

単純下路ワーレントラス桁（溶接橋）昭和31年版 TRWA5S31VN0（デモ版）

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、垂直材無し、5パネル3本以上縦桁、のワーレントラスが対象です。
- ・ 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とを薦めます。
 - ・ 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、表紙と設計条件です。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。
- 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、中間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。
- ・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。
- ⑧ **シートS31-6**は、横構の計算をまとめますが、その他の雑計算を含めます。
- ・トラス橋全体の重量・梁換算の曲げ剛性・死活荷重による撓みの計算があります。
 - ・再現設計計算の場合は、既設橋梁の振動測定データの検証に利用します。
 - ・概算鋼重の積算を行いますが、この値で最初の鋼重仮定を検証します。

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で、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
 - 1.6 風荷重
- 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
 - 5.4.2 下弦材
 - 5.4.3 斜材
 - 5.4.4 ガセットプレート
 - 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

再現設計のモデルとして使った5パネルワーレントラス



設計条件入力と結果のまとめ： TRWA5S31V02

×××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

路線名

県道DD-EE線

所在地

××市下YY町地内

橋名

×××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

$L = 0.6 + 48.0 + 1.1 + 48.0 + 0.6 = 98.3\text{m}$

支間長

$L_s = 48.000\text{m}$

有効幅員

$B = 7.000\text{m}$

舗装

コンクリート舗装 $t=50\text{mm}$

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 =	48.000	m	
幅員 車道	B =	7.000	m	
地覆幅 (片側)	bc =	0.400	m	
床版厚	ts =	0.180	m	
舗装	tp =	0.050	m	
高欄重量 (片側)	hw =	0.035	tf/m	鋼製高欄
地覆内側高さ	hi =	0.250	m	
縦桁本数	ng =	4	本	
縦桁間隔	ps =	2.050	m	
最小トラス高さ	Ha =	6.000	m	
ライズ	dh =	1.000	m	
トラス間隔	st =	8.600	m	
パネル数	pn =	5	パネル	
パネル間隔	ps =	9.600	m	
ハンチ高	hc =	0.070	m	

荷重

1 : 活荷重 (一等橋TL20)

2 : 活荷重 (二等橋TL14)

橋梁タイプ = 1

重力の加速度	G =	9.8	m/sec ²
基本線荷重		5.000	tf/m
基本等分布荷重		0.350	tf/m ²
自動車前輪荷重	Pf =	2.000	tf
自動車後輪荷重	Pr =	8.000	tf
縦桁構造係数	$\beta_s =$	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 0.000 tf/m²

仮定鋼材重量 橋梁全体に対して wg = 0.210 tf/m²
床組みに対して wgf = 0.080 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
アスファルト舗装 $\gamma_p = 2.20$ 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
SM50 $\sigma_{ca} = 1800$ kgf/cm²
鋼材の引張応力度 SS41 $\sigma_{ta} = 1300$ kgf/cm²
SM50 $\sigma_{ta} = 1900$ kgf/cm²
鋼材のせん断応力度 SS41 $\tau_a = 1000$ kgf/cm²
SM50 $\tau_a = 1400$ kgf/cm²

床版コンクリート

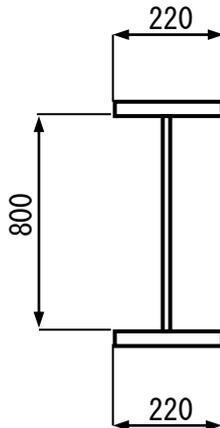
圧縮強度 $\sigma_{ck} = 210.0$ kgf/cm²
曲げ圧縮応力度 = $\sigma_{ck}/3$ $\sigma_{ca} = 70.0$ kgf/cm²
せん断応力度 $\tau_a = 8.0$ kgf/cm²
鉄筋の引張応力度 $\sigma_{ta} = 1200$ kgf/cm²

提案断面

鉄筋コンクリート床版

断面の幅 100.0 cm
かぶり 4.0 cm
鉄筋径 D 16
主鉄筋間隔 12.5 cm
鉄筋 1 本当たり断面積 1.986 cm²
ヤング係数比 15

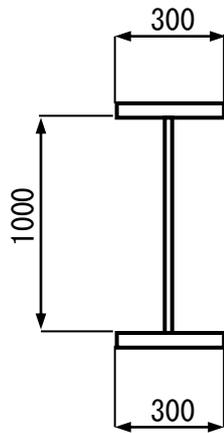
縦桁



縦桁断面

1 - FLG PI 220 x 14
1 - Web 800 x 8
1 - FLG PI 220 x 12

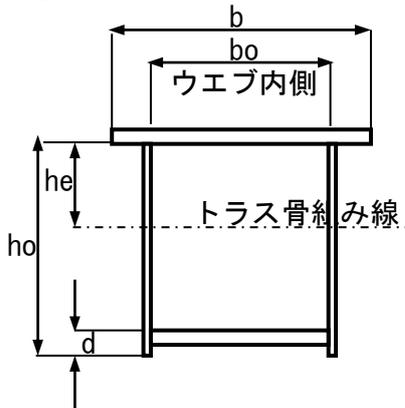
横桁



横桁断面

1 - FLG PI	300	x	21
1 - Web	1000	x	8
1 - FLG PI	300	x	19

上弦材 (最大断面)



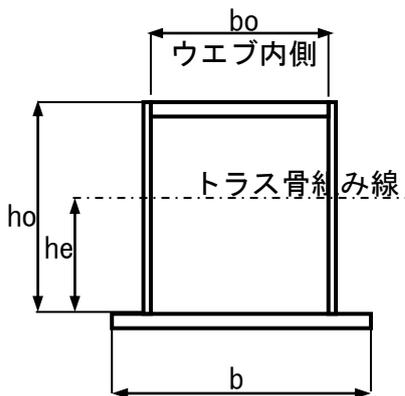
上弦材の断面

b =	380	mm	カバープレート幅
ho =	370	mm	ウェブ板高
bo =	350	mm	ウェブ内側間隔
d =	40		ウェブスカート
he =	183	mm	トラス骨組み線

1 - PL	380	x	18
2 - Web PI	370	x	13
1 - PL	350	x	19

ウェブ板厚はガセットとして 13 mm以上必要
ウェブ間隔に斜材が挿入される

下弦材 (最大断面)



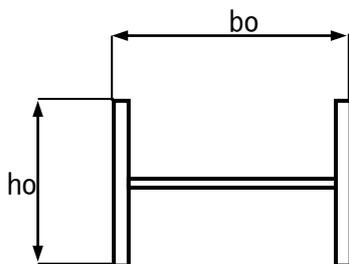
下弦材の断面

bo =	350	mm	ウェブ内側間隔
ho =	280	mm	ウェブ板高
b =	380	mm	下弦材横幅

1 - PL	350	x	11
2 - Web PI	280	x	13
1 - PL	380	x	11
he =	130	mm	トラス骨組み線

ウェブ間隔に斜材が挿入される

斜材 (引張材)



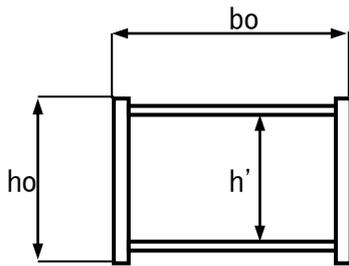
斜材の断面 (引張材)

bo =	348	mm	上下弦材ho引く 2mm
ho =	250	mm	

1 - PL	328	x	10
2 - PI	250	x	10

箱断面の上下を重ねて1枚にしたとして計算する

斜材（圧縮材）



斜材の断面（圧縮材）

bo = 348 mm
 ho = 270 mm
 h' = 230 mm

上下弦材ho引く 2mm

2 - PL 332 x 10
 2 - PI 270 x 8

H断面として構成する場合もある。

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	54.5	27.7	30.7	70
鉄筋	σ_s	1135	749	832	1200

縦桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1718	1800
引張応力度	σ_s	1838	1900

横桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1760	1795
引張応力度	σ_s	1862	1900

上弦材		U3-U5	SS41	SM50
圧縮応力度	σ_c	974		1349
引張応力度	σ_s			

下弦材		L4-L4'	SS41	SM50
圧縮応力度	σ_c			
引張応力度	σ_s	1459		1900

斜材		U1-L2	SS41	L2-U3	SM50
圧縮応力度	σ_c			545	889
引張応力度	σ_s	1470	1900		

橋の剛性（主トラス当たり）

死荷重	Wd	tf/m	3.27		
曲げ剛性	EI	tf-m ²	9476670		
死荷重たわみ	Yd	mm	23.9		
活荷重たわみ	Yl	mm	12.5	許容値=	60.0

XXX橋トラス部 再現設計計算書

YYYY年Z月

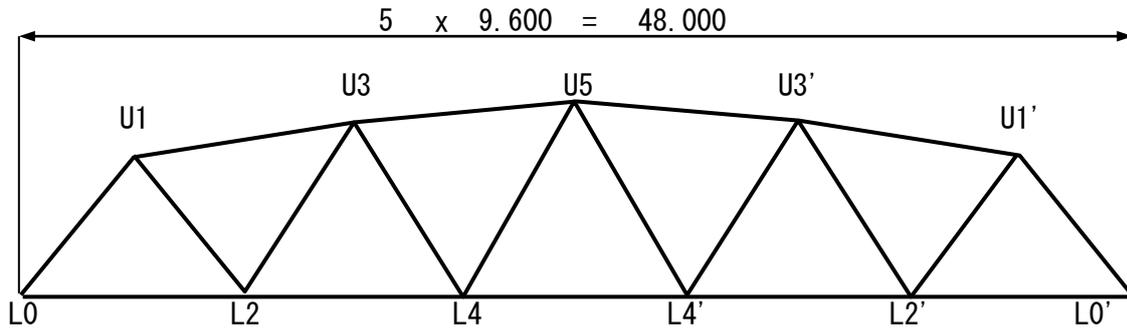
作成：ABCコンサルタント

1 設計条件

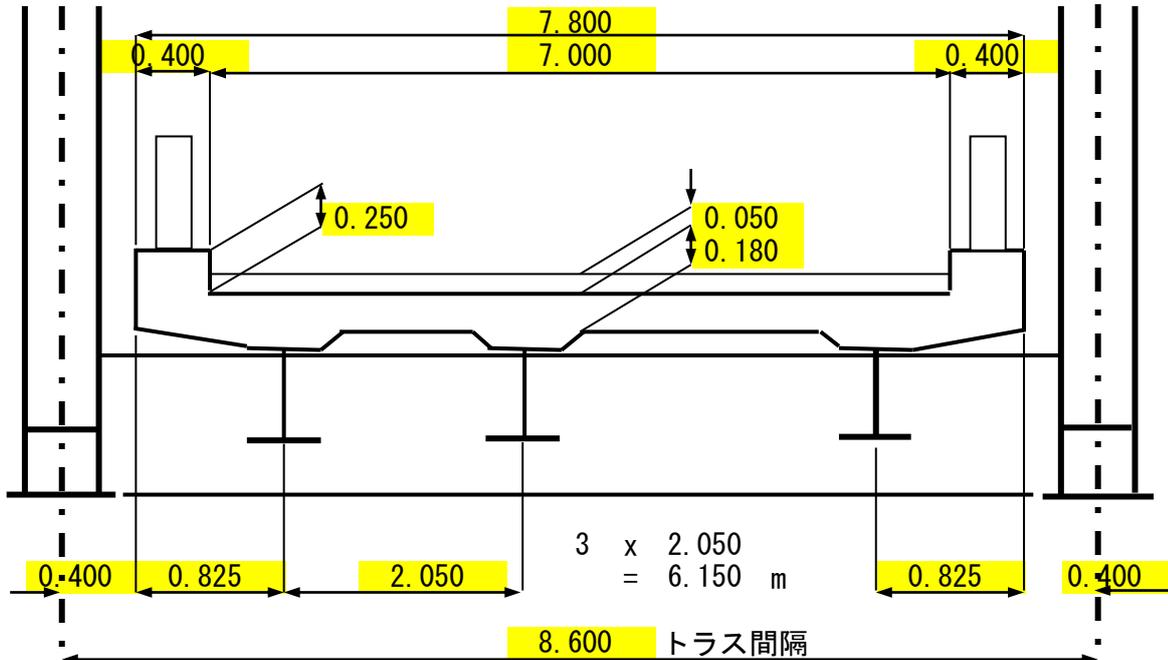
1.1 橋梁データ

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	$L = 0.6 + 48.0 + 1.1 + 48.0 + 0.6 = 98.3\text{m}$
支間長	$L_s = 48.000\text{m}$
有効幅員	$B = 7.000\text{m}$
舗装	コンクリート舗装 $t=50\text{mm}$
適用示方書	鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

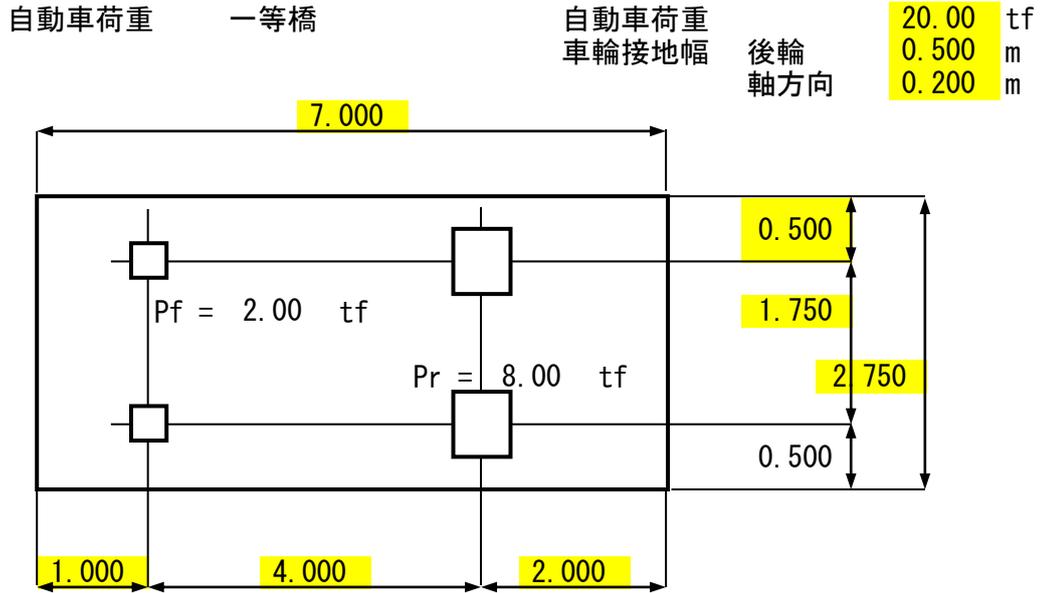
1.2 一般寸法



1.3 床組断面寸法



1.4 自動車荷重諸元



L 荷重係数 $\alpha = 1 - (W - 5.5) / 50 = 0.970$
 α は 0.75 以上 1.00 以下とする。 $\alpha = 0.970$

L 荷重

一等橋 線荷重 $P = 5.00 \times 0.970 = 4.85 \text{ tf/m}$
 等分布荷重 $p = 0.35 \times 0.970 = 0.34 \text{ tf/m}^2$

1.5 雪荷重

= 0.00 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

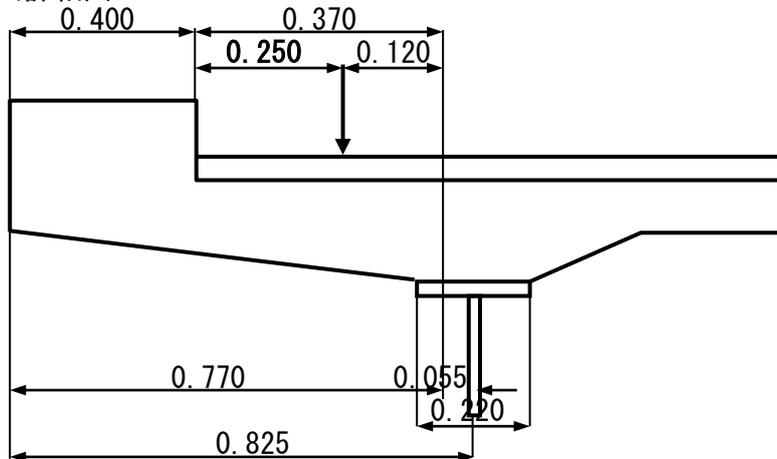
2 床版の計算

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)	0.035	=	0.04	tf
地覆(片側)	0.400 x 0.250 x 2.40	=	0.24	tf
合計			0.28	tf

床版張出詳細図



床版(張出し先端)	0.180 x 2.40	=	0.43	tf/m
	0.43 x 0.770 / 2	=	0.17	tf
床版(張出し固定)	0.250 x 2.40	=	0.60	tf/m
	0.60 x 0.770 / 2	=	0.23	tf
舗装	0.050 x 2.20	=	0.11	tf/m
床版	0.180 x 2.40	=	0.43	tf/m
舗装+床版	合計	=	0.54	tf/m

2.1.2 自動車荷重 後輪荷重 = 8.00 tf

2.1.3 雪荷重 = 0.00 tf/m

2.1.4 衝撃係数

支間部支間長 $L = 2.050$ m
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L) = 0.384$

張出部支間長 $L = 0.120$ 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 $i = 20 / (50 + L) = 0.399$

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	2.050	^{2/}	10	=	0.23	tf-m
支点部	0.54	x	2.050	^{2/}	8	=	0.28	tf-m
張出部								
高欄・地覆	0.28	x	0.570			=	0.16	tf-m
舗装	0.11	x	0.370	^{2/}	2	=	0.01	tf-m
先端三角	0.17	x	0.770	x	2 / 3	=	0.09	tf-m
固定三角	0.23	x	0.770	/	3	=	0.06	tf-m
					合計		0.32	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 = 8.00	tf						
支間部	L = 2.050	m	M =	1.37	tf-m			
支点部	支間部と同じ		M =	1.37	tf-m			
張出部	L = 0.120	m	M =	1.50	tf-m			

2.2.3 雪荷重

曲げモーメント

支間部	0.00	x	2.050	^{2/}	10	=	0.00	tf-m
支点部	0.00	x	2.050	^{2/}	8	=	0.00	tf-m
張出部	0.00	x	0.770	^{2/}	2	=	0.00	tf-m

2.2.4 衝撃荷重

衝撃係数	支間部	i = 0.384						
	張出部	i = 0.399						
曲げモーメント	支間部	1.37	x	0.384	=	0.53	tf-m	
	支点部	1.37	x	0.384	=	0.53	tf-m	
	張出部	1.50	x	0.399	=	0.60	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	0.23	0.28	0.32
自動車荷重	1.37	1.37	1.50
雪荷重	0.00	0.00	0.00
衝撃荷重	0.53	0.53	0.60
合計	2.13	2.18	2.42

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	2.13	2.18	2.42
断面の高さ	cm	18.0	25.0	25.0
かぶり	cm	4.0	4.0	4.0
断面の有効高	cm	14.0	21.0	21.0
断面の幅	cm	100.0	100.0	100.0
ヤング係数比		15	15	15
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 異形鉄筋	mm	16	16	16
主鉄筋1本当たりの断面積	cm ²	1.986	1.986	1.986
引張側の鉄筋量 As	cm ²	15.888	15.888	15.888
圧縮側の鉄筋量 As'	cm ²	7.944	7.944	7.944
鉄筋量の合計 Ao=As+As'	cm ²	23.832	23.832	23.832
A1 = n Ao / b	cm	3.575	3.575	3.575
A2 = 2 n / b	1/m	0.300	0.300	0.300
A3 = dAs + d' As'	cm ³	254.2	365.4	365.4
A4 = A2 x A3	cm ²	76.3	109.6	109.6
Root	cm ²	89.0	122.4	122.4
A5 = √Root	cm	9.436	11.064	11.064
中立軸の位置 X	cm	5.86	7.49	7.49
B1 = bX / 2	cm	293.1	374.4	374.4
B2 = d - X/3		12.046	18.504	18.504
B3 = B1x B2		3530.4	6928.7	6928.7
B4 = nAs'	cm ³	119.2	119.2	119.2
B5 = (X - d') / X		0.318	0.466	0.466
B6 = d - d'		10.0	17.0	17.0
B7 = B4 x B5 x B6		378.4	943.7	943.7
コンクリートの断面係数 Kc		3909	7872	7872
C1 = X / n (d - X)		0.0480	0.0370	0.0370
鉄筋の断面係数 Ks		187.7	290.9	290.9
σc	kgf/cm ²	54.5	27.7	30.7
σca	kgf/cm ²	70	70	70
σs	kgf/cm ²	1135	749	832
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。

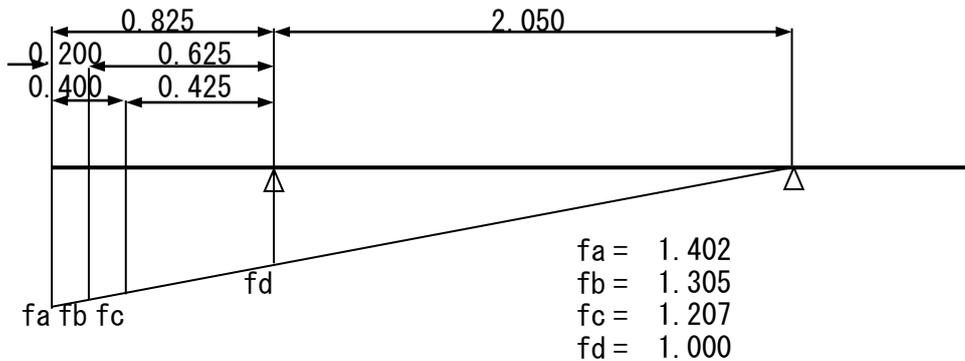
縦桁間隔	2.050	m
縦桁支間長	9.600	m
床組みの仮定鋼重	0.080	tf/m ²
車線数	2	車線

3.1 影響線の計算

3.1.1 外桁の影響線

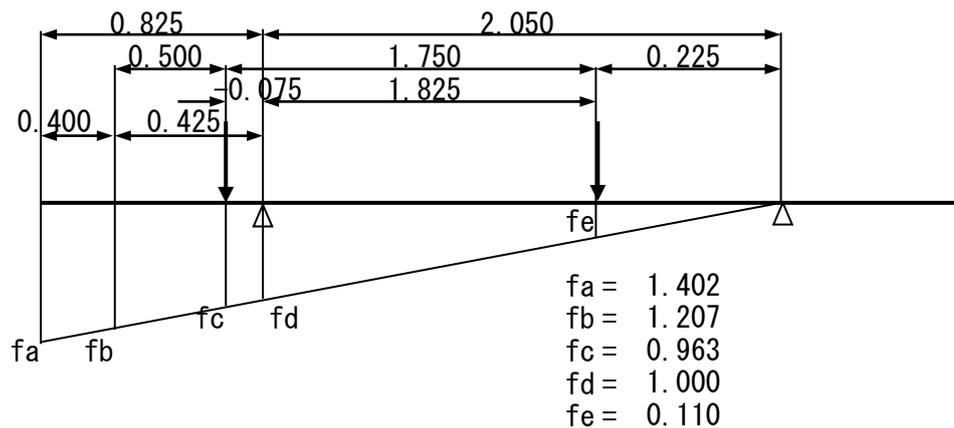
死荷重

ハンチは隣接主桁にて受け持つ。



床版	Aa =	1.402	x	2.875	/	2	=	2.015	m ²
舗装	Ab =	1.207	x	2.475	/	2	=	1.494	m ²

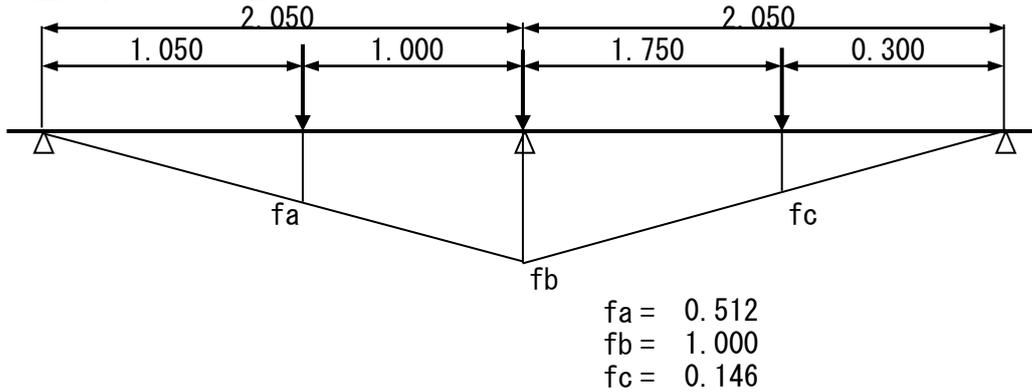
自動車荷重



輪荷重	f =	0.963	+	0.110	=	1.073
-----	-----	-------	---	-------	---	-------

3.1.2 内桁の影響線

死荷重及び自動車荷重

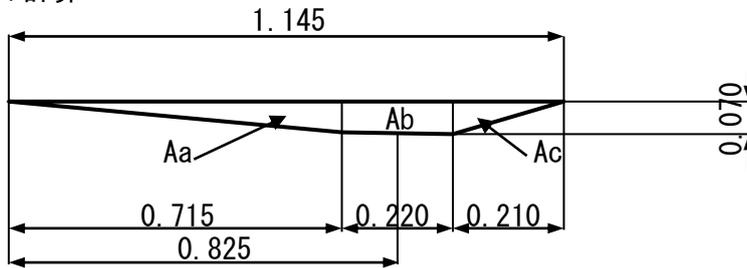


死荷重	$Aa =$	1.000×2.050	$=$	2.050	m
輪荷重	$f =$	$0.512 + 1.000 + 0.146$	$=$	1.658	

3.2 荷重の計算 (外桁)

3.2.1 死荷重

ハンチの計算



$Aa =$	$0.715 \times 0.070 / 2$	$=$	0.025	m^2
$Ab =$	$0.220 \times 0.070 / 2$	$=$	0.015	m^2
$Ac =$	$0.210 \times 0.070 / 2$	$=$	0.007	m^2
	$\Sigma A =$		0.047	m^2

外縦桁ハンチの重量

$$wha = 0.047 \times 2.40 = 0.11 \text{ tf/m}$$

縦桁に等分布荷重として作用する死荷重

高欄・地覆	0.28×1.305	$=$	0.37	tf/m	
舗装	0.11×1.494	$=$	0.16	tf/m	
床版	0.43×2.015	$=$	0.87	tf/m	
ハンチ (外桁分)	0.11×1.000	$=$	0.11	tf/m	
鋼材重量	0.08×1.494	$=$	0.12	tf/m	
		合計	$=$	1.63	tf/m

3.2.2 自動車荷重

前輪荷重	2.00×1.073	$=$	2.15	tf
後輪荷重	8.00×1.073	$=$	8.58	tf

3.2.3 雪荷重

$$0.00 \times 2.015 = 0.00 \text{ tf/m}$$

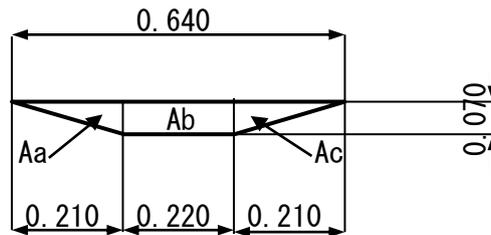
3.2.4 衝撃係数

$$L = 9.600 \text{ m} \quad i = 0.336$$

3.3 荷重の計算（内桁）

3.3.1 死荷重

ハンチの計算



$$\begin{aligned}
 Aa &= 0.210 \times 0.070 / 2 = 0.007 \text{ m}^2 \\
 Ab &= 0.220 \times 0.070 = 0.015 \text{ m}^2 \\
 Ac &= 0.210 \times 0.070 / 2 = 0.007 \text{ m}^2 \\
 \Sigma A &= 0.029 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

内縦桁ハンチの重量

$$whb = 0.029 \times 2.40 = 0.07 \text{ tf/m}$$

縦桁に等分布荷重として作用する死荷重

舗装	0.11	x	2.050	=	0.23	tf/m
床版	0.43	x	2.050	=	0.88	tf/m
ハンチ（内桁分）	0.07	x	1.000	=	0.07	tf/m
鋼材重量	0.08	x	2.050	=	0.16	tf/m
合計				=	1.34	tf/m

3.3.2 自動車荷重

$$\text{前輪荷重} \quad 2.00 \times 1.658 = 3.32 \text{ tf}$$

$$\text{後輪荷重} \quad 8.00 \times 1.658 = 13.26 \text{ tf}$$

内縦桁に作用する自動車荷重には緩和係数を「3.4 応力計算」で考慮する。
上記の自動車荷重は参考値として示す。

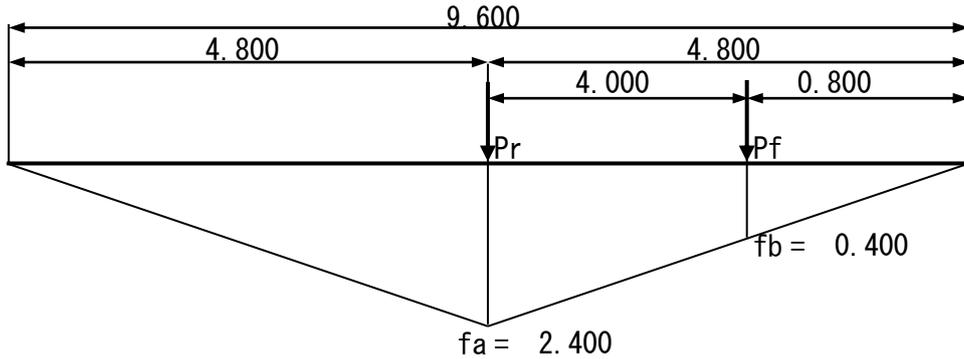
$$3.3.3 \text{ 雪荷重} \quad 0.00 \times 2.050 = 0.00 \text{ tf/m}$$

$$3.3.4 \text{ 衝撃係数} \quad i = 0.336$$

3.4 応力の計算

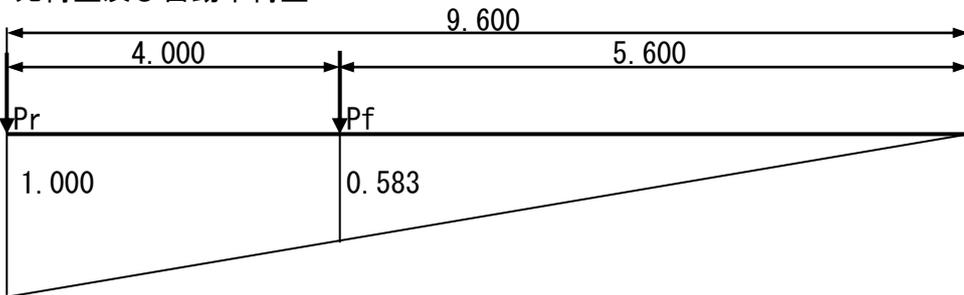
3.4.1 影響線

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	$2.400 \times 9.600 / 2$	=	11.520	m ²
前輪荷重		=	0.400	m
後輪荷重		=	2.400	m

剪断力（反力）の影響線
死荷重及び自動車荷重



影響面積				
死荷重	$1.000 \times 9.600 / 2$	=	4.800	m ²
前輪荷重		=	0.583	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	1.63	x	11.520	=	18.78	tf-m
内桁	等分布荷重	1.34	x	11.520	=	15.44	tf-m

せん断力

外桁	等分布荷重	1.63	x	4.800	=	7.82	tf
内桁	等分布荷重	1.34	x	4.800	=	6.43	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 =	2.050	m		
緩和係数	第22条				
車線数 1車線の場合	a = b / 1.75	=	2.050 / 1.75	=	1.171
車線数 2車線以上	a = b / 1.375	=	2.050 / 1.375	=	1.491
車線数	n =	2	車線	故に	a = 1.491

内桁の輪荷重

前輪荷重	2.00	x	1.491	=	2.98	tf
後輪荷重	8.00	x	1.491	=	11.93	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	2.15	x	0.400	=	0.86	tf-m
	後輪荷重	8.58	x	2.400	=	20.59	tf-m
				Mpa	=	21.45	tf-m
内桁	前輪荷重	2.98	x	0.400	=	1.19	tf-m
	後輪荷重	11.93	x	2.400	=	28.63	tf-m
				Mpb	=	29.82	tf-m

剪断力

外桁	前輪荷重	2.15	x	0.583	=	1.25	tf
	後輪荷重	8.58	x	1.000	=	8.58	tf
				Spa	=	9.83	tf
内桁	前輪荷重	2.98	x	0.583	=	1.74	tf
	後輪荷重	11.93	x	1.000	=	11.93	tf
				Spb	=	13.67	tf

3.4.4 雪荷重

荷重強度	外桁			Spa	=	0.00	tf/m
	内桁			Spa	=	0.00	tf/m
曲げモーメント	外桁	0.00	x	11.52	=	0.00	tf-m
	内桁	0.00	x	11.52	=	0.00	tf-m
剪断力	外桁	0.00	x	4.80	=	0.00	tf
	内桁	0.00	x	4.80	=	0.00	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	21.45	x	0.336	=	7.21	tf-m	
内桁	29.82	x	0.336	=	10.02	tf-m	
剪断力	外桁	9.83	x	0.336	=	3.30	tf
	内桁	13.67	x	0.336	=	4.59	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	18.78	15.44
自動車荷重	21.45	29.82
雪荷重	0.00	0.00
衝撃荷重	7.21	10.02
合計 (tf-m)	47.44	55.28
構造係数	1.00	1.00
合計 (tf-m)	47.44	55.28

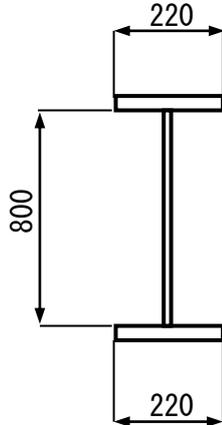
剪断力

荷重	外桁	内桁
死荷重	7.82	6.43
自動車荷重	9.83	13.67
雪荷重	0.00	0.00
衝撃荷重	3.30	4.59
合計 (tf)	20.95	24.69

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。

採用する曲げモーメント $M_{max} = 55.28$ tf-m
 採用するせん断力 $S_{max} = 24.69$ tf



縦桁断面

1 - FLG PI 220 x 14
 1 - Web 800 x 8
 1 - FLG PI 220 x 12

使用断面	Section	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - Flg PI	220 x 14 =	30.8	40.7	1253.6	51022
1 - Web PI	800 x 8 =	64.0	-	-	34133
1 - Flg PI	220 x 12 =	26.4	-40.6	-1071.8	43515
		121.2		181.8	128670
e = $\Sigma F / \Sigma A = 181.8 / 121.2 = 1.50$ cm					-273
					128397

$$y_t = 41.4 - 1.50 = 39.9 \text{ cm}$$

$$y_b = 41.2 + 1.50 = 42.7 \text{ cm}$$

断面係数

$$Z_t = 128397 / 39.9 = 3218 \text{ cm}^3$$

$$Z_b = 128397 / 42.7 = 3007 \text{ cm}^3$$

曲げ応力度 $\sigma_t = 5528000 / 3218 = 1718$ kgf/cm²
 < 1800 kgf/cm²
 $\sigma_b = 5528000 / 3007 = 1838$ kgf/cm²
 < 1900 kgf/cm²

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。

自動車荷重による最大曲げモーメント

$$\text{外桁} = 21.45 \text{ tf-m}$$

$$\text{内桁} = 29.82 \text{ tf-m}$$

$$\text{採用する曲げモーメント} \quad 29.82 \times 1.00 = 29.82 \text{ tf-m}$$

$$\text{鋼材のヤング係数} \quad E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{縦桁の断面二次モーメント} \quad I = 128397 \text{ cm}^4$$

$$E_s I = 26963 \text{ tf-m}^2$$

たわみの計算 第36条

$$v = \frac{5 M_{\max} L^2}{48 E_s I} = \frac{5 \times 29.82 \times 9.600^2}{48 \times 26963}$$

$$= 10.6 \text{ mm}$$

$$y_a = \frac{9600}{600} = 16.0 \text{ mm}$$

$$> 10.6 \text{ mm}$$

4 横桁の計算

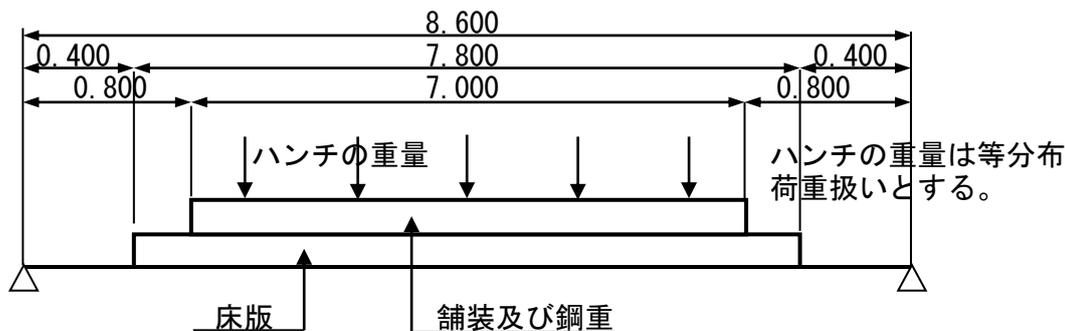
横桁は応力の大きい中間横桁について計算を行う。

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。

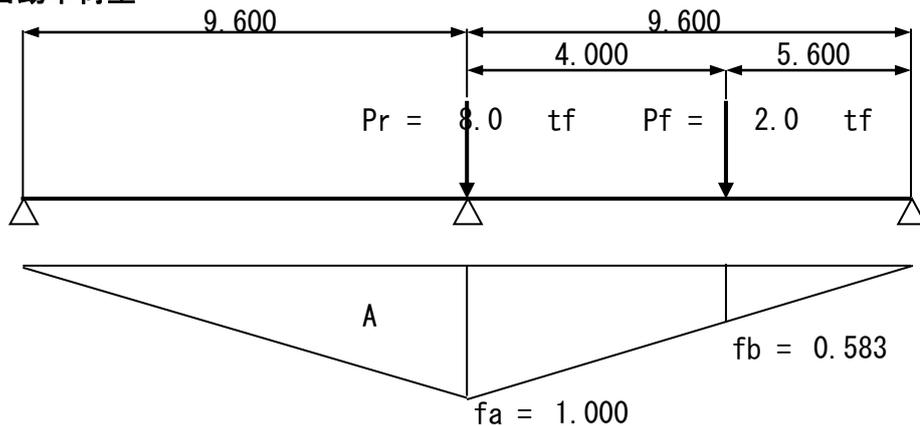
高欄地覆	0.28	x	9.600	=	2.69	tf
舗装	0.11	x	9.600	=	1.06	tf/m
床版	0.43	x	9.600	=	4.13	tf/m
ハンチ外縦桁	0.11	x	9.600	=	1.06	tf
ハンチ内縦桁	0.07	x	9.600	=	0.67	tf
鋼重	0.08	x	9.600	=	0.77	tf/m



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	1.06	x	2	/	7.800	=	0.27	tf/m
ハンチ内縦桁	0.67	x	2	/	7.800	=	0.17	tf/m
						Σ =	0.44	tf/m

4.1.2 自動車荷重



$$A = 19.200 \times 1.000 / 2 = 9.600 \text{ m}$$

自動車前輪荷重	8.0	x	1.000	=	8.00	tf
自動車後輪荷重	2.0	x	0.583	=	1.17	tf

4.1.3 雪荷重

荷重強度	0.00	x	9.600	=	0.00	tf/m
------	------	---	-------	---	------	------

4.1.4 衝撃係数

$$L = 8.600 \text{ m} \quad i = 20 / (50 + L) = 0.341$$

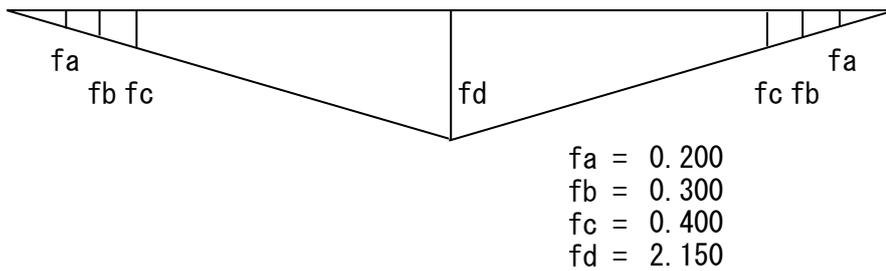
4.2 応力の計算

4.2.1 影響線

荷重状態 死荷重

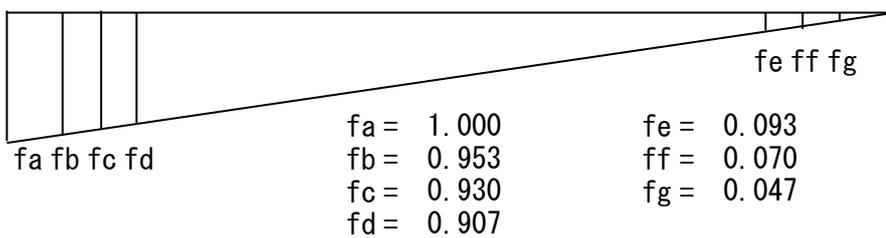


曲げモーメント



$$\begin{aligned} \text{高欄地覆} \quad f &= 0.300 + 0.300 = 0.600 \text{ m} \\ \text{舗装及び鋼重} \quad A1 &= (0.400 + 2.150) \times 3.500 = 8.925 \text{ m}^2 \\ \text{床版及びハンチ} \quad A2 &= (0.200 + 2.150) \times 3.900 = 9.165 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

剪断力

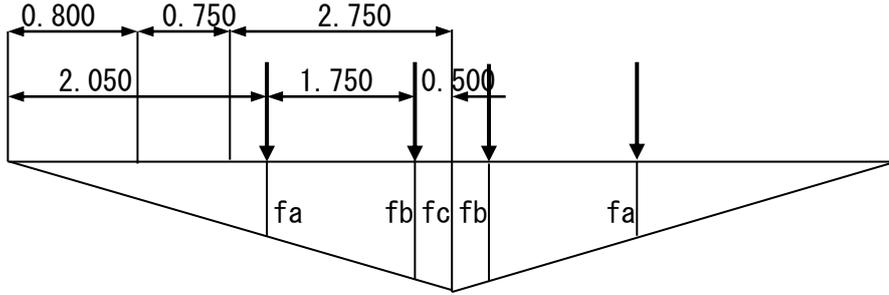


$$\begin{aligned} \text{高欄地覆} \quad f &= 0.930 + 0.070 = 1.000 \text{ m} \\ \text{舗装及び鋼重} \quad A1 &= (0.907 + 0.093) \times 7.000 / 2 = 3.500 \text{ m} \\ \text{床版及びハンチ} \quad A2 &= (0.953 + 0.047) \times 7.800 / 2 = 3.900 \text{ m} \end{aligned}$$

荷重状態 自動車荷重

曲げモーメント

L = 8.600 m

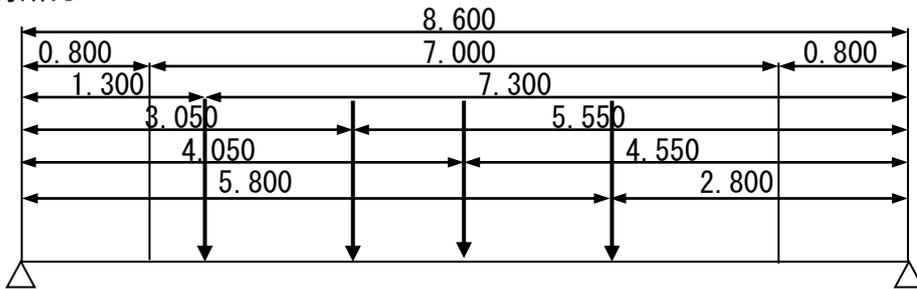


$$\begin{aligned} f_a &= 1.025 \\ f_b &= 1.900 \\ f_c &= 2.150 \end{aligned}$$

輪荷重影響値合計

$$f = (1.025 + 1.900) \times 2 = 5.850$$

剪断力



$$\begin{aligned} f_a &= 0.849 \\ f_b &= 0.645 \\ f_c &= 0.529 \\ f_d &= 0.326 \\ \Sigma &= 2.349 \end{aligned}$$

輪荷重影響値合計 = 2.349

4.2.2 死荷重

曲げモーメントの計算

高欄地覆	2.69	x	0.600	=	1.61	tf-m
舗装	1.06	x	8.925	=	9.46	tf-m
床版	4.13	x	9.165	=	37.85	tf-m
ハンチ	0.44	x	9.165	=	4.03	tf-m
鋼重	0.77	x	8.925	=	6.87	tf-m
				合計	= 59.82	tf-m

剪断力の計算

高欄地覆	2.69	x	1.000	=	2.69	tf
舗装	1.06	x	3.500	=	3.71	tf
床版	4.13	x	3.900	=	16.11	tf
ハンチ	0.44	x	3.900	=	1.72	tf
鋼重	0.77	x	3.500	=	2.70	tf
				合計	= 26.93	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	1.17	x	5.850	=	6.84	tf-m
自動車後輪荷重	8.00	x	5.850	=	46.80	tf-m
合計				=	53.64	tf-m

剪断力

自動車前輪荷重	1.17	x	2.349	=	2.75	tf
自動車後輪荷重	8.00	x	2.349	=	18.79	tf
合計				=	21.54	tf

4.2.4 雪荷重

曲げモーメント	0.00	x	9.165	=	0.00	tf-m
剪断力	0.00	x	3.900	=	0.00	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	53.64	x	0.341	=	18.29	tf-m
剪断力	21.54	x	0.341	=	7.35	tf

4.2.6 応力の集計

曲げモーメント

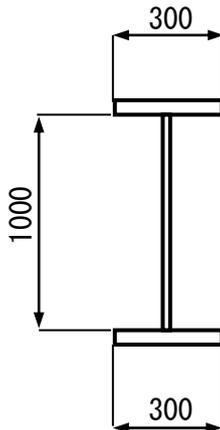
死荷重	59.82	tf-m
自動車荷重	53.64	tf-m
雪荷重	0.00	tf-m
衝撃荷重	18.29	tf-m
合計	131.8	tf-m

剪断力

死荷重	26.93	tf
自動車荷重	21.54	tf
雪荷重	0.00	tf
衝撃荷重	7.35	tf
合計	55.82	tf

4.3 断面計算

横桁に作用する最大曲げモーメント $M_{max} = 131.75$ tf-m
 横桁に作用する最大剪断力 $S_{max} = 55.82$ tf



横桁断面

1 - FLG PI 300 x 21
 1 - Web 1000 x 8
 1 - FLG PI 300 x 19

使用断面	Section	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - Flg PI	300 x 21 =	63.00	51.1	3216.2	164187
1 - Web PI	1000 x 8 =	80.00	-	-	66667
1 - Flg PI	300 x 19 =	57.00	-51.0	-2904.2	147969
		200.0		312.0	378823
e = $\Sigma F / \Sigma A = 312.0 / 200.0 = 1.56$ cm					-487
					378336

$y_t = 52.1 - 1.56 = 50.54$ cm
 $y_b = 51.9 + 1.56 = 53.46$ cm

断面係数

$Z_t = 378336 / 50.54 = 7486$ cm³
 $Z_b = 378336 / 53.46 = 7077$ cm³

$\sigma_t = 131.75 \times 10^5 / 7486 = 1760$ kgf/cm²
 上フランジの固定長さ=縦桁間隔とする L = 2.050 m
 第26条 $L / b = 205.0 / 30.0 = 6.83$
 $\sigma_{ca} = 1800 - 0.11 \times (L / b)^2 = 1795$ kgf/cm²
 $\sigma_b = 131.75 \times 10^5 / 7077 = 1862$ kgf/cm²
 < 1900 kgf/cm²

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。

採用する曲げモーメント $M_{max} = 53.64$ tf-m
 鋼材のヤング係数 $E_s = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm²
 横桁の断面二次モーメント I = 378336 cm⁴
 $E_s I = 79451$ tf-m²

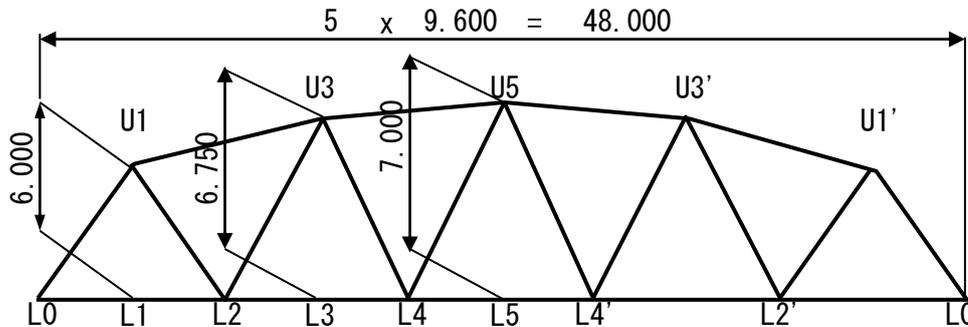
たわみの計算

$y = 5 M_{max} L^2 / 48 E_s I$
 $= 5 \times 53.64 \times 8.600^2 / 48 \times 79451$
 $= 0.0052$ m
 $y_a = 8600 / 600 = 14.33$ mm
 > 5.20 mm

5 トラスの計算

5.1 設計条件

支間長	L	=	48.000	m
トラス間隔		=	8.600	m
車道幅	B	=	7.000	m
パネル数		=	5	パネル
パネル間隔		=	9.600	m
仮定鋼重量		=	0.210	tf/m ²
最小トラス高さ		=	6.000	m
ライズ		=	1.000	m



トラスの諸寸法

格点番号	L1-U1	L3-U3	L5-U5
座標番号 x	1	3	5
骨組み高さ	6.000	6.750	7.000
高さの差	6.000	0.750	0.250

上弦材番号	U1-U3	U3-U5
左格点位置	4.800	14.400
右格点位置	14.400	24.000
上弦材部材長	9.629	9.603
上弦材斜比	0.99696	0.99966
基準高さ	6.375	6.875
垂線長さ r	-6.356	-6.873

下弦材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
左格点位置	0.000	9.600	19.200
右格点位置	9.600	19.200	28.800
垂線長さ r	6.000	6.750	7.000

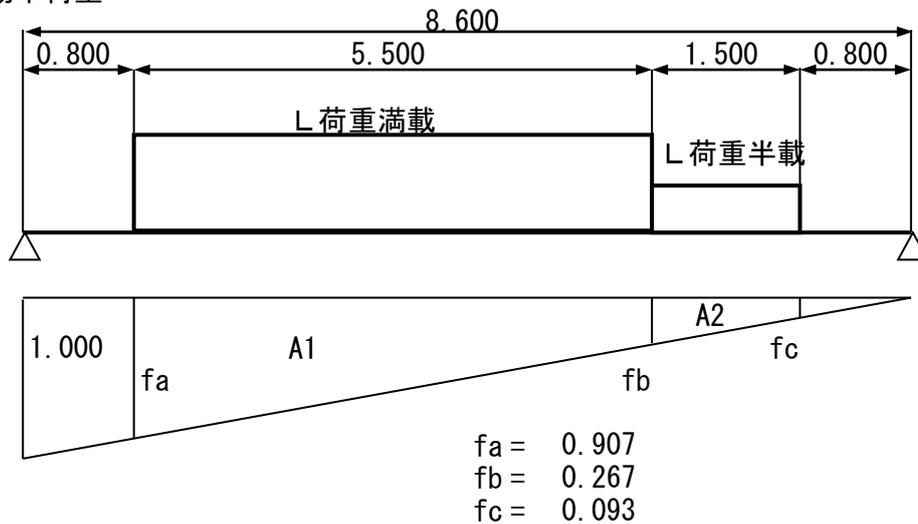
5.2 荷重の計算

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	3.500
	床版	3.900
	ハンチ	3.900
	鋼重	3.500

自動車荷重



L 荷重満載 :

$$A1 = 5.500 \quad (0.907 + 0.267) / 2 = 3.229$$

L 荷重半載 :

$$A2 = 1.500 \quad (0.267 + 0.093) / 2 = 0.270$$

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。

換算面積

$$A = (A1+A2) = 3.229 + 0.270 = 3.499$$

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	0.11	x	3.500	=	0.39	tf/m		
床版	0.43	x	3.900	=	1.68	tf/m		
ハンチ	0.11	+	1.0	x	0.070	=	0.18	tf/m
鋼重	0.21	x	3.500	=	0.74	tf/m		
					合計 =	3.27	tf/m	

5.2.3 自動車荷重

線荷重	P =	4.85	x	3.499	=	16.97	tf
等分布荷重	p =	0.34	x	3.499	=	1.19	tf/m

5.2.4 雪荷重

$$0.00 \quad x \quad 3.900 \quad = \quad 0.00 \quad \text{tf/m}$$

5.2.5 衝撃係数

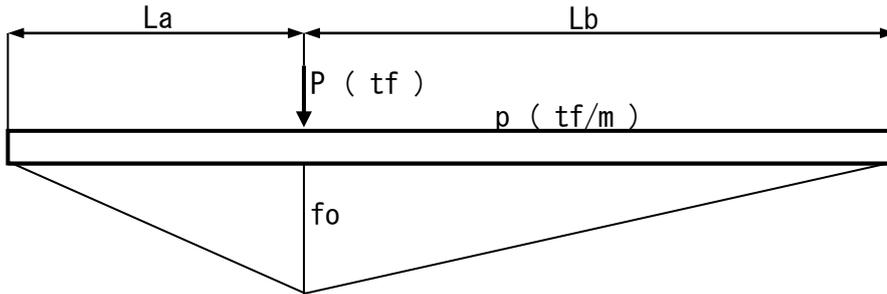
第10条

上下弦材	L =	48.000	m	i =	0.204
斜材	L =	36.000	m	i =	0.233

5.3 応力の計算

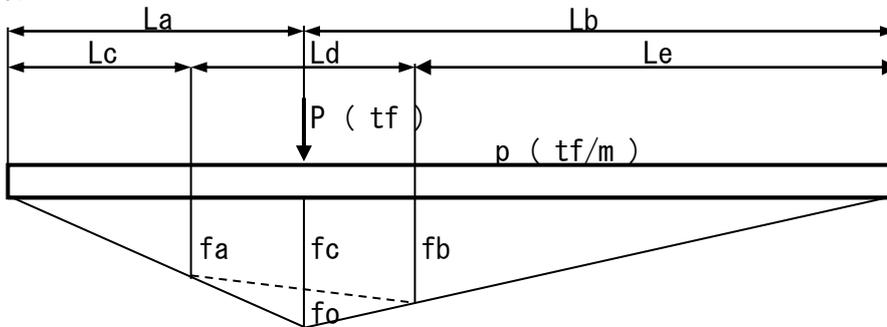
5.3.1 影響線

(1) 上弦材



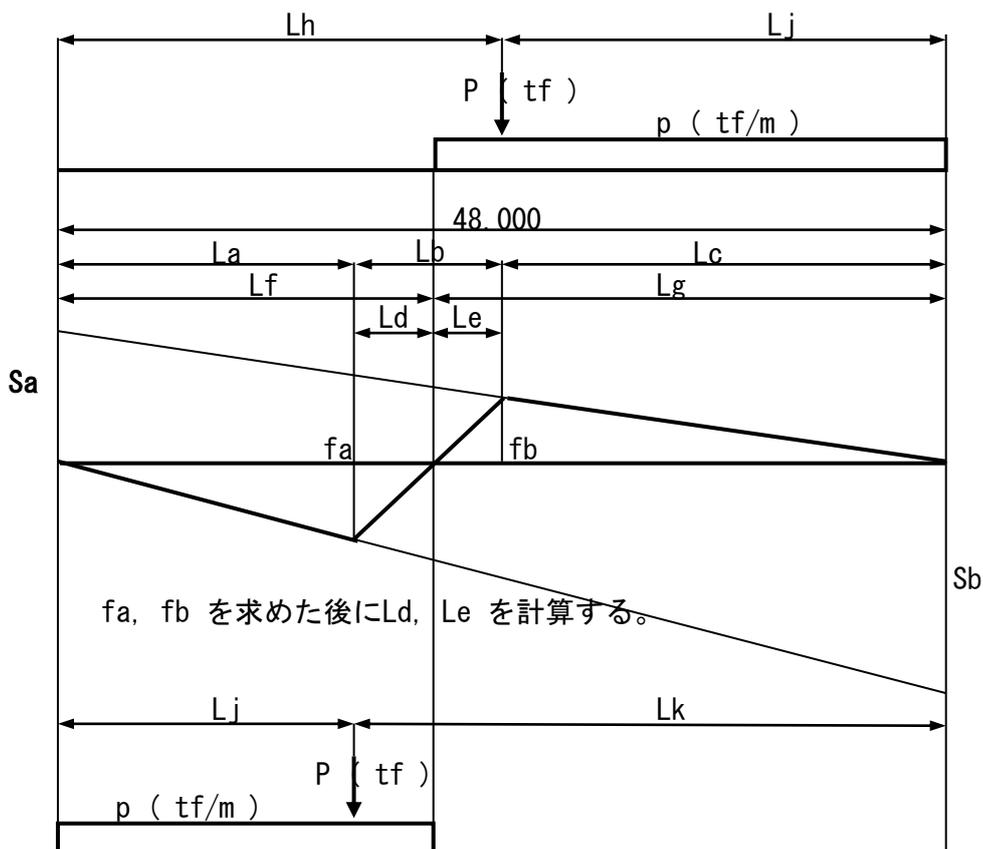
部材番号	L0-U1	U1-U3	U3-U5
下弦注目格点	(斜材)	L2	L4
計算番号	0	1	2
座標番号 x	0	2	4
La		9.600	19.200
Lb		38.400	28.800
fo		7.680	11.520
A1=fo x L/2		184.320	276.480
影響値		-1.208	-1.676
影響値面積		-29.001	-40.229

(2) 下弦材



下弦材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
座標番号	1	2	3
上弦注目格点	1	3	5
La	4.800	14.400	24.000
Lb	43.200	33.600	24.000
Lc	0.000	9.600	19.200
Le	38.400	28.800	19.200
fo	4.320	10.080	12.000
fa=fo*Lc/La	0.000	6.720	9.600
fc=(fa+fb)/2	1.920	7.680	9.600
fb=fo*Le/Lb	3.840	8.640	9.600
A1=f1 x Lc/2	0.000	32.256	92.160
A2=f2 x Ld	18.432	73.728	92.160
A3=f3 x Le/2	73.728	124.416	92.160
A0=A1+A2+A3	92.160	230.400	276.480
影響値	0.640	1.280	1.371
影響値面積	15.360	34.133	39.497

(3) 斜材



斜材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
斜材の高さ	6.000	-6.000	6.750	-6.750	7.000
斜材の長さ	7.684	7.684	8.283	8.283	8.488
斜材の斜比	1.281	-1.281	1.227	-1.227	1.213
下弦注目格点	0	2	2	4	4
La	0.000	9.600	9.600	19.200	19.200
Lb	48.000	38.400	38.400	28.800	28.800
対象上弦材	L0-U1	U1-U3	U1-U3	U3-U5	U3-U5
左格点高さ	0.000	6.000	6.000	6.750	6.750
左右高さの差	6.000	0.750	0.750	0.250	0.250
支点上高さHa	3.000	5.625	5.625	6.375	6.375
支点上高さHb	33.000	9.375	9.375	7.625	7.625
$b*Ha+a*Hb = R$	144.000	306.000	306.000	330.000	330.000
$L*Ha/R = Sa$	-1.000	-0.882	-0.882	-0.927	-0.927
$L*Hb/R = Sb$	11.000	1.471	1.471	1.109	1.109
間接載荷区間	L0-L2	L0-L2	L2-L4	L2-L4	L4-L6
左格点位置	0.000	0.000	9.600	9.600	19.200
右格点位置	9.600	9.600	19.200	19.200	28.800
+影響値 fa	0.000	0.000	0.294	0.222	0.444
-影響値 fb	-0.800	-0.706	-0.529	-0.556	-0.371
$\beta = (fa-fb)$	0.800	0.706	0.824	0.778	0.815
$Ld=ps*fa/\beta$	0.000	0.000	3.429	2.736	5.229
$Lf=La+Ld$	0.000	0.000	13.029	12.336	24.429
$Lg=L-Lf$	48.000	48.000	34.971	35.664	23.571
影響値面積+	0.000	0.000	1.916	1.368	5.419
影響値面積-	-19.200	-16.941	-9.257	-9.921	-4.371

斜比補正後の値

+影響値 fa	0.000	0.000	0.361	-0.272	0.538
-影響値 fb	-1.024	0.904	-0.650	0.683	-0.450
+影響値面積	0.000	0.000	2.351	-1.679	6.570
-影響値面積	-24.588	21.695	-11.359	12.174	-5.300
Σ影響値面積	-24.588	21.695	-9.008	10.495	1.270

最大最小値

Max影響値 f	0.000	0.904	0.361	0.683	0.538
Min影響値 f	-1.024	0.000	-0.650	-0.272	-0.450
Max面積 A	0.000	21.695	2.351	12.174	6.570
Min面積 A	-24.588	0.000	-11.359	-1.679	-5.300

5.3.2 死荷重

死荷重分布荷重

$$wd = 3.27 \text{ tf/m}$$

(1) 上弦材

部材番号	U1-U3	U3-U5
影響値面積	-29.001	-40.229
N(tf)	-94.83	-131.55

(2) 下弦材

部材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
影響値面積	15.360	34.133	39.497
N(tf)	50.23	111.62	129.16

(3) 斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
影響値面積	-24.588	21.695	-9.008	10.495	1.270
N(tf)	-80.40	70.94	-29.46	34.32	4.15

5.3.3 自動車荷重

輪荷重

線荷重

$$P = 16.97 \text{ tf}$$

tf

等分布荷重

$$p = 1.19 \text{ tf/m}$$

(1) 上弦材

部材番号	U1-U3	U3-U5
影響値	-1.208	-1.676
影響値面積	-29.001	-40.229
NP(tf)	-20.51	-28.45
Np(tf)	-34.51	-47.87
N(tf)	-55.02	-76.32

(2) 下弦材

部材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
影響値	0.640	1.280	1.371
影響値面積	15.360	34.133	39.497
NP(tf)	10.86	21.72	23.27
Np(tf)	18.28	40.62	47.00
N(tf)	29.14	62.34	70.27

(3) 斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
影響値(+)	0.000	0.904	0.361	0.683	0.538
影響値(-)	-1.024	0.000	-0.650	-0.272	-0.450
影響値面積(+)	0.000	21.695	2.351	12.174	6.570
影響値面積(-)	-24.588	0.000	-11.359	-1.679	-5.300
NP(tf)	0.00	15.34	6.12	11.59	9.13
Np(tf)	0.00	25.82	2.80	14.49	7.82
Σ+NI(tf)	0.00	41.16	8.92	26.08	16.95
NP(tf)	-17.39	0.00	-11.02	-4.62	-7.63
Np(tf)	-29.26	0.00	-13.52	-2.00	-6.31
Σ-NI(tf)	-46.65	0.00	-24.54	-6.62	-13.94

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。

$$\begin{aligned} \text{荷重強度} \quad \text{雪荷重} &= 0.00 \quad \text{tf/m} \\ &= 3.27 \quad \text{tf/m} \\ \text{荷重比} \quad 0.00 / 3.27 &= 0.000 \end{aligned}$$

部材番号	U1-U3	U3-U5
N(tf)	0.00	0.00

部材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
N(tf)	0.00	0.00	0.00

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
N(tf)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

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。

$$\begin{aligned} \text{衝撃係数} \quad \text{弦材} &L = 48.000 \quad \text{m} \quad i = 0.204 \\ &L = 36.000 \quad \text{m} \quad i = 0.233 \\ &\text{斜材} \end{aligned}$$

部材番号	U1-U3	U3-U5
N(tf)	-11.22	-15.57

部材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
N(tf)	5.94	12.72	14.34

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
N(tf)+	0.00	9.59	2.08	6.08	3.95
N(tf)-	-10.87	0.00	-5.72	-1.54	-3.25

5.3.6 応力の集計 (－は圧縮力)

上弦材

部材番号	U1-U3	U3-U5
死荷重	-94.83	-131.55
自動車荷重	-55.02	-76.32
雪荷重	0.00	0.00
衝撃荷重	-11.22	-15.57
合計	-161.07	-223.44

下弦材

部材番号	L0-L2	L2-L4	L4-L4'
死荷重	50.23	111.62	129.16
自動車荷重	29.14	62.34	70.27
雪荷重	0.00	0.00	0.00
衝撃荷重	5.94	12.72	14.34
合計	85.31	186.68	213.77

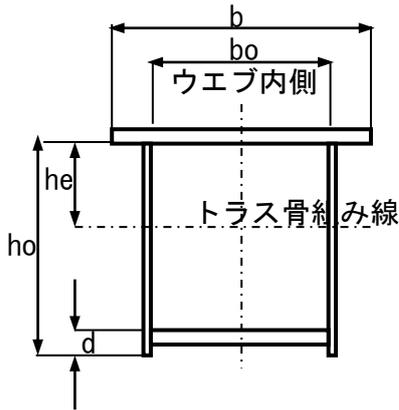
斜材

部材番号	L0-U1	U1-L2	L2-U3	U3-L4	L4-U5
死荷重	-80.40	70.94	-29.46	34.32	4.15
自動車荷重	0.00	41.16	8.92	26.08	16.95
	-46.65	0.00	-24.54	-6.62	-13.94
雪荷重	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
衝撃荷重	0.00	9.59	2.08	6.08	3.95
	-10.87	0.00	-5.72	-1.54	-3.25
合計その1	-80.40	121.69	-18.46	66.48	25.05
合計その2	-137.92	70.94	-59.72	26.16	-13.04

5.4 断面計算

5.4.1 上弦材

支間中央最大応力断面を決定する。



上弦材の断面

b =	380	mm	
ho =	370	mm	
bo =	350	mm	Web内側=ガセット間隔
d =	40	mm	ウェブスカート
he =	183	mm	トラス骨組み線

(a) 部材番号	U3-U5	N = -223.44	tf	圧縮材
		L = 9.603	m	b = 38.0
		L/b = 960.33	/	38.0 = 25.3

水平軸に対して				As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL	380	x 18	=	68.40	19.40	1327	25744
2 - Web PI	370	x 13	=	96.20	-	-	10975
1 - PL	350	x 19	=	66.50	-15.45	-1027	15867
				231.10		300	52586

e =	300	/	231.1	=	1.30	cm	
r =	(52195 / 231.1) ^{0.5}	=	15.0	cm		52195	
L/r =	960.3	/	15.0	=	64.0		
yt =	20.30	-	1.30	=	19.00	cm	
yb =	18.50	+	1.30	=	19.80	cm	
Zt =	52195	/	19.00	=	2747	cm ³	
Zb =	52195	/	19.80	=	2636	cm ³	

垂直軸に対して				As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL	380	x 18	=	68.400	-	-	8231
2 - Web PI	370	x 13	=	96.200	18.15	0	31690
1 - PL	350	x 19	=	66.500	-	-	6789
				231.100		0	46710

e =	0	/	231.1	=	0.00	cm	
r =	(46710 / 231.1) ^{0.5}	=	14.2	cm		46710	
L/r =	480.2	/	14.2	=	33.8		
				max L/r =	64.0	<	120

曲げモーメントの計算

自重による曲げモーメント

$$M1 = 0.231 \times 9.603^2 / 8 = 2.66 \text{ tf-m}$$

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

$$es = 0.183 - 0.185 + 0.013 = 0.011 \text{ m}$$

$$M2 = -223.44 \times 0.011 = -2.46 \text{ tf-m}$$

曲げモーメントの合計

$$2.66 + (-2.46) = 0.20 \text{ tf-m}$$

$$\sigma_{ca} = 1800 - 0.11 \times 64.02^2 = 1349 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{ct} = 223.44 \times 10^3 / 231.10 + 0.20 \times 10^5 / 2747 = 974 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 966.9 + 7.3 = 974 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cb} = 223.44 \times 10^3 / 231.10 - 0.20 \times 10^5 / 2636 = 959 \text{ kgf/cm}^2$$

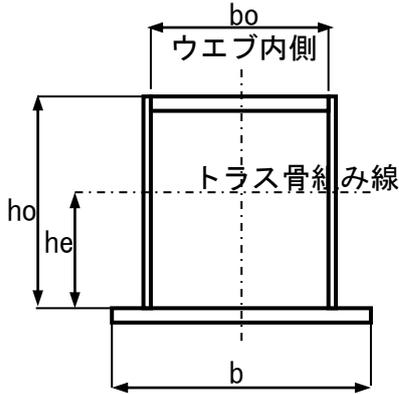
$$= 966.9 - 7.6 = 959 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{cmax} = 974 \text{ kgf/cm}^2$$

$$< 1349 \text{ kgf/cm}^2$$

5.4.2 下弦材

支間中央最大応力断面を決定する。



下弦材の断面

bo = 350 mm Web内側=ガセット間隔
 ho = 280 mm
 b = 380 mm
 he = 130 mm トラス骨組み線

(a) 部材番号 L4-L4' N = 213.77 tf 引張材

L = 9.600 m b = 35.00 cm
 L/b = 960.00 / 35.00 = 27.4

水平軸に対して

	As (cm ²)	y (cm) *	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL 350 x 11 =	38.50	13.45	518	6967
2 - Web PI 280 x 13 =	72.80	-	-	4756
1 - PL 380 x 11 =	41.80	-14.55	-608	8846
	153.10		-90	20569
e = -90 / 153.1 =		-0.59 cm		-53
r = (20516 / 153.1) ^{0.5} =		11.6 cm		20516
L/r = 960.0 / 11.6 =		82.8		
yt = 14.00 - (-0.59) =		14.59 cm		
yb = 15.10 + (-0.59) =		14.51 cm		
Zt = 20516 / 14.59 =		1406 cm ³		
Zb = 20516 / 14.51 =		1414 cm ³		

垂直軸に対して

	As (cm ²)	x (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL 350 x 11 =	38.50	-	-	3930
2 - Web PI 280 x 13 =	72.80	18.15	0	23982
1 - PL 380 x 11 =	41.80	-	-	5030
	153.10		0	32942
e = 0 / 153.1 =		0.00 cm		0
r = (32942 / 153.1) ^{0.5} =		14.7 cm		32942
L/r = 960.0 / 14.7 =		65.3		
max L/r =		82.8		200

曲げモーメントの計算

自重による曲げモーメント

$$M1 = 0.153 \times 9.600^2 / 8 = 1.76 \text{ tf-m}$$

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

$$es = 0.130 - 0.140 = -0.006 \text{ m}$$

$$M2 = 213.8 \times -0.004 = -0.88 \text{ tf-m}$$

曲げモーメントの合計

$$1.76 + -0.88 = 0.88 \text{ tf-m}$$

$$\sigma_{ta} = 1900 \text{ kgf/cm}^2$$

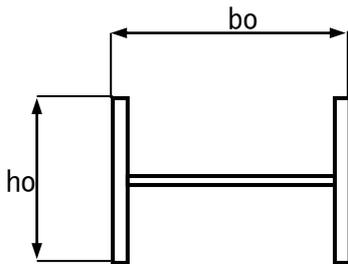
$$\sigma_{tt} = 213.77 \times 10^3 / 153.10 - 0.88 \times 10^5 / 1406 = 1396.3 - 62.6 = 1334 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tb} = 213.77 \times 10^3 / 153.10 + 0.88 \times 10^5 / 1414 = 1396.3 + 62.2 = 1459 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tmax} = 1459 \text{ kgf/cm}^2 < 1900 \text{ kgf/cm}^2$$

5.4.3 斜材

引張材と圧縮材の最大断面を決定する



斜材の断面 (引張材)

bo = 348 mm ガセット間隔-2mm
 ho = 250 mm

(a) 部材番号 U1-L2 N = 121.69 tf 引張材
 L = 7.684 m, b = 25.00 cm
 L/b = 768.4 / 25.00 = 30.7

水平軸に対して

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL 328 x 10 =	32.80	0.00	0	0
2 - PL 250 x 10 =	50.00	-	-	2604
	82.80		0	2604
e = 0 / 82.80 = 0.00 cm				0
r = (2604 / 82.80) ^{0.5} = 5.6 cm				2604
L/r = 768.4 / 5.6 = 137.2				

垂直軸に対して

	As (cm ²)	x (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - PL 328 x 10 =	32.80	-	-	2941
2 - PL 250 x 10 =	50.00	16.90	0	14281
	82.80		0	17221
e = 0 / 82.80 = 0.00 cm				0
r = (17221 / 82.80) ^{0.5} = 14.4 cm				17221
L/r = 768.4 / 14.4 = 53.4				
max L/r = 137.2 < 200				

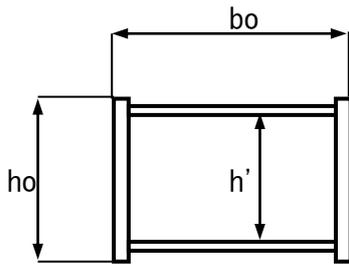
応力度の計算

$$\begin{aligned} \sigma_{ta} &= &= & 1900 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_t &= 121.69 \times 10^3 / 82.80 &= & 1470 \text{ kgf/cm}^2 \\ &&< & 1900 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

(b) 部材番号 L2-U3 N = -59.72 tf 圧縮材

L = 8.283 m, b = 25.00 cm

L/b = 828.3 / 25.00 = 33.1



斜材の断面 (圧縮材)

bo = 348 mm ガセット間隔-2mm

ho = 270 mm

h' = 230 mm

水平軸に対して

	As (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
2 - PL 332 x 10 =	66.40	12.00	0	9562
2 - Web PL 270 x 8 =	43.20	-	-	2624
	109.60		0	12186
e = 0 / 109.6 = 0.00 cm				0
r = (12186 / 109.6) ^{0.5} = 10.5 cm				12186
L/r = 828.3 / 10.5 = 78.9				

垂直軸に対して

	As (cm ²)	x (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
2 - PL 332 x 10 =	66.40	-	-	6099
2 - PL 270 x 8 =	43.20	17.00	0	12485
	109.60		0	18584
e = 0 / 109.6 = 0.00 cm				0
r = (18584 / 109.6) ^{0.5} = 13.0 cm				18584
L/r = 745.4 / 13.0 = 57.3				
max L/r = 78.9 < 120				

応力度の計算

$\sigma_{ca} = 1200 - 0.05 \times 78.9^2 = 889 \text{ kgf/cm}^2$

$\sigma_c = 59.72 \times 10^3 / 109.60 = 545 \text{ kgf/cm}^2$

< 889 kgf/cm²

5.4.4 ガセットプレート

第55条

t = 20 x P / b

P : 斜材 U1-L2 部材に作用する軸 = 121.69 tf

b : 斜材の腹部の高さ = 350 mm

t = 20 x 121.7 / 350 = 7.0 mm

採用 to = 13 mm 最小板厚

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、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 =	0.02311	m ²
下弦材の断面積	Ab =	0.01531	m ²
トラスの高さ	h =	7.000	m

	A (m ²)		y (m)	=	F (m ³)	I (m ⁴)
上弦材	0.02311	x	3.500	=	0.08089	0.28312
下弦材	0.01531	x	-3.500	=	-0.05359	0.18757
合計	0.03842				0.02730	0.47069
e = 0.02730 / 0.03842 = 0.711						-0.01942
						0.45127

5.5.2 たわみの計算

支間長	L =	48.000	m
死荷重	Wd =	3.27	tf/m
下弦材活荷重軸力	Nl =	70.27	tf
M = 70.27 x 7.000	=	491.9	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 =	0.45127	m ⁴
	Es I =	0.948	x 10 ⁷ tf-m ²

死荷重たわみ

$$\begin{aligned}
 y &= 5 Wd L^4 / 384 Es I \\
 &= 5 \times 3.270 \times 48.00^4 / 384 / 0.948 / 10^7 \\
 &= 0.0239 \text{ m} = 23.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

活荷重たわみ

$$\begin{aligned}
 y &= 5 M_{max} L^2 / 48 Es I \\
 &= 5 \times 491.9 \times 48.00^2 / 48 / 0.948 / 10^7 \\
 &= 0.0124573 \text{ m} = 12.5 \text{ mm} \\
 y_a &= 48000 / 800 = 60.0 \text{ mm} \\
 &> 12.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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 $h = 0.370 \text{ m}$
 無載荷時 $w = 900 \times 0.370 = 333 > 300 \text{ kgf/m}$
 故に $= 0.333 \text{ tf/m}$

下弦材 $h = 0.280 \text{ m}$
 無載荷時 $w = 360 + 900 \times 0.280 = 612 > 600 \text{ kgf/m}$
 故に $= 0.612 \text{ tf/m}$

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 $= 0.180 \text{ m}$

ハンチ $= 0.070 \text{ m}$

縦桁 $0.800 - 0.280 = 0.520 \text{ m}$

合計 1.290 m

$$w = 240 + 450 \times 1.290 = 0.821 \text{ tf/m}$$

上横構に作用する水平力

上弦材 $= 0.333 \text{ tf/m}$

斜材 $0.300 / 2 = 0.150 \text{ tf/m}$

合計 $= 0.483 \text{ tf/m}$

下横構に作用する水平力

斜材 $= 0.150 \text{ tf/m}$

下弦材 $= 0.612 \text{ tf/m}$

縦桁等 $= 0.821 \text{ tf/m}$

合計 $= 1.583 \text{ tf/m}$

許容応力度で除した荷重強度

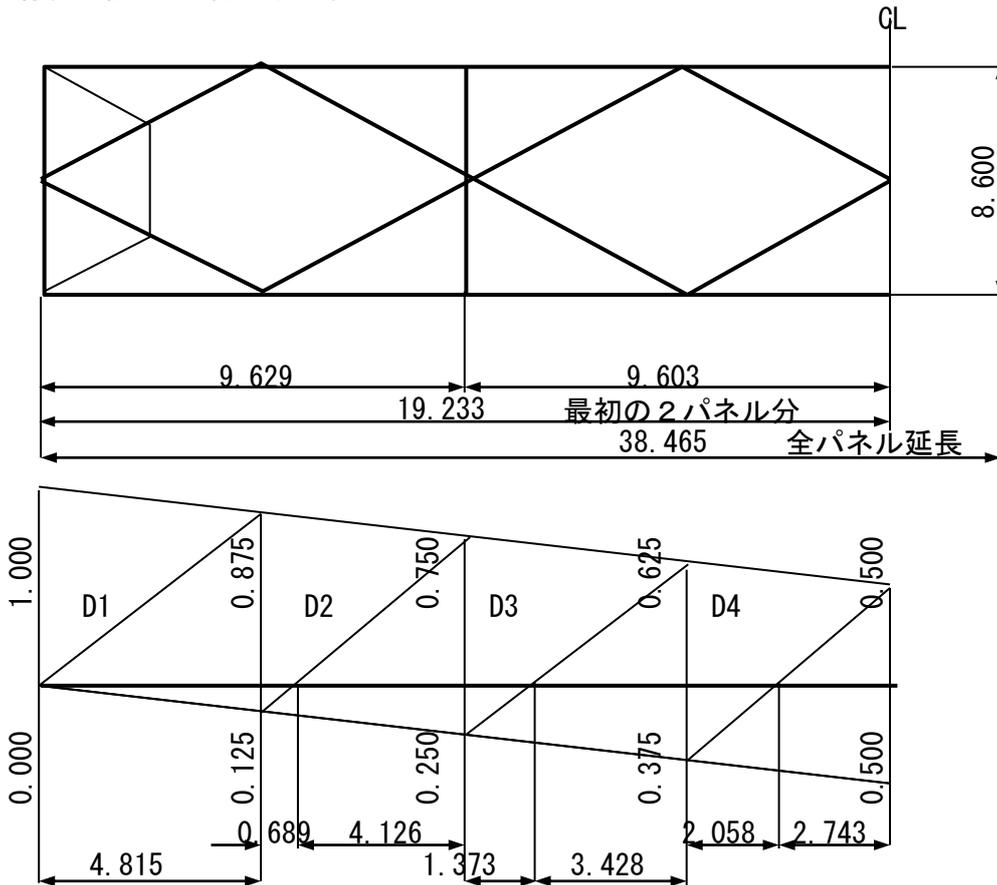
上弦材
 風荷重 $0.483 / 1.25 = 0.39 \text{ tf/m}$

下弦材
 地震時 $1.308 / 1.80 = 0.73 \text{ tf/m}$
 風荷重 $1.583 / 1.25 = 1.27 \text{ tf/m}$

最大荷重 $= 1.27 \text{ tf/m}$

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	D3	D4
パネル長さ		4.815	4.815	4.802	4.802
パネル座標	0.000	4.815	9.629	14.431	19.233
パネル長さ		4.815	4.815	4.802	4.802
部材長		6.455	6.455	6.446	6.446
斜比 α		1.501	1.501	1.499	1.499
影響値+	0.000	0.125	0.250	0.375	0.500
-影響値 fb	-1.000	-0.875	-0.750	-0.625	-0.500
+影響値 fa		0.000	0.125	0.250	0.375
Le		-4.815	-4.126	-3.428	-2.743
La =a		0.000	5.503	11.003	16.489
Lb =b		38.465	32.962	27.462	21.976
負の面積		-16.825	-12.355	-8.580	-5.494
正の面積		0.000	0.344	1.377	3.093
Σ		-16.825	-12.011	-7.202	-2.401

作用軸力 (せん断力を2部材で受け持たせる)

$$\begin{aligned}
 D1 &= 0.195 \times 16.83 \times 1.501 = 4.93 \quad \text{tf} \\
 D2 &= 0.195 \times 12.01 \times 1.501 = 3.52 \quad \text{tf} \\
 D3 &= 0.195 \times 7.20 \times 1.499 = 2.11 \quad \text{tf} \\
 D4 &= 0.195 \times 2.40 \times 1.499 = 0.70 \quad \text{tf}
 \end{aligned}$$

断面 D1

$$\begin{aligned} L &= 100 \times 100 \times 10 \\ r_x &= 3.03 \text{ cm} \\ A_s &= 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m} \\ L / r &= 290.5 / 3.03 = 95.9 < 150 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ca} &= 1200 - 0.05 \times 95.9^2 = 740 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_c &= 4930 / 19.0 = 259 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

暫定重量

$$\begin{aligned} \text{上横構} \quad & 8 \times 14.90 \times 6.455 = 0.8 \text{ tf} \\ & 4 \times 14.90 \times 3.228 = 0.2 \text{ tf} \\ & 2 \times 14.90 \times 4.300 = 0.1 \text{ tf} \\ & \Sigma = 1.1 \text{ tf} \end{aligned}$$

断面 D2以降

$$\begin{aligned} L &= 130 \times 130 \times 12 \\ r_x &= 3.96 \text{ cm} \\ A_s &= 29.8 \text{ cm}^2 \\ w &= 23.4 \text{ kgf/m} \\ L / r &= 581.0 / 3.96 = 146.7 > 150 \\ \sigma_{ca} &= 720000 / 146.7^2 = 335 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_c &= 3520 / 29.76 = 118 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{部材数 } n &= 2 \times 4 = 8 \text{ 本} \\ W &= 8 \times 23.40 \times 6.455 = 1.2 \text{ tf} \end{aligned}$$

ストラット

$$\begin{aligned} I &= 350 \times 150 \times 9 \times 15 \\ w &= 58.5 \text{ kgf/m} \\ W &= 5 \times 58.50 \times 8.600 = 2.5 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\text{上横構重量合計} \quad 1.1 + 1.2 + 2.5 = 4.8 \text{ tf}$$

6.4 下横構

下横構は引張部材として計算する。

部材長

$$L_t = [(9.600)^2 + (8.600)^2]^{0.5} = 12.889 \text{ m}$$

最大水平反力

$$R = 1.27 \times 48.000 / 2 = 30.48 \text{ tf}$$

最大水平反力を2部材で受け持たせるものとする。

$$\begin{aligned} P &= (30.48 / 2) \times 12.889 / 8.600 \\ &= 22.84 \text{ tf} \end{aligned}$$

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。

$$\begin{aligned} L &= 100 \times 100 \times 10 \\ r_x &= 3.03 \text{ cm} \\ A_s &= 19.0 \text{ cm}^2 \quad w = 14.9 \text{ kgf/m} \\ L / r &= 580 / 3.03 = 191.4 > 240 \\ \sigma_{ta} &= 1300 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_t &= 22840 / 19.0 = 1202 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{下横構重量合計} \quad 10 \times 14.90 \times 12.89 = 1.9 \text{ tf}$$

6.5 積算鋼材重量

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	231.10	0.181	48.000	2	17.4
下弦材	153.10	0.120	48.000	2	11.5
斜材	82.80	0.065	7.684	16	8.0
縦桁	121.2	0.095	9.600	20	18.3
横桁	200.0	0.157	8.600	6	8.1
上横構					4.8
下横構					1.9
Σ					70.0

$$\text{橋面面積} \quad 48.000 \quad \times \quad 7.000 \quad = \quad 336.0 \quad \text{m}^2$$

単位面積当たり床組み鋼材重量

$$w = \frac{26.4}{336.0} = 0.078 \text{ tf/m}^2$$

単位面積当たりの全鋼材重量

$$w = \frac{70.0}{336.0} = 0.208 \text{ tf/m}^2$$