

[101] 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型構造計画

正会員 ○ 壁谷沢 寿海 (横浜国立大学工学部)
正会員 複方 恵子 (日本設計システム)

1 序

本研究は、鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型の耐震設計法を対象にして、主に構造計画（略設計）の段階で選択される壁率、仮定断面などのパラメータを、耐震壁を韌性のある曲げ降伏型に設計する終局せん断設計の観点から整理したものである。終局型設計法のCriteriaとしては、現行の耐震規定、特に現在慣用的な設計で支配的な1次設計の規定を重視したが、現行規定と異なるのは、応答解析及び理論に基づいて提案した動的増幅率及び実験結果に基づいたスラブによるはりの超過強度であり、耐震壁の終局設計用せん断力を実際の建物での応答せん断力の上限値としてより厳密に評価した。

2 耐震壁の終局設計用せん断力の評価

壁フレーム構造の終局型設計では、耐震壁の最大応答せん断力を正しく評価し、せん断破壊を防止することが重要である¹⁾。静的な終局せん断力の略算法及び動的な増幅率の評価方法の概要を以下に示す。

2.1 保有耐力及び静的入力せん断力の算出法

終局型の設計法では、(1) 部材の韌性から必要となる構造物の保有耐力を与える、あるいは、(2) 保有耐力から必要となる韌性を部材に与える、のどちらかの手順になる。これを関係づけるのは、保有耐力と応答変形量の関係であり、構造物では、実際に起こる崩壊モードに対応する保有耐力を適切に定義し、算出することが重要となる。現行の設計法で慣用的に用いられている保有耐力算出法は、この点が必ずしも明快でなく、算出法というより、むしろ、崩壊モードに対応させて(A)外力分布を仮定する方法（仮想仕事法、極限解析法、荷重増分法）と(B)外力分布によらない方法（節点振分法）に大別する必要がある。壁フレーム構造では、壁がせん断破壊する場合に限り(B)の方法である程度意味のある値が算出される。

耐震壁の崩壊モードが曲げ降伏型に設計された壁フレーム構造では、耐震壁が変形モードを強制して、各層の応答層間変位は、モードを仮定した縮約1自由度系により十分予測可能である。したがって、変形能力に関連する必要保有耐力は、この縮約1自由度系の復元力により骨組全体で1つの値を定義することができる。これは、変形モードを直線と仮定すれば、骨組終局時のベースモーメントとなり、仮想仕事法により、設定した崩壊形（ヒンジ位置）の各部材の曲げ耐力の和として、外力分布形とは無関係に、

$$M_{ot} = \sum M_{bu} + \sum M_{cu} + \sum M_{wu} + \sum M_{tbu}$$

とあらわされる。ここに、 M_{bu} 、 M_{cu} 、 M_{wu} 、 M_{tbu} は、それぞれ、塑性回転する、はり、柱、壁脚、直交ばかりの終局曲げ耐力で、全体変形量に対応するように変換したもの（節点モーメント等）である。

外力分布の仮定は、耐震壁のせん断設計等各層のせん断力を算出する段階ではじめて必要になる。特に1階のせん断力（ベースシア）を問題にするなら、外力を等価な集中荷重としたときの水平力の作用高さ（= αH 、 H ：全層高さ）を、外力分布形をあらわす指標とすることができる、終局ベースシアは、

$$Q_{bs} = M_{ot} / \alpha H$$

となる。骨組終局時の耐震壁のせん断力は、終局ベースシアから振分比率（1/2）を仮定した柱の負担せん断力を除くことにより算出するのが精度よい。特に1階では、一般に一端すなわち柱脚の降伏モーメントが正確に算定でき、またその比率が大きいので、振分比率の仮定の影響は小さい。連層耐震壁の設計で最も問題になる1階のせん断力 Q_{w1} を定式化すると、次のようになる。

$$Q_{w1} = Q_{bs} - \sum (M_{cu} + M_{bu2} / 2) / h_1 \quad (h_1 : 1\text{階階高}, M_{bu2} : 2\text{階はり耐力})$$

2.2 動的増幅率の定式化

壁フレーム構造の非線形地震応答解析を行なうと、動的な効果により耐震壁がせん断破壊することがある。この動的な効果とは、高次モードの影響により、1次モードに対応する分布の外力を受ける骨組の崩壊形で可能な入力せん断力よりも大きい応答層せん断力になることがある。以下、表1の定式化にしたがい、応答理論に基づいて、動的な効果を考慮した最大応答せん断力の上限値を推定する方法を示す。

N 層の水平力の釣り合いにもとづく運動方程式(1)において、絶対加速度をモード分解し、基準外力分布に対して変動する外力を定義する(2)。この分解の過程では、これらは系の固有モードに対応する必要はないが、後の動的増幅率の仮定では、高次の周期に依存する性質を用いるので、弾性時のモード分解が大略成立すると考え、基準外力を1次モード、変動分を高次モードと呼ぶ。1次モード形での応答外力は、骨組の耐力で決まる上限値（保有耐力）以下である(3)。高次モード応答加速度に対して、一定の応答増幅率、すなわち、2次では1.5-2.0(4)、3次以上では1.0(5)を仮定すれば、高次の変動外力は入力加速度に比例することになる(6)。さらに、1次、2次モード形のみを具体的に仮定することにより、高次の変動ベースシアと入力との関係は、建物（重量）に固有の一定の係数で定式化できる(7)。

図1に壁フレーム構造の非線形地震応答解析における高次の変動ベースシアと入力加速度の時刻歴でこの関係を検討した例を示すが、この定量的な関係は、中層（5～9階）の壁率の異なる建物で、地震波の性質によらず一般的に成立する¹⁾。壁フレーム構造では、外力分布が変動しても柱の負担せん断力はほとんど変動しない性質がある²⁾。したがって、1次モード外力で静的に計算される最大入力せん断力に高次の変動分を加えたものが耐震壁の最大入力せん断力の上限値となる（8）。

非線形地震応答解析による耐震壁の最大入力せん断力と最大入力加速度震度の関係を図2に示す¹⁾。静的入力せん断力に最大加速度に対応する変動分を加えた推定値（破線）は応答の上限値となっている。

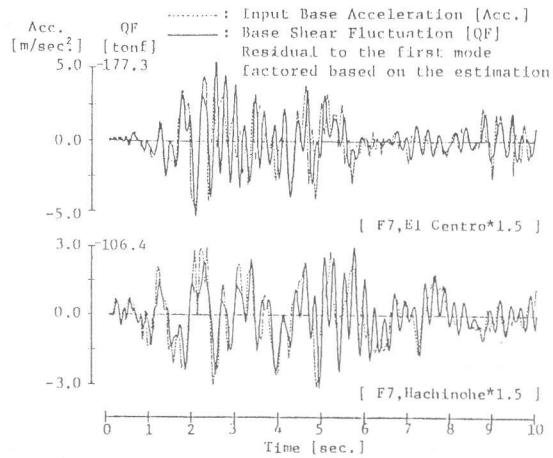


図1 高次モード変動ベースシアの時刻歴

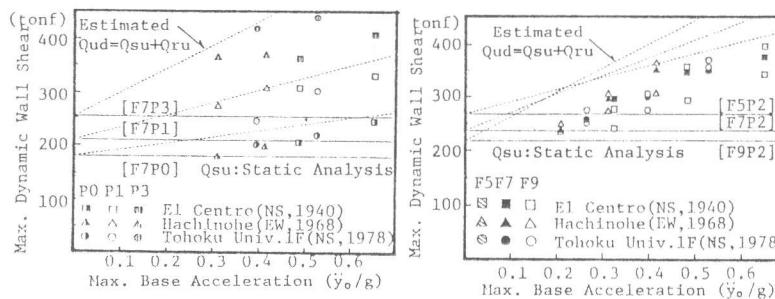


図2 耐震壁の最大入力せん断力

3 終局型構造計画

壁率、仮定断面等の異なる壁フレーム構造を設定し、現行、慣用的な手法により1次設計を行ない設計で必然的に上昇する終局保有耐力及び耐震壁の終局設計用せん断力を評価する。

3.1 対象の設定

図3に示す実大7層試験体³⁾をProto Typeとし、(1) 建物階数、(2) 壁率、(3) 基礎剛性、(4) 部材断面、等を以下のように変化させる。階高、スパン長は試験体と同様とする。

(1) 建物階数：5、7、9階を対象とし、それぞれF5, F7, F9と略称する。

(2) 壁率：壁のあるフレームに対する純フレームの数の比を、0、1、2、3として、直交方向の対称性を考慮した4種の平面計画（それぞれ、P0, P1, P2, P3）を設定し、壁率を変化させる（図4）。直交ばかりの効果は、P0ではない、P1では片側、P2, P3では両側と仮定する。

表1 動的入力せん断力の評価

$$(a) \text{Equations of motion of the undamped N-DOF system :} \\ [\mathbf{m}] \ddot{\mathbf{x}} + [\mathbf{f}] = -[\mathbf{m}] \{e\} \ddot{y}_0 \quad (1)$$

$[\mathbf{m}]$: mass matrix
 $\{\mathbf{x}\}$: structural response acceleration vector relative to the base

$$[\mathbf{f}] : \text{restoring force vector} \\ \{e\} : \text{vector consisting unit elements, and} \\ \ddot{y}_0 : \text{input base acceleration} \\ \text{Modal decomposition of the restoring forces :} \\ \{f\} = -[\mathbf{m}] \{x\} + \{e\} \ddot{y}_0 \\ = -[\mathbf{m}] \sum \beta_j \{u\}_j (\dot{x}_j + \ddot{y}_0) \quad (j=1-N) \\ = \sum \{f\}_j \\ = \{f\}_1 + \{f\}_r \\ \{u\}_j : j\text{-th mode shape} \\ \beta_j = \{u\}_j^T [\mathbf{m}] \{e\} / (\{u\}_j^T [\mathbf{m}] \{u\}_j) \\ : participation factor of j-th mode \\ \dot{x}_j = \{u\}_j^T [\mathbf{m}] \{x\} / (\{u\}_j^T [\mathbf{m}] \{u\}_j) \\ : normal coordinate amplitude of j-th mode$$

$$(b) \text{Least upper bound of the first mode response :} \\ \{f\}_1 < \{fsu\}_1 \quad (3) \\ \{fsu\}_1 : \text{ultimate static base shear under the first mode lateral force}$$

$$(c) \text{Estimation of the response residual to the first mode :} \\ \text{Magnification of the 2nd mode response :} \\ \ddot{x}_2 + \ddot{y}_0 = \Delta \omega_2 \ddot{y}_0 + \ddot{y}_0 \quad (4) \\ 1 + \Delta \omega_2 = 1.5 - 2.0 \\ : \text{dynamic magnification factor assumed} \\ \text{Response of the 3rd through N-th mode :} \\ \ddot{x}_j + \ddot{y}_0 = \ddot{y}_0 \quad (j=3-N) \quad (5) \\ : \text{relative acceleration response neglected}$$

$$\text{Estimation of the restoring force residual to the first :} \\ \{f\}_r = -[\mathbf{m}] (\dot{x}_j \{u\}_j + \Delta \omega_2 \beta_j \{u\}_j) \ddot{y}_0 \quad (j=2-N) \\ = -[\mathbf{m}] \{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \Delta \omega_2 \beta_2 \{u\}_2 \ddot{y}_0 \quad (6)$$

$$\text{Estimation of the base shear residual to the first :} \\ Q_r = \{e\} \{f\}_r \\ = -D_m M \ddot{y}_0 \quad (7) \\ M : \text{total mass of the structure} \\ D_m = 0.27 - 0.30 \\ : \text{constant derived from the assumed mode shape}$$

$$(d) \text{Estimation of the ultimate dynamic wall shear force :} \\ Q_{du} = Q_{su} + Q_{ru} \quad (8) \\ Q_{su} : \text{ultimate static wall shear under the first mode lateral force} \\ Q_{ru} : \text{maximum base shear residual} (= D_m M \ddot{y}_0 \max)$$

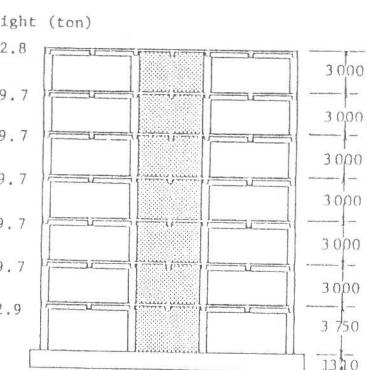


図3 実大7層試験体

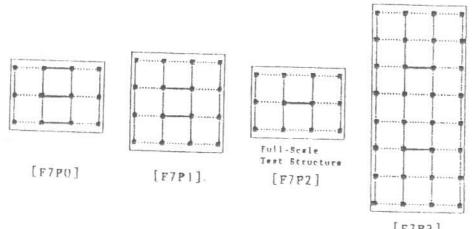


図4 壁率の異なる建物

(3) 基礎剛性：基礎下の軸方向剛性(Ea/L)が、 ∞ （固定）、 10^6 、 10^5 、 10^4 ton/m の場合（それぞれ、B0, B1, B2, B3とする）を想定し、基礎ばかりの剛性をこれに加える。実大7層建物の基礎軸力に対して設計した杭の剛性は、ほぼ（B2）に相当する。

(4) 部材断面：試験体のはり、柱断面寸法（それぞれ、 30×50 , 50×50 cm）を縦横一定の比率（= D）で増大させる。解析で設定した断面寸法比は $D = 1.0, 1.2, 1.4, 1.6$ で、それぞれ S0, S1, S2, S3 とする。壁厚は一定（20 cm）とし、側柱、直交方向のはりは寸法比に従うものとする。

建物全重量は、実大7層試験体の擬似動的実験用重量を基本に、階数、平面計画、断面寸法による違いをほぼ精確に考慮し、仕上、積載重量を 160 kg/m^2 としてこれに加えた。

3.2 設計のフロー

以下の手順に従い、終局設計用せん断力を求める。

(1) 弹性応力解析：設計用ベースシア係数 $C_0 = 0.2$ の逆三角形分布の外力に対して、壁フレーム構造の略算モデル⁴⁾により、弾性応力解析を行なう。

(2) はり、柱脚、壁脚の曲げ設計：設定した鉛直荷重による応力（S0, S1, S2, S3 で $6.41, 6.99, 7.76, 8.53 \text{ tonf/m}$ ）との組み合わせを考慮して、はり、柱脚及び壁脚の設計用モーメントの曲げ耐力を与えるが、最小配筋規定は適用する。すなわち、設計用モーメントが小さい場合でも、はり下端 $\phi 0.004$ 、柱 0.008 （壁側柱を含む、フレーム柱脚では引張鉄筋比 0.004 とした）、壁板 0.0025、等の鉄筋比による曲げ耐力は確保されるものとする。また、通常設計で行なわれているように、節点のモーメントでフェイス位置の断面を設計する。

(3) 塑性応力解析：逆三角形外力分布による終局ベースシア（保有耐力）、壁の静的入力せん断力を 2.1 の略算法により評価する。各部材の曲げ耐力は、建築基準法施行令の構造計算指針・同解説⁵⁾の略算式により、(2) の設計と異なる条件は、(a) 鉄筋の強度（SD35、X 1.1倍）、(b) 剛域、(c) はり耐力に有効なスラブ筋、(Case.1)規準に基づき 8-D10、(Case.2) 実験³⁾に基づき 36-D10、(d) 直交ばかり（主筋最小配筋、スラブ筋 8-D10）、等を考慮することである。

(4) 動的増幅率：想定入力加速度として約 $0.33g$ を考え、2.2 の定式化により動的な効果によるせん断力の増分として総重量の 10% を静的入力せん断力に加える。

3.3 終局設計用せん断力

はり、柱断面の異なる場合の弾性解析における壁とフレーム部分の（転倒）モーメント負担に対する基礎剛性の影響を図 5 に示す。最小配筋によるモーメントを下回る場合は、その差が全体の保有耐力増分となるが、この増分は仮定断面が大きいほど大きい。基礎剛性は、壁とフレーム部分で相殺するので、影響はやや少ないが、壁の曲げ耐力がそのまま増分となる剛性が小さいほうが大きい。

1 次設計された建物の終局保有耐力の各部材負担、上昇要因を分析した例を図 6 に示した。保有耐力の上昇に関しては、剛域、スラブ等は断面寸法比に比例した一定の影響があり、最小配筋によるものは仮定断面により大きく異なる傾向がある。

基礎を実際に近いと考えられる（B2）として 1 次設計した、階数、壁率、仮定断面の異なる建物の終局保有耐力（ベースシア係数）を図 7 に示す。スラブ筋は Case.2（7 階のみ Case.1 も比較する）とし、最小規定によるベースシア係数の増分を分けて示した。また、耐震壁の終局設計用せん断力（せん断応力度）を図 8 に示す。静的な入力せん断力（実線）及びこれに動的な増幅率を考慮した値（破線）を示した。同図では、配筋量、配

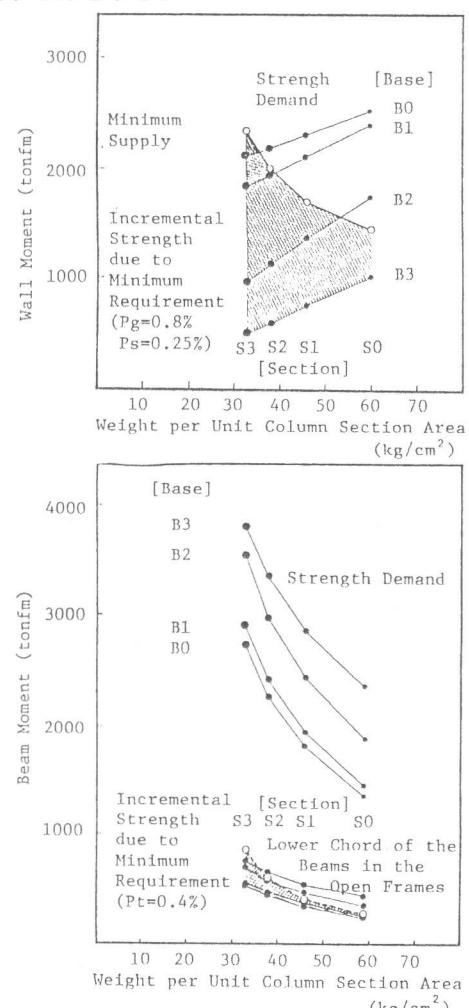


図 5 壁とフレームの
転倒モーメント負担

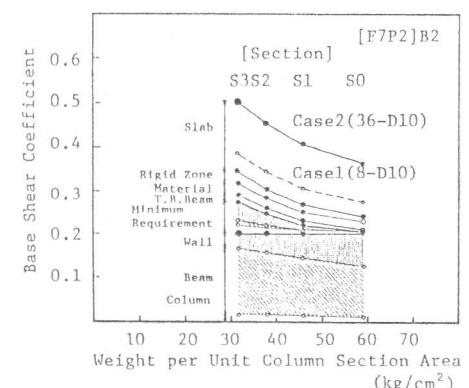


図 6 保有耐力の分析

筋詳細、壁厚等が異なる耐震壁試験体の実験結果^{6) 7)}（せん断耐力）とも比較し、壁厚の異なる場合は20 cmに対して等価な平均せん断応力度で示している。

一般に、はり、柱の仮定断面を大きくすると、1次設計で結果的に確保されるベースシア係数は上昇し、壁のせん断力の終局設計用せん断力も上昇する。スラブ筋は、必ずしもCase.2ほど有効であるとは限らない、また、鉄筋量が多い場合略算式ほどに耐力が上昇するとは限らないが、スラブ筋をCase.2で考慮する場合、壁のせん断力は壁率が低くなると上昇するこの傾向は、動的増幅率を考慮すると、さらに著しくなり、ある壁率以下では、耐震壁のせん断設計が困難になることが予想される。特に、階数が多くなると（9階）、ベースシア係数の増分は大きはないが、同じ平面計画では相対的には壁率が低く、また、動的な増幅も大きくなるので、1次設計用ベースシア係数を抑えるか、耐震壁の特別な設計が必要になるものと思われる。このような場合、実験⁷⁾によれば、壁厚を増し、側柱をふくめ十分な補強をすることが有効である。

4 結論

壁フレーム構造の終局型設計法を対象に、動的増幅、超過強度の概念を取り入れた耐震壁の終局設計用せん断力の評価方法を示した。また、耐震壁を曲げ降伏型に設計する終局型設計法における構造計画の観点から、現行の慣用的な設計法のフローを解析した。

＜謝辞＞

論文作成に御協力いただいた横浜国立大学大学院梅山佐敏氏に感謝します。

＜参考文献＞

- (1) 壁谷沢寿海、緒方恭子「鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法（その1）～（その5）」日本建築学会関東支部研究報告集、1984年7月、及び、日本建築学会大会学術講演梗概集、1984年10月
- (2) Kabeyasawa, T., et al. : Nonlinear Earthquake Response Analyses of R/C Wall-Frame Structures, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1983
- (3) 上之瀬隆志、芳村学、壁谷沢寿海他『一日本共同研究－鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その1）～（その3）』第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月
- (4) 緒方恭子、壁谷沢寿海『鉄筋コンクリート壁フレーム構造の弾性解析略算法』第7回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1985年
- (5) 建設省監修『改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説』日本建築センター、1981年2月
- (6) Ogata, K. and T. Kabeyasawa : Experimental Study on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls under the Loading of Different Moment-to-Shear Ratios, Transactions of the Japan Concrete Institute, 1984
- (7) 桜木孝裕、壁谷沢寿海『厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験』第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1985年

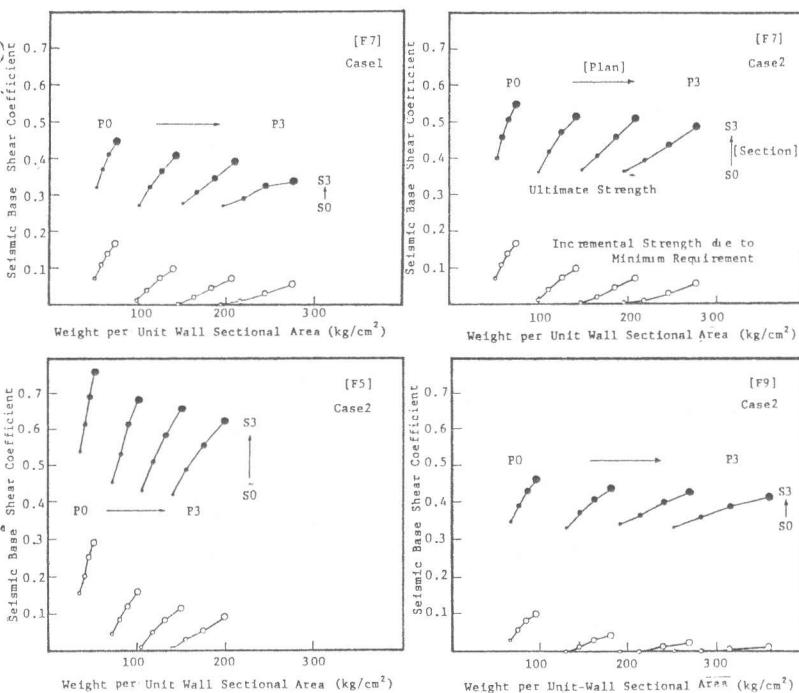


図7 終局時ベースシア係数

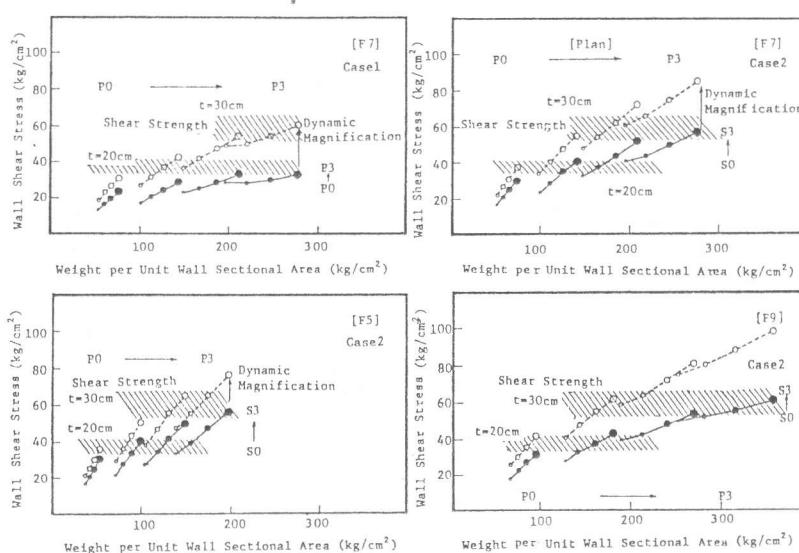


図8 終局設計用せん断力