

強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる塑性変形 (その1:最大変形)

Plastic Deformation of Beams in Steel Moment Frames Subjected to Strong Earthquakes (Part 1: Maximum deformation)

小川 厚治*1
Koji OGAWA

中原 寛章*2
Hiroaki NAKAHARA

ABSTRACT This study is concerned with the demand for ductility of beams in steel moment frames. Numerical response analysis was carried out for 15 frames against a variety of ground motions. This paper (Part 1) describes the magnitude of plastic deformation introduced into beam-ends. Maximum plastic rotation, maximum increment of plastic rotation during a half-cycle of vibration, and the range of variable plastic rotation are considered as the parameters that represent the magnitude of plastic deformation. The results are summarized as formulas to predict those parameters based on maximum story drift angles.

Key Words: 地震応答, 最大塑性回転角, 最大層間変位, 必要変形性能, 性能設計
earthquake response, maximum plastic rotation, maximum story drift,
ductility demand, performance-based design

1. 序

1994年のNorthridge地震, 1995年の兵庫県南部地震において, 鋼構造の梁端接合部は未曾有の被害を受けた。この反省から, 梁端接合部が保有する変形性能の評価およびその改善に関しては精力的な研究が進められてきている。しかし, 梁端に要求される変形性能に関する研究は少ない。本研究は, 梁端に要求される必要塑性変形性能の解明を目的とするものである。

筆者らは, 既報 1, 2) において, 地震時に梁端に生じる最大塑性回転角と累積塑性回転角を予測する方法を提案した。しかし, 梁に生じる塑性変形は, 骨組の弾性剛性・終局耐力・柱梁耐力比などの構造特性や入力地震動によって変動する値であるので, 既報の方法は, 骨組の終局ベースシヤ係数や設計用地震荷重分布下での崩壊機構特性など, 設計の最終段階でしか知り得ない多くの情報を必要とする。既報の方法では, 設計の初期段階で梁端に要求される必要塑性変形性能を知ることはできない。

一方, 性能設計の考え方の普及や「限界耐力計算」の施行によって, 設計の最初の段階で, 設計

条件として地震時の最大層間変位角の上限値を指定することが, 今後一般化するものと考えられる。したがって, 最大層間変位角と梁端に生じる塑性変形との関係を明確にできれば, 最大層間変位角が指定された段階で梁の必要塑性変形性能も既知となる。

本研究では, 現行の耐震規定を満たすように設計された中低層の標準的な鋼構造ラーメン骨組の地震応答解析結果に基づいて, 最大層間変位角と梁に生じる塑性変形との関係を定量化する。なお, 本論(その1)では, 主に塑性変形の大きさについて検討し, 累積塑性変形などの履歴挙動全般に関する検討は(その2)で行う。

2. 解析の概要

2.1 解析骨組

解析骨組は, 表1に示す15の骨組である^{3,4)}。いずれも, 現行の耐震規定を満たすように設計された鋼構造ラーメン骨組であり, 柱は角形鋼管, 梁はH形鋼を用いている。骨組形状を図1に示しているが, AR, BRには図に示した4層の他, スパンが等しく2, 8, 12層の骨組があり, CRには4層の他, 2, 8層の骨組がある。BRI3とBRI9には, 骨組形状は同じで設計者が異なるAとBの2種の骨組がある。表1中の N は層数, C_B は終局ベースシヤ係数, T_1 は基本固有周期である。

各床レベルについて求めた柱の節点塑性モーメ

*1 工博 熊本大学工学部環境システム工学科 教授
(〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

*2 熊本大学大学院自然科学研究科 研究生
(〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

表 1 解析骨組

名称	N	柱梁耐力比	C_B	T_1 (s)
AR02	2	2.202 ~ 2.202	0.572	0.606
AR04	4	2.054 ~ 2.310	0.425	0.820
AR08	8	1.812 ~ 2.592	0.405	1.173
AR12	12	1.938 ~ 3.015	0.284	1.625
BR02	2	1.275 ~ 1.275	0.813	0.541
BR04	4	1.329 ~ 1.405	0.526	0.800
BR08	8	1.513 ~ 1.906	0.492	1.148
BR12	12	1.564 ~ 2.219	0.345	1.576
CR02	2	2.070 ~ 2.070	0.501	0.629
CR04	4	1.928 ~ 2.648	0.404	0.841
CR08	8	1.480 ~ 3.051	0.365	1.159
BRI3A	3	2.897 ~ 3.032	0.557	0.638
BRI3B	3	2.367 ~ 2.398	0.506	0.688
BRI9A	9	1.789 ~ 2.976	0.209	1.882
BRI9B	9	1.722 ~ 2.384	0.227	1.834

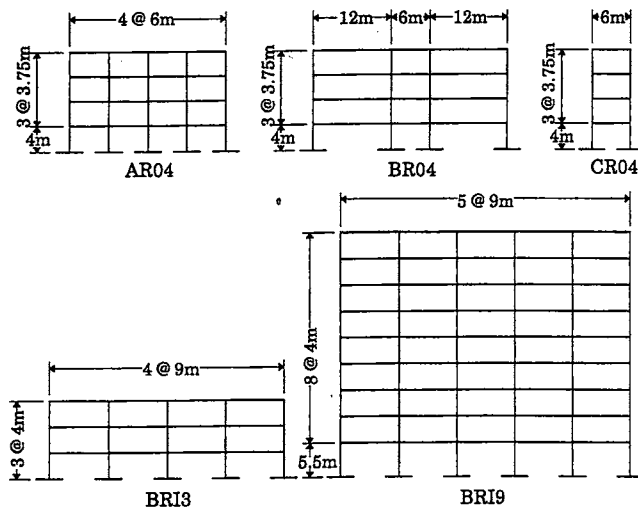


図 1 骨組形状

ント和とフロアモーメントの比を柱梁耐力比と定義して⁵⁾、その最小値と最大値を表 1 中に示している。低層大スパンの BR02, BR04 は、相対的に柱梁耐力比が小さいが、他の骨組の柱梁耐力比は 1.5 程度以上となっている。これらの骨組の柱梁耐力比は、実在鋼構造骨組のほぼ標準的な値⁶⁾と考えている。

2.2 入力地震動

入力地震動としては、表 2 に示す 40 波の地震波形を用いた。これらは、ロサンジェルスでの 50 年間の発生確率が 10% の 20 波の地震（以下では、10/50 地震群と呼ぶ。）、および、50 年間の発生確率が 2% の 20 波の地震（以下、2/50 地震群）として、文献 7) において提案されたものである。

表 2 入力地震波

地震群	地震名	最大加速度 (m/s ²)	継続時間 (s)
10/50	la01	4.52	53.5
	la02	6.63	53.5
	la03	3.86	39.4
	la04	4.79	39.4
	la05	2.96	39.1
	la06	2.30	39.1
	la07	4.13	80.0
	la08	4.17	80.0
	la09	5.10	80.0
	la10	3.53	80.0
	la11	6.52	40.0
	la12	9.51	40.0
	la13	6.65	60.0
	la14	6.44	60.0
	la15	5.23	15.0
	la16	5.69	15.0
	la17	5.58	60.0
	la18	8.01	60.0
	la19	9.99	60.0
	la20	9.68	60.0
2/50	la21	12.58	60.0
	la22	9.03	60.0
	la23	4.10	25.0
	la24	4.64	25.0
	la25	8.52	15.0
	la26	9.25	15.0
	la27	9.09	60.0
	la28	13.04	60.0
	la29	7.93	50.0
	la30	9.73	50.0
	la31	12.71	30.0
	la32	11.64	30.0
	la33	7.67	30.0
	la34	6.68	30.0
	la35	9.73	30.0
	la36	10.79	30.0
	la37	6.98	60.0
	la38	7.61	60.0
	la39	4.91	60.0
	la40	6.13	60.0

減衰定数を 0.01 としたときの各地震の擬似速度応答スペクトル S_V を図 2 に細線で示す。図 2 中の太実線は、20 波の S_V の 2 乗平均値の平方根である。また、10/50 地震群について示した図 2 (a) には、限界耐力計算の安全限界で想定されている設計用加速度応答スペクトル S_A から算定される擬似速度応答スペクトル S_V を鎖線で示している。すなわち、

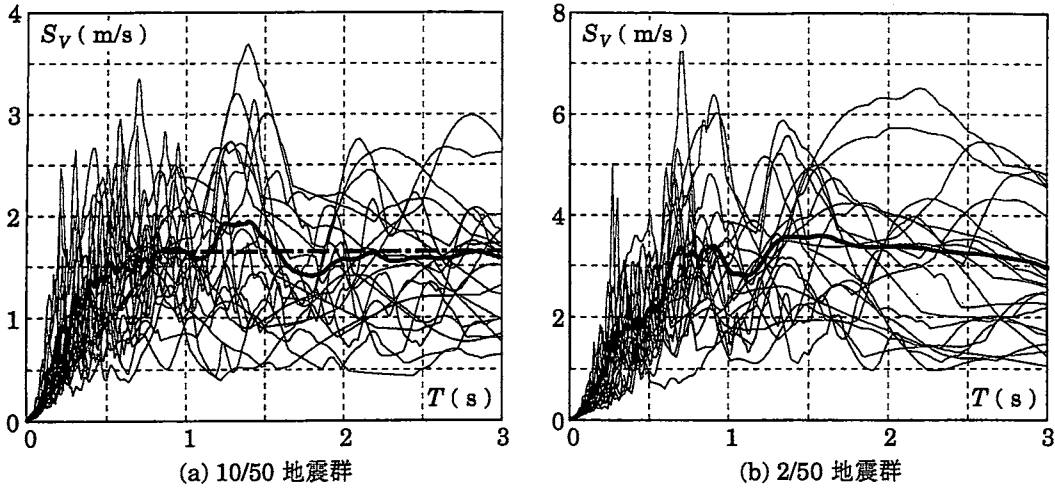


図2 擬似速度応答スペクトル S_V

$$S_V = \frac{T S_A}{2\pi} \quad (1)$$

ただし、 S_A は第2種地盤を想定し次式で与えている。

$T \leq T_u$ の場合、

$$S_A = 12 Z \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (2.a)$$

$T \geq T_u$ の場合、

$$S_A = \frac{5.12 \times 2.025 Z}{T} = \frac{10.368 Z}{T} \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (2.b)$$

ここで、

$$Z = 1, \quad T_u = 0.864 \text{ s} \quad (3)$$

図2(a)によると、10/50地震群の S_V の2乗平均値の平方根は、限界耐力計算の安全限界で想定されている設計用擬似速度応答スペクトル S_V と近い値となる。ただし、基本固有周期が0.6秒程度の2層骨組については、10/50地震群の S_V の2乗平均値の平方根は、限界耐力計算の安全限界で想定されている S_V より大きい。一方、図2(b)に示す2/50地震群の S_V の2乗平均値の平方根は、10/50地震群の S_V の2乗平均値の平方根のおよそ2倍程度になっている。

2.3 解析方法

解析には、複合非線形解析プログラム club.f を用いた⁸⁾。解析方法の概要は次の通りである。

- ・柱や梁は一般化ヒンジ法を用いており、軸力による曲げ耐力の変化や、軸方向塑性変形も考慮している。
- ・柱梁接合部パネルはせん断変形だけを考慮し、せん断力-せん断変形関係は Bilinear 型とする。
- ・節点の有限変形による釣合状態の変化 (PΔ効

果など) や、たわみによる部材のみかけの軸方向変形などの幾何非線形を考慮する。

- ・歪硬化係数は、部材・接合部パネル共に 0.02 としている。
- ・梁上の静的鉛直荷重は、梁中央にその半分を集中させ、残りを両端の節点に均等に配分している。
- ・鋼材の降伏応力度は、公称値 F の 1.1 倍とする。
- ・減衰は粘性減衰を仮定し、1次および2次の減衰定数を1%とする Rayleigh 型を用いる。
- ・数値積分は Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) を用い、時間刻みは基本固有周期の 1/500 以下になるように設定している。

本論では、梁の塑性変形の大きさを表す指標として、図3に示す3つの値を採用した。すなわち、塑性ヒンジの回転角の絶対値の最大値として定義した最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ 、1回の変形で生じる塑性回転角増分の最大値 $\Delta\theta_{p \max}$ 、履歴全体の塑性回転角の全変動幅 $\bar{\theta}_p$ 、の3つである。ただし、本研究では最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ を最も重要な変形指標と考えて、各解析において、1つの層に含まれる梁端の中で、最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ が最も大きい梁端について、応答値は整理している。40波の地震について、15の骨組の90の層の応答、計

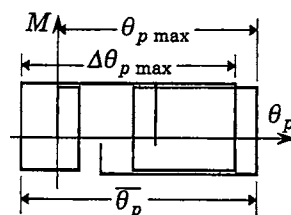


図3 応答値の定義

3600 の梁端挙動を考察の対象とした。

3. 解析結果の概要

本論では、最大層間変位角と梁に生じる塑性変形との関係について検討することが目的であるが、これらの性状は骨組の塑性化の程度によっても変化する可能性がある。ここでは、本論の解析結果における最大層間変位角や、梁の塑性変形の概要を示しておく。

3.1 最大層間変位角

各解析結果について、最大層間変位角 R_{max} の全層についての最大値を図 4 に示す。この図では、骨組は基本固有周期が短い順に並べている。

設計に際して最大層間変位角が指定される場合、その指定値は 0.01~0.025 程度の範囲と推測するが、図 4 (a) に示した 10/50 地震群についての最大層間変位角の最大値は、大部分が 0.01~0.025 程度の範囲にある。一方、図 4 (b) に示した 2/50

地震群についての最大層間変位角の最大値は、大部分が 0.02~0.06 程度の範囲であり、被害の有無を論じるより、地震後の骨組の修復限界・継続使用性が議論される程度の層間変位角となっている。

3.2 最大塑性回転角 $\theta_{p max}$

各解析結果について、梁の最大塑性回転角 $\theta_{p max}$ の骨組中での最大値を図 5 に示す。図 5 (a) に示した 10/50 地震群についての梁の最大塑性回転角の最大値は、大部分が 0.005~0.02 程度の範囲にある。一方、図 5 (b) に示した 2/50 地震群についての梁の最大塑性回転角の最大値は、大部分が 0.01~0.06 程度である。

図 6 は、複数スパンを持つ骨組について、梁の最大塑性回転角 $\theta_{p max}$ の各層の最大値の発生位置を●印で示したもので、すべて左右対称の骨組であるので、各図の左側には 10/50 地震群を入力した場合を、右側には 2/50 地震群を入力した場合を

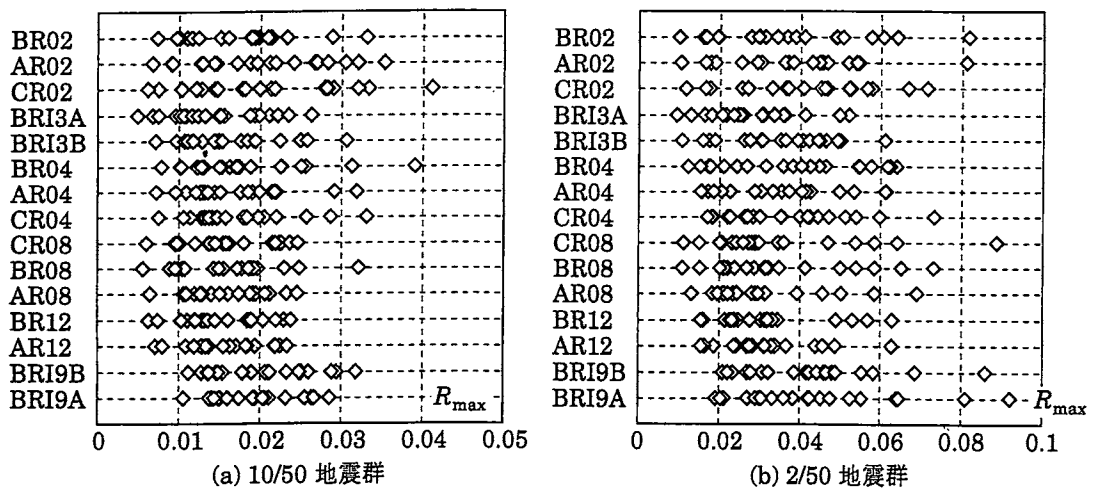


図 4 最大層間変位角 R_{max}

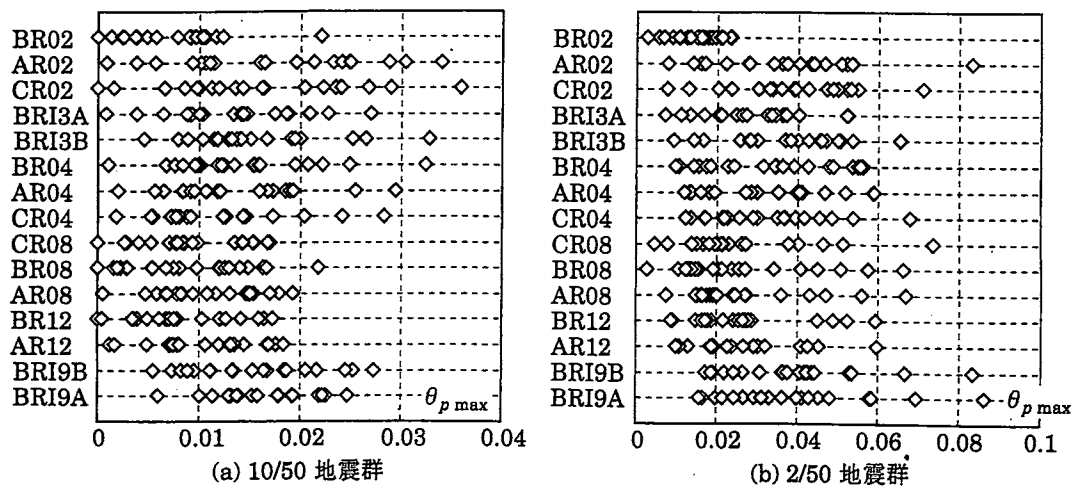


図 5 最大塑性回転角 $\theta_{p max}$

- : $\theta_{p \max}$ の各層の最大値の発生位置
(下の数字: 発生した地震数)
- ◇ : 静的解析において, 最初に
塑性ヒンジが形成される位置

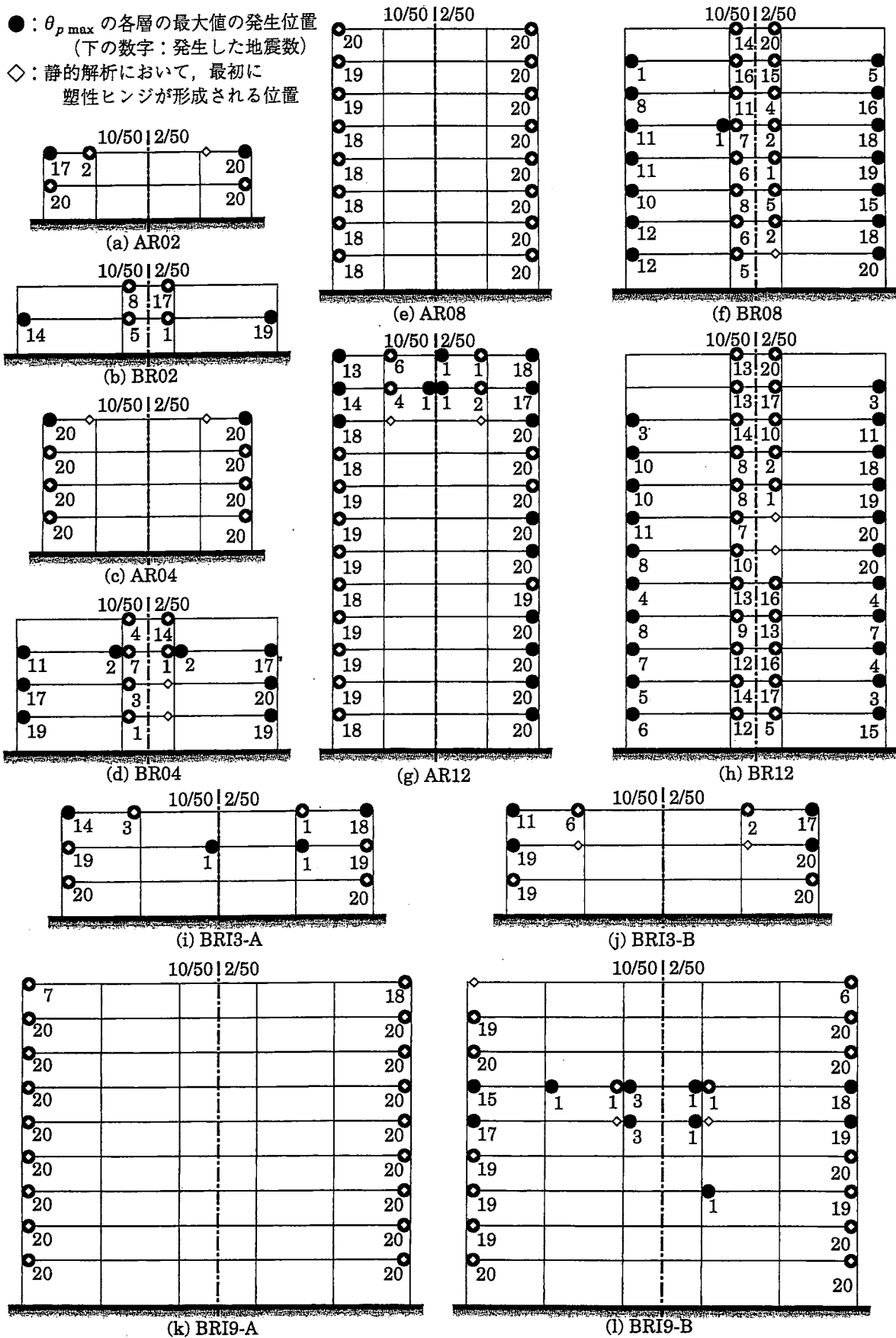


図 6 最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値の発生位置 (10/50 地震群 / 2/50 地震群)

示している。●印の下に示した数字は、その位置で最大値が発生した地震の数である。各層の片側の数字の合計が20に満たない場合があるのは、その層に塑性ヒンジが全く生じない地震があることを示している。さらに、図6中の◇印は、設計用地震荷重を静的に比例載荷したときに、各層の梁端のうちで最初に塑性ヒンジが形成される位置である。

図6から、以下のことがわかる。

- (1) 全体的には、最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値は、側柱側端部で生じることが多く、この傾向は外乱強度が強い2/50地震群でより顕著である。
- (2) 最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値が中柱側端部で生じる場合には、その位置は◇印で示した静的解析で最初に塑性ヒンジが形成される位置であることが多い。◇印がない中柱側端部で、 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値が生じることは稀である。

図7は、設計用地震荷重を比例載荷するといずれの層も中柱側梁端に最初に塑性ヒンジが形成されるBR04, BR08, BR12に関する解析例で、横軸に示す値で地震波形を増幅したときの、梁の最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値を、中柱側梁端と側柱側梁端に分けて示している。図7によると、いずれの層についても、 $\theta_{p \max}$ が0.005程度より小さな範囲では、中柱側梁端の方が $\theta_{p \max}$ が大きい。が、 $\theta_{p \max}$ が0.005程度より大きくなると、側柱側梁端の方が $\theta_{p \max}$ が大きくなる。

中柱側梁端に塑性ヒンジが先行して形成される理由は、梁上の静的な鉛直荷重による曲げモーメントの影響である。一方、変形の進行に伴って側柱側梁端の方が塑性回転角が大きくなる原因としては、次の3点が挙げられる。

- (1) 弾性時には、柱梁剛比の違いから、層間変位の増大に伴う節点回転角の増大量は側柱側節点の方が大きくなる傾向がある。
- (2) 中柱に取り付く一方の梁端に塑性ヒンジが形成されても、他方が弾性であれば、中柱の応力・弾性変形は増大する。一方、側柱に取り付く梁端に塑性ヒンジが形成されると、側柱の弾性変形は増大しなくなる。
- (3) 中柱および中柱の接合部パネルは、側柱および側柱の接合部パネルに比べて早期に降伏して、梁の変形を軽減する傾向がある。

したがって、塑性変形がある程度以上に大きい場合には、梁の最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値は、側柱側梁端に生じる傾向が強くなると推察される。ただし、その原因が上記(3)による場合以外は、側柱側梁端と中柱側梁端の最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の差は大きくなりえない。図7(a)に示すBR04では、外乱強度を大きくすると、側柱側梁端と中柱側梁端の最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の差が大きくなっているが、これは柱に塑性変形が生じているためである。

兵庫県南部地震に関する鋼構造骨組の調査報告においても、側柱側梁端の方が中柱側梁端より被害例が相対的に多くなる傾向が認められるようである^{9,10,11}。

なお、図表には示していないが、図6に示した各解析結果各層の $\theta_{p \max}$ の最大値は、上側フランジが引張を受ける負曲げ(図8参照)によるものが圧倒的に多い。下側フランジが引張を受ける正

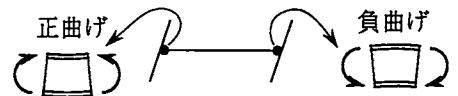


図8 正曲げと負曲げ

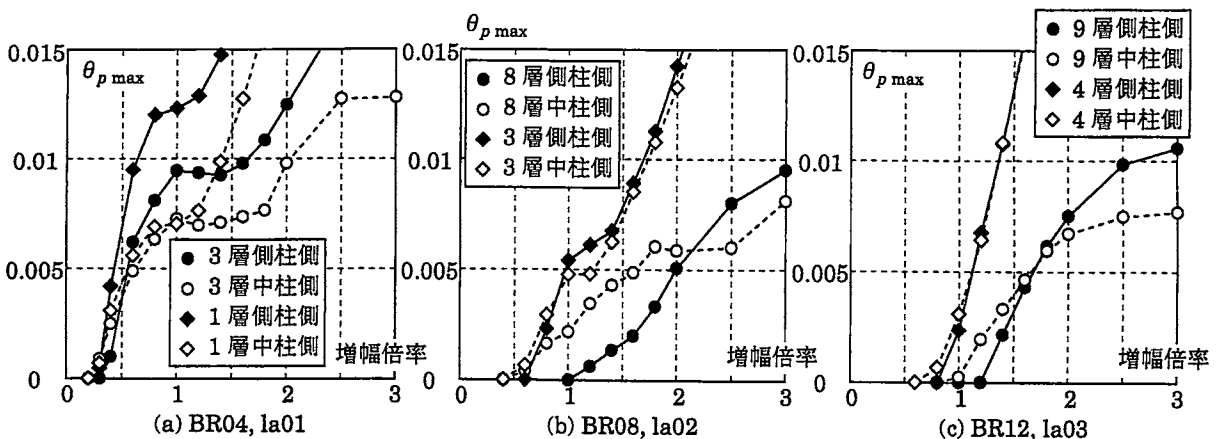


図7 側柱側と中柱側の $\theta_{p \max}$ の比較

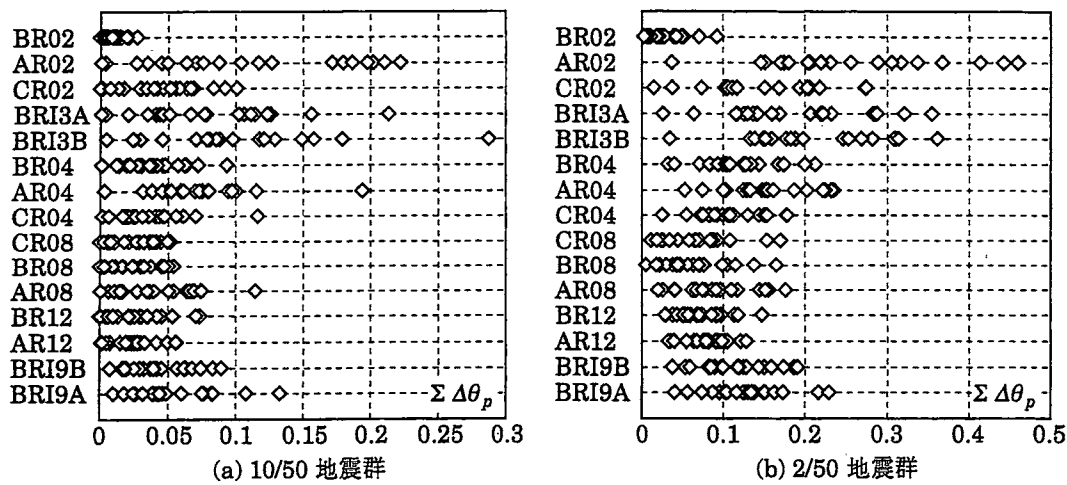


図9 累積塑性回転角 $\Sigma \Delta \theta_p$

曲げの塑性回転角が負曲げより大きいのは、全解析結果の全層 3600 個の応答値の内 20 例だけである。この 20 例は、すべて CR08 の 1, 2 層の梁に関するものである。負曲げの塑性回転角が正曲げの塑性回転角より大きくなる原因としては、梁上の静的鉛直荷重による曲げモーメントの影響が挙げられる。

3.3 累積塑性回転角 $\Sigma \Delta \theta_p$

各骨組について、梁の最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ の各層の最大値が発生した梁端での累積塑性回転角 $\Sigma \Delta \theta_p$ の最大値を図 9 に示す。図 5 に示した最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ については基本固有周期の影響は明確でないが、図 9 によると、基本固有周期が長い骨組では $\Sigma \Delta \theta_p$ が小さくなる傾向が認められる。最も短周期である BR02 の $\Sigma \Delta \theta_p$ が小さいのは、低層大スパンの骨組であるので、常時鉛直荷重に対する設計が断面決定を支配し、保有水平耐力が比較的大きいためであろう。 $\Sigma \Delta \theta_p$ の最大値は、10/50 地震群については 0.1 程度以下の解析結果が多く、2/50 地震群については 0.2 程度以下

の解析結果が多い。

4. 最大層間変位角と梁の塑性変形との関係

4.1 最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$

ここでは、最大塑性回転角の各層の最大値 $\theta_{p \max}$ と最大層間変位角 R_{\max} との関係を検討する。この研究では、設計時には最大層間変位角 R_{\max} が既知であることを前提としている。 $R_{\max} - \theta_{p \max}$ 関係が明確になれば、部材レベルの詳細な地震応答解析なしに、最大層間変位角 R_{\max} から梁端に生じる最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ を予測することが可能になる。

各床上下の最大層間変位角の平均値 R_{\max} と最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ との関係を図 10 に示す。10/50 地震群について示した図 10 (a) や、2/50 地震群について示した図 10 (b) によると、応答値の大部分は $\theta_{p \max} = R_{\max}$ を示す鎖線の下側に分布しており、 R_{\max} は概ね $\theta_{p \max}$ の上限となっている。特に、大変形域までを示した図 10 (b) を全体的に眺めると、 R_{\max} は $\theta_{p \max}$ の良好な近似値となる

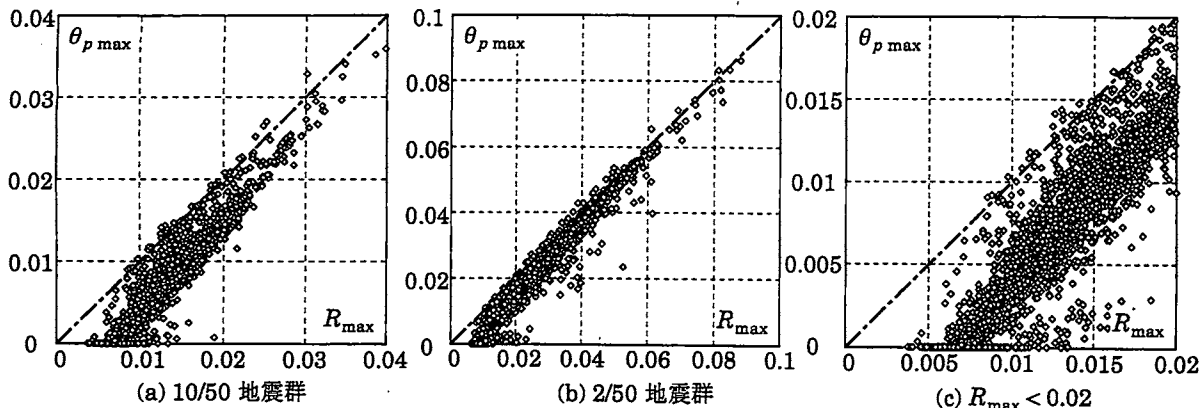


図 10 最大層間変位角 R_{\max} - 最大塑性回転角 $\theta_{p \max}$ 関係

傾向が認められる。

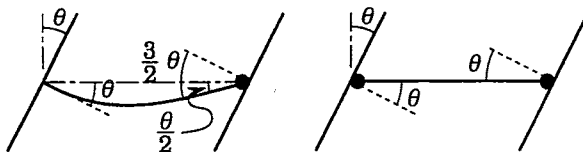
この研究では、骨組は最大層間変位角指定型の耐震設計が施されることを想定しているが、鋼構造ラーメン骨組の設計で指定される最大層間変位角は0.01程度、大きい場合であっても0.02程度と想定される。図10(c)は、図10(a), (b)の結果をまとめて拡大表示したもので、 R_{max} が0.02以下の全解析結果を示している。弾性限以下では $\theta_{p max}$ は当然零であるはずであり、図10(c)においても R_{max} が0.005程度以下では $\theta_{p max}$ はほぼ零になっている。 R_{max} が0.005程度を越えて増大すると、 $\theta_{p max}$ は R_{max} より大きな増分で増大し徐々に R_{max} に近づく傾向がある。しかし、 R_{max} が0.005～0.02の範囲では $\theta_{p max}$ は大きなばらつきを持ち、 R_{max} が $\theta_{p max}$ の上限を示す傾向は認められるが、 R_{max} が $\theta_{p max}$ の近似値とはなり得ない。

文献1, 12)で提案した方法に基づけば、最大層間変位角 R_{max} が比較的小さい範囲では、梁端に生じる最大塑性回転角 $\theta_{p max}$ の近似値 $pre\theta_{p max}$ は、最大層間変位角 R_{max} を用いて次式で表される。

$$pre\theta_{p max} = \frac{3}{2} (R_{max} - R_y) \quad (4)$$

ここで、 R_y は、設計用地震荷重を比例載荷したときに最初に梁端に塑性ヒンジが形成されるとき層間変位角である。

(4)式は、塑性ヒンジ形成後の層間変位角の増分



(a) 片側ヒンジ (b) 両側ヒンジ

図11 梁の塑性変形

($R_{max} - R_y$)が生じる間の変形状態について、次の仮定を用いて導いている。

- (i) 節点回転角の増分 θ は、層間変位角の増分と等しい。
- (ii) 梁の一端だけに塑性ヒンジが生じた状態で変形が進行する。

上記の仮定(ii)に基づけば、図11(a)に示すように、節点が θ だけ回転すると、梁の弾性変形によって塑性ヒンジ側梁端には $\theta/2$ の回転が生じるので、(4)式に示したように、塑性ヒンジの回転角は節点回転角 θ の $3/2$ 倍となる。

層間変位角の増分には柱や接合部パネルの変形増分も寄与するので、仮定(i)は節点回転角増分を過大に評価する傾向がある。ただし、側柱側梁端に塑性ヒンジが形成された状態を想定すれば、塑性ヒンジ形成後は側柱の応力増分はないので、側柱の節点回転角増分は層間変位角の増分と等しくなる。

骨組の塑性変形が進行すると、図11(b)に示すように、梁の両端に塑性ヒンジが形成される。梁の両端に塑性ヒンジが形成された状態では、塑性ヒンジの回転角増分は節点回転角の増分に等しくなる。したがって、大きな変形を対象とする範囲では、仮定(ii)は塑性ヒンジ回転角を過大に評価する傾向をもつ。そのため、文献1)では、梁の両端に塑性ヒンジが形成された状態での $\theta_{p max}$ と R_{max} の関係を表す(4)式とは別の評価式を提案しているが、そのような評価式では両端に塑性ヒンジが形成されるとき層間変位角が必要である。図10によれば、 R_{max} が大きい範囲では $\theta_{p max}$ は R_{max} で近似できる。

$$pre\theta_{p max} = R_{max} \quad (5)$$

上式は、両端に塑性ヒンジが形成されるとき層間変位角は弾性限層間変位角 R_y の3倍であり、

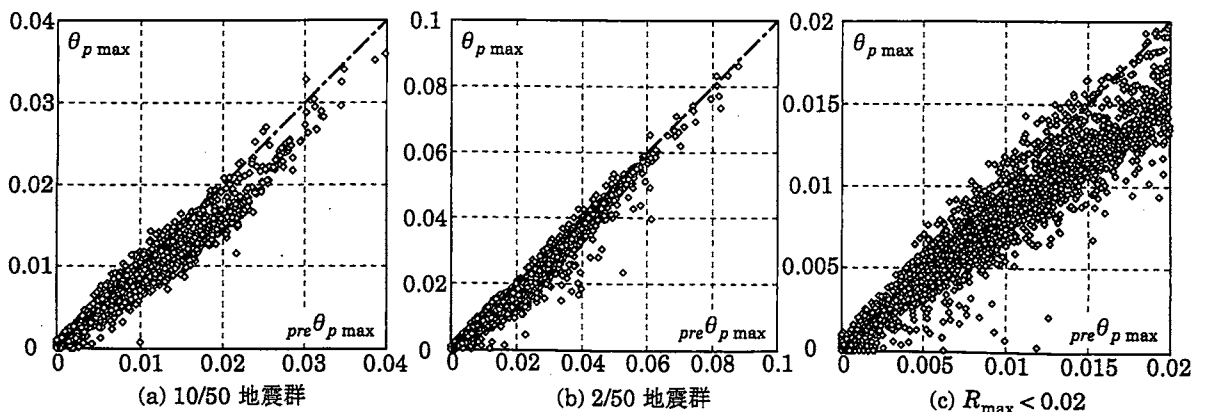


図12 最大塑性回転角の応答値 $\theta_{p max}$ と近似値 $pre\theta_{p max}$ の関係

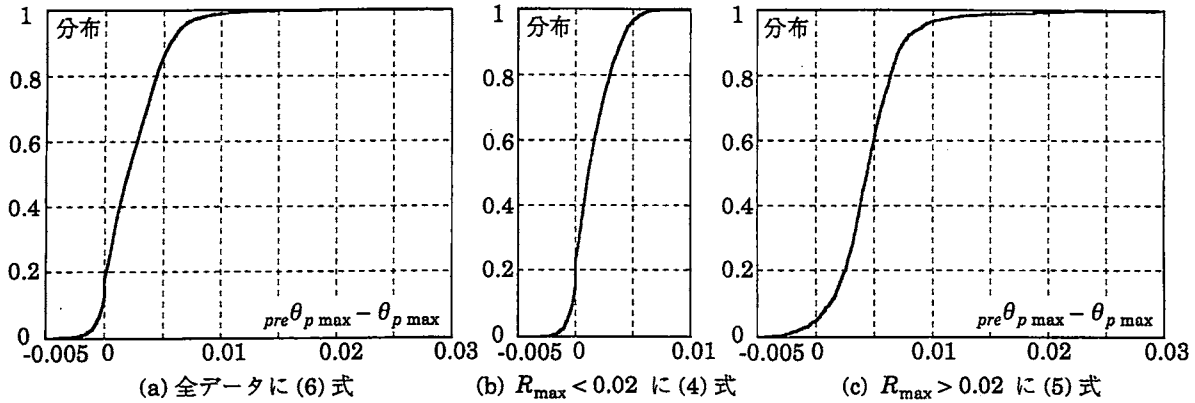


図 13 近似値 $pre\theta_{p\max}$ と応答値 $\theta_{p\max}$ との差の累積度数分布

その後の塑性ヒンジ回転角の増分は層間変位角の増分に等しいと仮定したものととなっている。

(4), (5) 式を纏めると、梁に生じる最大塑性回転角の各層での最大値の近似値 $pre\theta_{p\max}$ は、次式となる。

$$pre\theta_{p\max} = \min \left\{ \frac{3}{2} (R_{\max} - R_y), R_{\max} \right\} \quad (6)$$

(6) 式による最大塑性回転角の近似値 $pre\theta_{p\max}$ と最大塑性回転角 $\theta_{p\max}$ との関係を図 12 に示す。ただし、(6) 式の計算に用いた R_{\max} および R_y の値は、上下層の平均値である。各地震群について示した (a), (b) 図および $R_{\max} < 0.02$ の結果だけを整理した (c) 図のいずれにおいても、(6) 式による近似値 $pre\theta_{p\max}$ と応答値 $\theta_{p\max}$ の関係は狭い帯域に収まっており、 $pre\theta_{p\max}$ は $\theta_{p\max}$ の上限を近似する値となっている。

図 13 は、ここで提案した近似値 $pre\theta_{p\max}$ と応

答値 $\theta_{p\max}$ との差の累積度数分布を示したものであり、(a) 図には全解析結果に対して (6) 式を適用した場合を示し、(b) 図には最大層間変位角 R_{\max} が 0.02 以下の層について (4) 式を適用した場合、(c) 図は R_{\max} が 0.02 以上の層について (5) 式を適用した場合を示している。

図 13 (a) に示すように、(6) 式による近似値 $pre\theta_{p\max}$ を超える応答値 $\theta_{p\max}$ は 1 割程度で、近似値 $pre\theta_{p\max}$ と応答値 $\theta_{p\max}$ との差は、0 ~ 0.005 の範囲に全解析結果の 8 割近くがある。(6) 式は、梁に生じる最大塑性回転角の各層の最大値の近似値として適当と判断した。

(6) 式では、 R_{\max} が 0.02 程度以下の時には (4) 式が主に採用され、 R_{\max} が 0.02 程度以上の時には (5) 式が主に採用される。 $R_{\max} < 0.02$ の解析結果に対して (4) 式を用いて求めた近似値と応答値の差 ($pre\theta_{p\max} - \theta_{p\max}$) の分布を調べた図 13 (b)

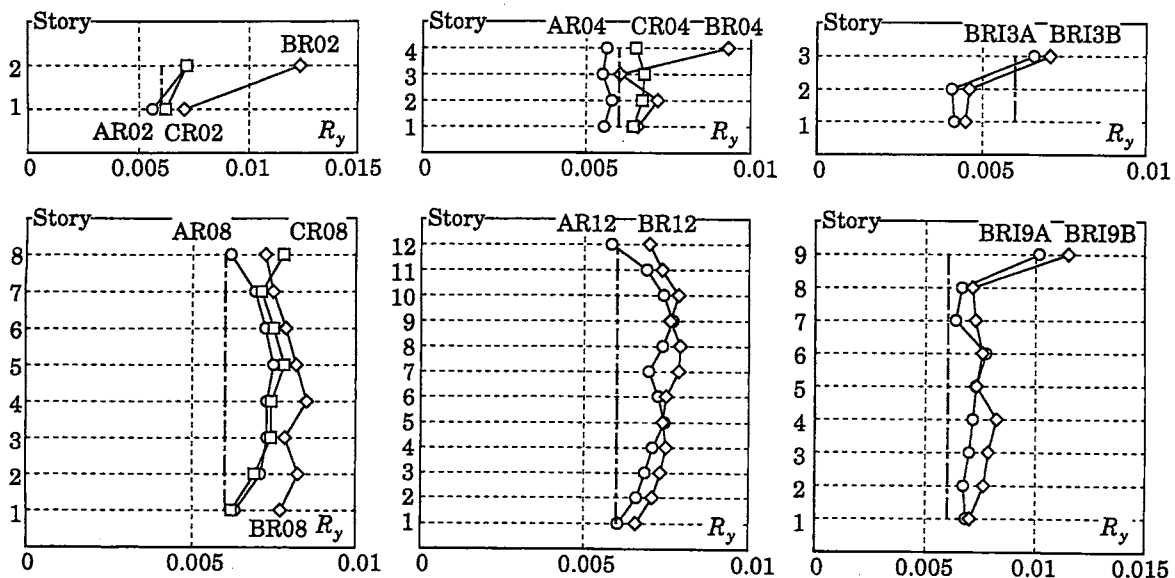


図 14 解析骨組の弾性限層間変位角 R_y

によると、 $0 \sim 0.002$ の範囲に 5 割程度の解析結果があり、 $0 \sim 0.005$ の範囲には 8 割以上の解析結果がある。また、 $R_{\max} > 0.02$ の解析結果に対して (5) 式を用いて求めた近似値と応答値の差 (${}_{pre}\theta_{p\max} - \theta_{p\max}$) の分布を調べた図 13 (c) では、(a), (b) 図に比べて、近似値が応答値を過大に評価する傾向が強くなるが、 $0 \sim 0.005$ の範囲に 6 割程度の解析結果があり、 $0 \sim 0.008$ の範囲には 9 割以上の解析結果がある。 R_{\max} がある程度限定されている場合には、(4) 式と (5) 式を使い分けなくとも、一方の式だけで梁に生じる最大塑性回転角の各層の最大値を近似させることも可能である。

図 12, 13 によると、応答値 $\theta_{p\max}$ が近似値 ${}_{pre}\theta_{p\max}$ より極端に小さくなる場合が含まれている。これは、接合部パネルや柱など、梁以外の構造要素に塑性変形が起こるためである。本論では、梁端に生じる塑性変形の上限的な値を近似することを目的として、梁だけに塑性変形が起こることを前提に近似値を求めているので、応答値と近似値との間にこのような差違が生じることは避けられない。梁パネル耐力比に基づく梁端塑性変形の軽減については、文献 13, 14) などで検討されている。

(4) 式の計算には、最初に梁端に塑性ヒンジが形成されるときに層間変位角 R_y が必要である。設計用地震荷重を載荷した弾性解析結果から算定した R_y の値を図 14 に示す。鋼構造ラーメン骨組では 1 次設計荷重時における $1/200$ の層間変位角制限と許容応力度制限が断面決定を支配する主要な条件となっているので、 R_y は、 $1/200$ に梁断面の形状係数を乗じ、更に解析に用いた降伏応力度の実勢値 σ_y と公称値 F との比 1.1 を乗じた値である 0.006 程度の値となる。最上層の R_y はバラツキが大きいのは、最上層の部材断面決定は設計用鉛直荷重の影響を強く受け、長期荷重によって断

面が決まることも多いためであろう。

図 14 中には $R_y = 0.006$ を鎖線で示しておく。 R_y は、1 次設計の結果から簡単に計算できるが、断面が未定の段階でも 0.006 が下限値の近似として利用できる。

4.2 正曲げの最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$

既に述べたように、梁に生じる最大塑性回転角の各層での最大値 $\theta_{p\max}$ は、ほとんどすべて負曲げによって起こっている。すなわち、前節 4.1 で検討した最大塑性回転角 $\theta_{p\max}$ は、負曲げの最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ である。

$$\theta_{p-\max} = \theta_{p\max} \quad (7)$$

一方、兵庫県南部地震などで観察された梁端破断の多くは下側フランジに起こっており^{15, 16)}、正曲げによって発生したものと推測される。ここでは、負曲げの塑性回転角の各層での最大値 $\theta_{p-\max}$ と、正曲げの塑性回転角の各層での最大値 $\theta_{p+\max}$ との関係を調べる。ただし、梁端破断が下側フランジに生じやすい理由は、コンクリートスラブの拘束効果であるが、本研究の解析では、スラブとの合成効果によって正曲げと負曲げの梁の耐力・剛性が異なることは考慮していない。

なお、図表には示していないが、 $\theta_{p+\max}$ の発生位置は、 $\theta_{p-\max}$ の発生位置と対称の関係にある (例えば、 $\theta_{p-\max}$ の発生位置が右側側柱側端部なら、 $\theta_{p+\max}$ の発生位置は左側側柱側端部) ことが多い。

図 15 には、全解析結果のすべての層について $\theta_{p-\max}$ と $\theta_{p+\max}$ との関係を示している。図 15 によると、 $\theta_{p-\max}$ が $\theta_{p+\max}$ より大きくなる性質があることは明確であるが、 $\theta_{p-\max}$ が大きくなっても $\theta_{p-\max}$ と $\theta_{p+\max}$ との差が拡大する傾向は認められない。

中央集中荷重を受ける梁の両端に塑性変形が生

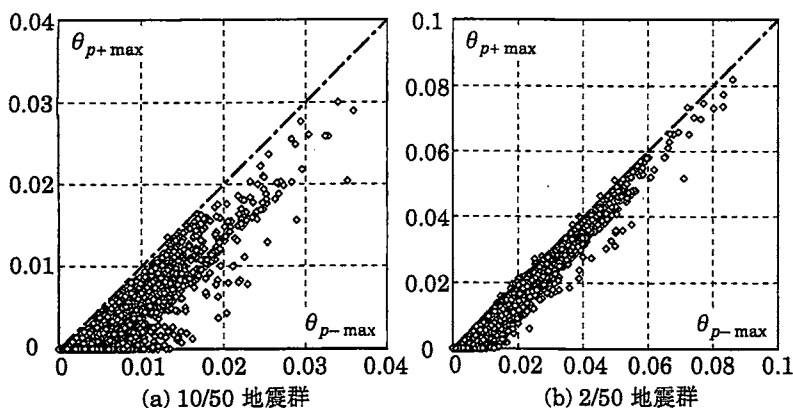


図 15 $\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max}$ 関係

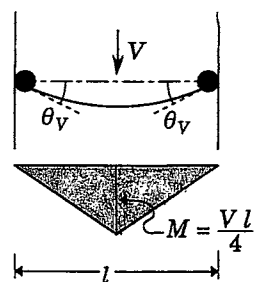


図 16 鉛直荷重による塑性ヒンジ回転角

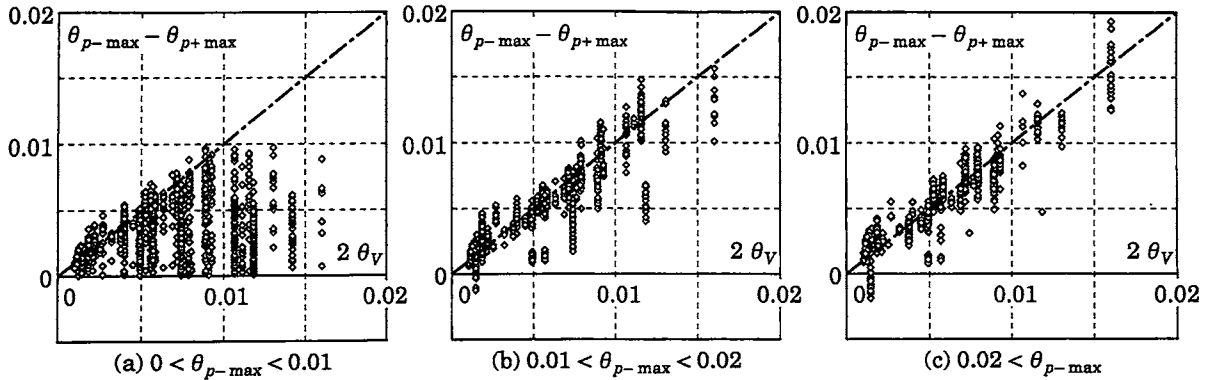


図 17 $(\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max}) - 2\theta_V$ 関係

じ、図 16 に示すような単純梁の材端回転角 θ_V に相当する塑性回転角が生じたとする。すなわち、

$$\theta_V = \frac{V l^2}{16 E I} \quad (8)$$

塑性ヒンジが図 16 のように回転した後は、鉛直荷重が塑性回転角増分に及ぼす影響は解消され、骨組がいずれの方向に変形しても、両側の塑性ヒンジに正負逆方向の同じ塑性回転角増分を生じることが予想される。したがって、この負曲げの塑性回転角 θ_V が生じた状態を振動の中立状態と考えると、 $\theta_{p-\max}$ と $\theta_{p+\max}$ との差は $2\theta_V$ で近似できると推察できる。すなわち、

$$\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max} = 2\theta_V \quad (9)$$

図 17 に、 $(\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max})$ と $2\theta_V$ の関係を、 $\theta_{p-\max}$ の大きさによって 3 つに区分して示している。 $\theta_{p-\max}$ が 0.01 より小さい範囲では、この差は当然 0.01 より大きくなり得ないので、図 17 (a) では $(\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max})$ は、 $2\theta_V$ または 0.01 から、0 までの範囲でばらついている。一方、 $\theta_{p-\max}$ が 0.01 より大きい範囲を示した図 17 (b), (c) によると、 $(\theta_{p-\max} - \theta_{p+\max})$ は $2\theta_V$ 近傍の値を取っており、0.01 程度以上の梁の最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を対象にする場合には (9) 式が概ね成立することがわかる。したがって、正曲げの最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ は次式で近似できる。

$$\theta_{p+\max} = \theta_{p-\max} - 2\theta_V \quad (10)$$

梁端の負曲げの塑性回転角が大きくなる原因としては、図 16 に表したような材端塑性ヒンジの回転の他、梁中央に塑性ヒンジが形成される場合が挙げられる。梁中央に塑性ヒンジが形成されると、梁端塑性ヒンジには負曲げの回転角が 1 方向に累積するように生じる可能性がある¹⁷⁾。

梁中間荷重 V を受ける長さ l 、全塑性モーメント M_p の梁について、水平荷重下で梁中間点に塑

性ヒンジが形成される条件は次式である¹⁸⁾。

$$\frac{lV}{4M_p} \geq 1 \quad (11)$$

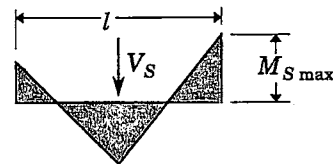
(11) 式の左辺は次のように表される。

$$\frac{lV}{4M_p} = \frac{2}{\frac{V_S}{V} \cdot \frac{M_{S\max}}{M_S} \cdot \frac{Z_p}{Z_e} \cdot \frac{f_b}{\sigma_{S\max}} \cdot \frac{F}{f_b} \cdot \frac{\sigma_y}{F}} \quad (12)$$

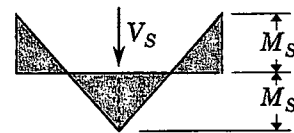
(12) 式の右辺分母で積を求める各項は、次の値である。

V_S/V : 長期荷重として考慮する鉛直荷重 V_S と、地震時鉛直荷重 V との比。単位面積あたりの床荷重は 6000 N/m^2 程度、長期荷重時と地震時の積載荷重には 700 N/m^2 以上の違いがあるので、この値は 1.1 程度以上となる。

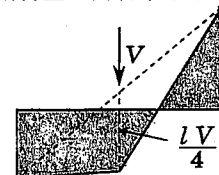
$M_{S\max}/M_S$: 鉛直荷重 V_S によって梁に生じる最大曲げモーメント $M_{S\max}$ (図 18 (a) 参照)



(a) 長期荷重時曲げモーメント



(b) 長期荷重と釣合う最小曲げモーメント



(c) 地震時曲げモーメント

図 18 鉛直荷重による梁曲げモーメント

と、鉛直荷重 V_S と釣合う最小の曲げモーメント M_S (図 18 (b) 参照) との比. 必ず 1 以上である.

Z_p/Z_e : 梁の形状係数. 中細幅 H 形断面を想定すれば, 1.12 程度以上.

$f_b/\sigma_{S\max}$: 長期許容曲げ応力度 f_b と, 梁に生じる最大曲げモーメント $M_{S\max}$ による曲げ応力度 $\sigma_{S\max}$ との比. 必ず 1 以上である.

F/f_b : 鋼材の基準値 F と長期許容曲げ応力度 f_b との比. 必ず 1.5 以上である.

σ_y/F : 降伏応力度 σ_y と基準値 F との比. 通常 1.1 が用いられる.

長期鉛直荷重に対する応力度が長期許容応力度に等しいとして, 上記に示した各項の下限値を取っても, (12) 式右辺の分母は 2 以上となる. (11) 式が満たされる可能性, すなわち, 水平荷重によって梁中間に塑性ヒンジが形成される可能性は小さいと考えられる.

4.3 最大塑性回転角増分 $\Delta\theta_{p\max}$

最大塑性回転角の各層の最大値 $\theta_{p\max}$ は主に負曲げによって生じることと共に, 過去の震災では正曲げによる梁下側フランジの破断例が多いこと

を考慮すると, 負曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を生じる梁端だけでなく, 正曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ を生じる梁端の挙動についても検討しておく必要がある. この節以降では, この 2 つの梁端の塑性変形について検討する.

ここでは, 負曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を生じる梁端に 1 回の変形で生じる塑性回転角増分の最大値を $\Delta\theta_{p-\max}$, 正曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ を生じる梁端に 1 回の変形で生じる塑性回転角増分の最大値を $\Delta\theta_{p+\max}$ と定義する. ただし, 図 3 にも示しているように, 途中で弾性除荷があっても連続して 1 方向に塑性変形が生じた場合には, 1 回の変形と考えている. また, 本論では, 上記の記号定義のように, 右下添字 $p-$ は負曲げの最大塑性回転角が生じた梁端の応答量であることを示すもので, その応答量が負曲げの方向に生じたことを意味するものではない. 同様に, 右下添字 $p+$ は正曲げの最大塑性回転角が生じた梁端の応答量であることを示している.

まず, 負曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を生じる梁端について検討する. 最大塑性回転角増分 $\Delta\theta_{p-\max}$ と最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ との関係を

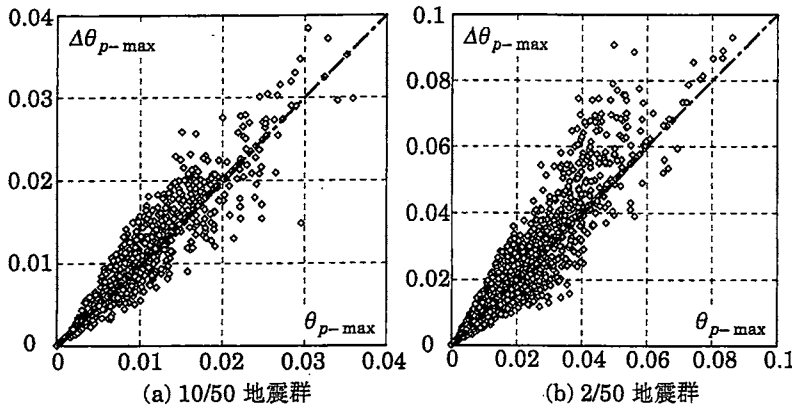


図 19 $\Delta\theta_{p-\max} - \theta_{p-\max}$ 関係

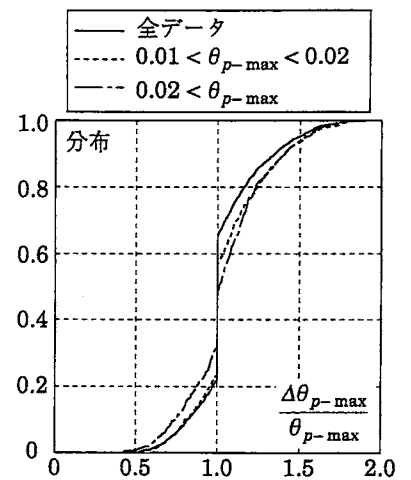


図 20 $\Delta\theta_{p-\max} / \theta_{p-\max}$ の累積度数分布

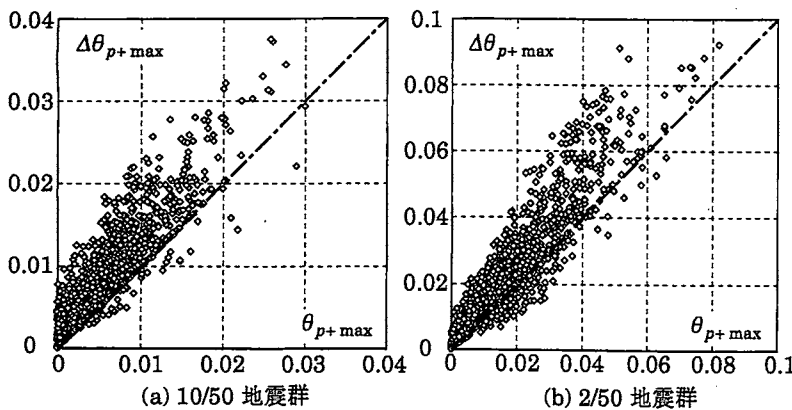


図 21 $\Delta\theta_{p+\max} - \theta_{p+\max}$ 関係

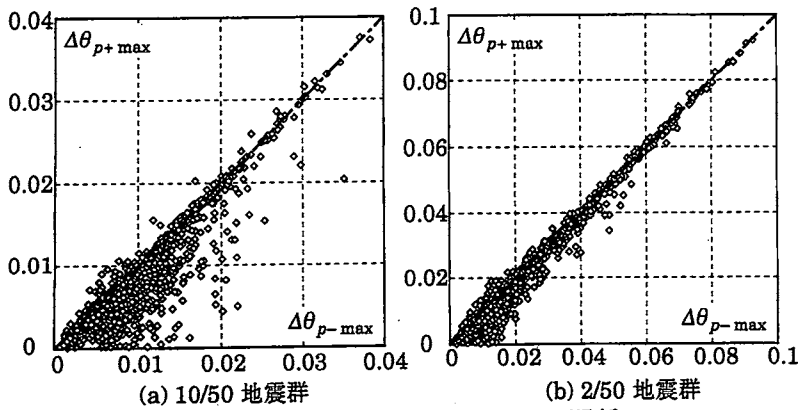


図 22 $\Delta\theta_{p+max} - \Delta\theta_{p-max}$ 関係

図 19 に示す。図 19 によると、 $\Delta\theta_{p-max}$ は θ_{p-max} と近い値であることがわかるが、 $\Delta\theta_{p-max}$ は θ_{p-max} の 2/3 倍程度から 3/2 倍程度の範囲に一様に分布しているようにも見える。

図 20 には、 $\Delta\theta_{p-max}$ と θ_{p-max} との比の累積度数分布を示す。外乱強度が相対的に小さく、小さな塑性変形が 1 度だけしか生じない場合には、 $\Delta\theta_{p-max}$ が θ_{p-max} に等しくなることは当然である。また、図 19 では、塑性変形が大きくなると $\Delta\theta_{p-max}$ が θ_{p-max} より大きくなる傾向があるようにも見えるので、図 20 の累積度数分布は全データの外、 θ_{p-max} が 0.01~0.02 の範囲の時、および、 θ_{p-max} が 0.02 以上の範囲の時についても示している。図 20 によると、 θ_{p-max} の大きさにかかわらず、 $\Delta\theta_{p-max}$ と θ_{p-max} の比は 1 近傍に集中しており、 $\Delta\theta_{p-max}$ は θ_{p-max} で近似できることがわかる。すなわち、

$$\Delta\theta_{p-max} = \theta_{p-max} \quad (13)$$

次に、正曲げによる最大塑性回転角 θ_{p+max} を生じる梁端について検討する。最大塑性回転角増分 $\Delta\theta_{p+max}$ と最大塑性回転角 θ_{p+max} との関係を図 21 に示す。図 21 によると、 $\Delta\theta_{p+max}$ は θ_{p+max} より大きくなる傾向が明確に現れている。

図 22 には、 $\Delta\theta_{p+max}$ を同一層の負曲げによる最大塑性回転角 θ_{p-max} を生じた梁端の最大塑性回転角増分 $\Delta\theta_{p-max}$ と比較する。図 22 によると、 θ_{p-max} が大きい範囲では $\Delta\theta_{p+max}$ は $\Delta\theta_{p-max}$ とほぼ等しくなる傾向が認められる。一方、塑性変形が軽微な範囲では、負曲げによる塑性回転角が生じていても正曲げによる塑性回転角がほとんど生じない場合があるので、 $\Delta\theta_{p-max}$ が小さい範囲では $\Delta\theta_{p+max}$ と $\Delta\theta_{p-max}$ の関係はばらつく傾向がある。

図 22 によると、 $\Delta\theta_{p-max}$ が 0.02 程度以下の範

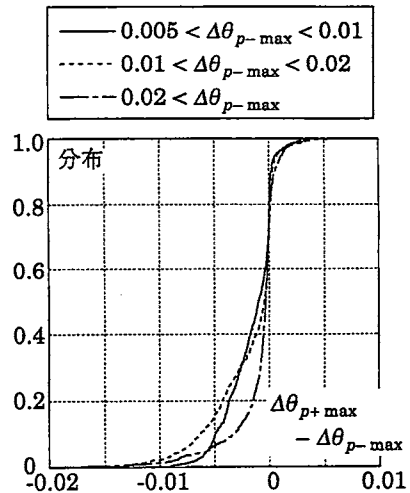


図 23 ($\Delta\theta_{p+max} - \Delta\theta_{p-max}$) の累積度数分布

囲では、 $\Delta\theta_{p+max}$ は $\Delta\theta_{p-max}$ より 0.01 程度小さい値から $\Delta\theta_{p-max}$ 程度の範囲で一様に分布しているように見えるので、 $\Delta\theta_{p+max}$ と $\Delta\theta_{p-max}$ の差の累積度数分布を図 23 に示す。図 23 からわかるように、 $\Delta\theta_{p-max}$ が小さい範囲においても $\Delta\theta_{p+max}$ と $\Delta\theta_{p-max}$ との差は零近傍に集まっており、 $\Delta\theta_{p+max}$ は $\Delta\theta_{p-max}$ で近似できる。

$$\Delta\theta_{p+max} = \Delta\theta_{p-max} \quad (14)$$

上式の結果は (13) 式とあわせて、 $\Delta\theta_{p+max}$ が θ_{p-max} で近似できることを示すものである。

4.4 塑性回転角の全変動幅 $\overline{\theta}_p$

この節でも、負曲げによる最大塑性回転角 θ_{p-max} を生じる梁端の塑性回転角の全変動幅を $\overline{\theta}_p^-$ 、正曲げによる最大塑性回転角 θ_{p+max} を生じる梁端の塑性回転角の全変動幅を $\overline{\theta}_p^+$ と定義して、この 2 つの指標について検討する。なお、以後の図表タイトルでは、負曲げの最大塑性回転角 θ_{p-max} が生じた梁端に関する応答値には「負曲げ」と表示し、正曲げの最大塑性回転角 θ_{p+max} が生じた梁端に関する応答値は「正曲げ」と表示している。

図 24 には、 θ_{p-max} と $\overline{\theta}_p^-$ の関係、および、 θ_{p+max} と $\overline{\theta}_p^+$ の関係を示す。図 24 (a) によると、塑性回転角の全変動幅 $\overline{\theta}_p^-$ は θ_{p-max} の 1~1.5 倍程度の範囲に収まっている。

正曲げによる最大塑性回転角 θ_{p+max} を生じる梁端では、 θ_{p+max} が小さくても負曲げ側の塑性回転角は比較的大きな場合があるので、正曲げについて示した図 24 (b) では、 θ_{p+max} と $\overline{\theta}_p^+$ の関係はかなりばらつきの大きいものになっている。

図 25 には、 θ_{p+max} の大きさによって区分けし

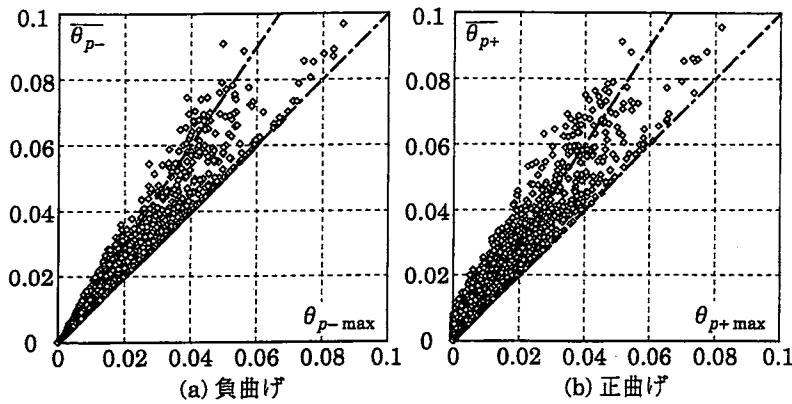


図 24 $\bar{\theta}_p - \theta_{p\max}$ 関係

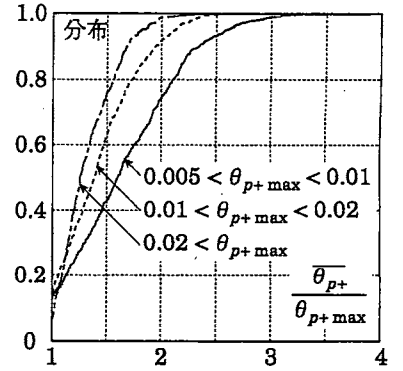


図 25 $\bar{\theta}_{p+} / \theta_{p+max}$ の累積度数分布

て、 $\bar{\theta}_{p+}$ と θ_{p+max} の比の累積度数分布を示している。図 25 によると、 θ_{p+max} が 0.01 より小さい範囲では、 $\bar{\theta}_{p+}$ が θ_{p+max} の 1.5 倍を超えるものが 57% で、2 を超えるものも 25% あり、両方向に同じ程度の塑性変形を受けているものも決して少なくない。しかし、 θ_{p+max} が 0.01 から 0.02 の範囲では $\bar{\theta}_{p+}$ が θ_{p+max} の 1.5 倍を超えるものは 37%、2 を超えるものは 8% しかない。さらに、 θ_{p+max} が 0.02 以上の範囲では $\bar{\theta}_{p+}$ が θ_{p+max} の 1.5 倍を超えるものは 24%、2 を超えるものは 1.2% と稀になる。正曲げによる最大塑性回転角 θ_{p+max} を生じる梁端においても、 θ_{p+max} が大きい場合には、負曲げの塑性回転角は正曲げの塑性回転角より小さくなり、塑性変形が一方に片寄る傾向が認められる。

次に、図 26 は、各層の $\bar{\theta}_{p-}$ と $\bar{\theta}_{p+}$ の関係を比較している。 $\bar{\theta}_{p-}$ が小さい範囲では、 $\bar{\theta}_{p-}$ と $\bar{\theta}_{p+}$ の関係はばらつきが大きい、 $\bar{\theta}_{p-}$ が大きくなると $\bar{\theta}_{p-}$ と $\bar{\theta}_{p+}$ は概ね近い値となる傾向が認められる。

図 27 には、 $\bar{\theta}_{p-}$ の大きさによって分け、 $\bar{\theta}_{p-}$ と $\bar{\theta}_{p+}$ の差の累積度数分布を示す。図 27 によ

ると、 $\bar{\theta}_{p-}$ が大きくなるにしたがって、 $\bar{\theta}_{p-}$ と $\bar{\theta}_{p+}$ の差は明らかに減少する傾向があり、次の近似が成立する。

$$\bar{\theta}_{p+} \approx \bar{\theta}_{p-} \quad (15)$$

(8), (14), (15) 式の結果を総合すると、負曲げによる最大塑性回転角 θ_{p-max} を生じる梁端の塑性変形と、正曲げによる最大塑性回転角 θ_{p+max} を生じる梁端の塑性変形は類似しており、図 16 に示す負曲げの塑性回転角 θ_V を基準として、反対方向に概ね同じ大きさの塑性回転角を生じている状態が推察される。

上記のような状態を考慮し、図 28 には、 $-\theta_V$ を基準としたときの負曲げの最大塑性回転角 ($\theta_{p-max} - \theta_V$) と $\bar{\theta}_{p-}$ の関係、および、 $-\theta_V$ を基準としたときの正曲げの最大塑性回転角 ($\theta_{p+max} + \theta_V$) と $\bar{\theta}_{p+}$ の関係を示す。ただし、図 28 (a) では θ_{p-max} が $3\theta_V$ より小さいものは削除しており、図 28 (b) では θ_{p+max} が θ_V より小さいものは削除している。図 28 によると、負曲げと正曲げ共に、塑性回転角の全変動幅は、 $-\theta_V$ を基準とした最大塑性回転角の 1 倍から 1.5 倍程度

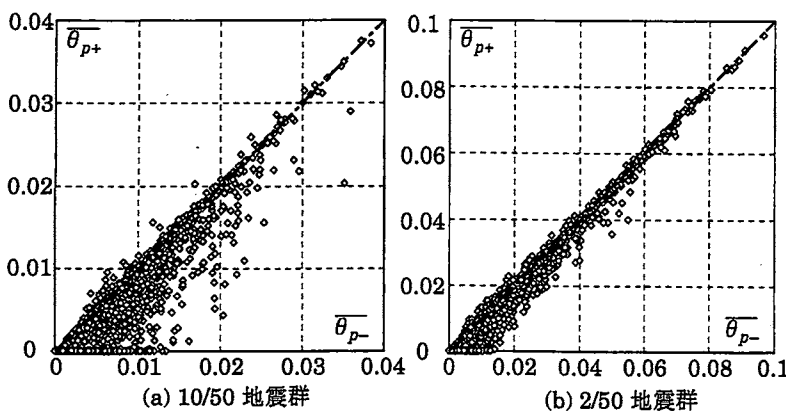


図 26 $\bar{\theta}_{p-} - \bar{\theta}_{p+}$ 関係

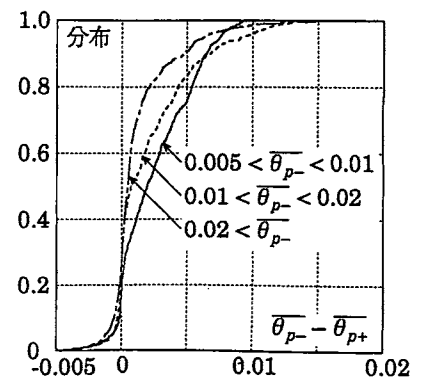


図 27 ($\bar{\theta}_{p-} - \bar{\theta}_{p+}$) の累積度数分布

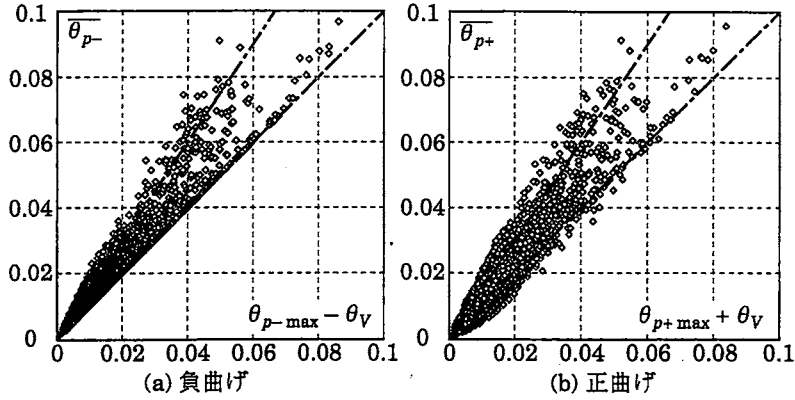


図 28 $(\theta_{p-\max 1} - \theta_V) - \bar{\theta}_{p-}$, $(\theta_{p+\max 1} + \theta_V) - \bar{\theta}_{p+}$ 関係

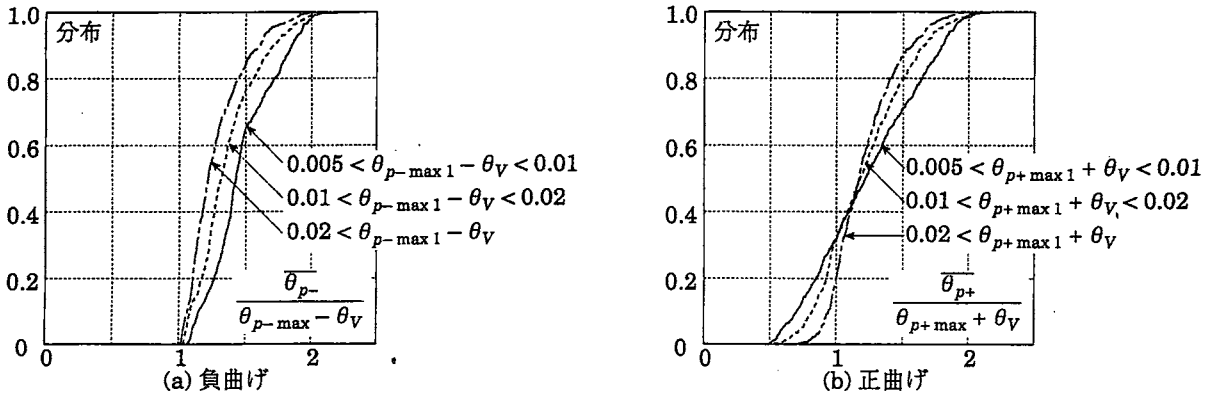


図 29 $\bar{\theta}_{p-} / (\theta_{p-\max} - \theta_V)$, $\bar{\theta}_{p+} / (\theta_{p+\max} + \theta_V)$ の累積度数分布

の範囲に概ね収まることがわかる。

図 29 には、 $\bar{\theta}_{p-}$ と $(\theta_{p-\max} - \theta_V)$ の比の累積度数分布、および、 $\bar{\theta}_{p+}$ と $(\theta_{p+\max} + \theta_V)$ の比の累積度数分布を示す。図 29 からわかるように、 $\bar{\theta}_{p+}$ と $(\theta_{p+\max} + \theta_V)$ の比は $\bar{\theta}_{p-}$ と $(\theta_{p-\max} - \theta_V)$ の比に比べてばらつきが大きく、 $(\theta_{p+\max} + \theta_V)$ が 0.005 ~ 0.01 と小さい範囲ではこの比は -0.5 ~ 2 程度の範囲にほぼ一様に分布している。しかし、塑性変形が大きくなるにしたがって、これらの比は 1 ~ 1.5 の範囲に集中する傾向が認められる。

θ_V の負曲げによる塑性ヒンジ回転角が生じた状態を基準とすれば、負曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を生じる梁端と正曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ を生じる梁端の塑性変形は類似しているが、いずれの梁端も正負両方向に均等な塑性変形を受けるわけではない。 θ_V の負曲げによる塑性ヒンジ回転角が生じた状態を基準とすれば、負曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を生じる梁端に生じる正曲げの塑性回転角は、負曲げの塑性回転角の 0 ~ 0.5 倍程度、同様に、正曲げによる最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ を生じる梁端に生じる負曲げの塑性回転角は、正曲げの塑性回転角の 0 ~ 0.5

倍程度が一般的な履歴挙動と判断できる。

5. 結論

本論では、現行の耐震規定にしたがって設計された標準的な 15 の鋼構造ラーメン骨組の 40 波の強震記録に対する地震応答解析結果に基づいて、梁端に生じる塑性変形の最大応答値の評価法について検討した。その結果は、最大層間変位角 R_{\max} を用いて近似値が得られるように、以下のように纏めている。

- (1) 梁端の最大塑性回転角 $\theta_{p\max}$ の各層の最大値は、上側フランジが引張となる負曲げの状態で生じ、次式で近似できる。

$$\begin{aligned} \theta_{p\max} &= \theta_{p-\max} \\ &\approx \min \left\{ \frac{3}{2} (R_{\max} - R_y), R_{\max} \right\} \end{aligned} \quad (16)$$

上式で、 R_y は最初に塑性ヒンジが形成される時の弾性層間変位角であり、0.006 が下限の近似値となる。

- (2) 各層の梁端の正曲げの最大塑性回転角 $\theta_{p+\max}$ は、同一層の負曲げの最大塑性回転角 $\theta_{p-\max}$ を用いて次式で近似できる。

$$\theta_{p+\max} = \theta_{p-\max} - 2\theta_V \quad (17)$$

上式で、 θ_V は、梁の材端条件を単純支持と考えたときの静的鉛直荷重による材端回転角である。

- (3) 1 回の変形で一方向に生じる塑性回転角増分の最大値 $\Delta\theta_{p\max}$ は、その層の梁端に生じる最大塑性回転角と概ね等しい。

$$\Delta\theta_{p\max} = \theta_{p-\max} \quad (18)$$

- (4) 塑性回転角の全変動幅 $\bar{\theta}_p$ は、負曲げの塑性回転角 θ_V を基準と考えた最大塑性回転角 $\theta_{p-\max} - \theta_V$ の 1~1.5 倍程度の範囲にある。

$$\theta_{p-\max} - \theta_V < \bar{\theta}_p < 1.5(\theta_{p-\max} - \theta_V) \quad (19)$$

謝辞

本研究は科学研究費補助金(基盤研究(C))の助成を受けて行いました。また、本研究を進めるにあたっては、日本建築学会 鋼構造接合小委員会(主査:京都大学 中島正愛 教授)の皆様から貴重なご助言を頂きました。

参考文献

- 1) 小川厚治・井上一朗・中島正愛・澤泉紳一: 梁降伏型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第537号, pp.121-128, 2000.11
- 2) 小川厚治・横山則幸: 鋼構造ラーメン骨組の梁の必要塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第547号, pp.177-184, 2001.9
- 3) 井上一朗・東清仁・小川厚治・多田元英・長谷川隆: 角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答(その1 解析骨組の設計), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.269-270, 1995.8
- 4) 長谷川隆・高橋賢司・関光雄・長尾直治・向井裕貴・福田浩司: 日米の鉄骨造建物の耐震性能比較(その1 建物の概要と力学特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp.903-904, 1998.9
- 5) 桑原進・小川厚治・井上一朗: 柱梁接合部パネルを考慮した部材間耐力比と保有水平耐力略算法, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文集, Vol.6, pp.357-362, 1998.11
- 6) 増田浩志・田中淳夫・秋田智・前田憲太郎: 中低層鋼構造骨組の耐震性能—その1 調査骨組の概要と構造部材—, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第5巻, 第19号, pp.85-72, 1998.9
- 7) P.Somerville, et al.: Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report

No.SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, CA, 1997

- 8) 小川厚治・多田元英: 柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発, 第17回情報システム利用技術シンポジウム, pp.79-84, 1994.12.
- 9) 高橋泰彦・藤田佳広・杉本浩一: 阪神・淡路大震災で被害を受けた鋼構造建築物の復旧技術および補修例, 大林組技術研究所報, 特別号, pp.156-163, 1996.8
- 10) 寺岡勝・島貫広志・森田耕次・薦野和彦・岡田忠義: 1995年兵庫県南部地震による9階建鉄骨造骨組の被害調査と検討, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第3巻, 第11号, pp.21-34, 1996.9
- 11) 長谷川隆: 1995年兵庫県南部地震で梁端部が破断した鉄骨造建物の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文集, 第498号, pp.129-136, 1997.8
- 12) 小川厚治・加村久哉・井上一朗: 鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第521号, pp.119-126, 1999.7
- 13) 長谷川隆: 地震時における鉄骨構造骨組の柱, 梁, 接合部パネルの損傷予測, 日本建築学会技術報告集, 第10号, pp.105-110, 2000.6
- 14) 向出静司・桑原進・軸丸久司: 鋼構造ラーメン骨組の地震時における梁と接合部パネルの損傷分布, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第9巻, 第35号, pp.55-65, 2002.9
- 15) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会: 1995年兵庫県南部地震鉄骨造建築物被害調査報告書, 1995.5
- 16) 日本建築学会: 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓, 1996.7
- 17) 内田保博・肥山正宏・坊地彰人・吉富嘉伸: 定鉛直荷重及び繰返し水平力を受ける鋼骨組の損傷抑制, 日本建築学会構造系論文集, 第529号, pp.151-158, 2000.3
- 18) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, pp.310-334, 1990.10