

強震下鋼重層骨組の接合部破断時の変形限界
Cumulative Plastic Deformation Limit of Beam-to-column Connections of
Multistoried Steel Frames under Earthquake Excitation

山成 實* 牟田健次**

Minoru YAMANARI and Kenji MUTA

ABSTRACT It was observed that a lot of breaks of connections occurred in steel frames in Great Hanshin Disasters (1995 Jan.). It is necessary to find a limit of deformations of connections in frames under strong earthquake excitations, because the member is not able to support loads after break or rupture. In other words, the member still connected could support loads. A numerical simulation of dynamic response of frames was conducted to get information of cumulative plastic deformation limit of both joint panels and beam-to-column joints. This paper discusses on needed deformation capacity of beam-to-column connections to prevent break.

Keywords : 半剛接合, 柱梁接合部, 破断, エネルギー吸収

Semirigid Connections, Beam-to-column Connections, Rupture, Energy Dissipation

1. 序

地震などの外乱によって引き起こされる建築構造物の被害は、大は建物倒壊のように復旧不可能な壊滅状態から、小は部材の降伏等の部分的損傷に留まる補修にて建物の継続使用ができる軽被害と様々な様相を呈する。建物の受ける損傷は外乱の大きさに依存することは周知であるが、兵庫県南部地震(1995年1月17日)による阪神大震災における建物被害は隣接地にありながら被害の程度が異なる事例を見ても分るように、建物のもつ性能によって同じ外乱を受けても被害レベルが異なる事実がある。地震被害発生後現地調査^[1,2]さらに被害に対する解析的研究^[3,4,5]が精力的に行われてきた。過大な外乱により構造物が損傷を受けるとき、当然柱や梁部材の主構造材や接合部の降伏や破断等が起こる。このように構造物内のどこかで損傷、言い換えれば外乱エネルギーに対するエネルギー吸収がなされる。

本研究では鋼重層骨組の柱梁接合部破断に注目し、接合部破断と骨組の倒壊との関連を見出すべく、重層骨組の地震応答計算から得られる結果から柱梁接合部の要求される性能を調べ、その結果について考察を加える。ここで要求される性能とは、建物が地震外乱を受けた際の接合部破断が生じないで済む要求性能である。

2. 接合部破断と骨組倒壊

本研究では重層骨組の倒壊を二通りに分けて考える。一方は重層骨組のP-Δ効果による層崩壊や転倒倒壊である。他方は、部材破断のように局所破断が骨組全体と関連した倒壊を考える。実際の建物で骨組内の数箇所の部材破断や接合部破断が起っても建物の不整定次数の高い分、応力再配分により倒壊現象を生ずることは少ない^[3]。すなわち、実際の建物で特定箇所の接合部破断が生じて層崩壊に至る場合もあるにはあるが希な事象であり一般的には建物の倒壊に至らない。しかしながら、ここでは後述するように、無限スパン骨組を解析対象としており、ある層に接合部破断が生じた場合、その層全部にわたって同時に破断が生じることを意味するので、本研究ではこの損傷形態も骨組の倒壊の範疇に入れることにする。本研究ではこの特種な条件下で建物の倒壊を扱う。

* 熊本大学工学部環境システム工学科助教授・工博 (〒860 熊本市黒髪2丁目39-1, yamanari@gpo.kumamoto-u.ac.jp)

** 熊本大学大学院工学研究科建築学専攻 (〒860 熊本市黒髪2丁目39-1)

3. 重層骨組の設計

3.1 解析対象 解析骨組は図1に示す接合部変形を生ずる半剛接骨組である。同図は無限スパン骨組から1本の柱通りを中心に左右の梁の反曲点で取出した部分骨組である。骨組を構成する柱、梁部材、接合部パネルおよび梁端仕口部の回転バネで代表される局部変形要素^[6]である。局部変形は線材置換できる柱梁のように簡単な変形要素ではなく、部材端の接合詳細に強く依存するため多くは実験や有限要素解析によって接合部の挙動の数式化と骨組解析への適用がなされてきた^[7]。

骨組を設計する際に、構成部材の剛性、耐力の絶対量並びに相対比が骨組性能を特徴付ける。すなわち、梁降伏型骨組は梁部材の降伏耐力を柱部材のものより低くすることで実現される。同様に本論では接合部を部材と見なし、接合部の降伏耐力を他部材との相対評価することで接合部の強弱を決定する。

接合部パネルおよび仕口の降伏耐力を柱および梁部材の全塑性曲げモーメントを用いて次式で定義する R_{PP} 、 R_{PL} をそれぞれ接合部パネル強度比、仕口強度比と呼ぶことにする。

$$R_{PP} = \frac{M_{PP}}{\min\left(\sum_{i=1}^2 M_{PB_i}, \sum_{i=1}^2 M_{PC_i}\right)} \quad \dots (1)$$

$$R_{PL} = \frac{M_{PL}}{M_{PB}} \quad \dots (2)$$

ここで、 M_{PB} 、 M_{PC} 、 M_{PP} および M_{PL} はそれぞれ梁部材、柱部材、接合部パネルおよび仕口の降伏耐力である。

両強度比は 1.0 を境に接合部要素が柱や梁部材に比べて降伏耐力が高いか低いかを示すパラメータである。これらを変化させることで接合部降伏型骨組の設計で接合部の強弱を制御できる。

3.2 骨組の設計 小川は地震を受ける重層骨組において地震エネルギーが入力された結果、骨組の全層にわたって最大層間変形一様となるような柱梁部材断面の決定法を数値解析から適正強度分布^[8]として提案している。本論ではこれに基づいて柱梁部材断面を決定し、上述の接合部強度比を用いて接合部を設計する。

近年では中低層建物では柱に角形鋼管を用いる事例が多く見られる。よって本論では柱に角形鋼管、梁にH形鋼を用いることとし、接合部の形式に半剛接を代表する外ダイアフラム形式を採用する。文献[9]および[10]より、接合部パネルおよび仕口それぞれの剛性 (K) と降伏耐力 (M_y) は式(3)~(6)で表される。

接合部パネルに対して、

$$K_p = G V_p \quad \dots (3)$$

$$M_{p_y} = \frac{1}{\sqrt{3}} V_p \sigma_y \quad \dots (4)$$

ただし、 V_p は接合部パネルの体積、 G 、 σ_y はそれぞれパネルのせん断弾性係数、降伏点である。

仕口に対して、

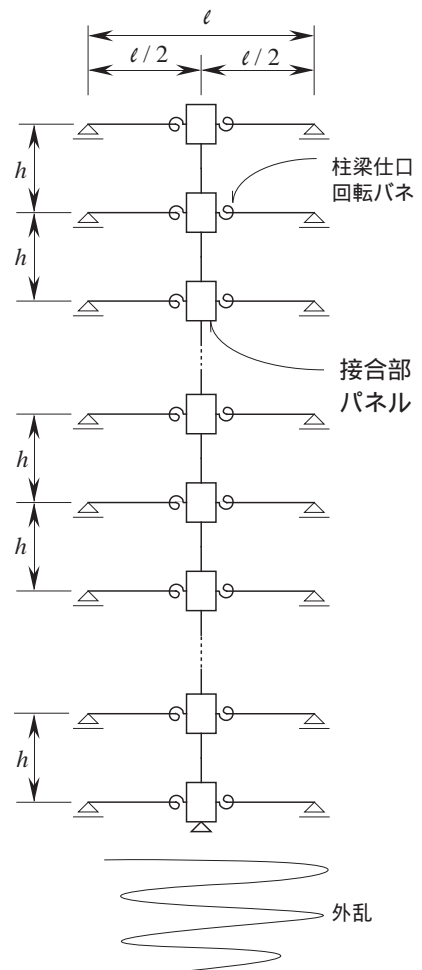


図1 半剛接重層骨組

$$K_L = 2.823 \left(\frac{B + H_D}{B} \right)^{4.603} \left(\frac{B + T_D}{B} \right)^{1.353} \left(\frac{B}{T_D} \right)^{2.371} \left(\frac{D_w}{B} \right)^{0.303} \frac{E I d^2}{(B/2)^3} \dots (5)$$

$$M_{L_y} = 3.85 \left(\frac{T_C}{B} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T_D}{H_D + T_C} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{H_D + T_C}{B} \right) \frac{B^2 d}{2} \sigma_y \dots (6)$$

ただし B 、 T_C はそれぞれ鋼管柱外径、厚である。 H_D 、 T_D は外ダイアフラムせい、厚である。

入力地震波の強さを疑似速度応答スペクトル 150 kine に増幅したものに対して、骨組の各層の最大層間変形角の平均値が 0.02 rad となるように柱梁断面を算定した。

3.3 解析条件 骨組の規模は以下のとおりとする。すなわち階高は全層にわたって $h = 350$ cm、スパン長 $l = 700$ cm とする。なお、層番号は上層から数えることとする。

骨組は第 2 種地盤に建ち、地震力の水平成分のみを受けるものとし、骨組の水平変形に対する重力効果を考慮した。地震応答解析は Newmark β 法 ($\beta = 1/4$) による数値積分によった。積分間隔は 0.01 秒とし、骨組の減衰定数は Rayleigh 型で 1 次、2 次共に 3.0% とした。

また、骨組の最上層と最下層において接合部および梁の降伏耐力を予め計算された値の 20% 増しとした。これは、最上層、最下層での塑性化の集中を緩和させるために行った。

4. 構成部材の復元力特性

骨組構成部材の復元力モデルはこれまでに多くの研究がなされてきているが、ここではできるだけ単純さを重点に置き、図 2 に示される bi-linear 型の耐力-変形関係をもつモデルを採用した。同図の左右に並べた図の関係は加藤・秋山が示した繰返し耐力-変形関係と単調荷による耐力-変形関係との対応関係^[11]である。図 2 (c),(d)では厳密には上記の対応関係を表してはいないが、一般に耐力-変形関係の 2 次剛性が十分低い場合は概ねこの適用が許されると考える。さらに、多くの部材や接合部の実験結果から、柱部材および接合部パネルについては図 2 (a),(b)の加藤・秋山モデル、梁部材および仕口の回転バネについては図 2 (c),(d)の移動硬化モデルを用いるのが相応しいと考える。

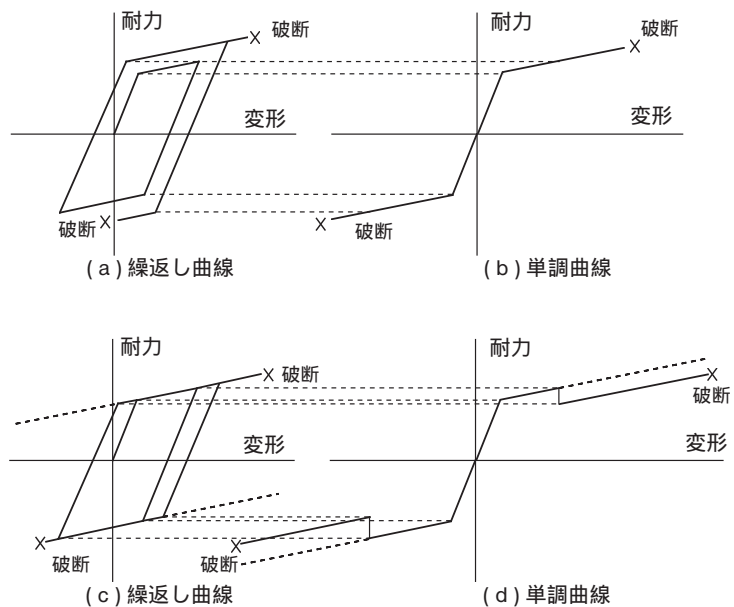


図 2 構成部材の履歴則と破断

5. 接合部の破断則と累積塑性変形倍率

過大な繰返し変形を受ける部材や接合部はやがて破断する。本論では、繰返し塑性変形を受ける構造要素が破断するルールを単調荷による耐力-変形関係を拠り所とする。すなわち図 2 に示されるように、繰返し変形を受ける部材の破断は、その単調荷曲線における破断までの塑性変形を正負独立に消費した時点で起るとする。

接合部破断時累積塑性変形倍率を式 (7) で定義する。これを言換えれば、接合部が破断を免れるに必要とする累積塑性変形倍率である。

$$\eta_B = \frac{\delta_B}{\delta_y} \dots (7)$$

η_B は後述する地震応答解析から接合部破断を起した時点のそれまでに蓄えられた塑性変形量を降伏変形で除したものである。

一方 η_B は接合部の降伏耐力に依存すると考えられる。本論では図3に示されるように、接合部破断までに吸収されるエネルギーが一定であるという条件を与えることにして、同図から式(8)が得られる。

$$\frac{P_y}{P'_y} = \frac{(3 + \tau \eta') \eta'}{(3 + \tau \eta) \eta} \dots \dots \dots (8)$$

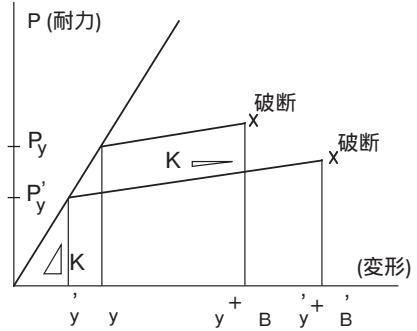


図3 破断の定義

式(8)から必要累積塑性変形倍率は接合部強度比に関して単調減少することが分る。

6. 入力地震波

表1に用いた6種の地震波を示す。入力地震波は設計用速度応答スペクトルを150 kine (第2種地盤相当)に増幅し、最初の30秒間を用いた。

7. 解析例

図4は5層骨組にEl Centro (1940)地震波のN-S成分を用いて地震応答計算をした結果の例である。入力地震波と第3層のパネル変形およびその層のパネルの正負の累積塑性変形を時刻歴で図示したものである。同図から接合部破断は入力加速度が最大に達した時刻からやや遅れて生じている。

破断を起させる解析は、十分小さい必要累積塑性変形を与えれば良いことは明らかである。しかし、本論で獲得しようとするものは破断を起させないで済む値である。その値を得る方法は、ある必要累積塑性変形量を仮定した骨組を応答解析し、もし破断が起らなければその仮定値を減少し再び応答解析し、破断が起るまでそれを繰返して仮定値の下限値を求めるイテレーションである。

8. 接合部パネルの限界変形

接合部パネルの破断を免れるに必要とされる累積塑性変形倍率を数値実験から得られた結果を示し考察を加える。

接合部パネルの塑性化と仕口の塑性化の連成効果を避けるために、ここでは仕口を降伏させないように降伏耐力を十分引き上げて解析した。

解析結果を図5および図6に示す。図5は骨組の層数、入力地震波を変化させ、接合部パネルが破断を免れるのに必要な累積塑性変形倍率をパネルの強度比を変化(表1参照)させてプロットしたものである。同図に見られるように骨組の層数や地震波に依らず単調減少の変化が見られる結果が得られ式(8)の仮説を概ね支持する。

パネル強度比が0.5から0.9と変化するなかで、最も弱い強度比でも必要累積塑性変形は多くとも20強程度であった。周知のように接合部パネルの載荷実験ではパネルそのものの破断はないし、実際パネルの変形能力はこの結果より遙かに上回っている事実から頷ける。

図6は接合部パネル破断時の時刻とパネルの強度比を示したものである。パネルの強度に依らず、破断はほぼ同時刻に生じている。破線はそれぞれの地震波の最大加速度到達時刻であり、数値はその時刻

表1 入力情報

入力地震波	建物層数 (N)	R_{PP}, R_{PL}
El Centro (1940) N-S	5, 10, 20	0.5 ~ 0.9
El Centro (1940) E-W		
Hachinohe (1968) N-S		
Taft (1952) E-W		
Kobe (1995) N-S		
Kobe (1995) E-W		

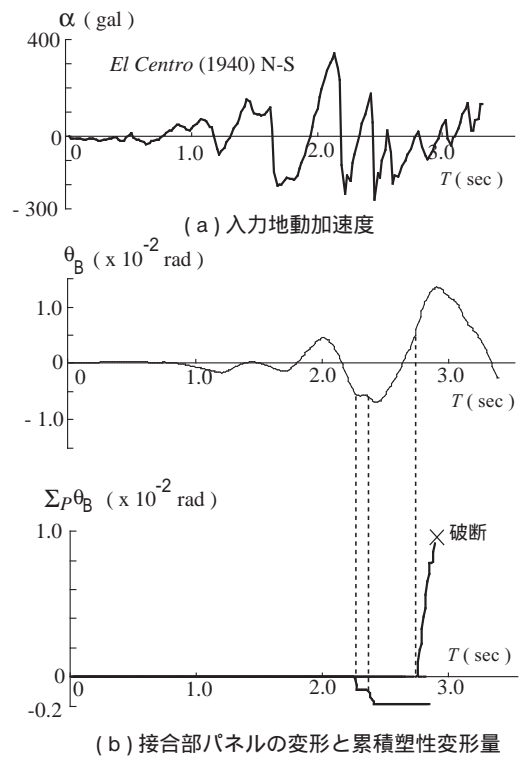


図4 接合部破断の事例

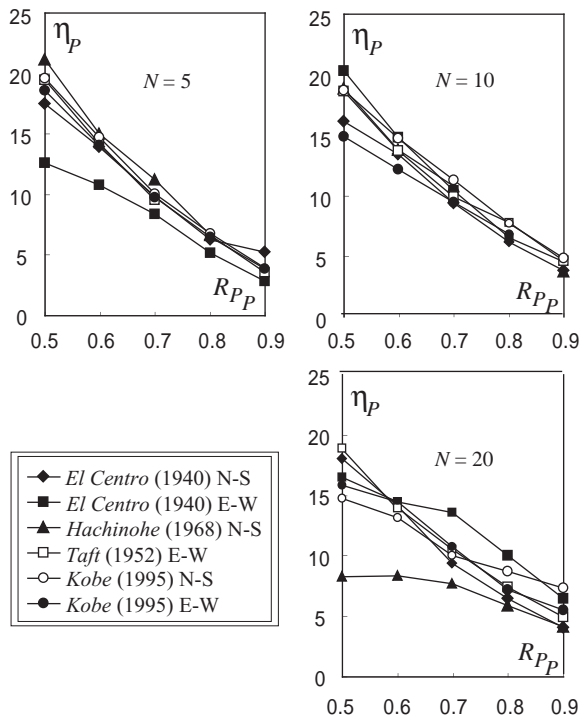


図5 パネル強度と必要累積塑性変形

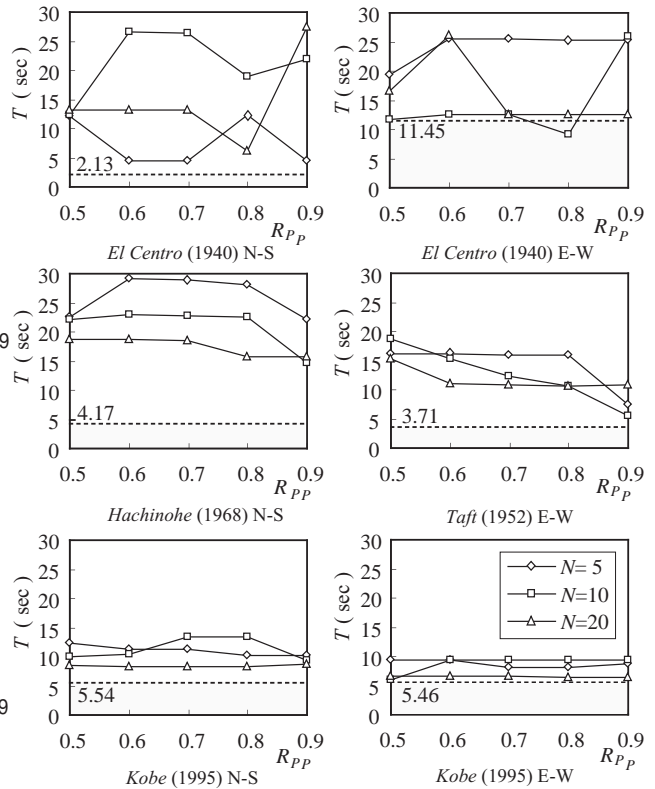


図6 パネル破断時刻

を表す。この結果から、先の阪神大震災に於いて

破断現象は最大加速度到達後、数秒後に部材の破断が起こったであろうということが分かる。

9. 柱梁仕口の限界変形

前述と同様に仕口のみ破断を免れるための累積塑性変形倍率を求めるために、接合部パネルの降伏を避けるようにパネル強度を十分割増して数値実験を行った。図7がその結果である。図中の印は図6の凡例に従う。仕口に関する結果は接合部パネルに関する結果と比較して地震波の種類に差異があるように見られる。また、低層骨組(5層)では必要累積塑性変形倍率の減少関数として描かれるのに対して高層骨組(20層)では2つの地震波を除いて描かれない。

別の見方をするために同結果を入力地震波別に図示すると図8が得られる。同図から Kobe の2波に対する結果は他の結果と比較して必要累積塑性変形倍率の変化が少ない。神戸地震の特徴である衝撃的な最大加速度が去った後に急激に減衰した地震波の特性がこの結果をもたらしたと考えられる。

仕口の強度比に対する必要累積塑性変形倍率の量を見ると、仕口の強度比が0.8の場合で仕口は概ね30の累積塑性変形倍率が要求される。この量は強度比0.5をもつパネルよりも要求量大きい。このことは地震国であるわが国にとって半剛接仕口の粘り強さの要求が半剛接骨組設計実現に大きい役割を果すことを示唆している。

10. 結論

本論は半剛接鋼重層骨組の地震応答解析法について述べ、接合部破断に焦点を当てた数値解析から建物内の接合部が破断を免れるに必要な接合部の累積塑性変形を接合部パネルおよび梁端仕口について調べた。

制約された条件下にあるが、本論文で得られた情報を更に拡

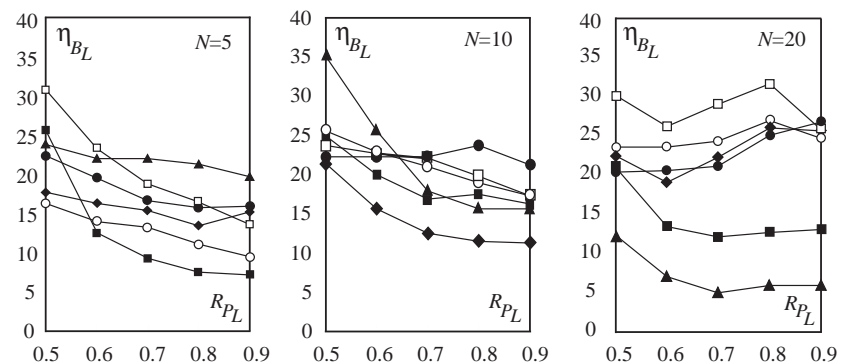


図7 仕口強度と必要累積塑性変形

充し、接合部破断を免れる設計条件の同定が今後の課題として残される。

以上のように3種の層数の骨組、6種の地震波を用いて破断の性状を調べた結果を以下にまとめる。

(1) 接合部パネルおよび仕口の破断に関して破断時の累積塑性変形倍率とパネル強度比の関係を調べた結果、接合部の強度の低下に伴い破断までに必要とされる変形量の量は増加することが分かった。

(2) パネルに関しては骨組の層数や入力地震波の種類に依らず、ほぼ同値を取る。これより、パネルが破断を免れ得る保障値を接合部破断時累積塑性変形倍率とパネル強度比の関係から数式化することも可能であると思われる。一方、仕口については更に追実験が必要に思われ、ここでは同様の言及はできない。

(3) パネル破断時の時刻を調べると、一部の例外を除いて入力地震波の最大加速度の到達後数秒後に破断が生じることが分かった。

参考文献

- [1] 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物被害調査報告集，1995年5月
- [2] 緑川光正，長谷川 隆，向井昭義，西山 功，福田俊文，山内泰之：1995年兵庫県南部地震における特定地域の鉄骨造建物被害調査，日本建築学会構造系論文集，第493号，pp. 115-120，1997年3月
- [3] 寺田岳彦，矢部喜堂，真瀬伸治，坂本真一：1995年兵庫県南部地震における被災鉄骨建物の地震時挙動と梁端の損傷，日本建築学会構造系論文集，第492号，pp. 139-147，1997年2月
- [4] 日下彰宏，中島正愛，野中泰二郎：梁部材破断を考慮した鉄骨平面骨組の挙動と信頼性評価，日本建築学会構造系論文集，第493号，pp. 99-106，1997年3月
- [5] 中島正愛，吉良圭史，辻 文三：構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法，日本建築学会構造系論文集，第494号，pp. 99-105，1997年4月
- [6] 山成 實，金谷 弘：鋼管柱・はり仕口の局部変形を考慮したラーメン骨組の解析について - 鋼管柱ラーメンの復元力特性に関する研究 I - ，日本建築学会論文報告集，第324号，pp. 29-36，昭和58年12月
- [7] 山成 實，川上和之：無補剛角形鋼管柱・H形鋼梁仕口の復元力特性に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp. 49-56，1996年11月
- [8] 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究 その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力，日本建築学会論文報告集，第323号，pp. 13-22，昭和58年1月
- [9] 山成 實，小川厚治，黒羽啓明，海原広幸：外ダイアフラム接合部の有限要素解析による剛性評価式（半剛接鋼骨組柱梁仕口の復元力特性に関する研究），構造工学論文集，Vol. 38B，pp.475-484，1992年3月
- [10] 田淵基嗣，金谷 弘，上場輝康：角形鋼管柱・H形はり接合部の局部耐力推定式 - 角形鋼管柱溶接接合部の実験的研究 2 - ，日本建築学会論文報告集，第352号，pp.79-89，昭和60年6月
- [11] Kato B. and Akiyama H., Theoretical Prediction of the Load-Deflexion Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Publication of IABSE Symposium, Lisbon, 1973

謝辞 本研究は建築鋼構造研究助成（社団法人鋼材倶楽部・平成9年度）ならびに財団法人前田記念工学振興財団研究助成（平成9年度）を受けて行われた。ここに深甚なる謝意を表します。

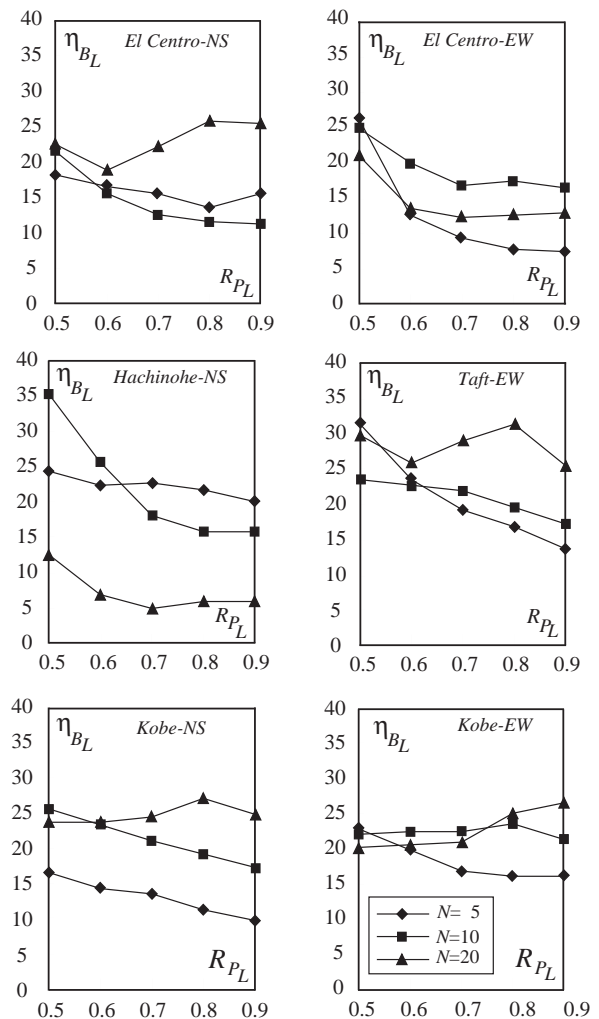


図8 地震波と層数による仕口の必要累積塑性変形倍率の変化