

論文

[2079] 袖壁に設けた構造目地の効果

正会員 野村 設郎 (東京理科大学理工学部)

正会員○青柳 喜浩 (宮城職業訓練短期大学校)

§ 1 まえがき

近年の地震被害により、非構造壁とされていた雑壁が、耐力的にも架構に影響を及ぼした(柱の短柱作用等)例が見られた。その回避策として、架構と雑壁との境界に断面欠損形式の構造目地を設けることが考えられ、構造計算指針の中にも耐力的に無視できる壁厚(スリット)の規定が盛り込まれた。しかし、既往の研究成果からこのスリットではその厚さを施工可能なかぎり薄くしたとしても、その影響を完全に無視することはできないと考えられる。

本研究では、RC高層壁式ラーメン構造(以下HFW構造)の袖壁付き梁に、この構造目地を設けた場合の耐力的な影響を、定量的に評価することを目的として実験を行った。

§ 2 実験概要

試験体形状は、日本建築センターの評定を受けたHFW構造の建物における桁行方向の中間層を対象として、約1/3モデルを想定している。試験体は、構造目地形式、構造目地厚、梁の張り出し長さ及び梁主筋量をパラメータとした。(表-1参照)

構造目地の形式は、外力に対して目地部壁が圧縮力を伝える圧縮力伝達形式と、一面せん断力を伝える一面せん断形式(以下Sタイプ)の2種類とした。さらに圧縮力伝達形式は、構造目地を袖壁部と上下梁部との境界に設けたもの(以下Gタイプ)、袖壁部と壁柱部との境界に設けたもの(以下Cタイプ)、袖壁部と壁柱部及び袖壁部と上下梁部のいずれかに設けたもの(以下Lタイプ)の3種類とし、その他に構造目地の無いもの(以下Nタイプ)と袖壁の無いもの(以下Fタイプ)を比較対象とした。構造目地部壁厚は、壁厚50mmに対し構造計算指針での無視し得る壁厚に相当すると考えられる30mmと、その半分の15mmとした。

袖壁の張り出し長さは、梁の内法スパンの1/6(25cm)と2/6(50cm)の2種類を対象とし、梁主筋量は、引張鉄筋比 $P_t = 0.98\%$ と $P_t = 1.81\%$ の2種類とし、いずれも袖壁の有無にかかわらず梁降伏型の配筋とした。

加力は、変位制御1.5回の正負交番漸増繰返し載荷とした。

使用したコンクリートの設計基準強度は240(kg/cm²)、また鉄筋は、SD35相当のものを使用した。

§ 3 実験結果及び考察

1) 梁の耐力

a) 初期剛性; 袖壁によって拘束された梁の可撓な長さを4種類と仮定す

表-1 構造目地形式一覧

Gタイプ	Lタイプ	Cタイプ	Sタイプ
<p>圧縮力伝達型 a × b × c [mm]</p>			<p>一面せん断型 t' / t × b × c</p>
15/30 × 10 × 15	15/30 × 10 × 15	15 × 10 × 15	25/50 × 10 × 15

ると、実験値は2Aタイプでは l_2 を、また1Aタイプは l_3 を梁の可撓な長さとして仮定された時の初期剛性の計算値にほぼ一致した。この長さは、加力点から袖壁面位置までの距離に梁成を加えた長さに近似している。(表-2参照)
 b) 最大耐力; 袖壁の無い試験体F-Aと比較して目地部壁厚の増大(15→30→50mm)に伴い最大耐力も高くなるが、2タイプの方が1タイプに比較して目地部壁厚の変化による耐力への影響が大きいと考えられる。(表-3参照)

2) 破壊性状および履歴性状

a) 構造目地部壁の破壊性状; 袖壁と梁との境界に設けた目地(以下横目地)部壁のひび割れは、ほとんど加力開始と同時に目地端部より発生し、 5×10^{-3} rad.の繰り返し載荷までに壁柱面にまで進展した。またこの時から目地端部より圧壊が始まった。最終的に目地部壁の圧壊は、構造目地の無い試験体N-2Aを除き目地の長さ(以下目地長さ)の40~80%まで進展した。
 b) 梁の破壊性状; 梁の初ひび割れは、構造目地の形状にかかわらず袖壁面位置付近に発生し、繰り返し載荷により梁全域に進展した。最大変形時(50×10^{-3} rad.)において、全試験体とも曲げ破壊モードを呈したが、試験体N-2A, C15-2B, S25-2Aは袖壁面位置で曲げ破壊した後せん断ひび割れが進展した。(図-3参照)

表-2 初期剛性(実験値と計算値の比較)

試験体	実験値 (ton/cm)	計算値 (ton/cm)			
		l_1	l_2	l_3	l_4
G15-2A G30-2A N-2A	138.42 132.14 149.89	713.10	132.53	43.09	16.33
G15-1A G30-1A N-1A	51.25 42.55 42.50	713.10	132.53	43.09	16.33
G30-2B	134.50	796.89	149.39	48.78	18.52

$$\delta = \frac{P \cdot l}{3 \cdot E \cdot I_0} + \frac{k \cdot P \cdot l}{G \cdot A_0} \quad (k=1.2)$$

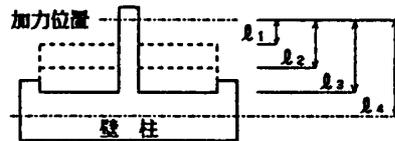


図-1 初期剛性に関する仮定された梁長さの説明図

表-3 試験体F-Aに対する各試験体の最大耐力比

試験体	正方向載荷時		負方向載荷時		平均
	最大耐力 (ton)	F-A	最大耐力 (ton)	F-A	
G15-1A	5.48	1.43	-4.28	1.13	1.28
G30-1A	5.55	1.45	-4.62	1.22	1.34
N-1A	4.83	1.26	-6.00	1.58	1.42
L30-1A	5.40	1.41	-5.65	1.49	----
L15-1A	4.79	1.25	-5.62	1.48	----
G15-2A	6.80	1.78	-7.50	1.98	1.88
G30-2A	9.02	2.36	-8.35	2.20	2.28
N-2A	10.02	2.62	-10.15	2.68	2.65
L30-2A	10.10	2.64	-10.33	2.73	----
L15-2A	8.10	2.12	-10.28	2.71	----
F-A	3.82	1.00	-3.79	1.00	1.00

表-4 実験結果一覧

試験体名	F _c (kg/cm ²)	正方向初ひび割れ (負方向初ひび割れ)				初期剛性 (ton/cm)	最大耐力 (20×10 ⁻³ rad.迄)		最大変形時耐力 (ton)	梁の破壊モード
		梁		横目地 (注)縦目地			正方向	負方向		
		荷重 (ton)	変形角 (×10 ⁻³ rad.)	荷重 (ton)	変形角 (×10 ⁻³ rad.)		荷重 (ton)	変形角 (×10 ⁻³ rad.)		
G30-2A	287	2.65 (2.49)	0.19 (0.19)	2.65 (2.19)	0.19 (0.10)	132.1	9.02 (8.35)	4.29 (5.00)	5.75	曲げ破壊
G15-2A	318	3.20 (2.58)	0.29 (0.29)	1.53 (1.52)	0.10 (0.00)	138.4	6.80 (7.50)	5.00 (5.00)	6.23	曲げ破壊
G30-1A	335	2.50 (0.50)	0.57 (0.10)	2.34 (0.35)	0.38 (0.00)	42.6	5.55 (4.65)	5.00(15.24)	<6.05	曲げ破壊
G15-1A	338	2.20 (0.75)	0.48 (0.29)	1.85 (0.50)	0.29 (0.19)	51.3	5.48 (4.28)	4.29(10.00)	5.38	曲げ破壊
G30-2B	354	3.38 (2.27)	0.29 (0.19)	2.69 (1.83)	0.19 (0.10)	134.5	12.33(11.93)	5.00 (4.29)	8.85	曲げ破壊
L30-2A	374	3.63 (2.08)	0.29 (0.19)	*7.08 (1.60)	*11.43(0.10)	151.5	10.10(10.33)	4.78(10.00)	6.60	曲げ破壊
L15-2A	371	1.85 (2.77)	0.19 (0.29)	*5.73 (1.90)	*1.90 (0.10)	100.0	8.10(10.28)	3.81 (7.62)	7.58	曲げ破壊
L30-1A	394	2.65 (1.38)	0.48 (0.29)	*4.90 (1.65)	*5.71 (0.38)	46.3	5.40 (5.65)	5.00(20.00)	5.05	曲げ破壊
L15-1A	363	1.69 (1.70)	0.48 (0.38)	*3.96 (1.44)	*2.86 (0.29)	36.3	4.79 (5.62)	5.00(20.00)	<6.30	曲げ破壊
L30-2B	348	1.88 (3.80)	0.19 (0.38)	*7.90 (1.80)	*1.90 (0.10)	108.3	11.98(14.63)	5.00 (5.00)	9.60	曲げ破壊
C15-2B	404	2.35 (2.30)	0.19 (0.10)	*4.88(*3.23)	*0.87(*0.29)	155.0	13.98(16.30)	20.00 (7.62)	9.80	曲げ破壊
S25-2A	384	1.80 (2.53)	0.19 (0.10)	*6.55(*9.35)	*1.17(*3.33)	108.9	9.43(10.38)	5.00(10.00)	7.63	曲げ破壊
N-2A	397	2.24 (2.32)	0.19 (0.10)	----	----	148.9	10.02(10.15)	5.00(10.00)	5.65	曲げ破壊
N-1A	393	1.10 (1.55)	0.29 (0.29)	----	----	42.5	4.83 (6.00)	20.00(20.00)	<5.15	曲げ破壊
F-A	335	0.56 (1.08)	0.29 (0.29)	----	----	18.0	3.82 (3.79)	19.10(20.00)	<4.22	曲げ破壊

#1は、一面せん断型構造目地で t'/t×b×c=25/50×10×15 #印は、縦目地に入ったひび割れを示す。
 <印は、最大変形時耐力が最大耐力より大きい事を示す。

c) 構造目地形式の影響； 実験結果より壁柱との境界に設けた目地（以下縦目地）及び一面せん断目地は、耐力的にも破壊性状的にも梁に対する影響を回避する効果（以下目地効果）は弱かったが、横目地を設けた試験体は有効であった。これは梁の剛性に比べ壁柱の剛性が高く、また袖壁の横の長さに対する縦の長さが長いため、壁柱の変形による縦目地部壁の破壊が抑えられたことと、さらに袖壁が対角線状に圧縮トラス部材を形成したためと考えられる。

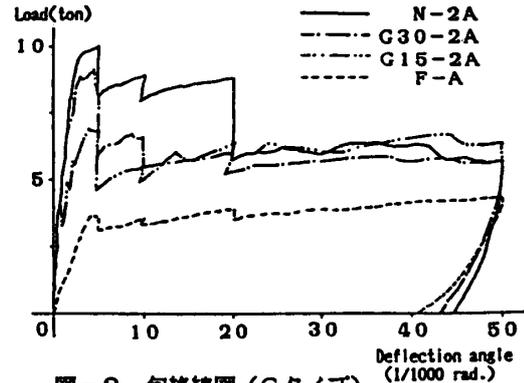


図-2 包絡線図 (Gタイプ)

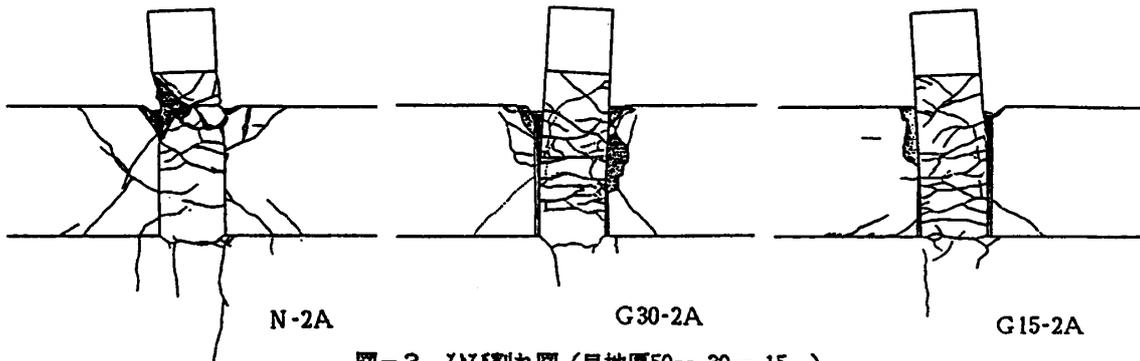


図-3 ひび割れ図 (目地厚50mm, 30mm, 15mm)

§ 4 梁の最大せん断力の評価

1) 梁の降伏ヒンジ位置の仮定

梁を袖壁を含む変形断面と考え、最大耐力時において梁に伝達される梁の抵抗および袖壁の拘束によるモーメントの総和（以下Mt）と、その時の梁主筋の引張応力（以下Ts）との関係から見かけ上の応力中心距離の分布（以下J分布）を算出した結果、J分布は袖壁面から壁柱面への距離xの位置において(4.1)式に示す二次曲線に近似した。このJ分布とTs分布からTs分布が最大となる位置を求めて、その位置を降伏ヒンジ位置と仮定することにより梁の最大せん断力を推定した((4.2)式)。さらに袖壁の無い梁の最大せん断力(Q₀)に対する構造目地を設けた袖壁付き梁の最大せん断力(Q)の比を、最大せん断力の割増し係数（以下せん断力割増し係数α）とすると、この係数αは(4.3)式のように表された。なお、壁筋の引張力は無視した。

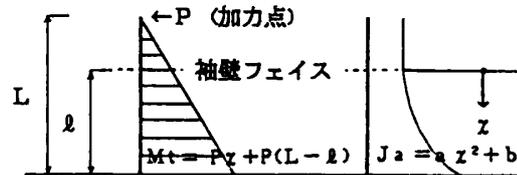


図-4 袖壁内でのJ分布の仮定

$$J = a \chi^2 + b \quad (b = 7/8d) \quad \dots(4.1)$$

Tsが最大の時

$$\chi(T_{smax}) = - (L-l) + \sqrt{(L-l)^2 + b/a} \quad \dots(4.2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q_0} = \frac{L}{\sqrt{(L-l)^2 + b/a}} \quad \dots(4.3)$$

$$a = (0.0844c / Pt^2) \cdot u^{(9/4)} \quad \dots(4.4)$$

2) J分布の係数a（後述）の一般化

Gタイプの試験体において、J分布の式の係数aを目地部壁厚比(u; = 目地厚/壁厚)、目地長さ比(c; 目地長さ/袖壁長さ)、梁の引張鉄筋比(Pt)が考慮された(4.4)式に一般化した。

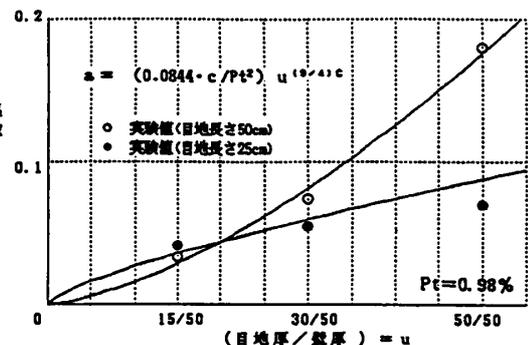


図-5 J分布の係数aと目地部壁厚比の関係

3) 最大せん断力およびせん断力割増し係数 α の推定

Gタイプの最大せん断力及びせん断力割増し係数 α について、実験値と降伏ヒンジ位置の仮定による最大せん断力の計算値との比較を表-5に示す。Gタイプの試験体については、J分布の係数 a によって、実験的に最大せん断力を推定することができたと考えられる。

表-5 最大耐力及びせん断力割増し係数 α

試験体	最大耐力			せん断力割増し係数 α		
	実験値 (ton)	計算値 (ton)	計算値 実験値	αe (実験)	αa (計算)	$\frac{\alpha a}{\alpha e}$
F-A	3.80	3.35	0.88	1.00	(1.00)	----
G15-1A	4.88	4.54	0.93	1.28	1.36	1.06
G30-1A	5.10	4.72	0.93	1.34	1.41	1.05
N-1A	5.42	4.81	0.89	1.43	1.44	1.01
G15-2A	7.15	6.94	0.97	1.88	2.07	1.10
G30-2A	8.69	8.53	0.98	2.29	2.55	1.11
N-2A	10.09	9.24	0.92	2.66	2.76	1.04

§5 袖壁付き梁の設計方法の一提案

この提案は、袖壁が梁に及ぼす影響を少なくするために、構造目地の効果を考慮して梁の設計に役立てようとするものである。その方法として以下に示すせん断力割増し係数 α を利用する。

(1) 梁の可撓な長さの仮定 (図-6参照)

(4.2)式より、梁に付く左右の袖壁についてそれぞれ梁長さを算出し、梁の可撓な長さを仮定する。なお、梁の反曲点は左右の袖壁面間の中央の位置とする。

(2) せん断力割増し係数 α の算出

袖壁面間の距離に、(1)で求めた梁に取り付く左右の袖壁における梁長さの増分を加えた長さを、梁の可撓な長さとして、せん断割増し係数 α を算出する。梁は袖壁が付くことによって、袖壁が無い場合の梁の最大せん断力の α 倍のせん断力を負担するものと考え、これを考慮して梁の設計する。本実験と同等の袖壁付き梁に圧縮力伝達型の構造目地を設けた場合におけるせん断割増し係数 α は、目地部壁厚と目地長さにより図-7のような関係を示すと考えられる。

§6 まとめ

- 1) 曲げ降伏先行型の袖壁付き梁に構造目地を設けて梁への影響を小さくする場合には、袖壁と上下の梁との境界に構造目地を配することがより目地効果を期待できると考えられる。
- 2) このような圧縮力伝達型の構造目地を設けた場合には、梁の最大せん断力を袖壁の無い梁の最大せん断力より割増して考える必要があり、そのせん断力の割増率は(4.3)式によって推定できることが実験的に求められた。今後の理論的解析によりさらに一般の設計に役立てたい。

なお、本研究は、日本建築センターに委託された日本建築学会「高層壁式ラーメン構造研究特別委員会」の研究活動の一環として行われたものである。

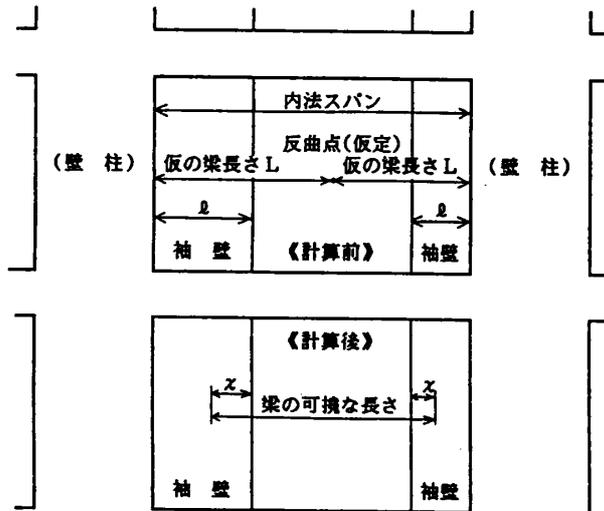


図-6 梁の降伏ヒンジ位置の仮定

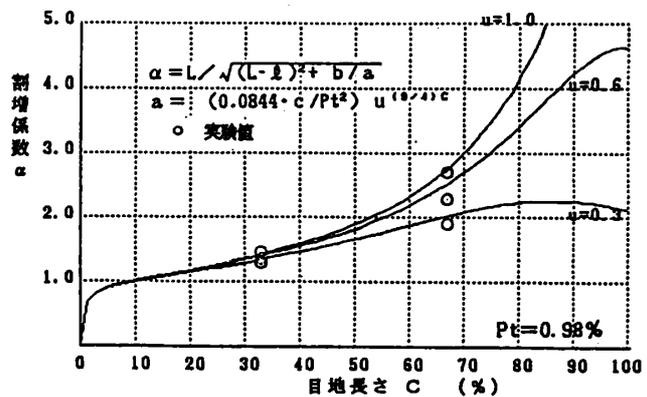


図-7 せん断力割増し係数 α と目地長さの関係