

鋼橋技術研究会

設計部会W/G (Bグループ)

調査研究報告書

限界状態設計法に関する調査・研究

平成15年3月

目次

まえがき	_____	B-3
第1章 限界状態設計法の書式による設計計算例（合成桁）	_____	B-4
はじめに	_____	B-5
1. 設計条件	_____	B-6
2. 一般寸法図	_____	B-7
3. 床版	_____	B-8
4. 主桁	_____	B-15
5. 荷重分配横桁	_____	B-43
6. 端横桁・対傾構	_____	B-47
7. 横構	_____	B-58
8. たわみ	_____	B-64
参考資料 概略設計結果	_____	B-67
第2章 限界状態設計法適用における設計計算上の問題点	_____	B-97
第3章 限界状態設計法関連文献一覧	_____	B-105

まえがき

欧州の代表的基準である SIA 基準(スイス)、BS 基準(イギリス)および DIN 基準(ドイツ)などの設計フォーマットは、限界状態設計法を採用している。現在は、ご承知のように欧州統一規準であるユーロコードの作成作業が進められており、鋼構造関係のユーロコード 3 は 2004 年完成を目指して最終段階にある。一方、アメリカの AASHTO 示方書は、現在許容応力度設計法(ASD)、荷重係数法(LFD)および荷重抵抗設計法(LRFD)が並存しているが、2007 年には 48 州で荷重抵抗設計法(LRFD)に完全に移行する予定である。

このような海外の動向に対して、わが国の道路橋示方書は、本年性能規定型の技術規準を目指して、要求する項目とそれを満たす従来からの規定とを併記する書式として改訂された。今後、次世代のわが国の設計基準は部分安全係数を用いた限界状態設計法による安全性照査式によるフォーマットに移行することになる。なお、限界状態設計法に関して、日本道路協会は昭和 60 年に「限界状態設計法の書式による道路橋示方書 II 鋼橋編」をまとめている。さらに、この基準を基礎にして鋼橋技術研究会限界状態設計法研究部会では、平成 10 年に「限界状態設計法の書式による鋼道路設計指針」を作成している。

このような現状に鑑み、本限界状態設計法 WG では、この「限界状態設計法の書式による鋼道路設計指針」が果たして実際の橋梁設計に適用できるのだろうか、また現在の許容応力度設計法と設計照査などがどのように変化するのだろうか、さらに限界状態設計法を適用することの意義はどこにあるのだろうかなどの意見がだされ、討議の結果、この指針を用いて限界状態設計法の書式による鋼道路橋の設計計算例の作成を活動の目的とした。実際に対象にした橋梁は、単純活荷重合成 I 桁橋である。

なお、(社)日本橋梁建設協会の講習会テキスト「合成桁の設計例と解説」(平成 12 年)と体裁を統一し、許容応力度設計法による設計計算例と容易に比較できるように配慮している。また、(財)鉄道総合技術研究所の「限界状態設計法による設計計算例 合成桁」(平成 4 年)も参考にしてまとめている。そのため、限界状態設計法の書式の問題点なども本報告書では指摘している。

本限界状態設計法 WG の報告書は、須藤聡グループ長(日本鋼管)および藤原英之グループ長(トピー工業)のもと 4 年間の活動をまとめたものである。委員全員が積極的に活動したことにより、大いに役立つ報告書が完成したものである。今後、本報告書が多くのお機会で活用していただければ幸いである。

平成 14 年 3 月

東京都立大学 野上邦栄

第 1 章 限界状態設計法の書式による設計計算例（合成桁）

はじめに

本WGでは、鋼橋技術研究会 限界状態設計法研究部会の活動によりまとめられた、「限界状態設計法の書式による 鋼道路橋設計指針（平成10年12月）」（以下、鋼道路橋設計指針）に準拠した設計計算例を作成した。計算例で取り扱った構造としては設計の計算が繁雑となる合成桁をあえて選択し、設計作業の上での問題点についてもWGにて議論することとした。

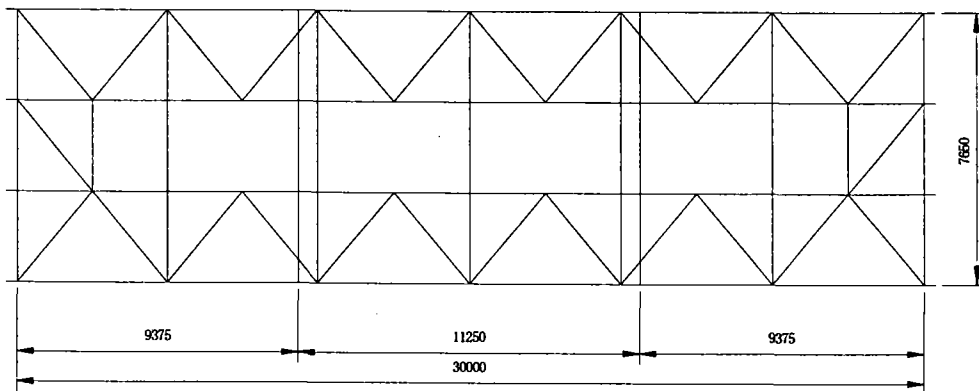
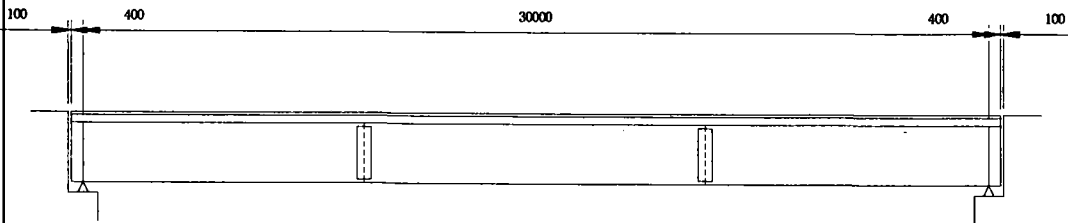
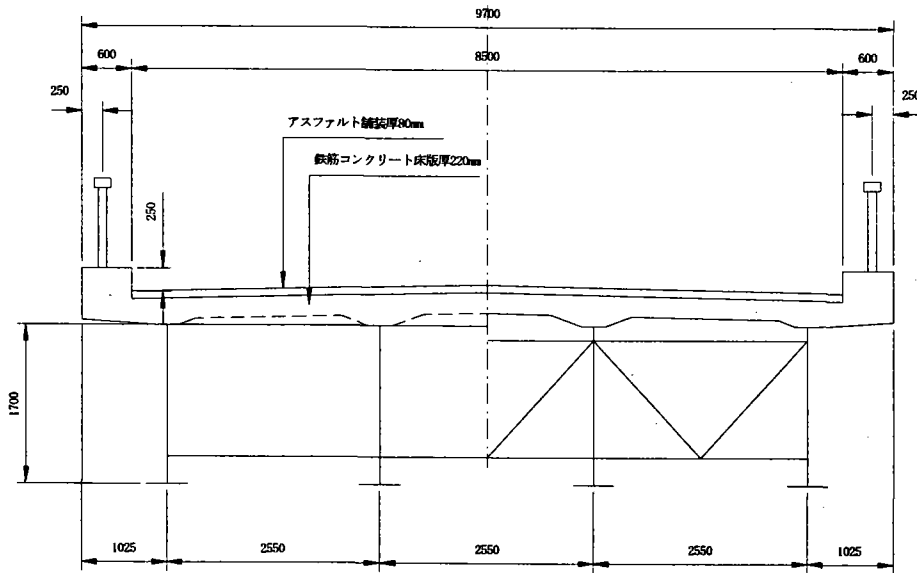
設計例作成にあたってあらかじめ、許容応力度法（道路橋示方書）に準拠した橋梁の概略設計を「JSP-4W 合成桁の概略自動設計（日本電子計算）」プログラムを用いておこなった。設計計算例はこの断面力を用いたものとなっている。（概略設計結果は参考資料として添付）

鋼道路橋設計指針では、合成桁について、「許容応力度での照査に比べて設計作業が煩雑になることが予想される。よって、本検討では合成桁の照査の断面力表記は見送ることとした。」とある。本WGでは鋼道路橋設計指針 第11章 合成げた より（参考）断面力表記による合成げたの照査式 に基づき設計計算例を作成した。また、「合成桁の設計例と解説（日本橋梁建設協会）」に近い体裁をとり、許容応力度法の設計計算例との比較も容易なように構成した。

1. 設 計 条 件

形 式	単純活荷重合成 I 桁橋
舗 装	アスファルト舗装 厚 80mm
床 版	鉄筋コンクリート床版 床版コンクリート $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 鉄筋 (SD 295) $\sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$ 大型車の計画交通量 1日1方向当たり 1000 台以上 2000 台未満
設計震度	$K_h = 0.25$
平面線形	$R = \infty$
横断勾配	2%山形直線勾配
縦断勾配	レベル
使用鋼材	SS400 (形鋼), SM400, SM490Y
現場連結	HTB S10T M22
車両防護柵	鋼製防護柵
荷 重	活荷重 B活荷重 付帯荷重 型枠 98kN/m^2
適用基準類	限界状態設計法の書式による鋼道路橋設計指針 鋼橋技術研究会 平成 10 年 12 月 道路橋示方書・同解説 日本道路協会 I. 共 通 編 平成 8 年 12 月 II. 鋼 橋 編 // III. 耐震設計編 // 道路橋示方書・同解説 S I 単位系移行に関する参考資料 日本道路協会 平成 10 年 7 月 鋼道路橋設計ガイドライン (案) 建設省 平成 7 年 10 月 鋼道路橋設計便覧 日本道路協会 昭和 55 年 8 月改定

2. 一般寸法図



3. 床 版

3. 1 設計方針

設計荷重 B活荷重

大型車の計画交通量 1日1方向当たり 1000台以上 2000台未満

道示鋼 6.1.4

3. 2 床版厚

道示 鋼 6.1.5 より

道示鋼 6.1.5

床版厚の割増
は道示式を準用

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

d : 床版厚 (cm) 小数第1位を四捨五入

k_1 : 大型車の計画交通量による係数

$k_1 = 1.20$ (係数 k_1 の表より)

k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数

$k_2 = 1.0$

d_0 : 指針 8.1.5 の床版の最小全厚 (cm) 小数第2位を四捨五入

3.2.1 片持版

床版支間 $L = 0.095\text{m} < 0.25\text{m}$

$$d_0 = 28L + 16 = 28 \times 0.095 + 16 \\ = 18.7\text{cm}$$

$$d = 1.20 \times 1.0 \times 18.7 = 22.4$$

四捨五入して 22cm とする。

ハンチ高 6cm、上フランジ厚 2cm を考慮して

$$22 + 6 - 2 = 26\text{cm} > 22\text{cm}$$

指針 8.1.5

3.2.2 連続版

床版支間 $L = 2.55\text{m}$

$$d_0 = 3L + 11 = 3 \times 2.55 + 11 \\ = 18.7\text{cm}$$

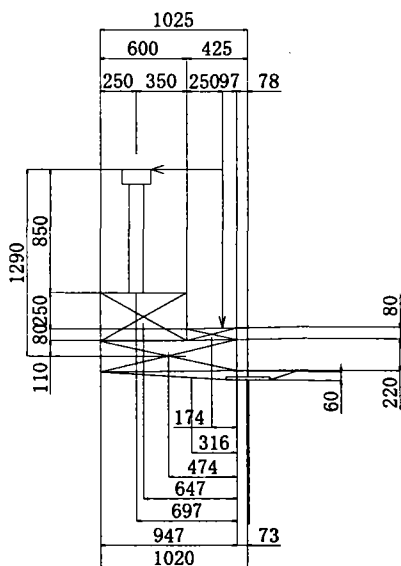
$$d = 1.20 \times 1.0 \times 18.7 = 22.4$$

四捨五入して 22cm とする。

指針 8.1.5

3. 3 設計曲げモーメント

指針 8. 1. 4



3. 3. 1 片持部

3. 1 常時

3. 1. 1 主鉄筋方向曲げモーメント (支点)

舗装	$-22.5 \times 0.080 \times 0.347 \times 0.174$	=	$-0.11 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
床板	$-24.5 \times 0.220 \times 0.947 \times 0.474$	=	$-2.42 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
地覆	$-24.5 \times 0.600 \times 0.330 \times 0.647$	=	$-3.14 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
ハンチ	$-24.5 \times 0.060 \times 0.947 / 2 \times 0.316$	=	$-0.22 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
防護柵	-0.49×0.697	=	$-0.34 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
高欄推力	-2.50×1.290	=	$-3.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
活荷重	$-P L / (1.30 L + 0.25)$		
	$= 100 \times 0.097 / (1.30 \times 0.097 + 0.25)$	=	$-25.79 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
合計曲げモーメント		=	$-35.3 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

3. 1. 2 配力筋方向曲げモーメント (先端付近)

$$\begin{aligned}
 M &= (0.15 L + 0.13) P \\
 &= (0.15 \times 0.097 + 0.13) \times 100 \\
 &= 14.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

3. 2 衝突時

片持部の床板は通常、衝突時では決まらないため計算を省略する。

道示共 4. 2. 2

3.3.2 中間部

(1) 主鉄筋方向曲げモーメント

1) 支間中央

舗装	$22.5 \times 0.080 \times (2.55)^2 / 10$	=	1.17kN・m/m
床板	$24.5 \times 0.220 \times (2.55)^2 / 10$	=	3.50kN・m/m
活荷重	$0.8 \times (0.12L + 0.07) \times P \times \{1.0 + (L - 2.5) / 12\}$ $= 0.8 \times (0.12 \times 2.55 + 0.07) \times 100 \times \{1.0 + (2.55 - 2.5) / 12\}$		
		=	30.21kN・m/m
合計曲げモーメント		=	34.9kN・m/m

2) 中間支点

舗装	$-22.5 \times 0.080 \times (2.55)^2 / 10$	=	-1.17kN・m/m
床板	$-24.5 \times 0.220 \times (2.55)^2 / 10$	=	-3.50kN・m/m
活荷重	$-0.8 \times (0.12L + 0.07) \times P \times \{1.0 + (L - 2.5) / 12\}$ $= -0.8 \times (0.12 \times 2.55 + 0.07) \times 100 \times \{1.0 + (2.55 - 2.5) / 12\}$		
		=	-30.21kN・m/m
合計曲げモーメント		=	-34.9kN・m/m

(2) 配力筋方向曲げモーメント (支間中央)

$$M = 0.8 \times (0.10L + 0.04) P$$

$$= 0.8 \times (0.10 \times 2.55 + 0.04) \times 100$$

$$= 23.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

指針 8.1.11

3.3.3 桁端部

(1) 片持部

3.3.1 片持部における活荷重による曲げモーメントを2倍した曲げモーメントにて設計する。

舗装	=	-0.11kN・m/m
床板	=	-2.42kN・m/m
地覆	=	-3.14kN・m/m
ハンチ	=	-0.22kN・m/m
防護柵	=	-0.34kN・m/m
高欄推力	=	-3.23kN・m/m
活荷重	$2 \times (-25.79)$	= -51.58kN・m/m
合計曲げモーメント		= -61.0kN・m/m

(2) 主桁中間部

主桁中間部は片持部と同様の補強を行う。

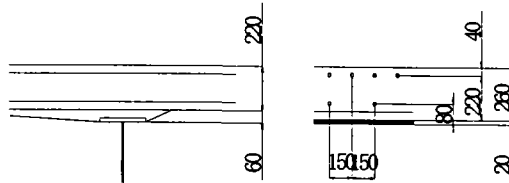
3. 4 断面の決定

3.4.1 片持部

(1) 主鉄筋方向

設計曲げモーメント $M = -35.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

ハンチ高 6cm であるが、上フランジ厚 2cm を考慮する。



異形鉄筋 D19 (SD295)

A_s : 単位幅の引張側鉄筋断面積

A_s' : 単位幅の圧縮側鉄筋断面積

n : 鉄筋コンクリートのヤング係数比 15

b : 単位幅 100cm

x : 版厚下端より中立軸までの距離

複鉄筋矩形断面として

$$x = \frac{-n(A_s + A_s')}{b} + \sqrt{\left\{ \frac{n(A_s + A_s')}{b} \right\}^2 + \frac{2n}{b}(dA_s + d'A_s')}$$

$$= \frac{-15(19.1 + 9.55)}{100} + \sqrt{\left\{ \frac{15(19.1 + 9.55)}{100} \right\}^2 + \frac{2 \times 15}{100}(22 \times 19.1 + 8 \times 9.55)}$$

$$= 8.64 \text{ cm}$$

コンクリート断面係数 K_c

$$K_c = \frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + n \cdot A_s' \frac{x - d'}{x} (d - d')$$

$$= \frac{100 \times 8.64}{2} \left(22 - \frac{8.64}{3} \right) + 15 \times 9.55 \frac{8.64 - 8}{8.64} (22 - 8)$$

$$= 8408 \text{ cm}^3$$

鉄筋断面係数 K_s

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

$$= \frac{1}{15} \frac{8.64}{22 - 8.64} \times 8408 = 363 \text{ cm}^3$$

指針 8.1.2

・鉄筋コンクリート床板の耐久性照査

コンクリート応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{M}{Kc} = \frac{353 \times 10^6}{8408 \times 10^3} = 4.2 \text{ N/mm}^2$$

耐久性限界圧縮応力度 σ_{cuF}

$$\sigma_{cuF} = \frac{\sigma_{ck}}{35} = \frac{30}{35} = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} = \frac{1.0 \times 4.2}{8.6} = 0.48 \leq 1$$

鉄筋応力度 σ_s

$$\sigma_s = \frac{M}{Ks} = \frac{353 \times 10^6}{363 \times 10^3} = 97 \text{ N/mm}^2$$

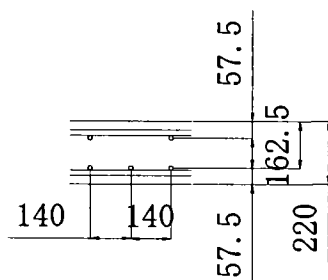
耐久性限界圧縮応力度 σ_{suF}

$$\sigma_{suF} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} = \frac{1.0 \times 97}{140} = 0.69 \leq 1$$

(2) 配力筋方向

設計曲げモーメント $M = 14.5 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$



異形鉄筋 D16 (SD295)

$$A_s = 14.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = A_s / 2 = 7.10 \text{ cm}^2$$

断面性能

$$x = 6.38 \text{ cm}$$

$$Kc = 4616 \text{ cm}^3$$

$$Ks = 199 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = \frac{M}{Kc} = \frac{145 \times 10^6}{4616 \times 10^3} = 3.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cuF} = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} = \frac{1.0 \times 3.1}{8.6} = 0.36 \leq 1$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Ks} = \frac{145 \times 10^6}{199 \times 10^3} = 73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{suF} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} = \frac{1.0 \times 73}{140} = 0.52 \leq 1$$

指針 8.1.9
指針 11.2.10
指針 4.2.2
指針 3.3

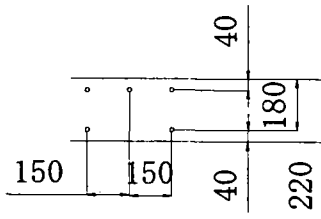
指針 8.1.7
指針 11.2.10
指針 4.2.2
指針 3.3

3.4.2 中間部

(1) 主鉄筋方向 (支間・支点上)

設計曲げモーメント $M = -34.9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

指針 3.3



異形鉄筋D19(SD295)

$$A_s = 19.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = A_s / 2 = 9.55 \text{ cm}^2$$

断面性能

$$x = 7.24 \text{ cm}$$

$$K_c = 6540 \text{ cm}^3$$

$$K_s = 293 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = \frac{M}{K_c} = \frac{34.9 \times 10^6}{6540 \times 10^3} = 5.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cuF} = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} = \frac{1.0 \times 5.3}{8.6} = 0.62 \leq 1$$

$$\sigma_s = \frac{M}{K_s} = \frac{34.9 \times 10^6}{293 \times 10^3} = 119 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{suF} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} = \frac{1.0 \times 119}{140} = 0.85 \leq 1$$

(2) 配力筋方向

設計曲げモーメント $M = 23.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

配筋は片持版と同様とする。

断面性能

$$x = 6.38 \text{ cm}$$

$$K_c = 4616 \text{ cm}^3$$

$$K_s = 199 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = \frac{M}{K_c} = \frac{23.6 \times 10^6}{4616 \times 10^3} = 5.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cuF} = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} = \frac{1.0 \times 5.1}{8.6} = 0.59 \leq 1$$

$$\sigma_s = \frac{M}{K_s} = \frac{23.6 \times 10^6}{199 \times 10^3} = 119 \text{ N/mm}^2$$

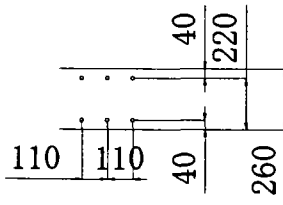
$$\sigma_{suF} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} = \frac{1.0 \times 119}{140} = 0.85 \leq 1$$

3.4.3 桁端部

ハンチ高6cmのうち上フランジ厚2cmを控除した4cmを有効ハンチ高として床版厚に含め設計を行う。

設計曲げモーメント $M = -61.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$



異形鉄筋 D19 (SD295)

$$A_s = 26.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = A_s = 26.05 \text{ cm}^2$$

断面性能

$$x = 8.44 \text{ cm}$$

$$K_c = 11797 \text{ cm}^3$$

$$K_s = 490 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_c = \frac{M}{K_c} = \frac{61.0 \times 10^6}{11797 \times 10^3} = 5.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cuF} = 8.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_c}{\sigma_{cuF}} = \frac{1.0 \times 5.2}{8.6} = 0.60 \leq 1$$

$$\sigma_s = \frac{M}{K_s} = \frac{61.0 \times 10^6}{490 \times 10^3} = 124 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{suF} = 140 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\nu \sigma_s}{\sigma_{suF}} = \frac{1.0 \times 124}{140} = 0.89 \leq 1$$

指針 3.3

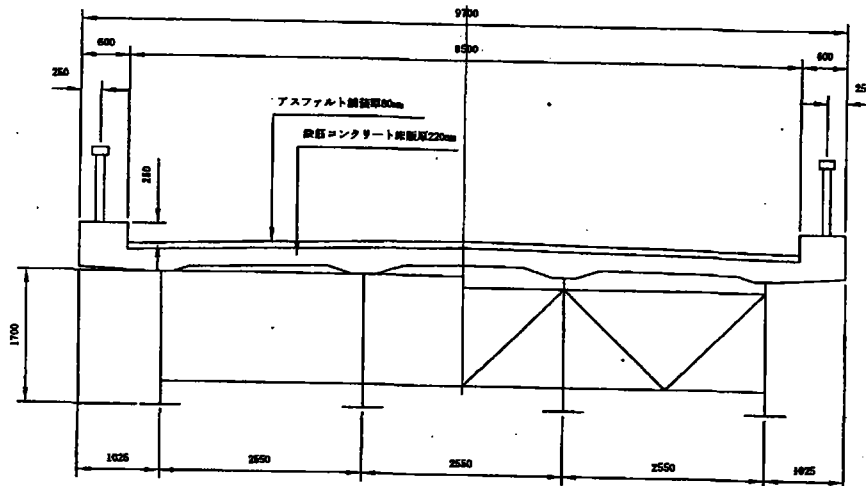
4. 主 桁

4. 1 設計方針

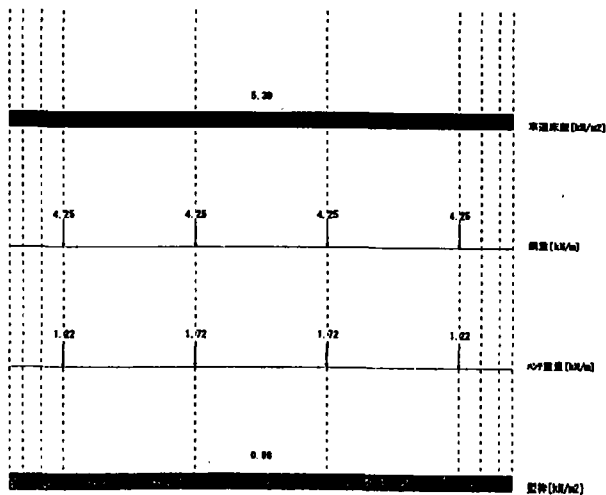
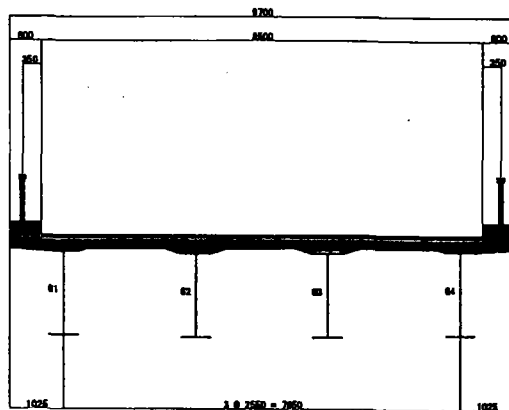
断面力は概略設計結果（添付資料参照）を用いる。

4. 2 荷重

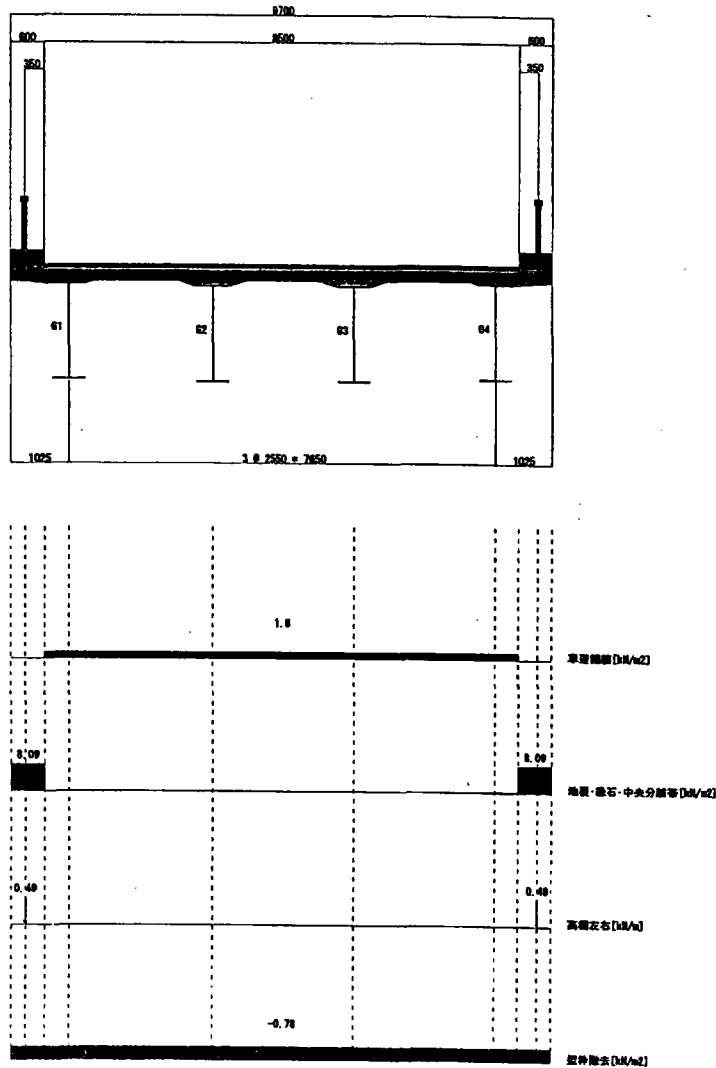
4. 2. 1 横断面形状



4. 2. 2 合成前死荷重



4.2.3 合成後死荷重



4.2.4 活荷重

活荷重種類：B活荷重-TL

(1) T荷重

(a) 1横断上での最大主載荷台数	2[台]
(b) 主載荷1軸当たりの重量	100[kN]
(c) 従載荷1軸当たりの重量	50[kN]
(d) 車両幅	2.75[m]
(e) 車軸間隔	1.75[m]
(f) 載荷面長さ	0.5[m]
(g) 割増係数	1.500

(2) L荷重

(a) P1活荷重-曲げ着目時主載荷強度	10[kN/m ²]
(b) P1活荷重-曲げ着目時従載荷強度	5[kN/m ²]
(c) P1活荷重-せん断着目時主載荷強度	12[kN/m ²]
(d) P1活荷重-せん断着目時従載荷強度	6[kN/m ²]
(e) 橋軸方向載荷長	10[m]
(f) 橋軸直角方向載荷幅	5.5[m]
(g) 橋軸方向移動量	1[m]
(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5[kN/m ²]
(i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度	1.75[kN/m ²]

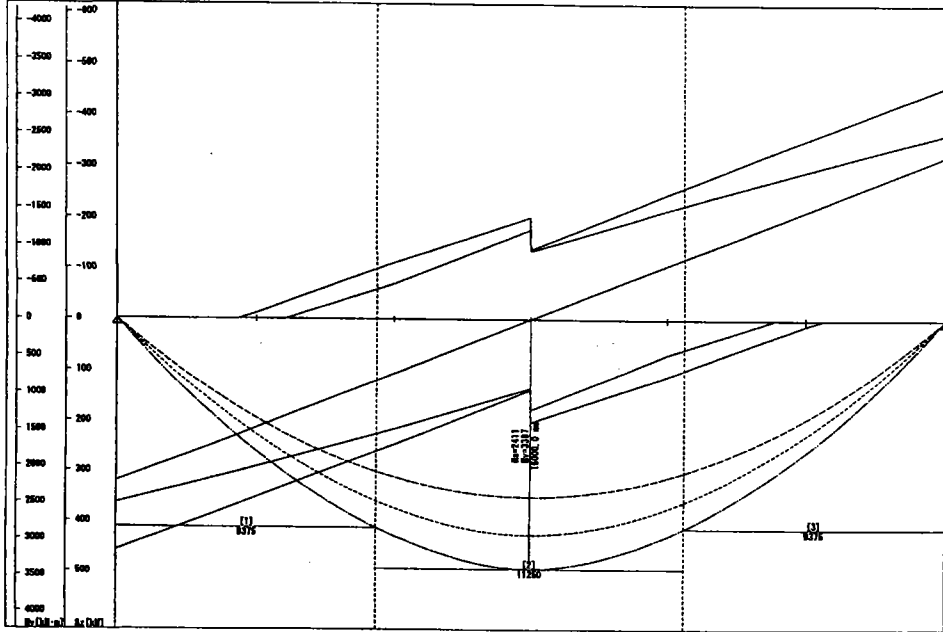
4. 3 活荷重強度

4. 2. 4 を参照のこと。

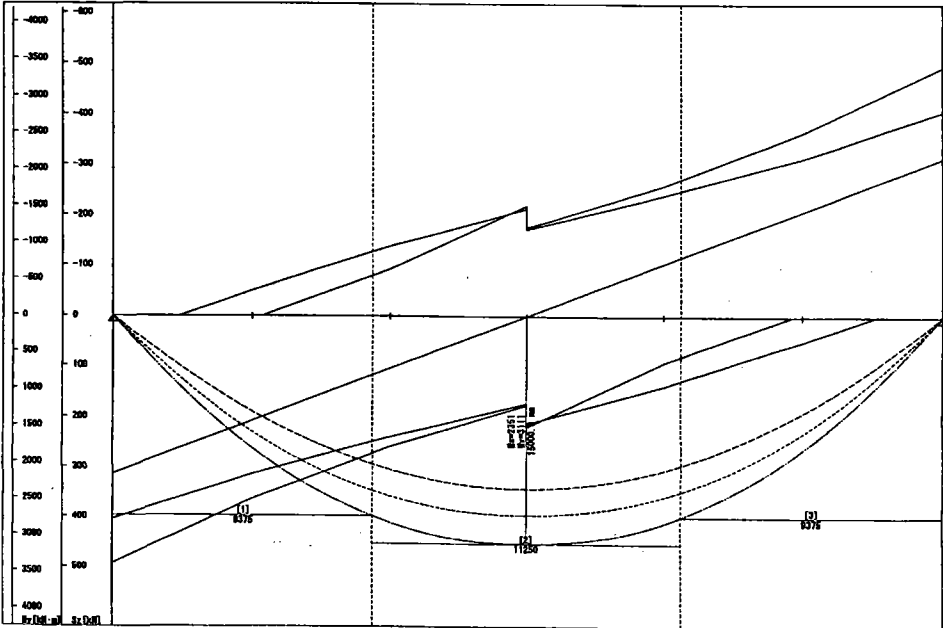
4. 4 断面力

4. 4. 1 断面力図

G 1 (G 4)



G 2 (G 3)



4.4.2 支点反力

< 支点横断1 -G1 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
< 支点横断1 -G2 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
< 支点横断1 -G3 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
< 支点横断1 -G4 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
< 支点横断2 -G1 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
< 支点横断2 -G2 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
< 支点横断2 -G3 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
< 支点横断2 -G4 >					
死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)	
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02

4.5 床版の有効幅

Bf : 最大上フランジ幅 + ハッチ高 × 2

< 主桁グループ 1 (G1, G4) >

断面位置	L	b 左側	b 右側	Bf	λ 左側	λ 右側
1	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
2	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
	C	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
3	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50

< 主桁グループ 2 (G2, G3) >

断面位置	L	b 左側	b 右側	Bf	λ 左側	λ 右側
1	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
2	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
	C	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
3	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95

4.6 断面の決定

ここではG1 (G4) 桁の Sec1 (支間中央) について断面決定までの計算を行い、その他の断面については割愛する。

4.6.1 断面力

G1 (G4) 桁 Sec1 の断面力

合成前曲げモーメント $M_s = 2411kN \cdot m$

合成後曲げモーメント $M_r = 3397kN \cdot m$

合成後死荷重曲げモーメント $M_{1D} = 490kN \cdot m$

合計せん断力 $S_r = 178kN$

4.6.2 断面の照査

(1) 断面諸元の算出

1) 鋼桁断面 (材質 SM490Y)

断 面		A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1-Flg PL	300×16	48.0	-85.8	-4120	353000	
1-Web PL	1700×9	153.0				368000
1-Flg PL	500×32	160.0	86.6	13860	1200000	
Σ		361.0		9740	1921000	

$$\delta_s = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 9740 / 361.0 = 27.0cm$$

$$I_s = \Sigma I - \Sigma A \times \delta_s^2 = 1921000 - 361.0 \times 27.0^2 = 1658000cm^4$$

$$y_{su} = hw/2 + t_{fu} + \delta_s = 85 + 1.6 + 27.0 = 113.6cm$$

$$y_{st} = hw/2 + t_{fl} - \delta_s = 85 + 3.2 - 27.0 = 61.2cm$$

2) 合成桁断面

鋼と版のコンクリートとのヤング係数比…………… $n = \frac{E_s}{E_c} = 7$

床版の有効幅…………… $B = 42 + 81.5 + 104.0 = 227.5cm$

ハンチ高さ…………… $h = 6cm$

指針 11.2.2

断 面		A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1-Slab	2275×220×1/7	715.0	-102.0	-72930	7439000	29000
1-Steel		361.0	27.0	9750	1921000	
Σ		1076.0		-63180	9389000	

$$\delta_v = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 63180 / 1076.0 = 58.7cm$$

$$I_v = \Sigma I - \Sigma A \times \delta_v^2 = 9389000 - 1076.0 \times 58.7^2 = 5681000cm^4$$

$$d_{vc} = hw/2 + 6 + 22/2 - \delta_v = 85 + 6 + 11 - 58.7 = 43.3cm$$

$$d_{vs} = \delta_s + \delta_v = 27.0 + 58.7 = 85.7cm$$

$$d_v = d_{vc} + d_{vs} = 43.3 + 85.7 = 129.0cm$$

$$y_{vcu} = d_{vc} + 22/2 = 43.3 + 11 = 54.3cm$$

$$y_{vcl} = d_{vc} - 22/2 = 43.3 - 11 = 32.3cm$$

$$y_{vsu} = y_{su} - d_{vs} = 113.6 - 85.7 = 27.9cm$$

$$y_{vst} = y_{st} + d_{vs} = 61.2 + 85.7 = 146.9cm$$

3) クリープによる応力度算出用合成断面

クリープによる応力度算出に用いるクリープ係数 φ_1 は2.0とする。

$$n_1 = \frac{Es}{Ec_1} = \frac{Es}{Ec/(1+\varphi_1/2)} = n(1+\varphi_1/2) = 7 \times (1+2.0/2) = 14$$

指針 11.2.6

断面	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1-Slab 2275 × 220 × 1/14	357.5	-102.0	-36470	3719000	14000
1-Steel	361.0	27.0	9750	1921000	
Σ	718.5		-26720	5654000	

$$\delta_{v1} = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 26720 / 718.5 = 37.2 \text{ cm}$$

$$I_{v1} = \Sigma I - \Sigma A \times \delta_{v1}^2 = 5654000 - 718.5 \times 37.2^2 = 4660000 \text{ cm}^4$$

$$d_{v1c} = hw/2 + 6 + 22/2 - \delta_{v1} = 85 + 6 + 11 - 37.2 = 64.8 \text{ cm}$$

$$d_{v1s} = \delta_s + \delta_{v1} = 27.0 + 37.2 = 64.2 \text{ cm}$$

$$d_{v1} = d_{v1c} + d_{v1s} = 64.8 + 64.2 = 129.0 \text{ cm}$$

$$y_{v1cu} = d_{v1c} + 22/2 = 64.8 + 11 = 75.8 \text{ cm}$$

$$y_{v1cl} = d_{v1c} - 22/2 = 64.8 - 11 = 53.8 \text{ cm}$$

$$y_{v1su} = y_{su} - d_{v1s} = 113.6 - 64.2 = 49.4 \text{ cm}$$

$$y_{v1sl} = y_{sl} + d_{v1s} = 61.2 + 64.2 = 125.4 \text{ cm}$$

4) 乾燥収縮による応力度算出に用いる合成断面

乾燥収縮による応力度算出に用いるクリープ係数 φ_2 は4.0とする。

$$n_2 = \frac{Es}{Ec_2} = \frac{Es}{Ec/(1+\varphi_2/2)} = n(1+\varphi_2/2) = 7 \times (1+4.0/2) = 21$$

指針 11.2.8

断面	A (cm ²)	y (cm)	A · y (cm ³)	A · y ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
1-Slab 2275 × 220 × 1/21	238.3	-102.0	-24310	2479000	10000
1-Steel	361.0	27.0	9750	1921000	
Σ	599.3		-14560	4410000	

$$\delta_{v2} = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 14560 / 599.3 = 24.3 \text{ cm}$$

$$I_{v2} = \Sigma I - \Sigma A \times \delta_{v2}^2 = 4410000 - 599.3 \times 24.3^2 = 4056000 \text{ cm}^4$$

$$d_{v2c} = hw/2 + 6 + 22/2 - \delta_{v2} = 85 + 6 + 11 - 24.3 = 77.7 \text{ cm}$$

$$d_{v2s} = \delta_s + \delta_{v2} = 27.0 + 24.3 = 51.3 \text{ cm}$$

$$d_{v2} = d_{v2c} + d_{v2s} = 77.7 + 51.3 = 129.0 \text{ cm}$$

$$y_{v2cu} = d_{v2c} + 22/2 = 77.7 + 11 = 88.7 \text{ cm}$$

$$y_{v2cl} = d_{v2c} - 22/2 = 77.7 - 11 = 66.7 \text{ cm}$$

$$y_{v2su} = y_{su} - d_{v2s} = 113.6 - 51.3 = 62.3 \text{ cm}$$

$$y_{v2sl} = y_{sl} + d_{v2s} = 61.2 + 51.3 = 112.5 \text{ cm}$$

(2)断面の照査

1) 合成前の照査

照査式 $\frac{vM_s}{M_{Su}} \leq 1$

・作用断面力 : $M_s = 2411 \text{ kN}\cdot\text{m}$

[U-flg]

断面耐力 : $M_{Su} = \frac{\sigma_{Su}}{y_{Su}} I_s = \frac{\{(226 \times 1.25) / 1.7\} \times 1658000 \times 10^4}{1136} = 2425.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\therefore \frac{vM_s}{M_{Su}} = \frac{1.0 \times 2411}{2425.4} = 0.994 \leq 1 \dots \text{ok}$

[L-flg]

断面耐力 : $M_{Sl} = \frac{\sigma_{Sl}}{y_{Sl}} I_s = \frac{\{(355 \times 1.25) / 1.7\} \times 1658000 \times 10^4}{612} = 7071.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\therefore \frac{vM_s}{M_{Sl}} = \frac{1.0 \times 2411}{7071.7} = 0.341 \leq 1 \dots \text{ok}$

ここで、

$Aw / Ac = 153.0 / 48.0 = 3.2 > 2$

$K = \sqrt{3 + \frac{Aw}{2Ac}} = \sqrt{3 + \frac{153.0}{2 \times 48.0}} = 2.14$

$7/K = 7 / 2.14 = 3.3 < \ell / b = 300 / 16 = 18.8 < 27$

\therefore 曲げ強度 : $355 - 3.9 \times \left(\frac{K\ell}{b} - 7 \right) = 355 - 3.9 \times \left(\frac{2.14 \times 300}{16} - 7 \right) = 226 \text{ N} / \text{mm}^2$

引張強度 : $355 \text{ N} / \text{mm}^2$

2) 合成後の照査

照査式 $\frac{v(M_{VD} + M_{VL})}{M_{Va}} \leq 1$

・合成後死荷重曲げモーメント : $M_{VD} = 490 \text{ kN}\cdot\text{m}$

・合成後活荷重曲げモーメント : $M_{VL} = 3397 - 490 = 2907 \text{ kN}\cdot\text{m}$

[Slub]

断面耐力 : $M_{Vacu} = (\sigma_{Vacu} - \sigma_{Scu}) \frac{I_v}{-y_{Vcu}} \cdot n_r$
 $= \{(-30 / 3.5) - 0\} \times \frac{5670000 \times 10^4}{-544} \times 7 = 6253.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\therefore \frac{v(M_{VD} + M_{VL})}{M_{Vacu}} = \frac{1.0 \times (490 + 2907)}{6253.7} = 0.543 \leq 1 \dots \text{ok}$

[U-flg]

断面耐力 : $M_{Vasu} = (\sigma_{Vasu} - \sigma_{Su}) \frac{I_v}{-y_{Vsu}}$
 $= \{(-355 / 1.7) + 165\} \times \frac{5681000 \times 10^4}{-279} \times 10^{-6} = 8923.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$\therefore \frac{v(M_{VD} + M_{VL})}{M_{Vasu}} = \frac{1.0 \times (490 + 2907)}{8923.4} = 0.381 \leq 1 \dots \text{ok}$

ここで、 $\sigma_{Su} = \frac{M_s}{I_s} \cdot -y_{Su} = \frac{2411 \times 10^6}{1658000 \times 10^4} \times -1136 = -165 \text{ N} / \text{mm}^2$

指針 式(資 11.1.4)
 指針 10.2.1
 指針 11.2.10

注釈

1.25/1.7=1/1.36 指針表 11.2.3 では施工時荷重の耐久性限界応力度を算出するために除する係数を 1.40 としている。本計算で 1.40 を適用した場合、 $M_{uuu}=2356.1$ となり、照査式が 1 以上となるため、ここでは道路橋示方書の架設時の許容応力度割増 1.25 を降伏に対する許容応力度の安全率 1.7 を除した値を適用して 1 以下にしている。

指針 式(資 11.1.5)

指針 式(資 11.1.6)

指針 式(資 11.1.5)

指針 式(資 11.1.6)

指針 式(資 11.1.5)

[L-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{vast} &= (\sigma_{vast} - \sigma_{st}) \frac{I_y}{y_{vast}} \\ &= \{(355/1.7) - 89\} \times \frac{5681000 \times 10^4}{1469} \times 10^{-6} = 4633.9 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

指針 式(資 11.1.6)

$$\therefore \frac{v(M_{VD} + M_{VL})}{M_{vast}} = \frac{1.0 \times (490 + 2907)}{4633.9} = 0.733 \leq 1 \dots \text{ok}$$

指針 式(資 11.1.5)

$$\text{ここで、} \sigma_{st} = \frac{M_s}{I_s} \cdot y_{st} = \frac{2411 \times 10^6}{1658000 \times 10^4} \times 612 = 89 \text{ N/mm}^2$$

3) 合成応力度の照査

- ・ 合計せん断力 : $S=178\text{kN}$
 - ・ せん断許容耐力 : $S_a = \sigma_a A_w = 120 \times 153.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1836\text{kN}$
- $$\frac{S}{S_a} = \frac{178}{1836} = 0.10 \leq 0.45$$

合計せん断力が許容せん断耐力の45%以下のため、合成応力度の照査は省略する。

4) クリープによる影響の照査

照査式 $\frac{\nu M_{v1}}{M_{v01}} \leq 1$

指針式(資 11.1.7)

- ・ 合成後死荷重曲げモーメント : $M_{vD} = 490\text{kN}\cdot\text{m}$
- ・ 合成後活荷重曲げモーメント : $M_{vL} = 2907\text{kN}\cdot\text{m}$
- ・ コンクリートの圧縮力合計

$$N_c = -\frac{M_{vD} \cdot d_{vc} \cdot A_c}{n \cdot I_v} = -\frac{490 \times 10^6 \times 433 \times 5005 \times 10^2 \times 10^{-3}}{7 \times 5681000 \times 10^4} = -267\text{kN}$$

ここで、 A_c はコンクリートの断面積 $A_c = 227.5 \times 22 = 5005\text{cm}^2$

- ・ クリープによる軸力

$$P_1 = N_c \frac{2\phi}{2+\phi} = -267 \times \frac{2 \times 2}{2+2} = -267\text{kN}$$

- ・ クリープによる曲げモーメント

$$M_1 = -P_1 \cdot d_{v1c} = 267 \times 0.648 = 173\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Ec_1 = \frac{Ec}{(1+\phi_1/2)} = \frac{2.8 \times 10^4}{2} = 1.4 \times 10^4$$

$$n_1 = \frac{Es}{Ec_1} = \frac{2.0 \times 10^5}{1.4 \times 10^4} = 14$$

[Slub]

断面力:

$$M_{v1cu} = \frac{1}{n_1} \left(\frac{-P_1}{A_{v1}} \frac{I_{v1}}{y_{v1cu}} + M_1 \right) + \frac{Ec_1 \cdot \sigma_{vcuD} \cdot \phi_1}{Ec} \frac{I_{v1}}{y_{v1cu}}$$

$$= \left\{ \frac{1}{14} \times \left(\frac{267 \times 10^3}{718.5 \times 10^2} \times \frac{4660000 \times 10^4}{758} + 173 \times 10^6 \right) + \frac{1.4 \times 10^4 \times -0.7 \times 2}{2.8 \times 10^4} \times \frac{4660000 \times 10^4}{758} \right\} \times 10^{-6}$$

$$= -14.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

指針式(資 11.1.8)

ここで、 $\sigma_{vcuD} = -\frac{M_{vD}}{I_v} \cdot y_{vcu} \cdot \frac{1}{n} = -\frac{490 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 543 \times \frac{1}{7} = -0.7\text{N/mm}^2$

断面耐力 : $M_{v1acu} = -\left\{ \sigma_{v1acu} - (\sigma_{vcuD} - \sigma_{vcuL}) \right\} \frac{I_{v1}}{y_{v1cu}} \cdot n_{14}$

$$= -\{30/3.5 - (-0.7 - 3.9)\} \times \frac{4660000 \times 10^4}{758} \times 14 \times 10^{-6} = -11336\text{kN}\cdot\text{m}$$

指針式(資 11.1.9)

$$\therefore \frac{\nu M_{v1cu}}{M_{v1acu}} = \frac{1.0 \times -14.4}{-11336} = 0.001 \leq 1 \dots \text{ok}$$

指針式(資 11.1.7)

ここで、 $\sigma_{v1cu} = -\frac{M_{vL}}{I_v} \cdot y_{vcu} \cdot \frac{1}{n} = -\frac{2907 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 543 \times \frac{1}{7} = -3.9\text{N/mm}^2$

[U-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{I'1sw} &= \frac{1}{n} \left(-\frac{P_1}{A_{I'1}} \frac{I_{I'1}}{y_{I'1sw}} + M_1 \right) \\ &= \frac{1}{1} \times \left(-\frac{267 \times 10^3}{718.5 \times 10^2} \times \frac{4660000 \times 10^4}{494} + 173 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 524 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

断面耐力:

$$\begin{aligned} M_{I'1sw} &= -\left\{ \sigma_{I'1sw} - (\sigma_{sw} + \sigma_{I'swD} + \sigma_{I'swL}) \right\} \frac{I_{I'1}}{y_{I'1sw}} n \\ &= -\left\{ -355/1.50 - (-165 - 2.4 - 14.3) \right\} \times \frac{4660000 \times 10^4}{494} \times 1 \times 10^{-6} = 5185 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針式(資 11.1.9)

$$\text{ここで、} \sigma_{I'swD} = -\frac{M_{ID}}{I_V} \cdot y_{I'sw} = -\frac{490 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 279 = -2.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{I'swL} = -\frac{M_{IL}}{I_V} \cdot y_{I'sw} = -\frac{2907 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 279 = -14.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{vM_{I'1sw}}{M_{I'1sw}} = \frac{1.0 \times 524}{5185} = 0.101 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$$

指針式(資 11.1.7)

[L-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{I'1sl} &= \frac{1}{n_1} \left(\frac{P_1}{A_{I'1}} \frac{I_{I'1}}{y_{I'1sl}} + M_1 \right) \\ &= \frac{1}{1} \times \left(\frac{267 \times 10^3}{718.5 \times 10^2} \times \frac{4660000 \times 10^4}{1254} + 173 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 35 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{I'1sl} &= \left\{ \sigma_{I'1sl} - (\sigma_{sl} + \sigma_{I'slD} + \sigma_{I'slL}) \right\} \frac{I_{I'1}}{y_{I'1sl}} n \\ &= \left\{ 355/1.7 - (89 + 12.7 + 75.2) \right\} \times \frac{4660000 \times 10^4}{1254} \times 1 \times 10^{-6} = 1186 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針式(資 11.1.9)

$$\text{ここで、} \sigma_{I'slD} = \frac{M_{ID}}{I_V} \cdot y_{I'sl} = \frac{490 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 1469 = 12.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{I'slL} = \frac{M_{IL}}{I_V} \cdot y_{I'sl} = \frac{2907 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 1469 = 75.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{vM_{I'1sl}}{M_{I'1sl}} = \frac{1.0 \times 35}{1186} = 0.030 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$$

指針式(資 11.1.7)

5) 乾燥収縮による影響の照査

乾燥収縮による応力度の算出に用いる最終収縮度 ε_s は 20×10^{-5} とする。

照査式
$$\frac{vM_{V2}}{M_{V2a}} \leq 1$$

指針式(資 11.1.10)

・乾燥収縮による軸力：

$$P_2 = -Ec_2 \cdot \varepsilon_s \cdot Ac = 1.0 \times 10^4 \times 20 \times 10^{-5} \times 5005 \times 10^2 \times 10^{-3} = -1001 kN$$

・乾燥収縮による曲げモーメント：

$$M_{V2} = -P_2 \cdot d_{V2c} = -1001 \times -0.777 = 778 kN$$

$$Ec_2 = \frac{Ec}{(1 + \varphi_2/2)} = \frac{2.8 \times 10^4}{3} = 1.0 \times 10^4$$

$$n_2 = \frac{Es}{Ec_2} = \frac{2.0 \times 10^5}{0.93 \times 10^4} = 21$$

[Slub]

断面力：

$$\begin{aligned} M_{V2cu} &= \frac{1}{n_2} \times \left(-\frac{P_2}{A_{V2}} \frac{I_{V2}}{y_{V2cu}} + M_2 \right) - Ec_2 \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{I_{V2}}{y_{V2cu}} \\ &= \left\{ \frac{1}{21} \times \left(-\frac{1001 \times 10^3}{599.3 \times 10^2} \times \frac{4056000 \times 10^4}{887} + 786 \times 10^6 \right) \right. \\ &\quad \left. - 1.0 \times 10^4 \times 20 \times 10^{-5} \times \frac{4056000 \times 10^4}{887} \right\} \times 10^{-6} = -18 kN \cdot m \end{aligned}$$

指針式(資 11.1.11)

断面耐力：

$$\begin{aligned} M_{V2acu} &= \left\{ \sigma_{V2acu} - (\sigma_{VcuD} + \sigma_{VcuL} + \sigma_{V1cu}) \right\} \frac{I_{V2}}{y_{V2cu}} n_2 \\ &= \left\{ -(30/3.5) - (-0.7 - 3.9 + 0.02) \right\} \times \frac{4056000 \times 10^4}{887} \times 21 \times 10^{-6} = -3833 kN \cdot m \end{aligned}$$

ここで、 $\sigma_{V1cu} = -\frac{M_{V1cu}}{I_{V1}} \cdot y_{V1cu} \cdot \frac{1}{n} = -\frac{14.4 \times 10^6}{4660000 \times 10^4} \times 758 \times \frac{1}{14} = 0.02 N/mm^2$

$$\therefore \frac{vM_{V2cu}}{M_{V2acu}} = \frac{1.0 \times -18}{-3833} = 0.005 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$$

[U-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力：} M_{V2su} &= \frac{1}{n} \left(-\frac{P_2}{A_{V2}} \frac{I_{V2}}{y_{V2su}} + M_2 \right) \\ &= \frac{1}{1} \left(-\frac{1001 \times 10^3}{599.3 \times 10^2} \times \frac{4056000 \times 10^4}{623} + 778 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 1865 kN \cdot m \end{aligned}$$

断面耐力：

$$\begin{aligned} M_{V2asu} &= -\left\{ \sigma_{V2asu} - (\sigma_{Su} + \sigma_{VsuD} + \sigma_{VsuL} + \sigma_{V1su}) \right\} \frac{I_{V2}}{y_{V2su}} n \\ &= -\left\{ (-355/1.50) - (-165 - 2.4 - 14.3 - 5.6) \right\} \times \frac{4056000 \times 10^4}{623} \times 1 \times 10^{-6} = 3214 kN \cdot m \end{aligned}$$

指針式(資 11.1.12)

ここで、 $\sigma_{V1su} = -\frac{M_{V1su}}{I_{V1}} \cdot y_{V1su} = -\frac{524 \times 10^6}{4660000 \times 10^4} \times 494 = -5.6 N/mm^2$

$$\therefore \frac{vM_{V2su}}{M_{V2asu}} = \frac{1.0 \times 1865}{3214} = 0.580 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$$

指針式(資 11.1.10)

[L-0g]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{V'2sl} &= \frac{1}{n} \left(\frac{P_2}{A_{V'2}} \frac{I_{V'2}}{y_{V'2sl}} + M_2 \right) \\ &= \frac{1}{1} \left(\frac{-1001 \times 10^3}{599.3 \times 10^2} \times \frac{4056000 \times 10^4}{1125} + 778 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 176 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{V'2asl} &= \left\{ \sigma_{V'2asl} - (\sigma_{Su} + \sigma_{V'slD} + \sigma_{V'slL} + \sigma_{V'1sl}) \right\} \frac{I_{V'2}}{y_{V'2sl}} n \\ &= \{ 355/1.7 - (89 + 12.7 + 75.2 + 0.9) \} \times \frac{4056000 \times 10^4}{1125} \times 1 \times 10^{-6} = 1119 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{ここで、} \sigma_{V'1sl} = \frac{M_{V'1sl}}{I_{V'1}} \cdot y_{V'1sl} = \frac{35 \times 10^6}{4660000 \times 10^4} \times 1254 = 0.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{vM_{V'2sl}}{M_{V'2asl}} = \frac{1.0 \times 176}{1119} = 0.157 \leq 1 \dots \text{ok}$$

指針式(資 11.1.12)

指針式(資 11.1.10)

6) 温度変化による影響

コンクリートと鋼桁との温度差は 10℃ とする。

・温度差による歪み： $\varepsilon_t = \alpha \cdot t = 12 \times 10^{-6} \times 10 = 12 \times 10^{-5}$

・温度差による軸力： $P_t = \frac{Es \cdot \varepsilon_t \cdot Ac}{n} = \frac{2.0 \times 10^2 \times 12 \times 10^{-5} \times 5005 \times 10^2}{7} = -1716 kN$

・温度差による曲げモーメント： $M_t = -P_t \cdot d_{vc} = 1716 \times 0.433 = 743 kN$

照査式 $\frac{\nu M_t}{M_{ta}} \leq 1$

指針 式(資 11.1.13)

[Slab]

断面力： $M_{tcu} = \frac{1}{n} \times \left(-\frac{P_t}{A_v} \cdot \frac{I_v}{y_{vcu}} + M_t \right) - E_c \cdot \varepsilon_t \cdot \frac{I_v}{y_{vcu}}$
 $= \left\{ \frac{1}{7} \times \left(-\frac{1716 \times 10^3}{1076.0 \times 10^2} \times \frac{5681000 \times 10^4}{543} + 743 \times 10^6 \right) - 3.0 \times 10^4 \times 12 \times 10^{-5} \times \frac{5681000 \times 10^4}{543} \right\} \times 10^{-6} = -32 kN \cdot m$

指針 式(資 11.1.14)

断面耐力：

$M_{tacu} = \left\{ \sigma_{tacu} - (\sigma_{vcuD} + \sigma_{vcuL} + \sigma_{v1cu} + \sigma_{v2cu}) \right\} \cdot \frac{I_v}{y_{vcu}} \cdot n$
 $= \left\{ -(30/3.5 \times 1.15) - (-0.7 - 3.9 + 0.02 + 0.02) \right\} \times \frac{5681000 \times 10^4}{543} \times 7 \times 10^{-6} = -3879 kN \cdot m$

指針 式(資 11.1.15)

ここで、 $\sigma_{v2cu} = -\frac{M_{v2cu}}{I_{v2}} \cdot y_{v2cu} \cdot \frac{1}{n_2} = -\frac{18 \times 10^6}{4056000 \times 10^4} \times 887 \times \frac{1}{21} = 0.02 N/mm^2$

$\therefore \frac{\nu M_{v2cu}}{M_{v2acu}} = \frac{1.0 \times -32}{-3879} = 0.008 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$

指針 式(資 11.1.13)

[U-flg]

断面力： $M_{tsu} = \frac{1}{n} \left(-\frac{P_t}{A_v} \cdot \frac{I_v}{y_{tsu}} + M_t \right)$
 $= \frac{1}{1} \left(-\frac{1716 \times 10^3}{1076 \times 10^2} \times \frac{5681000 \times 10^4}{279} + 743 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 3990 kN \cdot m$

断面耐力：

$M_{tasu} = -\left\{ \sigma_{tasu} - (\sigma_{su} + \sigma_{1suD} + \sigma_{1suL} + \sigma_{v1su} + \sigma_{v2su}) \right\} \cdot \frac{I_v}{y_{tsu}} \cdot n$
 $= -\left\{ (-355/1.50 \times 1.15) - (-165 - 2.4 - 14.3 - 5.6 - 28.6) \right\} \times \frac{5681000 \times 10^4}{279} \times 1 \times 10^{-6}$
 $= 11457 kN \cdot m$

指針 式(資 11.1.15)

ここで、 $\sigma_{v1su} = -\frac{M_{v2su}}{I_{v2}} \cdot y_{v2su} = -\frac{1865 \times 10^6}{4056000 \times 10^4} \times 623 = -28.6 N/mm^2$

$\therefore \frac{\nu M_{tsu}}{M_{tasu}} = \frac{1.0 \times 3990}{11457} = 0.348 \leq 1 \dots \dots \text{ok}$

指針 式(資 11.1.13)

[L-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{isl} &= \frac{1}{n} \left(\frac{P_r}{A_r} \frac{I_r}{y_{i,sl}} + M_i \right) \\ &= \frac{1}{1} \left(\frac{-1716 \times 10^3}{1076 \times 10^2} \times \frac{5681000 \times 10^4}{1469} + 743 \times 10^6 \right) \times 10^{-6} = 126 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{last} &= \left\{ \sigma_{last} - (\sigma_{Su} + \sigma_{i,SD} + \sigma_{i,SL} + \sigma_{i,1st} + \sigma_{i,2st}) \right\} \frac{I_r}{y_{i,sl}} \cdot n \\ &= \left\{ 355 / 1.7 \times 1.15 - (89 + 12.7 + 75.2 + 0.9 + 4.9) \right\} \times \frac{5681000 \times 10^4}{1469} \times 1 \times 10^{-6} = 2222 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{ここで, } \sigma_{i,2st} = \frac{M_{i,2st}}{I_{V2}} \cdot y_{i,2st} = \frac{176 \times 10^6}{4056000 \times 10^4} \times 1125 = 4.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \frac{vM_{isl}}{M_{last}} = \frac{1.0 \times 126}{2222} = 0.057 \leq 1 \dots \text{ok}$$

指針 式(資 11.1.15)

指針 式(資 11.1.13)

7) 降伏に対する安全度の照査

$$\text{照査式: } \frac{\nu M}{M_o} \leq 1$$

指針 式(資 11.1.16)

[U-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{su} &= -(\sigma_{su} + \sigma_{VsuD} + \sigma_{VsuL} + \sigma_{V'1su} + \sigma_{V'2su} + \sigma_{tsu}) \frac{I_V}{y_{Vsu}} \\ &= -(-165 - 2.4 - 14.3 - 5.6 - 28.6 - 19.6) \times \frac{5681000 \times 10^4}{279} \times 10^{-6} = 47953 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針 式(資 11.1.17)

$$\text{ここで、} \sigma_{tsu} = -\frac{M_{tsu}}{I_V} \cdot y_{Vsu} = -\frac{3990 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 279 = -19.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{asu} &= -\sigma_{asu} \frac{I_V}{y_{Vsu}} \\ &= 355 \times \frac{5681000 \times 10^4}{279} \times 10^{-6} = 72285 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針 式(資 11.1.18)

$$\therefore \frac{\nu M_{su}}{M_{asu}} = \frac{1.0 \times 47953}{72285} = 0.663 \leq 1 \dots \text{ok}$$

[L-flg]

$$\begin{aligned} \text{断面力: } M_{sl} &= (\sigma_{sl} + \sigma_{VslD} + \sigma_{VslL} + \sigma_{V'1sl} + \sigma_{V'2sl} + \sigma_{tsl}) \frac{I_V}{y_{Vsl}} \\ &= (89 + 12.7 + 75.2 + 0.9 + 4.9 + 3.3) \times \frac{5681000 \times 10^4}{1469} \times 10^{-6} = 7193 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針 式(資 11.1.17)

$$\text{ここで、} \sigma_{tsl} = \frac{M_{tsl}}{I_V} \cdot y_{Vsl} = \frac{126 \times 10^6}{5681000 \times 10^4} \times 1469 = 3.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{断面耐力: } M_{asl} &= \sigma_{asl} \frac{I_V}{y_{Vsl}} \\ &= 355 \times \frac{5681000 \times 10^4}{1469} \times 10^{-6} = 13729 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

指針 式(資 11.1.18)

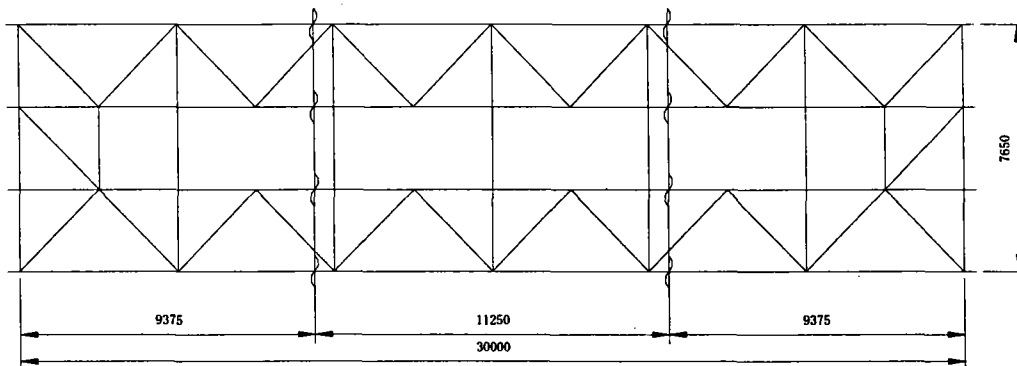
$$\therefore \frac{\nu M_{sl}}{M_{asl}} = \frac{1.0 \times 7193}{13729} = 0.524 \leq 1 \dots \text{ok}$$

4. 7 連結

4. 7. 1 連結位置

連結位置は下図に示す位置とする。

G 1 (G 4)桁の連結について計算を行うものとする。



4. 7. 2 連結位置の応力度

断面変化位置=継手位置なので4.6にて決定された応力度を用いる。
ただし、継手の計算では、設計の簡略化のために荷重の組み合わせとしてクリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重を考える。

G 1 (G 4)桁の計算結果を以下に示す。

断面 1-FLG PL 300×14 (SM490YA)

1-WEB PL 1700×9 (SM490YA)

1-FLG PL 500×32 (SM490YB)

応力度 上フランジ $\sigma_c = 165.0 \text{ N/mm}^2$

下フランジ $\sigma_t = 188.9 \text{ N/mm}^2$

4. 7. 3 フランジの連結

引張側フランジの連結においては、2孔引きで計算を行う。

(1) 上フランジ

1-FLG PL 300×14 (SM490YA) $A_g = 42.0 \text{ cm}^2$

上フランジの終局強度 P_u

$$P_u = \sigma_{cu} \times A_g = 355 \times 42.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1491 \text{ kN}$$

上フランジに作用する圧縮力の合計 P

$$P = \sigma_c \times A_g = 165.0 \times 42.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 693 \text{ kN}$$

$$vP = 1.7 \times 693 = 1178 \text{ kN} > 0.75 \times P_u = 0.75 \times 1491 = 1118 \text{ kN}$$

所要ボルト本数 n (2面摩擦)

H. T. Bは、M22 S10Tを使用する。

1面摩擦の場合のボルト1本当りの強度 $P_u = 82 \text{ kN}$

$$\frac{vP}{nmP_u} \leq 1$$

$$n = \frac{vP}{mP_u} = \frac{1.7 \times 693 \times 10^3}{2 \times 82 \times 10^3} = 7.2 \rightarrow 8 \text{ 本使用}$$

n : ボルト本数、 m : 摩擦面数

道示鋼9.3.1

解説(3)

指針 6.1.1

指針 4.1.2.2

指針 2.2.3

連結板(SM490YA)

1-Spl PL	300×10	$A_s = 30.0\text{cm}^2$
2-Spl PL	125×10	$A_s = 25.0\text{cm}^2$
		$\Sigma A_s = 55.0\text{cm}^2$

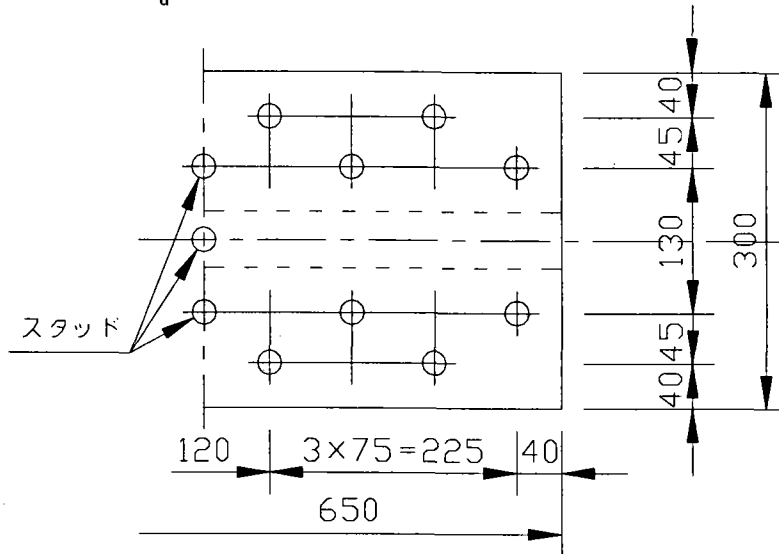
指針 11.5

連結板の終局限界状態の照査

連結板の終局強度 P_u

$$P_u = \sigma_{cu} \times \Sigma A_s = 355 \times 55.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1953\text{kN}$$

$$\nu P = \frac{1.7 \times 693 \times 10^3}{1953 \times 10^3} = 0.60 \leq 1$$



(2) 下フランジ

1-FLG PL 500×32(SM490YB) $A_g = 160.0\text{cm}^2$

指針 6.1.1

下フランジの終局強度 P_u

$$P_u = \sigma_{tu} \times A_g = 355 \times 160.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 5680\text{kN}$$

下フランジに作用する引張力の合計 P

$$P = \sigma_t \times A_g = 188.9 \times 160.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 3022\text{kN}$$

$$\nu P = 1.7 \times 3022 = 5137\text{kN} > 0.75 \times P_u = 0.75 \times 5680 = 4260\text{kN}$$

所要ボルト本数 n (2面摩擦)

H.T.Bは、M22 S10Tを使用する。

1面摩擦の場合のボルト1本当たりの強度 $P_u = 82\text{kN}$

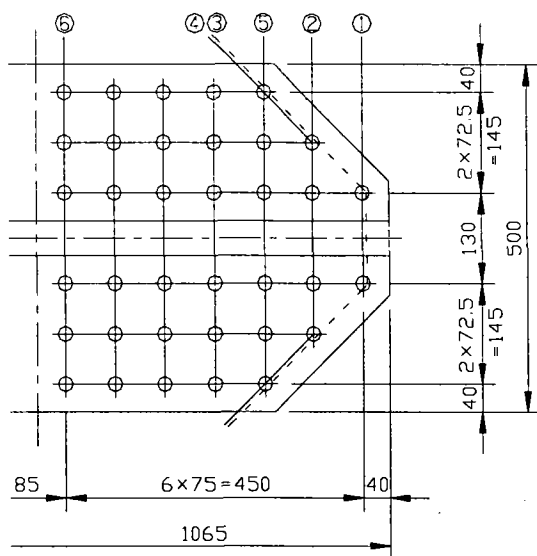
指針 4.1.2.2

指針 2.2.3

$$\frac{\nu P}{n m P_u} \leq 1$$

$$n = \frac{\nu P}{m P_u} = \frac{1.7 \times 3022 \times 10^3}{2 \times 82 \times 10^3} = 31.3 \rightarrow 36\text{本使用}$$

n : ボルト本数、 m : 摩擦面数



ボルト控除後における母材の終局限界状態の照査

① 断面

純断面積

$$A_{n1} = (50.0 - 2 \times 2.5) \times 3.2 = 144.0 \text{ cm}^2$$

終局強度

$$P_{u1} = \sigma_{tu} \times A_{n1} = 355 \times 144.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 5112 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P}{P_{u1}} = \frac{1.7 \times 3022 \times 10^3}{5112 \times 10^3} = 1.00 \leq 1$$

② 断面

純断面積

$$A_{n2} = (50.0 - 4 \times 2.5) \times 3.2 = 128.0 \text{ cm}^2$$

終局強度

$$P_{u2} = \sigma_{tu} \times A_{n2} = 355 \times 128.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 4544 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P}{P_{u2}} = \frac{1.7 \times 3022 \times 10^3}{4544 \times 10^3} \times \frac{(36-2)}{36} = 1.07 > 1$$

母材断面を 34mm に増断面する。

$$1\text{-FLG PL } 500 \times 34 \text{ (SM490YB)} \quad A_g' = 170.0 \text{ cm}^2$$

増断面後の下フランジのに作用する引張力の合計 P'

$$P' = 3022 \times \frac{160.0}{170.0} = 2844 \text{ kN}$$

増断面後の純断面積

$$A_{n2}' = (50.0 - 4 \times 2.5) \times 3.4 = 136.0 \text{ cm}^2$$

増断面後の終局強度

$$P_{u2}' = \sigma_{tu} \times A_{n2}' = 355 \times 136.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 4828 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P'}{P_{u2}'} = \frac{1.7 \times 2844 \times 10^3}{4828 \times 10^3} \times \frac{(36-2)}{36} = 0.95 > 1$$

③ 断面

純断面積

$$\omega = d - \frac{P^2}{4g} = 25 - \frac{75^2}{(4 \times 72.5)} = 5.60 \text{ mm}$$

$$A_{n3} = \{50.0 - (2 \times 2.5 + 4 \times 0.560)\} \times 3.4 = 145.4 \text{ cm}^2$$

終局強度

$$P_{u3} = \sigma_{tu} \times A_{n3} = 355 \times 145.4 \times 10^2 \times 10^{-3} = 5162 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P'}{P_{u3}} = \frac{1.7 \times 2844 \times 10^3}{5162 \times 10^3} = 0.94 \leq 1$$

④ 断面

純断面積

$$A_{n4} = \{50.0 - (4 \times 2.5 + 2 \times 0.560)\} \times 3.4 = 132.2 \text{ cm}^2$$

終局強度

$$P_{u4} = \sigma_{tu} \times A_{n4} = 355 \times 132.2 \times 10^2 \times 10^{-3} = 4693 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P'}{P_{u4}} = \frac{1.7 \times 2844 \times 10^3}{4693 \times 10^3} \times \frac{(36-2)}{36} = 0.97 \leq 1$$

⑤ 断面

純断面積

$$A_{n5} = (50.0 - 6 \times 2.5) \times 3.4 = 119.0 \text{ cm}^2$$

終局強度

$$P_{u5} = \sigma_{tu} \times A_{n5} = 355 \times 119.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 4225 \text{ kN}$$

$$\frac{\nu P'}{P_{u5}} = \frac{1.7 \times 2844 \times 10^3}{4225 \times 10^3} \times \frac{(36-2)}{36} = 0.95 \leq 1$$

連結板 (SM490YB)

$$1\text{-Spl PL } 500 \times 20 \quad A_g = 100.0 \text{ cm}^2 \quad A_n = (50.0 - 6 \times 2.5) \times 2.0 = 70.0$$

$$2\text{-Spl PL } 225 \times 24 \quad A_g = 108.0 \text{ cm}^2 \quad A_n = 2 \times (22.5 - 3 \times 2.5) \times 2.4 = 72.0$$

$$\frac{\Sigma A_g = 208.0 \text{ cm}^2}{\Sigma A_n = 142.0 \text{ cm}^2}$$

連結板の終局限界状態の照査 (⑥断面)

連結板の終局強度 P_u

$$P_u = \sigma_{tu} \times \Sigma A_n = 355 \times 142.0 \times 10^2 \times 10^{-3} = 5041 \text{ kN}$$

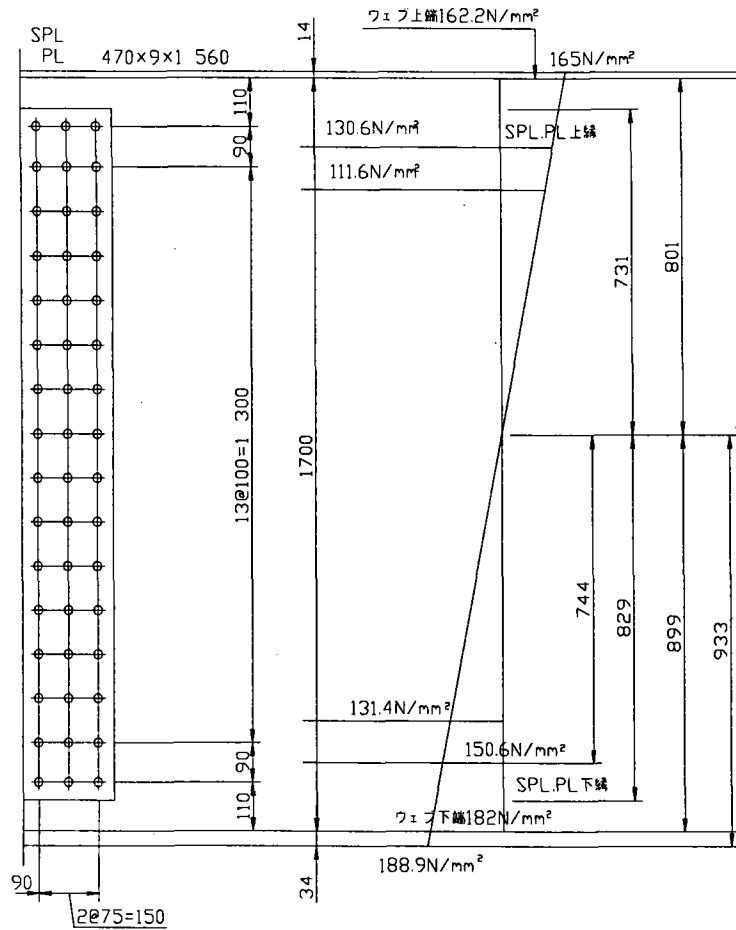
$$\frac{\nu P'}{P_u} = \frac{1.7 \times 2844 \times 10^3}{5041 \times 10^3} = 0.96 \leq 1$$

4.7.4 腹板の連結

(1) 曲げモーメントによりボルトに作用する力

ボルトは図のように上下対称とし、ボルト本数の照査は作用応力度の大きな上フランジ側で行う。

指針 4.1.2.2



最下段ボルト

最下段ボルトの分担幅 b_1

$$b_1 = 11.0 + \frac{9.0}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

分担する力の合力 P_1

$$P_1 = 155 \times 9 \times \frac{182.0 + 150.6}{2} \times 10^{-3} = 232 \text{ kN}$$

所要ボルト本数 n (2面摩擦)

H. T. Bは、M22 S10Tを使用する。

1面摩擦の場合のボルト1本当りの強度 $P_u = 82 \text{ kN}$

$$\frac{v P_1}{n m P_u} \leq 1$$

$$n = \frac{v P_1}{m P_u} = \frac{1.7 \times 232 \times 10^3}{2 \times 82 \times 10^3} = 2.4 \rightarrow 3 \text{ 本使用}$$

n : ボルト本数、 m : 摩擦面数

二段目ボルト

分担幅 b_2

$$b_2 = \frac{9.0}{2} + \frac{10.0}{2} = 9.5\text{cm}$$

分担する力の合力 P_2

$$P_2 = 95 \times 9 \times \frac{150.6 + 131.4}{2} \times 10^{-3} = 121\text{kN}$$

所要ボルト本数 n (2面摩擦)

H. T. Bは、M22 S10Tを使用する。

1面摩擦の場合のボルト1本当りの強度 $P_u = 82\text{kN}$

$$\frac{v P_2}{n m P_u} \leq 1$$

$$n = \frac{v P_2}{m P_u} = \frac{1.7 \times 232 \times 10^3}{2 \times 82 \times 10^3} = 2.4 \rightarrow 3\text{本使用}$$

n : ボルト本数、 m : 摩擦面数

(2) せん断力によりボルトに作用する力

作用せん断力 $S = 381\text{kN}$

連結部片側のボルト本数 $n = 48$ 本

$$\frac{v S}{n m P_u} = \frac{1.7 \times 381 \times 10^3}{48 \times 2 \times 82 \times 10^3} = 0.08 \leq 1$$

(3) 合成ボルト力

曲げモーメントによる水平方向ボルト力とせん断力による鉛直方向ボルト力との合成ボルト力の照査を作用力の大きな最下段ボルトについて行う。

$$\left(\frac{v P_1}{n m P_u} \right)^2 + \left(\frac{v S}{n m P_u} \right)^2 = \left(\frac{1.7 \times 232 \times 10^3}{3 \times 2 \times 82 \times 10^3} \right)^2 + \left(\frac{1.7 \times 381 \times 10^3}{48 \times 2 \times 82 \times 10^3} \right)^2 = 0.65 \leq 1$$

(4) 連結板

連結板は主桁腹板と同じSM490Yとする。

連結板の断面性能

$$\text{断面積} \quad A = 2 \times 156 \times 0.9 = 280.8\text{cm}^2$$

$$\text{断面2次モーメント} \quad I_s = 2 \times 156^3 \times \frac{0.9}{12} = 569000\text{cm}^4$$

主桁腹板の断面性能

$$\text{断面積} \quad A_w = 170 \times 0.9 = 153.0\text{cm}^2$$

$$\text{断面2次モーメント} \quad I_s = 170^3 \times \frac{0.9}{12} = 368000\text{cm}^4$$

腹板の受け持つ曲げモーメントは、連結板図より次のように求められる。

$$M_w = \frac{182 \times 368000 \times 10^4}{899} \times 10^{-6} = 2437\text{kN}\cdot\text{m}$$

連結板の終局限界状態の照査

$$M_u = \frac{\sigma_{tu} \times I_s}{Y} = \frac{355 \times 569000 \times 10^4}{829} \times 10^{-6} = 2437\text{kN}\cdot\text{m}$$

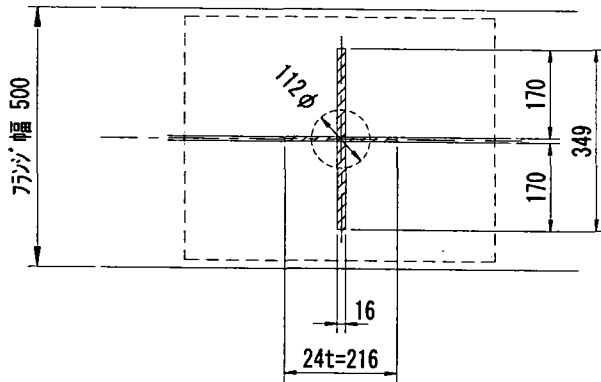
$$\frac{v M_w}{M_u} = \frac{1.7 \times 2437}{2437} = 0.52 \leq 1$$

4. 8 補剛材

4. 8. 1 支点上補剛材

支点上端補剛材は支点反力の大きいG 2 (G 3) 桁で計算する。

$$R_{max} = 807 \text{ kN}$$



指針 10. 7. 1

(1) 軸圧縮に対する終局状態の照査

(SM400) A (cm²)

$$2-PL \ 170 \times 16 = 54.4$$

$$1-PL \ 216 \times 9 = 19.4$$

$$73.8 \text{ cm}^2 < 54.4 \times 1.7 = 92.5 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{有効断面積 } A = 73.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1.6 \times 34.9^3 = 5668 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5668}{73.8}} = 8.76 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{2 \times r_x} = \frac{170.0}{2 \times 8.76} = 9.7 < 18$$

$$P_{cu} = A_g \frac{\sigma_{cog} \cdot \sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} = 7380 \frac{235 \times 235}{235} = 1734300 \text{ N}$$

$$\frac{\nu P}{P_{cu}} = \frac{1.7 \times 807000}{1734300} = 0.79 \leq 1$$

指針 4. 1. 2

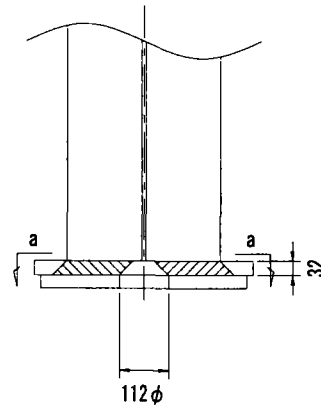
指針 2. 2. 1

表 2. 2. 2

- (2) 支圧に対する終局状態の照査 (a~a)
有効断面積として、下フランジ板厚の45度分布幅を考慮する。

$$A_{b_2} = (34.9 - 11.2 + 2 \times 3.2) \times 1.6 + (21.6 + 2 \times 3.2 - 11.2) \times 0.9 = 63.3 \text{ cm}^2$$

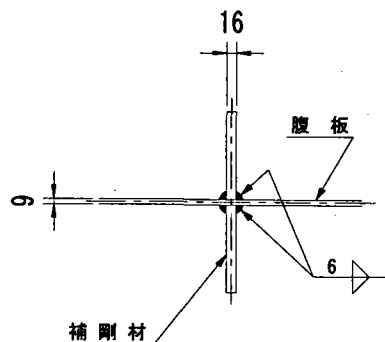
$$\frac{vP}{P_b} = \frac{1.7 \times 807000}{6330 \times 355} = 0.611 \leq 1$$



指針 2.2.1
表-2.2.7

- (3) 溶接部検討

すみ肉溶接有効のど厚 (すみ肉 S = 6 mm)



$$a = \frac{4 \times 0.6}{\sqrt{2}} = 1.70 \text{ cm}$$

3.2.2

$$P_u = \tau_u \Sigma a h$$

$$\frac{vP}{P_u} = \frac{1.7 \times 2 \times 807000}{135 \times 17 \times 1700} = 0.70 \leq 1$$

指針 4.1.2.1

4.8.2 中間補剛材

- (1) 補剛材の間隔

補剛材の間隔は、水平補剛材を1段使用するものとして求める。

$$a/b = 125.0/170 = 0.74 < 0.80$$

$$\left(\frac{b}{100t} \right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{900} \right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{90 + 77 \left(\frac{b}{a} \right)^2} \right\}^2 \right] \leq 1$$

- a : 垂直補剛材間隔 (mm)
- b : 腹板の板幅 (mm)
- t : 腹板の厚さ (mm)
- σ : 腹板の縁圧縮応力度 (N/mm²)
- τ : 腹板のせん断応力度 (N/mm²)

指針 10.5.1

1) 支点上付近

$$b/a = 170/125.0 = 1.36$$

$$\sigma = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 807000 / (1700 \times 9) = 53 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{1700}{100 \times 9} \right)^4 \times \left[\left(\frac{0}{900} \right)^2 + \left(\frac{53}{90 + 77 \times 1.36^2} \right)^2 \right] = 0.66 < 1$$

2) $x_1 = 9.375\text{m}$ 付近

$$b/a = 1.36$$

$$\sigma = 189 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{1700}{100 \times 9} \right)^4 \times \left[\left(\frac{189}{900} \right)^2 + \left(\frac{25}{90 + 77 \times 1.36^2} \right)^2 \right] = 0.71 < 1$$

2) 支間中央部

$$b/a = 1.36$$

$$\sigma = 182 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 12 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{1700}{100 \times 9} \right)^4 \times \left[\left(\frac{182}{900} \right)^2 + \left(\frac{12}{90 + 77 \times 1.36^2} \right)^2 \right] = 0.55 < 1$$

(2) 垂直補剛材断面

指針 10.5.2

必要剛度

$$I_{req} = \frac{b \cdot l^3}{11} r, \quad r = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$$

$$I_{req} = \frac{170 \times 0.9^3}{11} \times 8.0 \times \left(\frac{170}{125.0} \right)^2 = 167 \text{ cm}^4$$

必要突出幅

$$b = \frac{h}{30} + 50 = \frac{1700}{30} + 50 = 107 \text{ mm} \rightarrow 110 \text{ mm 使用}$$

必要板厚

$$t = \frac{b}{13} = \frac{110}{13} = 8.5 \text{ mm} \rightarrow 9 \text{ mm 使用}$$

∴ 1 - PL 110×9 (SM400) 使用

$$I = \frac{tb^3}{3} = \frac{0.9 \times 11.0^3}{3} = 399 \text{ cm}^4 > I_{req}$$

4.8.3 水平補剛材

(1) 腹板厚の検討

水平補剛材を1段使用（腹板材質 SM490Y）

$$t_w = \frac{b}{209} = \frac{1700}{209} = 8.1 \text{ mm} < 9 \text{ mm}$$

(2) 必要剛度

$$I_{req} = \frac{b \cdot t^3}{11} r, \quad r = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$$

$$I_{req} = \frac{170 \times 0.9^3}{11} \times 30 \times \left(\frac{125.0}{170} \right) = 249 \text{ cm}^4$$

∴ 1 - PL 100×9 (SM400) 使用

$$I = \frac{tb^3}{3} = \frac{0.9 \times 10.0^3}{3} = 300 \text{ cm}^4 > I_{req}$$

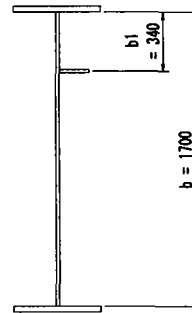
(3) 取付け位置

水平補剛材を1段用いる場合

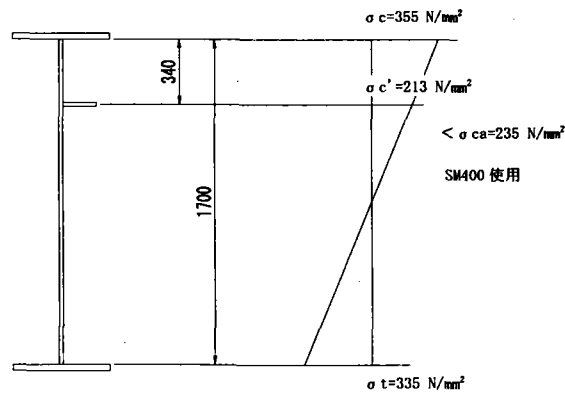
$$b_1 = 0.2b$$

$$= 0.2 \times 1700 = 340 \text{ mm}$$

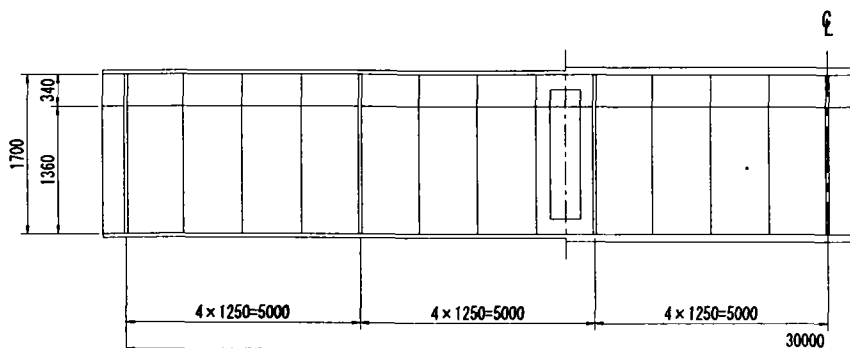
よって取付け位置は圧縮側より 340mm の位置に取付ける。



(4) 水平補剛材の鋼種



4.8.4 補剛材配置



指針 10.4

指針 10.6.2

指針 10.6.1

指針 2.2.1

4. 9 ずれ止め

G 1, (G 4) 桁の断面力にて設計する。

指針 11.4.2

(1) ずれ止めに作用する水平せん断力

1) 主荷重 (合成後死荷重および活荷重) による水平せん断力: $H_p(N/mm)$

- $H_p = G \times S_v / I_v$
- G : 合成断面中立軸 V に関する床版の断面 1 次モーメント
 $G = A_c / n \times d_{vc}$
- n : 鋼材と床版コンクリートとのヤング係数比
- d_{vc} : 合成断面中立軸から床版コンクリート重心までの距離
- S_v : 断面垂直せん断力
- I_v : 合成断面の断面 2 次モーメント

指針 11.2.7

2) 温度差による水平せん断力: $H_t(N/mm)$

- $H_t = \pm 2 / a \times E_s \times \epsilon_t \times A_c / n$
 $\times \{ 1 - (A_c / n / A_v) + (A_c / n \times d_{vc}^2 / I_v) \}$
- E_s : 鋼のヤング係数 $2.0 \times 10^5 (N/mm^2)$
- ϵ_t : $\alpha \times t$
- α : 床版コンクリートと鋼材の線膨張係数 12×10^{-6}
- t : 床版コンクリートと鋼桁の温度差 $10^\circ C$
- A_v : 合成後の断面積
- a : せん断力を負担する範囲

指針 11.2.8

3) 乾燥収縮による水平せん断力: $H_{sh}(N/mm)$

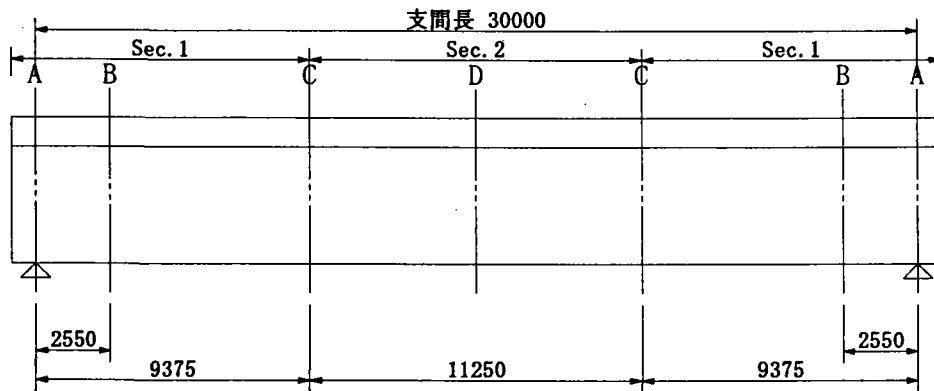
- $H_{sh} = \pm 2 / a \times E_s \times \epsilon_s \times A_c / n_2$
 $\times \{ 1 - (A_c / n_2 / A_{v2}) + (A_c / n_2 \times d_{vc2}^2 / I_{v2}) \}$
- ϵ_s : 最終収縮度 20×10^{-5}
- n_2 : $n \times (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$
クリープ係数 $\phi_2 = 2 \times \phi_1 = 4.0$
- A_{v2} : n_2 を用いて求めた合成断面の断面積
- I_{v2} : n_2 を用いて求めた合成断面の断面 2 次モーメント
- d_{vc2} : n_2 を用いて求めた
合成断面中立軸からコンクリート重心までの距離

指針 11.4.3

4) 温度差および乾燥収縮によるせん断力の分布長

- 主桁間隔 $a = 2.55 \text{ m} < L / 10 = 3.30 \text{ m}$
- L : 支間長 \therefore せん断力の分布長は主桁間隔 $a = 2.55 \text{ m}$ をとる。

5) 水平せん断力の計算



	Sec. 1		Sec. 2	
	A	C	C	D
A _c (cm ²)	5005	5005	5005	5005
d _{vc} (cm)	43.43	43.43	43.27	43.27
n	7	7	7	7
G (cm ³)	31052	31052	30938	30938
S _v (kN)	459	260	260	178
I _v (cm ⁴)	5673426	5673426	5678082	5678082
H _p (N/mm)	251	142	142	97
a (cm)	255.0	255.0	255.0	255.0
E _s (N/mm ²)	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05
ε _t	1.20E-04	1.20E-04	1.20E-04	1.20E-04
A _v (cm ²)	1069.8	1069.8	1075.8	1075.8
H _t (N/mm)	126	126	134	134
ε _s	2.00E-04	2.00E-04	2.00E-04	2.00E-04
n ₂	21	21	21	21
A _{v2} (cm ²)	593.3	593.3	599.3	599.3
d _{vc2} (cm)	79.51	79.51	78.89	78.89
I _{v2} (cm ⁴)	4108618	4108618	4131459	4131459
H _{sh} (N/mm)	173	173	182	182

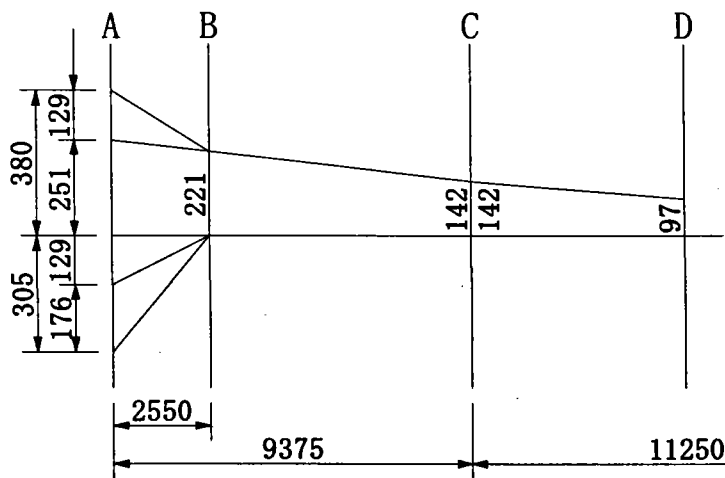
温度差、乾燥収縮による水平せん断力は、Sec.1 と Sec.2 に作用する水平せん断力の平均値を採用する。

$$H_t' = (2 \times 126 \times 9.375 + 134 \times 11.250) / 30.000 = 129 \text{ N/mm}^2$$

$$H_{sh}' = (2 \times 173 \times 9.375 + 182 \times 11.250) / 30.000 = 176 \text{ N/mm}^2$$

6) 水平せん断力の合計

水平せん断力の分布

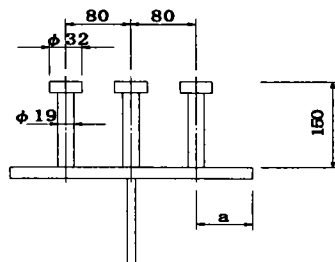


指針 11.4.6

(2) ずれ止めのせん断強度 : Q_u

スタッドジベル $d=19\text{mm}$, $h=150\text{mm}$ を使用。

- $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- $h/d = 150/19 = 7.9 > 5.5$
- $Q_u = 16 \times d^2 \times \sqrt{(\sigma_{ck})} = 16 \times 19^2 \times \sqrt{(30)} = 31636 \text{ N/本}$



指針 11.4.4
指針 11.4.5

(3) ずれ止めの所用間隔

- 橋軸直角方向に3列配置する。
- 橋軸直角方向
 - 最小中心間隔 $P_{min} = d + 3.0 = 1.9 + 3.0 = 4.9 \text{ cm}$
 - 最小縁端 $a \geq 2.5 \text{ cm}$
- 橋軸方向
 - 最小中心間隔 $P_{min} = 5d = 5 \times 1.9 = 9.5 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm}$ 以上
 - 最大中心間隔 $P_{max} = 3 \times T_c = 3 \times 22.0 = 66.0 \text{ cm} > 60.0 \text{ cm}$ 以下
 - $P = 3 \times Q_u / (v \times H) = 3 \times 31636 / (1.7 \times H) = 55828 / H$
- 上式によりスタッド間隔を計算すると下表のようになる。

区間	ずれ止め間隔(mm)	使用間隔(mm)
A ~ B	$55828 / 380 = 147$	140mm
B ~ C	$55828 / 221 = 253$	250mm
C ~ D	$55828 / 142 = 393$	350mm

5. 荷重分配横桁

5. 1 設計方針

- (1)第4章の主桁における設計方針にしたがって、支間中央に荷重分配横桁を1本設ける。
- (2)実際の設計作業においては、荷重分配横桁の設計断面力は格子解析から得られる断面力を用いるが、本書では設計断面力として仮定値を採用する。
- (3)主桁への連結方法は、外主桁に対してはせん断力のみを、また、中主桁に対しては曲げモーメントとせん断力を伝達できる構造とする。
- (4)連結部の設計では、フランジは曲げモーメントのみ、腹板はせん断力のみを伝達するものとして計算する。

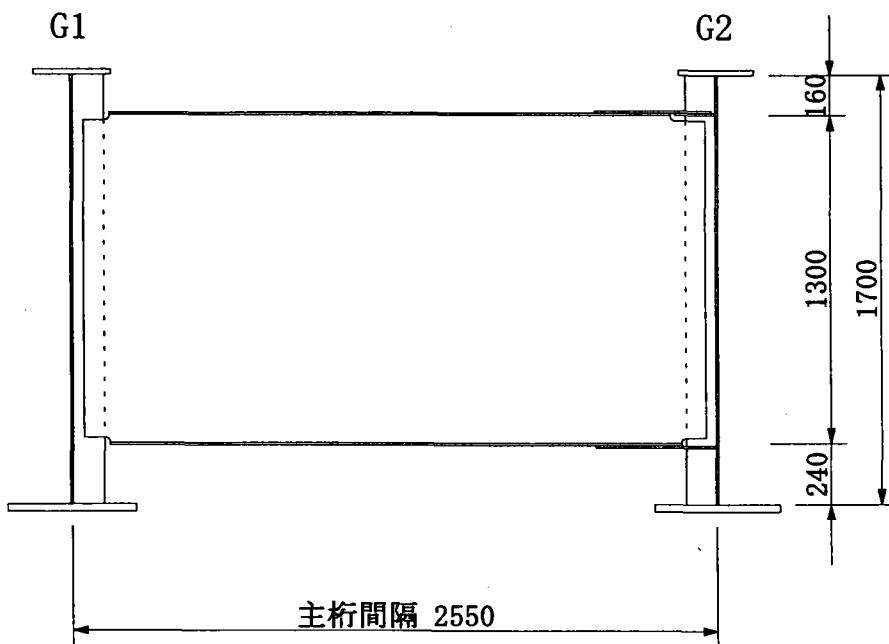
5. 2 設計断面力

設計断面力は次のように仮定する。

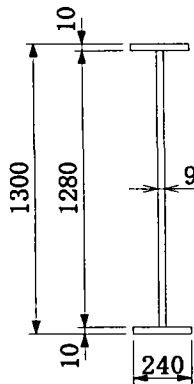
- ・曲げモーメント : $M_{\max} = 394 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (合成前+合成後)
- ・せん断力 : $S_{\max} = 176 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (合成前+合成後)

5. 3 断面決定

5.3.1 構造形式



5.3.2 断面計算



	SM400	A (cm ²)	y (cm)	A y ² (cm ⁴)
2-Flg. PL	240 × 10	48.0	64.5	199692
1-Web. PL	1280 × 9	115.2		157286
		A = 163.2 cm ²	I = 356978 cm ⁴	

1) 終局曲げモーメント

・圧縮側

$$M_{cu} = \frac{I_y}{y_c} \sigma_{cu} = \frac{356978 \times 10^4}{650} \times 202 = 1109 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・引張側

$$M_{tu} = \frac{I_y}{y_l} \sigma_{tu} \cdot \frac{A_e}{A t f} = \frac{356978 \times 10^4}{-650} \times 235 \times \frac{240 - 2 \times 25}{240} = 1022 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

・曲げ圧縮強度

$$\sigma_{cu} = 235 - 2.1 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right) = 235 - 2.1 \times (2.32 \times 10.6 - 9) = 202 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_w}{A_c} = \frac{115.2}{24} = 4.8 > 2$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = \sqrt{3 + \frac{1}{2} \times 4.8} = 2.32$$

$$\frac{l}{b} = \frac{2550}{240} = 10.6 > \frac{9}{K} = 3.9$$

・曲げ引張強度

$$\sigma_{tu} = 235 \text{ N/mm}^2$$

2) 終局せん断強度

$$S_u = A_w \cdot \tau_u = 115.2 \times 10^2 \times 135 = 1555 \text{ kN}$$

・せん断力強度

$$\tau_u = 135 \text{ N/mm}^2$$

3) 終局限界状態の照査

$$\frac{\nu M_{max}}{M_{cu}} = \frac{1.7 \times 394}{1109} = 0.60 < 1$$

$$\frac{\nu M_{max}}{M_{tu}} = \frac{1.7 \times 394}{1022} = 0.66 < 1$$

$$\frac{\nu S_{max}}{S_u} = \frac{1.7 \times 176}{1555} = 0.19 < 1$$

指針 10.2.1

指針 2.2.1

指針 10.2.2

指針 2.2.1

指針 4.1.1.2

指針 10.2.4

指針 4.1.1.5

4)合成力の照査

$$\left(\frac{\nu M_{\max}}{M_{tu}}\right)^2 + \left(\frac{\nu S_{\max}}{S_u}\right)^2 = 0.66^2 + 0.19^2 = 0.47 < 1$$

5. 4 連結

5.4.1 フランジの連結

1)設計軸力

- ・作用軸力 $P = M/h = 394/1.300 = 303 \text{ kN}\cdot\text{m}$
ここで、 $h = 1300\text{mm}$ (横桁高さ)。

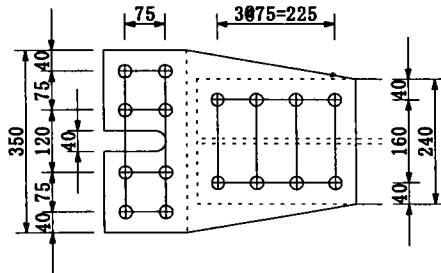
指針 2.2.3
指針 4.1.2.2

2)連結ボルト

- ・使用ボルト H.T.B M22(S10T) ; すべり耐力 $P_u = 82 \text{ kN}$
- ・摩擦面の数 $m = 1$
- ・必要ボルト本数
 $n = \nu \times P / (m \times P_u) = 1.7 \times 303 / (1 \times 82) = 6.3 \text{ 本} \rightarrow 8 \text{ 本使用}$

3)連結板

- ・連結板純幅 $B_n = 350 - 4 \times 25 - 40 = 210 \text{ mm}$
- ・所要板厚 $t_r = \nu \times P / (B_n \times \sigma_{tu})$
 $= 1.7 \times 305 \times 10^3 / (210 \times 235) = 10.5 \text{ mm} \rightarrow 11 \text{ mm}$

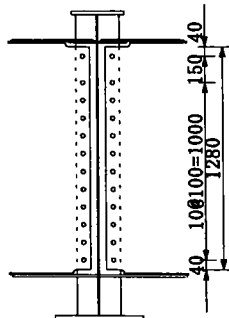


5.4.2 腹板の連結

1)作用せん断力 $S = 176 \text{ kN}$

2)連結ボルト

- ・使用ボルト H.T.B M22(S10T) ; すべり耐力 $P_u = 82 \text{ kN}$
- ・摩擦面の数 $m = 1$
- ・必要ボルト本数
 $n = \nu \times S / (m \times P_u) = 1.7 \times 196 / (1 \times 82) = 4.1 \text{ 本} \rightarrow 12 \text{ 本使用}$



指針 10.4

5. 5 補剛材

5.5.1 水平補剛材

水平補剛材を用いないときの最小腹板厚

$$t_{\min} = b / 152 = 1280 / 152 = 8.4 \text{ mm} \leq 9 \text{ mm}$$

ここに、 $b = 1280 \text{ mm}$ (横桁腹板高)。

指針 10.2.1

指針 10.2.2

5.5.2 垂直補剛材

指針 10.5.1

1) 応力度の算出

$$\cdot \sigma_c = 394 \times 10^6 / (356978 \times 10^4) \times 650 = 72 \text{ N/mm}^2$$

$$\cdot \tau = 176 \times 10^3 / (115.2 \times 10^2) = 15 \text{ N/mm}^2$$

2) 補剛材間隔

補剛材間隔は $a = 127.5 \text{ cm}$ とする。

$$\cdot a / b = 127.5 / 128 = 1.00$$

$$\begin{aligned} \cdot \{b / (100 \times t)\}^4 \times \{ \{ \sigma_c / 345 \}^2 + [\tau / \{ 58 + 77 \times (b / a)^2 \}]^2 \} \\ = \{ 128.0 / (100 \times 0.9) \}^4 \times \{ \{ 72 / 345 \}^2 + \{ 15 / (58 + 77 \times 1.00^2) \}^2 \} \\ = 0.229 \leq 1 \end{aligned}$$

指針 10.5.2

3) 補剛材剛度

・突出幅

$$b_{\text{req}} = b / 30 + 50 = 1280 / 30 + 50 = 93 \text{ mm} \rightarrow 100 \text{ mm} = B$$

・板厚

$$t_{\text{req}} = B / 13 = 100 / 13 = 7.7 \text{ mm} \rightarrow 9 \text{ mm} = t$$

・必要剛度

$$\begin{aligned} I_{\text{req}} &= b \times t^3 / 11 \times 8.0 \times (b / a)^2 \\ &= 128.0 \times 0.9^3 / 11 \times 8.0 \times 1.00^2 \\ &= 68.4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

4) 使用断面

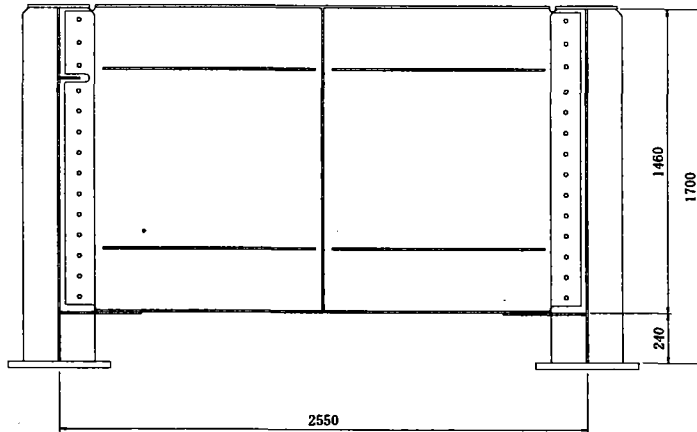
・ 1 - P L 100 × 9

$$\cdot I = t \times b^3 / 3 = 0.9 \times 10.0^3 / 3 = 300 \text{ cm}^4 \geq I_{\text{req}}$$

6. 端横桁・対傾構

6. 1 端横桁

6. 1. 1 設計方針



- (1) 端横桁の形状は上記の通りとする。
- (2) 荷重は死荷重・活荷重・風荷重・地震荷重を考え、それらの組み合わせ荷重に対して検討する。
- (3) 死荷重は舗装及び床版を考え、活荷重はT荷重を考える
- (4) 風荷重は活荷重無載荷時のみを考える。
- (5) 風荷重については2組の端横桁だけで受け持たせるものとする。
- (6) 地震荷重については全ての端横桁で均等に受け持たせるものとする。

6. 1. 2 荷重

(1) 鉛直荷重（常時）

1) 死荷重

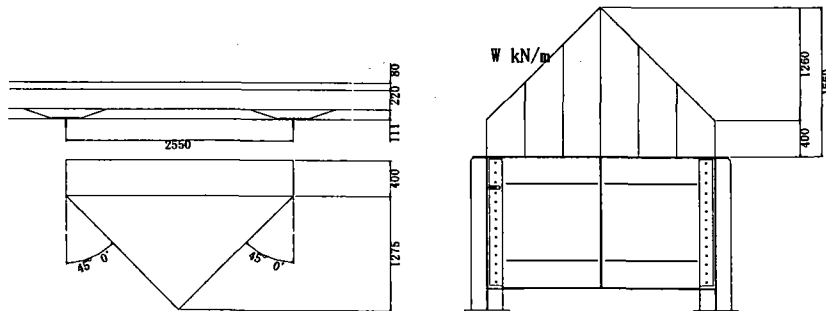
$$0.400 \times 9.91 = 4.0 \text{ kN/m}$$

$$1.275 \times 9.91 = 12.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{舗装} \quad 0.080 \times 22.5 = 1.80$$

$$\text{床版} \quad (0.220 + 0.111) \times 24.5 = 8.11$$

$$= 9.91 \text{ kN/m}^2$$



2) 活荷重 (T荷重)

輪荷重

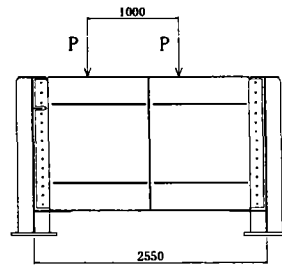
$$P = 100 \text{ kN}$$

衝撃係数

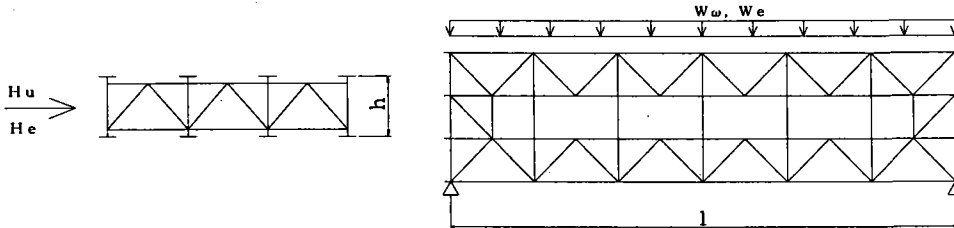
$$i = 20 / (50 + L)$$

$$= 20 / (50 + 2.55)$$

$$= 0.381$$



(2) 水平荷重



1) 風荷重

$$B / D = 9700 / 2702 = 3.59$$

1 < B / D < 8 より

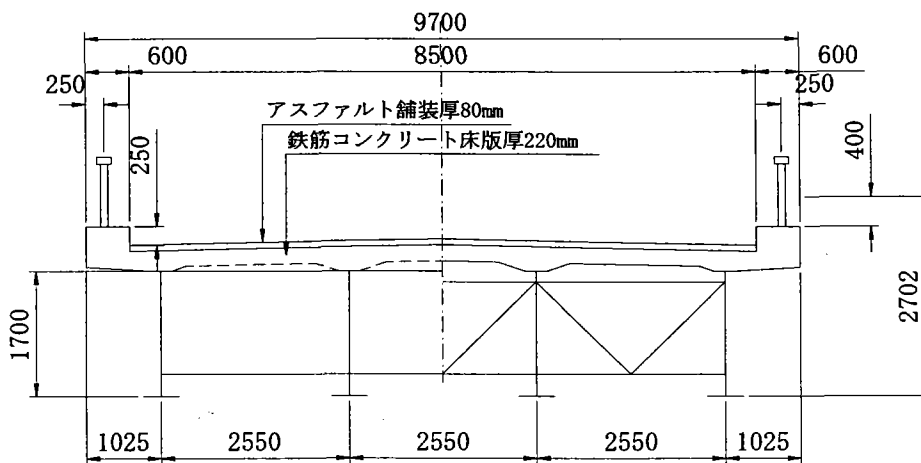
$$W_w = [4.0 - 0.2 (B / D)] D$$

$$= [4.0 - 0.2 (9.700 / 2.702)] \times 2.702$$

$$= 8.87 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ kN/m}$$

B : 橋の総幅 (m)

D : 橋の総高 (m)



道示 共 2.1.3

共 2.1.4

道示 鋼 2.1.12

総高：D (mm)

高欄	400
地覆	250
舗装	80
床版	220
ハンチ	60
桁高	1700
勾配(2%)	$(1025-600) \times 0.02 = -8$
総高	2702 mm

総幅：B = 9700 mm

$$H_w = \frac{l}{2} W \omega \frac{1}{2}$$

$$= \frac{1}{2} \times 30.0 \times 8.87 \times \frac{1}{2} = 67 \text{ kN}$$

2) 地震荷重

(a) 死荷重強度

舗装	$22.5 \times 0.080 \times 8.500$	= 15.30
地覆	$24.5 \times 0.325 \times 0.600 \times 2$	= 9.56
高欄	0.480×2	= 0.96
床版	$24.5 \times 0.220 \times 9.700$	= 52.28
ハンチ	$(1.23 \times 1.75) \times 2$	= 5.96
鋼重	4.25×4	= 17.00
		<hr/>
W_d		= 101.06 kN/m

(b) 地震荷重強度

$$W_e = W_d \cdot k_H = 101.06 \times 0.25 = 25.3 \text{ kN/m}$$

(c) 地震荷重

$$H_e = \frac{l}{2} W_e \frac{1}{(n-1)} = \frac{1}{2} \times 30.0 \times 25.3 \times \frac{1}{(4-1)} = 127 \text{ kN}$$

(n : 主桁本数)

6.1.3 断面力

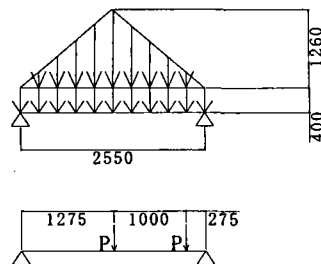
1) 曲げモーメント

死荷重による曲げモーメント

$$M_d = \frac{l^2}{8} (q_1 + \frac{q_2}{2})$$

$$= \frac{2550^2}{8} (4.0 + \frac{12.6}{2})$$

$$= 8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



活荷重による曲げモーメント

$$M_l = (\frac{P \cdot l}{4} + \frac{P \cdot b}{2})(1+i)$$

$$= (\frac{100 \times 2550}{4} + \frac{100 \times 0.275}{2})(1+0.381)$$

$$= 107 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\Sigma M = 8 + 107 = 115 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) せん断力

$$S_d = \frac{l}{6} (3q_1 + q_2)$$

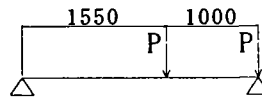
$$= \frac{2550}{6} (3 \times 4.0 + 12.6)$$

$$= 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_1 = P \left(1 + \frac{l-1}{l}\right) (1+i)$$

$$= 100 \times \left(1 - \frac{2550-1}{2550}\right) (1+0.381)$$

$$= 222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$\Sigma S = S_d + S_1 = 10 + 222 = 232 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 水平力

風荷重 $H_w = 67 \text{ kN}$

地震荷重 $H_e = 127 \text{ kN}$

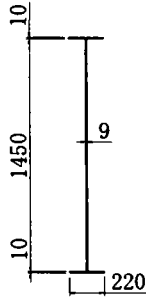
4) 断面力の組み合わせ

指針 3.1

	M (kN·m)	S (kN)	N (kN)	安全係数 v
1. 死荷重	8	10		
2. 活荷重	107	222		
3. 風荷重			± 67	
4. 地震荷重			± 127	
常時 1+2	115	232		
風時 1+2+3	115	232	67	
地震時 1+4	8	10	127	
常時 $v(1+2)$	196	394		1.70
風時 $v(1+2+3)$	155	313	90	1.35
地震時 $v(1+4)$	9	12	146	1.15

断面力の卓越する常時にて断面設計を行う。

6.1.4 断面計算



	SM400	A (cm ²)	z (cm)	Az ² (cm ⁴)
2- Flg. PL	220 × 10	44.0	73.0	234,000
1- Web. PL	1,450 × 9	130.5		229,000
		A=174.5 cm ²		463,000 cm ⁴

$$M_{cuz} = \frac{I_{zz}}{Z_c} \sigma_{bugz} = \frac{463000 \times 10^4}{735} \times 194 = 122 \times 10^7 = 122 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\frac{vM_z}{M_{cuz}} = \frac{196 \times 10^6}{122 \times 10^7} = 0.16 \leq 1$$

$$S_u = A_e \cdot \tau_u = 1305 \times 10^2 \times 135 = 176 \times 10^4$$

$$\frac{vS}{S_u} = \frac{394 \times 10^3}{176 \times 10^4} = 0.22 \leq 1$$

曲げ圧縮強度

$$\frac{A_w}{A_c} = \frac{1305}{22} = 59 > 2$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = \sqrt{3 + \frac{1}{2} \times 59} = 2.44$$

$$\frac{l}{b} = \frac{2550}{220} = 11.6 > \frac{9}{K} = 3.7$$

$$\sigma_{bugz} = 235 - 2.1 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right) = 235 - 2.1 (2.44 \times 11.6 - 9) = 194 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\tau_u = 135 \text{ N} / \text{mm}^2$$

6.1.5 連結

ウェブの連結を設計する。

(1) 作用せん断力

$$vS = 394 \text{ kN}$$

(2) 連結ボルト

使用ボルト

H. T. B M22 (S10T)

1面摩擦強度 $P_u = 82 \text{ kN}$

本数 $n = 14$ 本 摩擦面数 $m = 1$

$$\frac{vS}{n \cdot m \cdot P_u} = \frac{394 \times 10^3}{14 \times 1 \times 82 \times 10^3} = 0.34 \leq 1$$

指針 4.1.1.2

指針 4.1.1.4

指針 2.2.1

指針 2.2.3

指針 4.1.2.2

6.1.6 補剛材

(1) 水平補剛材

水平補剛材を1段使用する。

$$t_v = 1450/256 = 5.7\text{mm} < 9\text{mm} \text{ (腹板厚)}$$

指針 10.4

(2) 垂直補剛材

1) 補剛材間隔

$$a/b = 127.5/145 = 0.88 > 0.80$$

$$\left(\frac{145}{100 \times 0.9} \right)^4 \left[\left(\frac{18}{900} \right)^2 + \left\{ \frac{18}{120 + 58(145/127.5)^2} \right\}^2 \right] = 0.060 \leq 1$$

$$\sigma = \frac{115 \times 10^6}{462000 \times 10^4} \times 735 = 18\text{N/mm}^2$$

指針 10.5.1

2) 補剛材断面

1- PL 100×9 を使用する。

指針 10.5.2

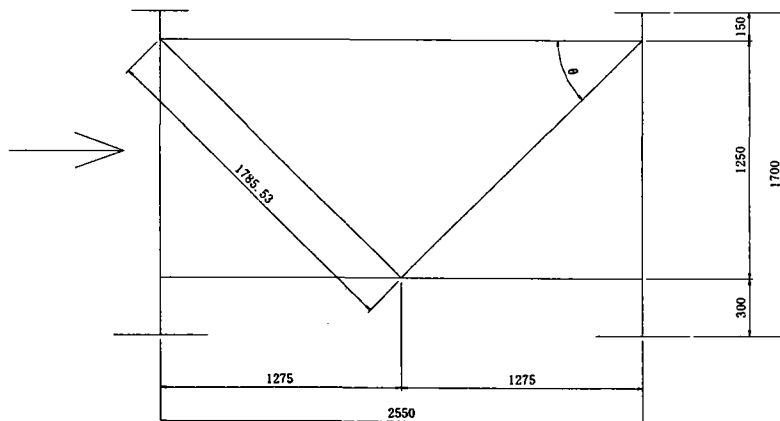
$$\text{突出幅 } B_{\text{req}} = 1450/30 + 50 = 98.3 \rightarrow 100\text{mm}$$

$$\text{板厚 } t_{\text{req}} = 100/13 = 7.7 \rightarrow 9\text{mm}$$

$$\text{剛度 } I = 0.9 \times 10^3 / 3 = 300\text{cm}^4 > I_{\text{req}}$$
$$I_{\text{req}} = 145 \times 0.9^3 / 11 \times 8.0 \times (145/127.5)^2 = 99\text{cm}^4$$

6. 2 中間対傾構

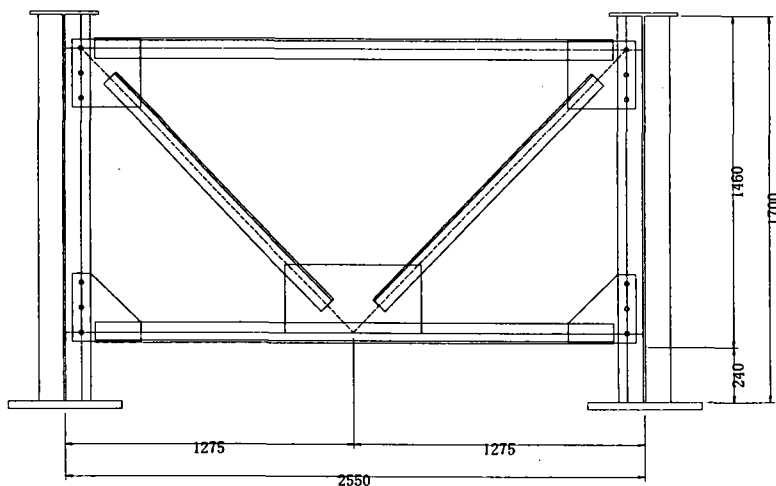
6.2.1 設計方針



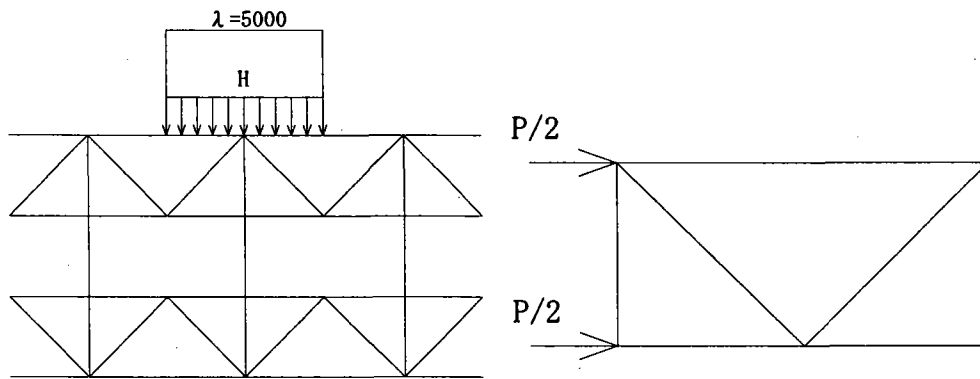
$$\sec \theta = 1786 / 1275 = 1.401$$

$$\sin \theta = 1250 / 1786 = 0.700$$

- (1) 中間対傾構は、上図のような骨組み形状とする。
- (2) 設計荷重は、風荷重及び地震時荷重による水平荷重を考える。
- (3) 水平荷重のうち、風荷重は2組の対傾構で、地震荷重は主桁間隔数の対傾構で均等に分担するものとする。
- (4) 使用部材は上弦材・下弦材・斜材ともにL形鋼を用いるものとし、上下弦材は等断面とする。
- (5) 応力が小さいときは細長比 ($1 / r < 150$) にて断面決定するものとする。



6.2.2 荷重



$$P_{\omega} = \frac{1}{2} W_{\omega} \lambda$$

$$P_e = \frac{1}{(-1)} W_e \lambda$$

P : 1組の対傾構が受け持つ水平荷重

W_{ω} : 風荷重強度

W_e : 地震荷重強度

λ : 中間対傾構間隔

n : 桁本数

6.1.2 より、

$$W_{\omega} = 8.87 \text{ kN/m}$$

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

水平荷重

$$v P_{\omega} = v W_{\omega} \cdot \lambda / 2 = 1.4 \times 8.87 \times 5.000 / 2 = 31.0 \text{ kN}$$

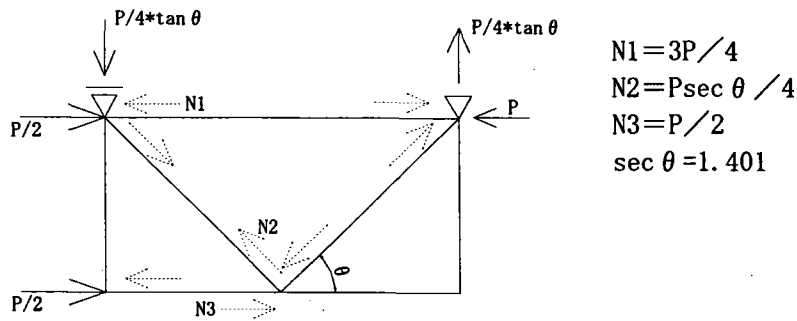
$$v P_e = v W_e \cdot \lambda / (n-1) = 1.15 \times 25.3 \times 5.000 / (4-1) = 48.5 \text{ kN}$$

$$v P_{\omega} < v P_e$$

よって、地震荷重で設計する。

指針 3.1

6.2.3 部材力



$$\begin{aligned} N1 &= 3P/4 \\ N2 &= P \sec \theta / 4 \\ N3 &= P/2 \\ \sec \theta &= 1.401 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v N1 &= 3 v P e / 4 = 3 / 4 \times 48.5 = 36.4 \text{ kN} \\ v N2 &= v P e \times \sec \theta / 4 = 48.5 \times 1.401 / 4 = 17.0 \text{ kN} \\ v N3 &= v P e / 2 = 48.5 / 2 = 24.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

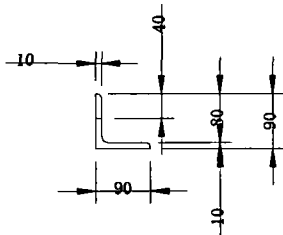
6.2.4 断面決定

(1) 上下弦材

1) 設計軸力

$v N1 > v N3$ より $N1$ で設計する。
 $v N = 36.4 \text{ kN}$ (圧縮力)
 $l = 225.0 \text{ cm}$

2) 使用断面



1 - L 90×90×10 (SS400)
 $A_g = 17.0 \text{ cm}^2$
 $A_n = 17.0 - 4 \times 1.0 = 13.0 \text{ cm}^2$
 $r_x = 2.71 \text{ cm}$
 $r_{\min} = 1.74 \text{ cm}$

3) 細長比

$$l / r_{\min} = 225.0 / 1.74 = 129 < 150$$

4) 圧縮強度

$$\begin{aligned} l / r_x &= 225.0 / 2.71 = 83.0 > 92 \\ b / t &= 90 / 10 = 9 < 12.8 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cu} = \left\{ \frac{2000000}{6500 + (l/r_x)^2} \right\} = \left\{ \frac{2000000}{6500 + (83.0)^2} \right\} = 130 \text{ N/mm}^2$$

5) 圧縮力の照査

$$\frac{vN}{A_g \sigma_{cu} \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1000} \right)} = \frac{36.4 \times 10^3}{17 \times 10^2 \times 130 \times \left(0.5 + \frac{83.0}{1000} \right)} = 0.28 \leq 1$$

指針 5.5

指針 5.1.7

指針 2.2.1

指針 5.4

6) 溶接脚長

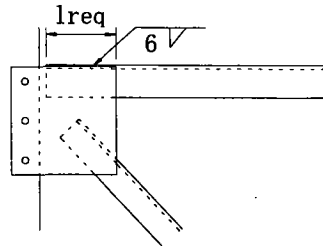
作用応力度が小さいので全強の75%の軸力に対して脚長を決定する。

指針 6.1.1

$$N1' = 0.75 A_g \sigma_{cu} \left(0.5 + \frac{94.1}{1000} \right) = 0.75 \times 17 \times 10^2 \times 130 \times \left(0.5 + \frac{94.1}{1000} \right) = 98.5 kN$$

指針 4.1.2.1

$$l_{req} = \frac{N1}{2 \times 0.707 \times s \times 135} = \frac{98.5 \times 10^3}{2 \times 0.707 \times 6 \times 135} = 86.0 mm \rightarrow 90 mm \text{以上}$$



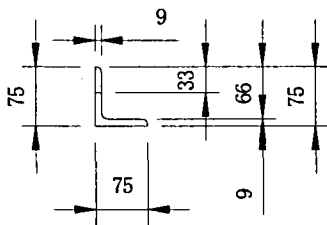
(2) 斜材

1) 設計軸力

$$\nu N_c = -17.0 kN$$

$$\nu N_t = 17.0 kN$$

2) 使用断面



1 - L 75 × 75 × 9 (SS400)

$$A_g = 12.69 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 12.69 - 3.3 \times 0.9 = 9.72 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2.25 \text{ cm}$$

$$r_{min} = 1.45 \text{ cm}$$

指針 5.5

$$l / r_{min} = 178.6 / 1.45 = 123.2 < 150$$

$$l / r_x = 178.6 / 2.25 = 79.4 < 92$$

$$(18 < l / r_x = 79.4 \leq 92)$$

$$b / t = 66 / 9 = 7.3 < 12.8$$

指針 5.1.7

$$\sigma_{cu} = \{ 235 - 1.4 (l / r_x - 18) \} = \{ 235 - 1.4 (79.4 - 18) \} = 149 \text{ N/mm}^2$$

指針 2.2.1

$$\frac{\nu N_c}{A_g \sigma_{cu} \left(0.5 + \frac{l / r_x}{1000} \right)} = \frac{-17.0 \times 10^3}{12.69 \times 10^2 \times 149 \times \left(0.5 + \frac{79.4}{1000} \right)} = -0.16 \leq 1$$

$$\frac{\nu N_t}{P_u} = \frac{\nu N_t}{A_n \times \sigma_{tu}} = \frac{17.0 \times 10^3}{9.72 \times 10^2 \times 235} = 0.07 \leq 1$$

3) 溶接脚長

上弦材と同様に全強の75%で設計する。

$$N2' = 0.75A_g \cdot \sigma_{cu} = 0.75 \times 12.69 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3} = 223.7 \text{ kN}$$

$$l_{req} = N2' / (2 \times 0.707 \times s \times 135)$$

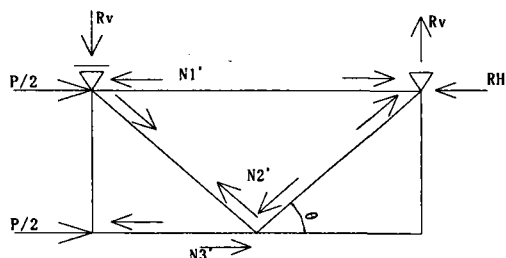
$$= 223.7 \times 103 / (2 \times 0.707 \times 6 \times 135) = 195 \text{ mm} \rightarrow 200 \text{ mm 以上}$$

$$s = 0.6 \text{ cm}$$

指針 6.1.1

指針 4.1.2.1

6.2.5 連結



$$N1' = -98.5 \text{ kN}$$

$$N2' = 223.7 \text{ kN}$$

$$N3' = -98.5 \text{ kN}$$

$$\tan \theta = 0.980$$

全強の75%の軸力に対して設計し、上・下弦とも同じボルト本数とする。

1) 設計ボルト力

$$R_H = P_e \cdot N1' / v N1 = 53.0 \times -98.5 / 39.8 = -131 \text{ kN}$$

$$R_V = P_e \cdot \tan \theta \cdot N2' / 4 = 53.0 \times 0.980 \times 223.7 / 18.6 / 4 = 156 \text{ kN}$$

$$P = \sqrt{(R_H^2 + R_V^2)} = \sqrt{(131^2 + 156^2)} = 204 \text{ kN}$$

2) 必要ボルト本数

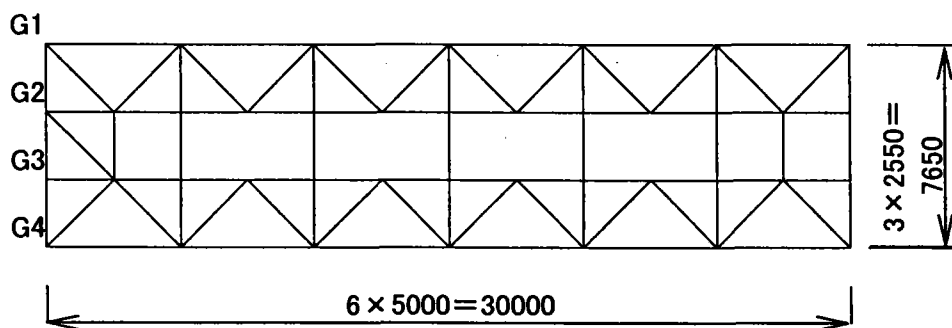
$$n = P / P_u = 204 / 82 = 2.5 \text{ 本} \rightarrow 3 \text{ 本以上}$$

H. T. B M22 (S10T) 一面摩擦強度 $P_u = 82 \text{ kN}$ 使用

7. 横 構

7. 1 設計方針

- (1) 下図のような2組の横構を配置する。
- (2) 設計に用いる荷重は、風荷重及び地震荷重とし、床版と横構で1/2ずつ負担するものとし、さらに2組の横構で均等に受持つものとする。
- (3) 部材力は主桁と横構からなる単純トラスの斜材の部材力として求める。
- (4) 使用部材はCT型鋼とし、2種類とする。



7. 2 荷 重

7.2.1 風荷重

6.1.2 より

$$W_{\omega} = 8.85 \text{ kN/m}$$

横構1組あたりの作用荷重

$$\begin{aligned} W_{\omega}' &= W_{\omega} \times 1/2 \times 1/2 \\ &= 8.85 \times 1/2 \times 1/2 = 2.21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

7.2.2 地震荷重

6.1.2 より

$$W_e = 25.3 \text{ kN/m}$$

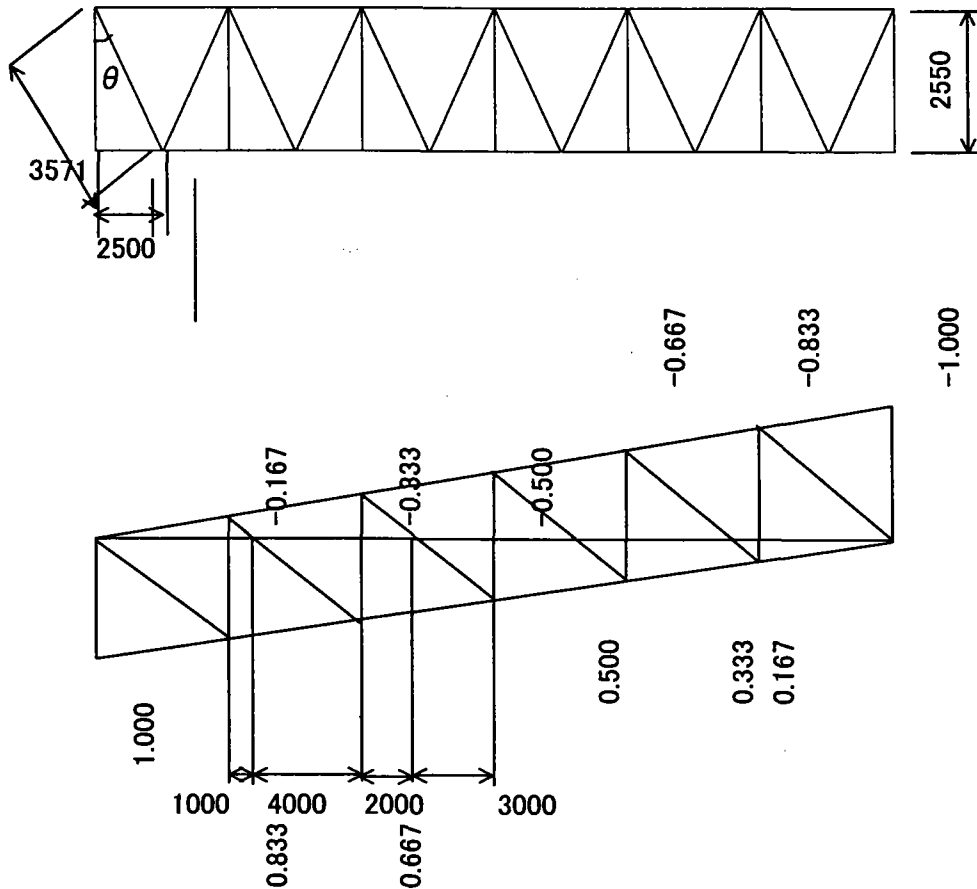
横構1組あたりの作用荷重

$$\begin{aligned} W_e' &= W_e \times 1/2 \times 1/2 \\ &= 25.3 \times 1/2 \times 1/2 = 6.33 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

指針 3.1

7.3 部材力

7.3.1 トラス部材力の影響線



上の影響線はせん断力であるので、トラス軸力は $\sec \theta$ を乗じた値となる。

7.3.2 横構部材力

風荷重 $N\omega = W\omega' \times \max(+A, -A) \times \sec \theta$

地震荷重 $Ne = We' \times (\Sigma A) \times \sec \theta$

$\pm A$, ΣA は下表の影響面積

	+A	-A	ΣA	sec θ	N ω (kN)		Ne(kN)	
					作用荷重	常時換算	作用荷重	常時換算
D1	12.495	0.000	12.495	1.400	38.7	31.8	110.7	74.9
D2	8.004	-0.501	7.503	1.400	24.8	20.4	66.5	45.0
D3	4.500	-1.998	2.502	1.400	13.9	11.5	22.2	15.0
D4	1.998	-4.500	-2.502	1.400	13.9	11.5	22.2	15.0
D5	0.501	-8.004	-7.503	1.400	24.8	20.4	66.5	45.0
D6	0.000	-12.495	-12.495	1.400	38.7	31.8	110.7	74.9

常時換算値算出方法

風時 : 作用荷重 $\times 1.40 / 1.70$

地震時 : 作用荷重 $\times 1.15 / 1.70$

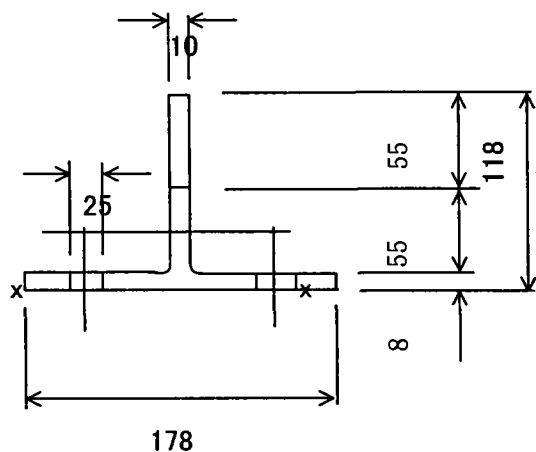
7. 4 断面決定

7.4.1 D₁部材

(1) 設計軸力

	(風)	(地震)
N _c	-38.7 kN	-110.7kN
N _t	38.7 kN	110.7kN

(2) 使用断面



$$\begin{aligned}
 &1 - \text{CT} \quad 118 \times 178 \times 10 \times 8 \quad (\text{SS400}) \\
 &A_g = 26.0 \text{ cm}^2 \\
 &A_n = 26.0 - (5.5 + 2 \times 2.5) \times 0.8 \\
 &= 17.6 \text{ cm}^2 \\
 &r_x = 3.57 \text{ cm} \quad r_y = 3.81 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

(3) 細長比

$$l / r_x = 357.1 / 3.57 = 100.0 < 150$$

(4) 部材強度

① 圧縮強度

$$l / r_x = 357.1 / 3.57 = 100.0 > 92$$

$$b / t = 110 / 10 = 11.0 < 12.8$$

$$\begin{aligned}
 P_{cu} &= [2000000 / \{6500 + (l / r_x)^2\}] \times \{0.5 + (l / r_x) / 1000\} \times A_g \\
 &= [2000000 / \{6500 + (100.0)^2\}] \times \{0.5 + (100.0) / 1000\} \times 26.0 \times 10^2 \\
 &= 189.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 引張強度

$$P_{tu} = 235 \times A_n = 235 \times 17.6 \times 10^2 = 413.6 \text{ kN}$$

道示 鋼 3.1.7

道示 鋼 2.2.1

道示 鋼 3.2.2

道示 鋼 3.5

指針 2.2.1

指針 5.4

(5) 照査

①風時 $\nu = 1.40$

$$\frac{\nu N_c}{P_{cu}} = \frac{1.40 \times 38.7}{189.1} = 0.29 < 1.0$$

$$\frac{\nu N_t}{P_{tw}} = \frac{1.40 \times 38.7}{413.6} = 0.13 < 1.0$$

②地震時 $\nu = 1.15$

$$\frac{\nu N_c}{P_{cu}} = \frac{1.15 \times 110.7}{189.1} = 0.67 < 1.0$$

$$\frac{\nu N_t}{P_{tw}} = \frac{1.15 \times 110.7}{413.6} = 0.31 < 1.0$$

(6) 現場連結

1) 使用ボルト

H.T.B. M22 (S10T)

$\rho_u = 82 \text{ kN}$

2) 必要ボルト本数

一面マサツ強度 $\rho_u = 82 \text{ kN}$ 使用

①風時

$$n = \frac{\nu N}{\rho_u} = \frac{1.40 \times 38.7}{82} = 0.7 < 4 \text{本使用}$$

②地震時

$$n = \frac{\nu N}{\rho_u} = \frac{1.15 \times 110.7}{82} = 1.6 < 4 \text{本使用}$$

指針 2.2.3

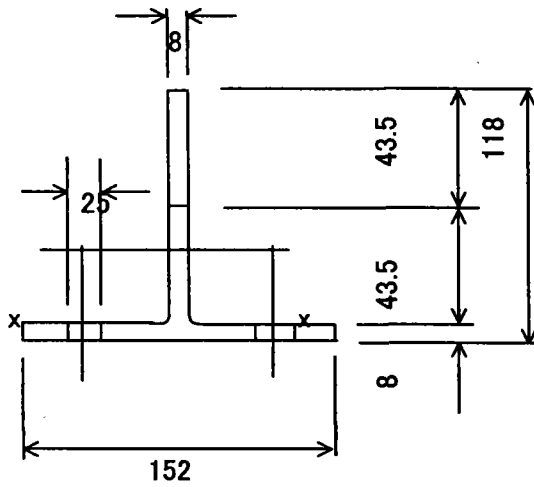
指針 4.1.2.2

7.4.2 D₂~D₆部材

(1) 設計軸力

	(風)	(地震)
N _c	= -24.8 kN	-66.5kN
N _t	= 24.8 kN	66.5kN

(2) 使用断面



1 - CT 95×152×8×8 (SS400)
 Ag=19.8cm²
 An=19.8-(4.35+2×2.5)×0.8
 =12.3cm²
 r_x=2.71cm r_y=3.44cm

(3) 細長比

$$l / r_x = 357.1 / 2.71 = 131.8 < 150$$

(4) 部材強度

① 圧縮強度

$$l / r_x = 131.8 > 92$$

$$b / t = 87 / 8 = 10.9 < 12.8$$

$$P_{cu} = [2000000 / \{6500 + (1 / r_x)^2\}] \times \{0.5 + (1 / r_x) / 1000\} \times Ag$$

$$= [2000000 / \{6500 + (131.8)^2\}] \times \{0.5 + (131.8) / 1000\} \times 19.8 \times 10^2$$

$$= 104.8 \text{ kN}$$

② 引張強度

$$P_{tu} = 235 \times An = 235 \times 12.3 \times 10^2 = 289.1 \text{ kN}$$

道示 鋼 3.1.7

道示 鋼 2.2.1
 道示 鋼 3.2.2
 道示 鋼 3.5
 指針 2.2.1
 指針 5.4

(5) 照査

$$\textcircled{1} \text{風時} \quad \nu = 1.40$$
$$\frac{\nu N_c}{P_{cu}} = \frac{1.40 \times 24.8}{104.8} = 0.33 < 1.0$$

$$\frac{\nu N_t}{P_{tu}} = \frac{1.40 \times 24.8}{289.1} = 0.12 < 1.0$$

$$\textcircled{2} \text{地震時} \quad \nu = 1.15$$
$$\frac{\nu N_c}{P_{cu}} = \frac{1.15 \times 66.5}{104.8} = 0.73 < 1.0$$

$$\frac{\nu N_t}{P_{tu}} = \frac{1.15 \times 66.5}{289.1} = 0.26 < 1.0$$

(6) 現場連結

1) 使用ボルト

H. T. B. M22 (S10T)

$\rho_u = 82 \text{ kN}$

指針 2.2.3

指針 4.1.2.2

2) 必要ボルト本数

一面マサツ強度 $\rho_u = 82 \text{ kN}$ 使用

$\textcircled{1}$ 風時

$$n = \frac{\nu N}{\rho_u} = \frac{1.40 \times 24.8}{82} = 0.4 < 4 \text{本使用}$$

$\textcircled{2}$ 地震時

$$n = \frac{\nu N}{\rho_u} = \frac{1.15 \times 66.5}{82} = 0.9 < 4 \text{本使用}$$

8. たわみ

8. 1 活荷重たわみ

各主桁の活荷重たわみは、格子解析結果より以下の通りである。

G 1 桁	$\delta_1=17\text{mm}$
G 2 桁	$\delta_1=15\text{mm}$
G 3 桁	$\delta_1=15\text{mm}$
G 4 桁	$\delta_1=17\text{mm}$

許容活荷重たわみ

$$\delta_u = L^2 / 20000 = 30.0^2 / 20000 = 0.045\text{m}$$

$$\frac{\nu \delta_{lmax}}{\delta_u} = \frac{1.0 \times 17}{45} = 0.38 < 1.0$$

道示 鋼 1.4
指針 4.2.1
指針 3.2

8. 2 製作キャンバー

(1) 死荷重キャンバー

死荷重たわみは、格子解析結果より以下の通りである。

格点	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	
G1 ・ G4	δ_1	0	7	12	14	12	7	0
	δ_2	0	28	47	54	47	28	0
	δ_3	0	2	2	3	2	2	0
	δ_4	0	2	3	3	3	2	0
	δ_5	0	-1	-1	-2	-1	-1	0
	$\Sigma \delta$	0	38	63	72	63	38	0
G2 ・ G3	δ_1	0	7	12	14	12	7	0
	δ_2	0	27	46	54	46	27	0
	δ_3	0	1	2	2	2	1	0
	δ_4	0	2	3	2	3	2	0
	δ_5	0	-1	-2	-2	-2	-1	0
	$\Sigma \delta$	0	36	61	70	61	36	0

合成前

δ_1 =鋼重によるたわみ

δ_2 =床版、ハンチ、型枠によるたわみ

合成後

δ_3 =地覆、高欄によるたわみ

δ_4 =舗装によるたわみ

δ_5 =型枠撤去によるたわみ

(2) 製作キャンバー

製作キャンバーは、死荷重たわみ、乾燥収縮、クリープを考慮し、以下とする。

道示 鋼 9.2.6

道示 鋼 9.2.8

格点		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
G1	d_1	0	35	59	68	59	35	0
	d_2	0	3	4	4	4	3	0
	d_3	0	7	10	12	10	7	0
G4	d_4	0	1	2	2	2	1	0
	Σd	0	46	75	86	75	46	0
G2	d_1	0	45	75	86	75	45	0
	d_2	0	30	51	58	51	30	0
	d_3	0	7	12	14	12	7	0
G3	d_4	0	1	2	3	2	1	0
	Σd	0	83	140	161	140	83	0

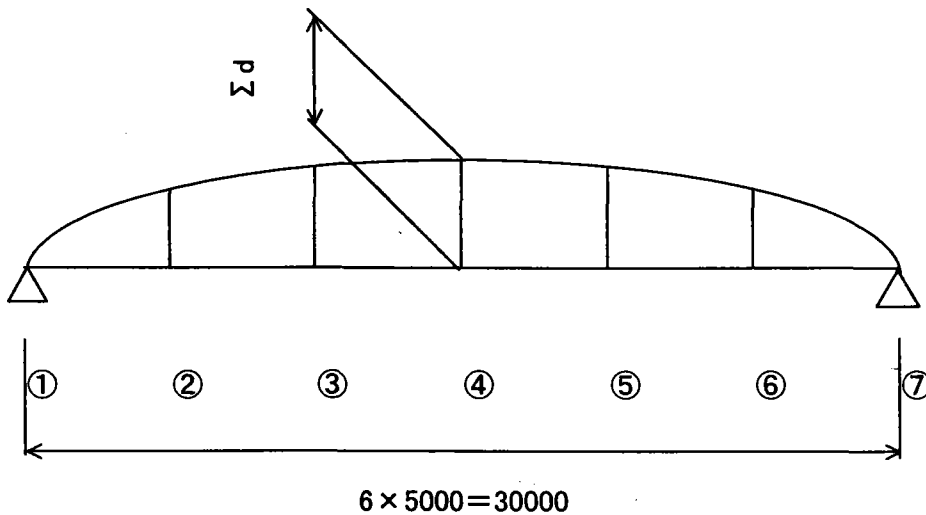
d_1 = 合成前死荷重たわみ ($\delta_1 + \delta_2$)

d_2 = 合成後 " ($\delta_3 + \delta_4 + \delta_5$)

d_3 = 乾燥収縮によるたわみ

d_4 = クリープによるたわみ

Σd = 製作キャンバー ($d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5$)



なお、乾燥収縮、クリープによるたわみは次式により算出する。

乾燥収縮によるたわみ

平均剛度

$$I_{v2m} = \frac{4.366 \times 10^6}{1 + \frac{3}{25} \times \frac{(4.366 - 4.273) \times 10^6}{4.273 \times 10^6}} = 4355000 \text{cm}^4$$

支間中央たわみ

$$\begin{aligned} \delta_s &= \frac{M_{v2} \cdot l^2}{8 \cdot E_s \cdot I_{v2m}} \\ &= \frac{786 \times 10^6 \times 30000^2}{8 \times 2.0 \times 10^5 \times 4355000 \times 10^4} = 12 \text{mm} \end{aligned}$$

② 格点位置のたわみ

2次放物線と仮定し算出する

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{4 \cdot \delta_2}{l^2} \cdot x \cdot (l-x) \\ &= \frac{4 \times 12}{30000^2} \times 5000 \times (30000 - 5000) = 7 \text{mm} \end{aligned}$$

③ 格点位置

$$\delta_3 = \frac{4 \times 11.7}{30000^2} \times 10000 \times (30000 - 10000) = 10 \text{mm}$$

クリープによるたわみは、乾燥収縮によるたわみと同様の手法により算出する。

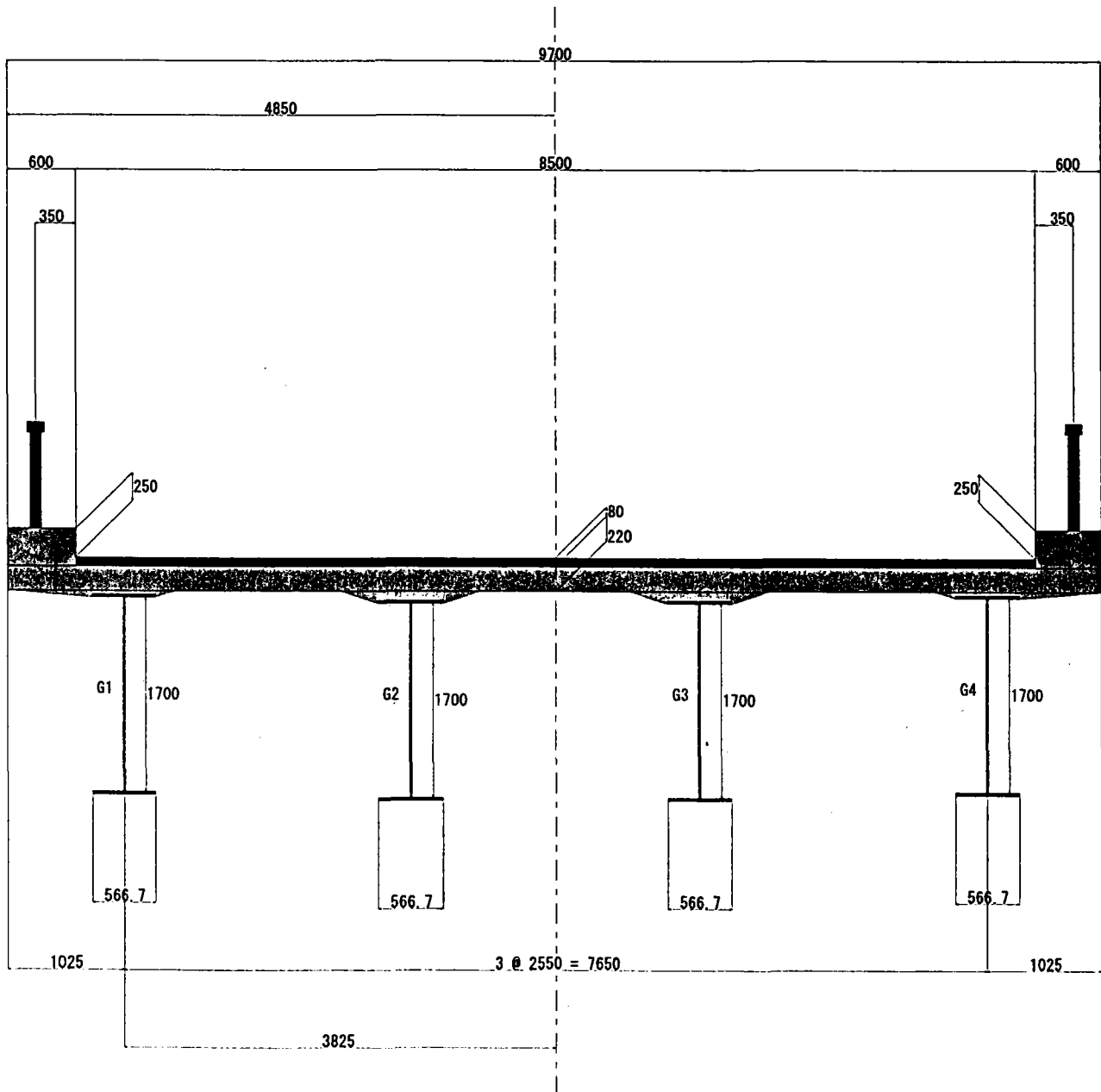
參考資料：概略設計結果

設計条件

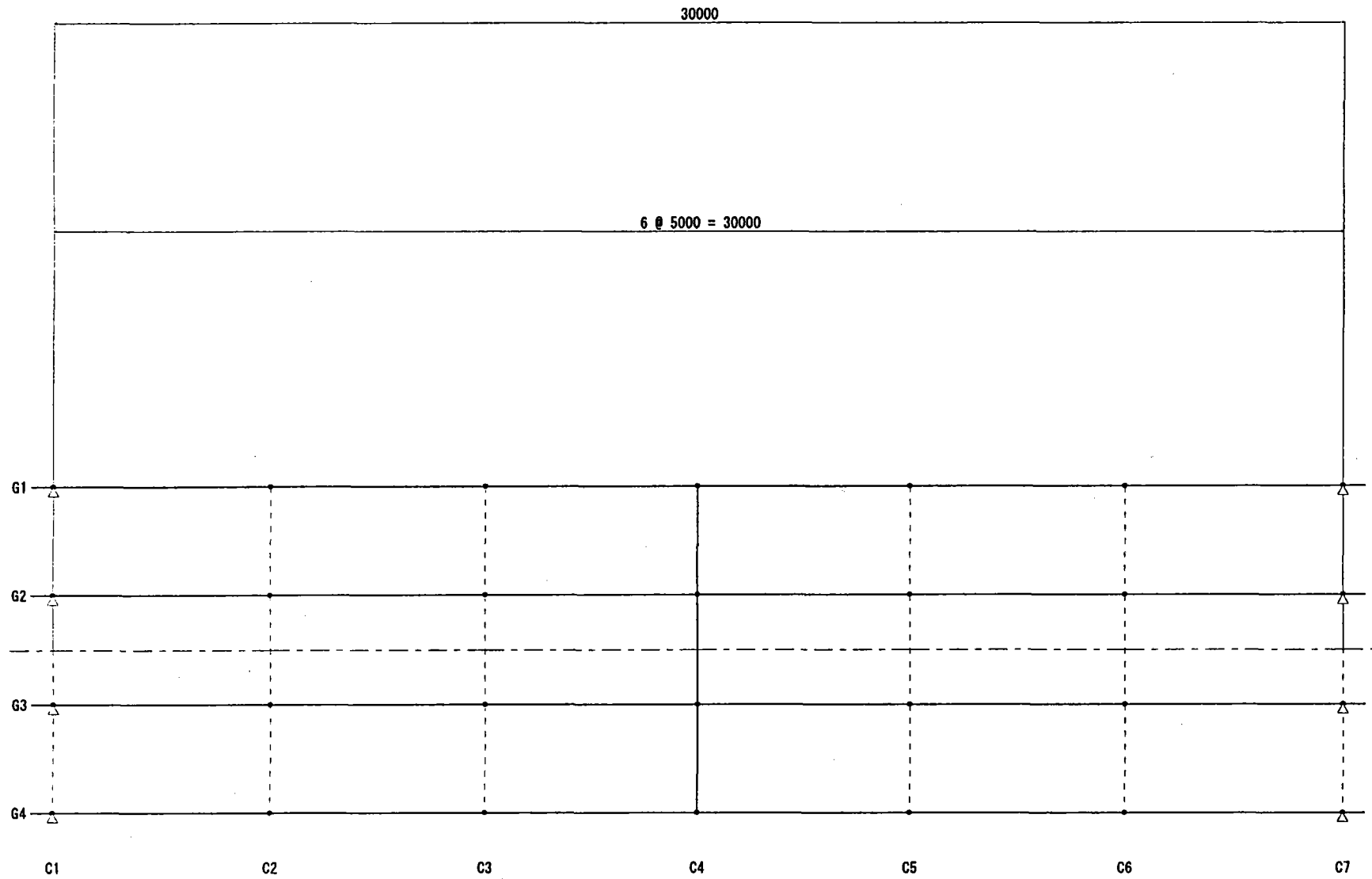
1-1 基本条件

タイトル	単純合成鈹桁-直線桁
形式	単純合成鈹桁
主桁本数	4本
支間長合計	30[m] (構造基本線)
桁高	1700[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=220[mm]
舗装	アスファルト舗装 t=80[mm]
平面線形	R=∞
横桁斜角	90° 0' 0.0"
活荷重	B活荷重-TL
添架物	なし
使用鋼材	JIS規格
鋼種の仕様	道路橋示方書
耐候性鋼材	使用しない

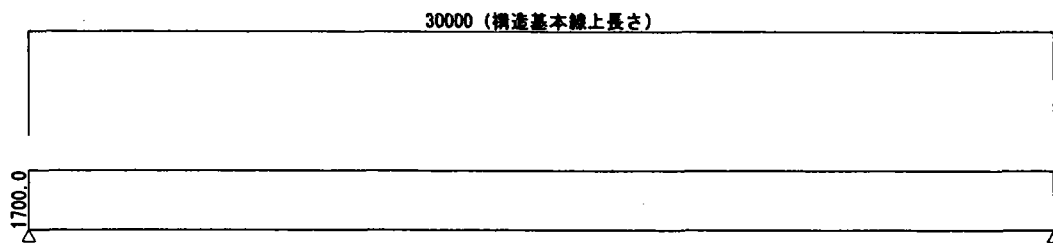
1-2 横断面図



<平面格子図> ※寸法図は構造基本線上の長さ[mm]

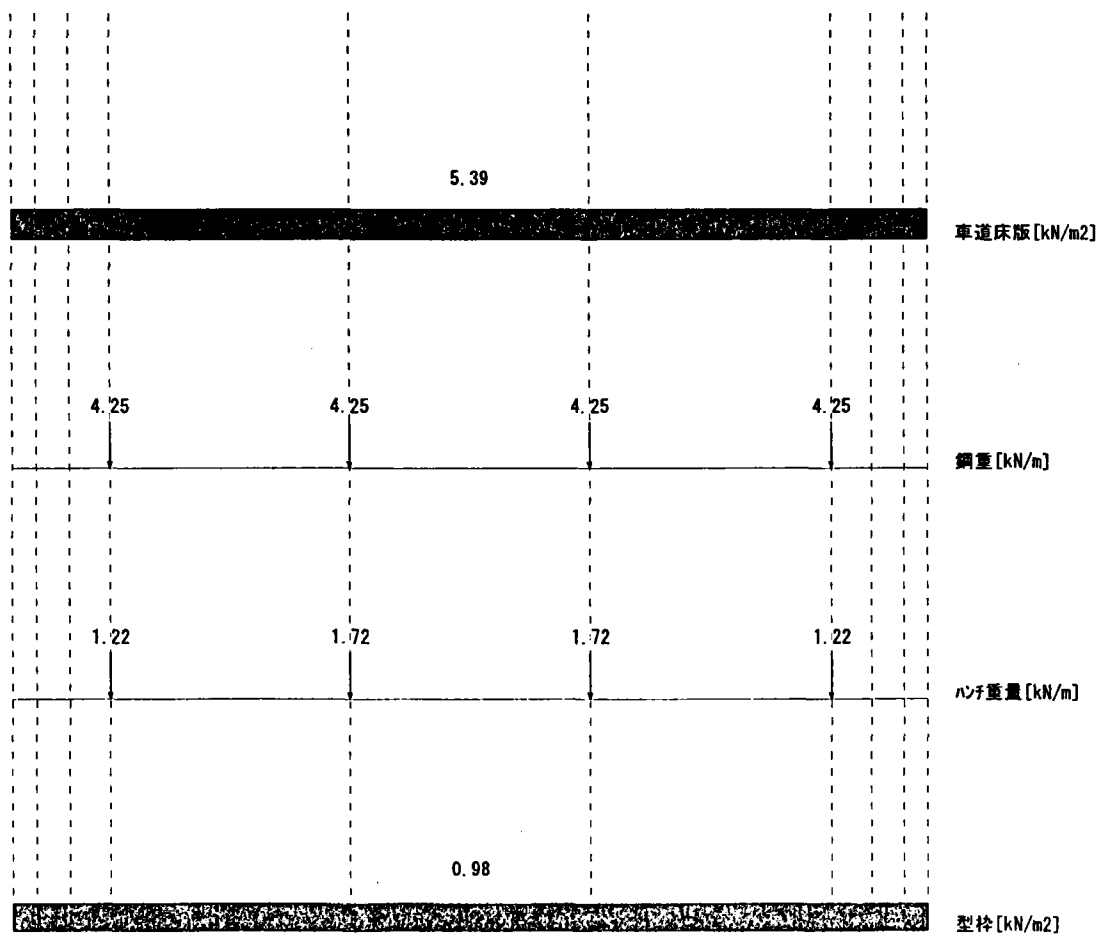
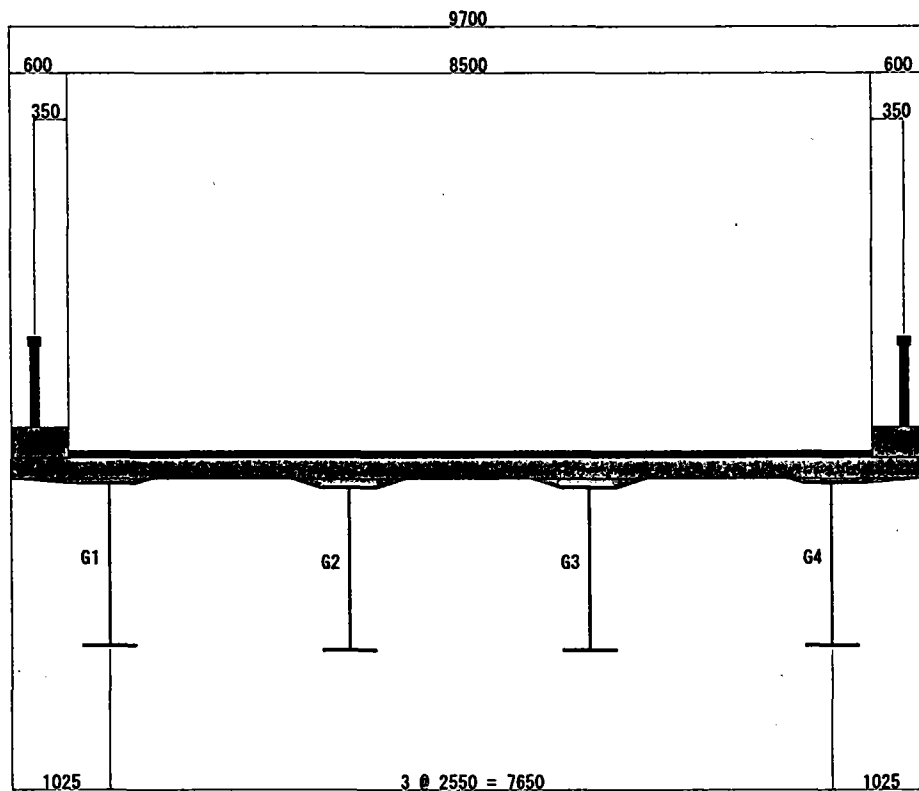


1-3 桁高変化図
<全主桁>

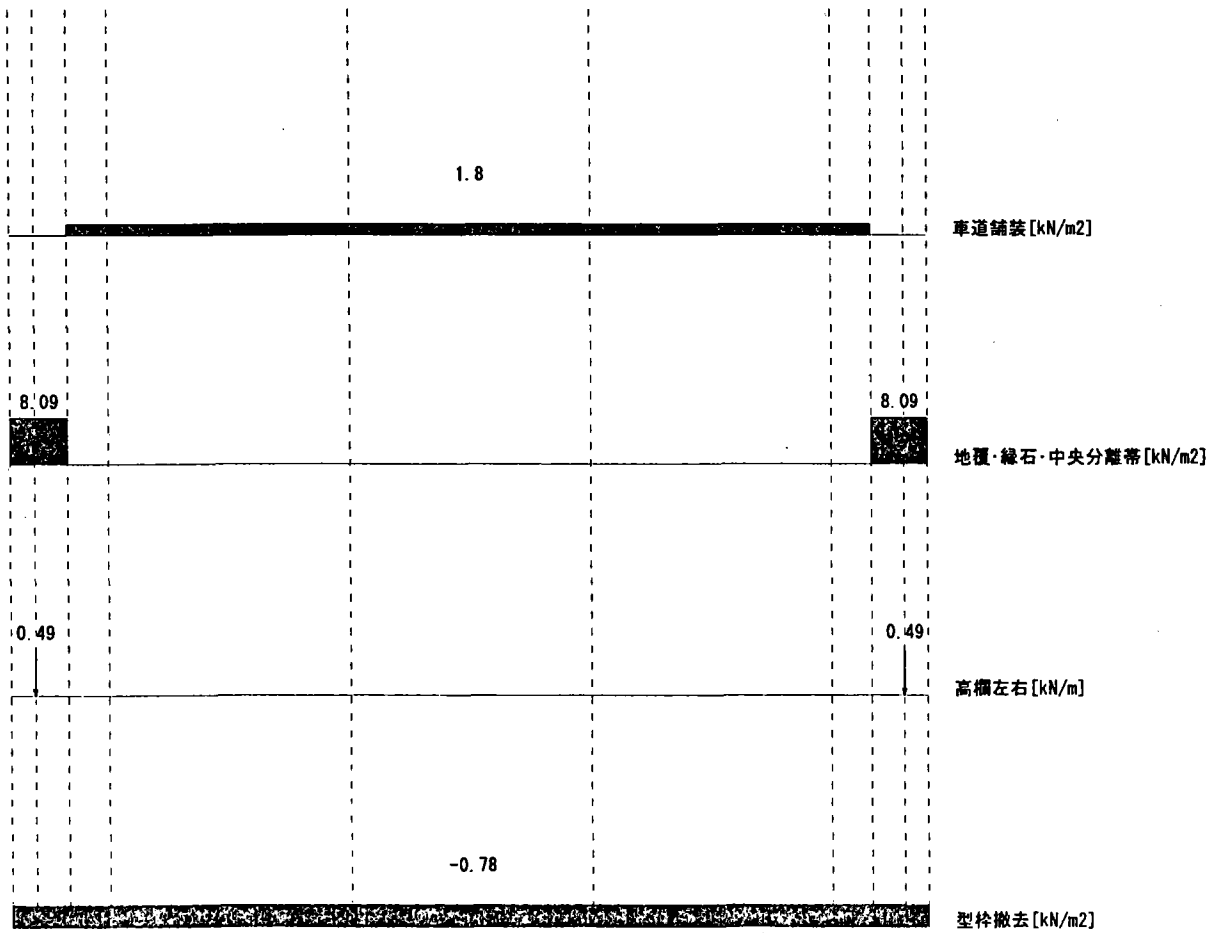
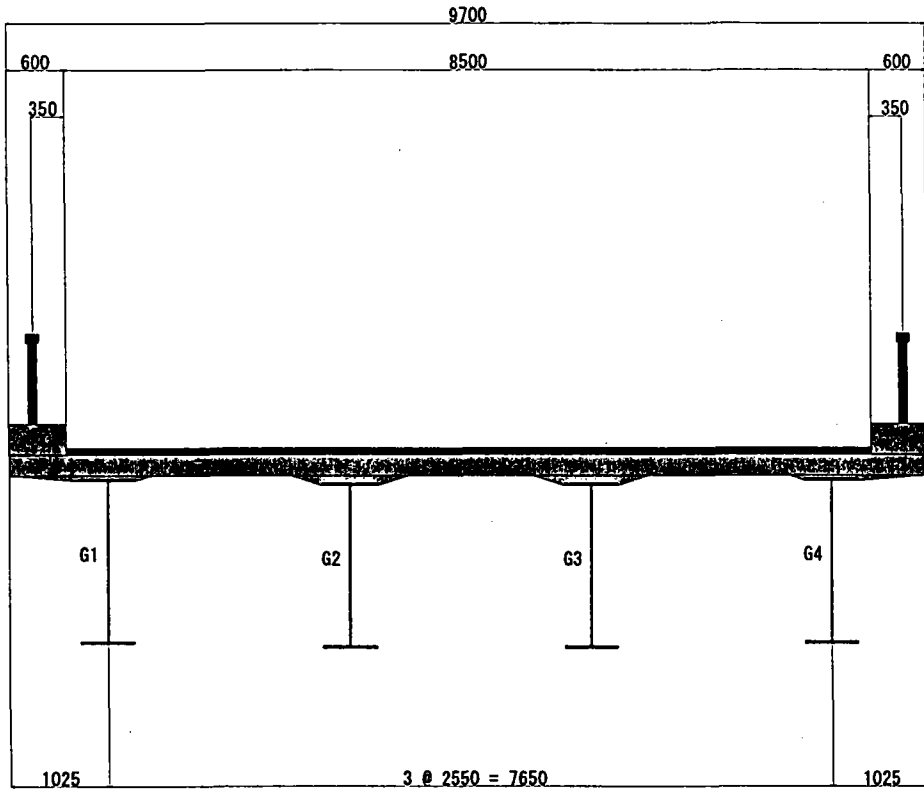


§ 2. 荷重

2-1-1 合成前死荷重



2-1-2 合成後死荷重



活荷重

活荷重種類 : B活荷重-TL

1) T荷重

(a) 1横断上での最大主載荷台数	2[台]
(b) 主載荷1軸当たりの重量	100[kN]
(c) 従載荷1軸当たりの重量	50[kN]
(d) 車両幅	2.75[m]
(e) 車軸間隔	1.75[m]
(f) 載荷面長さ	0.5[m]
(g) 割増係数	1.500

(2) L荷重

(a) P1活荷重-曲げ着目時主載荷強度	10[kN/m ²]
(b) P1活荷重-曲げ着目時従載荷強度	5[kN/m ²]
(c) P1活荷重-せん断着目時主載荷強度	12[kN/m ²]
(d) P1活荷重-せん断着目時従載荷強度	6[kN/m ²]
(e) 橋軸方向載荷長	10[m]
(f) 橋軸直角方向載荷幅	5.5[m]
(g) 橋軸方向移動量	1[m]
(h) P2活荷重-主載荷分布活荷重強度	3.5[kN/m ²]
(i) P2活荷重-従載荷分布活荷重強度	1.75[kN/m ²]

§ 3. 断面力

<主桁 G1>

<部材1(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前 死荷重	-0.00	321.50	-0.00	321.50
合成後 死荷重	-0.00	92.93	-0.00	92.93
" 活荷重(T)	0.00	272.06	-0.00	-19.52
" 活荷重(L)	0.00	365.98	0.00	-25.70
" 死+活荷重(T)	0.00	364.99	-0.00	73.41
" 死+活荷重(L)	-0.00	458.91	-0.00	67.23

<部材1(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	214.33	1339.56	214.33
合成後 死荷重	364.18	52.74	364.18	52.74
" 活荷重(T)	1197.12	239.42	-97.60	-63.85
" 活荷重(L)	1427.92	300.42	-114.93	-34.18
" 死+活荷重(T)	1561.30	292.16	266.58	-11.11
" 死+活荷重(L)	1792.10	353.16	249.24	18.56

<部材2(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	214.33	1339.56	214.33
合成後 死荷重	364.18	52.74	364.18	52.74
" 活荷重(T)	1197.12	239.42	-97.60	-63.85
" 活荷重(L)	1427.92	300.42	-114.93	-34.18
" 死+活荷重(T)	1561.30	292.16	266.58	-11.10
" 死+活荷重(L)	1792.10	353.16	249.24	18.57

<部材2(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	107.16	2143.30	107.16
合成後 死荷重	527.40	12.55	527.40	12.55
" 活荷重(T)	2038.54	203.85	-195.19	-123.42
" 活荷重(L)	2414.13	234.35	-229.86	-81.10
" 死+活荷重(T)	2565.94	216.40	332.21	-110.87
" 死+活荷重(L)	2941.53	246.90	297.54	-68.55

<部材3(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	107.17	2143.30	107.17
合成後 死荷重	527.40	12.55	527.40	12.55
" 活荷重(T)	2038.54	203.85	-195.19	-123.42
" 活荷重(L)	2414.13	234.34	-229.86	-81.09
" 死+活荷重(T)	2565.94	216.40	332.21	-110.87
" 死+活荷重(L)	2941.53	246.90	297.54	-68.54

<主桁 G1>

<部材3(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2411.21	-0.00	2411.21	-0.00
合成後 死荷重	489.69	-27.64	489.69	-27.64
" 活荷重(T)	2436.28	162.42	-292.79	-174.45
" 活荷重(L)	2907.09	165.72	-344.79	-150.28
" 死+活荷重(T)	2925.97	134.78	196.90	-202.09
" 死+活荷重(L)	3396.77	138.08	144.89	-177.92

<部材4(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2411.21	0.00	2411.21	0.00
合成後 死荷重	489.69	27.64	489.69	27.64
" 活荷重(T)	2436.28	174.45	-292.79	-162.42
" 活荷重(L)	2907.09	150.28	-344.79	-165.72
" 死+活荷重(T)	2925.97	202.09	196.90	-134.78
" 死+活荷重(L)	3396.77	177.92	144.89	-138.08

<部材4(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	-107.17	2143.30	-107.17
合成後 死荷重	527.40	-12.55	527.40	-12.55
" 活荷重(T)	2038.54	123.42	-195.19	-203.85
" 活荷重(L)	2414.13	81.09	-229.86	-234.34
" 死+活荷重(T)	2565.94	110.87	332.21	-216.40
" 死+活荷重(L)	2941.53	68.54	297.54	-246.90

<部材5(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	-107.16	2143.30	-107.16
合成後 死荷重	527.40	-12.55	527.40	-12.55
" 活荷重(T)	2038.54	123.42	-195.19	-203.85
" 活荷重(L)	2414.13	81.10	-229.86	-234.35
" 死+活荷重(T)	2565.94	110.87	332.21	-216.40
" 死+活荷重(L)	2941.53	68.55	297.54	-246.90

<部材5(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	-214.33	1339.56	-214.33
合成後 死荷重	364.18	-52.74	364.18	-52.74
" 活荷重(T)	1197.12	63.85	-97.60	-239.42
" 活荷重(L)	1427.92	34.18	-114.93	-300.42
" 死+活荷重(T)	1561.30	11.10	266.58	-292.16
" 死+活荷重(L)	1792.10	-18.57	249.24	-353.16

<主桁 G1>

<部材6(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	-214.33	1339.56	-214.33
合成後 死荷重	364.18	-52.74	364.18	-52.74
" 活荷重(T)	1197.12	63.85	-97.60	-239.42
" 活荷重(L)	1427.92	34.18	-114.93	-300.42
" 死+活荷重(T)	1561.30	11.11	266.58	-292.16
" 死+活荷重(L)	1792.10	-18.56	249.24	-353.16

<部材6(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	-0.00	-321.50	-0.00	-321.50
合成後 死荷重	-0.00	-92.93	-0.00	-92.93
" 活荷重(T)	0.00	19.52	-0.00	-272.06
" 活荷重(L)	0.00	25.70	0.00	-365.98
" 死+活荷重(T)	0.00	-73.41	-0.00	-364.99
" 死+活荷重(L)	-0.00	-67.23	-0.00	-458.91

<主桁 G2>

<部材1(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	0.00	313.52	0.00	313.52
合成後 死荷重	0.00	45.19	0.00	45.19
" 活荷重(T)	0.00	360.29	-0.00	0.00
" 活荷重(L)	0.00	448.57	0.00	-1.64
" 死+活荷重(T)	0.00	405.48	-0.00	45.19
" 死+活荷重(L)	0.00	493.76	0.00	43.55

<部材1(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	209.02	1306.34	209.02
合成後 死荷重	211.32	39.34	211.32	39.34
" 活荷重(T)	1372.44	274.49	0.00	-89.24
" 活荷重(L)	1595.63	325.07	-0.05	-32.13
" 死+活荷重(T)	1583.76	313.83	211.32	-49.90
" 死+活荷重(L)	1806.95	364.41	211.27	7.21

<部材2(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	209.01	1306.34	209.01
合成後 死荷重	211.32	39.34	211.32	39.34
" 活荷重(T)	1372.44	274.49	0.00	-89.23
" 活荷重(L)	1595.63	325.07	-0.05	-32.12
" 死+活荷重(T)	1583.76	313.83	211.32	-49.89
" 死+活荷重(L)	1806.95	364.41	211.27	7.22

<部材2(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	104.51	2090.15	104.51
合成後 死荷重	393.40	33.49	393.40	33.49
" 活荷重(T)	2065.06	206.51	0.00	-171.73
" 活荷重(L)	2427.36	225.56	0.00	-125.65
" 死+活荷重(T)	2458.45	240.00	393.40	-138.24
" 死+活荷重(L)	2820.75	259.05	393.40	-92.16

<部材3(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	104.51	2090.15	104.51
合成後 死荷重	393.40	33.49	393.40	33.49
" 活荷重(T)	2065.06	206.51	0.00	-171.72
" 活荷重(L)	2427.36	225.56	0.00	-125.64
" 死+活荷重(T)	2458.45	240.00	393.40	-138.24
" 死+活荷重(L)	2820.75	259.05	393.40	-92.15

<主桁 G2>

<部材3(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2351.42	0.00	2351.42	0.00
合成後 死荷重	546.21	27.64	546.21	27.64
〃 活荷重(T)	2171.33	144.76	0.00	-240.75
〃 活荷重(L)	2564.53	148.29	0.00	-247.31
〃 死+活荷重(T)	2717.54	172.40	546.21	-213.12
〃 死+活荷重(L)	3110.74	175.93	546.21	-219.68

<部材4(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2351.42	-0.00	2351.42	-0.00
合成後 死荷重	546.21	-27.64	546.21	-27.64
〃 活荷重(T)	2171.33	240.75	0.00	-144.76
〃 活荷重(L)	2564.53	247.31	0.00	-148.29
〃 死+活荷重(T)	2717.54	213.12	546.21	-172.40
〃 死+活荷重(L)	3110.74	219.68	546.21	-175.93

<部材4(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	-104.51	2090.15	-104.51
合成後 死荷重	393.40	-33.49	393.40	-33.49
〃 活荷重(T)	2065.06	171.72	0.00	-206.51
〃 活荷重(L)	2427.36	125.64	0.00	-225.56
〃 死+活荷重(T)	2458.45	138.24	393.40	-240.00
〃 死+活荷重(L)	2820.75	92.15	393.40	-259.05

<部材5(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	-104.51	2090.15	-104.51
合成後 死荷重	393.40	-33.49	393.40	-33.49
〃 活荷重(T)	2065.06	171.73	0.00	-206.51
〃 活荷重(L)	2427.36	125.65	0.00	-225.56
〃 死+活荷重(T)	2458.45	138.24	393.40	-240.00
〃 死+活荷重(L)	2820.75	92.16	393.40	-259.05

<部材5(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	-209.01	1306.34	-209.01
合成後 死荷重	211.32	-39.34	211.32	-39.34
〃 活荷重(T)	1372.44	89.23	0.00	-274.49
〃 活荷重(L)	1595.63	32.12	-0.05	-325.07
〃 死+活荷重(T)	1583.76	49.89	211.32	-313.83
〃 死+活荷重(L)	1806.95	-7.22	211.27	-364.41

<主桁 G2>

<部材6(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	-209.02	1306.34	-209.02
合成後 死荷重	211.32	-39.34	211.32	-39.34
" 活荷重(T)	1372.44	89.24	0.00	-274.49
" 活荷重(L)	1595.63	32.13	-0.05	-325.07
" 死+活荷重(T)	1583.76	49.90	211.32	-313.83
" 死+活荷重(L)	1806.95	-7.21	211.27	-364.41

<部材6(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	0.00	-313.52	0.00	-313.52
合成後 死荷重	0.00	-45.19	0.00	-45.19
" 活荷重(T)	0.00	0.00	-0.00	-360.29
" 活荷重(L)	0.00	1.64	0.00	-448.57
" 死+活荷重(T)	0.00	-45.19	-0.00	-405.48
" 死+活荷重(L)	0.00	-43.55	0.00	-493.76

<主桁 G3>

<部材1(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	0.00	313.52	0.00	313.52
合成後 死荷重	0.00	45.19	0.00	45.19
" 活荷重(T)	0.00	360.29	-0.00	0.00
" 活荷重(L)	0.00	448.57	0.00	-1.64
" 死+活荷重(T)	0.00	405.48	-0.00	45.19
" 死+活荷重(L)	0.00	493.76	0.00	43.55

<部材1(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	209.02	1306.34	209.02
合成後 死荷重	211.32	39.34	211.32	39.34
" 活荷重(T)	1372.44	274.49	0.00	-89.24
" 活荷重(L)	1595.63	325.07	-0.05	-32.13
" 死+活荷重(T)	1583.76	313.83	211.32	-49.90
" 死+活荷重(L)	1806.95	364.41	211.27	7.21

<部材2(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	209.01	1306.34	209.01
合成後 死荷重	211.32	39.34	211.32	39.34
" 活荷重(T)	1372.44	274.49	0.00	-89.23
" 活荷重(L)	1595.63	325.07	-0.05	-32.12
" 死+活荷重(T)	1583.76	313.83	211.32	-49.89
" 死+活荷重(L)	1806.95	364.41	211.27	7.22

<部材2(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	104.51	2090.15	104.51
合成後 死荷重	393.40	33.49	393.40	33.49
" 活荷重(T)	2065.06	206.51	0.00	-171.73
" 活荷重(L)	2427.36	225.56	0.00	-125.65
" 死+活荷重(T)	2458.45	240.00	393.40	-138.24
" 死+活荷重(L)	2820.75	259.05	393.40	-92.16

<部材3(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2090.15	104.51	2090.15	104.51
合成後 死荷重	393.40	33.49	393.40	33.49
" 活荷重(T)	2065.06	206.51	0.00	-171.72
" 活荷重(L)	2427.36	225.56	0.00	-125.64
" 死+活荷重(T)	2458.45	240.00	393.40	-138.24
" 死+活荷重(L)	2820.75	259.05	393.40	-92.15

<主桁 G3>

<部材3(J端)>		最大値		最小値	
		曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前	死荷重	2351.42	0.00	2351.42	0.00
合成後	死荷重	546.21	27.64	546.21	27.64
"	活荷重(T)	2171.33	144.76	0.00	-240.75
"	活荷重(L)	2564.53	148.29	0.00	-247.31
"	死+活荷重(T)	2717.54	172.40	546.21	-213.12
"	死+活荷重(L)	3110.74	175.93	546.21	-219.68

<部材4(I端)>		最大値		最小値	
		曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前	死荷重	2351.42	-0.00	2351.42	-0.00
合成後	死荷重	546.21	-27.64	546.21	-27.64
"	活荷重(T)	2171.33	240.75	0.00	-144.76
"	活荷重(L)	2564.53	247.31	0.00	-148.29
"	死+活荷重(T)	2717.54	213.12	546.21	-172.40
"	死+活荷重(L)	3110.74	219.68	546.21	-175.93

<部材4(J端)>		最大値		最小値	
		曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前	死荷重	2090.15	-104.51	2090.15	-104.51
合成後	死荷重	393.40	-33.49	393.40	-33.49
"	活荷重(T)	2065.06	171.72	0.00	-206.51
"	活荷重(L)	2427.36	125.64	0.00	-225.56
"	死+活荷重(T)	2458.45	138.24	393.40	-240.00
"	死+活荷重(L)	2820.75	92.15	393.40	-259.05

<部材5(I端)>		最大値		最小値	
		曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前	死荷重	2090.15	-104.51	2090.15	-104.51
合成後	死荷重	393.40	-33.49	393.40	-33.49
"	活荷重(T)	2065.06	171.73	0.00	-206.51
"	活荷重(L)	2427.36	125.65	0.00	-225.56
"	死+活荷重(T)	2458.45	138.24	393.40	-240.00
"	死+活荷重(L)	2820.75	92.16	393.40	-259.05

<部材5(J端)>		最大値		最小値	
		曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]	曲げモーメント My[kN・m]	せん断力 Sz[kN]
合成前	死荷重	1306.34	-209.01	1306.34	-209.01
合成後	死荷重	211.32	-39.34	211.32	-39.34
"	活荷重(T)	1372.44	89.23	0.00	-274.49
"	活荷重(L)	1595.63	32.12	-0.05	-325.07
"	死+活荷重(T)	1583.76	49.89	211.32	-313.83
"	死+活荷重(L)	1806.95	-7.22	211.27	-364.41

<主桁 G3>

<部材6(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1306.34	-209.02	1306.34	-209.02
合成後 死荷重	211.32	-39.34	211.32	-39.34
" 活荷重(T)	1372.44	89.24	0.00	-274.49
" 活荷重(L)	1595.63	32.13	-0.05	-325.07
" 死+活荷重(T)	1583.76	49.90	211.32	-313.83
" 死+活荷重(L)	1806.95	-7.21	211.27	-364.41

<部材6(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	0.00	-313.52	0.00	-313.52
合成後 死荷重	0.00	-45.19	0.00	-45.19
" 活荷重(T)	0.00	0.00	-0.00	-360.29
" 活荷重(L)	0.00	1.64	0.00	-448.57
" 死+活荷重(T)	0.00	-45.19	-0.00	-405.48
" 死+活荷重(L)	0.00	-43.55	0.00	-493.76

<主桁 G4>

<部材1(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	-0.00	321.50	-0.00	321.50
合成後 死荷重	-0.00	92.93	-0.00	92.93
" 活荷重(T)	0.00	272.06	-0.00	-19.52
" 活荷重(L)	0.00	365.98	0.00	-25.70
" 死+活荷重(T)	0.00	364.99	-0.00	73.41
" 死+活荷重(L)	-0.00	458.91	-0.00	67.23

<部材1(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	214.33	1339.56	214.33
合成後 死荷重	364.18	52.74	364.18	52.74
" 活荷重(T)	1197.12	239.42	-97.60	-63.85
" 活荷重(L)	1427.92	300.42	-114.93	-34.18
" 死+活荷重(T)	1561.30	292.16	266.58	-11.11
" 死+活荷重(L)	1792.10	353.16	249.24	18.56

<部材2(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	214.33	1339.56	214.33
合成後 死荷重	364.18	52.74	364.18	52.74
" 活荷重(T)	1197.12	239.42	-97.60	-63.85
" 活荷重(L)	1427.92	300.42	-114.93	-34.18
" 死+活荷重(T)	1561.30	292.16	266.58	-11.10
" 死+活荷重(L)	1792.10	353.16	249.24	18.57

<部材2(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	107.16	2143.30	107.16
合成後 死荷重	527.40	12.55	527.40	12.55
" 活荷重(T)	2038.54	203.85	-195.19	-123.42
" 活荷重(L)	2414.13	234.35	-229.86	-81.10
" 死+活荷重(T)	2565.94	216.40	332.21	-110.87
" 死+活荷重(L)	2941.53	246.90	297.54	-68.55

<部材3(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	107.17	2143.30	107.17
合成後 死荷重	527.40	12.55	527.40	12.55
" 活荷重(T)	2038.54	203.85	-195.19	-123.42
" 活荷重(L)	2414.13	234.34	-229.86	-81.09
" 死+活荷重(T)	2565.94	216.40	332.21	-110.87
" 死+活荷重(L)	2941.53	246.90	297.54	-68.54

<主桁 G4>

<部材3(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2411.21	-0.00	2411.21	-0.00
合成後 死荷重	489.69	-27.64	489.69	-27.64
" 活荷重(T)	2436.28	162.42	-292.79	-174.45
" 活荷重(L)	2907.09	165.72	-344.79	-150.28
" 死+活荷重(T)	2925.97	134.78	196.90	-202.09
" 死+活荷重(L)	3396.77	138.08	144.89	-177.92

<部材4(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2411.21	0.00	2411.21	0.00
合成後 死荷重	489.69	27.64	489.69	27.64
" 活荷重(T)	2436.28	174.45	-292.79	-162.42
" 活荷重(L)	2907.09	150.28	-344.79	-165.72
" 死+活荷重(T)	2925.97	202.09	196.90	-134.78
" 死+活荷重(L)	3396.77	177.92	144.89	-138.08

<部材4(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	-107.17	2143.30	-107.17
合成後 死荷重	527.40	-12.55	527.40	-12.55
" 活荷重(T)	2038.54	123.42	-195.19	-203.85
" 活荷重(L)	2414.13	81.09	-229.86	-234.34
" 死+活荷重(T)	2565.94	110.87	332.21	-216.40
" 死+活荷重(L)	2941.53	68.54	297.54	-246.90

<部材5(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	2143.30	-107.16	2143.30	-107.16
合成後 死荷重	527.40	-12.55	527.40	-12.55
" 活荷重(T)	2038.54	123.42	-195.19	-203.85
" 活荷重(L)	2414.13	81.10	-229.86	-234.35
" 死+活荷重(T)	2565.94	110.87	332.21	-216.40
" 死+活荷重(L)	2941.53	68.55	297.54	-246.90

<部材5(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	-214.33	1339.56	-214.33
合成後 死荷重	364.18	-52.74	364.18	-52.74
" 活荷重(T)	1197.12	63.85	-97.60	-239.42
" 活荷重(L)	1427.92	34.18	-114.93	-300.42
" 死+活荷重(T)	1561.30	11.10	266.58	-292.16
" 死+活荷重(L)	1792.10	-18.57	249.24	-353.16

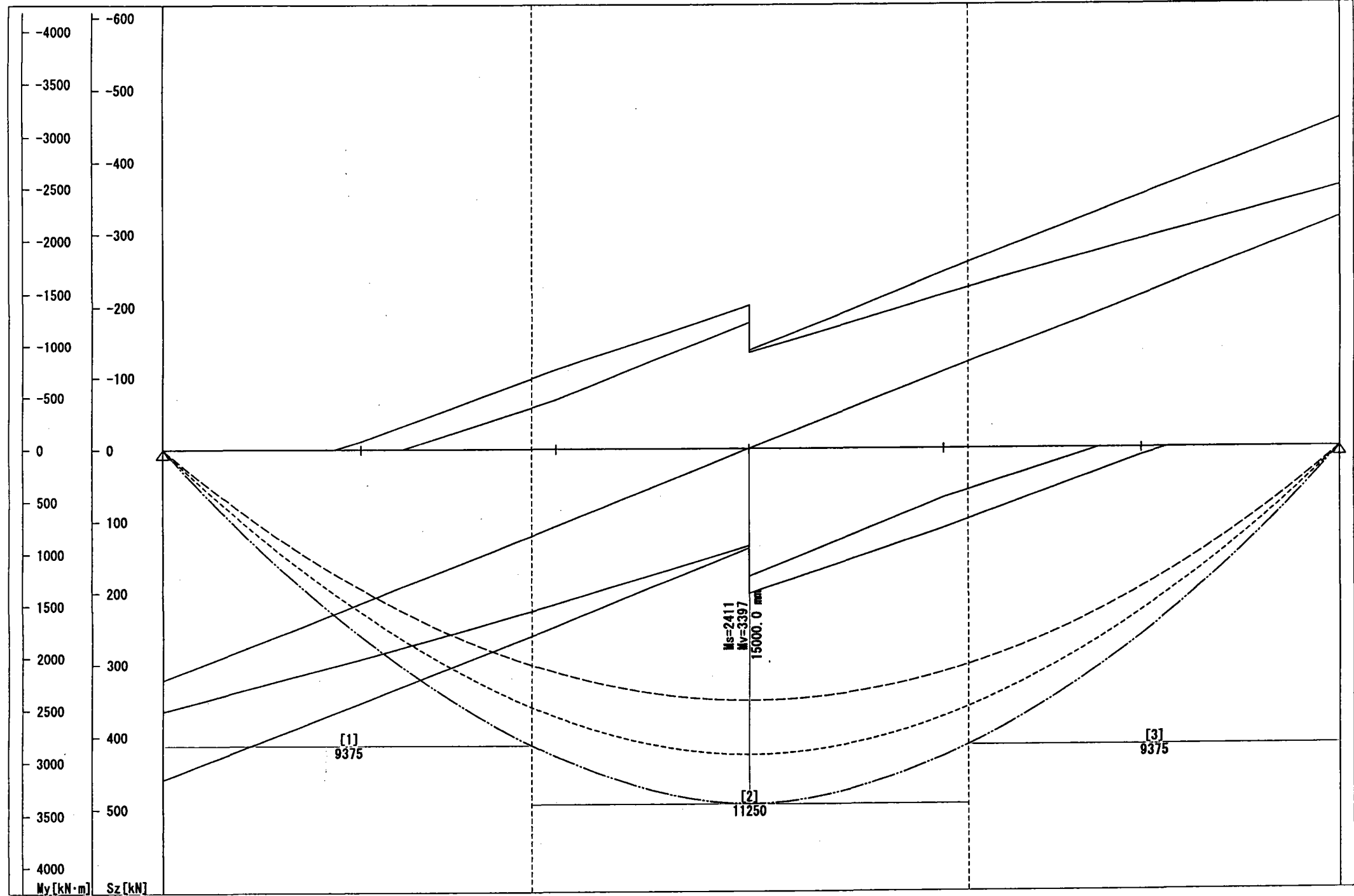
<主桁 G4>

<部材6(I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	1339.56	-214.33	1339.56	-214.33
合成後 死荷重	364.18	-52.74	364.18	-52.74
" 活荷重(T)	1197.12	63.85	-97.60	-239.42
" 活荷重(L)	1427.92	34.18	-114.93	-300.42
" 死+活荷重(T)	1561.30	11.11	266.58	-292.16
" 死+活荷重(L)	1792.10	-18.56	249.24	-353.16

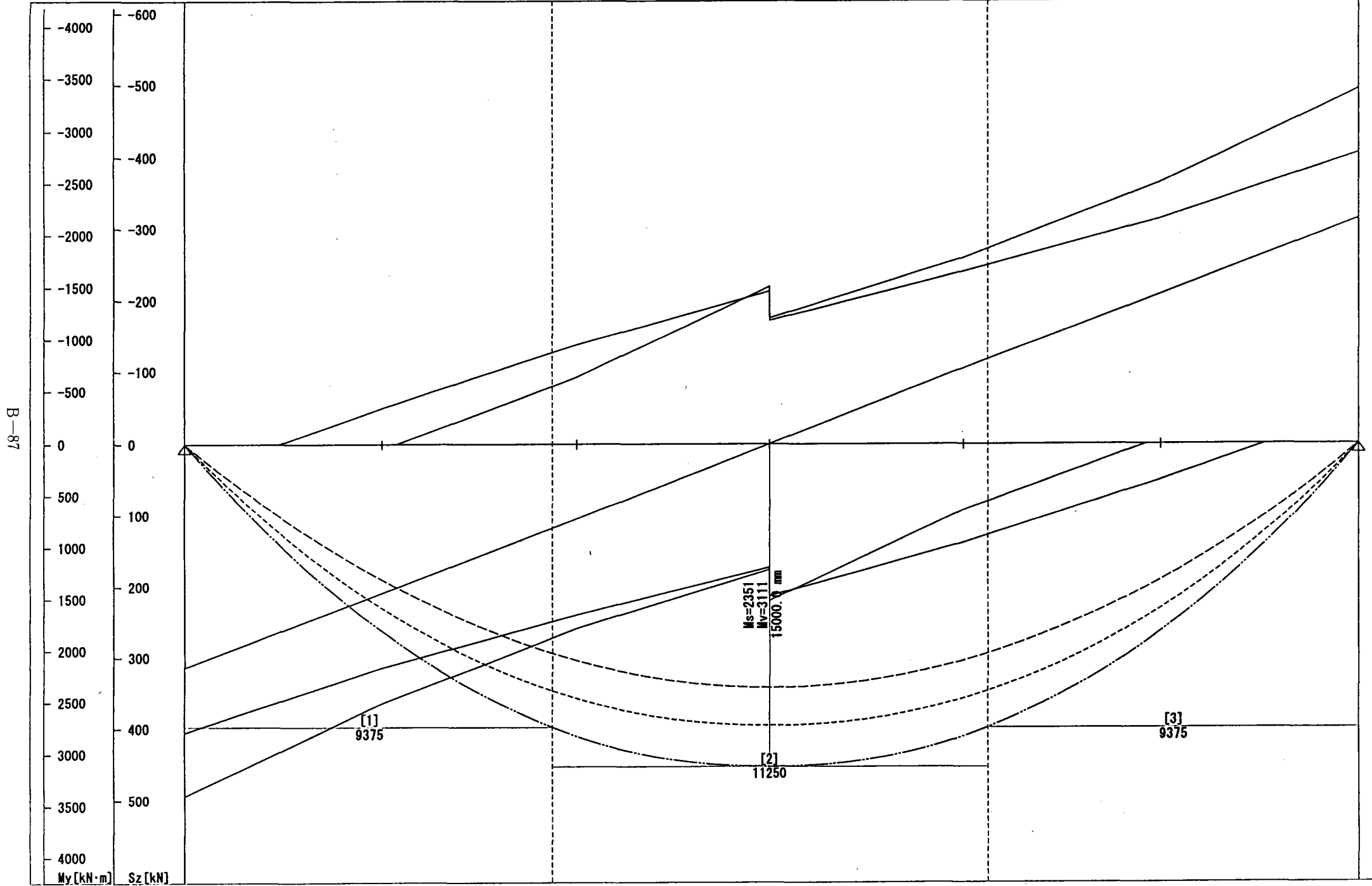
<部材6(J端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント	せん断力	曲げモーメント	せん断力
	My[kN・m]	Sz[kN]	My[kN・m]	Sz[kN]
合成前 死荷重	-0.00	-321.50	-0.00	-321.50
合成後 死荷重	-0.00	-92.93	-0.00	-92.93
" 活荷重(T)	0.00	19.52	-0.00	-272.06
" 活荷重(L)	0.00	25.70	0.00	-365.98
" 死+活荷重(T)	0.00	-73.41	-0.00	-364.99
" 死+活荷重(L)	-0.00	-67.23	-0.00	-458.91

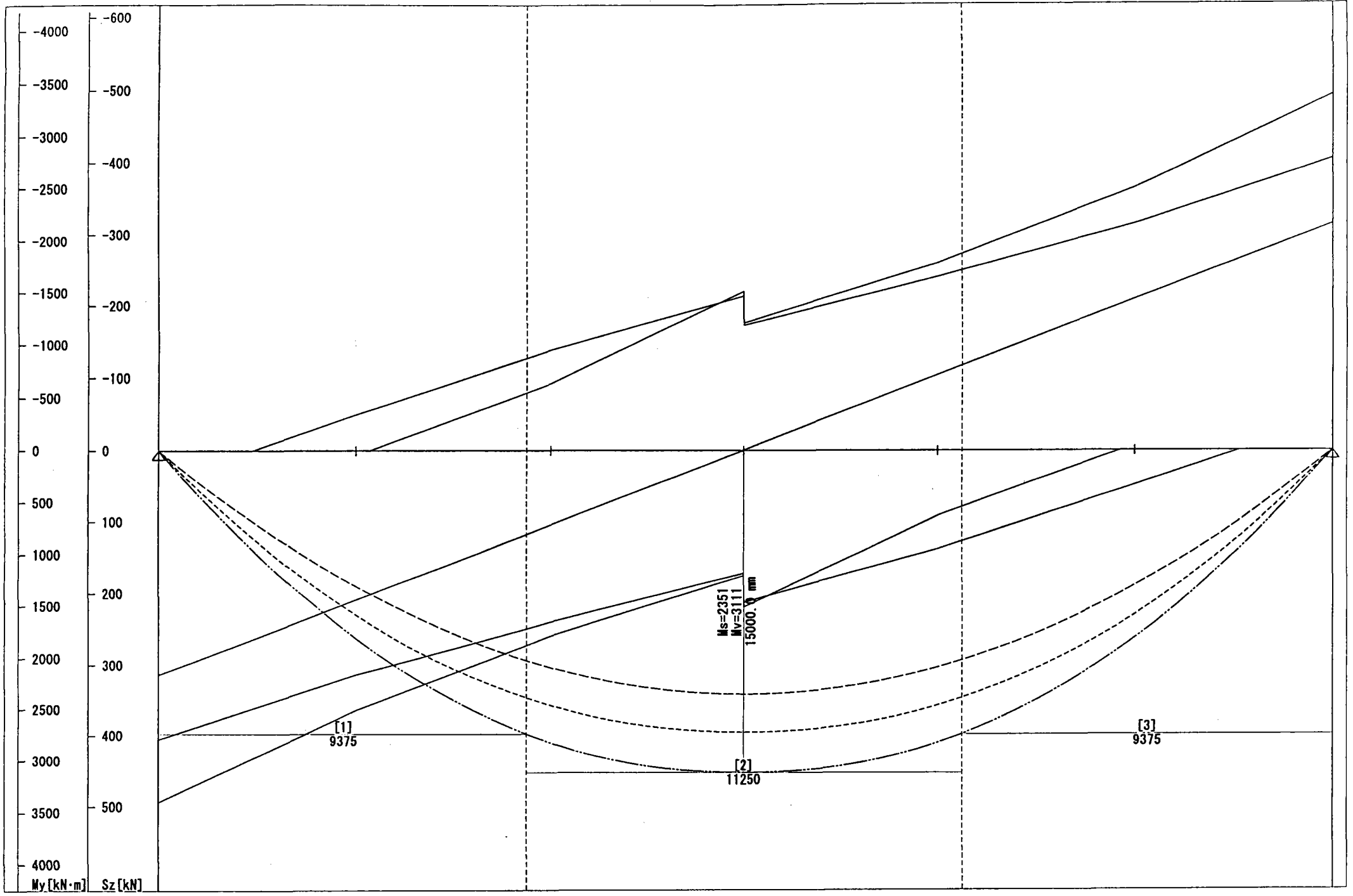
曲げモーメント・せん断力 <主桁 G1>

B-86

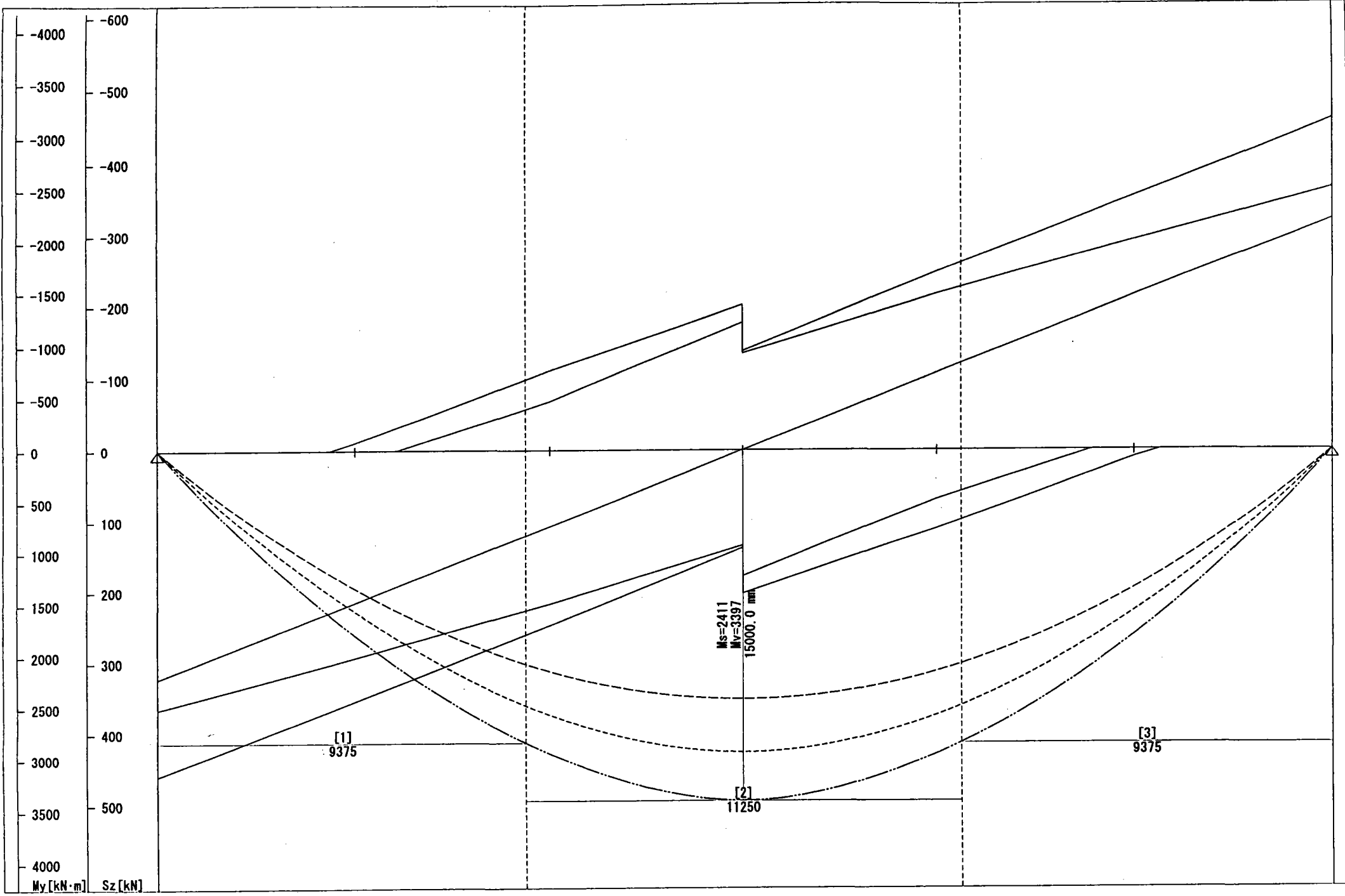


曲げモーメント・せん断力 <主桁 G2>





B-89



§ 4. 反力

$$R_u = 2 R_{L+i(\min)} + R_D$$

以下の反力には桁尻載荷分は含まない。

<支点横断1 -G1 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
<支点横断1 -G2 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
<支点横断1 -G3 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
<支点横断1 -G4 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
<支点横断2 -G1 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02
<支点横断2 -G2 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
<支点横断2 -G3 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	358.71	360.29	719.00	448.57	807.28
Rz(min) [kN]	358.71	0.00	358.71	-1.64	357.07
Ru[kN]			358.71		355.44
<支点横断2 -G4 >	死荷重	活荷重(T)	死+活荷重(T)	活荷重(L)	死+活荷重(L)
Rz(max) [kN]	414.43	272.06	686.49	365.98	780.41
Rz(min) [kN]	414.43	-19.52	394.91	-25.70	388.72
Ru[kN]			375.39		363.02

§ 5. 活荷重たわみの検討

◆ 仮定剛度の活荷重たわみ照査

支間長 $L \leq 10$ [m] : たわみ $\delta a = L / 2000$

10 [m] < 支間長 $L \leq 40$ [m] : たわみ $\delta a = L / (20000/L)$

支間長 $L > 40$ [m] : たわみ $\delta a = L / 500$

<主桁G1>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ (T荷重)[mm]	$\delta L, \delta a$ (L荷重)[mm]
1	30.0000	72.208	12.875 < 45.000	17.162 < 45.000

<主桁G2>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ (T荷重)[mm]	$\delta L, \delta a$ (L荷重)[mm]
1	30.0000	70.015	10.543 < 45.000	14.738 < 45.000

<主桁G3>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ (T荷重)[mm]	$\delta L, \delta a$ (L荷重)[mm]
1	30.0000	70.015	10.543 < 45.000	14.738 < 45.000

<主桁G4>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ (T荷重)[mm]	$\delta L, \delta a$ (L荷重)[mm]
1	30.0000	72.208	12.875 < 45.000	17.162 < 45.000

§ 7. 主桁有効幅

式 (8.3.1)

$$\begin{aligned} \lambda &= b && (b/L \leq 0.05) \\ &= \{1.1 - 2(b/L)\} b && (0.05 < b/L < 0.30) \\ &= 0.15L && (0.30 \leq b/L) \end{aligned}$$

式 (8.3.2)

$$\begin{aligned} \lambda &= b && (b/L \leq 0.05) \\ &= \{1.06 - 3.2(b/L) + 4.5(b/L)\} b && (0.05 < b/L < 0.30) \\ &= 0.15L && (0.30 \leq b/L) \end{aligned}$$

ここに、L : 等価支間長 [cm]

b : 床版突出幅 [cm] 及び 腹板間隔の1/2 [cm]

λ : 有効幅 [cm]

7-1 コンクリートの有効幅

Bf : 最大上フランジ幅 + ハッチ高 × 2

<主桁グループ 1 (G1, G4)>

断面位置	L	b 左側	b 右側	Bf	λ 左側	λ 右側	
1	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
2	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
	C	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
3	L	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95
	R	3000.00	81.50	103.95	42.00	81.50	103.95

<主桁グループ 2 (G2, G3)>

断面位置	L	b 左側	b 右側	Bf	λ 左側	λ 右側	
1	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
2	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
	C	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
3	L	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40
	R	3000.00	103.95	101.40	52.20	103.95	101.40

<主桁グループ1 (G1, G4)>

断面位置		断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面2-C					
断面長	[mm]	9375.0	9375.0	11250.0	11250.0	11250.0					
材質	上フランジ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA					
	ウェブ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA					
	下フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB					
合成前断面力	Ms [kN・m]	0	2072	2072	2072	2411					
	Ss [kN]	321	121	121	-121	0					
合成後断面力	Mvd [kN・m]	0	518	518	518	490					
	Mv(max) [kN・m]	0	2835	2835	2835	3397					
	Mv(min) [kN・m]	0	302	302	302	145					
	Sv [kN]	459	260	260	-260	178					
	固定間距離	[mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0				
断面	床版 [mm]	2275 x 220	2275 x 220	2275 x 220	2275 x 220	2275 x 220					
	上フランジ [mm]	300 x 14	300 x 14	300 x 16	300 x 16	300 x 16					
	ウェブ [mm]	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9					
	下フランジ [mm]	500 x 32	500 x 32	500 x 32	500 x 32	500 x 32					
合成前 断面諸量	δs [cm]	28.89	28.89	26.97	26.97	26.97					
	Ysu [cm]	-115.29	-115.29	-113.57	-113.57	-113.57					
	YsL [cm]	59.31	59.31	61.23	61.23	61.23					
	As [cm ²]	355.00	355.00	361.00	361.00	361.00					
	Is [cm ⁴]	1580685	1580685	1659248	1659248	1659248					
合成後 断面諸量	δv [cm]	-58.57	-58.57	-58.72	-58.72	-58.72					
	Vcu [cm]	-54.43	-54.43	-54.28	-54.28	-54.28					
	Vsu [cm]	-27.83	-27.83	-27.88	-27.88	-27.88					
	VsL [cm]	146.77	146.77	146.92	146.92	146.92					
	Av [cm ²]	1069.84	1069.84	1075.84	1075.84	1075.84					
	Iv [cm ⁴]	5673426	5673426	5678082	5678082	5678082					
応力度 (上・下)	1. 合成前 許容応力度 [N/mm ²]	0.0 (262.5)	0.0 (262.5)	-151.1 (-177.4)	77.7 (262.5)	-141.8 (-179.9)	76.5 (262.5)	-141.8 (-179.9)	76.5 (262.5)	-165.0 (-179.9)	89.0 (262.5)
	2. 合成後 [N/mm ²]	-0.0	0.0	-13.9	73.4	-13.9	73.4	-13.9	73.4	-16.7	87.9
	3. クリープ [N/mm ²]	-0.0	0.0	-6.0	1.1	-5.9	1.1	-5.9	1.1	-5.6	1.0
	4. 乾燥収縮 [N/mm ²]	-27.7	4.6	-27.7	4.6	-27.3	4.6	-27.3	4.6	-27.3	4.6
	5. 温度差 [N/mm ²]	-19.7	3.2	-19.7	3.2	-19.6	3.3	-19.6	3.3	-19.6	3.3
	6. 1+2 許容応力度 [N/mm ²]	-0.0 (-210.0)	0.0 (210.0)	-165.0 (-210.0)	188.9 (210.0)	-155.8 (-210.0)	187.3 (210.0)	-155.8 (-210.0)	187.3 (210.0)	-181.7 (-210.0)	176.9 (210.0)
	7. 1+2+3+4 許容応力度 [N/mm ²]	-27.7 (-241.5)	4.6 (210.0)	-198.7 (-241.5)	196.0 (210.0)	-188.9 (-241.5)	194.4 (210.0)	-188.9 (-241.5)	194.4 (210.0)	-214.6 (-241.5)	182.5 (210.0)
	8. 1+2+3+4+5 許容応力度 [N/mm ²]	-47.4 (-273.0)	7.9 (241.5)	-218.4 (-273.0)	200.1 (241.5)	-208.5 (-273.0)	198.5 (241.5)	-208.5 (-273.0)	198.5 (241.5)	-234.2 (-273.0)	185.8 (241.5)
	9. 降伏の照査 許容応力度 [N/mm ²]	-47.4 (355.0)	7.9 (355.0)	-275.9 (355.0)	247.3 (355.0)	-263.2 (355.0)	245.7 (355.0)	-263.2 (355.0)	245.7 (355.0)	-298.7 (355.0)	291.5 (355.0)
	コンクリート応力度 [N/mm ²]	-0.00 < -8.57	< -8.57	-3.89 < -8.57	< -8.57	-3.87 < -8.57	< -8.57	-3.87 < -8.57	< -8.57	-4.64 < -8.57	< -8.57
せん断応力度 τ [N/mm ²]	51.0 < 120.0	< 120.0	24.9 < 120.0	< 120.0	24.9 < 120.0	< 120.0	24.9 < 120.0	< 120.0	11.6 < 120.0	< 120.0	
合成応力度 Wu	0.210 < 1.2	< 1.2	0.701 < 1.2	< 1.2	0.635 < 1.2	< 1.2	0.635 < 1.2	< 1.2	0.772 < 1.2	< 1.2	
WL	0.181 < 1.2	< 1.2	0.555 < 1.2	< 1.2	0.548 < 1.2	< 1.2	0.548 < 1.2	< 1.2	0.706 < 1.2	< 1.2	
引張ボルト数 (上・下)			2 4		2 4		2 4		2 4		
水平補剛材の段数		1	1	1	1	1	1	1	1	1	

<主桁グループ1 (G1, G4)>

断面位置		断面3-L	断面3-R		
断面長	[mm]	9375.0	9375.0		
材質	上フランジ	SM490YA	SM490YA		
	ウェブ	SM490YA	SM490YA		
	下フランジ	SM490YB	SM490YB		
合成前断面力	Ms [kN・m]	2072	0		
	Ss [kN]	-121	-321		
合成後断面力	Mvd [kN・m]	518	0		
	Mv(max) [kN・m]	2835	0		
	Mv(min) [kN・m]	302	0		
	Sv [kN]	-260	-459		
	固定間距離	[mm]	5000.0	5000.0	
断面	床版 [mm]	2275 x 220	2275 x 220		
	上フランジ [mm]	300 x 14	300 x 14		
	ウェブ [mm]	1700 x 9	1700 x 9		
	下フランジ [mm]	500 x 32	500 x 32		
合成前 断面諸量	δs [cm]	28.89	28.89		
	Ysu [cm]	-115.29	-115.29		
	YsL [cm]	59.31	59.31		
	As [cm ²]	355.00	355.00		
	Is [cm ⁴]	1580685	1580685		
合成後 断面諸量	δv [cm]	-58.57	-58.57		
	Vcu [cm]	-54.43	-54.43		
	Vsu [cm]	-27.83	-27.83		
	VsL [cm]	146.77	146.77		
	Av [cm ²]	1069.84	1069.84		
	Iv [cm ⁴]	5673426	5673426		
応力度 (上・下)	1. 合成前 [N/mm ²]	-151.1	77.7	0.0	0.0
	許容応力度	(-177.4)	(262.5)	(262.5)	(262.5)
	2. 合成後 [N/mm ²]	-13.9	73.4	-0.0	0.0
	3. クリープ [N/mm ²]	-6.0	1.1	-0.0	0.0
	4. 乾燥収縮 [N/mm ²]	-27.7	4.6	-27.7	4.6
	5. 温度差 [N/mm ²]	-19.7	3.2	-19.7	3.2
	6. 1+2 [N/mm ²]	-165.0	188.9	-0.0	0.0
	許容応力度	(-210.0)	(210.0)	(-210.0)	(210.0)
	7. 1+2+3+4 [N/mm ²]	-198.7	196.0	-27.7	4.6
	許容応力度	(-241.5)	(210.0)	(-241.5)	(210.0)
8. 1+2+3+4+5 [N/mm ²]	-218.4	200.1	-47.4	7.9	
許容応力度	(-273.0)	(241.5)	(-273.0)	(241.5)	
9. 降伏の照査 [N/mm ²]	-275.9	247.3	-47.4	7.9	
許容応力度	(355.0)	(355.0)	(355.0)	(355.0)	
コンクリート応力度	[N/mm ²]	-3.89	< -8.57	-0.00	< -8.57
せん断応力度 τ	[N/mm ²]	24.9	< 120.0	51.0	< 120.0
合成応力度	Wu	0.701	< 1.2	0.210	< 1.2
	WL	0.555	< 1.2	0.181	< 1.2
引張ボルト数 (上・下)		2	4		
水平補剛材の段数		1		1	

<主桁グループ2 (G2, G3)>

断面位置		断面1-L	断面1-R	断面2-L	断面2-R	断面2-C			
断面長	[mm]	9375.0	9375.0	11250.0	11250.0	11250.0			
材質	上フランジ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA			
	ウェブ	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA			
	下フランジ	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB			
合成前断面力	Ms [kN・m]	0	2021	2021	2021	2351			
	Ss [kN]	314	118	118	-118	-0			
合成後断面力	Mvd [kN・m]	0	372	372	372	546			
	Mv(max) [kN・m]	0	2734	2734	2734	3111			
	Mv(min) [kN・m]	0	372	372	372	546			
	Sv [kN]	494	272	272	-272	220			
	固定間距離	[mm]	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0		
断面	床版 [mm]	2576 x 220	2576 x 220	2576 x 220	2576 x 220	2576 x 220			
	上フランジ [mm]	300 x 13	300 x 13	300 x 16	300 x 16	300 x 16			
	ウェブ [mm]	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9	1700 x 9			
	下フランジ [mm]	500 x 32	500 x 32	500 x 32	500 x 32	500 x 32			
合成前 断面諸量	δs [cm]	29.87	29.87	26.97	26.97	26.97			
	Ysu [cm]	-116.17	-116.17	-113.57	-113.57	-113.57			
	YsL [cm]	58.33	58.33	61.23	61.23	61.23			
	As [cm ²]	352.00	352.00	361.00	361.00	361.00			
	Is [cm ⁴]	1540503	1540503	1659248	1659248	1659248			
合成後 断面諸量	δv [cm]	-65.59	-65.59	-65.75	-65.75	-65.75			
	Vcu [cm]	-52.51	-52.51	-52.35	-52.35	-52.35			
	Vsu [cm]	-20.71	-20.71	-20.85	-20.85	-20.85			
	VsL [cm]	153.79	153.79	153.95	153.95	153.95			
	Av [cm ²]	1161.44	1161.44	1170.44	1170.44	1170.44			
	Iv [cm ⁴]	6175794	6175794	6179681	6179681	6179681			
応力度	1. 合成前 (上・下) 許容応力度 [N/mm ²]	0.0 (262.5)	0.0 (262.5)	-138.3 (-179.9)	74.6 (262.5)	-138.3 (-179.9)	74.6 (262.5)	-161.0 (-179.9)	86.8 (262.5)
	2. 合成後 [N/mm ²]	-0.0	0.0	-9.2	68.1	-9.2	68.1	-9.2	68.1
	3. クリープ [N/mm ²]	-0.0	0.0	-3.8	0.7	-3.7	0.7	-3.7	0.7
	4. 乾燥収縮 [N/mm ²]	-28.1	5.0	-28.1	5.0	-27.6	5.0	-27.6	5.0
	5. 温度差 [N/mm ²]	-19.4	3.4	-19.4	3.4	-19.3	3.4	-19.3	3.4
	6. 1+2 許容応力度 [N/mm ²]	-0.0 (-183.6)	0.0 (210.0)	-161.6 (-183.6)	180.7 (210.0)	-147.5 (-210.0)	178.3 (210.0)	-147.5 (-210.0)	178.3 (210.0)
	7. 1+2+3+4 許容応力度 [N/mm ²]	-28.1 (-211.1)	5.0 (210.0)	-193.4 (-211.1)	187.8 (210.0)	-178.8 (-241.5)	185.5 (210.0)	-178.8 (-241.5)	185.5 (210.0)
	8. 1+2+3+4+5 許容応力度 [N/mm ²]	-47.5 (-238.7)	8.3 (241.5)	-212.9 (-238.7)	192.0 (241.5)	-198.2 (-273.0)	189.7 (241.5)	-198.2 (-273.0)	189.7 (241.5)
	9. 降伏の照査 許容応力度 [N/mm ²]	-47.5 (355.0)	8.3 (355.0)	-266.9 (355.0)	238.2 (355.0)	-248.0 (355.0)	235.8 (355.0)	-248.0 (355.0)	235.8 (355.0)
コンクリート応力度 [N/mm ²]	-0.00 < -8.57	< -8.57	-3.32 < -8.57	< -8.57	-3.31 < -8.57	< -8.57	-3.31 < -8.57	< -8.57	
せん断応力度 τ [N/mm ²]	52.8 < 120.0	< 120.0	25.5 < 120.0	< 120.0	25.5 < 120.0	< 120.0	25.5 < 120.0	< 120.0	
合成応力度 Wu [N/mm ²]	0.223 < 1.2	< 1.2	0.670 < 1.2	< 1.2	0.575 < 1.2	< 1.2	0.575 < 1.2	< 1.2	
WL	0.194 < 1.2	< 1.2	0.515 < 1.2	< 1.2	0.505 < 1.2	< 1.2	0.505 < 1.2	< 1.2	
引張ボルト数 (上・下)			2 4		2 4		2 4		
水平補剛材の段数		1	1	1	1	1	1	1	

<主桁グループ2 (G2, G3)>

断面位置		断面3-L	断面3-R		
断面長	[mm]	9375.0	9375.0		
材質	上フランジ	SM490YA	SM490YA		
	ウェブ	SM490YA	SM490YA		
	下フランジ	SM490YB	SM490YB		
合成前断面力	Ms [kN・m]	2021	0		
	Ss [kN]	-118	-314		
合成後断面力	Mvd [kN・m]	372	0		
	Mv(max) [kN・m]	2734	0		
	Mv(min) [kN・m]	372	0		
	Sv [kN]	-272	-494		
固定間距離	[mm]	5000.0	5000.0		
断面	床版 [mm]	2576 x 220	2576 x 220		
	上フランジ [mm]	300 x 13	300 x 13		
	ウェブ [mm]	1700 x 9	1700 x 9		
	下フランジ [mm]	500 x 32	500 x 32		
合成前 断面諸量	δs [cm]	29.87	29.87		
	Ysu [cm]	-116.17	-116.17		
	YsL [cm]	58.33	58.33		
	As [cm ²]	352.00	352.00		
	Is [cm ⁴]	1540503	1540503		
合成後 断面諸量	δv [cm]	-65.59	-65.59		
	Vcu [cm]	-52.51	-52.51		
	Vsu [cm]	-20.71	-20.71		
	VsL [cm]	153.79	153.79		
	Av [cm ²]	1161.44	1161.44		
	Iv [cm ⁴]	6175794	6175794		
応力度	1. 合成前 (上・下) 許容応力度 [N/mm ²]	-152.4	76.5	0.0	0.0
		(-175.9)	(262.5)	(262.5)	(262.5)
	2. 合成後 [N/mm ²]	-9.2	68.1	-0.0	0.0
		-3.8	0.7	-0.0	0.0
	3. クリーブ [N/mm ²]	-28.1	5.0	-28.1	5.0
		-19.4	3.4	-19.4	3.4
	4. 乾燥収縮 [N/mm ²]	-161.6	180.7	-0.0	0.0
		(-183.6)	(210.0)	(-183.6)	(210.0)
	5. 温度差 [N/mm ²]	-193.4	187.8	-28.1	5.0
		(-211.1)	(210.0)	(-211.1)	(210.0)
6. 1+2 許容応力度 [N/mm ²]	-212.9	192.0	-47.5	8.3	
	(-238.7)	(241.5)	(-238.7)	(241.5)	
7. 1+2+3+4 許容応力度 [N/mm ²]	-266.9	238.2	-47.5	8.3	
	(355.0)	(355.0)	(355.0)	(355.0)	
8. 1+2+3+4+5 許容応力度 [N/mm ²]	-3.32	< -8.57	-0.00	< -8.57	
	25.5	< 120.0	52.8	< 120.0	
9. せん断応力度 τ [N/mm ²]	0.670	< 1.2	0.223	< 1.2	
	0.515	< 1.2	0.194	< 1.2	
合成応力度 Wu					
WL					
引張ボルト数 (上・下)		2	4		
水平補剛材の段数		1		1	

第2章 限界状態設計法適用における設計計算上の問題点

3. 床版

3. 2 床版厚

道示鋼 6.1.5 解説の式 (解 6.1.2) $d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$ について、指針では表記がないため、大型車の交通量、支持構造物の特徴等が床版の最小全厚に考慮されない。

6. 端横桁・対傾構

断面の照査を行う場合、従来の許容応力度法による設計では断面力を常時換算して最大となる断面力のみで照査を行っていたが、限界状態設計法では常時換算を行うことがなじまないのでは。→設計計算の作業量が増大する。

溶接脚長の計算において、従来設計力/単位長さあたりの溶接許容応力にて必要脚長の計算を行う場合があった。限界状態設計法の書式ではこのような書式が妥当であるのか疑問が残る。設計作業の面では従来どおりの法が簡便である。添接の必要ボルト本数についても同様である。“限界状態設計法による設計計算例合成桁 (財団法人 鉄道総合技術研究所)”ではボルト本数に関して別紙に示す方法で計算することを認めている。

その他

鉄道総研資料において、応力度照査を行っている箇所。

P 5 0 : 板要素の終局限界状態の照査および疲労限界状態の照査に使用する、鋼桁断面の作用応力度を求める。

P 6 6 : 合成桁の場合、合成応力の照査を「標準：第1編」7. 1. 5の式のように断面力による照査式で行うのは煩雑なため、「標準：第1編」7. 1. 10式に変えて上記のような応力度による照査式で行う。(添付資料参照)

4.4 添接

添接は、輸送および架設の都合上、主桁を4分割する3箇所に設ける。

添接部の終局限界状態の照査は、「標準：第1編」7.3.2による。

照査式

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \frac{P_a}{P_u} \leq 1$$

ここに P_a : 継手に対する作用力 (ただし、圧縮耐力または引張耐力の50%の大きい方)

P_u : ボルト継手の耐力の場合

$$P_u = n \cdot m \cdot P_a / \gamma_m$$

ここに、 n : ボルト本数

m : 摩擦面の数 $m = 2$

P_a : 使用高力ボルトの1摩擦面当たりのすべり耐力の特性値

$$P_a = 8\,200 \text{ kgf} \quad (\text{M22, F10T})$$

【解説】継手に使用するボルト本数は、次の式によって求めてもよい。

$$n \geq \gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \frac{P_a}{m \cdot P_a / \gamma_m}$$

添接板の耐力の場合

$$\text{上フランジ } P_u = A \cdot \sigma_{cuo} / \gamma_m$$

$$\text{腹板 } P_u = A \cdot \tau_u / \gamma_m$$

$$\text{下フランジ } P_u = A \cdot \sigma_{tu} / \gamma_m$$

ここに、 A : 添接板の断面積

$$\sigma_{cuo} = 3\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tu} = 3\,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_u = 1\,850 \text{ kgf/cm}^2$$

安全係数

		γ_a	γ_b	γ_i	γ_m
ボルト継手		1.0	1.05	1.2	1.05
添接板	上フランジ	1.0	1.05	1.2	1.1
	腹板				1.05
	下フランジ				1.05

③合成応力の照査

断面変化位置（下フランジ）での腹板下端において、曲げモーメントとせん断力が同時に作用する部材の照査を行う。合成応力の照査は「標準：第1編」7.1.5 による。

・ 照査式

$$\left(\frac{\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_d}{1.1} \right)^2 \cdot \left\{ \left(\frac{\sigma}{f / \gamma_m} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u / \gamma_m} \right)^2 \right\} \leq 1$$

【解説】合成桁の場合、合成応力の照査を「標準：第1編」7.1.5 の式のように断面力による照査式で行うのは煩雑なため、「標準：第1編」7.1.10式に変えて上記のような応力度による照査式で行う。

・ 曲げモーメントによる作用応力度

$$\sigma = 2\,296 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{腹板下端 P62 参照})$$

せん断力による作用応力度

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{235\,000}{520.0} + \frac{4\,100\,000}{2 \times 220.0 \times 200.0 \times 1.3} = 452 + 36 \\ &= 488 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

・ 照査

$$\begin{aligned} &\left(\frac{1.0 \times 1.05 \times 1.2}{1.1} \right)^2 \times \left\{ \left(\frac{2\,296}{3\,200 / 1.05} \right)^2 \right. \\ &\left. + \left(\frac{488}{1\,850 / 1.05} \right)^2 \right\} = 0.846 < 1 \end{aligned}$$

「指針」と「計算例」との比較検討

1. 終局状態に対する照査式について（特に、曲げモーメントに対する照査）

1-1 【「指針」の場合】

下記①～⑤の各荷重状態に対する断面力について、断面力表記を用いて照査する要領を提示している。

①合成前	前死荷重作用状態	(σ_s)
②合成後	①+後死+活作用状態	$\sigma_s, \sigma_v, \sigma_{va}$
③	②+クリープ	$\sigma_s, \sigma_v, \sigma_{v1}, \Sigma v1a$
④	③+乾燥収縮	$\sigma_s, \sigma_v, \sigma_{v1}, \sigma_{v2}, \sigma_{v2a}$
⑤	④+温度変化	$\sigma_s, \sigma_v, \sigma_{v1}, \sigma_{v2}, \sigma_t, \sigma_{ta}$

上記の合成後の各照査段階においては、その段階に対応した現行道示に示される許容応力度 σ_{ia} ・各荷重に対する作用応力度 σ_i を一旦求めておいて、 σ_{ia} からその照査状態で発生している応力度 $\Sigma \sigma_i$ を差し引いた応力度から、終局耐力を算出している。

さらに、降伏に対する安全度の照査を行うように提示している。

⑥降伏に対する安全度の照査	$\sigma_s, \sigma_v, \sigma_{v1}, \sigma_{v2}, \sigma_t$
---------------	--

ただし、指針に示される上記⑥の照査式では、合成前荷重に対する応力度 σ_s も合成後の断面諸元を用いて終局耐力を算出するような表示になっているため、実際にこの照査式を使用することはできない。

6)降伏に対する安全度の照査

$$\frac{M}{M_o} \leq 1 \quad \text{(資 11.1.16)}$$

$$M = (\sigma_s + \sigma_{vD} + \sigma_{v2} + \sigma_{v1} + \sigma_{v2} + \sigma_t) \frac{I_v}{y_v} \quad \text{(資 11.1.17)}$$

ここで、
 σ_t : 温度差影響時応力度

$$M_o = \sigma_o \frac{I_v}{y_v} \quad \text{(資 11.1.18)}$$

ここで、
 σ_o : 降伏に対する安全度の照査に用いる鋼材の降伏点

1-2 【「計算例」の場合】

合成前状態の照査要領は、基本的に指針の場合と同じと考えられる。

合成後状態の照査要領は、合成前荷重に対する荷重状態考慮した各荷重単独状態に対する作用断面力・終局耐力を算出し、これらの比を用いて一つの照査式で照査している。

合成後の鋼桁断面の照査

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \left\{ \frac{N_a}{N_{ua}} + \frac{M_a}{M_{ua}} + \frac{M_v}{M_{uv}} \right\} \leq 1$$

ここに、 $\frac{N_a}{N_{ua}} = \frac{N_{sh} + N_T}{N_{uaa}} + \frac{N_{LH} + N_D}{N_{ua1}}$

N_{uaa} : 鋼桁全断面の軸方向耐力
 N_{ua1} : 鋼桁下フランジ側断面の軸方向耐力

$$\frac{M_a}{M_{ua}} = \frac{M_{D1} + M_{sh} + M_T}{M_{ua}}$$

$$\frac{M_v}{M_{uv}} = \frac{M_{D2}}{M_{uv21}} + \frac{M_L + M_I}{M_{uv7}} + \frac{M_c}{M_{uvv}}$$

M_{uv21} : コンクリートがクリープした場合の合成断面 (n = 21) の曲げ耐力
 M_{uv7} : コンクリートがクリープしない場合の合成断面 (n = 7) の曲げ耐力
 M_{uvv} : 主桁中心線に関する合成断面 (n = 7) の水平方向曲げ耐力

したがって前式は次式のようなになる。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \left\{ \frac{N_{sh} + N_T}{N_{uaa}} + \frac{N_{LH} + N_D}{N_{ua1}} + \frac{M_{D1} + M_{sh} + M_T}{M_{ua}} + \frac{M_{D2}}{M_{uv21}} + \frac{M_L + M_I}{M_{uv7}} + \frac{M_c}{M_{uvv}} \right\} \leq 1$$

1-3 【両者の比較】

1) 終局耐力の算出方法

「指針」の場合は、各荷重状態での作用応力度に対する許容応力度の余裕から終局耐力を算出している。

「計算例」の場合は、強度特性値（応力度）から終局耐力を算出している。

2) 合成後に対する照査要領

「指針」の場合は、各荷重状態ごとに曲げ耐力を照査し、さらに降伏に対する安全度の照査として全荷重を考慮した状態での曲げ耐力を照査するように提示しており、2段階の照査を必要とする。

「計算例」の場合は、各個別の荷重に対する作用断面力と終局耐力を算出し、これらの比の全荷重（合成前荷重についても含む）の合計値を用いて照査を行っている。

3)改善点

「指針」の場合は、

- ・作用応力度を一旦算出して、それを基に終局耐力を算出している。
- ・各荷重段階ごとに終局耐力を照査している。

ことなどから、設計の実務作業を考慮した場合、かなり煩雑な作業であると考えられる。したがって、「計算例」の要領に準じることができれば、実務作業としては省力化するものと思われる。ただし、この場合でも終局耐力の算出においては、道路橋における終局レベルでの強度特性値が規定されていないことから、許容応力度を用いて終局耐力を算出することになる。

2. 計算例

2-1 終局耐力の計算

1)合成前

鋼材の断面2次モーメント ; $I_s = 1973000 \times 10^4 \text{mm}^2$

鋼材断面の中立軸からの距離 ; 上フランジ $y_{su} = 1108 \text{mm}$

下フランジ $y_{sl} = 646 \text{mm}$

鋼材断面の許容応力度 ; 上フランジ $\sigma_a = 143 \text{N/mm}^2 (\text{SM490Y})$

下フランジ $\sigma_a = 210 \text{N/mm}^2 (\text{SM490Y})$

鋼材断面の降伏応力度 ; $\sigma_y = 355 \text{N/mm}^2 (\text{SM490Y})$

終局曲げ耐力

・ 上フランジ ; $143 \times 1973000 \times 10^4 / 1108 / 10^6 \times 1.7 = 4329 \text{kN.m}$

$355 \times 1973000 \times 10^4 / 1108 / 10^6 = 6321 \text{kN.m}$

・ 下フランジ ; $355 \times 1973000 \times 10^4 / 646 / 10^6 = 10842 \text{kN.m}$

2)合成後

合成断面の断面積 ; $A_s = 39720 \text{mm}^2$

合成断面の断面2次モーメント ; $I_v = 6035000 \times 10^4 \text{mm}^4$

合成断面の中立軸からの距離 ; 上フランジ $y_{vsu} = 300 \text{mm}$

下フランジ $y_{vsl} = 1454 \text{mm}$

鋼材断面の降伏応力度 ; $\sigma_y = 355 \text{N/mm}^2 (\text{SM490Y})$

終局軸方向耐力 ; N_v

・ $355 \times 39720 / 10^3 = 14101 \text{kN}$

終局曲げ耐力 $n=7$

・ 上フランジ ; $355 \times 6035000 \times 10^4 / 300 / 10^6 = 71414 \text{kN.m}$

・ 下フランジ ; $355 \times 6035000 \times 10^4 / 1454 / 10^6 = 14735 \text{kN.m}$

$n = 14$

・上フランジ $355 \times 4957000 \times 10^4 / 512 / 10^6 = 34370$

・下フランジ $355 \times 4957000 \times 10^4 / 1242 / 10^6 = 14169$

$n = 21$

・上フランジ $355 \times 4336000 \times 10^4 / 636 / 10^6 = 24203$

・下フランジ $355 \times 4336000 \times 10^4 / 1118 / 10^6 = 13768$

2-2 計算結果

	断面力		係数 ν	上フランジ			下フランジ				
				α	作用力	断面耐力	比	α	作用力	断面耐力	比
合成前	前死荷重	Ms	1.70	1.25	2988	4329	0.939	1.25	2988	10842	0.375
	計		≤ 1				0.939				0.375
合成後	前死荷重	Ms	1.30	1.00	2988	6321	0.615	1.00	2988	10842	0.358
	後死荷重	Mvd	1.30	1.00	495	71414	0.009	1.00	495	14735	0.044
	活荷重	MvL	2.00	1.00	3403	71414	0.095	1.00	3403	14735	0.462
	クリープ	Nv1	1.00	1.00	263	14101	0.019	1.00	263	14101	0.019
		Mv1	1.00	1.00	174	71414	0.002	1.00	174	14735	0.012
	乾燥収縮	Nv2	1.00	1.00	1003	14101	0.071	1.00	1003	14101	0.071
		Mv2	1.00	1.00	786	34370	0.023	1.00	786	14169	0.055
	温度	Nvt	1.00	1.00	1720	14101	0.122	1.00	1720	14101	0.122
		Mvt	1.00	1.00	771	24203	0.032	1.00	771	13768	0.056
	計 (≤ 1)						0.980-955				1.199

※”比”については、 $(\nu \times \text{作用力}) / (\alpha \times \text{断面耐力})$ により算出している。

第4章 少数主桁橋関連文献一覧

文献名	著作者	出典	発行年
英国におけるBS5400合成橋梁の新しい設計基準(案)について(上)	前田幸雄	橋梁と基礎	1978
英国におけるBS5400合成橋梁の新しい設計基準(案)について(下)	前田幸雄	橋梁と基礎	1978
英国における新しい橋梁共通規程BS5400について	西村昭、加藤寛、中村浩志、総田完治	橋梁と基礎	1979
イギリスの新しい橋梁規程BS5400の紹介	前田幸雄	橋梁と基礎	1981
英国の新しい鋼橋設計示方書BS5400-Part3について	D. A. Nethercot、(訳)金井道夫	橋梁と基礎	1981
BS5400 3編 鋼橋の設計指針(1982年4月)	(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部		1984
道路橋の荷重と設計法に関する調査研究	関西道路研究会 道路橋調査研究委員会		1985
明石海峡大橋限界状態設計法に関する調査研究報告書	(財)海洋架橋調査会		1985
道路橋の限界状態設計法に関する調査研究報告書	九州橋梁・構造工学研究会/編		1985
BS5400 1編 総則(1978年) BS5400 2編 荷重の示方書(1978年)	(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部		1986
BS5400規定での実施設計について ケボン・フライオーバー橋	浅野正二、渡辺和信、塚原弘光	横河橋梁技報 No. 16	1987
限界状態設計法	土木学会関西支部	昭和62年度講習会テキスト	1987
限界状態設計法における設計活荷重に関する検討	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室	土木研究所資料第2539号	1988
「鋼構造設計指針」に基づいた設計計算例とその考察	九州橋梁・構造工学研究会道路橋の限界状態設計法分科会		1988
限界状態設計法における設計活荷重に関する検討II	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室	土木研究所資料第2700号	1989
限界状態設計法に対する一解釈	西野文雄、佐藤尚次、長谷川彰夫	橋梁と基礎	1989
鋼橋の設計と限界状態 活荷重と終局・疲労限界	土木学会関西支部	平成3年度講習会テキスト	1991
鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則	土木学会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会	土木学会論文集 No. 450/I-20 pp. 13-20	1992
鋼構造の限界状態設計法に関する一考察	名取賢一、岡内功	土木学会年次学術講演会講演概要集第1部	1992
鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物	(財)鉄道総合技術研究所		1992
限界状態設計法による設計計算例 合成桁	(財)鉄道総合技術研究所		1992
限界状態設計法による設計計算例 下路プレートガーダー 鋼直結式	(財)鉄道総合技術研究所		1992
限界状態設計法による設計計算例 ラーメン鋼脚	(財)鉄道総合技術研究所		1993
限界状態設計法による設計計算例 下路トラス	(財)鉄道総合技術研究所		1993
多径間連続高架橋の限界状態設計法による設計マニュアル	(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部		1993
限界状態設計法の安全係数の選択について	片桐健、長尚、肥塚二郎	土木学会年次学術講演会講演概要集第1部	1994
限界状態設計法による試設計と耐風・耐震技術の事例調査	(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部		1995
ニールセン・ローゼ橋、および鋼製ラーメン橋脚の終局限界状態に関する基礎的研究	江口慎介、北田俊行、中井博	木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A)	1995
(1)限界状態設計法に基づく鋼・コンクリート合成桁の設計指針(草案)について	亀井正博、祝賀治、平城弘一、上田多門	第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集	1995
(2)限界状態設計法に基づく鋼・コンクリート合成桁の設計指針(草案)について	石崎茂、栗田章光、水野英二、中島章典、川口直能	第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集	1995
(3)限界状態設計法に基づく鋼・コンクリート合成桁の設計指針(草案)について	松井繁之、文兌景、池田秀夫、武田芳久	第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集	1995
限界状態設計法による斜張橋の耐風設計に関する調査研究	建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室	土木研究所資料第3352号	1995
鋼桁橋における現行設計法と限界状態設計法のキャリブレーション	守矢健矢、塚原弘光、長崎高彦、入部孝夫、中西芳郎、依田照彦	橋梁と基礎	1997
鋼構造設計指針 PART A 一般構造物	土木学会		1997
鋼構造設計指針 PART B 合成構造物	土木学会		1997
有義荷重を用いた道路交通荷重の一評価法	黒田保博、当麻庄司	土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A)	1997
限界状態設計法による設計計算例 下路プレートガーダー(道床式)	(財)鉄道総合技術研究所		1997
限界状態設計法による設計計算例 下路プレートガーダー(鋼直結式)	(財)鉄道総合技術研究所		1997
鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物	(財)鉄道総合技術研究所		1998
高強度鋼材適用による鋼橋構造の合理化の可能性	高橋和也、三木千寿	土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A)	1998
限界状態設計法の書式による鋼道路橋設計指針	鋼橋技術研究会 限界状態設計法研究部会		1998
ヨーロッパ規程4:鋼・コンクリート合成構造物の設計 第2編・橋梁(1996年版)(上)	栗田章光、長井義則、江頭慶三、恩知俊一	橋梁と基礎	2000
SI単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物	(財)鉄道総合技術研究所		2000
MMA樹脂コンクリートにより上面増厚補強されたRC床版の限界状態設計法	岡田裕行、堤下隆司、徳岡文明、栗田章光	土木学会年次学術講演会講演概要集第5部	2000
橋梁ケーブルの限界状態設計法に関する一提案	中村俊一	構造工学論文集 Vol. 47A	2001
鋼床版の性能照査型設計法	大田孝二、川畑篤敏、小林潔	橋梁と基礎	2001
MMA樹脂コンクリートにより上面増厚補強されたRC床版の使用性に関する検討	岡田裕行、堤下隆司、徳岡文明、栗田章光	土木学会年次学術講演会講演概要集第5部	2001
圧延H形鋼を用いた複合橋梁の提案	中村俊一、田中寛泰	鋼構造年次論文報告集第9巻	2001