

6. 複合ラーメン橋と免震橋の耐震性の比較検討

6-1. はじめに

連続高架橋の設計に際しては、耐震性の観点から、長周期化とエネルギー吸収による地震力の低減を期待できる免震支承を採用するのが一般的である。これに対して最近では、1. で述べたように、高い耐震性や将来的な維持管理の軽減などを期待して、鋼上部構造と鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と呼ぶ）を剛結し、支承を省略した鋼コンクリート複合ラーメン橋が採用される例も増えてきている。しかし、RC 橋脚などの諸元に着目した場合、両橋梁形式のどちらがより有利であるかはあまり明確にされていない。

そこで、同じ上部構造諸元をもつ免震支承を有する連続桁橋（以下、免震橋と呼ぶ）と複合ラーメン橋を対象とし、特に RC 橋脚の基本的な耐震性能の限界状態に対してどちらの橋梁形式がより有利となるかについて基礎的検討を行った。

6-2. 検討対象構造

ここでは、図 6-2-1 に示すような同じ上部構造諸元を有する複合ラーメン橋と免震橋を対象とする。上部構造は、PC 床板を有する 3 径間連続非合成の鋼 2 主桁橋で、B 活荷重に対して許容応力度法によって設計を行い、幅員 10450mm、床版厚 300mm、鋼桁断面の鋼種は SM490Y および SM570 で、上フランジが 650×31mm、ウェブが 2700×13mm、下フランジが 650×37mm としている。また、上部構造のスパン構成は 40m、50m、40m としている。付録に、ここで用いた上部構造の設計計算書を添付する。

免震橋の全体図を図 6-2-2 に、複合ラーメン橋の全体図を図 6-2-3 に示す。複合ラーメン橋の場合には上部構造と橋脚の結合部が剛結構造であり、免震橋の場合には免震支承を設置している。同じ諸元の上部構造を有する両橋梁形式において、1 つの主要な比較項目は、整合性の取れた思想で耐震設計を行った場合の RC 橋脚の断面諸元になると考えられる。なお、上部構造の両端は可動支承とし、橋脚基部は固定とした。また、橋脚高さとして、20、30、40、50m の場合を考える。

ここでは、上述のような観点から、免震橋と複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面諸元を比較することを目的としている。そこで、耐震設計に際して用いるすべての部分係数はどちらの橋梁形式においても 1.0 とし、比較を行っている。

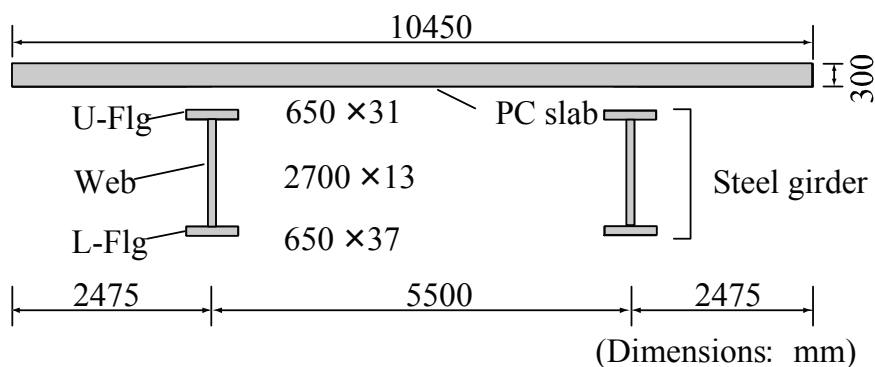


図 6-2-1 上部構造の諸元

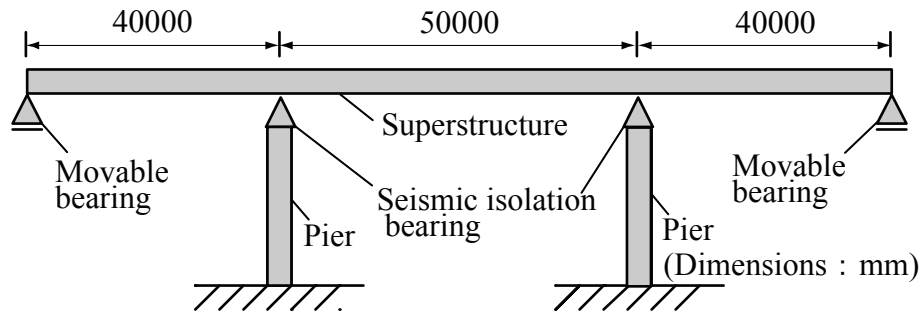


図 6-2-2 免震橋の全体図

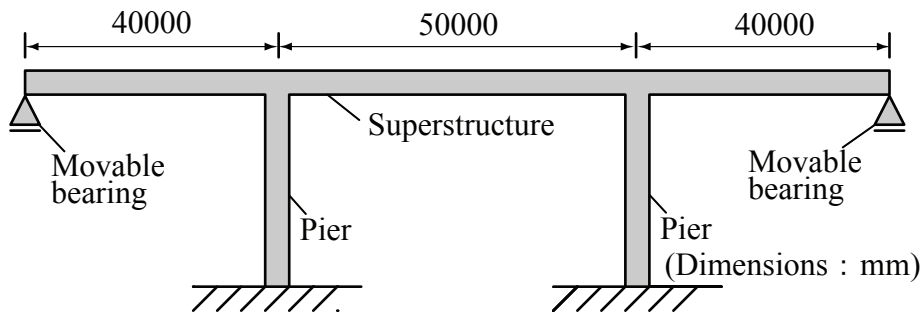


図 6-2-3 複合ラーメン橋の全体図

6-3. 橋脚の耐震設計方法

6-3-1. 設計概要

複合ラーメン橋と免震橋の両橋梁形式の RC 橋脚は図 6-3-1 に示すような、圧縮鉄筋と引張鉄筋をそれぞれ 1 段有する長方形断面とし、橋軸方向の寸法を断面高さ H 、橋軸直角方向の寸法を断面幅 B と定義する。なお、橋梁の設計を想定する地域区分は A とし、地盤は I 種地盤として、対応する設計地震動を設定し震度の算出を行う。

両橋梁形式において、最適な橋脚断面の設計を試み、その橋脚断面の諸元を比較することでどちらの橋梁形式が有利であるかを判断する。ここでの最適な橋脚断面とは、考慮する地震動に対して以下に定義する限界状態に至らない中で、できるだけ断面高さ H が小さい橋脚断面とする。

次に限界状態の定義を行う。レベル 1 地震動に対しては、橋脚基部断面の引張鉄筋が降伏する時をレベル 1 地震動の限界状態と定義する。また、レベル 2 地震動に対しては、橋脚基部断面の圧縮側コンクリートの最外縁が終局ひずみ (0.0035) に達するときをレベル 2 地震動の限界状態と定義する。この 2 つの限界状態に対応する限界値は、後述するプッシュオーバー解析において、橋脚基部のひずみがレベル 1 地震動の限界状態、あるいは、レベル 2 地震動の限界状態に達するときの水平力に対応する震度として求めている。プッシュオーバー解析の例を図 6-3-2 に示す。図中の実線がプッシュオーバー解析で求められた水平力と変位の関係を表しており、線上の○および●がそれぞれレベル 1 限界状態およびレベル 2 限界状態の位置を表し、このときの右縦軸がその震度を表している。

最適な橋脚断面を決定するために、対象構造系の固有周期によって決まる応答値としての震度よりも大きい限界値としての震度を有する橋脚断面をプッシュオーバー解析によって求める必要がある。そのため、鉄筋本数あるいは橋脚断面高さ H などの橋脚のパラメーターを変化させ繰り返し計算を実施する。

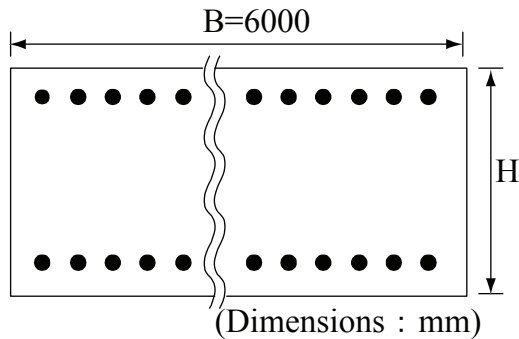


図 6-3-1 RC 橋脚の断面形状

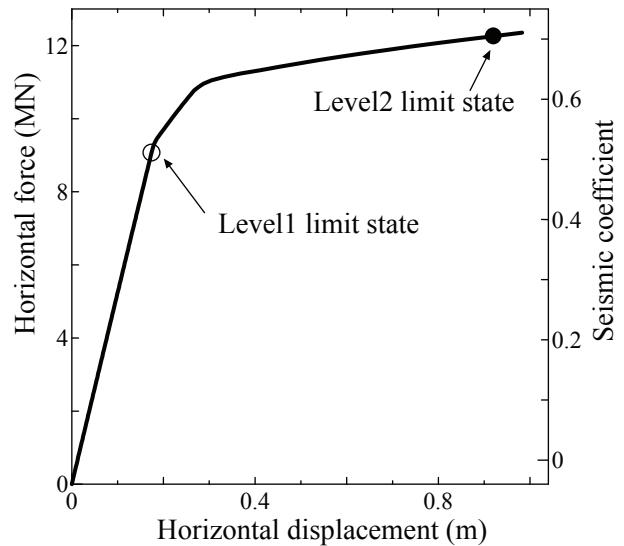


図 6-3-2 プッシュオーバー解析の例

ここでは、変化させるパラメーターとして断面高さ H 、鉄筋径、鉄筋量を考慮している。橋脚断面の幅 B は上部構造の鋼主桁の間隔に合わせて 6m に固定した。橋脚の鉄筋には SD490 を用い、その降伏強度は 490N/mm^2 、ヤング係数は 200kN/mm^2 とし、鉄筋径が D32 、 D35 、 D38 のものを用いて、圧縮鉄筋および引張鉄筋を同量配置する。また、必要とされる鉄筋のあき (40mm 以上) を考慮し、 D32 を用いる場合には最大 82 本、 D35 を用いる場合には最大 78 本、 D38 を用いる場合には最大 75 本までとした。さらに、鉄筋量は鉄筋比が $0.008\sim 0.06$ に収まる範囲内で決定した。コンクリートの圧縮強度は 40N/mm^2 で、そのヤング係数は 31kN/mm^2 とした。これらのパラメーターの範囲を前提条件として最適な橋脚断面の設計を行う。

6-3-2. プッシュオーバー解析

以上のような条件の下、橋脚の限界状態を確認するためには、対応する地震動を対象構造系に作用させた時刻歴応答解析を行うことが望ましい。しかし、ここでは、複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の断面諸元を相対的に比較することが目的であるので、そのための解析方法として、プッシュオーバー解析を用いた。

対象構造系に対して地震による慣性力に対応した静的な水平力を漸増载荷して、橋脚基部の位置のひずみを求め、限界状態に達する水平力を算出した。ここでは、RC 橋脚のコンクリートと鉄筋あるいは上部構造のコンクリートと鋼桁の間に平面保持が成り立つと仮定し、RC 橋脚および上部構造に平面ファイバー要素を適用した解析モデルを用いている。なお、RC 橋脚のコンクリート断面を断面高さ方向に 60 分割し、圧縮鉄筋および引張鉄筋をそれぞれ 4 分割している。また、複合ラーメン橋の解析では、上部構造のコンクリート床版部分を高さ方向に 60 分割し、鋼桁部分は上下フランジをそれぞれ 2 分割、ウェブを 6 分割している。そして、コンクリートの応力ひずみ関係には図 6-3-3 のような 2 次放物線と直線からなる関係を、鉄筋および鋼桁には図 6-3-4 に示すようなバイリニア型の応力ひずみ関係を用いている。

免震橋のプッシュオーバー解析では、RC 橋脚を 10 要素に分割してモデル化している。一方、複合ラーメン橋の場合、RC 橋脚は免震橋と同様 10 要素に分割し、上部構造は 24 要素 (基本的に要素長さ 5m)

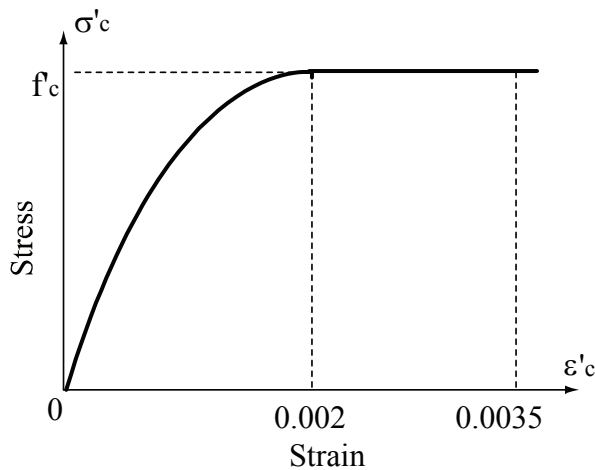


図 6-3-3 コンクリートの応力ひずみ関係

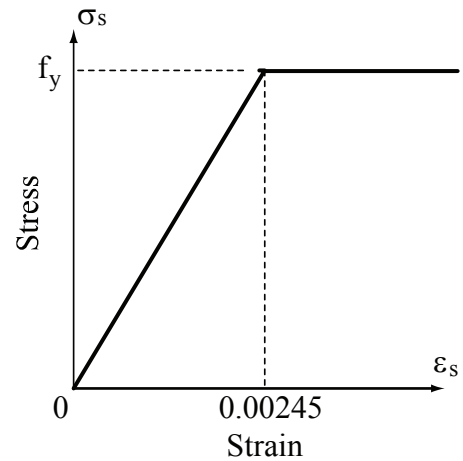


図 6-3-4 鋼材および鉄筋の応力ひずみ関係

に分割している。ただし、上部構造と RC 橋脚の剛結部の範囲（上部構造と RC 橋脚が重なる範囲）には剛域を設けるために、非常に剛な要素を配置し、剛域を表す要素に隣接する要素の長さは、剛域を表す要素の長さ（橋脚の断面高さ）に合わせて要素長さを調節して解析モデルを構成している。

6-3-3 免震橋の RC 橋脚の設計

前述のように設計された RC 橋脚の断面諸元を比較する免震橋と複合ラーメン橋では、応答値の算定方法が異なるので個別に説明する。まず、免震橋の RC 橋脚の設計方法を説明する。

1. 免震支承の形状の仮定

免震支承は、図 6-3-5 に示すような鉛プラグ入り積層ゴム支承で、1 支承の中の鉛プラグの個数は 4 個とした。ここで、 D_p は鉛プラグの直径、 $\sum t_e$ は総ゴム厚を表している。積層ゴム支承は一辺が長さ a の正方形とし、形状を仮定する際、以下の条件を満足するものとする。

- (a) ゴム支承 1 個の鉛直反力による最大許容圧縮応力度 $\leq 7.84\text{N/mm}^2$
- (b) $1.25 < \sum t_e / D_p < 5.0$
- (c) $a / \sum t_e \geq 4$

これらの条件を満足することを確認し、免震支承の面積などを求める。

$$A_r = a^2 \quad (6.3.1)$$

$$A_p = 4 \times \pi \left(\frac{D_p}{2} \right)^2 \quad (6.3.2)$$

ここで A_r は免震支承 1 個の総断面積、 A_p は免震支承 1 個の鉛プラグの総断面積である。式(6.3.1)、式(6.3.2) から導かれた A_r 、 A_p を用いて免震支承 1 個の純断面積 A_R を求める。

$$A_R = A_r - A_p \quad (6.3.3)$$

これによって、免震支承の基本形状が決定される。

2. 免震支承の設計変位および等価剛性の仮定

免震支承の設計変位 u_B を仮定する。レベル 1 地震動に対しては、総ゴム厚 $\sum t_e$ の 20% 程度に設計変位を設定する。この値に基づいて、以下の手順により、免震支承の有効設計変位 u_{Be} および鉛、ゴ

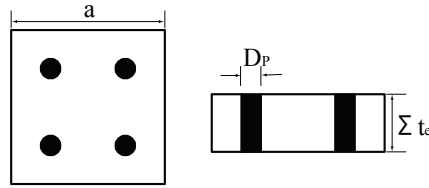


図 6-3-5 免震支承の寸法

ム支承のせん断ひずみ γ を求め、さらに、免震支承の最大せん断力 F を算定する。

$$u_{Be} = 0.7u_B \quad (6.3.4)$$

$$\gamma = u_{Be} / \sum t_e \quad (6.3.5)$$

$$F = A_R G \gamma + A_p q \quad (6.3.6)$$

ここに、 G はゴムのせん断弾性係数で 98N/mm^2 で、 q は鉛プラグの最大せん断応力(N/mm^2)であり、せん断ひずみ γ の大きさに応じて次式により決定される。

$$q = -27.79\gamma^2 + 18.01\gamma + 8.33 \quad (0 \leq \gamma \leq 0.5) \quad (6.3.7)$$

$$q = 2.77\gamma^2 - 12.55\gamma + 15.97 \quad (0.5 \leq \gamma \leq 2.0) \quad (6.3.8)$$

以上より、レベル1地震動に対する免震支承の等価剛性 K_B 、免震支承をバイリニア型にモデル化した場合の1次剛性 K_1 および2次剛性 K_2 、降伏せん断力 Q_d が以下の式を用いて求められる。

$$K_B = F / u_{Be} \quad (6.3.9)$$

$$Q_d = A_p q_0 \quad (6.3.10)$$

$$K_1 = 6.5K_2 \quad (6.3.11)$$

$$K_2 = (F - Q_d) / u_{Be} \quad (6.3.12)$$

ここに、 q_0 は免震支承の降伏せん断力時における鉛プラグの降伏せん断応力 8.33N/mm^2 である。

3. 固有周期の算出

免震支承の等価剛性 K_B が求まったので、1橋脚上の免震支承の個数 $n_p = 2 \times K_B$ をゴム支承のばね定数 k_{bi} とする。これより、橋脚のばね定数 k_{pi} 、橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} 、橋梁の固有周期 T を以下の式を用いて求める。

$$k_{pi} = \frac{3EI_i}{L_i^3} \quad (6.3.13)$$

$$k_{gi} = 1 / \left(\frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{bi}} \right) \quad (6.3.14)$$

$$T = 2.01 \sqrt{W / \sum k_{gi}} \quad (6.3.15)$$

橋脚と免震支承の合成ばね定数 k_{gi} は、2つのばねが直列につながれている時の合成ばね定数算出式を用いている。ここで、 W は上部構造の全重量と橋脚重量の80%を足し合わせたもので、RC橋脚の重量も考慮している。

4. レベル1地震動の設計水平震度の標準値の算出

固有周期 T を用いて、道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)¹⁾に定められている設計水平震度 k_{h0} が

表 6-3-1 レベル 1 地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{h0} の値		
固有周期	$T < 0.1$	$0.1 \leq T \leq 1.1$	$1.1 < T$
設計水平震度	$k_{h0} = 0.431T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$k_{h0} = 0.2$	$k_{h0} = 0.213T^{-2/3}$

表 6-3-1 より求められる。同じ諸元の橋脚 2 本が水平力を受けるので、1 本の橋脚に作用する水平力 H_i とその時の各免震支承の水平変位 u は以下の式で求められる。

$$H_i = k_{h0}W / 2 \quad (6.3.16)$$

$$u = H_i / k_{bi} \quad (6.3.17)$$

得られた変位 u が仮定した免震支承の設計変位 u_B の $\pm 10\%$ 以内で一致しない場合には、免震支承の設計変位を変更し、両者が許容できる範囲で一致するまで繰り返し計算を実施する。仮定した設計変位が満足された時点で、レベル 1 地震動に対する応答値としての震度 k_{h0} が決定される。

5. レベル 2 地震動の設計水平震度の算出

ここまでの手順において、既に、免震支承の形状、寸法は決定しているので。まず、レベル 2 地震動に対する免震支承の設計変位 u_B を仮定する。この時、設計変位は総ゴム厚 $\sum t_e$ の 200% 程度とする。免震支承の設計変位が仮定されれば、レベル 1 地震動の場合と同様の手順により、橋梁の固有周期と免震支承の等価剛性が求まる。また、各免震支承の減衰定数を以下の式より算定する。

$$h_B = \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d(K_2 - K_1)\}}{\pi u_{Be}(D_d + u_{Be}K_2)} \quad (6.3.18)$$

さらに、ここに求めた各免震支承の減衰定数に基づいて、橋梁の減衰定数を次式より算定する。

$$h = \frac{\sum K_{Bi} u_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{pi} K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{h_{Fui} K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{h_{F\theta i} K_{Bi} L_i^2}{K_{F\theta i}} \right)}{\sum K_{Bi} u_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{pi}} + \frac{K_{Bi}}{K_{Fui}} + \frac{K_{Bi} L_i^2}{K_{F\theta i}} \right)} \quad (6.3.19)$$

ここに、 h_{Bi} は i 番目の免震支承の等価減衰定数、 h_{pi} は i 番目の下部構造の減衰定数、 h_{Fui} は i 番目の基礎の水平振動の減衰定数、 $h_{F\theta i}$ は i 番目の基礎の回転振動の減衰定数、 K_{Bi} は i 番目の免震支承の等価剛性、 K_{pi} は i 番目の下部構造の等価剛性、 K_{Fui} は i 番目の基礎の水平ばね定数、 $K_{F\theta i}$ は i 番目の基礎の回転ばね定数、 u_{Bi} は i 番目の免震支承の設計変位、 L_i はフーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (m) である。本研究では、 $h_{pi} = 0.03$ とし、地盤を固定としているので、 i 番目の基礎の水平振動の減衰定数、基礎の回転振動の減衰定数はゼロ、基礎の水平ばね定数、基礎の回転ばね定数は無限大としている。参考のために、ここで対象とした免震橋に対して算定された免震支承の減衰定数 h_B および免震橋の減衰定数 h を表 6-3-2 に示す。

表 6-3-2 免震橋の減衰定数と免震支承の減衰定数

橋脚高さ (m)	20	30	40	50
橋梁の減衰定数 h	0.261	0.243	0.248	0.233
免震支承の減衰定数 h_B	0.274	0.263	0.275	0.266

表 6-3-3 レベル 2 地震動（タイプ I）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{hc0} の値	
固有周期	$T \leq 1.4$	$1.4 < T$
設計水平震度	$k_{hc0} = 0.7$	$k_{hc0} = 0.876T^{-2/3}$

表 6-3-4 レベル 2 地震動（タイプ II）の設計水平震度の標準値 k_{hc0}

地盤種別 I 種	固有周期 T (s) に対する k_{hc0} の値		
固有周期	$T < 0.1$	$0.1 \leq T \leq 1.1$	$1.1 < T$
設計水平震度	$k_{hc0} = 4.46T^{2/3}$	$k_{hc0} = 2.0$	$k_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$

表 6-3-5 免震橋の減衰定数 h に基づく補正係数 c_E

橋の減衰定数 h	補正係数 c_E
$h < 0.1$	1.0
$0.1 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

以上から、橋梁の固有周期に加えて減衰定数が求められたので、固有周期に基づいて道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)¹⁾に定められているレベル 2 地震動タイプ I の設計水平震度の標準値が表 6-3-3 から、タイプ II の設計水平震度の標準値が表 6-3-4 から求められる。そして以下の関係によって、免震支承の等価水平震度 k_{hem} が求まる。

$$k_{hem} = c_S k_{hc0} \quad (6.3.20)$$

$$c_S = c_E \frac{1}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \quad (6.3.21)$$

ここに、 c_S は式(6.3.21)で与えられる構造物補正係数であり、 c_E は免震橋の減衰定数に基づく補正係数で、橋梁の減衰定数に基づいて表 6-3-5 から算出される。なお、 μ_m は免震設計に用いる場合の橋脚の許容塑性率であり、以下の式より導いた。

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha_m \delta_y} \quad (6.3.22)$$

ここで、 δ_y 、 δ_u は橋脚の降伏変位ならびに終局変位である。降伏変位ならびに終局変位は、単柱式橋脚にモデル化した橋脚に水平力を作用させるプッシュオーバー解析によって求めている。降伏変位は橋脚基部の引張鉄筋が降伏する時の橋脚頂部の変位、終局変位は橋脚基部の圧縮縁コンクリートのひずみが終局ひずみに達する時の橋脚頂部の変位である。また、 α_m は免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数で以下の式で与えられる。

$$\alpha_m = 2\alpha \quad (6.3.23)$$

ここで、上式中の α は表 6-3-6 より定められる。なお、ここでは照査する耐震性能を耐震性能 2 としている。

表 6-3-6 安全係数 α

照査する耐震性能	タイプ I 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプ II 地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
耐震性能 2	3.0	1.5
耐震性能 3	2.4	1.2

6. 限界値の算定法

プッシュオーバー解析において、単柱式橋脚にモデル化した橋脚頂部に水平力を作用させ、橋脚基部断面の引張鉄筋が降伏する時の水平力に対応する震度をレベル 1 限界値とする。また、橋脚基部断面の圧縮側コンクリートの最外縁が終局ひずみに達する時の水平力に対応する震度をレベル 2 限界値とする。この限界値が、前述の応答値を下回らない範囲で、できるだけ限界値に近づくような最適な橋脚断面を繰り返し計算によって決定する。

6-3-4. 複合ラーメン橋の RC 橋脚の設計

複合ラーメン橋の場合には、RC 橋脚と上部構造の全体系を平面骨組要素によりモデル化した解析モデルを用い、線形解析あるいはプッシュオーバー解析を行って、固有周期の算定あるいは応答値、限界値を算定している。以下にその手順を説明する。

1. 固有周期の算出

複合ラーメン橋の固有周期は以下の式を用いて算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \quad (6.3.24)$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s) ds} \quad (6.3.25)$$

ここで、 T は固有周期、 $w(s)$ は上部構造および下部構造の位置 s における対応する要素長さの重量 (kN/m)、 $u(s)$ は上述の線形解析モデルを用いて、上部構造重量と橋脚重量に相当する水平力をそれぞれの慣性力の作用位置（解析モデルの節点）に作用させた場合にその方向に生じる位置 s の変位 (m)（節点の変位）である。これによって、橋脚高さを変えたそれぞれの解析モデルの固有周期が算定される。

2. レベル 1 地震動の設計水平震度の算出

上述においてそれぞれの対象構造系の固有周期が算定されるので、設計水平震度の標準値 k_{h0} は免震橋と同様に表 6-3-1 から求められる。ここでは、地域別補正係数 c_z を 1.0 としているので、設計水平震度の標準値 k_{h0} に等しい震度 k_h がレベル 1 地震動に対する応答値となる。

$$k_h = c_z k_{h0} \quad (6.3.26)$$

3. レベル 2 地震動の設計水平震度の算出

レベル 2 地震動に対する応答値は、RC 橋脚の塑性変形による震度の低減を行う必要がある。まず、レベル 1 地震動の場合と同様に対象構造系の固有周期が算定されているので、表 6-3-3、表 6-3-4

に基づいて、設計水平震度の標準値 k_{hc0} を求める。そして、次式により地域別補正係数 c_z 、構造物特性補正係数 c_s による震度の低減を行う。ただし、ここでも地域別補正係数 $c_z = 1.0$ である。

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \quad (6.3.27)$$

構造物特性補正係数は塑性変形による震度の低減を考慮するための係数であり、対応する構造系の塑性率を求める必要がある。ここでは、対象構造系のプッシュオーバー解析において求めた RC 橋脚の鉄筋降伏時の降伏変位 δ_y および圧縮縁コンクリートが終局ひずみに達するときの終局変位 δ_u を用いて、以下の式より塑性率 μ_m を算定する。

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (6.3.28)$$

ここに、 α は許容塑性率の算出に用いる安全係数であり、表 6-3-6 を参考にして定めるが、ここでは、耐震性能 2 を満足する安全係数を採用している。以上の式により塑性率 μ_m が算定されるので、構造物特性補正係数 c_s は以下の式より求められる。

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_m - 1}} \quad (6.3.29)$$

ここで求められた構造物特性補正係数 c_s を式(6-3-27)に代入することによりレベル 2 地震動に対する応答値としての震度が求まる。

4. 限界値の算定法

レベル 1、レベル 2 地震動に対して設定した RC 橋脚の限界状態は免震橋の場合と同じである。つまり、複合ラーメン橋を平面骨組要素にモデル化した解析モデルに対して、プッシュオーバー解析を行い、RC 橋脚基部の引張鉄筋が降伏する状態および圧縮縁コンクリートが終局ひずみに達する状態を求め、上述で設定された応答値をわずかに上回る限界値をもつ RC 橋脚を設計する。

6-4. 複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の設計結果および考察

以上のような手順で設計した橋脚高さ 20, 30, 40, 50m に対応する複合ラーメン橋および免震橋の RC 橋脚断面の諸元、鉄筋径、鉄筋本数、鉄筋比および応答値と限界値に対応する震度を表 6-4-1 に示している。なお、レベル 2 ではタイプ I とタイプ II を比べてより応答値が大きくなる方の値を採用して RC 橋脚を設計している。

以上の結果をみると、複合ラーメン橋および免震橋とも、RC 橋脚断面はレベル 2 地震動において、応答値が限界値よりもわずかに小さくなるように設計されており、レベル 1 地震動に対する応答値は、その限界値よりもかなり小さい値となっていることがわかる。また、免震橋では、すべての橋脚高さにおいてその固有周期が 2.8 秒以上と長周期であるため、算定される応答値としての震度が 0.4 を下回る。そのため、レベル 2 地震動に対する応答値は道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編)¹⁾ で規定される下限値の 0.4 に設定されている。一方、複合ラーメン橋においても、橋脚高さが 50m になると、結果的に算定される応答値としての震度が 0.4 を下回るために、レベル 2 地震動の応答値は下限値の 0.4 となっている。

免震橋と複合ラーメン橋の橋脚断面の比較を行うために、橋脚高さごとに、免震橋と複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面高さ H と橋脚高さの関係を図 6-4-1 に示す。図の縦軸は断面高さ H を丸印で示してい

表 6-4-1 複合ラーメン橋と免震橋の RC 橋脚の設計結果

	複合ラーメン橋				免震橋			
橋脚高さ (m)	20	30	40	50	20	30	40	50
橋脚断面高さ H(m)	1.8	2.4	2.0	2.2	2.1	2.7	3.4	3.7
鉄筋径 (mm)	D32	D32	D35	D38	D32	D35	D35	D38
鉄筋本数 (本)	82	82	78	78	82	78	78	73
鉄筋比	0.012	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.008	0.008
固有周期 (s)	0.555	0.721	1.350	1.720	2.839	3.309	3.798	4.283
レベル 1 応答値	0.200	0.200	0.174	0.148	0.172	0.145	0.152	0.114
レベル 1 限界値	0.524	0.475	0.354	0.327	0.336	0.333	0.326	0.303
レベル 2 応答値	0.682	0.662	0.433	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400
レベル 2 限界値	0.707	0.668	0.455	0.411	0.402	0.402	0.409	0.402

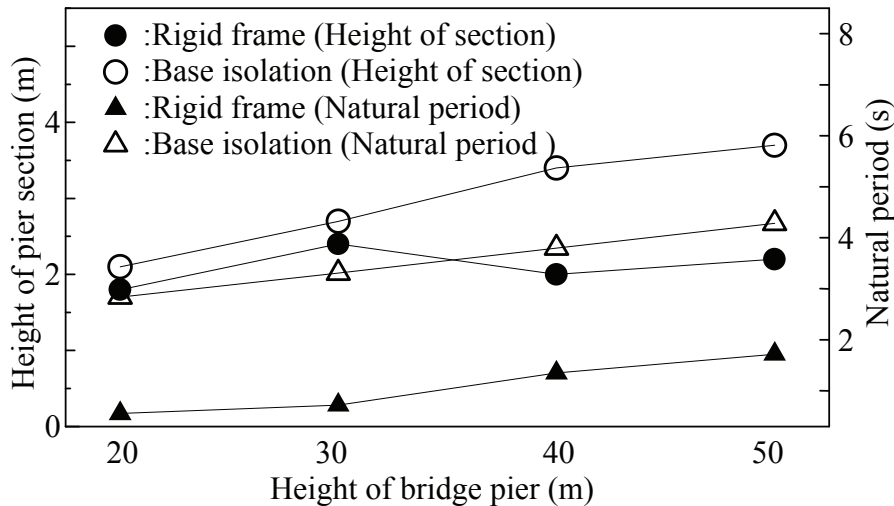


図 6-4-1 橋脚断面高さおよび固有周期と橋脚高さの関係

る。この図から、免震橋の RC 橋脚断面高さに比較して複合ラーメン橋の RC 橋脚の断面高さの方が小さく、特に、橋脚高さが大きくなるほどその差は大きいことがわかる。

なお、同図には固有周期と断面高さの関係を三角マークで表しているが、免震橋では上述してるように、固有周期が 1.5 秒を超える長周期となるために、応答値としての震度が下限値を下回っているため、表 6-4-1 に示すように応答値は 0.4 となっている。そのため、作用する地震動が大きく、RC 橋脚基部が受ける曲げモーメントも大きくなり、結果的に断面高さが大きくなっている。

一方、橋脚高さが 40, 50m において複合ラーメン橋も長周期となるために、設計水平震度の標準値が、橋脚高さ 20, 30m の場合よりも低減される。そのために、橋脚高さ 40, 50m の場合の橋脚断面高さが、橋脚高さ 30m の場合の橋脚断面高さよりも小さくなっている。

6-5. 複合ラーメン橋のコンクリート床版の引張ひずみ

レベル 2 の限界状態に対応する地震動が作用する複合ラーメン橋では、すべての橋脚高さにおいて上

表 6-5-1 コンクリート床版の最大引張ひずみ

橋脚高さ(m)	20	30	40	50
最大引張ひずみ(×10 ⁻⁶)	1324	1550	1324	1397

部構造の剛結部付近の負の曲げモーメントによりコンクリート床版には引張ひずみが生じ、ひび割れが発生する可能性がある。そこで、レベル2の限界状態における上部構造コンクリート床版の引張ひずみを調べた。

表 6-5-1 には、複合ラーメン橋のレベル2 限界状態において、解析モデルの剛結部（剛域とした要素）に接する上部構造端部のコンクリート床版上縁の最大引張ひずみをまとめている。この表から、橋脚高さによらず最大引張ひずみは 1300～1500×10⁻⁶ 程度となっていることがわかる。このような引張ひずみが生じることに對しては、鉄筋による補強を施すなど復旧性の観点から別途対策を考慮する必要があると考えられるが、この点については今後の課題としたい。

6-6. 複合ラーメン橋における温度変化の影響

複合ラーメン橋では、2本のRC橋脚が上部構造に剛結されているが、温度変化による上部構造の伸縮をRC橋脚が拘束するために、RC橋脚には温度応力が生じる。同じ温度変化の大きさが生じる場合には、上部構造の伸縮の大きさは同じであるため橋脚高さが小さい場合ほど温度変化によって橋脚に生じる温度応力は大きくなると考えられる。

そこで、橋脚高さが20mの複合ラーメン橋を対象として、永続作用、温度変化の影響を含む変動作用の組合せが作用することによってRC橋脚基部に生じる温度応力を調べる。ここで、考慮する作用の組合せと項目およびその作用係数は表 6-6-1 に示すように設定している。なお、B活荷重は道路橋示方書・同解説(I 共通編)²⁾の考え方に基づき、中央径間のセンター10m部分には、幅員方向5.5mまで10kN/m²、それを越える範囲は5kN/m²として単位長さあたり分布荷重 q_1 を算定している。また、それ以外の部分では、幅員方向5.5mまで3.5kN/m²、それを越える範囲1.75kN/m²として、単位長さあたり分布荷重 q_2 を算定している。

一方、衝撃係数についても、道路橋示方書・同解説(I 共通編)²⁾の考え方に基づき、側径間の衝撃係数 $i_1 = 20/(50+40)$ 、中央径間の衝撃係数 $i_2 = 20/(50+50)$ として算定し、作用修正係数1.65を考慮して、側径間に載荷する分布荷重、中央径間に載荷する分布荷重をそれぞれ算定している。

さらに、試算例として、温度変化の影響は、温度変化40°C³⁾、線膨張係数 10×10^{-6} とし、中央径間のみ 400×10^{-6} のひずみを与えることによって考慮している。

温度変化の影響を調べる解析モデルには、プッシュオーバー解析に用いたものをそのまま用いる。そ

表 6-6-1 温度変化の影響を調べる荷重の組合せ

作用の種類	項目		作用係数(作用修正係数)
永続作用	死荷重	上部構造の自重	1.0
変動作用	活荷重	B活荷重	1.65
	衝撃	B活荷重	1.65
	温度変化の影響	±40°C	1.0

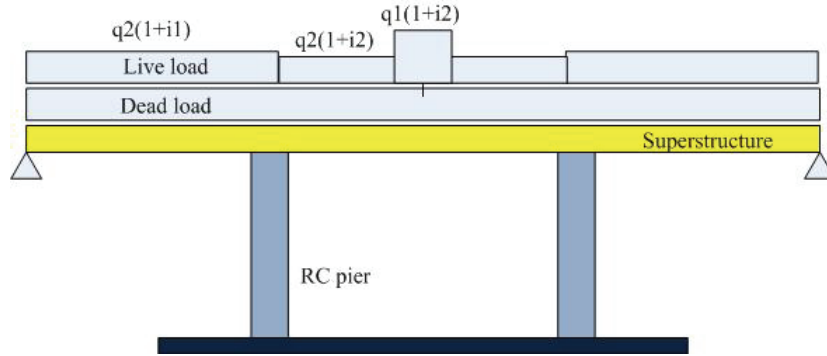


図 6-6-1 温度変化の影響を調べるための死荷重および活荷重の載荷状況

して、表 6-6-1 に示すように死荷重および活荷重に相当する静的荷重を与えた後に、上部構造の中央径間部分に 40°C の温度変化に対応した 400×10^{-6} のひずみを与え。それによって生じる RC 橋脚基部の応力、ひずみを求めた。

その結果、得られた RC 橋脚基部の圧縮縁コンクリートの最大ひずみは 135×10^{-6} であり、引張鉄筋位置のひずみは 172×10^{-6} であり、コンクリートの終局ひずみ 3500×10^{-6} および鉄筋の降伏ひずみ 2450×10^{-6} よりもかなり小さいことが確認された。

6-7. まとめ

本報告では、同じ上部構造諸元をもつ免震橋と複合ラーメン橋を対象とし、RC 橋脚の基本的な耐震性能の限界状態に対して、どちらの橋梁形式が有利であるのかについて基礎的検討を行った。その結果、ここで検討した範囲では、橋脚高さが高くなる程、免震橋よりも複合ラーメン橋の方が、RC 橋脚の断面諸元の観点からは有利な結果となった。また、複合ラーメン橋に対する温度の影響は地震の影響よりも小さいことを確認した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(V 耐震設計編)，2002. 3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I 共通編)，2002. 3.
- 3) 土木学会：複合構造物の性能照査例，複合構造シリーズ 01，2006. 1.

付録資料. 上部工構造断面の設定 (上部工概略設計計算書)

付録-1. 基本条件

道路規格	第1種 第3級 B規格
形式	鋼3径間連続非合成钣桁橋
橋長	130.000 m
支間長	40.000 + 50.000 + 40.000 m
幅員構成	全幅員 10.450 m 有効幅員 9.560 m
平面線形	$R=\infty$
舗装	アスファルト舗装 80mm
床版	PC床版 300mm
設計荷重	B活荷重
設計震度	$K_h = 0.20$
使用鋼材	SM400 SM490Y SM570 S10T
適用基準	道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

付録-2. 主構断面力の計算

1) 死荷重

アスファルト舗装	0.080	x	22.5 kN/m ³	=	1.80 kN/m ²
P C 床版	0.300	x	24.5 kN/m ³	=	7.35 kN/m ²
ハンチ重量				=	4.59 kN/m
鋼重	(1主桁あたり)			=	7.40 kN/m
添架物	無し			=	— kN/m
左側壁高欄	後頁参照			=	8.6 kN/m
右側壁高欄	後頁参照			=	8.6 kN/m
検査路				=	1.00 kN/m

2) 活荷重 B 活荷重

p1活荷重	10.0 kN/m ²	10.0 m	(曲げモーメント, たわみ算出時)
	12.0 kN/m ²		(せん断力, ねじりモーメント, 軸力, 反力算出時)
p2活荷重	3.5 kN/m ²	(L ≤ 80m)	

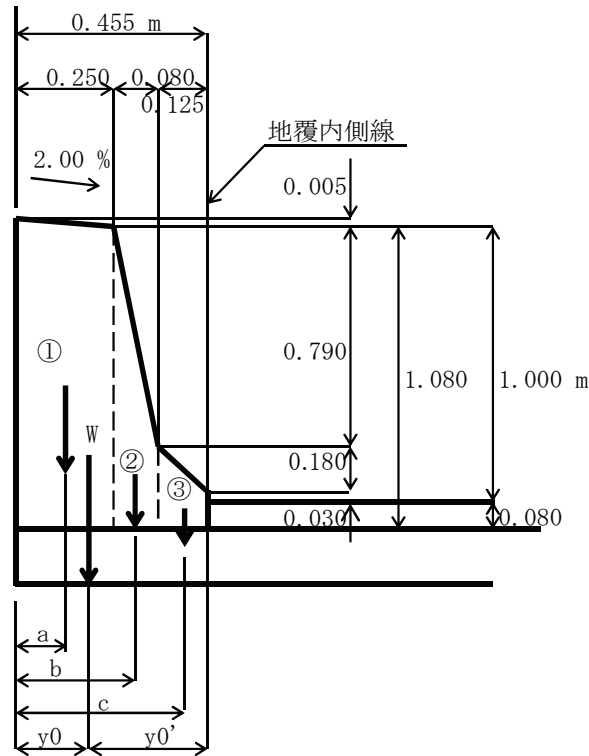
衝撃係数

$$\text{径間部 } i = \frac{20}{50 + L}$$

$$\text{中間支点部 } i = \frac{20}{50 + (L1 + L2)/2}$$

** 壁高欄の荷重 (左右共通) **

1.450



死荷重

壁高欄

$$\begin{aligned} \text{①} & \quad (1.080 + 1.085) * 0.250 / 2 * 24.5 = 6.630 \\ \text{②} & \quad (0.290 + 1.080) * 0.080 / 2 * 24.5 = 1.343 \\ \text{③} & \quad (0.110 + 0.290) * 0.125 / 2 * 24.5 = 0.613 \end{aligned}$$

荷重 W = 8.585 kN

遮音壁

荷重 W = 1.450 kN/m

重心位置

壁高欄

$$a = (2 * 1.080 + 1.085) / (1.080 + 1.085) * 0.250 / 3 = 0.125 \text{ m}$$

$$b = (2 * 0.290 + 1.080) / (0.290 + 1.080) * 0.080 / 3 + 0.250 = 0.282 \text{ m}$$

$$c = (2 * 0.110 + 0.290) / (0.110 + 0.290) * 0.125 / 3 + 0.250 + 0.080 = 0.383 \text{ m}$$

$$y_0 = (6.630 * 0.125 + 1.343 * 0.282 + 0.613 * 0.383) / 8.585 = 0.168 \text{ m}$$

$$y_0' = 0.455 - 0.168 = 0.287 \text{ m}$$

遮音壁

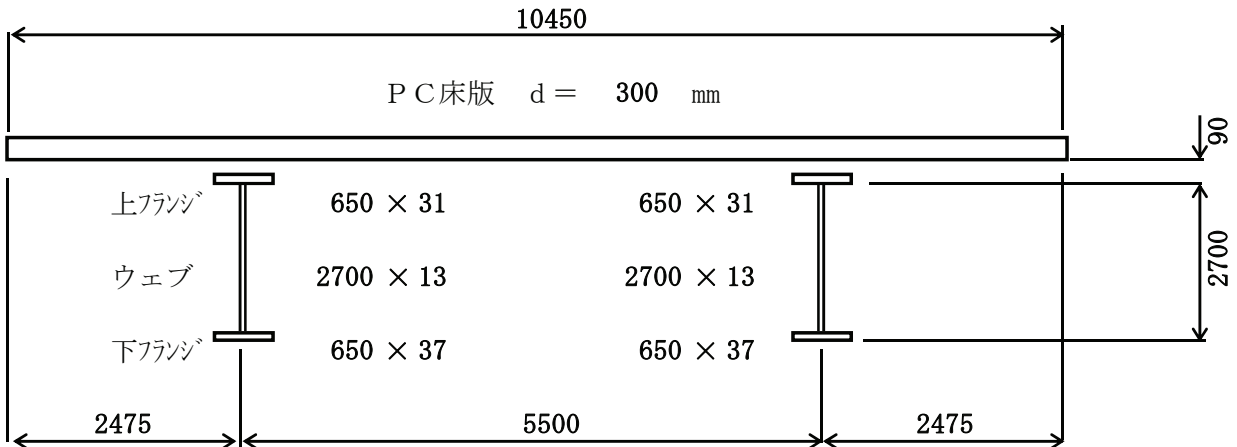
上図より = 0.455 m

◎ 壁高欄荷重は高欄荷重として載荷する。

付録-3. 上部工断面定数

■ 上部構造（一般部）

B活荷重に対して許容応力度法による概略設計を実施して主桁断面を決定した。
動的解析用の断面定数としては、床版と鋼桁の合成断面とした下記の値を用いる。



ヤング係数 PC床版： $E_c = 3.1E+04 \text{ N/mm}^2$ ($\because \sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$)
 鋼桁： $E_s = 2.0E+05 \text{ N/mm}^2$
 ヤング係数比 $n = E_s/E_c = 6.452 \rightarrow n = 6$ として設計する。

□ 中立軸回りの鋼換算断面2次モーメント

橋軸方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/6	-床版： 10.450 × 0.300	0.523				0.004
外桁	2-U. Flg： 0.650 × 0.031	0.040	1.366	0.055	0.075	0.000
	2- Web： 0.013 × 2.700	0.070	-	-	-	0.043
	2-L. Flg： 0.650 × 0.037	0.048	-1.369	-0.066	0.090	0.000
	Σ =	0.681	-0.016	-0.011	0.165	0.047

$$I_{G(y)} = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o - A \cdot y^2$$

$$= 0.165 + 0.047 - 0.681 \times (-0.016)^2 = \mathbf{0.212 \text{ m}^4}$$

橋軸直角方向

		A (m ²)	y (m)	A·y (m ²)	A·y ² (m ⁴)	I _o (m ⁴)
1/6	-床版： 10.450 × 0.300	0.523	-	-	-	4.755
外桁	2-U. Flg： 0.650 × 0.031	0.040	2.8	-	0.305	0.001
	2- Web： 0.013 × 2.700	0.070	2.8	-	0.531	0.000
	2-L. Flg： 0.650 × 0.037	0.048	2.8	-	0.364	0.002
	Σ =	0.681	0.000	0.000	1.199	4.758

$$I_{G(z)} = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o - A \cdot y^2$$

$$= 1.199 + 4.758 - 0.681 \times 0.000^2 = \mathbf{5.957 \text{ m}^4}$$

□ ねじり定数

床版部の鋼換算ねじり定数 $J_{sc} = 1/3 \times 10.450 \times 0.300^3 \times 1/6 = 1.568E-02 \text{ m}^4$
 主桁部のねじり定数 $J_G = (0.650 \times 0.031^3 + 2.700 \times 0.013^3 + 0.650 \times 0.037^3) \times 1/3 \times 2 = 3.881E-05 \text{ m}^4$
 $J = J_{sc} + J_G = \mathbf{0.0157 \text{ m}^4}$

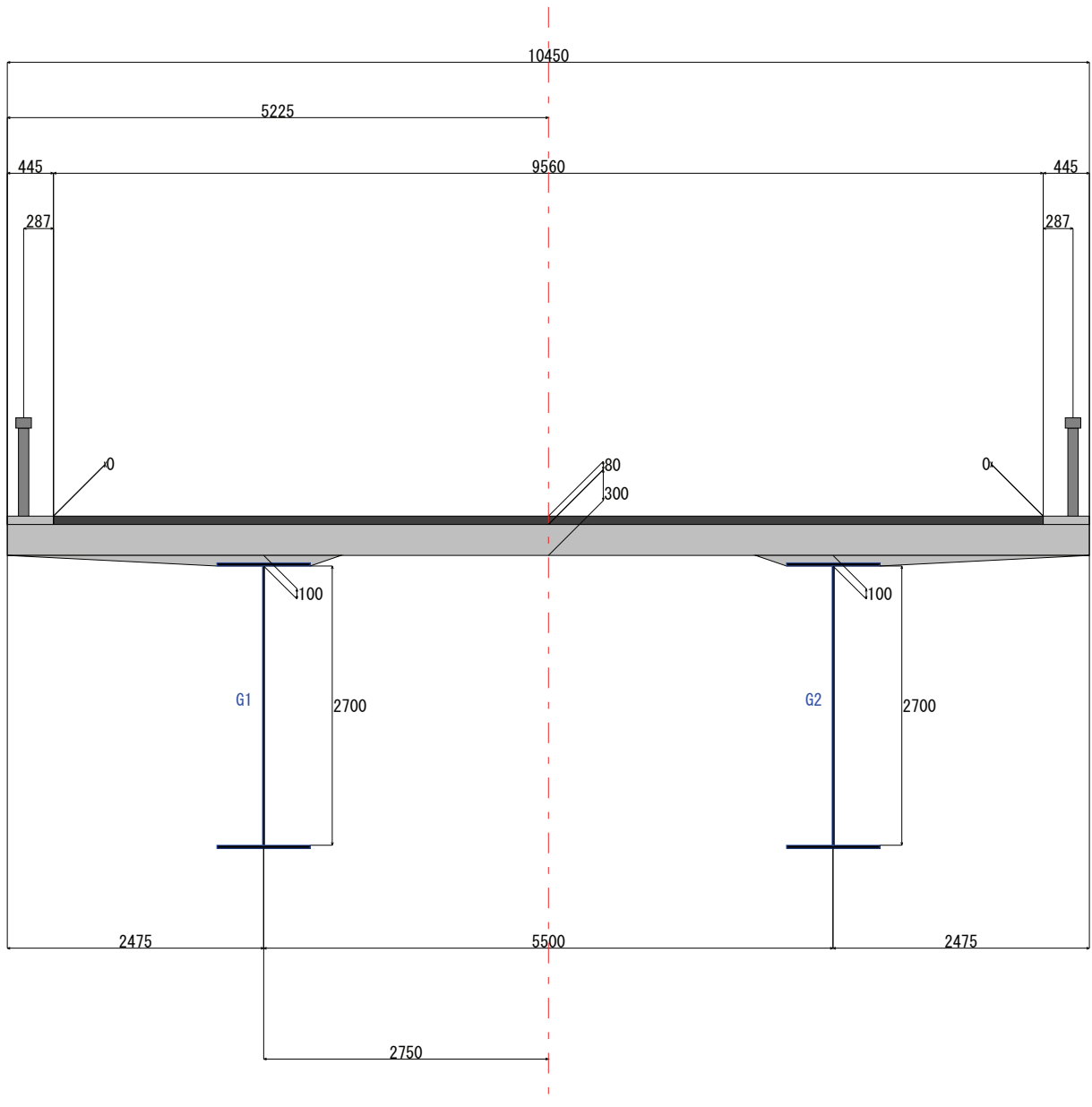
付録-4. 上部工概略設計計算

§ 1. 設計条件

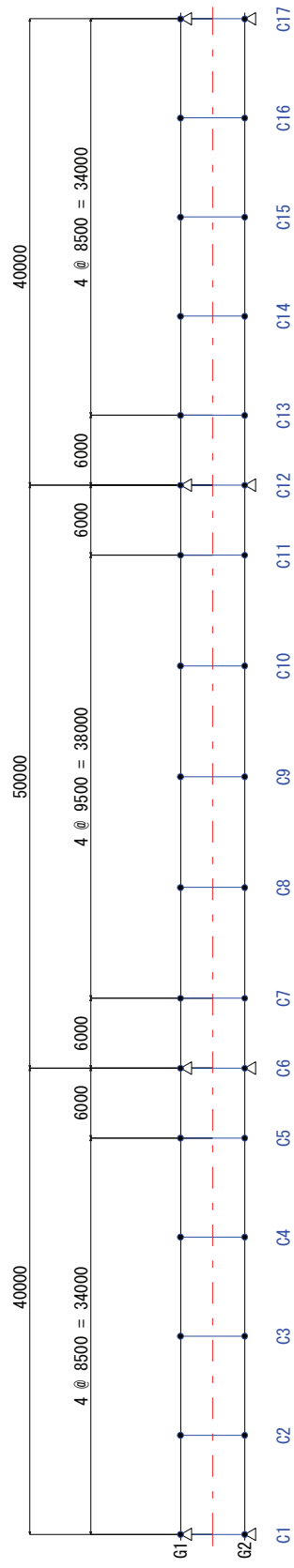
1-1 基本条件

タイトル	モデル橋梁 (支承形式)
形式	3径間連続非合成鈹桁
主桁本数	2 本
支間長合計	130[m] (構造基本線)
桁 高	2700[mm]
床版形式	鉄筋コンクリート床版 t=300[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-L
添架物	あり
使用鋼材	-H仕様材
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

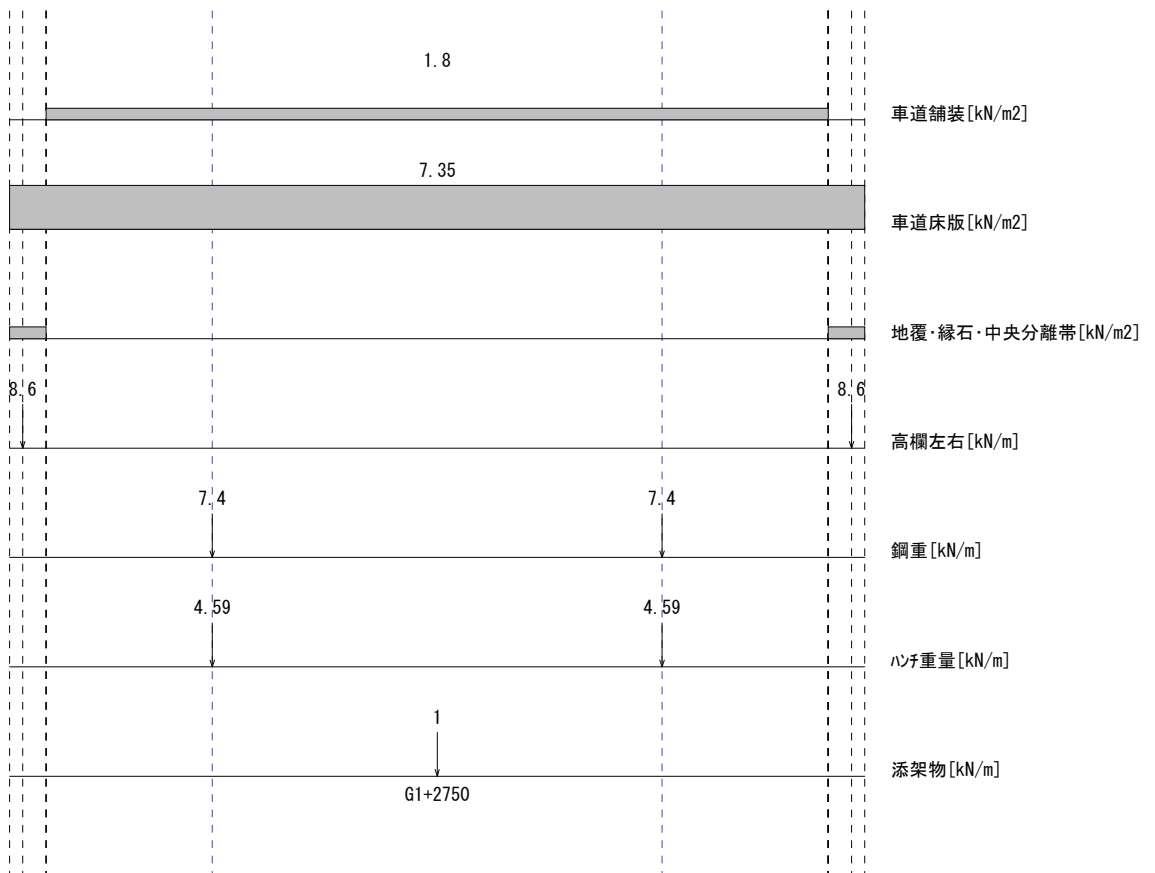
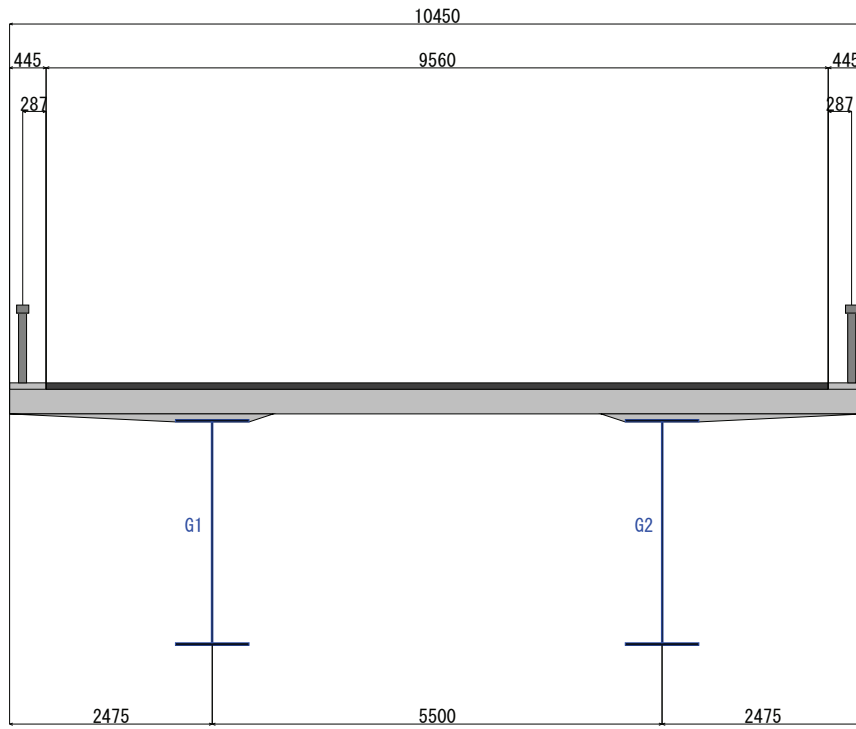


<平面格子図> ※寸法値は構造基本線上の長さ[mm]



§ 2. 荷重

2-1 死荷重



2-2 活荷重

活荷重種類 : B活荷重-L

(1) 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]
<支間-1>	
(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]
<支間-2>	
(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]
<支間-3>	
(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]
死荷重	0.00	1018.26	0.00	1018.26
活荷重	0.00	1011.20	-0.00	-177.16
死+活荷重	0.00	2029.46	-0.00	787.95

<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]
死荷重	6195.20	439.43	6195.20	439.43
活荷重	5834.18	661.09	-1338.79	-201.77
死+活荷重	12029.38	1100.53	4454.78	177.13

<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]
死荷重	6195.20	439.43	6195.20	439.43
活荷重	5834.18	661.10	-1338.78	-201.77
死+活荷重	12029.38	1100.53	4454.78	177.13

<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]
死荷重	7470.34	-139.40	7470.34	-139.40
活荷重	7987.18	397.52	-2561.81	-438.30
死+活荷重	15457.52	377.38	4139.99	-577.70

<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]
死荷重	7470.34	-139.40	7470.34	-139.40
活荷重	7987.18	397.52	-2561.81	-438.30
死+活荷重	15457.52	377.38	4139.98	-577.70

<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]
死荷重	3825.42	-718.23	3825.42	-718.23
活荷重	6715.30	194.67	-3669.08	-707.31
死+活荷重	10540.72	-465.15	-944.38	-1425.54

<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]
死荷重	3825.42	-718.23	3825.42	-718.23
活荷重	6715.30	194.67	-3669.08	-707.31
死+活荷重	10540.72	-465.15	-944.39	-1425.54

<主桁 G1>

<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]
死荷重	-4739.57	-1297.06	-4739.57	-1297.06
活荷重	2615.71	99.80	-4780.25	-1009.51
死+活荷重	-1339.14	-1167.32	-9519.81	-2306.57

<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]
死荷重	-4739.56	-1297.06	-4739.56	-1297.06
活荷重	2615.71	99.80	-4780.25	-1009.51
死+活荷重	-1339.14	-1167.32	-9519.81	-2306.57

<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]
死荷重	-13747.69	-1705.65	-13747.69	-1705.65
活荷重	1564.71	105.99	-7427.96	-1215.17
死+活荷重	-11713.56	-1567.85	-21175.65	-2920.81

<部材6 (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]
死荷重	-13747.69	1702.25	-13747.69	1702.25
活荷重	1564.71	1237.69	-7427.96	-162.93
死+活荷重	-11713.56	2939.94	-21175.65	1490.45

<部材6 (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]
死荷重	-4759.95	1293.66	-4759.95	1293.66
活荷重	2057.13	1039.96	-4079.69	-159.36
死+活荷重	-2085.68	2333.63	-8839.63	1086.49

<部材7 (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]
死荷重	-4759.95	1293.66	-4759.95	1293.66
活荷重	2057.13	1039.96	-4079.69	-159.36
死+活荷重	-2085.68	2333.63	-8839.63	1086.49

<部材7 (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]
死荷重	4456.95	646.74	4456.95	646.74
活荷重	6316.81	724.27	-2926.24	-240.92
死+活荷重	10773.76	1371.01	652.84	333.54

<主桁 G1>

<部材8 (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]
死荷重	4456.95	646.74	4456.95	646.74
活荷重	6316.81	724.27	-2926.23	-240.92
死+活荷重	10773.76	1371.01	652.85	333.54

<部材8 (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]
死荷重	7528.02	-0.19	7528.02	-0.19
活荷重	8146.24	457.64	-2498.22	-456.16
死+活荷重	15674.26	457.64	4280.34	-456.35

<部材9 (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]
死荷重	7528.02	-0.19	7528.02	-0.19
活荷重	8146.24	457.65	-2498.22	-456.16
死+活荷重	15674.26	457.65	4280.34	-456.35

<部材9 (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]
死荷重	4453.27	-647.12	4453.27	-647.12
活荷重	6359.72	241.64	-2972.18	-722.33
死+活荷重	10812.99	-332.99	589.44	-1369.45

<部材10 (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]
死荷重	4453.27	-647.12	4453.27	-647.12
活荷重	6359.72	241.64	-2972.18	-722.33
死+活荷重	10812.99	-332.99	589.44	-1369.45

<部材10 (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]
死荷重	-4767.30	-1294.05	-4767.30	-1294.05
活荷重	2089.68	157.17	-4131.27	-1037.84
死+活荷重	-2050.71	-1089.73	-8898.57	-2331.89

<部材11 (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]
死荷重	-4767.30	-1294.05	-4767.30	-1294.05
活荷重	2089.68	157.17	-4131.27	-1037.84
死+活荷重	-2050.71	-1089.73	-8898.57	-2331.89

<主桁 G1>

<部材11 (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]
死荷重	-13757.36	-1702.64	-13757.36	-1702.64
活荷重	1545.04	160.63	-7380.09	-1236.02
死+活荷重	-11748.81	-1493.81	-21137.45	-2938.66

<部材12 (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]
死荷重	-13757.36	1705.89	-13757.36	1705.89
活荷重	1545.04	1215.80	-7380.08	-105.81
死+活荷重	-11748.81	2921.69	-21137.45	1568.33

<部材12 (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]
死荷重	-4747.79	1297.30	-4747.79	1297.30
活荷重	2557.85	1010.55	-4718.49	-99.36
死+活荷重	-1422.59	2307.85	-9466.28	1168.13

<部材13 (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]
死荷重	-4747.79	1297.30	-4747.79	1297.30
活荷重	2557.85	1010.55	-4718.49	-99.36
死+活荷重	-1422.59	2307.85	-9466.28	1168.13

<部材13 (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]
死荷重	3819.25	718.47	3819.25	718.47
活荷重	6654.04	707.90	-3611.71	-192.83
死+活荷重	10473.29	1426.38	-875.98	467.80

<部材14 (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]
死荷重	3819.25	718.47	3819.25	718.47
活荷重	6654.03	707.90	-3611.71	-192.83
死+活荷重	10473.29	1426.38	-875.97	467.80

<部材14 (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]
死荷重	7466.23	139.64	7466.23	139.64
活荷重	7950.66	438.12	-2523.57	-395.23
死+活荷重	15416.89	577.76	4185.60	-374.16

<主桁 G1>

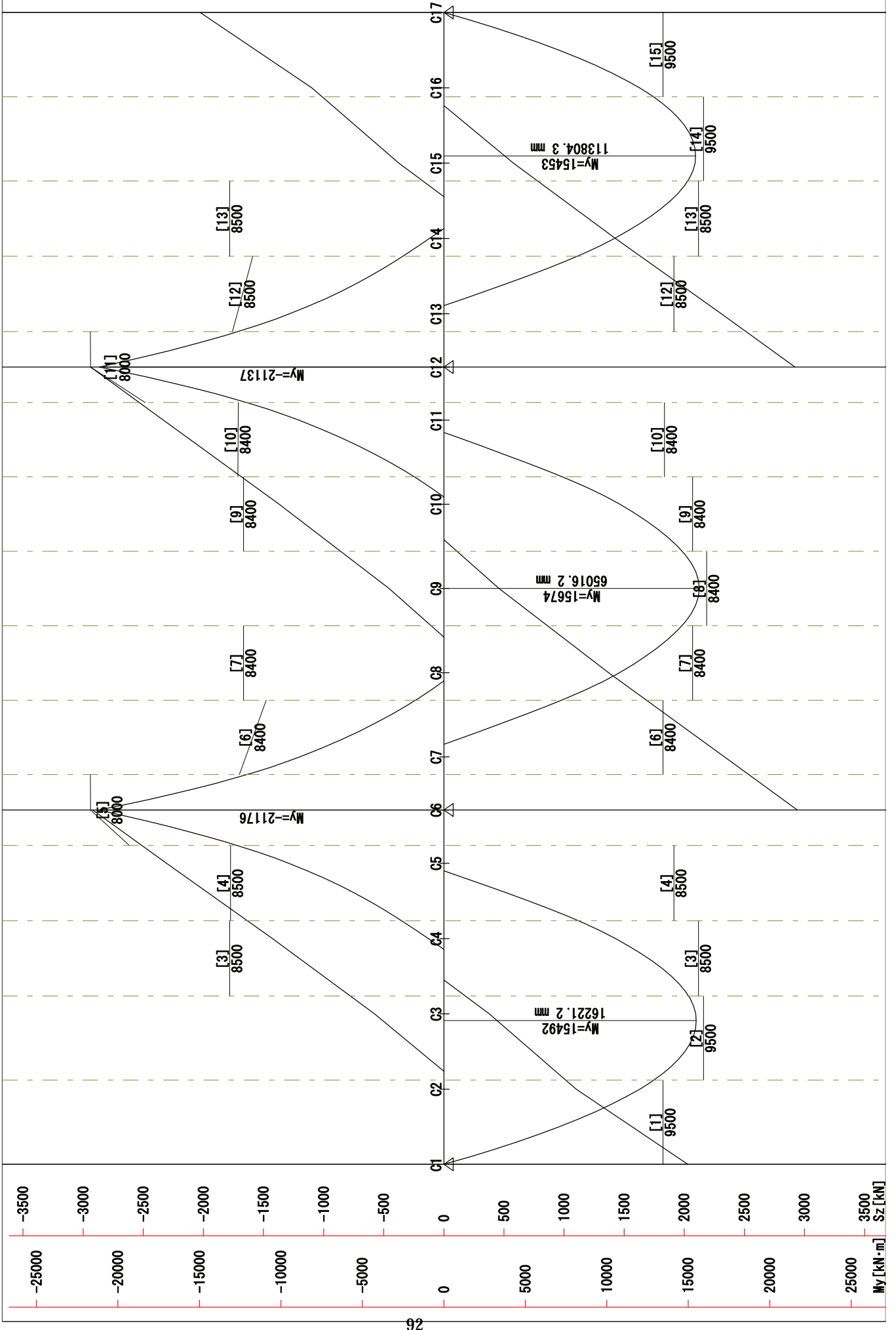
<部材15 (I端)>	最大値		最小値	
	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]	曲げモーメント My [kN・m]	せん断力 Sz [kN]
死荷重	7466.23	139.64	7466.23	139.64
活荷重	7950.66	438.12	-2523.57	-395.23
死+活荷重	15416.89	577.76	4185.59	-374.16

<部材15 (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]
死荷重	6193.15	-439.19	6193.15	-439.19
活荷重	5818.35	200.84	-1319.66	-659.02
死+活荷重	12011.50	-178.10	4477.59	-1098.21

<部材16 (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]
死荷重	6193.15	-439.19	6193.15	-439.19
活荷重	5818.36	200.84	-1319.66	-659.02
死+活荷重	12011.50	-178.10	4477.58	-1098.21

<部材16 (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]
死荷重	0.00	-1018.02	0.00	-1018.02
活荷重	0.00	174.71	-0.00	-1009.59
死+活荷重	0.00	-790.90	-0.00	-2027.61

曲げモーメント・せん断力 <主桁 G1>



§ 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	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.26	1011.20	2029.46
Rz(min) [kN]	1018.26	-177.17	841.10
Ru[kN]			663.93

< 支点横断1 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.26	1011.20	2029.46
Rz(min) [kN]	1018.26	-177.17	841.10
Ru[kN]			663.93

< 支点横断2 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3407.90	1837.32	5245.21
Rz(min) [kN]	3407.90	-237.21	3170.69
Ru[kN]			2933.47

< 支点横断2 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3407.90	1837.32	5245.21
Rz(min) [kN]	3407.90	-237.21	3170.69
Ru[kN]			2933.47

< 支点横断3 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3408.53	1836.64	5245.16
Rz(min) [kN]	3408.53	-234.38	3174.15
Ru[kN]			2939.77

< 支点横断3 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	3408.53	1836.64	5245.16
Rz(min) [kN]	3408.53	-234.38	3174.15
Ru[kN]			2939.77

< 支点横断4 -G1 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.02	1009.59	2027.61
Rz(min) [kN]	1018.02	-174.71	843.31
Ru[kN]			668.61

< 支点横断4 -G2 >	死荷重	活荷重	死+活荷重
Rz(max) [kN]	1018.02	1009.59	2027.61
Rz(min) [kN]	1018.02	-174.71	843.31
Ru[kN]			668.61

§ 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 $\delta a = L / (2000/L)$

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]	$\delta L, \delta a$ [mm]
1	40.0000	41.145	42.962 < 80.000
2	50.0000	52.409	61.824 < 100.000
3	40.0000	41.073	42.872 < 80.000

<主桁G2>

支間	支間長L[m]	δd [mm]	$\delta L, \delta a$ [mm]
1	40.0000	41.145	42.962 < 80.000
2	50.0000	52.409	61.824 < 100.000
3	40.0000	41.073	42.872 < 80.000

S 7. 断面計算結果

<主桁グループ1 (G1, G2) >

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3-L
断面長 [mm]	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	8500.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力						
My(max) [kN・m]	0	12878	12878	15022	15492	15022
My(min) [kN・m]	0	4665	4665	3346	4367	3346
Sz [kN]	2029	1015	1015	777	509	777
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面						
上フランジ	650 x 27	650 x 27	650 x 34	650 x 34	650 x 34	650 x 33
ウェブ	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ	650 x 31	650 x 31	650 x 37	650 x 37	650 x 37	650 x 37
断面諸量						
δ [cm]	4.92	4.92	3.33	3.33	3.33	4.47
Yu [cm]	-142.63	-142.63	-141.73	-141.73	-141.73	-142.77
Yl [cm]	133.18	133.18	135.37	135.37	135.37	134.23
Ag [cm ²]	728.00	728.00	812.50	812.50	812.50	806.00
Iy [cm ⁴]	9134861	9134861	10757697	10757697	10757697	10626177
応力度						
σu(max) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-201.1 < -210.0	-169.7 < -210.0	-197.9 < -210.0	-204.1 < -210.0	-201.8 < -210.0
σL(〃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	201.7 < 210.0	174.1 < 210.0	203.1 < 210.0	194.9 < 210.0	203.9 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	-72.8 < -210.0	-61.5 < -210.0	-44.1 < -210.0	-57.5 < -210.0	-45.0 < -210.0
σL(〃) [N/mm ²]	0.0 < 210.0	73.1 < 210.0	63.1 < 210.0	45.2 < 210.0	55.0 < 210.0	45.4 < 210.0
τ [N/mm ²]	57.8 < 120.0	28.9 < 120.0	28.9 < 120.0	22.1 < 120.0	14.5 < 120.0	22.1 < 120.0
合成応力度 Wu	0.232 < 1.2	0.940 < 1.2	0.680 < 1.2	0.880 < 1.2	0.914 < 1.2	0.916 < 1.2
Wl	0.232 < 1.2	0.821 < 1.2	0.621 < 1.2	0.801 < 1.2	0.830 < 1.2	0.806 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru(max) [kN・m]	13450	13450	15940	15940	15940	15630
Mrl(〃) [kN・m]	14405	14405	16688	16688	16688	16624
Mru(min) [kN・m]	13450	13450	15940	15940	15940	15630
Mrl(〃) [kN・m]	14405	14405	16688	16688	16688	16624
引張ボルト数 (上・下)	1	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面3-R	断面4-L	断面4-R	断面5-L	断面5-R	断面5-C
断面長 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8000.0	8000.0	8000.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM570 SM570 SM570-H	SM570 SM570 SM570-H	SM570 SM570 SM570-H
断面力	8274 -2583 1633	8274 -2583 1633	-4538 -12675 2511	-4538 -12675 2511	-5090 -12088 2536	-11714 -21176 2940
My (max) [kN・m]						
My (min) [kN・m]						
Sz [kN]						
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	6000.0	6000.0
断面	650 x 33 2700 x 13 650 x 37	650 x 28 2700 x 13 650 x 38	650 x 28 2700 x 13 650 x 38	650 x 37 2700 x 15 650 x 46	650 x 37 2700 x 15 650 x 46	650 x 37 2700 x 15 650 x 46
断面諸量	4.47	11.52	11.52	8.62	8.62	8.62
δ [cm]						
Yu [cm]	-142.77	-149.33	-149.33	-147.32	-147.32	-147.32
YL [cm]	134.23	127.28	127.28	130.98	130.98	130.98
Ag [cm ²]	806.00	780.00	780.00	944.50	944.50	944.50
Iy [cm ⁴]	10626177	10044418	10044418	12531620	12531620	12531620
応力度	-111.2 < -210.0	-123.0 < -210.0	72.5 < 210.0	57.3 < 255.0	64.3 < 255.0	137.7 < 255.0
σu (max) [N/mm ²]						
σL (〃) [N/mm ²]	112.3 < 210.0	112.6 < 210.0	-57.5 < -165.9	-47.4 < -201.7	-53.2 < -227.1	-122.4 < -227.1
σu (min) [N/mm ²]	37.3 < 210.0	41.3 < 210.0	202.5 < 210.0	160.1 < 255.0	152.7 < 255.0	248.9 < 255.0
σL (〃) [N/mm ²]	-32.6 < -165.9	-32.7 < -165.9	-160.6 < -165.9	-132.5 < -201.7	-126.3 < -227.1	-221.3 < -227.1
τ	46.5 < 120.0	46.5 < 120.0	71.5 < 120.0	62.0 < 145.0	62.6 < 145.0	72.6 < 145.0
合成応力度	0.418 < 1.2	0.481 < 1.2	1.131 < 1.2	0.507 < 1.2	0.482 < 1.2	1.156 < 1.2
Wu						
WL	0.385 < 1.2	0.385 < 1.2	0.906 < 1.2	0.434 < 1.2	0.415 < 1.2	0.952 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru (max) [kN・m]	15630	14126	-13229	-21692	-21692	-21680
Mrl (〃) [kN・m]	16624	16573	-13096	-19297	-21726	-21726
Mru (min) [kN・m]	-15630	-14126	-13229	-21692	-21692	-21680
Mrl (〃) [kN・m]	-13137	-13096	-13096	-19297	-21726	-21726
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面6-L	断面6-R	断面7-L	断面7-R	断面8-L	断面8-R
断面長 [mm]	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力						
My (max) [kN・m]	-5090	7233	7233	14613	14613	14633
My (min) [kN・m]	-12088	-1732	-1732	3500	3500	3468
Sz [kN]	2536	1685	1685	861	861	860
固定間距離 [mm]	6000.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
断面						
上フランジ [mm]	650 x 27	650 x 27	650 x 32	650 x 32	650 x 35	650 x 35
ウェブ [mm]	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ [mm]	650 x 31	650 x 31	650 x 36	650 x 36	650 x 35	650 x 35
断面諸量						
δ [cm]	4.92	4.92	4.54	4.54	0.00	0.00
Yu [cm]	-142.63	-142.63	-142.74	-142.74	-138.50	-138.50
YL [cm]	133.18	133.18	134.06	134.06	138.50	138.50
Ag [cm ²]	728.00	728.00	793.00	793.00	806.00	806.00
Iy [cm ⁴]	9134861	9134861	10376747	10376747	10641545	10641545
応力度						
σu (max) [N/mm ²]	85.4 < 210.0	-112.9 < -210.0	-99.5 < -210.0	-201.0 < -210.0	-190.2 < -210.0	-190.4 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-74.2 < -183.6	113.3 < 210.0	100.4 < 210.0	100.4 < 210.0	204.3 < 210.0	204.6 < 210.0
σu (min) [N/mm ²]	202.8 < 210.0	29.0 < 210.0	25.6 < 210.0	-48.1 < -210.0	-45.6 < -210.0	-45.1 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-176.2 < -183.6	-25.2 < -158.9	-22.4 < -158.9	48.6 < 210.0	48.9 < 210.0	48.5 < 210.0
τ [N/mm ²]	72.2 < 120.0	48.0 < 120.0	48.0 < 120.0	24.5 < 120.0	24.5 < 120.0	24.5 < 120.0
合成応力度						
Wu	1.140 < 1.2	0.438 < 1.2	0.375 < 1.2	0.917 < 1.2	0.821 < 1.2	0.823 < 1.2
WL	1.034 < 1.2	0.401 < 1.2	0.348 < 1.2	0.807 < 1.2	0.821 < 1.2	0.823 < 1.2
抵抗曲げモーメント						
Mru (max) [kN・m]	-12547	13450	15267	15267	16135	16135
Mrl (〃) [kN・m]	-12596	14405	16255	16255	16135	16135
Mru (min) [kN・m]	-12547	-13450	-15267	15267	16135	16135
Mrl (〃) [kN・m]	-12596	-10897	-12297	16255	16135	16135
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面8-C	断面9-L	断面9-R	断面10-L	断面10-R	断面11-L
断面長	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8400.0	8000.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM570 SM570 SM570-H
断面力	15674 4280 458	14633 3468 860	7277 -1803 1684	7277 -1803 1684	-5069 -12127 2534	-5069 -12127 2534
固定間距離	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
断面	650 x 35 2700 x 13 650 x 35	650 x 32 2700 x 13 650 x 36	650 x 32 2700 x 13 650 x 36	650 x 26 2700 x 13 650 x 39	650 x 26 2700 x 13 650 x 39	650 x 37 2700 x 15 650 x 46
断面諸量	0.00 -138.50 138.50 806.00 10641545	4.54 -142.74 134.06 793.00 10376747	4.54 -142.74 134.06 793.00 10376747	15.10 -152.70 123.80 773.50 9850406	15.10 -152.70 123.80 773.50 9850406	8.62 -147.32 130.98 944.50 12531620
応力度	-204.0 < -210.0 204.0 < 210.0 -55.7 < -210.0 55.7 < 210.0 13.0 < 120.0 0.908 < 1.2 0.908 < 1.2	-201.3 < -210.0 203.1 < 210.0 -47.7 < -210.0 48.1 < 210.0 24.5 < 120.0 0.920 < 1.2 0.809 < 1.2	-100.1 < -210.0 101.0 < 210.0 26.6 < 210.0 -23.3 < -158.9 48.0 < 120.0 0.377 < 1.2 0.350 < 1.2	-112.8 < -210.0 98.3 < 210.0 30.0 < 210.0 -22.7 < -158.9 48.0 < 120.0 0.439 < 1.2 0.338 < 1.2	84.4 < 210.0 -63.7 < -158.9 202.0 < 210.0 -152.4 < -158.9 72.2 < 120.0 1.136 < 1.2 0.856 < 1.2	64.0 < 255.0 -53.0 < -191.5 153.2 < 255.0 -126.8 < -191.5 62.6 < 145.0 0.483 < 1.2 0.416 < 1.2
合成応力度	Wu WL					
抵抗曲げモーメント	16135 16135 16135 16135	15267 16255 15267 16255	15267 16255 -15267 -12297	13546 16709 -13546 -12641	-12616 -12641 -12616 -12641	-21692 -18325 -21692 -18325
引張ボルト数 (上・下)		4 4	4 4	4 4	4 4	4 4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面11-R	断面11-C	断面12-L	断面12-R	断面13-L	断面13-R
断面長 [mm]	8000.0	8000.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
材質	SM570	SM570	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
上フランジ ウェブ	SM570	SM570	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	SM570-H	SM570-H	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	-4613	-11749	-4613	8200	8200	14975
My(min) [kN・m]	-12626	-21137	-12626	-2515	-2515	3397
Sz [kN]	2512	2939	2512	1634	1634	777
固定間距離 [mm]	6000.0	6000.0	6000.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面 上フランジ	650 x 37	650 x 37	650 x 29	650 x 29	650 x 33	650 x 33
ウェーブ	2700 x 15	2700 x 15	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ	650 x 46	650 x 46	650 x 32	650 x 32	650 x 37	650 x 37
断面諸量 δ [cm]	8.62	8.62	3.60	3.60	4.47	4.47
Yu [cm]	-147.32	-147.32	-141.50	-141.50	-142.77	-142.77
YL [cm]	130.98	130.98	134.60	134.60	134.23	134.23
Ag [cm ²]	944.50	944.50	747.50	747.50	806.00	806.00
Iy [cm ⁴]	12531620	12531620	9513735	9513735	10626177	10626177
応力度 σu(max) [N/mm ²]	58.3 < 255.0	138.1 < 255.0	73.7 < 210.0	-122.0 < -210.0	-110.2 < -210.0	-201.2 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-48.2 < -227.1	-122.8 < -227.1	-65.3 < -183.6	124.6 < 210.0	111.3 < 210.0	203.2 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	159.5 < 255.0	248.5 < 255.0	201.8 < 210.0	40.2 < 210.0	36.3 < 210.0	-45.6 < -210.0
σL (〃) [N/mm ²]	-132.0 < -227.1	-220.9 < -227.1	-178.6 < -183.6	-35.6 < -165.9	-31.8 < -165.9	46.1 < 210.0
τ [N/mm ²]	62.0 < 145.0	72.6 < 145.0	71.6 < 120.0	46.5 < 120.0	46.5 < 120.0	22.1 < 120.0
合成応力度 Wu	0.505 < 1.2	1.153 < 1.2	1.123 < 1.2	0.474 < 1.2	0.413 < 1.2	0.910 < 1.2
WL	0.432 < 1.2	0.949 < 1.2	1.045 < 1.2	0.441 < 1.2	0.381 < 1.2	0.801 < 1.2
抵抗曲げモーメント Mru(max) [kN・m]	-21692	-21682	-13244	14119	15630	15630
Mrl (〃) [kN・m]	-21726	-21726	-12980	14843	16624	16624
Mru(min) [kN・m]	-21692	-21682	-13244	-14119	-15630	15630
Mrl (〃) [kN・m]	-21726	-21726	-12980	-11729	-13137	16624
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1	1

断面位置	断面14-L	断面14-R	断面14-C	断面15-L	断面15-R
断面長 [mm]	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0	9500.0
材質	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB	SM490YB SM490YA SM490YB
断面力 My(max) [kN・m]	14975	12857	15453	12857	0
My(min) [kN・m]	3397	4691	4418	4691	0
Sz [kN]	777	1013	506	1013	2028
固定間距離 [mm]	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0	8500.0
断面 上フランジ [mm]	650 x 34	650 x 34	650 x 34	650 x 27	650 x 27
ウェブ [mm]	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13	2700 x 13
下フランジ [mm]	650 x 37	650 x 37	650 x 37	650 x 31	650 x 31
断面諸量 δ [cm]	3.33	3.33	3.33	4.92	4.92
Yu [cm]	-141.73	-141.73	-141.73	-142.63	-142.63
Yl [cm]	135.37	135.37	135.37	133.18	133.18
Ag [cm ²]	812.50	812.50	812.50	728.00	728.00
Iy [cm ⁴]	10757697	10757697	10757697	9134861	9134861
応力度 σu(max) [N/mm ²]	-197.3 < -210.0	-169.4 < -210.0	-203.6 < -210.0	-200.7 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (〃) [N/mm ²]	202.5 < 210.0	173.8 < 210.0	194.5 < 210.0	201.4 < 210.0	0.0 < 210.0
σu(min) [N/mm ²]	-44.8 < -210.0	-61.8 < -210.0	-58.2 < -210.0	-73.2 < -210.0	0.0 < 210.0
σL (〃) [N/mm ²]	45.9 < 210.0	63.4 < 210.0	55.6 < 210.0	73.5 < 210.0	0.0 < 210.0
τ [N/mm ²]	22.1 < 120.0	28.9 < 120.0	14.4 < 120.0	28.9 < 120.0	57.8 < 120.0
合成応力度 Wu	0.875 < 1.2	0.678 < 1.2	0.910 < 1.2	0.937 < 1.2	0.232 < 1.2
Wl	0.796 < 1.2	0.619 < 1.2	0.826 < 1.2	0.818 < 1.2	0.232 < 1.2
抵抗曲げモーメント [kN・m]	15940	15940	15940	13450	13450
Mrl (〃) [kN・m]	16688	16688	16688	14405	14405
Mru(min) [kN・m]	15940	15940	15940	13450	13450
Mrl (〃) [kN・m]	16688	16688	16688	14405	14405
引張ボルト数 (上・下)	4	4	4	4	4
水平補剛材の段数	1	1	1	1	1