

可撓筋違架構による制震構造の研究（その2）

可撓筋違架構の解析とその特性

小 高 昭 夫

Consideration of the Structures with Flexible Bracings in Restraint of Vibrations by Earthquake Ground Motions Part, 2.

The Analysis and Characteristics of the Structures with Flexible Curved Bracings

Teruo ODAKA

Shear walls in reinforced concrete structures and bracings in steel frame structures has been considered to more effective elements for earthquake and wind force.

However, these lateral resistant elements often possess too high rigidity to alleviate powerful earthquake force against framed structure, and moreover in spite of a great amount of capacity carrying over loads, these structures are apt to become rather more brittle.

So we mainly analytically have developed a reasonable earthquake resistant elements, namely so-called flexible curved bracings, of which especially steel structure is formed. It is considered that framed structure having bracings like this may be given more moderate and realistic rigidity and ductility.

The framed structures having curved bracings is analyzed by means of the theoretical methods which is shown in part 1.

It is shown that the framed structure having curved bracings be able to more moderate and realistic rigidity and ductility by adjust angle of curved bracing.

1. 序論

構造物において、水平力に抵抗させるための抵抗要素としては、剛節ラーメン（壁式ラーメンも含む）、および耐震壁、筋違を含むラーメン等がある。ところが超高層ビルにおける抵抗要素は、剛節ラーメンが主たるものであったが、少しでも変形を小さくするために剛性を増大させ、更におねばりを増加させるための種々の要素が考案されている。

通常の耐震壁や筋違を含む架構では剛性が大きくかつせん断破壊のようなもろい破壊を生じる恐れがあるので、これらの欠点をおぎなうため種々の抵抗要素が考案されている。すなわち剛性を上層から下層へ、また平面的にも調節ができ、さらにねばりのある曲げ破壊に近い破壊性状を付与することが出来る抵抗要素を考案することによって、構造物の固有周期が自由に調節でき、ねばりのある構造物が形成できる。そしてこのような構造形

式を制震構造と呼ぶこととする。

さて制震構造としての抵抗要素に関する研究は、耐震壁にスリットを設けたスリット式耐震壁に関する研究⁽¹⁾が最初である。剛節ラーメンにPC板または鉄筋コンクリートの耐震壁を挿入し、剛節ラーメンと数カ所において特殊の接合法によって接合した可撓耐震壁の曲げせん断実験⁽²⁾および剛節ラーメンに挿入する壁体にスリット状の孔を設けた可撓耐震壁の復元力特性に関する研究⁽³⁾がある。また鉄骨ブレースを挿入したPC板または鉄骨コンクリートの耐震壁を製作して、ラーメンと接合した構造体に対する実験^{(4),(5)}等が発表されている。

鉄骨構造における制震構造に関する研究については、鉄骨構造の剛節ラーメンの隅角部に筋違を設けた場合に対する実験的研究⁽⁶⁾、各種の筋違の形式に対して、剛性、耐力を実験的に考究した研究⁽⁷⁾および剛節ラーメンに鋼板を挿入した所謂鋼板耐震壁の研究^{(7),(8)}等がある。

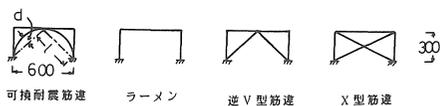


図1 可撓筋違と通常の筋違

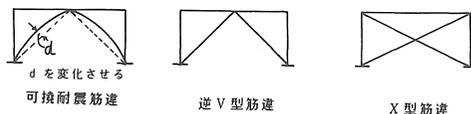


図2 解析例(1層架構)

これらの研究は高層建築物における剛性を調節し、ねばりのある構造物を形成するための制震構造の研究といえる。

本論文においては、上記の目的に沿った制震構造として、筋違の形式を変化させることによって、剛性の調節ができ、曲げ破壊に近いねばりのある構造形式を見出そうとするものである。すなわち図1に示すように通常の筋違付架構と異なり、一種のアーチ状の筋違を有する架構を可撓耐震筋違と称することとする。筋違をアーチ状にすることによって、次に示すように可撓性があり、同時に筋違としての効果を具備しているの、耐震効果が期待できるものと考えられる。

- (1) 筋違としての座屈が生じにくいので、十分な耐力、剛性が期待できる。
- (2) 可撓筋違はライズ(d)を調節することによって、比較的安定性のある適度の剛性が期待でき、剛性の調節が可能である。
- (3) 可撓筋違の変形は軸方向力よりも曲げの影響が大きく、架構の破壊形式は曲げ破壊に近く、靱性も大きいと考えられる。
- (4) 高層架構の場合、筋違架構の上層では曲げ変形の影響が大きく、剛性が低下するが可撓筋違架構は、曲げ変形が小さいので耐力、剛性の低下は上層においても小さい。

このような理由によって、制震構造としての可撓筋違架構について、弾塑性解析によって耐力、剛性等を理論的に考察し、制震構造としての可能性が追求される。

2. 可撓耐震筋違の基礎的考察(解析例1)

解析例として、図2に示される1層架構を例とし、前論文⁽¹⁰⁾における弾塑性解析(1)によって解析し、可撓耐震

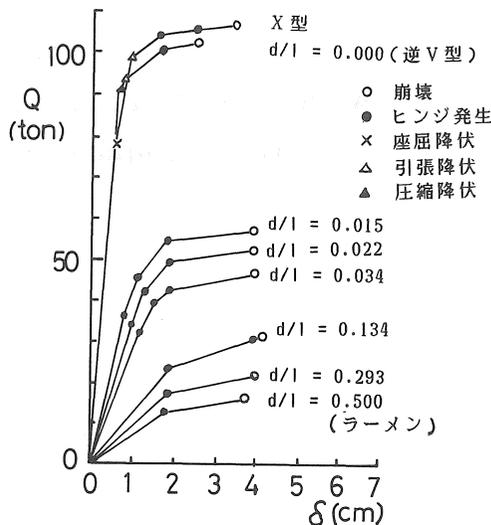


図3 せん断力と変位の関係

筋違の剛性、耐力が検討され、架構の形式および部材断面等は表1に示される。

また、解析上可撓耐震筋違は、曲線材ではなく、直線材の連続と考え、面外座屈の生じない断面を選んで解析する。この理由は前論文において示される曲線材としての解析と、直線材の連続としての解析について5層建物に対して弾性解析を行い、直線材の分割を密にすれば正解が得られることを確かめたからである。

解析結果は図3-図6に示される。図3はせん断力と変位の関係を示す。図4は剛性低下率について、図5は終局耐力比について、それぞれの形式ごとに比較できるように示される。

図3、図4および図5から明かなように可撓耐震筋違のライズdを調節することによって、適当な剛性、靱性

表1 架構の形式及部材断面等

型式 d/l	可 撓 耐 震 筋 違						ラーメン	X型
	逆V	0	0.015	0.022	0.034	0.134		
柱・梁	H-300×150×65×9,	A=46.78cm ² ,		I=7210cm ⁴ ,		Z _p =542.1cm ³		
筋 違	□-150×150×4.5×4.5,	A=25.67cm ² ,		I=896cm ⁴ ,		Z _p =151cm ³		
諸 常 数	σ _y =2.4t/cm ² ,		E=2100t/cm ² ,		G=900t/cm ²			

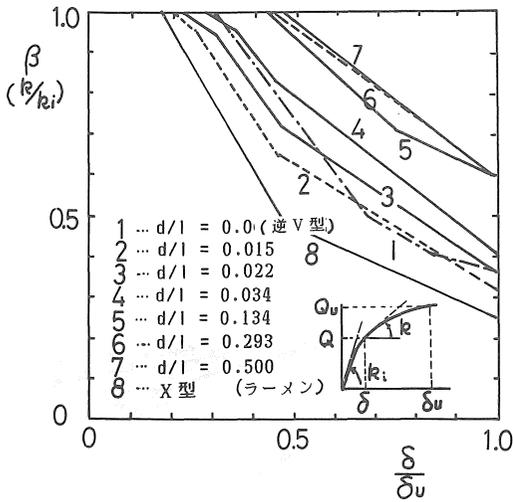


図4 剛性低下率

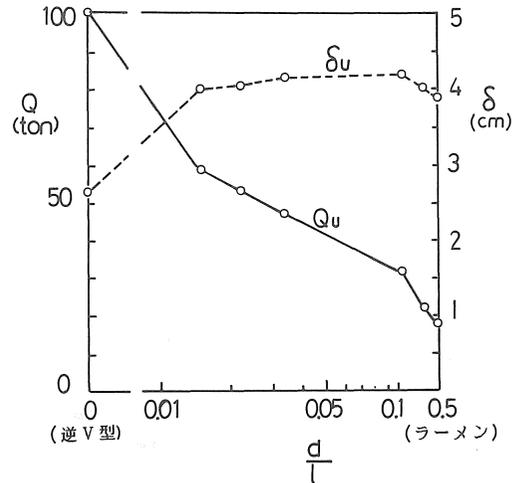


図6 終局耐力と終局変位

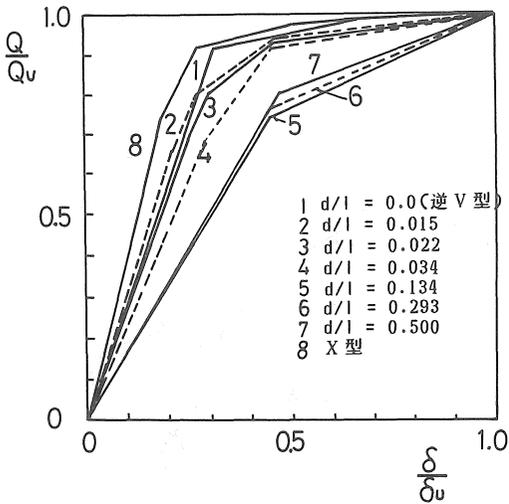


図5 終局耐力比

が期待できることが明かである。また図6は終局耐力および終局変位とライズdとの関係を示す。図より終局耐力および終局変位についても、可撓耐震筋違は、X型、逆V型筋違とラーメンとの中間にあり、ライズdの変化につれてスムーズな変化を示している。

3. 接合部パネルのせん断変形のみを考慮し、かつ PΔ 効果による影響について (解析例2)

解析例として図7に示される10層架構を設定した。また解析における部材断面等は表2に示される。解析にさいして、増分水平荷重 ΔP は各層に1ステップ毎に0.2 ton 宛作用させ、定軸方向力 P は各層に8.0ton 作用させる。

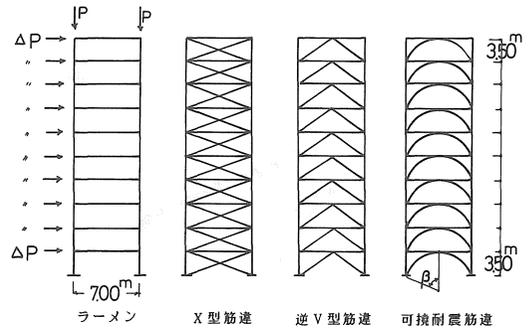


図7 解析例

および PΔ 効果を考慮した弾性解析が行われる。

解析結果は図8—図11に示される。図8は5層のせん断力と変位の関係で、接合部パネルのせん断変形および PΔ 効果の影響を考慮した場合と無視された場合が示される。ここに $\sigma_c = N/A$ で柱の鉛直時軸方向応力度であり、 f_c は柱の座屈応力度である。

図9および図10は接合部パネルのせん断変形および PΔ 効果を考慮した場合と無視した場合に対する剛性低下率と層間部材角の関係が示される。ここに k は接合部パネルのせん断変形および PΔ 効果を無視した場合の初期剛性で、k は接合部パネルのせん断変形および PΔ 効果を考慮した場合の各段階における剛性を示す。また図9はX型、逆V型筋違に対して、図10はラーメンおよび可撓筋違 $\beta = 20^\circ$ 、 $\beta = 60^\circ$ に対して示される。図11は架構の弾性限最大層せん断力と層間変位の関係が示される。

図8より明かなように、細長い架構では、接合部パネルのせん断変形と PΔ 効果による幾何学的非線形性の影

表2 部材断面等

部 材 断 面	柱	H-400×200×8×13,	A=84.12cm ² ,	I=23,700cm ⁴
	梁	H-490×199×9×14,	A=101.3cm ² ,	I=41,900cm ⁴
	筋 達	□-175×175×6×6,	A=39.63cm ² ,	I=1,860cm ⁴
諸 常 数	$\sigma_y=2.4\text{t/cm}^2, \quad E=2100\text{t/cm}^2, \quad G=810\text{t/cm}^2$			

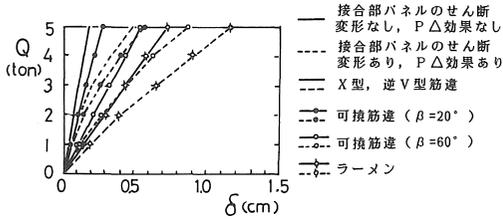


図8 5層 ($\sigma_c/f_c=0.2$) のせん断力と変位

R: 接合部パネルのせん断変形, PΔ効果無視の場合の初期剛性
k: 接合部パネルのせん断変形, PΔ効果考慮の場合の初期剛性

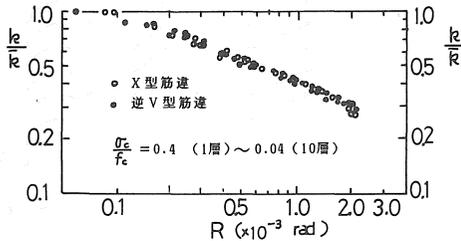


図9 パネルのせん断変形, PΔ効果による剛性低下率と層間部材角

響は、とくにラーメンに於て顕著で逆V型およびX型筋着達架構でもかなり大きく、可撓筋達はこの中間にある。

また、図10より明かなように、高層になるほど接合部パネルのせん断変形とPΔ効果の影響は大きく、剛性低下も大きいことが明かである。

架構の各部材が最初に降伏する弾性限最大せん断力Q_{max}は、逆V型およびX型筋着達架構の場合には層間変位が小さいほど大きいが、ラーメンや可撓筋達では、層間変位が最大となるせん断力が存在することが図11より明かである。

これらの結果より適当な変形にするようなせん断力を有する可撓筋達を選定することが可能であると推定される。

4. 接合部パネルの全変形とPΔ効果を考慮した弾塑性解析 (解析例3)

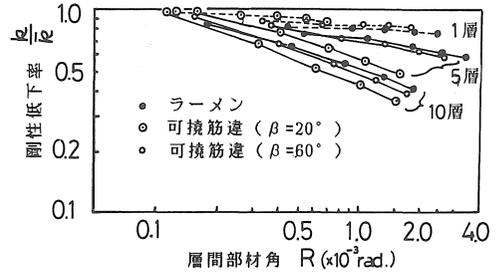


図10 パネルのせん断変形, PΔ効果による剛性低下率と層間部材角

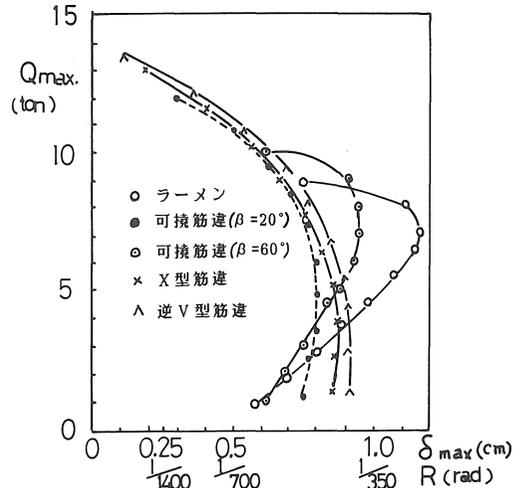


図11 弾性限最大層せん断力と層間変位 ($\sigma_c/f_c=0.4(1層)\sim 0.04(10層)$ の場合)
 $\alpha=N/A$: 柱の軸方向応力度
 f_c : 柱の座屈応力度

解析例として、図12に示される10層の架構に対して、接合部パネルのせん断変形とPΔ効果を考慮した弾塑性解析を行い可撓耐震筋達の剛性および耐力を検討する。解析における部材断面等は表3に示される。また解析における増分水平荷重ΔPは各層に1ステップ毎に0.2tonずつ作用させ、定軸方向力Pは各層に5 ton作用させ

表3 部材断面等

		階	断 面	断 面 積 (cm^2)	断面 2 次モメン ト (cm^4)	塑性係数* (cm^2)
部 材 断 面	梁	7~11	H-446×199×8×12	84.30	28,700	1,450.30
		2~6	H-450×200×9×14	96.76	33,500	1,679.06
	柱	6~10	H-500×200×10×16	114.20	47,800	2,175.17
		1~5	H-506×201×11×19	131.30	56,500	2,540.98
	筋 違		□-175×175×6×6	39.63	1,860	257.16
諸 常 数		$\sigma_y = 2.4\text{t/cm}^2$, $E = 2100\text{t/cm}^2$, $G = 810\text{t/cm}^2$				

* ボックス断面は等価なH型断面として算定

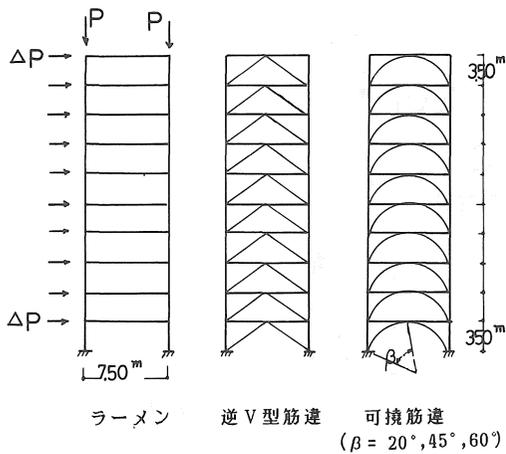


図12 解析モデル

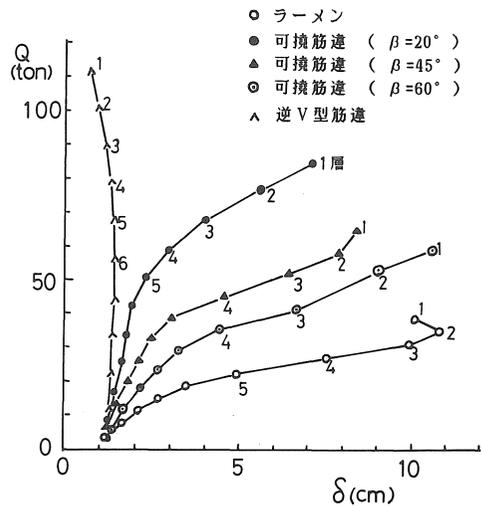


図13 最大層せん断力と層間変位

る。

解析結果は図13-図16に示される。図13は最大せん断力と層間変位の関係で、図14は層せん断力と層間変位の関係でそれぞれラーメン、可撓筋違の場合における $\beta = 60^\circ, 45^\circ, 20^\circ$ および逆V型筋違架構について示すとともに、1層、5層について、崩壊までの過程も示される。

図16は剛性低下率と層間部材角の関係で、1層、3層、および5層に対して示される。

図13、図14によれば、逆V型筋違は耐力は大きいが層間変位は小さい。言い替えれば靱性が小さい。これに比較して可撓耐震筋違は、ライズdを調節すれば(β を調節すれば)耐力はラーメンの数倍にも達し、靱性もラーメンと同程度期待できることが明かである。

さらに図15、図16、に示される層せん断力と層間変位および剛性低下率と層間部材角の関係によれば、逆V型筋違架構の破壊形式は軸方向力によるものであり、剛性

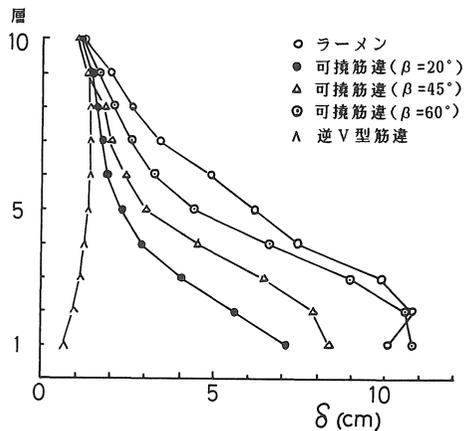
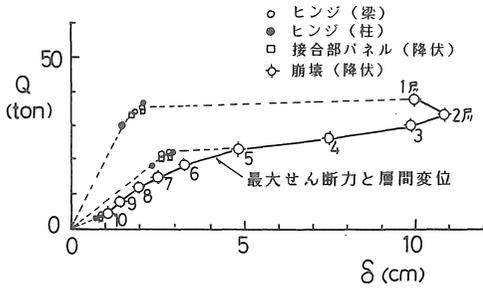
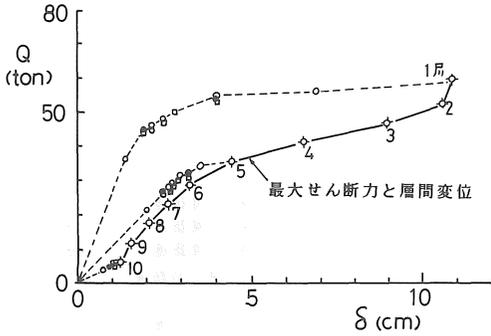


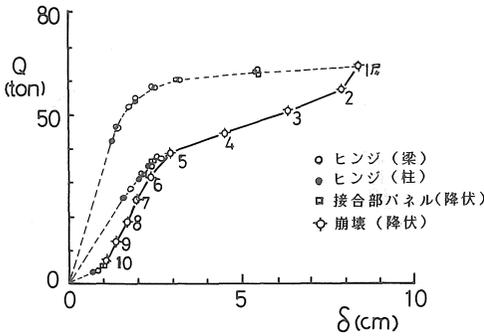
図14 終局時における層間最大変位



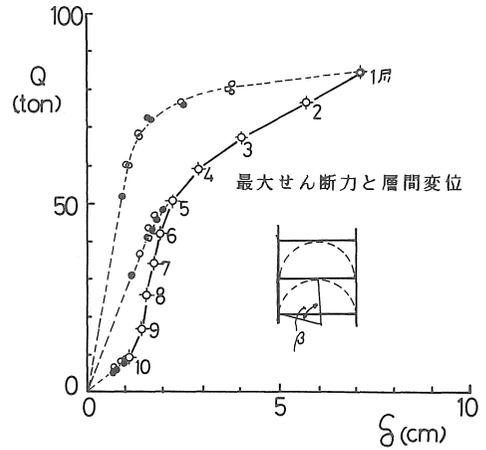
(a) ラーメン



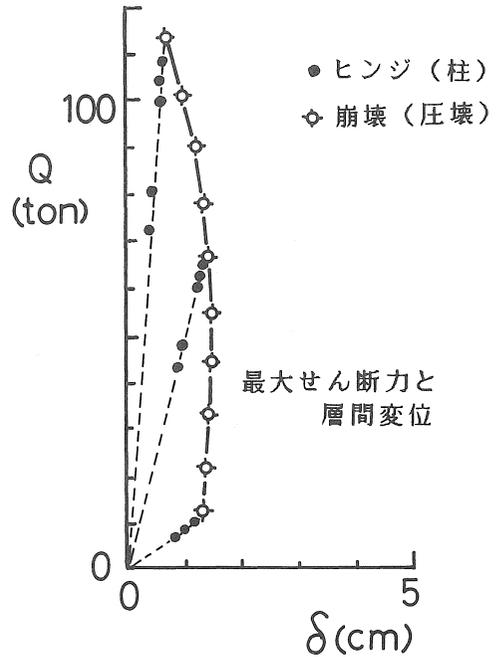
(b) 可撓筋違 ($\beta=60^\circ$)



(c) 可撓筋違 ($\beta=45^\circ$)



(d) 可撓筋違 ($\beta=20^\circ$)



(e) 逆V型筋違

図15 層せん断力と層間変位 (Q~delta曲線)

低下率は小さいが急激な破壊を生じている。

一方可撓耐震筋違は、曲げて崩壊し、崩壊に至るまで、剛性や靱性においてもバランスのとれた挙動を示していることが明かである。

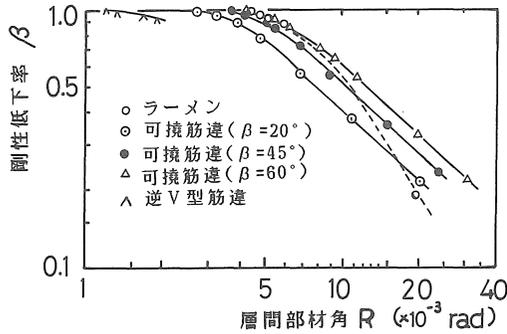
5. 結論

可撓耐震筋違を有する架構について解析し、耐震筋違をアーチ状に設け、アーチのライズを調節することによって、剛性の調節が可能で、靱性のある構造形式を見いだすことができる。すなわち、

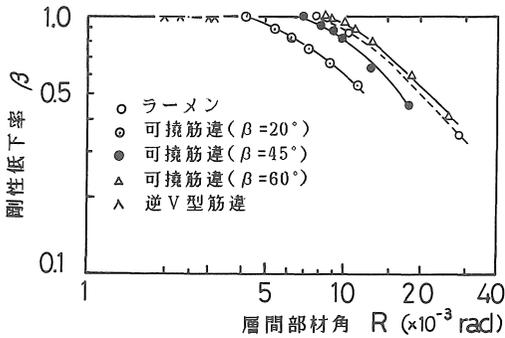
- (1) 可撓耐震筋違のライズdを調節することによって、適度な剛性および靱性が得られる。また終局耐

力および終局変形についても可撓耐震筋違はX型、逆V型筋違とラーメンの中間にあり、ライズdの変化につれてスムーズな変化を示す。

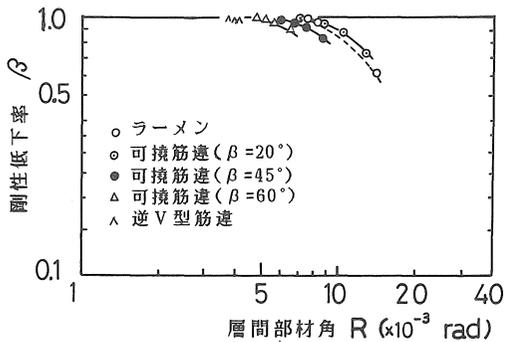
- (2) 高さ方向に細長い架構においては、柱・梁接合部パネルのせん断変形とPΔ効果に幾何学的非線形の影響は、とくにラーメンにおいて顕著に表れ、可撓耐震筋違はラーメンとX型、逆V型筋違の中間となる。また高層になるほど、柱・梁接合部パネルのせん断変形とPΔ効果の影響は大きく、剛性低下も大きい。
- (3) 可撓耐震筋違は、ライズdを調節することによって、耐力はラーメンの数倍にも達し、粘りもラーメ



(a) 1 層の剛性低下率と層間部材角



(b) 3 層の剛性低下率と層間部材角



(c) 5 層の剛性低下率と層間部材角

図16 剛性低下率と層間部材角

ンと同じ程度期待できる。また、逆V型筋違架構の破壊形式は軸方向力によるもので、剛性低下率は小さいが、急激な破壊(脆い破壊)を生じる。一方可撓耐震筋違は曲げて崩壊し、崩壊に至るまで剛性や靱性からも、バランスのとれた挙動を示す。

これらの結果から、可撓耐震筋違は制震構造として、その耐力、剛性ならびに靱性から考察して、通常の筋違架構やラーメンと比較して優れた構造形式といえる。

謝辞

本論文は東急建設株式会社技術研究所、本田義博氏が研究生として解析したものである。また竹中工務店技術研究所、主席研究員斉藤勝彦氏には有益なる助言を辱うした。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- (1) 大森信次, 遠山幸三他: スリット耐震壁の実験的研究
その1; 日本建築学会論文報告集号外: 昭和41年10月
その2; 日本建築学会論文報告集号外: 昭和44年8月
その3; 日本建築学会論文報告集号外: 昭和45年9月
- (2) 山口育雄, 小林昌一他: 可撓耐震壁に関する研究; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和46年11月
- (3) 鈴木 雄, 近藤昭二他: 可撓耐震壁(TAC)の復元力特性; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和44年8月
- (4) 杉田稔, 三浦康夫: 鉄骨ブレース入りPC板に関する実験的研究; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和46年11月
- (5) 狩野芳一, 桑原達夫他: ブレース入り耐震壁の実験的研究;
その1; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和45年9月
その2; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和46年11月
- (6) 加藤 勉, 平田康浩他: 可撓剛性ブレースの研究; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和44年8月
- (7) 高橋康彦, 岡田 宏: 鉄骨ブレース付きラーメンの実験的研究; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和44年8月
- (8) 見村博明, 秋山 宏: 張力場を形成する鋼板耐震壁の復元力特性; 日本建築学会論文報告集260号: 昭和52年10月
- (9) 藤本盛久, 尾崎昌凡他: 鋼板耐震壁付き鉄骨ラーメンに関する実験的研究, その1-その4; 日本建築学会大会学術講演梗概集: 昭和52年10月
- (10) 小高昭夫: 可撓筋違架構による制震構造の研究(その1) 構造物の弾塑性解析法; 愛知工業大学研究報告22号, 1987, 03.

(受理 昭和62年1月25日)