

マンション
大規模修繕工事
足場構造計算書

2008年8月12日

設計方針

1) 準拠 建築基準法・労働基準法及びJASS2並びに下記の計算基準による。

社団法人 仮設工業会	足場・型枠支保工設計指針
社団法人 日本建築学会	各種合成構造設計指針
社団法人 日本建築学会	鋼構造設計規準

材料の許容応力度

(KN/cm²)

鋼 材					
種 類		F 値	引張・圧縮・曲げ	せん断	支圧
SS330	鋼材の厚さが16mm以下	20.5	13.7	7.8	20.5
	鋼材の厚さが16mmを超え40mm以下	19.5	13.0	7.4	19.5
	鋼材の厚さが40mmを超える	17.5	11.7	6.7	17.5
SS400	鋼材の厚さが16mm以下	24.5	16.3	9.3	24.5
	鋼材の厚さが16mmを超え40mm以下	23.5	15.7	8.9	23.5
	鋼材の厚さが40mmを超える	21.5	14.3	8.2	21.5
STK400		23.5	15.7	8.9	23.5
STKR400		24.5	16.3	9.3	24.5
SSC400		24.5	16.3	9.3	24.5
STK490		31.5	21.0	12.0	31.5
STKR490		32.5	21.7	12.4	32.5
STK500		35.5	23.7	13.5	35.5
STK540		39.0	26.0	14.8	39.0

高力ボルト、普通ボルト及びピンの許容せん断応力度、許容引張応力度、許容曲げ応力度及び許容支圧応力度は、次表により計算して得た値とする。(KN/cm²)

ボ ル ト				
ボルトの種類	許容応力度の種類			
	せん断	引張	曲げ	支圧
高力ボルト	0.20F	0.42F		
普通ボルト	0.38F	0.50F		F
ピ ン	0.48F		0.90F	F

- (注) 1 高力ボルトを摩擦接合しないで支圧接合する場合は、普通ボルトの欄の式による
 2 ピンが回転可能な場合は、支圧を0.5Fとする。
 3 F値は、材料の降伏強さの値又は、引張強さの値の4分の3のうちいずれか小さい方の値とする。
 4 許容応力度は、ボルトの軸（外径）断面で算出するものとする。

(KN/cm²)

溶接の種類	許容応力度の種類	
	せん断 隅肉	引張・圧縮
工場溶接	0.38F	0.66F
現場溶接	0.35F	0.60F

(注) F値は、材料の降伏強さの値又は、引張強さの値の4分の3のうちいずれか小さい方の値とする。ただし、強度の異なる鋼材を溶接する場合は、強度の低い材料の値をとるものとする。

許容座屈応力度

- (2-1) 許容引張応力度、許容圧縮応力度、及び許容曲げ応力度は当該鋼材の降伏強さの値又は引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値の3分の2の値以下とする。
- (2-2) 許容せん断応力度は、当該鋼材の降伏強さの値又は引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値の100分の38の値以下とする。
- (2-3) 許容支圧応力度は、許容引張応力度の2分の3の値以下とする。
- (2-4) 許容座屈応力度は、次の式により計算を行って得た値以下とする。

$$1 \text{ 式} \quad \text{の場合} \quad \frac{1-0.4(\quad/\quad)^2 \cdot F}{\quad}$$

$$2 \text{ 式} \quad > \text{の場合} \quad \frac{0.29 \cdot F}{(\quad/\quad)^2}$$

F : 当該鋼材の降伏強さの値又は、引張強さの値の4分の3の値のうちいずれか小さい値 (kn/cm²)

L : 支柱の長さ (支柱が水平方向の変位を拘束されているときは、拘束点間の長さのうち最大の長さ) (cm)

i : 支柱の最小断面二次半径 (cm)

: 細長比 L / i

: 限界細長比 $\sqrt{2 \cdot E / 0.6 \cdot F}$

ただし : 円周率

E : 当該鋼材のヤング係数

: 安全率 $1.5+0.57(\quad/\quad)^2$

fk : 許容座屈応力度

安全率

許容耐力等が明らかでないものは、その部材の破壊荷重に対して2.0以上の安全率を見込むものとする。

外部足場一般部の計算

建地開口部の検討 < 南面 7通~8通 >

[1] 重量算定 北面EVシャフト部が最大高さとなり27段を29段として算定する

1) 足場概要	
建地1スパン当りの重量	
足場総段数	29段 梁枠上方 24段 14段にて梁枠使用基準により建地補強必要
落下養生段数	15段
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用 採用 (2) 不採用
建 枠	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠 採用 (1) 600枠
開口スパン	(2) 2スパン (3) 3スパン (4) 4スパン 採用 (4) 4スパン
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し 採用 (1) 朝顔 有り

2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	TL-617	1	13.30	29 段	386
アンチ	YK-518	1	16.80	28 段	470
-	-	-	-	-	-
交差筋交	XA1618	2	4.10	29 段	238
先行手摺工法	-	-	-	-	-
ジョイントピン	Mジョイント	2	1.00	29段 段	29
合計					1123
29段 1スパン当りの重量		Ga' = 1123 kg		11.01 KN	
支柱1本当りの重量		Ga' / 2 = Ga = 561 kg		5.51 KN	

落下養生 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	BTP35(棚込)	1	10.00	15 段	150
その他	壁つなぎ	1	2.00	15 段	30
15段 1スパン当りの重量		Gb = 150 kg		1.47 KN	

朝顔 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	既製品	1	100.00	1	100
単管	根がらみ・頭つなぎ	1	5	2 段	10
その他	シート・クランプ等	1	5	29段 段	145
合計					255
1スパン当りの重量		Gc = 255 kg		2.50 KN	

一般部の部材自重合計

前踏み側 部材自重合計	
$G1 = Ga + GB = 5.51 + 1.47 = 6.98 \text{ KN}$	
後踏み側 部材自重合計	
$G2 = Ga + Gc = 5.51 + 2.50 = 8.01 \text{ KN}$	

開口部の部材自重合計

開口両サイド支柱の負担はそれぞれ開口スパンの1/2と隣接するスパンの1/2が負担幅となる。	
前踏み側 部材自重合計	
$G3 = (Ga+GB) \times \text{負担スパン} = (5.51 + 1.47) \times 2.5 = 17.44 \text{ KN}$	
後踏み側 部材自重合計	
$G4 = (Ga+Gc) \times \text{負担スパン} = (5.51 + 2.50) \times 2.5 = 20.02 \text{ KN}$	

3) 積載荷重(P)

各積載荷重の1/4が開口部建地1本当りの負担となるまた、足場一般部は、Pcの1/2にて算定

梁枠上

梁枠上の積載荷重の上限を Pa= 1000 kg 9.81 KN

開口部の隣

1スパンあたりの積載荷重を Pb= 250 kg 2.45 KN

2層重なることを考慮すると Pc= 500 kg 4.90 KN

梁枠両サイドの支柱各4本が負担

足場一般部	P1 = Pc / 2	=	4.90 / 2	=	2.45 KN
足場開口部	P2 = (Pa+Pc)/4	=	(9.81 + 4.90) / 4	=	3.68 KN

4) 設計荷重

一般部設計荷重 後踏み側 N1 = G2 + P1 = 8.01 + 2.45 = 10.46 KN

開口部設計荷重 前踏み側 N2 = G3 + P2 = 17.44 + 3.68 = 21.12 KN

後踏み側 N3 = G4 + P2 = 20.02 + 3.68 = 23.69 KN

[2] 建枠の検討

ジャッキ線上長 350 mm

600枠の許容荷重 Nr= 29.8 KN

建地1本当り 1/2Nr= 14.9 KN

一般部設計用軸力 N1 = 10.46 KN

Nr = 14.90 KN	>	N1 = 10.46 KN	[OK]	N/Nr= 0.70
---------------	---	---------------	------	------------

開口部設計用軸力 N3 = 23.69 KN

Nr = 14.90 KN	<	N3 = 23.69 KN	超過した軸力を建地補強に負担させる。	
超過軸力 N' = Nr - N = 23.69 - 14.90 =			8.79 KN	

[3] 建地補強の検討

許容座屈応力度の算定

部材	- 48.6	× 2.4	記号	STK500	JIS規格	JIS G 3444
断面積	A = 3.48	cm ²	断面二次モーメント	I = 9.32	cm ⁴	
断面二次半径	i = 1.64	cm	断面係数	Z = 3.83	cm ³	
許容曲げ応力	fb = 23.7	KN/cm ²	ヤング係数	E = 21000	KN/cm ²	

細長比 Lk= 190 cm i = 1.63 cm = l / i = 116.6

限界細長比 = $\sqrt{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 / (0.6 \times 35.5)}$ = 98.6

安全率 = 1.5 + 0.57 × (98.6 / 116.6) = 2.30

許容座屈応力度 (/)² = 1.40

$$fk = \frac{0.29 \times 35.5}{1.40} = 7.37 \text{ KN/cm}^2$$

建地補強部材 断面検討

超過軸力	N' = 8.79 KN				
応力度	k = N / A	=	8.79 / 3.48	=	2.52 KN/cm ²
応力度比	k / fk	=	2.52 / 7.37	=	0.34 < 1.0 [OK]

建地開口部の検討 < 北面 9通～10通 >

[1] 重量算定

1) 足場概要	
建地1スパン当りの重量	
足場総段数	27段 梁枠上方 24段 14段にて梁枠使用基準により建地補強必要
落下養生段数	15段
先行手摺工法	(1) 採用 (2) 不採用 採用 (2) 不採用
建 枠	(1) 600枠 (2) 900枠 (3) 1200枠 採用 (2) 900枠
開口スパン	(2) 2スパン (3) 3スパン (4) 4スパン 採用 (2) 2スパン
朝 顔	(1) 朝顔 有り (2) 朝顔 無し 採用 (1) 朝顔 有り

2) 部材自重(G)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建地	TC-917	1	16.90	27 段	456
アンチ	YK-518	1	16.80	26 段	437
アンチ	YK-218	1	8.70	26 段	226
交差筋交	XA1618	2	4.10	27 段	221
先行手摺工法	-	-	-	-	-
ジョイントピン	Mジョイント	2	1.00	27段 段	27
合計					1368
27段 1スパン当りの重量		Ga' = 1368 kg		13.41 KN	
支柱1本当りの重量		Ga' / 2 = Ga = 684 kg		6.71 KN	

落下養生 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	BTP35(棚込)	1	10.00	15 段	150
その他	壁つなぎ	1	2.00	15 段	30
15段 1スパン当りの重量		Gb = 150 kg		1.47 KN	

朝顔 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	既製品	1	100.00	1	100
単管	根がらみ・頭つなぎ	1	5	2 段	10
その他	シート・クランプ等	1	5	27段 段	135
合計					245
1スパン当りの重量		Gc = 245 kg		2.40 KN	

一般部の部材自重合計

前踏み側 部材自重合計	$G1 = Ga + GB = 6.71 + 1.47 = 8.18 \text{ KN}$
後踏み側 部材自重合計	$G2 = Ga + Gc = 6.71 + 2.40 = 9.11 \text{ KN}$

開口部の部材自重合計

開口両サイド支柱の負担はそれぞれ開口スパンの1/2と隣接するスパンの1/2が負担幅となる。	
前踏み側 部材自重合計	$G3 = (Ga+GB) \times \text{負担スパン} = (6.71 + 1.47) \times 1.5 = 12.27 \text{ KN}$
後踏み側 部材自重合計	$G4 = (Ga+Gc) \times \text{負担スパン} = (6.71 + 2.40) \times 1.5 = 13.66 \text{ KN}$

3) 積載荷重(P)

各積載荷重の1/4が開口部建地1本当りの負担となるまた、足場一般部は、Pcの1/2にて算定

梁枠上

梁枠上の積載荷重の上限を Pa= 1000 kg 9.81 KN

開口部の隣

1スパンあたりの積載荷重を Pb= 370 kg 3.63 KN

2層重なることを考慮すると Pc= 740 kg 7.26 KN

梁枠両サイドの支柱各4本が負担

足場一般部	$P1 = Pc / 2 = 7.26 / 2 = 3.63$	KN
足場開口部	$P2 = (Pa+Pc)/4 = (9.81 + 7.26) / 4 = 4.27$	KN

4) 設計荷重

一般部設計荷重

後踏み側 N1 = G2 + P1 = 9.11 + 3.63 = 12.74 KN

開口部設計荷重

前踏み側 N2 = G3 + P2 = 12.27 + 4.27 = 16.53 KN

後踏み側 N3 = G4 + P2 = 13.66 + 4.27 = 17.93 KN

[2] 建枠の検討

ジャッキ線長 200 mm

900枠の許容荷重 Nr= 42.6 KN

建地1本当り 1/2Nr= 21.3 KN

一般部設計用軸力 N1 = 12.74 KN

$Nr = 21.30 \text{ KN} > N1 = 12.74 \text{ KN} \quad [\text{OK}] \quad N/Nr = 0.60$

開口部設計用軸力 N3 = 17.93 KN

$Nr = 21.30 \text{ KN} > N3 = 17.93 \text{ KN} \quad [\text{OK}] \quad N/Nr = 0.84$

梁枠の検討

1) 梁枠の許容荷重

仮設工業会で認定された梁枠		(kN)	
梁枠の種類	荷重点	梁枠2枚で1点当りの許容荷重	2枚の許容荷重
2スパン用	1	7.85	7.85
3スパン用	2	4.90	9.81
4スパン用	3	3.27	9.81

2) 梁枠設計用荷重

仮設工業会 型枠支保工設計指針より

枠組足場の両側に取付けられた交差筋交が一種のトラス梁的な役割をする
梁枠上で直接組立てる1層分の足場の部材重量と梁枠上にかかる積載荷重を支えるだけの
強度があれば十分であると考えられる。
一般的には、梁枠上に直接設けられた作業床の積載荷重を800kg以下に設定する場合に
おいては、はり枠の強度計算を行う必要は無い。

そこで 600枠 開口スパンは4スパン

3) 梁枠の検討

1層1スパン当り 梁枠上の作業荷重 $G = 0.53 \text{ KN}$ (ここでは、仮設工業会の部材自重を採用)
 $P = 7.85 \text{ KN}$ (800 kg)

したがって $W = 0.53 \times 3 + 7.85 = 9.44 \text{ KN}$
4スパン用梁枠2枚の許容荷重 $rW = 9.81 \text{ KN}$

$$rW = 9.81 \text{ KN} > W = 9.44 \text{ KN} \quad [\text{OK}]$$

■ 壁つなぎの検討

1) 設計条件 ※算定部位は、E Vシャフト部 (C断面計画図参照)

建築場所 id	2 大阪府全域		シートの種類		
基準風速	16 m/s		0 シート無し	0.00	
地域区分	4 一般市街地		1 メッシュシート	0.90	
近接高層建築物	なし Eb = 1.0		2 飛散シート	0.70	
台風時割増係数	Ke = 1.0		3 白シート	1.00	
足場設置条件	1) 1 地上から設置		2 飛散シート	充実率 0.70	
	2 空中から設置		壁つなぎたて方向間隔		
	1 の地上から設置を採用		頂部壁つなぎから足場頂部まで 2745 mm		
	2) 1 独立足場		高さ方向壁つなぎ間隔 2700 mm		
	2 建物壁面に設置		壁つなぎ横方向間隔		
	2 の建物壁面に設置を採用		一般部 b1= 3600 mm		
足場概要	ジャッキ高さ	200 mm	上層2層部 b2= 2200 mm以内		
	足場段数	29 段 @1700 mm			
	足場高さ	49.50 m			
	足場長さ	7.20 m			

地域区分, 地域		α	ZG	Zb	κ	設計条件より	
1	海岸 海上	0.10	250	5	0.0023		
2	草原 田園	0.15	350	5	0.0053	$\alpha = 0.27$	ZG = 550
3	郊外 森	0.20	450	5	0.0100	Zb = 10	$\kappa = 0.018$
4	一般市街地	0.27	550	10	0.0180	Ke = 1.0	Eb = 1.0
5	大都市市街地	0.35	650	20	0.0340		

風圧力	$P = qz \cdot C \cdot A$	P : 足場に作用する風圧力	N
		C : 風力係数	
		A : 作用面積	m ²

設計用速度圧	$qz = 5/8 \cdot Vz^2$	qz : 設計用速度圧	m/s
		Vz : 設計風速	

設計風速	$Vz = V0 \cdot Ke \cdot S \cdot Eb$	V0 : 基準風速	m/s
		Ke : 台風時割増係数	
		S : 地上Zにおける瞬間風速分布係数	
		EB : 近接高層建築物による割増係数	

その他諸係数	$G = 1 + g \sqrt{6 \kappa \cdot (10/Z)^\alpha}$ $g = 3.2 \text{ m/s}$	G : 地上からの高さZにおける変動風速の ガストファクター	
		g : ピークファクター	
		κ : 地表面摩擦抵抗係数	
	$S = G \cdot E$		
	$E = 1.7 (Z / ZG)^\alpha$	Z ≥ Zb	E : 平均風速に基づいた鉛直分布係数
	$E = 1.7 (Zb / ZG)^\alpha$	Z < Zb	α : 地域区分に対して与えられるべき指数
			ZG : 地域区分に対して与えられる傾度風高さ (m)
			Zb : 地域区分に対して与えられる高さ (m)

2) 最上部設計用速度圧 qz

頂部瞬間風速分布係数 S

最上部 Z 49.5 m

$$G = 1 + g \sqrt{(6 \cdot \kappa)} \cdot (10 / Z)^\alpha \quad (g = 3.2 \text{ m/s})$$

$$= 1 + 3.2 \times \sqrt{(6 \times 0.018)} \times (10 / 49.50)^{0.27} = 1.68$$

1式 $E = 1.7(Z / ZG)^\alpha \quad Z \geq Zb \quad Z = 49.5 > Zb = 10$

2式 $E = 1.7(Zb / ZG)^\alpha \quad Z < Zb$

∴鉛直分布係数 E は1式にて算定

$$E = 1.7 \times (49.50 / 550)^{0.27} = 0.89 \quad Z \geq Zb$$

$$\therefore S = G \times E = 1.68 \times 0.89 = 1.49$$

足場最上部速度圧の算定

設計風速

$$VZ = V0 \times Ke \times S \times EB$$

$$= 16 \times 1.0 \times 1.49 \times 1.0 = 23.89 \text{ m/s}$$

設計用速度圧

$$qz = 5/8 \cdot Vz^2$$

$$= 5/8 \times 23.89^2 = 356.8 \text{ N/m}^2 \rightarrow 0.36 \text{ KN/m}^2$$

上記算定の結果

$$\therefore \text{設計用速度圧} \quad qz = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

3) 足場の風力係数 C

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C0 \cdot R) \cdot F$$

C: 足場の風力係数

C0: 基本風力係数

γ : $1 - \phi$

R: シート及びびネットの縦横比

ϕ : シート及びびネットの充実率

F: 足場設置位置による補正係数

(1) 基本風力係数 C0

$$C0 = K / (1 + K/4)^2 \quad (0 \leq K \leq 0.73)$$

$$C0 = 2.8 \log \{K + 0.6 - \sqrt{(1.2 \cdot K + 0.36)}\} - 2.8 \log K + 2.0 \quad (K > 0.73)$$

$$\phi = 0.70 \text{ (ネット充実率)} \quad \gamma = 1 - \phi = 0.30$$

$$K = 1.2 \phi / (1 - \phi)^2 \quad K: \text{抵抗係数}$$

$$= 1.2 \times 0.70 / (1 - 0.70)^2 = 9.33 \quad (K > 0.73)$$

$$C0 = 2.8 \times \log \{K + 0.6 - \sqrt{(1.2 \cdot K + 0.36)}\} - 2.8 \times \log(K) + 2.0$$

$$= 2.8 \times \log \{9.33 + 0.6 - \sqrt{(1.2 \times 9.33 + 0.36)}\} - 2.8 \times \log(9.33) + 2.0$$

$$= 1.57$$

上記算定の結果

$$\therefore \text{基本風力係数} \quad C0 = 1.57$$

4) 縦横比による補正係数 R

1式 $R = 0.5813 + 0.013(L/B) - 0.0001(L/B)^2$ 空中より立上た場合
 2式 $R = 0.5813 + 0.013(2H/B) - 0.0001(2H/B)^2$ 地上より立上た場合

本足場は 2式 を採用

$\therefore R = 0.5813 + 0.013(2H/B) - 0.0001(2H/B)^2$
 ただし L/B または $2H/B \leq 1.5$ の時 $R = 0.6$
 L/B または $2H/B \geq 59$ の時 $R = 1.0$

足場高さ $H = 49.50$ 足場幅 $B = 7.20$ (m)
 $2H/B = 13.75$ $2H/B \geq 59$

$R = 0.5813 + 0.013 \times (49.50 / 7.20) - 0.0001 \times (2 \times 49.50 / 7.20)^2$
 $= 0.741$

上記算定の結果

\therefore 基本風力係数 $\therefore R = 0.741$

5) 足場設置位置による補正係数 F

2 の建物壁面に設置を採用 $\phi = 0.70$

1 独立足場	上層2層部分	$F =$	-
	その他の部分	$F =$	-
2 建物壁面に設置された足場	上層2層部分	$F =$	= 1.00
	その他の部分	$F = 1 + 0.31\phi$	= 1.22

6) 風力係数 C

足場の風力係数 $C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C_0 \cdot R) \cdot F$ より

基本風力係数 $C_0 = 1.57$

縦横比による補正係数 $R = 0.74$

第二構面関にする係数 $\gamma = 0.30$

設置位置補正係数 上層2層部分 $F = 1.00$

その他の部分 $F = 1.22$

上層2層部分

$C = (0.11 + 0.09 \times 0.30 + 0.945 \times 1.57 \times 0.74) \times 1.00$
 $= 1.23$

その他の部分

$C = (0.11 + 0.09 \times 0.30 + 0.945 \times 1.57 \times 0.74) \times 1.22$
 $= 1.50$

上記算定の結果

\therefore 風力係数 上層2層部分 $C = 1.23$
 その他の部分 $C = 1.50$

[5] 壁つなぎの検討

諸数値一覧

基準風速	$V_0 = 16.00 \text{ m/s}$	台風時割増係数	$K_e = 1.00$	
設計風速	$V_z = 23.89 \text{ m/s}$	高層建築物割増係数	$E_b = 1.00$	
設計用速度圧	$q_z = 0.36 \text{ KN/m}^2$	風力係数 上層2層部分	$C_1 = 1.23$	
瞬間風速分布係数	$S = 1.49$	その他の部分	$C_2 = 1.50$	
その他諸数値	$Z_G = 550 \text{ m}$	$Z_b = 10.00 \text{ m}$	壁つなぎ間隔 (一般)	$b_1 = 3600 \text{ mm}$
	$\alpha = 0.27$	$\kappa = 0.018$	(上層)	$b_2 = 2200 \text{ mm}$

1) 壁つなぎの許容荷重

許容荷重 引張 (圧縮) $N = 450 \text{ kg} \rightarrow 4.41 \text{ KN}$

荷重ケースは風圧時となり $rN = 1.3 \times N = 5.74 \text{ KN}$

2) 壁つなぎ一般部の検討

壁つなぎ一本の負担面積 (足場立面計画図参照)

高さ方向壁つなぎ間隔 $h = 2.70 \text{ m}$
 水平方向壁つなぎ間隔 $b_1 = 3.60 \text{ m (最大)}$ $A = h \times b_1 = 9.72 \text{ m}^2$

壁つなぎ設計用荷重

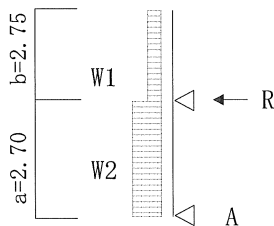
風圧力 $P = q_z \times C_2 \times A = 0.36 \times 1.50 \times 9.72 = 5.21 \text{ KN}$

壁つなぎ許容荷重

壁つなぎの強度 $rN = 5.74 \text{ KN}$

断面検討 風圧力 $P = 5.21 \text{ KN} < \text{壁つなぎ } rN = 5.74 \text{ KN} \text{ [OK]}$

3) 壁つなぎ上部2層部分の検討



上層2層部 $W_1 = q_z \times C_1 \times b_2 = 0.36 \times 1.23 \times 2.20 = 0.97 \text{ KN/m}$
 その他 $W_2 = q_z \times C_2 \times b_2 = 0.36 \times 1.50 \times 2.20 = 1.18 \text{ KN/m}$

壁つなぎ設計用荷重

$R = (1/2 \times W_1 \times b^2) / a + W_1 \times b + (1/2 \times W_2 \times a)$
 $= (1/2 \times 0.97 \times 2.75^2) / 2.70 + 0.97 \times 2.75 + (1/2 \times 1.18 \times 2.70)$
 $= 5.60 \text{ KN}$

壁つなぎ許容荷重

壁つなぎの強度 $rN = 5.74 \text{ KN}$

断面検討 風圧力 $R = 5.60 \text{ KN} < \text{壁つなぎ } rN = 5.74 \text{ KN} \text{ [OK]}$

特殊ブラケット $b R 1$ の計算

特殊ブラケットの検討 <b R 1>

0) 設計荷重

1) 固定荷重

足場重量 建 枠 25 段 (1) 600 枠 (2) 900 枠 (3) 1200 枠 採用 (1) 600 枠

足場重量

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
建 枠	TL-617	1	12.30	25 段	308
アンチ	YK-518	1	16.80	24 段	403
ハーフアンチ	-	-	-	-	-
交差筋交	XA1618	1	5.00	25 段	125
ジョイントピン	Mジョイント	2	1.00	25 段	25
ジャッキベース	BB-35	2	4.40	足元のみ	9
合計					870
1スパン 25段 当りの重量		Ga = 870 kg	8.53 KN		

落下養生・他 前踏み側に考慮 (躯体側)

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
落下養生	BTP35(ネット込)	1	7.00	15	105
その他	壁つなぎ	1	2.00	15	30
合計					135
1スパン当りの重量		Gb= 135 kg	1.32 KN		

朝顔・他 後踏み側に考慮

名称	種類	一層当り	単位重量	1スパン当り	重量
朝顔	既製品	1	100	1 段	100
単管	根がらみ・頭つなぎ	1	5	2 段	10
その他	シート・クランプ等	1	5	25 段	125
合計					235
1スパン当りの重量		Gc= 235 kg	2.30 KN		

足場重量割増 最大負担長さ (7.40 + 6.30)/2 = 6.85 m

前踏側 ブラケット1スパン当りの重量 $G1 = (Ga+Gb) \times \text{最大スパン} / 1\text{スパン}$
 割増重量= $G1 = (8.53/2 + 1.32) \times 6.85 / 1.80 = 21.3 \text{ KN}$

後踏側 ブラケット1スパン当りの重量 $G2 = (Ga+Gc) \times \text{最大スパン} / 1\text{スパン}$
 割増重量= $G2 = (8.53/2 + 2.30) \times 6.85 / 1.80 = 25.0 \text{ KN}$

ステージ重量 ステージ幅 1.00 m 足場板 0.25 kn/m²
 ステージ長さ 6.70 m 根太等 0.07 kn/m²
 0.32 kn/m²

$G3 = 0.32 \times 1.00 / 2 \times 6.70 = 1.07 \text{ kn}$

ペコビーム自重 1支柱当り[°]北[°]-43本 $G4 = 2.40 \text{ kn}$

2) 積載荷重

ブラケット1スパン当りの積載荷重

1000 kg 9.81 KN

1点当り $P = 9.81 / 2 = 4.90 \text{ KN}$

3) 設計用荷重

部材自重	前踏側	$GA = G1 + G3 + G4 = 24.73 \text{ KN}$
	後踏側	$GB = G2 + G3 + G4 = 28.47 \text{ KN}$

積載荷重 $P = 4.90 \text{ KN}$

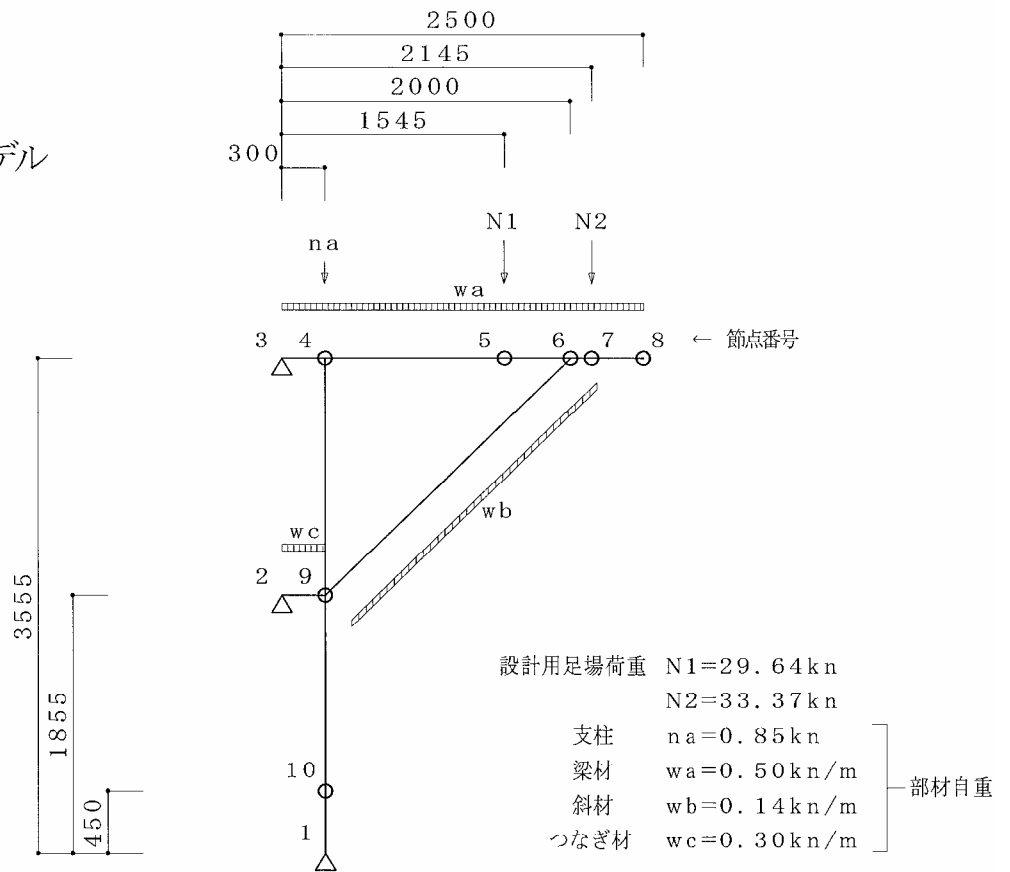
設計荷重	前踏側	$N1 = GA + P = 29.64 \text{ KN}$	} の2点集中荷重
	後踏側	$N2 = GB + P = 33.37 \text{ KN}$	

設計荷重は	前踏側	$N1 = 29.64 \text{ KN}$
	後踏側	$N2 = 33.37 \text{ KN}$

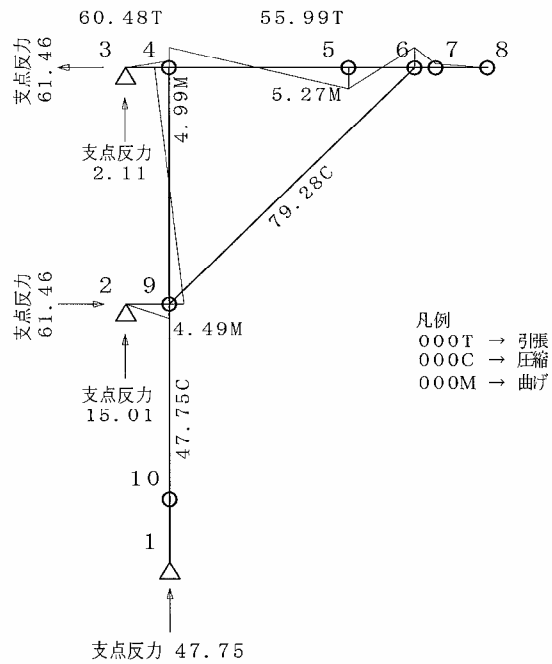
特殊ブラケットの部材自重は、応力解析時に使用するソフトに直接入力にて処理する。

1) 解析モデル図・解析結果図 (抜粋)

1) 解析モデル



2) 解析結果 (抜粋)




2) b R1 応力解析結果表

支点反力	節点 1	節点 2
	水平反力 H = 0.00 KN	水平反力 H = 61.46 KN (圧縮)
	鉛直反力 V = 47.75 KN	鉛直反力 V = 15.01 KN
	節点 3	
	水平反力 H = 61.46 KN(引張)	
	鉛直反力 V = 2.11 KN	
部材応力	ブラケットH型钢 節点 3 ~ 8	斜材 節点 6 ~ 9
	軸力 N = 60.48 KN(引張)	軸力 N = 79.28 KN
	曲げ M = 5.27 KN	曲げ M = 0.00 KN
	支柱 節点 4,9,10	つなぎ材 節点 2 ~ 9
	N = 47.75 KN	軸力 N = 61.46 KN
	M = 4.49 KN	曲げ M = 15.01 KN

3) b R1 断面算定 荷重ケース L 長期荷重

ブラケットH型钢 節点 3 ~ 8													
ID	13	Y	横向き	材種	cm ²	I cm ⁴	i cm	i _b cm	Z cm ³				
断面	H-200*200*8*12*13			SS400	A = 63.53	x : 4720	8.62		472				
材長	L = 250	cm	F = 23.5			y : 1600	5.02	5.5	160				
	L _k =	cm	y	i = 5.02		= 0.0	ft =	15.67	kN/cm ²				
	L _b = 250	cm				C =	fb =	15.67	kN/cm ²				
長期荷重 L													
たわみ	IX =	cm ⁵	X = IX / I _y =	0.0	cm	鉛直接点変位 0.13 cm							
	IY =	cm ⁵	Y = IY / I _x =	0.0	cm	たわみ率 1/1923							
軸力	N = 44.83	kN	c = N / A =	0.7	kN/cm ²	判定							
曲力	MX = 5.27	kN·m	b = MX / Z _x =	1.1	kN/cm ²	<table border="1"> <tr> <td>/f = 0.12</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td>[OK]</td> </tr> </table>				/f = 0.12	1.0		[OK]
/f = 0.12	1.0												
	[OK]												
	MY =	kN·m	b = MY / Z _y =	0.0	kN/cm ²								

斜材 節点 6 ~ 9 組立ラチス材として断面算定													
ID	561			材種	cm ²	I cm ⁴	i cm	i _v cm					
断面	L-75*75*6			SS400	A = 8.73 cm ²	46.10	2.30	1.47					
材長	L = 220	cm	F = 23.50										
	L _k = 220	cm	3 等分とすると区間長	L _k = 73.33	cm								
	L _b =	cm	1 = L _k / i _v =	49.89	< 50								
			応力 N = 79.28 Kn	y = 220.0 / 2.30 =	95.65								
				1 = 73.33 / i _v =	1.47	cm							
	$y_e = \sqrt{95.65^2 + 49.89^2} = 107.9 < 120$		許容圧縮応力度 f _c =	7.81	kN/cm ²								
応力度	c = N/A =	79.28 / 17.45 =	4.54	kN/cm ²	判定								
					<table border="1"> <tr> <td>/f = 0.58</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td></td> <td>[OK]</td> </tr> </table>					/f = 0.58	1.0		[OK]
/f = 0.58	1.0												
	[OK]												

支柱		節点 4,9,10						
ID	226	縦向き	材種	cm ²	I cm ³	i cm	i _b cm	Z cm ³
断面	BOX-175*175*4.5-9		SS400	A = 30.14	x : 1450	6.93		166
材長	L = 365.5 cm		F= 23.5		y : 1450	6.93	0	166
	Lk = 365.5 cm	X	i = 6.93		= 52.7	fc= 13.32 kN/cm ²		
	Lb = 365.5 cm				C =	fb= 10.87 kN/cm ²		

長期荷重

鉛直接点変位 0.0 cm

たわみ率

軸力	N = 47.75 kN	c = N / A =	1.6 kN/cm ²
曲力	MX= 4.49 kN·m	b = MX / Zy =	2.7 kN/cm ²
	MY= kN·m	b = MY / Zx =	0.0 kN/cm ²

判定

/f= 0.37 1.0

[OK]

つなぎ材		節点 2 ~ 9							
ID	12	Y	横向き	材種	cm ²	I cm ³	i cm	i _b cm	Z cm ³
断面	H-194*150*6*9*13			SS400	A = 39.01	x : 2690	8.3		277
材長	L = 30 cm		F= 23.5		y : 507	3.61	4.03	67.6	
	Lk = 30 cm	V	i = 4.03		= 7.4	fc= 15.62 kN/cm ²			
	Lb = 30 cm				C =	fb= 15.67 kN/cm ²			

長期荷重

軸力	N = 61.46 kN	c = N / A =	1.6 kN/cm ²
曲力	MX= 15.01 kN·m	b = MX / Zx =	5.4 kN/cm ²
	MY= kN·m	b = MY / Zy =	0.0 kN/cm ²

判定

/f= 0.45 1.0

[OK]

4) 躯体接合部の検討 荷重ケース L 長期荷重

支点反力	節点 1	節点 2
	水平反力 H = 0.00 KN	水平反力 H = 61.46 KN
	鉛直反力 V = 47.75 KN	鉛直反力 V = 15.01 KN
	節点 3	
	水平反力 H = 61.46 KN	
	鉛直反力 V = 2.11 KN	

節点 3 (引張側)					
B・PL	PL- 22	B*D: 250 250	SS400	ft= 18.14 KN/cm ²	
A・Bolt	2- M20	AB = 3.14 cm ²	中ボルト	ft= 15.69 KN/cm ²	fs = 9.06 KN/cm ²

ベースプレート

$$\begin{aligned}
 T &= 61.46 & l &= 7.50 \text{ cm} & B &= 15.0 \text{ cm} \\
 t &= T / (0.75 \times AB \times n) & & & & < 15.69 \text{ KN/cm}^2 \text{ [OK]} \\
 Mc &= T / n \times l & & & & = 230.5 \text{ KN}\cdot\text{cm} \\
 t &= (6 \times Mc / B \cdot f) & & & < 2.50 \text{ cm} \text{ [OK]}
 \end{aligned}$$

アンカーボルト

$$\begin{aligned}
 Q &= 2.11 \text{ KN} \\
 &= Q / (0.75 \cdot AB \cdot n) = 0.45 < 9.06 \text{ KN/cm}^2 \text{ [OK]} \\
 &1.4 \cdot ft - 1.6 = 21.25 \text{ KN/cm}^2 \\
 &ffts = 15.69 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

節点 2 (圧縮側)					
B・PL	PL- 16	B*D: 200 250	SS400	ft= 18.14 KN/cm ²	
A・Bolt	2- M16	AB = 2.01 cm ²	中ボルト	ft= 15.69 KN/cm ²	fs = 9.06 KN/cm ²

ベースプレート

$$\begin{aligned}
 N &= 61.46 \text{ KN} & l &= 10.00 \text{ cm} \\
 c &= N / (B \times D) & & & < 686.5 \text{ N/cm}^2 \text{ [OK]} \\
 Mc &= \times l^2 / 2 & & & = 6146 \text{ N}\cdot\text{cm} \\
 t &= (6 \times Mc / f) & & < 1.60 \text{ cm} \text{ [OK]}
 \end{aligned}$$

節点 1 (支点反力)				
ジャッキベース	SSJ-58	許容荷重	20.0 t	196.1 KN
調整範囲	260 ~ 550			

$$\begin{aligned}
 \text{ジャッキベース} & 196.1 \text{ KN} > \text{支点反力} & R = 47.75 \text{ KN} & \text{ [OK]} \\
 \text{許容荷重} & & &
 \end{aligned}$$

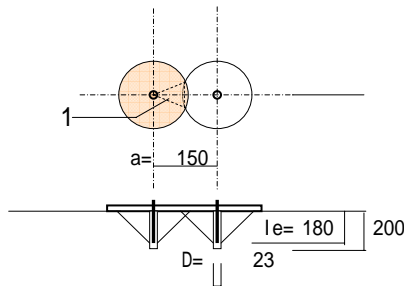
5)ケミカルアンカーの検討

・参考資料 日本デコラックス(株)の技術資料より

1)応力

水平反力 H = 61.46 KN
鉛直反力 V = 2.11 KN

2)許容耐力の算定



コンクリート	普通コンクリート	Fc-21	N/mm ²
アンカーボルト	長ネジボルト	M 20	2 本
ケミカルアンカー	R タイプ R-19	s _y = 23.5	kN/cm ²
		scA = 2.36	cm ²
樹脂とコンクリートの許容付着応力度		a = 981	N/cm ²

荷重ケース	1	2	3	S1
L 長期荷重	0.4	2/3	0.4	2/3
M 中期荷重	0.5	5/6	0.5	5/6
S 短期荷重	0.6	1.0	0.6	1.0

荷重ケース L 長期荷重

重複部分面積の算定 $le = 18.0 \text{ cm}$ $D = 2.30 \text{ cm}$ $a = 15.0 \text{ cm}$ $r = \text{cm}$
 $1 = 2 \cdot \text{ACOS}(a / (2 \cdot le + D)) = 2.34 \text{ rad}$ 133.9° 19.150

全体面積 $A = 2 \cdot r^2 = 2 \times 3.14 \times 19.2^2 = 2304.19 \text{ cm}^2$
 $L = r \times \cos(\theta / 2) = 19.2 \times \cos(134/2) = 7.50 \text{ cm}$
 $h = r \times \sin(\theta / 2) \times 2 = 19.2 \times \sin(134/2) \times 2 = 35.24 \text{ cm}$
 重複面積 $A1 = r^2 \times (1/2 - L \times h / 2) = 19.2^2 \times 2.34 / 2 - 7.50 \times 35.24 / 2 = 592.64 \text{ cm}^2$
 $A_c = A - A1 = 2304.19 - 592.64 = 1711.5 \text{ cm}^2$

有効水平投影面積 $A_c = 1711.5 \text{ cm}^2$

引張耐力 a) コンクリートのコーン状破壊 $Pa1 = \frac{1 \cdot 10 \cdot (Fc/21) \cdot A_c}{0.40 \times 10 \times \sqrt{(21/21)}} \times 1712 = 68 \text{ kN}$

(長期) b) アンカーボルト降伏 $Pa2 = \frac{2 \cdot s_y \cdot scA}{2/3 \times 23.5 \times 2.36} \times 2 \text{ 本} = 73.8 \text{ kN}$

c) 付着降伏 $Pa3 = \frac{3 \cdot a \cdot D \cdot le}{0.40 \times 981 \times 3.14 \times 2.30 \times 18.0} \times 2 \text{ 本} = 102 \text{ kN}$

せん断耐力 (長期) $qa = \frac{S1 \cdot (0.7 \cdot s_y \cdot scA) \cdot nb}{2/3 \times (0.7 \times 23.5 \times 2.36)} \times 2 \text{ 本} = 51.68 \text{ kN}$

長期許容引張耐力	Pa = 68.46 kN
長期許容せん断耐力	qa = 51.68 kN

3)アンカーボルトの検討

引張力 と せん断力 が 同時に作用するとき $(Ts/Pa)^2 + (Qs/qa)^2 < 1.0$ を確認する。

・長期 作業時 特殊ブラケット応力 $Rx2 = TS = 61.46 \text{ kN}$ $Pa = 68.46 \text{ kN}$
 $Ry = QS = 2.11 \text{ kN}$ $qa = 51.68 \text{ kN}$

$(Ts/Pa)^2 + (Qs/qa)^2 = 0.81 < 1.0$ [OK]

特殊ブラケット $b R^2$ の計算

特殊ブラケットの検討 <b R2>

検討方針 2階バルコニー下に特殊ブラケットを打ち付けステージを施工する、ステージ上部に施工される足場は、基本的にキャッチクランプ部の耐力にて建屋本体に伝達されるため特殊ブラケットbR2には、足場重量を考慮しない。

但し特殊ブラケットbR2には、ステージ重量とステージ施工時の作業荷重による応力が生じるのでそれを考慮し安全を確認する。

L型キャッチ部の検討

1) 足場概要

足場段数 $n = 26$ 段

部材自重算定 G						
名称	部材	単位重量	数量	1層当り	1スパン当り	各部重量合計
支柱	L=1800	5.00 kg	2	10.00 kg	26 段	260 kg
踏板 LPO-20	240*2000	6.70 kg	2	13.40 kg	25 段	335 kg
手摺	-48.6*2.4	5.00 kg	2	10.00 kg	26 段	260 kg
布材	BTP-35	4.20 kg	1	4.20 kg	26 段	109 kg
大筋交	-48.6 × 2.4	15.00 kg				15 kg
その他	クランプ・シート等	7.00 kg	1	7.00 kg	26 段	182 kg
合計						1161 kg
26段 1スパン当りの重量				1161 kg	11.39 KN	

2) 積載荷重(P)

1スパンあたりの積載荷重を 240 kg 2.35 KN
 2層重なると 480 kg 4.71 KN
 $P = 480 \text{ kg}$ 4.71 KN

3) 設計用荷重 N (G+P)

部材自重 $G = 11.39 \text{ KN}$
 積載荷重 $P = 4.71 \text{ KN}$
 $N = 16.09 \text{ KN}$

4) 許容耐力

許容耐力 1) 躯体接合部1ヶ所当りのアンカーボルト耐力

A.BOLT 2 -M12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ $f_s = 8.93 \text{ kn/cm}^2$ = 1.33

$$rQ = \frac{2.26 \times 8.93 \times 2}{1.33} = 30.37 \text{ kn}$$

許容耐力 2) 躯体接合部1ヶ所当りのクランプ耐力

直行クランプ 500 kg 4.90 kn

接合部の強度は、直行クランプにて決定される

5) キャッチクランプの検討

荷重 $N = 16.09 \text{ KN}$

接合ヶ所数は、 $n = 16.09 / 4.90 = 3.28$ ヶ所 4.0 ヶ所にてOK

2階～15階まで各フローア付近に最低1ヶ所ずつ施工すると
 $rN = 4.90 \times 15 = 73.55 \text{ kn} > N = 16.09 \text{ KN}$ [OK]

ステージの検討

1) 設計荷重の算定

1) 荷重算定

ステージ重量	ステージ幅	1.45 m	足場板	0.25 kn/m ²
	ステージ長	1.80 m	根太・大引	0.10 kn/m ²
				0.35 kn/m ²

$$W_a = 0.35 \times 1.45 \times 1.80 = 0.91 \text{ kn}$$

積載荷重	作業荷重	$w = 1.00 \text{ kn/m}^2$	
		$W_b = 1.00 \times 1.45 \times 1.80 = 2.61 \text{ kn}$	

H鋼自重		$w = 0.15 \text{ kn/m}$	
		$W_c = 0.15 \times 2.50 = 0.38 \text{ kn}$	

大引算定用荷重は、

$$P_1 = W_a / 2 + W_b / 2 = 1.76 \text{ kn}$$

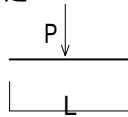
特殊ブラケット算定用荷重は、

$$P_2 = W_a + W_b + W_c = 2.71 \text{ kn}$$

安全を考慮して先端1点集中荷重として扱う

2) 大引の検討

応力算定



$$P = 1.76 \text{ kn} \quad L = 1.80 \text{ m}$$

$$M_0 = 1/4 \cdot P \cdot L = 0.79 \text{ knm}$$

$$Q = 1/2 \cdot P = 0.88 \text{ kn}$$

$$y = P \cdot L^3 / 48 \cdot E = 10.19 \text{ cm}^5$$

断面算定

ID	215	x	縦向き	材種	cm ²	I cm ⁴	i cm	i _b cm	Z cm ³
断面	BOX-100*100*3.2-6			SS400	A = 12.13	x : 187	3.93		37.5
材長	L = 180 cm			F = 23.5		y : 187	3.93	0	37.5
Lk =	cm			x	i = 3.93	= 0.0	ft =	15.67 kn/cm ²	
Lb =	cm					C =	fb =	15.67 kn/cm ²	

長期荷重

たわみ $x = \text{cm}^5$ $X = x / I_y = 0.00 \text{ cm} = (X^2 + Y^2) = 0.05 \text{ cm}$

$y = 10.19 \text{ cm}^5$ $Y = y / I_x = 0.05 \text{ cm}$ **たわみ率 1/3302**

軸力 $N = \text{kn}$ $c = N / A = 0.00 \text{ kn/cm}^2$ **判定**

曲力 $MX = \text{kn} \cdot \text{m}$ $b = MX / Z_y = 0.00 \text{ kn/cm}^2$

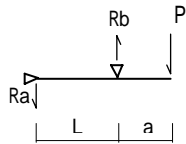
$M_0 = 0.79 \text{ kn} \cdot \text{m}$ $b = M_0 / Z_x = 2.11 \text{ kn/cm}^2$

$/f = 0.13 \quad 1.0$

[OK]

3) 特殊ブラケット < bR2の検討 >

応力算定 $P = 2.71 \text{ kn}$ $L = 1.05 \text{ m}$ $a = 1.45 \text{ m}$



$$\begin{aligned}
 R_a &= P \cdot a / L &= 3.75 \text{ kn} \\
 R_b &= (a + L) \cdot P / L &= 6.46 \text{ kn} \\
 M_b &= P \cdot a &= 3.93 \text{ knm} \\
 y &= P \cdot a^2 \cdot (L + a) / 3 \cdot E &= 231 \text{ cm}^5
 \end{aligned}$$

断面算定

ID	5	x	縦向き	材種	cm ²	I cm ⁴	i cm	i _b cm	Z cm ³
断面	H-150*75*5*7*8			SS400	A = 17.85	x : 666	6.11		88.8
材長	L = 250 cm			F = 23.5		y : 49.5	1.66	1.96	13.2
	Lk =	cm	x	i = 6.11		= 0.0	ft = 15.67	kn/cm ²	
	Lb =	250 cm				C =	fb = 12.36	kn/cm ²	

長期荷重

たわみ	x =	cm ⁵	X = x / I _y = 0.00	cm	= (X ² + Y ²)= 0.35	cm
	y =	231 cm ⁵	Y = y / I _x = 0.35	cm	たわみ率	1/721
軸力	N =	kn	c = N / A = 0.00	kn/cm ²	判定	
曲力	MX =	kn·m	b = MX / Z _y = 0.00	kn/cm ²	/f = 0.36 1.0 [OK]	
	Mb =	3.93 kn·m	b = M ₀ / Z _x = 4.43	kn/cm ²		

A. BOLT検討

ホールインアンカー4分 (M12) 6本 $F = 23.5 \text{ KN/cm}^2$ (中ボルト)

反力 $R_b = 6.46 \text{ kn}$

BOLT引き抜き耐力 $0.50 \cdot F = 11.75 \text{ kn/cm}^2$
 $A = 1.13 \text{ cm}^2$ $A = 6.79 \text{ cm}^2$

$$rT = 11.75 \times 6.79 = 79.73 \text{ kn}$$

$$rT = 79.73 \text{ kn} > R_b = 6.46 \text{ kn} \quad [\text{OK}]$$

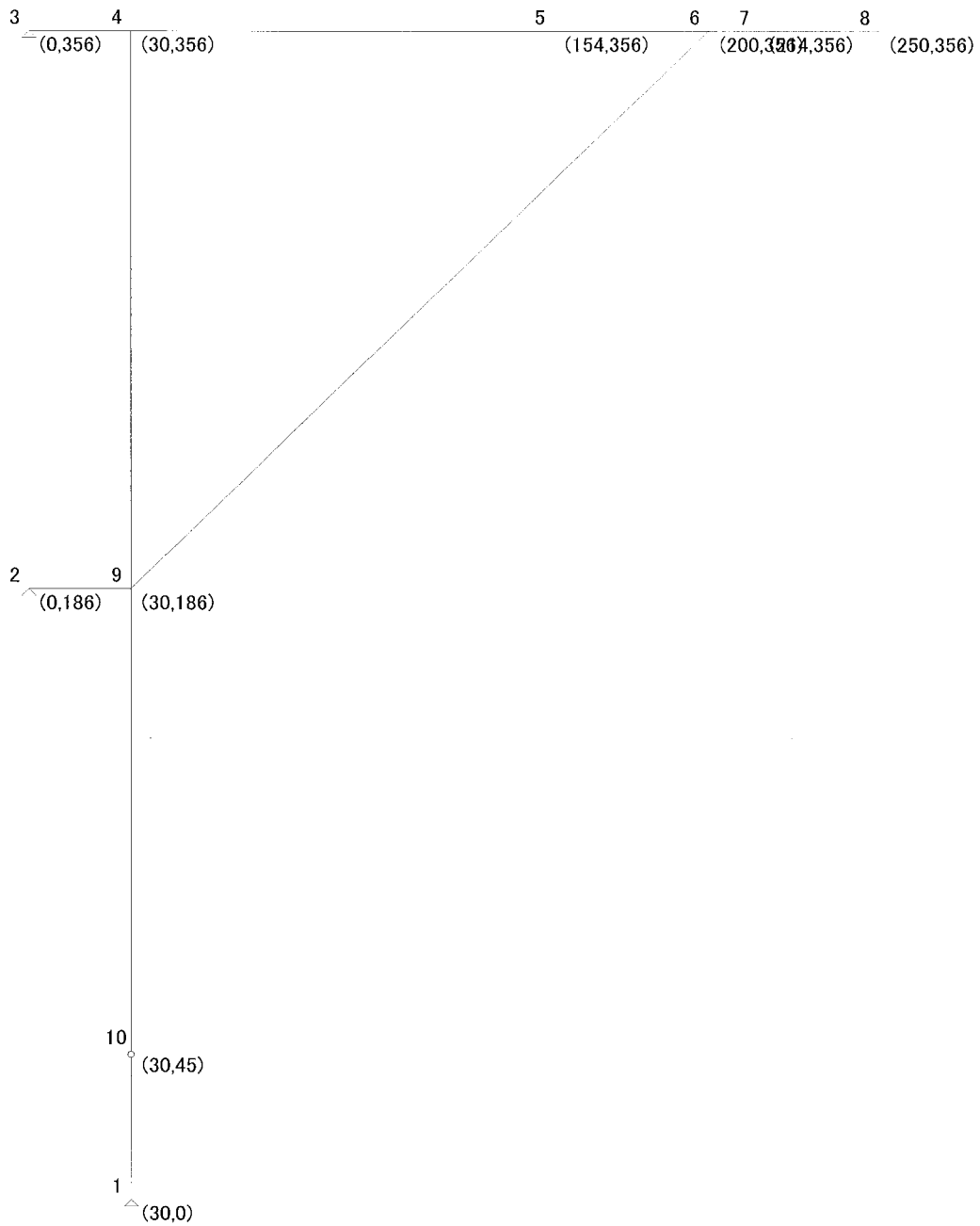
任意形状骨組応力解析プログラム

Free Structure

特殊ブラケット < b R 1 > 応力解析結果

out put 一覧

● 節点番号と座標値(cm)(X座標, Y座標)



● 節点番号と座標値

節点番号	X座標(cm)	Y座標(cm)
1	30.0	0.0
2	0.0	185.5
3	0.0	355.5
4	30.0	355.5
5	154.5	355.5
6	200.0	355.5
7	214.5	355.5
8	250.0	355.5
9	30.0	185.5
10	30.0	45.0

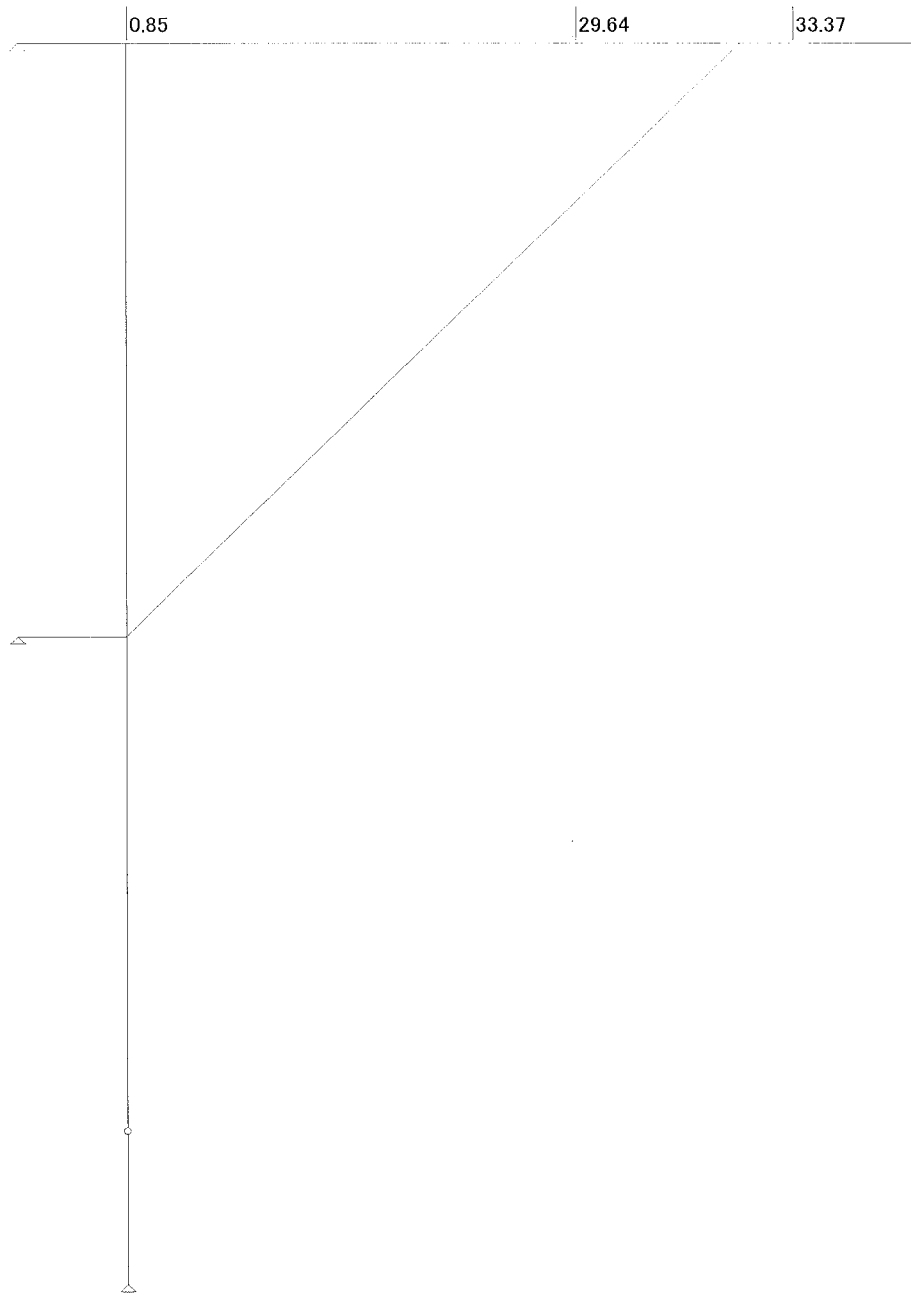
●支点の条件

節点番号	支点の種別	バネ常数(1e7N/mm)(1e6N·m/rad)
1	ピン	
2	ピン	
3	ピン	

●部材の断面性能

始端-終端	A(cm ²)	I(cm ⁴)	As(cm ²)	E(N/mm ²)	G(N/mm ²)
1 - 10	30.2	1450.0	0.0	205939.0	79433.0
2 - 9	39.0	2690.0	0.0	205939.0	79433.0
3 - 4	63.5	4720.0	0.0	205939.0	79433.0
4 - 5	63.5	4720.0	0.0	205939.0	79433.0
5 - 6	63.5	4720.0	0.0	205939.0	79433.0
6 - 7	63.5	4720.0	0.0	205939.0	79433.0
7 - 8	63.5	4720.0	0.0	205939.0	79433.0
9 - 4	30.2	1450.0	0.0	205939.0	79433.0
9 - 6	15.5	58.0	0.0	205939.0	79433.0
10 - 9	30.2	1450.0	0.0	205939.0	79433.0

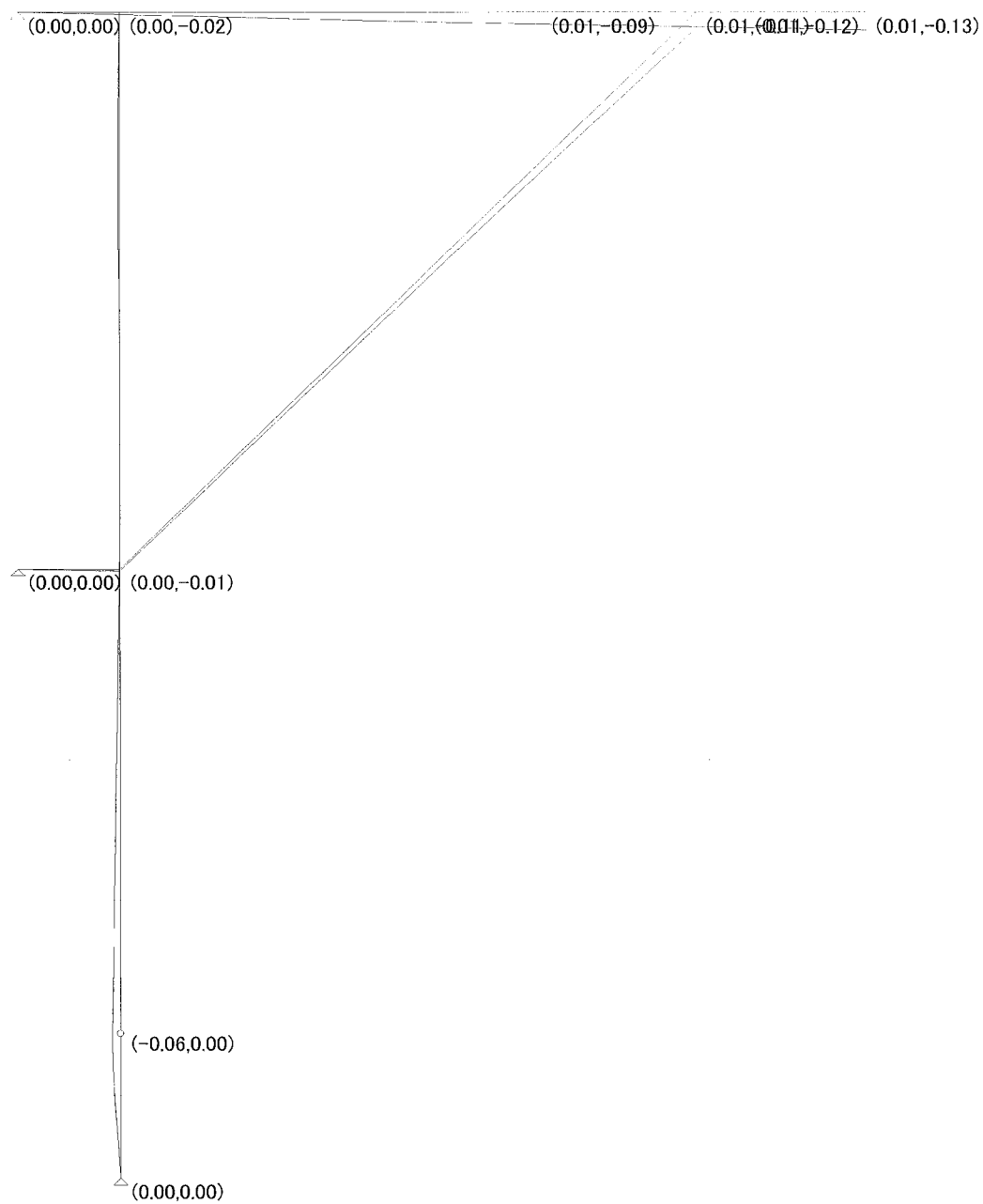
● 節点荷重(kN)(kN·m): 荷重条件1



● 部材荷重: 荷重条件1

始端-終端	等分布荷重(kN/m)	集中荷重(kN)x個数	荷重リスト番号	荷重の作用方向
2 - 9	0.30	-	-	部材軸
3 - 4	0.50	-	-	部材軸
4 - 5	0.50	-	-	部材軸
5 - 6	0.50	-	-	部材軸
6 - 7	0.50	-	-	部材軸
7 - 8	0.50	-	-	部材軸
9 - 6	0.14	-	-	基準Y軸

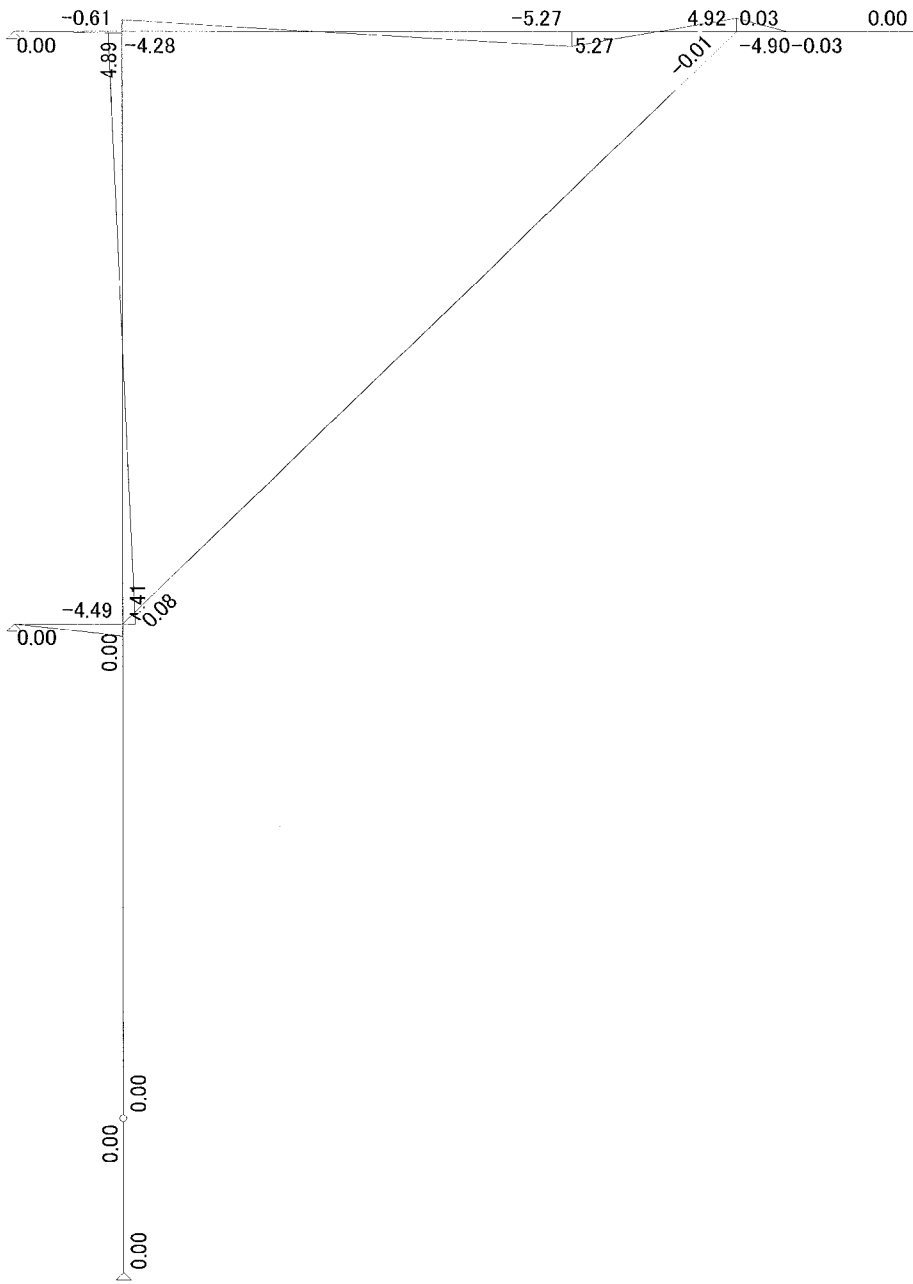
● 節点変位(cm): 荷重条件1



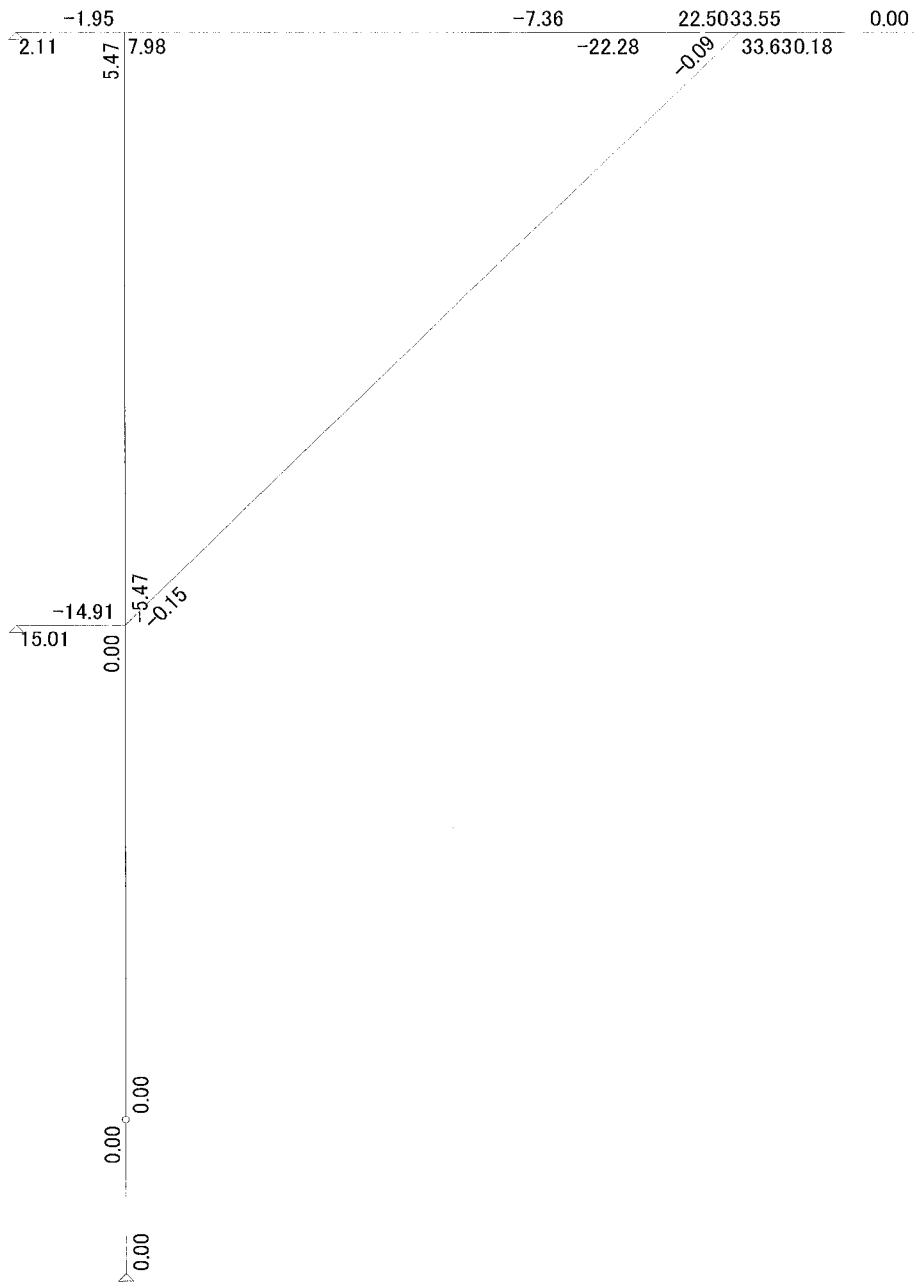
● 節点変位: 荷重条件1

節点番号	X方向(cm)	Y方向(cm)
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	-0.02
5	0.01	-0.09
6	0.01	-0.11
7	0.01	-0.12
8	0.01	-0.13
9	0.00	-0.01
10	-0.06	0.00

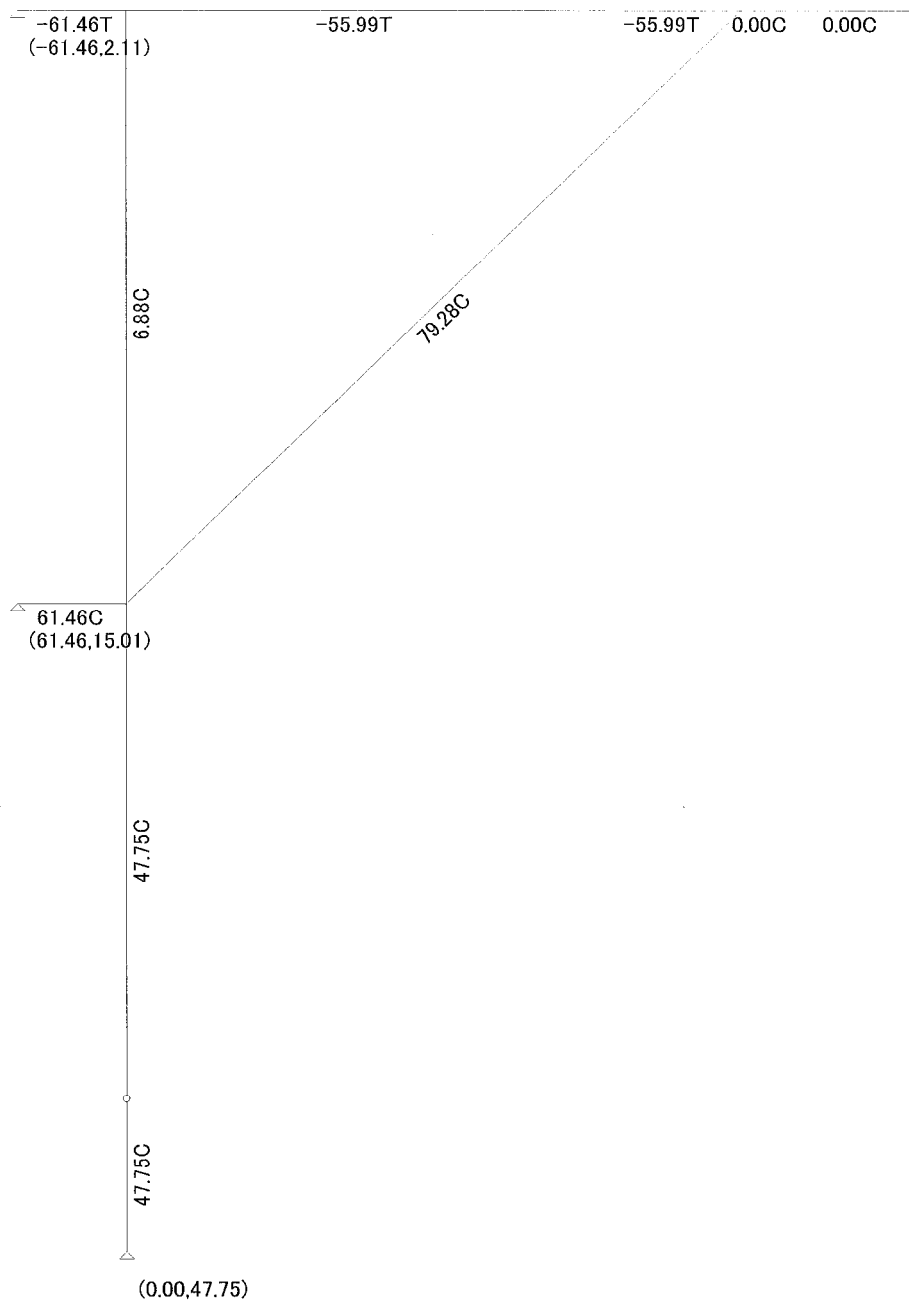
● 曲げモーメント図(kN・m): 荷重条件1



●せん断力図(kN): 荷重条件1



●軸力・支点反力図(kN): 荷重条件1



●部材応力: 荷重条件1

始端-終端	始端M(kN·m)	中央M(kN·m)	終端M(kN·m)	始端Q(kN)	終端Q(kN)	始端N(kN)	終端N(kN)
1 - 10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.75	-47.75
2 - 9	0.00	2.24	-4.49	15.01	-14.91	61.46	-61.46
3 - 4	0.00	0.32	-0.61	2.11	-1.95	-61.46	61.46
4 - 5	-4.28	0.59	-5.27	7.98	-7.36	-55.99	55.99
5 - 6	5.27	0.19	4.92	-22.28	22.50	-55.99	55.99
6 - 7	-4.90	-2.47	0.03	33.63	-33.55	0.00	0.00
7 - 8	-0.03	-0.01	0.00	0.18	0.00	0.00	0.00
9 - 4	4.41	-0.24	4.89	-5.47	5.47	6.88	-6.88
9 - 6	0.08	-0.02	-0.01	-0.15	-0.09	79.04	-79.28
10 - 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.75	-47.75

● 支点反力: 荷重条件1

節点番号	鉛直反力(kN)	水平反力(kN)
1	47.75	0.00
2	15.01	61.46
3	2.11	-61.46

