



日本超高層RC建築之 耐震設計簡介

台日國際工程顧問股份有限公司

蔡江洋

2016年12月9日

內容概要

1. 日本建築基準法
2. 超高層RC建築之耐震設計目標
3. 耐震設計之基本方法
4. 構材之耐震設計
5. 與國內設計法的案例比較

日本建築基準法

日本於2000修正建築基準法

- 開放民間機構進行建築確認・檢查
- 建築基準之性能規定化

從材料、工法、尺寸等規定修改為，符合建築物一定的性能時，
可採用多樣材料、設備、構造方法等。

- 整合建築物設計制度的創設
- 中間檢查之導入
- 關於確認檢查等圖說之閱覽

充實建築物相關資訊，透過市場機制，期待建築物品質的提升。

日本建築基準法施行令(構造計算)

1. 高度超過60m之超高層建築物 (81條之2)

進行結構計算時，「把握載重及外力導致建築物各構件**連續性**
所產生之力及變形」為原則。

具體而言以「**歷時反應分析**」為基本，根據結構計算確定安全性。
須經政府指定之「結構評定機關」審查。

2. 高度低於60m之大規模建築物 (81條)

進行結構計算時，「把握地震力導致建築物地上部分各樓層所產生
力及水平方向之變形」為原則。

具體而言根據建物規模及結構特性或設計者之判斷，進行「**保有水
平強度計算**」確定安全。

耐震設計目標

針對**兩等級強度**之地震，各訂定設計目標。

- 對於第一等級地震(回歸期**100年**)，建築物之柱梁等結構不能有損傷。(使用界限)
 - 對於第二等級地震(回歸期**400年**)，建築物即使一些構材降伏，也不能倒塌。(設計界限)
-

- 考慮地震的不確定性和分析模型理想化導致地震反應的不確定性。**New RC耐震設計**導入第**3等級**之耐震設計。(極限界限)

耐震設計目標

針對各等級地震等級，設定設計目標。

靜力設計

	界限狀態	整體變形角	層間變形角	構材狀態
等級 1	使用界限	R_1	$1/200$ 以下	所有構件未降伏 非結構構材無損害
等級 2	設計界限	R_2 : $1/120$ 以下	$1.5R_2$ 以下	構件容許降伏， 但強度不得降低
等級 3	極限界限	R_3 : $1.5R_2$ 以下	$1.5R_3$ 以下	沒有非預期塑鉸發生 無脆性破壞

靜力

側推分析

整體變形角：地震力豎向分配形狀之重心位置的側向變形除以該點之高度

耐震設計目標

針對各等級地震等級，設定設計目標。

動力設計 (歷時非線性分析)

	整體變形角	層間變形角	構材狀態
等級 1	小於靜力等級 1 之整體變形角	小於整體變形角之 1.5 倍， 且為 $1/200$ 以下	彎曲降伏以下
等級 2	小於靜力等級 2 之整體變形角	小於整體變形角之 1.5 倍， 且為 $1/100$ 以下	層塑性率 ≤ 2 構材塑性率 ≤ 4

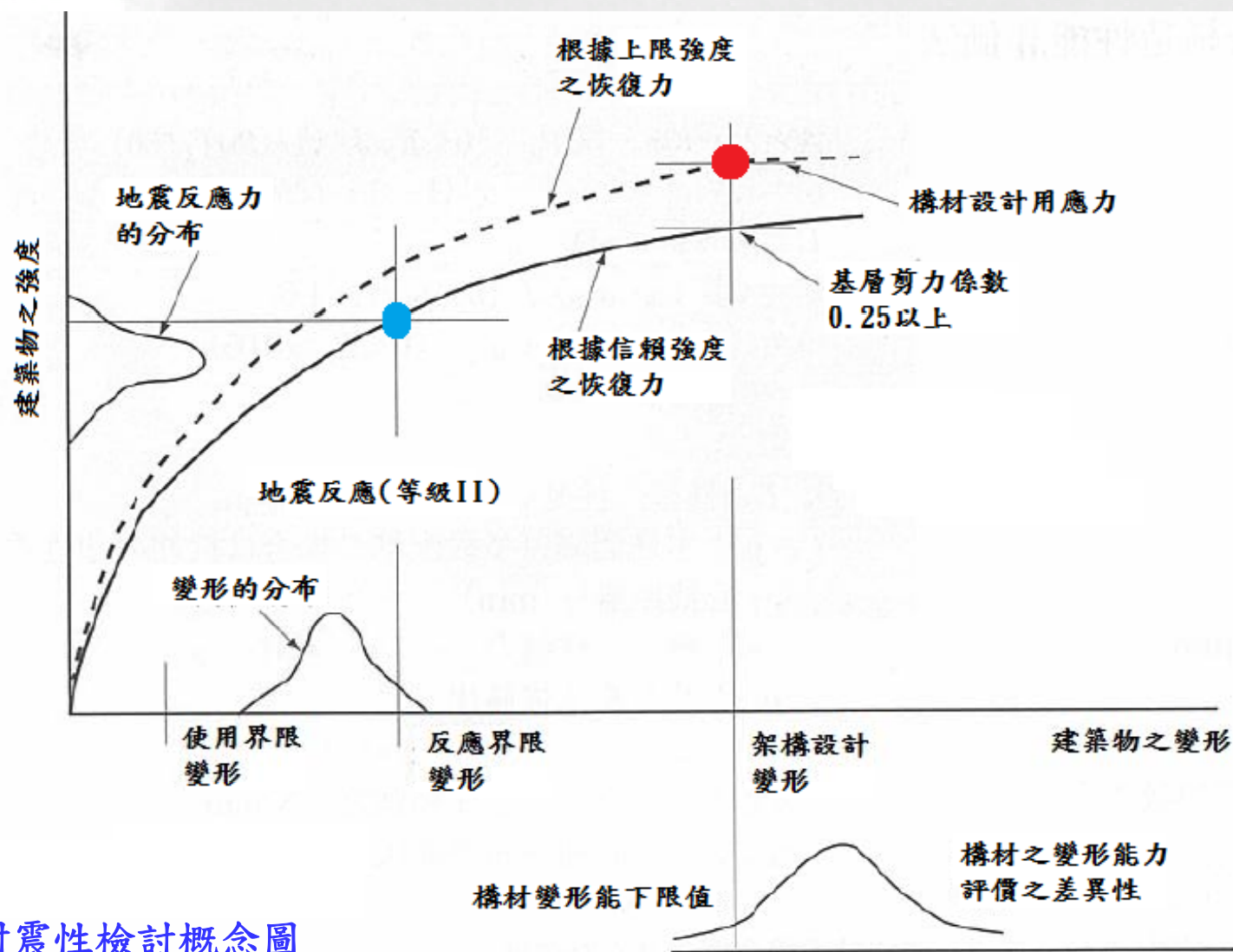
東京地區為例(地區係數=1.0)，等級1約為最大速度值25cm/s之地震
等級2約為最大速度值50cm/s之地震

耐震設計之基本方法

根據靜態地震力分析所設計之構架的耐震安全性，以歷時地震反應分析進行綜合性的確認。

- 對於靜態地震力之設計，因應地震力之大小，進行容許應力設計(一次設計)及及極限強度設計(二次設計)之兩階段來進行。
- 地震反應分析時，使用法規規定之地震力或以往設計用地震力等，進行歷時反應分析，確認滿足因應地震之強度所設定之耐震性判定基準。

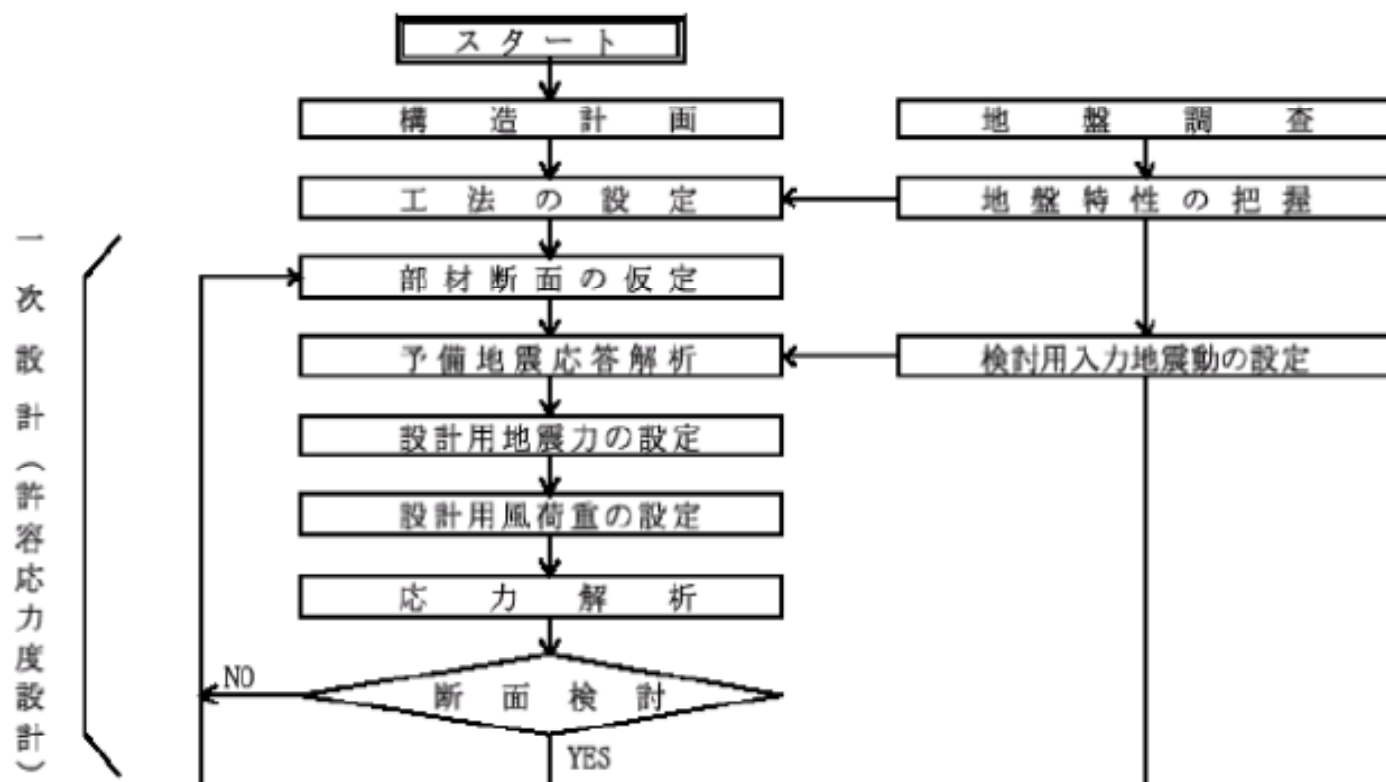
耐震設計之基本方法



耐震性檢討概念圖

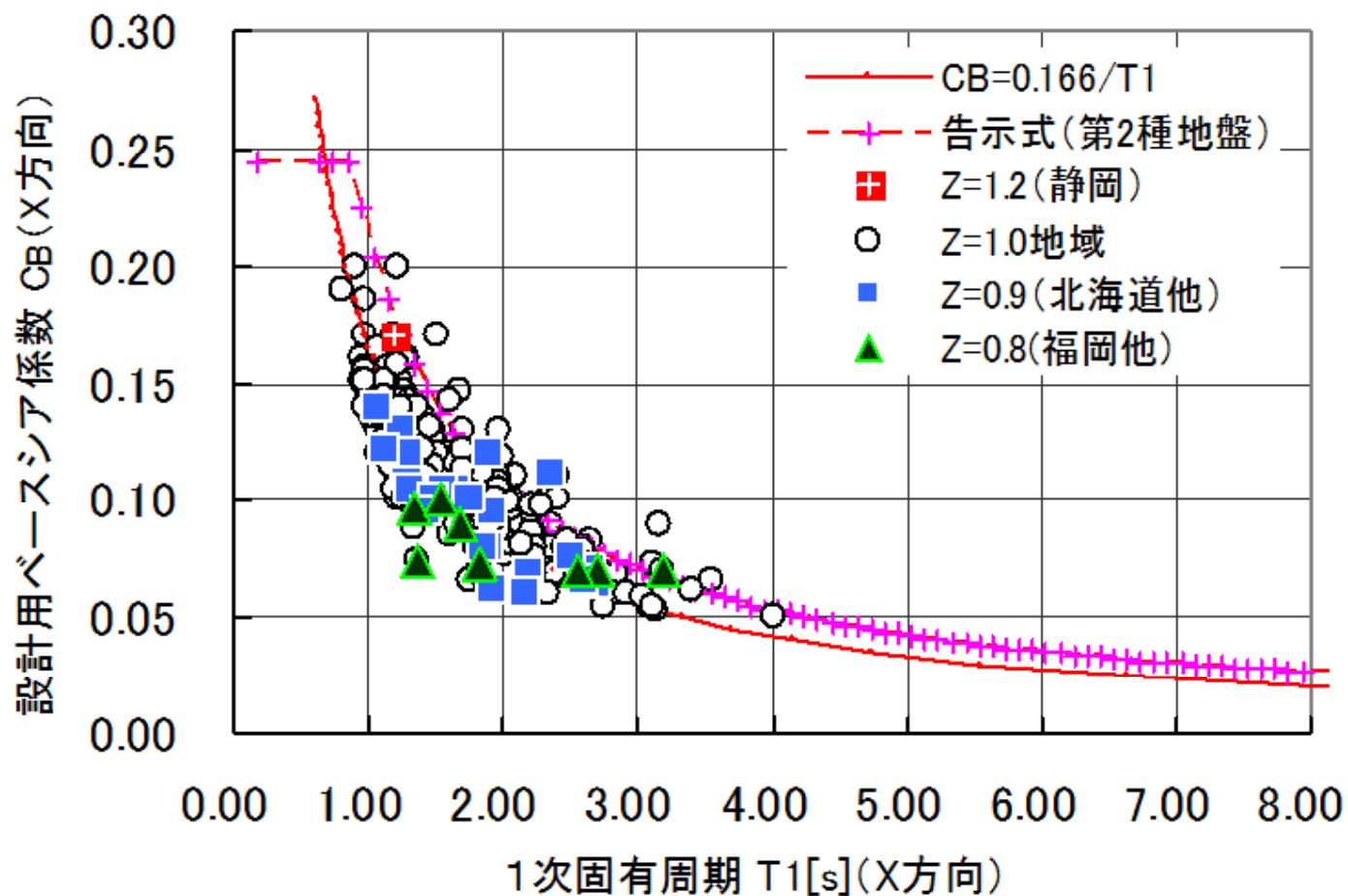
耐震設計之基本方法

- 對於一次設計用地震力，進行容許應力設計。設計用地震力參考預備反應分析結果等，設定使其大於等級1地震的反應值。

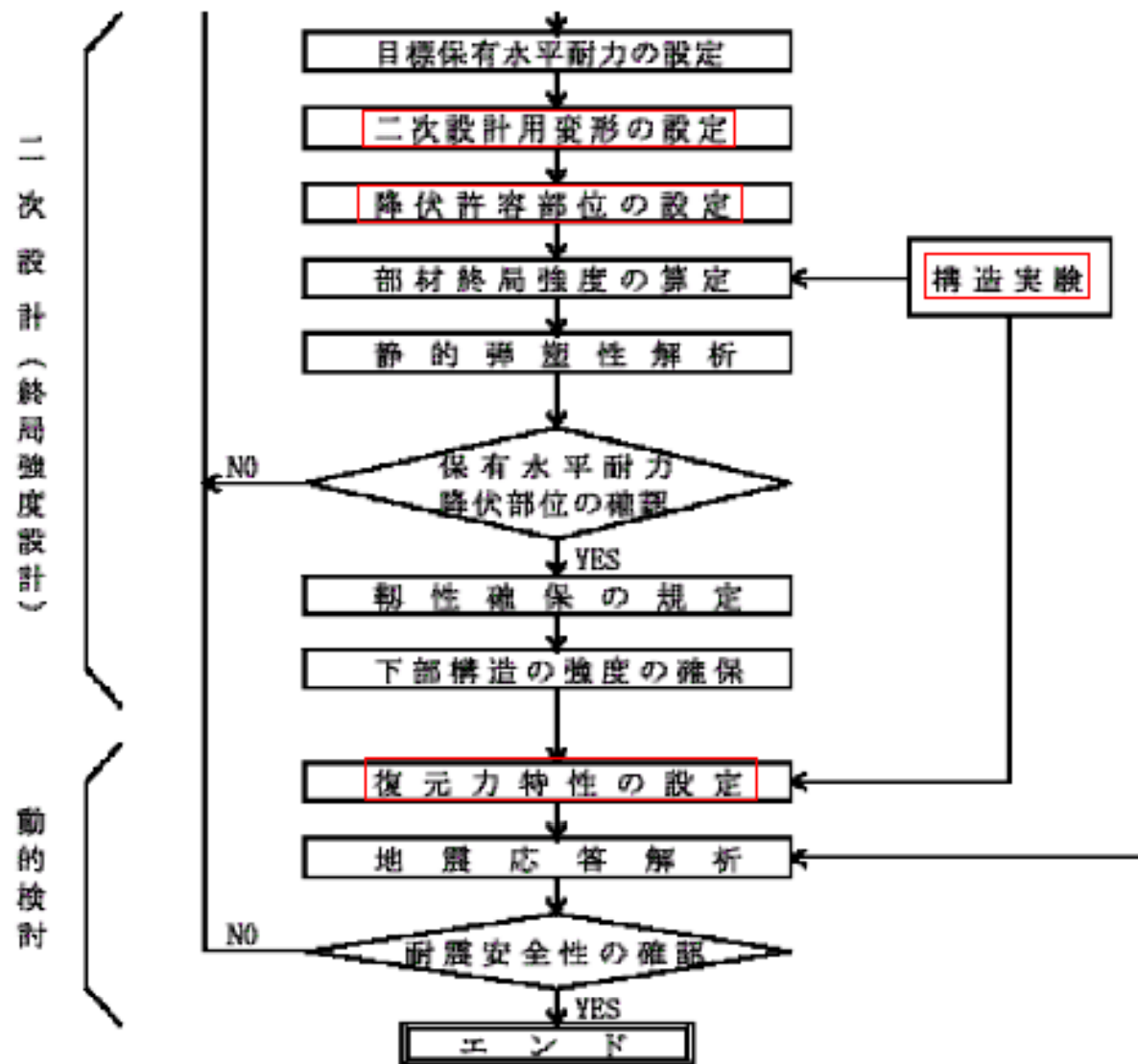


耐震設計之基本方法

一次設計用基層剪力係數**CB**之設定 **$CB = 0.18/T1$**

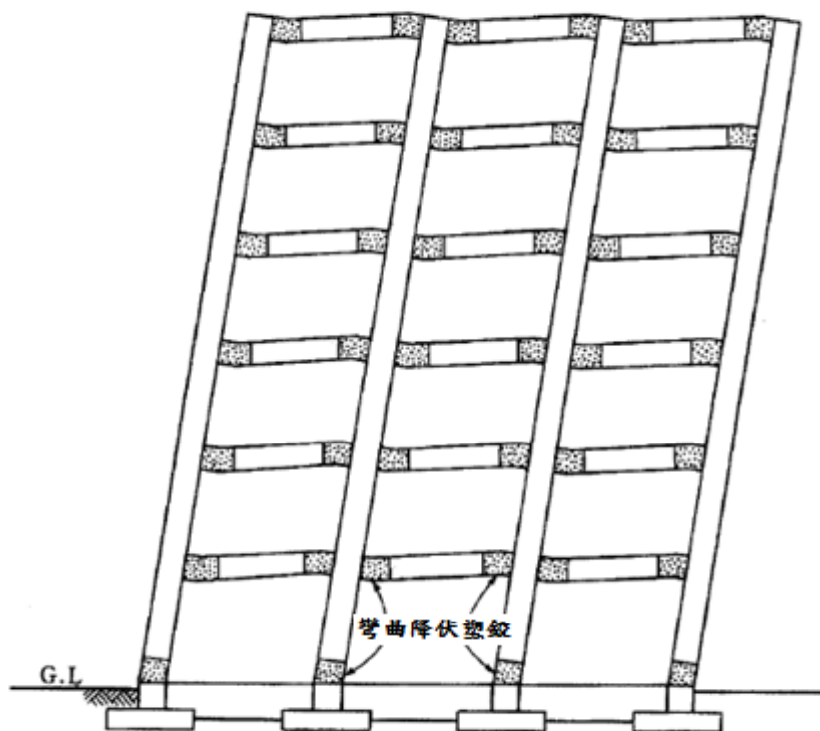


耐震設計之基本方法



耐震設計之基本方法

- 二次設計時進行**極限強度設計**。確認二次設計用變形時之保有水平強度、降伏部位及構材之強度餘裕度。
- 目標保有水平強度為一次設計用地震力的**1.5倍**以上。
- 降伏容許部位**為各層梁端及受拉外柱及1樓柱腳。

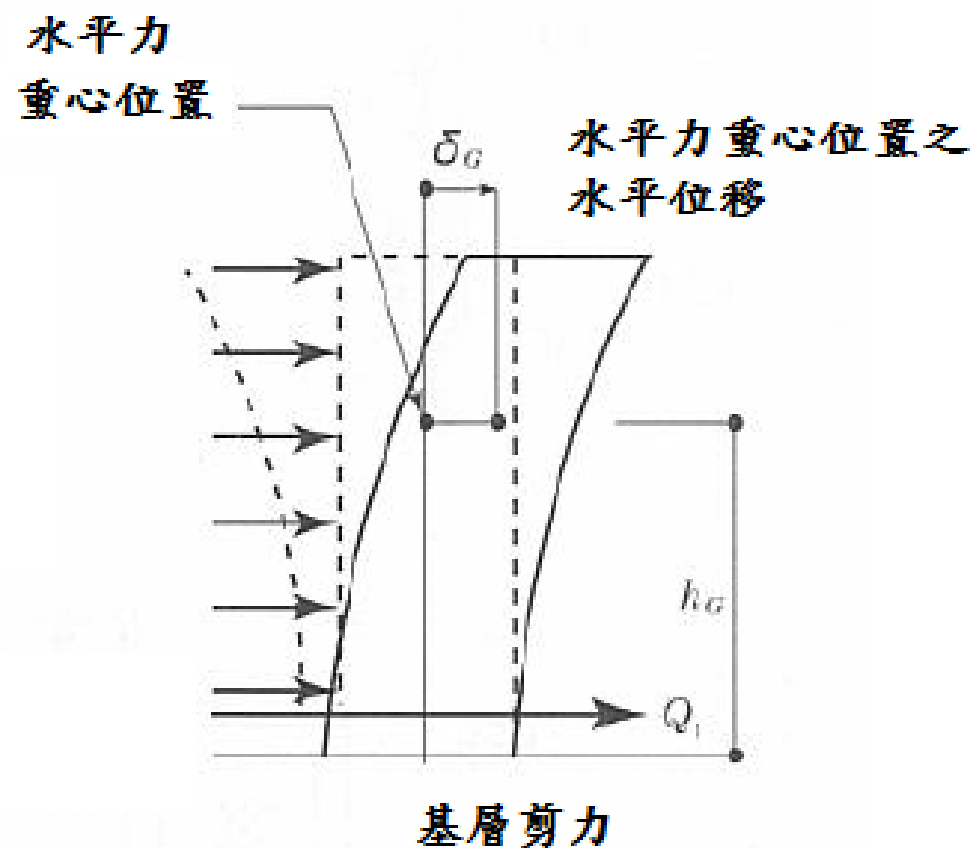


- 檢討保有水平強度
- 降伏機構之形成

梁降伏型整體降伏機構

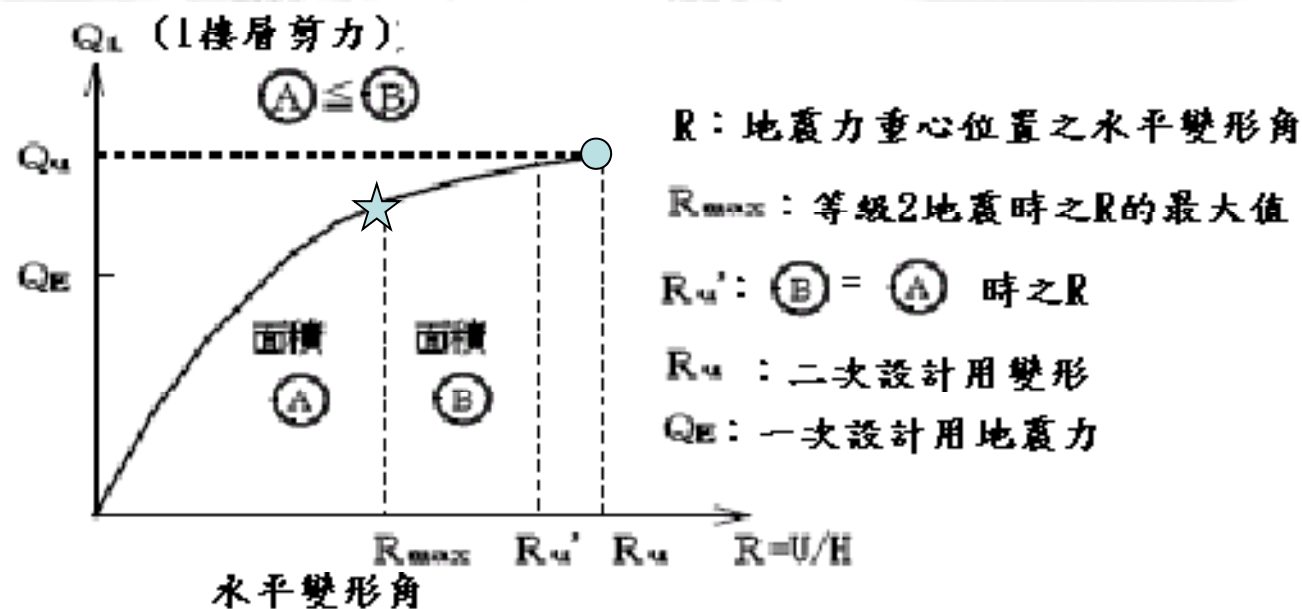
耐震設計之基本方法

- 二次設計用變形以地震力重心位置之水平變形角定義。
設定大於等級2地震之反應值。



耐震設計之基本方法

- 二次設計用變形為，從靜力非線性分析(側推分析)所得基層剪力和整體水平變形角之關係圖上，取等級2地震之整體水平變形角之最大值所成面積的2倍以上之水平變形角。
- 地震力之檢討方向，一般構架採X方向、Y方向和斜向45度方向



二次設計用變形的設定

耐震設計之基本方法

動力地震反應分析

設定等級1及等級2之地震進行地震反應分析。確認滿足耐震性判定基準。

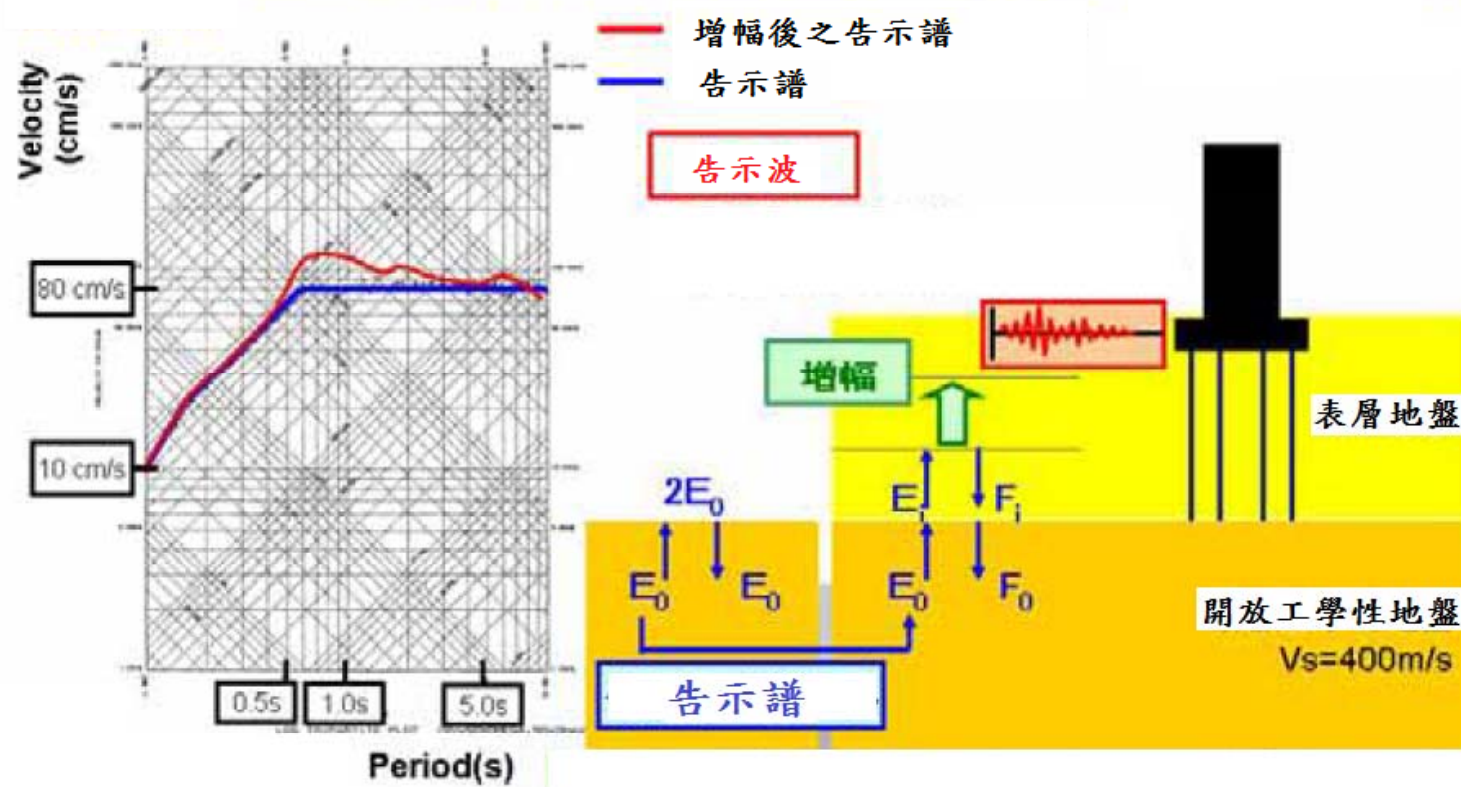
耐震性判定基準之例

項 目		等級 1 之地震	等級 2 之地震
層剪力		一次設計用層剪力以下	-
層間變形角		1/200 以下	1/100 以下
層塑性率		小於 1.0	小於 2.0
整體水平變形角		-	二次設計用 整體變形角 以下
構材 塑性率	降伏部位	不容許	容許位置
	梁	-	4.0 以下
	受拉柱	-	3.0 以下
	1 樓柱腳	-	2.0 以下

耐震設計之基本方法

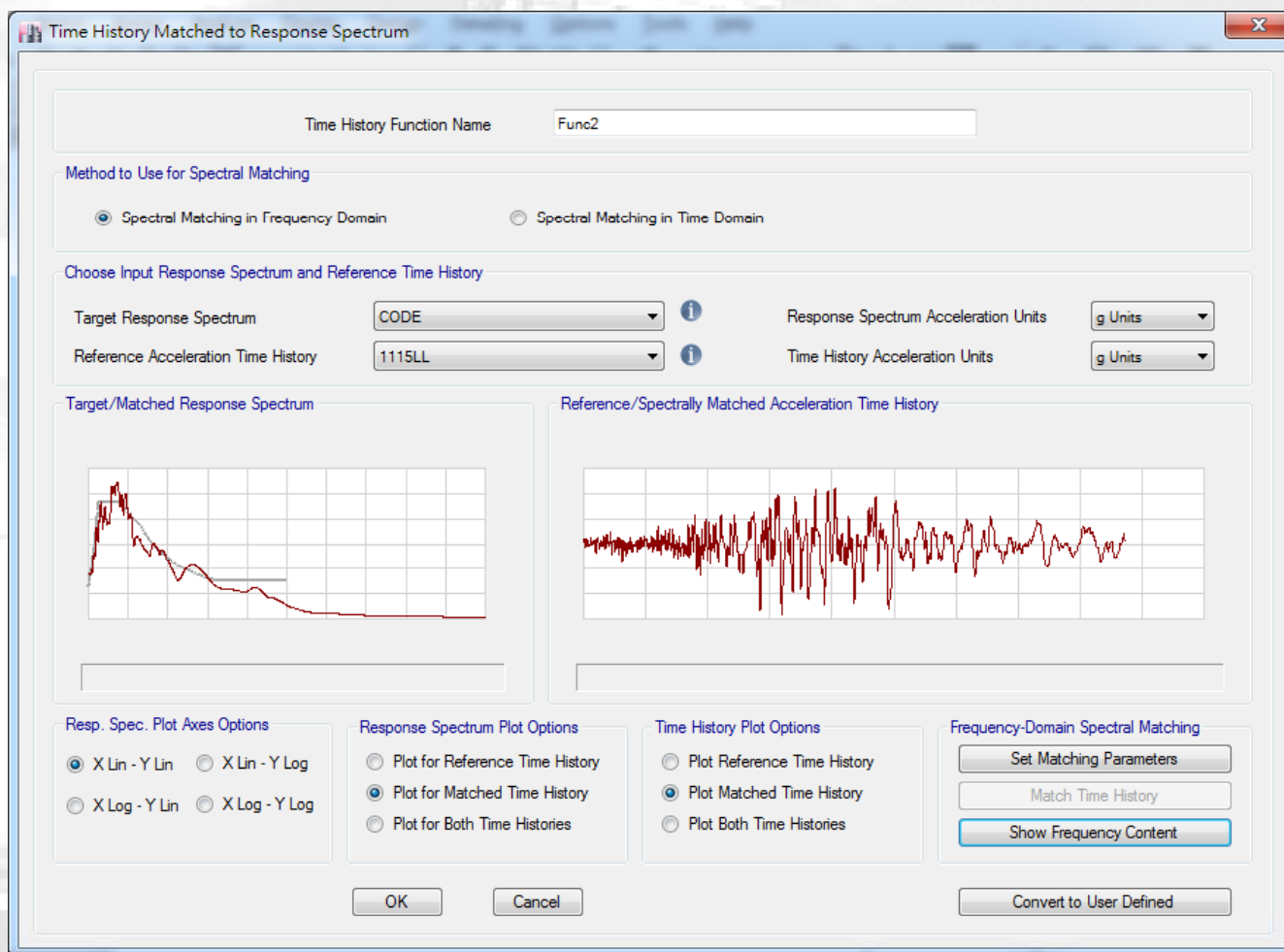
設計地震波形

1. 相關法規規定之地震波形(告示波)：設定時考慮基地表層地盤之增幅。



耐震設計之基本方法

設計地震波形 根據反應譜及參照歷時紀錄產生模擬地震波

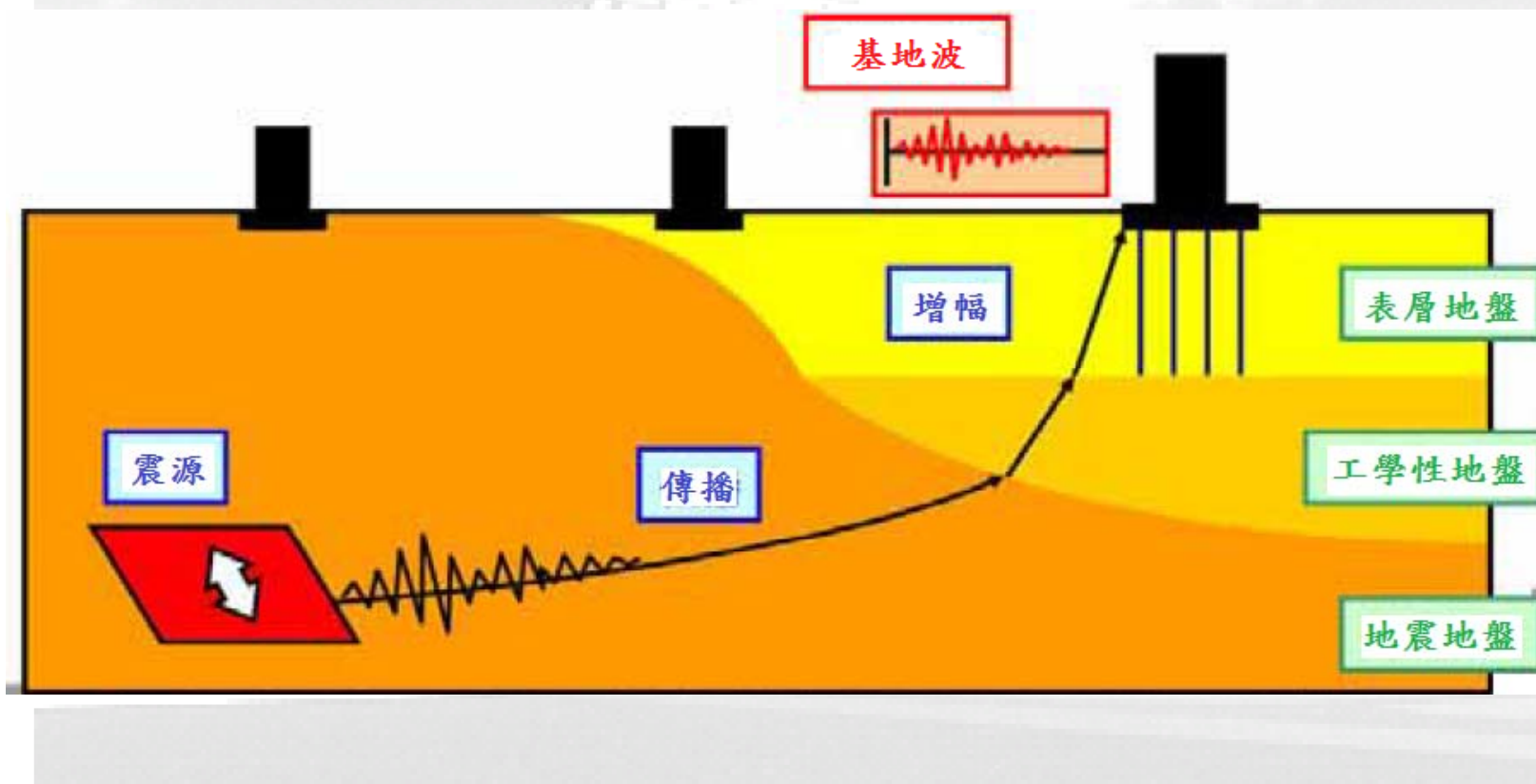


ETABS 2016

耐震設計之基本方法

設計地震波形

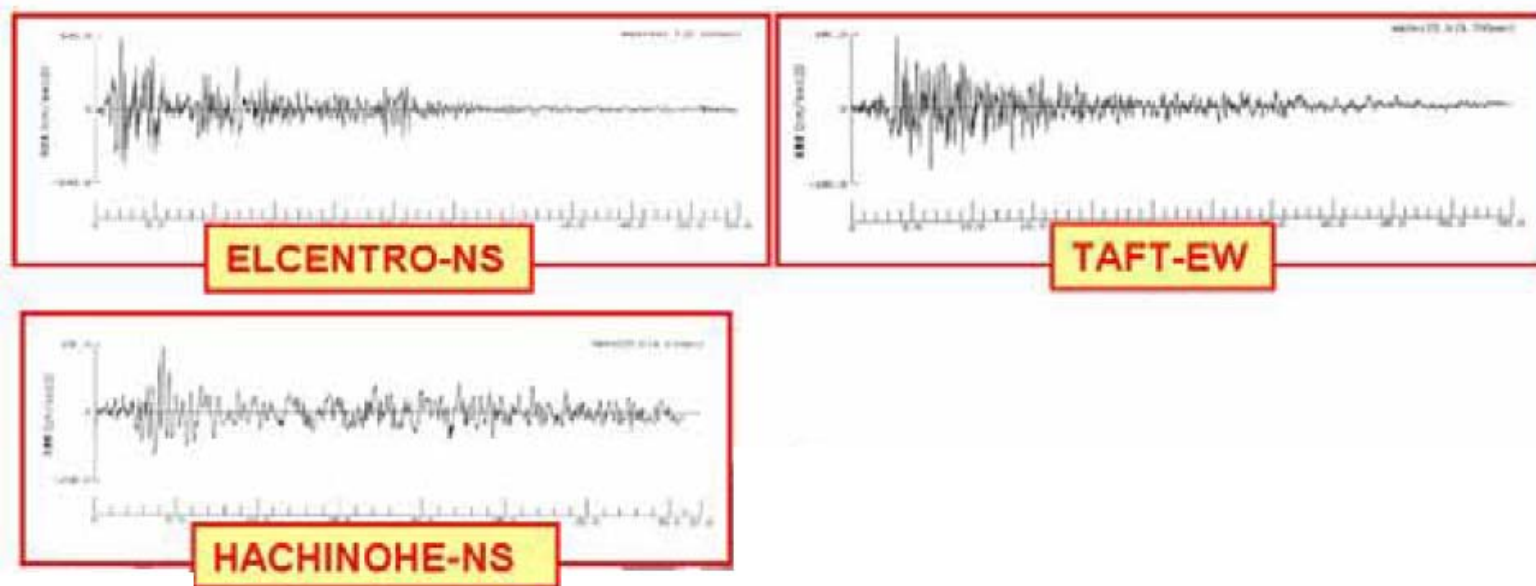
2. 根據基地周邊之活斷層分布、斷層破壞模式、過去的地震活動、地盤構造等地震波形(基地波)。



耐震設計之基本方法

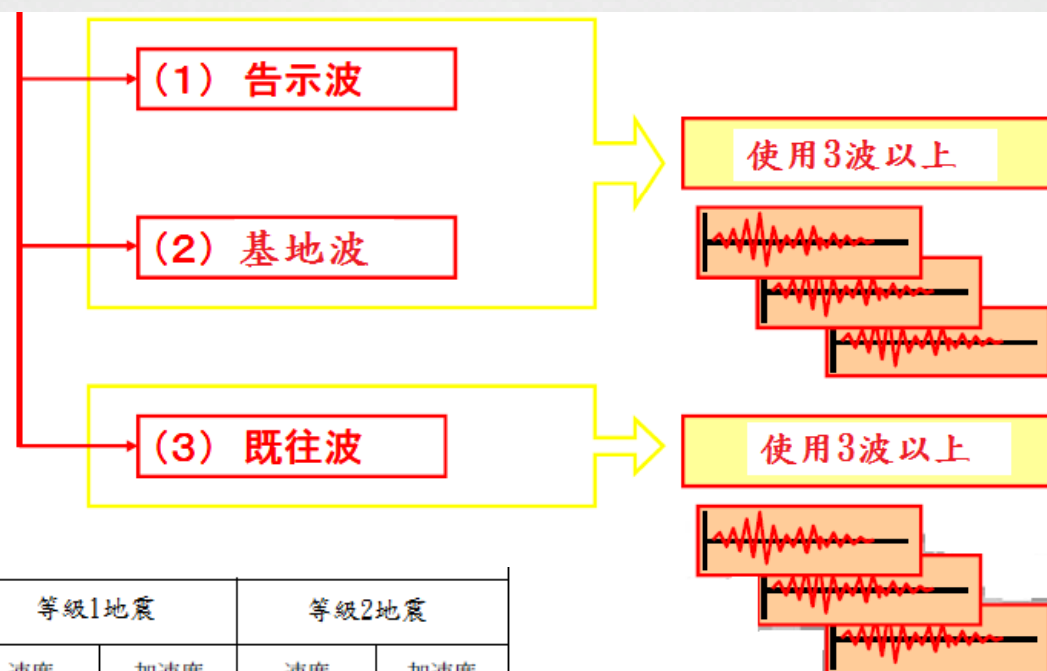
設計地震波形

3. 設計慣用波形(既往波)：東京地區(地區係數1.0)最大速度值，等級1地震25cm/s, 等級2地震50cm/s。



耐震設計之基本方法

必要地震波數量

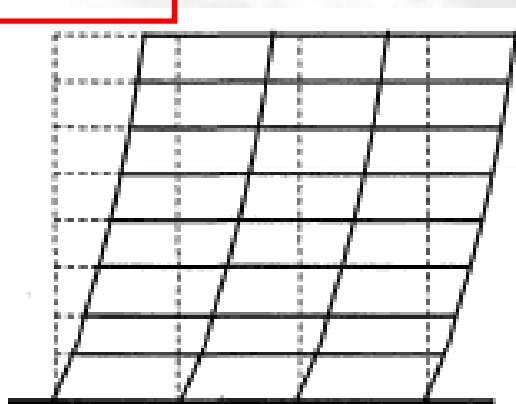


	採用地震波名称	等級1地震		等級2地震	
		速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)	速度 (cm/s)	加速度 (cm/s ²)
採用地震波	告示模擬波 1: TI-1	10.2	71.4	51.2	357
	告示模擬波 2: TI-2	8.9	77.4	44.6	387
	告示模擬波 3: TS-2	9.4	80.4	46.9	402
	關東地震 1923 (模擬波)	—	—	31.0	318
	ELCENTRO 1940 NS	25.0	255	50.0	511
	TAFT 1952 EW	25.0	248	50.0	497
	HACHINOHE1968 NS	25.0	165	50.0	330

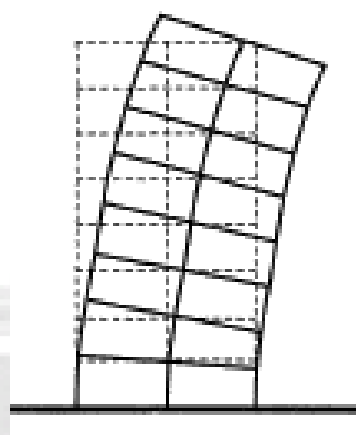
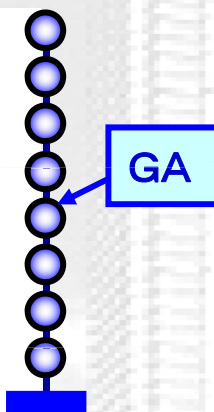
耐震設計之基本方法

結構物的模擬

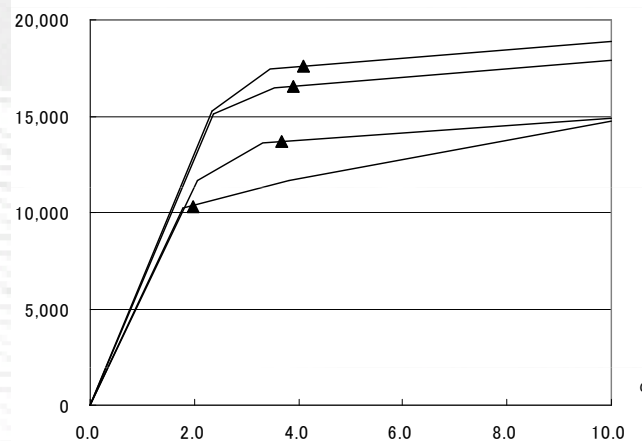
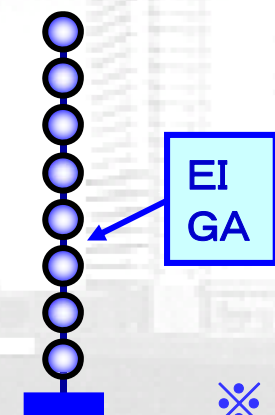
勁度 K



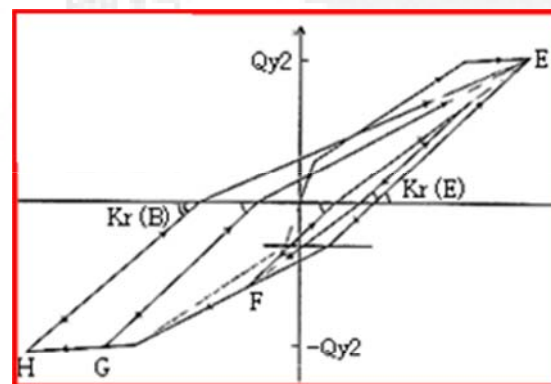
寬度大的建物



細長的建物



側推分析結果



RC造恢復力特性

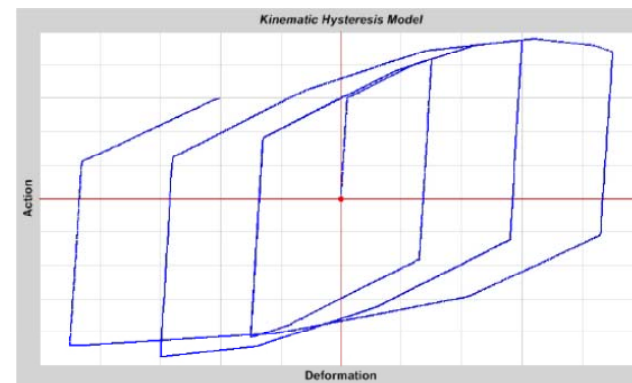
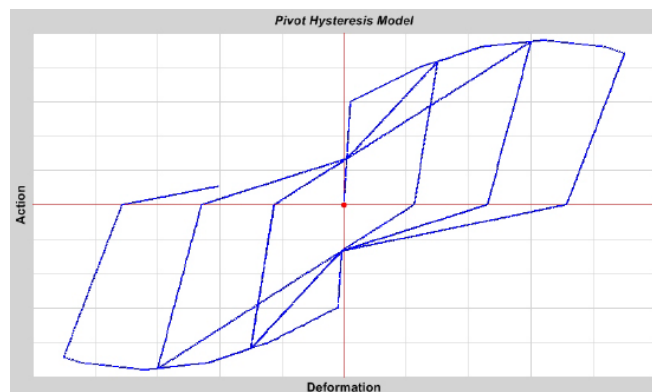
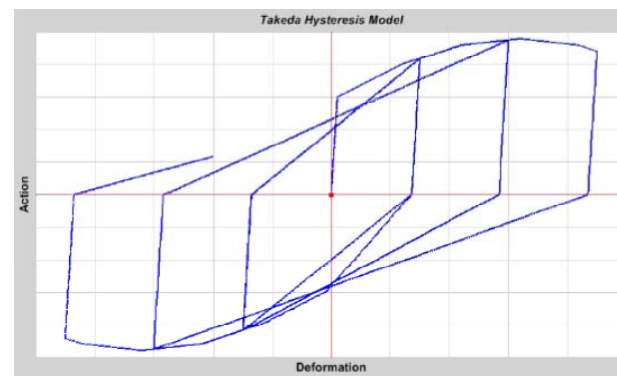
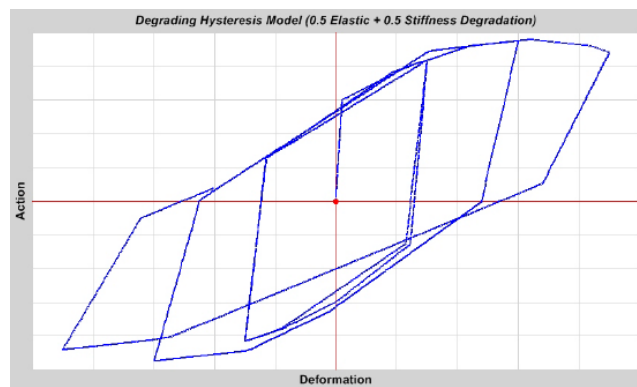
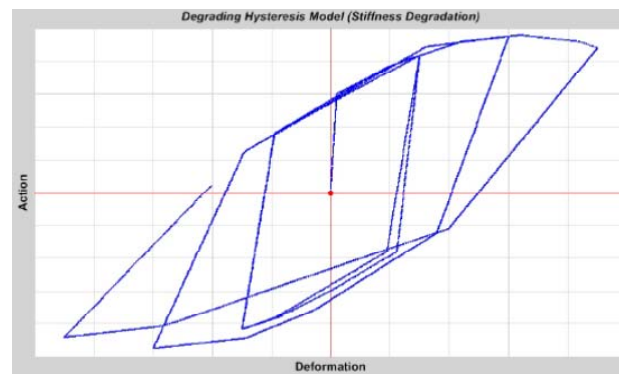
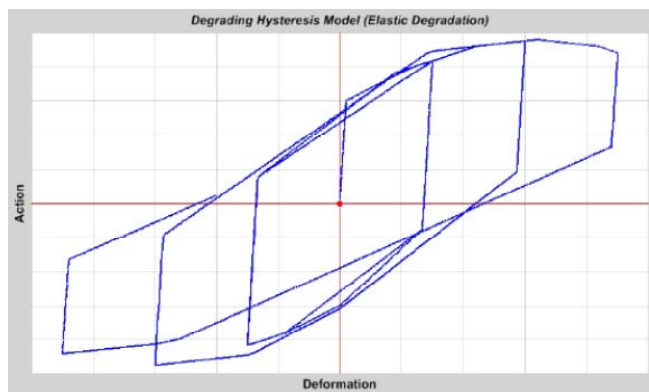
※ 也有將全構材模型化分析之精算分析

耐震設計之基本方法

多質點系模型之特徵

- 第一次振態為支配型，且不會過度進入塑性範圍時，與構架反應十分相似。
- 多質點系模型無法得到構材的變形、應力反應值。
 - 第1次振態卓越時可從側推分析推定，
 - 受高次振態的影響時，也無法從側推分析來推定。
- 對於設計地震之反應較小，並確保梁降伏機構使第1次振態成為卓越時，多質點系為有效的。

耐震設計之基本方法



各種參數化
遲滯迴圈

ETABS 2016

構材之耐震設計

構材的保證設計

確認二次設計用變形時之保有水平強度及降伏位置。

破壞機構之保證

1. 塑鉸構材 (如梁、受拉側外柱)

確保塑性變形能力

防止剪力破壞

2. 非塑鉸構材 (如柱、柱梁接合部)

確保彎曲強度

防止剪力破壞

構材之耐震設計

構材的保證設計

■ 梁之保證設計

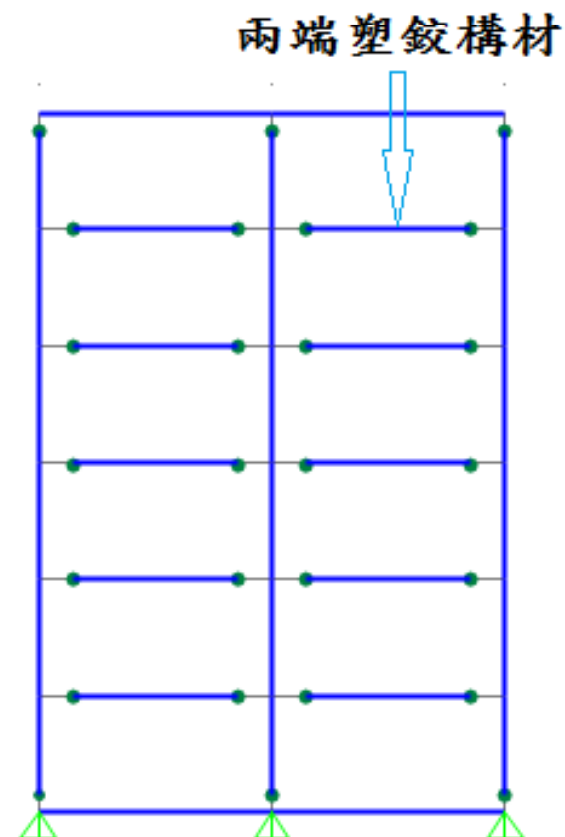
1. 剪力餘裕度之確保

$$Q_{su} \geq Q_L + {}_s\alpha_G \cdot Q_m$$

Q_{su} ：剪力強度(含握裹開裂)

Q_m ：梁兩端塑鉸之剪力

${}_s\alpha_G$ ：剪力餘裕度



構材之耐震設計

構材的保證設計

■ 柱之保證設計

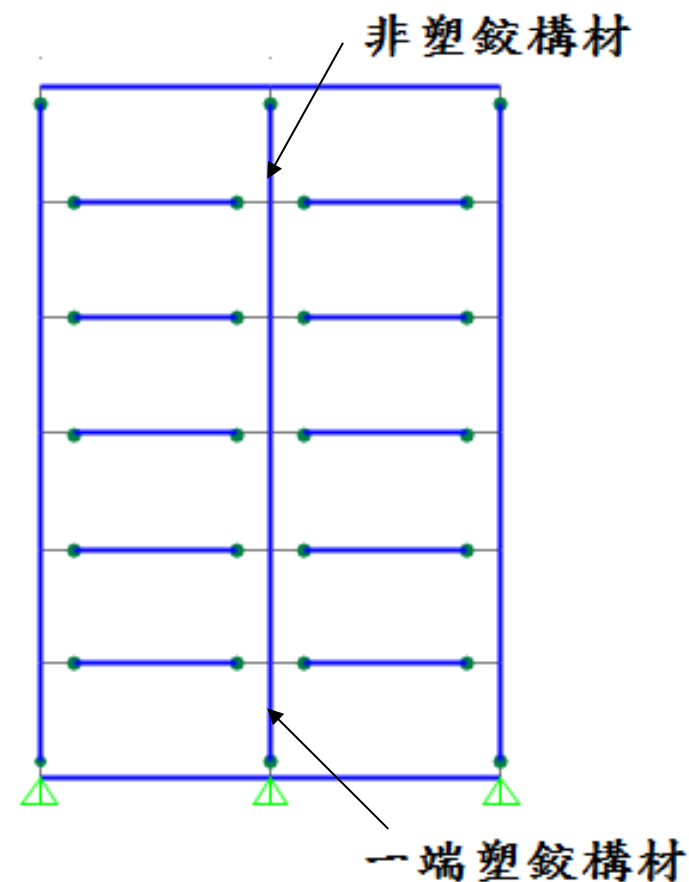
1. 彎曲餘裕度之確保

$$M_u \geq m\alpha_c \cdot M_m$$

M_u ：彎曲強度

M_m ：達破壞機構時之彎矩

$m\alpha_c$ ：彎曲餘裕度



構材之耐震設計

構材的保證設計

■ 柱之保證設計

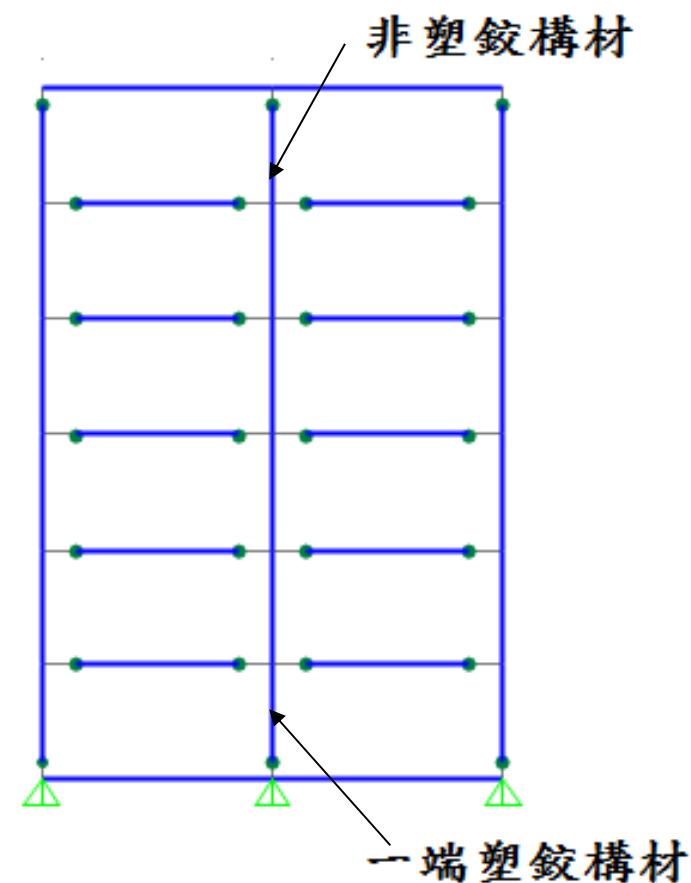
1. 剪力餘裕度之確保

$$Q_{su} \geq {}_s\alpha_c \cdot Q_m$$

Q_{su} ：剪力強度
(含握裹開裂)

Q_m ：達破壞機構時之剪力

${}_s\alpha_c$ ：剪力餘裕度



構材之耐震設計

構材的保證設計

■ 柱梁接合部之保證設計

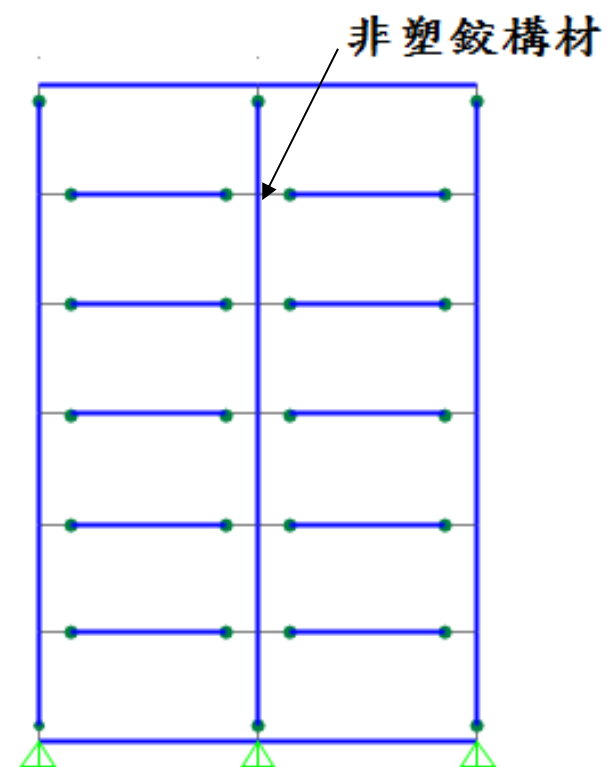
1. 剪力餘裕度之確保

$$Q_{su} \geq {}_s\alpha_p \cdot Q_m$$

Q_{su} ：剪力強度

Q_m ：達破壞機構時之剪力

${}_s\alpha_p$ ：剪力餘裕度



構材之耐震設計

超高層RC建築所使用材料及工法

高強度混凝土、高強度・大直徑主筋、高強度箍筋
預鑄工法

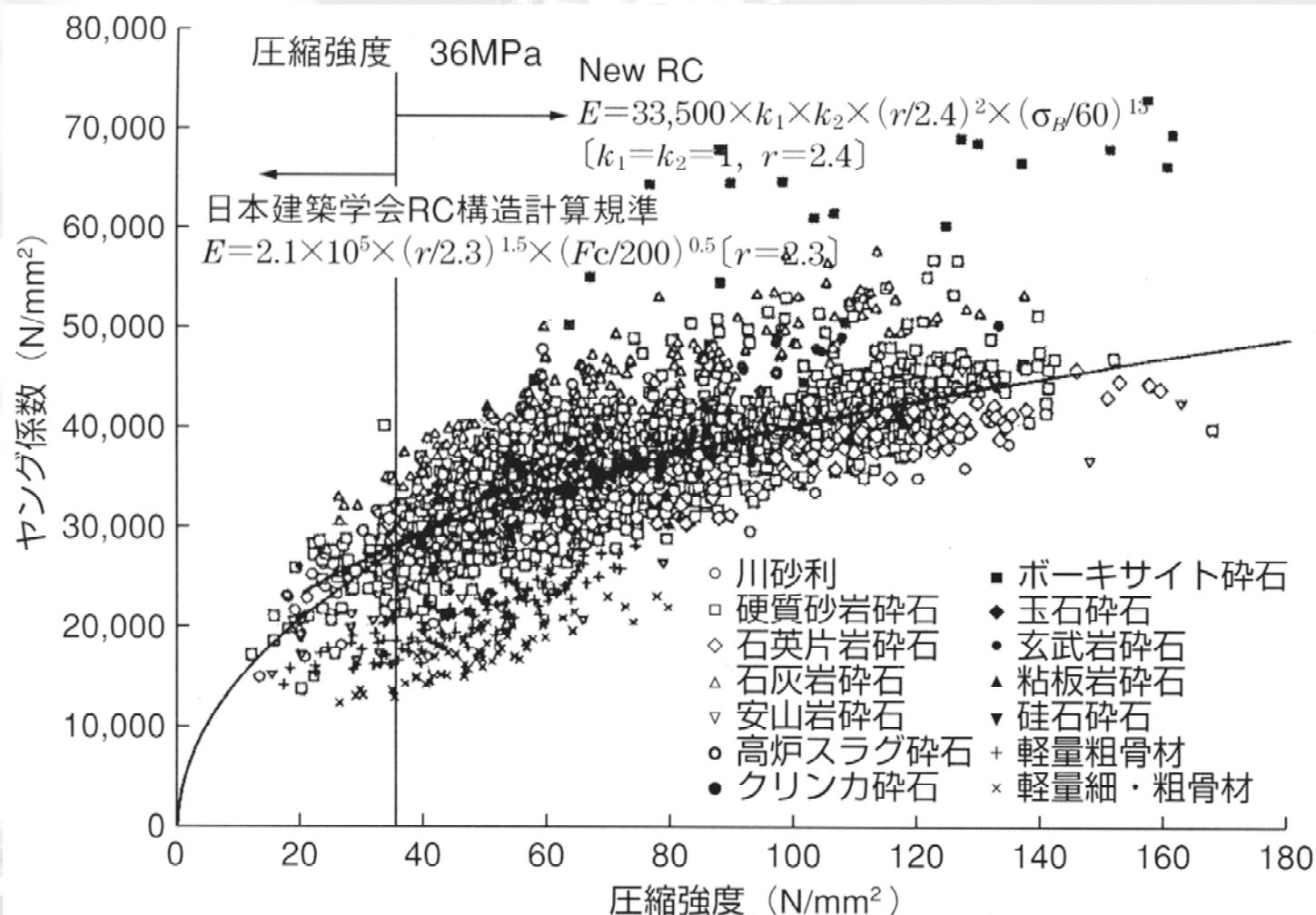
	高層 $H \leq 60m$	超高層 $H \leq 100m$	超高層 $H > 100m$
混凝土 (N/mm^2)	~ 36	~ 60	~ 100~200
主筋	SD390	SD490	SD490~SD685
箍筋	USD685、USD785、USD1275		

構材之耐震設計

超高層RC建築所使用高強度混凝土

K1:粗粒料相關係數

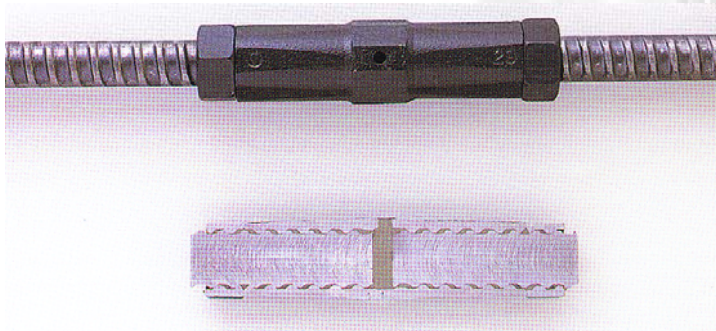
K2:摻料相關係數



混凝土之抗壓強度與彈性係數之關係(New RC計畫案)

構材之耐震設計

高強度鋼筋如使用瓦斯壓接或焊接續接，鋼筋母材的金屬組織將起變化，很難得到與母材同等的強度，因此使用**套管續接**或**注漿續接**等機械式續器。錨定則使用**錨定板**。鋼筋則使用螺紋節鋼筋。



螺紋鋼筋續接



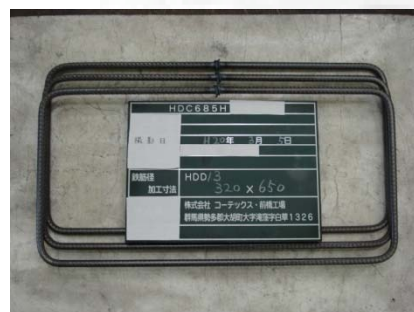
套管續接(預鑄柱)



錨定板(頭)

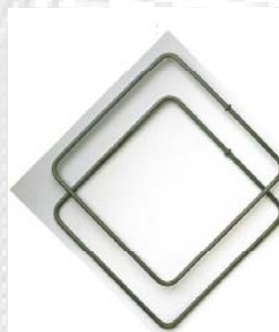
構材之耐震設計

降伏點**685級**

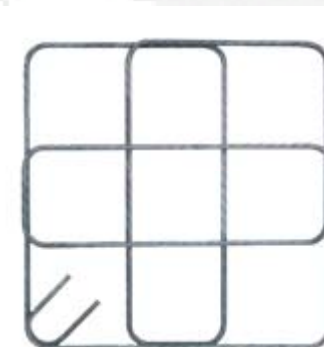
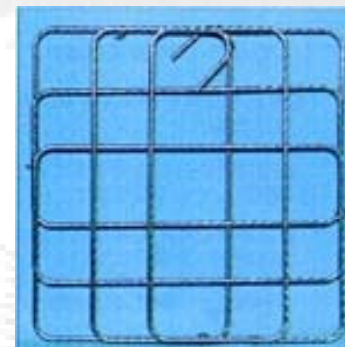


銲接閉合型

降伏點**785級**



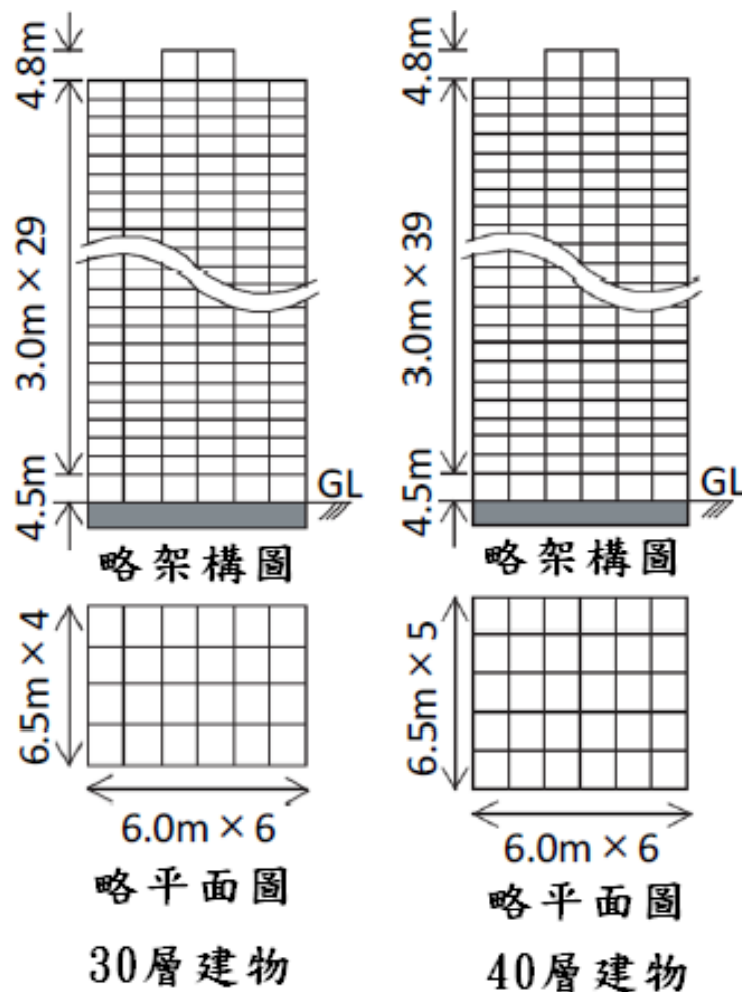
降伏點**1275級**



螺旋箍 (有彎鉤)

案例之比較

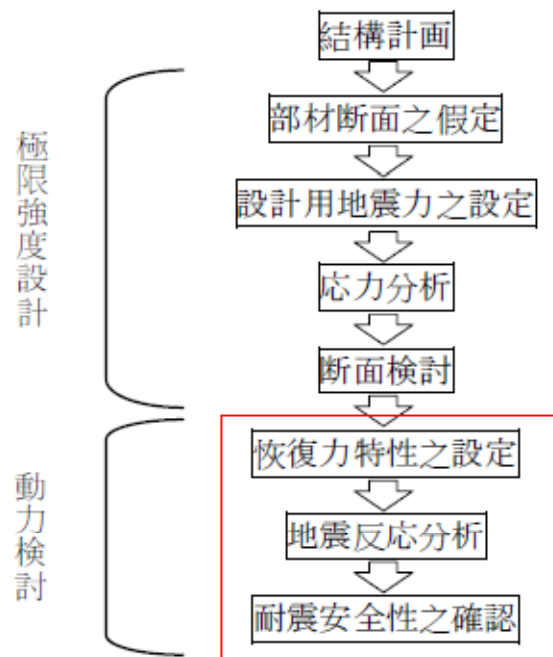
與日本千葉大學共同研究(台灣與日本設計結果之差異)



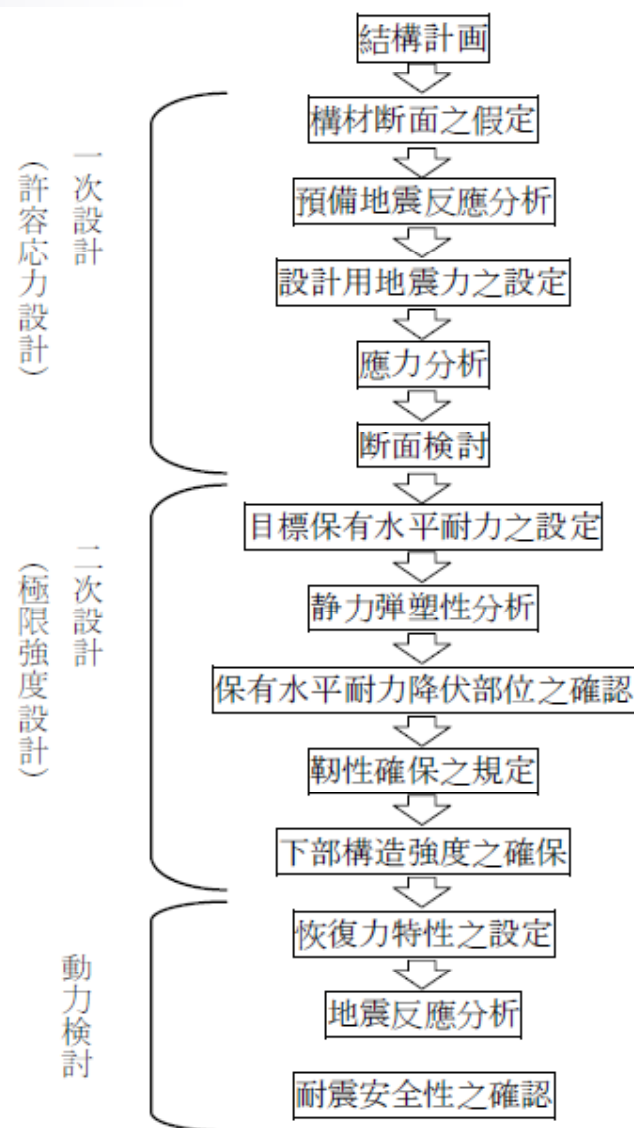
- 使用30層、40層之案例進行耐震設計
- 為求比較方便，斷面儘可能一致
- 配筋設計完成後進行相同之非線性歷時分析的性能評估

案例之比較

台灣與日本耐震設計之流程



台灣耐震設計流程



日本耐震設計流程

案例之比較

對象建築物之柱梁代表性構材斷面及週期

主な梁		30階建骨組モデル		40階建骨組モデル	
階	項目	台湾例	日本例	台湾例	日本例
38	B×D 上端筋 下端筋 肋筋			480×800 4-D29 3-D29 4-S13@150	480×800 4-D32 4-D32 4-S13@150
25	B×D 上端筋 下端筋 肋筋	520×800 4-D32 4-D32 4-S13@150	520×800 5-D32 5-D32 4-S13@150	550×850 5-D35 5-D35 4-S13@150	550×850 4+2-D35 4-D35 4-S13@150
16	B×D 上端筋 下端筋 肋筋	630×850 5-D35 5-D35 4-S13@120	650×850 5+2-D35,D32 5-D35 4-S13@120	580×850 5-D38 5-D38 5-S13@150	580×850 5+2-D35 5-D35 5-S13@150
10	B×D 上端筋 下端筋 肋筋	650×850 5-D38 4-D38 4-S13@120	650×900 5+2-D38,D32 5-D38 4-S13@120	580×900 5-D38 5-D38 5-S13@150	580×900 5+2-D35,D32 5-D35 5-S13@150
3	B×D 上端筋 下端筋 肋筋	680×900 4+2-D41 5-D41 4-S13@120	680×900 5+2-D41,D35 5-D41 4-S13@120	630×900 5+2-D41 5-D41 5-S13@150	630×900 5-D41 5-D41 5-S13@150

梁斷面尺寸及配筋

主な柱		30階建骨組モデル		40階建骨組モデル	
階	項目	台湾例	日本例	台湾例	日本例
35	B×D 主筋 帶筋			850×850 20-D29 4-S13@100	900×900 20-D29 4-S13@100
30	B×D 主筋 帶筋	800×800 16-D32 4-S13@100	800×800 16-D29 4-S13@100	900×900 20-D32 4-S13@100	900×900 20-D32 4-S13@100
20	B×D 主筋 帶筋	850×850 20-D35 4-S13@100	850×850 20-D35 4-S13@100	950×950 20-D35 4-S13@100	950×950 20-D35 4-S13@100
10	B×D 主筋 帶筋	950×950 20-D38 5-S13@100	900×900 20-D38 5-S13@100	1000×1000 20-D41 5-S13@100	1000×1000 20-D38 5-S13@100
1	B×D 主筋 帶筋	950×950 20-D41 5-S13@100	1000×1000 20+8-D41 5-S13@100	1000×1000 20-D41 5-S13@100	1000×1000 20-D41 5-S13@100

柱斷面尺寸及配筋

周期	30階建1次固有周期		40階建1次固有周期	
方向	X	Y	X	Y
台湾例	1.81秒	1.99秒	2.41秒	2.52秒
日本例	1.79秒	1.92秒	2.35秒	2.41秒

基本週期

案例之比較

檢討用地震和恢復力特性

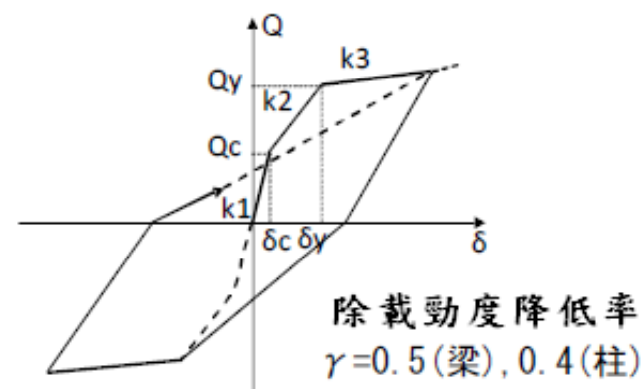
波形名称		El Centro NS	Hachinohe NS	Taft EW	Code BCJ
等級 1	最大速度	25(cm/s)	25(cm/s)	25(cm/s)	
	最大加速度	254(cm/s ²)	166(cm/s ²)	251(cm/s ²)	
等級 2	最大速度	50(cm/s)	50(cm/s)	50(cm/s)	54(cm/s)
	最大加速度	509(cm/s ²)	332(cm/s ²)	503(cm/s ²)	330(cm/s ²)

注：Code BCJ 波為日本法告示規定波（東京都：第 2 種地盤）

	30層架構模型	40層架構模型
柱使用混凝土 設計標準強度(N/mm ²)	Fc30~54	Fc42~70
梁使用混凝土 設計標準強度(N/mm ²)	Fc30~36	Fc42~48
柱・梁使用主筋種類	SD390, SD490	SD390, SD490
除以柱心面積之 平均重量(kN/m ²)※	14.3(11.4)	13.4(10.9)
剪力筋種類	USD785	USD785

※ () 內為除以含陽台面積之值

柱梁使用材料及平均重量



恢復力特性(TAKEDA模型)

案例之比較

設計用地震力的比較(30F)

國內(以台北二區為例)

考慮中小度地震、設計地震、
最大考量地震間之最大值

設計用基層剪力係數=0.223/T

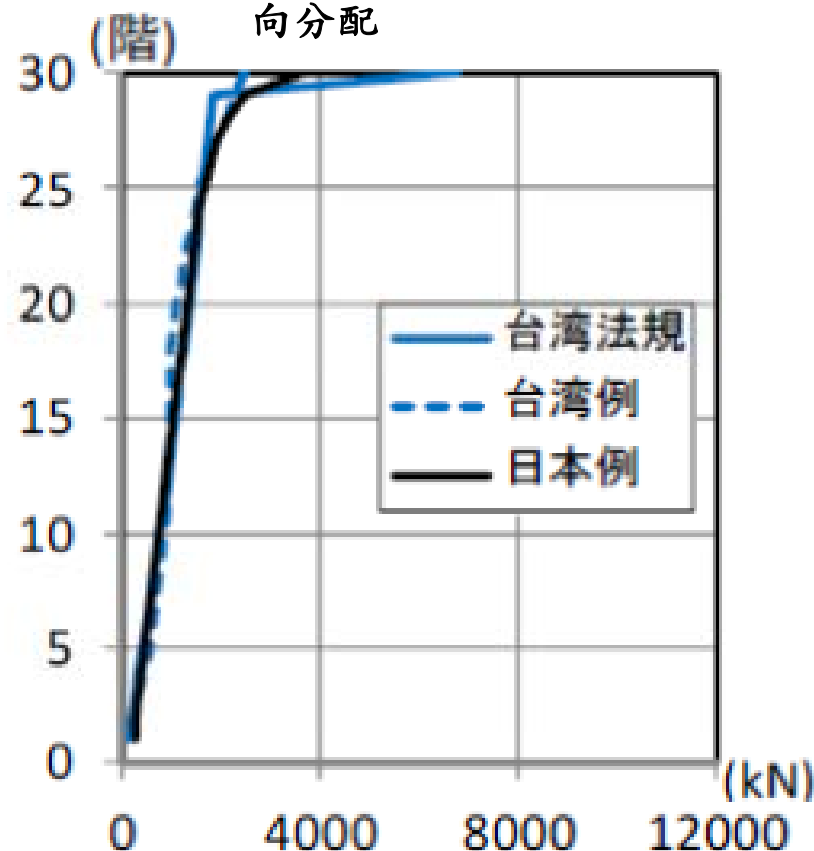
日本之容許應力設計用基層剪力係數

$$C_B=0.17/T$$

台灣法規指使用頂層集中力

計算例則採用動力分析之豎

向分配



水平外力之豎向分配(30F, X向)

案例之比較

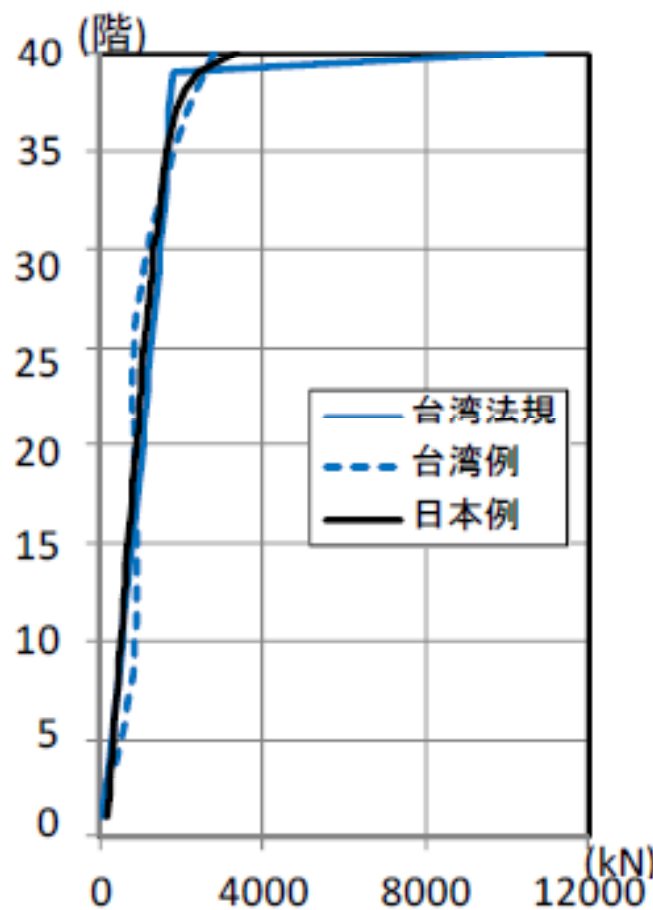
設計用地震力的比較(40F)

國內 $=0.223/T$

日本 $=0.17/T$ (一次設計)

台灣法規指使用頂層集中力

計算例則採用動力分析之豎向分配

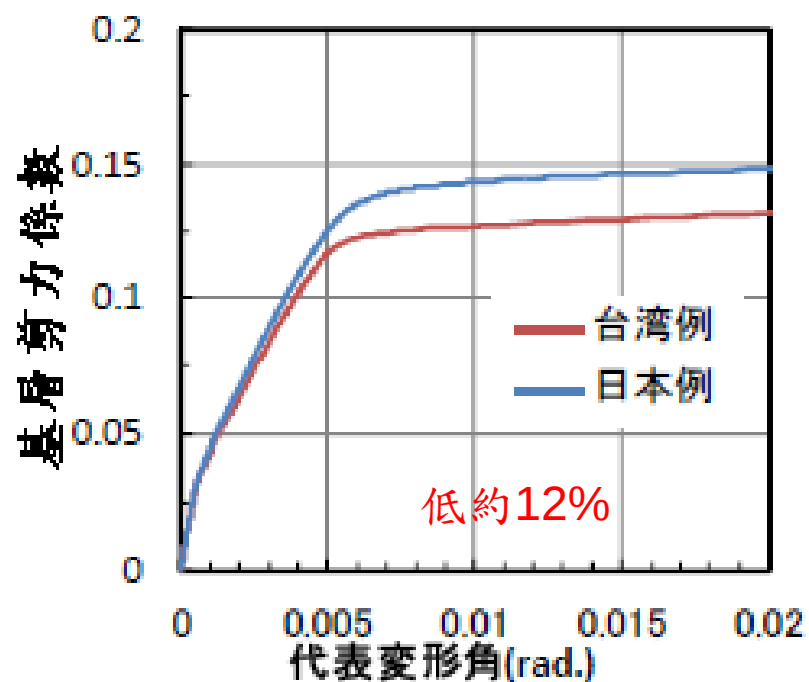


水平外力之豎向分配(40F, X向)

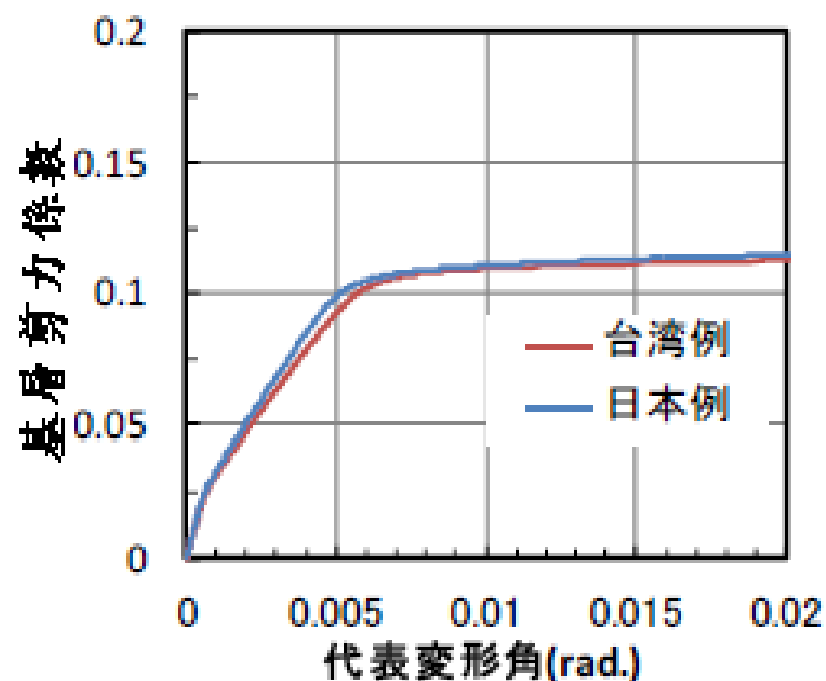
案例之比較

以設計完成之柱梁配筋斷面進行靜力側推分析

檢討基層剪力係數與代表變形角關係



30F(X方向)

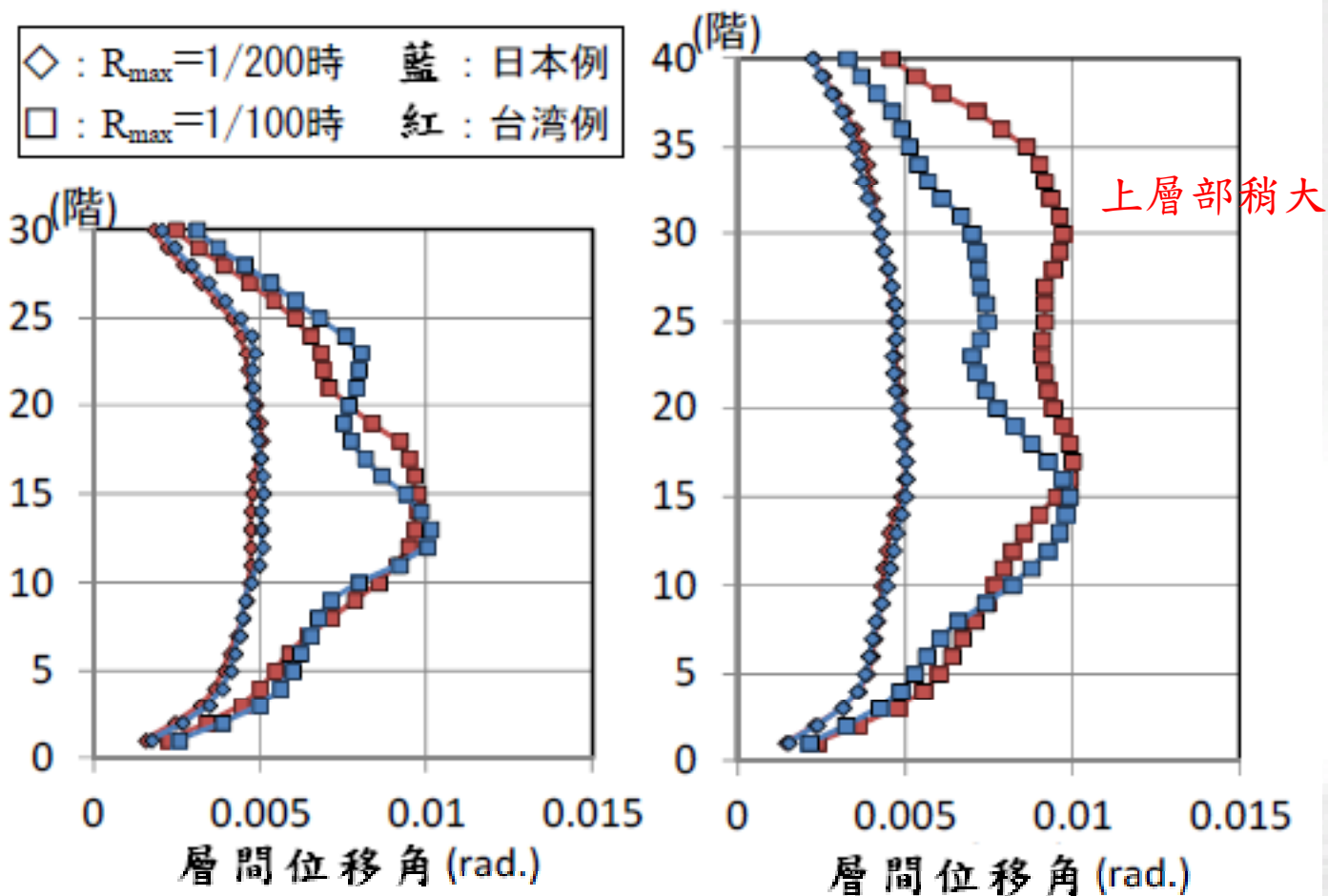


40F(X方向)

代表變形角為水平外力重心位置之水平位移除以其高度

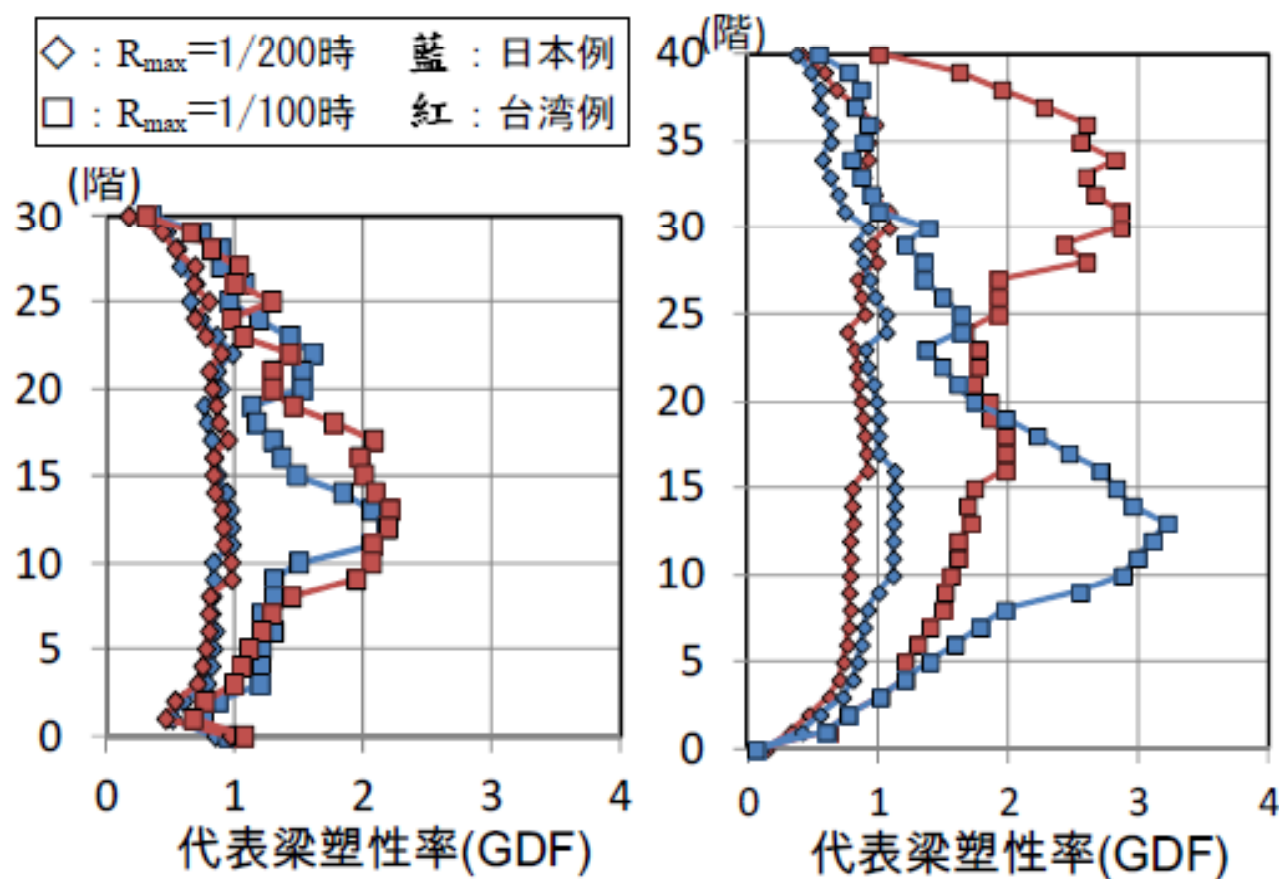
案例之比較

層間位移角之比較(X方向, 1/200, 1/100)



案例之比較

梁塑性率之比較(X方向1/200, 1/100) 1/200差異小，1/100上下層分布差異大



梁之彎曲韌性保證必需進行考慮非線性之變形評價

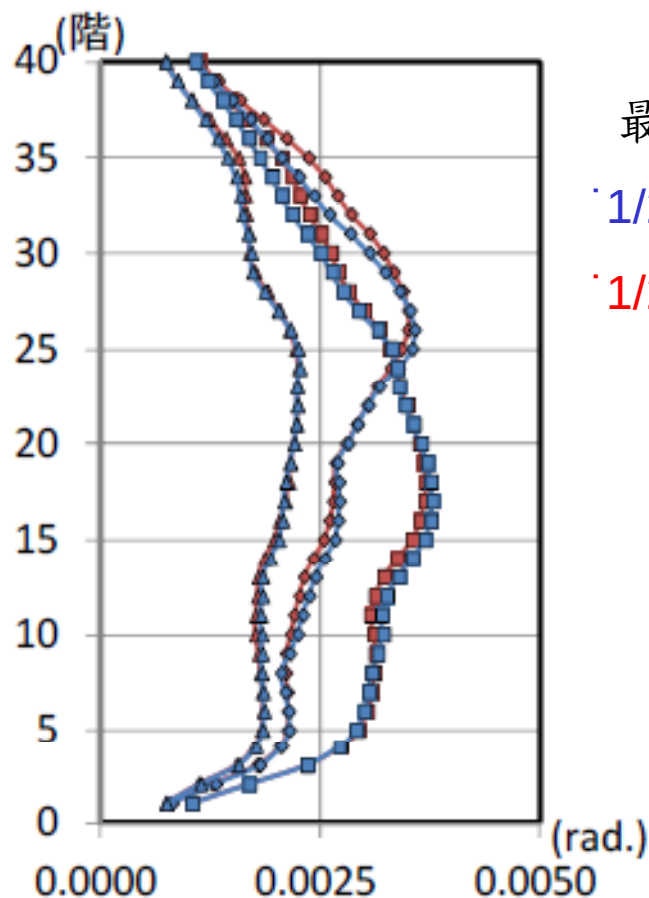
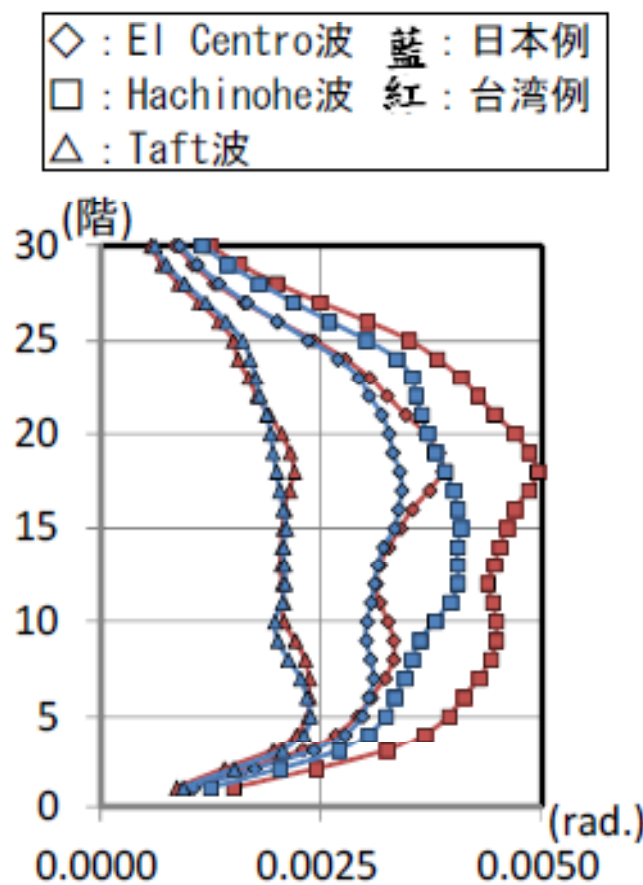
案例之比較

歷時分析：等級1地震作用時之反應值(X方向層間位移角)

最大值

1/245

1/202



最大值

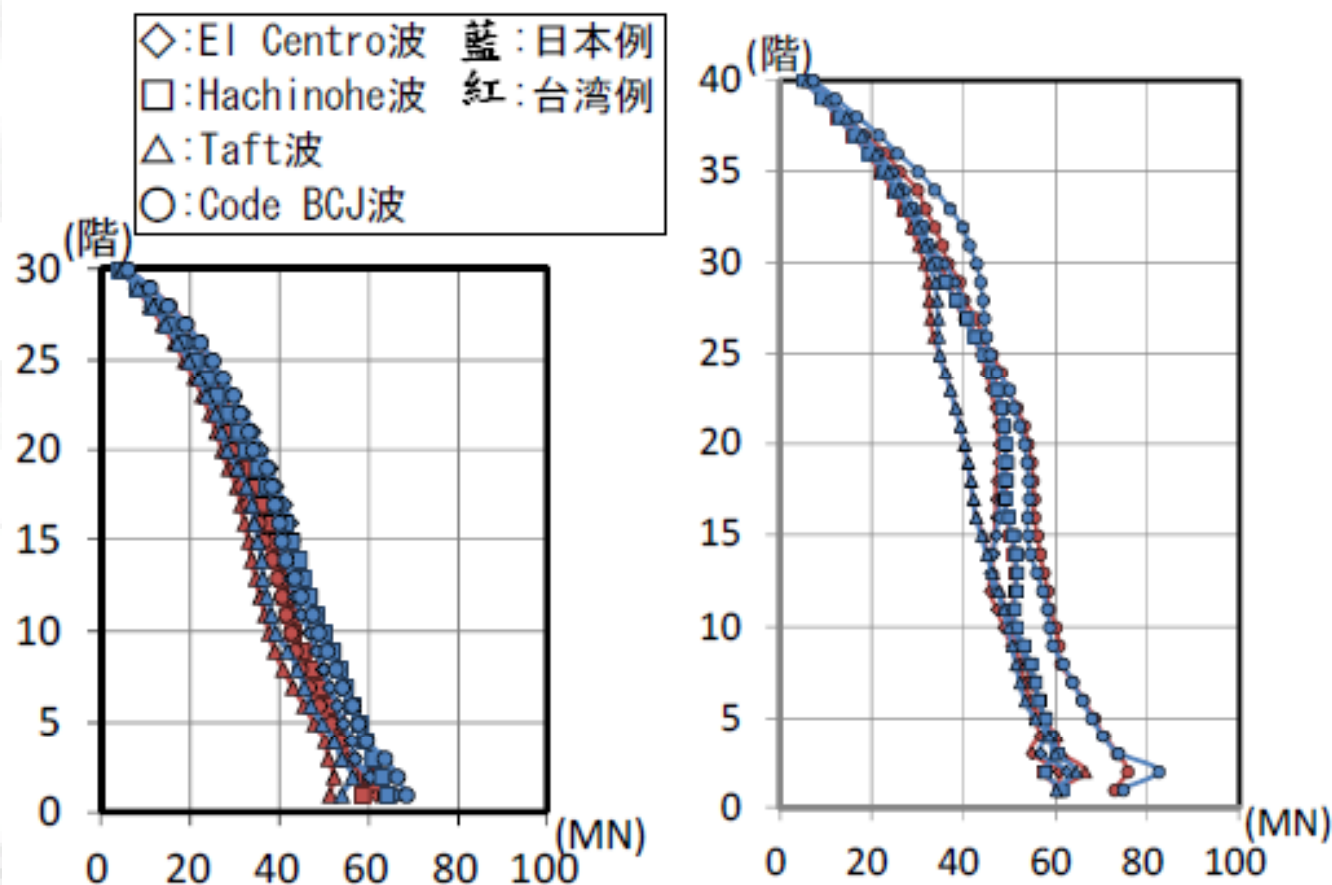
1/265

1/270

最大反應層間位移角(R1)

案例之比較

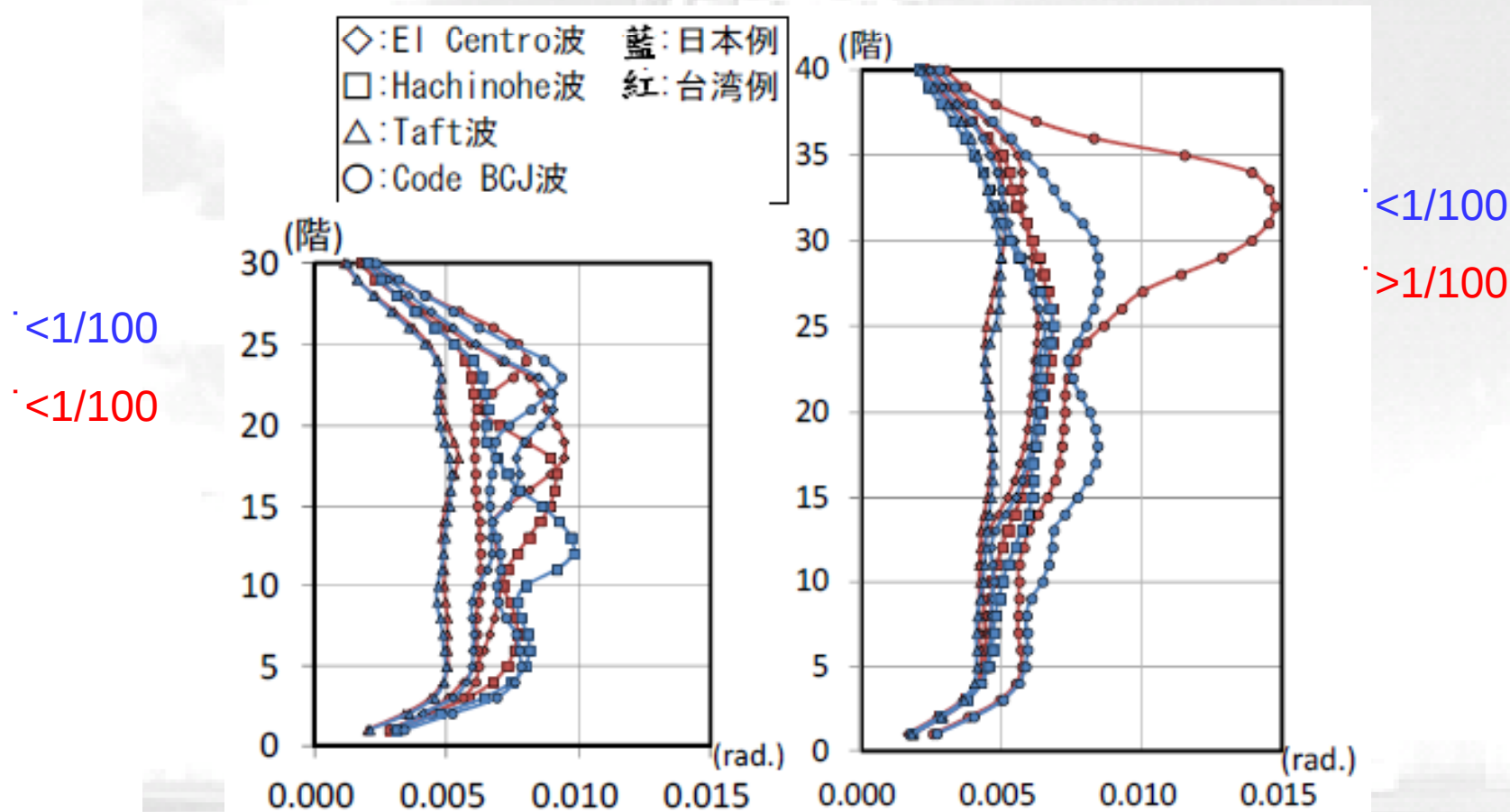
歷時分析：等級2地震作用時之反應值(X方向層剪力)



最大反應層剪力

案例之比較

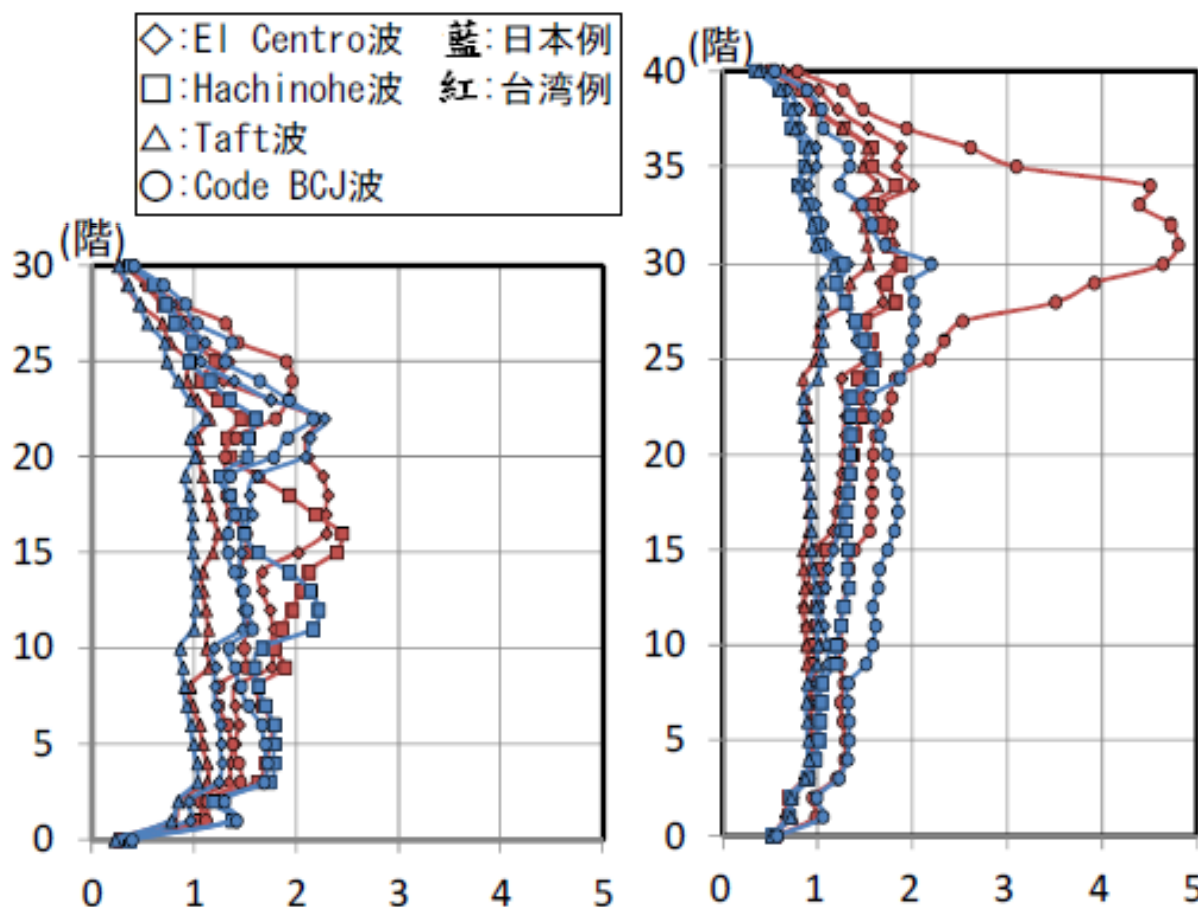
歷時分析：等級2地震作用時之反應值(X方向層間位移角)



最大反應層間位移角

案例之比較

歷時分析：等級2地震作用時之反應值(X方向梁塑性率)

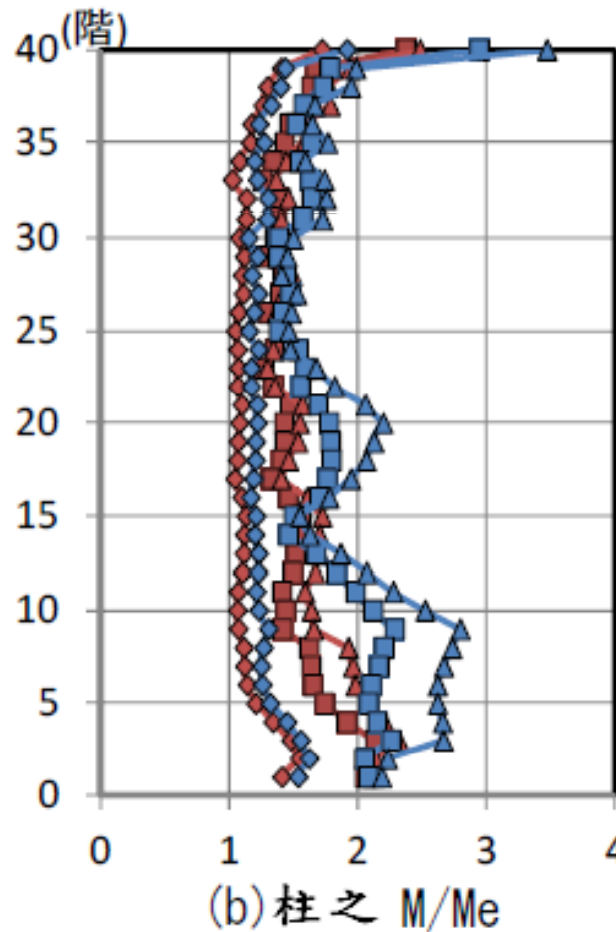
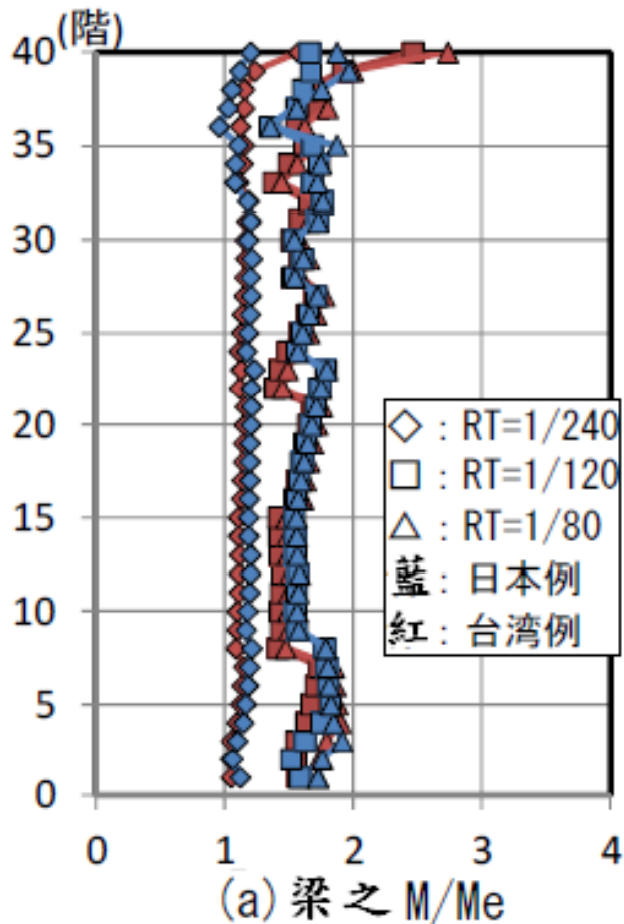


上層部大
於4

最大反應梁塑性率

案例之比較

梁和柱之設計用彎矩



· 梁為塑鉸計畫構材，隨水平變形之增大而彎曲降伏， M/M_e 各樓層同樣增大。

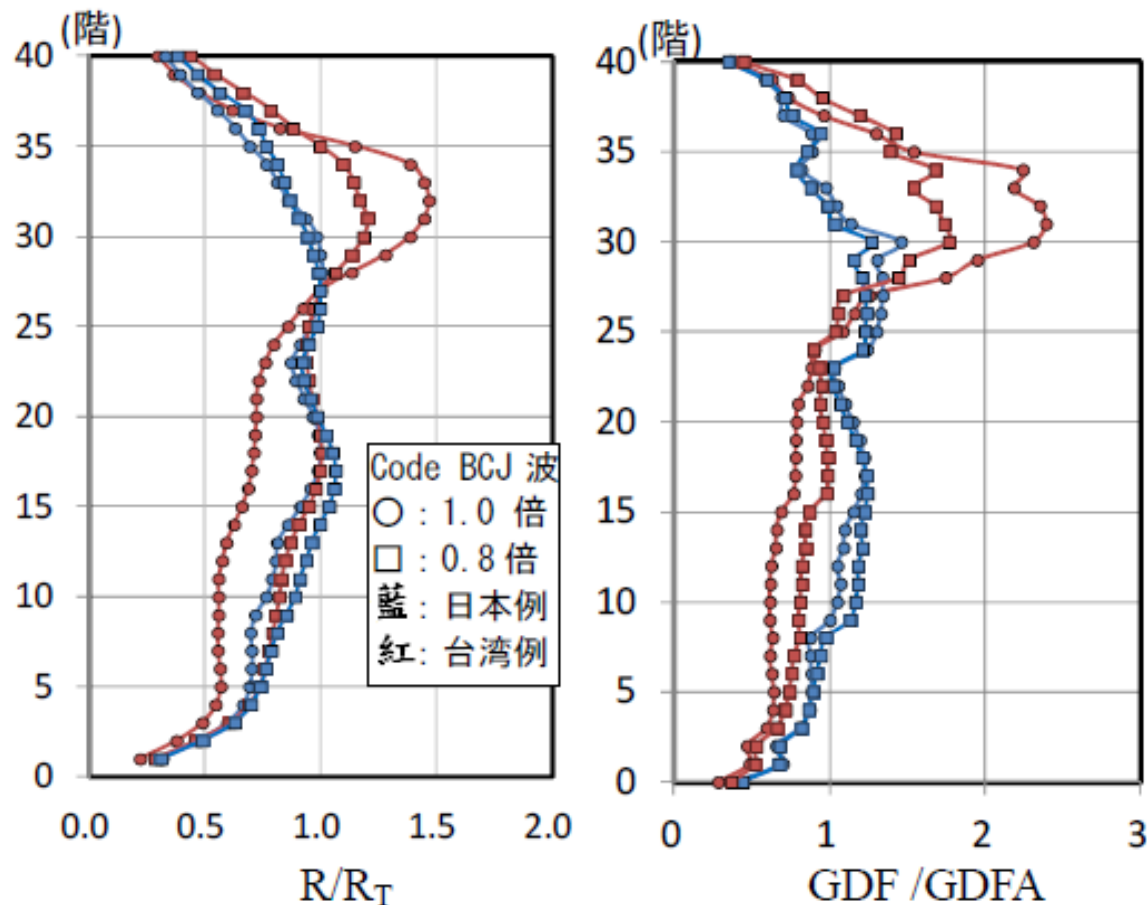
· 柱於較大位移時，隨水平變形之增大，柱反曲點移動， M/M_e 各樓層分布將會不同。

· 非塑鉸構材必須進行彈塑性分析計算保證變形時之設計應力。

· M ：彈塑性分析結果之彎矩 M_e ：彈性分析結果之彎矩

案例之比較

層間位移角和梁塑性率之豎向分布



台灣例中上層之(R/R_T)及($GDF/GDFA$)皆比其他樓層大，可看出變形集中於上樓層之傾向。

顯示Code BCJ波之0.8倍輸入結果作為參考。

R:位移角， R_T :整體位移角 GDF:梁塑性率，GDFA:平均梁塑性率

案例之比較

檢討結果

- (1) 試設計建物於等級2地震作用時之層間位移角，大概皆位於1/100以下，但台灣例40層上層部有超出1/100之較大變形。
- (2) 40層樓之柱極限強度用設計彎矩，隨著水平位移增大反曲點移動，彈性分析和彈塑性分析之分析值有較大差異。
- (3) 40層樓之台灣例中，代表性載重位移關係與日本例幾乎相等，但等級2地震作用時之層間位移角不同，有變形集中於上層樓的傾向。(靜力設計未考慮頂層外加水平力)
- (4) 台灣例之極限強度設計時，希望進行與日本例相同之靜力彈塑性側推分析，並使用對於地震時變形具有餘裕度之保證設計變形時的應力及變形。
- (5) 建議進行非線性歷時分析以評估設計建物之耐震性能。

審査内容表例

評価番号

評価年月日

認定番号

認定年月日

建築物概要

* 建築物概要

建築場所	札幌市西[]
用途	共同住宅(分譲)
敷地面積	11,128.41 m ²
建築面積	5660.77 m ² (申請部分1375.05 m ²)
延べ面積	44502.87 m ² 申請部分(32250.78 m ²)
基準階面積	765.84 m ²
地上	40 階
地下	1 階
塔屋	2 階
軒の高さ	127.200 m
建築物の高さ	128.200 m
最高部の高さ	135.025 m

標準平面圖

標準構架圖

基準階階高	3.150m
1階階高	4.500m
地階階高	4.450m
基礎底深さ	設計 GL-7.350m

*地盤 地盤

設計用 G.L	G.L=TP+18.4m	設計用地下水位		G.L-5.4m	
土 質 ・ N 値 ・ Vs 値	G.L-m	地層	N値	Vs値(m/s)	極めて稀に発生する地震動に対する液状化の有無
	0.0~1.5	盛土	50	260	無
	1.5~5.5	砂礫	28~50	260	無
	5.5~8.0	シルト	3~7	140	無
	8.0~13.7	シルト混じり細砂	5~35	270	無
	13.7~19.8	砂礫	36~50	390	無
	19.8~24.7	シルト質細砂	12~25	270	無
	24.7~29.7	砂礫	29~50	450	無
	29.7~34.7	砂質シルト	17~22	290	無
	34.7~39.4	砂礫	29~50	420	無
	39.4~43.2	砂質シルト	17~30	310	無
	43.2~48.8	細砂	50以上	430	無
工学的基盤の位置	G.L-68.7m	液状化対策		無	

審査内容表例

○構造概要

基礎結構

*基礎構造

杭種別	場所打ちコンクリート杭
杭径	軸径2000(mm) 軸底径2600~3500(施工径)(mm)
先端深さ(杭長)	38(m)
材料	コンクリート(Fc30)
許容支持力度	長期 2500kN/m ² 短期 5000kN/m ² 引抜 1255kN/m ²
杭荷重度	長期 2234kN/m ² 短期 3515kN/m ² 引抜 0kN/m ²

*主体構造

主體結構

骨組形式 種別	地上階 :構造種別 鉄筋コンクリート造 骨組形式 純ラーメン構造 地下階 :構造種別 鉄筋コンクリート造 骨組形式 耐震壁付ラーメン構造
耐力壁 その他	鉄筋コンクリート造
柱・はり 断面材料	柱断面 1100×1300(mm)~600×820(mm) 梁断面 1500×2800(mm)~600×800(mm) コンクリート Fc27~70N/mm ² 鉄筋:SD295A,SD345,SD390,SD490,USD685,SHD685,KSS785 鉄筋継手:重ね継手、圧接、機械式継手
柱・梁 接合部	現場打ちコンクリートによる一体成形 柱・通し配筋、梁端部:機械式定着板並びにL型定着
床形式	ハーフPCa板を用いた合成床、 在来型枠を用いた現場打ちコンクリート造
非耐力壁	外壁 押し出し成形セメント板 内壁 軽量耐火遮音間仕切り壁
構造上の特色	・高強度材料(鉄筋:USD685,SHD685,KSS785、コンクリート:Fc27~70N/mm ²)を使用 ・柱・梁・床板にフルPCa又はハーフPCaを使用(在来型枠を用いた現場打ちコンクリートも併用) ・柱・梁主筋に機械式継手、定着板を使用

耐震設計

*耐震設計

設計用 せん断 力係数		分布形	予備応答解析により設定		
			最下階(B1階)	基準階(15階)	最上階
		X方向	0.068	0.066	0.225
		Y方向	0.068	0.066	0.225
地震力 分担率	X方向	ラーメン	-1%	100%	100%
		耐力壁	101%	0%	0%
	Y方向	ラーメン	-1%	100%	100%
		耐力壁	101%	0%	0%
地域係数 Z		0.9			
地盤種別		第2種地盤	T _g =0.3(秒)		
地下部分の 水平震度K		K=0.09			

振動系模型

*振動系モデル

耐震性能目標	地震動 レベル	上部構造	下部構造
	レベル1	耐力:短期許容応力度以下 層間変形角:1/200以下	耐力:短期許容応力度以下
	レベル2	耐力:終局耐力以下 層間変形角:1/100以下	耐力:終局耐力以下
質点数振動系	43質点等価曲げせん断モデル		
上部構造設計用 固有周期T(秒)		X方向	Y方向
	T1	2.627	2.629
	T2	0.830	0.832
	T3	0.458	0.458
復元力特性	静的立体弾塑性解析により各層のせん断力-層間変位関係を求め、曲げ成分を弾性とし、せん断変形をトリニア型とした。履歴特性は、Takedaモデルとした。		
減衰定数	内部粘性型とし、1次の固有振動に対し0.03とした。減衰マトリックスは、瞬間剛性比例型とした。		

審査内容表例

*荷重 載重

積載荷重	最上階	床用(N/m ²)	1800	架構用(N/m ²)	1300	地震用(N/m ²)	600
	基準階		1800		1300		600
	最下階		3900		2900		1600
積雪荷重	最深積雪量	140cm					
	単位積雪重量	30N/m ² /cm					

*耐風設計 耐風設計

設計風圧力	建築基準法施行令第87条による					
	基準風速	32m/s				
	地表面粗度区分	Ⅲ				
	アスペクト比	3.94				

地震波	採用地震波名称	稀に発生する地震動 (レベル1)		極めて稀に発生する地震動 (レベル2)	
		加速度 (mm/s ²)	速度 (mm/s)	加速度 (mm/s ²)	速度 (mm/s)
	El Centro 1940 NS	2290	225	4580	450
地震波	TAFT 1952 EW	2260	225	4520	450
	Hachinohe 1968 NS	1500	225	3000	450
	告示波_H	510	86	2150	415
	告示波_K	630	104	3170	472
	告示波_R	600	91	2500	448
	模擬地震動波	-	-	3930	386

*応答結果 反応結果

*応答結果	入力レベル	方向	応答値	階	地震波
最大層間変位 (mm)	稀に発生する地震動	X方向	8.96	18階	Hachinohe 1968NS
		Y方向	8.76	18階	Hachinohe 1968NS
	極めて稀に発生する地震動	X方向	22.1	2階	告示波_K
		Y方向	21.8	2階	告示波_K
最大層間変形角	稀に発生する地震動	X方向	1/346	18階	Hachinohe 1968NS
		Y方向	1/353	18階	Hachinohe 1968NS
	極めて稀に発生する地震動	X方向	1/149	8階	告示波_K
		Y方向	1/150	9階	告示波_K
最大層せん断力係数	稀に発生する地震動	X方向	0.051	1階	El centro 1940 NS
		Y方向	0.05	1階	El centro 1940 NS
	極めて稀に発生する地震動	X方向	0.097	1階	告示波_K
		Y方向	0.098	1階	告示波_K
最大塑性率	極めて稀に発生する地震動	X方向	0.996	25階	告示波_R
		Y方向	0.979	29階	告示波_R
最大軸力比	極めて稀に発生する地震動	X方向	圧縮 0.56	12階	告示波_R
			引張 0.56	2階	告示波_R
		Y方向	圧縮 0.54	12階	告示波_R
			引張 0.56	2階	告示波_R
偏心の影響	偏心率は屋根階で0.15を超えるが、その他の部分では0.15以下であり偏心の影響は少ない。また立体骨組モデルによる時刻歴応答解析により偏心の影響が少ないことを確認した。				
上下動の影響	上下動の時刻歴応答解析を行い部材の安全性を確認した。				



簡報結束
敬請指教