

◀◀ ニヒンジ鋼中路アーチ橋昭和31年版 ARG2TS31VNO (デモ版)

適用範囲

- ・ 昭和31年の示方書に基づいて、既設の鋼中路ニヒンジアーチ橋の設計確認をします。
- ・ 車道だけの幅員、吊材で支えた横桁を介し、3本以上の縦桁で床版を支えます。
- ・ ニヒンジアーチ橋は一次の外的不静定構造ですので、架設設計が必要ですが省きます。
- ・ 製作を考えないと決められない設計項目も省いてあります（例えば添接など）。
- ・ 処理の目的は、計算結果を体裁を整えた計算書の形にプリントすることです。
- ・ モニタ画面で、背景色が白になっている部分がA4用紙に印刷される範囲です。
- ・ 右側は、ユーザ向けのコメントと、作業用データのメモ転記と裏計算の個所です。

作業の手順

- ① このシート概要説明は、ユーザ向けの、言わばReadMeファイルです。
 - ・ エクセルソフトの利用者は、一応、EXCEL本体の使い方についての素養が必要です。
 - ・ 章構成の目次は、内容のあらまし見る目的を持たせてこのシートの後半に付けました。
 - ・ 報告書としての体裁で目次が必要であれば、この部分をプリントします。
 - ・ ユーザの作業は、シート番号-0から順に行をたどって、必要箇所のデータ入力です。
 - ・ 入力要請または書き換えが必要な個所はセルの背景色が青色になっています。
 - ・ 計算結果で、後の処理にも参照される重要なデータは、セルの背景色が黄色です。
 - ・ この部分を含め、セルのデータはすべて原則として書き換え禁止です。
- ② シートS31-0は、入力条件の準備と、計算結果のまとめです。
 - ・ このシートは、入力条件を確認するメモ記録と結果記録（ログ）が目的です。
 - ・ 作業開始時のデータは、デフォルト値（初期値）か、以前の作業データが残っています。
 - ・ 必ずデータを確認しなければならない項目は、セル背景色を青色にしてあります。
 - ・ 準拠する設計示方書で決まる荷重と許容応力度などのデータは、デフォルト扱いです。
 - ・ 一般的な定数も、デフォルト値での利用が原則ですが、変更することもできます。
 - ・ これらのデータは、これ以降のシートで参照され、途中での入力変更をしません。
 - ・ 計算で提案された主要寸法と応力度の計算結果は、セル背景色を黄色にしてあります。
 - ・ この部分は、後の作業シートのデータを、ユーザがフィードバックして完成させます。
 - ・ このとき、提案断面のイラストも、ユーザの責任で変更する必要があります。
 - ・ このシート単独は、管理名を付け、別EXCELブックにコピー保存することを薦めます。
 - ・ その方法は、まず、このシートの複製を作り、管理用シート名に付け替えます。
 - ・ このセル全体を選択し(ctrl+A)、クリップボードにコピーを作ります(CTRL+C)。
 - ・ このまま、同じ場所に貼り付けますが、オプション「値の貼り付け」を使います。
 - ・ これによって、別のセルから参照したリンクを消して、データだけがコピーされます。
 - ・ 念のため、このシートに保護を掛け、誤って数値が変更されないようにしておきます。
 - ・ そうしておいて、管理用のEXCELブックに転送して保存するのを薦めます。
 - ・ 幾つかの比較設計をした場合には、そのまま残しておくのもよいでしょう。
 - ・ この管理用シートのデータを使って再現設計をすることができます。
 - ・ ただし、結果のフィードバックデータのリンクは、切れています。
 - ・ この管理用シートをエクセルソフトに取り込んで、以前のシートS31-0と差し替えます。
 - ・ 変更を防ぐためシートがロックされている場合は、ロックを解除します。
 - ・ 縦桁・横桁・弦材断面の寸法データは、それぞれの章の断面寸法の個所に転記します。
 - ・ 転記したデータセルは、転記先のセルのアドレスを再コピーしてリンクさせます。
 - ・ 既設橋梁の計算の場合には、このシートの内容を橋梁台帳の新しい原稿に使えます。
 - ・ 計画設計・比較設計などは、モニタの画面で見ただけの一過性の使い方が便利です。
 - ・ 入力条件、例えば床版厚をこのシートで変更すると、応力度の変化が直ぐに判ります。
- ③ シートS31-1は、表紙と設計条件です。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、鋼アーチリブの最大断面の応力度と断面積の計算が目的です。
- ・例題のアーチリブは箱断面です。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断面積と断面二次モーメントです。鋼板の構成は詳細設計事項です。
 - ・吊材は、軸力の計算は行いますが、断面構成の提案は一案です。
 - ・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。
 - ・部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。
- ⑨ シートS31-7は、鋼材の重量計算です。
- ⑩ シートS31-8は、固有振動数の計算です。現地調査のデータと比較します。
- ⑪ これは、参考用の単純梁の撓みの計算書です。固有振動数の計算に使います。

印刷時の作業

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

参考文献など

- ・計算手法については、「橋梁&都市PROJECT」2010年10/11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。

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 アーチの計算
 - 5.1 計算理論の概要
 - 5.1.1 計算の仮定と手順
 - 5.1.2 アーチリブの寸法 (実パネル割)
 - 5.1.3 影響線計算に使うアーチリブ形状 (分割数12)
 - 5.2 影響線
 - 5.2.1 $H=1$ による応力と変形理論式
 - 5.2.2 単純梁としての基礎計算
 - 5.2.3 H の影響線
 - 5.2.4 単純梁の曲げモーメント影響線
 - 5.2.5 単純梁の剪断力影響線
 - 5.2.6 単純梁の撓み影響線
 - 5.2.7 アーチリブの曲げモーメント影響線
 - 5.2.8 アーチリブの撓み影響線
 - 5.3 応力の計算
 - 5.3.1 死荷重
 - 5.3.2 活荷重
 - 5.3.3 雪荷重
 - 5.3.4 温度差 ($\pm 30^{\circ}\text{C}$)
 - 5.3.5 最大・最小曲げモーメント
 - 5.3.6 最大・最小剪断力
 - 5.3.7 最大軸力 (水平反力分)
 - 5.3.8 リブ断面最大軸力
 - 5.3.9 最大・最小撓み
 - 5.3.10 吊材最大軸力
 - 5.4 アーチリブ断面計算
 - 5.4.1 提案断面
 - 5.4.2 応力度の計算
 - 5.4.3 吊材
- 6 横構の計算
 - 6.1 上横構
 - 6.1.1 上横構の骨組み線及び影響線
 - 6.1.2 荷重の計算
 - 6.1.3 断面力の計算
 - 6.1.4 断面計算
 - 6.2 下横構
 - 6.2.1 下横構の骨組み線及び影響線
 - 6.2.2 荷重の計算
 - 6.2.3 断面力の計算
 - 6.2.4 断面計算
- 7 概算鋼材重量の計算
 - 7.1 縦桁
 - 7.2 横桁
 - 7.3 床組み鋼材質量
 - 7.4 アーチリブの鋼材質量
 - 7.4.1 補剛リブ
 - 7.4.2 吊材
 - 7.4.3 上横構
 - 7.4.4 下横構
 - 7.4.5 主構鋼材質量
- 8 振動の計算
 - 8.1 基本数値

8.2 マトリックスによる計算
(付表) 単純梁の曲げモーメントと撓み

再現設計のモデルとして使った鋼中路2ヒンジアーチ



設計条件入力と結果のまとめ：

××橋アーチ部 再現設計計算書
 2xxx年yy月
 作成：ZZコンサルタント株式会社

路線名
 所在地
 橋名
 竣工
 上部工：

国道AA号よりTTへの取り付け道
 NN県PP市
 なんとか橋
 昭和UU年V月

形式 単純中路ヒンジアーチ橋
 橋長 $L = 0.5 + 106.2 + 0.5 = 107.2 \text{ m}$
 ヒンジ間距離 $L_s = 106.200\text{m}$
 有効幅員 $B = 4.000\text{m}$
 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 = 106.200 m	
幅員 車道	B = 4.000 m	
地覆幅 (片側)	bc = 0.500 m	
床版厚	ts = 0.160 m	
舗装(平均厚) 0.070 m	tp = 0.050 m	コンクリート舗装
高欄重量 (片側)	hw = 0.050 tf/m	鋼製高欄
地覆内側高さ	hi = 0.300 m	舗装厚を含む
縦桁本数	ng = 3 本	
縦桁間隔	ps = 1.700 m	
橋門構高さ	Ha = 6.000 m	
ライズ	dh = 16.500 m	
アーチリブ間隔	st = 5.900 m	
パネル数	pn = 18 パネル	
横桁間隔	ps = 5.900 m	
ハンチ高	hc = 0.050 m	

荷重

- 1 : 活荷重 (一等橋TL20)
- 2 : 活荷重 (二等橋TL14)

橋梁タイプ = 2

重力の加速度	G = 9.8 m/sec ²
基本線荷重	3.500 tf/m
基本等分布荷重	0.245 tf/m ²
自動車前輪荷重	Pf = 1.400 tf
自動車後輪荷重	Pr = 5.600 tf
縦桁構造係数	$\beta_s = 0.9$
自動車車体幅	2.750 m
自動車車体長	7.000 m
自動車車輪間隔	1.750 m
自動車後輪接地幅	0.500 m
自動車軸方向接地長	0.200 m
前輪位置	1.000 m
前後輪間距離	4.000 m
後輪位置	2.000 m

雪荷重		0.100	tf/m ²
仮定鋼材重量	橋梁全体に対して	wg =	0.540 tf/m ²
	床組みに対して	wgf =	0.086 tf/m ²
材料の単位重量	鉄筋コンクリート	$\gamma_r =$	2.40 t f/m ³
	コンクリート	$\gamma_c =$	2.30 t f/m ³
	アスファルト舗装	$\gamma_p =$	2.20 t f/m ³

材料の許容応力度

鋼材の圧縮応力度	SS41	$\sigma_{ca} =$	1200	kgf/cm ²
	SM50	$\sigma_{ca} =$	2100	kgf/cm ²
鋼材の引張応力度	SS41	$\sigma_{ta} =$	1300	kgf/cm ²
	SM50	$\sigma_{ta} =$	2100	kgf/cm ²
鋼材のせん断応力度	SS41	$\tau_a =$	1000	kgf/cm ²
	SM50	$\tau_a =$	-	kgf/cm ²
ヤング率		E =	2.1E+06	kgf/cm ²
重力加速度		G =	9.800	m/sec ²

床版コンクリート

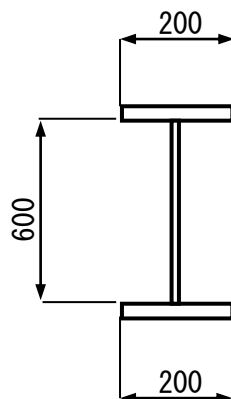
圧縮強度	$\sigma_{ck} =$	210.0	kgf/cm ²
曲げ圧縮応力度= $\sigma_{ck}/3$	$\sigma_{ca} =$	70.0	kgf/cm ²
せん断応力度	$\tau_a =$	8.0	kgf/cm ²
鉄筋の引張応力度	$\sigma_{ta} =$	1200	kgf/cm ²

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 13	
主鉄筋間隔	10.0	cm
鉄筋 1 本あたり断面積	1.267	cm ²
ヤング係数比	15	

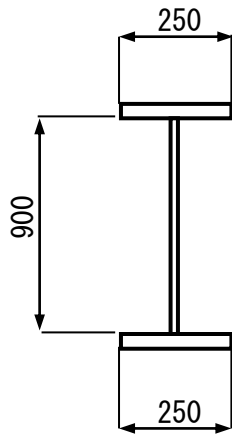
縦桁



縦桁断面

1 - FLG Pl	200	x	10
1 - Web	600	x	9
1 - FLG Pl	200	x	10

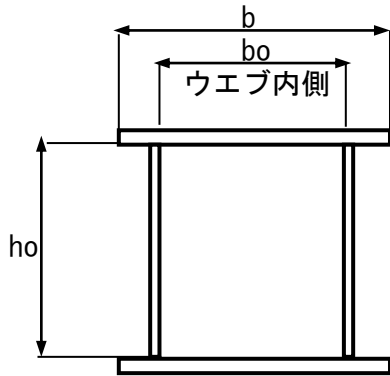
横桁



横桁断面

1 - FLG PI	250	x	13
1 - Web	900	x	9
1 - FLG PI	250	x	11

アーチリブ



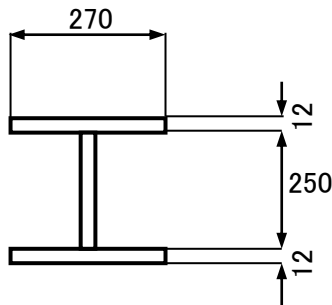
上弦材の断面

b =	630	mm	カバープレート幅
ho =	1400	mm	ウェブ板高
bo =	630	mm	ウェブ内側間隔

1 - PL	630	x	35
2 - Web PI	1400	x	11
1 - PL	630	x	32

補剛リブは主応力は受持たせない。

吊材



吊材材質

SS41

1 - FLG PI	270	x	12
1 - Web	250	x	8
1 - FLG PI	270	x	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	50.6	28.6	7.2	70
鉄筋	σ_s	1070	764	192	1200

縦桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	919	1200
引張応力度	σ_s	919	1300

横桁		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1139	1177
引張応力度	σ_s	1217	1300

アーチリブ		実応力度	許容応力度
圧縮応力度	σ_c	1420	1300/2100

吊材		実応力度	許容応力度

引張応力度	σ_s	452	1400
-------	------------	-----	------

橋の剛性

死荷重	Wd	tf/m	2.85		
リブ曲げ剛性	EI	tf-m ²	560510		
死荷重たわみ	Yd	mm	23.0		
活荷重たわみ	Yl	mm	47.1	許容値=	177.0

XX橋アーチ部 再現設計計算書

2xxx年yy月

作成：ZZコンサルタント株式会社

1 設計条件

1.1 橋梁データ

路線名

国道AA号よりTTへの取り付け道

所在地

NN県PP市

橋名

なんとか橋

竣工

昭和UU年V月

上部工：

形式

単純中路ヒンジアーチ橋

橋長

$L = 0.5 + 106.2 + 0.5 = 107.2 \text{ m}$

支間長

$L_s = 106.200\text{m}$

有効幅員

$B = 4.000\text{m}$

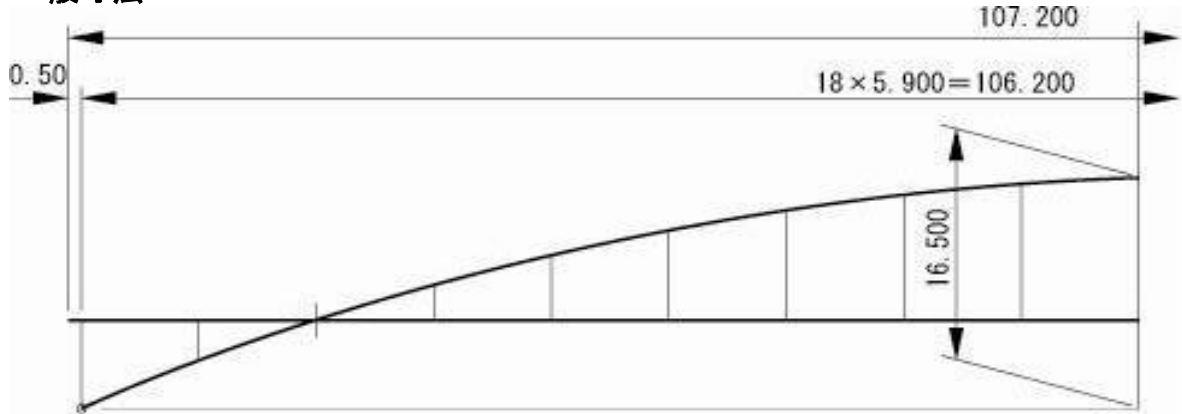
舗装

コンクリート舗装 $t=50\text{mm}$ 平均厚 70mm

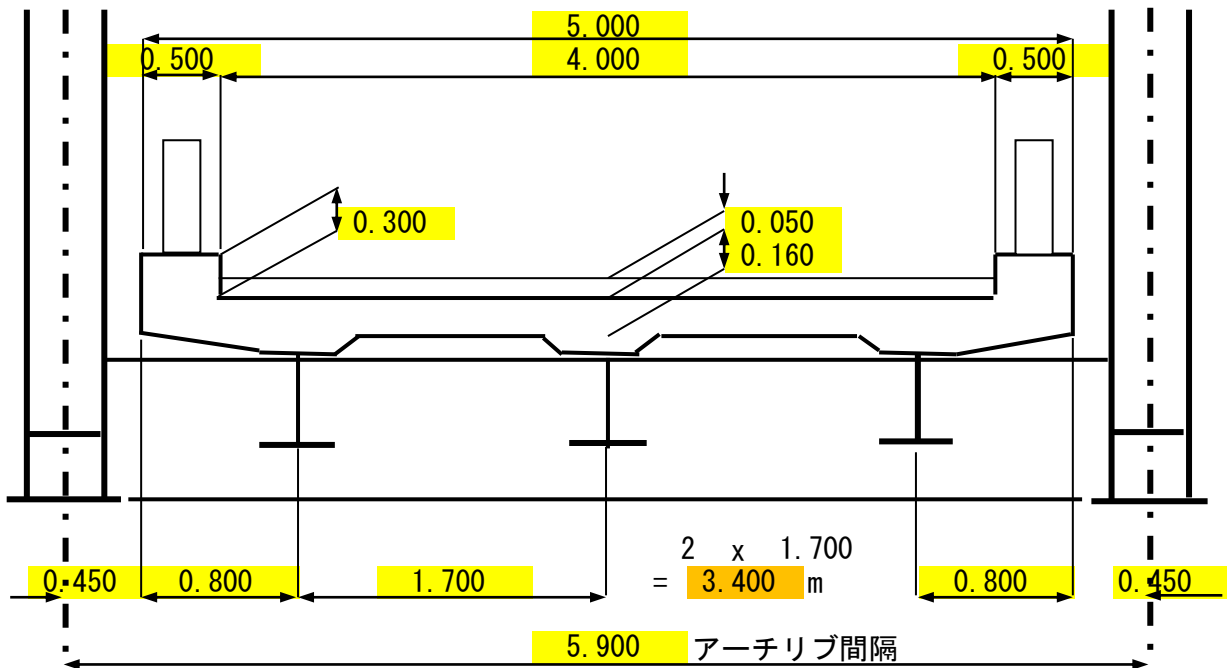
適用示方書

鋼道路橋設計示方書・建設省道路局 昭和31年

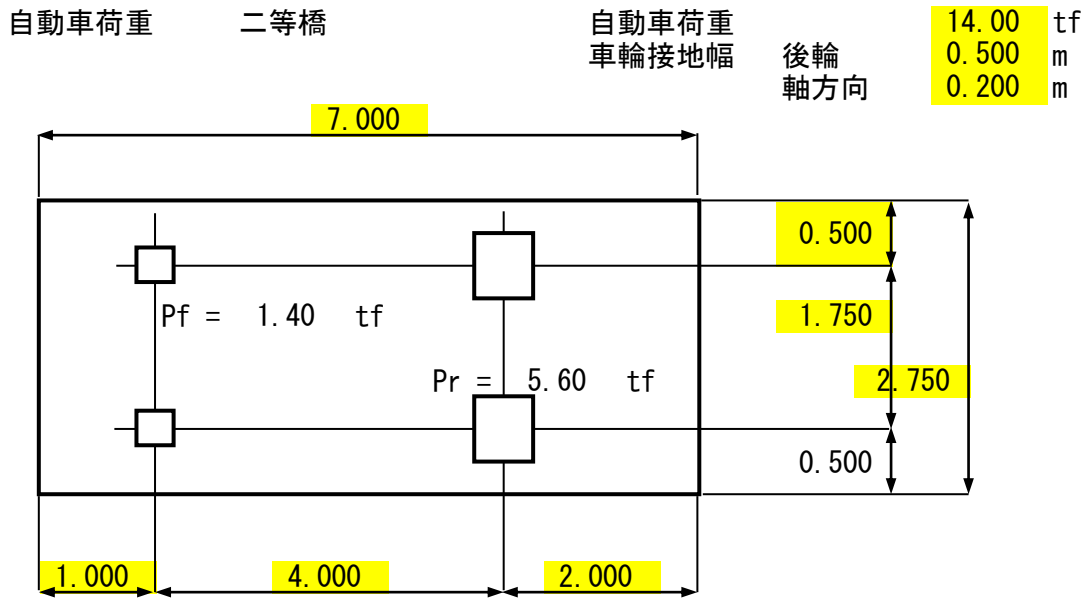
1.2 一般寸法



1.3 床組断面寸法



1.4 自動車荷重諸元



L 荷重係数 $\alpha = 1 - (W - 5.5) / 50 = 1.030$
 α は 0.75 以上 1.00 以下 とする。 $\alpha = 1.000$

L 荷重
 二等橋 線荷重 $P = 3.50 \times 1.000 = 3.50 \text{ tf/m}$
 等分布荷重 $p = 0.25 \times 1.000 = 0.25 \text{ tf/m}^2$

1.5 雪荷重 = 0.10 tf/m²

1.6 風荷重

橋軸方向の長さ 1 m につき

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

注：h = 弦材の高さ(m)

上路プレートガード 240 + (450 x h) ≧ 600 kgf/m

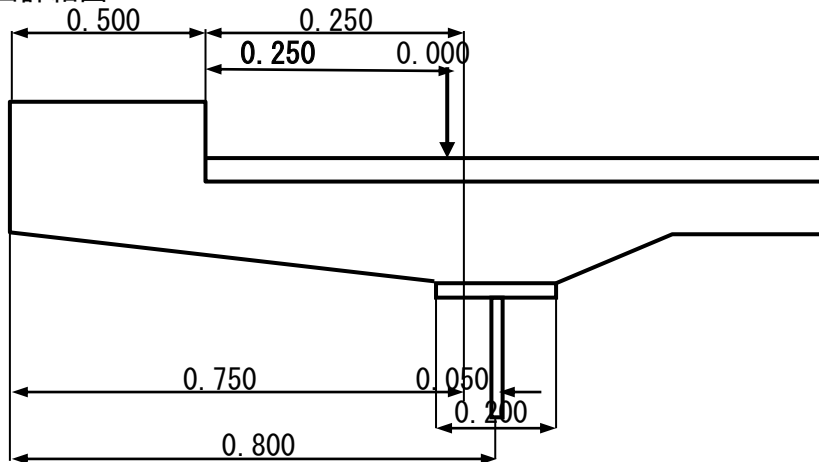
2 床版の計算

2.1 荷重の計算

2.1.1 死荷重 単位幅(1m) 当たりで計算を行う。

高欄(片側)	0.050			=	0.05	tf
地覆(片側)	0.500	x	0.300	x	2.40	= 0.36 tf
					合計	= 0.41 tf

床版張出詳細図



床版(張出し先端)	0.160	x	2.40	=	0.38	tf/m
	0.38	x	0.750	/	2	= 0.14 tf
床版(張出し固定)	0.210	x	2.40	=	0.50	tf/m
	0.50	x	0.750	/	2	= 0.19 tf
舗装	0.050	x	2.20	=	0.11	tf/m
床版	0.160	x	2.40	=	0.38	tf/m
	舗装+床版		合計	=	0.49	tf/m

2.1.2 自動車荷重 後輪荷重 5.60 tf

2.1.3 雪荷重 0.10 tf/m

2.1.4 衝撃係数

支間部支間長 $L = 1.700$ m
 衝撃係数 $i = 20 / (50 + L) = 0.387$

張出部支間長 $L = 0.000$ m

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

2.2 応力の計算

床版の計算は規定によりせん断力に対しては考慮しない。

2.2.1 死荷重

曲げモーメント

支間部	0.49	x	1.700	^{2/}	10	=	0.14	tf-m
支点部	0.49	x	1.700	^{2/}	8	=	0.18	tf-m
張出部								
高欄・地覆	0.41	x	0.500			=	0.21	tf-m
舗装	0.11	x	0.250	^{2/}	2	=	0.00	tf-m
先端三角	0.14	x	0.750	x	2 / 3	=	0.07	tf-m
固定三角	0.19	x	0.750	/	3	=	0.05	tf-m
					合計		0.33	tf-m

2.2.2 自動車荷重

輪荷重による曲げモーメント (床版は連続版とする)

	後輪荷重	P = 5.60	tf					
支間部		L = 1.700	m	M =	0.87	tf-m		
支点部		支間部と同じ		M =	0.87	tf-m		
張出部		L = 0.000	m	M =	0.00	tf-m		

2.2.3 雪荷重

曲げモーメント

支間部	0.10	x	1.700	^{2/}	10	=	0.03	tf-m
支点部	0.10	x	1.700	^{2/}	8	=	0.04	tf-m
張出部	0.10	x	0.750	^{2/}	2	=	0.03	tf-m

2.2.4 衝撃荷重

衝撃係数	支間部	i = 0.387						
	張出部	i = 0.400						
曲げモーメント	支間部	0.87	x	0.387	=	0.34	tf-m	
	支点部	0.87	x	0.387	=	0.34	tf-m	
	張出部	0.00	x	0.400	=	0.00	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	0.14	0.18	0.33
自動車荷重	0.87	0.87	0.00
雪荷重	0.03	0.04	0.03
衝撃荷重	0.34	0.34	0.00
合計	1.38	1.43	0.36

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	1.38	1.43	0.36
断面の高さ	cm	16.0	21.0	21.0
かぶり	cm	4.0	4.0	4.0
断面の有効高	cm	12.0	17.0	17.0
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	10.0	10.0	10.0
主鉄筋本数	本	10	10	10
主鉄筋径 異形鉄筋	mm	13	13	13
主鉄筋1本当たりの断面積	cm ²	1.267	1.267	1.267
引張側の鉄筋量 A _s	cm ²	12.670	12.670	12.670
圧縮側の鉄筋量 A _s '	cm ²	6.335	6.335	6.335
鉄筋量の合計 A _o =A _s +A _s '	cm ²	19.005	19.005	19.005
A1 = n A _o / b	cm	2.851	2.851	2.851
A2 = 2 n / b	1/m	0.300	0.300	0.300
A3 = dA _s + d' A _s '	cm ³	177.4	240.7	240.7
A4 = A2 x A3	cm ²	53.2	72.2	72.2
Root	cm ²	61.3	80.3	80.3
A5 = √Root	cm	7.832	8.964	8.964
中立軸の位置 X	cm	4.98	6.11	6.11
B1 = bX / 2	cm	249.1	305.6	305.6
B2 = d - X/3	cm	10.340	14.962	14.962
B3 = B1x B2	cm ²	2575.2	4573.1	4573.1
B4 = nA _s '	cm ²	95.0	95.0	95.0
B5 = (X - d') / X	-	0.197	0.346	0.346
B6 = d - d'	cm	8.0	13.0	13.0
B7 = B4 x B5 x B6	cm ³	149.8	427.0	427.0
コンクリートの断面係数 K _c	cm ³	2725	5000	5000
C1 = X / n (d - X)	-	0.0473	0.0374	0.0374
鉄筋の断面係数 K _s	cm ³	128.9	187.2	187.2
σ _c	kgf/cm ²	50.6	28.6	7.2
σ _{ca}	kgf/cm ²	70	70	70
σ _s	kgf/cm ²	1070	764	192
σ _{sa}	kgf/cm ²	1200	1200	1200

3 縦桁の計算

設計条件：荷重分配は1：0分配法による。自動車はT荷重により計算を行う。

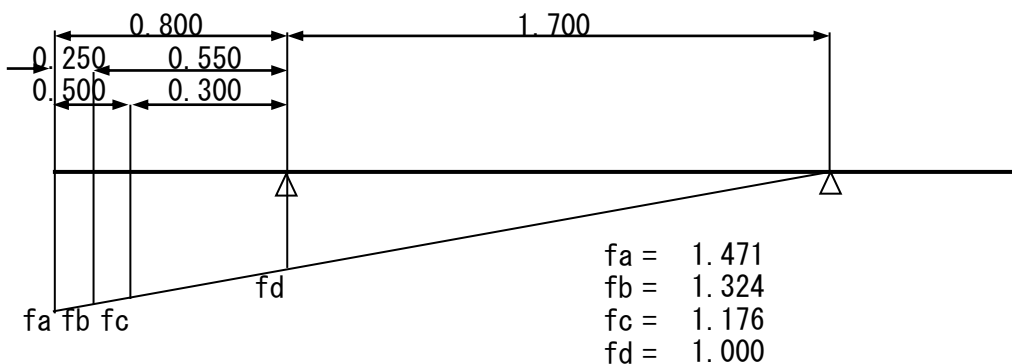
縦桁間隔	1.700	m
縦桁支間長	5.900	m
床組みの仮定鋼重	0.086	tf/m ²
車線数	1	車線

3.1 影響線の計算

3.1.1 外桁の影響線

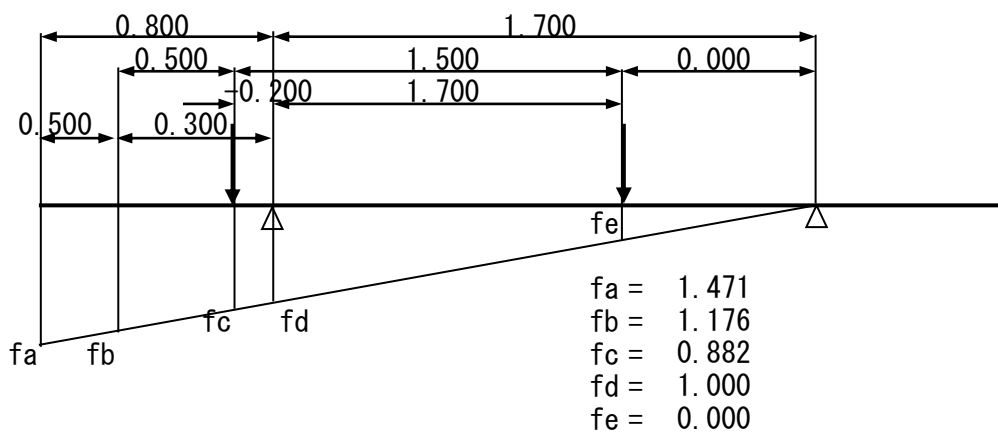
死荷重

ハンチは隣接主桁にて受け持つ。



床版	$A_a =$	1.471	x	2.500	/	2	=	1.839	m ²
舗装	$A_b =$	1.176	x	2.000	/	2	=	1.176	m ²

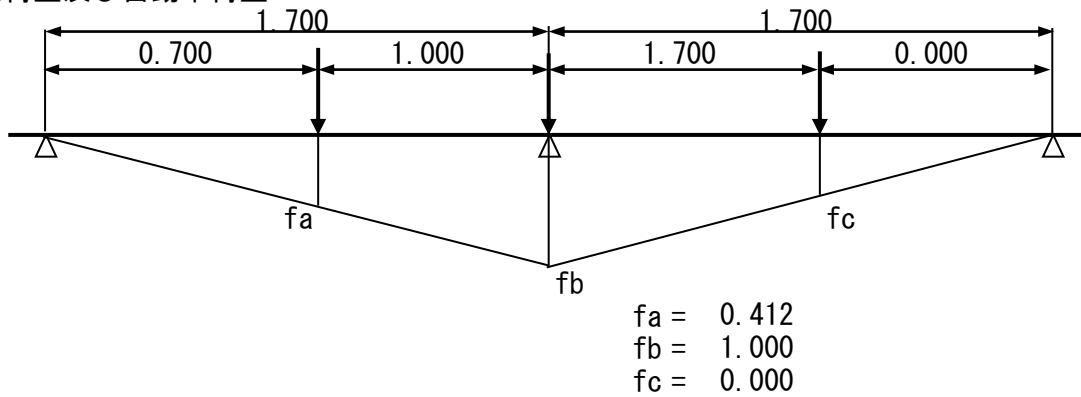
自動車荷重



輪荷重	$f =$	0.882	+	0.000	=	0.882
-----	-------	-------	---	-------	---	-------

3.1.2 内桁の影響線

死荷重及び自動車荷重

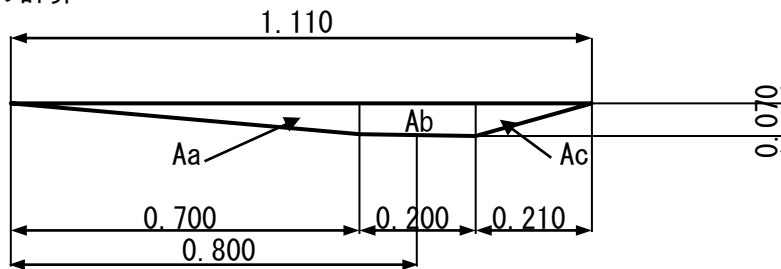


死荷重	$A_a =$	1.000	\times	1.700	$=$	1.700	m	
輪荷重	$f =$	0.412	$+$	1.000	$+$	0.000	$=$	1.412

3.2 荷重の計算 (外桁)

3.2.1 死荷重

ハンチの計算



$A_a =$	0.700	\times	0.070	$/$	2	$=$	0.025	m^2
$A_b =$	0.200	\times	0.070			$=$	0.014	m^2
$A_c =$	0.210	\times	0.070	$/$	2	$=$	0.007	m^2
$\Sigma A =$						$=$	0.046	m^2

外縦桁ハンチの重量

$w_{ha} =$	0.046	\times	2.40	$=$	0.11	tf/m
------------	---------	----------	--------	-----	-------------	------

縦桁に等分布荷重として作用する死荷重

高欄・地覆	0.41	\times	1.324	$=$	0.54	tf/m
舗装	0.11	\times	1.176	$=$	0.13	tf/m
床版	0.38	\times	1.839	$=$	0.70	tf/m
ハンチ (外桁分)	0.11	\times	1.000	$=$	0.11	tf/m
鋼材重量	0.09	\times	1.176	$=$	0.11	tf/m
合計				$=$	1.59	tf/m

3.2.2 自動車荷重

前輪荷重	1.40	\times	0.882	$=$	1.23	tf
後輪荷重	5.60	\times	0.882	$=$	4.94	tf

3.2.3 雪荷重

0.10	\times	1.839	$=$	0.18	tf/m
--------	----------	---------	-----	--------	------

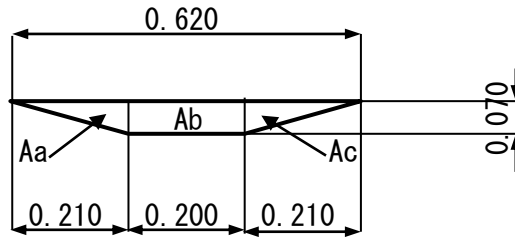
3.2.4 衝撃係数

$L =$	5.900	m	$i =$	0.358
-------	---------	---	-------	---------

3.3 荷重の計算（内桁）

3.3.1 死荷重

ハンチの計算



$$\begin{aligned}
 Aa &= 0.210 \times 0.070 / 2 = 0.007 \text{ m}^2 \\
 Ab &= 0.200 \times 0.070 = 0.014 \text{ m}^2 \\
 Ac &= 0.210 \times 0.070 / 2 = 0.007 \text{ m}^2 \\
 \Sigma A &= 0.028 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

内縦桁ハンチの重量

$$whb = 0.028 \times 2.40 = 0.07 \text{ tf/m}$$

縦桁に等分布荷重として作用する死荷重

舗装	0.11	x	1.700	=	0.19	tf/m	
床版	0.38	x	1.700	=	0.65	tf/m	
ハンチ（内桁分）	0.07	x	1.000	=	0.07	tf/m	
鋼材重量	0.09	x	1.700	=	0.15	tf/m	
				合計	=	1.06	tf/m

3.3.2 自動車荷重

前輪荷重	1.40	x	1.412	=	1.98	tf
後輪荷重	5.60	x	1.412	=	7.91	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。

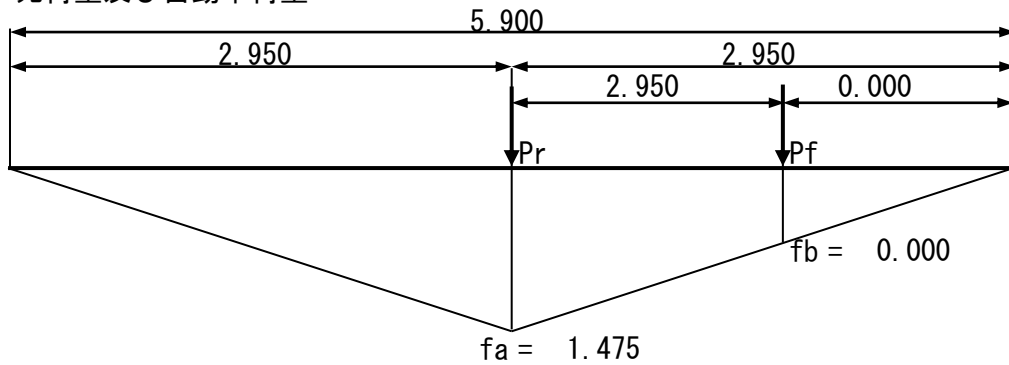
3.3.3 雪荷重 $0.10 \times 1.700 = 0.17 \text{ tf/m}$

3.3.4 衝撃係数 $i = 0.358$

3.4 応力の計算

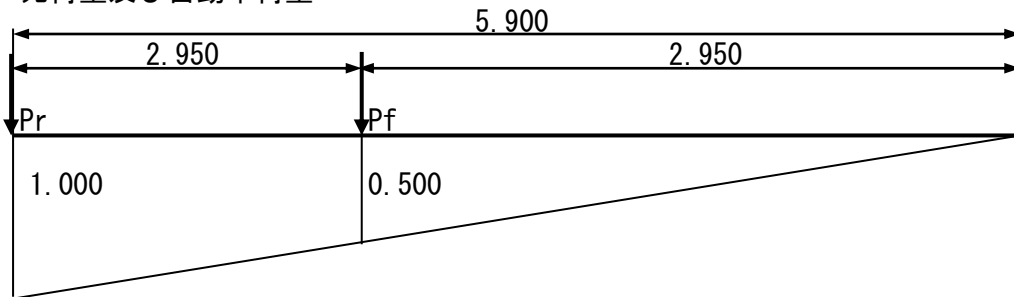
3.4.1 影響線

曲げモーメントの影響線
死荷重及び自動車荷重



影響面積等				
死荷重	$1.475 \times 5.900 / 2$	$=$	4.351	m^2
前輪荷重		$=$	0.000	m
後輪荷重		$=$	1.475	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	$1.000 \times 5.900 / 2$	$=$	2.950	m^2
前輪荷重		$=$	0.500	m
前輪荷重		$=$	1.000	m

3.4.2 死荷重

曲げモーメント

外桁	等分布荷重	1.59×4.351	$=$	6.92	$tf-m$
内桁	等分布荷重	1.06×4.351	$=$	4.61	$tf-m$

せん断力

外桁	等分布荷重	1.59×2.950	$=$	4.69	tf
内桁	等分布荷重	1.06×2.950	$=$	3.13	tf

3.4.3 自動車荷重

縦桁の内桁については、曲げモーメントについて次の緩和係数を考慮する。

縦桁間隔	b =	1.700	m			
緩和係数	第22条					
車線数 1車線の場合	a = b / 1.75	=	1.700	/	1.75	= 0.971
車線数 2車線以上	a = b / 1.375	=	1.700	/	1.375	= 1.236
車線数	n =	1	車線	故に	a =	0.971

内桁の輪荷重

前輪荷重	1.40	x	0.971	=	1.36	tf
後輪荷重	5.60	x	0.971	=	5.44	tf

曲げモーメント（後輪荷重をスパン中央に載荷時）

外桁	前輪荷重	1.23	x	0.000	=	0.00	tf-m
	後輪荷重	4.94	x	1.475	=	7.29	tf-m
				Mpa	=	7.29	tf-m

内桁	前輪荷重	1.36	x	0.000	=	0.00	tf-m
	後輪荷重	5.44	x	1.475	=	8.02	tf-m
				Mpb	=	8.02	tf-m

剪断力

外桁	前輪荷重	1.23	x	0.500	=	0.62	tf
	後輪荷重	4.94	x	1.000	=	4.94	tf
				Spa	=	5.56	tf

内桁	前輪荷重	1.36	x	0.500	=	0.68	tf
	後輪荷重	5.44	x	1.000	=	5.44	tf
				Spb	=	6.12	tf

3.4.4 雪荷重

荷重強度	外桁			Spa	=	0.18	tf/m
	内桁			Spa	=	0.17	tf/m

曲げモーメント	外桁	0.18	x	4.35	=	0.78	tf-m
	内桁	0.17	x	4.35	=	0.74	tf-m

剪断力	外桁	0.18	x	2.95	=	0.53	tf
	内桁	0.17	x	2.95	=	0.50	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	7.29	x	0.358	=	2.61	tf-m
内桁	8.02	x	0.358	=	2.87	tf-m

剪断力

外桁	5.56	x	0.358	=	1.99	tf
内桁	6.12	x	0.358	=	2.19	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	6.92	4.61
自動車荷重	7.29	8.02
雪荷重	0.78	0.74
衝撃荷重	2.61	2.87
合計 (tf-m)	17.60	16.24
構造係数	0.90	0.90
合計 (tf-m)	15.84	14.62

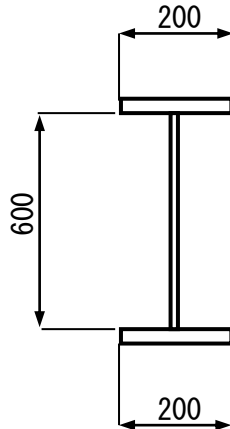
剪断力

荷重	外桁	内桁
死荷重	4.69	3.13
自動車荷重	5.56	6.12
雪荷重	0.53	0.50
衝撃荷重	1.99	2.19
合計 (tf)	12.77	11.94

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 $M_{max} = 15.84$ tf-m
採用するせん断力 $S_{max} = 12.77$ tf



縦桁断面 SS41
1 - FLG PI 200 x 10
1 - Web PI 600 x 9
1 - FLG PI 200 x 10

使用断面	Section	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
1 - Flg PI	200 x 10 =	20.0	30.5	610.0	18605
1 - Web PI	600 x 9 =	54.0	-	-	16200
1 - Flg PI	200 x 10 =	20.0	-30.5	-610.0	18605
		94.0		0.0	53410
$e = \Sigma F / \Sigma A = 0.0 / 94.0 = 0.00$ cm					0
					53410

$y_t = 31 - 0.00 = 31$ cm
 $y_b = 31 + 0.00 = 31$ cm

断面係数

$Z_t = 53410 / 31 = 1723$ cm³
 $Z_b = 53410 / 31 = 1723$ cm³

曲げ応力度 $\sigma_t = 1584000 / 1723 = 919$ kgf/cm²
 $\sigma_b = 1584000 / 1723 = 919$ kgf/cm²
 < 1200 kgf/cm²
 < 1300 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

$$\begin{aligned} \text{外桁} &= 7.29 \quad \text{tf-m} \\ \text{内桁} &= 8.02 \quad \text{tf-m} \\ \text{採用する曲げモーメント} &= 8.02 \times 0.90 = 7.22 \quad \text{tf-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{鋼材のヤング係数} &E_s = 2.1 \times 10^6 \quad \text{kgf/cm}^2 \\ \text{縦桁の断面二次モーメント} &I = 53410 \quad \text{cm}^4 \\ &E_s I = 11216 \quad \text{tf-m}^2 \end{aligned}$$

たわみの計算 第36条

$$\begin{aligned} y &= 5 M_{\max} L^2 / 48 E_s I \\ &= 5 \times 7.22 \times 5.900^2 / 48 \times 11216 \\ &= 2.3 \quad \text{mm} \\ y_a &= 5900 / 600 \\ &= 9.8 \quad \text{mm} \\ &> 2.3 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

4 横桁の計算

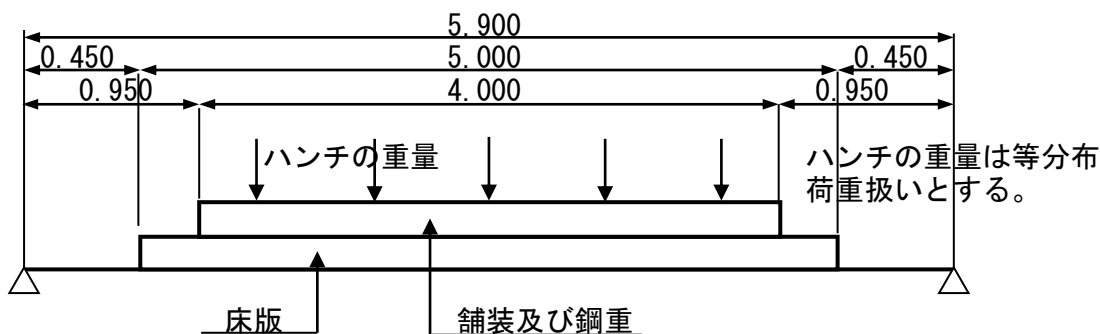
横桁は応力の大きい中間横桁について計算を行う。

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。

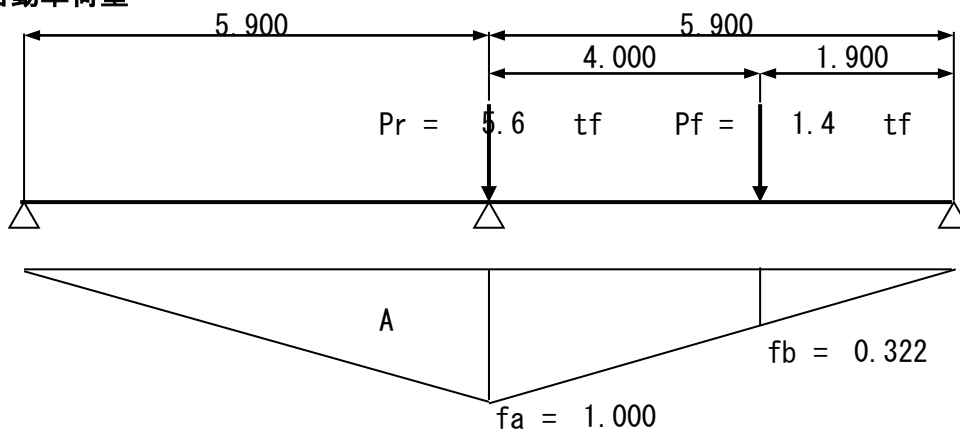
高欄地覆	0.41	x	5.900	=	2.42	tf
舗装	0.11	x	5.900	=	0.65	tf/m
床版	0.38	x	5.900	=	2.24	tf/m
ハンチ外縦桁	0.11	x	5.900	=	0.65	tf
ハンチ内縦桁	0.07	x	5.900	=	0.41	tf
鋼重	0.09	x	5.900	=	0.53	tf/m



ハンチ重量は全幅員に等分布荷重に換算して計算する。

ハンチ外縦桁	0.65	x	2	/	5.000	=	0.26	tf/m
ハンチ内縦桁	0.41	x	1	/	5.000	=	0.08	tf/m
						Σ =	0.34	tf/m

4.1.2 自動車荷重



$$A = 11.800 \times 1.000 / 2 = 5.900 \text{ m}$$

自動車前輪荷重	5.6	x	1.000	=	5.60	tf
自動車後輪荷重	1.4	x	0.322	=	0.45	tf

4.1.3 雪荷重

荷重強度	0.10	x	5.900	=	0.59	tf/m
------	------	---	-------	---	------	------

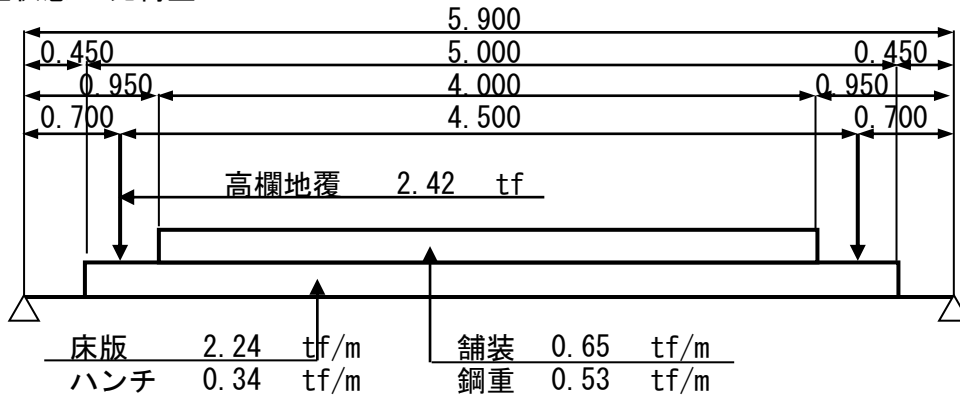
4.1.4 衝撃係数

$$L = 5.900 \text{ m} \quad i = 20 / (50 + L) = 0.358$$

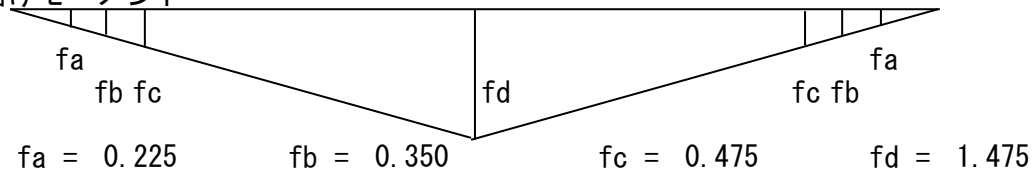
4.2 応力の計算

4.2.1 影響線

荷重状態 死荷重

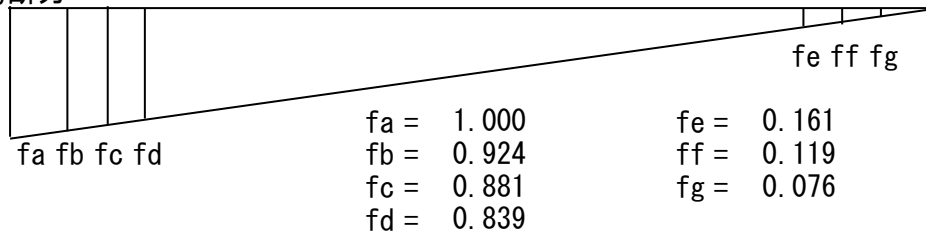


曲げモーメント



高欄地覆 $f = 0.350 + 0.350 = 0.700 \text{ m}$
 舗装及び鋼重 $A1 = (0.475 + 1.475) \times 2.000 = 3.900 \text{ m}^2$
 床版及びハンチ $A2 = (0.225 + 1.475) \times 2.500 = 4.25 \text{ m}^2$

剪断力

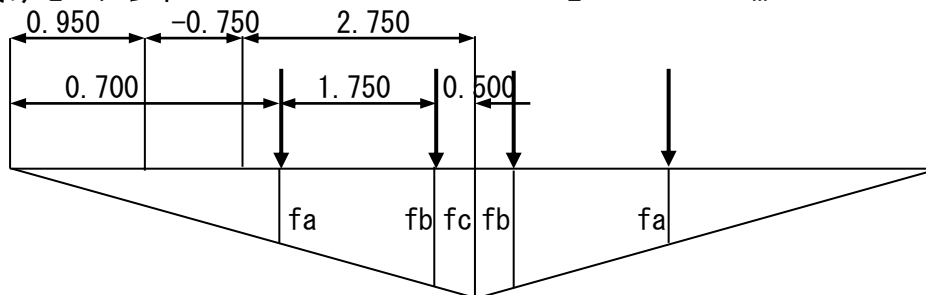


高欄地覆 $f = 0.881 + 0.119 = 1.000$
 舗装及び鋼重 $A1 = (0.839 + 0.161) \times 4.000 / 2 = 2.000 \text{ m}$
 床版及びハンチ $A2 = (0.924 + 0.076) \times 5.000 / 2 = 2.500 \text{ m}$

荷重状態 自動車荷重

曲げモーメント

L = 5.900 m

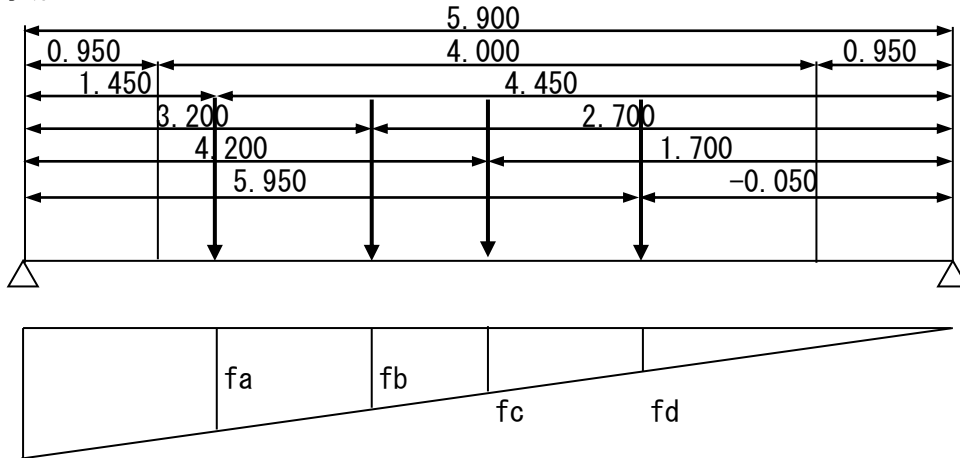


fa = 0.350 fb = 1.225 fc = 1.475

輪荷重影響値合計

$$f = (0.350 + 1.225) \times 2 = 3.150$$

剪断力



$$\begin{aligned} f_a &= 0.754 \\ f_b &= 0.458 \\ f_c &= 0.288 \\ f_d &= 0.000 \\ \Sigma &= 1.500 \end{aligned}$$

輪荷重影響値合計 = 1.500

4.2.2 死荷重

曲げモーメントの計算

高欄地覆	2.42	x	0.700	=	1.69	tf-m	
舗装	0.65	x	3.900	=	2.54	tf-m	
床版	2.24	x	4.25	=	9.52	tf-m	
ハンチ	0.34	x	4.25	=	1.45	tf-m	
鋼重	0.53	x	3.900	=	2.07	tf-m	
				合計	=	17.27	tf-m

剪断力の計算

高欄地覆	2.42	x	1.000	=	2.42	tf	
舗装	0.65	x	2.000	=	1.30	tf	
床版	2.24	x	2.500	=	5.60	tf	
ハンチ	0.34	x	2.500	=	0.85	tf	
鋼重	0.53	x	2.000	=	1.06	tf	
				合計	=	11.23	tf

4.2.3 自動車荷重

曲げモーメントの計算

自動車前輪荷重	0.45	x	3.150	=	1.42	tf-m	
自動車後輪荷重	5.60	x	3.150	=	17.64	tf-m	
				合計	=	19.06	tf-m

剪断力

自動車前輪荷重	0.45	x	1.500	=	0.68	tf	
自動車後輪荷重	5.60	x	1.500	=	8.40	tf	
				合計	=	9.08	tf

4.2.4 雪荷重

曲げモーメント	0.59	x	4.25	=	2.51	tf-m
剪断力	0.59	x	2.500	=	1.48	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。

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} & 19.06 \times 0.358 = 6.82 \text{ tf-m} \\ \text{剪断力} & 9.08 \times 0.358 = 3.25 \text{ tf} \end{aligned}$$

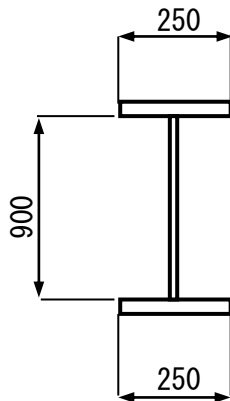
4.2.6 応力の集計

曲げモーメント	死荷重	17.27	tf-m
	自動車荷重	19.06	tf-m
	雪荷重	2.51	tf-m
	衝撃荷重	6.82	tf-m
	合計	45.7	tf-m

剪断力	死荷重	11.23	tf
	自動車荷重	9.08	tf
	雪荷重	1.48	tf
	衝撃荷重	3.25	tf
	合計	25.04	tf

4.3 断面計算

$$\begin{aligned} \text{横桁に作用する最大曲げモーメント } M_{\max} & = 45.66 \text{ tf-m} \\ \text{横桁に作用する最大剪断力 } S_{\max} & = 25.04 \text{ tf} \end{aligned}$$



横桁断面			
1 - FLG PI	250	x	13
1 - Web	900	x	9
1 - FLG PI	250	x	11

使用断面	Section	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)	
1 - Flg PI	250 x 13 =	32.5	45.7	1483.6	67726	
1 - Web PI	900 x 9 =	81.0	-	-	54675	
1 - Flg PI	250 x 11 =	27.5	-45.6	-1252.6	57056	
				141.0	231.0	179457
e = ΣF / ΣA = 231.0 / 141.0 = 1.64 cm						-379
						179078

$$\begin{aligned} y_t & = 46.3 - 1.64 = 44.66 \text{ cm} \\ y_b & = 46.1 + 1.64 = 47.74 \text{ cm} \end{aligned}$$

断面係数

$$\begin{aligned} Z_t & = 179078 / 44.66 = 4010 \text{ cm}^3 \\ Z_b & = 179078 / 47.74 = 3751 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_t & = 45.66 \times 10^5 / 4010 = 1139 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{上フランジの固定長さ} & = \text{縦桁間隔とする} \quad L = 1.700 \text{ m} \\ \text{第26条 } L/b & = 170.0 / 25.0 = 6.80 \\ \sigma_{ca} & = 1200 - 0.5 \times (L/b)^2 = 1177 \text{ kgf/cm}^2 \\ & > 1139 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_b & = 45.66 \times 10^5 / 3751 = 1217 \text{ kgf/cm}^2 \\ & < 1300 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

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	Mmax =	19.06	tf-m
鋼材のヤング係数	Es =	2.1 x 10 ⁶	kgf/cm ²
横桁の断面二次モーメント	I =	179078	cm ⁴
	Es I =	37606	tf-m ²

たわみの計算

$$\begin{aligned}y &= 5 M_{\max} L^2 / 48 E_s I \\ &= 5 \times 19.06 \times 5.900^2 / 48 \times 37606 \\ &= 0.00184 \text{ m} \\ y_a &= 5900 / 600 = 9.83 \text{ mm} \\ &> 1.84 \text{ mm}\end{aligned}$$

5 アーチの計算

5.1 計算理論の概要

5.1.1 計算の仮定と手順

- ・ニヒンジアーチは、1次の外的不静定構造であるので、アーチリブの支点に作用する水平反力Hを不静定力とする。完成時、標準温度状態で、死荷重のみが作用しているとき、アーチリブには曲げモーメントが作用しない状態に架設する。
- ・アーチリブの計算は、荷重が作用しない完成系寸法で応力が0であるとして始める。
- ・構造計算は、変形が微小であると仮定した線形の弾性理論で行う。
- ・アーチリブは、全死荷重を持たせる。これによる曲げモーメントと撓みを計算する。
- ・死荷重撓みは、アーチリブ形状寸法の製作時キャンバーに用いる。
- ・無応力のアーチリブの支間寸法は、完成寸法よりもやや長めに製作する。
- ・この寸法支間で架設すると、死荷重により正の曲げモーメントが残り、かつ撓む。
- ・この曲げモーメントを0に戻す応力調整用に、水平反力を追加作用させる。
- ・追加分の水平反力により、アーチリブの支間が短くなり、上向きにも撓む。
- ・その結果を加えてアーチリブが完成系の寸法になる。この実現が架設工法である。
- ・アーチリブの応力影響線は、ここでは支間を12等分した理論上の格点で計算する。
- ・計算式は、有限個数の吊材を均して、無限に多い吊材で床桁部を支える仮定である。
- ・10等分でなく12等分した理由は、支間の1/4点が大きいことを考慮したためである。
- ・この仮定を使うと、吊材本数の異なるアーチリブの影響線計算にすべて応用できる。
- ・床組みの縦桁と床版コンクリートは、アーチリブの曲げ剛性に寄与する。
- ・活荷重による全体系の応力と変形との計算には、理論上は水平桁部の剛性を考える。
- ・ただし、アーチリブの断面設計の場合には、水平桁部の剛性の寄与を無視する。
- ・全体系の振動計算の場合には、床構造を含む水平桁部の剛性を考慮する。

5.1.2 アーチリブの寸法 (実パネル割)

アーチ支間長	L	=	106.200	m
吊材間隔		=	5.900	m
ライズ	F	=	16.500	m
ライズ比	$n=F/L$	=	0.155	
アーチリブ全長		=	113.036	m
アーチリブ形状			放物線	

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
x	0	5.9	11.8	17.7	23.6	29.5	35.4
x/L	0	0.055556	0.111111	0.16667	0.22222	0.27778	0.33333
1-x/L	1	0.944444	0.88889	0.83333	0.77778	0.72222	0.66667
Y(x)	0	3.462963	6.51852	9.16667	11.4074	13.2407	14.6667
パネル	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7
ΔY	3.46296	3.05556	2.64815	2.24074	1.83333	1.42593	1.01852
ΔL	6.84121	6.644277	6.46705	6.31117	6.17828	6.06987	5.98727

→右欄外の表は下に続く↓

格点番号	7	8	9
x	41.3	47.2	53.1
x/L	0.38889	0.444444	0.5
1-x/L	0.61111	0.555556	0.5
Y(x)	15.6852	16.2963	16.5
パネル	7~8	8~9	0
ΔY	0.61111	0.203704	$\Sigma = \downarrow$
ΔL	5.93156	5.903515	112.668

←支間中央

上横構の計算に使用する

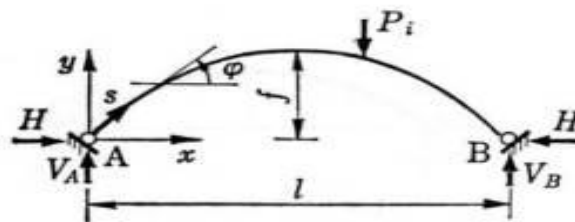
5.1.3 影響線計算に使うアーチリブ形状 (分割数12)

X座標分割数 N = 12
 格点間距離 λ = 8.850 m

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
x	0	8.85	17.7	26.55	35.4	44.25	53.1
x/L	0	0.083333	0.16667	0.25	0.33333	0.41667	0.5
1-x/L	1	0.916667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
Y(x)	0	5.041667	9.16667	12.375	14.6667	16.0417	16.5
パネル	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	
ΔY	5.04167	4.125	3.20833	2.29167	1.375	0.45833	
ΔL	10.1853	9.764124	9.4136	9.14189	8.95618	8.86186	
cos φ	0.8689	0.906379	0.94013	0.96807	0.98814	0.99866	1
sin φ	0.49499	0.422465	0.34082	0.25068	0.15353	0.05172	0

5.2 影響線

5.2.1 H=1による応力と変形理論式



$$M(x) = -EJ \frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{qL^2}{8} \left[4\left(\frac{x}{L}\right) - 4\left(\frac{x}{L}\right)^2 \right] = \frac{qL^2}{8} u(x) = FHu(x) \quad \dots(14.3)$$

$$w(x) = \frac{5qL^4}{384EJ} \left[\frac{24}{5}\left(\frac{x}{L}\right) - \frac{48}{5}\left(\frac{x}{L}\right)^3 + \frac{24}{5}\left(\frac{x}{L}\right)^4 \right] = \frac{5qL^4}{384EJ} v(x) = \frac{5FH^2}{48EJ} v(x) \quad \dots(14.4)$$

$$W_1 = \int \frac{M^2}{2EJ} dx = \frac{q^2 L^5}{240EJ} = \frac{4F^2 H^2 L}{15EJ} \quad \dots(14.5)$$

$$W_2 = \int \frac{N^2}{2EA} dx = \frac{H^2 L}{2EA} \quad \dots(14.6)$$

5.2.2 単純梁としての基礎計算

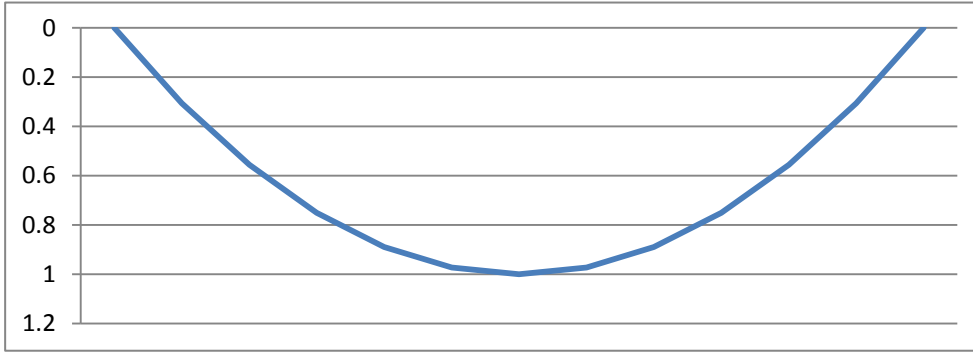
H=1による換算等分布荷重

$$q = \frac{8F}{L^2} = \frac{132}{11278.4} = 0.0117 \quad 1/m$$

曲げモーメント図 u(x) の計算(放物線形状とする) …式(14.3)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
x/L	0	0.083333	0.16667	0.25	0.33333	0.41667	0.5
(x/L)^2	0	0.006944	0.02778	0.0625	0.11111	0.17361	0.25
u(x)	0	0.30556	0.55556	0.75	0.88889	0.97222	1

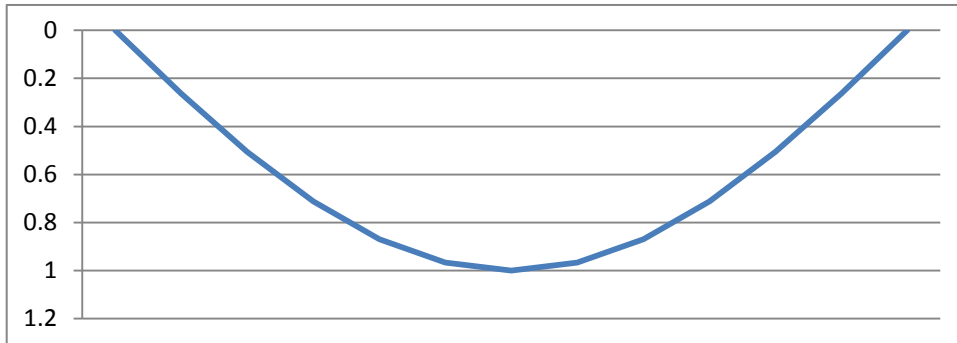
*格点6を中心として左右対称



撓み図 $v(x)$ の計算 …式(14.3)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
x/L	0	0.083333	0.16667	0.25	0.33333	0.41667	0.5
$(x/L)^2$	0	0.006944	0.02778	0.0625	0.11111	0.17361	0.25
$(x/L)^3$	0	0.000579	0.00463	0.01563	0.03704	0.07234	0.125
$(x/L)^4$	0	4.82E-05	0.00077	0.00391	0.01235	0.03014	0.0625
$v(x)$	0	0.26312	0.50617	0.7125	0.86914	0.96682	1

*格点6を中心として左右対称



5.2.3 Hの影響線

弾性エネルギー計算式 $\frac{1}{2} H \delta_H = \int \frac{N^2}{2EA} dL + \int \frac{M^2}{2EJ} dx$ …(14.1)

アーチリブの断面剛性	J_a	=	0.02669	m^4
鉄筋コンクリート床版	J_c/n	=	$bh^3/12/7$	= 0.00012 m^4
縦桁剛性	J_s	=	0.0008	m^4

数値計算に使う断面定数(ヤング率)は、 $E=1$ として計算)

$EJ = 0.02669 \quad m^4$ (床組みの剛性寄与は無視できる大きさである)
 $EA = 0.07301 \quad m^2$

弾性エネルギー

曲げモーメント分: $W_1 = 4F^2L/15EJ$, …式(14.5)

$W_1 = 288866 \quad 1/m$

軸力分 ($N=H=1$): $W_2 = L/2EA$, …式(14.6)

$W_2 = 727 \quad 1/m$

全弾性エネルギー: $W = W_1 + W_2 = 289594 \quad 1/m$

$H=1$ による水平変位 $\delta_H = 2W_2/E$ …温度差応力の計算に用いる

$\delta_H = 0.02758 \quad m$

Hの影響線

$$H(x) = w(x) / 2WE$$

$$C_1 = 5FHL^2 / 48EJ = 726269 \quad 1/m$$

$$C_2 = C_1 / 2W = 1.253945133$$

$$H(x) \text{ の計算} = C_2 * v(x)$$

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
H(x)	0	0.32993	0.63471	0.89344	1.08985	1.21234	1.25395

*格点6を中心として左右対称

影響線面積

$$A = 0.79787 \quad \text{単位} (*L)$$

H=1によるモーメント図

$$\text{一般式} \quad M_H = F * u(x) = (F/L) * L * u(x) \quad \text{単位} : (*L)$$

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
M _H (x)	0	0.04747	0.08632	0.11653	0.1381	0.15105	0.15537

*格点6を中心として左右対称

H=1による撓み図

$$\text{一般式} \quad w_H = [5 * (F/L) / 24] * (L^3 / EJ) * v(x)$$

$$C = [5 * (F/L) / 24] = 0.03237$$

単位 : (*L³/EJ)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
w _H (x)	0	0.00852	0.01638	0.02306	0.02813	0.03129	0.03237

*格点6を中心として左右対称

5.2.4 単純梁の曲げモーメント影響線

シートPANEL12を利用する

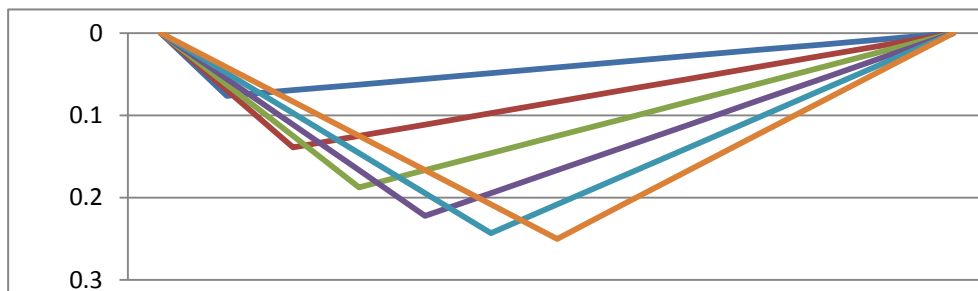
$$\lambda / np = L / (np^2)$$

単位 : (*L)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
M ₁ (x)	0	0.07639	0.06944	0.0625	0.05556	0.04861	0.04167
M ₂ (x)	0	0.06944	0.13889	0.125	0.11111	0.09722	0.08333
M ₃ (x)	0	0.0625	0.125	0.1875	0.16667	0.14583	0.125
M ₄ (x)	0	0.055556	0.11111	0.16667	0.22222	0.19444	0.16667
M ₅ (x)	0	0.048611	0.09722	0.14583	0.19444	0.24306	0.20833
M ₆ (x)	0	0.041667	0.08333	0.125	0.16667	0.20833	0.25

→右欄外の表は下に続く↓

	7	8	9	10	11	12
→	0.03472	0.027778	0.02083	0.01389	0.00694	0
	0.06944	0.055556	0.04167	0.02778	0.01389	0
	0.10417	0.083333	0.0625	0.04167	0.02083	0
	0.13889	0.111111	0.08333	0.05556	0.02778	0
	0.17361	0.138889	0.10417	0.06944	0.03472	0
	0.20833	0.166667	0.125	0.08333	0.04167	0



5.2.5 単純梁の剪断力影響線

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
$-x/L$	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333	-0.4167	-0.5
$1-(x/L)$	1	0.91667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
格点番号	0	1	2	3	4	5	6
$S_0(x)$	0						
	1	0.91667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
$S_1(x)$	0	-0.0833					
		0.91667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
$S_2(x)$	0	-0.08333	-0.1667				
			0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
$S_3(x)$	0	-0.08333	-0.1667	-0.25			
				0.75	0.66667	0.58333	0.5
$S_4(x)$	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333		
					0.66667	0.58333	0.5
$S_5(x)$	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333	-0.4167	
						0.58333	0.5
$S_6(x)$	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333	-0.4167	-0.5
							0.5

→右欄外の表は下に続く↓

	7	8	9	10	11	12	Σ/np
$S_0(x)$	0	0	0	0	0	0	0
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.5
$S_1(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.0035
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.42014
$S_2(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.0139
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.34722
$S_3(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.0313
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.28125
$S_4(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.0556
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.22222
$S_5(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.0868
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.17014
$S_6(x)$	0	0	0	0	0	0	-0.125
	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0	0.125

最大・最小剪断力影響値

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
Max	1	0.91667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
Min	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333	-0.4167	-0.5

最大・最小影響線面積(単位: L)

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
+S	0.5	0.420139	0.34722	0.28125	0.22222	0.17014	0.125
-S	0	-0.00347	-0.0139	-0.0313	-0.0556	-0.0868	-0.125
Σ	0.5	0.41667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0

5.2.6 単純梁の撓み影響線

シートPANEL14を利用する

$$\lambda/n = L/n^2$$

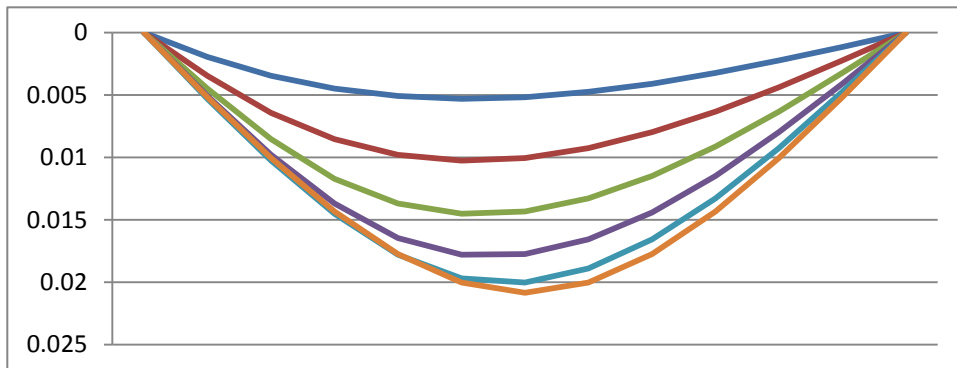
$$(\lambda 3/6EJ)/n = L^3/6n^4$$

単位 : (PL³/EJ)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
y ₀ (1)	0	0.00195	0.00346	0.00448	0.00508	0.00529	0.00516
y ₀ (2)	0	0.003456	0.00643	0.00854	0.00977	0.01024	0.01003
y ₀ (3)	0	0.004485	0.00854	0.01172	0.0137	0.01452	0.01432
y ₀ (4)	0	0.00508	0.00977	0.0137	0.01646	0.01778	0.01775
y ₀ (5)	0	0.005289	0.01024	0.01452	0.01778	0.01969	0.02001
y ₀ (6)	0	0.00516	0.01003	0.01432	0.01775	0.02001	0.02083

→右欄外の表は下に続く↓

格点番号	7	8	9	10	11	12	Σ /np
y ₀ (1)	0.00474	0.004083	0.00323	0.00223	0.00114	0	0.0034
y ₀ (2)	0.00924	0.007973	0.00632	0.00437	0.00223	0	0.00655
y ₀ (3)	0.01326	0.011478	0.00911	0.00632	0.00323	0	0.00922
y ₀ (4)	0.01656	0.014403	0.01148	0.00797	0.00408	0	0.01125
y ₀ (5)	0.01889	0.016557	0.01326	0.00924	0.00474	0	0.01252
y ₀ (6)	0.02001	0.017747	0.01432	0.01003	0.00516	0	0.01295



5.2.7 アーチリブの曲げモーメント影響線

計算式： $M_i(x) = M_0(x) - H(x) * Y_i$

- $M_i(x)$; i点のアーチリブの曲げモーメント影響線
- $M_0(x)$; i点の単純梁としての曲げモーメント影響線
- $H(x)$; 水平反力影響線
- $Y_i = [5 * (F/L) / 24] * (L^3 / EJ) * u(x)$; $H=1$ でのアーチリブ撓み

$Y_i/L = (F/L) * u(x)$

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
	0	0.047473	0.08632	0.11653	0.1381	0.15105	0.15537

単位 : (*L)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
M1(x)	0	0.061883	0.04307	0.0269	0.01336	0.00246	-0.0058
M2(x)	0	0.04307	0.09094	0.06026	0.03439	0.0133	-0.003
M3(x)	0	0.026895	0.06026	0.10011	0.06309	0.03254	0.00847
M4(x)	0	0.013357	0.03439	0.06309	0.09946	0.06018	0.02856
M5(x)	0	0.002456	0.0133	0.03254	0.06018	0.0962	0.05728
M6(x)	0	-0.00581	-0.003	0.00847	0.02856	0.05728	0.09463

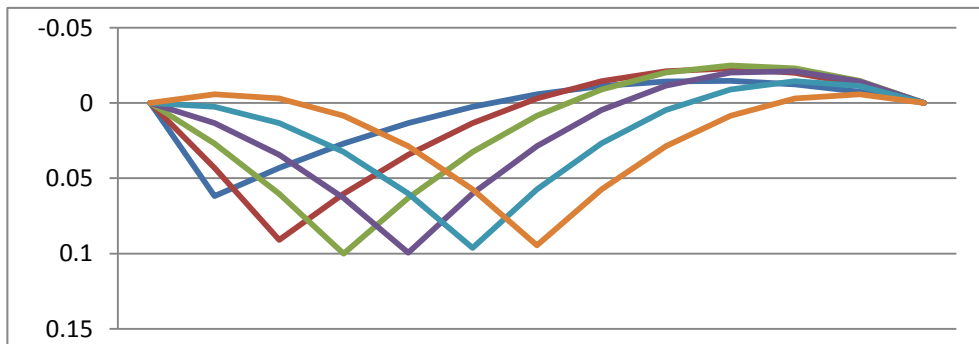
→右欄外の表は下に続く↓

→

格点番号	7	8	9	10	11	12
M1(x)	-0.0114	-0.01442	-0.0148	-0.0125	-0.0076	0
M2(x)	-0.0145	-0.02117	-0.0231	-0.0202	-0.0125	0
M3(x)	-0.0091	-0.02024	-0.0249	-0.0231	-0.0148	0
M4(x)	0.00462	-0.01165	-0.0202	-0.0212	-0.0144	0
M5(x)	0.02676	0.004621	-0.0091	-0.0145	-0.0114	0
M6(x)	0.05728	0.028562	0.00847	-0.003	-0.0058	0

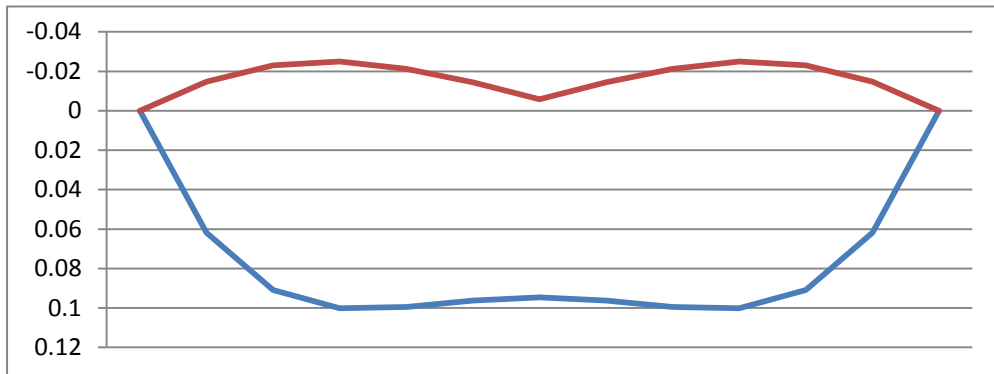
→右欄の表計算を下に続ける

格点番号	Max	Min	$\Sigma (+M)$	$\Sigma (-M)$	Σ
M1(x)	0.06188	-0.01477	0.14766	-0.0665	0.08118
M2(x)	0.09094	-0.02307	0.24196	-0.0944	0.14761
M3(x)	0.10011	-0.02489	0.29137	-0.0921	0.19927
M4(x)	0.09946	-0.02117	0.30365	-0.0675	0.23617
M5(x)	0.0962	-0.01447	0.29334	-0.035	0.25831
M6(x)	0.09463	-0.00581	0.28327	-0.0176	0.26569



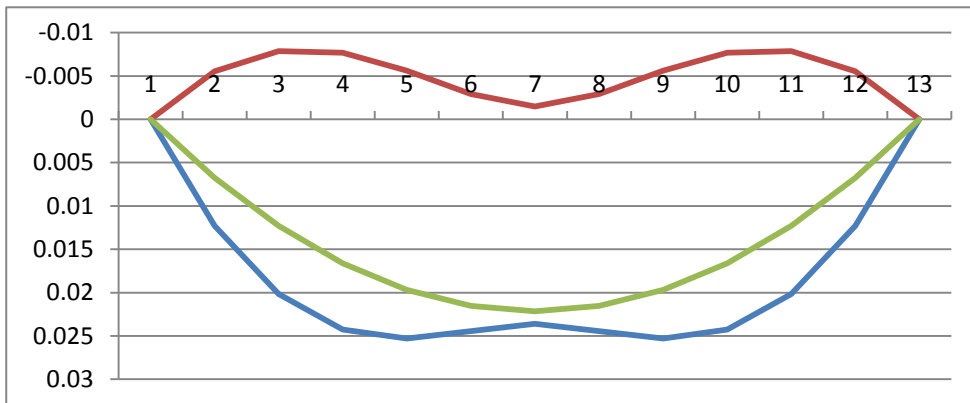
最大・最小曲げモーメント値(単位 : L)

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
Max	0	0.061883	0.09094	0.10011	0.09946	0.0962	0.09463
Min	0	-0.01477	-0.0231	-0.0249	-0.0212	-0.0145	-0.0058



最大・最小影響線面積(単位 : L²)

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
$\Sigma (+M)$	0	0.012305	0.02016	0.02428	0.0253	0.02445	0.02361
$\Sigma (-M)$	0	-0.00554	-0.0079	-0.0077	-0.0056	-0.0029	-0.0015
Σ	0	0.006765	0.0123	0.01661	0.01968	0.02153	0.02214



5.2.8 アーチリブの撓み影響線

計算式：

$$w_i(x) = w_0(x) - H(x) * w_H(i)$$

$w_i(x)$; i 点のアーチリブの撓み影響線

$w_0(x)$; i 点の単純梁としての撓み影響線

$H(x)$; 水平反力影響線

$w_H(i) = 5 * (F/L) * L^3 / (48 * EJ) * v(x)$; …放物線形状

$$C = 5 * (F/L) / 48 = 0.01618$$

$w_H(i)$

単位：(PL³/EJ)

注目点	0	1	2	3	4	5	6
	0	0.004258	0.00819	0.01153	0.01407	0.01565	0.01618

単位：(PL³/EJ)

格点番号	0	1	2	3	4	5	6
y1(x)	0	0.00054	0.00075	0.00068	0.00044	0.00013	-0.0002
y2(x)	0	0.000753	0.00123	0.00122	0.00085	0.00031	-0.0002
y3(x)	0	0.00068	0.00122	0.00142	0.00113	0.00054	-0.0001
y4(x)	0	0.000439	0.00085	0.00113	0.00113	0.00073	0.00011
y5(x)	0	0.000126	0.00031	0.00054	0.00073	0.00072	0.00039
y6(x)	0	-0.00018	-0.0002	-0.0001	0.00011	0.00039	0.00054

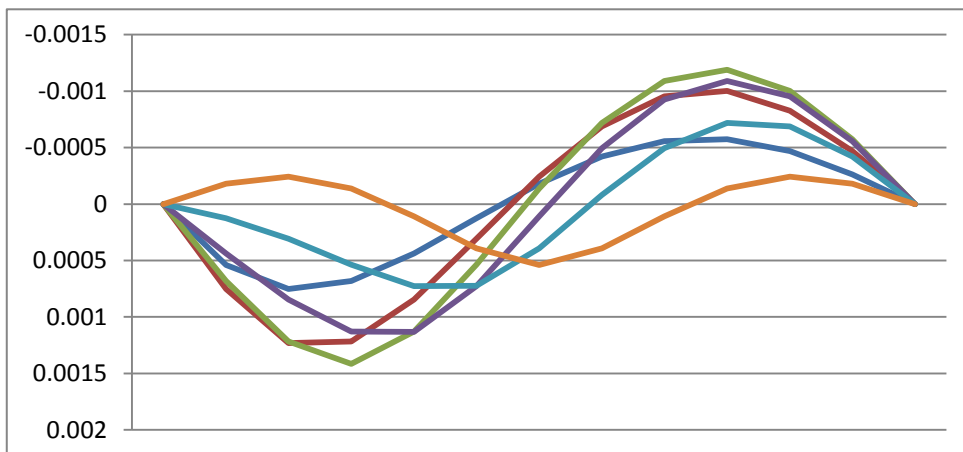
→右欄外の表は下に続く↓

→

	7	8	9	10	11	12
	-0.0004	-0.0006	-0.00057	-0.0005	-0.0003	0
	-0.0007	-0.001	-0.001	-0.0008	-0.0005	0
	-0.0007	-0.0011	-0.00119	-0.001	-0.0006	0
	-0.0005	-0.0009	-0.00109	-0.001	-0.0006	0
	-8E-05	-0.0005	-0.00072	-0.0007	-0.0004	0
	0.00039	0.00011	-0.00014	-0.0002	-0.0002	0

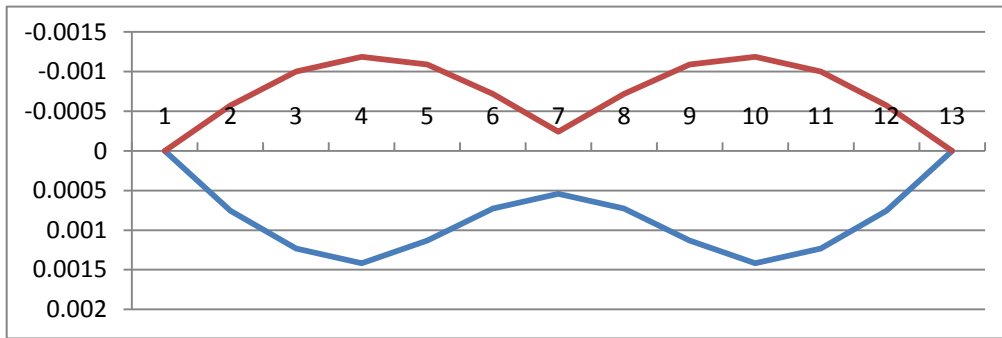
→右欄外の表は下に続く↓

max	min	Σ(+y)	Σ(-y)	Σ
0.00075	-0.0006	0.002539	-0.0025	7.6E-05
0.00123	-0.001	0.004355	-0.0042	0.00017
0.00142	-0.0012	0.004979	-0.0047	0.00027
0.00113	-0.0011	0.004379	-0.004	0.00035
0.00073	-0.0007	0.002812	-0.0024	0.00041
0.00054	-0.0002	0.001543	-0.0011	0.00043



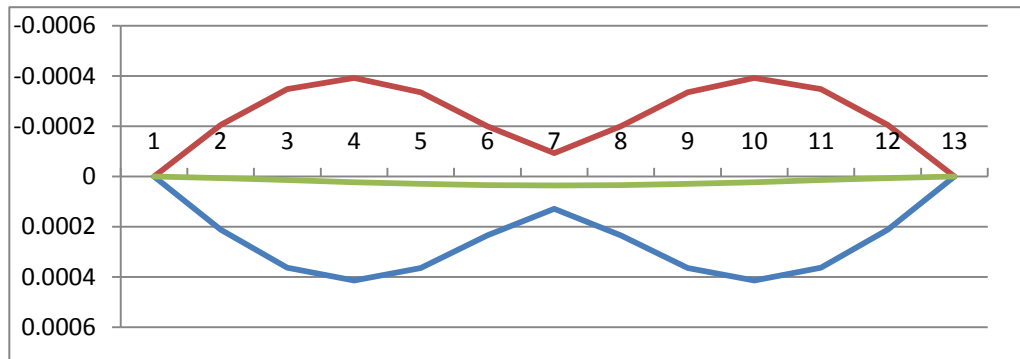
最大・最小撓み値(単位 : PL^3/EJ)

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
+y	0	0.000753	0.00123	0.00142	0.00113	0.00073	0.00054
-y	0	-0.00057	-0.001	-0.0012	-0.0011	-0.0007	-0.0002



最大・最小影響線面積(単位 : qL^4/EJ)

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
$\Sigma +y$	0	0.000212	0.00036	0.00041	0.00036	0.00023	0.00013
$\Sigma -y$	0	-0.00021	-0.0003	-0.0004	-0.0003	-0.0002	-9E-05
Σ	0	6.31E-06	1.4E-05	2.3E-05	3E-05	3.4E-05	3.6E-05



5.3 応力の計算

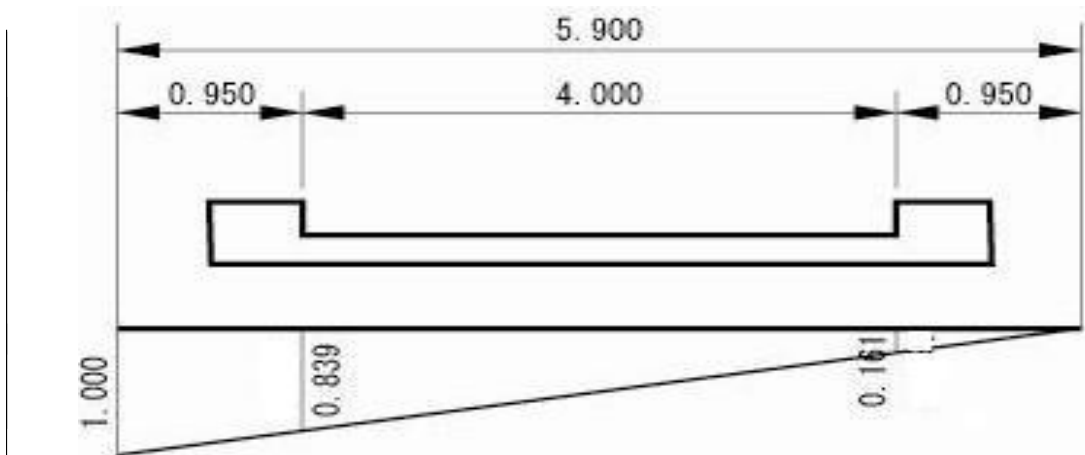
5.3.1 死荷重

橋の1/2幅の単位長さ当たりの荷重を求める。

高欄					0.05	=	0.050	tf/m
地覆	0.300	x	0.500	x	2.40	=	0.360	tf/m
舗装	0.050	x	2.000	x	2.20	=	0.220	tf/m
床版	0.160	x	2.500	x	2.40	=	0.960	tf/m
ハンチ	0.110	+	0.070			=	0.180	tf/m
鋼重量	0.540	x	2.000			=	1.080	tf/m
合計					Σ	=	2.850	tf/m

5.3.2 活荷重

影響線



$$A = (0.839 + 0.161) \times 5.900 / 2 = 2.950$$

線荷重	3.500	x	2.950	=	10.325	tf
等分布荷重	0.250	x	2.950	=	0.738	tf/m

衝撃係数

アーチリブ	L =	106.200	i =	0.128
吊材	L =	8.850	i =	0.340

5.3.3 雪荷重

床組幅				=	5.000	m	
アーチリブ幅	2	x	0.630	=	1.260	m	
合計				=	6.260	m	
雪荷重	0.1	x	6.260	/2	=	0.313	tf/m
死荷重との比率	0.313	/	2.850	=	0.110		

5.3.4 温度差 (±30°C)

線膨張係数	α	=	1.20E-05	
支間当たり	ΔL	=	1.27E-03	m
水平反力	ΔH	=	0.04621	tf

5.3.5 最大・最小曲げモーメント

$$L = 106.200 \quad m$$

$$L^2 = 11278.44 \quad m^2$$

単位：tf-m

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
+M	0	0.061883	0.09094	0.10011	0.09946	0.0962	0.09463
-M	0	-0.01477	-0.0231	-0.0249	-0.0212	-0.0145	-0.0058
Σ (+M)	0	0.012305	0.02016	0.02428	0.0253	0.02445	0.02361
Σ (-M)	0	-0.00554	-0.0079	-0.0077	-0.0056	-0.0029	-0.0015
Σ	0	0.006765	0.0123	0.01661	0.01968	0.02153	0.02214
線荷重+	0	67.8558	99.7127	109.768	109.063	105.485	103.766
線荷重-	0	-16.1973	-25.296	-27.297	-23.212	-15.87	-6.3671
等分布+	0	102.3526	167.717	201.966	210.48	203.33	196.35
等分布-	0	-46.0794	-65.402	-63.841	-46.776	-24.279	-12.183
雪荷重	0	23.8827	43.4231	58.6212	69.477	75.9904	78.1616
死荷重	0	0	0	0	0	0	0
活荷重+	0	170.208	267.429	311.734	319.542	308.815	300.116
活荷重-	0	-62.277	-90.698	-91.138	-69.988	-40.149	-18.551

アーチリブは、死荷重モーメントが0になるように架設する

5.3.6 最大・最小剪断力

単位：tf

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
+S	1	0.916667	0.83333	0.75	0.66667	0.58333	0.5
-S	0	-0.08333	-0.1667	-0.25	-0.3333	-0.4167	-0.5
Σ (+S)	0.5	0.420139	0.34722	0.28125	0.22222	0.17014	0.125
Σ (-S)	0	-0.00347	-0.0139	-0.0313	-0.0556	-0.0868	-0.125
Σ	0.5	0.416667	0.33333	0.25	0.16667	0.08333	0
線荷重+	10.325	9.464583	8.60417	7.74375	6.88333	6.02292	5.1625
線荷重-	0	-0.86042	-1.7208	-2.5813	-3.4417	-4.3021	-5.1625
等分布+	39.1613	32.90633	27.1953	22.0282	17.405	13.3257	9.79031
等分布-	0	-0.27195	-1.0878	-2.4476	-4.3513	-6.7988	-9.7903
雪荷重	16.6203	13.85025	11.0802	8.31015	5.5401	2.77005	0
死荷重	0	0	0	0	0	0	0
活荷重+	49.4863	42.3709	35.7995	29.772	24.2883	19.3486	14.9528
活荷重-	0	-1.1324	-2.8086	-5.0288	-7.7929	-11.101	-14.953

アーチリブは、死荷重モーメントが0になるように架設する

5.3.7 最大軸力（水平反力分）

アーチリブが全死荷重を持つとした場合の

水平軸力Hdは、 $wL^2/8F$ で計算する。

$$Hd = 243.51 \quad tf$$

H(max)	0.15537
H(min)	0
Σ (+H)	0.79787
Σ (-H)	0
Σ (+-)	0.79787
線荷重+	1.60417
線荷重-	0
等分布+	62.4915
等分布-	0
雪荷重	26.5218
死荷重	241.493
活荷重+	64.0957
活荷重-	0

影響線面積から計算した値

5.3.8 リブ断面最大軸力

単位：tf

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
左cosφ	0.8689	0.906379	0.94013	0.96807	0.98814	0.99866	1
死荷重	#####	268.664	#####	#####	#####	#####	#####
雪荷重	30.524	29.261	28.211	27.397	26.840	26.557	26.522
H(活)	73.767	70.716	68.178	66.210	64.865	64.182	64.096
sinφ	0.49499	0.422465	0.34082	0.25068	0.15353	0.05172	0
S(死)	0	0	0	0	0	0	0
S(活)	24.4954	17.90022	12.2011	7.46316	3.72887	1.00071	0
死荷重	30.524	29.261	28.211	27.397	26.840	26.557	26.522
活荷重+	98.262	88.616	80.379	73.673	68.594	65.182	64.096
maxN	#####	386.542	#####	#####	#####	#####	#####

5.3.9 最大・最小撓み

$$\begin{aligned}
 EJ &= 560510.3 \quad \text{tf}\cdot\text{m}^2 \\
 L^3/EJ &= 2.137 \quad \text{m}/\text{tf} \\
 L^4/EJ &= 226.9418 \quad \text{m}^2/\text{tf}
 \end{aligned}$$

単位：m

注目点 i	0	1	2	3	4	5	6
+y	0	0.000753	0.00123	0.00142	0.00113	0.00073	0.00054
-y	0	-0.00057	-0.001	-0.0012	-0.0011	-0.0007	-0.0002
Σ+y	0	0.000212	0.00036	0.00041	0.00036	0.00023	0.00013
Σ-y	0	-0.00021	-0.0003	-0.0004	-0.0003	-0.0002	-9E-05
Σ	0	6.31E-06	1.4E-05	2.3E-05	3E-05	3.4E-05	3.6E-05
線荷重+	0	0.007778	0.0127	0.01462	0.01168	0.0075	0.00557
線荷重-	0	-0.00592	-0.0103	-0.0123	-0.0113	-0.0074	-0.0025
等分布+	0	0.016571	0.02842	0.03249	0.02858	0.01835	0.01007
等分布-	0	-0.01608	-0.0273	-0.0307	-0.0263	-0.0157	-0.0073
雪荷重	0	0.00021	0.00048	0.00075	0.00098	0.00113	0.00118
死荷重	0	0.004078	0.00935	0.01467	0.01911	0.02203	0.02305
活荷重+	0	0.024349	0.04113	0.04712	0.04026	0.02585	0.01564
活荷重-	0	-0.022	-0.0376	-0.043	-0.0375	-0.0231	-0.0098

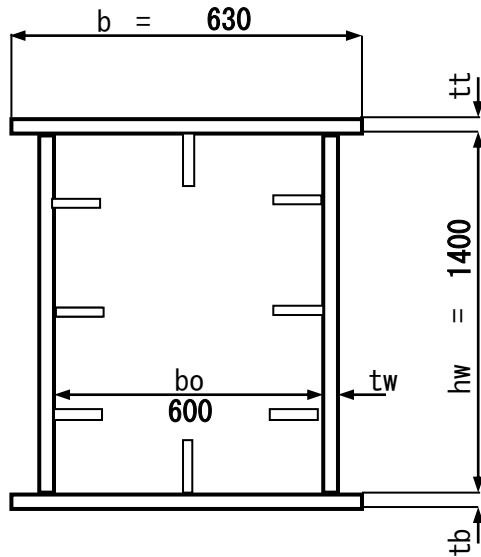
死荷重撓みは、アーチリブの製作キャンバに用いる

5.3.10 吊材最大軸力

パネル間隔				5.900	m
死荷重	2.850	x	5.900	=	16.815 tf
活荷重					
線荷重	10.325	x	1.000	=	10.325 tf
等分布荷重					
	0.738	x	5.900	=	4.351 tf
活荷重合計				=	14.676 tf
衝撃荷重	14.676	x	0.340	=	4.988 tf
雪荷重	0.313	x	5.900	=	1.847 tf
合計				=	38.326 tf

5.4 アーチリブ断面計算

5.4.1 提案断面



補剛リブはアーチリブの補強のみとする。
左側に示す寸法は共通寸法とする。
強軸方向は上下フランジ厚は非対称とする。
弱軸方向は左右対称とする。

補剛リブ間隔

上下フランジ

SS41 $t \geq b / 40$

SM50 $t \geq b / 34$

腹板

SS41 $t \geq b / 85$

SM50 $t \geq b / 72$

補剛リブ断面 150 x 12

* パネル 0 ~ 1

L = 10.185 m

L/b = 16.17

強軸方向

材質	記号	寸法	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
SM50	FL-T	630 x 35 =	220.5	71.75	15821	1135148
	WEB	1400 x 11 =	308.0	-	-	503067
	FL-B	630 x 32 =	201.6	-71.6	-14435	1033514
Σ			730.1	-	1386	2671729
						2632
						2669097

$$\begin{aligned}
 e &= 1386 / 730.1 = 1.90 \text{ cm} \\
 y_t &= 73.5 - 1.90 = 71.60 \text{ cm} \\
 y_b &= -73.2 - 1.90 = -75.10 \text{ cm} \\
 Z_t &= 2669097 / 71.60 = 37277 \text{ cm}^3 \\
 Z_b &= 2669097 / -75.10 = -35541 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= \sqrt{2669097 / 730.1} = 60.46 \text{ cm} \\
 L/r_x &= 1018.5 / 60.46 = 16.85
 \end{aligned}$$

弱軸方向

材質	記号	寸法	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
SM50	FL-T	630 x 35 =	220.5	-	-	72930
	WEB	1400 x 11 =	308.0	30.55	9409	287457
	FL-B	630 x 32 =	201.6	-	-	66679
Σ			730.1	-	-	427067

$$\begin{aligned}
 y_t = y_b &= 63.0 / 2 = 31.50 \text{ cm} \\
 r_y &= \sqrt{427067 / 730.1} = 24.19 \text{ cm} \\
 L/r_y &= 1018.5 / 24.19 = 42.113 \\
 \text{最大細長比} &= \max L/r = 42.113
 \end{aligned}$$

軸方向力の許容応力度

$$\sigma_{ca} = 2100 - 0.11 \times 42.11^2 = 1905 \text{ kg/cm}^2$$

曲げモーメントの許容圧縮応力度

$$\sigma_{ba} = 2100 - 1.1 \times 16.17^2 = 1812 \text{ kg/cm}^2$$

5.4.2 応力度の計算

断面係数 Zt	37277	cm ³
断面係数 Zb	-35541	cm ³
断面積	730.10	cm ²

単位 : kg/cm²

			σc	σt
死荷重最大曲げモーメント(応力調整無し)	0	tf-m	0	0
活荷重最大曲げモーメント	320	tf-m	-857	899
死荷重最大軸力	280	tf	-384	
活荷重最大軸力	98	tf	-135	

応力度の計算

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_t}$$

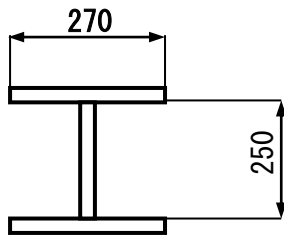
$$\sigma_c = \frac{N}{A_s}$$

各注目点の応力度照査

注目点	0	1	2	3	4	5	6
Md (tf-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MI+ (tf-m)	0.00	170.21	267.43	311.73	319.54	308.81	300.12
MI- (tf-m)	0.00	-62.28	-90.70	-91.14	-69.99	-40.15	-18.55
ΣM (tf-m)		170.21	267.43	311.73	319.54	308.81	300.12
Nd (tf)	409.04	386.54	367.61	352.61	341.87	335.58	334.13
NI+i (tf)	98.26	88.62	80.38	73.67	68.59	65.18	64.10
ΣN (tf)	507.30	475.16	447.99	426.29	410.46	400.76	398.22
σb kgf/cm ²	0	457	717	836	857	828	805
σc cm ²	695	651	614	584	562	549	545
σ _{MAX}	695	1107	1331	1420	1419	1377	1351

5.4.3 吊材

部材長さ	0.000	m
最大荷重	38.33	tf



* 部材 6-7 L = 0.000 m

強軸方向

材質	記号	寸法	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
SS41	FL-T	270 x 12 =	32.4	13.1	424	5560
	WEB	250 x 8 =	20.0	-	-	1042
	FL-B	270 x 12 =	32.4	-13.1	-424	5560
Σ			84.8	-	0	12162

$$\begin{aligned}
 y_t &= y_b = 12.5 + 1.2 = 13.70 \text{ cm} \\
 Z_t &= Z_b = 12162 / 13.70 = 888 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= \sqrt{12162 / 84.8} = 11.98 \text{ cm} \\
 L/r_x &= 0.0 / 11.98 = 0.00 < 200
 \end{aligned}$$

弱軸方向

材質	記号	寸法	A (cm ²)	y (cm)	F (cm ³)	I (cm ⁴)
SS41	FL-T	270 x 12 =	32.4	-	-	1968
	WEB	250 x 8 =	20.0	-	-	-
	FL-B	270 x 12 =	32.4	-	-	1968
Σ			84.8	-	-	3937

$$\begin{aligned}
 y_t &= y_b = 27.0 / 2 = 13.50 \text{ cm} \\
 Z_t &= Z_b = 3936.60 / 13.5 = 291.60 \text{ cm}^3 \\
 r_y &= \sqrt{3937 / 84.8} = 6.81 \text{ cm} \\
 L/r_y &= 0.0 / 6.81 = 0.00 < 200 \\
 \text{最大細長比} & \quad \max L/r = 0.00 \\
 \text{応力度計算} \\
 \sigma_t &= 38326 \times 84.800 = 452 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{軸方向力の許容応力度} & \quad \sigma_{ta} = 1200 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

6 横構の計算

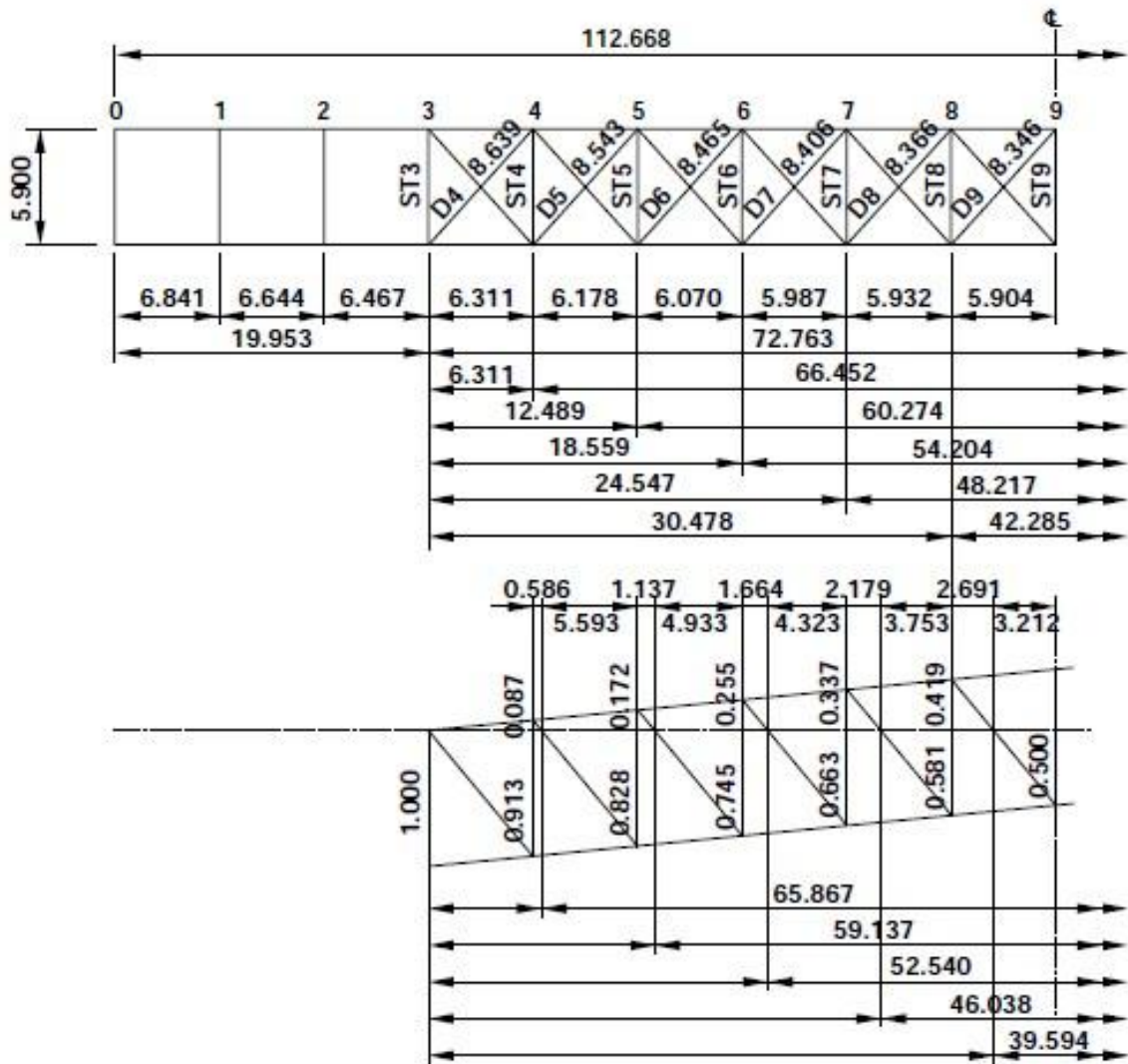
6.1 上横構

6.1.1 上横構の骨組み線及び影響線

骨組線長	7-子間隔		5.900	m	上横構全体長さ		72.763	m
	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6		
骨組長	6.841	6.644	6.467	6.311	6.178	6.070		
上横構長	9.034	8.886	8.754	8.639	8.543	8.465		
骨組累計	-	-	-	6.311	12.489	18.559		
影響距離	正	-	-	66.452	60.274	54.204		
	負	-	-	6.311	12.489	18.559		
影響値	正	-	-	0.913	0.828	0.745		
	負	-	-	0.000	0.087	0.172		
距離係数				0.145	0.148	0.151		
底辺距離	正左距離			6.311	5.593	4.933		
	正右距離	-	-	66.452	60.274	54.204		
	正合計距離			72.763	65.867	59.137		
	負左距離				6.311	12.489		
	負右距離	-	-	-	0.586	1.137		
	負合計距離				6.897	13.626		
影響値面積	正			33.226	27.280	22.027		
	負	-	-	0.000	0.299	1.169		
	合計			33.226	26.981	20.857		

右欄外は下に継続↓

		6~7	7~8	8~9	
骨組長		5.987	5.932	5.904	Σ
上横構長		8.406	8.366	8.346	50.766
骨組累計		24.547	30.478	36.382	
影響距離	正	48.217	42.285	36.382	
	負	24.547	30.478	36.382	
影響値	正	0.663	0.581	0.500	
	負	0.255	0.337	0.419	
距離係数		0.153	0.155	0.156	
底辺距離	正左距離	4.323	3.753	3.212	
	正右距離	48.217	42.285	36.382	
	正合計距離	52.540	46.038	39.594	
	負左距離	18.559	24.547	30.478	
	負右距離	1.664	2.179	2.691	
	負合計距離	20.223	26.725	33.169	
影響値面積	正	17.408	13.377	9.899	
	負	2.579	4.508	6.947	
	合計	14.829	8.869	2.952	



6.1.2 荷重の計算

地震時荷重

全幅死荷重	2.850	x	2	=	5.700	tf/m
地震震度			kh	=	0.20	
地震時水平力	5.700	x	0.2	=	1.140	tf/m
地震時許容応力度の割増係数				=	0.80	
許容応力度の割増を考えた地震時水平力	1.140	/	1.8	=	0.633	tf/m

風荷重

無載荷時	900	x	h	≥	300	kgf/m
アーチリブの高さ			h	=	1.400	m
風荷重による水平力	0.900	x	1.400	=	1.260	tf/m
風荷重時許容応力度の割増係数				=	0.25	
許容応力度の割増を考えた風荷重時水平力	1.260	/	1.25	=	1.008	tf/m
最大換算水平力				=	1.008	tf/m

6.1.3 断面力の計算

	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6
斜材記号	-	-	-	D4	D5	D6
影響面積計	-	-	-	33.226	26.981	20.857
水平反力	-	-	-	33.492	27.197	21.024
斜比係数	-	-	-	1.369	1.383	1.395
部材軸力	-	-	-	45.848	37.606	29.320
水平材記号	-	-	-	ST3	ST4	ST5
水平骨組長	-	-	8.754	8.639	8.543	8.465
分担長	-	-	-	8.697	8.591	8.504
部材軸力	-	-	-	8.766	8.660	8.572

右欄外は下に継続↓

	6~7	7~8	8~9
斜材記号	D7	D8	D9
影響面積計	14.829	8.869	2.952
水平反力	14.947	8.940	2.975
斜比係数	1.404	1.410	1.414
部材軸力	20.985	12.610	4.207
水平材記号	ST6	ST7	ST8
水平骨組長	8.406	8.366	8.346
分担長	8.435	8.386	8.356
部材軸力	8.503	8.453	8.423

斜材 使用断面 CT - 144 x 204 x 12 x 10
 断面の諸元
 断面積 37.87 cm²
 単位重量 29.7 kgf/m
 強軸断面二次半径 rx 4.35 cm
 弱軸断面二次半径 ry 4.33 cm

スターラット 使用断面 H - 250 x 250 x 9 x 14
 断面の諸元
 断面積 92.18 cm²
 単位重量 72.4 kgf/m
 強軸断面二次半径 10.8 cm
 弱軸断面二次半径 6.29 cm

6.1.4 断面計算

	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6
斜材記号	-	-	-	D4	D5	D6
部材軸力	-	-	-	45.848	37.606	29.320
断面積	-	-	-	67.98	67.98	42.32
部材長 L	-	-	-	8.639	8.543	8.465
L' / rx	-	-	-	99.30	98.19	97.30
L' / ry	-	-	-	99.76	98.65	97.75
max L/r	-	-	-	99.76	98.65	97.75
σ_c	-	-	-	674	553	693
σ_{ca}	-	-	-	603	616	627
水平材記号	-	-	-	ST3	ST4	ST5
部材軸力	-	-	-	8.766	8.660	8.572
断面積	-	-	-	92.18	92.18	92.18
部材長 L	-	-	-	5.900	5.900	5.900
r x	-	-	-	10.80	10.80	10.80
L' / rx	-	-	-	54.63	54.63	54.63
r y	-	-	-	6.29	6.29	6.29
L' / ry	-	-	-	46.90	46.90	46.90
max L/r	-	-	-	54.63	54.63	54.63
σ_c	-	-	-	95	94	93
σ_{ca}	-	-	-	1021	1021	1021

右欄外は下に継続↓

	6~7	7~8	8~9	
斜材記号	D7	D8	D9	CT材
部材軸力	20.985	12.610	4.207	
断面積	37.87	37.87	37.87	
部材長 L	8.406	8.366	8.346	
L' / rx	96.62	96.16	95.94	
L' / ry	97.06	96.61	96.38	
max L/r	97.06	96.61	96.38	
σ_c	554	333	111	
σ_{ca}	635	640	643	
水平材記号	ST6	ST7	ST8	H形
部材軸力	8.503	8.453	8.423	
断面積	92.18	92.18	92.18	
部材長 L	5.900	5.900	5.900	
r x	10.80	10.80	10.80	
L' / rx	54.63	54.63	54.63	
r y	6.29	6.29	6.29	
L' / ry	46.90	46.90	46.90	
max L/r	54.63	54.63	54.63	
σ_c	92	92	91	
σ_{ca}	1021	1021	1021	

注 $\sigma_{ca} = 1200 - 0.06 (L/r)^2$ $l/r \leq 110$
or $= 720000 / (L/r)^2$

6.2 下横構

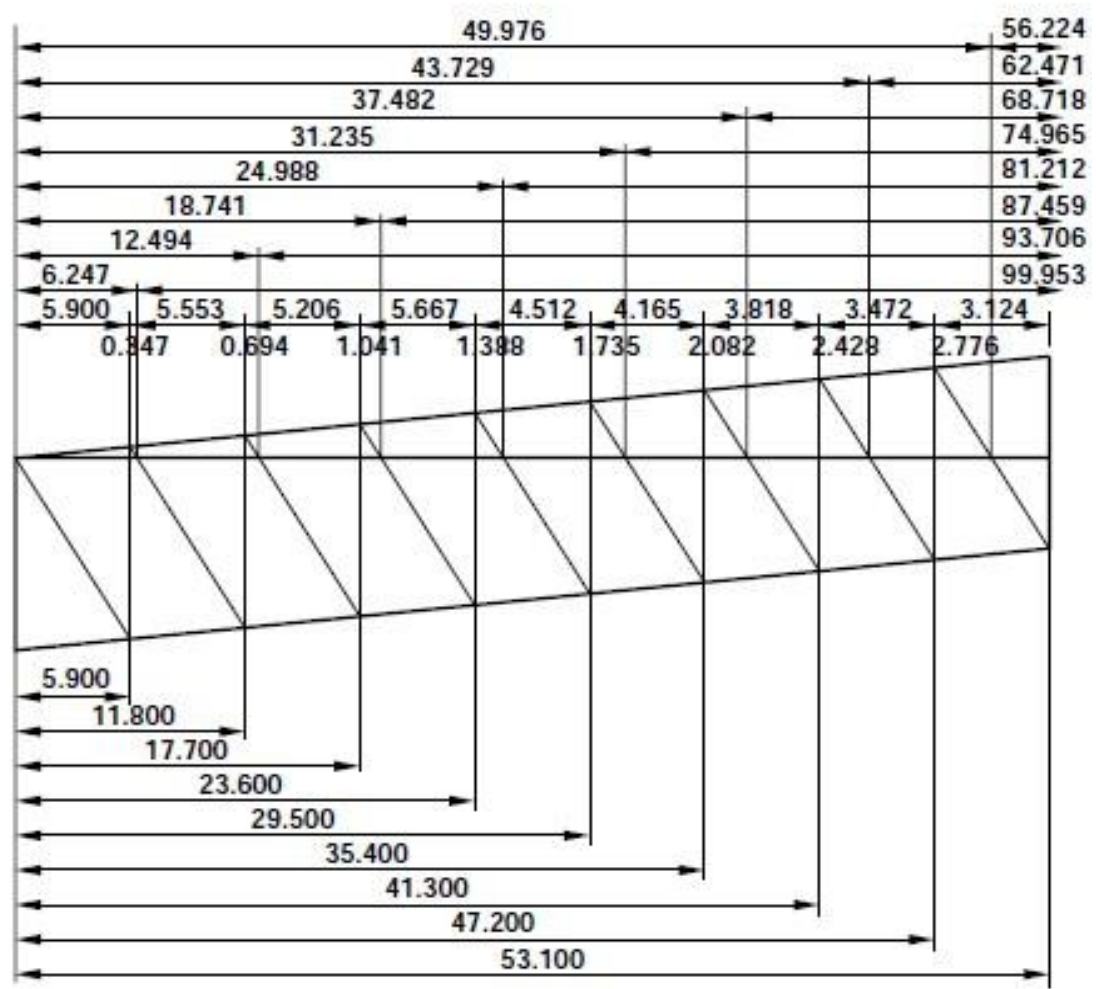
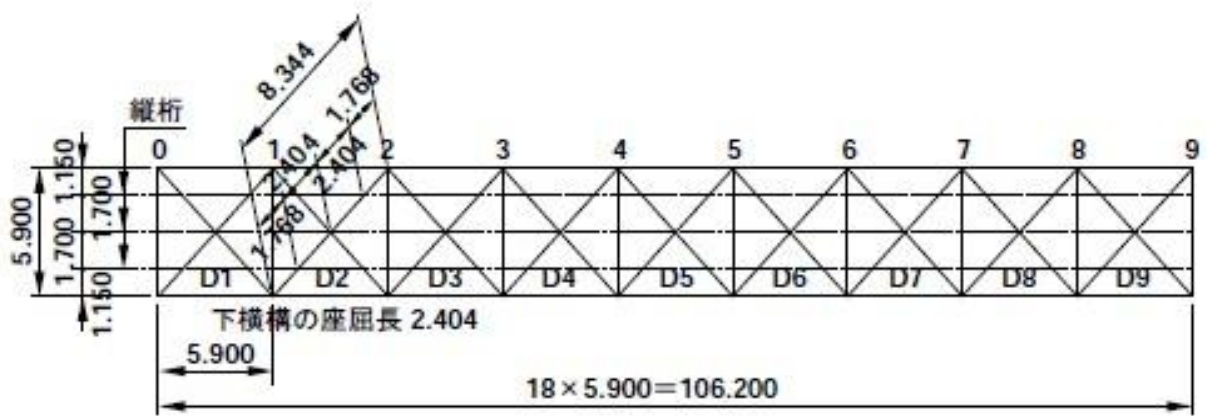
6.2.1 下横構の骨組み線及び影響線

骨組線長 アーチ間隔 5.900 m 下横構全体長さ 106.200 m
 ハ° 裨数 18 ハ° 裨 部材長 = 8.344 m
 縦桁間隔幅 1.700 m 部材長 = 2.404 m

		0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6
斜材記号		D1	D2	D3	D4	D5	D6
影響値正		0.944	0.889	0.833	0.778	0.722	0.667
影響値負		0.056	0.111	0.167	0.222	0.278	0.333
勾配		0.160	0.160	0.160	0.160	0.160	0.160
正の影響距離	1	106.200	100.300	94.400	88.500	82.600	76.700
	2	0.000	0.347	0.694	1.041	1.388	1.735
計		106.200	99.953	93.706	87.459	81.212	74.965
負の影響距離	1	0.000	5.900	11.800	17.700	23.600	29.500
	2	0.000	0.347	0.694	1.041	1.388	1.735
計		0.000	6.247	12.494	18.741	24.988	31.235
面積計	正	50.150	44.424	39.044	34.012	29.326	24.988
	負	0.000	0.347	1.041	2.082	3.471	5.206
	計	50.150	44.076	38.003	31.929	25.856	19.782

右欄外は下に継続↓

		6~7	7~8	8~9
斜材記号		D7	D8	D9
影響値正		0.611	0.556	0.500
影響値負		0.389	0.444	0.500
勾配		0.160	0.160	0.160
正の影響距離	1	70.800	64.900	59.000
	2	2.082	2.429	2.776
計		68.718	62.471	56.224
負の影響距離	1	35.400	41.300	47.200
	2	2.082	2.429	2.776
計		37.482	43.729	49.976
面積計	正	20.997	17.353	14.056
	負	7.288	9.718	12.494
	計	13.709	7.635	1.562



6.2.2 荷重の計算

地震時荷重 上横構より

$$\begin{aligned} \text{地震時水平力} &= 1.140 \quad \text{tf/m} \\ \text{地震時許容応力度の割増係数} &= 0.80 \\ \text{許容応力度の割増を考えた地震時水平力} &= 1.140 / 1.8 = 0.633 \quad \text{tf/m} \end{aligned}$$

風荷重

$$\begin{aligned} \text{無載荷時} \quad 360 + 900 \times h &\geq 300 \quad \text{kgf/m} \\ 360 + 900 \times 1.410 &= 1629 \quad \text{kgf/m} \\ \text{風荷重時許容応力度の割増係数} &= 0.25 \\ \text{許容応力度の割増を考えた風荷重時水平力} &= 1.629 / 1.25 = 1.303 \quad \text{tf/m} \\ \text{床組桁の高さ 有効高欄高さ} &= 0.300 \quad \text{m} \\ \text{地覆高} &= 0.300 \quad \text{m} \\ \text{床版高} &= 0.160 \quad \text{m} \\ \text{ハンチ高} &= 0.050 \quad \text{m} \\ \text{縦桁高} &= 0.600 \quad \text{m} \\ h &= 1.410 \quad \text{m} \\ \text{最大換算水平力} &= 1.303 \quad \text{tf/m} \\ \text{半分を床版で受持つ} \quad 1.303 / 2 &= 0.652 \quad \text{tf/m} \end{aligned}$$

6.2.3 断面力の計算

	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6
斜材記号	D1	D2	D3	D4	D5	D6
影響面積計	50.150	44.076	38.003	31.929	25.856	19.782
水平反力	32.678	28.720	24.763	20.805	16.848	12.890
斜比係数	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
全軸力	46.213	40.617	35.020	29.423	23.826	18.229
部材数	2	2	2	2	2	2
部材軸力	23.107	20.308	17.510	14.712	11.913	9.115

右欄外は下に継続↓

	6~7	7~8	8~9
斜材記号	D7	D8	D9
影響面積計	13.709	7.635	1.562
水平反力	8.933	4.975	1.018
斜比係数	1.414	1.414	1.414
部材軸力	12.633	7.036	1.439
部材数	2.000	2.000	2.000
部材軸力	6.316	3.518	0.720

6.2.4 断面計算

	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6
斜材記号	D1	D2	D3	D4	D5	D6
部材軸力	23.107	20.308	17.510	14.712	11.913	9.115
断面積	37.87	37.87	37.87	37.87	37.87	37.87
部材長 L	2.404	2.404	2.404	2.404	2.404	2.404
L' / rx	55.27	55.27	55.27	55.27	55.27	55.27
L' / ry	55.52	55.52	55.52	55.52	55.52	55.52
max L/r	55.52	55.52	55.52	55.52	55.52	55.52
σ_c	610	536	462	388	315	241
σ_{ca}	1015	1015	1015	1015	1015	1015

右欄外は下に継続↓

	6~7	7~8	8~9
斜材記号	D7	D8	D9
部材軸力	6.316	3.518	0.720
断面積	37.87	37.87	37.87
部材長 L	2.404	2.404	2.404
L' / rx	55.27	55.27	55.27
L' / ry	55.52	55.52	55.52
max L/r	55.52	55.52	55.52
σ_c	167	93	19
σ_{ca}	1015	1015	1015

CT材

注 $\sigma_{ca} = 1200 - 0.06 (L / r)^2$ $l / r \leq 110$
or = $720000 / (L/r)^2$

7 概算鋼材重量の計算

7.1 縦桁

縦桁断面積	94	cm ²			
単位長さ重量	74	kg			
縦桁支間	5.900	m			
縦桁本数			外桁	2	本
			内桁	1	本
			合計	3	本
縦桁質量係数	1.03				
縦桁質量	24215	kg			

7.2 横桁

横桁断面積	141.0	cm ²
単位長さ重量	111	kg/m
横桁支間	5.900	m
横桁本数	19	本
横桁質量係数	0.98	
横桁質量	12160	kg

7.3 床組み鋼材質量

縦桁	24215	kg
横桁	12160	kg
合計	36374	kg

橋面積	4.000	x	106.200	=	424.8	m ²
面積当たり質量	36374	/	424.8	=	86	kg/m ²

7.4 アーチリブの鋼材質量

7.4.1 アーチリブ

アーチリブ断面積	730.1	cm ²
単位長さ重量	573	kg/m
アーチリブ延長	113.0	m
アーチリブ本数	2	本
アーチリブ質量係数	1.150	
合計質量	149004	kg

7.4.2 吊材

吊材断面積	84.8	cm ²	
単位長さ重量	67	kg/m	
吊材平均長さ	13.0		最大吊材長×2/3と仮定する
吊材本数	26	本	
吊材質量係数	0.950		
合計質量	21375	kg	

7.4.3 上横構

斜材	CT -	144	x	204	x	12	x	10	
単位長さ重量		29.7		kg/m					
部材の延長		203.062		m					
斜材の重量		6031		kg					
スターラット	H -	250	x	250	x	9	x	14	
単位当たりの質量		72.4		kg/m					
部材長		5.900		m					
部材本数		13							
質量		5553		kg					
合計 (CT+H)		11584		kg					
上横構造質量係数		1.100							橋門構などを考慮
合計質量		12742		kg					

7.4.4 下横構

斜材	CT -	144	x	204	x	12	x	10	
単位当たりの質量		29.7		kg/m					
1部材の長さ									
アーチリブ間隔		5.900							
横桁間隔		5.900							
部材長さ		8.344		m					
部材本数		36		本	=	2	x	18	
上横構質量係数		1.050							
全体質量		9367		kg					

7.4.5 主構鋼材質量

縦桁		24215		kg					
横桁		12160		kg					
アーチリブ		149004		kg					
吊材		21375		kg					
上横構		12742		kg					
下横構		9367		kg					
合計		228863		kg					
橋面積		424.8		m ²					
面積当たり質量		228863	/	424.8	=	539		kg/m ²	

8 振動の計算

8.1 基本数値

自重	Wd	=	2.850	tf/m
曲げ剛性	EJ	=	560510	tf-m ²
支間	L	=	106.2	m
パネル分割数	N	=	12	
パネル長	λ	=	8.850	m
質点質量	m	=	25.223	t
重力加速度	G	=	9.800	m/sec ²
円周率	PI	=	3.142	

8.2 マトリックスによる計算

撓みのマトリックス [Tw]

単位 : (PL³/EJ)

	1	2	3	4	5	6	5'	4'
1	0.00054	0.00075	0.00068	0.00044	0.00013	-0.0002	-0.0004	-0.000558
2	0.00075	0.00123	0.00122	0.00085	0.00031	-0.0002	-0.0007	-0.000955
3	0.00068	0.00122	0.00142	0.00113	0.00054	-0.0001	-0.0007	-0.00109
4	0.00044	0.00085	0.00113	0.00113	0.00073	0.00011	-0.0005	-0.000927
5	0.00013	0.00031	0.00054	0.00073	0.00072	0.00039	-8E-05	-0.000496
6	-0.0002	-0.0002	-0.0001	0.00011	0.00039	0.00054	0.00039	0.0001087
5'	-0.0004	-0.0007	-0.0007	-0.0005	-8E-05	0.00039	0.00072	0.0007261
4'	-0.0006	-0.001	-0.0011	-0.0009	-0.0005	0.00011	0.00073	0.0011309
3'	-0.0006	-0.001	-0.0012	-0.0011	-0.0007	-0.0001	0.00054	0.0011288
2'	-0.0005	-0.0008	-0.001	-0.001	-0.0007	-0.0002	0.00031	0.0008457
1	-0.0003	-0.0005	-0.0006	-0.0006	-0.0004	-0.0002	0.00013	0.0004388

→対称行列であるので印刷範囲を外れた右欄外の折り返し表示を省略した。

第一近似の固有ベクトル = $\sin(i*j*\theta)$

固有ベクトルの計算は、撓みのマトリックスの固有値解析で計算するのであるが、フーリエ級数で近似できる。

$$\theta = \text{PI}/N = 0.2618$$

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.25882	0.5	0.70711	0.86603	0.96593	1	0.96593	0.8660254
2	0.5	0.86603	1	0.86603	0.5	1.2E-16	-0.5	-0.866025
3	0.70711	1	0.70711	1.2E-16	-0.7071	-1	-0.7071	-2.45E-16
4	0.86603	0.86603	1.2E-16	-0.866	-0.866	-2E-16	0.86603	0.8660254
5	0.96593	0.5	-0.7071	-0.866	0.25882	1	0.25882	-0.866025
6	1	1.2E-16	-1	-2E-16	1	3.7E-16	-1	-4.9E-16
7	0.96593	-0.5	-0.7071	0.86603	0.25882	-1	0.25882	0.8660254
8	0.86603	-0.866	-2E-16	0.86603	-0.866	-5E-16	0.86603	-0.866025
9	0.70711	-1	0.70711	3.7E-16	-0.7071	1	-0.7071	-7.35E-16
10	0.5	-0.866	1	-0.866	0.5	2.4E-15	-0.5	0.8660254
11	0.25882	-0.5	0.70711	-0.866	0.96593	-1	0.96593	-0.866025

ノルムを単位化した固有ベクトル u のマトリックス [T]

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.10566	0.20412	0.28868	0.35355	0.39434	0.40825	0.39434	0.3535534
2	0.20412	0.35355	0.40825	0.35355	0.20412	5E-17	-0.2041	-0.353553
3	0.28868	0.40825	0.28868	5E-17	-0.2887	-0.4082	-0.2887	-1E-16
4	0.35355	0.35355	5E-17	-0.3536	-0.3536	-1E-16	0.35355	0.3535534
5	0.39434	0.20412	-0.2887	-0.3536	0.10566	0.40825	0.10566	-0.353553
6	0.40825	5E-17	-0.4082	-1E-16	0.40825	1.5E-16	-0.4082	-2E-16
7	0.39434	-0.2041	-0.2887	0.35355	0.10566	-0.4082	0.10566	0.3535534
8	0.35355	-0.3536	-1E-16	0.35355	-0.3536	-2E-16	0.35355	-0.353553
9	0.28868	-0.4082	0.28868	1.5E-16	-0.2887	0.40825	-0.2887	-3E-16
10	0.20412	-0.3536	0.40825	-0.3536	0.20412	9.8E-16	-0.2041	0.3535534
11	0.10566	-0.2041	0.28868	-0.3536	0.39434	-0.4082	0.39434	-0.353553

[Tw]*[T]=

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	-0.0001	0.00157	0.00039	0.00017	7.4E-05	3.9E-05	2E-05	1.137E-05
2	-0.0001	0.00272	0.00052	0.00017	3.2E-05	-2E-18	-1E-05	-1.14E-05
3	7.8E-06	0.00314	0.00029	-2E-18	-7E-05	-4E-05	-2E-05	-2.11E-18
4	0.00018	0.00272	-0.0002	-0.0002	-8E-05	-3E-18	1.6E-05	1.137E-05
5	0.00033	0.00157	-0.0006	-0.0002	5.5E-06	3.9E-05	2.8E-06	-1.14E-05
6	0.00039	-8E-19	-0.0008	-2E-18	6.5E-05	-2E-18	-2E-05	-1.86E-18
7	0.00033	-0.0016	-0.0006	0.00017	5.5E-06	-4E-05	2.8E-06	1.137E-05
8	0.00018	-0.0027	-0.0002	0.00017	-8E-05	-5E-20	1.6E-05	-1.14E-05
9	7.8E-06	-0.0031	0.00029	2.3E-18	-7E-05	3.9E-05	-2E-05	6.234E-19
10	-0.0001	-0.0027	0.00052	-0.0002	3.2E-05	5.4E-20	-1E-05	1.137E-05
11	-0.0001	-0.0016	0.00039	-0.0002	7.4E-05	-4E-05	2E-05	-1.14E-05

→印刷範囲を外れた右欄外の数値は、折り返し表記を省略した

[T]_t*[Tw]*[T]=

	単位 : (PL ³ /EJ)						m/tf	
1	0.00049	-1E-18	-0.0005	-3E-18	-4E-05	-4E-18	-7E-06	-2.45E-18
2	-2E-18	0.0077	3.1E-18	-6E-18	1.7E-18	-3E-18	5.1E-18	-2.66E-18
3	-0.0005	1.6E-18	0.00152	7.5E-20	-2E-07	5E-19	-3E-08	8.669E-19
4	-2E-18	-5E-18	-1E-18	0.00048	2.4E-19	-4E-19	-2E-18	5.565E-19
5	-4E-05	2.7E-18	-2E-07	-7E-19	0.0002	1.8E-19	-2E-09	-3.33E-19
6	-4E-18	-4E-18	7.6E-19	7.3E-19	-9E-20	9.6E-05	1.1E-18	-4.07E-19
7	-7E-06	4.4E-18	-3E-08	-7E-19	-2E-09	8E-19	5.3E-05	2.194E-19
8	-2E-18	-3E-18	1E-18	-2E-19	-3E-19	-1E-18	2.2E-19	3.215E-05
9	-2E-06	-8E-19	-8E-09	-5E-19	-6E-10	-4E-20	-1E-10	-8.35E-19
10	-1E-18	-1E-18	5.4E-20	4.9E-19	-9E-19	6.7E-19	9.7E-19	-1.13E-18
11	-4E-07	4.1E-18	-2E-09	1.3E-18	-1E-10	5.6E-19	-3E-11	-2.01E-19

→印刷範囲を外れた右欄外の数値は値が小さいので表記を省略した

$$PL^3/EJ = 2.13693$$

上のマトリックスに係数を乗じた

0.001	0.000	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	...
0.000	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
-0.001	0.000	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

...

対角線要素が第1近似の固有値φ

固有振動数f (Hz)の近似計算

$$\text{理論式 : } u = [Tw] * (m/G) \omega^2 u \phi$$

i	1	2	3	4	5	6	7
φ	0.0010	0.0165	0.0032	0.0010	0.0004	0.0002	0.0001
ω ²	372.753	23.6123	119.641	377.027	916.996	1885.14	3431.3
ω	19.307	4.859	10.938	19.4172	30.282	43.418	58.577
f (Hz)	3.073	0.773	1.741	3.09034	4.820	6.910	9.323

(付表) 単純梁の曲げモーメントと撓み

パネル数 $n = 12$
 パネル間隔 $\lambda = \text{支間} L / n$ として利用する

[T₁]の計算

(-1, 2, -1)の係数をマトリックスに構成する。(1/2)倍しない係数に注意

連続する3格点の曲げモーメントと荷重との関係式、 $P_j = (-M_i + 2M_j - M_k) / 4\lambda$

連続する3格点で、左右二点に対する相対撓みは、 $\Delta Y_j = (-Y_i + 2Y_j - Y_k) / 2$

[T₁] =

2	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-1	2	-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	-1	2	-1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	-1	2	-1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	-1	2	-1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	-1	2	-1	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	-1	2	-1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	-1	2	-1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	-1	2	-1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	-1	2	-1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	2	-1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	2

[T₂]の計算

[T₂]は[T₁]の逆マトリックスで求める。整数化するためn倍する。

単純梁の曲げモーメント影響線/モーメント図は、 $BM = [T_2] * \lambda / n$ で計算する。

[T₂] =

11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
10	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2
9	18	27	24	21	18	15	12	9	6	3
8	16	24	32	28	24	20	16	12	8	4
7	14	21	28	35	30	25	20	15	10	5
6	12	18	24	30	36	30	24	18	12	6
5	10	15	20	25	30	35	28	21	14	7
4	8	12	16	20	24	28	32	24	16	8
3	6	9	12	15	18	21	24	27	18	9
2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

[T₃]は、三連モーメント式の係数列(1, 4, 1)をマトリックスに構成する。

2パネルを取り出して相対撓み ΔY は、 $[T_3] * \lambda^2 / 12EJ$ です。

[T₃] =

4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0
0	1	4	1	0	0	0	0	0	0	0
0	0	1	4	1	0	0	0	0	0	0
0	0	0	1	4	1	0	0	0	0	0
0	0	0	0	1	4	1	0	0	0	0
0	0	0	0	0	1	4	1	0	0	0
0	0	0	0	0	0	1	4	1	0	0
0	0	0	0	0	0	0	1	4	1	0
0	0	0	0	0	0	0	0	1	4	1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	4

[T₄] = [T₂] * [T₃]で計算する。

連続する3格点で、中央点の相対撓みは、 $\Delta y = [T_4] * (\lambda^3 / 12EJ) / n$

[T₄] =

54	60	54	48	42	36	30	24	18	12	6
60	108	108	96	84	72	60	48	36	24	12
54	108	150	144	126	108	90	72	54	36	18
48	96	144	180	168	144	120	96	72	48	24
42	84	126	168	198	180	150	120	90	60	30
36	72	108	144	180	204	180	144	108	72	36
30	60	90	120	150	180	198	168	126	84	42
24	48	72	96	120	144	168	180	144	96	48
18	36	54	72	90	108	126	144	150	108	54
12	24	36	48	60	72	84	96	108	108	60
6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	54

$[T_5] = [T_2] * [T_4] / n$ で計算する。

単純梁の、単位荷重による撓みの影響線／撓み図は、 $Y_{ij} = [T_5] * (\lambda^3 / 6EJ) / n$

$[T_5] =$

242	430	558	632	658	642	590	508	402	278	142
430	800	1062	1216	1274	1248	1150	992	786	544	278
558	1062	1458	1704	1806	1782	1650	1428	1134	786	402
632	1216	1704	2048	2212	2208	2060	1792	1428	992	508
658	1274	1806	2212	2450	2490	2350	2060	1650	1150	590
642	1248	1782	2208	2490	2592	2490	2208	1782	1248	642
590	1150	1650	2060	2350	2490	2450	2212	1806	1274	658
508	992	1428	1792	2060	2208	2212	2048	1704	1216	632
402	786	1134	1428	1650	1782	1806	1704	1458	1062	558
278	544	786	992	1150	1248	1274	1216	1062	800	430
142	278	402	508	590	642	658	632	558	430	242