P271180388A

殿

作業所

強度計算書

１：　条件

●鋼材の降伏強さ F	35280.000	N /cm^2 (STK500相当品)
●鋼材の許容曲げ応力度 fb	23520.000	N /cm^2 (STK500相当品)
●枠の許容荷重（簡易枠）	17.150	kN /脚
●枠の許容荷重（鳥居枠）	21.300	kN /脚
●風力係数　C（メッシュシート）	1.550	
●基準風速 V_0	14	m/sec
●充実率 φ（メッシュシート）	0.700	
●通常クランプのスベリ耐力 N	3.430	kN /個
●壁つなぎの許容耐力（引張・圧縮）	4.410	kN /本
●梁枠（３スパン用：Ａ１４７）の許容荷重（方杖有）	4.900	kN /支点

２：　建枠の検討

ａ）建枠の検討（N6117S使用箇所）　　西立面図参照

検討枠段数 ＝ 26 段

【枠の内外に共通な荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)			数量			重量(N)
建枠	(	N6117S	)	98.067			×	26		=	2550
布部材	(	SKN6	)	158.868			×	50	/ 2	=	3972
筋違	(	A14	)	41.188			×	104	/ 2	=	2142
連結ピン	(	SH20T	)	5.884			×	52		=	306
作業荷重	(	同時２層	)	2450.000			×	2		=	4900
								合計	Pa	=	13870

【枠の内側にかかる荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)			数量			重量(N)
ﾈｯﾄﾌﾞﾗｹｯﾄ	(	NL500	)	26.460			×	14		=	371
幅木	(	S3540	)	49.000	×	1.829	×	50	/ 2	=	2241
								合計	Pi	=	2612

【枠の外側にかかる荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)			数量			重量(N)
下さん	(	NUB18	)	22.050			×	50	/ 2	=	552
養生部材	(	ﾒｯｼｭｼｰﾄ	)	5.296	×	1.829	×	1.725	× 26	=	435
								合計	Po	=	987

【建地にかかる荷重】

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{Pa}{2} + Pi = \frac{13.870}{2} + 2.612$$

$$= 9.547 \text{ (kN)} \leqq 17.150 \text{ (kN/脚)} \quad \therefore \text{ OK}$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{Pa}{2} + Po = \frac{13.870}{2} + 0.987$$

$$= 7.922 \text{ (kN)} \leqq 17.150 \text{ (kN/脚)} \quad \therefore \text{ OK}$$

【必要クランプ数】　　●ｸﾗﾝﾌﾟのスベリ耐力 N_C ：　3.430　kN

$$n = \frac{P1}{N_C} = \frac{9.547}{3.430} \fallingdotseq 3 \text{ 個}$$

＊故に最低　3　個以上のｸﾗﾝﾌﾟによりｽﾍﾞﾘを防止する。

３： 建枠の検討

ｂ） 建枠の検討（A4055B使用箇所）　　西立面図参照

検討枠段数 ＝ 26 段

【枠の内外に共通な荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
建枠	(	A4055B	)	152.003		×	26		=	3953
布部材	(	SKN6	)	158.868		×	75	/ 2	=	5958
筋違	(	A14	)	41.188		×	104	/ 2	=	2142
連結ピン	(	SH20T	)	5.884		×	52		=	306
階段枠	(	K3055S	)	277.528		×	25	/ 2	=	3470
開口部手摺	(	SG918	)	145.138		×	25	/ 2	=	1815
作業荷重	(	同時２層	)	3920.000		×	2		=	7840
							合計	Pa	=	25484

【枠の内側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
ﾈｯﾄﾌﾞﾗｹｯﾄ	(	NL500	)	26.460		×	50		=	371
幅木	(	S3540	)	49.000	× 1.829	×	50	/ 2	=	2241
							合計	Pi	=	2612

【枠の外側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
下さん	(	NUB18	)	22.050		×	50	/ 2	=	552
養生部材	(	ﾒｯｼｭｼｰﾄ	)	5.296	× 1.829	×	1.725	× 26	=	435
							合計	Po	=	987

【建地にかかる荷重】

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{Pa}{2} + Pi = \frac{25.484}{2} + 2.612$$

$$= 15.354 \text{ (kN)} \leqq 21.300 \text{ (kN/脚)} \quad \therefore \text{ OK}$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{Pa}{2} + Po = \frac{25.484}{2} + 0.987$$

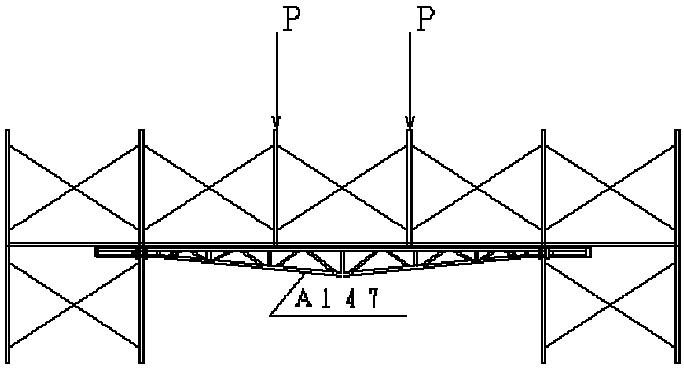
$$= 13.729 \text{ (kN)} \leqq 21.300 \text{ (kN/脚)} \quad \therefore \text{ OK}$$

４：　梁枠の検討　　東立面図　3ｽﾊﾟﾝ開口部

ａ）　梁枠の検討（建枠用通常梁枠　A147）

検討枠段数 ＝ 1 段

梁枠上の作業荷重は、2450KN/層以内とする。



【梁枠上建枠自重】　　・・・梁枠にかかる荷重は1層分の自重のみとする

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
建枠	(	N6117S	)	98.067		×	1		=	99
布部材	(	SKN6	)	158.868		×	2	/ 2	=	159
筋違	(	A14	)	41.188		×	4	/ 2	=	83
連結ピン	(	SH20T	)	5.884		×	2		=	12
作業荷重	(	同時１層	)	2450.000		×	1		=	2450
							合計	Pa	=	2803

【枠の内側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
幅木	(	S3540	)	49.000	× 1.829	×	2	/ 2	=	90
							合計	Pi	=	90

【枠の外側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
下さん	(	NUB18	)	22.050		×	2	/ 2	=	23
養生部材	(	ﾒｯｼｭｼｰﾄ	)	5.296	× 1.829	×	1.725	× 1	=	17
							合計	Po	=	40

【建地にかかる荷重】

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{Pa}{2} + Pi = \frac{2.803}{2} + 0.090$$

$$= 1.492 \text{ (kN)} \leqq 4.900 \text{ kN /支点)} \therefore \text{OK}$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{Pa}{2} + Po = \frac{2.803}{2} + 0.040$$

$$= 1.442 \text{ (kN)} \leqq 4.900 \text{ kN /支点)} \therefore \text{OK}$$

※ 梁枠自体の強度は、組立て及び解体作業を考慮し、1層分の足場部材、梁枠、積載荷重を支えることが出来ればよい。

社団法人 仮設工業会発行　「足場・型枠支保工設計指針」　より

b） 梁枠上建枠の算出

検討枠段数 ＝ 23 段

梁枠上の作業荷重は、2450/層以内とする。

【枠の内外に共通な荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)		数量			重量(N)
建枠	(	N6117S	98.067			×	23		=	2256
布部材	(	SKN6	158.868			×	46	/ 2	=	3654
筋違	(	A14	41.188			×	92	/ 2	=	1895
連結ピン	(	SH20T	5.884			×	46		=	271
作業荷重	(	同時２層	2450.000			×	2		=	4900
							合計	Pa	=	12976

【枠の内側にかかる荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)		数量			重量(N)
ﾈｯﾄﾌﾞﾗｹｯﾄ	(	NL500	26.460			×	13		=	331
幅木	(	S3540	49.000	×	1.829	×	46	/ 2	=	2062
							合計	Pi	=	2393

【枠の外側にかかる荷重】

部　材			単重(N)		寸法(m)		数量			重量(N)
下さん	(	NUB18	22.050			×	46	/ 2	=	508
養生部材	(	ﾒｯｼｭｼｰﾄ	5.296	×	1.829	×	1.725	× 23	=	385
							合計	Po	=	893

【建地にかかる荷重】

枠内側建地にかかる荷重

$$P_3 = \frac{Pa}{2} + Pi = \frac{12.976}{2} + 2.393$$

$$= 8.881 \ (kN)$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_4 = \frac{Pa}{2} + Po = \frac{12.976}{2} + 0.893$$

$$= 7.381 \ (kN)$$

c） 梁枠架設枠の検討

検討枠段数 ＝ 25 段

梁枠上の作業荷重は、2450/層以内とする。　　開口段数　2　段

【枠の内外に共通な荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
建枠	(	N6117S	)	98.067		×	25		=	2452
布部材	(	SKN6	)	158.868		×	46	/ 2	=	3654
筋違	(	A14	)	41.188		×	96	/ 2	=	1978
連結ピン	(	SH20T	)	5.884		×	50		=	295
作業荷重	(	同時２層	)	2450.000		×	2		=	4900
							合計	Pa	=	13279

【枠の内側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
ﾈｯﾄﾌﾞﾗｹｯﾄ	(	NL500	)	26.460		×	14		=	371
幅木	(	S3540	)	49.000	× 1.829	×	48	/ 2	=	2151
							合計	Pi	=	2522

【枠の外側にかかる荷重】

部　材			単重(N)	寸法(m)		数量				重量(N)
下さん	(	NUB18	)	22.050		×	48	/ 2	=	530
養生部材	(	ﾒｯｼｭｼｰﾄ	)	5.296	× 1.829	×	1.725	× 25	=	418
							合計	Po	=	948

【建地にかかる荷重】

●梁枠の１セット重量 Hw:　　1.671　kN

枠内側建地にかかる荷重

$$P_1 = \frac{Pa}{2} + Pi + \frac{2P_3}{2} + \frac{Hw}{4}$$

$$= \frac{13.279}{2} + 2.522 + \frac{2\times 8.881}{2} + \frac{1.671}{4}$$

$$= 18.461 \ (kN)$$

枠外側建地にかかる荷重

$$P_2 = \frac{Pa}{2} + Po + \frac{2P_4}{2} + \frac{Hw}{4}$$

$$= \frac{13.279}{2} + 0.948 + \frac{2\times 7.381}{2} + \frac{1.671}{4}$$

$$= 15.387 \ (kN)$$

＊建地を単管で補強しているため、上記荷重は枠組と単管建地で分担する。

【建地の検討】

$$P = \frac{P_1}{2} = \frac{18.461}{2}$$

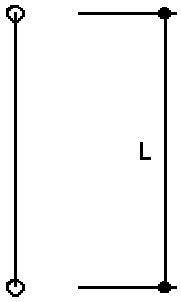
$$= 9.231 \ (kN) \leqq 17.150 \ (kN/脚) \quad \therefore \ OK$$

ｄ） 補強単管座屈の検討　　単管φ４８．６×２．４

補強単管と枠組建地は枠組高さと同じH=1725mm以内で緊結すること。

【計算条件説明】

●断面積 A ：　3.483　cm^2
●断面２次半径 i ：　1.640　cm
●座屈長 L ：　172.5　cm
●円周率 π ：　3.1415
●ﾔﾝｸﾞ係数 E ：　2.058×10^7　N/cm^2
●降伏強さ F ：　35280.000　N/cm^2
●鉛直荷重 P ：　9231.000　N



【座屈長(両端ピン)】

$L_k = L =$　172.5　(cm)

【限界細長比】

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}} = \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}}$$

$=$　97.953

【細長比】

$$\lambda = \frac{L_k}{i} = \frac{172.5}{1.640}$$

$=$　105.183　＞　Λ

【許容座屈応力度】

$$\sigma_c = \frac{0.29}{(\lambda/\Lambda)^2} \times F = \frac{0.29}{(\ 105.183\ /\ 97.953\ )^2} \times 35280.000$$

$=$　8873.009　(N/cm^2)

【座屈応力度】

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{9231.000}{3.483}$$

$=$　2650.302　(N/cm^2)　≦　8873.009　(N/cm^2)　∴ OK

５：　一側ブラケット足場の検討　　単管２本抱きの検討

ａ） 荷重

建地の最高部から測定し、１５ｍより下の部分は、鋼管を２本組みにする。

【計算条件説明】

●建地本数	=	2	本
●建地高さ	=	41.143	m
●ブラケット段数	=	23	段
●建地ピッチ	=	1.200	m

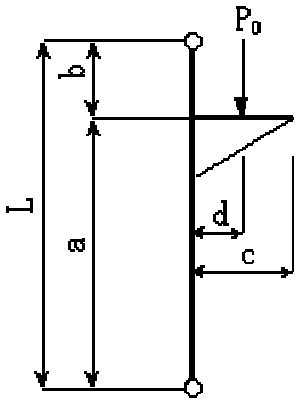
部　材	単重(N/m or N)		寸法(m)		数量		数量		重量(N)
建地単管	26.754	×	41.143					=	1101
建地単管	26.754	×	26.143					=	700
布地単管	26.754	×	1.200	×	2	×	23	=	1477
大筋違単管	26.754	×	2.102			×	10	=	563
伸縮ブラケット（ TWL500 ）	43.149					×	23	=	993
クランプ	6.860			×	2	×	23	=	316
クランプ （ 大筋違用 ）	6.860			×	2	×	6	=	83
クランプ （ ２本抱部 ）	6.860					×	17	=	117
布部材重量 （ NB300 ）	37.975	×	1.200	×	2	×	23	=	2097
養生部材 （ ﾒｯｼｭｼｰﾄ ）	5.880	×	1.725	×	1.200	×	22	=	268
養生部材 （ ﾒｯｼｭｼｰﾄ ）	5.880	×	1.493	×	1.200	×	1	=	11
作業荷重								=	1471
						合計	P	=	9197

b： 建地単管　　φ４８．６×２．４

建地にかかる応力が最大であろうと考えられる最下層の建地について応力の検討を行う。
東立面図Y1通り側寸法参照

【計算条件説明】

●壁つなぎ高さ Ｌ ：	3015	mm =	301.5	cm
●ブラケット高さ ａ ：	1493	mm =	149.3	cm
●（ Ｌ － ａ ） ｂ ：	1522	mm =	152.2	cm
● 張り出し長 ｃ ：	550	mm =	55.0	cm
●（ ｃ ／ ２ ） ｄ ：	275	mm =	27.5	cm
●作業荷重 P_0 ：	1471.000	N		
●せん断用断面積 Ａ ：	3.483	cm^2		
●断面係数 Zx ：	3.830	cm^3		
●断面２次半径 ｉ ：	1.640	cm		
●ヤング係数 Ｅ ：	2.058 × 10^7	N/cm^2		
●許容曲げ応力度 f_b ：	23520.000	N/cm^2		
●降伏強さ Ｆ ：	35280.000	N/cm^2		
●建地本数 ｎ ：	2	本		



【細長比】

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{301.5}{1.640}$$

$$= 183.9$$

【限界細長比】

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}}$$

$$= 98.0$$

【許容座屈応力度】

λ＞Λ より

$$f_k = \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} F = \frac{0.29}{(183.9 / 98.0)^2} \times 35280.000$$

$$= 2904.539 \ (N/cm^2)$$

【偏心モーメント】

$$M = P_0 \times d = 1471.000 \times 27.5$$

$$= 40452.500 \ (N \cdot cm)$$

【最大曲げモーメント】

$$Mmax = \frac{M \times a}{L} = \frac{40452.500 \times 149.3}{301.50}$$

$$= 20031.703 \ (N \cdot cm)$$

【曲げと座屈を同時に受ける建地の許容支持力（W)】

$$\frac{\sigma_k}{f_k} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{W / (A \times n)}{f_k} + \frac{Mmax / Zx}{f_b} \leqq 1$$

$$W = \left(1 - \frac{Mmax / Zx}{f_b} \right) \times f_k \times A \times n$$

$$= \left(1 - \frac{20031.703 / 3.830}{23520.000} \right) \times 2904.539 \times 3.483 \times 2$$

$$= 15734 \ (N)$$

【建地】

P = 8149 (N) ≦ 15734 (N) ∴ OK

６：　壁つなぎの検討

ａ） 風荷重の検討　　最も高い西立面図参照

１本当りの許容荷重を　4410.000　N の　3　割増の　5733.000　N として取り付け間隔を検討する
（社）仮設工業会発行　『風荷重に対する足場の安全技術指針』より

【計算条件説明】

●基準風速	V_0 ：	14.0	m/sec
（但し、表1に示される地域を除き14m/secとする）			
●台風時割増係数	Ke ：	1.0	（表2参照）
●地上高さZにおける瞬間風速分布係数	S ：	1.46	（表3参照）
●近接高層建築物による割増係数	E_B ：	1.0	（図3,4,5,6参照）
●ｼｰﾄ、ﾈｯﾄあるいは防音ﾊﾟﾈﾙの幅	B ：	52.439	m
●　〃　の高さ	H ：	44.975	m
●充実率	ϕ ：	0.70	
●基本風力係数	C_0 ：	1.55	
●作用面積	A ：	11.029	m^2　（ 1 階 × 2 スパン）

【設計用風速】

$V_Z = V_0 \times Ke \times S \times E_B$

$= 14.0 \times 1.0 \times 1.46 \times 1.0$

$= 20.5$ m/sec

【設計用速度圧】

$q_z = \frac{1}{16} \times V_z^2 = \frac{1}{16} \times 20.5^2 \times 9.80665$ (注) $= 257.578$ (N/m^2)

注）算出された数値をSI単位系に変換する為、9.80665 を乗ずることとする。

【風力係数】

地面から建っているｼｰﾄ、ﾈｯﾄ及び防音ﾊﾟﾈﾙの縦横比による形状補正係数 R

$R = 0.5813 + 0.013 \left(\frac{2H}{B} \right) - 0.0001 \left(\frac{2H}{B} \right)^2$

$= 0.5813 + 0.013 \left(\frac{2 \times 44.975}{52.439} \right) - 0.0001 \left(\frac{2 \times 44.975}{52.439} \right)^2 = 0.604$

建築物に併設された足場の設置位置による補正係数 F　：　設置位置　B　（表4参照）

$F = 1.0 + 0.31 \times \phi = 1.28$

第2項面の風力低減係数 γ

$\gamma = 1.0 - \phi = 1.0 - 0.70 = 0.30$

よって風力係数 C は

$C = (0.11 + 0.09 \gamma + 0.945 C_0 \cdot R) \times F$

$= (0.11 + 0.09 \times 0.30 + 0.945 \times 1.55 \times 0.604) \times 1.28$

$= 1.31$

【足場に作用する風圧力】

$P = q_z \times C \times A$

$= 257.578 \times 1.31 \times 11.029$

$= 3715.200$ (N)　≦　5733.000 (N/本)　∴ OK

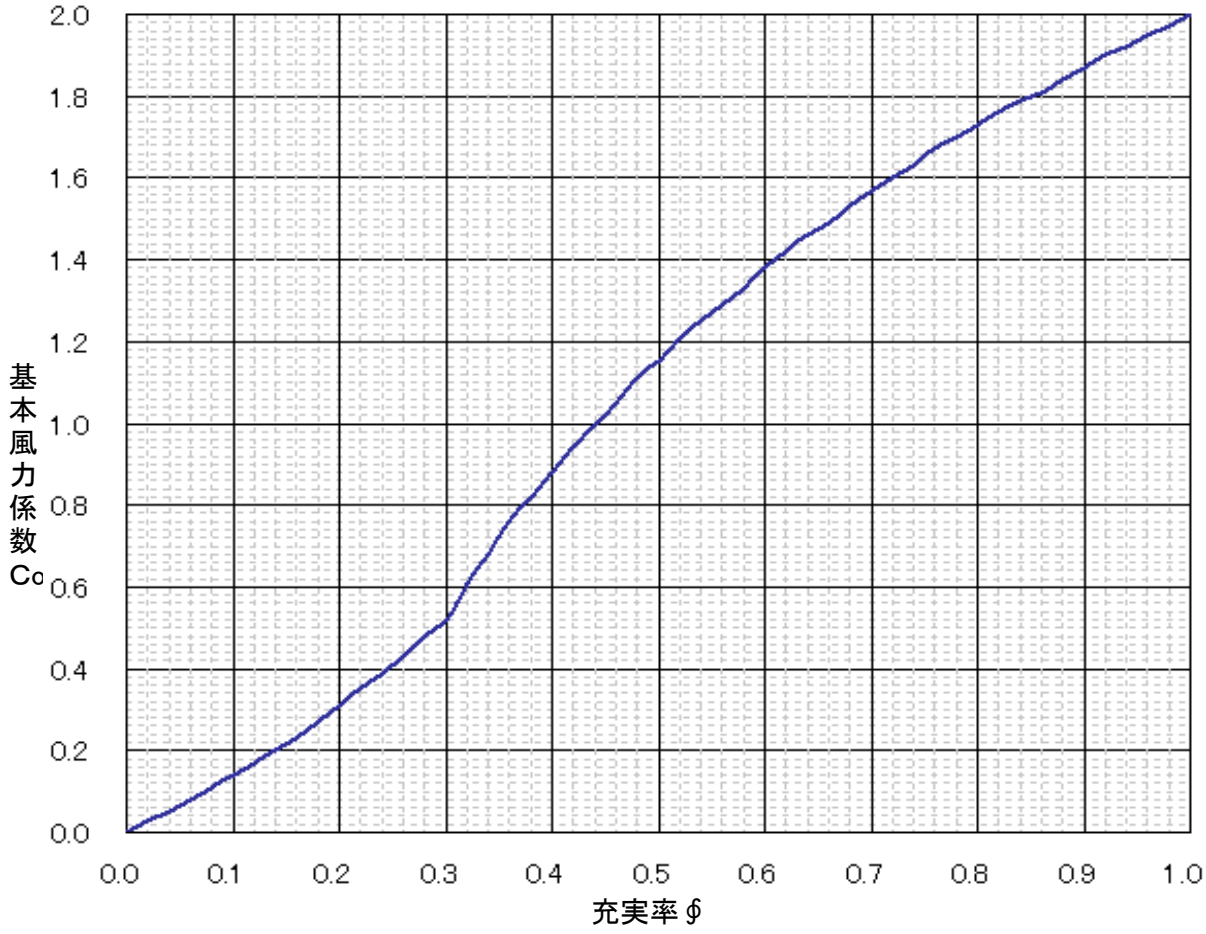
§ 基準風速（V_0）

表１ 16 m/s 以上となる地域の基準風速

地方	基準風速 (m/s)	地　域
北海道	16	宗谷支庁（18m/s地域を除く全域）、上川支庁（中川郡）、支庁全域、空知支庁全域、石狩支庁全域、後志支庁（20m/s並びに18m/s地域を除く全域）、網走支庁（20m/s並びに18m/s地域を除く全域）
	18	宗谷支庁（稚内市、天塩郡、礼文郡、利尻郡）、留萌支庁全域、網走支庁（斜里郡）、根室支庁（20m/s地域を除く全域）、釧路支庁全域、日高支庁（20m/s地域を除く全域）、後志支庁（島牧郡）、胆振支庁全域、渡島支庁全域、桧山支庁（20m/s地域を除く全域）
	20	網走支庁（紋別郡、雄武町、興武町）、根室支庁（根室市）、日高支庁（三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡）、後志支庁（寿都郡）、桧山支庁（桧山郡）
東　北	16	福島県（白河市、須賀川市、岩瀬郡、西白河郡）
	18	青森県全域、岩手県全域、宮城県全域、秋田県（20m/s地域を除く全域）、山形県（酒田市、鶴岡市、飽海郡、東田川郡、西田川郡）
	20	秋田県（秋田市、本庄市、由利郡）
関　東	16	茨城県（鹿島郡、行方郡、稲敷郡、竜ヶ崎市、北相馬郡、東茨城郡、新治郡、石岡市、土浦市、取手市）、栃木県（那須郡、黒磯市）、群馬県（利根郡、勢多郡、山田郡、桐生市、前橋市、高崎市、伊勢崎市、佐波郡、新田郡、太田市、邑楽郡、館林市、沼田市）、埼玉県（秩父市、飯能市、秩父郡、入間郡、児玉郡を除く全域）、千葉県（安房郡、館山市、鴨川市）、東京都（20m/s並びに18m/s地域を除く全域）、神奈川県（18m/s地域を除く全域）
	18	千葉県（銚子市、安房郡、館山市、鴨川市を除く全域）、東京都（２３区内）、神奈川県（川崎市、横浜市、横須賀市、逗子市、鎌倉市、三浦市、三浦郡）
	20	千葉県（銚子市）、東京都（大島支庁、三宅支庁、八丈支庁、小笠原支庁）
北　陸・中　部	16	新潟県（18m/s地域を除く全域）、富山県全域、山梨県全域、岐阜県（不破郡、養老郡）、静岡県（18m/s地域を除く全域）、愛知県（18m/s地域を除く全域）、三重県（18m/s地域を除く全域）
	18	新潟県（岩船郡、村上市、北蒲原郡、新発田市、豊栄市、新潟市、新津市、五泉市、白根市、燕市、西蒲原郡、三島郡、両津市、佐渡郡）、石川県（輪島市、珠洲市、珠洲郡、鳳至郡、鹿島郡、七尾市、羽咋市、羽咋郡）、静岡県（菊川市･掛川市･御前崎市牧之原市・榛原郡吉田町）、愛知県（渥美郡）、三重県（津市、久居市、松坂市、伊勢市、鳥羽市、志摩郡、一志郡、多気郡、度会郡）
近　畿	16	滋賀県全域、大阪府全域、兵庫県（伊丹市、宝塚市、川西市、川辺郡、三田市、美嚢郡、加東郡、西脇市、三木市、小野市、加西市、多可郡、神崎郡、飾磨郡、揖保郡、竜野市、相生市、赤穂市、赤穂郡、津名郡、洲木市、三原郡）、和歌山県（18m/s地域を除く全域）
	18	兵庫県（尼崎市、西宮市、芦屋市、神戸市、明石市、加古郡、加古川市、高砂市、印南郡、姫路市）、和歌山県（和歌山市、海草郡、有田市、海南市）

地方	基準風速 (m/s)	地　　域
中　国	16	鳥取県全域、山口県（阿武郡、萩市、大津郡、長門市、豊浦郡、下関市、厚狭郡、小野田市、宇部市）
	18	島根県全域
四　国	16	徳島県（鳴門市、板野郡）、香川県全域、愛媛県（南宇和郡、北宇和郡、宇和島市、東宇和郡、西宇和郡、八幡浜市、喜多郡長浜町、大洲市）
	18	徳島県（徳島市、小松島市、那賀郡、阿南市、海部郡）、高知県（安芸市、安芸郡、幡多郡、中村市、土佐清水市、宿毛市）
	20	高知県（室戸市）
九　州	16	福岡県（北九州市、中間市、京都郡苅田町、行橋市、遠賀郡）長崎県（平戸市、松浦市、北松浦郡、壱岐郡、上県郡、下県郡）、宮崎県（宮崎市、宮崎郡、南那珂郡、日南市、串間市）、鹿児島県（肝属郡、鹿屋市、曽於郡、揖宿市、指宿郡、川辺郡、枕崎市、加世田市、大島郡、名瀬市）
	18	長崎県（南松浦郡、福江市）、鹿児島県（薩摩諸島の大島郡、名瀬市以外）
沖　縄	18	沖縄県全域

図1 基本風力係数　Co



§ 台風時割増係数（Ke）

表２ 台風時割増係数（Ke）

地　方	県　名	割増係数　Ke
中　国	山口県	1.1
九　州	福岡県 佐賀県 長崎県 熊本県 大分県 宮崎県	1.1
	鹿児島県	1.2
沖　縄	沖縄県	1.2
その他	上記以外	1.0

§ 地上Ｚにおける瞬間風速分布係数（Ｓ）

表３ 瞬間風速分布係数（Ｓ）

地上からの高さ Ｚ（m）	地　域　区　分				
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
	海岸・海上	草原・田園	郊外・森	一般市街地	大都市市街地
0 － 5	1.65	1.50	1.35	1.19	1.07
5 － 10	1.65	1.50	1.35	1.19	1.07
10 － 15	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
15 － 20	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
20 － 25	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
25 － 30	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
30 － 35	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
35 － 40	1.84	1.74	1.68	1.46	1.22
40 － 45	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
45 － 50	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
50 － 55	1.92	1.85	1.69	1.55	1.31
55 － 60	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
60 － 65	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
65 － 70	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
70 － 100	1.99	1.94	1.84	1.64	1.41

地域区分　Ⅳ

地上からの高さＺ
44.975 m

注）地上からの高さＺ；0 － 5 の表示は、0m以上 － 5m未満と読む

§ 建築物に併設された足場の設置位置による補正係数(F)

図2 併設足場の設置位置による補正係数F

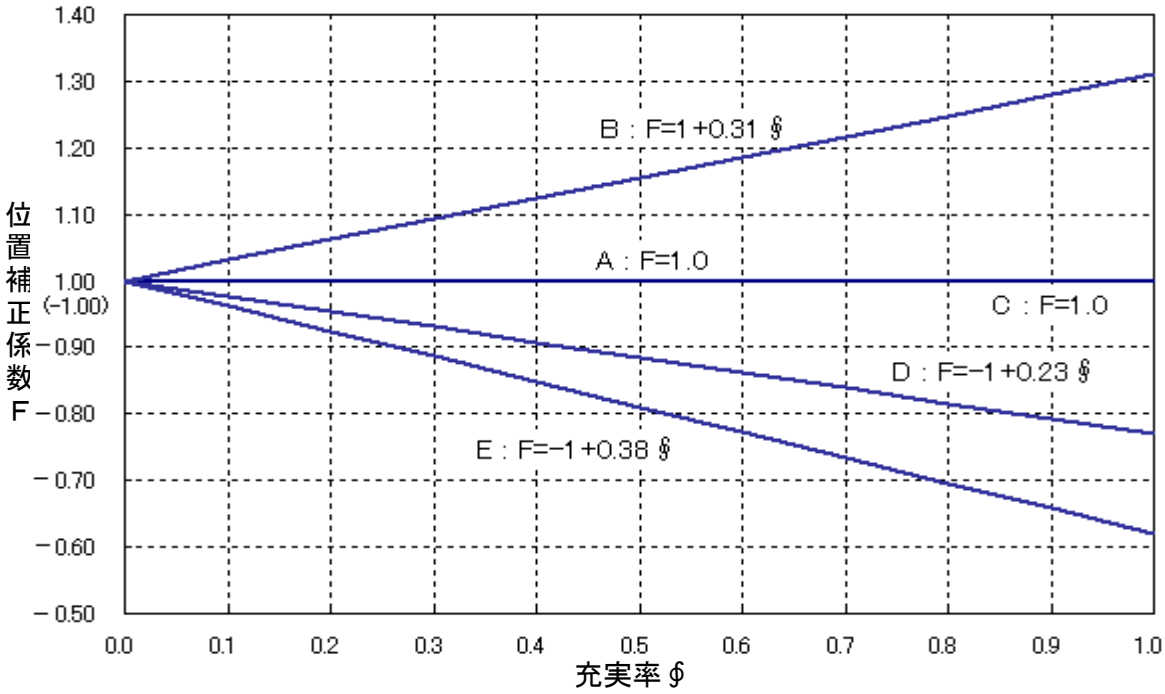


表４ 併設足場の設置位置による補正係数Ｆの適用

足場の種類	風力の方向[1)]	シート・ネットの取り付け位置	F
独立して設置された足場	正・負	全部分	A
建物外壁面に沿って設置された足場	正	上層2層部分 その他の部分	A B（A[3)]）
	負	開口部付近及び突出部[2)] 隅角部から2スパンの部分 その他の部分	C D E

注 1) 正の風力とはシート等が建物に向かって押される場合を言う。
注 2) 開口部付近とは、シート等の開口部から２スパンの距離間とする。
また、突出部とは建物頂部より突出した部分をいう。
注 3) 足場の一部分にシート等を取付けた場合は
Ｆの値としてＡを適用する事ができる。

§ 近接高層建築物による影響

近接高層建築物による風速の割増係数E_Bは、高層建築物からの至近距離Lに対して以下の値とする。

(社)仮設工業会発行　『風荷重に対する足場の安全技術指針』より

(1) 近接して高層建築物がない場合、もしくは高層建築物からの至近距離Lが、図３のL_1を超える場合には、$E_B = 1.0$ とする。

(2) 高層建築物からの至近距離Lが、図３のL_1以下となる場合には、地上からの高さ $Z \leqq H/2$ の範囲において以下の値とする。

$L_2 < L \leqq L_1$: $E_B = 1.1$

$L_3 < L \leqq L_2$: $E_B = 1.2$

$L_4 \leqq L \leqq L_3$: $E_B = 1.3$

ここに、H：近接する高層建築物の高さ(m)

L_1、L_2、L_3、L_4：図の3～6により求める高層建築物からの距離(m)

図3

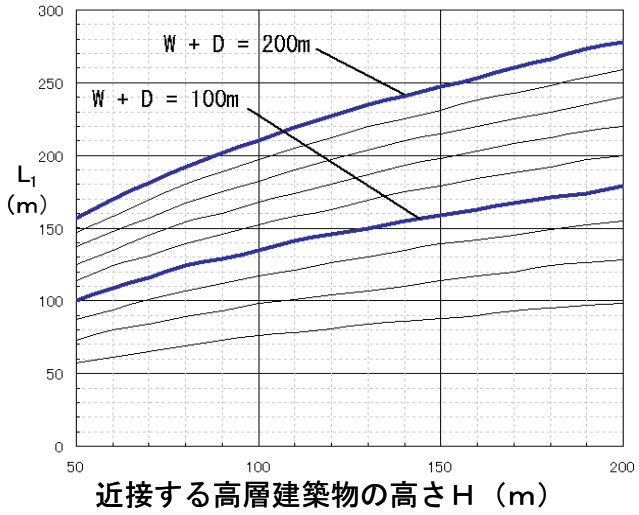


図4

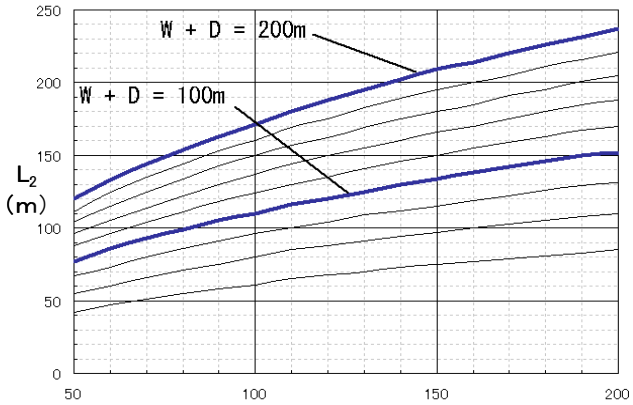


図5

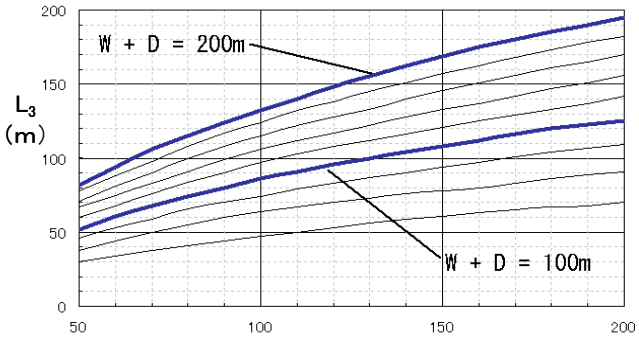
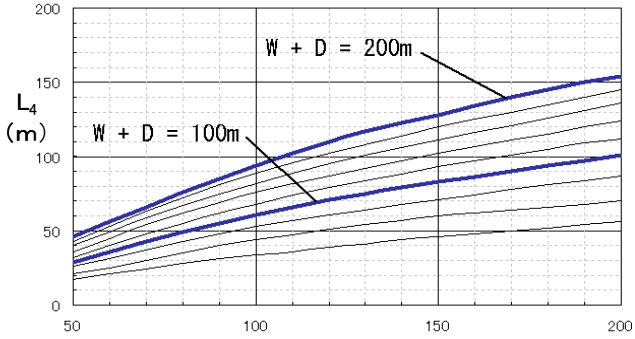


図6



(注)図中のW+Dは、それぞれ近接高層建築物の幅Wと奥行D(単位：m)の合計とする。また、図示した線上のW+D以外の値については、直線補間により距離L_1～L_4を求めるものとする。