

# トラス等強度検証法適用の際の建築物のはり等の検証例

平成 29 年 1 月

国土交通省住宅局建築指導課 動力・設備係

## 目 次

1. はじめに	_____	1
2. エスカレーターから受けばりに作用する力	_____	3
2.1 衝突による反力及び作用点	_____	3
2.2 エスカレーターから受けばりに作用する 鉛直力及び作用点	_____	4
2.3 荷重条件	_____	5
2.4 使用材料と許容応力度	_____	8
3. 検証例	_____	9
3.1 検証例 1(大ばりで支持する場合)	_____	9
3.2 検証例 2(小ばりで支持する場合)	_____	16
3.3 検証例 3(片持ちばりで支持する場合)	_____	22
4. まとめ	_____	26

## 1. はじめに

本検証例は、エスカレーターの脱落防止措置に係る告示(平成25年国土交通省告示第1046号:平成28年8月3日改正公布、同日施行;以後第1046号告示と呼ぶ)第3第1項に規定するトラス等強度検証法を適用するにあたって、同告示第3第2項に規定する反力(以後、衝突による反力と呼ぶ)が建築物のはり、床等に作用する場合の、建築物のはり、床等の検証法に関して、具体的な事例を示したものである。

ここで示した事例は、できるだけ実際に想定されるものを選定しているが、実際にはこれらを参考に各建築物の状況や個々の設計条件に応じて、具体的な検証法や納まりを考慮する必要がある。

なお、本検証例では、エスカレーターの長期鉛直反力(2.2の $V_L$ )を受けばり上の長期荷重として見込んだうえで、建築物の構造耐力上主要な部分の通常の構造計算がなされていることを前提として、トラス等強度検証法を適用する場合にのみ必要な検証内容を示した事例としている。

### < 検証例の選定理由 >

#### (1) 検証例1、2

本例は、エスカレーター設置部周辺に床が存在する場合の一般的な例として取り上げた。物販店舗等で一般的な基準グリッド9m×9mの建築物にエスカレーターを設置する場合は、エスカレーターが9mスパン内には納まらず、片側を大ばりで受け、他の側はスパンの中間に設けた小ばりで受けることになる。よって、大ばりで受ける場合を検証例1、小ばりで受ける場合を検証例2として選定した。

なお、大ばりのエスカレーターを受ける部分の継手に高力ボルト接合を用いると、エスカレーター設置部の支持プレートと干渉し、エスカレーター設置が困難であるため、大ばりの柱端には現場溶接を用いた事例としている。

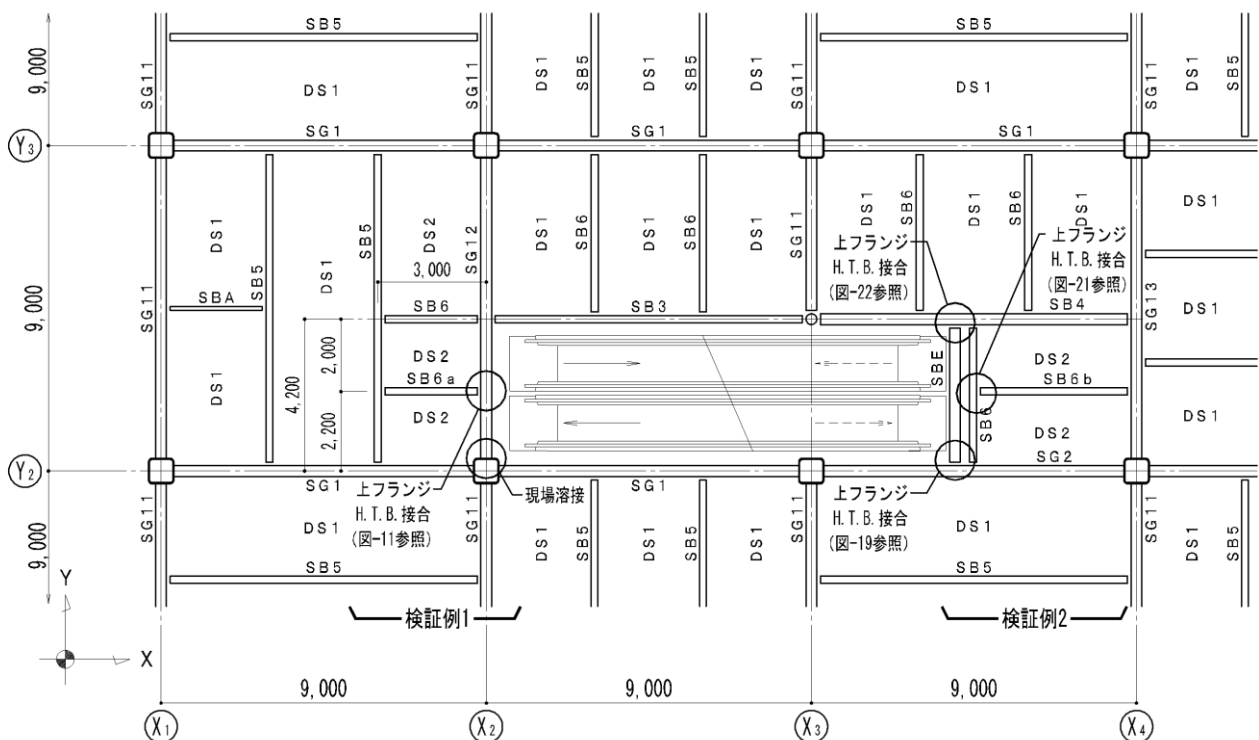


図-1 エスカレーター配置図(検証例1、2)

## (2) 検証例 3

本例は、吹き抜け空間にエスカレーターを設置する場合に用いられる例で、エスカレーターを片持ち小ばりで受ける例である。

検証例1と同じく、エスカレーターを受ける片持ち小ばりに高力ボルト接合を用いると、エスカレーター設置部のプレート等と干渉しエスカレーター設置に支障をきたすため、片持ち小ばりは大ばりに工場で溶接した事例としている。

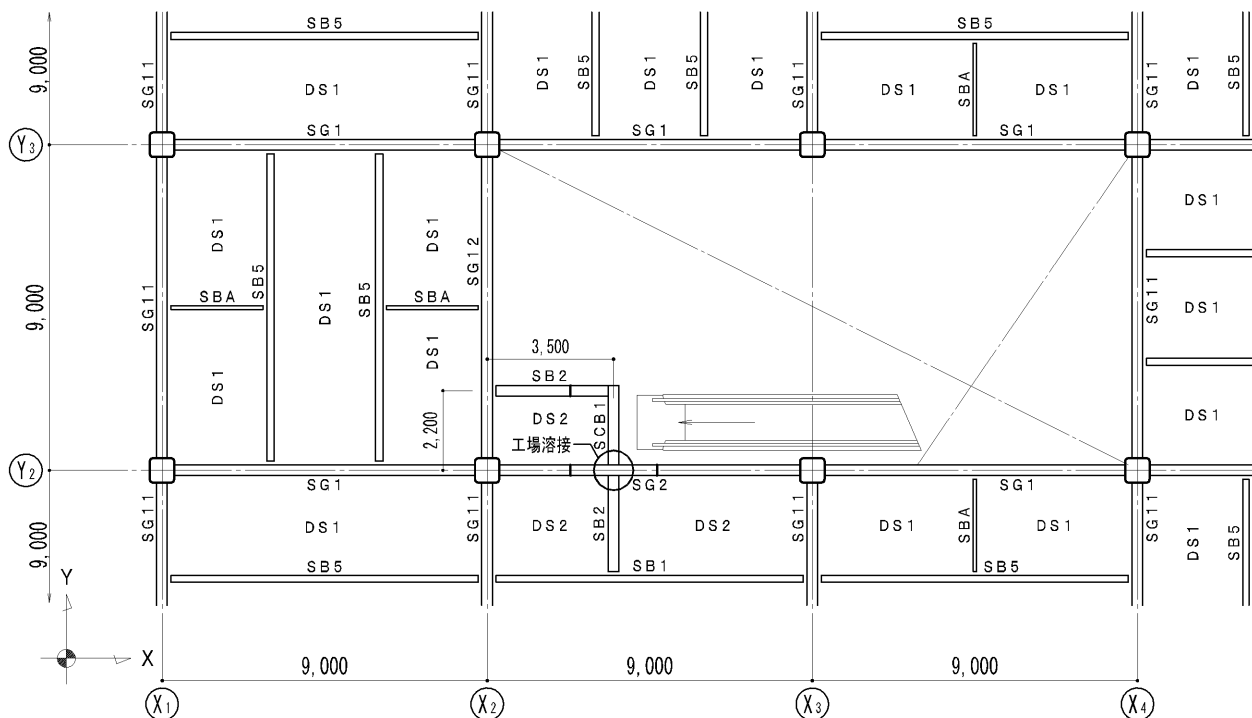


図-2 エスカレーター配置図(検証例3)

### <主要部材断面リスト>

鉄骨部材リスト					
符号	主材	備考	符号	主材	備考
SG1	SH-800×300×16×25	SN490B	SB1	H-600×200×11×17	SS400
SG2	SH-800×300×16×28	SN490B	SB2	SH-600×300×12×22	SN490B
SG11	SH-800×300×16×25	SN490B	SB3	H-600×200×11×17	SS400
SG12	SH-800×300×16×32	SN490B	SB4	H-588×300×12×20	SS400
SG13	SH-800×300×16×28	SN490B	SB5	H-450×200×9×14	SS400
SCG11	SH-600×300×14×28	SN490B	SB6	H-400×200×8×13	SS400
			SB6 a	H-400×200×8×13	SS400 (方杖付)
			SB6 b	H-400×200×8×13	SS400
			SCB1	SH-600×300×12×25	SN490B
			SBE	SH-600×300×16×22	SS400
			SBA	H-200×100×5.5×8	SS400 (方杖付)

床版配筋表 (デッキスラブ)						
符号	版厚	位置	短辺方向	長辺方向	デッキタイプ	備考
DS1	75+90	上端筋	溶接金網	6φ-150x150	QLデッキ	仕上げ10mm
		下端筋			QL-99-75-12	
DS2	165	上端筋	D13 @ 200 D.	D10D13 @ 200 D.	フラットデッキ	仕上げ10mm
		下端筋				

合成デッキ

フラットデッキ

△梁レベル

△梁レベル

## 2. エスカレーターから受けばりに作用する力

### 2.1 衝突による反力及び作用点

- 1) 第 1046 号告示第 3 第 2 項に規定する反力のうち、「隙間及び層間変位について想定する状態」として「 $20 < \sum \gamma H - C$ 」の場合を想定し、水平反力として 500kN を採用し、その符号として  $P_H$  を用いる。なお、 $\gamma$ 、 $H$ 、 $C$  はそれぞれ次の数値を表すものとする。

$\gamma$  : エスカレーターの上端と下端の間の各階の長辺方向の設計用層間変形角

$H$  : エスカレーターの上端と下端の間の各階の揚程(単位 mm)

$C$  : 非固定部分における建築物のはり等の相互間の距離が地震その他の振動によって長辺方向に短くなる場合にトラス等の支持部材がしゅう動可能な水平距離(隙間、単位 mm)

- 2) 水平反力  $P_H$  が作用する際、併せてトラス等の長さ及び揚程から算出される鉛直反力  $P_V$  が作用する。

$$P_V = P_H \times H / L$$

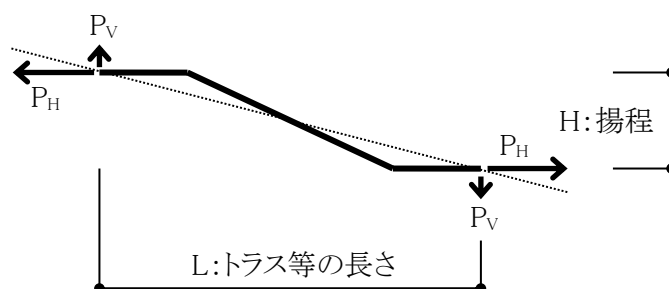


図-3  $P_H$ と $P_V$ の関係図

各寸法は、カタログより

$$H = 4,500\text{mm} \quad , \quad L = 12,160\text{mm}$$

- 3) 衝突による反力  $P_H$  及び  $P_V$  の作用点は、支持プレートのエッジ(図-4,27)、または受けばりフランジのエッジ(図-18)と考えられる。なお、通常エスカレーターは両脇にトラスがある構造なので、 $P_H/2$  及び  $P_V/2$  が両脇のトラス位置(トラス幅 1,500mm)にそれぞれ作用するものとする。
- 4) 大きな水平反力  $P_H$  を考慮しているため、地震に起因したエスカレーターに作用する慣性力は、エスカレーターからの反力としては考慮しない。  
なお、隙間が大きく、衝突による反力を考慮しなくてよい場合は、その慣性力に対する検討は必要である。

## 2.2 エスカレーターから受けばりに作用する鉛直力及び作用点

- 1) 長期に作用する鉛直力(長期鉛直反力と呼ぶ)は一般的なエスカレーターカタログ等より、上部は 62kN、下部は 56kN とし、その符号として  $V_L$  を用いる。
- 2)  $V_L$  の作用点は一般的なエスカレーターカタログ等より、支持プレート端部から 65mm の位置とし、 $V_L/2$  が両脇のトラス位置にそれぞれ作用するものとする。  
また、層間変位に起因して作用する  $P_V$  の値は支持プレート端部の両脇トラス位置に作用するものとする。

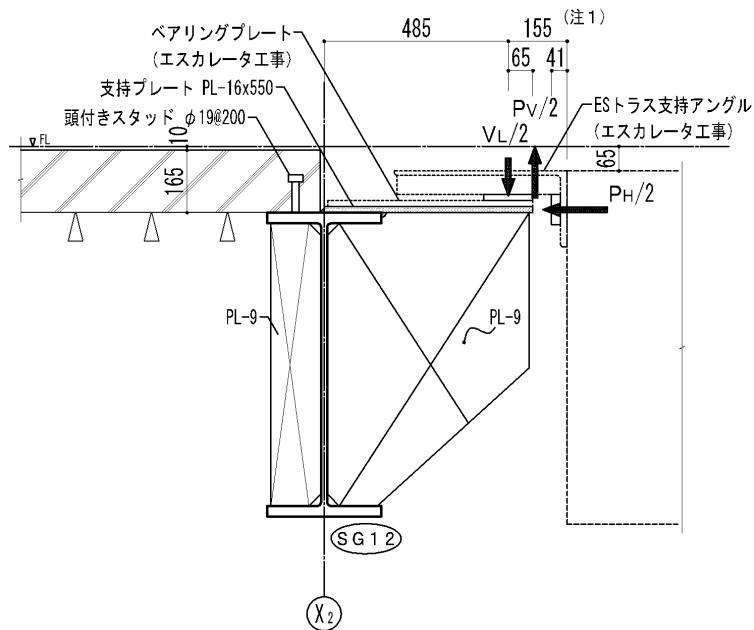


図-4 反力の作用位置

(注1) 本検証例では、衝突を前提としているので、通常より狭い 155mm とした。結果としての隙間は  $49\text{mm}$  ( $49 \times 2 / 4500 = 1/46$ ) である。

## 2.3 荷重条件

### 2.3.1 床設計用荷重

(単位: N/m<sup>2</sup>)

荷重 No.	階	室名	固定荷重			床・小梁用	架構用	地震用
			内訳	W	Σ W			
1	階	売り場	仕上げ スラブ(EZ75) 90+75 平均厚 128 γ = 24.0 デッキプレート 天井	200	3,622 ↓ 3,700	D.L	3,700	3,700
				3,072				
				150				
				200				
				仕上げ計				
2	階	エスカレーター部	仕上げ スラブ 厚さ 165 γ = 24.0 デッキプレート 天井	200	4,510 ↓ 4,600	D.L	4,600	4,600
				3,960				
				150				
				200				
				仕上げ計				

### 2.3.2 エスカレーター反力

#### (1) 長期鉛直反力

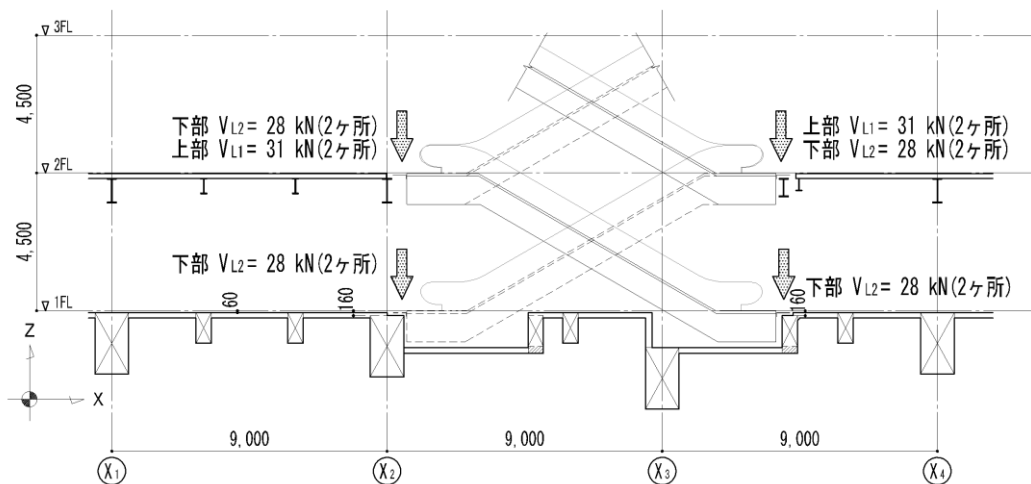


図-5.1 検証例1, 2の長期荷重

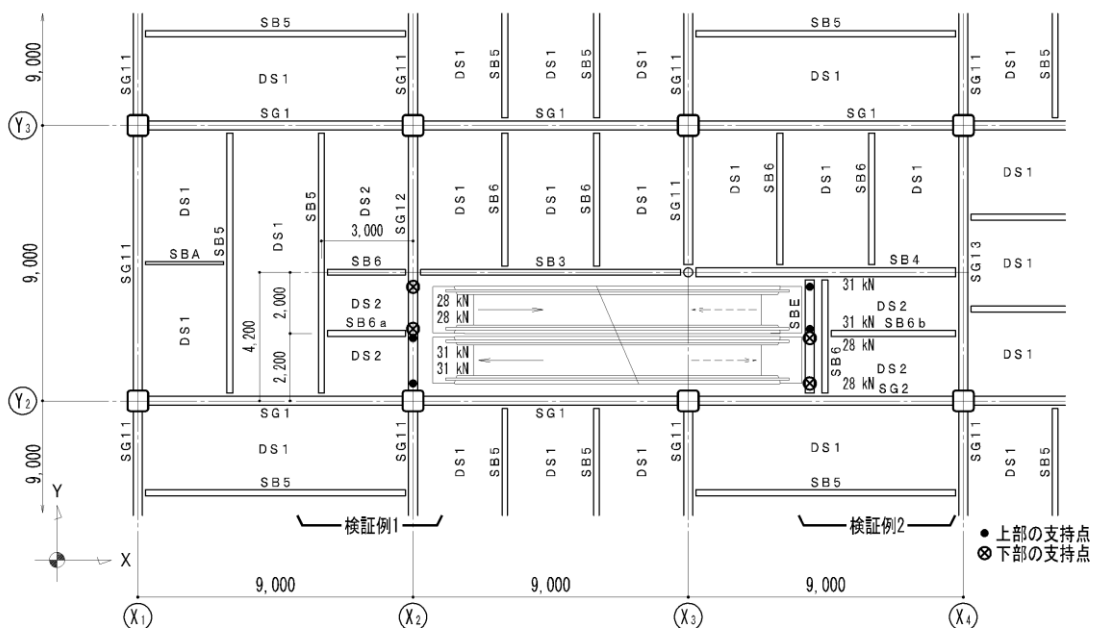


図-5.2 検証例1, 2の長期荷重(平面配置)

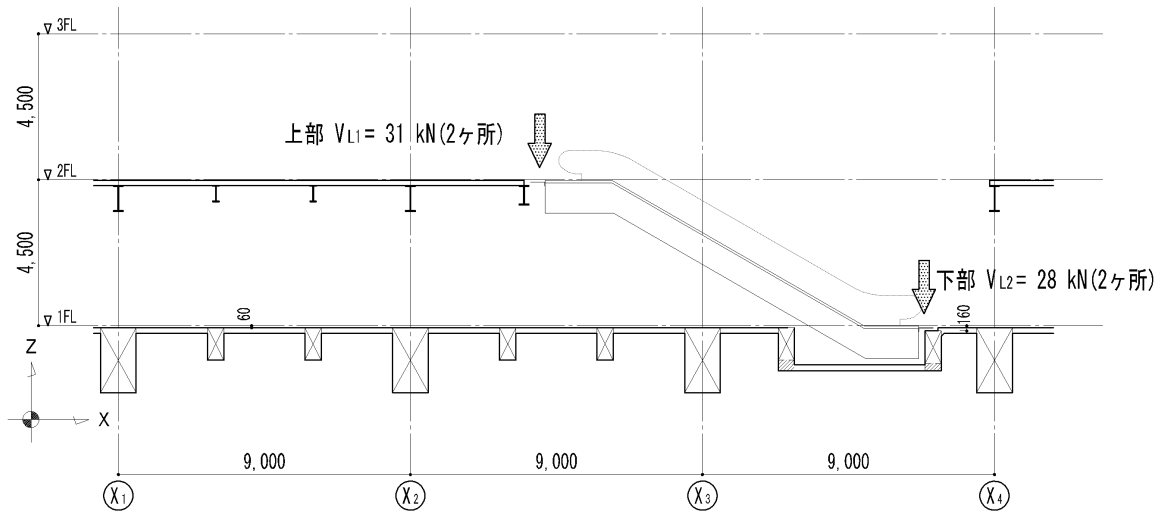


図-5.3 検証例3の長期荷重

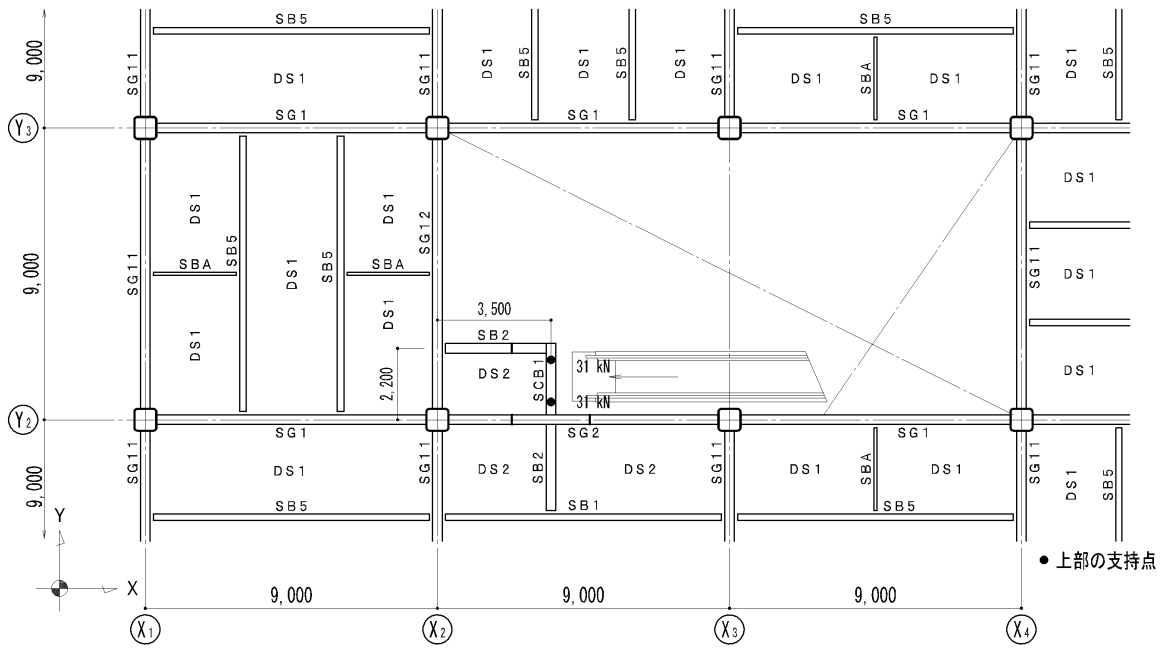


図-5.4 検証例3の長期荷重(平面配置)



(2) 衝突による反力

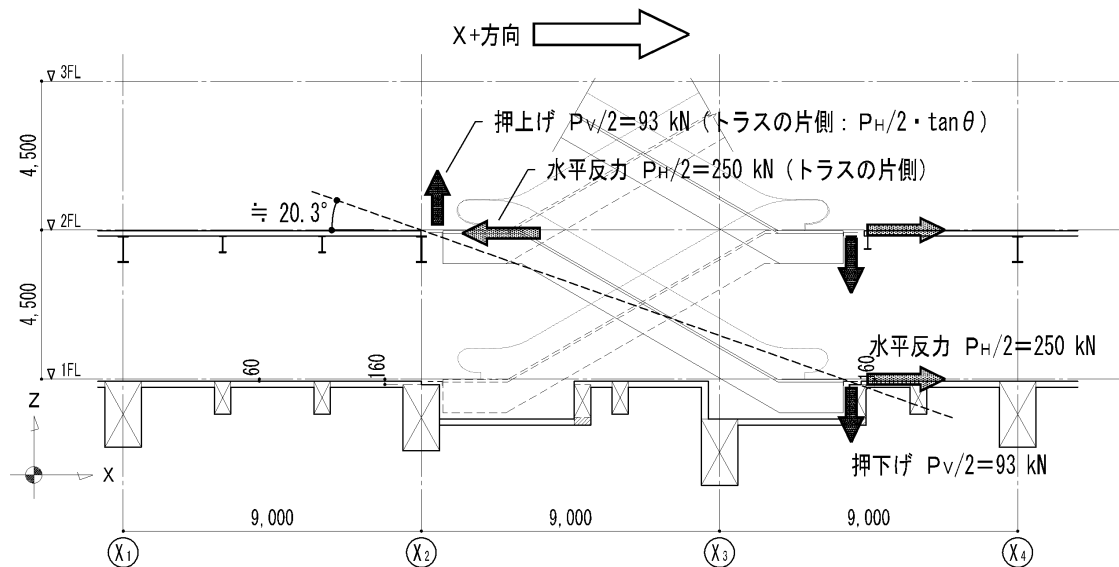


図-6.1 検証例 1,2 の衝突による反力

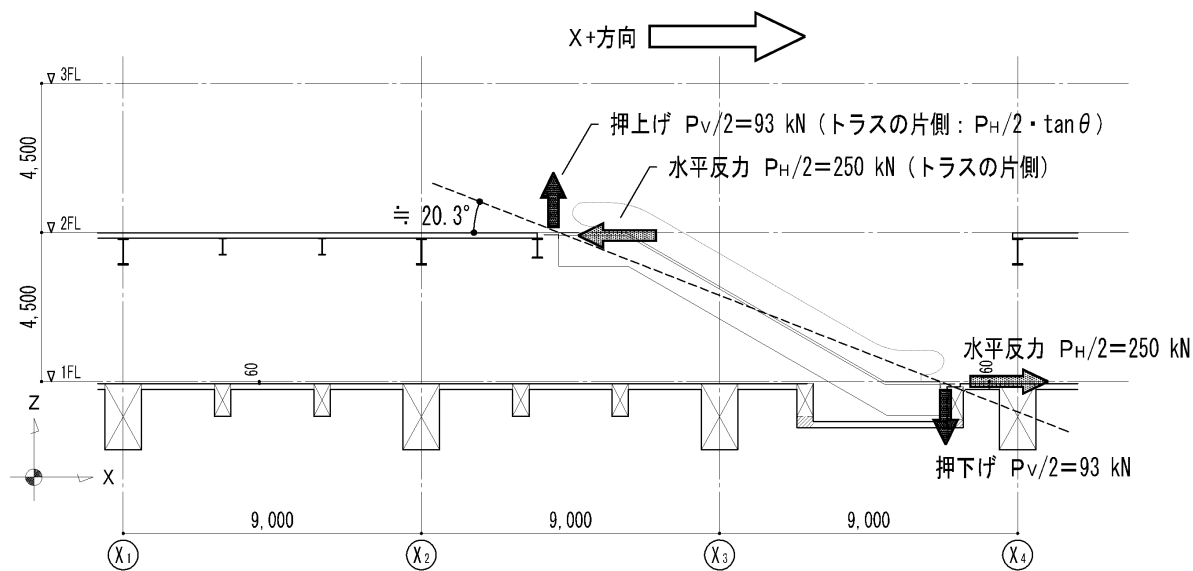


図-6.2 検証例 3 の衝突による反力

## 2.4 使用材料と許容応力度

本検証で使用する、コンクリート、鋼材、高力ボルトの許容応力度を表-1 に示す。

表-1 使用材料と許容応力度

### 1) コンクリート

基準強度	長期 (N/mm <sup>2</sup> )		短期(N/mm <sup>2</sup> )	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
普通コンクリート FC21	7.0	0.70	長期の1.5倍	

### 2) 鋼材(板厚は 40mm 以下)

部材	使用材料	基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	長期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		短期許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		備考
			圧縮 引張 曲げ	せん断	圧縮 引張 曲げ	せん断	
大ばり、片持ちばり	SN490B	325	216	125	325	187	
小ばり	SS400	235	156	90	235	135	
小ばり	SN400B	235	156	90	235	135	溶接を伴う部材

### 3) 高力ボルト

材質	呼び径	長期許容せん断力 (kN)		短期許容せん断力 (kN)	
		1面	2面	1面	2面
F10T	M16	30.2	60.3	長期の1.5倍	
	M20	47.1	94.2		
	M22	57.0	114		

### 4) 頭付きスタッド

許容せん断力の規定はないが、終局せん断耐力の 1/3 を短期許容せん断力とする。

### 3. 検証例

#### 3.1 検証例1(大ばりで支持する場合)

エスカレーターの両側にあるトラス端部の L 形金物が、下図のような支持プレートに乗る構造となっている。L 形金物と躯体との間には隙間を設けてあるが、地震時の層間変形がエスカレーターと支持プレートの間の隙間を超えると、トラスに圧縮力が発生することになる。その反力の最大値が  $P_H=500\text{kN}$  であり、まず支持プレートに荷重が作用することになる。

支持プレートは大ばり SG12 の上フランジに工場溶接されており、大ばり上の頭付スタッドのみではスラブへの応力の伝達が不十分なので、直交した控え小ばり SB6a を設け、その小ばり上の頭付スタッドを介して床スラブに伝達させ、スラブの面内せん断により  $Y_2, Y_3$  通りの大ばり SG1 に伝達して処理するものとする。

したがって、検討する項目は、

- (1) 支持プレートの必要溶接長の検討
- (2) 大ばり SG12 上フランジの局部せん断力の検討
- (3) 小ばり SB6a の軸力を考慮した断面算定とジョイントの検討
- (4) 軸力を床スラブに伝達するための頭付スタッドの必要本数の検討
- (5) 床スラブの面内せん断力の検討
- (6) 大ばり SG12 の検討

である。なお、ここでは長期鉛直反力のみでの検討は省略した。

#### (1) 支持プレートの必要溶接長の検討

受けばり SG12 にかかる反力は片側で、

$$P_H/2 = 250\text{kN}$$

すみ肉溶接サイズ 9mm として、必要溶接長は、

$$\begin{aligned} \sum l &= 250 \times 10^3 / (9 \times 0.7 \times 135) + 9 \times 2 \times 2 \\ &= 330\text{mm} \end{aligned}$$

したがって、溶接長は  $170\text{mm} \times 2$  をトラス位置近傍で確保すればよい。

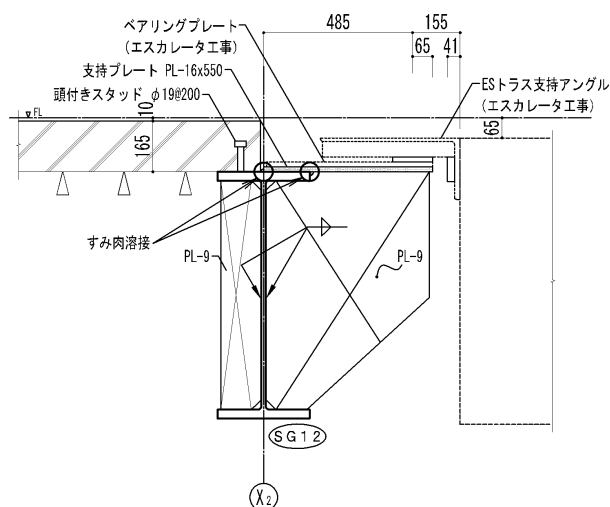


図-7 大ばり取合部

※SG12 の柱端には、現場溶接を用いているが、フランジ上面からの超音波探傷は不可能なため、下面から 45 度探触子を用いて行うことになる。この事例では、550mm としているが、600mm 以上とするなど、できるだけ隙間を確保したほうが望ましい。

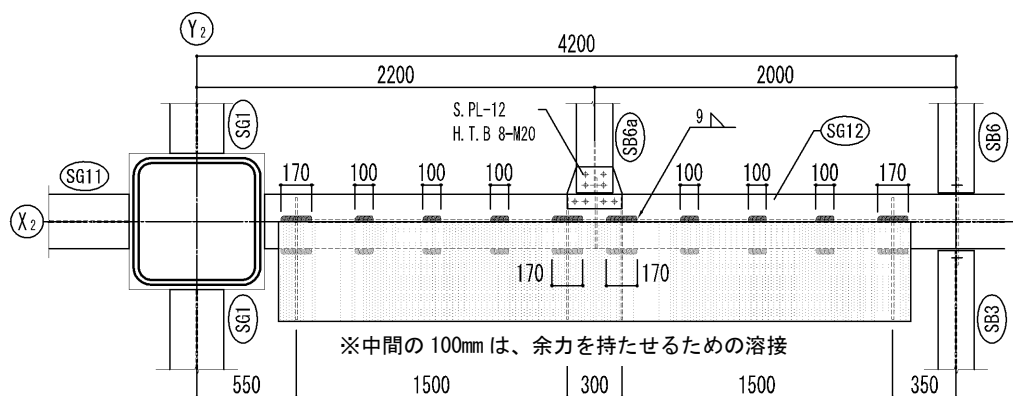


図-8 支持プレートの溶接

(2) 大ばり SG12 上フランジの局部せん断力の検討

$$\tau = 250 \times 10^3 / (300 \times 32) = 26 \text{ N/mm}^2 < 187 \text{ N/mm}^2$$

せん断応力度は十分に小さいので、大ばりに作用している長期荷重による曲げモーメントによる応力と合成した検討は省略する。

(3) 小ばり SB6a の軸力を考慮した断面算定とジョイントの検討

この事例では、エスカレーター鉛直反力による偏心モーメントを処理するために、SG12 の下フランジを拘束する方杖を設けるディテールとし、衝突時の水平反力は SG12 と SB6a の上フランジを添板で HTB 接合し処理したものとしている。

SB6a: H-400×200×8×13 (SS400)

断面積  $A = 8,337 \text{ mm}^2$

断面係数  $Z = 1,170 \times 10^3 \text{ mm}^3$

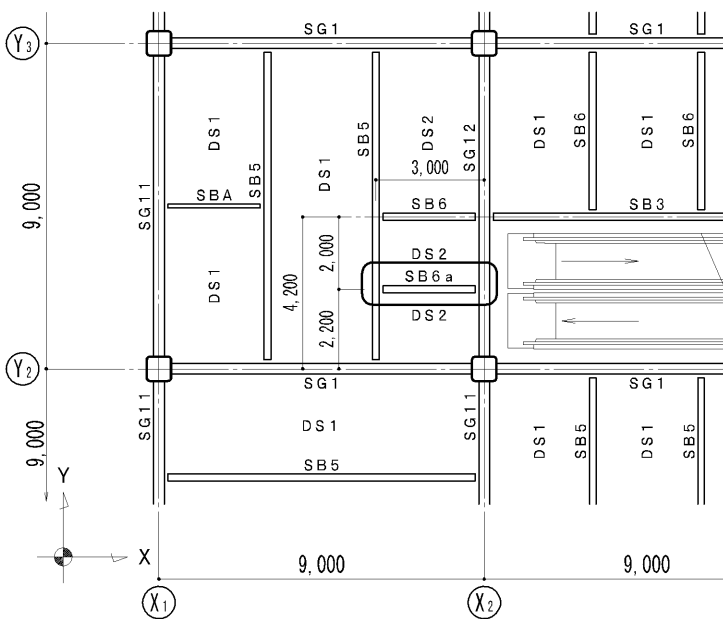


図-9 2階伏図の対象小ばり

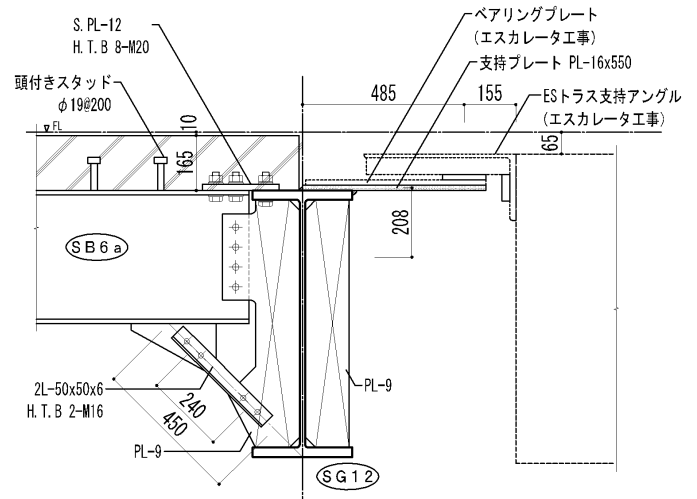


図-10 小ばり取合い部の応力

・接合部の検討

長期反力  $V_L$  は SB6a 両側のエスカレーター鉛直反力  $V_{L1}$  と  $V_{L2}$  の和とする。

$$V_L = 31 + 28 = 59 \text{ kN}$$

衝突時の反力は

$$P_H/2 = 250 \text{ kN}$$

$$P_V/2 = 93 \text{ kN}$$

・X+時の SG12 の上下フランジの水平抵抗力は、  
 偏心モーメント  $M_e^+ = V_L \cdot \ell_1 - P_V/2 \cdot \ell_2$   
 $= (59 \times 485 - 93 \times 550) / 10^3$   
 $= -22.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$H_2^+ = M_e^+ / 800 = -28.2 \text{ kN}$$

$$H_1^+ = P_H/2 - H_2^+ \\ = 250 + 28.2 = 278 \text{ kN}$$

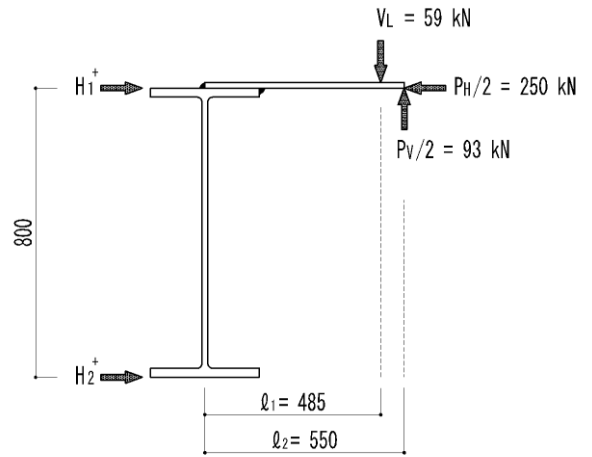


図-10.1 X+時の上下フランジの水平抵抗力

・X-時の SG12 の上下フランジの水平抵抗力は、  
 偏心モーメント  $M_e^- = V_L \cdot \ell_1 + P_V/2 \cdot \ell_2$   
 $= (59 \times 485 + 93 \times 550) / 10^3$   
 $= 79.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$H_2^- = M_e^- / 800 = 99.7 \text{ kN}$$

$$H_1^- = P_H/2 - H_2^- \\ = 250 - 99.7 = 150 \text{ kN}$$

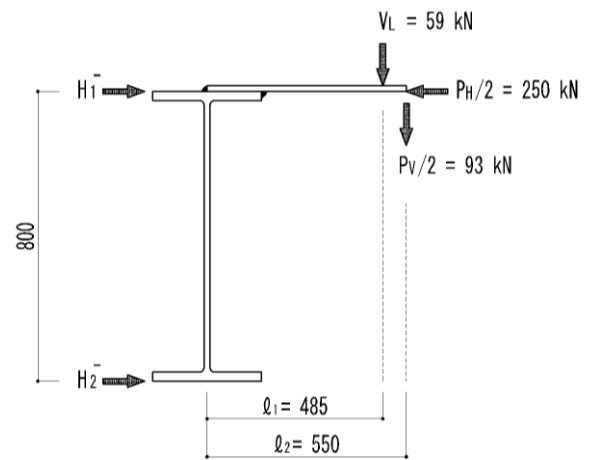


図-10.2 X-時の上下フランジの水平抵抗力

したがって、上フランジの継ぎ手部は 278kN、下フランジの継ぎ手部は 99.7kN の水平力に耐える部材を設計する。

上フランジの HTB を 4-M22 とすると、

$$57.0 \times 1.5 \times 4 = 342 \text{ kN} > H_1^+ = 278 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

添板は PL-12 とし、座屈長さは、

$$\ell_k = 0.65 \times \ell \\ = 0.65 \times (40 + 10 + 40) = 58.5 \text{ mm}$$

$$i = t / \sqrt{12} = 3.46$$

$$\lambda = 58.5 / 3.46 = 16.9$$

よって、 $f_c = 154 \text{ N/mm}^2$

必要幅は  $278 \times 10^3 / (12 \times 154 \times 1.5)$

$$= 100 \text{ mm} < 200 \text{ mm (小ばり幅)} \quad \text{OK}$$

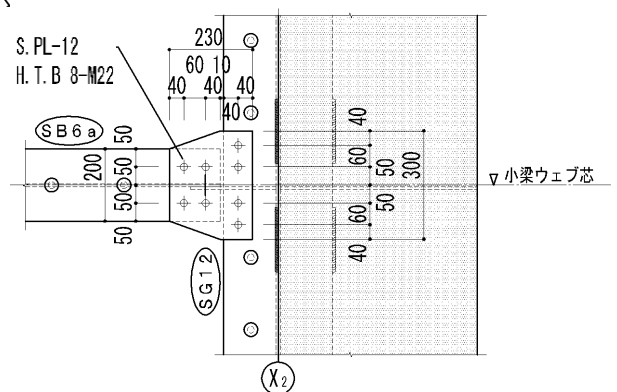


図-11 上フランジ接合部

下フランジは 45° の方杖で拘束する。面内方向の座屈が厳しいので面内方向で検討する。

$$N = H_2 \times \sqrt{2} = 99.7 \times \sqrt{2} = 141 \text{ kN}$$

方杖は 2L-50×50×6(SS400)、ガセットプレート 9mm を用いる。

アングル単材の断面性能は、

$$A = 564.4 \text{ mm}^2$$

$$I_x = I_y = 12.6 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$C_x = C_y = 14.4 \text{ mm}$$

$$i_x = i_y = 15 \text{ mm}$$

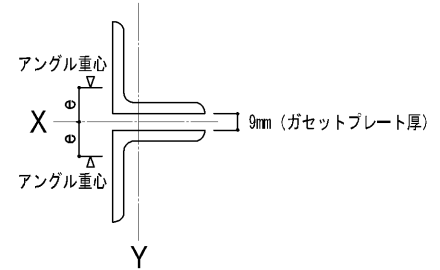


図-12 方杖の断面

右図において、X 軸からアングル重心までの距離を e とすると、

$$e = 14.4 + 9/2 = 18.9 \text{ mm}$$

X 軸まわりの組立て材としての断面性能は、

$$I_x = 2 \times 12.6 \times 10^4 + 2 \times 564.4 \times 18.9^2 = 25.2 \times 10^4 + 40.3 \times 10^4 = 65.5 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A = 2 \times 564.4 = 11.3 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$i_x = \sqrt{65.5 \times 10^4 / (11.3 \times 10^2)} = 24.1 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = 450 / 24.1 = 18.7$$

一方、

$$\lambda_y = 240 / 15 = 16 < \lambda_x$$

よって、 $\lambda = 18.7$  として、 $f_c = 153 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c = 141 \times 10^3 / (2 \times 564.4) = 125 \text{ N/mm}^2 < f_c \times 1.5 = 230 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

HTB は、2-M16 として、

$$60.3 \times 1.5 \times 2 = 181 \text{ kN} > 141 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

SB6a 端部における、エスカレーターの鉛直反力による偏心モーメントについて検討する。

上フランジのみの圧縮応力度は、X+時の  $H_1^+$  より、

$$\sigma_c = 278 \times 10^3 / (13 \times 200) = 107 \text{ N/mm}^2$$

このときの偏心モーメントは、

$$M_e^+ = (59 \times 485 - 93 \times 550) \times 10^{-3} = 22.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_b = 22.5 \times 10^6 / (1170 \times 10^3) = 19.2 \text{ N/mm}^2$$

よって、 $\sigma / f = \sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$

$$= 107 / 235 + 19.2 / 235 = 0.54 < 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 軸力を床スラブに伝達するための頭付スタッドの必要本数の検討

設計反力は X+時の H1+ = 278kN

頭付スタッド φ 16 (sca=201 mm<sup>2</sup>)

コンクリートのヤング係数  $E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_c/60)^{1/3} = 2.17 \times 10^4$

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{(21 \times 2.17 \times 10^4)} = 675 \text{ N/mm}^2$$

頭付スタッドの短期許容せん断耐力は、 $q_s = 0.5 \times 201 \times 675 / 3 / 10^3 = 22.6 \text{ kN/本}$

したがって、必要本数は、 $n = 278 / 22.6 = 12.3$  本

頭付スタッドの配置可能な区間は、 $L = 3000 - 150 - 100 - 10 \times 2 - 140 = 2590 \text{ mm}$

200mm ピッチとすると、 $2590 / 200 = 12.9$  区間 → 13 本 > 12.3 本 OK

(5) 床スラブの面内せん断力の検証

床スラブに発生するせん断力は、中心位置が Y2 通りから 1.3m のエスカレーターに関しては衝突時の柱際の水平反力は、大ばりフランジを介して直接柱に伝達可能なので Y2 通りから 3.1m の位置のエスカレーターで検討する。

$$Q = 500 \times (9 - 3.1) / 9 = 328 \text{ kN}$$

$$\tau = 328 \times 10^3 / (3000 \times 165) = 0.66 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \times 1.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(6) 大ばり SG12 の検討

a) 長期荷重時

・長期荷重時曲げモーメント

床荷重及びエスカレーター荷重を考慮した X<sub>2</sub> 通り Y<sub>2</sub>-Y<sub>3</sub>間の SG12 の長期曲げモーメントは、架構の応力解析結果より右図の通りである。



図-13 長期曲げモーメント図

SG12: SH-800 × 300 × 16 × 32 (SN490B)

$$Z_x = 8,411 \times 10^3 \text{ mm}^2 \text{ (ウェブを考慮)}$$

$$Z_x = 7,082 \times 10^3 \text{ mm}^2 \text{ (ウェブを考慮しない)}$$

$$\text{端部: } \sigma_b = 268 \times 10^6 / (7082 \times 10^3) = 37.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{中央: } \sigma_b = 164 \times 10^6 / (8411 \times 10^3) = 19.5 \text{ N/mm}^2$$

・エスカレーターの長期鉛直反力に起因した偏心モーメントによる下フランジの水平方向曲げ応力度

鉛直反力  $V_L/2$  により下フランジに生じる偶力による水平力  $H_L$  は、

$$V_{L1} = 31 \text{ kN の時 } H_L = 31 \times 0.485 / 0.8 = 18.8 \text{ kN}$$

$$V_{L2} = 28 \text{ kN の時 } H_L = 28 \times 0.485 / 0.8 = 17.0 \text{ kN}$$

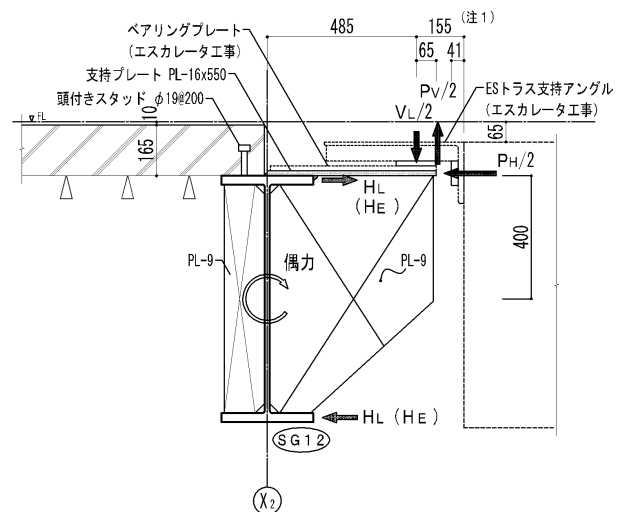


図-14 偶力から発生する水平力

下フランジに作用する  $H_L/2$  による長期水平方向曲げモーメントは平面応力解析により求めた。

$$M_{\max} = 3.74 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Z_F = 32 \times 300^2 / 6 = 480 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_F = 3.74 \times 10^6 / (480 \times 10^3) = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

上記応力と強軸まわりの長期曲げ応力度の最大値を合算して検証する。本来は、それぞれの位置で検証すべきであるが、ここでは安全側の仮定として最大値を合算した。

$$\begin{aligned} (\sigma_b + \sigma_F) / f_b &= (37.8 + 7.8) / 216 \\ &= 0.21 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

b) 衝突時の検証(下フランジ)

- エスカレーターの衝突時の鉛直反力に起因した偏心モーメントによる下フランジの水平方向曲げ応力度

大ばり SG12 には、X+方向時に押上げが作用し、X-方向時に押下げが作用する。ここでは、下フランジには厳しい X-方向時の押下げで検証する。

$$\text{衝突時押下げによる反力 } P_V/2 = 93 \text{ kN}$$

$P_V/2$  による下フランジに生じる偶力による水平力  $H_E/2$  は、

$$H_E/2 = 93 \times (0.485 + 0.065) / 0.8 = 63.9 \text{ kN}$$

下フランジの  $H_E/2$  による衝突時水平方向曲げモーメントは図 16.2 より  $13.3 \text{ k}\cdot\text{Nm}$  であり、長期鉛直反力に起因した偏心モーメントによる下フランジの長期水平方向曲げモーメント(同じ点の値  $3.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )と加算して、

$$M_{\max} = 3.5 + 13.3 = 16.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_F = 16.8 \times 10^6 / (480 \times 10^3) = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

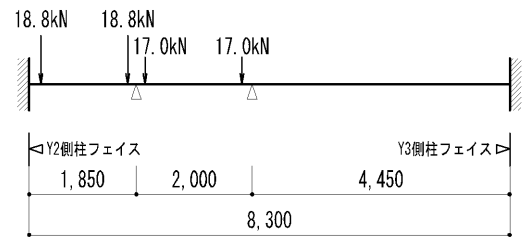


図-15.1

下フランジにかかる長期水平方向荷重

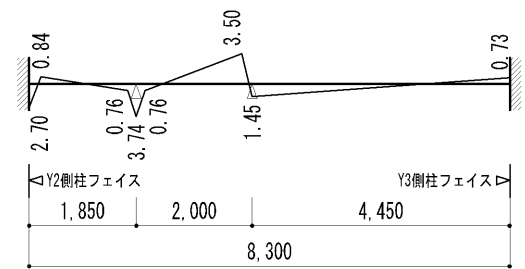


図-15.2

下フランジの長期水平方向曲げモーメント

b) 衝突時の検証(下フランジ)

- エスカレーターの衝突時の鉛直反力に起因した偏心モーメントによる下フランジの水平方向曲げ応力度

大ばり SG12 には、X+方向時に押上げが作用し、X-方向時に押下げが作用する。ここでは、下フランジには厳しい X-方向時の押下げで検証する。

$$\text{衝突時押下げによる反力 } P_V/2 = 93 \text{ kN}$$

$P_V/2$  による下フランジに生じる偶力による水平力  $H_E/2$  は、

$$H_E/2 = 93 \times (0.485 + 0.065) / 0.8 = 63.9 \text{ kN}$$

下フランジの  $H_E/2$  による衝突時水平方向曲げモーメントは図 16.2 より  $13.3 \text{ k}\cdot\text{Nm}$  であり、長期鉛直反力に起因した偏心モーメントによる下フランジの長期水平方向曲げモーメント(同じ点の値  $3.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ )と加算して、

$$M_{\max} = 3.5 + 13.3 = 16.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_F = 16.8 \times 10^6 / (480 \times 10^3) = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

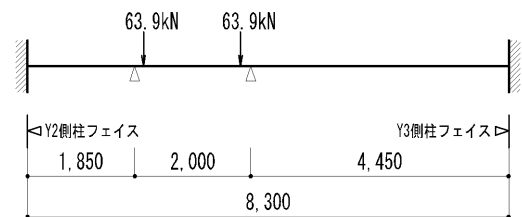


図-16.1

下フランジにかかる衝突時水平方向荷重

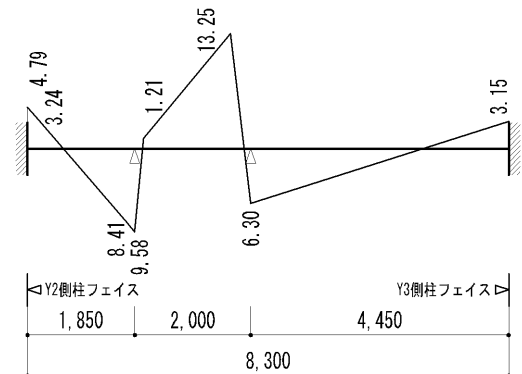


図-16.2

下フランジの衝突時水平方向曲げモーメント



強軸まわりの長期曲げモーメント(図-13)による長期曲げ応力度は、

$$\text{中央: } \sigma_b = 164 \times 10^6 / (8411 \times 10^3) = 19.5 \text{ N/mm}^2$$

本来はそれぞれの位置で検証すべきであるが、ここでは安全側の仮定として、上記応力度と中央における強軸まわりの長期曲げ応力度を合算して検証する。

$$\begin{aligned} (\sigma_b + \sigma_F) / f_b &= (19.5 + 35.0) / 325 \\ &= 0.18 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

c) 衝突時の検証(上フランジ)

- ・上フランジに厳しいのは、押し上げ力が作用する X+ 方向時であり、上フランジにかかる衝突時水平方向荷重は、図-16.1 に示す 63.9kN に衝突時の水平反力  $P_H/2 = 250\text{kN}$  が加わり、314 kN となる。これは 63.9kN の 4.9 倍の値である。
- ・エスカレーターを受ける部分には、図-14 に示すように、頭付スタッドを 1 列、ピッチ 200mm で施してあるが、安全側の仮定として、この頭付スタッドが無いものとして考えても上フランジの応力度が短期許容応力度以下であることを確かめる。

上フランジの衝突時水平方向曲げモーメントの最大値は、

$$13.3 \times 4.9 = 65.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

上記最大値を示す位置の、長期鉛直反力に起因した偏心モーメントによる上フランジの長期水平方向曲げモーメントは、b) に示す下フランジと同じ値である(ただし、上記と逆符号)。

$$-3.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

これらによる上フランジの曲げ応力度は、

$$\sigma_F = (65.2 - 3.5) \times 10^6 / (480 \times 10^3) = 129 \text{ N/mm}^2$$

b) と同じ理由で、長期曲げ応力度と合算して、

$$\begin{aligned} (\sigma_b + \sigma_F) / f_b &= (19.5 + 129) / 325 \\ &= 0.46 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

### 3.2 検証例2(小ばりで支持する場合)

小ばりで支持する部分についても、大ばりで支持する部分と同じ反力が加わることになる。

検証例1との違いは、エスカレーターの反力が小ばりSBEを介して大ばりSG2に伝達し、その大ばりは地震時の応力を受けていることである。ただし、SBEはSG12と比べて小断面であるので、偏心を小さくするために2本の小ばりを設けることとする。また、支持プレートは現場溶接で2本の小ばりに取り付ける。

したがって、ここで検討する項目は以下である。

- (1) 小ばり SBE 上フランジ接合部の検討
- (2) 小ばり SBE から SB6b への衝突時水平反力の検討
- (3) 小ばり SB6b の上フランジ接合部分の検討
- (4) 軸力を床スラブに伝達するための頭付きスタッドの必要本数の検討
- (5) 床スラブの面内せん断力の検討
- (6) VL 及び PV/2 による偏心モーメントの処理
- (7) 大ばり SG2 の検討

なお、鉛直反力による偏心(図-18 によると 85mm)に対しては、2 本の小ばりの上下方向偶力で処理する。

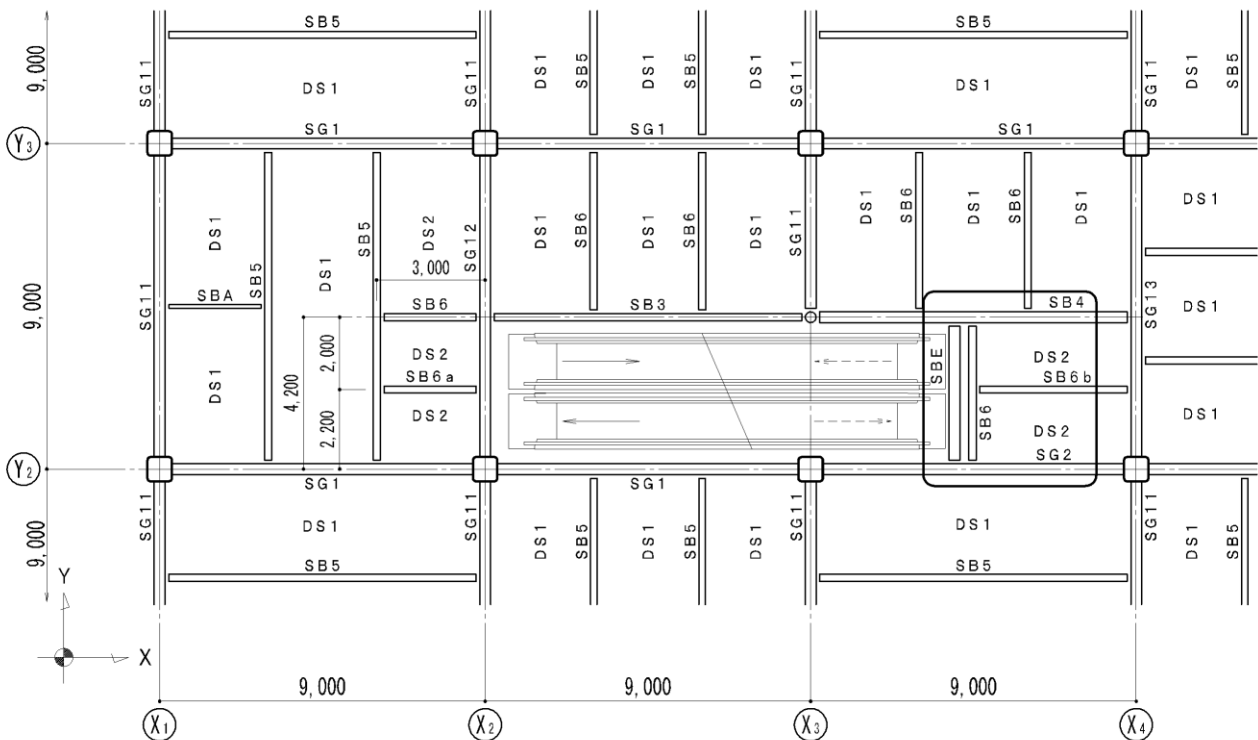


図-17 検証対象部分

(1) 小ばり SBE 上フランジ接合部の検討

SBE:H-600×300×16×22 (SS400)

エスカレーターを受ける小ばりの上フランジは、衝突時の水平力を直交する梁に伝達するため、図-18～19 のようにスライスプレートで接合することとした。

衝突時に SBE より SG2 または SB4 に伝達される水平反力は、トラスの片側なので  $P_H/2$  である。

HTB を 4-M22、スライスプレートを PL-12 とすると、

$$Q = P_H/2 = 250 \text{ kN}$$

スライスプレートのせん断応力度は、

$$\begin{aligned} \tau &= 250 \times 10^3 / \{(326 - 2 \times 24) \times 12\} \\ &= 77 \text{ N/mm}^2 < 135 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ボルト群の間隔は 130mm であり、偶力が発生する。その偶力による曲げモーメントを両側の HTB で分担するものとする、

$$M_e = 250 \times 130 / 2 / 10^3 = 16.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

曲げモーメントに抵抗する力は、距離に比例するものとして、それぞれのボルトのボルト群の中心からの有効距離の総和は、

$$\text{SG2 側} \quad (160 + 100^2/160) \times 2 = 445 \text{ mm}$$

$$\text{SBE 側} \quad \sqrt{100^2 + 30^2} \times 4 = 417 \text{ mm}$$

したがって、HTB の 1 本当たりのせん断力は、

$$\begin{aligned} \sqrt{(250/4)^2 + (16.3 \times 10^3/417)^2} &= \sqrt{62.5^2 + 39.1^2} \\ &= 73.7 < 1.5 \times 57.0 = 85.5 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

SB4:H-588×300×11×20 (SS400)

$$\text{断面係数 } Z = 3,890 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{上フランジの } Z_F = 300^2 \times 20 / 6 = 300 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma_e &= (M_e/2) / Z_F \\ &= (16.3 \times 10^6 / 2) / (300 \times 10^3) = 27.2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

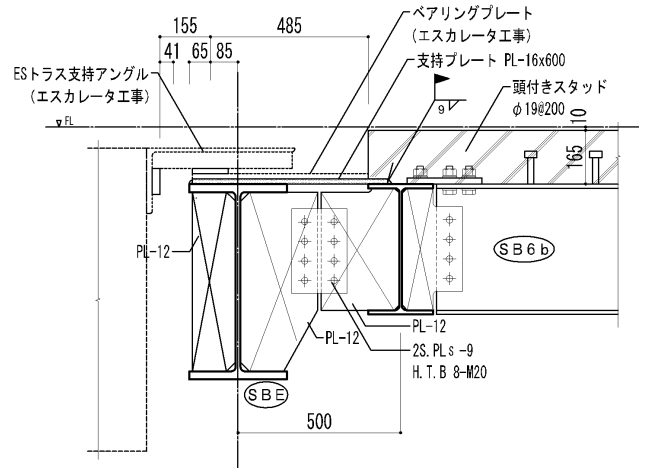


図-18 受け小ばりと直交小ばり

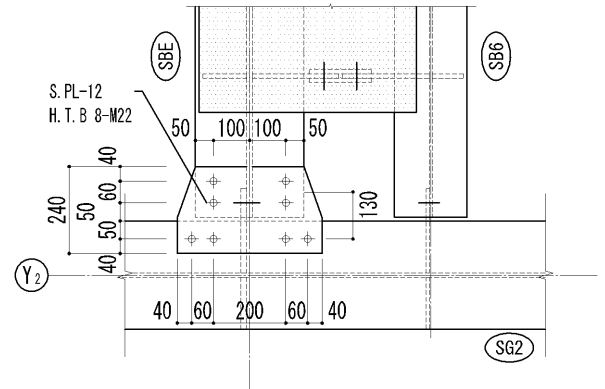


図-19 SG2 と SBE の取合い

長期曲げモーメントは、別途計算した結果により図-20.1 に示す通りである。

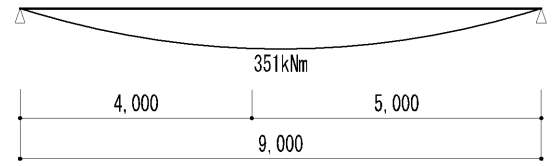


図-20.1 SB4 の長期曲げモーメント

長期曲げモーメントによる応力度は、

$$\sigma_{bL} = 351 \times 10^6 / (3890 \times 10^3) = 90.2 \text{ N/mm}^2$$

衝突時  $P_V$  に起因し SBE を介して SB4 にかかる鉛直力の最大値(押込み)は、

$$18.6 \times 3.1 / 4.2 = 137 \text{ kN}$$

これによる SB4 の衝突時曲げモーメントは、

$$137 \times 4.0 \times 5.0 / 9.0 = 304 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{bS} = 304 \times 10^6 / (3890 \times 10^3) = 78.1 \text{ N/mm}^2$$

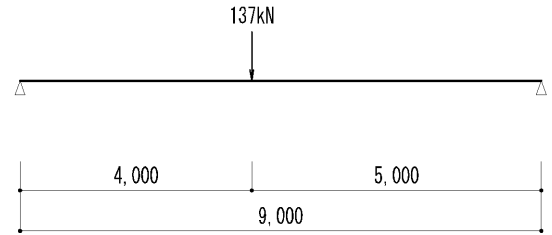


図-20.2 SB4 にかかる鉛直力

したがって

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_{bL} + \sigma_{bS} + \sigma_e \\ &= 90.2 + 78.1 + 27.2 \\ &= 196 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

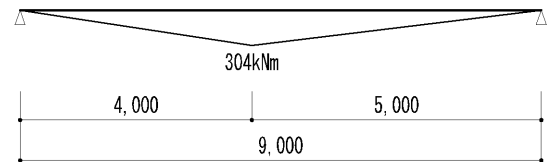


図-20.3 衝突時の曲げモーメント

(2) 小ばり SBE から小ばり SB6b への衝突時水平反力の検討

小ばり SBE と SB6 は両端と中央でガセットプレートを通じて接合させる他、支持プレートを両小ばりの上フランジに現場すみ肉溶接することにより伝達させる。

支持プレートのすみ肉溶接の必要長さは、脚長 9mm として、検証例 1 から 330mm であるので、図-21 のように、中央部に 400mm のすみ肉ほか、溶接長 100mm でピッチ 300mm の断続すみ肉溶接とする。

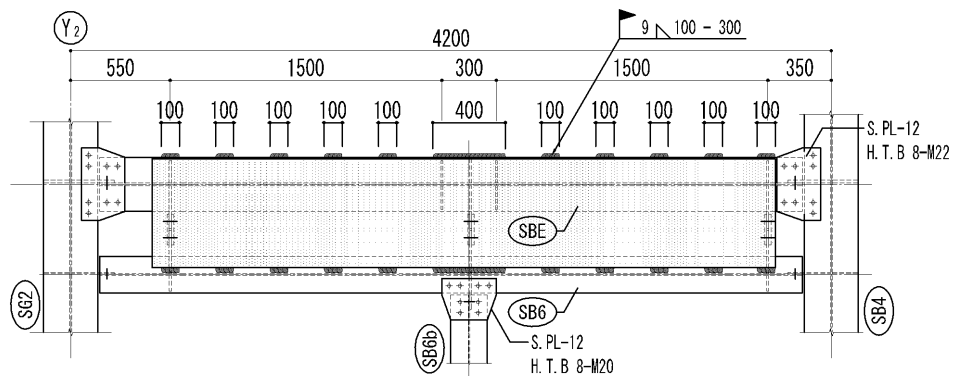


図-21 支持プレートの溶接

支持プレート(t=16)の許容応力度は、

$$i=16/\sqrt{12}=4.62 \quad \ell_k=1.0 \times \ell=600 \quad \lambda=130$$

よって、 $f_c=55.3\text{N/mm}^2$

支持プレートの中央部の溶接長 400mm を有効幅とすると、

$$\sigma=250 \times 10^3 / (16 \times 400) = 39.1\text{N/mm}^2 < 1.5 \times f_c = 83\text{N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(3) 小ばり SB6b の上フランジ接合部の検討

SBE から支持プレート受けのプレート SB6 を介して SB6b に伝達させる衝突時水平反力は、

$$P_H/2=250\text{kN}$$

上フランジの HTB を 4-M20 とすると

$$47.1 \times 1.5 \times 4 = 283\text{kN} > 250\text{kN} \quad \text{OK}$$

添板は検証例1の SB6a と同形状とし、同厚の PL-12 とする。伝達すべき水平反力は、検証例1より小さいので、ここでは検討を省略する。

(4) 軸力を床スラブに伝達するための頭付きスタッドの必要本数の検討

設計反力は、250kN と検証例1より小さく、スタッド配置区間長は検証例1より長いので、検証例1と同ピッチ 200 とすればよい。ここでは検討を省略する。

(5) 床スラブの面内せん断力の検討

上記(4)と同理由で、ここでは検討を省略する。

(6)  $V_L$  及び  $P_V/2$  による偏心モーメントの処理

偏心モーメントは、2本の小ばり SBE と SB6 の上下方向の偶力で処理する。

偏心モーメント  $M_e$  は、

$$M_e = (59 \times 85 + 93 \times 150) \times 10^{-3} = 19.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

支点反力  $R_1$ 、 $R_2$  は、

$$R_1 = M_e / (500 \times 10^{-3}) = 38.0 \text{ kN}$$

$$R_2 = V_L + P_V/2 + R_1$$

$$= 59 + 93 + 38.0 = 190 \text{ kN}$$

ガセットプレートのボルト位置での曲げモーメントは、

$$M_{eA} = 19.0 \times 295 / 500 = 11.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ガセットプレートは PL-12、ガセットプレートのせいはいは、

$$400 - 2t - 2r = 400 - 2 \times 13 - 2 \times 15 = 334$$

$$Z = 334^2 \times 12 / 6 = 223 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = 11.2 \times 10^6 / (223 \times 10^3)$$

$$= 50.2 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

スプライスプレート: 2PL-9  $\times$  260  $\times$  170

$$Z = 2 \times 260^2 \times 9 / 6 = 203 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = 11.2 \times 10^6 / (203 \times 10^3) = 55.2 \text{ N/mm}^2 < 235 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

HTB は 4-M20 とすると有効距離の総和  $\Sigma \ell$  は

$$\Sigma \ell = 2 \times (90 + 30^2/90) = 200 \text{ mm}$$

上下の HTB の  $M_{eA}$  によるせん断力  $q_H$  は、

$$q_H = 11.2 \times 10^3 / 200 = 56.0 \text{ kN}$$

せん断力  $Q (=R_1)$  による 1 本の HTB のせん断力  $q_V$  は、

$$q_V = 38.0 / 4 = 9.5 \text{ kN}$$

これらを合成して、

$$q = \sqrt{60.5^2 + 9.5^2} = 56.8 \text{ kN} < 94.2 \times 1.5 = 141 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

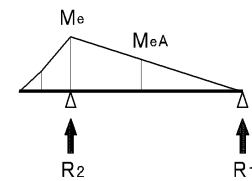
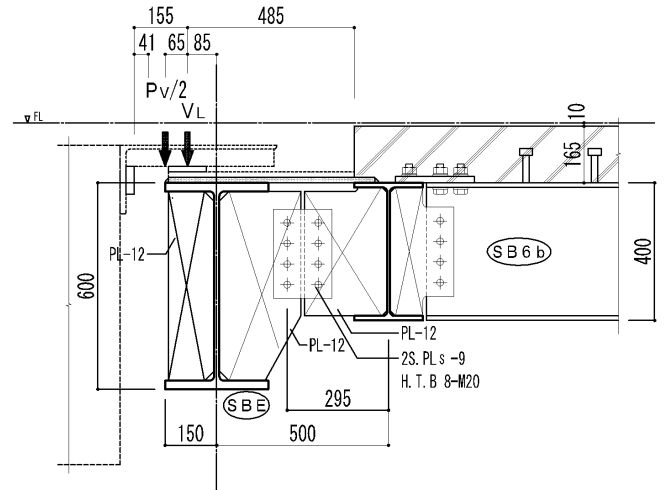


図-22 小ばり SBE と SB6 の接続部

(7) 大ばり SG2 の検討

Y<sub>2</sub>通りの X<sub>3</sub>-X<sub>4</sub>間の大梁G2はSB4と同じく衝突時にエスカレーターの押込みによる曲げモーメントが付加される。このときの付加応力により、3 ヒンジにならないことを確認する。

SG12 SH-800×300×16×28 (SN490B)

$$Z_x = 7,730 \times 10^3 \text{mm}^2 \text{ (ウェブを考慮)}$$

$$Z_p = 8,800 \times 10^3 \text{mm}^2 \text{ (ウェブを考慮)}$$

長期曲げモーメントは、

$$M_0 = 351 \text{kN}\cdot\text{m}$$

終局時曲げモーメント(両端に塑性ヒンジが発生した状態)は、

$$M_p = 8,800 \times 10^3 \times 325 / 10^6 = 2,860 \text{kN}\cdot\text{m}$$

押込み時に大梁にかかる反力は、

$$P = 93 \text{kN} \times \{(4.2 - 0.55) + (4.2 - 2.15)\} / 4.2 \\ = 126 \text{kN}$$

したがって、エスカレーターの押込みによる曲げモーメントは、

$$M_E = 126 \times 4 \times 5 / 9 = 280 \text{kN}\cdot\text{m}$$

エスカレーター支持部の曲げモーメントは、

$$M = 351 + (2860 - 2 \times 2860 \times 4/9) + 280 \\ = 351 + 317 + 280 = 948 \text{kN}\cdot\text{m} < M_p \quad \text{OK}$$

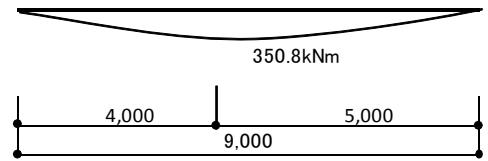


図-23.1 長期の中央モーメント(M<sub>0</sub>)

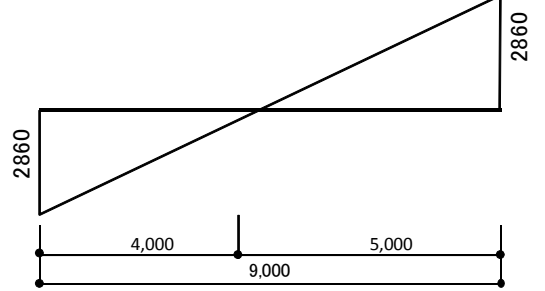


図-23.2 メカニズム時のモーメント

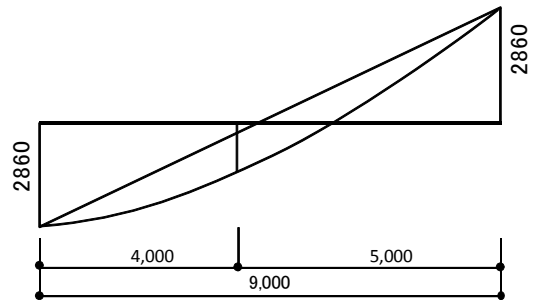


図-23.3 長期を考慮した終局時モーメント

### 3.3 検証例 3(片持ちばりで支持する場合)

片持ちばりで支持する場合は、大ばりの途中から片持ち小ばりで持ち出すことが多く、先端のねじれ拘束と変形を抑える必要がある。本検証例では、先端のねじれを拘束するために、直交方向の小ばりSB2はSCB1と同じせいとし、その接合を溶接接合とした。なお、検証内容はこれまでと類似の内容(支持プレートの必要溶接長の検討、大ばり SG2 の検討)は、本例では省略し、以下の内容の検証を示す。なお、大ばりSG2に対する衝突による鉛直力は押し上げ方向で床荷重を含めた大ばりの長期荷重とは逆向き(打消し方向)であるため、検討は省略した。

- (1) 軸力を床スラブに伝達するための頭付スタッドの必要本数の検討
- (2) 床スラブに流れた面内せん断力の検討
- (3) 片持ちばり SCB1 の検討
- (4) 先端小ばり SB2 の検討

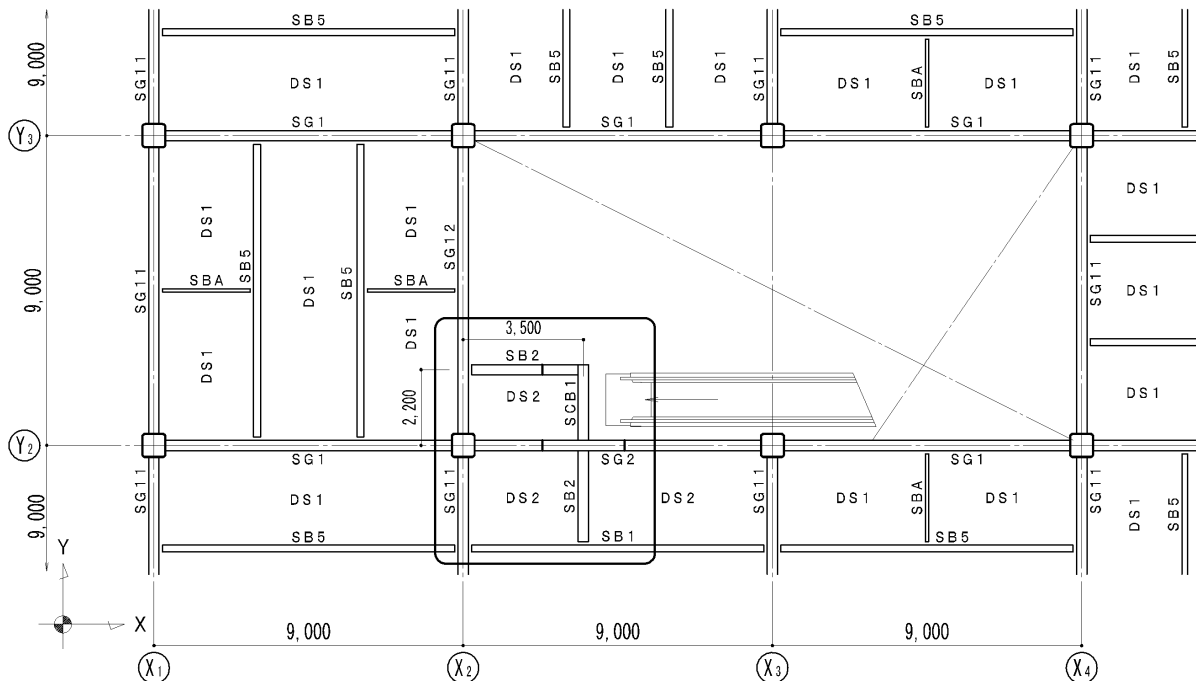


図-24 検証対象部分

- (1) 軸力を床スラブに伝達するための頭付スタッドの必要本数

頭付スタッドの許容せん断力は、検証例1より、

$$q_s = 23.1 \text{ kN/本}$$

必要本数は  $n = 250 / 23.1 = 10.8$  本

中間に設けた継手のスプライスプレートの長さを 410mm とすると、打設の有効長は、

$$3500 - 410 = 3090 \text{ mm}$$

したがって、頭付きスタッドのピッチを 200 とし、

$$3090 / 200 = 15.4 \text{ 本} \Rightarrow 16 \text{ 本} > 10.8 \text{ 本} \quad \text{OK}$$



(2) 床スラブに流れた面内せん断力の検討

SB2 に流れた軸力を、DS2 を介して Y<sub>2</sub> 通りに伝達する。

床スラブに発生するせん断力

$$Q = P_H / 2 = 250 \text{ kN}$$

$$\tau = 250 \times 10^3 / (3500 \times 165) = 0.43 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.7 \times 1.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

(3) 片持ちばり SCB1 の検討

a) 長期荷重時

・長期荷重時曲げモーメント

床荷重及びエスカレーター荷重を考慮した片持ちばり SCB1 の長期曲げモーメントは、架構の応力解析結果より 右図の通りである。

$$M_L = 111 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SCB1: SH-600 × 300 × 12 × 25 (SN490B)

Z<sub>x</sub> = 4,730 × 10<sup>3</sup> mm<sup>2</sup> (ウェブを考慮)

$$\sigma_b = 111 \times 10^6 / (4730 \times 10^3) = 23.5 \text{ N/mm}^2$$

・エスカレーターの長期鉛直反力に起因した偏心モーメントによるフランジの曲げ応力度

鉛直反力 V<sub>L</sub>/2 により下フランジに生じる偶力による水平力 H<sub>L</sub> は、

$$V_{L1} = 31 \text{ kN} \text{ の時 } H_L = 31 \times 0.485 / 0.6 = 25.1 \text{ kN}$$

下フランジに作用する H<sub>L</sub>/2 による曲げモーメントは平面応力解析により求めた。

$$M_{\text{max}} = 8.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Y}_2 \text{ 通り端})$$

$$Z_F = 25 \times 300^2 / 6 = 375 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_F = 8.0 \times 10^6 / (375 \times 10^3) = 21.3 \text{ N/mm}^2$$

上記応力と長期曲げ応力度の最大値を合算して検証する。本来は、それぞれの位置で検証すべきであるが、ここでは安全側の仮定として最大値を合算した。

$$(\sigma_b + \sigma_F) / f_b = (23.5 + 21.3) / 216 = 0.21 < 1.0 \quad \text{OK}$$

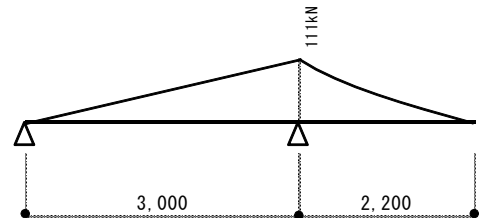


図-25 長期曲げモーメント

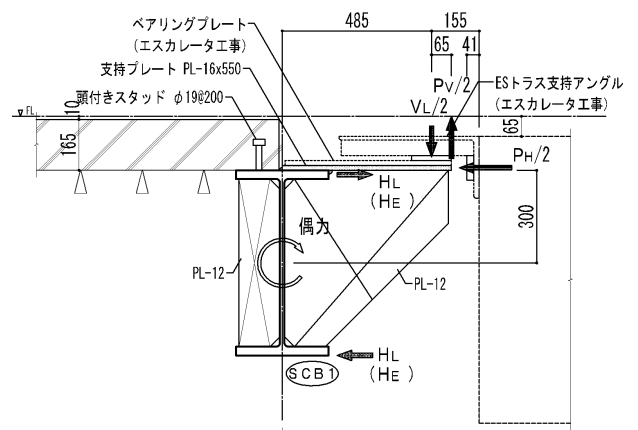


図-26 片持ちばり断面図

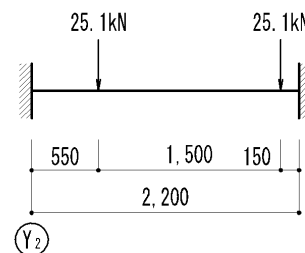


図-27.1 下フランジにかかる長期水平荷重

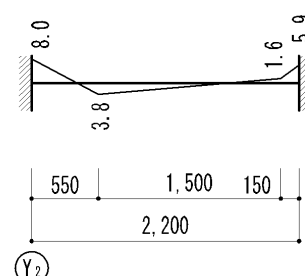


図-27.2 下フランジの長期水平方向曲げモーメント図

b) 衝突時の検証

図-6.2 より本検証例の SCB1 には衝突時の鉛直反力は、上向きに作用する。  
エスカレーターの上向き反力(PV) による曲げモーメントは、

$$M_E = 93 \times 2.05\text{m} + 93 \times 0.55$$

$$= 242\text{kN}\cdot\text{m}$$

よって、衝突時の曲げモーメントは

$$M_S = 111 - 242 = -131\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_b = 131 \times 10^6 / (4730 \times 10^3) = 27.7\text{N}/\text{mm}^2$$

・エスカレーターの衝突時の鉛直反力に起因した偏心モーメントによるフランジの水平方向曲げ  
応力度

片持ちばり SCB1 には X+ 方向時に押し上げのみが作用する。  
したがって、X+ 方向時の押し上げで検証する。

X+ 時の SCB1 の上下フランジの水平抵抗力は、

偏心モーメント  $M_e^+ = V_L \cdot \ell_1 - P_V/2 \cdot \ell_2$

$$= (31 \times 485 - 93 \times 550) / 10^3$$

$$= -36.1\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$H_2^+ = M_e^+ / (600 \times 10^{-3}) = -60.2\text{kN}$$

$$H_1^+ = P_H/2 - H_2^+$$

$$= 250 + 60.2 = 310\text{kN}$$

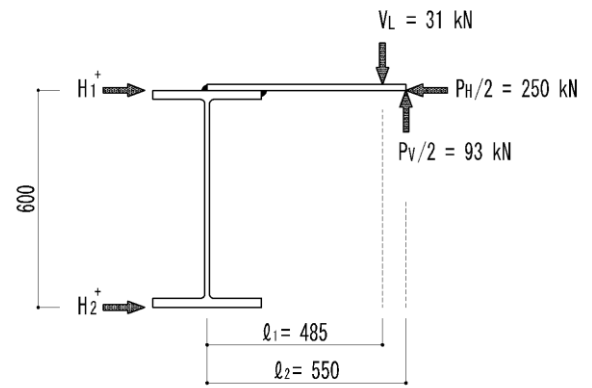


図-28 X+ 時の上下フランジの水平抵抗力

下フランジに作用する  $H_2^+$  による水平方向曲げモーメントは平面応力解析により求めた。

$$M_{\max} = 19.2\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Z_F = 25 \times 300^2 / 6 = 375 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$\sigma_F = 19.2 \times 10^6 / (375 \times 10^3)$$

$$= 51.2\text{N}/\text{mm}^2 < 325\text{N}/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

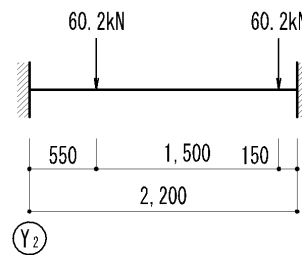


図-29.1 下フランジにかかる衝突時水平荷重

衝突時の強軸まわり曲げモーメントと下フランジの  
衝突時水平方向曲げモーメントの検討は、安全側に  
中央付近の最大応力度を合算して検討する。

$$\sigma_F = 9.2 \times 10^6 / (375 \times 10^3) = 24.5\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\sigma_b + \sigma_F = 27.7 + 24.5$$

$$= 52.2\text{N}/\text{mm}^2 < 325\text{N}/\text{mm}^2 \quad \text{OK}$$

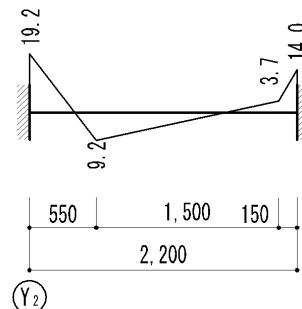


図-29.2 下フランジの衝突時水平方向曲げモーメント

上フランジに作用する  $H_1^+$  による水平方向曲げモーメントは、平面応力解析により求めた。

$$M_{\max} = 98.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_F = 25 \times 300^2 / 6 = 375 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_F = 98.9 \times 10^6 / (375 \times 10^3) = 263.7 \text{ N/mm}^2$$

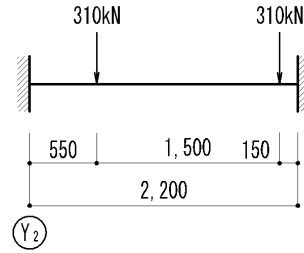


図-30.1 上フランジにかかる衝突時水平荷重

上記応力度と衝突時曲げ応力度を合算して検証する。

$$\begin{aligned} (\sigma_b + \sigma_F) / f_b &= (27.7 + 263.7) / 325 \\ &= 0.90 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

・上フランジの水平方向せん断力の検討

$Q = 310 \text{ kN}$  であるから

$$\tau = 310 \times 10^3 / (25 \times 300)$$

$$= 41.3 \text{ N/mm}^2 < 167 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

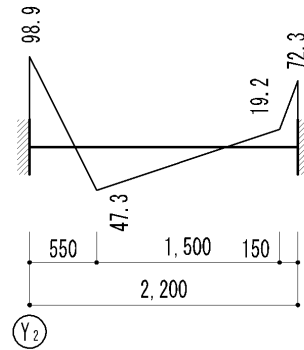


図-30.2 上フランジの衝突時水平方向曲げモーメント

(4) 先端小ばり SB2 の検討

a) 長期荷重時

床荷重を等分布荷重として考えたときの長期曲げモーメントは、

$$\omega = 7.0 \times 1.1 \text{ m} + 0.3 \text{ kN/m} = 8.0 \text{ kN/m}$$

$$M_L = 8.0 \times 3.5^2 / 8 = 12.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

SB2: SH-600 × 300 × 12 × 22 (SN490B)

$$Z_x = 4,290 \times 10^3 \text{ mm}^2 \text{ (ウェブを考慮)}$$

$$\sigma_b = 12.3 \times 10^6 / (4290 \times 10^3) = 2.9 \text{ N/mm}^2 < 325 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

b) 衝突時の検証

衝突時は、上フランジに生じる応力が最大となる。

$$M_{\max} = 72.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_F = 22 \times 300^2 / 6 = 330 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_F = 72.3 \times 10^6 / (330 \times 10^3) = 219.1 \text{ N/mm}^2$$

SCB1 を介して伝達される上フランジの圧縮応力度は 310kN として、

$$\sigma_N = 310 \times 103 / (25 \times 300) = 41.3 \text{ N/mm}^2$$

これらを加算して検証する。

$$\sigma_F + \sigma_N = 219 + 41 = 260 \text{ N/mm}^2 < 325 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

#### 4 まとめ

エスカレーターの脱落防止のための措置について一般的な例を3ケース抽出して行った。

検証例1及び3のように、1本のはりから受けプレートを持ち出してエスカレーターを支持する形式の場合は、はり芯と鉛直荷重( $P_V$ 、 $V_L$ )作用位置との距離が比較的長いことから、偏心に起因する偶力がかかるため、はりフランジの水平方向曲げモーメントを考慮した検証が必要となった。

一方、検証例2のように、2本のはりを設けてエスカレーターを支持する形式の場合は、偶力は2本のはりの上下方向の反力で処理可能なため、比較的処理が容易である。

なお、上記の偏心に起因する偶力の処理に限らず、エスカレーターの取付部周りは、建物ごとに異なる複雑な納まりになっていることが多いので、設計者は、それぞれのケースごとに問題を洗い出し安全性を検証する必要がある。

さらに、本検証例は衝突することを前提として作成しているが、衝突しない場合でも梁から大きく持ち出したブラケットでエスカレーターを支持する場合には、エスカレーターの長期鉛直反力  $V_L$  により、はりに大きな偏心モーメントが生じることになるので、その処理を忘れてはならない。また、衝突しない場合には、地震時のエスカレーターの慣性力(水平力)も支持形式に応じて考慮することも忘れてはならない。