

論文

[2035] 柱の変動軸力による非線形性を考慮した RC 立体骨組の弾塑性地震応答

正会員 ○李 康寧 (東京大学大学院)

正会員 小谷俊介 (東京大学工学部)

正会員 青山博之 (東京大学工学部)

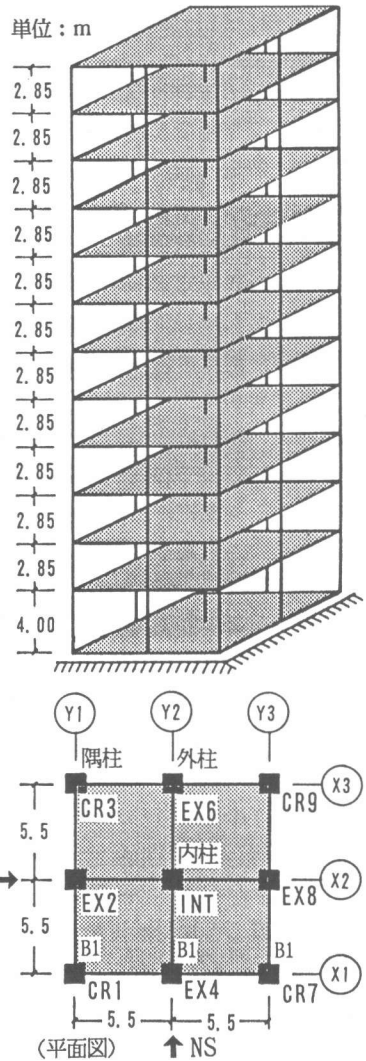
1. はじめに

骨組構造物の外柱及び隅柱には、地震時の水平力による転倒モーメントによって変動軸力が生じる。本報は、前報^[3]に引続き、RC造立体骨組を対象にして、二方向地震動を入力した弾塑性地震応答解析を行ない、外柱及び隅柱に生じた変動軸力と曲げモーメントの相互作用(N-M相互作用)を考慮する場合と考慮しない場合の応答結果を比較することによって、骨組の地震応答、崩壊モード、それぞれの部材に生じる応力・変形に対するN-M相互作用の影響を検討した。

2. 解析用骨組の設計

解析骨組(図1)は、地震力による変動軸力を受ける外柱、隅柱8本に対して軸力変動の少ない内柱が1本だけで、N-M相互作用が苛酷なモデルを選定した。前報^[3]の梁降伏先行型の平面骨組に関する研究結果、中間層の柱が降伏しない骨組では、N-M相互作用の地震応答に対する影響は少ないことが分った。今回の立体骨組では外柱、隅柱の強度の梁に対する割増を少なくし、柱の降伏が生じ得るような厳しい条件でN-M相互作用の影響を調べた。

解析用骨組モデルは住宅建物を想定して、12階建て、全高さ35.35m、平面にスパン長さ5.5m、各方向2スパン、9本の柱からなるRC造立体骨組(図1)とする。床スラブは全て厚さ15cm、D10@20cmのダブル配筋と仮定した。梁に対するスラブの協力幅は110cmとし、スラブ上端の鉄筋だけを考慮した。梁、柱部材の寸法は表-1に示す。梁、柱の主筋はSD35として、梁主筋径はD22~D29、柱主筋径はD25~D41の鉄筋を使う。スラブ鉄筋と梁、柱の横補強筋はSD30とした。設計用コンクリート強度は270~360kgf/cm²とした。材料特性は表-2、3に示す。地震用の床平均重量は屋上階1.23tonf/m²、一般階1.06tonf/m²とし、ベース・シアは約0.23として設計した。地震力は逆三角形分布を用い、梁のひび割れを考慮して曲げ初期剛性を0.5倍に低減した線形解析によって地震力の応力分布を求めた。梁部材及び1階柱脚と最上階柱頭の設計応力は、地震荷重と鉛直荷重による組合せ応力を最大20%以内で再配分して定め、鉄筋材料強度を1.1σ_y(表-2)として断面算定した。中間層柱部材の断面設計は全体降伏機構形成時の応力に対してそのまま配



(平面図)
 並進振動周期 $T_1 = 0.833$ 秒
 振れ振動周期 $T_j = 0.532$ 秒

図1 解析用骨組モデル(12層)

筋を行なう。降伏機構形成時の応力は、ヒンジ部材の大変形に伴う歪硬化 ($1.1 \times 1.1 \sigma_y$) およびスラブ協力幅の拡張 (片側に拡張幅0.1梁スパン) による梁部材の耐力上昇を考慮した。柱の設計用軸力は、外柱でメカニズム時の軸力を用い、隅柱ではさらに直交方向の50%を加えた。部材の配筋は表-4, 5に示す。二方向の骨組は対称に設計した。

3. 解析方法

(1) 骨組のモデル化 軸力-曲げモーメントの相互作用の影響を検討することに主眼を置いて、解析の簡単化を図るために、骨組のモデル化には以下の仮定を用いた。即ち、基礎は固定とみなし1階柱脚を剛支持とする。部材のせん断変形は弾性とした。部材レベルの捩れ変形を無視したが、骨組全体の捩れ変形を考慮する。線形解析による梁部材の鉛直荷重応力を初期力として考慮した。柱部材の鉛直荷重による応力を無視した。

(2) 部材のモデル化

梁部材は1軸曲げを受けるものとして、材端塑性バネモデル^[4]によって理想化した。バネの復元力特性モデルは武田トリリニアモデルを用いた。柱部材はすべてMSモデルを用いて理想化し、軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮した^{[2], [3]}。部材の1軸復元力特性およびMSモデルのパラメータは文献

[3]に述べた方法で評価した。

(3) 解析ケース 解析用プログラムは文献[2], [3]に示す。軸力-曲げモーメント相互作用の骨組の地震応答に対する影響は、相互作用の効果を考慮した解析 (CASE-A) とそれを無視した解析 (CASE-B) を行なって、その結果を比較して検討する。さらに、一方向入力 (1軸応答) と二方向入力 (2軸応答) の比較も行なった。1軸応答の場合は、全体の捩れ変形を考慮しない。また、直交梁の効果が少ないため無視した。

(4) 入力地震波 El Centro(1940)およびHachinohe(1968)記録の東西、南北地震波を用いる。継続時間は共に13秒とした。入力の大きさは、立体骨組の二方向入力の応答の大きい方向の最大層間変形角1/100程度となるように二方向地震波を等倍率で増幅した。El Centro地震波は1.79倍で、Hachinohe地震波は1.67倍で入力した。最大入力速度では、応答の大きい方向 (El CentroのNS方向とHachinoheのEW方向) で約60Kineに相当する。2軸応答と1軸応答を比較する際、主軸方向の応答結果を比較するので、一方向入力は、二方向入力と同様な倍率で東西、南北の二方向地震波を別々に入力する方法を用いた。

表-1 部材寸法(cm)

梁	適用層	2~5F	6~9F	10~RF
	b × D	55 × 70	50 × 65	45 × 60
柱	適用階	1~4S	5~8S	9~12S
	b × D	70 × 70	65 × 65	60 × 60

表-2 鉄筋材料 (単位: kgf/cm²)

使用場所	規格	ヤング係数	使用強度
梁, 柱主筋	SD35	2.1×10^6	3850
スラブ筋, 横補強筋	SD30	2.1×10^6	3000

表-3 コンクリート材料 (単位: kgf/cm²)

適用層	圧縮強度	ヤング係数	せん断係数
9~12層	270	2.601×10^5	1.115×10^6
5~8層	300	2.742×10^5	1.175×10^6
1~4層	330	2.875×10^5	1.232×10^6

表-4 梁主筋の配筋

適用層	2~5F	6~7F	8F	9F	10F	11~RF
上端筋	4D29	4D29	4D25	4D25	4D22	4D19
下端筋	4D29	4D25	2D25, 2D22	4D22	4D19	4D19

表-5 柱主筋の配筋

内柱	5階頭~12階	8D25	隅柱	8階頭~12階	8D25
	1~5階脚	4D25, 4D29		5階頭~8階脚	8D29
			4階頭~5階脚	8D32	
外柱	5階頭~12階	8D25	隅柱	3階頭~4階脚	8D35
	1階頭~5階脚	4D25, 4D29		1階頭~3階脚	4D35, 4D38
	1階脚	8D32		1階脚	8D41

(5) その他 応答数値積分の方法は Newmark β 法を用い、 $\beta = 0.25$ とした。減衰係数行列は瞬間剛性行列に比例させた。比例係数は減衰定数 $h_k = 5\%$ とした。

4. 立体骨組の応答結果及び検討

解析結果を述べるために、平面図(図1)に示した記号によってフレームの名称、柱の位置、梁断面の位置を表す。柱は記号CR(隅柱)、EX(外柱)、INT(内柱)と番号1~9によって平面位置を表示する。梁材端の位置は、その方向のフレームの外側節点の梁端はB1, B3、内側節点の梁端はB2と記する。以下に、El Centro地震波に対する応答結果を検討する。

(1) 骨組全体の応答結果 N-M相互作用

相互作用を考慮したCASE-Bとそれを無視したCASE-Aの応答結果は、共に最大層間変形角(図2 a)が1/100よりやや越えた。最小配筋した最上階梁以外のすべての梁端は降伏した(図5)。CASE-Aでは、各フレームの一階柱脚が降伏し、外柱の中間層の一部が降伏した(図4 a)。CASE-Bでは、さらに隅柱CR7とその隣の外柱EX4, EX8の中下層の柱が軸力減少時に殆ど降伏した(図4 b)。しかし、内柱と軸力増大時の外柱、隅柱が降伏しなかった。両ケースの5F, 9F, RFの水平応答変形の履歴は図3に示す。Y方向の正側最大応答変形は5~6秒の間であり、その後の応答変形が小さくなる。X方向は最大応答が12秒の前後で、3~4秒の間にも比較的大きい応答が生じる。CASE-AとCASE-Bの応答波形の性状が同じで、各応答ピークの値もほぼ同じである。最大層間変形角の分布(図2 a)

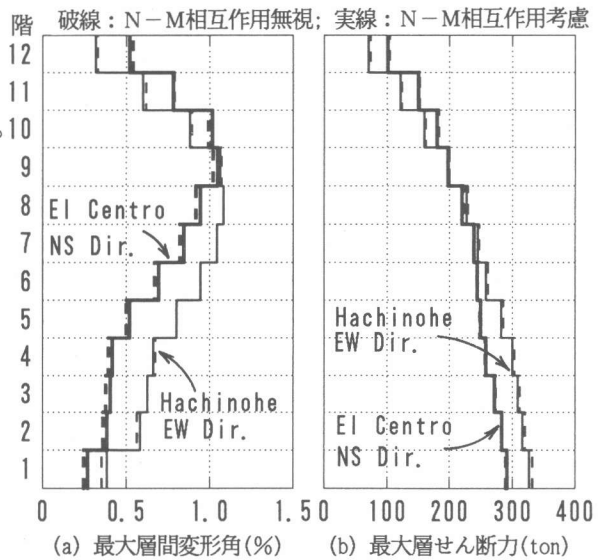


図2 最大層間変形角及び最大層せん断力分布

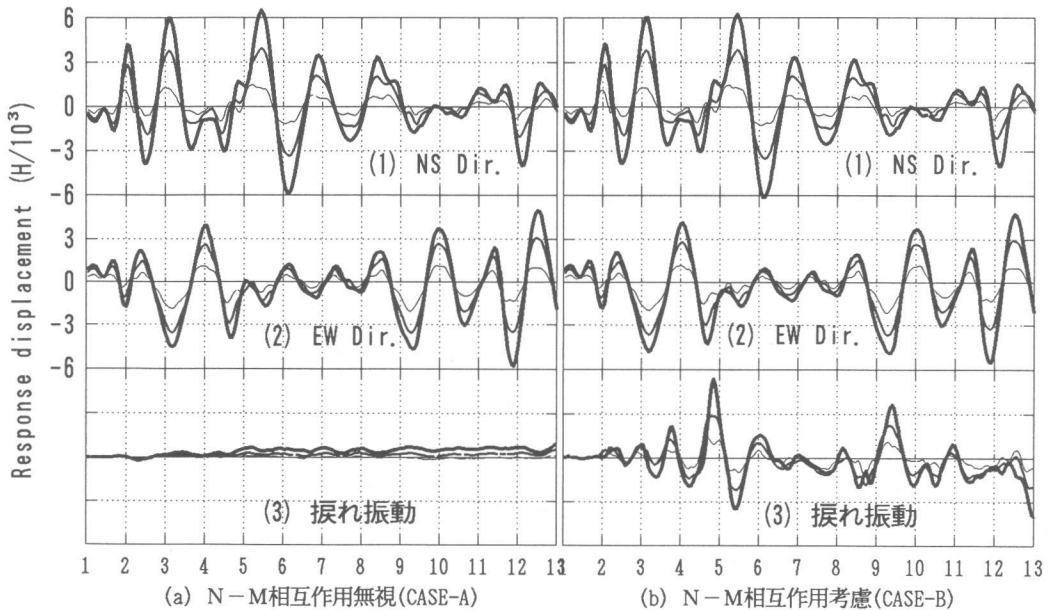


図3 応答変形(入力:El Centro NS,EW; H=骨組総高さ)

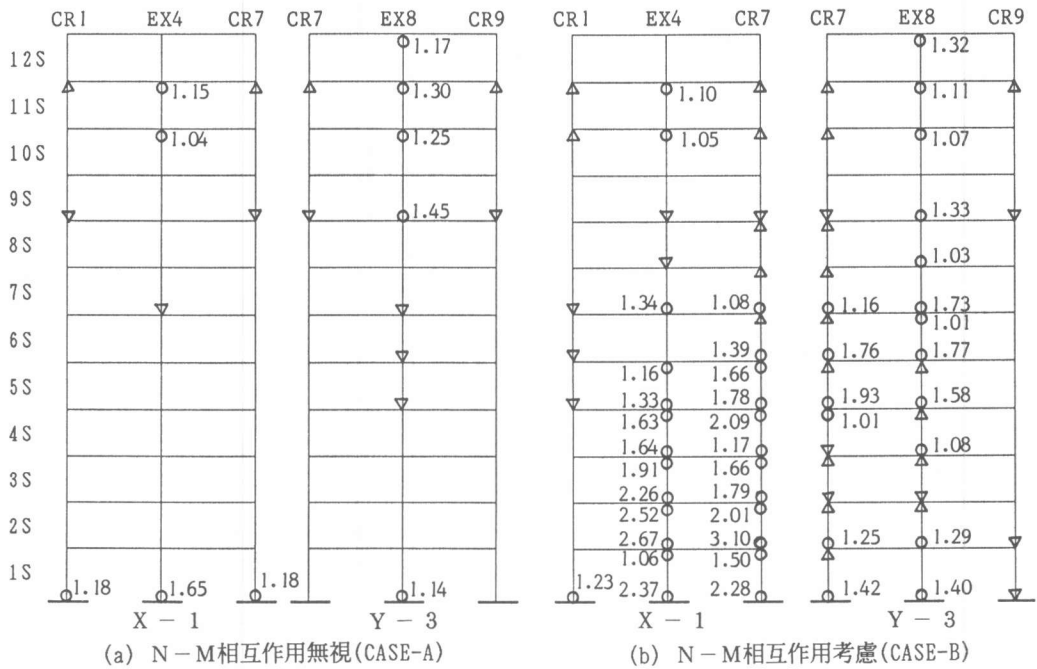


図4 柱の降伏ヒンジ及び最大塑性率 (入力:El Centro NS,EW)

では、CASE-Bの下層部分の層間変形角はCASE-Aよりやや大きい。これはCASE-Bの外柱、隅柱が降伏して損傷した影響である。CASE-AとCASE-Bの最大層せん断力分布はもほぼ同じである(図2b)。要するに、軸力減少側の外柱、隅柱が降伏しても、軸力増大側の外柱、隅柱及び内柱が降伏しない立体骨組では、骨組の振動特性及び地震応答に対するN-M相互作用の影響は少ない。

(2) 柱の降伏ヒンジと塑性率分布 柱の塑性率は、柱頭及び柱脚の塑性要素(文献[2]の図1)の主軸方向の応答回転変形を初期軸力時の主軸方向の降伏回転角(文献[3]の式11)で割ったものとして、柱部材のX方向とY方向の塑性率を定義する。主軸方向の塑性率が1.0を越えた部位を降伏ヒンジとすれば、Y-3及びX-1フレームの柱の降伏ヒンジの分布は図4に示すようになる。降伏ヒンジの処に記入した数値は最大応答塑性率である。また、部材の塑性率が1.0を越えてなくても、MSモデルのバネが降伏したところもある。そのような柱断面位置に三角印を付け、「局部降伏」と呼ぶことにする。N-M相互作用を無視したCASE-A(図4a)では、一階柱脚と外柱(EX2, EX4, EX6, EX8)の一部に降伏が生じたが、最大塑性率が1.5以内で小さい。隅柱は降伏しない。その他の処は局部降伏も少なく殆ど弾性である。これと比べて、N-M相互作用を考慮した解析CASE-B(図4b)では、隅柱CR7の1階柱脚の降伏は梁部材の降伏より先行し、外柱、隅柱が多く降伏した。特に軸力変動が大きい隅柱CR7とその隣の外柱EX4, EX8の下層部に柱頭、柱脚共に降伏を経験し、最大塑性率が3.0を越えたところもある。文献[2],[3]に述べた平面骨組の場合と較べて立体骨組において部材の応答結果に対するN-M相互作用の影響が大きい。

(3) 梁の塑性率 梁の塑性率は材端塑性バネの最大応答回転変形角と降伏回転角の比率として定義する。外柱に接する梁端部の最大応答塑性率分布を図5に示す。最小配筋した最上階梁が降伏していないが、その他の梁端はすべて降伏した。9F附近の梁塑性率が最大で3.0を越えた。梁の応答塑性率が大きい中間層では、CASE-Aと比較してCASE-Bの梁塑性率が30%も小さくなったところ(Y-3フレームのB1梁端)がある。これはCASE-BのN-M相互作用の影響で柱が降伏して損傷

が柱に生じたからである。また、その差は同じ方向の3枚のフレームの間に(Y-1からY-3へ、X-3からX-1へ)漸次大きくなる傾向を示した。これは後で述べる揺れ振動の影響だと考えられる。

(4) 軸力と二軸曲げの相互作用

CASE-Bの場合、1階外柱の軸力は約 $0 \sim 0.25 \cdot bDFc$ (初期軸力比0.13、釣合軸力比0.40)、隅柱の軸力は約 $-0.16 \sim 0.26 \cdot bDFc$ (初期軸力比0.07)の間に変動する。応答変形(図3)では、CASE-AとCASE-B共に $t = 3.2$ 秒附近に二方向同時に比較的大きい変形が生じた。この時刻に二軸相互作用の効果が一

番大きいと考えられる。N-M相互作用を考慮したCASE-Bでは、この時刻に外柱、隅柱の変動軸力が最大に達し、引張軸力が作用する隅柱CR7と隣の外柱EX4, EX8の降伏ヒンジは殆どこの時刻に生じ、最大の塑性率を達した(図4)。しかし、N-M相互作用を無視したCASE-Aでは、柱がそれほどの降伏が生じなかった。つまり、外柱、隅柱の降伏は、二軸曲げ相互作用とN-M相互作用が重ねて影響した結果である。

(5) N-M相互作用による揺れ振動 解析用骨組モデル(図1)は二方向に対称で設計され、偏心がゼロである。N-M相互作用を無視した応答結果では揺れ振動が起らない(図3 a)。しかし、N-M相互作用を考慮すると、ねじれ振動は励起されている(図3 b)。すなわち、構造的完全に対称で初期偏心が無い骨組であっても、N-M相互作用の影響で、外柱および隅柱における軸力の増減に伴って曲げ剛性の変化が起こる。一つの主軸方向に転倒モーメントによる軸力減少する外柱の曲げ剛性が低下すると共に軸力増大する外柱の曲げ剛性が大きくなることによって、直交方向の入力に対して剛性の偏心が生じる。さらに、軸力減少側の隅柱、外柱が降伏し、軸力増大側の隅柱、外柱が降伏しないので剛性分布の偏心が増大される。このように、揺れ振動が励起された。しかし、揺れ振動による変形は全応答変形の5%程度(図3 b)で小さく、骨組全体の応答には大きな影響を及ぼさない。軸力変動の少ない内柱の本数が相対的に多い実際の建物では、N-M相互作用による剛性偏心が小さくなるので、相互作用による揺れ振動の影響が大きくなると考えられる。

5. 二軸応答と一軸応答の比較

(1) 柱の応力・変形の比較 外柱は二方向入力と一方向入力の軸力の変動幅がほぼ同じである。隅柱は二方向入力の場合、二方向の梁が同時に降伏しないため、最大変動軸力は一方向入力の2倍にならず、1階柱脚で約1.7~1.9倍である。一方向入力の柱の降伏ヒンジ及び最大塑性率は図6に示す。EL CENTRO地震波を用いた1軸応答では、応答の大きいNS方向でも、内柱と隅柱はほとんど弾性に止まる。降伏した外柱の1階柱脚の最大塑性率は1.2以下で、上層部分の最大塑性率は1.4以下で小さい。これに対して、二方向入力(NSとEW)ではNS方向のY-3フレームの最大塑性率は1階柱脚で1.40、外柱上層部で1.77(図4 b)であり、一方向入力の1.10および1.39

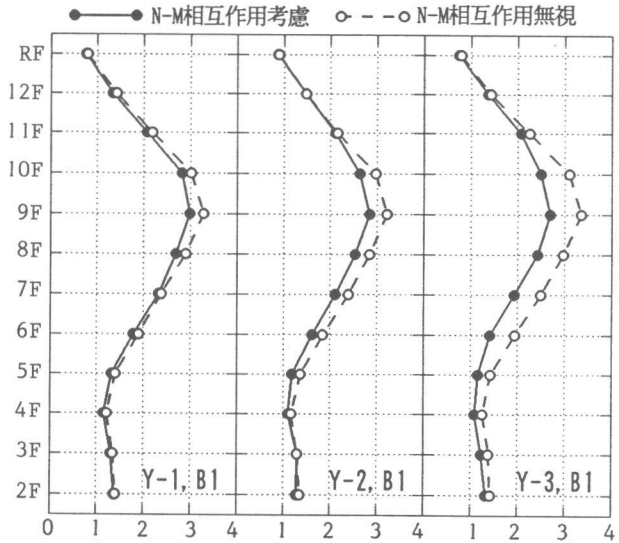


図5 梁の最大塑性率(入力:El Centro NS, EW)

と比べてそれぞれ約30%大きくなった。一方向入力の場合隅柱が降伏しないのに対して、二方向入力の場合隅柱は軸力変動幅が大きくて降伏し、最大塑性率が1.9を越えた(図4 b)。

(2) 梁部材の応答塑性率の比較 一方向入力と二方向入力の梁の塑性率の比較は図7に示す。二方向入力の梁の塑性率は、降伏して損傷が生じた柱(CR7)に接する梁端(Y-3のB1)では、一方向入力の結果より小さくなった。

(3) 骨組全体の応答結果の比較 一方向と二方向入力共に内柱の中間層はほとんど降伏しない。また、外柱、隅柱も軸力の増大する時には降伏しない。このような骨組モデルでは、骨組全体の応答については、二方向入力の主軸方向の応答は一方向入力の応答結果とはあまり変わらない。

6. 結論 鉄筋コンクリート造立体骨組のN-M相互作用を考慮した地震応答結果とそれを無視した結果を比較することによって、外柱、隅柱が軸力増大時に圧縮降伏せず、軸力減少時に降伏しても層降伏機構にならない立体骨組では、平面骨組と同様に軸力-モーメントの相互作用は骨組全体の振動特性と地震応答に及ぼす影響は小さい。但、軸力-曲げモーメント相互作用は各々の部材の応力・変形に影響するので、部材レベルの応答結果を精確に評価するために、変動軸力を含めた3軸相互作用を考慮すべきである。また、N-M相互作用が苛酷である骨組モデルでも、相互作用による剛性偏心で生じた振れ振動変形が全体の応答変形の5%以下で影響が小さい。

謝辞 本研究は、昭和63年度文部省科学研究費補助金(一般研究A、研究代表者：青山博之、課題番号：62420041)による「水平2方向地震力及び変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性挙動に関する研究」の一環として行なったものである。

参考文献 [1] 李康寧：3軸変動力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動(その3、MSモデルのパネ復元力特性)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10, pp.523-524 [2] 李康寧、青山博之、小谷俊介：軸力-曲げモーメントの相互作用を考慮した鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答(その1、解析プログラム)、(その2、平面フレームの解析結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10, pp.303-306 [3] 李康寧、小谷俊介、青山博之：変動軸力の効果を考慮したRC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10, No.3, 1988, pp.467-472 [4] M.F.Giberson: Two Nonlinear Beams with

Definitions of Ductility, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST2, 1969. 2, pp.137-157

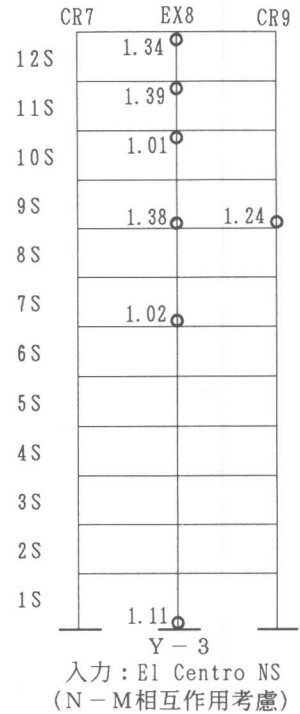


図6 一方向入力の柱の降伏ヒンジと塑性率

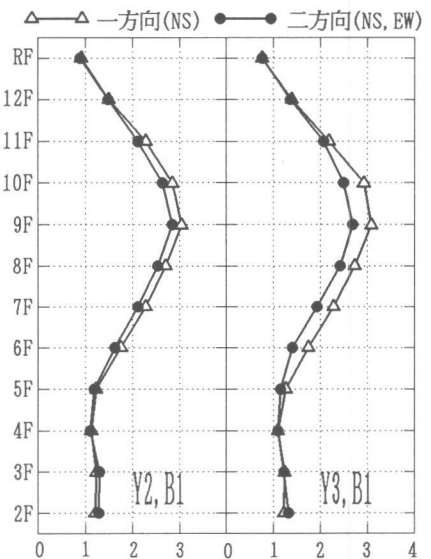


図7 一方向入力と二方向入力の梁の最大塑性率の比較