

4. 計算書  
現況耐震診断及び補強後耐震診断

平成30年度

耐震補強計画報告書

施設名

伊賀市南庁舎

報告年月日 平成30年8月30日

# 目 次

1. 耐震診断対象建築物の概要	-----	S - 0053
2. 耐震補強計画の方針	-----	S - 0055
3. 診断結果	-----	S - 0061
4. 総合所見	-----	S - 0063
5. 補強部材の検討	-----	S - 0064
6. 現況 2 次診断電算出力	-----	S - 0142
7. 補強後 2 次診断電算出力	-----	S - 1695

# 耐震補強計画報告書

平成 30 年 8 月 30 日

伊賀市長 様

建築物の耐震診断結果を次のとおり資料を添えて報告します。

## 1. 耐震診断対象建築物の概要

### (1) 名称等

対 象 建 築 物	名 称	伊賀市南庁舎
	所有者（管理者）	伊賀市
	所 在 地	三重県伊賀市上野丸之内116番地
	用 途	庁舎
	竣 工 年 月 日	昭和39年

設 計 者	事 務 所 名	坂倉準三建築研究所（昭和38年設計）
	住 所	大阪市西区京町堀2-122

施 工 者	会 社 名	株式会社銭高組
	住 所	名古屋市中区丸ノ内1丁目14番13号

(2) 構造概要及び規模

階 別	1階	2階	3階	PH1階	階	階	合 計
延べ面積 (m <sup>2</sup> )	2160.50	1023.20	2189.50	63.90			5437.10

(過去検討書より)

・構造種別 、SRC造、S造、その他 ( )

・構造形式

X方向 ラーメン、、その他 ( )

Y方向 ラーメン、、その他 ( )

・構造材料

コンクリート強度  $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$  (過去検討書より)

鉄筋 、SD295、その他 (SD345)  
(SR24)、(SD30) (SD35)

(過去検討書より)

鉄骨 SS400、SM490、その他 ( )  
(SS41)、(SM50)

・基礎形式

直接基礎 (地耐力  $t/m^2$ )

(杭種 RC杭、杭径 250φ、杭耐力 250.0 t/本、杭長 3.5 m)

(過去検討書より)

(3) 設計図書の有無

建築設計図  無 一部有 ( )

構造図  無 一部有 ( )

構造計算書 有  一部有 ( )

地質調査 有  一部有 ( )

## 2. 耐震補強計画の方針

### (1) 概要及びモデル化

- ・ 本建物は、昭和39年に建設された鉄筋コンクリート造地上3階、塔屋2階、延床面積5437.10㎡の庁舎である。桁行（X）方向21スパン84.43m（基準スパン4.50m）、梁間（Y）方向10スパン43.733m（基準スパン6.50m）の整形な建物である。
- ・ 架構形式は、桁行（X）方向・梁間（Y）方向とも耐震壁付きラーメン構造である。
- ・ 建物重量は、設計図書及び現状の用途に基づいて算出する。
- ・ 高さ方向の補正係数は $n+1/n+1$ 分布を採用する。
- ・ 地震時付加軸力は考慮しない。
- ・ コンクリート強度は設計基準強度を採用する。
- ・ 診断次数は2次とし、重要度係数は1.25とする。
- ・ 耐力、剛性に寄与するそで壁長さの最小値は30cmとする。
- ・ 100mm以下の壁の耐力・剛性は考慮しない。

### (2) 診断結果

- ・ X方向は、2階～3階においてIso値0.750を満足していない。
- ・ Y方向は、2階においてIso値0.750を満足していない。

### (3) 補強方針及び補強方法

- ・ X方向は、2階～3階において $I_s$ 値が不足するため補強を行う。  
3階2箇所、2階6箇所、1階6箇所新設耐震壁を設け、2階1箇所RC壁増し打ち補強を設ける。
- ・ Y方向は、2階において $I_s$ 値が不足するため補強を行う。  
基本計画において1階～3階の構造躯体を一部撤去することによりY方向3階の $I_s$ 値がIso値0.75を下回るためY方向3階も補強を行なう。  
3階4箇所、2階10箇所、1階6箇所新設耐震壁を設ける。
- ・ 現況診断においてX方向2階の剛重比、Y方向1階の偏心率及び剛重比により形状指標が低下しているため、改善するようバランス良く補強部材を配置する。
- ・ 既存耐震壁下階壁抜け柱、新設耐震壁下階壁抜け柱及び第2種構造要素となる柱に鉄板巻き補強を行なう。3階1箇所、2階1箇所、1階6箇所設ける。
- ・ 3階部分の片持ち大梁の耐震性に問題があるため、3階片持ち大梁と屋根階大梁の間にRC壁を10箇所増設し壁付き大梁として補強する事とする。

(4) 適用基準

■ 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 (2001年改訂版)

( (財) 日本建築防災協会)

□ 既存鉄骨造建築物の耐震診断基準

( (財) 日本建築防災協会)

□ 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 (2009年改訂版)

( (財) 日本建築防災協会)

■ 国土交通省告示第184号

□ 屋内運動場等の耐震性能診断基準

( 文部科学省大臣官房文教施設企画部)

□ 官庁施設の総合耐震診断・改修基準

( (財) 建築保全センター)

□ その他 (

)

(5) 解析プログラム

プログラム名 ( 開発会社名 ユニオンシステム(株) )

( ソフト名 Super Build/RC診断2001 Ver.2.6 )



経年指標

		注) 該当する箇所の数値に○印を付した後、集計する。					
項目	程度 範囲	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化		
		a	b	c	a	b	c
		1. 不同沈下に関するひび割れ 2. 誰でも肉眼で認められる梁、壁、柱のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ、梁の変形 2. 離れると肉眼で認められない梁、壁、柱のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ 3. 離れても肉眼で認められる梁、柱の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ	1. a, bには該当しない軽微な構造ひび割れ 2. a, bには該当しないスラブ、梁のたわみ	1. 鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ 2. 鉄筋の腐食 3. 火災によるコンクリートのはだわれ 4. 化学薬品等によるコンクリートの変質	1. 雨水、漏水による鉄筋さびの溶け出し 2. コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令 3. 仕上げ材の著しい剥落	1. 雨水・漏水、化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れまたはしみ 2. 仕上げ材の軽微な剥落または老朽化
I 床 小梁 を含む	① 総床数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	② 同上 1/3~1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	③ 同上 1/9未満	0.002	0.001	○ 0	0.002	○ 0.001	○ 0
	④ 同上 0 * 0	○ 0	○ 0	0	○ 0	0	0
II 大梁	① 建物一方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	② 同上 1/3~1/9	0.017	0.005	○ 0.001	0.017	0.005	○ 0.001
	③ 同上 1/9未満	0.006	○ 0.002	0	0.006	○ 0.002	0
	④ 同上 0 * 0	○ 0	0	0	○ 0	0	0
III 壁・柱	① 総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	② 同上 1/3~1/9	0.050	0.015	○ 0.004	0.050	0.015	○ 0.004
	③ 同上 1/9未満	○ 0.017	○ 0.005	0.001	0.017	○ 0.005	0.001
	④ 同上 0 * 0	0	0	0	○ 0	0	0
減点数集計欄	小計	0.017	0.007	0.005	0	0.008	0.005
	合計	P <sub>1</sub> = 0.029			P <sub>2</sub> = 0.013		
T 指標	算定	T <sub>N</sub> = (1 - P <sub>1</sub> ) (1 - P <sub>2</sub> ) = 0.958				T <sub>N</sub> = 0.958	
	採用	T = 0.958					

\*④は面積・総部材が0のもので、建物の保全状態がきわめて良好と認められるもの



【形状指標】 現況

	/--グレード Gi --/			レンジ調整係数		
	1.0	0.9	0.8	R1	R2	
a. 整形性	○			1.0	0.5	
b. 辺長比	○			0.5	0.25	72.0/37.0=1.95
c. くびれ	○			0.5	0.25	
d. エキスパンションポイント	○			0.5	0.25	
e. 吹抜			○	0.5	0.25	1332.0/2664.0=0.50
f. 吹抜の偏在			○	0.25	0.0	f1=0.45, f2=0.23
h. 地下室の有無			○	1.0	1.0	
i. 層高の均等性	○			0.5	0.25	3.08/3.79=0.812
j. ピロティの有無	○			1.0	1.0	

2次診断の形状指標 SD2(a-j) 0.95 (a~j項目に関する指標)

2次診断の形状指標 SD2(l·n) (l, n項目に関する指標)

<X方向>		平面剛性					断面剛性					SD2(l·n)	
階	SY	GY	eY	SQRT(B*B+L*L)	I	GI	剛性	ΣW	(剛/重)比	β	n		Gn
3	18.944	17.957	0.987	84.977	0.012	1.00	1955.9	24282	0.081	2.00	0.70	1.00	1.00
2	18.647	19.824	1.178	80.950	0.015	1.00	1609.7	56986	0.028	0.50	1.42	0.90	0.90
1	19.360	24.674	5.315	90.734	0.059	1.00	5349.7	76063	0.070	0.67	0.26	1.00	1.00

<Y方向>		平面剛性					断面剛性					SD2(l·n)	
階	SX	GX	eX	SQRT(B*B+L*L)	I	GI	剛性	ΣW	(剛/重)比	β	n		Gn
3	40.103	39.168	0.934	84.977	0.011	1.00	1912.0	24282	0.079	2.00	0.90	1.00	1.00
2	40.803	43.469	2.666	80.950	0.033	1.00	2020.8	56986	0.035	0.50	1.11	1.00	1.00
1	43.317	53.217	9.900	90.734	0.109	0.90	5273.1	76063	0.069	0.67	0.34	1.00	0.90

2次診断の形状指標 SD2

階	X方向	Y方向
3	0.95	0.95
2	0.86	0.95
1	0.95	0.86

【形状指標】 補強後

	/--グレード Gi --/			レンジ調整係数		
	1.0	0.9	0.8	R1	R2	
a. 整形性	○			1.0	0.5	
b. 辺長比	○			0.5	0.25	72.0/37.0=1.95
c. くびれ	○			0.5	0.25	
d. エキスパンションポイント	○			0.5	0.25	
e. 吹抜			○	0.5	0.25	1332.0/2664.0=0.50
f. 吹抜の偏在			○	0.25	0.0	f1=0.45, f2=0.23
h. 地下室の有無			○	1.0	1.0	
i. 層高の均等性	○			0.5	0.25	3.08/3.79=0.812
j. ピロティの有無	○			1.0	1.0	

2次診断の形状指標 SD2(a-j) 0.95 (a~j項目に関する指標)

2次診断の形状指標 SD2(l·n) (l, n項目に関する指標)

<X方向>		平面剛性					断面剛性					SD2(l·n)	
階	SY	GY	eY	SQRT(B*B+L*L)	I	GI	剛性	ΣW	(剛/重)比	β	n		Gn
3	19.122	18.083	1.039	84.977	0.012	1.00	2439.9	24416	0.100	2.00	1.13	1.00	1.00
2	18.769	18.947	0.178	80.950	0.002	1.00	3266.5	57647	0.057	0.50	0.88	1.00	1.00
1	19.479	24.262	4.783	90.734	0.053	1.00	5388.7	76935	0.070	0.67	0.53	1.00	1.00

<Y方向>		平面剛性					断面剛性					SD2(l·n)	
階	SX	GX	eX	SQRT(B*B+L*L)	I	GI	剛性	ΣW	(剛/重)比	β	n		Gn
3	40.050	40.371	0.322	84.977	0.004	1.00	2069.7	24416	0.085	2.00	1.25	1.00	1.00
2	40.850	43.463	2.613	80.950	0.032	1.00	3057.5	57647	0.053	0.50	0.79	1.00	1.00
1	43.182	48.152	4.970	90.734	0.055	1.00	5527.5	76935	0.072	0.67	0.49	1.00	1.00

2次診断の形状指標 SD2

階	X方向	Y方向
3	0.95	0.95
2	0.95	0.95
1	0.95	0.95

## SDの算定表

本建物の診断に用いた形状指標（SD）のa～k項目に関する内訳を下記に示す

項目	グレード	Gi	第1次		第2,3次		
			Ri	qi	Ri	qi	
平面形状	a 整形性	整形a1	1.0	1.00	1.00	0.50	1.00
	b 辺長比	長辺/短辺 $\leq 5$	1.0	0.50	1.00	0.25	1.00
	c くびれ	$0.8 \leq$ くびれ比	1.0	0.50	1.00	0.25	1.00
	d エキパンションポイント	$1/100 \leq$ EXPd/h	1.0	0.50	1.00	0.25	1.00
	e 吹抜	$0.3 <$ 吹抜/床面積	0.8	0.50	0.90	0.25	0.95
	f 吹抜の偏在	$0.4 < f1$ 又は $0.3 < f2$	0.8	0.25	0.95	0.00	1.00
	g						
断面形状	h 地下室の有無	地下/建築面積 $< 0.5$	0.8	1.00	1.00	1.00	1.00
	i 層高の均等性	$0.8 \leq$ 層階高/階高	1.0	0.50	1.00	0.25	1.00
	j ピロティの有無	ピロティ無し	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00
	k						
SD1 = $q_a \times q_b \times q_c \times q_d \times q_e \times q_f \times q_h \times q_i \times q_j$					0.855		
SD2' = $q_a \times q_b \times q_c \times q_d \times q_e \times q_f \times q_h \times q_i \times q_j$					0.950		
$q_i = [1.0 - (1 - G_i) \times R_i]$ $i = a \dots f, i \dots j$							
$q_h = [1.2 - (1 - G_h) \times R_h]$							

- a) : 無し  
:  
:  
b) : 長辺/短辺=72.0/37.0=1.95  $\leq 5$   
c) : 無し  
d) : 無し  
e) :  $1332.0/2664.0=0.50 > 0.3$   
f) :  $f1=0.45 > 0.4$   
 $f2=0.23 > 0.1, \leq 0.3$   
h) : 無し  
i) :  $3.08/3.79=0.812 \geq 0.8$   
j) : 無し

### 3. 診断結果

◇第2次診断（現況 正加力と負加力の小さい方の値を採用）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	0.789	0.95	0.958	0.74	0.718	0.594
	2	1.00	0.429	0.86	0.958	0.36	0.353	
	1	1.00	1.014	0.95	0.958	0.96	0.923	
Y 方向	3	1.00	0.866	0.95	0.958	0.82	0.788	0.594
	2	1.00	0.513	0.95	0.958	0.48	0.467	
	1	1.00	1.109	0.86	0.958	0.95	0.914	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

◇第2次診断（現況 正加力）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	0.804	0.95	0.958	0.76	0.732	0.594
	2	1.00	0.436	0.86	0.958	0.37	0.359	
	1	1.00	1.014	0.95	0.958	0.96	0.923	
Y 方向	3	1.00	0.871	0.95	0.958	0.82	0.793	0.594
	2	1.00	0.529	0.95	0.958	0.50	0.481	
	1	1.00	1.109	0.86	0.958	0.95	0.914	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

◇第2次診断（現況 負加力）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	0.789	0.95	0.958	0.74	0.718	0.594
	2	1.00	0.429	0.86	0.958	0.36	0.353	
	1	1.00	1.024	0.95	0.958	0.97	0.932	
Y 方向	3	1.00	0.866	0.95	0.958	0.82	0.788	0.594
	2	1.00	0.513	0.95	0.958	0.48	0.467	
	1	1.00	1.111	0.86	0.958	0.95	0.916	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

◇第2次診断（補強後 正加力と負加力の小さい方の値を採用）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	0.986	0.95	0.958	0.93	0.897	0.750
	2	1.00	0.859	0.95	0.958	0.81	0.781	
	1	1.00	1.031	0.95	0.958	0.98	0.938	
Y 方向	3	1.00	0.942	0.95	0.958	0.89	0.857	0.750
	2	1.00	0.836	0.95	0.958	0.79	0.761	
	1	1.00	1.100	0.95	0.958	1.04	1.001	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

◇第2次診断（補強後 正加力）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	1.001	0.95	0.958	0.95	0.911	0.750
	2	1.00	0.861	0.95	0.958	0.81	0.784	
	1	1.00	1.031	0.95	0.958	0.98	0.938	
Y 方向	3	1.00	0.942	0.95	0.958	0.89	0.857	0.750
	2	1.00	0.852	0.95	0.958	0.80	0.775	
	1	1.00	1.101	0.95	0.958	1.04	1.002	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

◇第2次診断（補強後 負加力）

方向	階	F	E <sub>0</sub>	S <sub>D</sub>	T	C <sub>TU</sub> ・S <sub>D</sub>	I <sub>s</sub>	I <sub>s o</sub>
X 方向	3	1.00	0.986	0.95	0.958	0.93	0.897	0.750
	2	1.00	0.859	0.95	0.958	0.81	0.781	
	1	1.00	1.038	0.95	0.958	0.98	0.944	
Y 方向	3	1.00	0.942	0.95	0.958	0.89	0.857	0.750
	2	1.00	0.836	0.95	0.958	0.79	0.761	
	1	1.00	1.100	0.95	0.958	1.04	1.001	

( )s内は第2種構造要素のせん断柱で決定した場合

( )内は第2種構造要素の極脆性柱で決定した場合

#### 4. 総合所見

##### 補強量

方向	階	新設耐震壁	増し打ち壁	大梁補強のための新設壁
X	3	2 箇所	0 箇所	10 箇所
	2	6 箇所	1 箇所	0 箇所
	1	6 箇所	0 箇所	0 箇所

方向	階	新設耐震壁	増し打ち壁	大梁補強のための新設壁
Y	3	4 箇所	0 箇所	0 箇所
	2	10 箇所	0 箇所	0 箇所
	1	6 箇所	0 箇所	0 箇所

方向	階	柱鉄板巻き補強
X Y 両 方向	3	1 箇所
	2	1 箇所
	1	6 箇所

以上のような補強を行うことで、必要な耐震性能は満足する。

5. 補強部材の検討  
新設RC壁・RC増し打ち壁の設計

1F B/11-12

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2280 \text{ mm}$

X11	左柱 C3	700 × 700	軸力 N=	1148.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	18 - $\phi 22$	ag=	68.40 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X12	右柱 C9	350 × 350	軸力 N=	204.0 kN		
			引張側	3 - $\phi 19$	at=	8.52 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	8 - $\phi 19$	ag=	22.72 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	300 mm	縦筋	D13 @ 200 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	3975 mm	横筋	D13 @ 200 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2280 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	54 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	1350 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1148.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 402 \times (1 - 0.13)$$

$$= 661.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2280 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 579.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.75$   
 $\sigma_o = 2.3$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{(P_w \cdot s \sigma_y) + 0.1 \sigma_o} \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.81 + 0.39 + 0.23) \times 700 \times 560$   
 $= 563.8 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 563.8 \text{ kN}$     せん断破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 862.4 \text{ kN} \geq N = 204.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 70.1 + 35.7 \times (1 - 0.09)$$

$$= 102.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2280 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 89.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.7 \%$   
 $P_w = 0.0015$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.7 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 280 \text{ mm}$

右  $cQ_{su} = (0.56 + 0.56 + 0.17) \times 350 \times 280$   
 $= 125.5 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 89.9 \text{ kN}$     曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 5025 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 1.81 \text{ m}^2 \\
 be &= 359 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.38 \% \quad 0.13 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.75 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 4500 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.35 + 0.94 + 0.07) \times 359 \times 4500 \times 1 \\
 &= 3814.7 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.05 + 0.94 + 0.07) \times 359 \times 4500 \times 1 \\
 &= 3326.9 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 3570.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0042 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(1736.6, 2299.3) \\
 &= 2299.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.014 \quad 0.019 \\
 \sigma o &= 2.3, \quad 1.7 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 6.4, \quad 7.1 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 7.03, \quad 7.36 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1372.7 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 359.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 1.0, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 54 = 3718.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(2926.0, 4641.4) \\
 &= 2926.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 2926.0 \text{ kN}$$

1F B/11-17正	2299.3 + 1.0 × 552 + 0.7 × 86 + 2299.3		
	+ 1.0 × 563 + 2299.3 + 0.7 × 85		
	+ 2299.3 + 1.0 × 8836	= 19267.9 kN	→ 19200 kN
1F B/11-17負	2299.3 + 1.0 × 552 + 0.7 × 86 + 2299.3		
	+ 1.0 × 563 + 2299.3 + 0.7 × 85		
	+ 2299.3 + 1.0 × 8836	= 19267.9 kN	→ 19200 kN
1F F/13-17正	2299.3 + 1.0 × 562 + 0.7 × 92 + 2299.3		
	+ 1.0 × 9820	= 15045.0 kN	→ 15000 kN
1F F/13-17負	2299.3 + 1.0 × 562 + 0.7 × 92 + 2299.3		
	+ 1.0 × 9820	= 15045.0 kN	→ 15000 kN

1F B/12-13

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2280 \text{ mm}$

X12	左柱 C9	350 × 350	軸力 N=	204.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	3 - φ19	at=	8.52 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	8 - φ19	ag=	22.72 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	$s \sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X13	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	1307.0 kN		
			引張側	5 - φ22	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - φ22	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	300 mm	縦筋	D13 @ 200 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>
	lwo=	3975 mm	横筋	D13 @ 200 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>
	hwo=	2280 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	54 本	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	1350 mm
						$a \sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 862.4 \text{ kN} \geq N = 204.0 \text{ kN}$

$$cMu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 70.1 + 35.7 \times (1 - 0.09)$$

$$= 102.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2280 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 89.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.7 \%$   
 $P_w = 0.0015$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.7$   
 $j = 280$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.56 + 0.56 + 0.17) \times 350 \times 280$$

$$= 125.5 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 89.9 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1307.0 \text{ kN}$

$$cMu = 313 + 457 \times (1 - 0.15)$$

$$= 700.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2280 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 614.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.75$   
 $\sigma_o = 2.7 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.81 + 0.39 + 0.27) \times 700 \times 560$$

$$= 576.5 \text{ kN}$$

$$\therefore cQ_{su} = 576.5 \text{ kN}$$
    せん断破壊



一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 5025 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 1.81 \text{ m}^2 \\
 be &= 359 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.13 \% \quad 0.34 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.84 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 4500 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.05 + 0.94 + 0.08) \times 359 \times 4500 \times 1 \\
 &= 3341.2 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.31 + 0.94 + 0.08) \times 359 \times 4500 \times 1 \\
 &= 3770.7 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 3556.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0042 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(1736.6, 2299.3) \\
 &= 2299.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 K_{min} &= 0.40 \\
 Pg &= 0.019 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 1.7, \quad 2.7 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 7.1, \quad 6.3 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 7.36, \quad 6.97 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= K_{min} \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 359.2 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1360.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 1.0 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 54 = 3718.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(2938.7, 4654.1) \\
 &= 2938.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 2938.7 \text{ kN}$$

2F B/11-13

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2590 \text{ mm}$

X11	左柱 C3	700 × 700	軸力 N=	890.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	18 - $\phi 22$	ag=	68.40 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X13	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	1075.0 kN		
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8300 mm	横筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2590 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	110 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 lo × ho=	0 × 0	上梁成	1200 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 890.0 \text{ kN}$

$$cMu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 312 \times (1 - 0.1)$$

$$= 592.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 457.3 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 1.8$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.72 + 0.39 + 0.18) \times 700 \times 560$   
 $= 507.3 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 457.3 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1075.0 \text{ kN}$

$$cMu = 313 + 376 \times (1 - 0.12)$$

$$= 642.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 495.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 2.2 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

右  $cQ_{su} = (0.72 + 0.39 + 0.22) \times 700 \times 560$   
 $= 522.1 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 495.9 \text{ kN}$     曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 9700 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 3.89 \text{ m}^2 \\
 be &= 401 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.18 \% \quad 0.16 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.51 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.13 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 1 \\
 &= 7950.0 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.1 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 1 \\
 &= 7841.1 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 7895.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0048 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(4834.8, 5903.4) \\
 &= 5903.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.014 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 1.8, \quad 2.2 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 5.9, \quad 5.8 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.77, \quad 6.73 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1322.3 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1314.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 110 = 7574.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(6570.6, 9209.5) \\
 &= 6570.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 6570.6 \text{ kN}$$

2F B/11-15正	5903.4 + 0.7 × 463 + 0.7 × 491		
	+ 3826.3 + 0.7 × 472	= 10727.9 kN	→ 10700 kN
2F B/11-15負	5903.4 + 0.7 × 463 + 0.7 × 491		
	+ 3826.3 + 0.7 × 472	= 10727.9 kN	→ 10700 kN
2F C/11-13正	5903.4 + 0.7 × 472 + 0.7 × 389	= 6506.1 kN	→ 6500 kN
2F C/11-13負	5903.4 + 0.7 × 472 + 0.7 × 389	= 6506.1 kN	→ 6500 kN

2F B/13-15

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2590 \text{ mm}$

X13	左柱 C4	700 × 700	軸力 N=	1075.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X15	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	1010.0 kN		
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8300 mm	横筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2590 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	82 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 lo × ho=	2000 × 2000	上梁成	1200 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1075.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 376 \times (1 - 0.12)$$

$$= 642.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 495.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 2.2$   
 $j = 560$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.72 + 0.39 + 0.22) \times 700 \times 560$$

$$= 522.1 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 495.9 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1010.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 313 + 354 \times (1 - 0.12)$$

$$= 624.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 482.6 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.72 + 0.39 + 0.21) \times 700 \times 560$$

$$= 516.9 \text{ kN}$$

$\sigma_o = 2.1 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

$$\therefore cQ_{su} = 482.6 \text{ kN}$$
    曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 9700 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 3.89 \text{ m}^2 \\
 be &= 401 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.16 \% \quad 0.16 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.54 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0.35 \\
 \gamma &= 0.65
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.1 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 0.65 \\
 &= 5089.4 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.1 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 0.65 \\
 &= 5089.4 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 5089.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0048 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(3133.7, 3826.3) \\
 &= 3826.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.012 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 2.2, \quad 2.1 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 5.8, \quad 5.7 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.73, \quad 6.67 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1314.8 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1302.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 82 = 5646.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(4511.2, 7295.7) \\
 &= 4511.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 4511.2 \text{ kN}$$

2F F/13-15

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2590 \text{ mm}$

X13	左柱 C4	700 × 700	軸力 N=	916.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X15	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	960.0 kN		
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8300 mm	横筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2590 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	94 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	1000 × 2000	上梁成	1200 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 916.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 321 \times (1 - 0.11)$$

$$= 599.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 462.8 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 1.9$   
 $j = 560$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.72 + 0.39 + 0.19) \times 700 \times 560$$

$$= 509.4 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 462.8 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 960.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 313 + 336 \times (1 - 0.11)$$

$$= 611.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 472.1 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.72 + 0.39 + 0.2) \times 700 \times 560$$

$$= 512.9 \text{ kN}$$

$\sigma_o = 2.0 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

$$\therefore cQ_{su} = 472.1 \text{ kN}$$
    曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 9700 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 3.89 \text{ m}^2 \\
 be &= 401 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.16 \% \quad 0.16 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.48 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0.25 \\
 \gamma &= 0.75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } wQsu1 &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy)+0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.1 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 0.75 \\
 &= 5884.1 \text{ kN} \\
 \text{負 } wQsu1 &= (1.1 + 1.03 + 0.05) \times 401 \times 9000 \times 0.75 \\
 &= 5884.1 \text{ kN} \\
 wQsu1 &= 5884.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0048 \\
 wQsu' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20+0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(3631.9, 4434.6) \\
 &= 4434.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.012 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 1.9, \quad 2.0 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 5.5, \quad 5.6 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc-2.75= 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc= 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.58, \quad 6.62 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } pQc &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1283.8 \text{ kN} \\
 \text{右 } pQc &= 1292.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 94 = 6472.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 wQsu2 &= \min(wQsu' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + pQc + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(5089.1, 8087.1) \\
 &= 5089.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore wQsu = 5089.1 \text{ kN}$$

2F F/7-9正	4434.6 + 0.7 × 1177 + 1.0 × 575 = 5833.5 kN	→	5800 kN
2F F/7-9負	4434.6 + 1.0 × 1910 + 1.0 × 575 = 6919.6 kN	→	6900 kN
2F F/13-17正	4434.6 + 0.7 × 475 + 0.7 × 474 + 3932.3 + 1.0 × 963 = 9994.2 kN	→	9900 kN
2F F/13-17負	4434.6 + 0.7 × 475 + 0.7 × 474 + 3932.3 + 1.0 × 963 = 9994.2 kN	→	9900 kN

2F F/15-17

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2590 \text{ mm}$

X15	左柱 C4	700 × 700	軸力 N=	960.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - $\phi 22$	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - $\phi 22$	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X17	右柱 C6	1200 × 550	軸力 N=	1087.0 kN		
			引張側	7 - $\phi 22$	at=	26.60 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	30 - $\phi 22$	ag=	114.00 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8435 mm	横筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2590 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	86 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	2000 × 2000	上梁成	1200 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 960.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 336 \times (1 - 0.11)$$

$$= 611.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 472.1 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 2.0$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.72 + 0.39 + 0.2) \times 700 \times 560$   
 $= 512.9 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 472.1 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 4646.4 \text{ kN} \geq N = 1087.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 751 + 652 \times (1 - 0.09)$$

$$= 1341.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 1036.2 \text{ kN}$

$P_t = 0.4 \%$   
 $P_w = 0.0009$   
 $M / (Qd) = 1.13$

右  $cQ_{su} = (1.23 + 0.44 + 0.16) \times 550 \times 960$   
 $= 970.4 \text{ kN}$

$\sigma_o = 1.6 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 960 \text{ mm}$

$\therefore cQ_{su} = 970.4 \text{ kN}$     せん断破壊



一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 10335 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 4.1 \text{ m}^2 \\
 be &= 397 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.15 \% \quad 0.28 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma_{oe} &= 0.5 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9385 \text{ mm} \\
 \beta &= 0.34 \\
 \gamma &= 0.66
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma_{wy})+0.1\sigma_{oe}} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.09 + 1.03 + 0.05) \times 397 \times 9385 \times 0.66 \\
 &= 5287.5 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.25 + 1.03 + 0.05) \times 397 \times 9385 \times 0.66 \\
 &= 5699.9 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 5493.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 F_{cw} &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0048 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma_{wy}, F_{cw}/20 + 0.5pw \cdot \sigma_{wy}) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(3220.5, 3932.3) \\
 &= 3932.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 K_{min} &= 0.40 \\
 Pg &= 0.012 \quad 0.017 \\
 \sigma_o &= 2.0, \quad 1.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 5.6, \quad 6.7 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33F_c - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66F_c = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau_o &= 6.62, \quad 7.17 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= K_{min} \cdot \tau_o \cdot be \cdot D \\
 &= 1292.4 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1884.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 E_c &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 1.0 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Q_j &= 68.86 \times 86 = 5921.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c, \\
 &\quad Q_j + p_{Qc} + \alpha \cdot Q_c) \\
 &= \min(5233.2, 8137.2) \\
 &= 5233.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 5233.2 \text{ kN}$$

3F B/11-13

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2520 \text{ mm}$

X11	左柱 C3	550 × 550	軸力 N=	342.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	4 - φ22	at=	15.20 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - φ22	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X13	右柱 C4	550 × 550	軸力 N=	388.0 kN		
			引張側	4 - φ22	at=	15.20 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	12 - φ22	ag=	45.60 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	250 mm	縦筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8450 mm	横筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2520 mm	アンカー筋	D19 @ 150 本	111 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	1000 mm	下梁成	1200 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 2129.6 \text{ kN} \geq N = 342.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 197 + 94.1 \times (1 - 0.06)$$

$$= 284.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2520 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 225.9 \text{ kN}$

$P_t = 0.5 \%$   
 $P_w = 0.0009$   
 $M / (Qd) = 2.52$   
 $\sigma_o = 1.1$   
 $j = 440$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.61 + 0.44 + 0.11) \times 550 \times 440$$

$$= 282.6 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 225.9 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 2129.6 \text{ kN} \geq N = 388.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 197 + 107 \times (1 - 0.07)$$

$$= 295.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 1990 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 297.0 \text{ kN}$

$P_t = 0.5 \%$   
 $P_w = 0.0009$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 1.3 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 440 \text{ mm}$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.76 + 0.44 + 0.13) \times 550 \times 440$$

$$= 323.4 \text{ kN}$$

$$\therefore cQ_{su} = 297.0 \text{ kN}$$
    曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 9550 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 2.72 \text{ m}^2 \\
 be &= 285 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.22 \% \quad 0.17 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.27 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy)+0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.19 + 0.94 + 0.03) \times 285 \times 9000 \times 1 \\
 &= 5538.7 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.12 + 0.94 + 0.03) \times 285 \times 9000 \times 1 \\
 &= 5343.0 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 5440.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0041 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20+0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(2953.3, 4011.7) \\
 &= 4011.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.020 \quad 0.015 \\
 \sigma o &= 1.1, \quad 1.3 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 7.0, \quad 5.7 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc-2.75= 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc= 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 7.32, \quad 6.67 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 882.4 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 804.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 111 = 7643.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(4377.7, 8605.7) \\
 &= 4377.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 4377.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 3F \text{ B/11-13正} & \quad 4011.7 + 0.7 \times 231 + 0.7 \times 307 = 4388.3 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 4300 \text{ kN} \\
 3F \text{ B/11-13負} & \quad 4011.7 + 0.7 \times 231 + 0.7 \times 307 = 4388.3 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 4300 \text{ kN} \\
 3F \text{ F/3-5正} & \quad 4011.7 + 0.7 \times 228 + 0.7 \times 243 = 4341.4 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 4300 \text{ kN} \\
 3F \text{ F/3-5負} & \quad 4011.7 + 0.7 \times 228 + 0.7 \times 243 = 4341.4 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad 4300 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1F 3/B-C

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 4940 \text{ mm}$

B	左柱 C1	700 × 700	軸力 N=	909.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	6 - φ22	at=	22.80 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	18 - φ22	ag=	68.40 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
C	右柱 C1	700 × 700	軸力 N=	704.0 kN		
			引張側	6 - φ22	at=	22.80 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	18 - φ22	ag=	68.40 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	2300 mm	横筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	4940 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル 30本	a $\sigma_y =$		345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	700 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 909.0 \text{ kN}$

$$cMu = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 375 + 318 \times (1 - 0.11)$$

$$= 660.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 4940 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 267.2 \text{ kN}$

$P_t = 0.47 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.9$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.51 + 0.39 + 0.19) \times 700 \times 560$   
 $= 426.0 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 267.2 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 704.0 \text{ kN}$

$$cMu = 375 + 246 \times (1 - 0.08)$$

$$= 601.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 4940 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cMu / h_{co}$   
 $= 243.6 \text{ kN}$

$P_t = 0.47 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.4 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

右  $cQ_{su} = (0.51 + 0.39 + 0.14) \times 700 \times 560$   
 $= 409.6 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 243.6 \text{ kN}$     曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 3700 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 1.79 \text{ m}^2 \\
 be &= 482 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.38 \% \quad 0.38 \% \\
 Pse &= 0.004 \\
 M/Q1 &= 1.35 \\
 \sigma_{oe} &= 0.9 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 3000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma_{wy})+0.1\sigma_{oe}} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.03 + 0.93 + 0.09) \times 482 \times 3000 \times 1 \\
 &= 2969.0 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.03 + 0.93 + 0.09) \times 482 \times 3000 \times 1 \\
 &= 2969.0 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 2969.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 F_{cw} &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0048 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma_{wy}, F_{cw}/20 + 0.5pw \cdot \sigma_{wy}) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(1339.8, 1635.9) \\
 &= 1635.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 K_{min} &= 0.40 \\
 P_g &= 0.014 \quad 0.014 \\
 \sigma_o &= 1.9, \quad 1.4 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 6.0, \quad 5.5 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33F_c - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66F_c = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau_o &= 6.79, \quad 6.59 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= K_{min} \cdot \tau_o \cdot be \cdot D \\
 &= 1326.0 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1286.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 E_c &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa_1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa_2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Q_j &= 68.86 \times 30 = 2065.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c, \\
 &\quad Q_j + p_{Qc} + \alpha \cdot Q_c) \\
 &= \min(1993.4, 3538.8) \\
 &= 1993.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 1993.4 \text{ kN}$$

1-2F 3/B-C正	1635.9 + 0.7 × 272 + 0.7 × 234 = 1990.1 kN	→	1900 kN
1-2F 3/B-C負	1635.9 + 0.7 × 272 + 0.7 × 234 = 1990.1 kN	→	1900 kN
1-2F 3/E-F正	1635.9 + 0.7 × 249 + 0.7 × 272 = 2000.6 kN	→	1900 kN
1-2F 3/E-F負	1635.9 + 0.7 × 249 + 0.7 × 272 = 2000.6 kN	→	1900 kN
1-2F 5/B-C正	1635.9 + 0.7 × 277 + 0.7 × 233 = 1992.9 kN	→	1900 kN
1-2F 5/B-C負	1635.9 + 0.7 × 277 + 0.7 × 233 = 1992.9 kN	→	1900 kN
1-2F 5/E-F正	1635.9 + 0.7 × 232 + 0.7 × 276 = 1991.5 kN	→	1900 kN
1-2F 5/E-F負	1635.9 + 0.7 × 232 + 0.7 × 276 = 1991.5 kN	→	1900 kN

2F 11/C-D

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2990 \text{ mm}$

C	左柱 C3	700 × 700	軸力 N=	905.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	6 - φ22	at=	22.80 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	18 - φ22	ag=	68.40 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
D	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	625.0 kN		
			引張側	5 - φ22	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - φ22	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	5800 mm	横筋	D13・D16 @ 150 D	ah=	3.26 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2990 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	78 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 905.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 375 + 317 \times (1 - 0.1)$$

$$= 658.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2990 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 440.7 \text{ kN}$

$P_t = 0.47 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 2.3$   
 $\sigma_o = 1.8$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.65 + 0.39 + 0.18) \times 700 \times 560$   
 $= 483.2 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 440.7 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 625.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 313 + 219 \times (1 - 0.07)$$

$$= 515.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2990 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 345.0 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 2.3$

右  $cQ_{su} = (0.63 + 0.39 + 0.13) \times 700 \times 560$   
 $= 450.3 \text{ kN}$

$\sigma_o = 1.3 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

$\therefore cQ_{su} = 345.0 \text{ kN}$     曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 7200 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 3.01 \text{ m}^2 \\
 be &= 418 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.23 \% \quad 0.2 \% \\
 Pse &= 0.005 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.51 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 6500 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.2 + 1.14 + 0.05) \times 418 \times 6500 \times 1 \\
 &= 6482.7 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.17 + 1.14 + 0.05) \times 418 \times 6500 \times 1 \\
 &= 6395.7 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 6439.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0062 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(4336.2, 4604.1) \\
 &= 4604.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.014 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 1.8, \quad 1.3 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 6.0, \quad 4.9 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.79, \quad 6.28 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1325.2 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1227.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 78 = 5371.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(5154.1, 6906.5) \\
 &= 5154.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 5154.1 \text{ kN}$$

2F 11/C-D正	4604.1 + 0.7 × 452 + 0.7 × 361 = 5173.2 kN	→	5100 kN
2F 11/C-D負	4604.1 + 0.7 × 452 + 0.7 × 361 = 5173.2 kN	→	5100 kN
2F 13/C-D正	4604.1 + 0.7 × 337 + 0.7 × 376 = 5103.2 kN	→	5100 kN
2F 13/C-D負	4604.1 + 0.7 × 337 + 0.7 × 376 = 5103.2 kN	→	5100 kN

2F 15/C-D

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2990 \text{ mm}$

C	左柱 C4	700 × 700	軸力 N=	704.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	5 - φ22	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - φ22	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
D	右柱 C4	700 × 700	軸力 N=	1018.0 kN		
			引張側	5 - φ22	at=	19.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	16 - φ22	ag=	60.80 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 150 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	5800 mm	横筋	D13・D16 @ 150 D	ah=	3.26 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2990 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	78 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 704.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 313 + 246 \times (1 - 0.08)$$

$$= 539.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2990 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 360.6 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 2.3$   
 $\sigma_o = 1.4$   
 $j = 560$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.63 + 0.39 + 0.14) \times 700 \times 560$$

$$= 456.6 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 360.6 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1018.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 313 + 356 \times (1 - 0.12)$$

$$= 627.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2990 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 419.4 \text{ kN}$

$P_t = 0.39 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 2.3$   
 $\sigma_o = 2.1 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.63 + 0.39 + 0.21) \times 700 \times 560$$

$$= 481.7 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 419.4 \text{ kN}$     曲げ破壊



一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 7200 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 3.01 \text{ m}^2 \\
 be &= 418 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.2 \% \quad 0.2 \% \\
 Pse &= 0.005 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.57 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 6500 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy)+0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.17 + 1.14 + 0.06) \times 418 \times 6500 \times 1 \\
 &= 6413.0 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.17 + 1.14 + 0.06) \times 418 \times 6500 \times 1 \\
 &= 6413.0 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 6413.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0062 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20+0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(4336.2, 4604.1) \\
 &= 4604.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.012 \quad 0.012 \\
 \sigma o &= 1.4, \quad 2.1 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 5.1, \quad 5.7 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc-2.75= 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc= 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.36, \quad 6.68 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1242.4 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 1303.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 78 = 5371.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(5150.1, 6907.0) \\
 &= 5150.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 5150.1 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{2F 15/C-E正} & \quad 4604.1 + 0.7 \times 369 + 0.7 \times 426 \\
 & \quad + 4604.1 + 0.7 \times 368 = 10022.3 \text{ kN} \rightarrow 10000 \text{ kN} \\
 \text{2F 15/C-E負} & \quad 4604.1 + 0.7 \times 369 + 0.7 \times 426 \\
 & \quad + 4604.1 + 0.7 \times 368 = 10022.3 \text{ kN} \rightarrow 10000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3F 15/C-D

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2820 \text{ mm}$

C	左柱 C4	550 × 550	軸力 N=	112.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	4 - φ22	at=	15.20 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	12 - φ22	ag=	45.60 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250	sσy=	294 N/mm <sup>2</sup>
D	右柱 C4	550 × 550	軸力 N=	164.0 kN		
			引張側	4 - φ22	at=	15.20 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	12 - φ22	ag=	45.60 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - φ9 @ 250		

壁	t=	350 mm	縦筋	D13 @ 250	D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	5950 mm	横筋	D13 @ 250	D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2820 mm	アンカー筋	D19 @ 150	79 本	aσy=	345 N/mm <sup>2</sup>	
	開口 lo × ho=	0 × 0	上梁成	700 mm	下梁成	800 mm		

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 2129.6 \text{ kN} \geq N = 112.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 197 + 30.8 \times (1 - 0.02)$$

$$= 226.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2290 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 198.1 \text{ kN}$

$P_t = 0.5 \%$   
 $P_w = 0.0009$   
 $M / (Qd) = 2.29$   
 $\sigma_o = 0.4$   
 $j = 440$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.67 + 0.44 + 0.04) \times 550 \times 440$   
 $= 278.3 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 198.1 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 2129.6 \text{ kN} \geq N = 164.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 197 + 45.1 \times (1 - 0.03)$$

$$= 240.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2820 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 170.5 \text{ kN}$

$P_t = 0.5 \%$   
 $P_w = 0.0009$   
 $M / (Qd) = 2.82$   
 $\sigma_o = 0.5 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 440 \text{ mm}$

右  $cQ_{su} = (0.55 + 0.44 + 0.05) \times 550 \times 440$   
 $= 253.3 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 170.5 \text{ kN}$     曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 7050 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 2.69 \text{ m}^2 \\
 be &= 381 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.17 \% \quad 0.17 \% \\
 Pse &= 0.003 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.1 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 6500 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy) + 0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.12 + 0.81 + 0.01) \times 381 \times 6500 \times 1 \\
 &= 4818.0 \text{ kN} \\
 \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.12 + 0.81 + 0.01) \times 381 \times 6500 \times 1 \\
 &= 4818.0 \text{ kN} \\
 w_{Qsu1} &= 4818.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0029 \\
 w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20 + 0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(2079.5, 3538.8) \\
 &= 3538.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.015 \quad 0.015 \\
 \sigma o &= 0.4, \quad 0.5 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 4.8, \quad 5.0 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc - 2.75 = 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc = 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 6.23, \quad 6.31 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 750.3 \text{ kN} \\
 \text{右 } p_{Qc} &= 760.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 79 = 5439.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + p_{Qc} + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(3796.7, 6309.5) \\
 &= 3796.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 3796.7 \text{ kN}$$

3F 3/C-E正	3538.8 + 0.7 × 213 + 0.7 × 183		
	+ 3538.8 + 0.7 × 215	= 7505.2 kN	→ 7400 kN
3F 3/C-E負	3538.8 + 0.7 × 213 + 0.7 × 183		
	+ 3538.8 + 0.7 × 215	= 7505.2 kN	→ 7400 kN
3F 15/C-E正	3538.8 + 0.7 × 215 + 0.7 × 183		
	+ 3538.8 + 0.7 × 215	= 7506.6 kN	→ 7400 kN
3F 15/C-E負	3538.8 + 0.7 × 215 + 0.7 × 183		
	+ 3538.8 + 0.7 × 215	= 7506.6 kN	→ 7400 kN

2F E/7-9

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 2590 \text{ mm}$

X7	左柱 C2	700 × 700	軸力 N=	1831.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	7 - $\phi 22$	at=	26.60 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	22 - $\phi 22$	ag=	83.60 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
X9	右柱 C2	700 × 700	軸力 N=	1514.0 kN		
			引張側	7 - $\phi 22$	at=	26.60 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	22 - $\phi 22$	ag=	83.60 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	370 mm	縦筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	8300 mm	横筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	2590 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル	110 本		a $\sigma_y =$ 345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	1200 mm	下梁成	800 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1831.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 438 + 641 \times (1 - 0.21)$$

$$= 942.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 728.0 \text{ kN}$

$P_t = 0.54 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 3.7$   
 $j = 560$

左  $cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$   
 $= (0.78 + 0.39 + 0.37) \times 700 \times 560$   
 $= 605.2 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 605.2 \text{ kN}$     せん断破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 3449.6 \text{ kN} \geq N = 1514.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 438 + 530 \times (1 - 0.18)$$

$$= 874.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 2590 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 675.5 \text{ kN}$

$P_t = 0.54 \%$   
 $P_w = 0.0007$   
 $M / (Qd) = 1.99$   
 $\sigma_o = 3.1 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 560 \text{ mm}$

右  $cQ_{su} = (0.78 + 0.39 + 0.31) \times 700 \times 560$   
 $= 579.9 \text{ kN}$

$\therefore cQ_{su} = 579.9 \text{ kN}$     せん断破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 9700 \text{ mm} \\
 \Sigma A &= 4.05 \text{ m}^2 \\
 be &= 418 \text{ mm} \\
 Pte &= 0.21 \% \quad 0.21 \% \\
 Pse &= 0.002 \\
 M/Q1 &= 1.00 \\
 \sigma oe &= 0.83 \text{ N/mm}^2 \\
 je &= 9000 \text{ mm} \\
 \beta &= 0 \\
 \gamma &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{正 } wQsu1 &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+Fc)}{(M/Q \cdot 1)+0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma wy)+0.1 \sigma oe} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 &= (1.17 + 0.78 + 0.08) \times 418 \times 9000 \times 1 \\
 &= 7637.7 \text{ kN} \\
 \text{負 } wQsu1 &= (1.17 + 0.78 + 0.08) \times 418 \times 9000 \times 1 \\
 &= 7637.7 \text{ kN} \\
 wQsu1 &= 7637.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Fcw &= 24 \text{ kN/mm}^2 \\
 pw &= 0.0027 \\
 wQsu' &= \max(pw \cdot \sigma wy, Fcw/20+0.5pw \cdot \sigma wy) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 &= \max(2900.9, 5135.6) \\
 &= 5135.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 Kmin &= 0.40 \\
 Pg &= 0.017 \quad 0.017 \\
 \sigma o &= 3.7, \quad 3.1 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 8.8, \quad 8.1 \text{ N/mm}^2 \quad 0.33Fc-2.75= 3.06 \text{ N/mm}^2 \quad 0.66Fc= 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau o &= 8.16, \quad 7.84 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } pQc &= Kmin \cdot \tau o \cdot be \cdot D \\
 &= 1593.3 \text{ kN} \\
 \text{右 } pQc &= 1531.4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 Ec &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha &= 1.0, \quad 1.0 \\
 qa1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 = 69.31 \text{ kN/本} \\
 qa2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 = 68.86 \text{ kN/本} \\
 qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Qj &= 68.86 \times 110 = 7574.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 wQsu2 &= \min(wQsu' + 2 \cdot \alpha \cdot Qc, \\
 &\quad Qj + pQc + \alpha \cdot Qc) \\
 &= \min(6320.8, 9711.2) \\
 &= 6320.8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore wQsu = 6320.8 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 2F \text{ E/7-9正} & \quad 5135.6 + 1.0 \times 4807 & = 9942.6 \text{ kN} & \rightarrow & 9500 \text{ kN} \\
 2F \text{ E/7-9負} & \quad 5135.6 + 1.0 \times 4807 & = 9942.6 \text{ kN} & \rightarrow & 9500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1F 1/B-C

$F_c = 17.6 \text{ N/mm}^2$      $h_w/2 = 4940 \text{ mm}$

B	左柱 C5	550 × 1200	軸力 N=	1240.0 kN	$\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
			引張側	10 - $\phi 22$	at=	38.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	30 - $\phi 22$	ag=	114.00 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250	s $\sigma_y =$	294 N/mm <sup>2</sup>
C	右柱 C5	550 × 1200	軸力 N=	975.0 kN		
			引張側	10 - $\phi 22$	at=	38.00 cm <sup>2</sup>
			全鉄筋	30 - $\phi 22$	ag=	114.00 cm <sup>2</sup>
			H00P	2 - $\phi 9$ @ 250		

壁	t=	375 mm	縦筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	
	lwo=	2450 mm	横筋	D13 @ 250 D	ah=	2.54 cm <sup>2</sup>	$\sigma_{wy} =$ 344 N/mm <sup>2</sup>
	hwo=	4940 mm	アンカー筋	D19 @ 150 ダブル 32 本	a $\sigma_y =$		345 N/mm <sup>2</sup>
	開口 l <sub>o</sub> × h <sub>o</sub> =	0 × 0	上梁成	800 mm	下梁成	700 mm	

柱の曲げ降伏時せん断耐力

左柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 4646.4 \text{ kN} \geq N = 1240.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 492 + 341 \times (1 - 0.11)$$

$$= 796.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 4940 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 322.3 \text{ kN}$

$P_t = 0.58 \%$   
 $P_w = 0.0004$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.9$   
 $j = 440$

$$\text{左 } cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot s \sigma_y} + 0.1\sigma_o \right\} \cdot b \cdot j$$

$$= (0.53 + 0.3 + 0.19) \times 1200 \times 440$$

$$= 539.4 \text{ kN}$$

$\therefore cQ_{su} = 322.3 \text{ kN}$     曲げ破壊

右柱                     $0.4b \cdot D \cdot F_c = 4646.4 \text{ kN} \geq N = 975.0 \text{ kN}$

$$cM_u = 492 + 268 \times (1 - 0.08)$$

$$= 737.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$h_{co} = 4940 \text{ mm}$                      $cQ_{mu} = 2 \cdot cM_u / h_{co}$   
 $= 298.5 \text{ kN}$

$P_t = 0.58 \%$   
 $P_w = 0.0004$   
 $M / (Qd) = 3$   
 $\sigma_o = 1.5 \text{ N/mm}^2$   
 $j = 440 \text{ mm}$

$$\text{右 } cQ_{su} = (0.53 + 0.3 + 0.15) \times 1200 \times 440$$

$$= 518.2 \text{ kN}$$

$$\therefore cQ_{su} = 298.5 \text{ kN}$$
    曲げ破壊

一体打ちとした壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 l &= 3550 \text{ mm} & \text{正 } w_{Qsu1} &= \left\{ \frac{0.053Pte^{0.23}(18+F_c)}{(M/Q \cdot 1) + 0.12} + 0.85\sqrt{(Pse \cdot \sigma_{wy}) + 0.1\sigma_{oe}} \right\} \cdot be \cdot j \cdot \gamma \\
 \Sigma A &= 2.24 \text{ m}^2 & &= (1.05 + 0.63 + 0.1) \times 631 \times 3000 \times 1 \\
 be &= 631 \text{ mm} & &= 3380.1 \text{ kN} \\
 Pte &= 0.51 \% & & \\
 Pse &= 0.002 & & \\
 M/Q &= 1.41 & \text{負 } w_{Qsu1} &= (1.05 + 0.63 + 0.1) \times 631 \times 3000 \times 1 \\
 \sigma_{oe} &= 0.99 \text{ N/mm}^2 & &= 3380.1 \text{ kN} \\
 je &= 3000 \text{ mm} & & \\
 \beta &= 0 & w_{Qsu1} &= 3380.1 \text{ kN} \\
 \gamma &= 1 & &
 \end{aligned}$$

増設壁板のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 F_{cw} &= 24 \text{ kN/mm}^2 & w_{Qsu}' &= \max(pw \cdot \sigma_{wy}, F_{cw}/20 + 0.5pw \cdot \sigma_{wy}) \cdot t \cdot lwo \cdot \gamma \\
 pw &= 0.0027 & &= \max(856.3, 1530.6) \\
 & & &= 1530.6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

柱のパンチングシア耐力

$$\begin{aligned}
 K_{min} &= 0.40 \\
 P_g &= 0.017 \quad 0.017 \\
 \sigma_o &= 1.9, \quad 1.5 \text{ N/mm}^2 \\
 \sigma &= 7.0, \quad 6.6 \text{ N/mm}^2 & 0.33F_c - 2.75 &= 3.06 \text{ N/mm}^2 & 0.66F_c &= 11.6 \text{ N/mm}^2 \\
 \tau_o &= 7.28, \quad 7.08 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{左 } p_{Qc} &= K_{min} \cdot \tau_o \cdot be \cdot D & \text{右 } p_{Qc} &= 1862.9 \text{ kN} \\
 & & &= 1914.7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接着系アンカーのせん断耐力

$$\begin{aligned}
 E_c &= 2.04E+4 \text{ N/mm}^2 & qa_1 &= 0.7 \times 345 \times 2.87 & &= 69.31 \text{ kN/本} \\
 \alpha &= 0.7, \quad 0.7 & qa_2 &= 0.4 \times \sqrt{(2.04E+4 \times 17.6)} \times 2.87 & &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 & & qa &= 68.86 \text{ kN/本} \\
 Q_j &= 68.86 \times 32 & &= 2203.5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

接合された壁のせん断耐力

$$\begin{aligned}
 w_{Qsu2} &= \min(w_{Qsu}' + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c, \\
 & \quad Q_j + p_{Qc} + \alpha \cdot Q_c) \\
 &= \min(1965.2, 4292.1) \\
 &= 1965.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\therefore w_{Qsu} = 1965.2 \text{ kN}$$

1-2F 1/B-C正	1530.6 + 1.0 × 2921	= 4451.6 kN	→	4400 kN
1-2F 1/B-C負	1530.6 + 1.0 × 2921	= 4451.6 kN	→	4400 kN
1-2F 1/E-F正	1530.6 + 1.0 × 2922	= 4452.6 kN	→	4400 kN
1-2F 1/E-F負	1530.6 + 1.0 × 2922	= 4452.6 kN	→	4400 kN

# 壁撤去時柱耐力の算出

RC診断2001 Ver2.6(2014)

314300 [伊賀市南庁舎耐震補強計画]

18/08/22 16:02:57 007 P. 167  
[鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断]

【鉛直部材の諸元：(伏図)】 X方向 正加力時 2次診断

--- : X方向の壁      .... : Y方向の壁  
上段 : 保有せん断力    下段 : F指標, 破壊形式  
鉛直部材の分類 S : せん断柱    X : 極脆性柱    □ : その他

破壊形式

CB : 曲げ柱                      CS : せん断柱                      CSS : 極脆性柱                      CWB : 曲げ袖壁付柱                      CWS : せん断袖壁付柱                      CWSS : 極脆性袖壁付柱  
WCB : 曲げ柱型付壁                      WCS : せん断柱型付壁  
WB : 曲げ壁                      WS : せん断壁



< 3 階 > RC

11

10

9  
 713 □ 190 □ 197 □ 198 □ 196 □ 198 □ 196 □ 199 □ 199 □ 213 □  
 1.50WCB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB

8

7  
 98 □ 89 □ 228 □ 243 □ 547 □ 526 □  
 2.60CB 2.60CB 2.17CB 1.89CB 1.00WCS 0.80CSS

6  
 91 □ 86 □ 181 □ 5543 □  
 2.60CB 2.60CB 2.60CB 1.00WS

5  
 100 □ 95 □ 190 □  
 2.60CB 2.60CB 2.60CB

4  
 91 □ 88 □ 180 □ 1540 □ 3066 □  
 2.60CB 2.60CB 2.60CB 1.00WCS 1.00WS

3  
 98 □ 89 □ 288 □ 308 □ 3582 □  
 2.60CB 2.60CB 1.12CB 1.12CB 1.00WS

101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112

11

10

9            213            212            213            212            213            213            207            1883  
              □            □            □            □            □            □            □            □  
 2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    1.00WCS

8

7                    310                    305                    290                    88                    97  
                      □                    □                    □                    □                    □                    □  
 1.12CB            1.12CB            1.12CB            2.60CB            2.60CB

6                    5543                    181                    86                    90  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 1.00WS            2.60CB            2.60CB            2.60CB

5                                    190                    95                    99  
                                      □                    □                    □  
 2.60CB            2.60CB            2.60CB

4                    3066                    181                    87                    90  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 1.00WS            2.60CB            2.60CB            2.60CB

3                    231                    307                    289                    88                    97  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 2.11CB            1.12CB            1.12CB            2.60CB            2.60CB

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

3

-----

2

1

	713	190	197	198	197	198	196	240	238	198
	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	1.50WCB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.00CB	2.02CB	2.60CB

101

102

103

104

105

106

107

108

109

110

111

112

3

2

1	198	196	198	197	198	197	191	1857
	□	□	□	□	□	□	□	□
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.00WCS

112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122

< 2 階 > RC

11

10

9		140 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	116 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	94 □ 2.60CB	97 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	218 □ 2.60CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------

8

7		666 □ 1.27CB .	267 □ 2.60CB	272 □ 2.60CB	1177 □ 1.50WCB .	575 S □ 1.11CS .
---	--	-------------------------	--------------------	--------------------	---------------------------	------------------------------

6		594 □ 1.83CB	241 □ 2.60CB	223 □ 2.60CB	4807 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------

5		649 □ 1.27CB	270 □ 2.60CB	245 □ 2.60CB	238 □ 2.60CB	183 □ 2.60CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

4		583 □ 1.94CB .	226 □ 2.60CB	225 □ 2.60CB	314 □ 2.60CB .	1179 □ 1.00WCS .
---	--	-------------------------	--------------------	--------------------	-------------------------	---------------------------

3		650 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	273 □ 2.60CB	841 □ 1.00WCS	2014 □ 1.00WCS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	----------------------

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

11

10

9	218 □ 2.60CB	214 □ 2.60CB	217 □ 2.60CB	214 □ 2.60CB	219 □ 2.60CB	215 □ 2.60CB	209 □ 2.60CB	253 □ 2.60CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7	476 □ 1.27CB	475 □ 1.27CB	474 □ 1.27CB	963 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

6	490 □ 1.27CB	389 □ 2.16CB	425 □ 1.67CB	920 S 1.03CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

5	417 □ 1.79CB	434 □ 1.54CB	492 □ 1.27CB	943 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

4	472 □ 1.27CB	389 □ 2.16CB	427 □ 1.65CB	918 S 1.03CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

3	463 □ 1.27CB	491 □ 1.27CB	472 □ 1.27CB	964 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

3

2

1		140	111	116	117	115	117	450	477	477	96
		□	□	□	□	□	□	S	S	S	□
		2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.00CS	1.00CS	1.00CS	2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

2

1            96            96            100            96            95            94            91            114  
          □            □            □            □            □            □            □            □  
2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122



< 1 階 > RC

11

10

9		140 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	116 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	94 □ 2.60CB	97 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	309 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------

8

7		666 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	272 □ 2.60CB	626 S □ 1.04CS	862 X □ 0.80CSS	248 □ 1.50WCB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------------	--------------------------	---------------------

6		594 □ 1.83CB	241 □ 2.60CB	223 □ 2.60CB	4863 □-----□ 1.00WS	388 □ 1.50WCB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------	---------------------

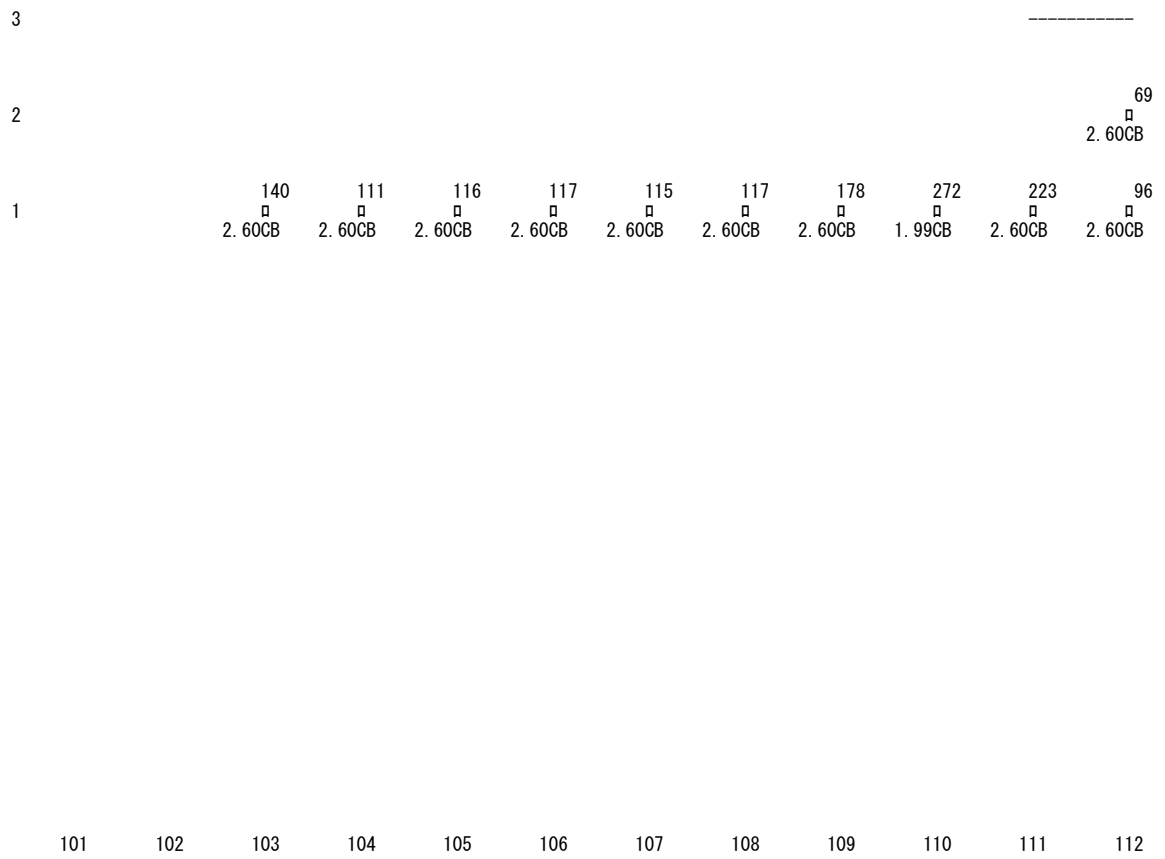
5		649 □ 1.27CB	270 □ 2.60CB	245 □ 2.60CB	238 □ 2.60CB	183 □ 2.60CB	223 □ 1.50WCB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------

4		583 □ 1.94CB	226 □ 2.60CB	225 □ 2.60CB	314 □ 2.60CB	2332 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------

3		650 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	273 □ 2.60CB	841 □ 1.00WCS	1939 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	---------------------------

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

11	19955 □-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□										
	1.00WS										
10	123 □ 2.60CB	105 □ 2.60CB	112 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB		118 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	
9	309 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	312 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	321 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	306 □ 1.27CB	352 S 1.24CS	116 □ 2.60CB	100 □ 2.60CB	
8									131 □ 2.60CB	139 □ 2.60CB	
7	248 □ 1.50WCB	782 X 0.80GSS	216 X 0.80GSS	562 S 1.20CS	92 □ 2.60CB		9820 □-----□				
6	388 □ 1.50WCB	563 S 1.20CS	81 □ 2.60CB	302 □ 2.60CB	52 □ 2.60CB	403 □ 1.77CB					
5	223 □ 1.50WCB	523 □ 1.27CB	58 □ 2.60CB	341 □ 2.41CB	320 □ 1.00WCS	801 X 0.80GSS					
4	□	555 S 1.22CS	83 □ 2.60CB	303 □ 2.60CB	51 □ 2.60CB	406 □ 1.73CB					
3	□	552 S 1.23CS	86 □ 2.60CB	563 S 1.20CS	85 □ 2.60CB		8836 □-----□				
	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122



3

-----

	69	67	67	67	67	66	72	60	99
2	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB
1	96	96	100	96	95	94	91	114	
	□	□	□	□	□	□	□	□	
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

【鉛直部材の諸元：(伏図)】 X方向 負加力時 2次診断

---- : X方向の壁      .... : Y方向の壁  
上段 : 保有せん断力   下段 : F指標, 破壊形式  
鉛直部材の分類 S : せん断柱   X : 極脆性柱   □ : その他

破壊形式

CB : 曲げ柱            CS : せん断柱            CSS : 極脆性柱            CWB : 曲げ袖壁付柱            CWS : せん断袖壁付柱            CWSS : 極脆性袖壁付柱  
WCB : 曲げ柱型付壁    WCS : せん断柱型付壁  
WB : 曲げ壁            WS : せん断壁

< 3 階 > RC

11

10

9		1859 □ 1.00WCS	190 □ 2.60CB	197 □ 2.60CB	198 □ 2.60CB	196 □ 2.60CB	198 □ 2.60CB	196 □ 2.60CB	199 □ 2.60CB	199 □ 2.60CB	213 □ 2.60CB
---	--	----------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7		98 □ 2.60CB	89 □ 2.60CB	228 □ 2.17CB	243 □ 1.89CB	459 □ 1.32WCB	526 X 0.80CSS
---	--	-------------------	-------------------	--------------------	--------------------	---------------------	---------------------

6		91 □ 2.60CB	86 □ 2.60CB	181 □ 2.60CB		5543 □-----□	1.00WS
---	--	-------------------	-------------------	--------------------	--	-----------------	--------

5		100 □ 2.60CB	95 □ 2.60CB	190 □ 2.60CB			
---	--	--------------------	-------------------	--------------------	--	--	--

4		91 □ 2.60CB	88 □ 2.60CB	180 □ 2.60CB		1074 □ 1.50WCB	3066 □-----□ 1.00WS
---	--	-------------------	-------------------	--------------------	--	----------------------	---------------------------

3		98 □ 2.60CB	89 □ 2.60CB	288 □ 1.12CB	308 □ 1.12CB	3582 □-----□	1.00WS
---	--	-------------------	-------------------	--------------------	--------------------	-----------------	--------

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

11

10

9            213            212            213            212            213            213            207            723  
              □            □            □            □            □            □            □            □  
 2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    2.60CB    1.50WCB

8

7                    310                    305                    290                    88                    97  
                      □                    □                    □                    □                    □                    □  
 1.12CB            1.12CB            1.12CB            2.60CB            2.60CB

6                    5543                    181                    86                    90  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 1.00WS            2.60CB            2.60CB            2.60CB

5                                    190                    95                    99  
                                      □                    □                    □  
 2.60CB            2.60CB            2.60CB

4                    3066                    181                    87                    90  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 1.00WS            2.60CB            2.60CB            2.60CB

3                    231                    307                    289                    88                    97  
                      □                    □                    □                    □                    □  
 2.11CB            1.12CB            1.12CB            2.60CB            2.60CB

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

3

-----

2

1

1859	190	197	198	197	198	196	240	238	198
□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
1.00WCS	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.00CB	2.02CB	2.60CB

101

102

103

104

105

106

107

108

109

110

111

112



3

2

1	198	196	198	197	198	197	191	713
	□	□	□	□	□	□	□	□
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.50WCB

112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122

< 2 階 > RC

11

10

9		140 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	116 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	94 □ 2.60CB	97 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	218 □ 2.60CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------

8

7		666 □ 1.27CB .	267 □ 2.60CB	272 □ 2.60CB	1910 □ 1.00WCS .	575 S □ 1.11CS .
---	--	-------------------------	--------------------	--------------------	---------------------------	------------------------------

6		594 □ 1.83CB	241 □ 2.60CB	223 □ 2.60CB	4807 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------

5		649 □ 1.27CB	270 □ 2.60CB	245 □ 2.60CB	238 □ 2.60CB	183 □ 2.60CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

4		583 □ 1.94CB .	226 □ 2.60CB	225 □ 2.60CB	314 □ 2.60CB .	672 □ 1.50WCB .
---	--	-------------------------	--------------------	--------------------	-------------------------	--------------------------

3		650 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	273 □ 2.60CB	338 □ 1.50WCB	1715 □ 1.29WCB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	----------------------

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

11

10

9	218 □ 2.60CB	214 □ 2.60CB	217 □ 2.60CB	214 □ 2.60CB	219 □ 2.60CB	215 □ 2.60CB	209 □ 2.60CB	253 □ 2.60CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7	476 □ 1.27CB	475 □ 1.27CB	474 □ 1.27CB	963 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

6	490 □ 1.27CB	389 □ 2.16CB	425 □ 1.67CB	920 S 1.03CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

5	417 □ 1.79CB	434 □ 1.54CB	492 □ 1.27CB	943 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

4	472 □ 1.27CB	389 □ 2.16CB	427 □ 1.65CB	918 S 1.03CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

3	463 □ 1.27CB	491 □ 1.27CB	472 □ 1.27CB	964 S 1.00CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

3

2

1		140	111	116	117	115	117	450	477	477	96
		□	□	□	□	□	□	S	S	S	□
		2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.00CS	1.00CS	1.00CS	2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

2

1            96            96            100            96            95            94            91            114  
          □            □            □            □            □            □            □            □  
2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB   2.60CB

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

< 1 階 > RC

11

10

9		140 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	116 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	117 □ 2.60CB	94 □ 2.60CB	97 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	309 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------	-------------------	-------------------	--------------------

8

7		666 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	272 □ 2.60CB	626 S □ 1.04CS	862 X □ 0.80CSS	368 □ 1.00WCS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	-------------------------	--------------------------	---------------------

6		594 □ 1.83CB	241 □ 2.60CB	223 □ 2.60CB	4863 □-----□ 1.00WS	827 □ 1.00WCS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------	---------------------

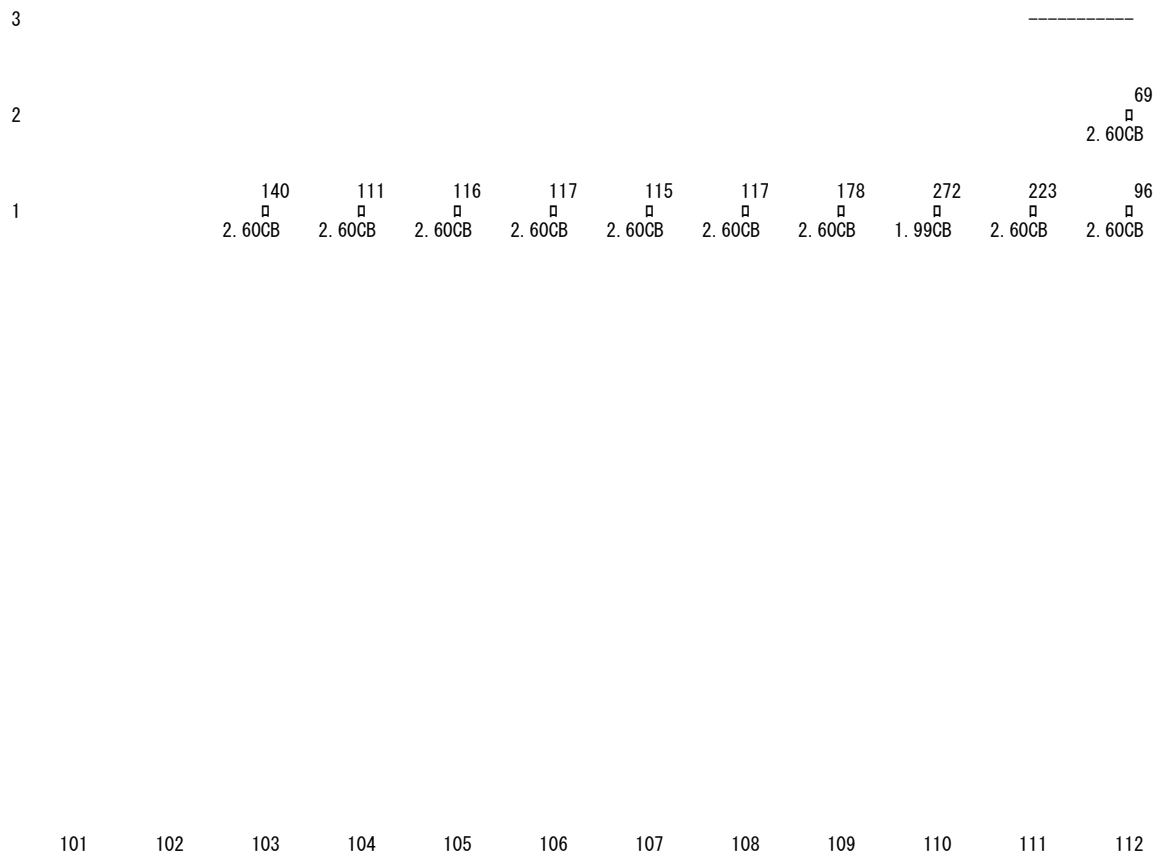
5		649 □ 1.27CB	270 □ 2.60CB	245 □ 2.60CB	238 □ 2.60CB	183 □ 2.60CB	675 □ 1.00WCS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------

4		583 □ 1.94CB	226 □ 2.60CB	225 □ 2.60CB	314 □ 2.60CB	2332 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------------

3		650 □ 1.27CB	267 □ 2.60CB	273 □ 2.60CB	338 □ 1.50WCB	1939 □-----□ 1.00WS
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	---------------------	---------------------------

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

11	19955 □-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□-----□										
	1.00WS										
10	123 □ 2.60CB	105 □ 2.60CB	112 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB		118 □ 2.60CB	115 □ 2.60CB	
9	309 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	312 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	321 □ 1.27CB	309 □ 1.27CB	306 □ 1.27CB	352 S 1.24CS	116 □ 2.60CB	100 □ 2.60CB	
8									131 □ 2.60CB	139 □ 2.60CB	
7	368 □ 1.00WCS	782 X 0.80GSS	216 X 0.80GSS	562 S 1.20CS	92 □ 2.60CB		9820 □-----□				
6	827 □ 1.00WCS	563 S 1.20CS	81 □ 2.60CB	302 □ 2.60CB	52 □ 2.60CB	403 □ 1.77CB					
5	675 □ 1.00WCS	523 □ 1.27CB	58 □ 2.60CB	341 □ 2.41CB	320 □ 1.00WCS	801 X 0.80GSS					
4	□	555 S 1.22CS	83 □ 2.60CB	303 □ 2.60CB	51 □ 2.60CB	406 □ 1.73CB					
3	□	552 S 1.23CS	86 □ 2.60CB	563 S 1.20CS	85 □ 2.60CB		8836 □-----□				
	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122





3

-----

2	69 □ 2.60CB	67 □ 2.60CB	67 □ 2.60CB	67 □ 2.60CB	67 □ 2.60CB	66 □ 2.60CB	72 □ 2.60CB	60 □ 2.60CB	99 □ 2.60CB
1	96 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	100 □ 2.60CB	96 □ 2.60CB	95 □ 2.60CB	94 □ 2.60CB	91 □ 2.60CB	114 □ 2.60CB	

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

【鉛直部材の諸元：（伏図）】 Y方向 正加力時 2次診断

..... : X方向の壁      ---- : Y方向の壁  
上段：保有せん断力    下段：F指標,破壊形式  
鉛直部材の分類 S：せん断柱    X：極脆性柱    □：その他

破壊形式

CB：曲げ柱                      CS：せん断柱                      CSS：極脆性柱                      CWB：曲げ袖壁付柱                      CWS：せん断袖壁付柱                      CWSS：極脆性袖壁付柱  
WCB：曲げ柱型付壁                      WCS：せん断柱型付壁  
WB：曲げ壁                      WS：せん断壁

< 3 階 > RC

11

10

9		362 □ 1.91CB	294 □ 2.60CB	307 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	306 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	304 □ 2.60CB	311 □ 2.60CB	311 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB
---	--	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7		112 □ 2.60CB	104 □ 2.60CB	250 □ 1.56CB	217 □ 2.31CB	559 X 0.80CSS		1316 □ 1.00WS				
6		106 □ 2.60CB	101 □ 2.60CB	215 □ 2.25CB		□	□	□				
5		114 □ 2.60CB	109 □ 2.60CB	183 □ 2.60CB		3885 1.00WS						
4		106 □ 2.60CB	103 □ 2.60CB	213 □ 2.27CB		□		311 S 1.20CS				
3		112 □ 2.60CB	103 □ 2.60CB	250 □ 1.57CB	217 □ 2.31CB	281 S 1.25CS		296 S 1.22CS				
	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112



3

.....

2

1

	362	294	307	309	306	309	305	369	366	309
	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	1. 91CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	1. 65CB	1. 71CB	2. 60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

2

1	309 □	305 □	309 □	306 □	309 □	307 □	296 □	358 □
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.99CB

112

113

114

115

116

117

118

119

120

121

122

< 2 階 > RC

11

10

9		298 □ 2. 34CB	233 □ 2. 60CB	243 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	242 □ 2. 60CB	221 □ 2. 60CB	197 □ 2. 60CB	205 □ 2. 60CB	203 □ 2. 60CB	404 □ 1. 27CB
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

8

7			272 □ 2. 60CB		276 □ 2. 60CB						
6		2922 □ 1. 00WS		249 □ 2. 60CB		232 □ 2. 60CB		2525 □ 1. 00WS		1357 □ 1. 00WS	

5		319 □ 2. 60CB		275 □ 2. 60CB		252 □ 2. 60CB		246 □ 2. 60CB		193 □ 2. 60CB	
---	--	---------------------	--	---------------------	--	---------------------	--	---------------------	--	---------------------	--

4				234 □ 2. 60CB		233 □ 2. 60CB					
3		2921 □ 1. 00WS		272 □ 2. 60CB		277 □ 2. 60CB		2283 □ 1. 00WS		2317 □ 1. 00WS	

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

11

10

9	404 □ 1.27CB	396 □ 1.27CB	404 □ 1.27CB	397 □ 1.27CB	407 □ 1.27CB	398 □ 1.27CB	384 □ 1.27CB	456 S 1.21CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7		456 □ 1.27CB		411 □ 1.67CB		411 □ 1.68CB		2466 □ 1.00WCS
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	----------------------

6		468 □ 1.27CB		337 □ 2.56CB		368 □ 2.21CB		468 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

5		361 □ 2.30CB		376 □ 2.13CB		426 □ 1.45CB		505 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

4		452 □ 1.27CB		337 □ 2.56CB		369 □ 2.20CB		466 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

3		445 □ 1.27CB		425 □ 1.47CB		409 □ 1.70CB		516 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----



3

2

1		298	233	243	246	242	247	246	254	247	202
		□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		2.35CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

2

1	202 □ 2.60CB	201 □ 2.60CB	211 □ 2.60CB	202 □ 2.60CB	200 □ 2.60CB	198 □ 2.60CB	191 □ 2.60CB	455 S 1.21CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122

< 1 階 > RC

11

10

9		298 □ 2. 34CB	233 □ 2. 60CB	243 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	242 □ 2. 60CB	221 □ 2. 60CB	197 □ 2. 60CB	205 □ 2. 60CB	203 □ 2. 60CB	510 S 1. 07CS
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

8

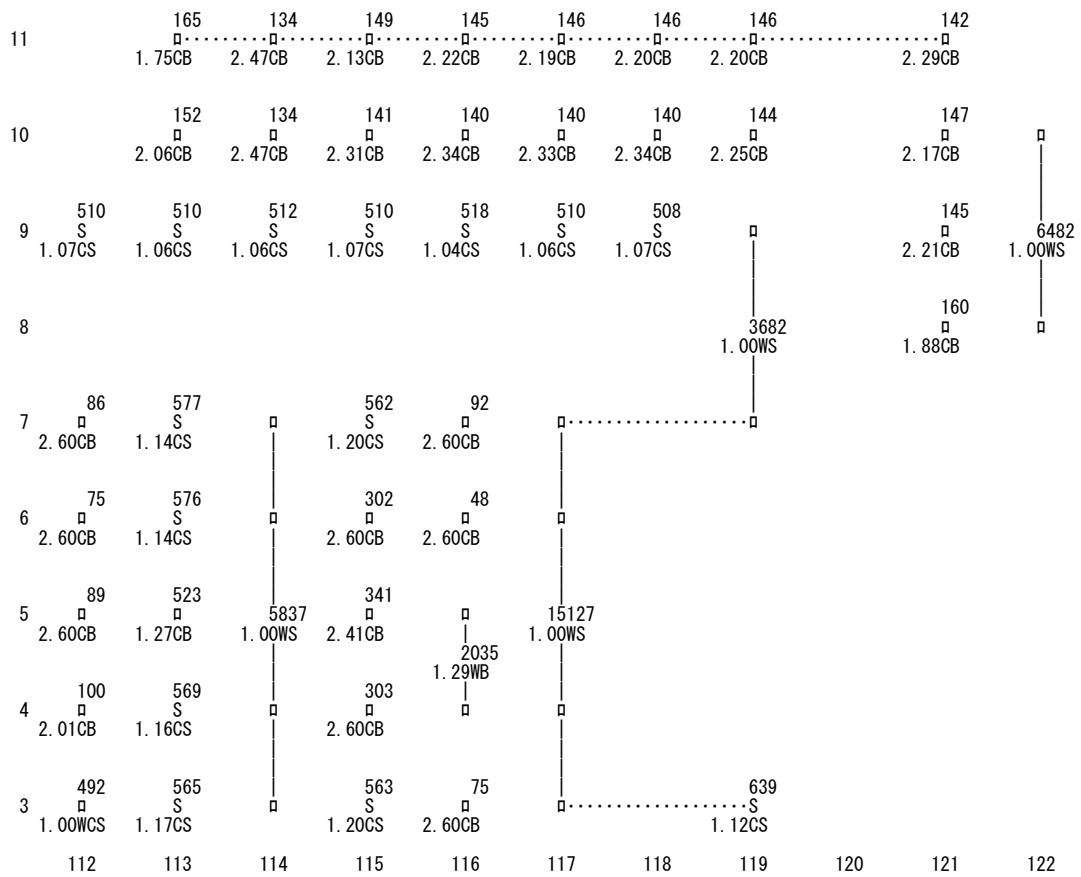
7		□   3068 1. 00WS   □	272 □ 2. 60CB	276 □ 2. 60CB	□   2593 1. 00WS   □	□   2138 1. 00WS   □	86 □ 2. 60CB
6			249 □ 2. 60CB	232 □ 2. 60CB	□   .....   □	75 □ 2. 60CB	

5		319 □ 2. 60CB	275 □ 2. 60CB	252 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	193 □ 2. 60CB	89 □ 2. 60CB
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	--------------------

4		□   3047 1. 00WS   □	234 □ 2. 60CB	233 □ 2. 60CB	□   1585 1. 00WS   □	□   2380 1. 00WS   □	100 □ ..... □ 2. 01CB
---	--	-------------------------------------	---------------------	---------------------	-------------------------------------	-------------------------------------	-----------------------------------

3		□   272 2. 60CB	277 □ 2. 60CB	□   492 1. 00WCS
---	--	--------------------------	---------------------	---------------------------

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----



3										.....	
2										69 □ 2.60CB	
1		298 □ 2.35CB	233 □ 2.60CB	243 □ 2.60CB	246 □ 2.60CB	242 □ 2.60CB	247 □ 2.60CB	246 □ 2.60CB	254 □ 2.60CB	247 □ 2.60CB	202 □ 2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

.....

	69	67	67	67	67	66	72	67	198
2	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.50WCB
1	202	201	211	202	200	198	191	530	
	□	□	□	□	□	□	□	S	
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.01CS	

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122

【鉛直部材の諸元：(伏図)】 Y方向 負加力時 2次診断

.... : X方向の壁      ---- : Y方向の壁  
上段 : 保有せん断力    下段 : F指標, 破壊形式  
鉛直部材の分類 S : せん断柱    X : 極脆性柱    □ : その他

破壊形式

CB : 曲げ柱                      CS : せん断柱                      CSS : 極脆性柱                      CWB : 曲げ袖壁付柱                      CWS : せん断袖壁付柱                      CWSS : 極脆性袖壁付柱  
WCB : 曲げ柱型付壁                      WCS : せん断柱型付壁  
WB : 曲げ壁                      WS : せん断壁

< 3 階 > RC

11

10

9  
 362 □ 294 □ 307 □ 309 □ 306 □ 309 □ 304 □ 311 □ 311 □ 309 □  
 1.91CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB 2.60CB

8

7  
 112 □ 104 □ 250 □ 217 □ 559 X 1316 □  
 2.60CB 2.60CB 1.56CB 2.31CB 0.80CSS 1.00WS

6  
 106 □ 101 □ 215 □  
 2.60CB 2.60CB 2.25CB

5  
 114 □ 109 □ 183 □  
 2.60CB 2.60CB 2.60CB

4  
 106 □ 103 □ 213 □ 311 S  
 2.60CB 2.60CB 2.27CB 1.20CS

3  
 112 □ 103 □ 250 □ 217 □ 281 S 296 S  
 2.60CB 2.60CB 1.57CB 2.31CB 1.25CS 1.22CS

101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112



11

10

9	309 □ 2.60CB	305 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	306 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	307 □ 2.60CB	296 □ 2.60CB	358 □ 1.99CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7	314 S 1.05CS	215 □ 2.34CB	252 □ 1.53CB	103 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

6	1244 □ 1.00WCS	215 □ 2.24CB	101 □ 2.60CB	104 □ 2.60CB
---	----------------------	--------------------	--------------------	--------------------

5	183 □ 2.60CB	110 □ 2.60CB	113 □ 2.60CB
---	--------------------	--------------------	--------------------

4	709 □ 1.50WCB	215 □ 2.23CB	102 □ 2.60CB	104 □ 2.60CB
---	---------------------	--------------------	--------------------	--------------------

3	307 S 1.06CS	216 □ 2.32CB	252 □ 1.54CB	103 □ 2.60CB	111 □ 2.60CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112    113    114    115    116    117    118    119    120    121    122

3

.....

2

1

	362	294	307	309	306	309	305	369	366	309
	□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	1. 91CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	2. 60CB	1. 65CB	1. 71CB	2. 60CB

101

102

103

104

105

106

107

108

109

110

111

112

3

2

1	309 □ 2.60CB	305 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	306 □ 2.60CB	309 □ 2.60CB	307 □ 2.60CB	296 □ 2.60CB	358 □ 1.99CB
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122

< 2 階 > RC

11

10

9		298 □ 2. 34CB	233 □ 2. 60CB	243 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	242 □ 2. 60CB	221 □ 2. 60CB	197 □ 2. 60CB	205 □ 2. 60CB	203 □ 2. 60CB	404 □ 1. 27CB
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

8

7			272 □ 2. 60CB	276 □ 2. 60CB							
6		2922 □ 1. 00WS	249 □ 2. 60CB	232 □ 2. 60CB			2525 □ 1. 00WS	.....	1357 □ 1. 00WS		

5		319 □ 2. 60CB	275 □ 2. 60CB	252 □ 2. 60CB			246 □ 2. 60CB		193 □ 2. 60CB		
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	--	--	---------------------	--	---------------------	--	--

4		2921 □ 1. 00WS	234 □ 2. 60CB	233 □ 2. 60CB			2283 □ 1. 00WS		2317 □ 1. 00WS		
---	--	----------------------	---------------------	---------------------	--	--	----------------------	--	----------------------	--	--

3			272 □ 2. 60CB	277 □ 2. 60CB							
---	--	--	---------------------	---------------------	--	--	--	--	--	--	--

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

11

10

9	404 □ 1.27CB	396 □ 1.27CB	404 □ 1.27CB	397 □ 1.27CB	407 □ 1.27CB	398 □ 1.27CB	384 □ 1.27CB	456 S 1.21CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

8

7		456 □ 1.27CB		411 □ 1.67CB		411 □ 1.68CB		1369 □ 1.50WCB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	----------------------

6		468 □ 1.27CB		337 □ 2.56CB		368 □ 2.21CB		468 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

5		361 □ 2.30CB		376 □ 2.13CB		426 □ 1.45CB		505 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

4		452 □ 1.27CB		337 □ 2.56CB		369 □ 2.20CB		466 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

3		445 □ 1.27CB		425 □ 1.47CB		409 □ 1.70CB		516 □ 1.27CB
---	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------	--	--------------------

112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

3

2

1		298	233	243	246	242	247	246	254	247	202
		□	□	□	□	□	□	□	□	□	□
		2.35CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

2

1	202 □ 2.60CB	201 □ 2.60CB	211 □ 2.60CB	202 □ 2.60CB	200 □ 2.60CB	198 □ 2.60CB	191 □ 2.60CB	455 S 1.21CS
---	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------	--------------------

112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122

< 1 階 > RC

11

10

9		298 □ 2. 34CB	233 □ 2. 60CB	243 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	242 □ 2. 60CB	221 □ 2. 60CB	197 □ 2. 60CB	205 □ 2. 60CB	203 □ 2. 60CB	510 S 1. 07CS
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

8

7		□   3068 1. 00WS   □	272 □ 2. 60CB	276 □ 2. 60CB	□   2593 1. 00WS   □	2138 □ 1. 00WS   □	86 □ 2. 60CB
6			249 □ 2. 60CB	232 □ 2. 60CB	□	75 □ 2. 60CB	

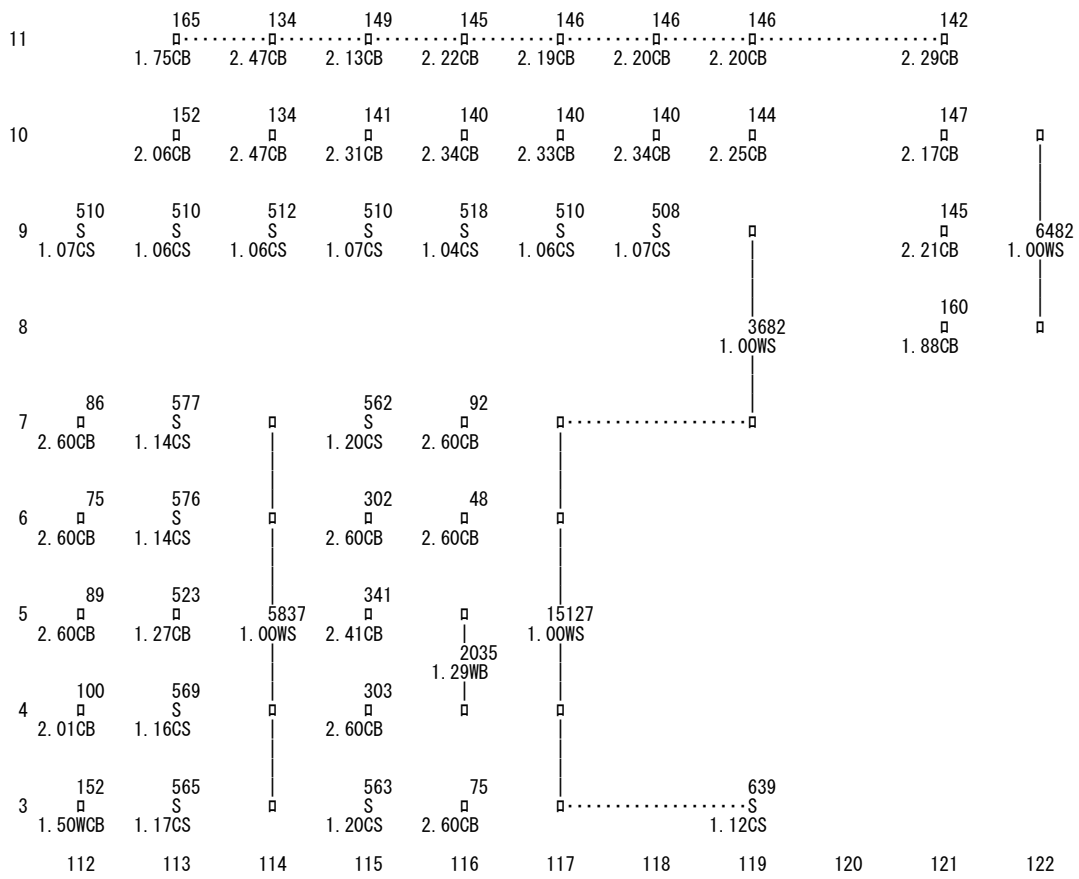
5		319 □ 2. 60CB	275 □ 2. 60CB	252 □ 2. 60CB	246 □ 2. 60CB	193 □ 2. 60CB	89 □ 2. 60CB
---	--	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	--------------------

4		□   3047 1. 00WS   □	234 □ 2. 60CB	233 □ 2. 60CB	□   1585 1. 00WS   □	2380 □ 1. 00WS   □	100 □ 2. 01CB
---	--	-------------------------------------	---------------------	---------------------	-------------------------------------	--------------------------------	---------------------

3			272 □ 2. 60CB	277 □ 2. 60CB		152 □ 1. 50WCB
---	--	--	---------------------	---------------------	--	----------------------

101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----





3										.....	
2										69 □ 2.60CB	
1		298 □ 2.35CB	233 □ 2.60CB	243 □ 2.60CB	246 □ 2.60CB	242 □ 2.60CB	247 □ 2.60CB	246 □ 2.60CB	254 □ 2.60CB	247 □ 2.60CB	202 □ 2.60CB

101      102      103      104      105      106      107      108      109      110      111      112

3

.....

	69	67	67	67	67	66	72	67	453
2	□	□	□	□	□	□	□	□	□
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.00WCS
	202	201	211	202	200	198	191	530	
1	□	□	□	□	□	□	□	S	
	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	2.60CB	1.01CS	

112      113      114      115      116      117      118      119      120      121      122