

我が国における耐震基準の変遷と 新耐震設計法によるモデル建物の試計算

2020年1月29日

技能工芸学部 建設学科 長谷川研究室

01612076 高澤由紀子

発表内容

I. 地震被害と耐震基準の変遷

(i) 旧基準（震度法） $K_0=0.1 \rightarrow 0.2$

(ii) 現行基準（新耐震設計法）一次設計＋二次設計

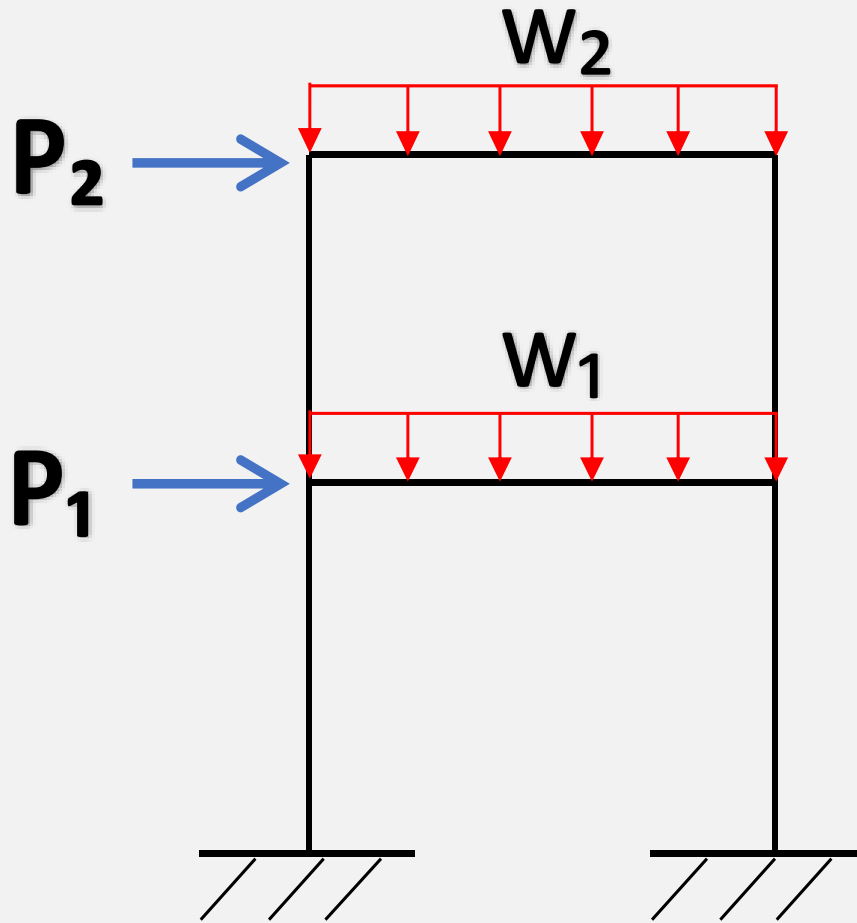
II. モデル建物の試設計／試計算

(i) 一次設計用地震力

(ii) 二次設計用地震力

地震被害と耐震基準の変遷

震度法



地震外力

$$P_i = K_0 \times w_i$$

水平震度

$$K_0 = 0.1 \rightarrow 0.2$$

地震被害と耐震基準の変遷



旧基準の被害



現行基準の被害

地震被害と耐震基準の変遷

地震被害

1923年 関東大震災(M7.9)



福井地震：大和デパート

<http://www.noevir-hk.co.jp/cgi-bin/mt/mt-tb.cgi/870>

1948年
福井地震(M7.1)

1968年 十勝沖地震(M7.5)



十勝沖地震：函館大学

出典：日本建築センター
RC造建築物の構造計算演習帳

1978年
宮城沖地震(M7.4)

1995年 兵庫県南部地震(M7.3)



旧基準の被害



現行基準の被害

2016年 熊本地震
4月14日(M6.5), 16日(M7.3)
「震度7の連鎖」

耐震基準

1924年
市街地建築物法改正
「震度法」による耐震設計($K_0=0.1$)

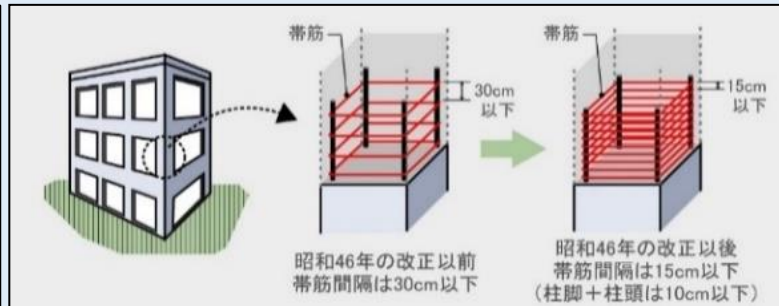
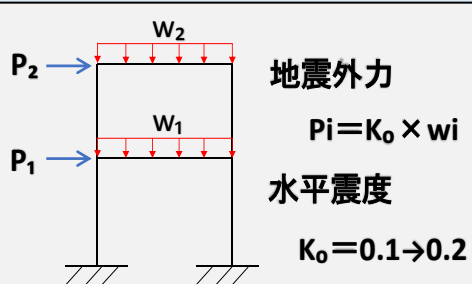
1950年
建築基準法制定
($K_0=0.2$)

1971年
建築基準法施行令改正

1981年
建築基準法施行令改正
「新耐震設計法」

1995年
耐震改修促進法施行

2000年 建築基準法改正
「限界耐力計算法」
性能規定型設計の導入



1970年以前



1971年以降

<http://www.noevir-hk.co.jp/cgi-bin/mt/mt-tb.cgi/870>

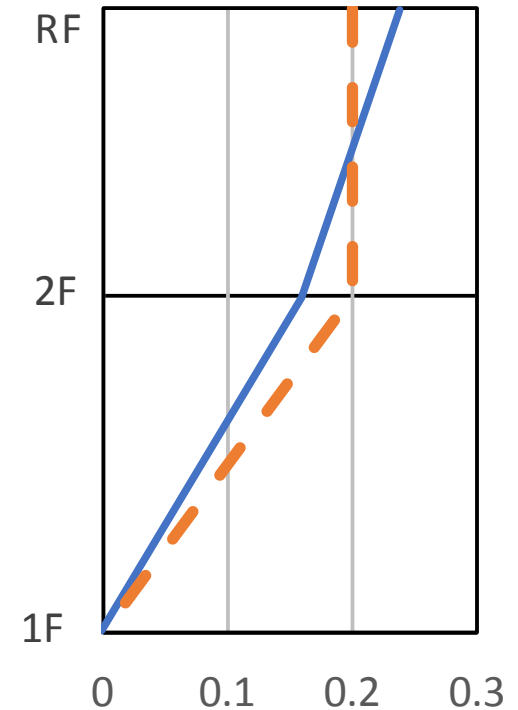
モデル建物の試計算

一次設計用地震力の比較(1)

	設計震度 K_0	層せん断力係数 C_i
旧基準	$K_0=0.2$	$P_i = K_0 \times w_i$ $Q_i = Q_{i+1} + P_{(i+1)}$ $C_i = Q_i / \sum W_i$
現行基準	$Q_i = C_i \times \sum W_i$ $P_i = Q_{(i-1)} - Q_i$ $K_i = P_i / w_i$	$C_i =$ $Z \cdot R_t \cdot \underline{A_i} \cdot C_0$ $C_0 = 0.2$

換算

— 現行基準 - - - 旧基準



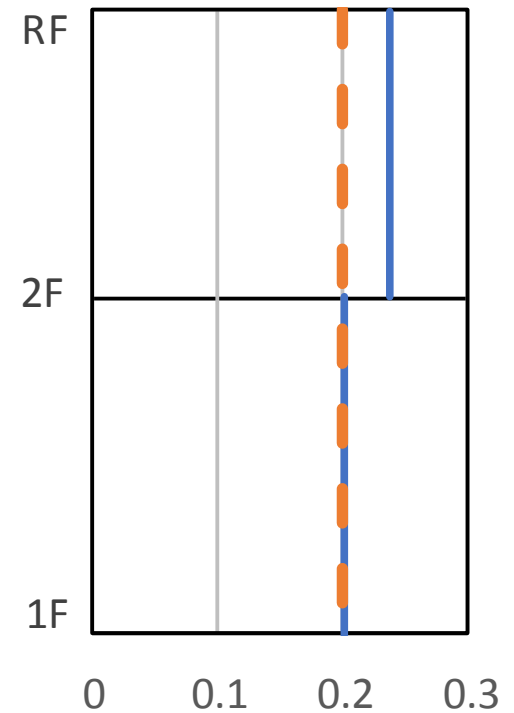
(a)

一次設計用地震力の比較(2)

	設計震度 K_0	層せん断力係数 C_i
旧基準	$K_0=0.2$	$P_i = K_0 \times w_i$ $Q_i = Q_i + P_{(i+1)}$ $C_i = Q_i / \sum W_i$
現行基準	$Q_i = C_i \times \sum W_i$ $P_i = Q_{(i-1)} - Q_i$ $K_i = P_i / w_i$	$C_i =$ $Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$ $C_0 = 0.2$

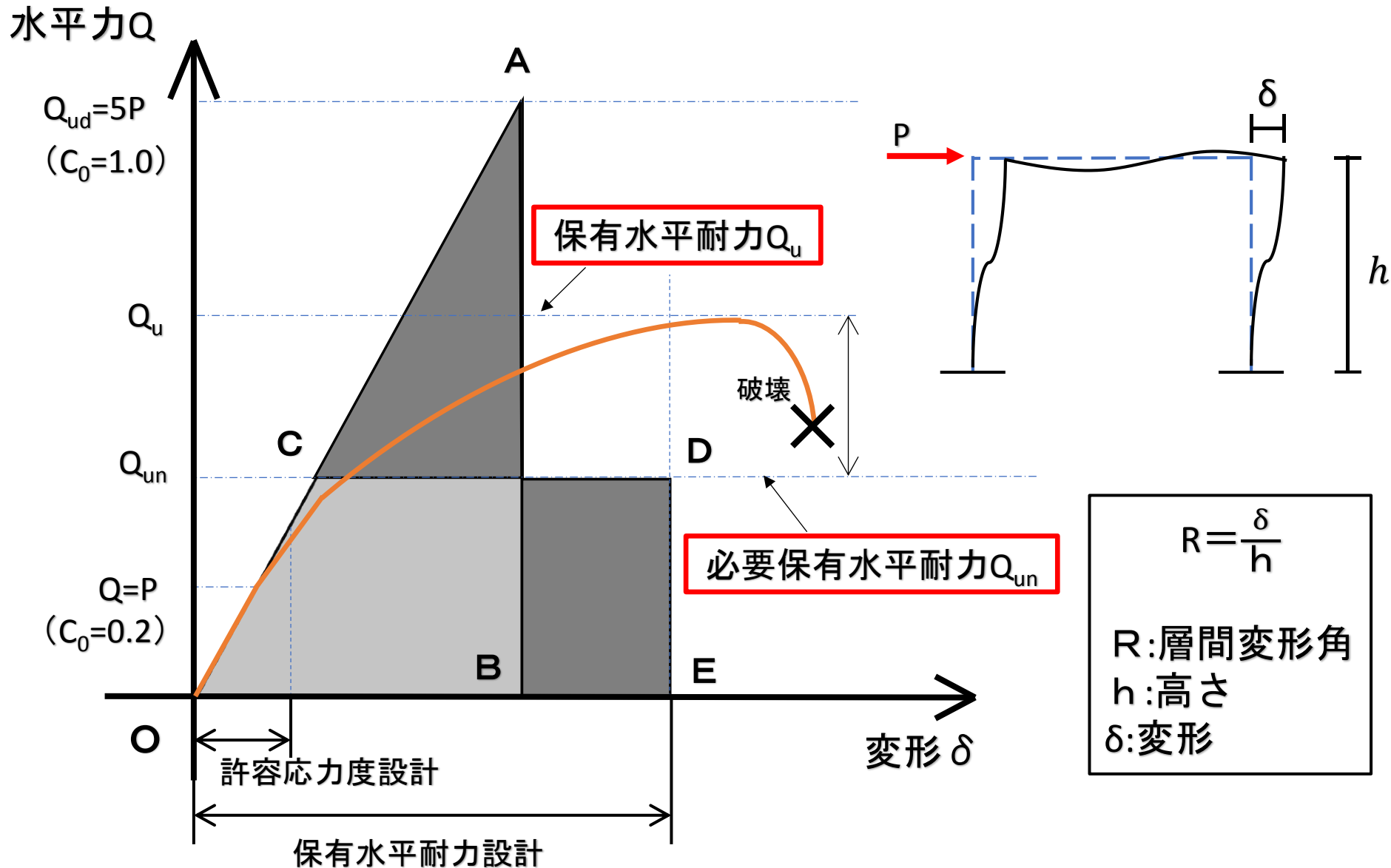


— 現行基準 — 旧基準



(b)

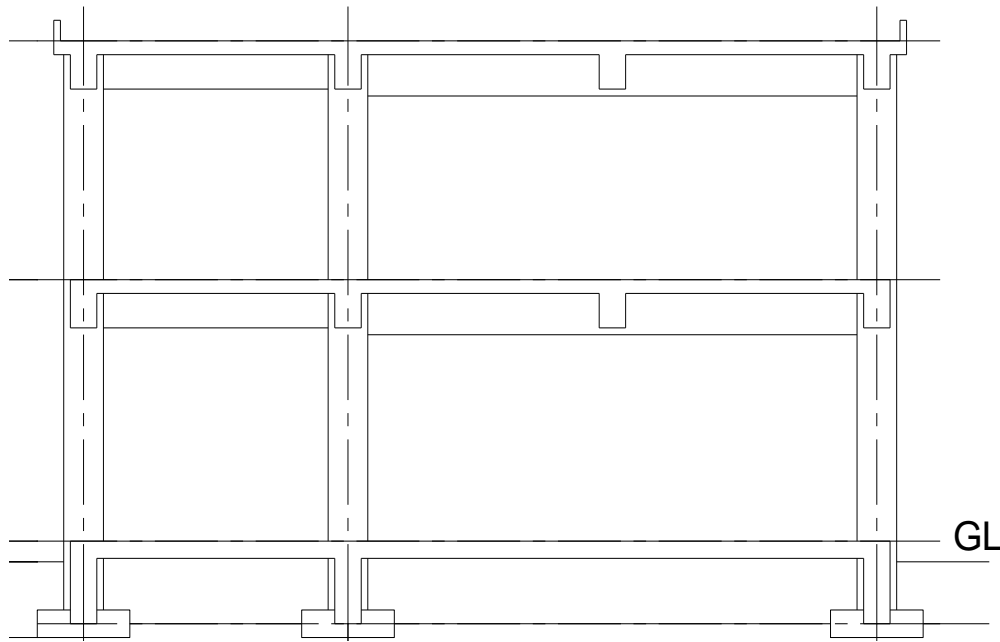
必要保有水平耐力と保有水平耐力



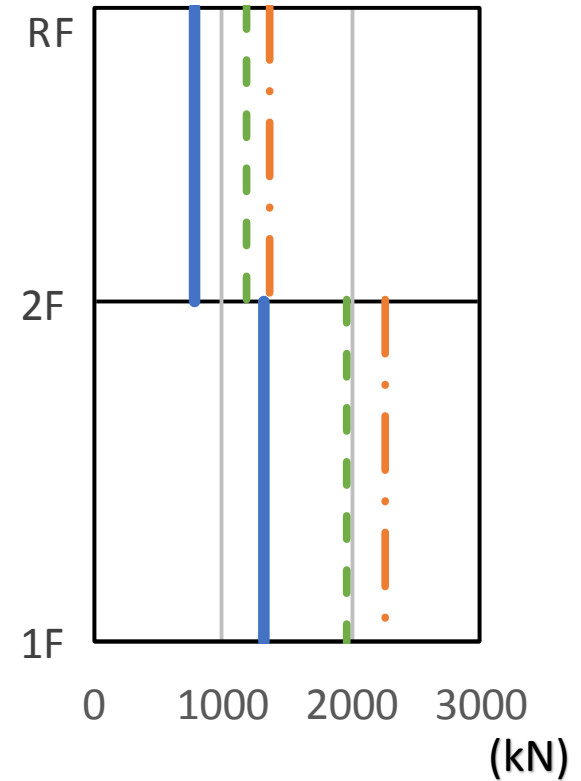
二次設計用地震力

- 必要保有水平耐力 Q_{un}
- - 保有水平耐力 Q_u (プッシュオーバー解析)
- · - 保有水平耐力 Q_u (仮想仕事式)

正方向加力



Y軸方向断面



(c)

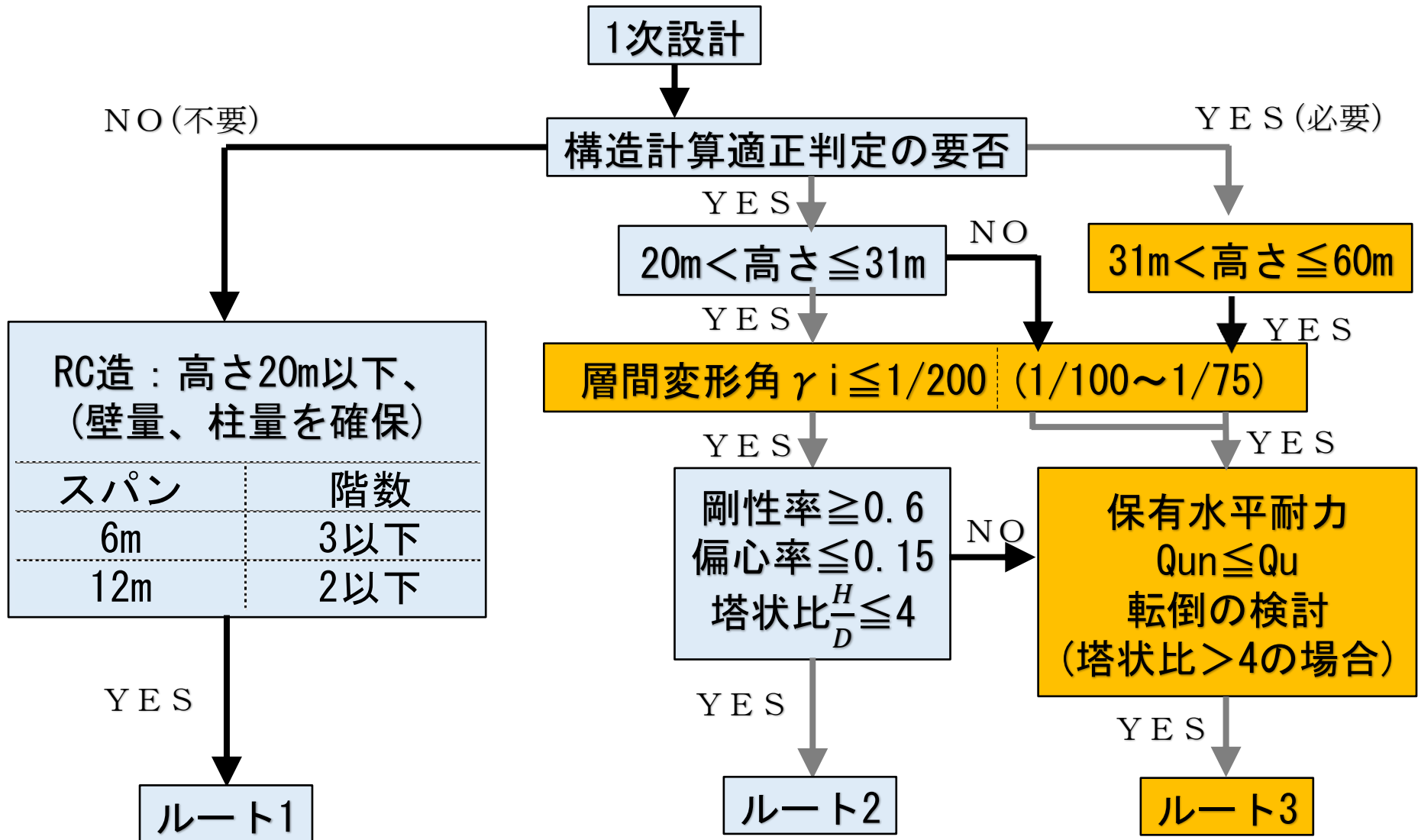
まとめ

1. 新耐震設計法の導入により
Ai分布による高さ方向の**振動特性**が反映された
2. 旧基準から現行基準に移行する際に
地震力の**連続性**が
標準せん断力係数 **$C_0=0.2$** に含まれている
3. **熊本地震**の例から二次設計における
保有水平耐力の精度向上と**耐力の確保**が課題

ご清聴ありがとうございました。

Q&A

二次設計のフロー



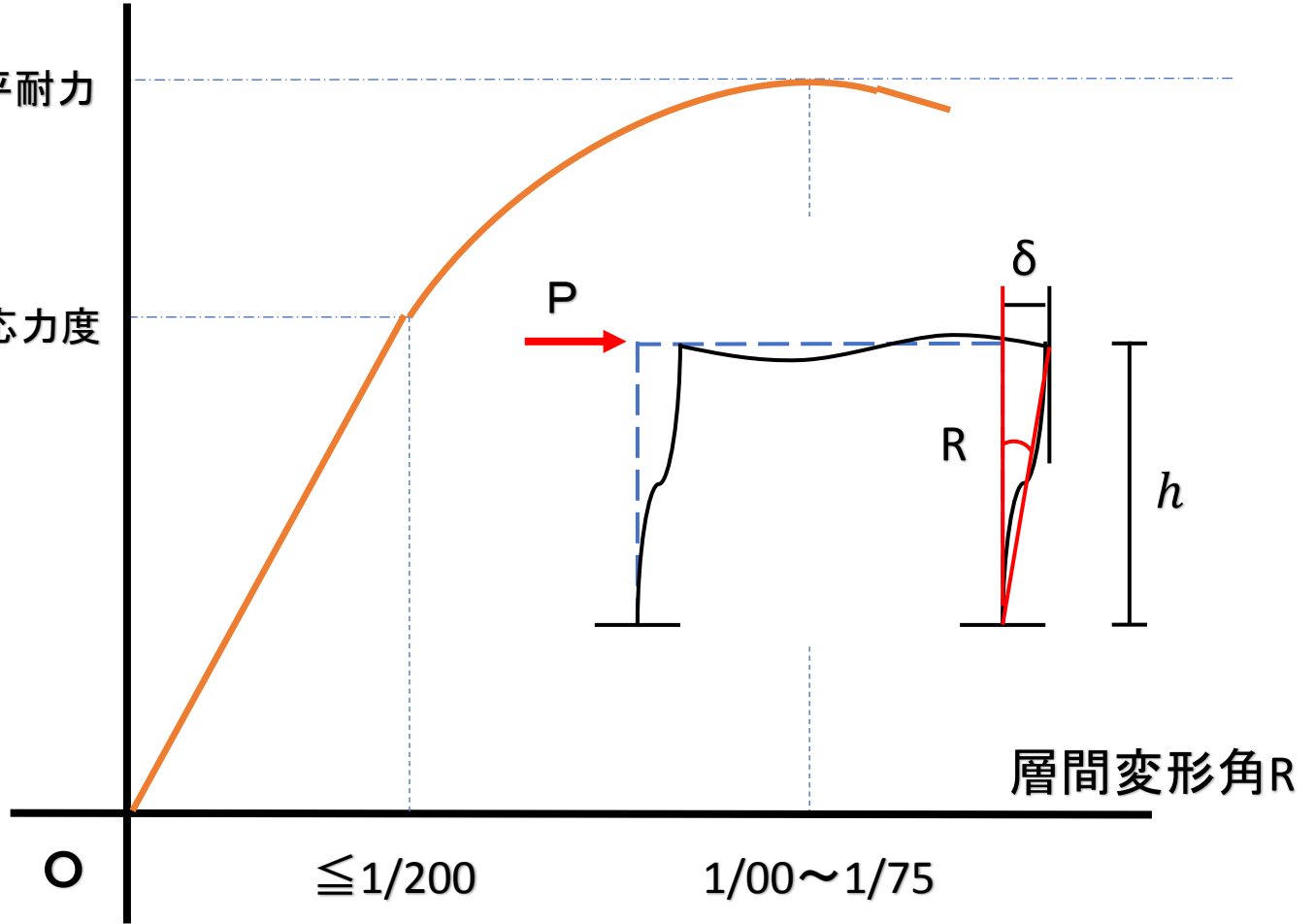
荷重P

二次設計..... 保有水平耐力

一次設計... 短期許容応力度

$$R = \frac{\delta}{h}$$

R:層間変形角
h:高さ
δ:変形



損傷限界

安全限界

X ₀ 、X ₃ ラーメン		曲げ終局強度 (kN・m)			箇所数		各仕事量の合計×θ		
加力方向	階	部材	上端引張柱頭	下端引張柱脚	上端引張柱頭	下端引張柱脚	上端引張柱頭	下端引張柱脚	小計
		左→右	2	C ₁ 引張側	247.3	247.3	0	0	0
C ₃	391.0			369.1	0	0	0	0	0
C ₅ 圧縮側	381.1			359.8	0	0	0	0	0
C ₂ 引張側	255.2			255.2	0	0	0	0	0
C ₄	430.1			406.0	0	0	0	0	0
C ₆ 圧縮側	417.6			394.2	0	0	0	0	0
G ₇ 外端	402.3			211.2	0	2	0	422.4	422.4
G ₇ 内端	402.3			211.2	2	0	804.6	0	804.6
G ₈ 内端	437.8			216.2	0	2	0	432.4	432.4
G ₈ 外端	437.8			216.2	2	0	875.6	0	875.6
G ₉ 外端	520.3			220.8	0	2	0	441.6	441.6
G ₉ 内端	520.3			220.8	2	0	1040.6	0	1040.6
G ₁₀ 内端	668.4			221.3	0	2	0	442.6	442.6
G ₁₀ 外端	568.7		225.2	2	0	1137.4	0	1137.4	
1	C ₁ 引張側		214.7	242.9	0	1	0	242.9	242.9
	C ₃		485.8	523.2	0	1	0	523.2	523.2
	C ₅ 圧縮側		458	493.3	0	1	0	493.3	493.3
	C ₂ 引張側		230.2	260.4	0	1	0	260.4	260.4
	C ₄		556.3	599.1	0	1	0	599.1	599.1
	C ₆ 圧縮側		529.6	570.3	0	1	0	570.3	570.3
	G ₇ 外端		402.3	211.2	0	2	0	422.4	422.4
	G ₇ 内端		402.3	211.2	2	0	804.6	0	804.6
	G ₈ 内端		437.8	216.2	0	2	0	432.4	432.4
	G ₈ 外端		437.8	216.2	2	0	875.6	0	875.6
	G ₉ 外端	520.3	220.8	0	2	0	441.6	441.6	
G ₉ 内端	520.3	220.8	2	0	1040.6	0	1040.6		
G ₁₀ 内端	668.4	221.3	0	2	0	442.6	442.6		
G ₁₀ 外端	568.7	225.2	2	0	1137.4	0	1137.4		
合計								13883.6	

X ₁ 、X ₂ ラーメン		曲げ終局強度 (kN・m)			箇所数		各仕事量の合計×θ		
加力方向	階	部材	上端引張柱頭	下端引張柱脚	上端引張柱頭	下端引張柱脚	上端引張柱頭	下端引張柱脚	小計
		左→右	2	C ₁ 引張側	359.7	359.7	0	0	0
C ₃	336.3			317.5	0	0	0	0	0
C ₅ 圧縮側	318.2			300.3	0	0	0	0	0
C ₂ 引張側	389.3			389.3	0	0	0	0	0
C ₄	370.4			349.7	0	0	0	0	0
C ₆ 圧縮側	338			319.1	0	0	0	0	0
G ₇ 外端	402.3			211.2	2	0	804.6	0	804.6
G ₇ 内端	402.3			211.2	0	2	0	422.4	422.4
G ₈ 内端	437.8			216.2	2	0	875.6	0	875.6
G ₈ 外端	437.8			216.2	0	2	0	432.4	432.4
G ₉ 外端	520.3			220.8	2	0	1040.6	0	1040.6
G ₉ 内端	520.3			220.8	0	2	0	441.6	441.6
G ₁₀ 内端	668.4		221.3	2	0	1336.8	0	1336.8	
G ₁₀ 外端	568.7		225.2	0	2	0	450.4	450.4	
1	C ₁ 引張側		438.4	496.1	0	1	0	496.1	496.1
	C ₃		376.5	405.5	0	1	0	405.5	405.5
	C ₅ 圧縮側		340.4	366.6	0	1	0	366.6	366.6
	C ₂ 引張側		491.8	556.5	0	1	0	556.5	556.5
	C ₄		445.8	480.1	0	1	0	480.1	480.1
	C ₆ 圧縮側		379.8	409.0	0	1	0	409	409
	G ₇ 外端		402.3	211.2	2	0	804.6	0	804.6
	G ₇ 内端		402.3	211.2	0	2	0	422.4	422.4
	G ₈ 内端		437.8	216.2	2	0	875.6	0	875.6
	G ₈ 外端		437.8	216.2	0	2	0	432.4	432.4
	G ₉ 外端	520.3	220.8	2	0	1040.6	0	1040.6	
	G ₉ 内端	520.3	220.8	0	2	0	441.6	441.6	
G ₁₀ 内端	668.4	221.3	2	0	1336.8	0	1336.8		
G ₁₀ 外端	568.7	225.2	0	2	0	450.4	450.4		
合計								14322.6	

1次設計用地震力の計算表

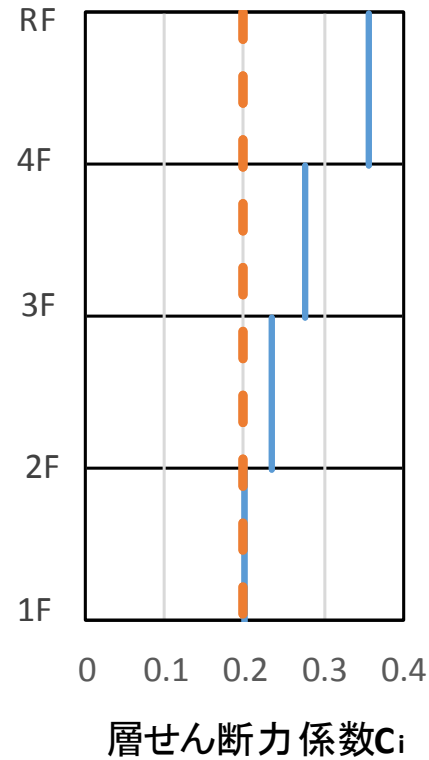
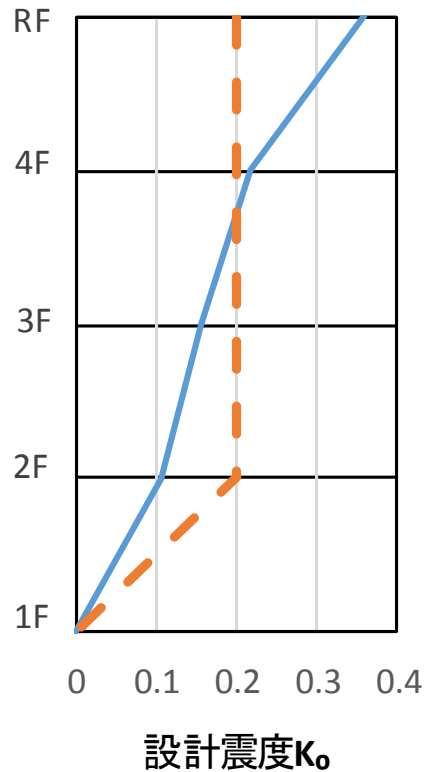
層	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_i	Q_i [kN]	P_i [kN]	K_o
2	2227	2227	0.508	1.187	0.237	529	529	0.237
1	2157	4384	1.000	1.000	0.200	877	348	0.161

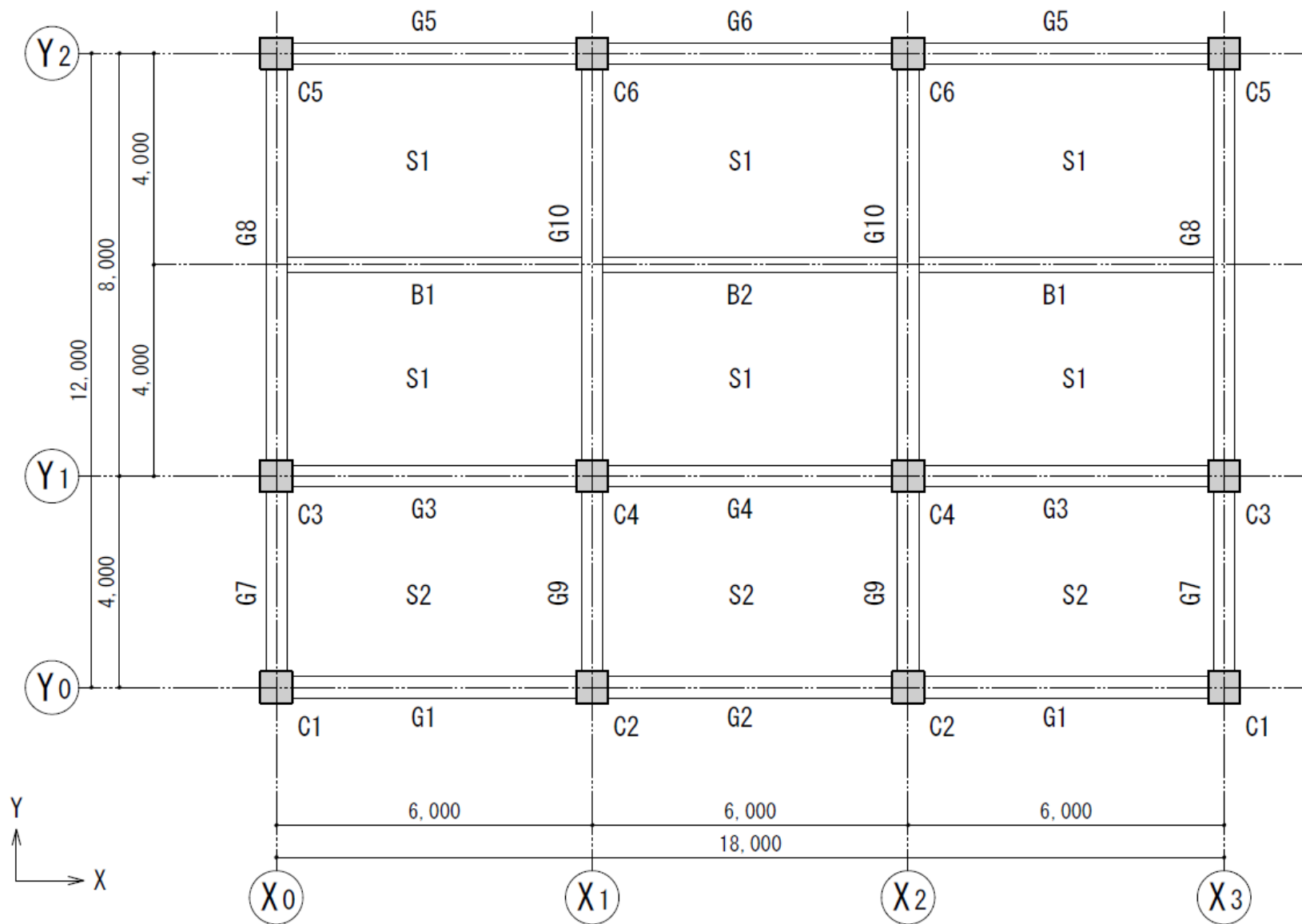
固有周期 T : 0.152

4層建物の一次設計用地震力

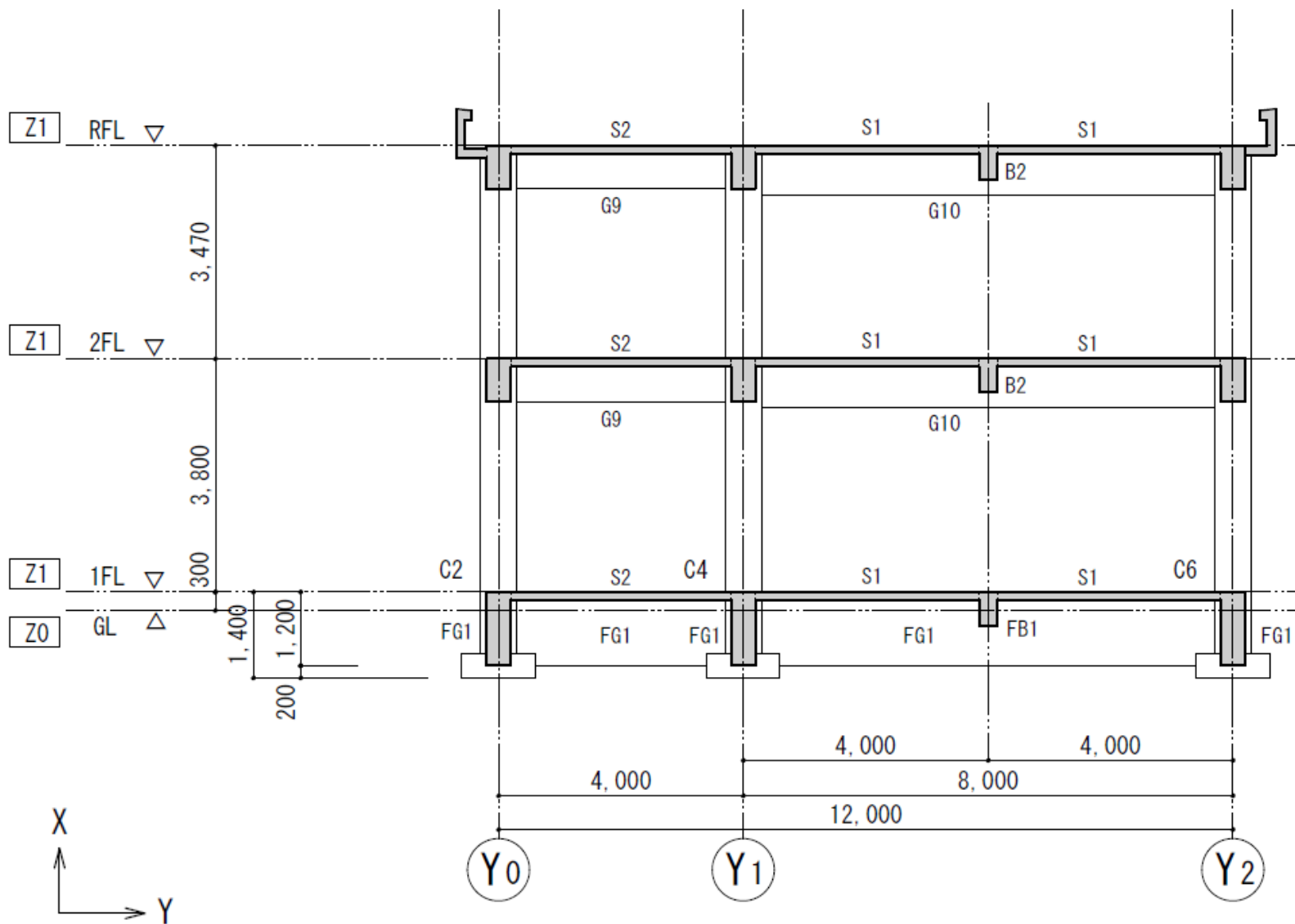
層	W_i	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	Q_i	P_i	K_o
	[kN]	[kN]				[kN]	[kN]	
4	3500	3500	0.206	1.786	0.357	1250	1250	0.357
3	4500	8000	0.471	1.388	0.278	2221	971	0.216
2	4500	12500	0.735	1.170	0.234	2924	702	0.156
1	4500	17000	1.000	1.000	0.200	3400	476	0.106

— 現行基準 - - - 旧基準



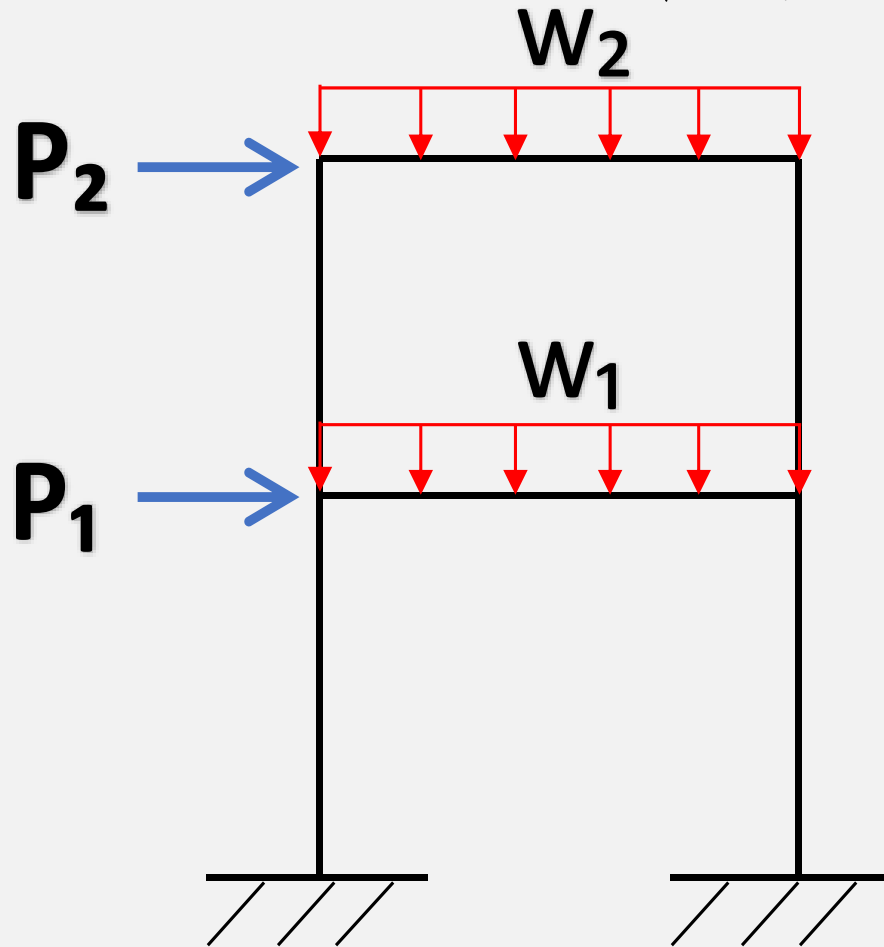


1階および2階 伏図



Y 方向軸組圖

震度法



地震外力

$$P_i = K_0 \times w_i$$

水平震度

$$K_0 = 0.1 \rightarrow 0.2$$



旧基準の被害



現行基準の被害

2次設計のフロー

1次設計

NO (不要) 構造計算適正判定の要否 YES (必要)

木造：高さ13m以下、軒高9m以下。
RC造：高さ20m以下、(壁量、柱量を確保)
S造：高さ13m以下、軒高9m。
延べ面積500m²以下。

スパン	階数
6m	3以下
12m	2以下

NO
ルート1

高さ ≤ 31m
YES NO

設計変更
NO

層間変形角 $\gamma_i \leq 1/200$ (1/120)

YES
剛性率 ≥ 0.6
偏心率 ≤ 0.15
塔状比 $\frac{H}{D} \leq 4$
NO

YES
ルート2

YES
保有水平耐力 $Q_{un} \leq Q_u$
転倒の検討
(塔状比 > 4の場合)

YES
ルート3

設計地震力（1次）

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

C_i : 層せん断力係数

Z : 地域の低減係数

R_t : 周期による低減係数

A_i : 高さ方向の分布

C_0 : 地震の大きさ (0.2)