

[174] 塑性理論による1層1スパン鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度

正会員 塩原 等 (建設省建築研究所)

1. はじめに

1970年代にはいって塑性理論と極限解析を利用して、鉄筋コンクリート部材のせん断設計を合理化する動きが起こり、ヨーロッパコンクリート委員会のモデルコード¹⁾のせん断設計の条項には塑性理論の考え方が取り入れられている。1980年代には、適用の難しいとされるシアスパンの小さな部材の終局強度に適用する試みが提案され²⁾³⁾⁴⁾、シアスパンや軸力の効果が考慮できると報告されている。これらのマクロモデルによる理論は解析が簡単な代りに用いる仮定が多く、大胆な仮説が含まれるので、それらの仮説が合理的でしかも、実構造物とよく対応するかがモデル化の良否の鍵となっている。

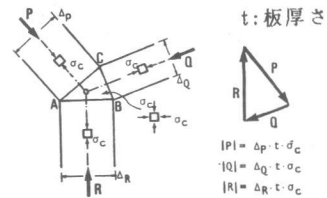
そこで、耐震壁の新しい解析モデルと、それに基づく実用的な終局強度の計算方法を提案する。このモデルで得られる強度はいわゆるせん断強度・曲げ強度の区別がない。その妥当性は(1)算定精度(2)ひび割れ状態や鉄筋の歪と解析モデルの対応、によって確認する。コンクリートは十分な塑性変形能力のない材料であるため、鉄筋コンクリート部材への塑性理論の適用性について疑問視する向きもある。しかし建築物を対象とした場合、部材中の鉄筋は少なく、ほとんどの場合塑性を有する鋼材が降伏に達したあとと強度に達するので、コンクリートに無限の塑性変形能力が必要なわけではない。ただしコンクリートの最大耐力後の下り勾配や、ひび割れによる二軸圧縮強度の低下を考慮するために、シリンドー試験でえられるコンクリートの圧縮強度を適当に低減する。コンクリートにひび割れが生じてひび割れが解放する力を再分配することが可能な必要最小量の補強筋があるものを適用対象とする。

2. 耐震壁のモデル化

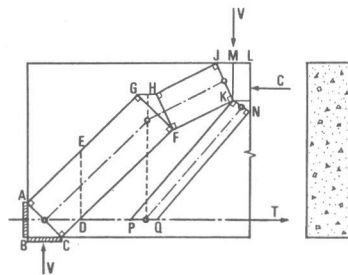
下界定理を利用し二次元平面とみなした耐震壁の終局荷重を得るためには、力の釣り合いを満足させ材料の破壊条件を冒さないコンクリートの二軸応力場を捜し出す必要がある。この様な応力場は無数に存在するが、その中で現実近くできるだけ大きな荷重を与える応力場を組織的に見出すには、Marti⁴⁾の示した「ストラットとタイ」の方法(図-1)が非常に有効である。これは、有限な圧縮束材の幅を考慮したトラス理論である。この特徴として、力の釣り合いはすべて幾何学的な条件で表現されるので、図解的な解法に適し、しかも直感的に理解しやすい。この方法を耐震壁など特定の形状の部材への適用に限定することにすれば、図解法を強度式として定式化することが可能となる。そこでこの方法によって耐震壁の終局強度算定式を導く。1層1スパン耐震壁を対象とするが、連層耐震壁も含めた一般的な耐震壁の強度算定法への拡張も可能である⁵⁾。

柱型のない耐震壁の応力場：図-2は、一樣厚さすなわち柱型のない耐震壁のコンクリートの応力場と、以下に用いる記号の説明を示している。耐震壁は、全幅 l_w 、内のり高さ h_w 、壁厚 t_w とする。上下の梁は十分に補強されここで先に破壊を起こすことはない。壁横補強筋は一樣に分布するものと仮定し、壁内のり高さの1/2の位置に集中しているものとして簡略化している。コンクリートの破壊条件は、主応力が $0 \geq \sigma_1 \geq -\nu f'_c$ 、 $0 \geq \sigma_2 \geq -\nu f'_c$ (引張り正)、ここに、 ν はコンクリートの有効圧縮強度係数、 f'_c はコンクリートの一軸圧縮強度、とし引張り強度は無視する。応力場の形状は、対角線の圧縮束材(ストラット)の折れ曲がり位置を表す変数 ψ をパラメーターとして変化することになる。

まず、仮定として最大荷重時に降伏する鉄筋を定めておく。降伏するのは引張り主筋、壁の縦横の補強筋とする。圧縮境界柱の鉄筋は圧縮力に寄与しないものと仮定する(式



(a) 節点における力の釣り合い



(b) 単純支持梁の静的許容応力場

図-1 Martiのストラットとタイの方法⁴⁾

$$H = \frac{\Sigma a_{wh} f_y}{t_w \nu f'_c} \quad (1) \quad F = \frac{\Sigma a_{wh} f_y}{t_w \nu f'_c} \quad (2)$$

$$V = \frac{\Sigma a_{wv} f_y}{t_w \nu f'_c} \quad (3) \quad N = \frac{N'}{t_w \nu f'_c} \quad (4)$$

$$\tan \theta_1 = \frac{x_1}{Q_1} = \frac{Q_1 + h_w/2 - H/2}{y} \quad (5)$$

$$\tan \theta_2 = \frac{x_1}{Q_1 - H} = \frac{Q_2 + h_w/2 - H/2}{l_w - x_4 - x_3 - x_1 - y} \quad (6)$$

$$\tan \theta_3 = \frac{x_2}{H} = \frac{Q_1 + Q_2 + h_w/2 - H/2}{l_w - x_4 - x_3 - x_2 - x_1} \quad (7)$$

$$N + F + V = x_1 + x_2 + x_3 + x_4 \quad (8)$$

$$x_3 = 0, \quad Q_2 = 0 \quad (9) \quad x_4 = \frac{1}{2} N \quad (10)$$

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (11)$$

$$A_1 Q^2 + A_2 Q + A_3 = 0 \quad (12)$$

$$Q_u = Q t_w \nu f'_c = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 A_3}}{2 A_1} t_w \nu f'_c \quad (13)$$

$$A_1 = 1 + \frac{H^2}{(\alpha - \beta)^2} \quad (14)$$

$$A_2 = h_w - \frac{H\beta}{(\alpha - \beta)} + \frac{2H^2\gamma}{(\alpha - \beta)^2} \quad (15)$$

$$A_3 = -H\gamma - \alpha \left[\beta - \frac{H\gamma}{(\alpha - \beta)} \right] + \left[\beta - \frac{H\gamma}{(\alpha - \beta)} \right]^2 \quad (16)$$

$$\alpha : \text{耐震壁のせいのパラメーター} (= l_w - x_4) \quad (17)$$

$$\beta : \text{鉛直方向補強パラメーター} (= V + N/2 + F) \quad (18)$$

$$\gamma : \text{耐震壁の高さのパラメーター} (= h_w/2 - H/2) \quad (19)$$

$$N + F + V = x_1 + x_2 + x_3 + \frac{t_w}{B} x_4 \quad (8)'$$

$$x_4 = \frac{1}{2} \frac{B}{t_w} N \quad (10)' \quad \alpha = l_w - \frac{t_w}{B} x_4 \quad (17)'$$

$$t_w' = \frac{2BD + (l_w - 2D)t_w}{l_w} \quad (20)$$

Σa_{wh} : 壁横補強筋総断面積、

Σa_t : 柱主筋 (片側) の断面積、

Σa_{wv} : 壁縦補強筋総断面積、

f_y : 鉄筋の降伏強度、

N' : 軸力

$\nu f'_c$: コンクリート有効強度 (= 0.7 f'_c)

(1)~(4))。次にコンクリート内の力の釣り合いを検討すると、力の釣り合いは、幾何学的条件すなわちコンクリートの主応力が $\sigma_1 = -\nu f'_c$ 、 $\sigma_2 = 0$ 、の領域 (□ACED □FEHG □HIJK) がすべて長方形であることに置き換えられるから、この条件は式(5)~(7)となる。次に壁脚面での鉛直方向の力の釣り合いは、(8)式となる。簡単のためにストラット□PGRQは生じないものとする((9)式)。また軸力の1/2は圧縮縁にそったストラット□MOPNで基礎に直接つたえられるものとする((10)式)。この時、水平荷重は式(11)のQとなる。これらの式(式(1)~(11))を連立させ、未知数をQ、 x_1 、 x_2 、 y として解くと、式(12)の二次方程式となる。従って、式(13)が求めたい最大強度となる。この式に諸値をすべて代入すれば解がえられる。

図-3は、この方法によって求めた応力場の例を、(a)鉄筋と軸力による応力と、(b)コンクリート内の応力に分けて示した。この(a)(b)の合力はゼロとなっていなければ正しくない。ところが式(1)~(12)に示したように、鉛直力の釣り合いは満たすものの、モーメントの釣り合い条件を使っていないから、厳密には合力はゼロでない。ここでは耐震壁試験体ではこの誤差は小さく、少しでも定式化を簡単にすることを目的に、無視している。

柱型のある耐震壁への拡張： 設計される耐震壁のほとんどが境界柱を有しているので、柱型のある場合について適用できるように、次の2つの点を変更する。(1) 圧縮柱内のストラット (□MOPN) で伝えられる圧縮力は、柱幅Bの柱によって伝達されるので、ストラットの幅 x_4 は $(t_w/B) \cdot x_4$ しかならない。その結果、式(8) (10) (17)は式(8)' (10)' (17)'に置き換えられる。さらに、(2) 境界柱があるために耐震壁の強度が上昇させる効果を考慮するために、式(20)に従って柱による断面積増加を考慮し t_w だけを断面積と全幅 l_w の等しい長方形断面の厚さ t_w' に置き換えることとする。ただしこの方法はあくまでも便宜的なもので、実際のせん断抵抗機構とは対応していない。実際の圧縮境界柱の効果のメカニズムは、図-4に示すように、圧縮境界柱脚で、斜めのコンクリート圧縮ストラットの力を柱脚が曲げ抵抗によ

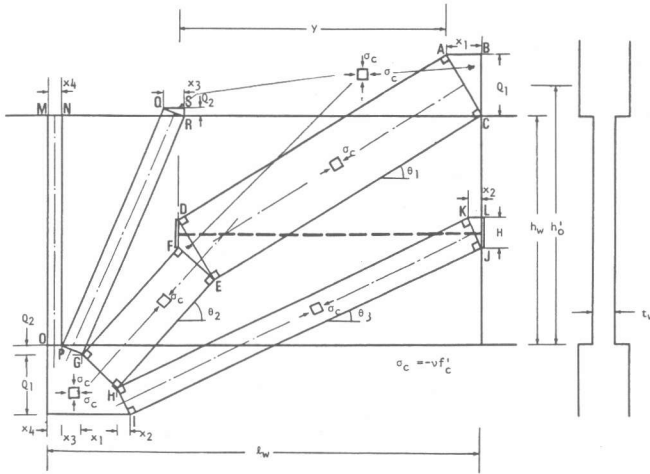


図-2 静的許容応力場

て受け止める機構によって、耐震壁の強度が増加するものと考えられる。これを、実験により確かめるとすれば、通常は圧縮歪となる圧縮側の境界柱の、内側の主筋の柱脚の位置で主筋が引張り歪となることから確かめることができよう。

3. 理論の妥当性の検討

既往の耐震壁の実験結果に理論を適用し検討する。材料強度は材料試験での値を用い、コンクリート強度低減の係数 ν には一律に0.7を使う。解析対象は、図-5,6の加藤⁸⁾及び筆者ら⁷⁾の行った実験である。一定軸力 24 tonf を保持して、静的正負水平繰返し加力を行った。最大強度：表-1は、試験体の主な変数（コンクリート強度・柱主筋量・柱せい）と実験結果の破壊モード、および強度の計算結果を示している。既往の強度式（広沢式、曲げ略算式）ではいずれもせん断破壊型と判定される。実験値と理論値の比は、試験体5体の平均で 1.03 であり、理論値とよく対応している。試験体 P2005では、理論値が実験値より少し高い値を示している。応力場の形状：図-7は、例に試験体 P2015-A⁷⁾を取り上げ、ひびわれと解析モデルの応力場の形状を比較している。ひび割れ図の主なひび割れの傾きと、計算で得られたストラットの主応力の向きはよく対応している。残りの試験体でも同様により対応を示している。鉄筋の降伏：図-8は、試験体 P2015-Aの柱主筋の歪分布を示し、最大強度の 0.87倍となった時、すでに引張り柱主筋がほぼ降伏していることがわかる。また、圧縮側柱の柱脚で内側の主筋の歪が引張りとなっていることが確かめられる。これは、圧縮柱の柱脚が曲





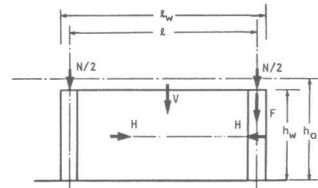
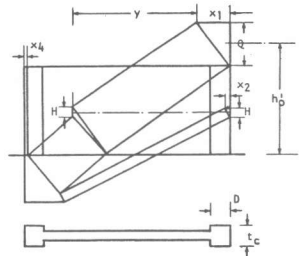
Specimen	P4015	P2015, P2015-A	P2005	P2005 A
Boundary Column Section	 4-D13 2-D13 2-D13 4-D13	 4-D13 2-D13 2-D13 4-D13	 2-D13 2-D13	 2-13φ 2-13φ
Hoop	D6 #50	D6 #50	D6 #50	4φ #120
l_w	2400	2200	2200	2200

図-6 境界柱の形状と配筋



(a) 軸力と鉄筋による応力



(b) コンクリート内の応力

図-3 内部応力の状態

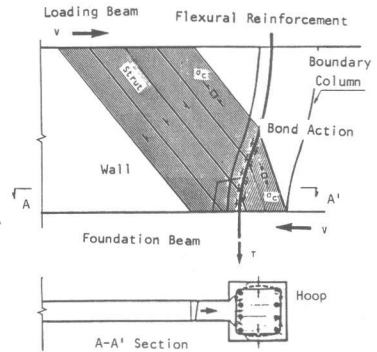


図-4 境界柱の効果

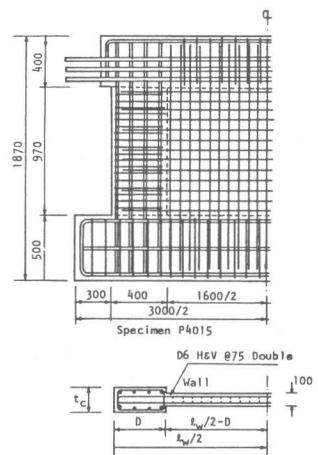


図-5 解析試験体の配筋及び形状

表-1 解析試験体のパラメーターと強度の解析結果

試験体 ⁶⁾⁷⁾⁸⁾	柱	主筋	壁筋比	f'_c	破壊 ^{*5}	実験値		計算値		計算値/実験値					
						モード		A*1	B*2	C*3	D*4		B/A	C/A	D/A
						Q exp	Q p	Q su	Q bu	B/A	C/A	D/A			
													tonf	tonf	tonf
P2005	20×20	4- D13	0.85	290	SS	102	119	94	128	1.17	0.92	1.25			
P2005-A	20×20	4-φ13	//	220	F→SS	98	101	84	126	1.03	0.96	1.29			
P2015	20×20	12- D13	//	300	CS	141	146	113	202	1.04	0.80	1.43			
P2015-A	20×20	12- D13	//	390	CS	171	160	127	197	0.93	0.74	1.15			
P4015	40×20	12- D13	//	300	CS	165	165	140	210	1.00	0.85	1.27			
平均値										1.03	0.85	1.28			

注 A*1 実験値(tonf) B*2 理論値(tonf) C*3 セン断強度(広沢式) D*4 曲げ強度(曲げ略算式)

*5 破壊モード SS: 滑りせん断破壊、F: 曲げ破壊、CS: 斜め圧縮せん断破壊

げで抵抗する機構があることを示している。最大耐力時には、歪ゲージによる測定から、壁脚で壁縦筋と引張り境界柱主筋のすべてがほぼ降伏していることが確かめられた。一方、横補強筋については、曲げに近い破壊した P2005 で降伏せず、0.1% 程度の歪に留まった。これが P2005 の理論値が大きい一因となっている。これ以外では壁横筋の歪を測定しなかった試験体 P2005-A を除いて、壁横筋が降伏していることを確かめた。

4. 結び

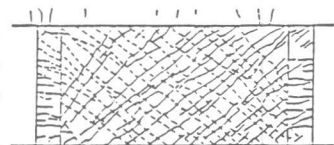
ストラットとタイによるトラス機構によって、鉄筋コンクリート平面の面内のせん断力伝達機構を表し、極限解析の下界定理の条件を用いてストラットの形状を定めて強度を求める方法を鉄筋コンクリート耐震壁に適用した。計算による耐震壁の応力場の形状はひび割れとよく対応し、さらに強度の計算値は実験値と良好な対応を示した。理論の妥当性と適用性の限界についてさらに詳しく検討して行く必要がある。

5. 謝辞

東京大学工学部教授、青山博之先生、同助教小谷俊介先生、ならびに生産研究所教授岡田恒男先生には、本研究内容について、助言と指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

6. 引用文献

1) CEB: International System of Unified Standard Code of Practice for Structure, CEB, Bulletin D'information, No.124/125-E, April, 1978. 2) 称原良一、加藤勉: 鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力、日本建築学会論文報告集、第343号、昭和59年9月、pp. 24-31. 3) 南宏一、若林實: コンクリート系構造部材のせん断強度について、京大防災研究所年報、第24号B-1、昭和56年4月、pp. 245-277. 4) Marti, P.: Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design, Journal of American Concrete Institute, Vol. 82, Jan.-Feb., 1985, pp. 46-56. 5) 塩原等: 鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究、東京大学学位論文、昭和61年3月。6) 加藤大介、他: 無開口後打ち耐震壁の耐力の評価に関する研究、日本建築学会論文報告集、第337号、昭和59年7月、pp. 405-408. 7) 塩原、他: 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震補強工法に関する実験、第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、昭和59年、pp.495-408. 8) 塩原、他: 鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁内のせん断力分布、第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、昭和60年、pp.389-392.



部材角1/150での繰返しの後

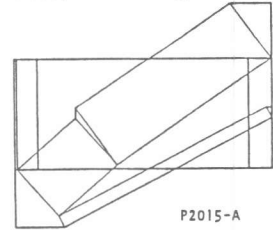


図-7 ひび割れと応力場の比較

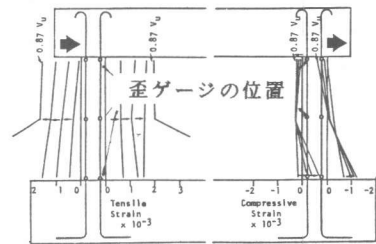


図-8 境界柱主筋の歪分布