

論文

[2200] $\sigma_B = 400 \text{kgf/cm}^2$ レベルの連層耐震壁の強度と変形

小野里憲^{*1}・望月 洵^{*2}・竹内 克己^{*3}・谷本 和彦^{*4}

1. はじめに

連層耐震壁の強度はマクロモデルの極限解析によって、大要、評価できるようになったといえるが、高強度コンクリートのものについては、必ずしも十分ではない。一方、その変形は、マクロモデルの方法およびマイクロモデルの有限要素法によっても、強度ほどには評価できていないのが現状である。さきに、筆者らはマクロモデルの極限解析[1]と弾塑性解析[2]を行い、比較的良好の結果を得てきたが、高強度コンクリートのものの検討が十分でなかった。本研究は、コンクリートの圧縮強度が 400kgf/cm^2 レベルの連層耐震壁について実験を行い、マクロモデルの解析から連層耐震壁の強度と変形の評価の可能性を検討したものである。

2. 実験計画

中間梁をもつ連層耐震壁の破壊は、一般に第一層に集中し、その亀裂は中間梁をよぎらない。本研究は、これを考慮して連層耐震壁を剛強な上・下梁をもつ単独耐震壁で模している。試験体の形状、配筋、および加力方法を図1に示す。試験体の側柱はせん断破壊が生じないように十分に補強されている。試験体は、 $\sigma_B = 400 \text{kgf/cm}^2$ レベル ($400 \pm 60 \text{kgf/cm}^2$) のコンクリート強度をもち、せん断

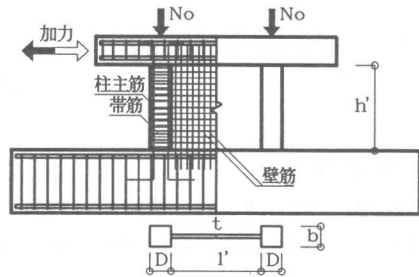


図-1 試験体

破壊モード、曲げ・せん断破壊モード、および曲げ破壊モードのいずれかで破壊するように計画されている。破壊モードの制御は、筆者らの方法[3]によって側柱の全主筋比と定軸力の大きさの調整によって行われている。表1に試験体の寸法、補強量、および材料の強度など諸性質を示す。表中の ξ は、解析による圧縮ストラットの有効幅係数で、次の式で表される[4]。 ξ によって予測される破壊モードを表1の下に式(2)として示す。

$$\xi = \eta + \sqrt{\eta^2 + \frac{S_v}{S_c} + 2 \frac{\eta \sqrt{N_y \cdot D \cdot S_t + N_o + N_y(D/2 \ l + 1)}}{S_c \cdot l}} \quad (1)$$

ただし、 $\eta = -h' \cdot \gamma / l$

加力は、上梁位置に作用するアクチュエータによる正負交番水平力で、その加力サイクルは、最大荷重または層間変形角 $R = 10 \times 10^{-3} \text{rad}$. までは $R = 1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$. ごと2回、それ以降は $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$. ごと1回で、すべて変位制御である。計測は、上・下梁の相対水平変位と側柱下端の主筋歪について行われた。

*1O. R. S事務所、工修（正会員）
 *2工学院大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）
 *3工学院大学大学院 工学研究科、建築学専攻
 *4工学院大学大学院 工学研究科、建築学専攻

表-1 試験体の諸性質および実験結果

試験体名	σ_B	P_g	主筋	σ_y	t	P_s	σ_v	No	+Q exp	-Q exp	ξ	+R b	-R b	M	[記号]
92SW-01	395	0.75	4-D6	3700	3.5	0.83	3900	4	18.3	20.4	0.25	16.3	12.8	C	σ_B : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm ²)
92SW-02	357	0.75	4-D6	3700	4.2	0.74	3900	4	19.6	18.3	0.23	20.0	17.4	C	P_g : 側柱の全主筋比(%)
92SW-03	345	2.98	6-D13	3664	3.8	0.76	3900	0	30.0	32.4	0.60	9.2	9.6	B	σ_v : 側柱の主筋または壁補強筋の降伏強度(kgf/cm ²)
92SW-04	337	2.98	6-D13	3634	4.6	0.62	3900	0	34.7	35.1	0.50	11.9	10.9	B	t : 壁厚(cm)
91SW-01	350	0.89	4-D6	2897	2.6	1.25	2897	0	13.1	11.7	0.35	11.6	29.4	C	P_s : 壁補強筋比(%)
91SW-02	431	1.98	4-D10	3688	2.6	1.25	2897	0	21.7	20.3	0.45	10.3	9.5	B	No : 側柱の定軸力(tf)
91SW-03	393	5.52	4-D16	3634	2.5	1.29	2897	0	33.7	34.4	1.04	6.1	4.8	A	Q exp : 実験の最大せん断強度(tf)
91SW-04	433	1.98	4-D10	3688	2.6	1.23	2897	0	22.4	20.0	0.45	12.6	9.9	B	ξ : 圧縮ストラットの有効幅係数
91SW-05	408	3.53	4-D13	3504	2.8	1.16	2897	0	28.0	26.6	0.65	10.2	10.2	B	R b : 実験の最大層間変形角 ($\times 10^{-3}$ rad.)
91SW-06	441	5.52	4-D16	3634	2.6	1.24	2897	0	37.0	37.1	0.92	7.3	6.2	A	
91SW-07	438	1.98	4-D10	3688	2.5	1.32	2897	0	22.0	19.3	0.47	10.6	10.7	B	
91SW-09	453	5.52	4-D16	3634	2.5	1.33	2897	4	33.3	36.0	0.99	6.5	6.2	A	

[共通項目]

【91SWシリーズ】

柱寸法 $b \times D$: 120×120(cm), 柱帯筋比 : 2.90(%)
 壁寸法 $h' \times l'$: 40×60(cm), 帯筋降伏強度 : 3840(kgf/cm²)
 反曲点高さ $h' \cdot \gamma$: 51(cm), 壁補強筋 : D4-040

【92SWシリーズ】

柱寸法 $b \times D$: 160×160(cm), 柱帯筋比 : 1.98(%)
 壁寸法 $h' \times l'$: 65×70(cm), 帯筋降伏強度 : 3756(kgf/cm²)
 反曲点高さ $h' \cdot \gamma$: 76(cm), 壁補強筋 : D4-045

【特記】

M : 実験の破壊モード A : せん断破壊モード B : 曲げ・せん断破壊モード C : 曲げ破壊モード

ξ によって予測される破壊モード

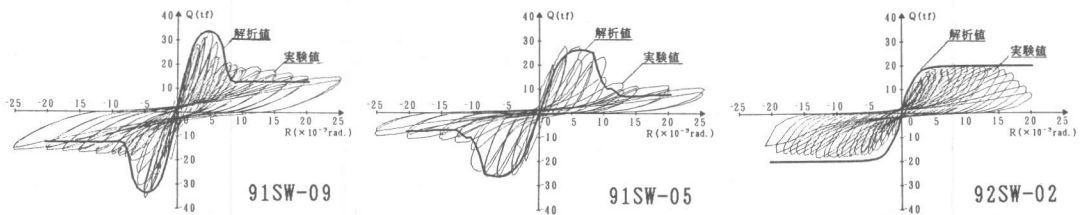
$$\left. \begin{aligned} \xi \geq 0.8 &\rightarrow \text{せん断破壊モード} \\ 0.8 > \xi \geq 0.4 &\rightarrow \text{曲げ・せん断破壊モード} \\ 0.4 > \xi &\rightarrow \text{曲げ破壊モード} \end{aligned} \right\} (2) [3]$$

3. 実験結果

試験体91SW03、06、09、試験体91SW02、04、05、07、92SW03、04、および試験体91SW01、92SW01、02は、それぞれせん断破壊モード、曲げ・せん断破壊モード、および曲げ破壊モードで終わっている。これらは、 ξ による破壊モードの予測とよく一致している。図2に、各破壊モードの典型的な試験体について力-変形曲線を示す。

破壊経過は、せん断破壊モードの場合、共通して次のステップを踏んでいる。

- 1) 壁板に斜め亀裂の発生 → 亀裂網の形成
- 2) 側柱に曲げ亀裂、引張亀裂の発生、さらに軽微なせん断亀裂の発生
- 3) 壁板に剝離をともなう局部的圧壊の発生
- 4) 壁板の広域な圧壊と剝落 → フレームとしての抵抗への移行



a) せん断破壊モード

b) 曲げ・せん断破壊モード

c) 曲げ破壊モード

図-2 試験体のQ-R曲線

この破壊経過は、コンクリート強度 $\sigma_B=200\sim 300\text{kgf/cm}^2$ レベルの試験体で観察された既往の実験結果と変わらない。一方、曲げ・せん断破壊と曲げ破壊モードの場合は、上記のステップ2)と3)の間に次の2a)が介在する。

2a) 側柱下端の水平亀裂の発生と進展

これも既往の実験と変わらない。

図3は、各破壊モードの試験体の引張側柱下端で計測された、各加力サイクルのピーク時における主筋歪である。主筋4本のすべてが降伏歪を超えている場合に側柱は引張降伏している、また主筋4本のうち片側2本のみ降伏歪を超えている場合に側柱は曲げ降伏している、と判定している。筆者らは破壊モードの定義において、引張側柱下端には、せん断破壊モードの場合に曲げ降伏が、曲げ・せん断破壊と曲げ破壊モードの場合に引張降伏が生じている、としている。図3は、側柱の降伏状況が破壊モードとよく適合していることを示している。

表1に、実験結果として、正負加力域の最大せん断強度 Q_{exp} 、および水平線 $0.8Q_{exp}$ と包絡線の二つの交点のうち、大きいほうの値として定義される正負加力域の最大層間変形角 R_b を示す。ただし、試験体の最大せん断強度と最大層間変形角としては、正負加力域の二つの値のうち、小さいほうの値を採用する。

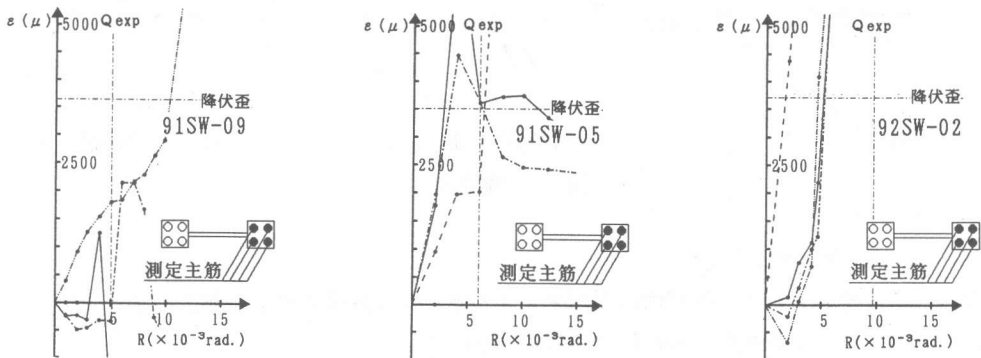


図-3 試験体の引張側柱下端主筋歪

4. 最大強度の解析

ここでは、試験体の最大強度の評価を、筆者らのマクロモデルの極限解析と弾塑性解析、および学会編：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[5]の方法によって試みる。これらの方法の基本的特徴は次のようである。

方法Ⅰ：マクロモデルの極限解析法[1]である。モデルは、上・下梁、側柱、同じ傾斜角 θ をもつ圧縮ストラット②、③および縦・横の引張補強筋より構成される(図4)。各部材は最大強度時において次の性質をもつ。

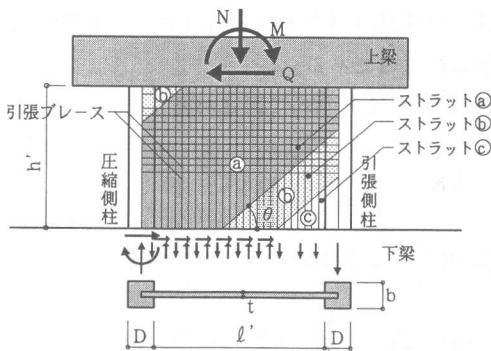


図-4 極限解析マクロモデル

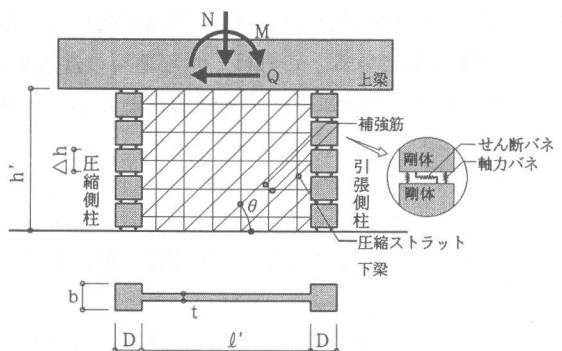


図-5 弾塑性解析マクロモデル

- a) 上・下梁は、剛体で破壊しない。
- b) 側柱は、その上・下端で降伏し、中間部で降伏しているかまたは弾性状態にある。
- c) 圧縮ストラット②は $0.63\sigma_B$ の値で降伏し、ストラット①は $0.63\sigma_B$ で降伏しているか、横引張補強筋とつりあいの状態にある。ストラット③は応力が生じていない。
- d) 縦・横の引張補強筋のすべては降伏している。ただし、ストラット③と交差する横引張補強筋は除かれる。

方法Ⅱ：マクロモデルの弾塑性解析法[2]である。モデルは、上・下梁、側柱、圧縮ストラット、および縦・横の引張補強筋より構成される(図5)。ここで、圧縮ストラットは方法Ⅰで得られた傾斜角をもち、また各部材は次の性質をもつ(図6)。

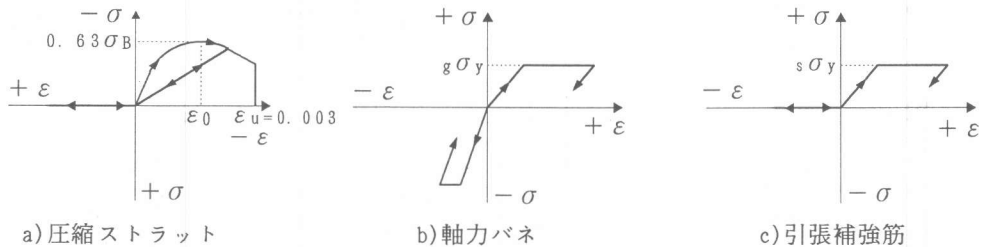


図-6 構成則

- a) 上・下梁は剛体で破壊しない
- b) 側柱は剛体要素、および弾塑性軸力バネとせん断バネに置換される。軸力バネは主筋中心位置にあり、その強度と剛性は次の式で表される。

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{引張域: 強度} & cN_{nt} = ag \cdot g\sigma_y / 2 \\
 \text{剛性} & cK_{nt} = Es \cdot ag / (2\Delta h) \\
 \text{圧縮域: 強度} & cN_{nc} = (ag \cdot g\sigma_y + b \cdot d \cdot \sigma_B) / 2 \\
 \text{剛性} & cK_{nc} = (Es \cdot a g + Ec \cdot b \cdot D) / (2\Delta h)
 \end{array} \right\} (3)$$

せん断バネの剛性は次の式で表される。

$$\text{剛性} \quad cK_s = \frac{G \cdot b \cdot D}{\Delta h} \cdot \frac{cK_n}{cK_{nc}} \quad (4)$$

ここで、 cK_n/cK_{nc} は剛性の低減係数で、 cK_n は二つの軸力バネの同一時刻における剛性の平均としている。これは、水平亀裂の進展を考慮したものである。

- c) 縦・横の引張補強筋は完全弾塑性として、その強度と剛性は次の式で表される。

$$\text{強度} \quad bN_t = P_s \cdot s\sigma_y \cdot b_w \cdot t \quad \text{剛性} \quad bK_n = P_s \cdot Es \cdot b_w \cdot t / L \quad (5)$$

- d) 圧縮ストラットは、Popovics[6]の次の応力-歪関係にしたがう。

$$\sigma = \frac{n \cdot \xi}{n - 1 + \xi^n} \cdot \sigma_B' \quad \text{ただし、} \sigma_B' = 0.63\sigma_B [7], \quad n = 0.57 \cdot 10^{-2} \cdot \sigma_B' + 1 \quad (6)$$

$$\xi = \varepsilon / \varepsilon_0, \quad \varepsilon_0 = 4.29 \cdot 10^{-4} \cdot \sigma_B'^{0.25}$$

方法Ⅲ：指針で規定された耐震壁の最大強度の評価式である。これは、次の性状に立脚している。

- a) アーチ機構とトラス機構とで抵抗する。
- b) アーチ機構における圧縮ストラットの有効幅は側柱中心間距離の1/2である。
- c) 圧縮ストラットは有効圧縮強度で降伏し、その圧縮強度の有効係数はコンクリート強度の関数である。
- d) 引張側柱は引張降伏しない。
- e) 圧縮側柱のせん断抵抗は壁板の厚さに置換される。

以上の方法のうち、方法Ⅰ、Ⅱは反復計算を必要とするが、方法Ⅲは必要としない。方法Ⅰ、Ⅱは、耐震壁の抵抗をフレームと壁板の抵抗の和としている。このため、破壊時におけるフレームの負担せん断力を評価できる特徴をもつ。方法Ⅲはこれができない。

表2に各方法による解析値と実験値の解析値に対する比を示す。方法Ⅲの適用にあたって、側柱の軸力は実験の最大強度に相応する値を用いた。方法Ⅰ、Ⅱはいずれも解析値の±20%の範囲内に実験値を捉えている。方法Ⅲの精度は必ずしもよくない。方法Ⅰ、Ⅱと方法Ⅲでは、 $\sigma_B=400 \text{ kgf/cm}^2$ レベルの圧縮強度の有効係数に大きな差がないから、精度の違いは、方法Ⅲが立脚している性状b), d)およびe)に起因していると考えられる。

以上の結果は、筆者らの二つのマクロモデルが $\sigma_B=400 \text{ kgf/cm}^2$ レベルの耐震壁の強度を評価するモデルとして妥当であることを示している。

表-2 実験値と解析値の比較

試験体名	Q _{exp} (tf)	R _{bexp} ($\times 10^{-3}$ rad.)	Q _{cal I} (tf)	Q _{exp} / Q _{cal I}	Q _{cal II} (tf)	Q _{exp} / Q _{cal II}	R _{bcal II} ($\times 10^{-3}$ rad.)	R _{bexp} / R _{bcal II}	Q _{cal III} (tf)	Q _{exp} / Q _{cal III}
92SW01	18.3	12.8	17.0	1.08	16.9	1.08			15.6	1.17
92SW02	18.3	17.4	17.3	1.06	17.2	1.06			15.8	1.16
92SW03	30.0	9.2	35.9	0.83	36.2	0.83	9.5	0.97	25.7	1.17
92SW04	34.7	10.9	37.5	0.93	37.6	0.92	11.8	0.92	29.7	1.17
91SW01	11.7	11.6	10.4	1.13	10.3	1.14	>20.0		9.2	1.27
91SW02	20.3	9.5	19.7	1.03	19.4	1.04	15.0	0.63	18.0	1.13
91SW03	33.7	4.8	29.8	1.13	29.3	1.12	7.2	0.67	16.6	2.03
91SW04	20.0	9.9	19.7	1.02	19.4	1.03	13.2	0.75	18.0	1.11
91SW05	26.6	10.2	26.5	1.00	26.8	0.99	8.6	1.19	18.7	1.42
91SW06	37.0	6.2	32.4	1.14	31.2	1.19	7.0	0.89	18.2	2.03
91SW07	19.3	10.6	19.7	0.98	19.4	1.00	13.2	0.80	17.6	1.10
91SW09	33.3	6.2	33.2	1.00	31.8	1.05	7.2	0.86	17.9	1.86
平均値				1.03		1.04		0.85		1.39
標準偏差				0.09		0.09		0.16		0.35
変動係数				0.09		0.09		0.19		0.25

■記号 Q_{exp} : 最大せん断強度の実験値(tf) Q_{cal I} : 方法Ⅰによる解析値(tf)
 R_{bexp} : 最大層間変形角の実験値($\times 10^{-3}$ rad.) Q_{cal II} : 方法Ⅱによる解析値(tf)
 R_{bcal II} : 方法Ⅱによる解析値($\times 10^{-3}$ rad.) Q_{cal III} : 方法Ⅲによる解析値(tf)

5. 変形の解析

ここでは、力-変形曲線の包絡線と最大層間変形角の評価を、方法Ⅱと次の方法Ⅳで試みる。

方法Ⅳ：筆者らが提案している最大層間変形角R_bと圧縮ストラットの有効幅係数 ξ の関係式[8]で、次の式で表される。

$$\text{平均値曲線: } M R_b = 4.64 / \xi + 3.44, \quad \text{下限値曲線: } L R_b = 3.02 / \xi + 2.23 \quad (7), (8)$$

図2に、方法Ⅱによる包絡線を重ねて描いてある。大要、実験の包絡線に一致しているが、曲げ破壊モードの場合、その最大層間変形角を評価できていない。これは圧縮ストラットの棒材置換と解析手法に起因すると考えられる。図7はR_bの実験値と解析値の関係である。強度ほど解析

の精度はよくない。図8は、式(7)、(8)のグラフにRbの実験値をプロットしたものである。一般に、同一の ξ に対して σ_B が大きいほど平均値曲線の下側にプロットされる傾向がある。本報告の試験体のRbもこれに対応している。以上の結果は、方法IIとIVがそれぞれ力-変形曲線の包絡線と最大層間変形角の下限值を評価するのに、大要、妥当であることを示しているが、さらに検討が必要である。

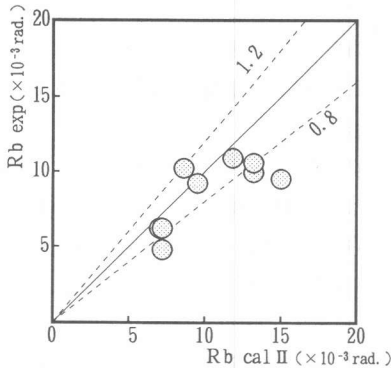


図-7 Rbの実験値と解析値の比較

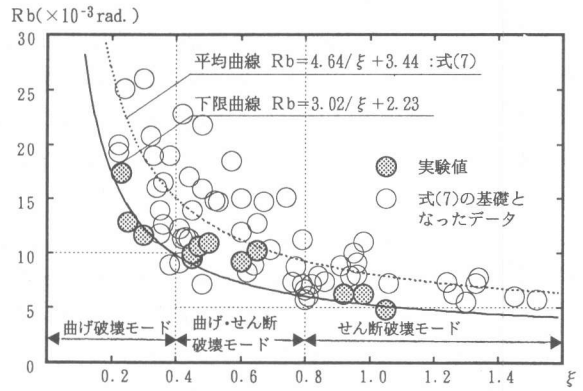


図-8 ξ とRbの関係

6. 結び

本研究では、 $\sigma_B=400\text{kgf/cm}^2$ レベルの連層耐震壁について実験と解析を行い、その破壊性状が $\sigma_B=200\sim 300\text{kgf/cm}^2$ レベルの連層耐震壁と同じものであること、および $\sigma_B=200\sim 300\text{kgf/cm}^2$ レベルと同じ解析方法で、強度について的確に、変形については大略、評価できることを示した。

■記号

ag:側柱の全主筋断面積	E_c :コンクリートのヤング係数	σ_B :コンクリートの圧縮強度
b・D:側柱の断面積	G:コンクリートのせん断弾性係数	$g\sigma_y$:側柱主筋の降伏強度
bw:壁板の分割幅	L:壁板の内法長さ l' または h'	$s\sigma_y$:壁補強筋の降伏強度
E_s :鉄筋のヤング係数	P_s :壁補強筋比	

参考文献

- 1) 望月 洵・小野里憲一:連層耐震壁のマクロモデルとその解析法、コンクリート工学論文集、Vol. 1, No. 1, pp. 121-132, 1990. 1
- 2) 鈴木章司・望月 洵・小野里憲一:連層耐震壁のスケルトンカーブの解析その2、日本建築学会学術講演梗概集、C、構造II、pp. 397-398, 1991. 9
- 3) 小野里憲一・望月 洵:耐震壁の強度と破壊モードの制御、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14, No. 2, pp. 891-896, 1992
- 4) 望月 洵・小野里憲一:連層耐震壁の簡略化最大せん断強度式、第8回日本地震工学シンポジウム、pp. 1425-1429, 1990
- 5) 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. 122-135, 1990. 11
- 6) S. Popovics: Factor Affecting Elastic Deformations of Concrete. Proc of the International Conference on Materials, Kyoto, 1971, Vol. IV, pp. 172
- 7) 望月 洵・竹原雅夫・小野里憲一:剛強な付帯フレームをもつ耐震壁のスリップせん断強度、日本建築学会構造系論文報告集、No. 416, pp. 79-89, 1990. 10
- 8) 望月 洵・小野里憲一:連層耐震壁の破壊モードの判別式、コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 13, No. 2, pp. 559-564, 1991