

# 集合住宅の構造計画

坪 井 善 勝

## まえがき：構造材料構造法と平面計画

集合住宅が戦災復旧の波に乗って各地に建設されている。その規模から見ると1戸当りの居住専用面積は10～20坪のものが圧倒的に多い。これらは国庫補助の限界を示すものともいえるし、国民の生活水準の指標ともいえるであろう。その居住専用面積が今後大幅に変つて行くことを考えないとすれば、集合住宅の構成単位を10～20坪(30～60m<sup>2</sup>)と仮定しこれらの連続構成(4～32戸建)をねらった構造材料および構造法が現在における日本の集合住宅建設のために検討されることは極めて意義のあることである。戦後不燃住宅建設の構造的特質は鉄筋コンクリート壁式構造(A)の採用と各種ブロック構造および組立鉄筋コンクリート造(B)の台頭にあると思う。(A)は終戦後国庫補助の数階建鉄筋コンクリートアパートがはじめて計画された折、鉄筋コンクリートアパートとして上記規模のものに最適の構造法として試験的に採用され今日に至つた構造形式であり(B)は組立鉄筋コンクリート造を除き欧米形式のブロックに補強筋を用いたもの、補強筋を用いるに有利な形に工夫せられたもの等であつて、いわゆる組積構造の近代化を実現した構造法ともいえる。ところで(A)については鉄筋コンクリート造のもつ経験と知識が活用され(B)については多くの実物実験が行われ近く両者を合せて特殊構造の基準が政令化される運びになるらしい。ところで(B)は構造上の原則から見ると(A)に極めて類似の点が多く、(A)に関する論議で割り切り得る点が少くない。依て本論は当研究室でもここ数年重要研究題目の一として取り上げて来た鉄筋コンクリート壁式構造について論議を進めることにする。

鉄筋コンクリート壁式構造はアパート建築において実現されたものであるから、アパートの平面計画と密接な関係をもっている。一般にラーメン構造の鉄筋コンクリート構造で1戸を4本の柱で一方向連続構造する場合、荷重を1.1～1.5t/m<sup>2</sup>≒1.2t/m<sup>2</sup>と仮定すると1戸30～60m<sup>2</sup>に対し1本の柱は(36/72)/2=18～36tを支えることになる。3階建で54～72t、4階建で72～144tである。震度0.2に対し最下層の柱は曲げモーメント約

$$0.2 \times (54 \sim 72) \times 2.5 = 27 \sim 36 \text{ tm (3階)}$$

$$0.2 \times (72 \sim 144) \times 2.5 = 36 \sim 72 \text{ tm (4階)}$$

となり断面は55cm×55cm～60cm×60cm(3階)

60cm×60cm～70cm×70cm(4階)

を必要とする。つまり梁、柱だけが鉄筋コンクリート造であつて他を簡易なブロック積とする様な場合、最下層の断面は高強度のコンクリート等を用いない限りこの程度の断面は予期しなければならない。これらを極端に軽減させるためには他の強度部材を必要とする。

すなわち

(a) 柱割をもつと細かくして柱の数を増す

(b) 鉄筋コンクリート壁体の活用又は筋違の挿入

この(b)を極度に活用したものが壁式構造なのである。以上建物の平面と材料および構造法とが根本的に切り離せない所以を示し、壁式構造に関する構造制限説明の端緒とした。以下小生担当の壁式構造規準の原案およびその解説の形式で構造設計者以外でも是非目を通していただきたいところを論じおきたいと思う。

設計規準の運用について 建築基準法施行令中には鉄筋コンクリート壁式構造に関する基準が特に設けられていないため、主として架構式構造を対象としてきめられた鉄筋コンクリート造の基準を適用しなければならず、不合理、不経済な点が多く実状にもそわない条項もあるので、第1条の第1項、第2項および第3項をすべて満足している健全な鉄筋コンクリート壁式構造に対しては建築基準法施行令中の第6節鉄筋コンクリート造に関する第77条(柱の構造)および第78条(梁の構造)の2ヶ条の適用を受けずにこの鉄筋コンクリート壁式構造設計規準に従えば良いとしたものである。

なおこの鉄筋コンクリート壁式構造も一般の鉄筋コンクリート構造と同様建築基準法第20条(構造耐力)により

1. 学校、病院、診療所、劇場、映画館、演芸場、観覧場、公会堂、集会場、百貨店、マーケット、公衆浴場、ホテル、旅館、下宿、共同住宅、寄宿舎又は自動車々庫の用途に供する特殊建築物でその用途に供する部分の延べ面積が100m<sup>2</sup>を越えるもの
2. 2以上の階数を有し、又は延べ面積が200m<sup>2</sup>をこえるもの

に該当する建物に対しては、構造計算によつてその構造が安全であることを確めなければならないことはいうまでもない。

しかし本構造の歴史は浅く、理論的にも実験的にも研究途上にあつて、その合理的な構造計算規準の確立をみ

ていない現在、同一の建物に対しても各人各様の構造計算、方式により、その算定結果にかなりの差が生ずることが予想され、その安全を期する意味で、構造計算の上で算定される量を満足するとともに、別途にこの鉄筋コンクリート壁式構造設計規準に規定した諸事項をも同時に満足させていなければならないことを要求したものである。ゆえに鉄筋コンクリート壁式構造の進歩とあいまつてこの設計規準も徐々に改訂をみてゆくものと期待している。

これらの事情から、以下解説を進める内容もその基本的な問題が多く、実際面への応用にあつては、その実状に応じて担当技術者の良識ある判断と裁量が望まれている問題も少くない。

**第 1 条 適用範囲**

鉄筋コンクリート造の構造部分が次の各号の規定に適合する場合においては、その鉄筋コンクリート造（以下壁式構造という。）の構造部分については、建築基準法施行令第 77 条及び第 78 条の規定にかかわらず、第 2 条から第 6 条までの規定によることができる。

1. 壁式構造の建築物の地上部分における高さは 13m 以下で且つ、その階数は 4 以下とすること。但し、鉄骨、木造その他の軽量な小屋組を用いて屋根とする場合は、その屋根が鉄筋コンクリート造又は剛な組立鉄筋コンクリート造の版（居住、格納等による積載荷重をうけるものを除く）の直上にある場合に限り、高さ 16 m 以下、且つ、軒の高さ 13 m 以下とすることができる。
2. 各階の張り間方向及び桁行方向において長さが 45 cm 以上ある耐力壁の長さの合計（cm）をその階の床面積（ $m^2$ ）で除した値（以下壁量という）は、それぞれ次の表に掲げる数値以上とすること。

建 築 物	壁 量 ( $cm/m^2$ )	
	平家、最上階又は最上階の直下階	その他の階
地上階数が 3 以下の場合	12	12
地上階数が 4 の場合	12	15

3. 前項の耐力壁は建築物に作用する水平荷重及び鉛直荷重を負担せしめる壁をいい、これらは建築物の平面上に釣合よく配置すること。

**1・(1) 適用を受ける建築物の規模**

在来の平面計画の上からも一般に支障がないとして配置されている程度の壁（これらはラーメン構造と見做して計算している場合は耐震壁以外は大抵計算外の余力として取扱われている）の中で、耐力壁とみなされる壁を耐力計算に取り入れることによつて剪断力が比較的小さい低層建物ではそれ自体だけで充分主体構造になり得る

場合が多い。すなわちラーメン構造の主体構造である柱・梁の厚さを壁厚までに減らした凹凸の少ない、経済的な壁式構造が生れて来た理由はここにある。鉄筋量も柱の鉄筋を例に採ればラーメン構造の場合は曲げと圧縮によつてその量が規定され、その最低量も全断面の 0.8 % という規定にしばられていたが、壁式構造の耐力壁として取扱われることによつて、その壁長さに応じて剪断補強のための影響が強くなりそれが鉄筋量を支配することになり、その最低量も大幅に低減されて、全体からも均整のとれた合理的な配筋法が確立され、鉄筋量も節約されることになる。

この項目は以下の鉄筋コンクリート壁式構造の諸規定を取敢えずこれらの利点が最も良く発揮され、耐震耐火建築の普及と奨励を特に痛感される低層建物に限定して適用することを明記したものである。

**1・(2) 適用を受ける建築物が保有していなければならない最低必要壁量**

**1・(3) 耐力壁の定義とその合理的配置**

壁式構造の設計にあつてもつとも重要なことは

1. 主体構造として有効な耐力壁が果す主要な役割、すなわち

- i. 鉛直荷重の分担
- ii. 水平荷重の分担

に対して充分な壁断面積を保有すること。（地震力が大きいわが国では ii の問題がその支配的要素となり、以下の解説内容もこれに主張をおいて行く）

2. 壁が主体構造として有効に作用するための構造計画、すなわち

- i. 各壁が 1 体となつて作用できるように、互いに剛な床で結合すること。
- ii. 合理的な壁配置を行うこと。

に留意すること

の 2 項であり、ここにその主旨が以下規定せる諸条の適用にあつての前提条件として、ここに規定してある。

すなわち第 2 項においては長さが 45 cm 以上ある耐力壁（特に有効と考えられるもので後述の説明を参照されたい。）の床面積  $1 m^2$  当りの壁長さを壁量  $L (cm/m^2)$  と呼ぶことにし、すでに竣工をみた壁式構造の建物の中から合理的な構造計画がなされているとみなされた幾多の健全な建物の値を参照し、通常の建物に対しては構造計算の上からも充分な値であることを確めた上で（第 2 条第 1 項の解説を参照）、その必要壁量  $L_0 (cm/m^2)$  を規定した。ゆえに決して一般計画を阻害するような無理な数値を掲げてあるわけではない。

なお構造計算を行う上では、この壁量  $L (cm/m^2)$  に壁厚  $t (cm)$  を掛けて得られる床面積  $1 m^2$  当りの壁の実断面積  $A (cm^2/m^2)$  が直接構造耐力を支配する量

となることは前述の通りだが、施行上並びに構造規定上から別途に必要な壁厚さ  $t_0$  (cm) が与えられるから (第2条第12項を参照)、一般計画の決定に際して支配的要素となる  $L$  (cm/m<sup>2</sup>) を壁量と呼ぶ方が実用的であると考え、必要壁厚さ  $t_0$  (cm) に対する必要壁量  $L_0$  (cm/m<sup>2</sup>) を一応ここに規定し、壁厚さ  $t$  (cm) を必要壁厚さ  $t_0$  (cm) より大きくとつた場合の換算規定を別途 (第2条第2項) に設けることとした。

将来壁式構造の経験が積まれ、合理的な構造計算規準が樹立され、個々の建物に対してそれぞれ充分安全な壁量  $L$  (cm/m<sup>2</sup>) が算定できるようになれば、必要壁量  $L_0$  (cm/m<sup>2</sup>) なる数値はかなり緩和されるか、又は除かれることが期待されている。

第3項においては壁式構造の壁に関して建築物に作用する水平荷重および鉛直荷重を負担させる壁を耐力壁、そうでないものを構造耐力上主要な壁に分類してある。耐力壁とは壁式構造の主体構造をなし、構造計算の上で剪断力の負担にあずかる重要な部分として取り扱われる壁を意味する。以下解説を進める壁の必要最小断面積とそれに応ずる壁の鉄筋比の算定はすべてこの耐力壁であつて、その長さが45cm以上あるものを対象としたものである。なお限界値45cmの採用にあつては次の事項が考慮されている。

1. 開口高  $h$  部分の壁の部材角  $R$  は次式で示される

$$R = \frac{Qh}{12\lambda EK}$$

$\lambda$ : 壁長さ  $l$  と開口高  $h$  の比  $l/h$  の函数

上式は  $l/h=0.3$  のとき  $\lambda=0.75$  となり変形がラーメソの場合に較べて  $4/3$  に増すことを示すもので、近傍が鉛直材が単なる線材として扱われ得る限界となることは光弾性実験の上からも推論される。この点を算定の限界とし、 $h=150$  cm とすれば  $l=150 \times 0.3$  cm となる。

2. 剪断強度もバスキン加力試験に際し、 $l/h=0.3$  以下ではいちじるしく低下することが認められている。

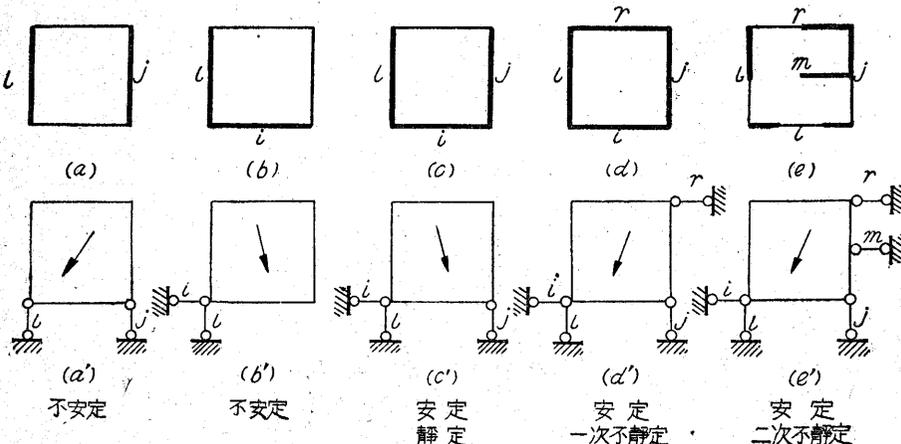
3.  $l=45$  cm なる数値は後述の耐力壁鉄筋量の算定式を誘導するにあつて、壁厚  $t=15$  cm を規準にとる場合  $l/t=1/3$  となり便利である。

この項においてはそのほか、この耐力壁を建築物の平面上に釣合よく配置することを規定している。不注意な耐力壁配置は建物にひどい振れを起し、最悪の場合剪断力負担の極端な部分的増加により局部的に亀裂が発生し、さらに規定された鉄筋量の不足を訴えるような事態に立至れば想定した建物全体の耐力を低下させることになる。

特に壁式構造にあつては耐力壁配置の問題こそ構造計画の出発点であり、適正な耐力壁配置によつて初めてその特徴を充分発揮できるのに反し、1歩これを間違えるといくら壁が多く、又鉄筋量が豊富であつてもその効果が充分発揮できず、往々にして不測の事態を招きやすい。

以下簡単に耐力壁配置に関する基本問題を掲げて壁式構造の採用を志す方々への参考に供したい。

耐力壁をひとしい剛性をもつ弾性部材に置換れば、弾性部材で支えられた剛板 (屋根スラブ) の問題となり見やすくなる。第1図の (a)~(e) は建物のプランで、太線は耐力壁をあらわす。(a) 図のように2枚の耐力壁  $l, j$  をもつ建物は、(a') 図のような弾性材  $l, j$  で支えられた剛板に置換られる。いうまでもなくこのような構造は不安定である。(b) 図のような配置も不安定で、屋根スラブは  $l, j$  耐力壁の交点を中心に回転し、耐力壁は全然効力を発揮しない。(c) 図のような配置をおこなつてはじめて耐力壁がその効力を発揮する。(c') 図は静定で、各弾性部材に加わる軸力 (すなわち各耐力壁に分担される剪断力) は、弾性部材 (耐力壁) の剛性には無関係に、力の釣合のみによつてきまる。(d), (e) のように配置されてはじめて耐力壁の剛性が関係する。このような場合の耐力壁が分担する剪断力も、置換した不静定架構を、普通の不静定トラスのように解いて、容易に求めることができる。



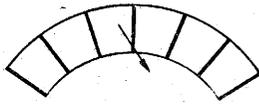
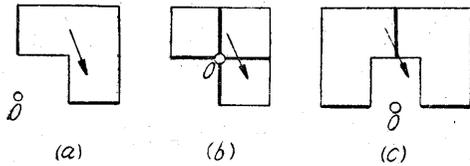
第1図 屋根板の外力

購讀者諸氏へ!

本誌は来る28年1月号から、編集発行共に当研究所で行うことになります。引き続き御愛読をねがいます。なお前金切れの場合は下記にお振込み下さい。

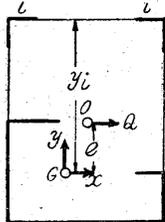
振替東京 108697  
千葉市弥生町1 東京大学生産技術研究奨励会

上の (a), (b) のような配置が不安定なことは明らかであるが第 2 図に示したものも全部不安定であることに注意されたい。図中 0 点は回転の中心である。



(d)  
第 2 図

上述のような不安定構造は別としても、耐力壁の配置にバランスがとれていないと、建物に換れが起る。従つてスラブは移動とともに回転を起し、回転軸から離れた耐力壁には剪断力の部分的増加をきたす。このような回転を起させる力は建物の重心と剛心（耐力壁の剛性の重心）との距離に総水平力に乗じたモーメントであるから、まず剛心をできるだけ重心と一致させるように耐力壁を配置させる必要がある。第 2 に換れに対する抵抗力を大きくすることも必要である。換れによる剪断力の部分的増加は次式の第 2 項であらわされるから、



第 3 図

$$1 + \frac{\sum D_x \cdot e}{J_p} \cdot \frac{y_i}{y_i} \quad (1) \text{式}$$

$J_p/y_i$  が大きくなるように配置すればよい。ここに第 3 図を参照して  $\sum D_x$ : x 方向の壁の分布係数の和  $J_p$ : 剛心 G に関する分布係数の極大 2 次モーメントである。

この 2 つの条件は、柱材に対して荷重が偏心にならぬようにすることと、偏心による曲げに耐えるように断面係数を大きくするのが有利であると同様な見方からも理解されよう。

耐力壁の辺長比の差異にもとずく剛性の不均一や、部分的欠陥に起因する剪断力の部分的過負担から生ずる同一立断面内の同一階にある耐力壁の障害は、亀裂の発生をみても適切な配筋がほどこされている場合はその剪断力が平均化されて、それを緩和することができるが、主に均衡のとれない耐力壁配置に起因する剪断力の部分的過負担からくる同一平面内にある耐力壁の障害は、塑性変形による減衰振動の問題を離れた静力学的見地からは亀裂の発生とともに、一般に剛心 G の位置を不利の位置へ移動させることになるから耐力壁配置に関する平面計画の樹立にあつては、充分の注意をはらわなければならない。

**第 2 条長さが 45 cm 以上ある耐力壁の構造**

長さが 45 cm 以上ある耐力壁は次の各号に定める構造としなければならない。

1. 壁の厚さ及び壁の厚さと構造耐力上主要な鉛直支点間の距離との比は階に応じて、それぞれ次の表の数値以上とすること。

階	壁の厚さ (cm)	壁の厚さと構造耐力上主要な鉛直支点間の距離との比	
地上部分の各階	平 家	12	1/25
	階数が 2 の建築物における各階又は階数が 3 以上の建築物における最上階	15	1/22
	その他の階	18	1/18
地下階部分の各階		21	1/18

2. 壁の厚さが前項の規定による最小の厚さよりも大きい場合においては、前条第 2 項の壁量の算定に当つて、壁の長さを壁の厚さの比で割増した長さを持つ壁とみなすことができる。

3. 耐力壁には横筋及び縦筋を配置し、横筋の断面積及び縦筋の断面積とコンクリートの鉛直断面積及び水平断面積との比（以下鉄筋比という）は、それぞれ次の表の式によつて求めた数値以上とすること。

横筋の鉄筋比	$p_h = a/A$
縦筋の鉄筋比	$p_v = 0.008$
	$p_v = 0.008 \left( \frac{3t}{l} \right)^2 + \left\{ 1 - \left( \frac{3t}{l} \right)^2 \right\} \frac{a}{A}$

この表において  $p_h, p_v, a, A, l$  及び  $t$  はそれぞれ次の数値を表わすものとする。

$p_h$ : 耐力壁のコンクリートの鉛直断面積に対する横筋の鉄筋比

$p_v$ : 耐力壁のコンクリートの水平断面積に対する縦筋の鉄筋比

$a$ : 建築物の規模及び階の位置に応じてそれぞれ次の表に掲げる数値（単位  $\text{cm}^2/\text{m}^2$ ）

階の位置	地上第 4 階の部分	地上第 3 階の部分	地上第 2 階の部分	地上第 1 階の部分	地下階の部分
建築物の規模					
地上階数 4 の場合	0.2	0.4	0.6	0.8	0.9
地上階数 3 の場合		0.2	0.4	0.6	0.7
地上階数 2 の場合			0.2	0.4	0.5
平 家 の 場 合				0.2	0.3

$A$ : 各階において張り間方向又は桁方向における耐力壁の水平断面積の合計 ( $\text{cm}^2$ ) を床面積 ( $\text{m}^2$ ) で除した値（単位  $\text{cm}^2/\text{m}^2$ ）

$l$ : 耐力壁の長さ (cm)

$t$ : 耐力壁の厚さ (cm)

4. 横筋及び縦筋は径 9 mm 以上とし壁面に対してそれぞれその間隔を 30 cm (平家建にあつては 45cm) 以下とすること。この場合、縦筋の鉄筋比は、横筋の鉄筋比以上とすること。
5. 厚さが 18 cm 以上の耐力壁の鉄筋又は原さが 15cm 以上 18cm 未満の耐力壁の両端その他の要所に配置する縦筋は複筋配置とし、これらの内外の縦筋は有効に連結すること。
6. 耐力壁の端部又は耐力壁と耐力壁とが交又する部分には縦筋を、耐力壁と床版とが交又する部分には横筋を、その他これらに準ずる部分には補強筋をそれぞれ有効に配置し、これらの鉄筋の径は 12 mm 以上とすること。

2・(1) 壁の厚さおよび壁の厚さと構造  
耐力上主要な鉛直支点間の距離との比

ここに規定した必要壁厚さ  $t_0$  (cm) は、施工上からコンクリートが完全に充填され、かつ充分なかぶり厚さが保れることを目的として要求される配筋様式と壁厚さに関する規定 (第 2 条, 第 5 項参照) を考慮に入れ、上から数えて第 2 層目以下 (ただし 2 階建の 1 階を除く。) はすべて複配筋壁を要求して規定された。

かくして一応必要壁厚  $t_0$  (cm) がきまれば前項ですでに決定をみた必要壁量  $L_0$  (cm/m<sup>2</sup>) との積から耐力壁の床面積 1 m<sup>2</sup> 当りの必要断面積  $A_0$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>) =  $L_0 t_0$  が求められる。

第 1 表 耐力壁の必要断面積  $A_0$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)

層数	階の位置			
	4	3	2	1
1				144
2			180	180
3		180	216	216
4	180	216	270	270

上から数えて第  $m$  番目の地上階にある必要断面積  $A_0$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>) を有する耐力壁の平均剪断応力度  $\bar{\tau}_0$  (kg/cm<sup>2</sup>) は次式によつて略算される。

$$\bar{\tau}_0 = \frac{Q}{A_0} = \frac{k W m}{A_0} = \frac{0.2 \times 1200 m}{A_0} = \frac{240 m}{A_0} \quad (2) \text{式}$$

- ただし  $Q$ : 上から数えて第  $m$  番目の階に作用する床面積 1 m<sup>2</sup> 当りの剪断力 (kg/m<sup>2</sup>)  
 $A_0$ : 上から数えて第  $m$  番目の階の耐力壁の床面積 1 m<sup>2</sup> 当りの必要断面積 (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)  
 $k$ : 震度で 0.2 を採用する。  
 $W$ : 床面積 1 m<sup>2</sup> 当りの建物重量 (自重 + 積載) の各階平均値 (kg/m<sup>2</sup>) で多くの低層鉄

筋コンクリート造建物に対して実際に検討を加えた結果 1200 kg/m<sup>2</sup> という値を採用した

第 2 表は此の結果を示したものである。

第 2 表 必要断面積  $A_0$  (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>) を有する耐力壁の平均剪断応力度  $\bar{\tau}_0$  (kg/cm<sup>2</sup>)

層数	階の位置			
	4	3	2	1
1				1.66
2			1.33	2.67
3		1.33	2.22	3.42
4	1.33	2.22	2.67	3.56

亀裂の発生とともに壁式構造における耐力壁の剪断剛性は急激に低下し、残留変形も又急激に増大し、もはや壁式構造の特徴たる剛構造としての特性が失われることが実験上から指摘されているので、亀裂発生応力度は、鉛直荷重にも当然支配されるが、通常地震時に於ては偏心荷重となり、かつ実験上からも加圧分による亀裂応力度の増加は施工の良否に大きく支配されることが指摘されているので、これに期待することは好ましくない。一般の被害状況の観察によれば、45° 方向に亀裂が発生しているものが多く、これは鉛直荷重の影響が実際には比較的小さいことを裏書きするものであつて、通常簡単のために、構造計算にのらない剪断応力度の不均等分布と相殺して、その影響を考えないのが慣例である。その場合耐力壁の亀裂発生応力度としてコンクリートの剪断強  $F_s$  をそのまま採り、許容剪断応力度として  $\frac{2}{3} F_s$  を採ることは危険であつて、鉄筋比に応じたコンクリートの収縮引張元応力度  $\sigma_0$  をそれから差引かなければならないことも同時に実験上から指摘されたのである。故に短期を対象とする耐力壁の許容剪断応力度  $f_s$  は次式によつて規定される。

$$f_s = \frac{2}{3} F_s - \sigma_0 \quad (3) \text{式}$$

$$= \frac{F_s}{15} 6.3 p_t \times 10^2 \quad (4) \text{式}$$

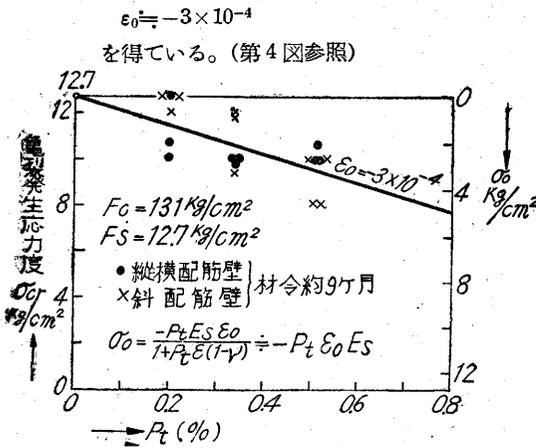
$$\text{ただし } \sigma_0 = \frac{-p_t E_s \epsilon_0}{1 + p_t \epsilon (1 - \nu)} = -p_t E_s \epsilon_0 \quad (5) \text{式}$$

$p_t$ : (5) 式は縦横方向に共に均等な鉄筋比  $p_t$  を有する場合の算定式であるから、両者が違う場合は、斜方向の亀裂発生を予想して、その平均値を採る。

$\epsilon_0$ : クリーブも考えたコンクリートの収縮歪。  
鉄筋コンクリート構造計算規準 25 頁の解説の項においては、

$$\epsilon_0 = -1.5 \times 10^{-4} \sim -4.5 \times 10^{-4}$$

と予想されると記されてあるが、別に約 9 ヶ月のクリーブ現象を含む実験値として



第 4 図 耐力壁の収縮引張元応力度  $\sigma_0$  の実験結果

なおコンクリートのクリープを考えない自由収縮歪度として実験上から普通の場合  $-5 \times 10^{-4} \sim -7 \times 10^{-4}$  程度の値が得られていることから  $\epsilon_0 = -3 \times 10^{-4}$  と見做して差支えないと思う。

$E_s$ : 鉄筋のヤング係数。  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon$ :  $E_s/E_c$ , 鉄筋とコンクリートのヤング係数,  
 $\epsilon = 10 \sim 20$

$\nu$ : コンクリートのポアソン比  $\nu = 0.1 \sim 0.2$

第 2 表の結果は一見平均剪断応力度  $\bar{\tau}_0$  の値が従来の許容剪断力度  $\frac{E_0}{15}$  に較べて小さく、主として必要壁厚  $t_0$

に関し施工上から規定せられた耐力壁の必要断面積  $A_0$  ( $\text{cm}^2/\text{m}^2$ ) の値が構造計算上からは過大に規定されているように見受けられるが、(4)式および(1)式の結果は壁の不均衡配置にもとずく剪断力の部分的増加と鉄筋比  $p_t$  の影響を考慮した場合、4層および3層の建物の最下階に対しては、それが決して過大なものでないことを警告している。

これを別の見方からすれば、壁式構造の健全な状態(前述の理由から亀裂発生前を対象とする。)を対象に安全率を増すためには、建物の靱性を支配する鉄筋比の確保はもちろん必要であり、それによつて終局強度の増大は期し得るが、それだけでは目的は期し得ないのであつて、耐力壁の実断面積  $A$  ( $\text{cm}^2/\text{m}^2$ ) の増大が不可欠の要素であるといえる。

この項にはその他必要な壁断面積を均整良く配置した建物であつても個々の耐力壁および構造耐力上主要な壁がその剪断耐力を充分発揮できる前に挫屈や、不慮の衝撃などによつて破壊をきたしては壁式構造の本領を失うので既往の経験からその細長比の限界を与えた。

地震力の小さい外国では、長期荷重時における鉛直荷重が主にその対象となつており、その取扱いに関して柱と異なる点は、累加強度式を使用しないでコンクリートの圧縮強度  $F_c$  だけによつて壁の許容圧縮応力度  $f_c$  を規定していることで、これは

- i 通常壁の鉄筋比が柱の鉄筋比に較べてかなり少いこと。
- ii 応力分布が柱にくらべて不明確な場合が多いこ

第 3 表 主として長期の鉛直荷重を対象として定められた壁の規準

	日本建築学会規準案	米 国 A. C. I. 規 準
壁の許容圧縮応力度 $f_c$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	$t/h \geq 1/15$ の場合, $0.33 F_c$ $t/h = 1/20$ の場合, $0.33 F_c = 0.27 F_c$ $1.25$ $t/h = 1/25$ の場合, $0.33 F_c = 0.19 F_c$ $1.75$ ただし, $90 \leq F_c \leq 210$	$t/h \geq 1/10$ の場合 $0.25 F_c$ $t/h = 1/25$ の場合 $0.15 F_c$ $1/10 \geq t/h \geq 1/25$ の場合 $0.25 F_c - 2/3(h/t - 10) F_c$
必要壁厚さ	平 家 12 cm 以上 2 階 建 各 階 } 15 cm 以上 その他の最上階 } その他の地上階 18 cm 以上 地 下 階 21 cm 以上	壁の頂部より下 15' (4.58 m) までの部分 6" (15.2 cm) 以上それより下部にあつては 25' (7.63 m) 未満を増すごとに 1" (2.5 cm) 増し。ただし 2 階建以下にあつては壁の高さに関係なく 6" (15.2 cm) 以上 耐火構造でない建物に設けられる場合は上記の値の 1/3 倍をとる。ただし 2 階建以下は適用せず。1 階外壁, 基礎壁, 防火壁, 共有壁 (界壁) 8" (20.3 cm) 以上
壁厚さ $t$ (cm) と構造耐力主要な鉛直支点間の距離 $h$ (cm) との比 $t/h$	平 家 1/25 以上 2 階 建 各 階 } 1/22 以上 3 階 建 の 最 上 階 } その他の地上階 } 1/18 以上 地 下 階 }	1/25 以上

第4表 火災抵抗のための必要壁厚 (英国の B, S, C, P 規準)

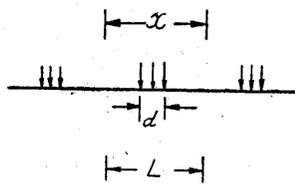
火災抵抗の級		6 時間	4 時間	2 時間	1 時間	1/2 時間
必要壁厚	第1級骨材使用の場合	8''(20.3 cm)	6''(15.2 cm)	4''(10.2 cm)	3''( 7.6 cm)	3''( 7.6 cm)
	第2級骨材使用の場合	9''(22.9 cm)	7''(17.8 cm)	4''(10.2 cm)	3''( 7.6 cm)	3''( 7.6 cm)

備考：第1級骨材：気泡あるスラブ、軽石、水浮、破砕、煉瓦、上焼クリンカー（還元煉瓦、又は石炭がら）、破砕石灰岩  
 第2級骨材：珪質骨材（火遼石、砂利、花崗岩、および石灰岩以外のすべての自然石）、普通コンクリートはこれに属する。

と。  
 などの点を考慮に入れれば至当な措置と考えられる。  
 わが国においても、たとえ短期荷重時で断面が決定されるとしても、当然長期荷重時を対象とする諸規定に合格すべきである。

以下参考までにこの低層建築物を対象とする鉄筋コンクリート壁式構造設計規準と米国の A. C. I. の規準中の関係事項を抜粋して第3表にかかげ、構造設計並びに断面算定の参考資料に供する。

これらの規準に合格する壁は、通常防火壁としての性能を満していることが第4表に示す防火壁として必要な壁厚を与えた英国の B, S, C, P, 規準によつて理解される。集中荷重に関して米国の A, C, I, 規準は次のように規定している。



第5図集中荷重に対する壁の有効長さ L

集中荷重に対する壁の有効長さ L は次の中の小さいものを越えてはならない。

- i. 集中荷重間の中心距離  $x$
- ii.  $d + 4t$

ただし  $d$ : 集中荷重の長さ  $t$ : 壁厚さ

2.(2) 壁の厚さを必要壁厚より大きくとつた場合の必要壁量の換算規定

この項は先に述べたごとく、耐力壁の実断面積  $A(\text{cm}^2/\text{m}^2)$  が直接耐力を決定する要素となることを考えて、壁厚さ  $t(\text{cm})$  を必要壁厚さ  $t_0(\text{cm})$  以上に増大した場合には、それに依つて壁量  $L(\text{cm}/\text{m}^2)$  を必要壁量  $L_0$  より減らすことができることを規定したものである。

- 2.(3) 耐力壁の実断面積に依ずる各耐力壁の縦横鉄筋比 (本文省略)
- 2.(4) 使用鉄筋の最小径と鉄筋の最大間隔 (本文省略)
- 2.(5) 配筋形式 (本文省略)
- 2.(6) 壁体周辺の補強 (本文省略)
- 3.(1) 壁の厚さおよび壁の厚さと構造

第3条 長さが 45 cm 未満の耐力壁、その他の構造耐力上主要な部分である壁の構造

長さが 45 cm 未満の耐力壁、その他の構造耐力上主要な部分である壁は次の各号に定める構造としなければならない。

- 1. 壁の厚さ及び壁の厚さと構造耐力上主要な鉛直支点間の距離との比は次の表の数値以上とすること。

階	壁の厚さ (cm)	壁の厚さと構造耐力上主要な鉛直支点間の距離との比
平家	15	1/20
最上階並びにその直下階	20	1/15
その他の階	25	1/15

- 2. 縦筋の鉄筋比は 0.8 % 以上とすること。
- 3. 縦筋は 4 本以上用いて複筋配置とし、これに帯筋を設けて縦筋と緊結すること。但し平家建の建築物においては、縦筋を 3 本とすることができる。
- 4. 帯筋の間隔は次の各号に定める数値以下とすること。但し、壁の横筋は帯筋の一部として用いることができる。  
 イ、最も細い縦筋の径の 20 倍  
 ロ、帯筋の径の 45 倍  
 ハ、壁の長さ
- 5. 階数 2 以下の建築物における帯筋は径 4 mm 以上の鉄線とすることができる。この場合、帯筋の間隔は、前号の規定による。

耐力上主要な鉛直支点間の距離との比

- (本文省略)
- 3.(2) 縦筋の鉄筋比 (本文省略)
- 3.(3) 縦筋の本数と配筋法 (本文省略)
- 3.(4) 帯筋の間隔 (本文省略)
- 3.(5) 帯筋の最小径 (本文省略)

第4条 開口周囲部の補強

開口部の周囲は、径 12 mm 以上の鉄筋で、その隅角部は径 9 mm 以上の斜筋でそれぞれ補強しなければならない。

(解説略)

**第 5 条 梁の構造**

構造耐力上主要な部分である梁は、次の各号に定める構造としなければならない。

1. 複筋梁とし、これにあばら筋を梁の丈の 4 分の 3 以下で、且つ、あばら筋の径の 45 倍以下の間隔に配置すること。但し、壁の一部を梁とする場合（以下これを壁梁という）は、壁の縦筋をあばら筋の一部として用いることができる。
2. 階数 2 以下の建築物におけるあばら筋は径は 4 mm 以上の鉄線とすることができる。この場合、あばら筋の間隔は前号の規定による。
3. 屋根若しくは床（最下階の床を除く。）が木造である場合又は剛性が低い組立鉄筋コンクリート造の床である場合は、各階に次の各号に規定する壁梁を設けなければならない。
  - イ、壁梁の有効幅は、対隣壁間の中心距離の 20 分の 1 以上とすること。ここに対隣壁とは壁に相隣つて接着する二つの耐力壁（壁の長さが高さの 30% 以上で、その基礎及び梁がこれらに接する壁の基礎及び梁に連続し、且つ、その構造が第 2 条の規定に適合する控壁を含む）又は剛なラーメンをいう。
  - ロ、壁梁の幅は、その部分の壁の厚さ以上とする。

5・(1) 主筋の配筋法とあばら筋の最大間隔

(本文省略)

5・(2) あばら筋の最小径

(本文省略)

5・(3) 壁 梁

第 1 条第 2 項、第 3 項の解説の冒頭において強調したように壁式構造はラーメン構造に較べて一層剛性構造としての特徴を利用したものであるだけに、壁によつて構成された立面が剛であるばかりでなく、床によつて構成された平面も又剛であつて、その相互作用による立体的な剛性が保たれていることが重要な条件となる。この条件に欠けた建物は仮定した応力分布がみだされ、思わぬ所に早期な局部破壊を招き、建物全体の耐力をいちじるしく低下させることになる。これを防ぐために第 6 条ではつとめて剛性の高い鉄筋コンクリート造床を設けることを規定し、これによらない場合は水平面において剛な壁梁を設けなければならないことを規定した。

**第 6 条 屋根及び床の構造**

屋根及び床は、鉄筋コンクリート造又は剛な組立鉄筋コンクリート造の床としなければならない。但し、最下階の床及び階数が 2 以下の建築物における屋根及び床は、この限りでない。

第 5 条第 3 項の解説に述べた理由に基づき、剛性の高い床として鉄筋コンクリート造又は剛な組立鉄筋コンクリート造の床とすべきことを規定した。

但し最下階の階又は階数が 2 以下の建築物における屋根および床はこの限りではない。しかしその場合は最下階の床を除き第 5 条第 3 項による壁梁を設けなければならない。

なおいずれの場合でも一体式の鉄筋コンクリート造床を設ければ一番信頼性が大きいことはいうまでもない。

(1952・9・8)

“生産研究” 第 4 卷 10 号 (化学, 冶金特集号)

正 誤 表

頁	段	行	種 別	正	誤
3	左	13	本 文	ポリフィ	ポリフィ
〃	〃	24	〃	玉蜀黍中の	玉の蜀黍中の
〃	〃	下 1	〃	ポリフィリン	ポリフィリン
〃	右	20	〃	アントシアン	アレントシアン
5	〃	9	〃	A	A <sub>1</sub>
6	〃	19~20	〃	イソブチレン	イソブチレン
14	〃	〃	題 目	Micro-organic……Deci	Micro Organic……Dec
17	右	1	本 文	80%	90%
18	左	10~13	〃	諸種の反応曲線においてマクロ法との……従つて実験者が今少し……	諸種の反応曲線実験者がマクロ法との……従つて線において今少し……
18	右	20	本 文	削除 (全部)	
25	左	2	〃	中止	中心
18	〃	下 8	〃	MgCl <sub>2</sub>	MgC <sub>2</sub>
27	〃	24	〃	[SiO <sub>4</sub> ] <sup>4-</sup>	[SO <sub>4</sub> ] <sup>4-</sup>
29	右	〃	第 9 図	図が顛倒している	
33	左	4	本 文	ように……削除	E 1/2 (V. c. s. c)
〃	右	〃	第 1 表	E 1/2 (V. u. s. c)	(C. M. E. 滴下極)
34	〃	〃	第 10 図	(D. M. E. 滴下極)	
〃	〃	〃	本 文	R <sub>1</sub>	R <sub>p</sub>
43	右	下 4	〃	HO(CH <sub>2</sub> -CH <sub>2</sub> -O) <sub>n</sub> ・C <sub>12</sub> H <sub>25</sub>	HO(CH <sub>2</sub> -CH <sub>2</sub> -O) <sub>n</sub> OCC <sub>12</sub> H <sub>25</sub>
47	〃	16	〃	O. T. M. A. C	O. T. A. C
〃	〃	D-2	第 5 表	D. T. M. A. C	D. T. M. C
〃	〃	F-2	〃		