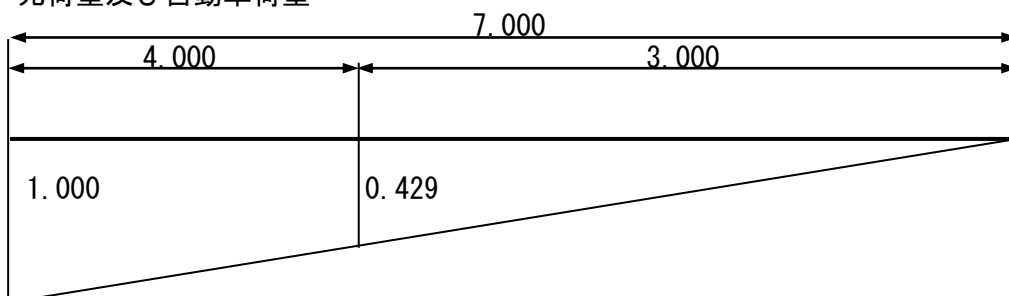
曲げモーメントの影響線
死荷重及び自動車荷重



影響面積等

死荷重	1.750	x	7.000	/	2	=	6.125	m ²
前輪荷重						=	0.000	m
後輪荷重						=	1.750	m

せん断力（反力）の影響線
死荷重及び自動車荷重



影響面積

死荷重	1.000	x	7.000	/	2	=	3.500	m ²
前輪荷重						=	0.429	m ²
前輪荷重						=	1.000	m ²

3.4.2 死荷重

曲げモーメント

外桁

等分布荷重

$$1.28 \times 6.125 = 7.84 \quad \text{tf-m}$$

内桁

等分布荷重

$$1.22 \times 6.125 = 7.47 \quad \text{tf-m}$$

せん断力

外桁

等分布荷重

$$1.28 \times 3.500 = 4.48 \quad \text{tf}$$

内桁

等分布荷重

$$1.22 \times 3.500 = 4.27 \quad \text{tf}$$

3.4.3 自動車荷重

縦桁の内桁については、曲げモーメントについて次の緩和係数を考慮する。

縦桁間隔 $b = 1.500 \quad \text{m}$

緩和係数 第22条

車線数 1 車線の場合 $a = b / 1.75 = 1.500 / 1.75 = 0.857$

車線数 2 車線以上 $a = b / 2.75 = 1.500 / 2.75 = 0.545$

車線数 $n = 2$ 車線 故に $a = 0.545$

内桁の輪荷重

前輪荷重

$$1.40 \times 0.545 = 0.76 \quad \text{tf}$$

後輪荷重

$$5.60 \times 0.545 = 3.05 \quad \text{tf}$$

曲げモーメント (後輪荷重をスパン中央に載荷時)

外桁

前輪荷重

$$1.17 \times 0.000 = 0.00 \quad \text{tf-m}$$

後輪荷重

$$4.66 \times 1.750 = 8.16 \quad \text{tf-m}$$

$$\text{Mpa} = 8.16 \quad \text{tf-m}$$

内桁

前輪荷重

$$0.76 \times 0.000 = 0.00 \quad \text{tf-m}$$

後輪荷重

$$3.05 \times 1.750 = 5.34 \quad \text{tf-m}$$

$$\text{Mpb} = 5.34 \quad \text{tf-m}$$

せん断力

外桁

前輪荷重

$$1.17 \times 0.429 = 0.50 \quad \text{tf}$$

後輪荷重

$$4.66 \times 1.000 = 4.66 \quad \text{tf}$$

$$\text{Spa} = 5.16 \quad \text{tf}$$

内桁

前輪荷重

$$1.87 \times 0.429 = 0.80 \quad \text{tf}$$

後輪荷重

$$7.46 \times 1.000 = 7.46 \quad \text{tf}$$

$$\text{Spb} = 8.26 \quad \text{tf}$$

3.4.4 雪荷重

荷重強度

外桁

$$\text{Spa} = 0.14 \quad \text{tf/m}$$

内桁

$$\text{Spb} = 0.15 \quad \text{tf/m}$$

曲げモーメント

外桁

$$0.14 \times 6.125 = 0.86 \quad \text{tf-m}$$

内桁

$$0.15 \times 6.125 = 0.92 \quad \text{tf-m}$$

せん断力

外桁

$$0.14 \times 3.500 = 0.49 \quad \text{tf}$$

内桁

$$0.15 \times 3.500 = 0.53 \quad \text{tf}$$

3.4.5 衝撃荷重

衝撃係数は自動車荷重のみに考慮する。

曲げモーメント（後輪荷重スパン中央に載荷時）

外桁	8.16	x	0.351	=	2.86	tf-m
内桁	5.34	x	0.351	=	1.87	tf-m
せん断力						
外桁（前後輪載荷）	5.16	x	0.351	=	1.81	tf
内桁（前後輪載荷）	8.26	x	0.351	=	2.90	tf

3.4.6 応力の集計

曲げモーメント

荷重	外桁	内桁
死荷重	7.84	7.47
自動車荷重	8.16	5.34
雪荷重	0.86	0.92
衝撃荷重	2.86	1.87
計	19.72	15.60
構造係数	1.00	1.00
合計	19.72	15.60

せん断力

荷重	外桁	内桁
死荷重	4.48	4.27
自動車荷重	5.16	8.26
雪荷重	0.49	0.53
衝撃荷重	1.81	2.90
合計	11.94	15.96

3.5 断面計算

縦桁の断面は全て同じとして、外桁と内桁の応力の大きい方の縦桁で断面計算を行う。

曲げモーメント	Mmax	=	19.72	tf-m
せん断力	Smax	=	15.96	tf

使用断面	I 形鋼	450	x	175	x	11	x	20	A =	116.8	cm ²
	Z	=	1740	cm ³							
	I	=	39200	cm ⁴							
	Aw	=	45.1	cm ²							

曲げ応力度	σ_t	=	19.72	x	10 ⁵	/	1740	=	1133	kgf/cm ²
										< 1200 kgf/cm ²
	σ_b	=	19.72	x	10 ⁵	/	1740	=	1133	kgf/cm ²
										< 1300 kgf/cm ²

せん断応力度

必要リベット本数

リベット1本当たりの耐力

せん断耐力	ρa	=	1	x	3041	=	3041	kgf/nos
支圧耐力	$\rho a'$	=	1.0	x	3960	=	3960	kgf/nos
					ρa	=	3041	kgf/nos
n	=	15960	/	3041	=	5.3	本以上	
							6 本使用	

リベット孔を控除した断面積

Awo	=	45.10	-	6	x	1.1	x	2.5	=	28.60	cm ²
τ	=	15960	/	28.60	=	558	kgf/cm ²				
										< 1000 kgf/cm ²	

3.6 たわみの計算

たわみは、自動車荷重による最大曲げモーメントより換算等分布荷重を求めて計算する。

最大曲げモーメント	$M_{max} = 8.16$	tf-m
構造係数考慮	$1.00 \times 8.16 = 8.16$	tf-m
鋼材のヤング係数	$E_s = 2.1 \times 10^6$	kgf/cm ²
縦桁の断面二次モーメント	$I = 39200$	cm ⁴
	$E_s I = 8232$	tf-m ²

たわみの計算 第36条

$$y = 5 M_{max} L^2 / 48 E_s I$$
$$= 5 \times 8.16 \times 7.000^2 / 48 \times 8232 = 5.1 \text{ mm}$$
$$y_a = 7000 / 600 = 11.7 \text{ mm}$$
$$> 5.1 \text{ mm}$$

4 横桁の計算

横桁は応力の大きい中間横桁について計算を行う。

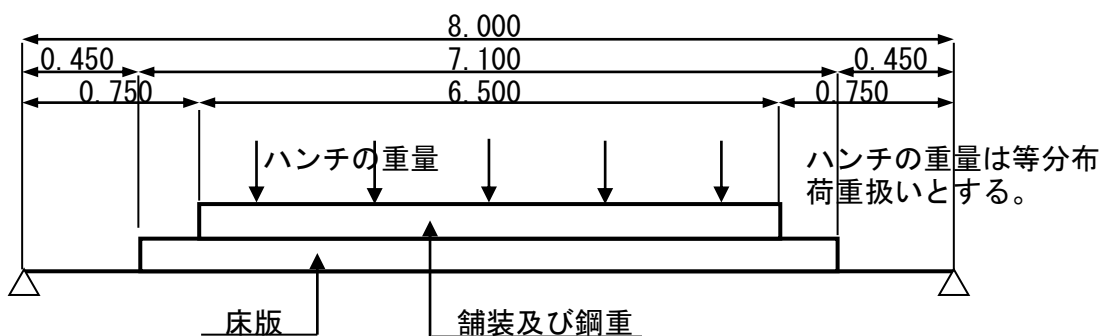
縦桁の支間長	7.000	m
横桁の支間長	8.000	m

4.1 荷重の計算

4.1.1 死荷重

死荷重強度は縦桁の計算を参照する。

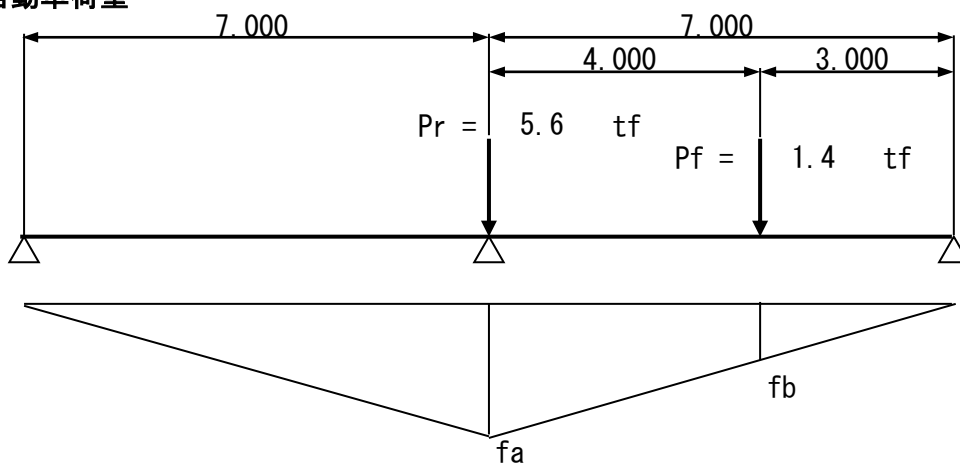
高欄地覆	0.28	x	7.000	=	1.96	tf
舗装	0.16	x	7.000	=	1.12	tf/m
床版	0.38	x	7.000	=	2.66	tf/m
ハンチ外縦桁	0.13	x	7.000	=	0.91	tf
ハンチ内縦桁	0.12	x	7.000	=	0.84	tf
鋼重	0.11	x	7.000	=	0.77	tf/m



ハンチ重量は全幅員に等分布荷重に換算して計算する。

ハンチ外縦桁	0.91	x	2	/	7.100	=	0.26	tf/m
ハンチ内縦桁	0.84	x	3	/	7.100	=	0.35	tf/m
						=	0.61	tf/m

4.1.2 自動車荷重



$$f_a = 1.000$$

$$f_b = 0.429$$

$$A = 14.000 \times 1.000 / 2 = 7.000 \text{ m}$$

自動車前輪荷重	5.6	x	1.000	=	5.60	tf
自動車後輪荷重	1.4	x	0.429	=	0.60	tf

4.1.3 雪荷重

荷重強度 $0.10 \times 7.000 = 0.70 \text{ tf/m}$

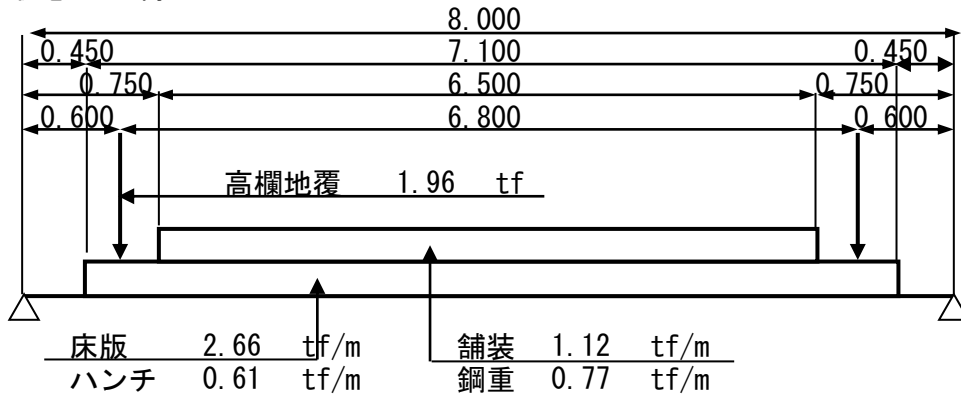
4.1.4 衝撃係数

$L = 8.000 \text{ m}$ $i = 20 / (50 + L) = 0.345$

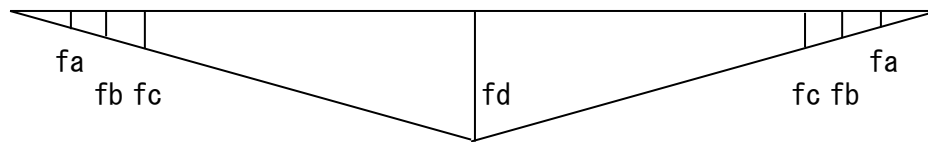
4.2 応力の計算

4.2.1 影響線

荷重状態 死荷重



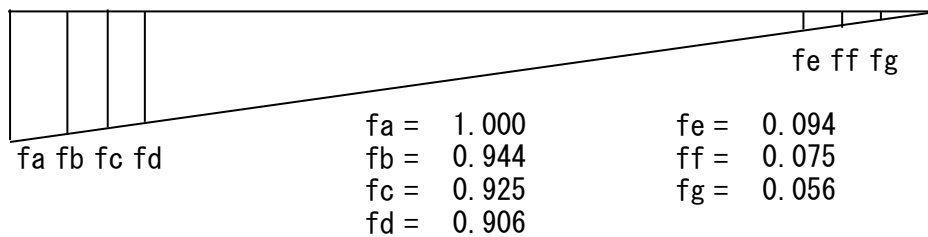
曲げモーメント



$f_a = 0.225$
 $f_b = 0.300$
 $f_c = 0.375$
 $f_d = 2.000$

高欄地覆 $f = 0.300 + 0.300 = 0.600 \text{ m}$
 舗装及び鋼重 $A1 = (0.375 + 2.000) \times 3.250 = 7.719 \text{ m}^2$
 床版及びハンチ $A2 = (0.225 + 2.000) \times 3.550 = 7.899 \text{ m}^2$

せん断力

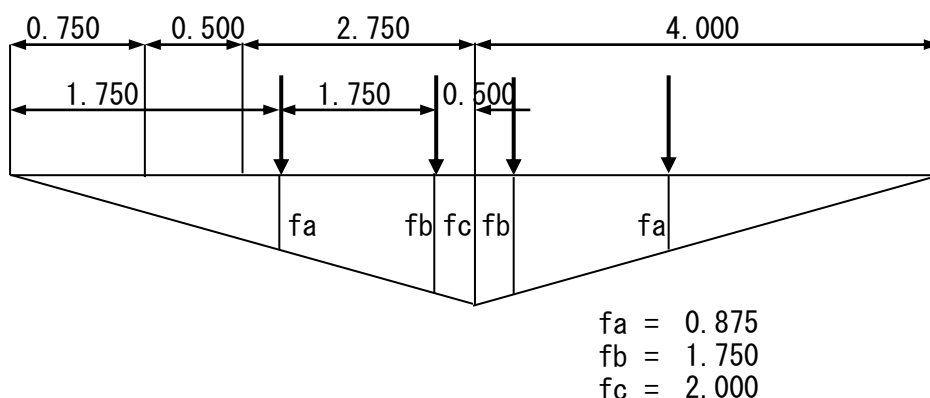


$f_a = 1.000$ $f_e = 0.094$
 $f_b = 0.944$ $f_f = 0.075$
 $f_c = 0.925$ $f_g = 0.056$
 $f_d = 0.906$

高欄地覆 $f = 0.925 + 0.075 = 1.000$
 舗装及び鋼重 $A1 = (0.906 + 0.094) \times 6.500 / 2 = 3.250 \text{ m}$
 床版及びハンチ $A2 = (0.944 + 0.056) \times 7.100 / 2 = 3.550 \text{ m}$

荷重状態 自動車荷重
 曲げモーメント

L = 8.000 m

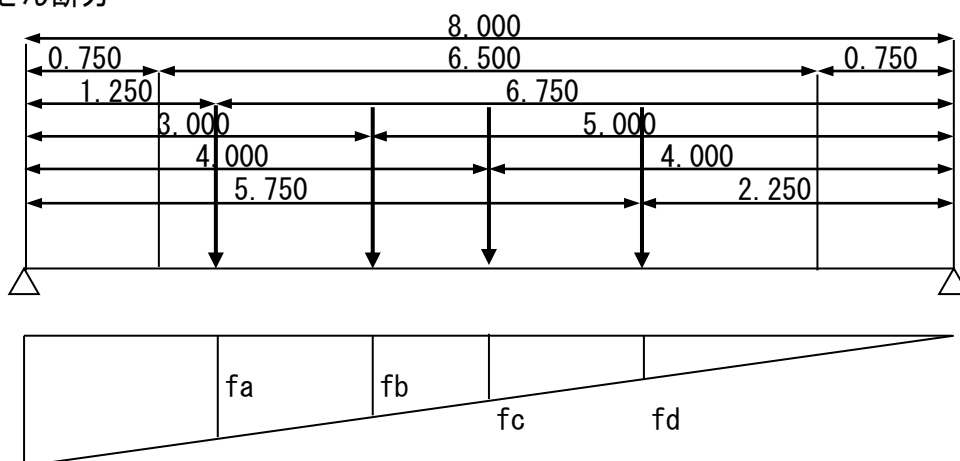


fa = 0.875
 fb = 1.750
 fc = 2.000

輪荷重影響値合計

$$f = (0.875 + 1.750) \times 2 = 5.250$$

せん断力



fa = 0.844
 fb = 0.625
 fc = 0.500
 fd = 0.281
 計 = 2.250

輪荷重影響値合計 = 2.250

4.2.2 死荷重

曲げモーメントの計算

高欄地覆	1.96	x	0.600	=	1.18	tf-m
舗装	1.12	x	7.719	=	8.65	tf-m
床版	2.66	x	7.899	=	21.01	tf-m
ハンチ	0.61	x	7.899	=	4.82	tf-m
鋼重	0.77	x	7.719	=	5.94	tf-m
				合計	=	41.60 tf-m

せん断力の計算

高欄地覆	1.96	x	1.000	=	1.96	tf
舗装	1.12	x	3.250	=	3.64	tf
床版	2.66	x	3.550	=	9.44	tf
ハンチ	0.61	x	3.550	=	2.17	tf
鋼重	0.77	x	3.250	=	2.50	tf
				合計	=	19.71 tf

4.2.3 自動車荷重

曲げモーメントの計算

自動車前輪荷重	0.60	x	5.250	=	3.15	tf-m
自動車後輪荷重	5.60	x	5.250	=	29.40	tf-m
合計				=	32.55	tf-m

せん断力

自動車前輪荷重	0.60	x	2.250	=	1.35	tf
自動車後輪荷重	5.60	x	2.250	=	12.60	tf
合計				=	13.95	tf

4.2.4 雪荷重

曲げモーメント	0.70	x	7.899	=	5.53	tf-m
せん断力	0.70	x	3.550	=	2.49	tf

4.2.5 衝撃荷重

衝撃係数の対象は自動車荷重のみとする。

曲げモーメント	32.55	x	0.345	=	11.23	tf-m
せん断力	13.95	x	0.345	=	4.81	tf

4.2.6 応力の集計

Case-1 : 死+自+雪+衝

曲げモーメント

死荷重	41.60
自動車荷重	32.55
雪荷重	5.53
衝撃荷重	11.23
合計 (tf-m)	90.91

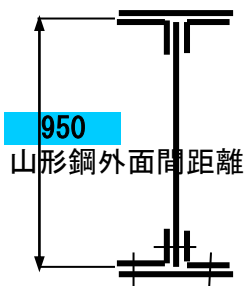
せん断力

死荷重	19.71
自動車荷重	13.95
雪荷重	2.49
衝撃荷重	4.81
合計 (tf)	40.96

4.3 断面計算

横桁に作用する最大曲げモーメント $M_{max} = 90.91$ tf-m

横桁に作用する最大せん断力 $S_{max} = 40.96$ tf



横桁断面

1 - Cov PI	270	x	15	
2 - Ls	125	x	90	x 10
1 - Web	944	x	8	
2 - Ls	125	x	90	x 10
1 - Cov PI	270	x	16	
1 - Rivet Hole	25	x	28	リベット孔控除
2 - Rivet Hole	25	x	26	リベット孔控除

山形鋼定数

Cx =	2.22
Aso =	20.50
Rx =	5.00

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - Cov PI	40.50	48.25	1954	94281
2 - Ls	41.00	45.28	1856	84040
1 - Web	75.52	-	-	56082
2 - Ls	41.00	-45.28	-1856	84040
1 - Cov PI	43.20	-48.30	-2087	100802
1 - Rivet Hole	-7.00	-42.50	298	-12665
2 - Rivet Holes	-13.00	-47.80	621	-29684
	221.22		786	376896
e =	786 / 221.22 =	3.55	cm	-2788

	374108
$y_t = 47.50 + 1.50 - 3.55$	$= 45.45 \text{ cm}$
$y_b = -47.50 - 1.60 - 3.55$	$= -52.65 \text{ cm}$
$Z_{top} = 374108 / 45.45$	$= 8231 \text{ cm}^3$
$Z_{bot} = 374108 / -52.65$	$= -7106 \text{ cm}^3$
$A_w = 75.52 - (5 \times 2.5 \times 0.8)$	$= 65.52 \text{ cm}^2$
フランジ幅	$b = 0.270 \text{ m}$
フランジ固定長 (縦桁間隔)	$L = 1.500 \text{ m}$
$L / b = 1.500 / 0.270$	$= 5.56$
$\sigma_a = 1200 - 0.5 \times 5.56^2$	$= 1185 \text{ kgf/cm}^2$
$\sigma_c = 90.91 \times 10^5 / 8231$	$= 1104 \text{ kgf/cm}^2$
	$< 1185 \text{ kgf/cm}^2$
$\sigma_t = 90.91 \times 10^5 / 7106$	$= 1279 \text{ kgf/cm}^2$
	$< 1300 \text{ kgf/cm}^2$
$\tau = 40.96 \times 10^3 / 65.52$	$= 625 \text{ kgf/cm}^2$
	$< 1000 \text{ kgf/cm}^2$

4.4 たわみの計算

たわみは、自動車荷重による最大曲げモーメントより換算等分布荷重を求めて計算する。

最大曲げモーメント	$M_{max} = 32.55 \text{ tf-m}$
鋼材のヤング係数	$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
縦桁の断面二次モーメント	$I = 374108 \text{ cm}^4$
	$E_s I = 78563 \text{ tf-m}^2$

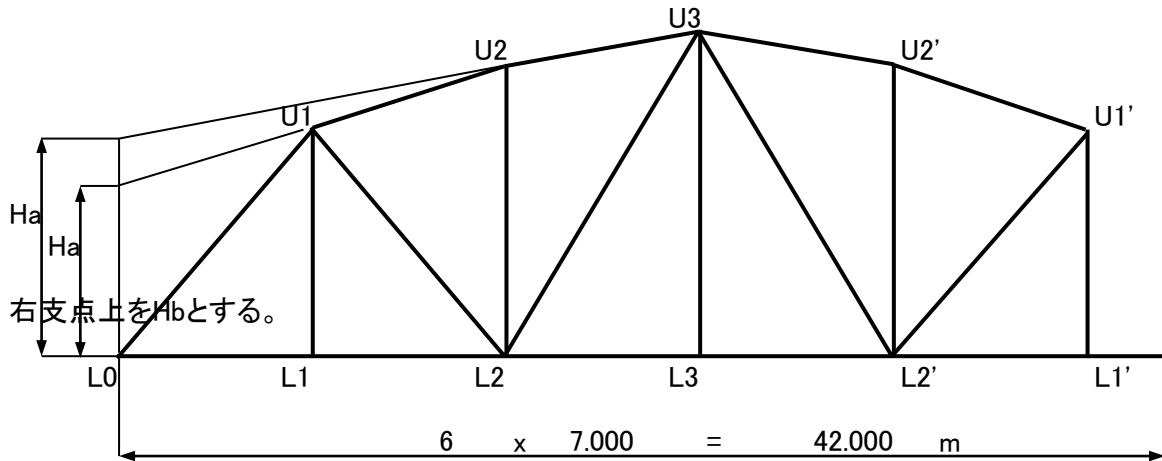
たわみの計算

$y = 5 M_{max} L^2 / 48 E_s I$	
$= 5 \times 32.55 \times 8.000^2 / 48 \times 78563$	
$= 0.00276 \text{ mm}$	$= 2.76 \text{ mm}$
$y_a = 8000 / 600$	$= 13.33 \text{ mm}$
	$> 2.76 \text{ mm}$

5 トラスの計算

5.1 設計条件

支間長	L	=	42.000	m
トラス間隔		=	8.000	m
車道幅	B	=	6.500	m
パネル数		=	6	パネル
パネル間隔		=	7.000	m
仮定鋼重量		=	0.250	tf/m ²
最小トラス高さ		=	7.000	m
ライズ		=	1.280	m



トラスの諸寸法

垂直材番号	L1-U1	L2-U2	L3-U3
座標番号 x	1	2	3
骨組み高さ	7.000	7.960	8.280
高さの差	7.000	0.960	0.320

上弦材番号	U1-U2	U2-U3
左格点位置	7.000	14.000
右格点位置	14.000	21.000
上弦材部材長	7.066	7.007
上弦材斜比	0.99073	0.99896
垂線長さ r	-7.886	-8.271

下弦材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
左格点位置	0.000	7.000	14.000
右格点位置	7.000	14.000	21.000
垂線長さ r	7.000	7.000	8.280

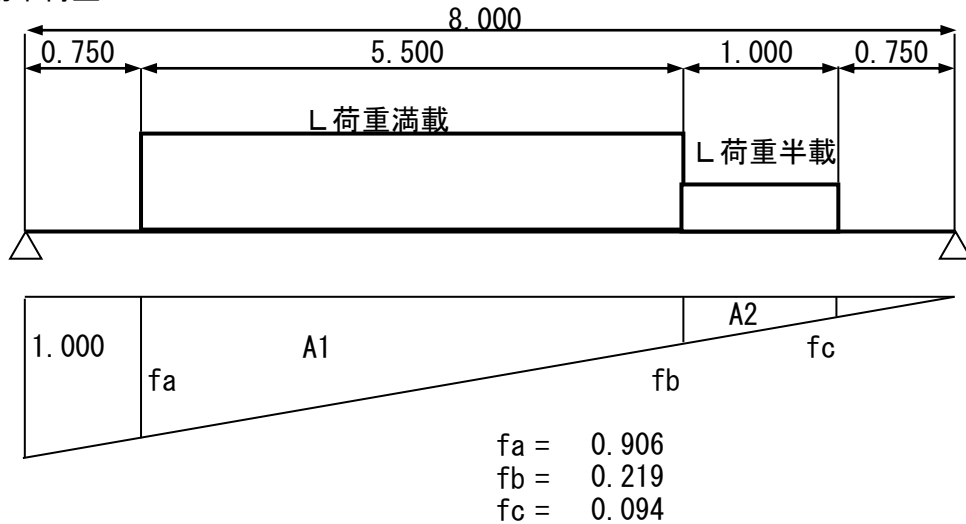
5.2 荷重の計算

5.2.1 影響線及び影響面積

影響線値は横桁せん断力影響値の数値を参考とする。

死荷重	高欄・地覆	1.000
	舗装	3.250
	床版	3.550
	ハンチ	3.550
	鋼重	3.250

自動車荷重



$$\begin{aligned}
 \text{L 荷重満載: } A1 &= 5.5 \times (f_a + f_b) / 2 = 3.094 \\
 \text{L 荷重半載: } A2 &= (B - 5.5) \times (f_b + f_c) / 2 = 0.157 \\
 \text{L 荷重の幅員による緩和措置は 1.4 で考慮しているので満載とする。} \\
 \text{換算面積} \\
 A &= (A1 + A2) = 3.094 + 0.157 = 3.250
 \end{aligned}$$

5.2.2 死荷重

高欄・地覆、舗装、床版は「2.2.1 死荷重」を参照
 ハンチは「4.1.1 死荷重」の換算等分布荷重を参照
 鋼重量は「1 設計条件」の橋梁全体を参照する

高欄・地覆	0.28	x	1.000	=	0.28	tf/m
舗装	0.16	x	3.250	=	0.52	tf/m
床版	0.38	x	3.550	=	1.35	tf/m
ハンチ	0.61	x	3.550 / 7.000	=	0.31	tf/m
鋼重	0.25	x	3.250	=	0.81	tf/m
合計				=	3.27	tf/m

5.2.3 自動車荷重

線荷重	P =	11.15	tf
群集荷重	p =	0.78	tf/m

5.2.4 雪荷重 $0.10 \times 3.550 = 0.36$ tf/m

5.2.5 衝撃係数

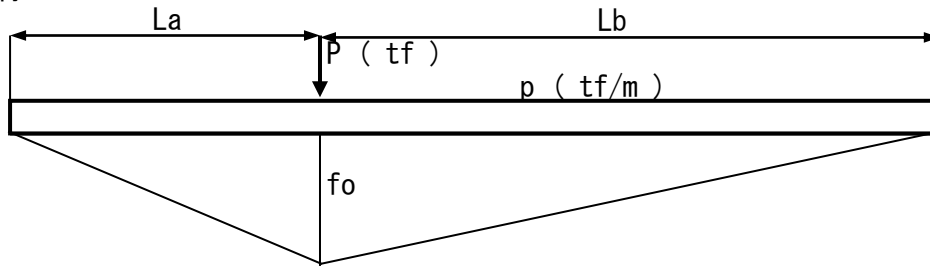
第10条

上下弦材	L = 42.000 m	i = 0.217
斜材	L = 31.500 m	i = 0.245
垂直材	L = 7.000 m	i = 0.351

5.3 応力の計算

5.3.1 影響線

(1) 上弦材

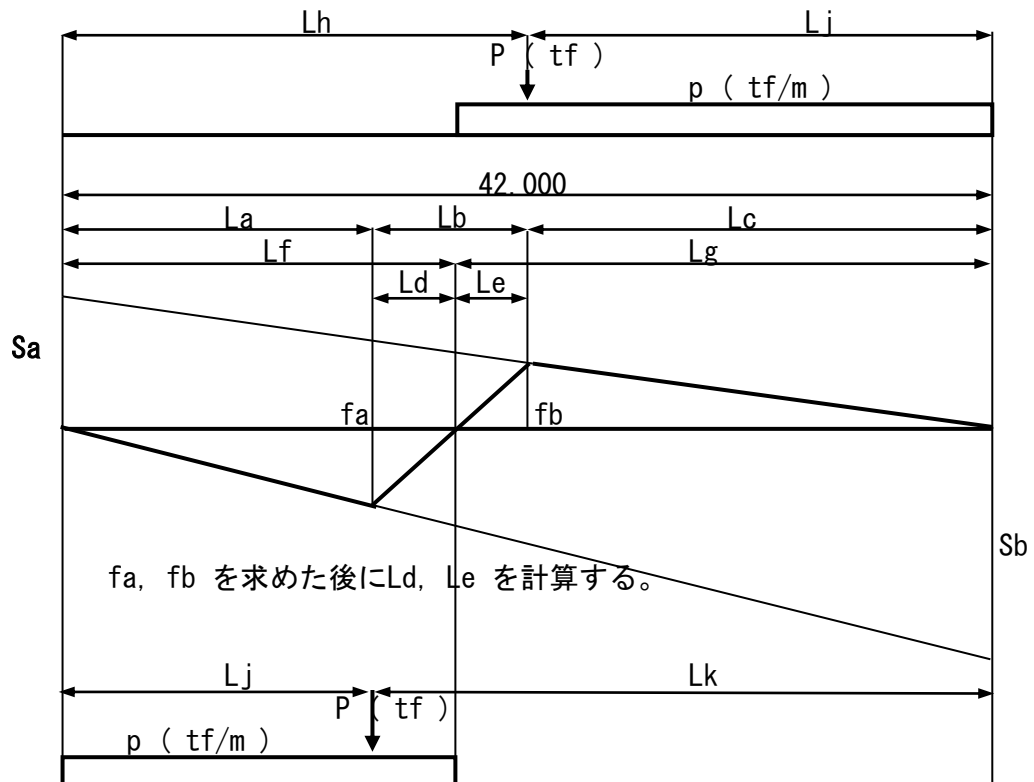


部材番号	L0-U1 (斜材)	U1-U2 L2	U2-U3 L2
下弦注目格点		L2	L2
La		14.000	14.000
Lb		28.000	28.000
fo		9.333	9.333
A1=fo x L/2		196.000	196.000
影響値		-1.184	-1.128
影響値面積		-24.854	-23.696

(2) 下弦材

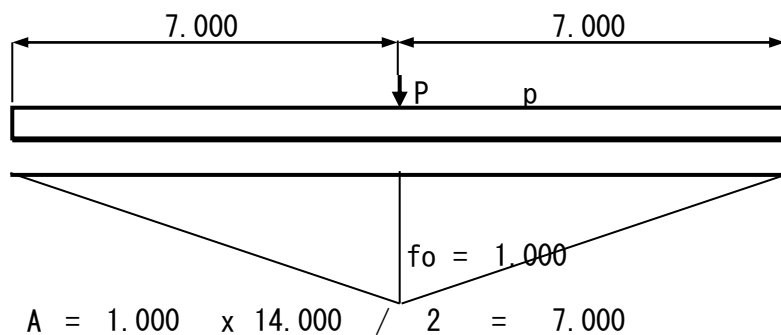
下弦材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
上弦注目格点	U1	U1	U3
La	7.000	7.000	21.000
Lb	35.000	35.000	21.000
fo	5.833	5.833	10.500
A1=fo x L/2	122.500	122.500	220.500
影響値	0.833	0.833	1.268
影響値面積	17.500	17.500	26.630

(3) 斜材



斜材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
斜材の高さ	7.000	-7.000	7.960
斜材の長さ	9.899	9.899	10.600
斜材の斜比	1.414	-1.414	1.332
下弦注目格点	1	2	3
La =a	0.000	7.000	14.000
Lb =b	42.000	35.000	28.000
対象上弦材	L0-U1	U1-U3	U1-U3
左格点高さ	0.000	7.000	7.960
左右高さの差	7.000	0.960	0.320
支点上高さHa	0.000	6.040	7.320
支点上高さHb	42.000	11.800	9.240
b*Ha+a*Hb =R	0.000	294.000	334.320
L*Ha/R =Sa	-1.000	-0.863	-0.920
L*Hb/R =Sb	1.000	1.686	1.161
間接载荷区間	L0-L1	L1-L2	L2-L3
左格点位置	0.000	7.000	14.000
右格点位置	7.000	14.000	21.000
+影響値 fa	0.000	0.281	0.387
-影響値 fb	-0.833	-0.575	-0.460
$\beta = (fa-fb)$	0.833	0.856	0.847
$Ld=ps*fa/\beta$	0.000	2.297	3.199
Lf=L+Ld	0.000	9.297	17.199
Lg=L-Lf	42.000	32.703	24.801
影響値面積A	0.000	1.306	3.327
影響値面積B	-17.500	-9.406	-5.702
斜比補正後の値			
fa 影響値	0.000	-0.397	0.515
fb 影響値	-1.179	0.814	-0.612
+影響値面積	0.000	-1.847	4.431
-影響値面積	-24.749	13.302	-7.593
最大最小に揃えた値			
+影響値	0.000	0.814	0.515
-影響値	-1.179	-0.397	-0.612
+影響値面積	0.000	13.302	4.431
-影響値面積	-24.749	-1.847	-7.593
Σ 影響値面積	-24.749	11.455	-3.162

(4) 垂直材 U1-L1, U3-L3



5.3.2 死荷重

死荷重分布荷重

wd = 3.27 tf/m

(1) 上弦材

部材番号		U1-U2	U2-U3
影響値面積		-24.854	-23.696
N(tf)		-81.27	-77.49

(2) 下弦材

部材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
影響値面積	17.500	17.500	26.630
N(tf)	57.23	57.23	87.08

(3) 斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
影響値面積	-24.749	11.455	-3.162
N(tf)	-80.93	37.46	-10.34

(4) 垂直材

部材番号	U2-L2
影響値面積	7.000
N(tf)	22.89

5.3.3 自動車荷重

輪荷重

線荷重
等分布荷重

Pf = 11.15 tf
Pr = 0.78 tf/m

(1) 上弦材

部材番号		U1-U2	U2-U3
影響値		-1.184	-1.128
影響値面積		-24.854	-23.696
NP(tf)		-13.20	-12.58
Np(tf)		-19.39	-18.48
N(tf)		-32.59	-31.06

(2) 下弦材

部材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
影響値	0.833	0.833	1.268
影響値面積	17.500	17.500	26.630
NP(tf)	9.29	9.29	14.14
Np(tf)	13.65	13.65	20.77
N(tf)	22.94	22.94	34.91

(3) 斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
影響値(+)	0.000	0.814	0.515
影響値(-)	-1.179	-0.397	-0.612
影響値面積(+)	0.000	13.302	4.431
影響値面積(-)	-24.749	-1.847	-7.593
NP(tf)	0.00	9.07	5.75
Np(tf)	0.00	10.38	3.46
Σ+NI(tf)	0.00	19.45	9.21
NP(tf)	-13.14	-4.43	-6.83
Np(tf)	-19.30	-1.44	-5.92
Σ-NI(tf)	-32.44	-5.87	-12.75

(4) 垂直材

部材番号	U2-L2
影響値	1.000
影響値面積	7.000
NP(tf)	11.15
Np(tf)	5.46
N(tf)	16.61

5.3.4 雪荷重

雪荷重による応力は、死荷重と比例計算により求める。

$$\begin{aligned} \text{荷重強度} \quad \text{雪荷重} &= 0.36 \quad \text{tf/m} \\ &= 3.27 \quad \text{tf/m} \\ \text{荷重比} \quad 0.36 / 3.27 &= 0.110 \end{aligned}$$

上弦材番号		U1-U2	U2-U3
N(tf)		-8.94	-8.52

下弦材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
N(tf)	6.30	6.30	9.58

斜材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
N(tf)	-8.90	4.12	-1.14

垂直材番号	U2-L2
N(tf)	2.52

5.3.5 衝撃荷重

衝撃荷重の対象は、自動車の輪荷重と等分布荷重である。

$$\begin{aligned} \text{衝撃係数} \quad \text{上下弦材} \quad L = 42.000 \quad & i = 0.217 \\ \quad \quad \quad \text{斜材} \quad L = 31.500 \quad & i = 0.245 \\ \quad \quad \quad \text{垂直材} \quad L = 7.000 \quad \text{m} \quad & i = 0.351 \end{aligned}$$

上弦材番号		U1-U2	U2-U3
N(tf)		-7.07	-6.74

下弦材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
N(tf)	4.98	4.98	7.58

斜材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
N(tf)+	0.00	4.77	2.26
N(tf)-	-7.95	-1.44	-3.12

垂直材番号	U2-L2
N(tf)	5.83

5.3.6 応力の集計 (－は圧縮力)

(1) 上弦材

部材番号		U1-U2	U2-U3
死荷重		-81.27	-77.49
自動車荷重		-32.59	-31.06
雪荷重		-8.94	-8.52
衝撃荷重		-7.07	-6.74
合計		-129.87	-123.81

(2) 下弦材

部材番号	L0-L1	L1-L2	L2-L3
死荷重	57.23	57.23	87.08
自動車荷重	22.94	22.94	34.91
雪荷重	6.30	6.30	9.58
衝撃荷重	4.98	4.98	7.58
合計	91.45	91.45	139.15

(3) 斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3
死荷重	-80.93	37.46	-10.34
自動車荷重 ±	0.00	19.45	9.21
	-32.44	-5.87	-12.75
雪荷重	-8.90	4.12	-1.14
衝撃荷重 ±	0.00	4.77	2.26
	-7.95	-1.44	-3.12
合計 Max	-89.83	65.80	-0.01
合計 Min	-130.22	34.27	-27.35

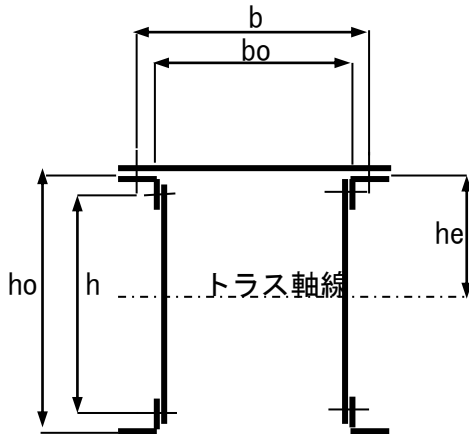
(4) 垂直材

部材番号	U2-L2
死荷重	22.89
自動車荷重	16.61
雪荷重	2.52
衝撃荷重	5.83
合計	47.85

5.4 断面計算

5.4.1 上弦材(第一パネル)

最小断面構成は、組み立てに使う山形鋼との取り合いで決める



使用山形鋼定数

$$L = 90 \text{ x } 90 \text{ x } 7$$

$$A_s = 12.22 \text{ cm}^2$$

$$X_c = 5.00 \text{ cm}$$

$$C_x = 2.46 \text{ cm}$$

$$\phi = 22 \text{ mm} \quad \text{リベット径}$$

基本断面寸法

$$b_o = 300 \text{ mm} \quad h_e = 80 \text{ mm}$$

$$h_o = 250 \text{ mm}$$

Cov-PI

$$\text{山形鋼よりの張出長} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{板幅} = b_o + 2 * L + 2 * 5 = 490 \text{ mm}$$

$$b = b_o + 2 * X_c = 400 \text{ mm}$$

Web PI

$$\text{山形鋼との段差} = 3 \text{ mm}$$

$$\text{板高} = h_o - 2 * 3 = 244 \text{ mm}$$

$$h = h_o - 2 * X_c = 150 \text{ mm}$$

$$\text{板厚} \cong h / 30 = 5 \text{ mm}$$

(a) 部材番号 U1-U2 $N = -129.87 \text{ tf}$ 圧縮材

$$L = 7.066 \text{ m} \quad b = 15.00 \text{ cm}$$

$$L/b = 706.55 / 15.00 = 47.1$$

水平軸に対して

				$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$F \text{ (cm}^3\text{)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$
1 - Cov PI	490	x 12	=	58.80	13.10	770	10087
2 - Ls	90	x 7	=	24.44	10.04	245	2460
2 - Web PI	244	x 8	=	39.04	-	-	1937
2 - Ls	90	x 7	=	24.44	-10.04	-245	2460
				146.72		770	16944
$e =$				$770 / 146.72 =$	5.25 cm		-4044
$r =$				$(12900 / 146.72)^{0.5} =$	9.4 cm		12900
$L/r =$				$706.6 / 9.4 =$	75.17		
$y_t =$				$13.70 - 5.25 =$	8.45 cm		
$y_b =$				$12.50 + 5.25 =$	17.75 cm		
$Z_t =$				$12900 / 8.45 =$	1527 cm^3		
$Z_b =$				$12900 / 17.75 =$	727 cm^3		

垂直軸に対して

				$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$F \text{ (cm}^3\text{)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$
1 - Cov PI	490	x 12	=	58.80	-	-	11765
2 - Ls	90	x 7	=	24.44	17.46	427	7455
1 - Web PI	244	x 8	=	19.52	14.60	285	4161
1 - Web PI	244	x 8	=	19.52	-14.60	-285	4161
2 - Ls	90	x 7	=	24.44	-17.46	-427	7455
				146.72		0	34997
$e =$				$0 / 146.72 =$	0.00 cm		0
$r =$				$(34997 / 146.72)^{0.5} =$	15.4 cm		34997
$L/r =$				$706.6 / 15.4 =$	45.88		
$\text{max } L/r =$					75.17		

曲げモーメントの計算

自重による曲げモーメント

$$M1 = 0.147 \times 7.000^2 / 8 = 0.90 \text{ tf-m}$$

軸力による曲げモーメント

断面中心と骨組み中心の偏心距離

$$e_s = 0.08 - 0.125 + 0.053 = 0.008 \text{ m}$$

$$M2 = -129.87 \times 0.008 = -0.97 \text{ tf-m}$$

曲げモーメントの合計 $0.90 + -0.97 = -0.08 \text{ tf-m}$

$$\sigma_{ca} = 1200 - 0.05 \times 75.17^2 = 918 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 129.87 \times 10^3 / 146.72 + -0.08 \times 10^5 / 1527$$

$$= 885.2 + -4.9 = 880.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cb} = 129.87 \times 10^3 / 146.72 - -0.08 \times 10^5 / 727$$

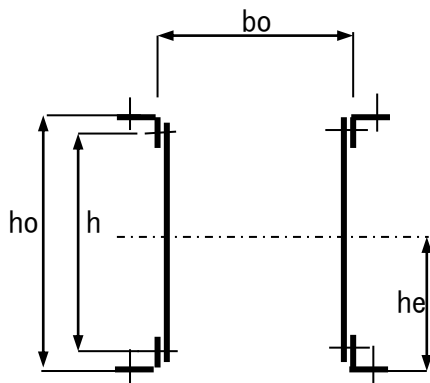
$$= 885.2 - -10.4 = 895.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cmax} = 895.5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< 918 \text{ kgf/cm}^2$$

5.4.2 下弦材

上弦材の最小断面構成は、組み立てに使う山形鋼との取り合いで決める



使用山形鋼

L = 100 x 100 x 13
 As = 24.31 cm²
 Xc = 5.00 cm
 Cx = 2.94 cm
 φ = 22 mm リベット径

基本断面寸法

bo = 300 mm he = 185 mm
 ho = 350 mm

Web Pl

344 x 8

山形鋼との段差

h = ho - 2 * Xc = 250 mm
 板厚 >= h/30 = 8 mm

(a) 部材番号 L3-L4 N = 139.15 tf 引張材
 L = 7.000 m

水平軸に対して						As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	
2	-	Ls	100	x	13	=	48.62	14.56	708	10308
2	-	Web Pl	344	x	8	=	55.04	-	-	5428
2	-	Ls	100	x	13	=	48.62	-14.56	-708	10308
4	-	Rivet	25	x	13	=	-13.00	12.50	-	-2031
4	-	Rivet	25	x	21	=	-21.00	14.35	-	-4324
						118.28		0	19689	
e	=	0	/	118.28	=	0.00	cm	0		
r	=	(19689 / 118.28) ^{0.5}	=	12.9	cm			19689		
L/r	=	700.0 / 12.9	=	54.26						
yt	=	17.50 - 0.00	=	17.50	cm					
yb	=	17.50 + 0.00	=	17.50	cm					
Zt	=	19689 / 17.50	=	1125	cm ³					
Zb	=	19689 / 17.50	=	1125	cm ³					

垂直軸に対して						As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	
2	-	Ls	100	x	13	=	48.62	17.94	872	15644
1	-	Web Pl	344	x	8	=	27.52	14.60	402	5869
1	-	Web Pl	344	x	8	=	27.52	-14.60	-402	5869
2	-	Ls	100	x	13	=	48.62	-17.94	-872	15644
						152.28		0	43026	
e	=	0	/	152.28	=	0.00	cm	0		
r	=	(43026 / 152.28) ^{0.5}	=	19.1	cm			43026		
L/r	=	700.0 / 19.1	=	36.65						
						max L/r	=	54.26		

曲げモーメントの計算

自重による曲げモーメント

$$M1 = 0.152 \times 7.000^2 / 8 = 0.93 \text{ tf-m}$$

軸力による曲げモーメント

断面中心と骨組み中心の偏心距離

$$e_s = 0.185 - 0.175 + 0.000 = 0.010 \text{ m}$$

$$M2 = 139.15 \times 0.010 = 1.39 \text{ tf-m}$$

曲げモーメントの合計

$$\sigma_{tt} = 139.15 \times 10^3 / 118.28 - (-0.46 \times 10^5 / 1125)$$

$$= 1176.4 - (-40.8) = 1217.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tb} = 139.15 \times 10^3 / 118.28 + (-0.46 \times 10^5 / 1125)$$

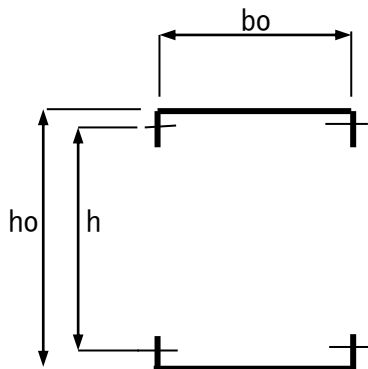
$$= 1176.4 + (-40.8) = 1135.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tmax} = 1217.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< 1300 \text{ kgf/cm}^2$$

5.4.3 斜材

(a) 部材番号 U1-L2 N = 65.80 tf 引張材
L = 9.899 m



使用溝形鋼

$$[= 250 \times 90 \times 9 \times 13$$

$$A_s = 44.07 \text{ cm}^2 \quad I_o = 4180 \text{ cm}^4$$

$$X_c = 5.00 \text{ cm}$$

$$C_x = 2.42 \text{ cm}$$

$$\phi = 22 \text{ mm} \quad \text{リベット径}$$

基本断面寸法

$$bo = 250 \text{ mm}$$

$$ho = 282 \text{ mm}$$

$$h = ho - 2 \times X_c = 182 \text{ mm}$$

水平軸に対して

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - [250 x 9 =	44.07	11.68	515	6015
1 - [250 x 9 =	44.07	-11.68	-515	6015
4 - Rivet 25 x 13 =	-13.00	9.10	-	-1077
	75.14		0.00	10953

$$e = 0 / 75.14 = 0.00 \text{ cm}$$

$$r = (10953 / 75.14)^{0.5} = 12.1 \text{ cm}$$

$$L/r = 989.9 / 12.1 = 81.81$$

垂直軸に対して

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - [250 x 9 =	44.07	-	-	4180
1 - [250 x 9 =	44.07	-	-	4180
	88.14		0	8360

$$e = 0 / 88.14 = 0.00 \text{ cm}$$

$$r = (8360 / 88.14)^{0.5} = 9.7 \text{ cm}$$

$$L/r = 989.9 / 9.7 = 102.06$$

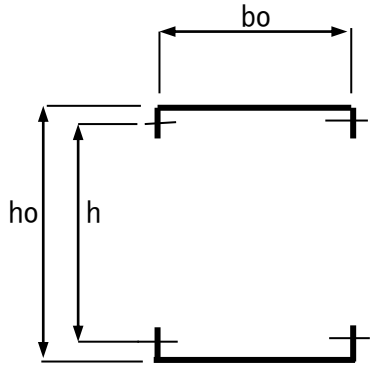
$$\text{max } L/r = 102.06$$

応力度の計算

$$\sigma_t = 65.80 \times 10^3 / 75.14 = 876 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< 1300 \text{ kgf/cm}^2$$

(b) 部材番号 L2-U3 N = -27.35 tf 圧縮材
 L = 10.600 m



bo = 250 mm
 ho = 282 mm
 h = 182 mm
 [- 250 x 90 x 9 x 13

水平軸に対して

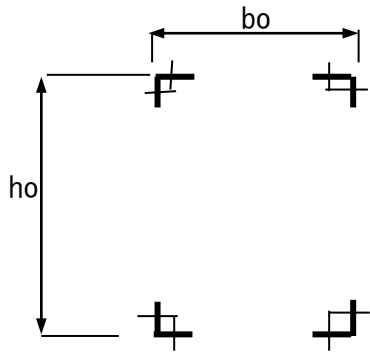
				As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1	-	[250 x 9	= 44.07	11.68	515	6015
1	-	[250 x 9	= 44.07	-11.68	-515	6015
				88.14		0	12030
e	=	0	/	88.14	=	0.00	cm
r	=	(12030 / 88.14) ^{0.5}			=	11.7	cm
L/r	=	1060.0 / 11.7			=	90.60	

垂直軸に対して

				As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1	-	[250 x 9	= 44.07	-	-	4181
1	-	[250 x 9	= 44.07	-	-	4181
				88.14		0	8362
e	=	0	/	88.14	=	0.00	cm
r	=	(8362 / 88.14) ^{0.5}			=	9.7	cm
L/r	=	1060.0 / 9.7			=	109.28	
					max L/r	=	109.28
σ _{ca 1}	=	720000	/	109.28	²	=	603 kgf/cm ²
σ _{ca 2}	=	1200 - 0.05 x 109.28	²		=	603 kgf/cm ²	
				σ _c = 27.35 x 10 ³ / 88.14	=	310 kgf/cm ²	
					<	603 kgf/cm ²	

5.4.4 垂直材

(a) 部材番号 U2-L2 N = 47.85 tf 引張材
 L = 7.960 m



使用山形鋼

L = 90 x 90 x 10
 As = 17.00 cm²
 Xc = 5.00 cm
 Cx = 2.56 cm
 φ = 22 mm リベット径

基本断面寸法

bo = 250 mm
 ho = 282 mm

水平軸に対して

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
2 - Ls 90 x 10 =	34.00	11.54	392	4524
2 - Ls 90 x 10 =	34.00	-11.54	-392	4524
8 - Rivet 25 x 10 =	-20.00	-	-	-
	48.00		0	9048
e = 0 /	48.00	= 0.00	cm	0
r = (9048 /	48.00) ^{0.5}	= 13.7	cm	9048
L/r = 796.0 /	13.7	= 58.10		

垂直軸Ls

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
2 - Ls 90 x 10 =	34.00	9.94	338	3360
2 - Ls 90 x 10 =	34.00	-9.94	-338	3360
	68.00		0	6720
e = 0 /	68.00	= 0.00		0
r = (6720 /	68.00) ^{0.5}	= 11.8		6720
L/r = 796.0 /	11.8	= 67.46		
		max L/r =	67.46	

$$\sigma_t = 47.85 \times 10^3 / 48.00 = 997 \text{ kgf/cm}^2 < 1300 \text{ kgf/cm}^2$$

5.5 たわみの計算

5.5.1 条件設定

トラスを梁に換算して、たわみを計算する。

換算する方式は、トラスの上下弦材のみを有効として、梁の断面二次モーメントを求める。

トラスの弦材の断面積は、総断面積を対象とする。

トラスの弦材はスパン中央の部材を対象とする。

上弦材の断面積	At =	0.01467	m ²
下弦材の断面積	Ab =	0.01523	m ²
トラスの高さ	h =	8.280	m

	A (m ²)		y (m)	=	F (m ³)	I (m ⁴)
上弦材	0.01467	x	4.140	=	0.06074	0.25146
下弦材	0.01523	x	-4.140	=	-0.06304	0.26099
合計	0.02990				-0.00230	0.51245
e =		-0.00230 / 0.02990		=	-0.077	-0.00018
						0.51227

5.5.2 たわみの計算

支間長	L =	42.000	m
死荷重	Wd =	3.27	tf/m
下弦材活荷重軸力	Nl =	34.91	tf
活荷重曲げモーメント	Nl*h =	289.0	tf-m
鋼材のヤング係数	Es =	2.1	x 10 ⁷ tf/m ²
主桁の断面二次モーメント	I =	0.51227	m ⁴
	Es I =	1.076	x 10 ⁷ tf-m ²

死荷重たわみ

$$\begin{aligned}
 y &= 5 Wd L^4 / 384 Es I \\
 &= 5 \times 3.270 \times 42.000^4 / 384 / 1.076 / 10^7 \\
 &= 0.0123 \text{ m} = 12.3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

活荷重たわみ

$$\begin{aligned}
 y &= 5 M_{\max} L^2 / 48 Es I \\
 &= 5 \times 289.0 \times 42.000^2 / 48 / 1.076 / 10^7 \\
 &= 0.0049364 \text{ m} = 4.9 \text{ mm} \\
 y_a &= 42000 / 800 = 52.5 \text{ mm} \\
 &\text{第36条} > 4.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6 横構の計算その他

6.1 地震荷重

地震時水平力 (下横構に作用すると考える)

$$\text{死荷重 } 3.27 \times 2 = 6.54 \text{ tf/m}$$

$$\text{地震時水平力} = 6.54 \times 0.20 = 1.308 \text{ tf/m}$$

6.2 風荷重

上弦材 $h = 0.250 \text{ m}$
 無載荷時 $w = 900 \times 0.250 = 225 > 300 \text{ kgf/m}$
 故に $= 0.300 \text{ tf/m}$

下弦材 $h = 0.350 \text{ m}$
 無載荷時 $w = 360 + 900 \times 0.350 = 675 > 600 \text{ kgf/m}$
 故に $= 0.675 \text{ tf/m}$

斜材 $h = 0.250 \text{ m}$
 無載荷時 $w = 900 \times 0.250 = 225 > 300 \text{ kgf/m}$
 故に $= 0.300 \text{ tf/m}$

高欄・地覆・床版・縦桁 (プレートガーダー扱いとする)

基本式 $w = 240 + 450 \times h \geq 600 \text{ kgf/m}$

h の計算

高欄 $0.900 \times 0.30 = 0.270 \text{ m}$

地覆 $= 0.250 \text{ m}$

床版 $= 0.160 \text{ m}$

ハンチ $= 0.100 \text{ m}$

縦桁 $0.450 - 0.350 = 0.100 \text{ m}$

合計 0.880 m

$w = 240 + 450 \times 0.880 = 0.636 \text{ tf/m}$

上横構に作用する水平力

上弦材 $= 0.300 \text{ tf/m}$

斜材 $0.300 / 2 = 0.150 \text{ tf/m}$

合計 $= 0.450 \text{ tf/m}$

下横構に作用する水平力

斜材 $= 0.150 \text{ tf/m}$

下弦材 $= 0.675 \text{ tf/m}$

縦桁等 $= 0.636 \text{ tf/m}$

合計 $= 1.461 \text{ tf/m}$

許容応力度で除した荷重強度

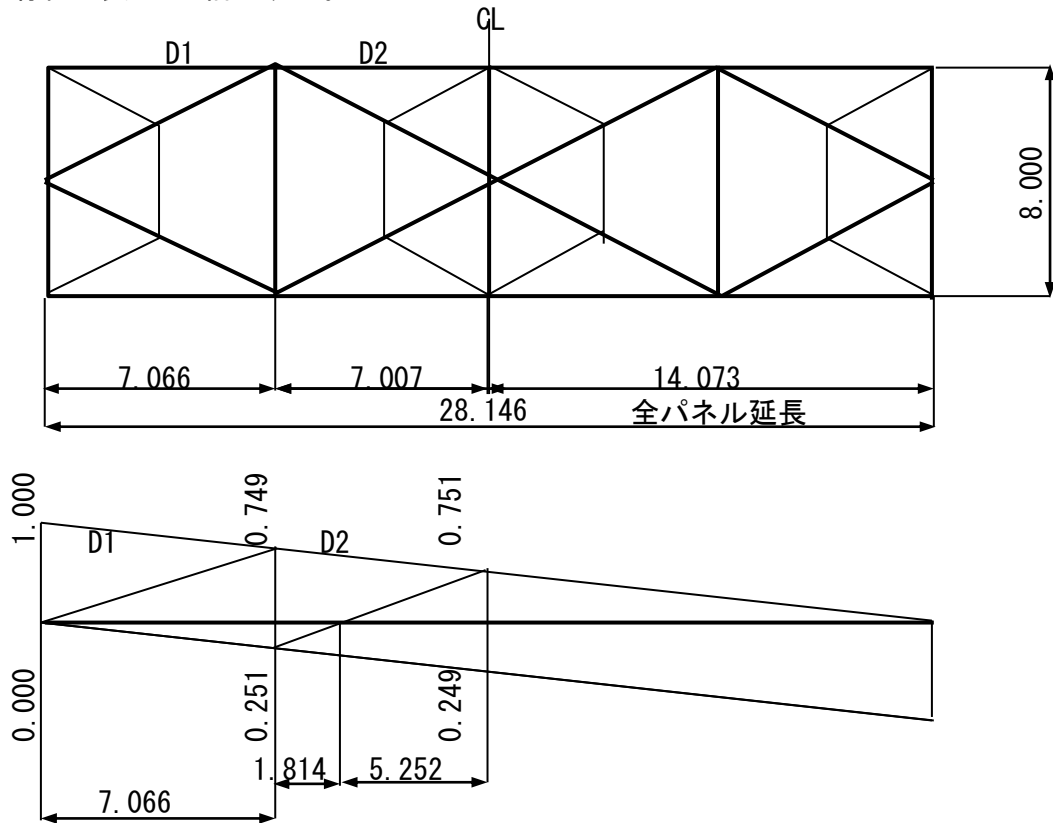
上弦材
 風荷重 $0.450 / 1.25 = 0.36 \text{ tf/m}$

下弦材
 地震時 $1.308 / 1.80 = 0.73 \text{ tf/m}$
 風荷重 $1.461 / 1.25 = 1.17 \text{ tf/m}$

最大荷重 $= 1.17 \text{ tf/m}$

6.3 上横構

上横構は圧縮部材として計算する。
部材長は骨組み長の0.9倍とする。



部材番号		D1	D2
パネル長さ		7.066	7.007
パネル座標	0.000	7.066	7.007
パネル長さ		7.066	7.007
部材長		8.119	8.069
斜比 α		2.320	2.305
影響値+		0.251	0.249
-影響値 fb	-1.000	-0.749	-0.751
+影響値 fa		0.000	0.251
Le		-7.066	-5.252
La =a		0.000	1.755
Lb =b		28.146	26.390
負の面積		-10.540	-9.910
正の面積		0.000	0.220
Σ		-10.540	-9.690

作用軸力 (せん断力を2部材で受け持たせる)

$$D1 = 0.180 \times 10.54 \times 2.320 = 4.40 \quad \text{tf}$$

$$D2 = 0.180 \times 9.69 \times 2.305 = 4.02 \quad \text{tf}$$

断面計算
断面 D1

$$L = 100 \times 100 \times 10$$

$$r_x = 3.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m}$$

$$L / r = 365.4 / 3.03 = 120.6 < 150$$

$$\sigma_{ca} = 720000 / 120.6^2 = 495 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = 4400 / 19.0 = 232 \text{ kgf/cm}^2$$

暫定重量

上横構

$$4 \times 14.90 \times 8.119 = 0.5 \text{ tf}$$

$$4 \times 14.90 \times 4.060 = 0.2 \text{ tf}$$

$$2 \times 14.90 \times 4.000 = 0.1 \text{ tf}$$

$$\Sigma = 0.8 \text{ tf}$$

断面 D2以降

D1と同一断面を使用し計算は省略する。

暫定重量

上横構

$$4 \times 14.90 \times 8.069 = 0.5 \text{ tf}$$

$$4 \times 14.90 \times 4.034 = 0.2 \text{ tf}$$

$$2 \times 14.90 \times 4.000 = 0.1 \text{ tf}$$

$$\Sigma = 0.8 \text{ tf}$$

ストラット

$$I = 350 \times 150 \times 9 \times 15$$

$$w = 58.5 \text{ kgf/m}$$

$$W = 5 \times 58.50 \times 8.000 = 2.3 \text{ tf}$$

上横構重量合計 $0.8 + 0.8 + 2.3 = 4.0 \text{ tf}$

6.4 下横構

下横構は引張部材として計算する。

部材長

$$L_t = [(7.000)^2 + (8.000)^2]^{0.5} = 10.630 \text{ m}$$

最大水平反力

$$R = 1.17 \times 42.000 / 2 = 24.57 \text{ tf}$$

最大水平反力を2部材で受け持たせるものとする。

$$P = (24.57 / 2) \times 10.630 / 8.000 = 16.32 \text{ tf}$$

使用断面

応力度計算の部材長さは縦桁との連結を考慮し半分とする。

$$L = 100 \times 100 \times 10$$

$$r_x = 3.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m}$$

$$L / r = 478.4 / 3.03 = 157.9 > 240$$

$$\sigma_{ta} = 1300 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t = 16324 / 19.0 = 859 \text{ kgf/cm}^2$$

下横構重量合計 $12 \times 14.90 \times 10.63 = 1.9 \text{ tf}$

6.5 積算鋼材重量

鋼材重量を求める仮定条件。

リベット橋に用いられる間接材、局部座屈防止のタイプレート及びリベット頭などの重量はシングルレーシングを用いて全てを代表させる。

シングルレーシング以外の主重量

上弦材 最大断面積 146.72 cm²

部材長さ

部材	単位	長さ
L0-U1	m	9.899
U1-U2	m	7.066
U2-U3	m	7.007
合計	m	23.972

x 2 = 47.945 m

下弦材 最大断面積 152.28 cm²

斜材

部材	単位	断面積	長さ	A x L
U1-L2	cm ² , m	88.140	9.899	872.541
L2-U3	cm ² , m	88.140	10.600	934.291
合計	cm ² , m		20.500	1806.832

平均面積 1806.832 / 20.500 = 88.14 cm²

垂直材 最大断面積 68.00 cm²

部材長さ

部材	単位	個数	長さ	n x L
U1-L1	m	2	7.000	14.000
U2-L2	m	2	7.960	15.920
U3-L3	m	1	8.280	8.280
合計	m	5		38.200

シングルレーシング以外の鋼材重量

部材	断面積	単位重量	部材長	部材数	概算重量
	cm ²	tf/m	m	-	tf
上弦材	146.72	0.115	47.945	2	11.0
下弦材	152.28	0.120	42.000	2	10.0
斜材	88.14	0.069	40.999	2	5.7
垂直材	68.00	0.053	38.200	2	4.1
縦桁	116.8	0.092	42.000	5	19.3
横桁	241.2	0.189	8.000	7	10.6
上横構					4.0
下横構					1.9
Σ					66.6

橋面面積 $42.000 \times 6.500 = 273.0 \text{ m}^2$
 単位面積当たり床組み鋼材重量
 $w = 29.9 / 273.0 = 0.109 \text{ tf/m}^2$
 単位面積当たりの全鋼材重量
 $w = 66.6 / 273.0 = 0.244 \text{ tf/m}^2$

シングルレーシングの計算 部材延長当たり重量 **3.5** kgf/m

部材	部材長	面数	L x n	概算重量
	L	n	L	tf
上弦材	47.94	1	47.945	0.2
下弦材	42.00	2	84.000	0.3
斜材	41.00	2	81.998	0.3
垂直材	38.20	4	152.800	0.5
合計			366.743	1.3

合計鋼材重量

部材	本体	レーシング	合計
	tf	tf	tf
上弦材	11.0	0.2	11.2
下弦材	10.0	0.3	10.3
斜材	5.7	0.3	6.0
垂直材	4.1	0.5	4.6
縦桁	19.3	0.0	19.3
横桁	10.6	0.0	10.6
上横構	4.0	0.0	4.0
下横構	1.9	0.0	1.9
Σ	66.6	1.3	67.9

単位面積当たりの全鋼材重量
 $w = 67.9 / 273.0 = 0.249 \text{ tf/m}^2$