

論文

[2221] 曲げ挙動が卓越する耐震壁の靱性に及ぼす鋼管の補強効果

江崎文也*

1. 序

耐震壁の靱性を改善するためには、壁板のせん断破壊および側柱のせん断破壊または圧壊などの脆性破壊を防止する必要がある。これらの破壊を防止するため、著者らは、壁板を厚くするとともに側柱端部を鋼管で局部的に超補強する新しい補強法を提案し、この方法で補強された耐震壁がせん断型変形を受ける場合、従来の方法で補強された耐震壁に比べて変形性能が著しく改善されることを明らかにしている[1]。しかし、一般には、建築物に用いられる耐震壁は連層となる場合が多いため、このような連層耐震壁では上下方向の変形を強力に拘束する境界部材がなければ、上下の床が傾くことなく相対的に水平方向に変形するせん断型変形よりも、上下の床が傾くことによって水平方向に変形する曲げ型変形が卓越する挙動を示すと考えられる。

本論は、このような挙動を示す耐震壁に対して、この新しい補強法を適用した場合の力学的性状を実験的に明らかにすることによって、本補強法の靱性に及ぼす影響を明らかにしようとするものである。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体形状および配筋を図-1に示す。約1/8の縮尺モデル試験体で、形状は標準的なRC造建物（スパン6m、内法高さ3.2m程度）を想定して決定した。いずれの試験体とも側柱脚部の横補強を除き、すべて同一である。実験変動因子は、側柱脚部の横補強、鉛直荷重およびせん断スパン比である。

表-1に試験体一覧を示す。表-2に使用した材料の力学的性質を示す。

H試験体は、側柱脚部を日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準に規定されている帯筋比の上限値1.2%に近い帯筋で横補強したものである。T試験体は正方形角形鋼管により補強したものである。補強鋼管の長さは、文献[1]を参照して決めた。せん断スパン比は2と1.4の2種類計画し、鉛直荷重

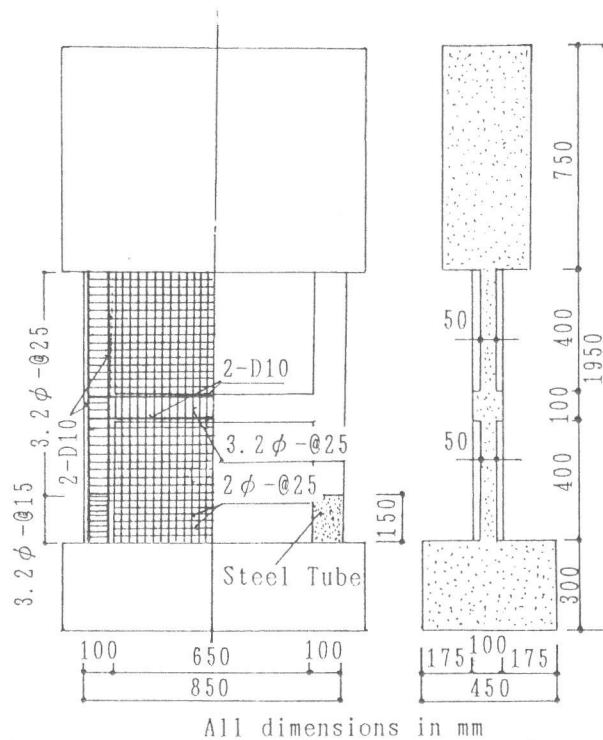


図-1 試験体形状および配筋

*九州共立大学教授 工学部建築学科, 工博(正会員)

Nは、側柱の単純累加圧縮強度の和 $\Sigma N_u (=2 N_u = 2(\sigma_B \cdot b_c \cdot D_c + a_g \cdot \sigma_{yg}))$, a_g, σ_{yg} : 側柱主筋全断面積とその降伏点強度, b_c, D_c : 側柱の幅およびせい)のおよそ0.25, 0.33, 0.5, 0.6の4種類計画した。鉛直荷重とせん断スパン比の組み合わせは、曲げ耐力計算値[2]とせん断耐力計算値[3]の比較より、いずれの試験体とも曲げ降伏が先行するように計画した。

表-1 試験体一覧

試験体名	側柱せん断補強	軸力(tf)
H-2-N0.33	3.2φ@15mm (帯筋比 $p_w=0.011$)	18.2
H-2-N0.5		31.5
*H-1.4-N0.25		16.1
H-1.4-N0.33		23.5
T-2-N0.33	□-100×100 ×2.3 補強鋼管長=150mm	18.7
T-2-N0.5		29.2
*T-2-N0.6		38.1
*T-1.4-N0.25		17.0
T-1.4-N0.33		16.8

共通事項: 側柱主筋4-D10(主筋比 $p_k=0.0285$), *印は表-2のD10*を使用, 壁筋2φ@25mmシングル縦横共(壁筋比 $p_s=0.0025$)

表-2 使用材料の力学的性質

(1)鉄筋

種別	a	σ_y	σ_u	E_s	伸び(%)
D10	0.71	3658	5157	1.96	18.1
D10*	0.68	3648	5034	2.05	21.1
3.2φ	0.08	3000	3647	2.09	20.3
2φ	0.031	2968	3404	不明	36.3
鋼管	-	4025	4914	2.04	30.2

a: 断面積(cm^2), σ_y : 降伏点(kgf/cm^2), σ_u : 引張強度(kgf/cm^2), E_s : ヤング係数($10^6 kgf/cm^2$)

(2)コンクリート

試験体名	σ_B	ϵ_B	E_c
H-2-N0.33	191	0.00200	2.26
H-2-N0.5	211	0.00202	2.02
H-1.4-N0.25	221	0.00171	2.21
H-1.4-N0.33	247	0.00235	2.18
T-2-N0.33	196	0.00180	2.21
T-2-N0.5	188	0.00184	2.09
T-2-N0.6	214	0.00192	2.11
T-1.4-N0.25	239	0.00182	2.35
T-1.4-N0.33	177	0.00193	1.92

コンクリート粗骨材最大粒径10mmを使用
 σ_B : コンクリートシリンダー圧縮強度(kgf/cm^2)
 ϵ_B : 圧縮強度時ひずみ, E_c : ヤング係数($10^5 kgf/cm^2$)

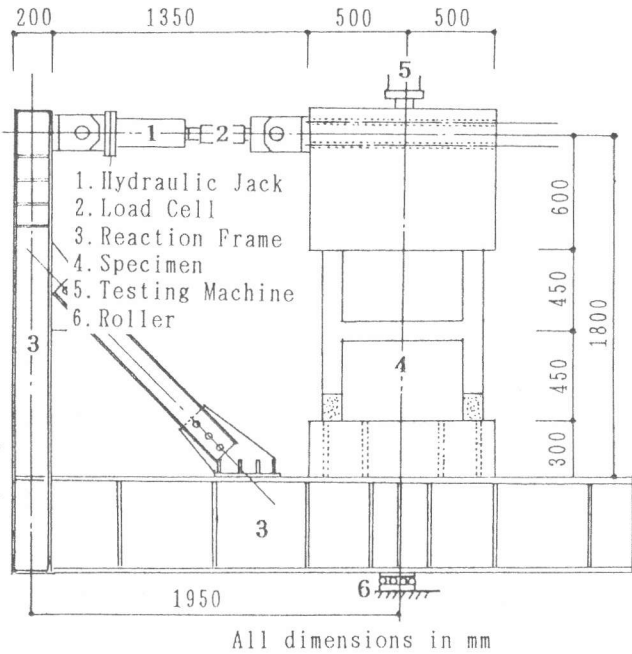


図-2 加力装置

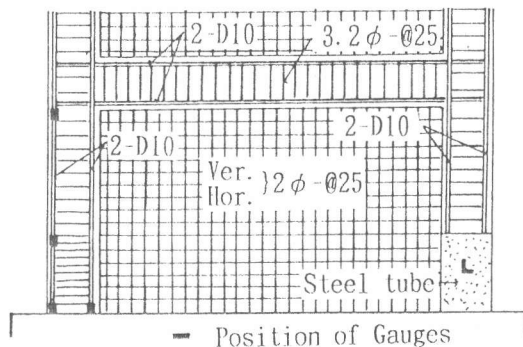
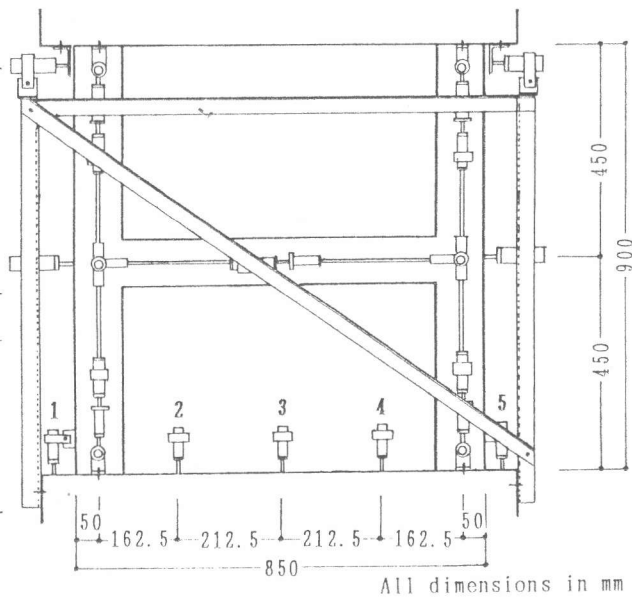


図-3 測定装置およびゲージ貼付位置

2.2 加力装置および荷重プログラム

図-2に示す加力装置により、一定軸力下の正負交番繰り返し水平力荷重を行った。荷重プログラムは、上下の剛な梁の相対水平変位を2層分の内法階高で除した2層分の層間変形角 R を、 2.5×10^{-3} ずつの漸増変位振幅正負交番繰返しとした。

2.3 測定方法

図-3に示す測定装置に取り付けた変位計($200 \mu/\text{mm}$, $500 \mu/\text{mm}$)にて相対水平変位および側柱の鉛直変位を測定するとともに、試験体脚部に直接取り付けた変位計($1000 \mu/\text{mm}$)にて試験体脚部の変形状態をそれぞれ測定した。また、図-3に示す位置で、鉄筋および鋼管にゲージを貼付し、各ひずみを測定した。

3. 実験結果および考察

図-4に、各試験体について平均せん断応力度 $\tau (=Q/d, Q: \text{水平力}, t: \text{壁厚}, l: \text{側柱中心間距離})$ と1階部分の層間変形角 R との関係、および終局時のひび割れ状況の例を示す。いずれの試験体とも曲げひび割れ、せん断ひび割れの順に発生し、その後の荷重の増加とともに側柱主

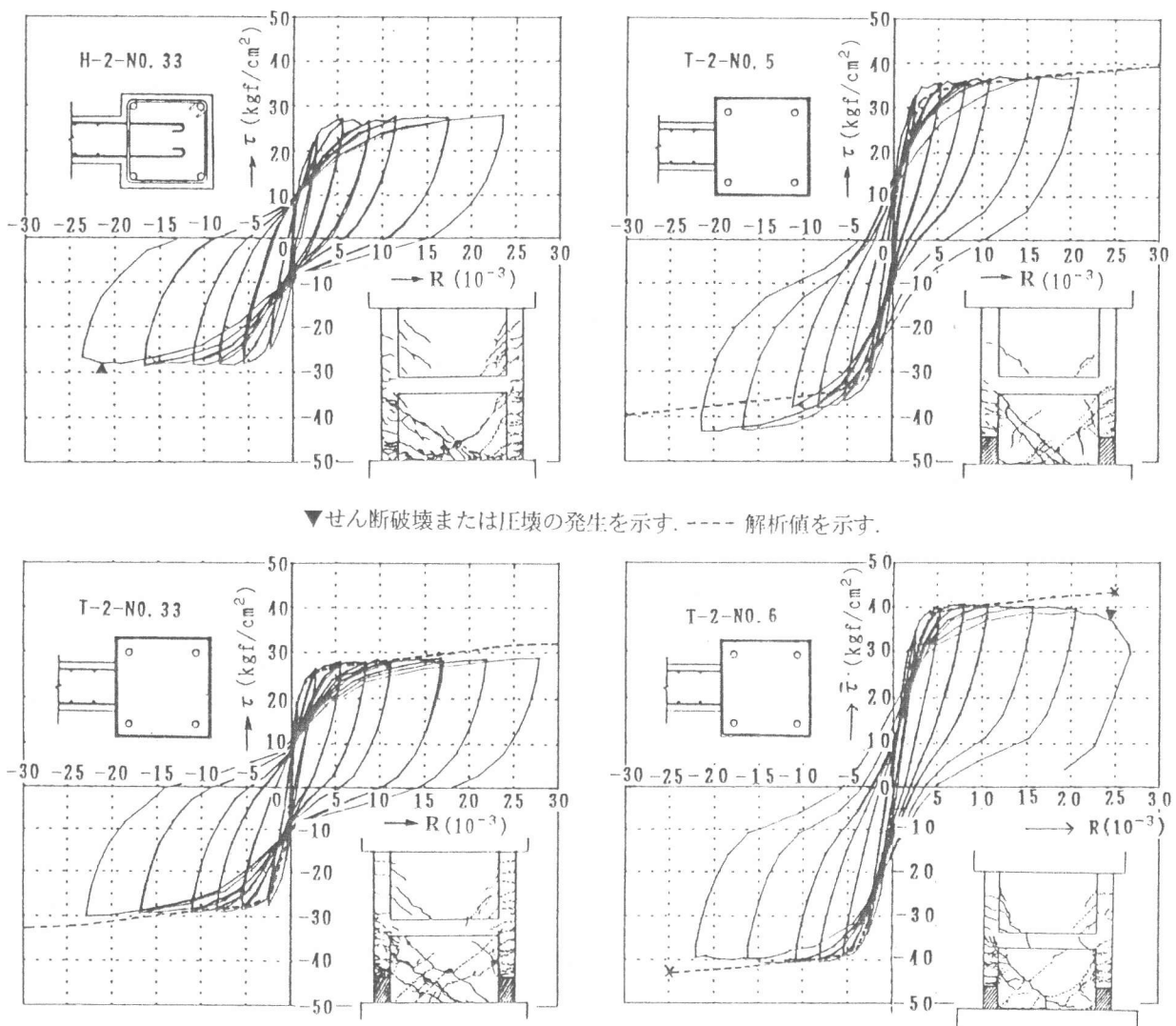


図-4 a せん断スパン比2の各試験体の履歴性状および終局時ひび割れ状況

筋が引張降伏を起し、水平耐力に達した。表-3に実験結果の一覧を示す。

せん断スパン比2の場合、 $N/\Sigma N_u=0.6$ の高軸力が作用した鋼管補強試験体(T-2-N0.6)では、水平耐力に達した後は徐々に耐力の低下が生じ、層間変形角が2%を超えると中間梁と柱の接合部付近で圧壊が生じ、急激な水平耐力の低下とともに、鉛直荷重を支持することが困難な状態になった。一方、 $N/\Sigma N_u=0.5$ 以下の軸力が作用した試験体では、H試験体の場合、層間変形角が1.5%を超えると側柱のカバーコンクリートの剥落とともに主筋の座屈現象が観察され、水平力の低下が生じた。しかし、T試験体ではRが2%を超えても水平耐力の低下は見られず、なお水平荷重がわずかであるが上昇する傾向を示し、曲げ破壊特有の安定した履歴性状を示している。引張側柱主筋および壁縦筋がともに引張降伏を起し、脚部の圧縮合力 N_c を圧縮側柱のみで支持すると仮定すると、 $N/\Sigma N_u=0.6$ の試験体では、 N_c/N_u の値が1.5を超えているが、 $N/\Sigma N_u=0.5$ 以下の試験体では1.5以下となっている。このことから、靱性を確保するためには鋼管補強を施した場合でも N_c/N_u の値は、1.5を超えないようにしておく必要があると思われる。

せん断スパン比1.4の場合は、2の場合よりもせん断ひび割れの数が多く発生した。H試験体の場合、比較的高軸力を作用させたN0.33試験体では層間変形角が1.5%を超えると側柱のせん断破壊とともに壁板のせん断圧縮破壊が生じ、水平荷重が急に低下した。N0.33試験体より軸力が小さ

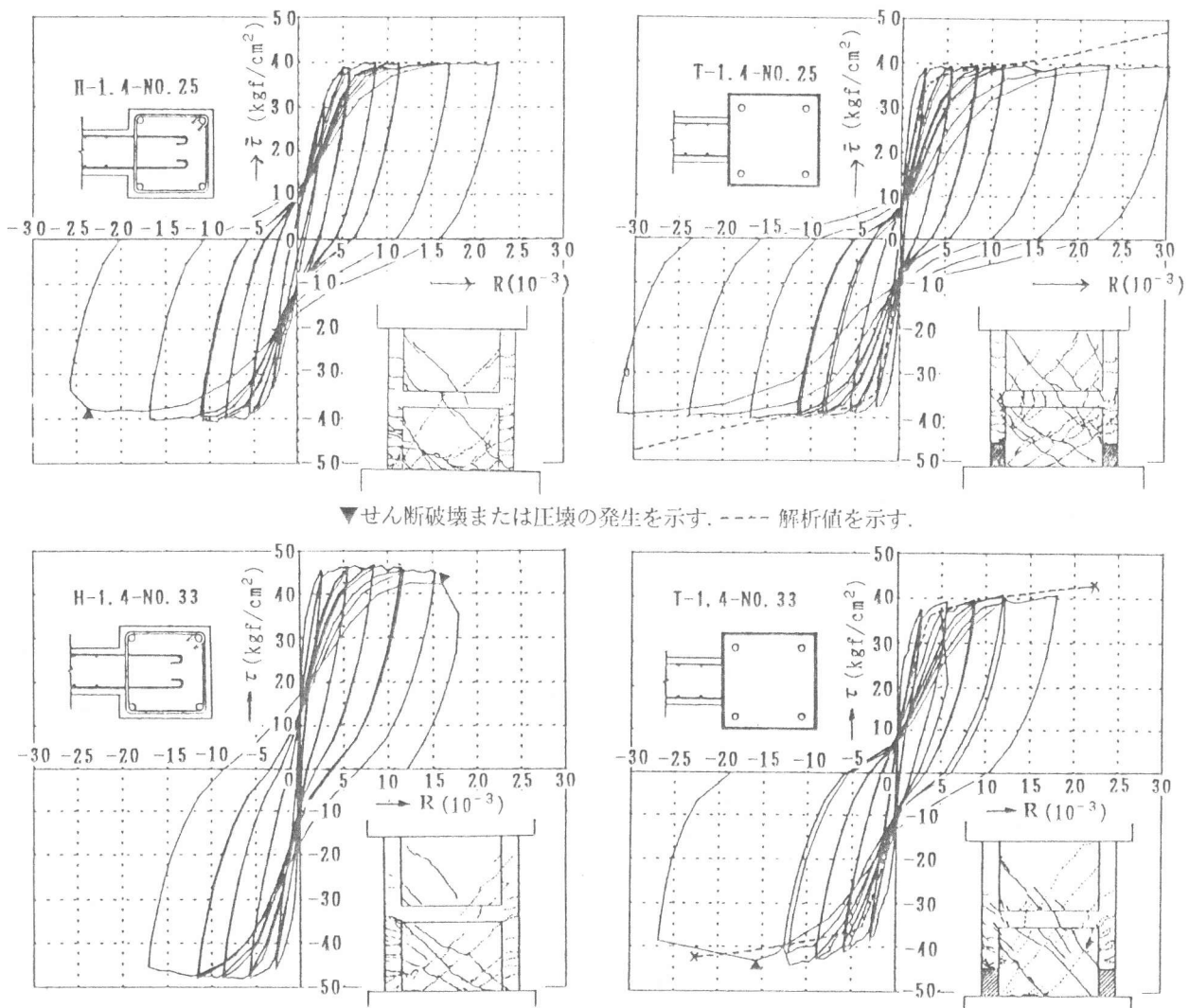


図-4b せん断スパン比1.4の各試験体の履歴性状および終局時ひび割れ状況

い試験体N0.25ではRが2%を超えると側柱のせん断圧縮破壊が生じ、水平耐力が低下した。一方、T試験体の場合、 $N/\Sigma N_u=0.33$ の軸力載荷ではコンクリート圧縮強度が他の試験体に比べて最も低かったため、曲げ耐力に対するせん断耐力の余裕が最も小さくなり、その結果、層間変形角が1.5%を超えたとき、壁板のせん断圧縮破壊が生じ、水平耐力の低下が生じた。しかし、 $N/\Sigma N_u=0.25$ の軸力載荷では、2.5%まで荷重の低下もなく、安定した履歴性状を示した。

表-3 ひび割れ強度と水平耐力一覧 (単位:kgf/cm²)

試験体名	$e\tau_{cr}$		$c\tau_{cr}$	$e\tau_u$		$c\tau_{ru}$	$c\tau_{su}$	N_c/N_u
H-2-N0.33	11.0	-13.0	15.2	28.0	-26.8	26.7	38.0	1.05
H-2-N0.5	24.0	-24.0	16.3	39.6	-44.2	36.4	37.6	1.41
H-1.4-N0.25	36.0	-7.9	16.9	39.9	-40.4	36.5	48.2	0.89
H-1.4-N0.33	33.8	-33.8	18.3	46.8	-48.0	44.5	47.7	1.03
T-2-N0.33	18.4	-17.3	15.4	28.9	-29.9	27.0	38.3	1.05
T-2-N0.5	21.0	-21.9	15.0	37.1	-43.2	34.9	35.8	1.44
T-2-N0.6	19.9	-26.6	16.5	40.7	-40.7	40.2	40.7	1.61
T-1.4-N0.25	31.8	-33.2	17.9	40.2	-39.9	37.4	51.1	0.87
T-1.4-N0.33	28.3	-28.9	14.4	40.7	-44.1	38.1	40.3	1.05

$e\tau_{cr}$:せん断ひび割れ強度実験値(顕著な斜めひび割れが目視確認された値を示す), $e\tau_u$:水平耐力実験値
 $c\tau_{cr}=0.396\sigma_B^{0.73}\cdot t/l(\kappa_w^{-2})$, $c\tau_{ru}=T_y+0.5wT_y+0.5N\cdot l/h^2$
 $c\tau_{su}=(t\cdot w\cdot l\cdot w_b\cdot p_s\cdot \sigma_{sv}\cdot \cot\phi + \tan\theta(1-\beta)t\cdot w\cdot l\cdot w_b\cdot \nu\cdot \sigma_B/2)/(tl)^{3/2}$
 $N_c=a_g\cdot \sigma_{vg}+a_v\sigma_{vv}+N(a_v, \sigma_{vv}$:壁縦筋全断面積とその降伏点)
 算定式の諸記号については文献を参照されたい。

本論で提案した方法で補強された耐震壁の場合は、鋼管が側柱のせん断破壊を確実に防止することができ、比較的高軸力が作用した場合でも曲げ破壊特有の安定した履歴性状が得られる。このような履歴性状を、以下に示すような変形に関するモデルを仮定して解析した。

図-5に示すように、せん断型変形 R_s と曲げ型変形 R_f に分離して求める。 R_s は、図-5に示すように、圧縮ストラットの回転によって生じる変形 R_{s1} と圧縮ストラットの圧縮ひずみによって生じる変形 R_{s2} の和と考え、(1)式より求める。 R_f は、曲率分布がモーメント分布に比例すると仮定し、コンクリートの応力ひずみ関係はParkモデル[4]、鉄筋はバイリニヤール完全弾塑性モデルをそれぞれ用いて、平面保持の仮定に基づき脚部の断面解析により、(2)式で求める。

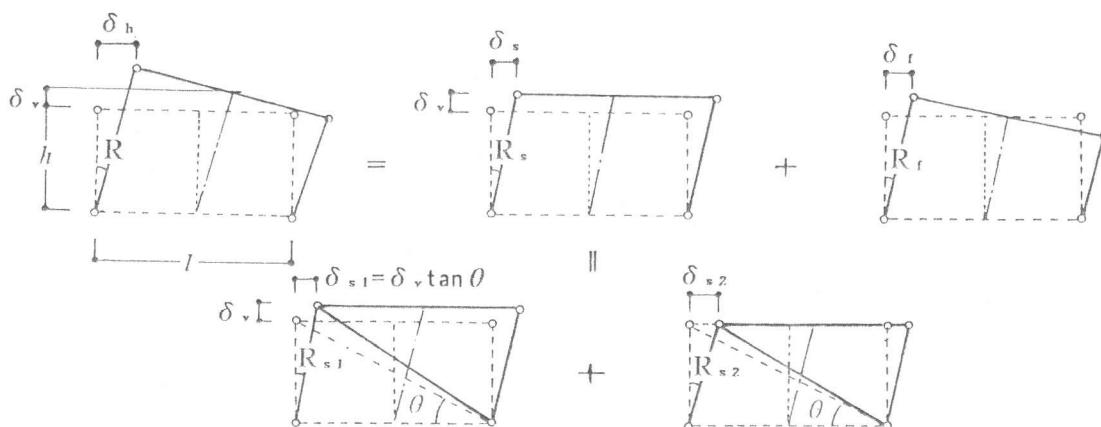


図-5 荷重変形関係解析モデル

$$R_s = R_{s1} + R_{s2} = \delta_v \tan \theta / h + (\cot \theta + \tan \theta) \varepsilon_{cd} \quad (1)$$

ここで、

$$\delta_v = (2 - h_1) \varepsilon_0 h / 2$$

$$\varepsilon_{cd} = (1 - \sqrt{(1 - Q/Q_{su})}) \varepsilon_{cu},$$

ε_0 : 脚部での断面図心位置の軸ひずみ (脚部の断面解析より求める)

Q : 水平力, Q_{su} : せん断耐力³⁾, ε_{cu} : コンクリート圧壊時のひずみ (シリンダー強度時のひずみとする)

θ : 壁板対角線が水平軸となす角度

$$R_f = (3 - h_1) \phi_b \cdot h / 6 \quad (2)$$

ここで、

$$h_1 = h / h_0, \quad h: \text{階高}, \quad h_0: \text{脚部より反曲点までの高さ}, \quad \phi_b: \text{脚部の曲率}$$

解析した結果を図-4に破線で示す。NがRの増大により脚部モーメントに及ぼす影響、いわゆるP δ 効果を考慮する必要があると考えられるが、本解析では考慮していない。解析値は実験結果とほぼ同じ傾向を示しているので、本論で提案した方法で補強された耐震壁が曲げ破壊を起こすような場合は、上記のような方法で荷重変形関係をおよそ予測できると考えられる。

4. 結論

せん断破壊または圧壊の恐れがある側柱端部を鋼管で局部的に補強し、壁板がせん断破壊を起こさないような壁厚とすれば、比較的高軸力が作用した場合でも安定した履歴性状を示す。しかし、靱性を確保するためには、耐震壁脚部の圧縮合力 N_c を圧縮側柱のみで支持すると仮定した場合、 N_c と側柱の単純累加圧縮強度 N_u との比 N_c/N_u は1.5を超えないようにする必要があることがわかった。また、本論で提案した方法で補強された耐震壁が曲げ破壊を起こす場合の荷重変形関係は、本論で示した解析モデルでおよそ予測できると考えられる。

謝辞

本実験は本校特別研究助成により平成3～5年度卒論生の卒業研究として行ったものである。加力装置および試験体製作にあたっては、技能員栗山哲生、青木 治および中島 守の各氏にお世話になった。また、加力装置および試験体固定に用いたPC鋼棒は高周波熱錬株式会社より御提供頂いた。ここに、関係各位に対し深く感謝致します。

参考文献

- 1) 江崎文也: せん断型変形を受ける耐震壁の靱性改善のための補強法に関する実験的研究—側柱端部を鋼管で局部補強した場合—, 日本建築学会構造系論文報告集, 第426号, pp. 15-24, 1991. 8
- 2) 日本建築学会: 面材WG報告書, 日本建築学会靱性設計小委員会報告書, pp. 11-25, 1992. 8
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp. 122-134, 1990
- 4) Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N.: Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, ACI Journal, pp. 13-27, 1982. 1-2