

## 正 誤 表

### 第 4 編 その2 (設計例 - 1) 担当WG名:[ WG 5 ]

ページ	項番号	行数	誤表示	正表示	備考
217 224 225 333	1.1 2.1 2.1	上 12 図 2.2 図 2.3 軸組図	軒高 : <u>41.20m</u> <u>41.450</u>	軒高 : <u>41.25m</u> <u>41.250</u>	
221	1.4	上 15	[ .鉄筋] <u>ポアソン比 = 0.3</u>	下線部削除	
222	1.5	上 13	脚部 : 継手性能 . . .	壁脚部 : 継手性能 . . .	
226	2.2	2.2 仮定断面	床 R階 <u>250</u> 梁 張り間方向 (両妻側) 1階 <u>1,100 × 3,000</u>	<u>280</u> <u>1,150 × 3,000</u>	
227	2.3	荷重表 No.1 荷重表 No.4 荷重表 No.5	ボイドスラブ <u>5,520</u> スラブ <u>23</u> ボイドスラブ <u>5,760</u>	<u>5,280</u> <u>24</u> <u>5,280</u> その他の訂正は別紙 6 による。	
230	2.5.1	上 11	$T=0.02h=\underline{0.0825}(\text{sec.})$	$T=0.02h=\underline{0.825}(\text{sec.})$	
232	3.1	下 5	適用範囲 . . . $\leq 0.4$	適用範囲 . . . <u>0.4</u>	
243	5.1.1	上 20	$f_s$ : コンクリートの短期許容せん断応力度	$f_s$ : コンクリートの長期許容せん断応力度	
243	5.1.1	上 21	$v_s f_s$ : せん断補強筋の短期許容せん断応力度	$v_s f_s$ : せん断補強筋の長期許容せん断応力度	
247	5.2.1	上 4、5 [計算ルート] X、Y 両方向	Ptmax <u>0.00</u> Ptmin <u>2.20</u> Pwmax <u>0.20</u> Pwmin <u>1.20</u>	Ptmax <u>2.20</u> Ptmin <u>0.40</u> Pwmax <u>1.20</u> Pwmin <u>0.20</u>	
249	5.3.1	上 9	$Q_A = \dots, \cdot Q_w \}$	$Q_A = \dots, \cdot (Q_w + Q_c) \}$	
253 287	6.1.2 9.1.2	表 6.1、表 9.1 上から 5 段 目の層厚 下から 4 段 目の層厚	<u>2.9</u> <u>4.8</u>	<u>2.8</u> <u>4.6</u>	
256	6.1.3	下 2	$pN_{ex} = \dots$ $= 9.035 \times 2 / 6.5 = 2.780$	$pN_{ex} = \dots$ $= (9.035 + 9.035 / 2) / 6.5 = 2.085$	
257	6.1.3	表 6.8 の $pN_{ex}$	<u>- 2.780</u> および <u>2.780</u>	<u>- 2.085</u> および <u>2.085</u> その他の訂正は別紙 7 による。	
257	6.1.3	表 6.8	杭 No.2、6、9、13 の $pN_{ex} = 0.0$	曲げ戻しの付加軸力有り。 別紙 7 による。	
257	6.1.3	表 6.9	軸力他誤植	別紙 7 による。	

257	6.1.3	表 6.10	引張力他誤植	別紙 7 による。
258	6.1.4	下 5 行	$Q_1=20.142$	$Q_1=20.193$
258	6.1.4	下 1 行	$Q_0=20.142+0.1 \times \dots =22.255$	$Q_0=20.193+0.1 \times \dots =22.306$
259	6.1.4	上 2 行	$Q_p=22.225/14=1.589.7$	$Q_p=22.306/14=1.593.3$
260	6.1.4	表 6.13	軸力他誤植	別紙 8 による。
260	6.1.4	上 4 行	$Q_D=1.5 Q_P$	$Q_D=1.0 Q_P$
260	6.1.4	表 6.14	設計用せん断力他訂正	別紙 8 による。
262	6.2.2	表 6.16	地震時応力他誤植	別紙 8 による。 また、 $M_p$ は節点応力となっているのでフェイス応力に訂正する。
263	6.2.2	表 6.17	応力他誤植	別紙 9 による。
263	6.2.2	下 11	<u>P2 - 6</u> より、	表 2.4.1 および表 2.4.2より、
263	6.2.2	下 1 から 6	数値誤植	別紙 10 による。
264	6.2.2	上 1 から 14		
264	6.2.2	表 6.18	長期曲げモーメント他誤植	別紙 10 による。
265	6.2.2	表 6.19	応力他誤植	別紙 11 による。
267	7.2.1	下 1	$=0.7 (0.7 - F_c/2000)$	$=0.7 (0.7 - F_c/200)$
270	7.2.2	下 2		
271	7.2.2	上 2 行	7.1.1(3)に準じる。	7.2.1(3)に準じる。
272	7.3.2	図 7.3.2	X6 - X7 間スパン長 <u>6.500</u>	<u>6.900</u>
273	7.3.3	図 7.3.3		
274	7.4.1	図 7.4.1		
275	7.4.2	図 7.4.2		
278	7.4.5	図 7.5		
279	7.4.5	図 7.6		
273	7.3.3	図 7.3.3		
276	7.4.3	(1)比較耐力表	$Q_{ud}$ 8 階 <u>70.550</u> 、1 階 <u>100.708</u> $Q_{in}$ 8 階 <u>21.168</u>	$Q_{ud}$ 8 階 <u>70.589</u> 、1 階 <u>100.965</u> $Q_{in}$ 8 階 <u>21.177</u>
277	7.4.5	(1)クライテリアと設計値	柱軸力 設計値 場所 圧縮 <u>0.33</u> 引張 <u>2FY1 - X1</u> 柱曲げ 設計値 場所 <u>1.33</u> <u>2FY1-X5</u> 柱せん断・付着 設計値 場所 <u>1.54</u> <u>2F Y2-X4</u>	<u>0.37</u> <u>3FY1 - X1</u> <u>1.35</u> <u>3FY1-X6</u> <u>1.40</u> <u>12F Y1-X2</u>
279	7.4.5	図 7.6	$N/N_u$ の数値誤植	別紙 12 による。

(本文 P.227)

No.	室名	材料	厚さ (mm)	単位重量 (N/m <sup>2</sup> ) (kN/m <sup>3</sup> )	D.L. (N/m <sup>2</sup> )	設計床荷重 (N/m <sup>2</sup> )			備考
						床用	架構用	地震用	
						L.L. / T.L.	L.L. / T.L.	L.L. / T.L.	
1	屋根	押さえコンクリート	80	23	1,840	1,000	700	300	
		断熱材	1	50	50				
		アスファルト防水	1	150	150				
		増打ちコンクリート	75	23	1,725				
		ボイドスラブ	220	24	5,280				
		天井・設備	1	50	50				
		小計			9,095				
					9,100	10,100	9,800	9,400	
2	EV屋根	押さえコンクリート	80	23	1,840	1,000	700	300	
		防水	1	150	150				
		スラブ	150	24	3,600				
		小計			5,590				
					5,600	6,600	6,300	5,900	
3	屋根庇 廊下側	押さえコンクリート	80	23	1,840	1,000	700	300	
		防水・断熱	1	200	200				
		スラブ	185	24	4,440				
		天井	1	50	50				
		小計			6,530				
					6,600	7,600	7,300	6,900	
4	屋根庇 バルコ ニー側	押さえコンクリート	80	23	1,840	1,000	700	300	
		防水・断熱	1	150	150				
		スラブ	170	24	4,080				
		天井	1	50	50				
		小計			6,120				
					6,200	7,200	6,900	6,500	
5	一般階 居室	間仕切り	1	150	150	1,800	1,300	600	
		仕上げ	1	200	200				
		ボイドスラブ	220	24	5,280				
		天井	1	50	50				
		小計			5,680				
					5,700	7,500	7,000	6,300	
6	一般階 廊下	仕上げ	1	300	300	1,800	1,300	600	
		スラブ	185	24	4,440				
		天井	1	50	50				
		小計			4,790				
					4,800	6,600	6,100	5,400	
7	一般階 バルコ ニー側	仕上げ	1	300	300	1,800	1,300	600	
		スラブ	170	24	4,080				
		天井	1	50	50				
		小計			4,430				
					4,500	6,300	5,800	5,100	
8	1階 居室	間仕切り	1	200	200	1,800	1,300	600	
		仕上げ	1	400	400				
		スラブ	150	24	3,600				
		小計			4,200				
					4,200	6,000	5,500	4,800	

(本文 P.257)

表6.8 杭径および杭軸力の算定

杭 No.	長期 基礎			地震時		曲げ戻し		最大 $N_{max}$ (kN)	最小 $N_{min}$ (kN)
	$N_L$ (kN)	$W_F$ (kN)	$P_L$ (kN)	$N_{ex}$ (kN)	$N_{ey}$ (kN)	${}_p N_{ex}$ (kN)	${}_p N_{ey}$ (kN)		
1	6,446	325	6,771	-7,834	-7,640	-2,085	-1,506	16,690	-3,148
2	9,418	325	9,743	-28	-6,561	695	-1,506	17,810	1,676
3	9,356	325	9,681	-139	-6,563	0	-1,506	17,750	1,612
4	9,417	325	9,742	-23	-6,558	0	-1,506	17,806	1,678
5	9,313	325	9,638	160	-6,552	0	-1,506	17,696	1,580
6	9,410	325	9,735	30	-6,540	-695	-1,506	17,781	1,689
7	6,436	325	6,761	7,834	-7,604	2,085	-1,506	16,680	-3,158
8	6,656	325	6,981	-7,164	7,640	-2,085	1,506	16,230	-2,268
9	9,874	325	10,199	385	6,561	695	1,506	18,266	2,132
10	10,073	325	10,398	62	6,563	0	1,506	18,467	2,329
11	10,311	325	10,636	-25	6,558	0	1,506	18,700	2,572
12	9,762	325	10,087	-39	6,552	0	1,506	18,145	2,029
13	9,863	325	10,188	-384	6,540	-695	1,506	18,234	2,142
14	6,650	325	6,975	7,164	7,604	2,085	1,506	16,224	-2,135
15	1,640	186	1,826	-	-	-	-	1,826	-
16	1,640	186	1,826	-	-	-	-	1,826	-

(本文 P.257)

表6.9 杭体の判定

杭 No.	杭径 (mm)	$P_L$ (kN)	$R_a$ (kN)	$R_a / P_L$	判定	$N_{max}$ (kN)	$N_{min}$ (kN)	$R_a$ (kN)	$R_a / N_{max}$ (kN)	判定
1	2222	6,771	9,500	1.403	O.K.	16,690	-3,148	19,000	1.14	O.K.
2	2223	9,743	10,380	1.065	O.K.	17,810	1,676	20,770	1.17	O.K.
3	2223	9,681	10,380	1.072	O.K.	17,750	1,612	20,770	1.17	O.K.
4	2223	9,742	10,380	1.065	O.K.	17,806	1,678	20,770	1.17	O.K.
5	2223	9,638	10,380	1.077	O.K.	17,696	1,580	20,770	1.17	O.K.
6	2223	9,735	10,380	1.066	O.K.	17,781	1,689	20,770	1.17	O.K.
7	2222	6,761	9,500	1.405	O.K.	16,680	-3,158	19,000	1.14	O.K.
8	2222	6,981	9,500	1.361	O.K.	16,230	-2,268	19,000	1.17	O.K.
9	2224	10,199	11,300	1.108	O.K.	18,266	2,132	22,610	1.24	O.K.
10	2224	10,398	11,300	1.087	O.K.	18,467	2,329	22,610	1.22	O.K.
11	2224	10,636	11,300	1.062	O.K.	18,700	2,572	22,610	1.21	O.K.
12	2224	10,087	11,300	1.120	O.K.	18,145	2,029	22,610	1.25	O.K.
13	2224	10,188	11,300	1.109	O.K.	18,234	2,142	22,610	1.24	O.K.
14	2222	6,975	9,500	1.362	O.K.	16,224	-2,135	19,000	1.17	O.K.
15	1818	1,826	6,360	3.483	O.K.	-	-	-	-	-
16	1818	1,826	6,360	3.483	O.K.	-	-	-	-	-

(本文 P.257)

表6.10 基礎の浮き上がりの検討

杭 番号	杭 No.	引張力 $T_s$ (kN)	許容引張力 $T_A$ (kN)	$T_A / T_s$	判定	不足分
1	2222	3,148	11,689	3.71	O.K.	-
7	2222	3,158	11,689	3.70	O.K.	-
8	2222	2,268	11,689	5.15	O.K.	-
14	2222	2,153	11,689	5.43	O.K.	-

(本文 P.260)

表6.13 杭体の断面算定

杭 No.	設計応力			位置 杭頭 GL - m	杭径 D (mm)	主筋				
	$N_{max}$ (kN)	$N_{min}$ (kN)	M (kN·m)			本数	径	間隔 (mm)	$a_g$ (mm <sup>2</sup> )	$P_g$ (%)
7 (隅) 2222			6,475	0.0		40	- D 35	157	38,280	1.01
	16,680	-3,158	1,873	7.8	2,200	40	- D 35	157	38,280	1.01
			805	12.8		20	- D 35	314	19,140	0.50
11 (中) 2225			6,475	0		34	- D 35	185	32,538	0.86
	18,700	2,572	1,873	7.80	2,200	34	- D 35	185	32,538	0.86
			805	12.80		17	- D 35	370	16,269	0.43

(本文 P.260)

表6.14 せん断の検討

杭 No.	位置	杭径D (mm)	$Q_P$ (kN)	$Q_D$ (kN)	$N/mm^2$	HOOP	$p_w$ (%)	$Q_A$ (kN)	$Q_A / Q_D$	判定
7	杭頭	2,200	1,600	1,600	0.561	D13 @ 150	0.086	2,534	1.58	O.K.
	上部	2,200	72	72	0.025	D13 @ 150	0.086	2,534	35.19	O.K.
	下部	2,200	236	236	0.083	D13 @ 300	0.043	2,534	10.74	O.K.

(本文 P.262)

表6.16 Y1フレームの設計応力

			X1		X2		X3		X4				
			左端	中央	右端	左端	中央	右端	左端	中央	右端		
長期	$M_L$	(kN·m)	119		352		339		297		299		305
				265			146				160		
	$Q_L$	(kN)			302				239				246
			227				252			244			
地震時	$M_E$	(kN·m)			2,943			120	2,487				2,538
					2,332				2,087				2,116
		4,253	655		2,247				2,572	17			
		3,642			1,847				2,150				
$Q_E$	(kN)	1,111		1,111		728		728		768		768	
杭曲げ 戻し	$M_P$	(kN·m)			4,518			4,518				4,518	
					3,371			3,754				3,754	
		9,035	2,259		4,518	0		4,518	0				
		7,888			3,754			3,754					
$Q_P$	(kN)	2,085		2,085		1,390		1,390		1,390		1,390	
短期	$M_S$	(kN·m)	11,649	2,649	6,055		5,939		6,137		6,202		6,174
			11,411	3,179	5,351		5,261	266	5,543		5,604	177	
	$Q_S$	(kN)	2,969		3,498		1,866		2,357		1,914		2,404
			3,423		2,894		2,370		1,879		2,402		1,912

註) 地震時および杭曲げ戻しの曲げモーメントについて

上段: 節点曲げモーメント

下段: フェースモーメントに換算

(本文 P.263)

表6.17 Y1フレームの基礎梁の断面算定

		X1	X2	X2	X3	X3	X4
		左端	右端	左端	右端	左端	右端
断面	$b$ (mm)	1,040		920		920	
	$D$ (mm)	3,000		3,000		3,000	
スパン	$L$ (mm)	6,400		6,500		6,500	
並び本数	$n$ (本)	6		5		5	
曲げ	$M_{上}$ (kN·m)	<u>11,649</u>	<u>6,055</u>	<u>5,939</u>	<u>6,137</u>	<u>6,202</u>	<u>6,174</u>
	$M_{下}$ (kN·m)	<u>11,411</u>	<u>5,351</u>	<u>5,261</u>	<u>5,543</u>	<u>5,604</u>	<u>5,564</u>
上端筋	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	<u>11,894</u>	<u>6,087</u>	<u>5,970</u>	<u>6,169</u>	<u>6,235</u>	<u>6,207</u>
	配筋	9 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41
	$p_t$ (%)	<u>0.404</u>	<u>0.221</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>
下端筋	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	<u>11,651</u>	<u>5,464</u>	<u>5,372</u>	<u>5,660</u>	<u>5,722</u>	<u>5,681</u>
	配筋	9 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41	5 - D41
	$p_t$ (%)	<u>0.404</u>	<u>0.221</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>	<u>0.250</u>
$M_y$	上 (kN·m)	<u>13,364</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>
	下 (kN·m)	<u>13,364</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>	<u>7,541</u>
$M_{cr}$	上 (kN·m)	<u>5,242</u>	<u>5,242</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>
	下 (kN·m)	<u>5,242</u>	<u>5,242</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>	<u>4,637</u>
$M_y / M_{cr}$	上	<u>2,550</u>	<u>1,439</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>
	下	<u>2,550</u>	<u>1,439</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>	<u>1,626</u>
曲げ設計	上	12 - D41	8 - D41				
	下	12 - D41	8 - D41				
判定		O.K.		O.K.		O.K.	
せん断	$Q_D$ (kN)	<u>3,423</u>	<u>3,498</u>	<u>2,370</u>	<u>2,357</u>	<u>2,402</u>	<u>2,404</u>
	$Q_{A1}$ (kN)	<u>3,330</u>	<u>3,382</u>	<u>2,992</u>	<u>2,992</u>	<u>2,992</u>	<u>2,992</u>
	$Q_A / Q_D$	<u>0.973</u>	<u>0.967</u>	<u>1.262</u>	<u>1.269</u>	<u>1.246</u>	<u>1.245</u>
	不足 (kN)	<u>93</u>	<u>116</u>	-	-	-	-
		<u>1,845</u>	<u>2,000</u>	-	-	-	-
	$Q_{A2}$ (kN)	<u>6,145</u>	<u>6,764</u>	-	-	-	-
	$Q_A / Q_D$	<u>1.795</u>	<u>1.934</u>	-	-	-	-
配筋		4 - D13@125		4 - D13@150		4 - D13@150	
判定		O.K.		O.K.		O.K.	

(本文 P.263, P.264) 計算値等

$$\begin{aligned}
 & \text{X1フレーム 負担幅 } 3.2 \text{ (m)} \\
 & = 4,310 / 12.0 + 1.0 \times 3.0 \times 24 + \underline{5.5} \times 3.2 \\
 & = 359.17 + 72.00 + \underline{17.60} = \underline{448.77} \text{ (kN/m)} \quad \underline{449} \text{ (kN/m)} \\
 & \text{X2フレーム 負担幅 } 6.5 \text{ (m)} \\
 & = 6,370 / 12.0 + \underline{1.15} \times 3.0 \times 24 + \underline{5.5} \times 6.5 \\
 & = 530.84 + \underline{82.80} + \underline{35.75} = \underline{649.39} \text{ (kN/m)} \quad \underline{650} \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

それぞれの  $C$ ,  $M_o$ ,  $Q$  の算定

$$\begin{aligned}
 \text{X1フレーム} \quad C &= \underline{449} \times 12.0^2 / 12 = \underline{5,388.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_o &= \underline{449} \times 12.0^2 / 8 = \underline{8,082.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 Q &= \underline{449} \times 12.0 / 2 = \underline{2,694.0} \text{ (kN)} \\
 \text{X2フレーム} \quad C &= \underline{650} \times 12.0^2 / 12 = \underline{7,800.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_o &= \underline{650} \times 12.0^2 / 8 = \underline{11,700.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 Q &= \underline{650} \times 12.0 / 2 = \underline{3,900.0} \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

端部および中央の応力を  $0.6 C$  および  $M_o - 0.35 C$  とすると、

$$\begin{aligned}
 \text{X1フレーム} \quad \text{曲げ} \quad \text{端部} \quad M_L &= \underline{3,232.8} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 & \quad \text{中央} \quad M_L = \underline{6,196.2} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 & \quad \text{せん断} \quad Q_L = \underline{2,694.0} \text{ (kN)} \\
 \text{X2フレーム} \quad \text{曲げ} \quad \text{端部} \quad M_L &= \underline{4,680.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 & \quad \text{中央} \quad M_L = \underline{8,970.0} \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 & \quad \text{せん断} \quad Q_L = \underline{3,900.0} \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(本文 P.264)

表6.18 各フレームの設計応力

		X1フレーム			X2フレーム		
		Y1 左端	Y2 中央	Y2 右端	Y1 左端	Y2 中央	Y2 右端
長期	$M_L$ (kN·m)	<u>3,233</u>	<u>6,197</u>	<u>3,233</u>	<u>4,680</u>	<u>8,970</u>	<u>4,680</u>
	$Q_L$ (kN)	<u>2,694</u>		<u>2,694</u>	<u>3,900</u>		<u>3,900</u>
		<u>2,694</u>			<u>3,900</u>		
地震時	$M_L$ (kN·m)						
	$Q_L$ (kN)						
杭曲げ 戻し	$M_P$ (kN·m)			9,035 <u>8,252</u>			9,035 <u>8,252</u>
	$Q_P$ (kN)			1,506		1,506	1,506
短期	$M_S$ (kN·m)	<u>11,485</u>	<u>5,019</u>	<u>11,485</u>	<u>12,932</u>	<u>3,572</u>	<u>12,932</u>
	$Q_S$ (kN)	<u>4,200</u>		<u>4,200</u>	<u>5,406</u>		<u>5,406</u>
		<u>4,200</u>			<u>5,406</u>		

註) 地震時および杭曲げ戻しの曲げモーメントについて

上段: 節点曲げモーメント

下段: フェースモーメントに換算

(本文 P.265)

表6.19 各フレームの基礎梁の断面算定

		X1フレーム		X2フレーム	
		Y1 左端	Y2 右端	Y1 左端	Y2 右端
断面	$b$ (mm)	1,000		1,150	
	$D$ (mm)	3,000		3,000	
スパン	$L$ (mm)	12,000		12,000	
並び本数	$n$ (本)	6		7	
曲げ (長期)	中央 $a_t$ (mm <sup>2</sup> )	6,197		8,970	
	配筋	10 - D41		14 - D41	
	$p_t$ (%)	0.467		0.568	
曲げ (地震時)	$M_{上}$ (kN・m)	11,485		12,932	
	$M_{下}$ (kN・m)	5,019		3,572	
上端筋	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	11,727		13,204	
	配筋	9 - D41		10 - D41	
	$p_t$ (%)	0.420		0.406	
下端筋	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	5,125		3,647	
	配筋	4 - D41		4 - D41	
	$p_t$ (%)	0.187		0.162	
$M_y$	上 (kN・m)	13,364		14,849	
	下 (kN・m)	5,939		5,939	
$M_{cr}$	上 (kN・m)	5,040		5,796	
	下 (kN・m)	5,040		5,796	
$M_y / M_{cr}$	上	2.652		2.562	
	下	1.178		1.025	
設計	上	12 - D41		12 - D41	
	下	10 - D41		10 - D41	
判定		O.K.		O.K.	
せん断	$Q_D$ (kN)	4,200		5,406	
	$Q_{A1}$ (kN)	3,202		3,682	
	$Q_A / Q_D$	0.762		0.681	
	不足 (kN)	998		1,724	
		2,000		2,000	
	$Q_{A2}$ (kN)	6,404		7,364	
	$Q_A / Q_D$	1.525		1.362	
	配筋	3 - D13@150		3 - D13@150	
判定		O.K.		O.K.	

(本文 P.279) (軸力比の見直し)

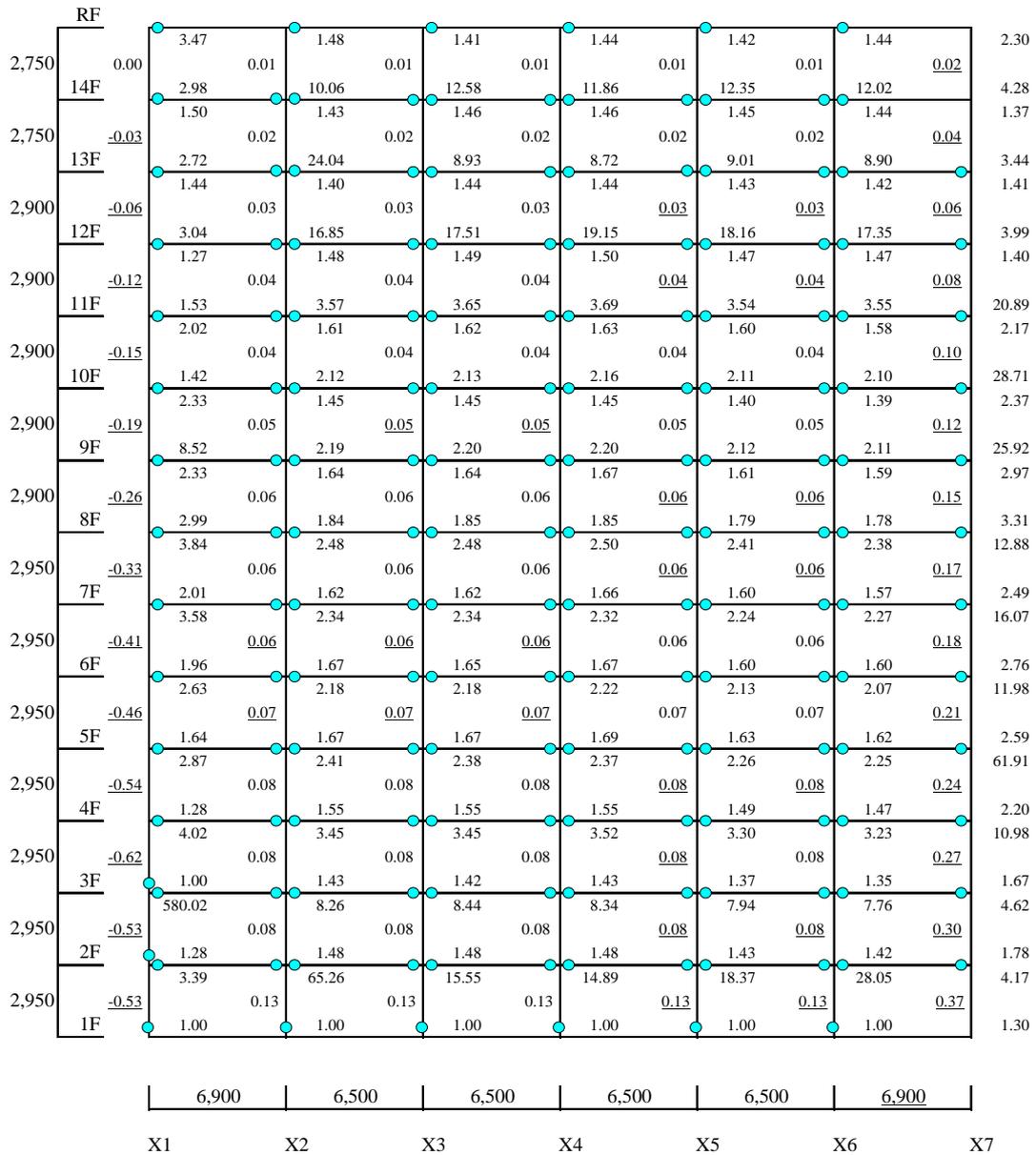


図.7.6 Y1 通り