

論文 日本と台湾における超高層 RC 造壁フレーム構造の地震時終局強度設計に関する研究

福田 惇^{*1}・秋田 知芳^{*2}・和泉 信之^{*3}・蔡 江洋^{*4}

要旨: 現在, 台湾では超高層 RC 造の技術開発が進んでいるが, 従来から RC 造建築物では弾性解析による応力に基づく終局強度設計が行われてきた。そこで, 著者らは日本と台湾における超高層 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法について研究している。本研究では, 36 階建連層壁フレーム構造を対象として, 静的弾性解析と静的非線形解析を行い, 終局強度設計用応力の差異を検討した。次に, 非線形時刻歴応答解析を行い, 終局強度設計用応力と比較して超高層 RC 造壁フレーム構造の終局強度設計における部材の非線形性や保証設計時変形を考慮する必要性を考察した。

キーワード: 超高層建築物, 鉄筋コンクリート造, 耐震設計, 連層壁フレーム構造, 非線形解析

1. はじめに

台湾では, 台北などにおいて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, 高強度鉄筋コンクリート造による超高層建築物 (New RC 造) は建設されていない。近年, 日本における New RC 造の普及が台湾において注目され, 日本と台湾の有識者による官学民合同の New RC 造検討会^{例え¹⁾}が開催された。現在, 台湾では New RC 造の技術研究開発が進んでおり, その実現への期待が高まっている。

著者らは, 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^{2),3)}について研究し, 終局強度設計方法を検討している。超高層 RC 造骨組の終局強度設計では, 許容する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, 静的非線形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, 従来から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規定されていない³⁾。そのため, 既往の報告⁴⁾では, 一般的な超高層 RC 造純フレーム構造を対象として試設計骨組に静的非線形解析及び非線形時刻歴地震応答解析を行い, 両国の終局強度設計の比較を行なった。

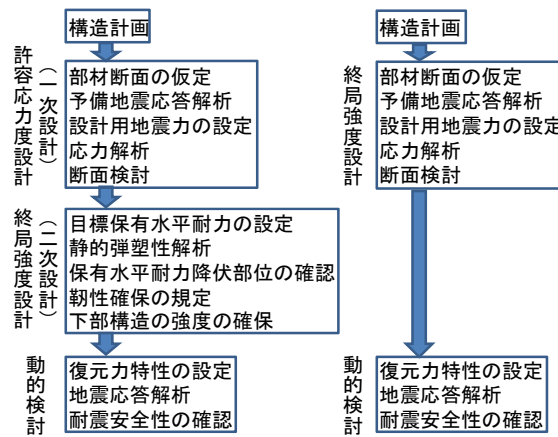
本研究では, 中央コア部に連層壁を有する超高層 RC 造壁フレーム構造を対象として終局強度設計について考察する。壁フレーム構造の地震時挙動は主に連層壁により決定されるため, 終局強度設計では地震時変形に応じ

た連層壁と境界梁の応力評価が極めて重要である。そのため, まず, 36 階建連層壁フレーム構造を対象として, 静的弾性解析と静的非線形解析を行ない, 終局強度設計用応力の差異を検討する。次に, 非線形時刻歴応答解析と弾性解析の部材応力の差異を検討した。これらの検討から壁フレーム構造の終局強度設計用応力の評価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検証する。

2. 日本と台湾の設計用地震力

2.1 両国の耐震設計の流れ

図-1 に両国の耐震設計の流れを示す。日本の耐震設計では, 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) の二段階の設計を行っている。応力解析及び地震応答解析では, 非線形解析を行っている。



(a) 日本 (b) 台湾

図-1 両国の耐震設計の流れ

*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

一方、台湾の耐震設計³⁾では、静的な地震力に対する設計は、再現期間に応じた3段階の地震力を設定し、それぞれの靱性容量に基づき低減係数を乗じて最大となる地震力を終局強度設計用地震力として採用している。応力解析は弾性解析を行っているが、時刻歴応答解析は非線形解析を行っている。

2.2 両国の終局強度設計用地震力の比較

(1) 東京の設計用地震力

終局強度設計用ベースシア係数 ($_{TO}C_B$) では、短期許容応力度設計用ベースシア係数の1.5倍以上とすることが通常である。従って、東京における一般的な超高層RC造ラーメン構造の $_{TO}C_B$ の平均的な値と一次固有周期(T)の関係⁴⁾は、式(1)で示すことができる。

$$_{TO}C_B \geq \frac{0.172}{T} \times 1.5 = \frac{0.258}{T} \quad (1)$$

(2) 台北の設計用地震力

台北では、3段階の地震力のうち中小地震から決定される設計用地震力が最も大きくなる³⁾。終局強度設計用ベースシア係数 ($_{TA}C_B$) と T の関係⁴⁾を式(2)に示す。

$$_{TA}C_B = \frac{0.223}{T} \quad (2)$$

以上より、台北の終局強度設計用ベースシアは、東京と比較して10数%程度小さい値であり、日本とほぼ同等の応答レベルと言える。そのため、本論では、地震力の大きさは日本のレベルを用いて検討する。

3. 解析計画

3.1 解析対象建物

本解析では、中央部にコアを有する整形な平面形状の36階建連層壁フレームモデル構造を対象とする(図-2)。コア部分は制震ダンパー(低降伏点鋼)付き境界梁(制震梁)で連結された4枚のL形の連層耐震壁により形成されている。表-1に部材断面表を示す。

3.2 解析方法

本解析では、静的弾性解析、静的非線形解析及び非線形時刻歴応答解析を行う。解析モデルは、部材を線材置換したフレームを剛床仮定により組み立てた立体フレームモデルとする。柱および梁のスケルトンカーブは曲げひび割れおよび曲げ降伏点を折れ点としたトリリニア型とし、曲げ降伏時の剛性低下率は菅野式⁵⁾を用いて算出する。履歴特性は TAKEDA⁶⁾モデルとし、除下時剛性低下指数は梁が0.5、柱が0.4とする。制震梁のせん断の復元力特性は、標準トリリニア型でモデル化⁷⁾を行う(図-3)。連層壁は、平面保持を仮定したFiberモデルに置換したモデル⁶⁾とする。せん断の履歴特性は原点指向型とし、せん断降伏強度は荒川 mean 式²⁾により算出する。内部粘性減衰は瞬間剛性比例型 ($h1=0.03$) とする。

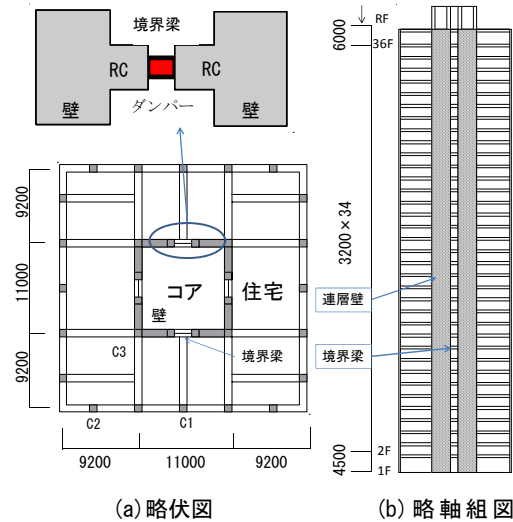


図-2 36階建連層壁フレーム構造骨組モデル

表-1 主要な部材断面表

(a) 柱・梁断面表

階	項目	C1	C2	C3	大梁
36F	断面	800×800	900×800	900×900	680×750
	主筋	D29(20本)	D29(20本)	HD41(16本)	HD29(12本)
	(Fc30) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
34F	断面	800×800	900×800	900×900	740×750
	主筋	D32(20本)	D32(20本)	HD41(16本)	HD32(12本)
	(Fc30) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
31F	断面	800×800	900×800	900×900	800×750
	主筋	D35(20本)	D35(20本)	HD41(16本)	HD35(12本)
	(Fc30) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
29F	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	主筋	D35(20本)	D35(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
	(Fc36) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
24F	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	主筋	D38(20本)	D38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
	(Fc42) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
17F	断面	850×850	900×850	900×900	800×750
	主筋	HD38(20本)	HD38(20本)	HD41(16本)	HD38(12本)
	(Fc48) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
15F	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	主筋	HD38(20本)	HD38(20本)	HD41(16本)	HD41(12本)
	(Fc48) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@150
1F	断面	900×900	900×900	900×900	800×750
	主筋	HD41(20本)	HD41(20本)	UD41(40本)	HD38(12本)
	(Fc60) せん断補強筋	4-D13@100	4-D13@100	4-D13@100	4-D16@150

※ () 内はコンクリート設計基準強度を示す。

D○はSD390, HD○はSD490, UD○はSD590を示す。

柱のせん断補強筋はUSD685を使用する。

(b) 耐震壁断面表

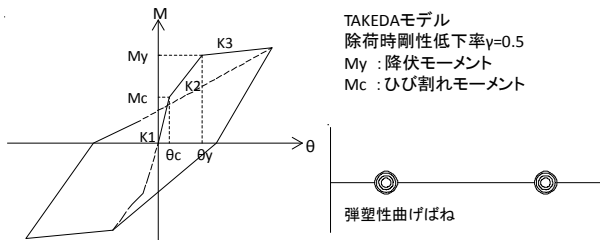
	項目	36階	24階	1階
耐震壁	断面	900	900	900
	壁縦筋	D35(2列)@200	HD38(2列)@200	HD41(3列)@200
	壁横筋	D29(2列)@150	D29(2列)@150	D29(2列)@150

(c) 境界梁断面表

境界梁	階	基本ケース	ケースG1	ケースG2
断面	全階	900×750	900×750	900×375
構造種別	全階	RC梁	RC梁	RC梁
主筋強度	36	HD29(12本)	HD29(12本)	HD29(12本)
	34	HD32(12本)	HD32(12本)	HD32(12本)
	31	HD35(12本)	HD35(12本)	HD35(12本)
	24	HD38(12本)	HD38(12本)	HD38(12本)
	15	HD41(12本)	HD41(12本)	HD41(12本)
1	HD38(16本)	HD38(16本)	HD38(16本)	
あばら筋	全階	4-D13@150	4-D13@150	4-D13@150

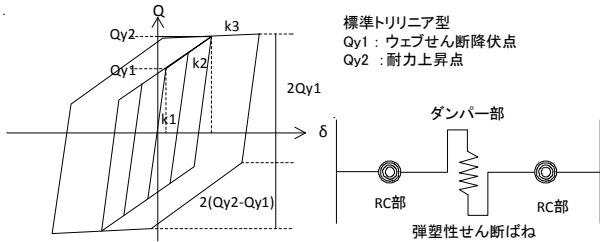
表-2 弾性1次固有周期

解析ケース	基本ケース	ケースG1	ケースG2
弾性周期(S)	2.83	2.83	3.01



(a) RC梁の曲げ復元力特性

	Qy1(kN)	$\alpha 2$	$\beta 2$	$\beta 3$	使用階
パネル厚 16mm	1322.1	1.5	0.1	0.0075	1~6階
パネル厚 12mm	834.9	1.5	0.1	0.0075	7~32階

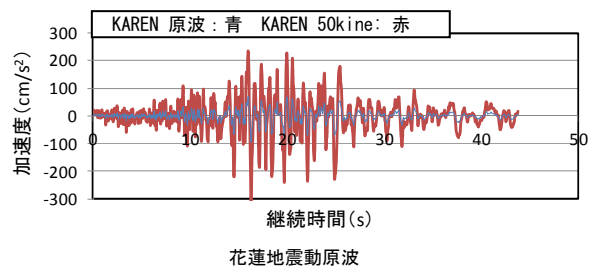
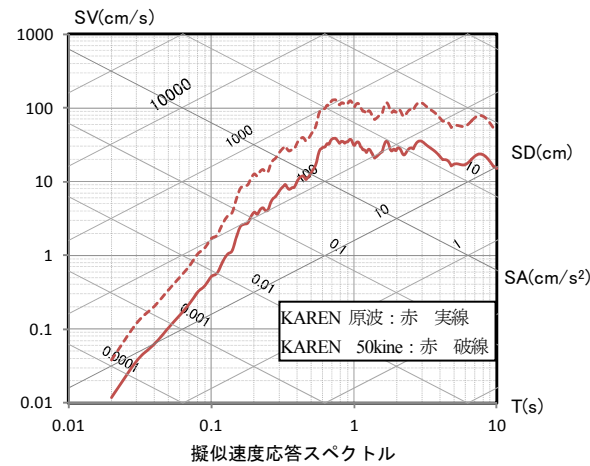


(b) 制震パネルのせん断復元力特性

図-3 復元力特性

表-3 検討用地震動

波形名称	Elcentro NS	Taft EW	Hachinohe NS	Code-BCJ	KAREN	
レベル1	最大速度 [cm/s]	25	25	25	-	25
	最大加速度 [cm/s ²]	254	251	166	-	159
レベル2	最大速度 [cm/s]	50	50	50	54	50
	最大加速度 [cm/s ²]	509	503	332	330	318



波形名称	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]	継続時間 [s]
KAREN	15.2	96.9	43.8

図-4 花蓮地震動の諸元

3.3 検討用地震動

検討用地震動は、日本の設計で慣用的に用いられている既往波3波 (El Centro NS波, Taft EW波, Hachinohe NS波) と告示波²⁾の CODE-BCJ波 とする。また台北で観測した1986年花蓮地震波を使用する。既往波と花蓮地震波では、地震動の強さは最大速度で基準化し、レベル1で25cm/s、レベル2で50cm/sとする(表-3)。図-4に1984年花蓮地震動の諸元を示す。

3.4 解析ケース

連層壁に隣接する境界梁に制震梁を用いるケースを基本ケースとする。制震梁は、端部をRC造、中央部を低降伏点鋼パネルとするRCS複合梁である。境界梁とRC造とする場合として、境界梁にRC造梁を用いるケースG1、ケースG1の境界梁のせいを半分にした偏平梁を用いるケースG2を対象とする(表-1(C))。また、各ケースの弾性固有周期を表-2に示す。

4. 解析結果

4.1 代表荷重変位関係と応答値

基本ケースにおけるベースシア係数(C_B)と全体変形角(R_T)の関係と応答値を図-5に示す。ここで全体変形角は、外力分布の重心位置に相当する水平変形をその高さで除した値とする。図中には静的弾性解析結果、静的非線形解析結果のほか非線形時刻歴応答解析結果を示す。 C_B - R_T の関係において地震力レベルの異なる2点を設けて、応力や変形を比較する。静的非線形解析では、1点は、レベル2の最大変形より大きい変形点(U点)として設けた保証設計時変形(R_{TU})であり、ここでは全体変形角が1/80の時点とする。他の1点は、レベル1の最大変形より大きい点(Y点)として設けた変形(R_{TY})であり、ここでは R_{TU} 時の C_B (C_{BU})の2/3に相当する C_B (C_{BY})の時点とする。 C_{BU} は約0.12であるので、 C_{BY} は約0.08となり、 R_{TY} は1/210程度である。一方、弾性解析では、U点の C_B に対応する点がUE点、Y点の C_B

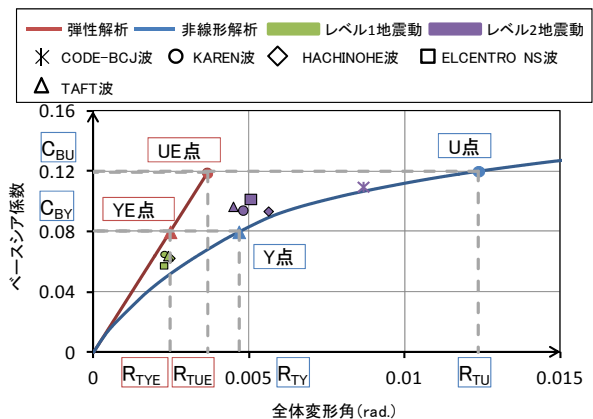


図-5 代表荷重変位関係と応答値

に対応する点が YE 点である。UE 点の R_T (R_{TUE}) は 1/270 程度であり、YE 点の R_T (R_{TYE}) は 1/400 程度である。なお、 C_{BY} は台北の (2) 式にほぼ相当する値であり、東京の (1) 式による C_B に比べて 10% 程度以上小さい。壁フレーム構造の代表的な荷重変位関係を示す C_B - R_T の曲線を見ても、2 つの静的解析結果は大きく異なり、部材のひび割れや降伏による非線形特性を考慮する必要があることが分かる。また、最大応答値は、 C_B に比べて R_T の違いが大きく、保証設計時変形には応答値に対して余裕を持たせることが必要である。

4.2 時刻歴応答解析

図-6 に基本ケースの層間変形角と層せん断力を示す。比較のため、静的解析による層間変形角と層せん断力 (Y 点: $R_Y \cdot Q_Y$, YE 点: $R_{YE} \cdot Q_{YE}$, U 点: $R_U \cdot Q_U$, UE 点: $R_{UE} \cdot Q_{UE}$) を示す。レベル 1 地震動では、層間変形角 (R_1) の最大値が 1/350 程度であるのに対して、 R_Y の最大値は 1/200 程度であり、 R_{YE} の最大値は 1/400 程度である。層せん断力 (Q_Y) はレベル 1 地震動による層せん断力 (Q_1) に比べて上層階ではほぼ等しいが、下層階で 30% 程度、中層階で 30~50% 程度大きい。レベル 2 地震動では、層間変形角 (R_2) は、1/190~1/170 程度であるのに対して、 R_U の最大値は 1/70 程度であり、 R_{UE} の最大値は 1/220 程度である。層せん断力 (Q_U) は

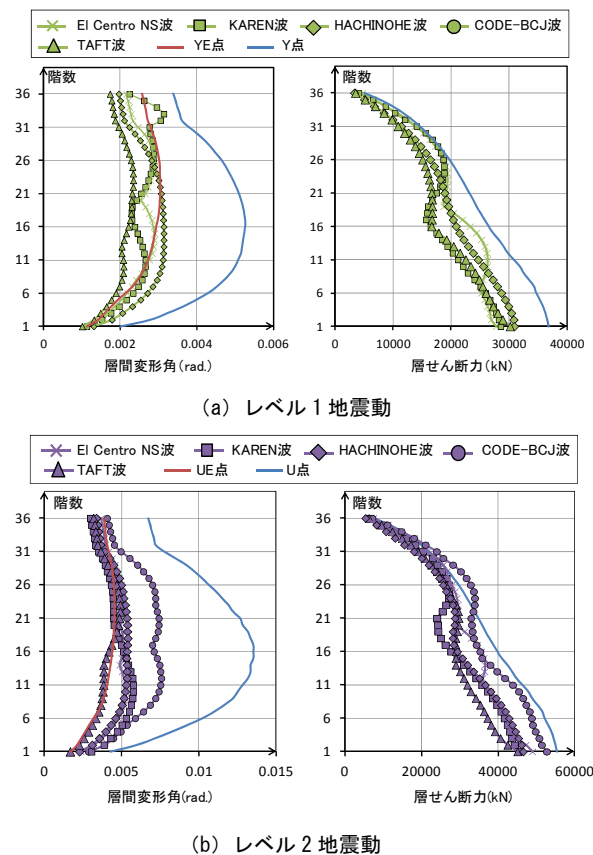


図-6 基本ケースの層間変形角と層せん断力

レベル 2 地震動による層せん断力 (Q_2) に比べて上層階ではほぼ等しいが、下層階で 35% 程度、中層階で 20~50% 程度大きく、レベル 1 地震動と同様の傾向を示した。図-7 に解析ケースによるレベル 2 地震動応答値の比較を示す。ケース G1 の Q_2 が基本ケースの Q_2 を上回る階が多いことが分かる。

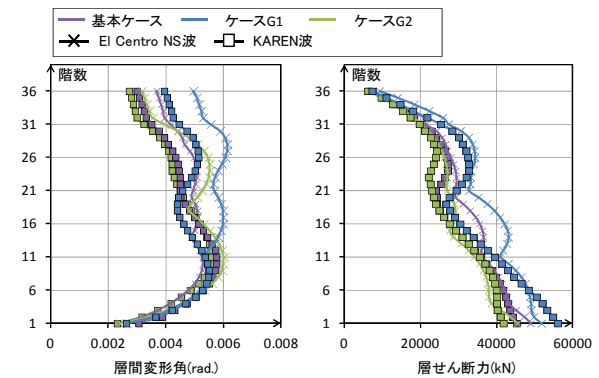


図-7 レベル 2 地震動応答値の比較

5. 解析結果の考察

5.1 連層壁せん断力の比較

図-8 に弾性解析と非線形解析による連層壁せん断力と柱 (C_1) のせん断力を示す。基本ケースの連層壁せん断力を見ると、Y 点の非線形解析値は YE 点の弾性解析値に比べて中間階から下層階では 10~15% 程度小さい。一方、U 点の非線形解析値は UE 点の弾性解析値に比べて上層階では 10~25% 程度、中層階では 30~40% 程度、下層階では 20~30% 程度小さい。Y 点に比べて変形の進展した U 点の非線形解析値は UE 点の弾性解析値と大きく異なっていることがわかる。この傾向は境界梁の設定によらず見られる。また、基本ケースの C_1 柱のせん断力を見ると、U 点の非線形解析値は UE 点の弾性解析値に比べて上層階では 20~40% 程度、中層階では 30~40% 程度、下層階では 30~60% 程度大きい。これは、弾性解析では初期剛性の高い連層壁が負担するせん断力を大きく評価するので、柱の

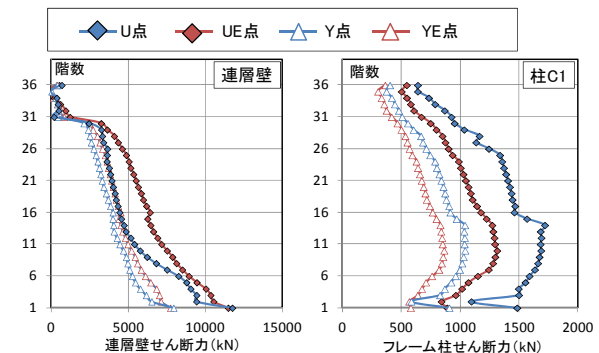
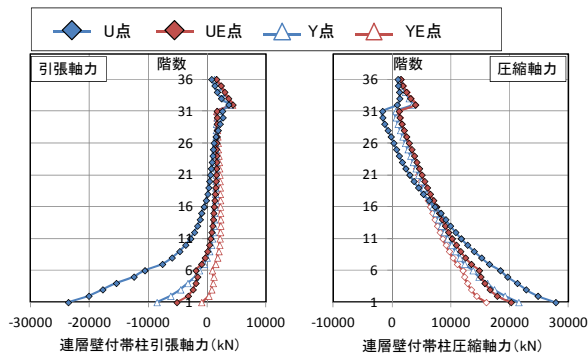


図-8 連層壁と柱のせん断力

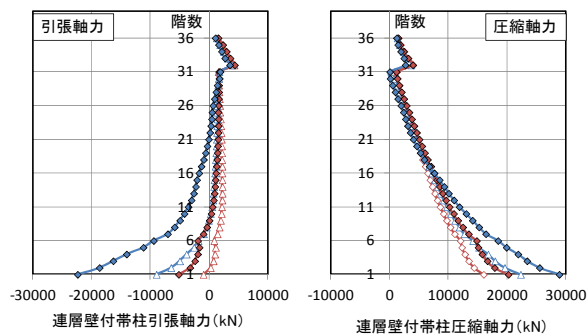
せん断力を小さく評価するためであり、柱の設計には危険側の応力評価である。

5.2 連層壁付帯柱軸力の比較

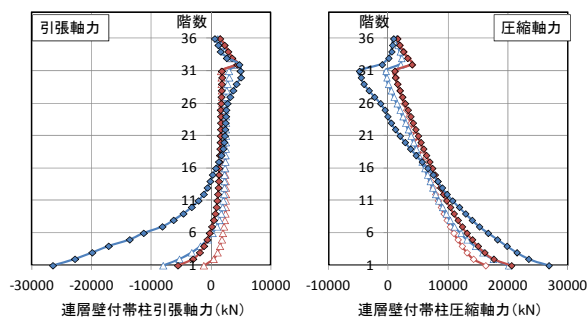
図-9に連層壁付帯柱軸力の比較を示す。基本ケースの連層壁付帯柱の引張軸力を見ると、Y点の非線形解析値(絶対値)はYE点の弾性解析値に比べて中層の15階で0.5倍程度小さく、最下階で7.5倍程度大きい。U点の非線形解析値は、UE点の弾性解析値に比べて中層の15階で0.1倍程度小さく、最下階で3.5倍程度大きい。また、連層壁付帯柱の圧縮軸力を見ると、U点の非線形解析値は、UE点の弾性解析値に比べて最下階において0.4倍程度大きい。また、ケースG1やケースG2における連層壁付帯柱の軸力を見ると、増減程度は異なるが、同様の傾向である。連層壁付帯柱の軸力の評価においても、せん断力と同様にY点に比べて変形の進展したU点の非線形解析値はUE点の弾性解析値と大きく異なっている。連



(a) 基本ケース



(b) ケース G1



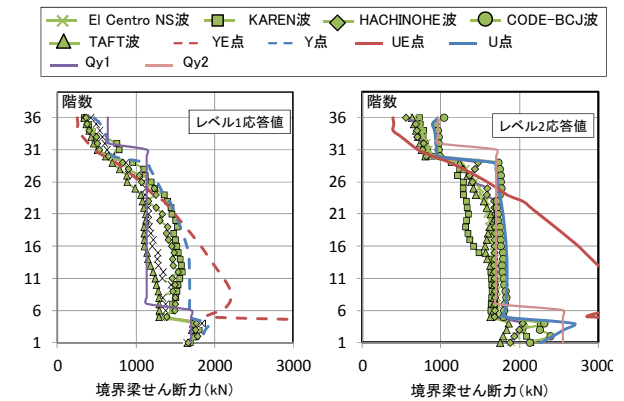
(c) ケース G2

図-9 連層壁付帯柱の引張・圧縮軸力

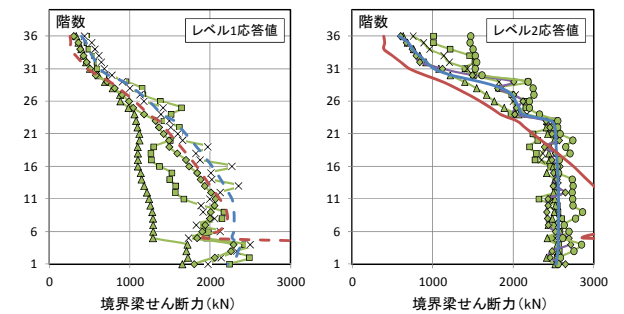
層壁の曲げ設計に弾性解析値を用いることは妥当でないことが分かる。

5.3 境界梁せん断力の比較

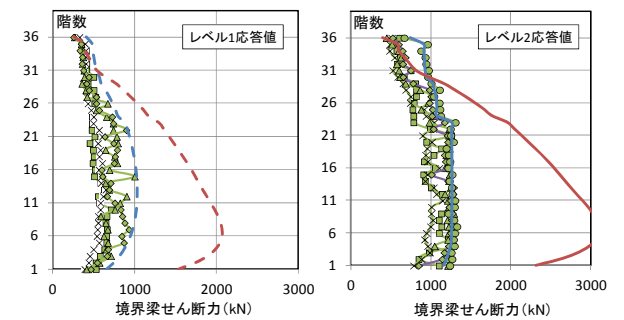
図-10に境界梁せん断力および境界梁応答せん断力を示す。比較のため境界梁のウェブせん断降伏点(Qy1)と耐力上昇点(Qy2)⁷⁾を示す。基本ケースの境界梁のせん断力を見ると、Y点での非線形解析値はYE点の弾性解析値に比べて上層階においては0.1~0.9倍程度大きい、中層階において0.1~0.15倍程度、下層階において0.2~0.55倍程度小さい。また、U点においても同様の傾向が見られ、UE点の弾性解析値は境界梁せん断耐力(Qy2)を大幅に上回る傾向にある。また、非線形時刻歴応答解析の境界梁せん断力を見ると、弾性解析値は最大応答値に比べて基本ケースでは0.4~3.0倍程度、ケースG1では0.3~2.4倍程度、ケースG2では0.6~2.4倍程度に相当している。これは、境界梁の設定に関わらず、



(a) 基本ケース



(b) ケース G1



(c) ケース G2

図-10 境界梁のせん断力

弾性解析は境界梁の効果を過大に評価する傾向にあり、連層壁の設計が難しいことがわかる。

5.4 代表部材の応力・変形と応答値

基本ケースとケース G2 について代表部材の応力・変形と最大応答値を図-11に示す。基本ケースの1階連層壁付帯柱圧縮軸力を見ると、レベル1 応答値は弾性解析値と比べて差はほとんどない。一方、レベル2 応答値では、UE 点における圧縮軸力は CODE-BCJ 波による圧縮軸力に比べて基本ケースで 40%、ケース G2 で 30%ほど小さい値に相当することが分かる。また、非線形解析と弾性解析では、水平変形の増大とともに応力の差が大きくなる。連層壁せん断力を見ると、レベル2 応答値では、UE 点の弾性解析値は CODE-BCJ 地震波による応答値と比べて基本ケースで 25%、ケース G2 で 20%ほど大きい値に相当する。また、レベル1 応答値では、地震動による応答の差はほとんどなく、YE 点の弾性解析値はレベル1 応答値と比較して基本ケースで 70%、ケース G2 で 60%程度の値に相当する。

以上のように、弾性解析では大地震時の連層壁や付帯柱の応力を評価することが難しいため、部材の終局強度設計には非線形性を考慮した地震応答値を上回る変形時点における設計用応力を算出する必要があることが分かる。

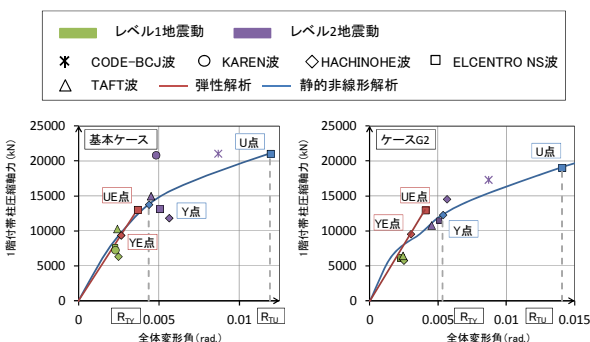
6. まとめ

36 階建連層壁フレーム構造を対象として非線形解析を行い、終局強度設計用応力の評価について考察した。

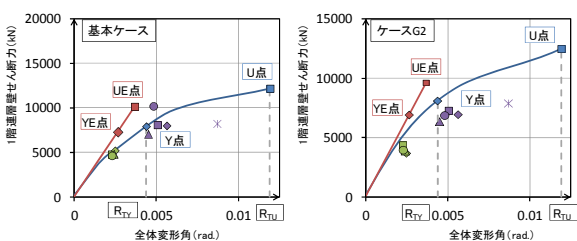
本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 台北における終局強度設計用地震力は、東京に比べて概ね 10 数%程度小さいレベルに相当する。
- (2) 連層壁の下層階や境界梁の設計用応力は、水平変形の進展に伴い弾性解析と非線形解析の差が大きくなるので、終局強度設計には保証設計時変形の設定が重要である。
- (3) 連層壁付帯柱の軸力は、弾性解析と非線形解析では高さ方向分布が大きく異なり、水平変形の進展に伴い、軸力の違いが大きくなる。
- (4) 弾性解析による連層壁の中層階のせん断力は、全体水平変形角が 1/80 時点の非線形解析値に比べて 30~45%程度大きい。ため、連層壁以外の柱の負担せん断力を小さく評価するので柱の断面設計には危険側の評価となる。
- (5) 弾性解析による連層壁付帯柱の 1 階圧縮軸力は、全体水平変形角が 1/80 時点の非線形解析値に比べて 30%程度小さいため、付帯柱の断面設計には危険側の評価となる。
- (6) 境界梁の構造形式によらず、弾性解析では境界梁の応力を過大に評価する傾向にあり、境界梁の計画が難しい。
- (7) 弾性解析では、連層壁や付帯柱の終局強度設計用応力を精度良く評価することが難しい。

以上のことから、台湾における壁フレーム構造の終局強度設計では、日本と同様に部材の非線形性を考慮した静的非線形解析を行ない、地震応答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。



(a) 一階付帯柱圧縮軸力



(b) 1階連層壁せん断力

図-11 代表部材の応力・変形と応答値

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术検討会，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) 安井真理子，秋田知芳，和泉信之，蔡江洋：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.799-804，2012.7
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999
- 6) Kang-Ning Li，”Reviewing the Multi-Spring Model and Fiber Model,” The 10th Japan Earthquake Engineering Symposium，Vol.2，pp.2369-74，1998
- 7) 竹中啓之ほか：低降伏点鋼を用いた制震部材に関する実験的研究，その 6 制震パネルの復元力特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.779-780，1999