

# 論文 日本と台湾における超高層鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計

安井 真理子\*1・秋田 知芳\*2・和泉 信之\*3・蔡 江洋\*4

**要旨:** 日本では高強度 RC 造による超高層建築物が数多く建設されているが、台湾では超高層 RC 造建築物は建設されていない。そのため、台湾における超高層 RC 造建築物の実現を目指す第一歩として、日本と台湾の超高層 RC 造建築物の耐震設計における終局強度設計用応力の評価方法について考察する。まず、日本と台湾における超高層 RC 造建築物の耐震設計法を比較する。次に、両国の耐震設計法により試設計された超高層 RC 造建築物を対象として静的非線形解析及び時刻歴応答解析を行い、耐震性能値を評価する。これらの耐震性能値を比較することにより、両国の終局強度設計用応力評価の違いについて考察する。

**キーワード:** 超高層建築物, 鉄筋コンクリート造, 耐震設計, 静的非線形解析, 時刻歴応答解析

## 1. はじめに

日本では、高強度鉄筋コンクリート造の実用化により超高層鉄筋コンクリート造建築物 (New RC 造) が数多く建設されている。台湾においても、台北など大都市部において建築物の高層化が進み、多くの超高層建築物が建設されている。しかし、超高層建築物の構造は鉄骨造、あるいは鉄骨鉄筋コンクリート造が主であり、超高層鉄筋コンクリート造建築物は建設されていない。最近、日本における New RC 造の普及が台湾において注目されるようになり、台湾においても経済性や品質に優れた New RC 造による超高層建築物への期待が大きくなった。そのため、2007 年に日本と台湾の有識者による New RC 造に関する第 1 回検討会 (新世代超高強度鋼筋コンクリート構造工程技術検討会<sup>1)</sup>) が開催された。この検討会は、台湾の官学民合同の主催により 2009 年と 2011 年に継続的に開催され、台湾における New RC 造の実現への期待が非常に高まっている。

著者らは、台湾における New RC 造の実現に寄与するため、日本と台湾における超高層鉄筋コンクリート造 (RC 造) 建築物の耐震設計について研究している<sup>1)</sup>。

超高層 RC 造骨組の終局強度設計では、想定した降伏機構を保証できる設計用応力を用いることが必要である。日本では、静的弾塑性解析を用いて地震時応答変形に対して余裕のある変形 (保証設計時変形) における部材応力を算出して梁曲げ降伏型全体降伏機構を保証する終局強度設計を行っている。一方、台湾では、静的弾性解析による部材応力を用いて終局強度設計を行っており、部材の非線形性の考慮や設計用応力を採用する保証設計時変形などについては特に規定されていない。

本論文では、まず、日本と台湾における超高層 RC 造

建築物の耐震設計法を概括する。次に、両国の耐震設計法により試設計された超高層 RC 造建築物を対象として静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を行い、耐震性能値を評価する。これら試設計建築物の耐震性能値を比較することにより、超高層 RC 造骨組の終局強度設計において部材の非線形性や保証設計時変形を考慮する必要性について考察することが本論文の目的である。

## 2. 日本と台湾の超高層 RC 造建築物の耐震設計法

### 2.1 日本における超高層 RC 造建築物の耐震設計法

#### (1) 耐震設計の目標

日本の耐震設計では、関連法規<sup>2)</sup>に規定される 2 つのレベルの強さに対して目標を設定する。

- ・稀に発生する地震動 (レベル 1 地震動) に対して、建築物は柱・梁などの構造部材が損傷しない。
- ・極めて稀に発生する地震動 (レベル 2 地震動) に対して、建築物は部材の一部に降伏が生じても倒壊あるいは崩壊しない。

#### (2) 耐震設計の基本的な考え方

静的な地震力に対する設計は、地震力の大きさに応じて、許容応力度設計 (一次設計) および終局強度設計 (二次設計) の 2 段階設計を行う。その際、地震力として、許容応力度設計用と終局強度設計用の 2 つのレベルの大きさを設定している。また、応力解析は部材の弾塑性特性を考慮した非線形解析を行っている。

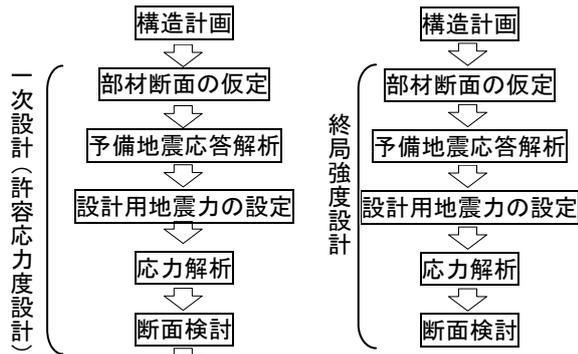
地震応答解析では、関連法規に規定される地震動や従来の設計で用いてきた地震動などに対する非線形時刻歴応答解析を行い、2 段階の地震動の強さに応じて設定した耐震性判定基準 (層間変形角, 層塑性率, 部材塑性率など) を満足することを確認している (図-1)。

\*1 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (学生会員)

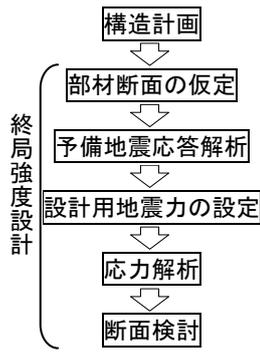
\*2 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻助教 博 (工) (正会員)

\*3 千葉大学 大学院工学研究科建築・都市科学専攻教授 博 (工) (正会員)

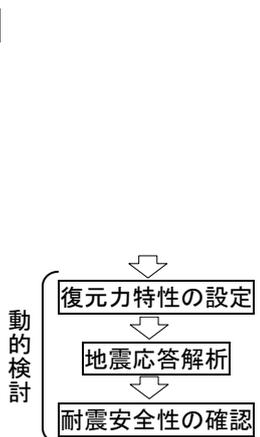
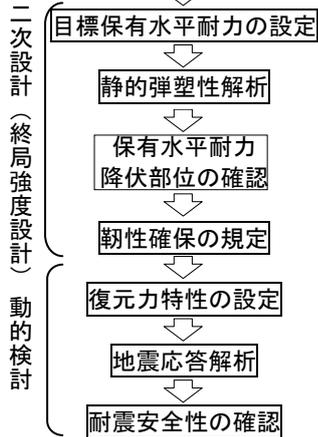
\*4 台日国際工程顧問股份有限公司 工修 (非会員)



図一 1 日本の耐震設計の流れ



図一 2 台湾の耐震設計の流れ



## 2.2 台湾における超高層 RC 造建築物の耐震設計法

### (1) 耐震設計の目標

台湾の耐震設計<sup>3)</sup>では、3つのレベルの強さの地震動に対して目標を設定する。

- ・中小度地震（再現期間約 30 年）に対して，構造部材は弾性限度内である。
- ・設計地震（再現期間約 475 年）に対して，構造部材は降伏が生じても許容靱性容量内である。
- ・最大考量地震（再現期間約 2500 年）に対して，構造部材は規定靱性容量内である。

### (2) 耐震設計の基本的な考え方

静的な地震力に対する設計は，終局強度設計である。その際，地震力は3段階の地震力のうち，靱性容量に応じた低減係数を乗じて最大となる地震力を採用し，応力解析は弾性解析を行う。なお，設計用地震力の高さ方向の分布は，スペクトル解析，あるいは線形時刻歴応答解析を使い，法規定値を調整することができる。地震応答解析では，非線形時刻歴応答解析を行い，建物全体と各層，各部材の靱性容量を検討し，耐震安全性を確認する（図一 2）。

### (3) 地震力の算定方法

3つのレベルの地震力（ $V_a$ ， $V$ ， $V_m$ ）算定について以下に示す。ここでは，台北二区を例として， $1.3 < T \leq 3.25$  の場合（ $T$  は基本周期，秒）とする。

・中小度地震時外力  $V_a$

$$V_a = I \times F_u \times \frac{(S_{ad}/F_u)_m}{3.5 \times \alpha y} \times W \quad (1)$$

・設計地震時外力  $V$

$$V = I \times \frac{(S_{ad}/F_u)_m}{1.4 \times \alpha y} \times W \quad (2)$$

・最大考量地震時外力  $V_m$

$$V_m = I \times \frac{(S_{am}/F_{um})_m}{1.4 \times \alpha y} \times W \quad (3)$$

ここで， $I$ ：用途係数 = 1， $W$ ：建物全積載重量

$\alpha y$ ：設計荷重・材料降伏相関係数 =  $P_y/P_d = 1$

$S_{ad}$ ：反応加速度係数 =  $0.78/T$

$S_{am}$ ：最大考量反応加速度係数 =  $1.04/T$

$F_u$ ：地震力低減係数 = 2.9

$F_{um}$ ：最大考量地震力低減係数 = 4.8

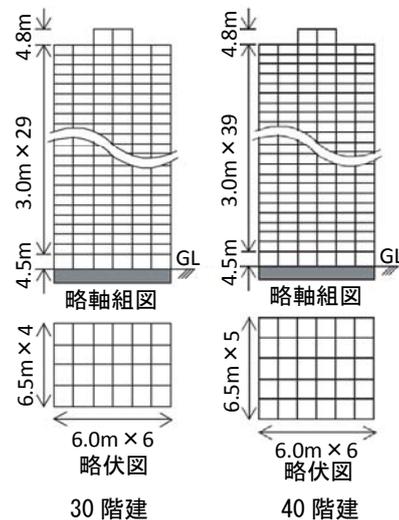
$$(S_{ad}/F_u) \leq 0.3, \quad (S_{ad}/F_u)_m = S_{ad}/F_u$$

$$(S_{am}/F_{um}) \leq 0.3, \quad (S_{am}/F_{um})_m = S_{am}/F_{um}$$

## 3. 検討計画

### 3.1 試設計建築物による検討

2章で述べた両国の耐震設計の流れに従い，超高層 RC 造建築物を試設計し（以下，日本例，台湾例と呼ぶ），日本の設計で用いられている静的非線形解析及び時刻歴応答解析により耐震性能値を評価する。



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

図一 3 30階建・40階建建築物の規模・形状・周期

### 3.2 対象建築物

試設計対象は，30階建及び40階建 RC 造共同住宅とする。柱スパンや階高は共通（図一 3）として，骨組が梁曲げ降伏型全体降伏機構となるように部材断面は適

切に設計する。なお、超高層住宅では、柱や梁の部材断面寸法は、建築計画的な要求によりほぼ決定されるため、大きな差が生じることは少ない。そのため、建築物の重量は同一値とする（表-1、表-2）。

表-1 柱・梁の代表的な部材断面

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 帯筋			850×850 20-D29 4-S13@100	900×900 20-D29 4-S13@100
30	B×D 主筋 帯筋	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 帯筋	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 帯筋	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 帯筋	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

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

表-2 柱・梁の使用材料・重量

	30階建骨組モデル	40階建骨組モデル
柱使用コンクリート 設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> )	Fc30~54	Fc42~70
梁使用コンクリート 設計基準強度(N/mm <sup>2</sup> )	Fc30~36	Fc42~48
柱・梁使用主筋種類	SD390, SD490	SD390, SD490
柱芯面積で除した 平均重量(kN/m <sup>2</sup> )※	14.3(11.4)	13.4(10.9)
せん断補強筋種類	USD785	USD785

※ ( ) 内はバルコニーを含んだ面積で除した値

### 3.3 耐震性能評価に用いる解析方法

静的解析は、部材の非線形性に立脚した荷重増分法による立体フレーム静的非線形解析である。柱及び梁の部材モデルは材端びねモデルとして、曲げに対するスケルトンカーブは曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮するトリリニア型（図-4）とする。各折れ点の値は日本の建築構造設計で慣用的に用いられる算定式<sup>2)</sup>により求め、降伏点剛性低下率は菅野式<sup>4)</sup>による。また、柱には曲げ軸力相関関係を考慮し、床は剛床と仮定する。

時刻歴応答解析は、部材の非線形性に立脚した立体フレーム動的な非線形解析である。部材のスケルトンカーブは静的解析と同一とし、履歴特性は TAKEDA モデル（図-4）とする。減衰は瞬間剛性比例型減衰（h1=3%）とし、入力地震動は日本の検討用地震動（表-3）とする。

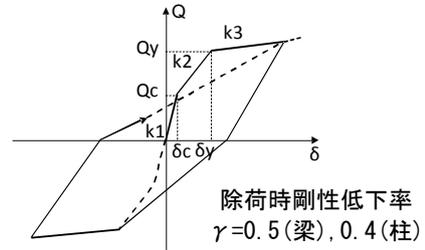


図-4 TAKEDA モデル

表-3 検討用地震動

波形名称	El Centro NS	Hachinohe NS	Taft EW	Code BCJ
レベル 1	最大速度 25(cm/s)	25(cm/s)	25(cm/s)	
	最大加速度 254(cm/s <sup>2</sup> )	166(cm/s <sup>2</sup> )	251(cm/s <sup>2</sup> )	
レベル 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 <sup>2</sup> )	332(cm/s <sup>2</sup> )	503(cm/s <sup>2</sup> )	330(cm/s <sup>2</sup> )

注：Code BCJ 波は日本法告示規定波（東京都：第2種地盤）。

## 4. 静的解析

### 4.1 地震力

(1) 日本例の許容応力度設計用ベースシア係数<sup>5)</sup>

$$C_B = 0.17/T_1 \quad (4)$$

ここで、 $T_1$ ：弾性1次固有周期（秒）

(2) 台湾例の設計用ベースシア係数<sup>3)</sup>

設計用ベースシア係数は、最大の中小度地震時とする。

・中小度地震時（(1)式による算定値）

$$Va = I \times Fu \times \left( \frac{Sad}{Fu} \right)^m \times W \quad \frac{Va}{W} = \frac{0.223}{T}$$

・設計地震時（(2)式による算定値）

$$V = I \times \left( \frac{Sad}{Fu} \right)^m \times W \quad \frac{V}{W} = \frac{0.192}{T}$$

・最大考量地震時（(3)式による算定値）

$$Vm = I \times \left( \frac{Sam}{Fum} \right)^m \times W \quad \frac{Vm}{W} = \frac{0.155}{T}$$

### (3) 設計用地震力の比較

水平外力の高さ方向の分布を図-5に示す。日本例では層せん断力分布として  $A_i$  分布<sup>2)</sup>を採用する。一方、台湾法規は頂部集中+逆三角形型<sup>3)</sup>を採用している。台湾例では線形時刻歴解析結果から台湾法規の分布形を修正しているため、上層部の水平外力分布が大きく異なる。

・台湾の頂層集中水平力  $F_t = 0.07TV$  (5)

ここで、 $T$ ：基本周期（秒）、 $V$ ：最大水平力

$$\bullet \text{ 台湾の各階水平力 } F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (6)$$

ここで、 $W_x$ ： $X$ 層重量、 $h_x$ ： $X$ 層高さ

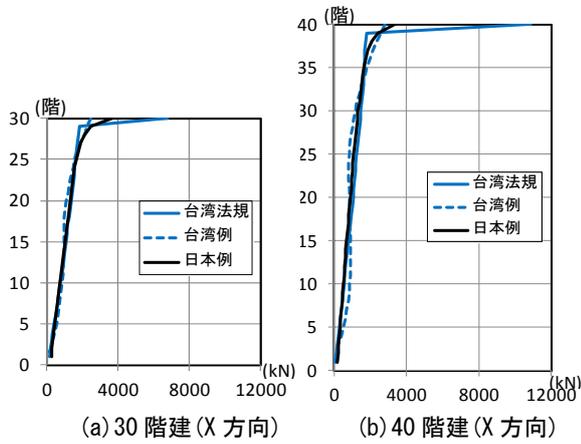


図-5 水平外力の高さ方向の分布

#### 4.2 ベースシア係数と全体変形角の関係

静的非線形解析によるベースシア係数 ( $C_B$ ) と全体変形角 ( $R_T$ ) の関係を図-6に示す。層せん断力分布は  $A_i$  分布<sup>2)</sup>とし、全体変形角は水平外力の重心位置の水平変形を、その高さで除したものとする。30階建では、台湾例の  $C_B$  は日本例に比べて約 12%程度小さいが、剛性が大幅に低下する  $R_T$  は、概ね 1/180 程度でほぼ同じ水平変形角であることがわかる。

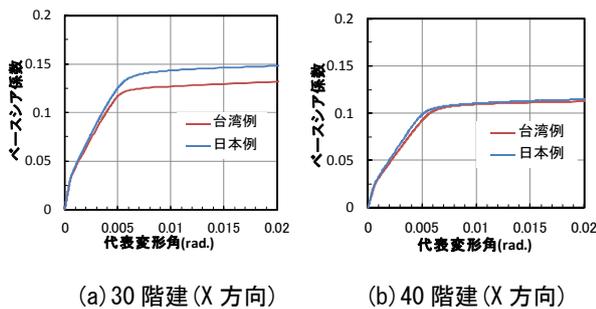


図-6 ベースシア係数と全体変形角の関係

#### 4.3 層間変形角と梁塑性率

層間変形角 ( $R$ ) の最大値 ( $R_{max}$ ) が 1/200 及び 1/100 時における  $R$  と内梁の塑性率 (GDF) の各階分布を図-7に示す。 $R$  は 30階建ではあまり差がないが、40階建では日本例に比べて台湾例は上層部でやや大きい。 $R_{max}$  が 1/100 となる時点における GDF は、1/200 となる時点に比べて上下階の分布が大きく異なるので、梁の曲げ靱性保証には部材の非線形性を考慮した変形評価が必要であることがわかる。

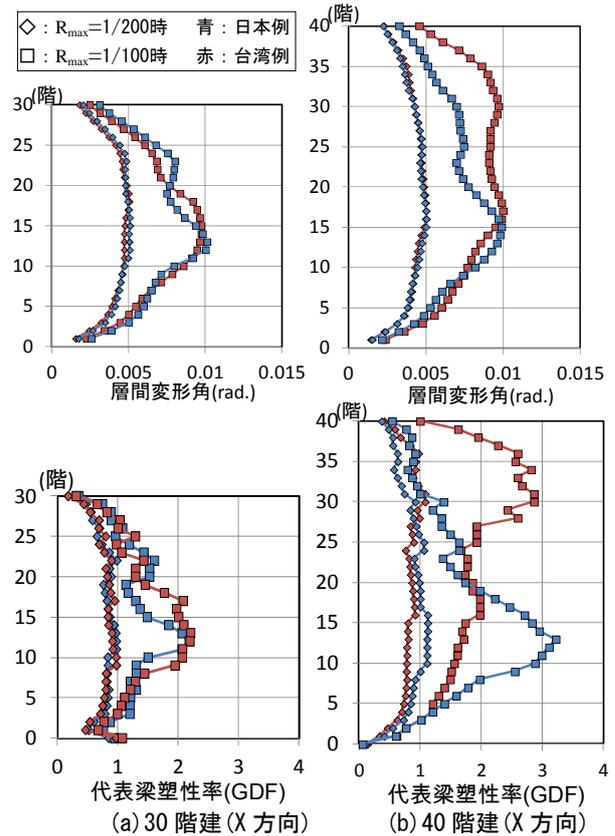


図-7 層間変形角と梁塑性率

### 5. 時刻歴応答解析

#### 5.1 レベル1地震動入力時の応答値

レベル1入力時の層間変形角 ( $R1$ ) の最大値は、30階建では日本例が 1/245、台湾例が 1/202 である。40階建では日本例が 1/265、台湾例が 1/270 である (図-8)。

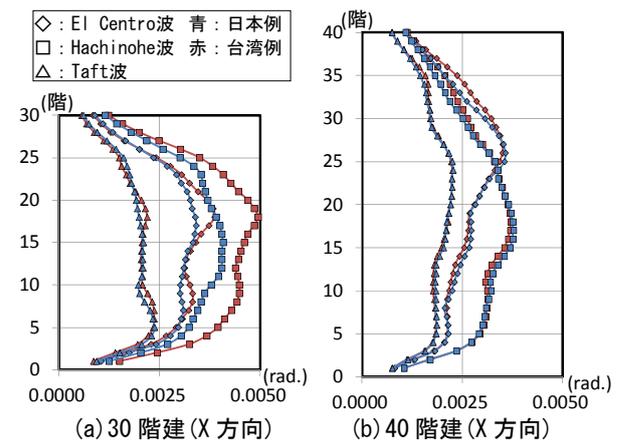


図-8 レベル1最大応答層間変形角 ( $R1$ )

#### 5.2 レベル2地震動入力時の応答値

日本で規定されるレベル2入力時の最大応答層せん断力を図-9に、最大応答層間変形角を図-10に、最大応答梁塑性率を図-11に示す。日本例では、30階建、40階建ともレベル2入力時の層間変形角 ( $R2$ ) の最大値

は概ね 1/100 程度、梁の塑性率 (GDF2) の最大値は概ね 2 程度である。30 階建台湾例の R2 や GDF2 は、日本例と最大値はほぼ同等である。一方、40 階建台湾例では代表荷重変形角関係 (図-6) が日本例とほぼ等しいが、R2 や GDF2 は日本例に比べて上層階において大きく異なり、R2 は 1/100 を超えている。

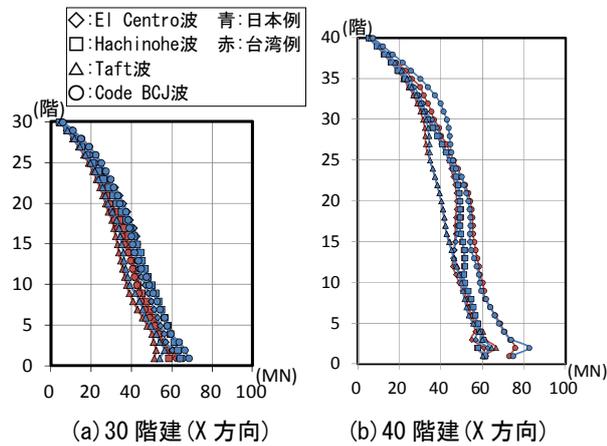


図-9 レベル2 最大応答層せん断力

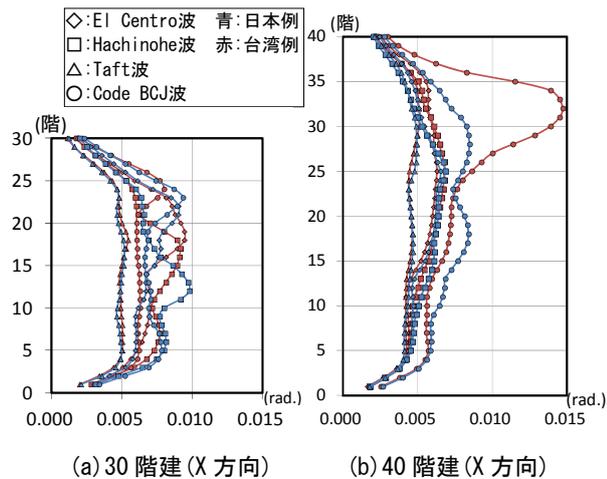


図-10 レベル2 最大応答層間変形角 (R2)

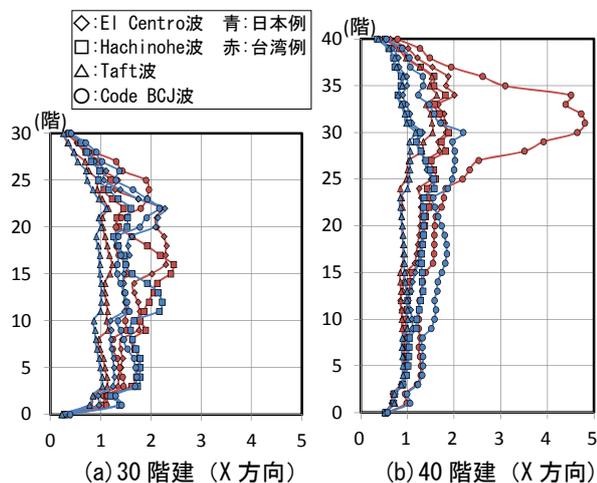


図-11 レベル2 最大応答梁塑性率 (GDF2)

## 6. 解析結果の考察

### 6.1 設計用地震力と応答値

設計用層せん断力と応答層せん断力の分布を図-12に示す。分布形は、 $C_B$  を 1.0 として基準化した値で示す。設計用層せん断力分布は、30 階建では上層階において応答値とほぼ良い対応を示す。一方、40 階建では、中間階からやや上階において設計用層せん断力分布は応答値より小さい傾向を示すが、これは高次モードの影響が大きいためと考えられる。また、台湾例の法規定値は、最上層階において応答値に比べて大きい。

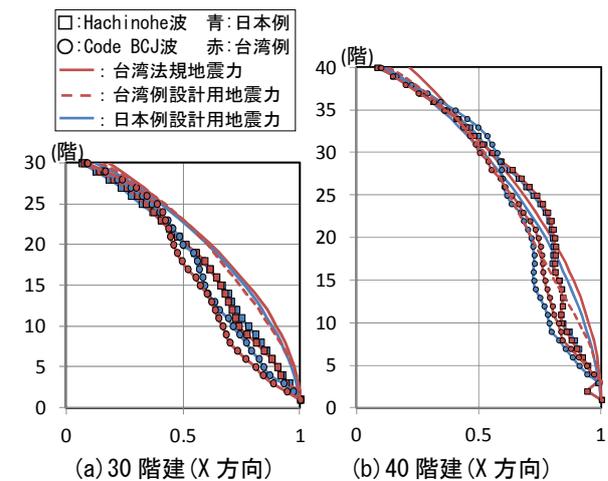


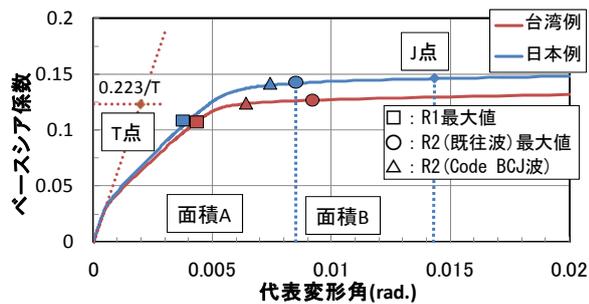
図-12 基準化された設計用地震力と応答値

### 6.2 代表荷重変位関係と応答値

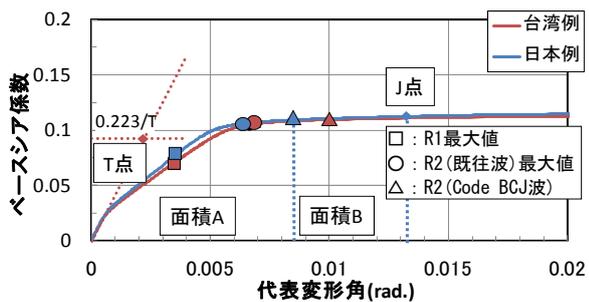
代表荷重変位関係 ( $C_B-R_T$  関係) と最大応答値の関連を図-13に示す。試設計建物の保有水平耐力の  $C_B$  は、日本例では概ね  $0.26/T_1$  であるのに対して、台湾例では概ね  $0.23 \sim 0.26/T_1$  である。なお、40 階建台湾例の  $C_B$  が日本例にほぼ等しいのは、梁主筋が法規定による必要計算値よりやや多く配筋されているためである。レベル2入力時  $R_T$  の最大値は、日本例では 1/120 程度であり、台湾例ではやや大きい。日本例では、保証設計用変形としてレベル2入力時地震時変形に対して余裕のある J 点 (図中で面積 A=面積 B となる変形) より大きい変形を用いている。台湾例の弾性解析結果では、T 点の変形となり、日本例とは大きく異なる。静的解析により梁曲げ降伏型全体降伏機構の保証設計時変形を求めるには、台湾例においても静的弾塑性解析が必要である。

### 6.3 梁と柱の設計用曲げモーメント

40 階建例の代表的な梁と柱について水平変形の進展に伴う曲げモーメントの推移を検討するため、弾性解析結果 ( $Me$ ) に対する弾塑性解析結果 ( $M$ ) の比率を図-14に示す。図中の値は、 $R_T$  が 1/240, 1/120, 1/80 時点の値である。なお、 $Me$  の算定用地震力は両例とも保有水平耐力の  $C_B$  がほぼ等しいため、日本例の許容応力



(a) 30階建(X方向)



(b) 40階建(X方向)

図-1.3 代表荷重変位関係と応答値

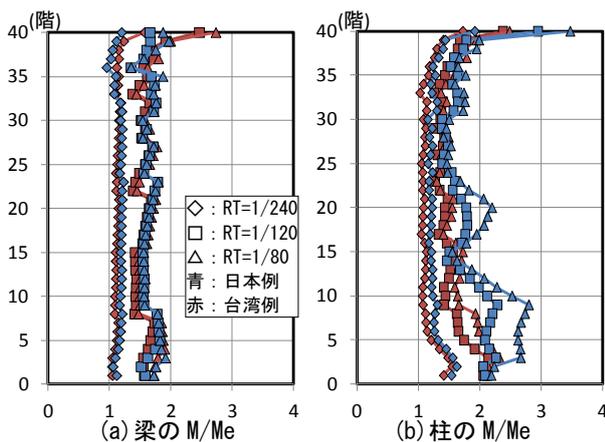
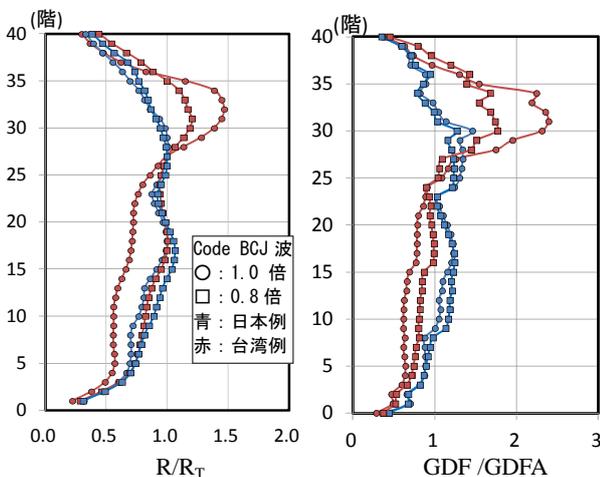


図-1.4 梁と柱の設計用曲げモーメントの比率



注：参考に Code BCJ 波の 0.8 倍入力結果を示す。

図-1.5 層間変形角と梁塑性率の高さ方向分布

度設計用地震力を用いる。梁はヒンジ計画部材のため、水平変形の増大に伴い曲げ降伏するので、上層階を除き  $M/Me$  はほぼ同様に増大している。一方、柱では、 $M/Me$  は  $R_T=1/120$  時や  $1/80$  時において、上層階や下層階では中間階との差が大きい。水平変形の増大に伴い、柱の曲げ反曲点が移動するため、 $M/Me$  の高さ方向分布は階により大きく異なる。非ヒンジ部材として計画される柱では、弾性解析ではなく静的弾塑性解析により保証設計時変形における応力を算定することが必要である。

#### 6.4 層間変形角と梁塑性率の高さ方向分布

40 階建骨組モデルの層間変形角 ( $R$ ) と代表的な梁の塑性率 ( $GDF$ ) の高さ方向分布を図-1.5 に示す。図中の値は、平均的な値に対する分布を評価するため、全体変形角 ( $R_T$ ) に対する比率 ( $R/R_T$ )、 $GDF$  の平均値 ( $GDFA$ ) に対する比率 ( $GDF/GDFA$ ) を示す。台湾例では、レベル 2 入力時に上層階の  $R/R_T$  や  $GDF/GDFA$  が他の階に比べて大きく、上層階に変形が集中する傾向が見られる。

#### 7. まとめ

日本と台湾の超高層 RC 造耐震設計法を比較し、30 階建及び 40 階建の試設計建築物の耐震性能値を評価した。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 試設計建物のレベル 2 地震動入力時層間変形角は、両国例とも概ね  $1/100$  以下であるが、40 階建台湾例では上層部において  $1/100$  を超える大きな変形を示す。
- (2) 40 階建の柱の終局強度設計用曲げモーメントは、水平変形の増大に伴い曲げ反曲点が移動するため、弾性解析と弾塑性解析では解析値が大きく異なる。
- (3) 40 階建台湾例では、代表荷重変形関係が日本例とほぼ等しいが、レベル 2 地震動入力時の層間変形角は異なり、上層階に変形が集中する傾向がある。
- (4) 台湾例の終局強度設計では、日本例と同様に部材の非線形性を考慮した静的弾塑性解析を行い、地震時変形に対して余裕のある保証設計変形時の応力や変形を用いることが望ましい。

#### 参考文献

- 1) 台湾 New RC 検討会：第 1 回新世代超高強度鋼筋コンクリート構造工程技術検討会，2007
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 3) 台湾内政部：建築物耐震設計規範及解説，2011
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 5) 秋田知芳ほか：既存超高層コンクリート造建築物の構造特性と骨組モデル，コンクリート工学年次論文集，Vol.33, No.2, pp.925-930, 2011.7