

▼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勧めます。
 - ・ 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勧めます。
 - ・ 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 γr = 2.50 t f/m³
 コンクリート γc = 2.40 t f/m³
 アスファルト舗装 γp = 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	τa =	800	kgf/cm ²
do	SM50	τa =	1100	kgf/cm ²
鋼材の圧縮応力度	SS41	σca =	1200	kgf/cm ²
do	SM50	σca =	1800	kgf/cm ²
鋼材の引張応力度	SS41	σta =	1300	kgf/cm ²
do	SM50	σta =	1900	kgf/cm ²

床版コンクリート

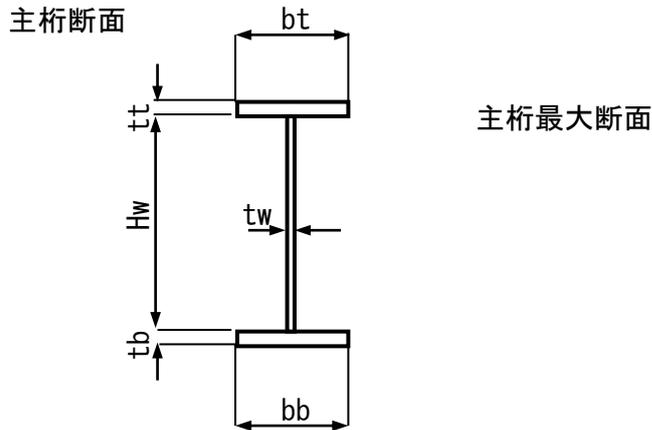
圧縮強度	σck =	210.0	kgf/cm ²
曲げ圧縮応力度 = $\sigma ck/3$	σca =	52.5	kgf/cm ²
せん断応力度	τa =	8.0	kgf/cm ²
鉄筋の引張応力度	σta =	1400	kgf/cm ²

鋼材のヤング係数	Es =	2100000	kgf/cm ²
コンクリートのヤング係数	Ec =	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

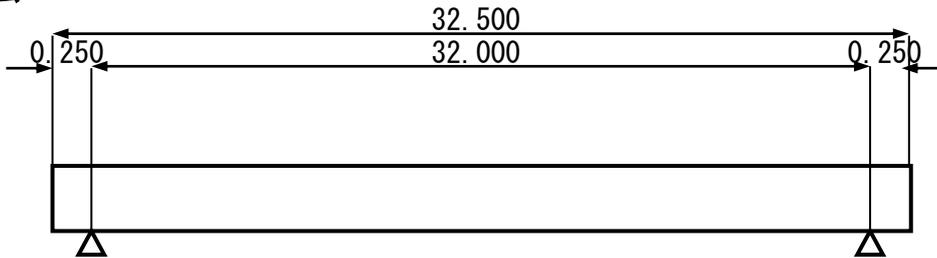
アスファルト舗装 t=50mm

適用示方書

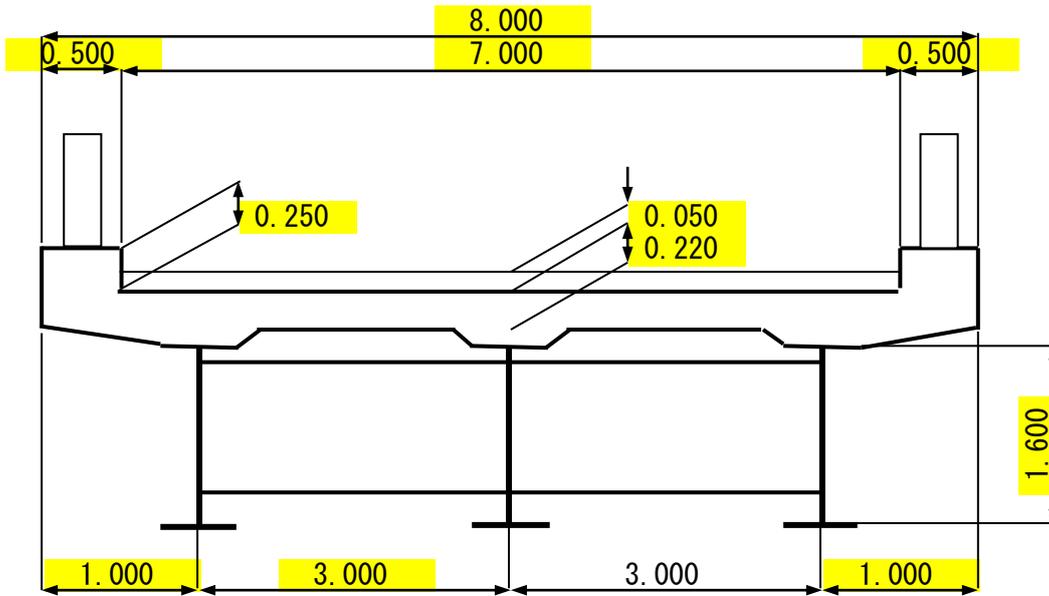
鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

鋼道路橋の合成桁設計施工指針 昭和34年

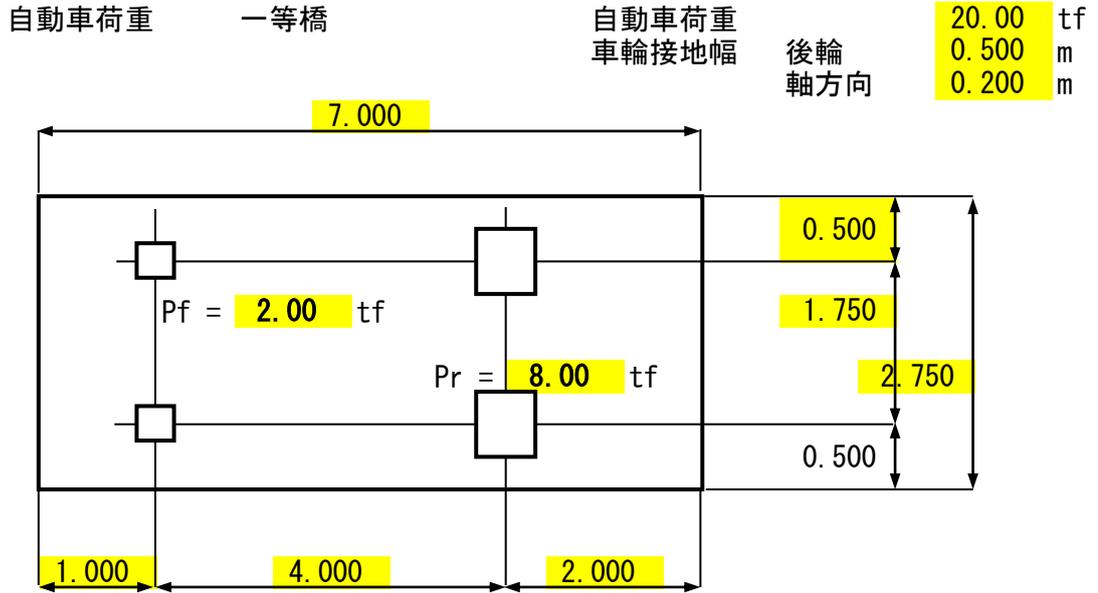
1.2 一般寸法



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

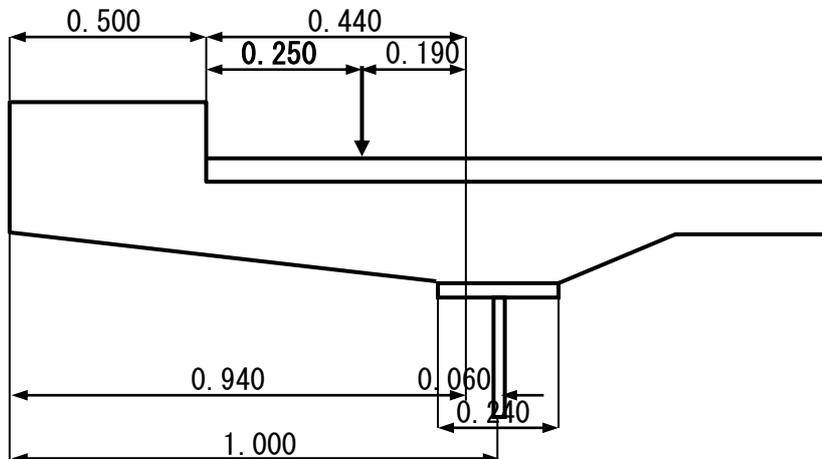
1.6 風荷重
 橋軸方向の長さ 1 m につき
 上路プレートガーダー $240 + (450 \times h) \geq 600 \text{ kgf/m}$
 注： h = 主桁の高さ (m)

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)					=	0.012	m	
		最小断面上フラジ厚						
		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 $0.240 / 2 = 0.120 \text{ m}$

ハンチ高 0.050 m

床版幅 $b = 1.000 - 0.12 - 0.05 = 0.830 \text{ m}$

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 $0.240 / 2 = 0.120 \text{ m}$

控除幅 $0.120 + 0.120 + 0.100 = 0.340 \text{ m}$

床版幅 $b = (3.000 - 0.340) / 2 = 1.330 \text{ m}$

内桁について 左外桁支間部側と同じ $b = 1.330 \text{ m}$

主桁の支間長 $L = 32.000 \text{ m}$

* 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 $3.000 / 2 = 1.500 \text{ m}$

合計 2.500 m

内桁 $1.500 \times 2 = 3.000 \text{ m}$

3.1.5 床版の諸元

床版コンクリート厚 22.0 cm

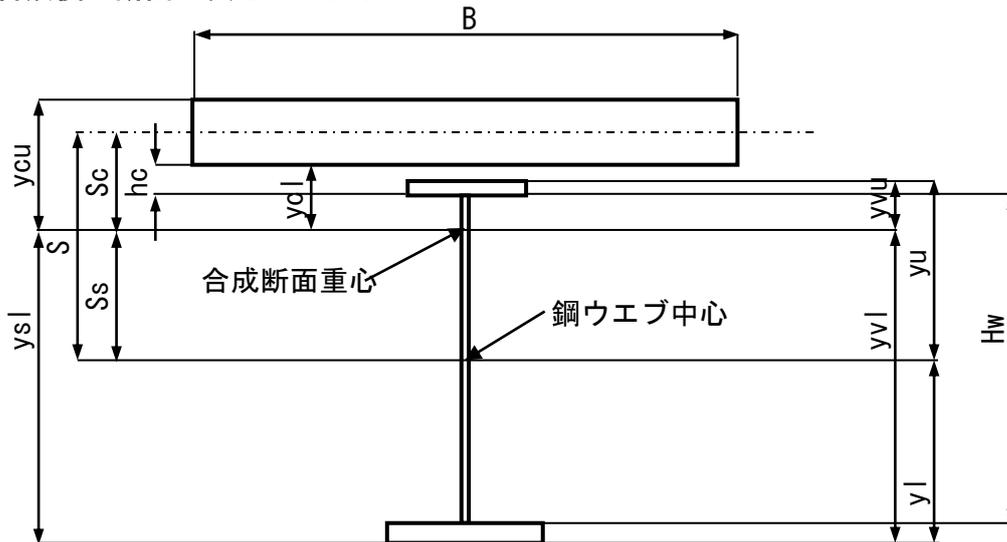
仮想ハンチ高さ 5.0 cm

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

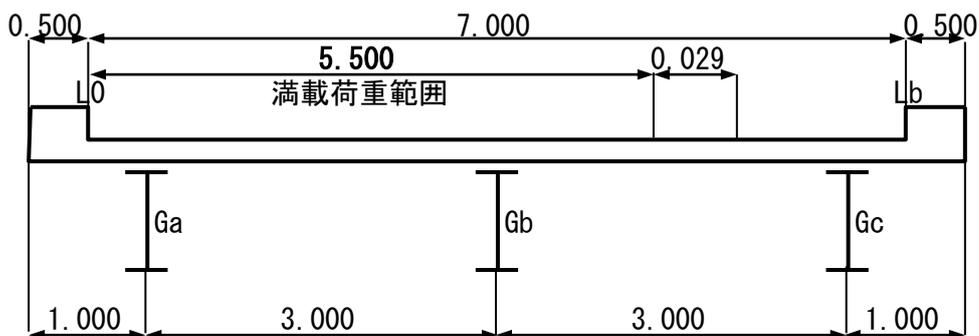
主桁間隔 3.000 m
 車道幅員 7.000 m

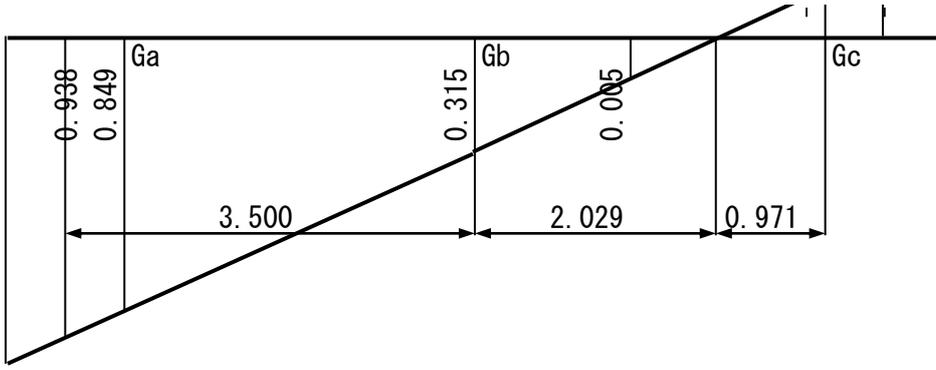
ライン位置	L0	L5.5	Ga	Gb	Gc	Lb	Lm
X値	0.000	5.500	0.500	3.500	6.500	7.000	5.529
影響値	0.938	0.005	0.849	0.315	-0.151	-0.229	0.000

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





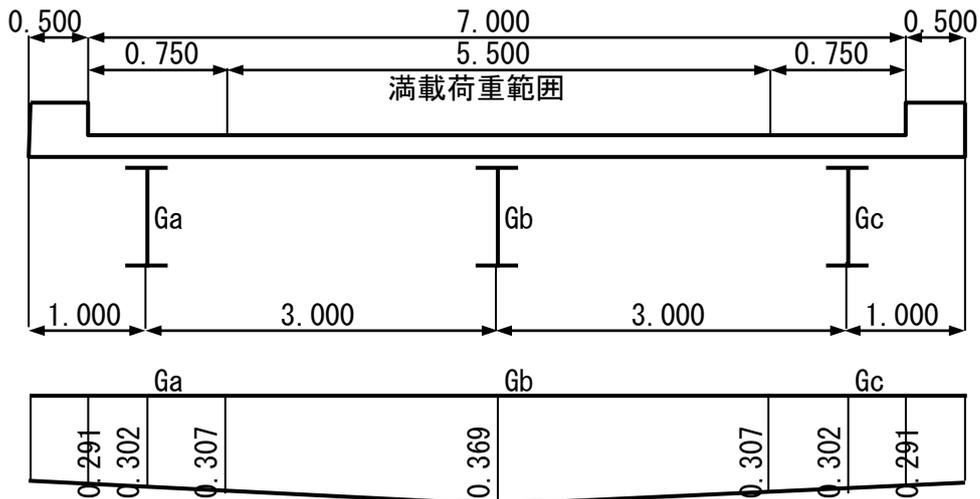
3.2.3 内桁の影響値及び影響面積

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

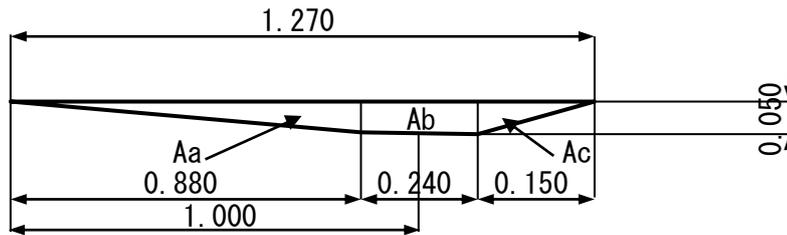
	区間	A
L半載	L0~L左	0.224
L満載	L左~Gb	0.930
L満載	Gb~L右	0.930
L半載	L右~Lb	0.224
合計	L0~Lb	2.308
線荷重	L0~Lb	2.084
等分布	L0~Lb	2.084

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



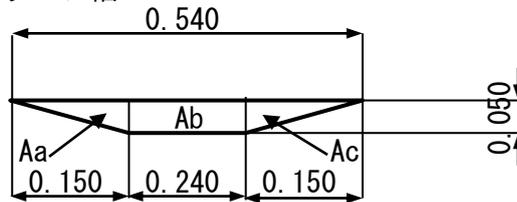
$$\begin{aligned} Aa &= 0.880 \times 0.050 / 2 = 0.022 \text{ m}^2 \\ Ab &= 0.240 \times 0.050 = 0.012 \text{ m}^2 \\ Ac &= 0.150 \times 0.050 / 2 = 0.004 \text{ m}^2 \\ \Sigma A &= 0.038 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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

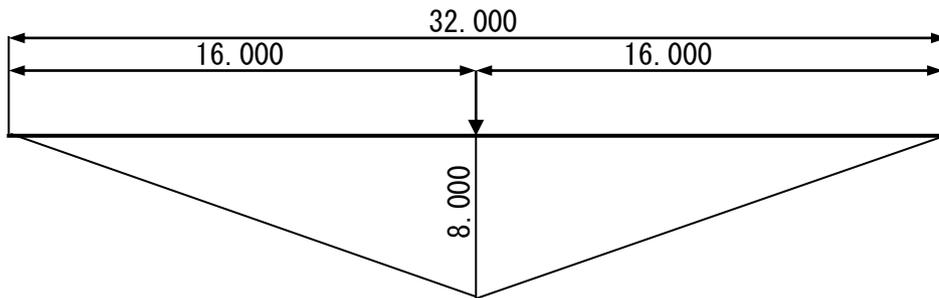
合成後の荷重

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

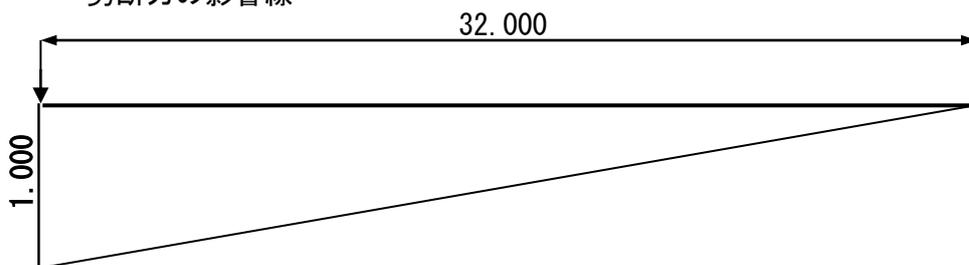
3.4.1 影響線

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	89.60
		等分布	tf/m ²	0.78	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	11.20
		等分布	tf/m ²	0.78	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

$$L = 32.000 \text{ m}$$

$$E = 2100000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\delta a = L / 600 = 0.0533 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 I_{req} &= L t^3 \left(2.4 \frac{d^2}{L^2} - 0.13 \right) \\
 &= 160 \times 0.9^3 \left(2.4 \times \frac{119.9^2}{1600^2} - 0.13 \right) \\
 &= 142.0 \text{ cm}^4 < 300 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

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

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