

▼単純鋼合成鈑桁（溶接橋）昭和31年版 SGCP3S31VN0.xls（デモ版）

適用範囲

- ・昭和31年の示方書に基づいて、既設の単純鋼合成鈑桁（溶接橋）の設計確認をします。
- ・**車道だけの幅員、主桁3本**が対象です。
- ・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。
- ・ユーザは、材料、寸法など、計算結果を見て、仮定値を変えて試行ができます。
- ・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、内容のあらましを見るを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**背景色が緑色**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と横桁を計算します。
- ・鉄筋コンクリート床版を採用し、主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、主桁の計算です。
- ・主桁と横桁の断面寸法は初期値が設定されています。ここでは、入力変更を受付けます。
 - ・主桁断面の寸法は、断面計算、第3.6節で始めて確定することになります。
 - ・主桁上下フランジの所要断面積の計算は、後半の第3.6節欄外にまとめてあります。
 - ・この計算結果を、第3.1節の欄外に、参考数値として表示してあります。
 - ・この計算結果を見て、必要があれば、ユーザが断面寸法を変更することができます。
 - ・並列主桁のプレートガーダー（鋼板桁）計算は、幅員方向の横分配が重要な事項です。
 - ・一本の分配横桁の格子桁として計算します。計算本体は、第3.2節の右欄外で行っています。
 - ・横分配係数は、別のエクセルソフト“INFSGRID”からの部分的引用です。
 - ・主桁寸法は、支間中央から支点方向に2箇所程、通常、節約した断面に製作しています。
 - ・断面変化に関する計算などは、製作、輸送、架設と関係しますので省きます。
 - ・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。
 - ・橋全体の重量・曲げ剛性・死活荷重による撓みの計算は、実橋測定の検証時に利用します。
- ⑥ **シートS31-4**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。
- ・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。この値で最初の鋼重仮定を検証します。
 - ・鋼桁重量は、断面変化による減少分と、補剛材、添接材による増加分とが相殺するとします。

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。
- ・モニター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。
- ・モニター用とプリンタ用とは、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

- ・「鋼道路橋の合成桁設計施工指針・S34年」 日本道路協会
- ・計算手法については、「橋梁&都市PROJECT」2009年8,9,10月号を参照してください。
- ・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。
- ・「合成桁の理論と設計」、島田静雄・高木録郎、昭和61年、山海堂

目次

- 1 設計条件
 - 1.1 橋梁データ
 - 1.2 一般寸法
 - 1.3 橋梁断面寸法
 - 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 主桁の計算
 - 3.1 格子構造の剛度
 - 3.1.1 主桁の剛度 (鋼断面)
 - 3.1.2 死荷重に対する分配係数
 - 3.1.3 分配横桁の剛度
 - 3.1.4 床版の有効幅
 - 3.1.5 床版の諸元
 - 3.1.6 合成後の断面二次モーメント
 - 3.2 荷重横分配係数
 - 3.2.1 荷重横分配係数計算結果
 - 3.2.2 外桁の影響値及び影響面積
 - 3.2.3 内桁の影響値及び影響面積
 - 3.3 荷重の計算
 - 3.3.1 ハンチの重量
 - 3.3.2 合成前死荷重
 - 3.3.3 合成後死荷重
 - 3.3.4 自動車荷重
 - 3.3.5 雪荷重
 - 3.3.6 衝撃係数
 - 3.3.7 外主桁に作用する荷重
 - 3.3.8 内主桁に作用する荷重
 - 3.4 応力の計算
 - 3.4.1 影響線
 - 3.4.2 外主桁
 - 3.4.3 内主桁
 - 3.5 断面計算
 - 3.5.1 主桁の諸元
 - 3.5.2 死+活荷重による応力度の計算
 - 3.6 温度差応力度
 - 3.7 コンクリートのクリープによる応力度
 - 3.7.1 $n=14$ の場合の断面係数
 - 3.7.2 外桁応力度
 - 3.7.3 内桁応力度
 - 3.8 コンクリートの乾燥収縮による応力度
 - 3.9 応力度の集計
 - 3.10 たわみの計算
 - 3.11 補剛材の計算

- 3.11.1 端補剛材
- 3.11.2 中間補剛材間隔
- 3.11.3 中間補剛材
- 3.11.4 水平補剛材
- 4 横構の計算その他
 - 4.1 地震荷重
 - 4.2 風荷重
 - 4.3 下横構
 - 4.4 対傾構の計算
 - 4.5 積算鋼材重量
 - 4.5.1 主桁および横桁
 - 4.5.2 下横構質量
 - 4.5.3 対傾構質量
 - 4.5.4 端対傾構質量
 - 4.5.5 鋼材質量の集計



設計条件入力と結果のまとめ： SGCP3S31VN0

XXX橋 再現設計計算書

YYYY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
XX市下YY町地内
XXX橋
昭和37年3月

形式 単純活荷重合成鋼鈹桁橋（溶接橋）
橋長 32.5m
支間長 32.0m
有効幅員 7.0m
舗装 アスファルト舗装 t=50mm
適用示方書 鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年
鋼道路橋の合成桁設計施工指針 昭和34年

必要に応じて一般図を挿入する

一般寸法

桁長	Lo =	32.500	m	
支間長	L =	32.000	m	
幅員 車道	B =	7.000	m	
地覆幅	bcl =	0.500	m	
全幅員	bcr =	8.000	m	
床版厚	ts =	0.220	m	
舗装	tp =	0.050	m	アスファルト舗装
高欄重量	hwl =	0.050	tf/m	鋼製高欄
高欄荷重作用位置	dhl =	0.315	m	地覆内側よりの距離
地覆内側高さ	hl =	0.250	m	
主桁本数	ng =	3	本	
主桁間隔	ps =	3.000	m	
ウェブ高	hw =	1.600	m	
ウェブ厚	tw =	9	mm	
床版張出長	ctl =	1.000	m	
最小上フランジ幅	bm =	0.240	m	外桁内桁共通
上フランジの固定長さ	Lf =	5.400	m	中間対傾構間隔
ハンチ高	hc =	0.050	m	ウェブ上端よりの高さ

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
後輪荷重	Pr =	8.000	tf
車体幅		2.750	m
車体長		7.000	m
車輪間隔		1.750	m
後輪接地幅		0.500	m
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 車道幅員に対して wg = 0.160 tf/m²
 型枠重量 全幅員に対して wf = 0.080 tf/m²

材料の単位重量 鉄筋コンクリート γ_r = 2.50 t f/m³
 コンクリート γ_c = 2.40 t f/m³
 アスファルト舗装 γ_p = 2.30 t f/m³

材料の許容応力度

鋼材 鋼材のせん断応力度	SS41	τ_a =	800	kgf/cm ²
do	SM50	τ_a =	1100	kgf/cm ²
鋼材の圧縮応力度	SS41	σ_{ca} =	1200	kgf/cm ²
do	SM50	σ_{ca} =	1800	kgf/cm ²
鋼材の引張応力度	SS41	σ_{ta} =	1300	kgf/cm ²
do	SM50	σ_{ta} =	1900	kgf/cm ²

床版コンクリート

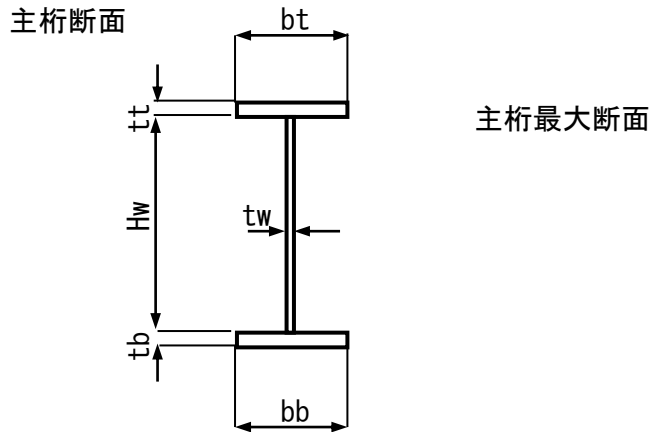
圧縮強度	σ_{ck} =	210.0	kgf/cm ²
曲げ圧縮応力度 = $\sigma_{ck}/3$	σ_{ca} =	52.5	kgf/cm ²
せん断応力度	τ_a =	8.0	kgf/cm ²
鉄筋の引張応力度	σ_{ta} =	1400	kgf/cm ²

鋼材のヤング係数	E_s =	2100000	kgf/cm ²
コンクリートのヤング係数	E_c =	300000	kgf/cm ²

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 19	
主鉄筋間隔	15.0	cm
鉄筋 1 本当たり断面積	2.865	cm ²
ヤング係数比	15	



主桁	単位	外桁		内桁		材質
上フランジ	mm	380	19	340	16	SM50
腹板	mm	1600	9	1600	9	SM50
下フランジ	mm	560	36	520	34	SM50

横桁	単位		
上フランジ	mm	250	12
腹板	mm	1200	9
下フランジ	mm	250	12

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	49	37	36	52.5
鉄筋	σ_s	1088	925	900	1400

主桁

Ga桁 (外桁)

単位 : kgf/cm²

	記号	床版上縁	床版下縁	上フランジ	下フランジ
SD + VL	NS	-38	-5	-1805	1589
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-1800	1900
NS + C + S	-	11	20	-2724	1226
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2070	1995
NS + C + S + T	-	9	14	-2929	1255
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2340	2280
安全応力度	-	-61	-9	-2888	2543
許容応力度	σ_a	-	-	-3600	3600

Gb桁 (内桁)

単位 : kgf/cm²

	記号	床版上縁	床版下縁	上フランジ	下フランジ
SD + VL	NS	-31	-4	-1784	1579
許容応力度	σ_a	-53	-53	-1800	1900
NS + C + S	-	-6	16	-2595	842
許容応力度	σ_a	-53	-53	-2070	1995
NS + C + S + T	-	-7	10	-2838	866
許容応力度	σ_a	-53	-53	-2340	2280
安全応力度	-	-49	-6	-2854	2527
許容応力度	σ_a	-	-	-3600	3600

橋の剛性

項 目	記号	単位	左外桁	内桁
死荷重 (前)	Mds	tf-m	288.00	244.48
死荷重 (後)	Mdv	tf-m	39.68	38.40
曲げ剛性 (前)	E Is	tf-m ²	390194	330429
曲げ剛性 (後)	E Iv	tf-m ²	1242149	1188083
死たわみ (前)	δds	mm	0.079	0.079
死たわみ (後)	δdv	mm	0.003	0.003
死たわみ (計)	δd	mm	0.082	0.082
活荷重	ML	tf-m	206.32	189.44
活たわみ	δl	mm	0.018	0.017
許容たわみ	δa	mm	0.053	0.053

XXX橋 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

単純活荷重合成鋼桁橋（溶接橋）

橋長

32.5m

支間長

32.0m

有効幅員

7.0m

舗装

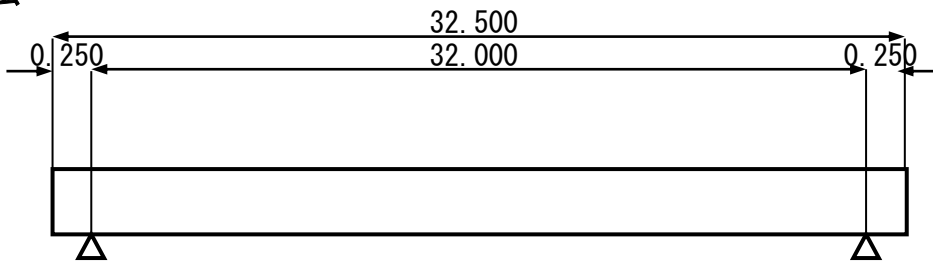
アスファルト舗装 t=50mm

適用示方書

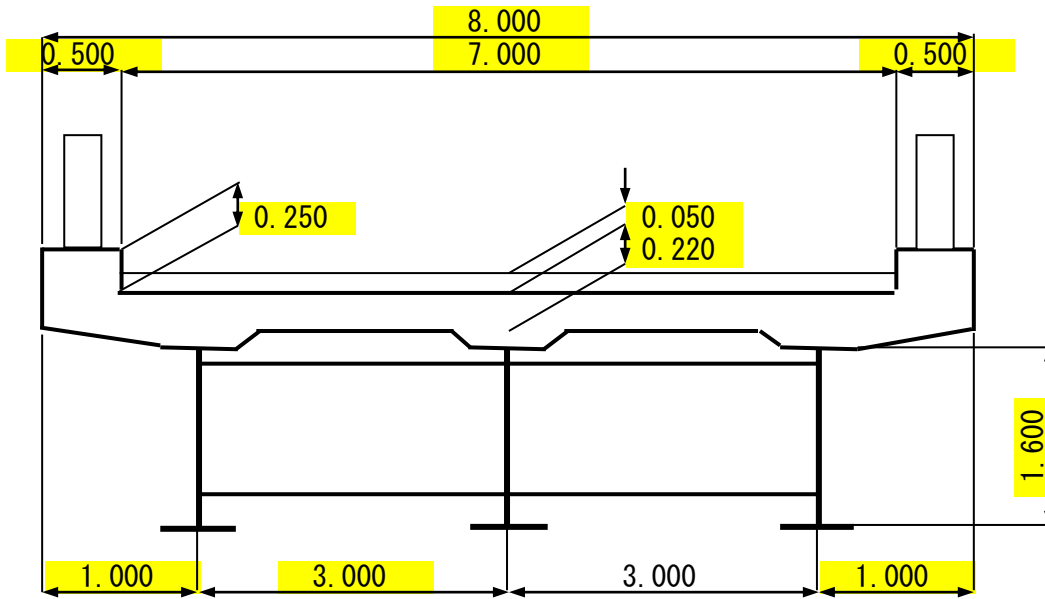
鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

鋼道路橋の合成桁設計施工指針 昭和34年

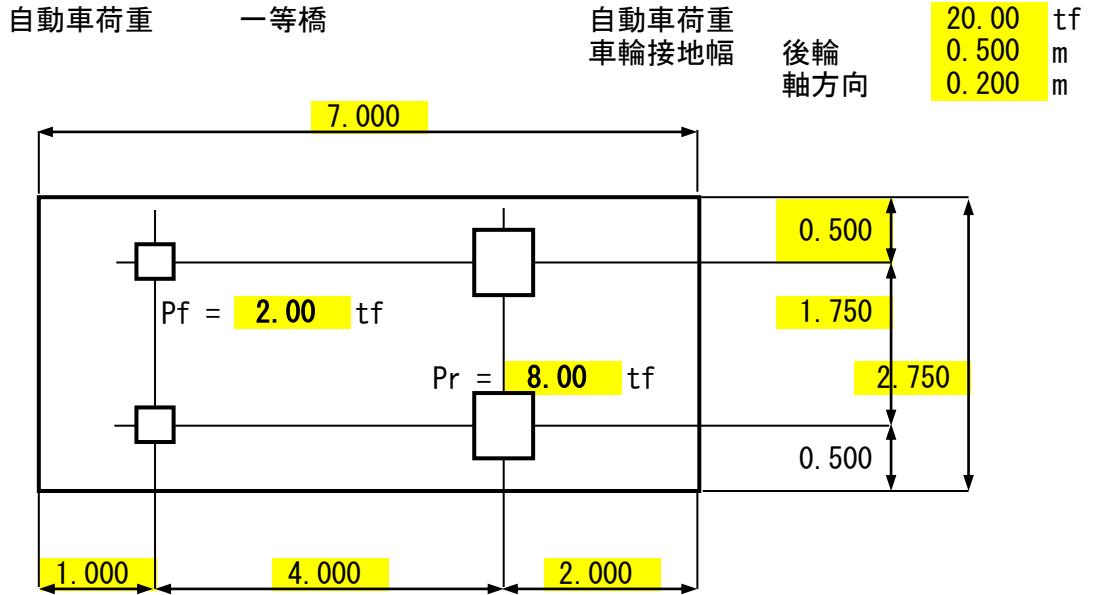
1.2 一般寸法



1.3 橋梁断面寸法



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 $= 0.00 \text{ tf/m}^2$

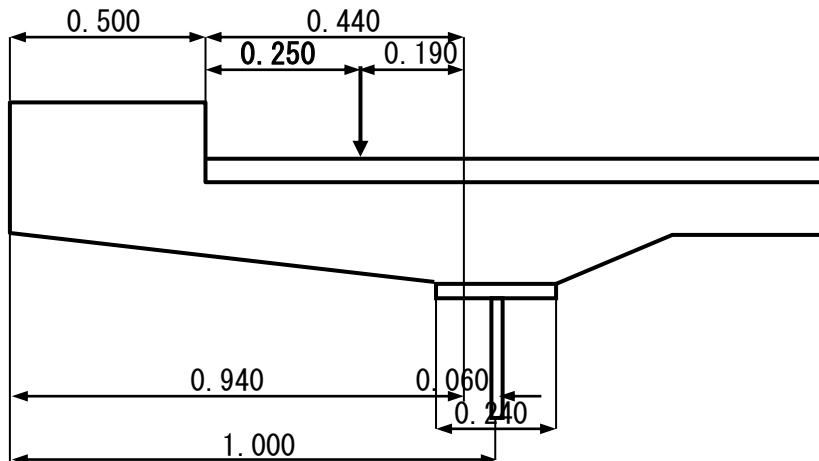
1.6 風荷重
 橋軸方向の長さ 1 m につき
 上路プレートガーダー $240 + (450 \times h) \geq 600 \text{ kgf/m}$
 注： h = 主桁の高さ (m)

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。

張出部床版						
高欄	0.050		=	0.05	tf	
地覆	0.500	x 0.250	x 2.50	=	0.31	tf



舗装		0.050	x	2.30	=	0.12	tf/m	
	P =	0.120	x	0.440	=	0.05	tf	
床版 (張出し先端)		0.220	x	2.50	=	0.55	tf/m	
	P =	0.55	x	0.940	/	2	= 0.26	tf
床版 (張出し固定)		最小断面上フラジ厚			=	0.012	m	
		実ハンチ高	0.050	-	0.012	=	0.038	m
			0.258	x	2.50	=	0.65	tf/m
	P =	0.65	x	0.940	/	2	= 0.31	tf

支間部床版							
舗装		0.050	x	2.30	=	0.12	tf/m
床版		0.220	x	2.50	=	0.55	tf/m
		舗装+床版		合計	=	0.67	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 = 3.000 m
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L)$ = 0.377

左張出部支間長 L = 0.190 m

張出部の支間長は外桁のフランジ幅を考慮している。
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L)$ = 0.398

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	0.67	x	3.000	^{2/}	10	=	0.60	tf-m
支点部	0.67	x	3.000	^{2/}	8	=	0.75	tf-m
張出部								
高欄	0.05	x	0.755			=	0.04	tf-m
地覆	0.31	x	0.690			=	0.21	tf-m
舗装	0.05	x	0.440	/	2	=	0.01	tf-m
床版先端三角	0.26	x	0.940	x	2 / 3	=	0.16	tf-m
床版固定三角	0.31	x	0.940	/	3	=	0.10	tf-m
					合計		0.52	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 = 3.000	m	M =	1.88	tf-m		
支点部		支間部と同じ		M =	1.88	tf-m		
張出部		L = 0.190	m	M =	1.95	tf-m		

2.2.3 雪荷重

曲げモーメント

支間部	0.00	x	3.000	^{2/}	10	=	0.00	tf-m
支点部	0.00	x	3.000	^{2/}	8	=	0.00	tf-m
張出部	0.00	x	0.940	^{2/}	2	=	0.00	tf-m

2.2.4 衝撃荷重

衝撃係数	支間部	i = 0.377						
	張出部	i = 0.398						
曲げモーメント	支間部	1.88	x	0.377	=	0.71	tf-m	
	支点部	1.88	x	0.377	=	0.71	tf-m	
	張出部	1.95	x	0.398	=	0.78	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	0.60	0.75	0.52
自動車荷重	1.88	1.88	1.95
雪荷重	0.00	0.00	0.00
衝撃荷重	0.71	0.71	0.78
合計	3.19	3.34	3.25

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

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

コンクリートの断面係数

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

鉄筋の断面係数

$$K_s = \frac{1}{n} \times \frac{X}{d - X} \times K_c$$

	単位	支間部	支点部	張出部
曲げモーメント	tf-m	3.19	3.34	3.25
断面の高さ	cm	22.0	25.8	25.8
かぶり	cm	4.0	4.0	4.0
断面の有効高	cm	18.0	21.8	21.8
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	15.0	15.0	15.0
主鉄筋本数	本	6.67	6.67	6.67
主鉄筋径	mm	D16	D16	D16
主鉄筋1本当たりの断面積	cm ²	2.865	2.865	2.865
引張側の鉄筋量 A _s	cm ²	19.110	19.110	19.110
圧縮側の鉄筋量 A _s '	cm ²	9.555	9.555	9.555
鉄筋量の合計 A _o =A _s +A _s '	cm ²	28.665	28.665	28.665
A1 = n A _o / b	cm	4.300	4.300	4.300
A2 = 2 n / b	1/m	0.300	0.300	0.300
A3 = dA _s + d' A _s '	cm ³	382.2	454.8	454.8
A4 = A2 x A3	cm ²	114.7	136.4	136.4
Root	cm ²	133.1	154.9	154.9
A5 = √Root	cm	11.539	12.447	12.447
中立軸の位置 X	cm	7.24	8.15	8.15
B1 = bX / 2	cm	362.0	407.4	407.4
B2 = d - X/3	cm	15.587	19.084	19.084
B3 = B1x B2	cm ²	5641.9	7774.4	7774.4
B4 = nA _s '	cm ²	143.3	143.3	143.3
B5 = (X - d') / X	-	0.447	0.509	0.509
B6 = d - d'	cm	14.000	17.800	17.800
B7 = B4 x B5 x B6	cm ³	897.8	1298.7	1298.7
コンクリートの断面係数 K _c	cm ³	6540	9073	9073
C1 = X / n (d - X)	-	0.0448	0.0398	0.0398
鉄筋の断面係数 K _s	cm ³	293.3	361.0	361.0
σ _c	kgf/cm ²	48.8	36.8	35.8
σ _{ca}	kgf/cm ²	52.5	52.5	52.5
σ _s	kgf/cm ²	1088	925	900
σ _{sa}	kgf/cm ²	1400	1400	1400

3 主桁の計算

3.1 格子構造の剛度

3.1.1 主桁の剛度 (鋼断面)

外桁

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1 - Flg	380 x 19 =	72.20	-80.95	-5845	473153	-
1 - Web	1600 x 9 =	144.00	-	-	-	307200
1 - Flg	560 x 36 =	201.60	81.80	16491	1348964	-
Σ		417.80	-	10646	1822117	307200
e = 10646 / 417.80 = 25.48 cm;					Σ I =	2129317
					Σ A e ² =	-271248
					Σ I =	1858069

断面係数

$$y_{st} = -80.00 - 1.9 - 25.48 = -107.38 \text{ cm}; \quad Z_{st} = -17304 \text{ cm}^3$$

$$y_{sb} = 80.00 + 3.6 - 25.48 = 58.12 \text{ cm}; \quad Z_{sb} = 31970 \text{ cm}^3$$

内桁

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1 - Flg	340 x 16 =	54.40	-80.80	-4396	355197	-
1 - Web	1600 x 9 =	144.00	-	-	-	307200
1 - Flg	520 x 34 =	176.80	81.70	14445	1180157	-
Σ		375.20	-	10049	1535354	307200
e = 10049 / 375.20 = 26.78 cm;					Σ I =	1842554
					Σ A e ² =	-269082
					Σ I =	1573472

断面係数

$$y_{st} = -80.00 - 1.6 - 26.78 = -108.38 \text{ cm}; \quad Z_{st} = -14518 \text{ cm}^3$$

$$y_{sb} = 80.00 + 3.4 - 26.78 = 56.62 \text{ cm}; \quad Z_{sb} = 27790 \text{ cm}^3$$

3.1.2 死荷重に対する分配係数

主桁に作用する死荷重分は、主桁の剛度の比で分配する

		I (m ⁴)	剛比	分配係数
主桁	外桁	0.01858	1.181	0.351
	内桁	0.01573	1.000	0.297
		Σ =	3.362	

3.1.3 分配横桁の剛度

断	面	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
1 - Flg	250 x 12 =	30.00	-60.60	-1818	110171	-
1 - Web	1200 x 9 =	108.00	-	-	-	129600
1 - Flg	250 x 12 =	30.00	60.60	1818	110171	-
Σ		168.00	-	0	220342	129600
e = Σ F / Σ A					Σ I =	349942
e = 0 / 168.00 = 0.00 cm					Σ A e ² =	0
					Σ I =	349942

3.1.4 床版の有効幅

床版の有効幅は主桁の最小上フランジを対象として求める。

持送り床版幅

外桁張出幅

純張出幅 1.000 m

外桁上フランジ幅 $0.240 / 2 = 0.120$ m

ハンチ高 0.050 m

床版幅 $b = 1.000 - 0.12 - 0.05 = 0.830$ m

外桁支間部側について

主桁間隔 3.000 m

内桁上フランジ幅 $0.240 / 2 = 0.120$ m

控除幅 $0.120 + 0.120 + 0.100 = 0.340$ m

床版幅 $b = (3.000 - 0.340) / 2 = 1.330$ m

内桁について 左外桁支間部側と同じ $b = 1.330$ m

主桁の支間長 $L = 32.000$ m

* λ/b の計算

外桁張出側について

$b / L = 0.830 / 32.000 = 0.026$ $\lambda / b = 1.00$

外桁支間部側について

$b / L = 1.330 / 32.000 = 0.042$ $\lambda / b = 1.00$

内桁について

$b / L = 1.330 / 32.000 = 0.042$ $\lambda / b = 1.00$

* 各桁の床版有効幅

外桁 張出側 1.000 m

支間側 $3.000 / 2 = 1.500$ m

合計 2.500 m

内桁 $1.500 \times 2 = 3.000$ m

3.1.5 床版の諸元

床版コンクリート厚 22.0 cm

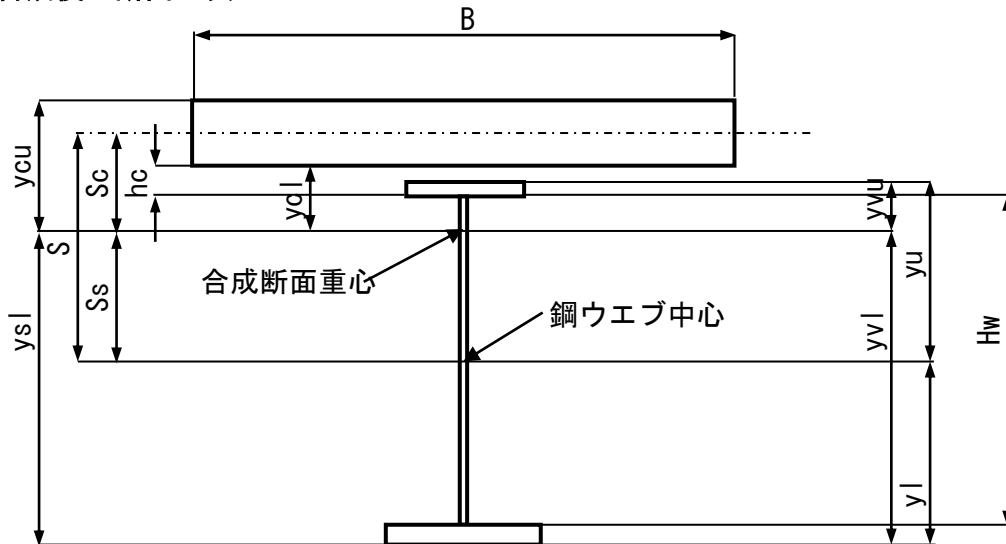
仮想ハンチ高さ 5.0 cm

床版コンクリートの諸元

	単位	外桁	内桁
有効幅	cm	250	300
断面積	cm ²	5500	6600
断面二次モーメント	cm ⁴	221833	266200
換算断面積	-	-	-
n = 7	cm ²	785.7	942.9
n = 14	cm ²	392.9	471.4
n = 21	cm ²	261.9	314.3
換算断面二次モーメント	-	-	-
n = 7	cm ⁴	31690	38029
n = 14	cm ⁴	15845	19014
n = 21	cm ⁴	10563	12676

弾性計算、温度
クリープ
乾燥収縮

3.1.6 合成後の断面二次モーメント



外桁 (Ga, Gc)

鋼断面中心よりRC床版中心までの距離

$$hgs = -80.0 - 25.48 - 5.0 - 11.0 = -121.5 \text{ cm}$$

	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
RC床版	785.7	-121.5	-95449	11595092	31690
鋼材	417.8	0	0	0	1858069
合計	1203.5	-	-95449	11595092	1889759
e = -95449 / 1203.5 = -79.31 cm;				Σ I =	13484852
				Σ A e ² =	-7569856
				Σ I =	5914996

断面係数

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - -79.31 = -53.2 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -111243 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -79.31 = -31.2 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -189755 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= -107.4 - -79.31 = -28.1 \text{ cm}; & Z_{tv} &= -210710 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 58.1 - -79.31 = 137.4 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 43041 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

内桁 (Gc)

鋼断面中心よりRC床版中心までの距離

$$hgs = -80.0 - 26.78 - 5.0 - 11.0 = -122.8 \text{ cm}$$

	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
RC床版	942.9	-122.8	-115764	14213504	38029
鋼桁	375.2	0	0	0	1573472
合計	1318.1	-	-115764	14213504	1611501
e = -115764 / 1318.1 = -87.83 cm;				Σ I =	15825004
				Σ A e ² =	-10167468
				Σ I =	5657537

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - -87.83 = -44.7 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -126706 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -87.83 = -22.7 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -249773 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= -108.4 - -87.83 = -20.6 \text{ cm}; & Z_{tv} &= -275296 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 56.6 - -87.83 = 144.4 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 39166 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

格子計算に用いる断面二次モーメント

		I (m ⁴)	剛 比
主 桁	外桁	0.05915	1.046
	内桁	0.05658	1.000
横	桁	0.00350	-
		Σ =	3.0910

格子曲げ剛度

$$Z = \frac{I_0}{I} \left[\frac{L}{2a} \right]^3$$

I₀ : 横桁の断面二次モーメント

I : 内桁の断面二次モーメント

L : 主桁の支間長

a : 主桁間隔

$$= \frac{0.00350}{0.05658} \left[\frac{32.000}{2 \times 3.000} \right]^3 = 9.38$$

3.2 荷重横分配係数

3.2.1 荷重横分配係数計算結果

	ka	kb	kc	Σ	死荷重
ka	0.849	0.315	-0.151	1.014	0.338
kb	0.302	0.369	0.302	0.973	0.324
kc	-0.151	0.315	0.849	1.014	0.338
Σ	1.000	1.000	1.000	3.000	1.000

3.2.2 外桁の影響値及び影響面積

主桁間隔 3.000 m
車道幅員 7.000 m

ライン位置	L0	L5.5	Ga	Gb	Gc	Lb	Lm
X値	0.000	5.500	0.500	3.500	6.500	7.000	5.529
影響値	0.938	0.005	0.849	0.315	-0.151	-0.229	0.000

L荷重による影響値面積

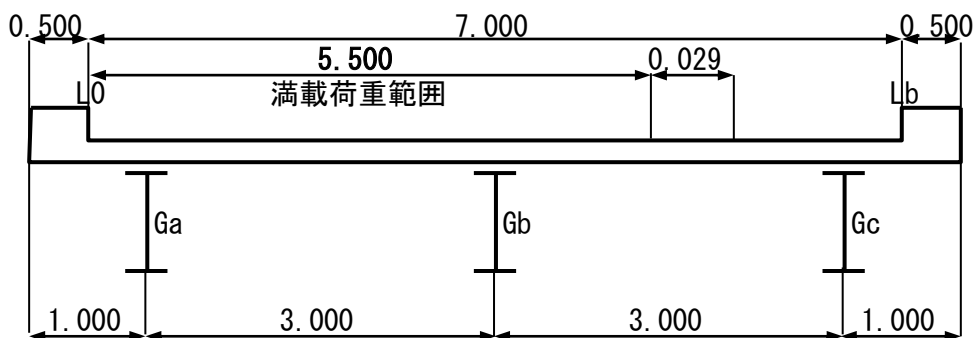
	区間	A
L満載	L0~L5.5	2.514
L半載	L5.5~Lm	0.000
合計	L0~Lm	2.514
線荷重	L0~Lm	2.514
等分布	L0~Lm	2.514

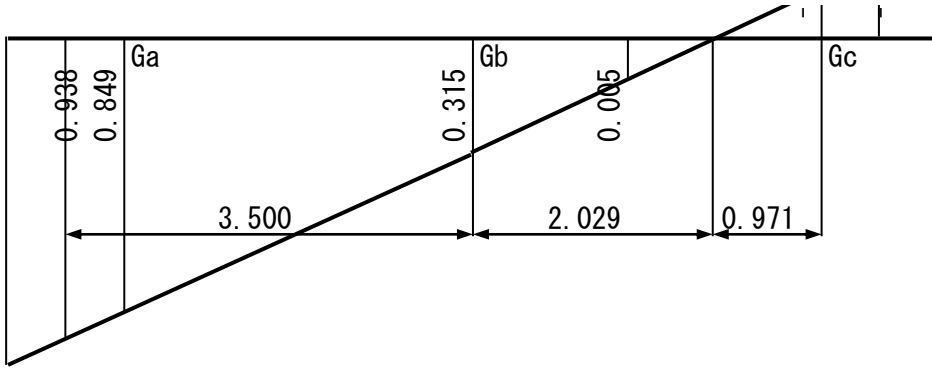
L0 : 車道左端

L5.5 : L荷重満載範囲

Lb : 車道右端

Lm : 影響値が0になる位置





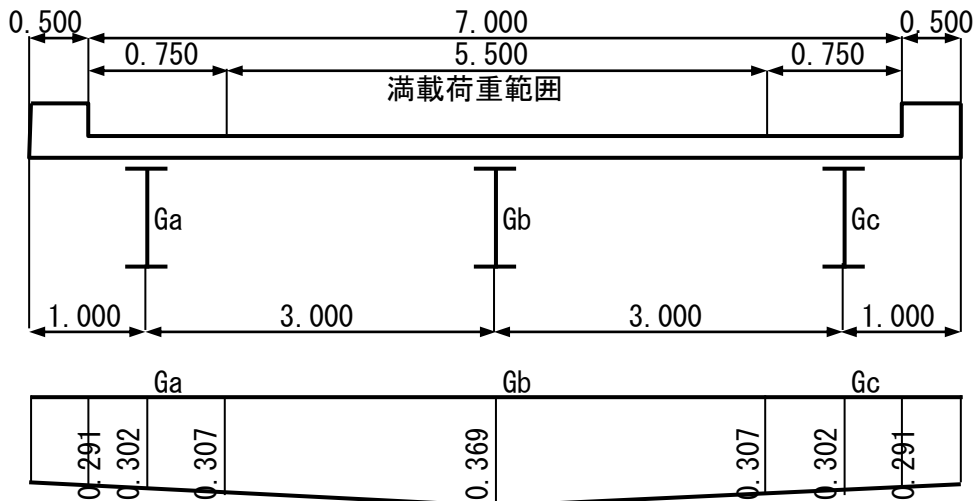
3.2.3 内桁の影響値及び影響面積

ライン位置	L0	L左	L右	Ga	Gb	Gc	Lb
X値	0.000	0.750	6.250	0.500	3.500	6.500	7.000
影響値	0.291	0.307	0.307	0.302	0.369	0.302	0.291

L荷重による影響値面積

	区間	A
L半載	L0~L左	0.224
L満載	L左~Gb	0.930
L満載	Gb~L右	0.930
L半載	L右~Lb	0.224
合計	L0~Lb	2.308
線荷重	L0~Lb	2.084
等分布	L0~Lb	2.084

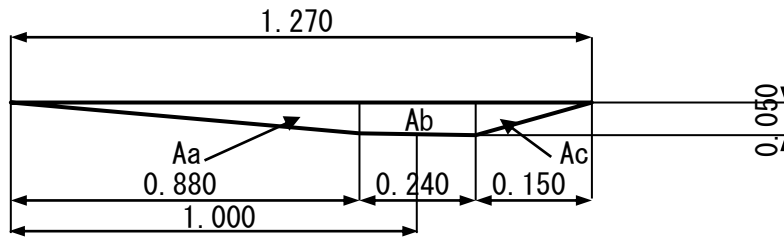
L0 : 車道左端
 L左 : 満載左端
 L右 : 満載右端
 Lb : 車道右端



3.3 荷重の計算

3.3.1 ハンチの重量

外桁



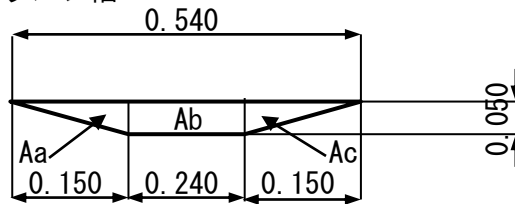
$$\begin{aligned} Aa &= 0.880 \times 0.050 / 2 = 0.022 \text{ m}^2 \\ Ab &= 0.240 \times 0.050 = 0.012 \text{ m}^2 \\ Ac &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\ \Sigma A &= 0.038 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

外桁ハンチの重量

$$wha = 0.038 \times 2.50 = 0.10 \text{ tf/m}$$

内桁

上フランジ幅 0.240 m



$$\begin{aligned} Aa &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\ Ab &= 0.240 \times 0.050 = 0.012 \text{ m}^2 \\ Ac &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\ \Sigma A &= 0.02 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

内桁ハンチの重量

$$whb = 0.02 \times 2.50 = 0.05 \text{ tf/m}$$

3.3.2 合成前死荷重

全橋死荷重

床版	0.55	tf/m ²	x	8.000	=	4.400	tf/m
ハンチ (外桁)	0.10	tf/m	x	2	=	0.200	tf/m
ハンチ (内桁)	0.05	tf/m	x	1	=	0.050	tf/m
鋼材重量	0.16	tf/m ²	x	7.000	=	1.120	tf/m
型枠重量	0.08	tf/m ²	x	8.000	=	0.640	tf/m
					$\Sigma =$	6.410	tf/m

3.3.3 合成後死荷重

高欄 (片側)	0.05	tf/m	x	2	=	0.100	tf/m
地覆 (片側)	0.31	tf/m	x	2	=	0.620	tf/m
舗装	0.12	tf/m ²	x	7.000	=	0.840	tf/m
型枠					=	-0.640	tf/m
					$\Sigma =$	0.920	tf/m

$$\text{全死荷重} = 7.330 \text{ tf/m}$$

3.3.4 自動車荷重

L荷重	線荷重	4.85	tf/m
	等分布荷重	0.34	tf/m ²

3.3.5 雪荷重

0.00 tf/m²

3.3.6 衝撃係数

L = 32.000 m 0.244

3.3.7 外主桁に作用する荷重

合成前		単位	荷重強度	影響値	荷重
死荷重		tf/m ²	6.41	0.351	2.25

合成後		単位	荷重強度	影響値	荷重	
死荷重		tf/m	0.92	0.338	0.31	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	4.85	2.514	12.19
		等分布	tf/m ²	0.34	2.514	0.85
雪荷重		tf/m ²	0.00	0.338	0.00	

3.3.8 内主桁に作用する荷重

合成前		単位	荷重強度	影響値	荷重
死荷重		tf/m ²	6.41	0.297	1.91

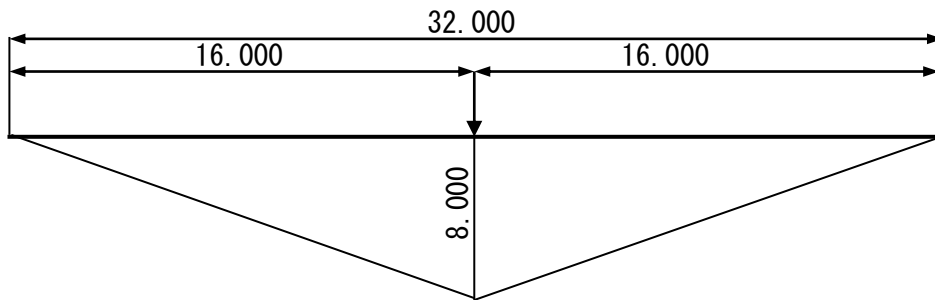
合成後の荷重

合成後		単位	荷重強度	影響値	荷重	
死荷重		tf/m	0.92	0.324	0.30	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	4.85	2.308	11.20
		等分布	tf/m ²	0.34	2.308	0.78
雪荷重		tf/m ²	0.00	0.324	0.00	

3.4 応力の計算

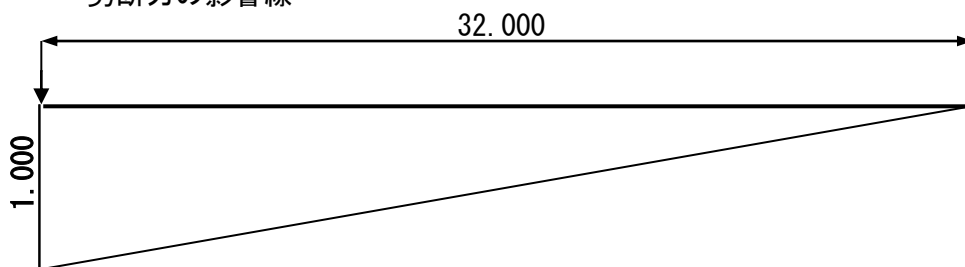
3.4.1 影響線

曲げモーメントの影響線



$$A = 8.000 \times 32.000 / 2 = 128.000 \text{ m}^2$$

剪断力の影響線



$$A = 1.000 \times 32.000 / 2 = 16.000 \text{ m}^2$$

3.4.2 外主桁

曲げモーメント

		単位	荷重	影響値	M(tf-m)
合成前死荷重		tf/m	2.25	128.000	288
合成後死荷重		tf/m	0.31	128.000	39.68
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	8.000	97.52
		等分布	tf/m ²	0.85	108.8
				Σ=	206.32
雪荷重		tf/m ²	0.00	128.000	0
衝撃				0.244	50.34
				Σ=	296.34

剪断力

		単位	荷重	影響値	S(tf)
合成前死荷重		tf/m	2.25	16.000	36.00
合成後死荷重		tf/m	0.31	16.000	4.96
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	1.000	12.19
		等分布	tf/m ²	0.85	13.60
				Σ=	25.79
雪荷重		tf/m ²	0.00	16.000	0.00
衝撃				0.244	6.29
				Σ=	37.04
				全合計	73.04

3.4.3 内主桁
 曲げモーメント

		単位	荷重	影響値	M(tf-m)	
合成前死荷重		tf/m	1.91	128.000	244.48	
合成後死荷重		tf/m	0.30	128.000	38.40	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	11.20	8.000	89.60
		等分布	tf/m ²	0.78	128.000	99.84
				Σ=	189.44	
雪荷重		tf/m ²	0.00	128.000	0.00	
衝撃				0.244	46.22	
合成後曲げモーメント				Σ=	274.06	

剪断力

		単位	荷重	影響値	S(tf)	
合成前死荷重		tf/m	1.91	16.000	30.56	
合成後死荷重		tf/m	0.30	16.000	4.80	
活荷重	L荷重	線荷重	tf/m	11.20	1.000	11.20
		等分布	tf/m ²	0.78	16.000	12.48
				Σ=	23.68	
雪荷重		tf/m ²	0.00	16.000	0.00	
衝撃				0.244	5.78	
				Σ=	34.26	
				全合計	64.82	

最大反力 Rmax = 73.04 tf

3.5 断面計算

3.5.1 主桁の諸元

合成前の諸元

	単位	Ga	Gb
断面二次モーメント	cm ⁴	1858069	1573472
Zsu	cm ³	-17304	-14518
Zsl	cm ³	31970	27790
Aw	cm ²	144.00	144.00

合成後の諸元

	単位	Ga	Gb
断面二次モーメント	cm ⁴	5914996	5657537
Zcu	cm ³	-111243	-126706
Zcl	cm ³	-189755	-249773
Zsu	cm ³	-210710	-275296
Zsl	cm ³	43041	39166

3.5.2 死+活荷重による応力度の計算

鋼断面応力度

	単位	Ga	Gb
Ms	tf-m	288.00	244.48
Mv	tf-m	296.34	274.06
S	tf	73.04	64.82
$\sigma_{t1} = Ms / Z_t$	kgf/cm ²	-1664	-1684
$\sigma_{t2} = Mv / Z_{tv}$	kgf/cm ²	-141	-100
σ_t	kgf/cm ²	-1805	-1784
σ_{ca}	kgf/cm ²	-1800	
$\sigma_{b1} = Ms / Z_b$	kgf/cm ²	901	880
$\sigma_{b2} = Mv / Z_{bv}$	kgf/cm ²	689	700
σ_b	kgf/cm ²	1589	1579
σ_{ta}	kgf/cm ²	1900	
$\tau = S / A_w$	kgf/cm ²	507	450
τ_a	kgf/cm ²	1100	

コンクリート床版応力度 (圧縮応力度を負号で表示)

$\sigma_{mu} = Mv / Z_{cu} / n$	kgf/cm ²	-38.1	-30.9
$\sigma_{mu} = Mv / Z_{cl} / n$	kgf/cm ²	-5.5	-3.7
σ_{ca}	kgf/cm ²	-52.5	

3.6 温度差応力度

$$\begin{aligned}
 n &= 7 \\
 E_s &= 2100000 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \epsilon_t &= 0.00012 \\
 \sigma_t &= E_s \times \epsilon_t = 252 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{床版が高温で圧縮 (-)} \\
 P_1 &= E_s \times \epsilon_t \times A_c / n \quad \text{合成断面軸力は引張り (+)} \\
 M_v &= P_1 \times S_c \quad \text{曲げモーメントは-符合}
 \end{aligned}$$

鋼断面応力度

	単位	Ga	Gb	備考
A_c / n	cm^2	785.7	942.9	
P_1	kg	198000	237600	
S_c	cm	-42.2	-33.7	床版中立軸位置
M_v	kgf-cm	-8350013	-7995413	
A_v	cm^2	1203.5	1318.1	
$\sigma_n = P_1/A_v$	kgf/cm^2	165	180	合成断面軸力分
$\sigma_{mu} = M_v/Z_{vu}$	kgf/cm^2	40	63	合成断面モーメント分
$\sigma_{ml} = M_v/Z_{vl}$	kgf/cm^2	-194	-204	
σ_{tu}	kgf/cm^2	204	243	
σ_{tl}	kgf/cm^2	-29	-24	

コンクリート床版応力度

$\sigma_c = -\sigma_t/n$	kgf/cm^2	-36.0	-36.0	発生源温度差応力
$\sigma_n = P_1/A_v/n$	kgf/cm^2	23.5	25.8	合成断面軸力分
$\sigma_{mu} = M_v/Z_{cu}/n$	kgf/cm^2	10.7	9.0	合成断面モーメント分
$\sigma_{ml} = M_v/Z_{cl}/n$	kgf/cm^2	6.3	4.6	
σ_{tu}'	kgf/cm^2	-1.8	-1.2	負号は圧縮応力度
σ_{tl}'	kgf/cm^2	-6.2	-5.7	

3.7 コンクリートのクリープによる応力度

合成後の死荷重モーメントについての応力度について、 $n=7$ 、 $n=14$ の場合を計算する
クリープによる応力度の変化分は、この計算値の差で求める

3.7.1 $n=14$ の場合の断面係数

外桁

	$A (\text{cm}^2)$	$y (\text{cm})$	$F (\text{cm}^3)$	$I (\text{cm}^4)$	$I_o (\text{cm}^4)$
RC床版	392.9	-121.5	-47724	5797546	15845
鋼材	417.80	0	0	0	1858069
合計	810.7	-	-47724	5797546	1873914
$e = -47724 / 810.7 = -58.87 \text{ cm}$;				$\Sigma I = 7671460$	$\Sigma A e^2 = -2809582$
				$\Sigma I = 4861879$	

断面係数

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - -58.87 = -73.6 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -66050 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -58.87 = -51.6 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -94206 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= 0.0 - -107.38 - -58.87 = 166.3 \text{ cm}; & Z_{tv} &= 29244 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 0.0 + 58.12 - -58.87 = 117.0 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 41558 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

内桁(Gc)

	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
RC床版	471.4	-121.5	-57269	6957055	19014
鋼桁	375.20	0	0	0	1573472
合計	846.6	-	-57269	6957055	1592486
				ΣI	= 8549542
e = -57269 / 846.6 = -67.64 cm;				$\Sigma A e^2$	= -3873900
				ΣI	= 4675641

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - -67.64 = -64.8 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -72115 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -67.64 = -42.8 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -109152 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= 0.0 - -108.38 - -67.64 = 176.0 \text{ cm}; & Z_{tv} &= 26563 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 0.0 + 56.62 - -67.64 = 124.3 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 37627 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

3.7.2 外桁応力度

合成後死荷重モーメント Mdv = 39.7 tf-m

	単位	クリープ	温度差	応力度増分
n		14	7	
Zct	cm ³	-66050	-111243	
Zcb	cm ³	-94206	-189755	
Ztv	cm ³	29244	-210710	
Zbv	cm ³	41558	43041	
σ_{cu}	kgf/cm ²	-4.3	-5.1	0.8
σ_{cl}	kgf/cm ²	-3.0	-3.0	0.0
σ_{su}	kgf/cm ²	135.7	-18.8	154.5
σ_{sl}	kgf/cm ²	95.5	92.2	3.3

鋼断面換算値
鋼断面換算値

3.7.3 内桁応力度

合成後死荷重モーメント Mdv = 38.4 tf-m

	単位	クリープ	温度差	応力度増分
n		14	7	
Zct	cm ³	-72115	-126706	
Zcb	cm ³	-109152	-249773	
Ztv	cm ³	26563	-275296	
Zbv	cm ³	37627	39166	
σ_{cu}	kgf/cm ²	-3.8	-4.3	0.5
σ_{cl}	kgf/cm ²	-2.5	-2.2	-0.3
σ_{su}	kgf/cm ²	144.6	-13.9	158.5
σ_{sl}	kgf/cm ²	102.1	98.0	4.0

鋼断面換算値
鋼断面換算値

3.8 コンクリートの乾燥収縮による応力度

温度差応力の計算と同じであるが、n=21で計算し、ひずみは反対符合になる

$$\begin{aligned}
 n &= 21 \\
 E_s &= 2100000 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \varepsilon_s &= 0.0002 \\
 \sigma_s &= E_s \times \varepsilon_s = 420 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{床版が収縮で引張 (+)} \\
 P_2 &= E_s \times \varepsilon_s \times A_c/n \quad \text{合成断面軸力は圧縮 (+)} \\
 M_{v2} &= P_2 \times S_{c2} \quad \text{曲げモーメントは+符合}
 \end{aligned}$$

外桁(Ga, Gc)

	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
RC床版	261.9	11.0	2881	31690	10563
鋼材	417.80	0	0	0	1858069
合計	679.7	-	2881	31690	1868632
e = 2881 / 679.7 = 4.24 cm;				$\sum I$	= 1900323
				$\sum A e^2$	= -12211
				$\sum I$	= 1888112

断面係数

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - 4.24 = -136.7 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -13810 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -58.87 = -51.6 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -36585 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= 0.0 - -107.38 - -58.87 = 166.3 \text{ cm}; & Z_{tv} &= 11357 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 0.0 + 58.12 - -58.87 = 117.0 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 50559 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

内桁(Gc)

	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	Io (cm ⁴)
RC床版	314.3	11.0	3457	38029	12676
鋼桁	375.20	0	0	0	1573472
合計	689.5	-	3457	38029	1586148
e = 3457 / 689.5 = 5.01 cm;				$\sum I$	= 1624177
				$\sum A e^2$	= -17334
				$\sum I$	= 1606842

$$\begin{aligned}
 y_{ct} &= -121.5 - 11.0 - -67.64 = -64.8 \text{ cm}; & Z_{ct} &= -24783 \text{ cm}^3 \\
 y_{cb} &= -121.5 + 11.0 - -67.64 = -42.8 \text{ cm}; & Z_{cb} &= -37511 \text{ cm}^3 \\
 y_{tv} &= 0.0 - -108.38 - -67.64 = 176.0 \text{ cm}; & Z_{tv} &= 9129 \text{ cm}^3 \\
 y_{bv} &= 0.0 + 56.62 - -67.64 = 124.3 \text{ cm}; & Z_{bv} &= 12931 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

鋼断面応力度

	単位	Ga	Gb	備考
Ac	cm ²	261.9	314.3	床版中立軸位置
P2	kgf	-110000	-132000	
Sc2	cm	-94.2	-53.8	
Mv2	kgf-cm	-10358008	-7106383	
Av2	cm ²	679.7	689.5	合成断面軸力分
$\sigma_n = P_2 / A_{v2}$	kgf/cm ²	-161.8	-191.4	
$\sigma_{mu} = M_{v2} / Z_{vu}$	kgf/cm ²	-912.0	-778.5	
$\sigma_{ml} = M_{v2} / Z_{vl}$	kgf/cm ²	-204.9	-549.6	合成断面モーメント分
σ_{su}	kgf/cm ²	-1073.9	-969.9	
σ_{sl}	kgf/cm ²	-366.7	-741.0	

コンクリート床版応力度

σ_{so}	kgf/cm ²	20.0	20.0	発生源収縮応力度分
P2 / Av2/n	kgf/cm ²	-7.7	-9.1	合成断面軸力分
Mv2/Zvcu/n	kgf/cm ²	35.7	13.7	合成断面モーメント分
Mv2/Zvcl/n	kgf/cm ²	13.5	9.0	
σ_{cu}	kgf/cm ²	48.0	24.5	負号は圧縮応力度
σ_{cl}	kgf/cm ²	25.8	19.9	

3.9 応力度の集計

外桁

単位 : kgf/cm²

	記号	床版上縁	床版下縁	上フランジ	下フランジ
合成前死荷重	SD	-	-	-1664	901
合成後の荷重	VL	-38.1	-5.5	-141	689
クリープ	C	0.8	0.0	155	3
乾燥収縮	S	48.0	25.8	-1074	-367
温度差	T	-1.8	-6.2	-204	29
SD + VL	NS	-38.1	-5.5	-1805	1589
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-1800	1900
NS + C + S	-	10.8	20.3	-2724	1226
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2070	1995
NS + C + S + T	-	9.0	14.0	-2929	1255
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2340	2280
安全応力度	-	-60.9	-8.8	-2888	2543
許容応力度	σ_a	-	-	-3600	3600

内桁

単位 : kgf/cm²

	記号	床版上縁	床版下縁	上フランジ	下フランジ
合成前死荷重	SD	-	-	-1684	880
合成後の荷重	VL	-30.9	-3.7	-100	700
クリープ	C	0.5	-0.3	159	4
乾燥収縮	S	24.5	19.9	-970	-741
温度差	T	-1.2	-5.7	-243	24
SD + VL	NS	-30.9	-3.7	-1784	1579
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-1800	1900
NS + C + S	-	-5.8	15.9	-2595	842
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2070	1995
NS + C + S + T	-	-7.1	10.2	-2838	866
許容応力度	σ_a	-52.5	-52.5	-2340	2280
安全応力度	-	-49.4	-5.9	-2854	2527
許容応力度	σ_a	-	-	-3600	3600

3.10 たわみの計算

一般式

$$\delta = \frac{5 M L^2}{48 E I}$$

たわみの許容値

$$\begin{aligned} L &= 32.000 \text{ m} \\ E &= 2100000 \text{ kgf/cm}^2 \\ \delta a &= L / 600 = 0.0533 \text{ m} \end{aligned}$$

死荷重によるたわみ

	単位	Ga	Gb
Is	m ⁴	0.01858	0.01573
E Is	tf-m ²	390194	330429
Iv	m ⁴	0.05915	0.05658
E Iv	tf-m ²	1242149	1188083
Msd	tf-m	288.00	244.48
δ sd	m	0.079	0.079
Mvd	tf-m	39.68	38.40
δ vd	m	0.003	0.003
δ d	m	0.082	0.082

活荷重によるたわみ

	単位	Ga	Gb
Iv	m ⁴	0.05915	0.05658
E Iv	tf-m ²	1242149	1188083
MI	tf-m	206.32	189.44
δ l	m	0.018	0.017
δ a	m	0.053	0.053

3.11 補剛材の計算

3.11.1 端補剛材

端補剛材の計算には、最大反力を用いる。

最大反力	Rmax	=	73.04	tf
腹板の高さ	Hw	=	1600	mm
腹板の厚さ	tw	=	9	mm
鋼材の材質			SS41	

端補剛材の幅	1600	/	30	+	50	=	105	mm
					採用幅	=	170	mm
端補剛材の厚さ			170	/	12.5	=	14	mm
					採用厚	=	14	mm

端補剛材の有効断面積

$$\begin{aligned}
 Ae &= 24 tw + \text{補剛材断面積} \\
 &= 24 \times 0.9 + 2 \times 17.0 \times 1.4 \\
 &= 69.2 \text{ cm}^2 \\
 Ie &= 34.9^3 \times 0.9 / 12 = 3188 \text{ cm}^4 \\
 r &= \sqrt{Ie / Ae} \\
 &= \sqrt{3188 / 69.2} = 6.79 \text{ cm} \\
 L / r &= 80 / 6.79 = 11.79 \\
 \sigma_{ca} &= 1200 - 0.05 \times 11.79^2 = 1193 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \sigma_c &= 73043 / 69.20 = 1056 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

3.11.2 中間補剛材間隔

$$\begin{aligned}
 d &= 3000 \sqrt{\frac{tw}{S}} \\
 &= 3000 \sqrt{\frac{0.9}{\frac{73043}{144.0}}} = 119.9 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

3.11.3 中間補剛材

中間補剛材の幅	b	=	105	mm
中間補剛材の厚さ	t	=	9	mm

中間補剛材の剛度

$$I_m = 10.5^3 \times 0.9 / 3 = 347 \text{ cm}^4$$

中間補剛材の必要剛度

$$\begin{aligned}
 I_{req} &= 3.75 (hw / d)^3 \times b t^3 / 11 \\
 &= 3.75 (160 / 119.9)^3 \times 10.5 \times 0.9^3 / 11 \\
 &= 6.2 \text{ cm}^4 < 347 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

3.11.4 水平補剛材

水平補剛材の幅	b	=	100	mm
水平補剛材の厚さ	t	=	9	mm
ウェブの高さ	L	=	1600	mm

水平補剛材の剛度

$$I_m = 10.0^3 \times 0.9 / 3 = 300 \text{ cm}^4$$

水平補剛材の必要剛度

$$\begin{aligned}
 I_{req} &= L t^3 (2.4 d^2 / L^2 - 0.13) \\
 &= 160 \times 0.9^3 (2.4 \times 119.9^2 / 160^2 - 0.13) \\
 &= 142.0 \text{ cm}^4 < 300 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

4 横構の計算その他

4.1 地震荷重

地震時水平力 (下横構に作用すると考える)

$$\begin{aligned} \text{死荷重} &= 6.41 + 0.92 = 7.33 \text{ tf/m} \\ \text{地震時水平力} &= 7.33 \times 0.20 = 1.466 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

4.2 風荷重

橋軸方向の長さ1mにつき

$$\text{上路プレートガード} \quad 240 + (450 \times h) \geq 600 \text{ kgf/m}$$

注: h = 主桁の高さ(m) $h = 1.600 \text{ m}$

$$\text{風荷重} \quad w = 240 + 450 \times 1.600 = 0.960 \text{ tf/m}$$

許容応力度で除した荷重強度

$$\begin{aligned} \text{地震時} & 1.466 / 1.80 = 0.81 \text{ tf/m} \\ \text{風荷重} & 0.960 / 1.25 = 0.77 \text{ tf/m} \\ \text{最大荷重} & = 0.81 \text{ tf/m} \end{aligned}$$

4.3 下横構

$$\text{主桁間隔} = 3.000 \text{ m}$$

$$\text{対傾構間隔} \quad 16.000 - 10.80 = 5.200 \text{ m}$$

下横構は引張部材として計算する。

部材長

$$L_t = [(3.000)^2 + (2.600)^2]^{0.5} = 3.970 \text{ m}$$

最大水平反力

$$R = 0.81 \times 32.000 / 2 = 12.96 \text{ tf}$$

最大水平反力を2部材で受け持たせるものとする。

$$\begin{aligned} P &= (12.96 / 2) \times 3.970 / 3.000 \\ &= 8.57 \text{ tf} \end{aligned}$$

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。

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

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

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

$$L/r_x = 357.3 / 3.03 = 117.9 < 240$$

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

$$\sigma_t = 8570 / 19.0 = 451 \text{ kgf/cm}^2$$

4.4 対傾構の計算

$$\text{最大水平力} = 0.810 \text{ tf/m}$$

$$\text{主桁間隔} = 3.000 \text{ m}$$

$$\text{最大対傾構間隔} = 5.400 \text{ m}$$

$$\text{対傾構トラス骨組み高さ (横桁の高さ)} = 1.200 \text{ m}$$

斜材の骨組み長さ

$$L_s = [(1.500)^2 + (1.200)^2]^{0.5} = 1.921 \text{ m}$$

水平部材に作用する荷重

$$F = 0.810 \times 5.400 = 4.37 \text{ tf}$$

斜材に作用する荷重

$$P = 4.37 \times 1.921 / 1.500 = 5.60 \text{ tf}$$

水平部材の断面計算

$$\begin{aligned}
 L &= 100 \times 100 \times 10 \\
 rx &= 3.03 \text{ cm} \\
 As &= 19.0 \text{ cm}^2 & w &= 14.9 \text{ kgf/m} \\
 L/rx &= 300.0 / 3.03 = 99.0 < 150 \\
 \sigma_{ca} &= 1200 - 0.05 \times 99.0^2 = 710 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \sigma_c &= 4374 / 19.0 = 230 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

斜材の断面計算

$$\begin{aligned}
 L &= 100 \times 100 \times 10 \\
 rx &= 3.03 \text{ cm} \\
 As &= 19.0 \text{ cm}^2 & w &= 14.9 \text{ kgf/m} \\
 L/rx &= 192.1 / 3.03 = 63.4 < 150 \\
 \sigma_{ca} &= 1200 - 0.05 \times 63.4^2 = 999 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \sigma_c &= 5601 / 19.0 = 295 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

4.5 積算鋼材重量

4.5.1 主桁および横桁

$$L = 32.500 \text{ m}$$

		A (cm ²)	W (t/m)	L (m)	本数	W (t)
主桁	Ga	417.80	0.328	32.500	1	10.7
	Gb	375.20	0.295	32.500	1	9.6
	Gc	417.80	0.328	32.500	1	10.7
分配横桁		168.00	0.132	3.000	2	0.8
					Σ=	31.7

4.5.2 下横構質量

端部下横構

$$\begin{aligned}
 \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\
 \text{部材長さ} &= 3.970 \text{ m} \\
 \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 3.970 = 59.2 \text{ kg} \\
 \text{部材本数} &= 4 \times 2 = 8 \text{ 本} \\
 \text{下横構質量} &= 0.059 \times 8 = 0.5 \text{ t}
 \end{aligned}$$

中間下横構

$$\begin{aligned}
 \text{単位長さ当たりの質量} &= 14.9 \text{ kg/m} \\
 \text{部材長さ} &= 4.036 \text{ m} \\
 \text{1本当たりの質量} &= 14.9 \times 4.036 = 60.1 \text{ kg} \\
 \text{部材本数} &= 4 \times 4 = 16 \text{ 本} \\
 \text{下横構質量} &= 0.060 \times 16 = 1.0 \text{ t} \\
 \text{下横構合計} &= 0.5 + 1.0 = 1.4 \text{ t}
 \end{aligned}$$

4.5.3 対傾構質量

水平部材					
単位長さ当たりの質量		=	14.9	kg/m	
部材長さ		=	3.000	m	
1本当たりの質量	14.9	x	3.000	=	44.7 kg
部材本数		=	2	本	
パネル当たり	0.045	x	2	=	0.089 t
斜材					
単位長さ当たりの質量		=	14.9	kg/m	
部材長さ		=	1.921	m	
1本当たりの質量	14.9	x	1.921	=	28.6 kg
部材本数		=	2	本	
パネル当たり	0.029	x	2	=	0.057 t
パネル合計	0.089	+	0.057	=	0.147 t
パネル数	2	x	4	=	8 パネル
対傾構質量	0.147	x	8	=	1.2 t

4.5.4 端対傾構質量

上水平部材 [- 300 x 90 x 9 x 13					
単位長さ当たりの質量		=	38.1	kg/m	
部材長さ		=	3.000	m	
1本当たりの質量	38.1	x	3.000	=	114.3 kg
部材本数		=	1	本	
パネル当たり	0.114	x	1	=	0.114 t
下水平部材					
単位長さ当たりの質量		=	14.9	kg/m	
部材長さ		=	3.000	m	
1本当たりの質量	14.9	x	3.000	=	44.7 kg
部材本数		=	1	本	
パネル当たり	0.045	x	1	=	0.045 t
斜材					
単位長さ当たりの質量		=	14.9	kg/m	
部材長さ		=	1.921	m	
1本当たりの質量	14.9	x	1.921	=	28.6 kg
部材本数		=	2	本	
パネル当たり	0.029	x	2	=	0.057 t
パネル合計		=	0.216	t	
パネル数	2	x	2	=	4 パネル
端対傾構質量	0.216	x	4	=	0.9 t

4.5.5 鋼材質量の集計

	単位	数 量
主桁+横桁	t	31.7
下横構	t	1.4
対傾構	t	1.2
端対傾構	t	0.9
合計		35.2

$$\text{橋面面積} \quad 32.000 \quad x \quad 7.000 \quad = \quad 224.0 \quad \text{m}^2$$

単位面積当たりの全鋼材重量

$$w = \frac{35.2}{224.0} = 0.157 \text{ tf/m}^2$$