

報告 沖縄のピロティ建築物の耐震性能評価

長嶺 安一*1・山川 哲雄*2・當山 聖*3

要旨: 設計用地震荷重が全国一低い沖縄県では、全建築物の90%前後がRC造建築物で占められ、しかもピロティ形式の建物、即ち1階が地震に弱いソフトストーリータイプのRC造建物が多い。このようなピロティ建築物は新耐震設計法で設計されていても、1995年の兵庫県南部地震において大きな被害が発生した。そこで、沖縄の既存ピロティ建築物の耐震性能評価を試みるとともに、現行の剛性率に関しても検討を加えた。その結果、剛性率の運用についてひとつの問題点を提起するとともに、1981年の新耐震設計法施行以前、特に1971年以前の沖縄県のピロティ建築物に関しては耐震性能上憂慮すべき状態にあり、早急な耐震診断と適切な耐震補強対策が必要であることを指摘した。

キーワード: ピロティ建物、ソフトストーリータイプ、剛性率、保有水平耐力、有壁ラーメン

1. 序

第二次世界大戦終了後の1945年以来、沖縄は米軍統治下にあり、1972年本土に復帰した。そのような特異な環境下におかれていた沖縄では、本土の1/2の設計用地震荷重で耐震設計が長い間なされてきた。そして、1981年施行された新耐震設計法¹⁾においても、地震荷重は確かに引き上げられたが沖縄県のみは全国最低の値に据えおかれた。しかも、沖縄が本土に復帰した年の前後は、十分に洗浄されていない海砂が細骨材として大量に利用され、その結果現在塩害で損傷を受けた鉄筋コンクリート(RC)造建築物が他の都道府県に比較して多く見られることもまた事実である²⁾。

本来、建築物は地震に強く、長持ちするように、すなわち耐震性と耐久性を合わせ持つように設計し、施工しなければならない。しかし、新耐震設計法が施行された1981年以前に建築された沖縄県の建物は、上記の観点からいずれも憂慮すべき建築物が多いものと推察される。特に沖縄県では耐震設計用地震荷重が全国一低い上に、台風対策の影響もあってか全建築物の90%前後がRC造建築物で占められている。しかもピロティ形式の建物、すなわち1階が地震に弱いソフトストーリータイプのRC造建物が多い³⁾。

さらに、1995年の兵庫県南部地震において新耐震設計法で設計されていたRC造建築物でも、2層以上に壁が多く1層が独立柱となるピロティ建築物では、1階の層崩壊による大きな被害が発生した。このことは沖縄のピロティ建築物にとっても無関心ではすまされない。このような観点から、沖縄における既存ピロティ建築物の耐震性能評価を試みるとともに、現行の剛性率に関しても検討を加えた。

2. 沖縄県のピロティ建築物の概要

沖縄県のピロティ建築物の耐震性能調査に当たり、留意すべき事項は次の3点である。

- (1) 耐震設計用地震荷重を評価するために必要な地域係数が、新耐震設計法が施行される1981年以前は0.5に相当し、1981年以降は引き上げられて0.7になったが、この値は、全国でも最低値である。すなわち、耐震設計用地震荷重が昔から今日まで一貫して小さい。
- (2) 沖縄が日本に復帰する1972年直前の1971年に耐震規定が一部強化され、特にRC造柱のせん断補強が強化されたが、このことが1981年の新耐震設計法の施行まで沖縄でも忠実に実行されたかどうか、十分検討する必要がある。
- (3) 沖縄では前述のようにRC造ピロティ建築物

*1 琉球大学大学院 工学研究科環境建設工学専攻 (社会人入学), (有)長嶺総合設計・所長 (正会員)

*2 琉球大学 教授 工学部環境建設工学科, 工博 (正会員)

*3 琉球大学大学院 工学研究科環境建設工学専攻

表-1 調査検討の対象とした沖縄県のRC造ピロティ建築物(共同住宅)の概要

年代区分	建物 No.	設計 年度	建 物 規 模									IFピロティ 耐震壁 の有無	耐震壁の 地震時の 負担率(%)	構造特性 係数 D_s	IFピロティ 剛性率 R_s () 現行	形状係数 F_{es} () 現行
			階 数	基準階床 面積(m^2)	延床面 積(m^2)	軒高 (m)	1階 階高(m)	基準階 階高(m)	スパン長(m)		桁 数					
1971年以前 Z=0.5相当	1	1968	7	226	1862	19.9	3.7	2.7	7.4	6.0	5	無	無	0.45	0.023 (0.154)	1.96 (1.74)
	2	1970	4	585	2340	12.2	3.2	3.0	7.2	8.4	4	無	無	0.45	0.047 (0.147)	1.92 (1.76)
1971年から 1981年まで Z=0.5相当	3	1979	7	253	1771	22.3	4.2	2.8	9.8	5.6	4	両妻側 のみあり	50	0.55	0.045 (0.080)	1.93 (1.87)
	4	1980	4	165	600	11.9	3.2	2.9	7.2	4.7	4	〃	50	0.55	0.013 (0.059)	1.99 (1.90)
1981以降 Z=0.7	5	1982	6	310	1860	18.9	4.0	2.8	9.7	5.5	5	〃	50	0.55	0.021 (0.083)	1.97 (1.86)
	6	1995	4	200	800	11.3	2.8	2.9	9.0	5.9	3	〃	50	0.55	0.041 (0.102)	1.93 (1.83)

注1)建物重量はG.L以上に1.2ton/ m^2 を床面積に乗じて概算を求めた。 注2)梁間方向のスパン数はすべて1スパンである。

注3)IFピロティ部の剛性率(R_s)、形状係数(F_{es})は、それぞれ上段が剛体回転による層間水平変位(相対水平変位)を除去したものであり、下段が現行の方法により求めたものである。

が多いが、この原因の1つとして耐震設計用地震荷重の低さに助けられて、耐震設計が容易であるかどうかを検討することも必要である。

以上3つの観点から、沖縄のピロティ建築を1971年以前、1971年から1981年まで、そして1981年以降の3つの耐震設計年代に区分して、整理する。本報告では各耐震設計年代から、構造図や設計書などを収集できた4層から7層までの中規模RC造ピロティ建築物を2棟ずつ検討して、とりあえず沖縄のピロティ建築物の耐震性能に関する輪郭を抽出しようとするひとつの試みである。その結果、耐震性能に欠けるものであれば、耐震補強を早急に検討する必要がある。

設計及び竣工年度の古い順から番号を付けて、調査・検討の対象になったピロティ建築物の概要を表-1に整理する。表-1に整理したピロティ建築物の内No.1,2は1階部分が全面、すなわち建物の外周全てを開口とした建物である。そのほかの建物No.3~6は1階の両妻側に耐震壁が設置されているのみで、桁行方向は全面開口である。

3. 1階ピロティ梁間方向の柱の検討

表-2に1階ピロティ部の基準柱(中間柱)の断面形状や配筋状況を示す。せん断スパン比が梁間方向で1.46~2.65、桁行方向で1.40~2.65であり、比較的短い柱も存在する。新耐震設計法が施行される以前は、主筋量が比較的多いわりには(最大で $P_g=2.47\%$)帯筋量が少ない。

特に、1971年以前は極めて少なく、 $P_w=0.07\%$ しかないものもある。建物規模のわりには柱断面が一般に小さいので、必然的に長期軸力レベルも上昇し、これに地震時の軸力を加算すると $F_c/3$ を超える場合もある(表-2参照)。

表-2に示した柱の断面、せん断スパン比及び配筋から、1階ピロティ部の梁間方向について柱の曲げ強度とせん断強度を計算する。曲げ強度の計算はファイバーモデルを用い、帯筋の横拘束効果を考慮したコンファインドコンクリートの構成則にはManderらの構成則⁹⁾、横拘束効果を考慮しない場合は梅村のe関数を用いて計算した。しかも、地震時における軸力が変動した場合についても参考までに計算する。

せん断強度に関しては修正荒川式⁵⁾と、両端にヒンジを計画した日本建築学会式(AIJ式)⁵⁾で計算する。建物No.2とNo.4では表-2に示すように柱脚と柱頭では主筋量が異なるが、整理の都合上図-1には柱脚部のみ示す。図-1より、すべての柱においてせん断破壊時のせん断力が曲げ破壊時のせん断力と等しいかそれ以下となっており、せん断破壊又は曲げせん断破壊が先行し、靱性に欠けたRC造柱になっている。1981年新耐震設計法が施行された後も、曲げ破壊先行が守られていない。確かに、帯筋も規定どおりに配筋され、せん断強度とねばりの確保が意図され、主筋量も少なくして曲げ強度の低減化に努めているように見受けられるが、RC造柱の解析を行ってみると図-1に示すようにせん断

表-2 1階ピロティ部の柱に関する構造データ

年代区分	建物 No.	柱の断面 (mm)		h_0 (m)		せん断 スパン比		F_c (MPa)	σ_y (MPa)	P_g (%)		P_w (%)		長期軸力比 $\frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}$ (軸力(MN))	短期軸力比 上段(+) 下段(-)
		柱脚	柱頭	梁間	桁行	梁間	桁行			柱脚	柱頭	梁間	桁行		
1971年以前 (旧設計法) 地震地域係数 $Z=0.5$ 相当	1			3.00	2.14	2.14	17.7	294.2	2.14	0.15	0.14	0.08	0.07	0.25 (2.14)	0.37 0.13
	2			2.10	1.50	1.40	17.7	294.2	1.17	0.88	0.08	0.08		0.23 (2.11)	0.28 0.17
1971年から 1981年まで 地震地域係数 $Z=0.5$ 相当	3			3.20	3.45	2.00	2.15	20.6	294.2	1.90		0.18		0.25 (3.24)	0.33 0.17
	4			2.65	2.65	2.65	2.65	20.6	294.2	2.47	1.85	0.28		0.23 (1.20)	0.29 0.18
1981年以降 (新耐震設計法) 地震地域係数 $Z=0.7$	5			3.05	3.10	1.90	1.93	20.6	294.2	1.58		0.48		0.21 (2.78)	0.26 0.16
	6			1.90	2.05	1.46	1.57	20.6	343.2	1.09		0.59		0.22 (1.94)	0.26 0.18

注1) 長期軸力比の()値は1階ピロティ部の標準柱1本当りの軸力比である。

注2) 短期軸力比は地震力による軸力を長期軸力比に±して求めたものである。

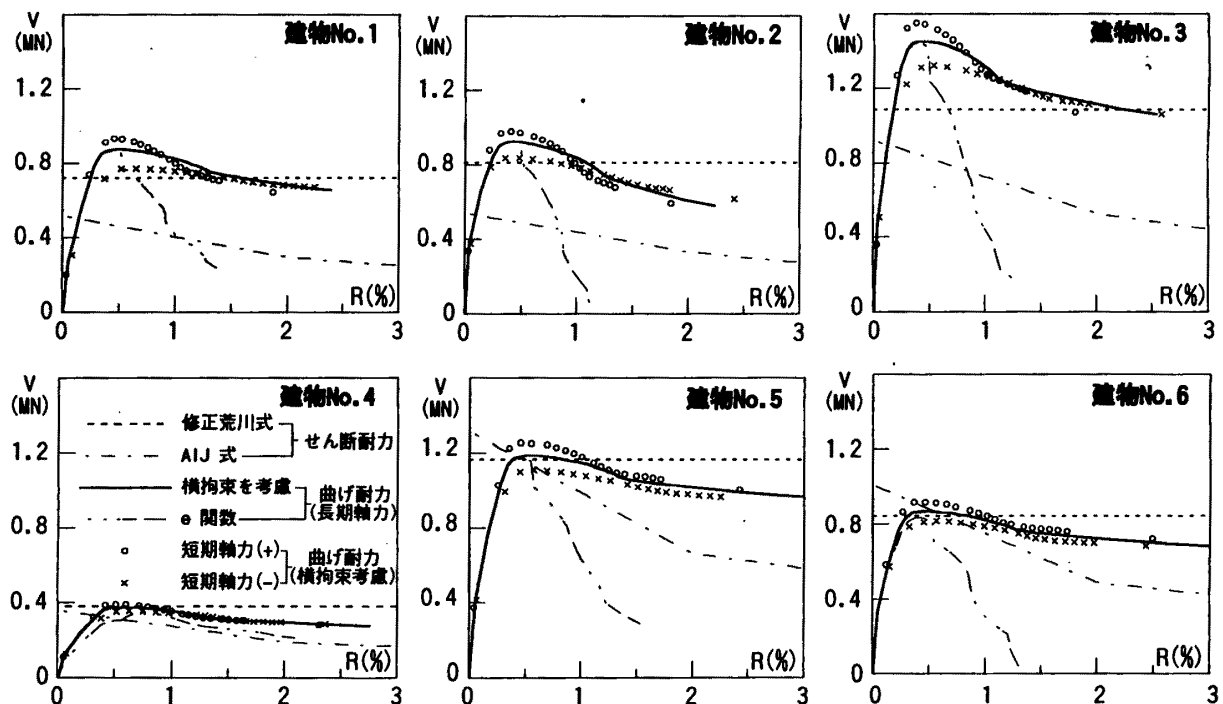


図-1 建物No.1～6の1階ピロティ梁間方向に関する柱の水平耐力と層間変形角

破壊しやすい柱になっている。

4. 剛性率と保有水平耐力

変位や変形に関する解析は新耐震設計法¹⁾に沿って、梁間方向の基準有壁ラーメン(平面架構)に限定する。表-1に示したピロティ建築物

はすべて梁間方向に1スパンであり、しかも2階以上は戸境壁として耐震壁が配置されている。したがって、このような有壁ラーメンは地震時において主に図-2に示すような弾塑性挙動を示す。図-2の変形に加えて、2階以上の連層耐震壁にはせん断変形と、両側の付帯柱の伸縮に

ともなう曲げ変形が生じるが、これらの変形は図-2に示した変形に比較すれば一般に小さい。すなわち、1階がピロティで2階以上が連層耐震壁で、しかも1スパン高層の場合には図-2に示した変形が支配的であると思われる。

このように2階以上の連層耐震壁の変位は剛体移動と剛体回転による変位が支配的である。したがって、2階以上の連層耐震壁の層間変位には剛体回転による相対水平変位が反映されることになる。しかし、このような相対水平変位は建物の水平剛性に直接関係したのではなく、剛性率の計算からは除くべき性質のものであると考える。

図-2に示した水平剛体移動による水平変位(2階以上の連層耐震壁の相対水平変位は零)は剛性率に一切関与しない。元々、剛性率はせん断型変形⁶⁾するラーメン、および有壁ラーメン(各柱の曲げ変形を主にせん断変形を必要に応じて加算した変形で、柱の伸縮にともなう全体曲げ型変形を無視したラーメン)に適用すべきものであり、1スパン高層有壁ラーメンに相当するピロティ建築物に剛性率を適用する場合には、特に注意が必要と思われる。なぜなら、1階柱の伸縮にともなう2階以上の連層耐震壁の剛体回転にともなう相対水平変位が無視できなくなるほど大きくなるからである。

以上のような観点にたてば、図-2に示したような1階がピロティで、2階以上が連層耐震壁で構成された1スパン高層有壁ラーメンでは、計算するまでもなく1階ピロティ部の剛性率は必ず0.6以下で、かつその値も小さい値となることは明らかである。ちなみに、表-1、2に示した1971年以前に旧基準で設計されたNo.1の建物と、1981年以降の新耐震設計法で設計されたほぼ同じ規模のNo.5の建物について、基準梁間方向1スパン多層有壁ラーメン(図-2参照)の計算例を示す。

計算モデルは①慣用のブレース置換法を適用した場合(連層耐震壁の梁の軸及び曲げ剛性は無限大と仮定する)、②2階以上の連層耐震壁をすべて剛体と仮定した場合、③壁板を除去して純ラーメン(梁は床スラブを考慮して長方形断

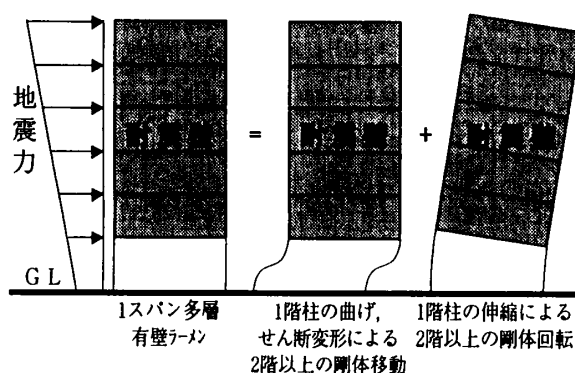


図-2 有壁ラーメンの弾塑性挙動

面の2倍の断面2次モーメントとし、梁の軸剛性を無限大とする)とした場合の3ケースについて計算する。計算は新耐震設計法の1次設計に基づいて変位を求める。

各層の水平及び鉛直変位の分解は文献6)の方法にしたがって、図-3に示すように定義する。但し、1スパン1層の4節点の水平と鉛直変位をいづれもスパン中央の鉛直軸に関する逆対称変位成分について、各層ごとに図-3に示した4種類の変位成分に分解する。但し、これらの分解結果は慣用のブレース置換法で求めた1階ピロティ部のせん断型変形を1.0とした場合の比で表わす(図-4参照)。

有壁ラーメンでは1階ピロティ部のせん断型変形が最も大きく、次いでそれによる剛体水平移動が大きい。曲げ型変形は柱の軸力が最も大きい1階部分が最も大きい、せん断型変形の2～3%である。むしろ、1階ピロティ部の曲げ型変形による上層階の剛体回転による相対水平変位の方が大きい。図-4に示す各層の剛体水平移動は結局各層の床位置の水平変位に等しい。この水平変位に関しては、連層耐震壁を慣用のブレース置換法で解いた計算結果が、連層耐震壁を剛体として解いた計算結果に極めて近いことがわかる。

慣用のブレース置換法で求めた変位から剛性率を計算し、剛体回転による相対水平変位の有無が剛性率に及ぼす影響について検討する。

図-5は表-1に示した建物について妻側の耐震壁が設計用地震荷重の50%を負担するものと仮定し(建物No.3～6)、基準梁間方向の有壁ラーメン(平面架構)について、現行の方法(水平変位に剛体回転成分を含む)で剛性率を計算したものであるが、1階ピロティ部の剛性率は基準値の

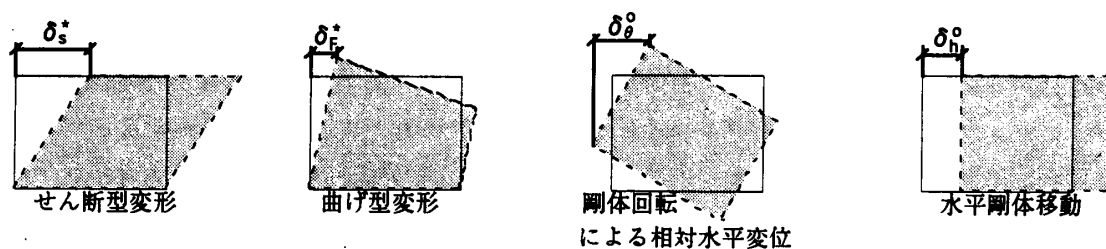
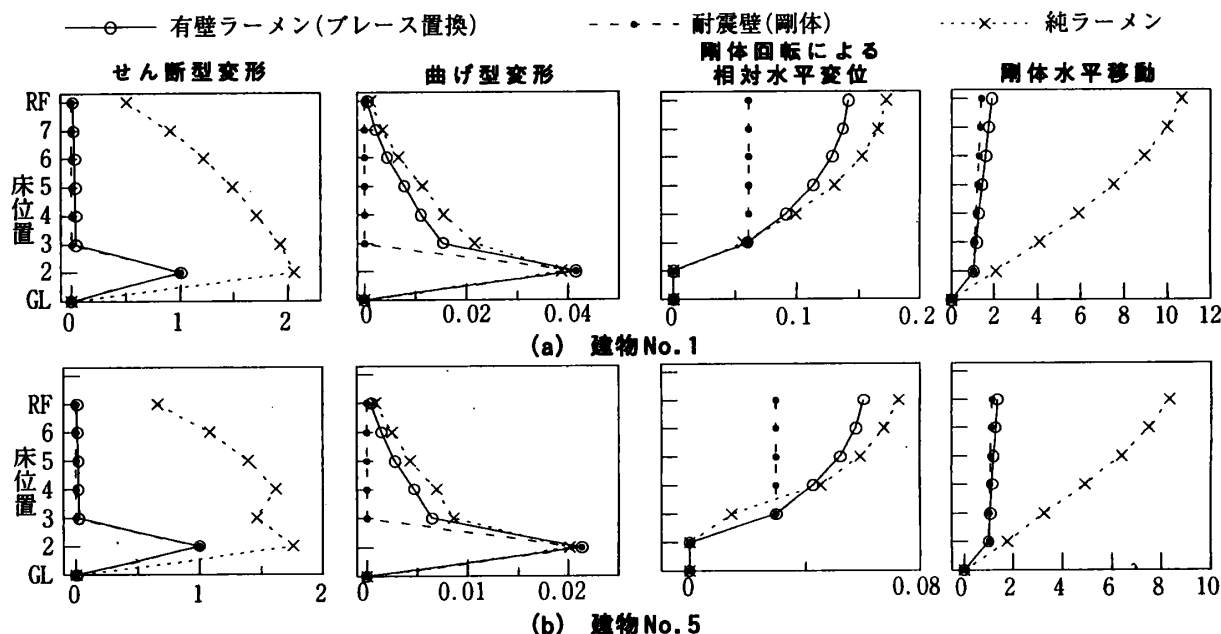


図-3 各層ごとの水平変位の分解(スパン中央の鉛直軸に関して逆対称成分のみ)



注) 図中の値は、有壁ラーメン(ブレース置換)1階ピロティ部のせん断型変形を1.0とした場合の比である。

図-4 建物 No. 1, 5 における各計算モデルごとの各層の水平変位の分解

0.6 をすべて下回っている(図-5 参照)。図-6 は No. 1, 5 のピロティ建築物について図-2 ~ 4 から剛性率を求めたものである。図-6 より、剛性率の計算に際して剛体回転による相対水平変位成分を除くと、1階ピロティ部の剛性率はさらに小さい値になるばかりでなく、No. 1 の建物にあっては3層まで基準値の0.6を下回っている。

一方、芳村らが文献7)で兵庫県南部地震において被害を受けたRC造ピロティ建物全体の剛性率を計算している。それによると、剛性率はピロティ部に相当する1層が最も大きく、その値は1.18になっている。それゆえに芳村らは弾性剛性に基づく現行の剛性率¹⁾では、ピロティ層への耐力割り増しを行えない場合もありうることを指摘している。このことについては大久保らも有限要素法を用いた弾性解析から、1階ピロティ部の剛性率は基準値の0.6を著しく下回っていることを報告している⁸⁾。芳村らは1階ピロティ部の剛性率が0.6以上になる理由として、

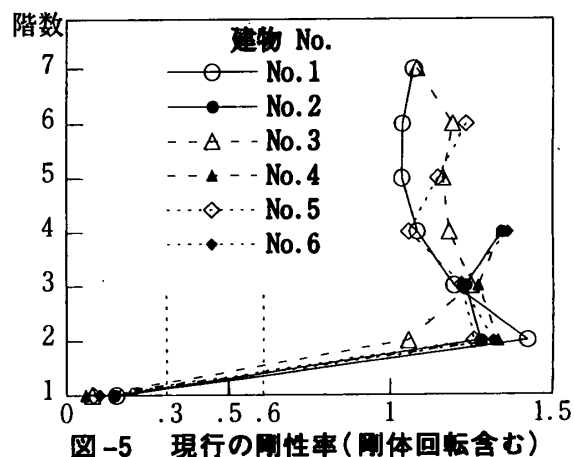


図-5 現行の剛性率(剛体回転含む)

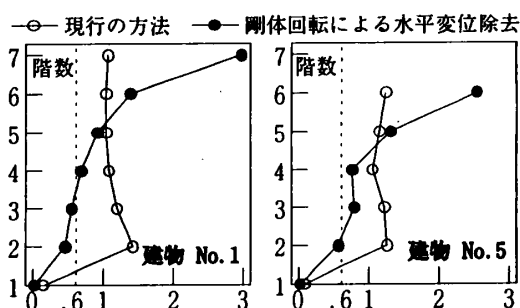


図-6 建物 No. 1, 5 の剛性率(ブレース置換法)

図-3に示す曲げ型変形が2層以上の連層耐震壁部分で、1階ピロティ部のせん断型変形と同じくらい生じることをその根拠にあげている。しかし、その変位成分は小さく、しかもその大部分は図-4の慣用のブレス置換法で示すように、剛体回転にともなう水平変位であることに注目する必要がある。

図-1に示したように、表-1に示したピロティ建築物は6棟ともすべてせん断破壊、又は曲げせん断破壊する1階ピロティ部のRC造柱で構成されているが、ここでは簡単に曲げ降伏強度式¹⁾を用いて、保有水平耐力を計算する。一方、必要保有水平耐力の計算にあたり、表-1に示すように1階ピロティ部の梁間方向の両妻側に耐震壁がある建物No. 3～6は構造特性係数 $D_s=0.55$ を採用し、かつ耐震壁が必要保有水平耐力の50%を負担するものと仮定し、耐震壁がない建物No. 1, 2には $D_s=0.45$ を採用する。偏心率がすべて15/100以下であるので、剛性率にしたがって表-1のように形状係数 F_{es} を採用し、地域係数は1次設計と同様に沖縄は0.7とする。なお、計算は基準梁間方向の1スパン多層有壁ラーメンについて行い、1階ピロティ部が層崩壊するものと仮定する。ただし、桁行方向にはこのような簡単な仮定が成立しないので、ラーメンの弾塑性解析が必要である。

図-7より、剛体回転による層間変位を除いて剛性率を計算すると、必要保有水平耐力を満足する建物はNo. 6のみとなる。特に、1971年以前の建物No. 1は劣悪である。

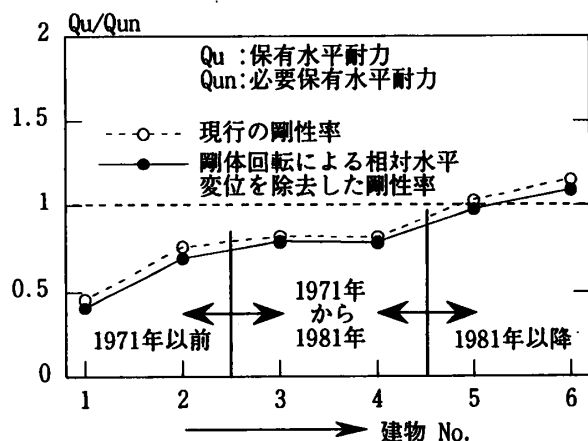


図-7 基準梁間方向の1スパン多層有壁ラーメンの水平耐力

5. 結論

剛性率の評価は純ラーメンであれ、有壁ラーメンであれ、これらのせん断型変形が基本である。特に梁間方向の1スパン高層有壁ラーメンにおいて、1階ピロティ部の柱の伸縮にともなう全体曲げ型変形は、2階以上の連層耐震壁にとって剛体回転であり、これによる相対水平変位成分は剛性率の評価から除去すべきものである。

1981年の新耐震設計法施行以前、特に1971年以前に設計された沖縄のピロティ建築物の耐震性能は憂慮すべき状態にあると推測されるので、更なる調査と詳細な検討が強く望まれる。

謝辞：本研究は平成9年度の文部省による民間等との共同研究（区分A）（沖縄県建造物耐震耐久性調査協同組合）の一部である。

参考文献：

- 1) 日本建築センター：建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—1997年版、日本建築センター、pp. 146-148, 1997. 12
- 2) 伊良波繁雄、山川哲雄、森永繁、仲座徳雄：沖縄県の公営RC造集合住宅に関する塩害による建物損傷調査と被害状況の推定、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19 No. 1, pp. 1015-1020, 1997. 6
- 3) 小倉暢之、田上健一：沖縄におけるピロティ型戸建住宅に関する研究（その1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp. 83-86, 1997. 9
- 4) J. B. Mander, M. J. N. Priestley and R. Park: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Eng., Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1988.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1990. 11
- 6) 山川哲雄、富井政英：節点外力と節点変位に関する各基本成分とI形梁理論で求める節点剛性マトリックス—耐震壁の節点剛性マトリックスに関する実用解（その1）、日本建築学会構造系論文報告集、第413号、pp. 97-106, 1990. 7
- 7) 芳村学、木原祥智：ピロティを有する鉄筋コンクリート建物の地震時変形制御法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 19 No. 2, pp. 81-86, 1997. 6
- 8) 大久保全陸、酒井新奈、松岡忠生：開口壁付きピロティ構造の水平剛性に関する一考察、日本建築学会九州支部研究報告第30号、pp. 305-308, 1997. 3