

論文 / 著書情報  
Article / Book Information

論題(和文)	長周期地震動に対する既存高層鋼構造建物の累積値に着目した損傷評価
Title	
著者(和文)	中川真里奈, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也
Authors	daiki sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 83, , 2036
Citation(English)	, Vol. 83, , 2036
発行日 / Pub. date	2013, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: <a href="http://ci.nii.ac.jp/naid/110009769782">http://ci.nii.ac.jp/naid/110009769782</a>

長周期地震動に対する既存高層鋼構造建物の累積値に着目した損傷評価

構造—振動

鋼構造 高層建物 長周期地震動

累積塑性変形倍率 梁端混用溶接

正会員 ○ 中川真里奈<sup>\*1</sup>

正会員 佐藤大樹<sup>\*1</sup>

〃 北村春幸<sup>\*1</sup>

〃 長江拓也<sup>\*2</sup>

1. はじめに

文部科学省による首都直下プロジェクトにおいて、高層の鋼構造建物を対象とする大規模振動台実験が実施された<sup>1)</sup>。実験では、当時、周期約3秒に大きなエネルギースペクトル振幅を持つことで注目されていた名古屋三の丸波が入力され、鋼構造架構が多数回の繰り返し変形を受け、柱梁接合部に塑性変形が集中、累積する状況が現出した。結果、柱梁接合部の梁下フランジが破断するという重度の損傷が生じ、また、この傾向は梁端混用溶接を用いた柱梁接合部において特に顕著となった。

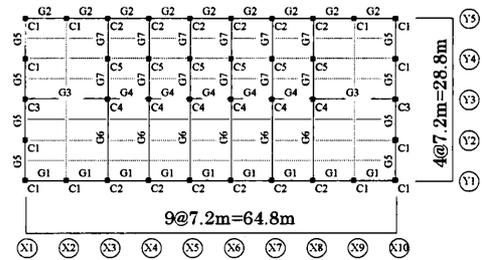
その後、東日本太平洋沖地震が発生した。そして、関東平野、濃尾平野、大阪平野のそれぞれの特定周期帯においてスペクトル振幅が卓越する地震動に対する再検証が加速した<sup>2)</sup>。来たる東海・東南海・南海地震に対して適切な耐震対策を速やか展開する上で、高層建物の具体的な損傷状況を評価する必要があり、そのためには累積塑性変形量について要求値と限界値との関係を部材レベルで整理する必要がある。本報は、この観点から、各地域の地震特性と建物の構造特性を反映した検証を積み重ねるべく、大阪平野を対象とした地震動と、そこに実在しうる周期約5秒の高層建物モデルを用いた時刻歴応答解析から、部材レベルの応答値に対する分析結果を取りまとめたものである。なお、首都直下プロジェクトの成果展開の一環としても位置づけられる。

2. 検討建物および入力時震動

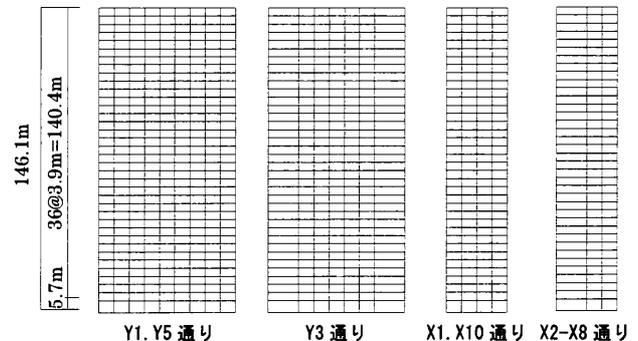
2.1 検討建物概要

本報では、1980年代に評定を取得した建物の設計資料を参照し、大阪に実在しうる高層建物を想定し、解析モデルを作成した。図1に想定建物概要を示す。長辺方向をX方向、短辺方向をY方向とした。想定建物は、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ の水平地震力に対して許容応力度設計が行われており、SM490材を使用した柱・梁部材断面が設定された。但し、板厚 $t \geq 40$ の場合はTMCP材を用いられた。表1に柱・梁部材断面表を示す。建物重量は519473kN、1次固有周期 $T$ はX方向で4.8s、Y方向で4.9sである。合成スラブによる剛性増大率は、梁の曲げ剛性のみを考慮し、14.4mスパン梁を $\phi=1.4$ 、7.2mスパン梁を2~10層で $\phi=1.3$ 、11~R層で $\phi=1.5$ とした。剛域は、梁側および柱側でフェイス長さの1/2に統一した。

Ai分布に基づく外力分布を用いた静的増分解析にお



(a) 基準階伏図



(b) 軸組図

図1 検討建物概要

表1 部材断面表

柱	部材	断面	大梁	部材	断面		
C1	37-31 FL	□-700×700×28×28	G1	R-32 FL	WH-700×250×12×19		
	30-21 FL	□-700×700×36×36		31-22 FL	WH-700×350×14×25		
	20-11 FL	□-700×700×40×40		21-12 FL	WH-700×350×14×28		
	10-6 FL	□-700×700×40×40		11-2 FL	WH-850×300×16×28		
	5-1 FL	□-700×700×50×50		G2	R-32 FL	WH-700×250×12×19	
	C2	37-31 FL			□-700×700×28×28	31-22 FL	WH-700×250×12×25
		30-21 FL			□-700×700×32×32	21-12 FL	WH-700×350×14×25
		20-11 FL		□-700×700×38×38	11-2 FL	WH-850×300×16×28	
	10-6 FL	□-700×700×45×45		G3	R-32 FL	WH-850×350×16×28	
	5-1 FL	□-700×700×55×55			31-22 FL	WH-850×350×16×32	
	21-12 FL	□-700×700×28×28			11-2 FL	WH-850×350×16×28	
	C3	37-31 FL		□-700×700×28×28	G4	R-32 FL	WH-700×300×12×19
		30-21 FL		□-700×700×36×36		31-22 FL	WH-700×300×14×28
		20-11 FL		□-700×700×40×40		21-12 FL	WH-700×300×14×28
	10-6 FL	□-700×700×40×40		G5	R-32 FL	WH-850×300×16×25	
5-1 FL	□-700×700×28×28	31-22 FL	WH-850×250×14×22				
C4	37-31 FL	□-700×700×28×28	21-12 FL		WH-850×250×16×28		
	30-21 FL	□-700×700×38×38	11-2 FL	WH-850×350×19×32			
	20-11 FL	□-700×700×40×40	G6	R-32 FL	WH-850×350×16×25		
10-6 FL	□-700×700×40×40	31-22 FL		WH-850×350×16×28			
5-1 FL	□-700×700×45×45	21-12 FL		WH-850×350×16×28			
C5	37-31 FL	□-700×700×25×25	G7	R-32 FL	WH-850×350×16×28		
	30-21 FL	□-700×700×36×36		31-22 FL	WH-700×250×14×28		
	20-11 FL	□-700×700×40×40		21-12 FL	WH-850×350×16×25		
10-6 FL	□-700×700×40×40	11-2 FL					

る、層せん断力 $Q$ と層間変形角 $R$ の関係を図2に示す。図中に示す◇はある層のいずれかの部材が降伏モーメントに達した値(弾性限界時)、◆はある層のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した値(塑性時)をプロットした。弾性限界時の層間変形角 $R_b$ は、X方向、Y方向ともに0.005radとなった。対応するベースシア係数 $C_b$ に $T$

を乗じた値  $C_b \cdot T$  は 0.3 となった。塑性時の層間変形角  $R_y$  は X 方向で 0.0068rad, Y 方向で 0.0074rad となった。対応する  $C_y \cdot T$  は, X 方向で 0.36, Y 方向で 0.4 となった。

### 2. 2 解析用入力時震動

本報では, まず, 高層建物の設計用地震動に用いられてきた ELCENTRO 1940NS の最大速度値を 50cm/s (レベル 2 地震動) に基準化した標準波 (以降 ELCENTRO) と位相 HACHINOHE 1968 EW を解放工学的基盤における  $S_v=80\text{cm/s}$  ( $h=5\%$ ) に設定した模擬波 (以降 ART HACHI) を採用した。そして, 長周期地震動として, 2004 年 9 月 5 日紀伊半島南東沖地震 (Mj7.4) の観測記録 (気象庁大阪中央区大手前, NS 成分) と 2004 年 9 月 5 日紀伊半島南東沖地震 (Mj7.4) の観測記録 (気象庁大阪中央区大手前, NS 成分) の検討用模擬波 (以降 OSAKA1, OSAKA2) を採用した<sup>3)</sup>。

図 3 に入力地震動の時刻歴波形及び最大加速度, 継続時間を示す。図 4(a)に速度応答スペクトル, (b)にエネルギースペクトルを示す。図中に示す実線は X 方向の 1 次固有周期  $T_x$  (4.8sec), 破線は Y 方向の 1 次固有周期  $T_y$  (4.9sec) である。当該周期帯において, OSAKA1,2 は ART HACHI に対して, 速度応答スペクトルが 1.5 倍となっている。

### 3. 耐震モデルの応答評価

#### 3. 1 層と部材の応答評価

部材レベルによる時刻歴応答解析を X 方向と Y 方向で行う。モデルは剛床を仮定し, 主架構は弾塑性, 減衰は初期剛性比例型の  $h=2\%$  とした。図 5(a),(b)に X 方向と Y 方向それぞれの入力エネルギー  $E$  と主架構の累積塑性歪エネルギー  $fM_p$  を示す。図 5(a)X 方向加振時の地震波ごとの入力エネルギーに対する累積塑性歪エネルギーの割合 ( $fM_p/E$ ) は ART HACHI が 0.24, OSAKA1 が 0.38, OSAKA2 が 0.36 である。図 5(b)Y 方向加振時は ART HACHI が 0.003, OSAKA1 が 0.32, OSAKA2 が 0.30 である。

図 6(a)~(d)に X 方向加振時, 図 7(a)~(d)に Y 方向加振時における高さ方向の応答結果を示す。それぞれの図において, 最大値の応答評価に層間変形角  $R$  (rad), 層の最大塑性率  $f\mu$ , 梁部材の塑性率  $G\mu$ , 梁累積塑性変形倍率  $G\eta$  を示す。なお,  $f\mu$  および  $G\mu$  は 1 以上の範囲で示されていることに注意されたい。本報は文献 3)より, 安全限界値を  $R=0.01\text{rad}$ ,  $f\mu=2$ ,  $G\mu=4$ ,  $G\eta=13.5$  および  $G\eta=21.5$  とした。特に,  $G\eta=13.5$  は柱梁接合部に梁端混用溶接が用いられた既往の部材実験を統計処理し, 柱梁接合部が破断に至らない上限値として設定された値である。同様に  $G\eta=21.5$  は工場溶接を用いた柱梁接合部が破断に至らない上限値として設定された値である。

層間変形角  $R$  について, X 方向は図 6(a)より, 標準波の ELCENTRO は 0.005rad 以下, 模擬波の ART HACHI は

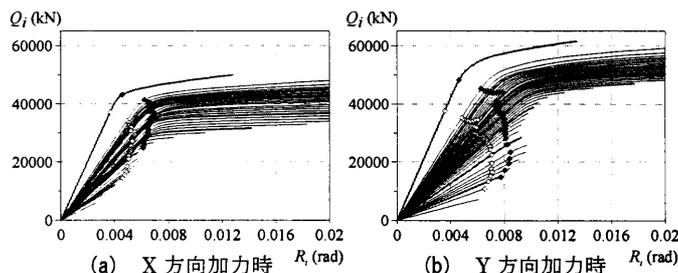


図 2 静的解析結果

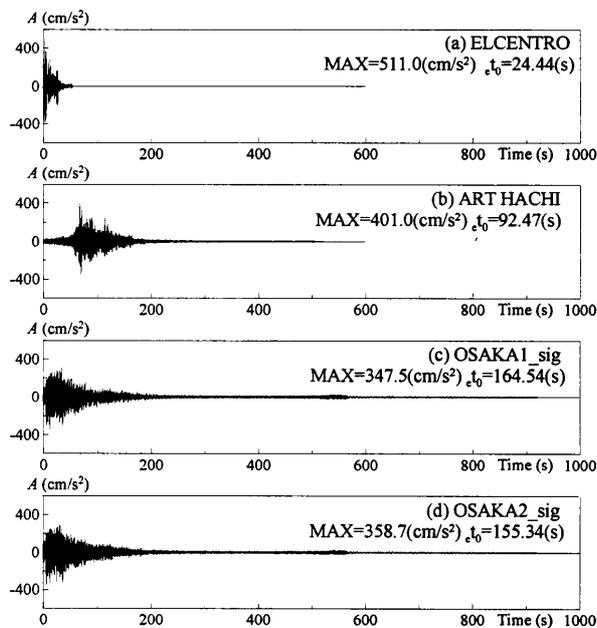


図 3 入力時震動時刻歴波形

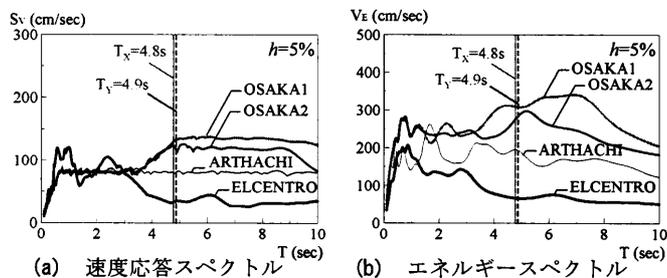


図 4 スペクトル

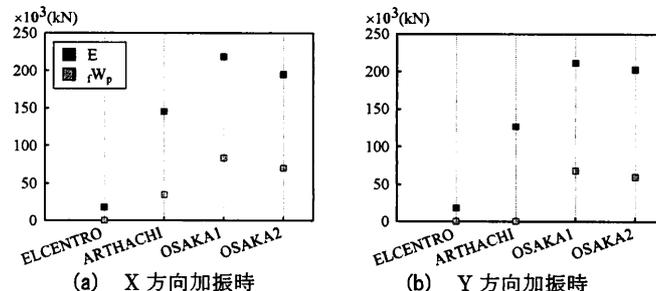


図 5 入力エネルギーと累積塑性歪エネルギーの関係

0.01rad 以下に留まり, いずれも安全限界値以下におさまることが確認できた。検討用模擬波の OSAKA1 と OSAKA2 は上層で 0.007rad 以下に留まったが, 15 層以下で安全限界値 0.01rad を上回り, 最大値は OSAKA1 で 0.015rad, OSAKA2 で 0.017rad となった。Y 方向は図 7(a)

より、X方向と同程度の応答値が確認できた。但し、ART HACHIは最大値がX方向に対して0.7倍となり、全層で0.075rad以下に留まった。層の最大塑性率について、図6(b)のより、OSAKA1とOSAKA2が $f\mu=2$ を超え、OSAKA2が最大で $f\mu=2$ の1.35倍となった。Y方向は図7(b)より、OSAKA1とOSAKA2が $f\mu=2$ を超え、OSAKA2が最大で $f\mu=2$ の1.3倍となった。 $f\mu$ はX方向・Y方向ともに、OSAKA2が最大となった。

梁の最大塑性率について、X方向は図6(c)より、いずれの地震波も27層以上の梁部材は弾性域に留まった。 $G\mu$ はOSAKA1が最大で3.9、OSAKA2が $G\mu=4$ に対して1.2倍の4.8となった。Y方向は図7(c)より、OSAKA1が最大で3.4、OSAKA2で3.9となり、 $G\mu=4$ に留まっはいるもののいずれも1割程度の余裕しか残されていない。 $G\mu$ はX方向・Y方向ともに、OSAKA2が最大となった。梁の累積塑性変形倍率について、X方向は図6(d)よりOSAKA1が $G\eta=13.5$ の1.4倍となったが、 $G\eta=21.5$ に対しては1.5割の余裕があった。OSAKA2は $G\eta=13.5$ の1.3倍、 $G\eta=21.5$ に対しては2割の余裕があった。Y方向は図7(d)より、OSAKA1は $G\eta=13.5$ の1.5倍、 $G\eta=21.5$ に対しては1割の余裕があった。OSAKA2は $G\eta=13.5$ の1.3倍、 $G\eta=21.5$ に対しては2割の余裕があった。 $G\eta$ はX方向・Y方向ともに、OSAKA1が最大となった。

以上より、最大値の応答ではOSAKA2、累積値の応答ではOSAKA1が大きくなる傾向が見られる。梁部材の応答値については、次節にてより詳細な考察を行う。

表2に、層としての応答値に対する部材の応答値の比較を示す。層と部材の最大塑性率の比(以降 $G\mu/f\mu$ )は、X方向で3波ともに約2となった。方向はART HACHIが1.4、OSAKA1とOSAKA2が約2であった。層と部材の累積塑性変形倍率の比(以降 $G\eta/f\eta$ )はX方向で5~7、Y方向でOSAKA1とOSAKA2が約12であった。ART HACHIは $f\eta$ が1より小さいためblankとした。

### 3.2 平面的損傷分布

本節では、14.4mスパン梁で梁端現場溶接、7.2mスパン梁で工場溶接の柱梁接合部が用いられているものを仮定して、接合形式の違いによる要求値に対して評価を行う。7.2mスパン梁(図中の□に該当)で $G\eta=21.5$ 、14.4mスパン梁(図中の△に該当)で $G\eta=13.5$ の安全限界値をそれぞれ設定した<sup>3)</sup>。

OSAKA1とOSAKA2入力時の応答値に着目する。図8にX方向加振時、図9にY方向加振時における梁の最大塑性率 $G\mu$ 及び累積塑性変形倍率 $G\eta$ をそれぞれ示す。平面損傷分布は、図6,7に示した高さ方向分布にて $G\eta$ が最大の層を示す。X方向について図8より、14.4mスパン梁はY3通りのX1-X3,X8-X10のプロットに該当する。

(i)OSAKA1に着目すると(a)の $G\mu$ は2.5~3.5の範囲におさまった。7.2mスパン梁と14.4mスパン梁によらず同程

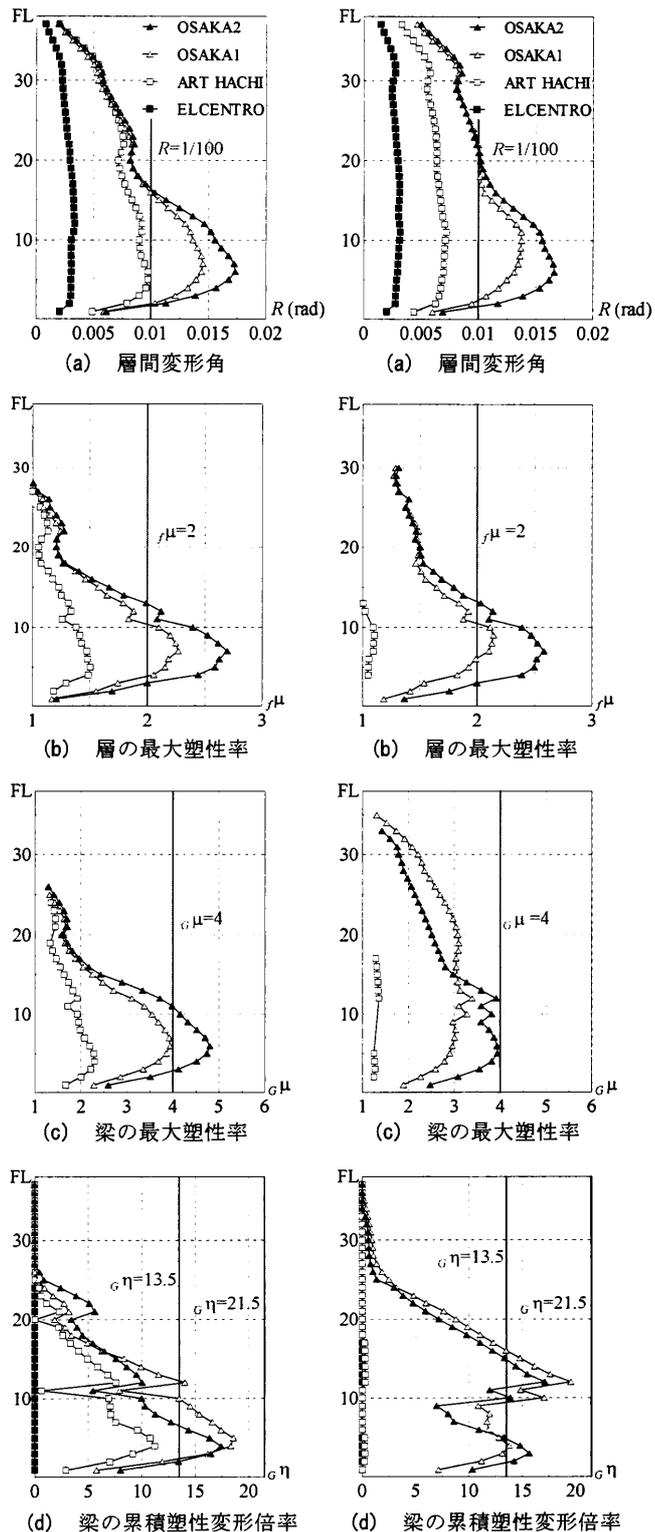


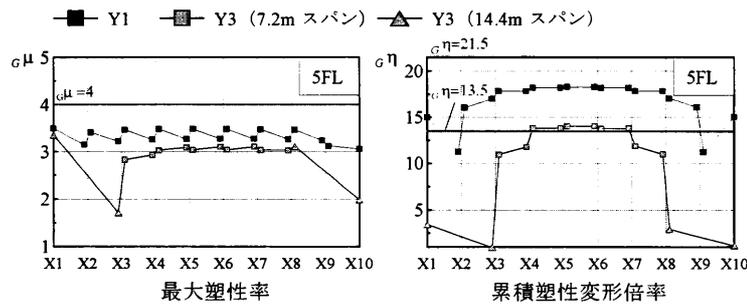
図6 X方向加振時の応答値

図7 Y方向加振時の応答値

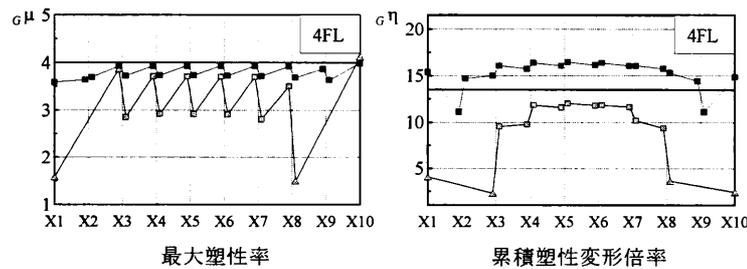
表2 層に対する部材の応答比較

	$G\mu/f\mu$		$G\eta/f\eta$	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
ART HACHI	1.7	1.4	4.7	—
OSAKA1	1.9	2.1	6.0	12.1
OSAKA2	2.1	1.8	6.9	11.1

度の応答値であることがわかる。(b)の $G\eta$ で7.2mスパン梁は、14.4mスパン梁に対して3.5~6倍程の応答値であ



(a) OSAKA1



(b) OSAKA2

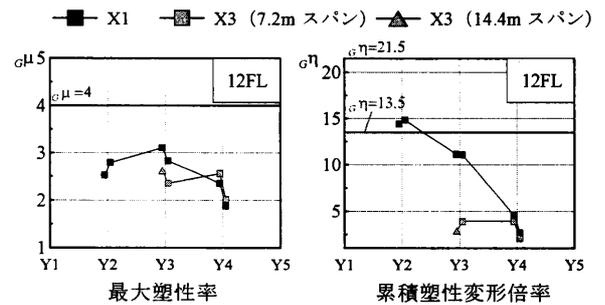
図8 X方向における梁の応答値分布

った。7.2m スパン梁は最大で Y1 通りの 18.0 ( $g\eta=21.5$  の 0.8 倍), 14.4m スパン梁は 3.0 ( $g\eta=13.5$  の 0.2 倍) となった。最大塑性率に対する累積塑性変形倍率の比 ( $g\eta/g\mu$ ) は, 7.2m スパン梁で約 6 倍, 14.4m スパン梁で約 1 倍である。(ii) OSAKA2 に着目すると (a) の  $g\mu$  は 2.5~4.0 の範囲におさまった。(b) の  $g\eta$  で 7.2m スパン梁は, 14.4m スパン梁に対して 2.5~4.5 倍程の応答値である。7.2m スパン梁は最大で Y1 通りの 16.5 (0.75 倍), 14.4m スパン梁は 4.0 (0.3 倍) となった。 $g\eta/g\mu$  は 7.2m スパン梁で約 4 倍, 14.4m スパン梁で約 1 倍である。

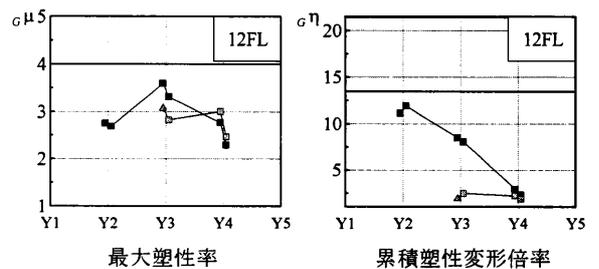
Y 方向について図 9 より, 14.4m スパンは X3 通りの Y1-Y3 のプロットに該当する。(i) OSAKA1 に着目すると (a) の最大塑性率より, 2.5~4.0 の範囲におさまった。(b) の累積塑性変形倍率で 7.2m スパン梁は, 14.4m スパン梁に対して 0.7~5.3 倍程の応答値である。7.2m スパン梁は最大で X1 通りの 14.8 (0.7 倍), 14.4m スパン梁は約 2.9 (0.2 倍) となった。 $g\eta/g\mu$  は 7.2m スパン梁で約 6 倍, 14.4m スパン梁で約 1 倍である。(ii) OSAKA2 に着目すると (a) の最大塑性率は 2.5~3.5 の範囲におさまった。(b) の累積塑性変形倍率で 7.2m スパン梁は, 14.4m スパン梁に対して 1~6 倍程の応答値である。7.2m スパン梁は最大で X1 通りの 11.9 (0.55 倍), 14.4m スパン梁は 2.0 (0.15 倍) となった。 $g\eta/g\mu$  は 7.2m スパン梁で約 4.6 倍, 14.4m スパン梁で 0.6 倍である。

#### 4. まとめ

大阪平野に予測される長周期地震動を用い, そこに実在しうる周期約 5 秒の高層建物の構造特性を反映した解析モデルによって, 部材レベルの塑性変形の累積値に着



(a) OSAKA1



(b) OSAKA2

図9 Y方向における梁の応答値分布

目した応答評価を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 長周期地震動に対する応答において, 層間変形角は安全限界値 0.01rad の約 1.5 倍となった。梁の応答値について, 最大塑性率では層の 2 倍程度の場合でも, 累積塑性変形倍率では層の 6~12 倍に達していた。
- (2) 梁の応答値について, 想定した接合形式に対応した要求値の評価は, いずれも安全限界値以下に留まったが, 累積塑性変形倍率で 14.4m スパン梁が 8 割の余裕があることに対して, 7.2m スパン梁では 2 割程度の余裕しかないことがわかった。
- (3) 平面的な応答値分布では, 7.2m スパンの梁部材への変形集中が確認された。最大塑性率に対する累積塑性変形倍率の比 ( $g\eta/g\mu$ ) は 14.4m スパンの梁部材で 1 倍程度であったのに対して, 7.2m スパンの梁部材で 4~6 倍に達した。

#### 参考文献

- 1) 長江拓也, 鐘育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斉藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第 640 号, pp.1163-1171, 2009.6
- 2) 日本建築学会長周期地震動 WG: 長周期地震動に対する公開研究会, 対象とする巨大地震動と地域, 2011.3
- 3) 北村春幸, 宮内洋二, 浦本弥樹: 性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究—JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討—, 日本建築学会構造系論文集, 第 604 号, pp.183-191, 2006.6

\*1 東京理科大学理工学部建築学科

\*2 独立行政法人防災科学技術研究所