

2. 6 計算例

2. 6. 1 多雪区域に建つ鉄骨造の飼養施設(フリーストール牛舎)

§1. 一般事項

1-1 建築概要

建築場所 ; 北海道帯広市 (市街化区域外)

用 途 ; 乳牛舎 (飼養施設)

規 模 ; 延床面積 : 1, 270. 20m²

建築面積 : 1, 270. 20m²

階 数 : 地上1階 (平屋建)

軒 高 : 4. 20m

最高高さ : 8. 58m

平均高さ : 6. 39m

最大柱間隔 : 13. 20m

構造概要 ; 構造種別 : 鉄骨造

骨組形式 : 中柱付山形ラーメン (Y方向)

ブレース均等配置 (X方向)

基礎種別 : 直接基礎

仕上概要 ; 屋 根 : 長尺丸波ガリバリウム鋼板 (畜舎用断熱仕様品)

外 壁 : 角波カラー鉄板

: 一部畜舎用カーテン

腰 : コンクリート打放し

天 井 : 小屋組表し

内 壁 : 軸組表し、一部合板張

床 : 土間コンクリート押さえ

略 図 ; 別図参照

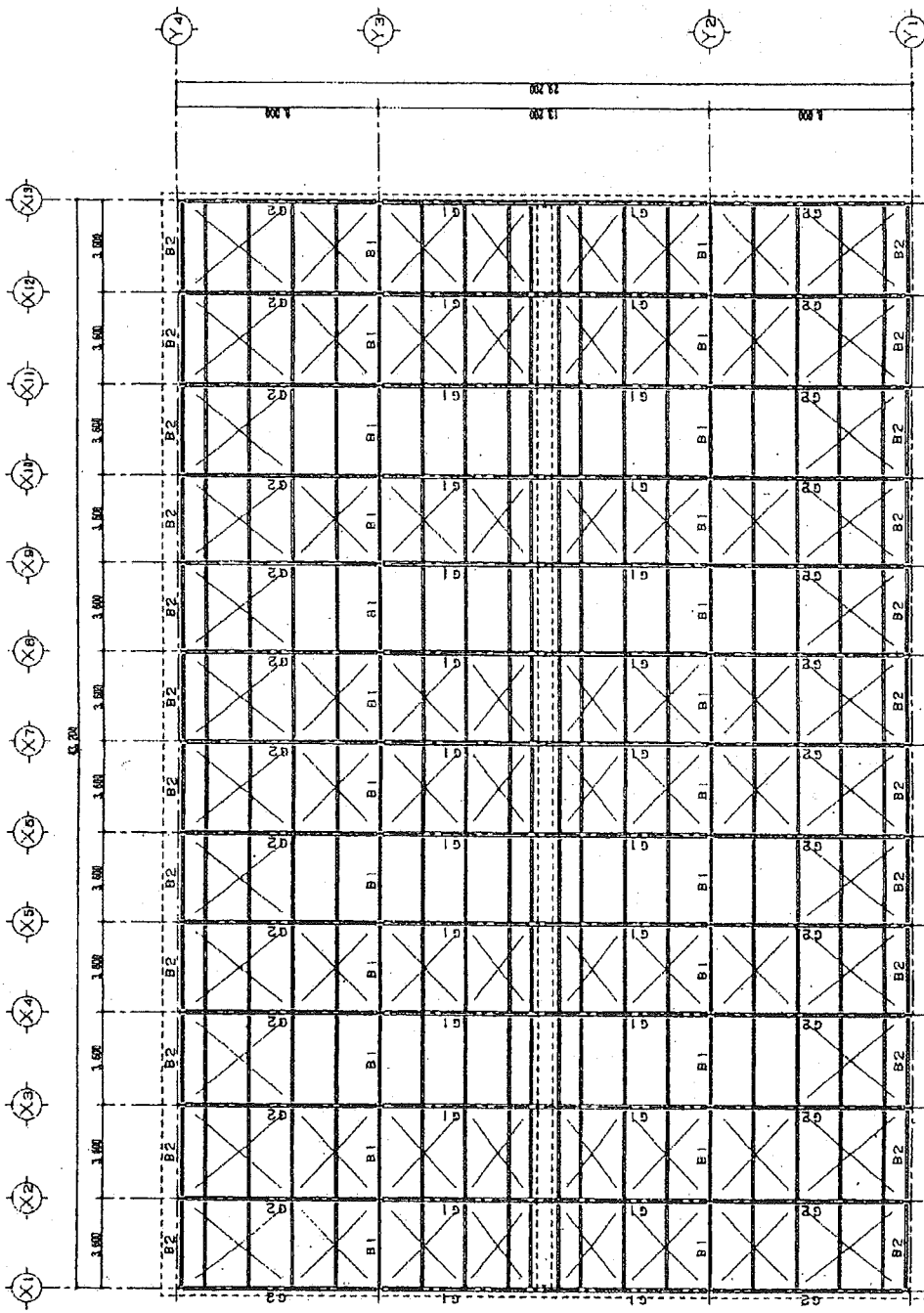
1-2 設計方針

(1) 準拠基準・指針及び参考文献

- ・ 建築基準法 同施行令
- ・ 畜舎関連告示 同解説
- ・ 鋼構造設計規準

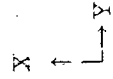
(2) 構造計画

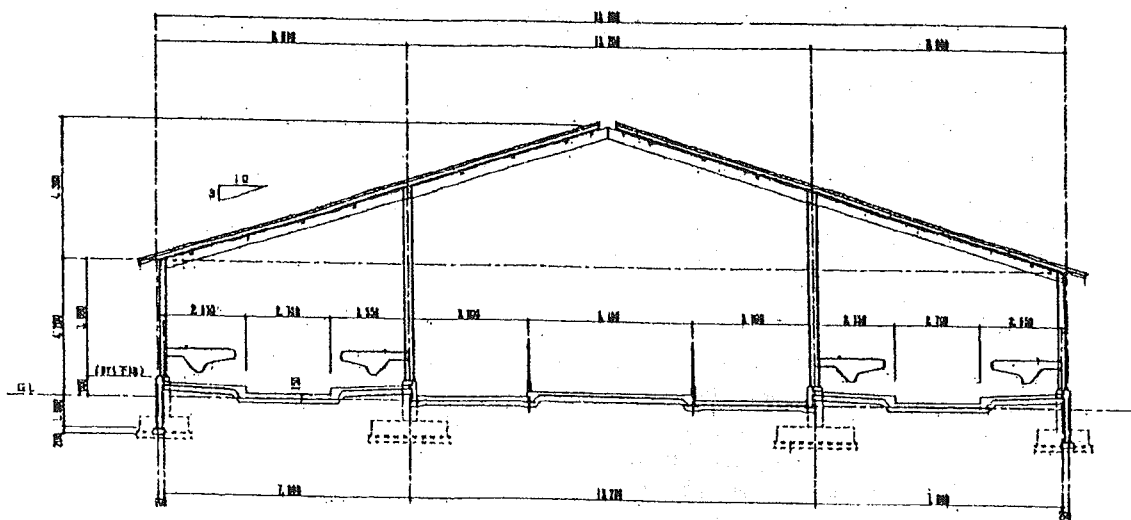
- ・ 平成14年国土交通省告示第474号に定める「特定畜舎等建築物」に該当する畜舎として計算を行う。
- ・ 柱脚はピンとする。
- ・ 壁ブレースの水平力負担は、地震力に対しては均一、風圧力に対しては最も妻面に近い各2構面のみで負担するものとする。(X方向)
- ・ 妻面の架構は、壁を有する時一般部より高い水平剛性を持つが、ここでは、その評価をしないでY方向水平せん断力の分布は、各架構共通として算定する。
- ・ 基礎は独立基礎とし、ブレース方向は外壁側(ブレース取付通り)に地中梁を連続させる。



※ 柱間×B1B2A、B3

小屋伏図





軸組図

1-3 使用材料及び許容応力度

(1) 使用材料

コンクリート	:	Fc18
鉄筋	:	SD295A (D10, D13)
	:	SD345 (D16~D25)
鋼材	:	SS400
	:	SSC400
木材	:	えぞ松、とど松

(2) 許容応力度

(省略)

§2. 準備計算

2-1 仮定荷重及び外力

(1) 固定荷重 [D.L]

屋根～板金 (木下地共)	196N/m ²	} 343N/m ²	} 539N/m ² (55kg f / m ²)
小屋組～B梁	147N/m ²		
G梁	196N/m ²		

外壁～板金 (木下地共)	147N/m ²	} 245N/m ² (25kg f / m ²)
軸組～支柱P	98N/m ²	
柱自重～981N/m		

(2) 積雪荷重 [S.L]

特定畜舎等建築物による積雪荷重を採用

$$S = \gamma \times d \times R_s \times \mu b$$

- S : 屋根の積雪荷重 (N/m²)
- γ : 積雪の単位荷重 23N/m²/cm (多雪区域)
- d : 垂直積雪量 100cm
- R_s : 特定畜舎等建築物の種類に応じた換算係数の飼養施設
常時又は積雪時 0.87
暴風時又は地震時 1.00

μb : 1月と2月の冬季平均風速に応じた係数
V ≤ 2.0m/s のため $\mu b = 0.90$

長期 (積雪時) = $S \times 0.7 = 23 \times 100 \times 0.87 \times 0.90 \times 0.7 = 1,260\text{N/m}^2$ (128kg f / m²)

短期 (地震時、暴風時) = $S \times 0.35 = 23 \times 100 \times 1.00 \times 0.90 \times 0.35 = 725\text{N/m}^2$ (74kg f / m²)

(3) 荷重一覧 (N/m²)

種別	屋根下地用	B梁用	G梁・柱用	短期用
D.L	196	343	539	539
S.L	1,260	1,260	1,260	725
T.L	1,456	1,603	1,799 ⇒ 1,800	1,264

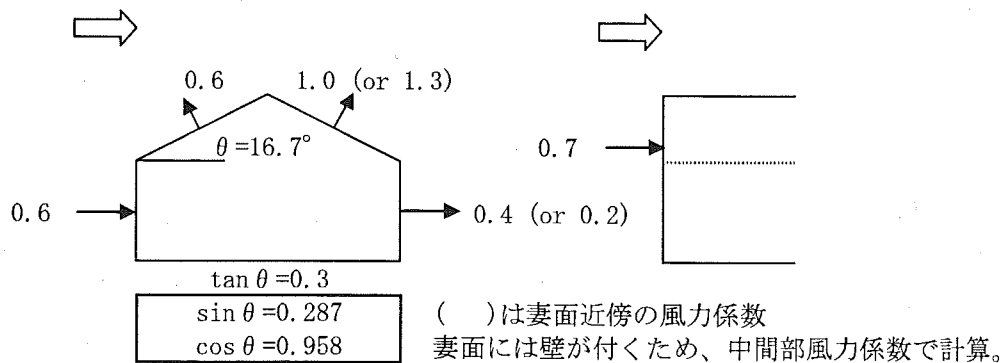
(4) 風荷重

$$q = 0.6 \times E \times (V_o \times R_w)^2 = 0.6 \times 1.318 \times (30 \times 0.90)^2 = 576 \Rightarrow 600\text{N/m}^2$$

- q : 速度圧
- V_o : 基準風速30m/s
- H : 屋根の平均高さ6.39m
- R_w : 特定畜舎等建築物の種類に応じた係数の飼養施設 0.90

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.318 \quad H = 6.39\text{m} > Z_b = 3\text{m} \quad E_r = 1.7 \times (H/Z_g)^{-\alpha} = 0.726 \quad G_f = 2.50$$

地表面 粗度区分	Z _b (m)	Z _g (m)	α	G _f		
				H ≤ 10	10 < H < 40	H ≥ 40
III	3	450	0.2	2.5	直線補間	2.1



風力係数 (畜舎関連告示・解説の別表3による。)

X方向1m当りの水平荷重要素は、中間部主フレームでは

\rightarrow	W_{sf1}	: $3.6\text{m}/2 \times 0.6 = 1.08$	}	\rightarrow	$\Sigma = 3.62\text{m}^2/\text{m}$
\leftarrow	W_{sf2}	: $15.2\text{m} \times 1.044 \times 0.6 \times 0.287 = 2.73$			
\rightarrow	W_{sf3}	: $15.2\text{m} \times 1.044 \times 1.0 \times 0.287 = 4.55$			
\rightarrow	W_{sf4}	: $3.6\text{m}/2 \times 0.4 = 0.72$			

又、鉛直荷重要素は、

	$W_{sf2} \uparrow$: $15.2\text{m} \times 1.044 \times 0.6 \times 0.958 = 9.12$	}	\uparrow	$\Sigma = 24.32\text{m}^2/\text{m}$
	$W_{sf3} \uparrow$: $15.2\text{m} \times 1.044 \times 1.0 \times 0.958 = 15.20$			

故に1フレーム相当 (X方向3.6m当り) が負担する暴風時の風荷重は、

水平方向に $\Sigma W_{sf} = 3.62 \times 3.6 \times 0.6 = 7.82\text{KN}$ (右向き)

鉛直方向に $\Sigma W_{sf} = 24.32 \times 3.6 \times 0.6 = 52.53$ (上向き)

壁ブレース算定用の妻面受圧荷重は、

$$A = 29.2\text{m} \times (3.6/2 + 2.19) = 116.51\text{m}^2$$

$$W_{sf5} = 116.51\text{m}^2 \times 0.7 \times 0.60 = 48.93\text{KN}$$

(5) 地震荷重

地震地域係数: $Z=1.0$

$$C = 1.0 \times 0.2 = 0.2$$

標準せん断力係数: $C_0=0.2$

i) 主ラーメン算定用 (フレーム相当)

小屋組 $(29.2\text{m} + 0.6\text{m} \times 2) \times 3.6\text{m} \times 1.264 = 138.33$

外壁 $3.6\text{m}/2 \times 3.6\text{m} \times 0.245 \times 2\text{面} = 3.17$

柱 $(3.6\text{m}/2 + 4.2\text{m}) \times 2 \times 0.981 = 11.77$

$$Q = 153.27 \times 0.2 = 30.65\text{KN}$$

計 153.27KN

ii) 壁ブレース算定用 (全体)

小屋組 $(29.2\text{m} + 0.6\text{m} \times 2) \times (43.2\text{m} + 0.3\text{m} \times 2) \times 1.264 = 1,683.0$

外壁 $43.2\text{m} \times 3.6\text{m}/2 \times 0.245 \times 2\text{面} = 38.1$

$29.2\text{m} \times 3.6\text{m}/2 \times 0.245 \times 2\text{面} = 25.7$

$29.2\text{m} \times 2.19\text{m}/2 \times 0.245 \times 2\text{面} = 15.7$

柱 $(3.6\text{m}/2 + 4.2\text{m}) \times 2 \times 0.981 \times 13\text{組} = 153.0$

計 1,915.5KN

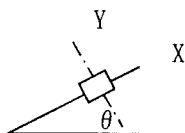
$$Q = 1,915.5 \times 0.2 = 383.1\text{KN}$$

§3. 二次部材の設計

3-1 屋根下地材 (えぞまつ or とどまつ)

(1)

$$L = 0.6\text{m} \quad @0.45\text{m}$$



$$W = 0.45 \times 1,456 = 655\text{N/m}$$

$$W_x = 655 \times 0.958 = 627\text{N/m}$$

$$W_y = 655 \times 0.287 = 188\text{N/m}$$

$$W_x = 627 \times 0.6 \times 0.6 \times 1/8 = 28.2\text{N}\cdot\text{m}$$

$$W_y = 188 \times 0.6 \times 0.6 \times 1/8 = 8.5\text{N}\cdot\text{m}$$

$$\tan \theta = 0.3$$

$$\sin \theta = 0.287$$

$$\cos \theta = 0.958$$

use 45×36

$$Z_x = 9.7\text{cm}^3, \quad Z_y = 12.1\text{cm}^3$$

$$I_x = 17.4\text{cm}^4, \quad I_y = 27.3\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bx} = 2,820/9.7 = 291\text{N/cm}^2$$

$$\sigma_{by} = 850/12.1 = 70\text{N/cm}^2$$

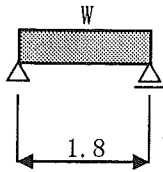
$$\sigma_{bx}/f_{bx} + \sigma_{by}/f_{by} = 291/814 + 70/814 = 0.36 + 0.09 = 0.45 < 1 \quad \therefore \text{OK}$$

$$\delta_x = (5 \times 6.27 \times 60^4) / (384 \times 686,500 \times 17.4) = 0. \text{cm}$$

$$\delta_y = (5 \times 1.88 \times 60^4) / (384 \times 686,500 \times 127.3) = 0 \text{cm}$$

$$\delta = (\delta_x^2 + \delta_y^2)^{1/2} = 0.089\text{cm} < L/200 \quad \therefore \text{OK}$$

(2) タル木



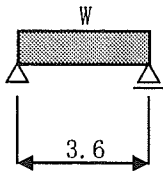
$L=1.8\text{m} @ 0.6\text{m}$
 $W=0.6 \times 1,456=874\text{N/m}$
 $M=874 \times 1.8 \times 1.8 \times 1/8=354\text{N}\cdot\text{m}$

use 45×95 ($Z_x=60.7\text{cm}^3$ 、 $I_x=273\text{cm}^4$)

$\sigma_b x = 35,400/60.7 = 583\text{N/cm}^2$
 $\sigma_b x / f_b = 583/814 = 0.72 < 1 \therefore \text{OK}$
 $\delta = (5 \times 8.74 \times 180^4) / (384 \times 686,500 \times 1273) = 0.6\text{cm} < L/200 \therefore \text{OK}$

3-2 B梁及びブレース

(1) B₁



$L=3.6\text{m} @ 1.8\text{m}$
 $W=1.8 \times 1,603=2,88\text{KN/m}$
 $M=2,88 \times 3.6 \times 3.6 \times 1/8=4,66\text{KN}\cdot\text{m}$

use H-150×75×5×7 ($Z_x=88.8\text{cm}^3$ 、 $I_x=666\text{cm}^4$ 、 $i=1.96$ 、 $\eta=5.60$)

$\lambda_b A = 360/1.96 = 183.7$ ($\lambda_b B = 102.9$) $\rightarrow c f_b = 8.56\text{KN/cm}^2$
 $\sigma_b = 466/88.8 = 5.25\text{KN/cm}^2$
 $\sigma_b / f_b = 5.25/8.56 = 0.61 < 1 \therefore \text{OK}$
 $\delta = (5 \times 28.8 \times 360^4) / (384 \times 20.6 \times 10^6 \times 666) = 0.\text{cm} < L/300 \therefore \text{OK}$

(2) B₂

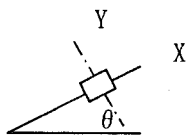
小屋組を構成する上ではB₁と同条件であるが、暴風時に弱軸方向へ風圧を受けるので、チェックする。

小屋より $s W_x = (1.7+0.7/2) \times 1,264 = 2,59\text{KN/m} \rightarrow s M_x = 4,20\text{KN}\cdot\text{m}$
 外壁より $s W_y = 3.6/2 \times 0.6 \times 0.6 = 0,65\text{KN/m} \rightarrow s M_y = 1,05\text{KN}\cdot\text{m}$

B₁と同材として

$s \sigma_b x = 420/88.8 = 4,73\text{KN/cm}^2$
 $s \sigma_b y = 105/13.2 = 7,95\text{KN/cm}^2$
 $s \sigma_b x / s f_b x + s \sigma_b y / s f_b y = 4,73 / (8,56 \times 1,5) + 7,95 / (16 \times 1,5) = 0,70 < 1 \therefore \text{OK}$

(3) B₃ (一般部)



$L=3.6\text{m} @ 1.8\text{m}$
 $W=1.8 \times 1,603=2,88\text{KN/m}$
 $W_x = 2,88 \times 0,958 = 2,76\text{KN/m}$
 $W_y = 2,88 \times 0,287 = 0,83\text{KN/m}$
 $W_x = 2,76 \times 3,6 \times 3,6 \times 1/8 = 4,47\text{KN}\cdot\text{m}$
 $W_y = 0,83 \times 3,6 \times 3,6 \times 1/8 = 1,34\text{KN}\cdot\text{m}$

$\tan \theta = 0,3$

$\sin \theta = 0,287$
 $\cos \theta = 0,958$

use H-148×100×6×9 $Z_x=138\text{cm}^3$ 、 $I_x=1,020\text{cm}^4$ 、 $i=2,68$ 、 $\eta=4,41$
 $Z_y=30,1\text{cm}^3$ 、 $I_y=151\text{cm}^4$

$\lambda_b x A = 36/2,68 = 134,3$ ($\lambda_b x B = 59,2$) $\rightarrow L f_b x = 14,7\text{KN/cm}^2$
 $L f_b y = 16,0\text{KN/cm}^2$

$\sigma_b x = 447/138 = 3,24\text{KN/cm}^2$
 $\sigma_b y = 134/30,1 = 4,45\text{KN/cm}^2$
 $\sigma_b x / f_b x + \sigma_b y / f_b y = 3,24/14,71 + 4,45/16 = 0,22 + 0,28 = 0,50 < 1 \therefore \text{OK}$
 $\delta_x = (5 \times 27,6 \times 360^4) / (384 \times 20,6 \times 10^6 \times 1,020) = 0,29\text{cm}$
 $\delta_y = (5 \times 8,30 \times 360^4) / (384 \times 20,6 \times 10^6 \times 151) = 0,58\text{cm}$
 $\delta = (\delta_x^2 + \delta_y^2)^{1/2} = \text{cm} < L/300 \therefore \text{OK}$

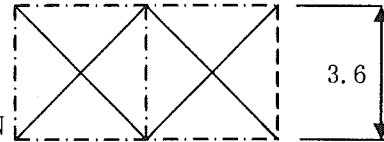
(4) 屋根ブレース

1フレーム当りの水平荷重は

地震力 $Q=30.65\text{KN}$ > 風圧力 $W_{sf}=7.82\text{KN}$

$H=30.65/8=3.83\text{KN}$

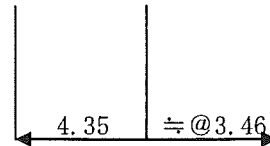
$T = (3.6^2 + 4.35^2)^{1/2} \cdot (1/2) / 4.35 \times 3.83 = 4.97\text{KN}$



use 1-13φ ($A_j=1.33 \times 0.75=1.0\text{cm}^2$)

$s \sigma t = 4.97/1.0 = 4.97\text{KN/cm}^2$

$s \sigma t / s f t = 4.97 / (16 \times 1.5) = 0.21 < 1 \therefore \text{OK}$



(5) 壁ブレース

暴風時 $W_{sf}=48.93/2=24.47\text{KN}$

地震時 $Q=383.1/8=47.89\text{KN}$

地震時にて算出する。

$T = (3.6^2 + 3.6^2)^{1/2} \cdot (1/2) / 3.6 \times 47.89 = 67.73\text{KN}$

use FB-9×65 ($A_j=5.85 \times 0.75=4.83\text{cm}^2$)

$s \sigma t = 67.73/4.38 = 15.46\text{KN/cm}^2$

$s \sigma t / s f t = 15.46 / (16 \times 1.5) = 0.64 < 1 \therefore \text{OK}$

破壊強度の確認 $1.2A_g \sigma_y = 2.88A_g = 16.85t = 165.24\text{KN}$

①軸部 $A_e=4.32\text{cm}^2$ $A_j \sigma_u = 4.1 \cdot A_e = 17.71t = 173.68\text{KN}$

②ファスナー $A_j \sigma_u = 7.5 \cdot n \cdot fA = 45.22t = 443.46\text{KN}$

③はしあき $A_j \sigma_u = n \cdot b_e \cdot b_t \cdot b \sigma_u = 44.28t = 434.24\text{KN}$

$A_j \sigma_u = n \cdot g_e \cdot g_t \cdot b \sigma_u = 29.52t = 289.49\text{KN}$

④ガセットプレート $A_j \sigma_u = (2/\sqrt{3}) \cdot (n-1) \cdot p \cdot \phi \cdot 4.1 \cdot g_t = 29.9t = 293.22\text{KN}$

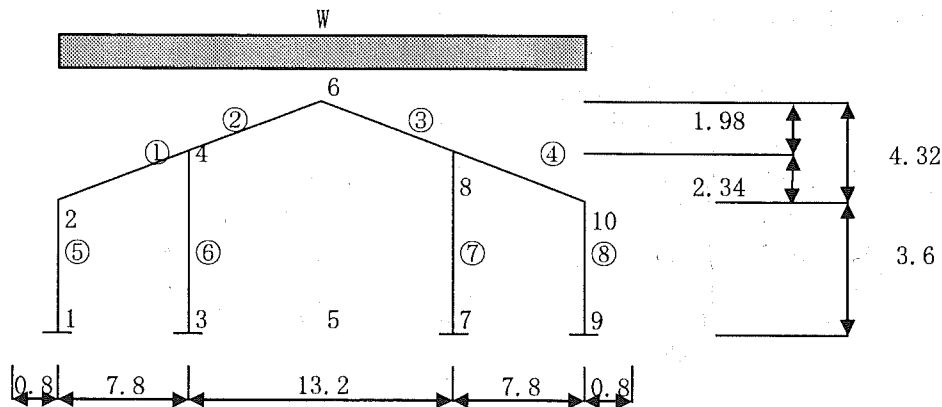
⑤ガセットプレートの溶接 $A_j \sigma_u = 1.657 \Sigma S \cdot L_e = 21.47t = 210.55\text{KN}$

$\therefore \text{OK}$

§4. 主ラーメンの設計

4-1 荷重条件 (1フレーム相当分)

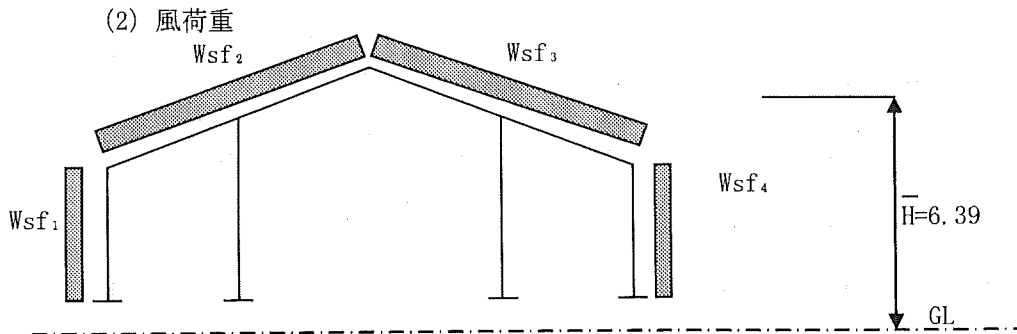
(1) 鉛直荷重



長期用 (積雪用) $W=3.6 \times 1.800 = 6.48\text{KN/m}$

短期組合わせ用 $W=3.6 \times 1.624 = 6.48\text{KN/m}$

柱用軸力	外備用	内備用
負荷範囲	4.7m	10.5m
長期用	23.84KN	53.26KN
短期用	17.58KN	39.27KN
自重	3.53KN	5.83KN
外壁 (1/2)	1.59KN	
計	LN=28.96KN	LN=59.09KN
	s N=22.70KN	s N=45.10KN



$$Wsf_1 = 3.6\text{m} \times 0.60 \times 0.6 = 1.30\text{KN/m}$$

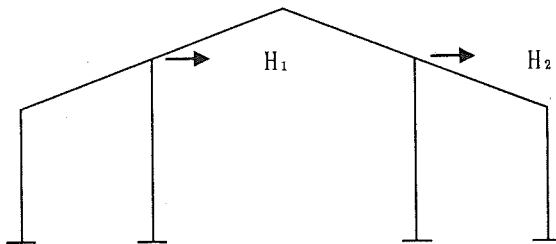
$$Wsf_2 = 3.6\text{m} \times 0.60 \times (-0.6) = -1.30\text{KN/m}$$

$$Wsf_3 = 3.6\text{m} \times 0.60 \times (-1.0) = -2.16\text{KN/m}$$

$$Wsf_4 = 3.6\text{m} \times 0.60 \times (-0.4) = -0.86\text{KN/m}$$

(3) 地震荷重

$$H_1 = H_2 = 30.65/2 = 15.33\text{KN}$$

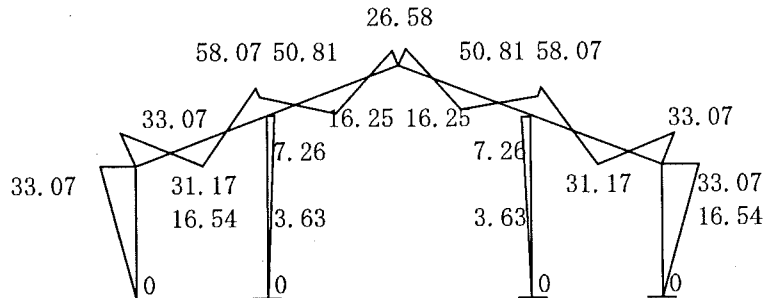


仮定断面

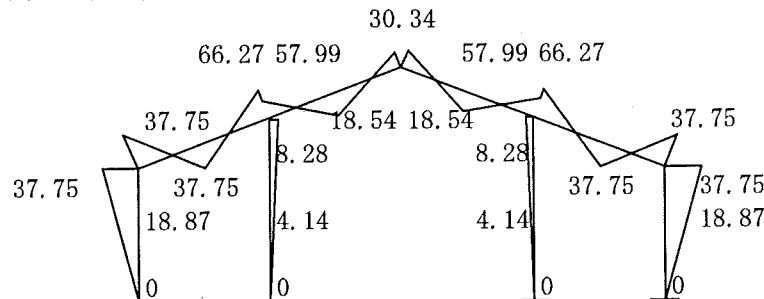
G_1	H-346×174×6×9	部材 ②、③
G_2	H-250×125×6×9	部材 ①、④
C_1	H-294×200×8×12	部材 ⑥、⑦
C_2	H-250×125×6×9	部材 ⑤、⑧

4-2 主ラーメンの応力 (曲げモーメント図 単位: KN·m)

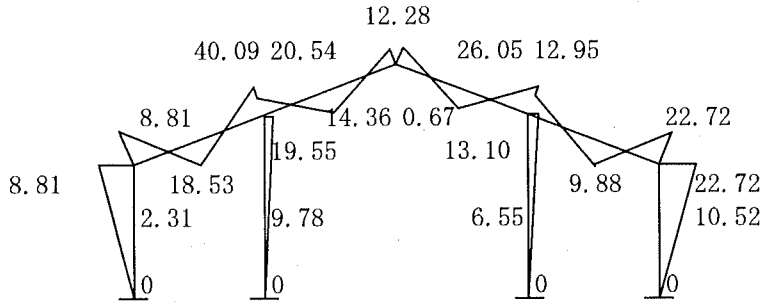
(1) 長期 常時 G+0.7S



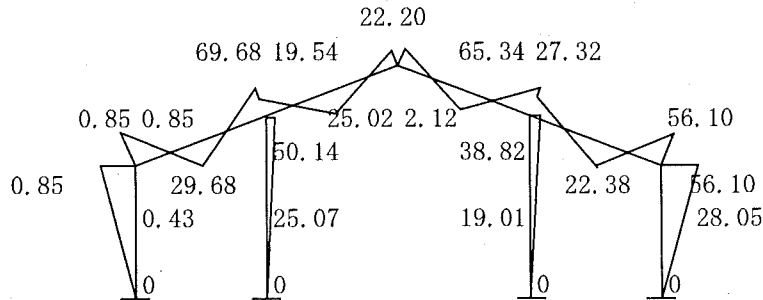
(2) 短期 積雪時 G+1.0S



(3) 短期 暴風時 G+0.35S+W



(4) 短期 地震時 G+0.35S+K



4-3 大梁の設計

(1) USE H-346×174×6×9 (SS400)

応力	長期	短期
M(KN·m)	50.81	65.34
N(KN)	86.88	99.79

(長期応力にて計算)

($A=52.68\text{cm}^2$ 、 $Z_x=641\text{cm}^3$ 、 $i=4.51\text{cm}$ 、 $\eta=9.97$)

$\lambda=689/4.51=153 \Rightarrow Lf_b=10.79\text{KN/cm}^2$ $sf_b=16.19\text{KN/cm}^2$

$\Rightarrow Lf_c=4.01\text{KN/cm}^2$ $sf_c=6.02\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c=89.88/52.68=1.71\text{KN/cm}^2$

$\sigma_b=5081/641=7.93\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c/f_c=1.71/4.01=0.43$

$\sigma_b/f_b=7.93/10.79=0.43$

$(\sigma_c/f_c) + (\sigma_b/f_b) = 0.86 < 1.0$ OK

(2) USE H-250×125×6×9 (SS400)

応力	長期	短期
M(KN·m)	58.07	69.68
N(KN)	22.13	28.55

(長期応力にて計算)

($A=37.66\text{cm}^2$ 、 $Z_x=324\text{cm}^3$ 、 $i=3.26\text{cm}$ 、 $\eta=97.24$)

$\lambda=200/3.26=62 \Rightarrow Lf_b=15.69\text{KN/cm}^2$ $sf_b=23.54\text{KN/cm}^2$

$\Rightarrow Lf_c=12.55\text{KN/cm}^2$ $sf_c=18.83\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c=22.13/37.66=0.59\text{KN/cm}^2$

$\sigma_b=5807/324=12.92\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c/f_c=0.59/12.55=0.05$

$\sigma_b/f_b=12.92/15.69=0.82$

$(\sigma_c/f_c) + (\sigma_b/f_b) = 0.87 < 1.0$ OK

4-4 柱の設計

(1) USE H-250×125×6×9 (SS400)

応力	長期	短期
M(KN·m)	33.07	56.10
N(KN)	62.66	72.56

(長期応力にて計算)

($A=37.66\text{cm}^2$ 、 $Z_x=324\text{cm}^3$ 、 $i=3.26\text{cm}$ 、 $\eta=7.24$)

$\lambda=360/3.26=111 \Rightarrow Lf_b=10.79\text{KN/cm}^2$ $sf_b=16.19\text{KN/cm}^2$

$\Rightarrow Lf_c=7.47\text{KN/cm}^2$ $sf_c=11.21\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c=62.66/37.66=1.66\text{KN/cm}^2$

$\sigma_b=3307/324=10.21\text{KN/cm}^2$

$\sigma_c/f_c=1.66/7.47=0.02$

$\sigma_b/f_b=10.21/10.79=0.95$

$$(\sigma_c / f_c) + (\sigma_b / f_b) = 0.97 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) USE H-294×200×8×12 (SS400)

応力	長期	短期
M(KN·m)	7.26	50.14
N(KN)	135.44	115.9

$$(A=72.38\text{cm}^2, Z_x=771\text{cm}^3, i=5.32\text{cm}, \eta=6.51)$$

$$\lambda = 594/5.32 = 112 \quad \Rightarrow \quad Lf_b = 11.77\text{KN/cm}^2 \quad sf_b = 17.66\text{KN/cm}^2$$

$$\quad \quad \quad \Rightarrow \quad Lf_c = 7.36\text{KN/cm}^2 \quad sf_c = 11.04\text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 135.44/72.38 = 1.87\text{KN/cm}^2 \quad \sigma_c = 115.9/72.38 = 1.60\text{KN/cm}^2$$

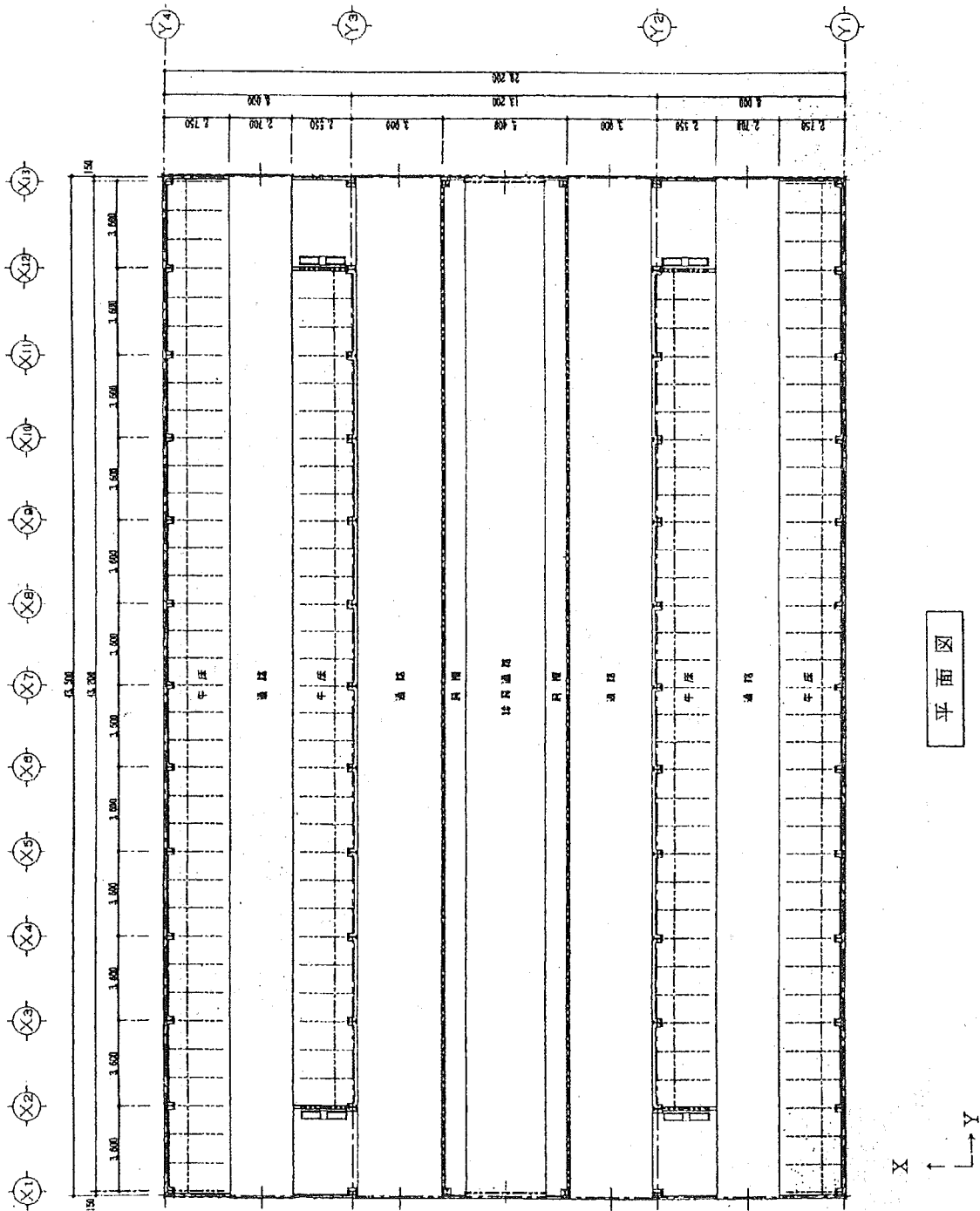
$$\sigma_b = 726/771 = 0.94\text{KN/cm}^2 \quad \sigma_b = 5014/771 = 6.50\text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_c / f_c = 1.87/7.36 = 0.25 \quad \sigma_c / f_c = 1.60/11.04 = 0.14$$

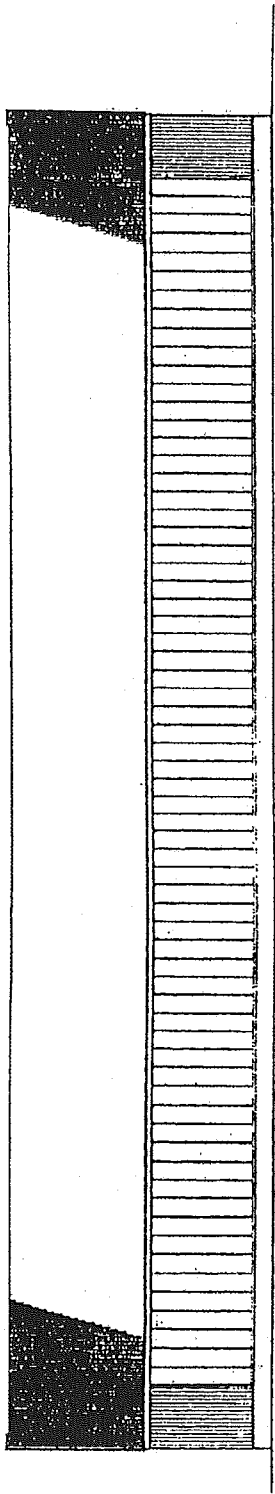
$$\sigma_b / f_b = 0.94/11.77 = 0.08 \quad \sigma_b / f_b = 6.50/17.66 = 0.37$$

$$(\sigma_c / f_c) + (\sigma_b / f_b) = 0.14 + 0.37 = 0.51 < 1.0 \quad \text{OK}$$

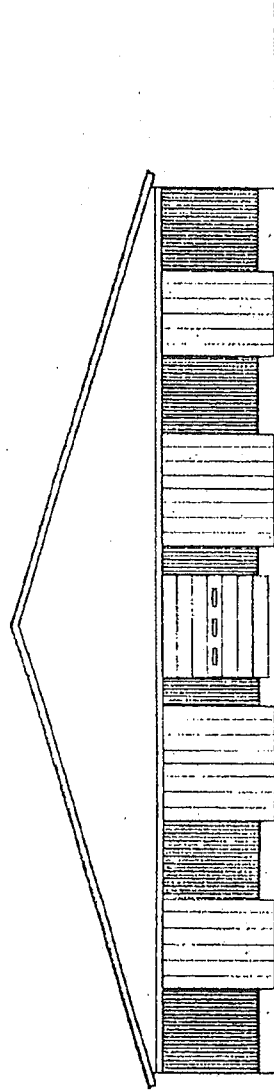
§5. 基礎の設計
(省略)



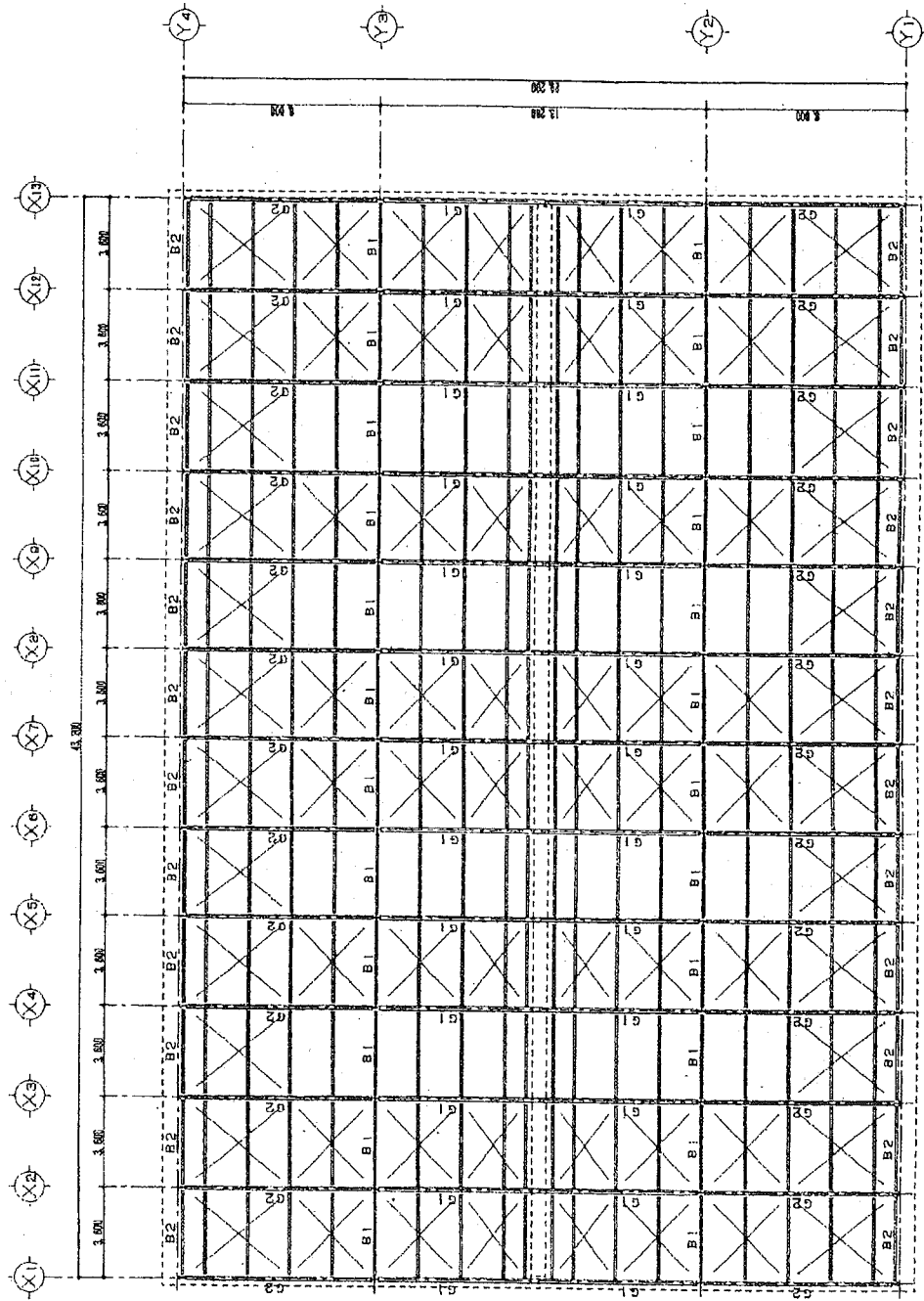
平面图



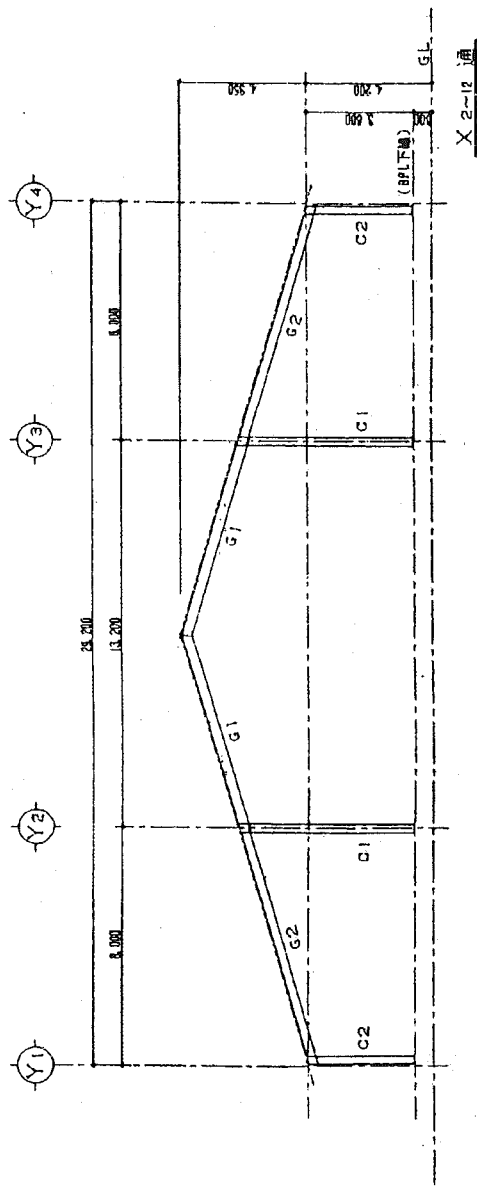
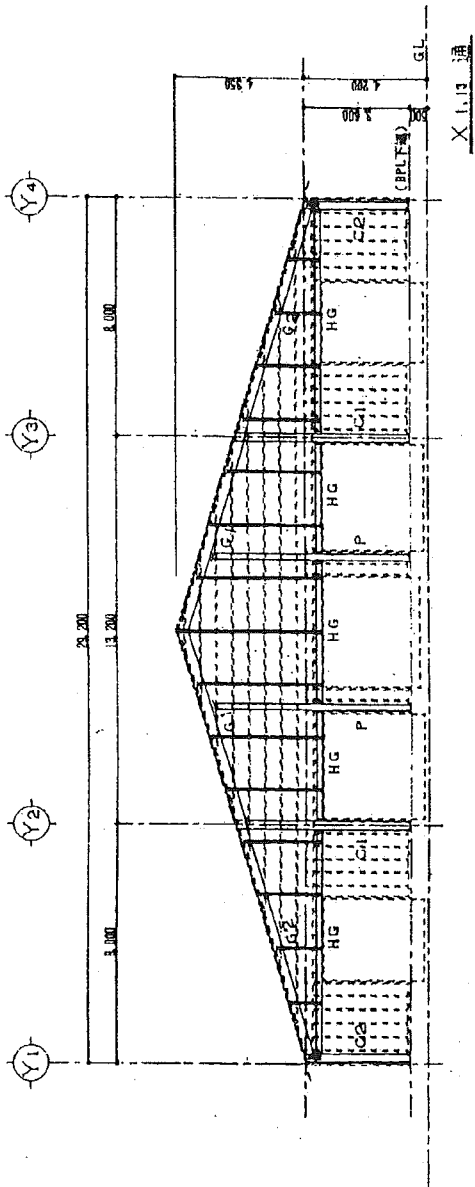
側立面図



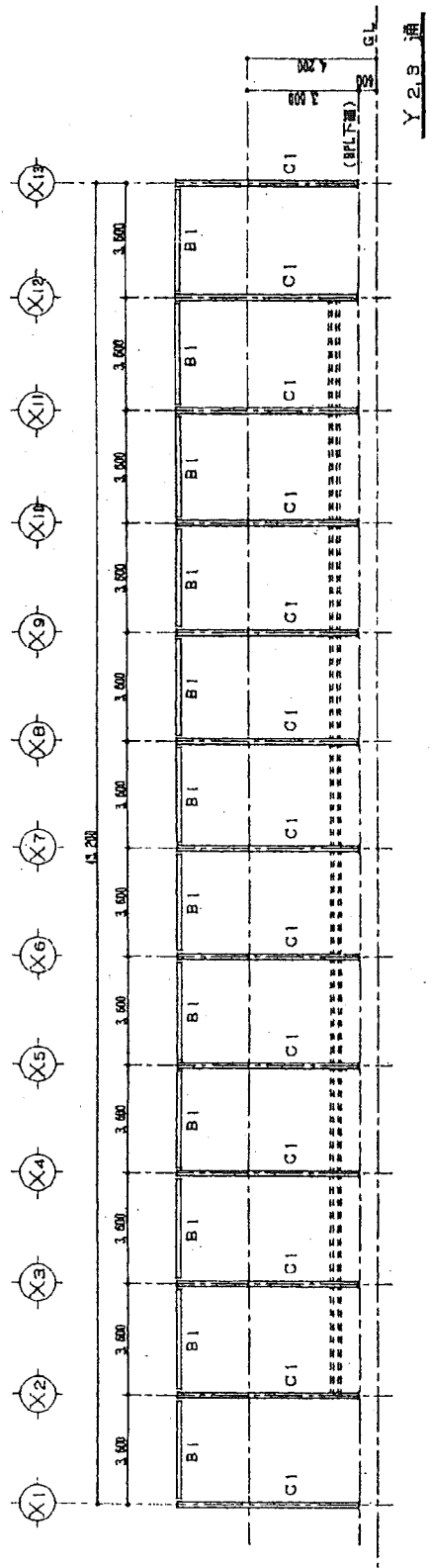
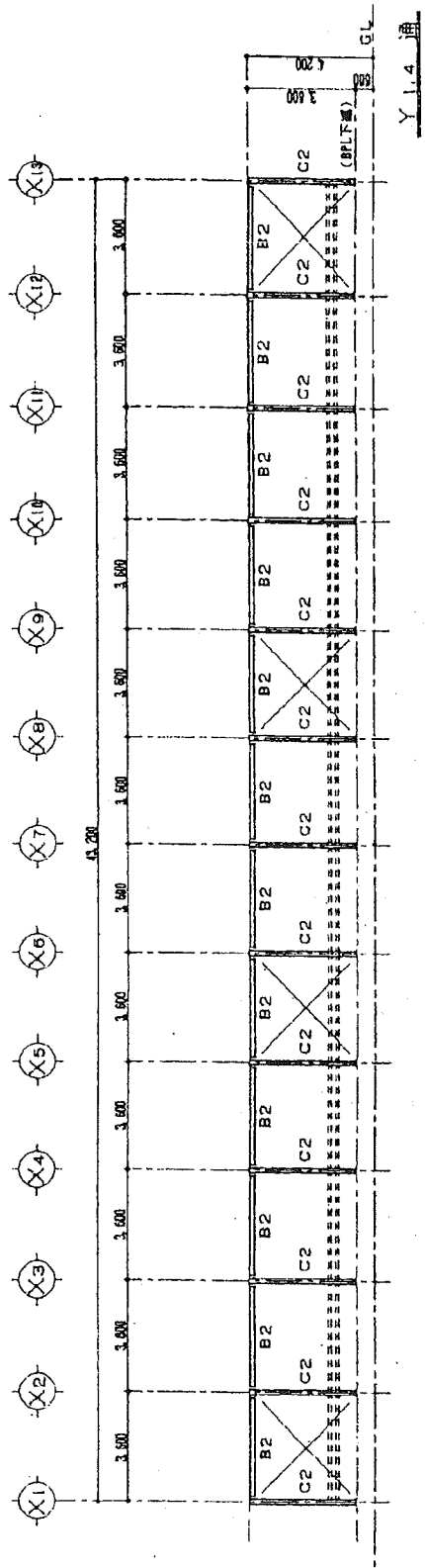
表立面図



小层伏图



梁間方向軸組図



桁行方向軸組図