

鉄筋コンクリートフレーム構造の新耐震設計用 終局状態略設計法

北九州職業能力開発短期大学校 田坂 誠一

A standard-compatible brief ultimate state design method for reinforced concrete frames

Seiichi TASAKA

要約

改正建築基準法施行令（1981）に基づく現行設計法では許容応力度設計（一次設計）に加えて、いわゆるレベル2の地震動に対する建物の耐震安全性を検証するための二次設計が設けられている。二次設計は一次設計の断面算定結果に基づいて機械的に行われるため、設計者には建物の終局的耐震安全性の確保を目的とした設計手法を断面算定プロセスに反映させる機会がない。また、一次設計と二次設計では設計用地震力のレベルが異なるため、二次設計の最終段階で手戻りを生じる可能性がある。本論文では、設計の最終段階で要求される必要保有耐力を設計当初の段階で確保するための終局状態略設計法を提示し、具体的な設計例を通してその有用性を検討する。

1 序

1981年に改正施行された建築基準法施行令いわゆる新耐震設計法では、特定建築物について大地震時における建物の耐震安全性確保のため、従来の許容応力度設計（一次設計）に加えて二次設計が課されている^①。二次設計では、高さが31mを超え60m以下の建物には保有耐力の検討が義務付けられている。また、高さが31m以下の建物では保有耐力の検討に代えて形状制限（剛性率及び偏心率）及び耐力・靱性制限をチェックすればよいが、これらが満たされない場合には保有耐力の検討が必要である。形状制限や耐力・靱性制限は構造計画の段階で大まかなチェックが可能であるが、構造計画上これらの制限を超えて保有耐力検討のルートを選ぶこともできる。保有耐力の検討では設計用地震力が一次設計と異なるため、二次設計の最終段階まで設計の適否は明らかにならない。その結果、一次設計もしくは構造計画の段階まで手戻りを要する場合も起こり得る。

一方、通常の設計手順では一次設計が二次設計に先行するため、設計者は建物の終局的な耐震安全性を設

計上で実現する以前に断面算定を終了することになる。そのため、二次設計は設計としての有機的機能を果たさず、単に確認作業を行うだけのプロセスにしかなり得ない。新耐震設計法の先進性の一面は、構造部材の塑性変形能力を考慮して確保すべき水平耐力が定められ、それにより終局状態での耐震安全性の検証が可能となったことにあると考えられる。しかしながら、上記の事柄に鑑みれば必ずしもこのような先進性が活かされる設計体系にはなっておらず、むしろ設計者は手戻りを避けるために材料の許容応力度レベルでの部材耐力から構造物の終局状態をできる限り正確にイメージしなければならないという困難な立場に置かれることになる。

本論文は、設計者が設計当初に構造物の終局状態を想定し、必要な終局耐力を確保するための手法を設計に直接反映できる終局状態略設計法を提示するものである。本略設計法では塑性ヒンジ法に基づく極限解析の一法（層モーメント分割法）により部材の設計用応力を算定する。この方法は既に保有耐力算定手法^②の一つとして実用化されているものである。また、極限解析における終局荷重は新耐震規定で要求される水平

耐力（必要保有耐力）を確保できるように構造計画並びに構造規定上の目標部材種別⁽³⁾等を考慮して定められるので、結果として新耐震規定に適合する部材断面が得られることになる。本略設計での算定断面は必ずしも一次設計をクリアする保証はないが、一次設計には経験的知見の集積が期待できるメリットがある。そのため、略設計による算定断面の一次設計への適合性の検討は比較的容易に行うことができるものと考えられる。いずれにしても、算定断面の妥当性は略設計における仮定の妥当性と終局状態における部材応力の構造規定上の確認に依存するところが大きい。

本論文では鉄筋コンクリートフレーム構造を対象とした終局状態略設計法について述べる。設計プロセスを具体的に示すため、既存の構造設計例⁽⁴⁾（以下「設計例」という）に本略設計法を適用し、結果として得られる算定断面の比較検討を行う。設計例の建物は梁間方向の一部に連層耐震壁を含んでいるが、ここでは耐震壁のない桁行き方向フレーム架構を選び断面算定を行う。なお、本略設計では梁・柱材端部の主筋算定までとし、せん断補強については最小補強筋比の確保を前提として構造規定に基づく確認を行うにとどめた。また、基礎梁や基礎の設計は割愛した。

II 終局状態略設計法概要

一般に、終局状態設計では終局荷重の設定、設計用応力の算定並びに部材断面の終局強度の算定等が問題となる。本略設計では、構造計画及び構造規定上の目標部材種別を考慮して算定した必要保有耐力を終局荷重として設定する。必要保有耐力を算定するには標準せん断力係数を1.0以上とした地震荷重に加えて、剛性率、偏心率及び構造特性係数等の計算をしておかなければならない。剛性率は建物の崩壊形式を梁崩壊型とすることで各階の剛性のバランスを確保し、偏心率については構造計画の段階で柱や耐震壁の剛性分布を考慮して略算的に評価する等の方法が考えられる。特に耐震壁がある場合、終局時の地震力負担率は構造特性係数値の算出根拠にもなるので注意が必要である。

構造特性係数値は各階の耐震要素に目標種別を想定し、耐震壁がある場合には終局時の地震力負担率を仮定して算定する。このため、設計用応力が求められた段階で目標種別規定が満足されているかどうか、耐震壁の地震力負担率が仮定に適合しているかどうか等を検討する必要がある。構造特性係数は各階各方向の終局時塑性率や振動による減衰特性を考慮して計算により定めることもできるが、ここでは構造規定を参照し

て算出することとする。

部材の設計用応力は、安全側の断面を得る目的のため下界定理を満たす層モーメント分割法⁽²⁾を各柱列に適用して終局時フェース応力を求め、長期節点応力を重ね合わせて算定する。略設計であるので柱の長期応力は無視する。吹抜や平面的・立面的な凹凸等が顕著でないような比較的整形性の高いフレーム架構であれば長期応力の影響は通常内柱より外柱に大きく現れる。しかし、最上階を除けば結果的に外柱の応力で各階の柱断面が決まることはあまりない。最上階の外柱では頭部の応力が大きい、これは梁端応力につり合うことから容易に求められる。スパン長や階高の不均等性あるいはその他の理由により柱の長期応力の影響が無視できないときには応力計算を行う必要がある。

部材断面の終局強度（曲げ・せん断）算定式には様々なものが提案されている⁽²⁾⁽³⁾。特に部材のせん断終局強度については従来の実験式とは別の立場からトラス・アーチ機構に基づく強度算定式が新しい設計手法の中で提案されている⁽⁵⁾。ここでは簡便さを重視する観点から、曲げ強度については文献4に示されている梁・柱に対する略算式を用い（梁では安全側の措置としてスラブ筋を考慮しない）、せん断強度の検証については従来の実験式を用いることとする。

III 適用例

以下に終局状態略設計法の具体的な適用例を示す。設計対象の建物は長方形平面でピロティや塔屋は存在せず、各方向に均等スパンを持つきわめて整形性の高い鉄筋コンクリート低層建築である。このような建物で、特に耐震壁のない方向に対しては比較的容易に終局荷重が算定でき、また実施設計結果と大差のない略設計が可能と思われる。腰壁や垂壁の影響で一部に短柱が存在したり、平面的な偏心が顕著であるような場合には終局荷重の算定が難しくなり、設計者の適切な判断が要求されることに留意すべきである。

1. 建物概要及び使用材料

文献4の設計例の建物は、第2種地盤上に建つ鉄筋コンクリート造3階建ての事務所建築である。桁行き方向は7mの均等スパンを持つフレーム構造、梁間方向は5.5mの均等スパンで一部に連層耐震壁を有する耐震壁フレーム構造である。図1に各階伏図と設計対象となるY₀フレーム（以下「設計フレーム」という）の軸組図の概要を示す。

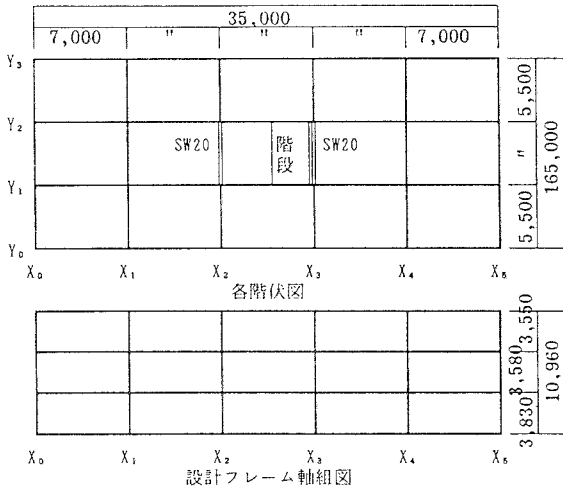


図1 各階伏図・設計フレーム軸組図概要

使用材料は、設計基準強度が $210\text{kg}/\text{cm}^2$ の普通コンクリートと、主筋及びせん断補強筋に用いられる異形鉄筋 (SD345) である。なお、終局強度の算定では JIS規格に適合する鉄筋の材料強度は基準強度の1.1倍以下とすることができるが⁽¹⁾、ここでは基準強度の値をそのまま用いることとする。

2. 略設計手順

2-1. 部材の断面寸法

固定荷重と地震力算定用積載荷重の和を $1.0\text{t}/\text{m}^2$ と仮定し、各階が支える重量 W_i を求め、1階で次式⁽¹⁾に概ね適合するように柱の断面寸法を定める。ただし、柱断面は正方形とし耐震壁の厚さは 20cm と仮定する。

$$\Sigma 25A_w + \Sigma 7A_c \geq 0.75W_i \quad (i=1)$$

$$\Sigma 18A_w + \Sigma 18A_c \geq W_i \quad (i=1)$$

ここに、 A_w は当該階の耐力壁のうち設計しようとする方向に設けたものの水平断面積 (cm^2)、 A_c は当該階の構造耐力上主要な部分である柱の水平断面積 (cm^2) (ただし、第1式では上端及び下端が構造耐力上主要な部分に緊結された非耐力壁も含む) である。上式は二次設計における形状制限と共に課される耐力・靱性制限の一部であり、保有耐力検討ルートでは必ずしも適合を要しないが、設計例のように整形な建物の柱の断面寸法を仮定する際には有用である。

算入できる非耐力壁はないものとする、耐力壁が存在する方向 (梁間方向) と存在しない方向 (桁行き方向) では柱の断面寸法が若干異なる。第1式によれば、梁間方向では $b=D=66.8\text{cm}$ 、桁行き方向では $b=D=87.9\text{cm}$ 、第2式によれば、梁間方向では $b=D=55.6\text{cm}$ 、桁行き方向では $b=D=63.3\text{cm}$ となる。ここに、 b は断面幅、 D は断面せいを表す。よって、幾分小さめではあるが、設計例と同様に $b=D=60\text{cm}$ とす

る。また、低層建物であることから2、3階共に同じ断面寸法とする。

桁行き方向梁では最小せいをスパン長の10%とし、これを R 階の梁せいと定め、1階下がる毎に 5cm 増しとする。梁幅は一律に 40cm とする。また、基礎梁断面は1階柱脚が固定と見なせるように十分な剛度を確保する。仮定断面寸法一覧を表1に示す。部材断面寸法の仮定方法には他に種々考えられるが、従来の許容応力度設計での知見や上式に代表される地震被害調査に基づく建物の耐震安全性評価式等の有効な活用が推奨される。

表1 部材の仮定断面寸法 (cm)

部材	階	b	D
梁*	R	40	70
	3	40	75
	2	40	80
柱	全階	60	60

* 桁行き方向

2-2. 終局荷重

初めに建物全体の終局荷重を算定し、後にそれを設計フレームに配分する。標準せん断力係数の値を1.0とし、設計用層せん断力の高さ方向分布を A_i 分布⁽¹⁾と仮定する。各階とも平面的な偏心はなく、また高さ方向の剛性のバランスも良好と考えられるので形状係数 ($F_{s,i}$) の値は1.0とする。一方、桁行き方向各階の梁・柱の種別は、すべて構造規定におけるA種を目標とする。従って、桁行き方向各階の構造特性係数 ($D_{s,i}$) の値は0.3となる。

建物全体の終局荷重を設計フレームに配分する実用的な方法として、終局時の梁・柱の剛性低下率を適宜仮定した D 値分布に基づく方法が考えられる。弾性時の D 値分布と終局時の D 値分布は、設計者が終局状態をどのように設定するかによってかなり異なることも有り得る。一般には、終局時の D 値分布を適切に定めることは容易ではない。ここでは略設計の観点から、最も単純な方法として建物重量を設計フレームを含む桁行き方向各フレームに等配分し、耐震壁の分布に応じてそれを修正し設計フレームの終局荷重を定めることにする。これは次のような理由による。

一般に、内側フレームの梁の曲げ剛性は床スラブの効果により外側フレームの梁の曲げ剛性よりも大きくなる。そのため、内側フレームは外側フレームに比較して地震力負担率が大きくなるが、この増加率は各フレームの支配床面積の比率ほどには大きくない。このようなことから、外側フレームについては建物重量を

等配分して終局荷重を算定すれば安全側になる。一方、梁間方向の耐震壁は桁行き方向のせん断力負担には寄与しないものの、終局域での付帯柱の拘束効果や壁重量による動的慣性効果のため負担せん断力を大きめに見積もることが望ましいと考えられる。そのため、耐震壁の重量分の調整を行い、内側フレームの終局荷重負担率を大きくすると共に外側フレームの終局荷重負担率を低減する。

耐震壁の各階重量をやや大きめに見積もって20tとすると、設計フレームの各階重量は建物各階重量の24%強となる。表2に設計フレームの各階終局荷重算定経過を示す。

表2 設計フレームの終局荷重

階	C_i	$Q_{ed}(t)$	F_{cs}	D_s	$Q_{en}(t)$	$Q_{es}(t)$
3	1.37	792	1.0	0.3	238	58
2	1.15	1326	1.0	0.3	398	96
1	1.0	1733	1.0	0.3	520	126

C_i : 層せん断力係数、 Q_{ed} : 建物全体の弾性荷重
 Q_{en} : 建物全体の終局荷重
 Q_{es} : 設計フレームの終局荷重

2-3. 終局荷重時応力の算定

層モーメント分割法を用いて設計フレームの終局荷重時応力を算定する。以下に算定手順を示す。

- (1) 崩壊モードを梁崩壊型とする(図2)。

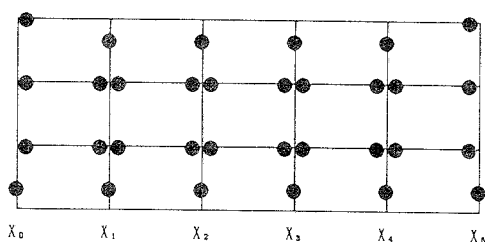


図2 設計フレームの崩壊モード (●: 降伏ヒンジ)

- (2) 各階の層モーメントをフロアモーメントに配分する。配分率は、最上階で上フロア0.6、下フロア0.4、最下階で上フロア0.4、下フロア0.6とし、その他の階では上下フロア共に0.5とする。
- (3) フロアモーメントを各柱列(X_0, X_1, \dots, X_5)の節点ヒンジ部へ配分する。配分率は、内柱1.0、外柱0.7とする。節点の左右に梁ヒンジがあるところでは節点モーメントをヒンジ部へ等配分する。
- (4) 各フロアモーメントの値を変えないように、ヒンジ部の曲げモーメントをフロアレベル毎に平滑化する。ただし、最上階の頭部(上フロア)と最下階の脚部(下フロア)では適用しない。平滑化

は次のように行う。外柱に接合する梁の下端(地震時に引張となる側)の曲げモーメントを内柱に接合する梁の下端の曲げモーメントと等置し、残余モーメントを梁他端の上端(地震時に圧縮となる側)に等配分し、最後に上端の曲げモーメントを平均化する。このような平滑化は外柱に接合する梁下端筋量を減少させ、その結果外柱に生じる変動軸力を低減する効果がある。また、平滑化を行うと結果的に外柱へのフロアモーメントの配分率が低下することになるが、これは終局状態において外柱に接合する梁端部は内柱に接合する梁端部ほどにはスラブ効果による曲げ終局強度の保持が期待できないことによる。終局状態では応力再配分がかなりの程度進行していると考えられるので、他の適切な方法も含み、応力の平滑化は設計上有効であろう。

- (5) 各柱列に層モーメント分割法を適用して、地震層せん断力係数 q_i に適合する部材端部(ヒンジ部以外)の曲げモーメントを求める。ここに、 $q_i = Q_{ed}/Q_{es}$ である。この結果、すべての節点で終局荷重につり合う材端曲げモーメント(節点値)が得られる。なお、最上階の上フロアレベルでの梁端部の曲げモーメントは、接合する柱頭ヒンジの曲げモーメントを等配分して求める。

以上の結果得られた終局荷重時応力(節点値)を図3に示す。

	梁右端				柱頭				梁左端					
	X_0	X_1	X_2	X_3	X_0	X_1	X_2	X_3	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
16.0	16.0	22.9	11.5	22.9	11.5	22.9	11.5	22.9	11.5	22.9	11.5	22.9	11.5	16.0
19.2	4.4	27.4	16.8	27.4	16.8	27.4	16.8	27.4	16.8	27.4	16.8	27.4	16.8	27.4
13.9	23.6	34.2	23.6	34.2	23.6	34.2	23.6	34.2	23.6	34.2	23.6	34.2	23.6	20.7
	19.9	39.2	19.9	39.2	19.9	39.2	19.9	39.2	19.9	39.2	19.9	39.2	19.9	39.2
	33.8	37.8	33.8	37.8	33.8	37.8	33.8	37.8	33.8	37.8	33.8	37.8	33.8	17.8
	37.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	53.6	37.6

図3 終局荷重時節点応力 (tm)

2-4. 設計用応力の算定

鉛直荷重による設計フレームの梁の応力(曲げモーメントとせん断力)は、架構用の床荷重を930kg/m²(固定荷重800kg/m²、積載荷重130kg/m²)と仮定して算出する。固定荷重は梁と外壁の換算床荷重を含む概算値である。パラペット、屋根・床スラブの断面、梁が支える壁あるいは梁の断面寸法等、一般には各階で異なる要因があるため架構用床荷重は実況に応じて算定すべきであるが、ここでは簡略化のため一律にこの値を用いる。便宜上階段室による梁の長期応力への

影響を無視すると、すべての梁の材端モーメント C 及び単純梁と見た場合のせん断力 Q_0 は次のように計算される⁽⁴⁾。

$$C_1 = (\lambda_1^2/24 - 1/48 + 1/(192 \cdot \lambda_1)) \cdot w \cdot Lx_1^3 = 7.81 \text{tm}$$

$$C_2 = (\lambda_2/8 + 5/192) \cdot w \cdot Lx_2^3 = 8.86 \text{tm}$$

$$Q_{01} = (\lambda_1/4 - 1/8) \cdot w \cdot Lx_2^2 = 5.4 \text{t}$$

$$Q_{02} = (\lambda_2/4 + 1/8) \cdot w \cdot Lx_2^2 = 5.9 \text{t}$$

ここに、 $\lambda_1 = 7.0/5.5 = 1.27$ 、 $\lambda_2 = 5.5/3.5 = 1.57$ 、 $Lx_1 = 5.5 \text{m}$ 、 $Lx_2 = 3.5 \text{m}$ 、 $w = 930 \text{kg/m}^2$ である。また、 C_1 と Q_{01} は床荷重状態として小梁を考慮しない場合、 C_2 と Q_{02} は小梁を考慮する場合の C と Q_0 を表す。 C_2 及び Q_{02} の方が大きいので $C = C_2$ 、 $Q_0 = Q_{02}$ とする。

C は単独の梁に対する固定端モーメントを表すものであるが、均等スパンを持つフレームの内柱に接合する梁端部では分配・伝達モーメントの影響は少ないので、これを梁端部の長期曲げモーメントと見なすことにする。ただし、端スパンの梁の内側端部（特に最上階の梁）では外側端部からの伝達モーメントの影響が少なくないこともあり、注意を要する。梁と柱の剛比がほぼ等しい場合、分配・伝達モーメントの影響による最上階端スパンの梁の内側端部の長期モーメント M は

$$M = C + C/4 - C/12 = 1.17 \cdot C$$

により概算できる。梁の剛比が柱の剛比より小さい場合これは概ね安全側の評価になるが、逆の場合は長期モーメントの過小評価になる。いずれにしても終局状態では一般に応力の重ね合わせは成り立たないので、長期応力の適正な導入方法を今後検討する必要がある。

		地震力作用方向 →									
		梁右端 柱頭					柱脚 梁左端				
		19.2	19.4	19.4	19.4	23.7	19.2	19.4	19.4	19.4	23.7
5.9	→	5.9	19.0	1.6	19.0	1.6	19.0	1.6	19.0	1.6	23.7
16.1	→	3.1	34.1	12.6	34.1	12.6	34.1	12.6	34.1	12.6	34.1
9.5	→	12.5	26.9	12.5	26.9	12.5	26.9	12.5	26.9	12.5	15.3
	→	16.6	45.0	27.4	45.0	27.4	45.0	27.4	45.0	27.4	45.0
	→	21.8	28.2	21.8	28.2	21.8	28.2	21.8	28.2	21.8	11.0
	→	31.1	39.3	39.3	39.3	39.3	39.3	39.3	39.3	39.3	27.3

図4 設計用フェースモーメント (tm)

	9.8	9.2	9.2	9.2	9.8	
3.4	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	3.2
8.3	13.2	13.2	13.2	13.2	13.2	14.4
10.9	16.3	16.3	16.3	16.3	16.3	17.1
	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	
X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	

図5 設計用せん断力 (t)

図4に設計用曲げモーメント（フェース値）、図5に設計用せん断力を示す。設計用曲げモーメントは終局荷重時節点応力をフェース値に変換し、長期曲げモーメントの節点値を加算して求めた。

2-5. 断面算定

柱の曲げ終局強度算定用軸力は、終局荷重時柱軸力に長期柱軸力を重ね合わせて算定する。長期柱軸力は固定荷重と積載荷重の和を 1.3t/m^2 と仮定し、各柱の支配床面積を乗じて求める。結果を表3に示す。

表3 柱の曲げ終局強度算定用軸力 (t)

階	位置	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
3	長期	12.5	25.0	25.0	25.0	25.0	12.5
	終局時	-3.9	0.6	0.0	0.0	-0.6	3.9
	設計用	8.6	25.6	25.0	25.0	24.4	16.4
2	長期	25.0	50.1	50.1	50.1	50.1	25.0
	終局時	-11.2	0.6	0.0	0.0	-0.6	11.2
	設計用	13.8	50.7	50.1	50.1	49.5	36.2
1	長期	37.5	75.1	75.1	75.1	75.1	37.5
	終局時	-21.6	0.6	0.0	0.0	-0.6	21.6
	設計用	15.9	75.7	75.1	75.1	74.5	59.1

矢印は地震力作用方向を示す。

表4 梁端部主筋 (D22の本数)

階	位置	X_0-X_1	X_1-X_2	X_2-X_3	X_3-X_4	X_4-X_5
R	上端	3	3	3	3	3
	下端	2	2	2	2	2
3	上端	4	4	4	4	4
	下端	2	2	2	2	2
2	上端	5	5	5	5	5
	下端	3	3	3	3	3

断面算定では、梁主筋は通し配筋とし、柱主筋は設計フレームの中で最も厳しい算定断面を全部材に適用する。なお、断面の有効せいは梁・柱共に $D-5 \text{cm}$ とした。梁の算定断面結果を表4に示す。柱では4-D19 (引張主筋) となった。

以上の結果、梁・柱共に設計例と同一配筋が得られたが、梁では仮定断面寸法が一部異なること、設計例では二次設計においてスラブ筋を考慮していること、

その他若干の相違点がある。本略設計では安全側の措置として梁の曲げ終局強度算定においてスラブ筋を考慮していないが、試算によれば本略設計に設計例の断面寸法を用いた場合スラブ筋を算入しないと上端主筋量が2、3階で不足となる。一方、本略設計の仮定断面寸法で設計例と同一のスラブ筋を算入しても必要主筋量は変わらない。このようなことから、本略設計での算定断面は一次設計による算定断面を概ね適正に反映しているものと考えられる。

3. 部材の目標種別の確認

本略設計では終局荷重の算定に際し梁・柱の目標種別をA種とした。ここでは構造規定³⁾を参照してこの確認を行う⁴⁾。なお、種別がA種の部材とは、現行基準にいう架構を構成する部材に生じる応力に対してせん断破壊等耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため塑性変形の度が特に高い部材を意味し、これにより当該部材の構造特性係数値が定められる。具体的に部材（ここでは梁及び柱）の種別がA種であることを確認するには、破壊モードが曲げ破壊であることの確認に加えて、梁では τ_u/F_c が0.15以下であること、柱では h_0/D が2.5以上、 σ_0/F_c が0.35以下、 p_t が0.8%以下、 τ_u/F_c が0.1以下であること等を確かめる必要がある³⁾。ここに、 τ_u は建物崩壊時の平均せん断応力度 (kg/cm^2)、 F_c はコンクリートの設計基準強度 (kg/cm^2)、 h_0 は柱の内り高さ (cm)、 D は柱のせい (cm)、 σ_0 は建物崩壊時の柱の軸方向応力度 (kg/cm^2)、 p_t は引張鉄筋比を表す。

初めに部材のせん断破壊の防止について検討する。終局状態における梁断面のせん断応力度 τ_u を次式で算定する。

$$\tau_u = Q_u / (b \cdot j)$$

ここに、 Q_u は梁の終局状態設計用せん断力、 j は応力中心距離 ($j = (7/8) \cdot d$ とする)である。 τ_u は2階で最大となり、その値は $6.21 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となる。これはコンクリートの短期許容せん断応力度より小さいので、両端にヒンジを持つ梁ではせん断破壊が先行することはない。それ以外の梁では次式²⁾³⁾を用いてせん断終局強度 Q_{su} を算定し、設計用せん断力と直接比較する。

$$Q_{su} = [0.053 p_t^{0.25} (F_c + 180) / \{M / (Qd) + 0.12\} + 2.7 \sqrt{(p_w \sigma_{wy}) + 0.1 \sigma_0}] b j$$

ここに、 $p_w = 0.2\%$ は確保されているものとする。ヒンジを持たない最上階の梁では $Q_{su} = 19.8 \text{ t}$ となり、設計用せん断力を上回るのでせん断破壊の恐れはない

といえる。

一方、柱では次式²⁾³⁾を用いてせん断終局強度 Q_{sc} を算定する。

$$Q_{sc} = [0.053 p_t^{0.25} (F_c + 180) / \{M / (Qd) + 0.12\} + 2.7 \sqrt{(p_w \sigma_{wy}) + 0.1 \sigma_0}] b j$$

ここに、 $p_w = 0.2\%$ は確保されているものとする。設計用せん断力が最も大きい1階内柱で設計用軸力が最も小さい X_4 通りの柱について検討する。

$$p_t = 11.48 / (60 \cdot 60) = 0.32\%$$

$$M = 39.3 \text{ tm}$$

$$M / (Qd) = 39.3 / (23.9 \cdot 0.55) = 2.99$$

$$\sigma_0 = 74.5 \cdot 1000 / (60 \cdot 60) = 20.7 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

よって、 $Q_{su} = 31.7 \text{ t} > 23.9 \text{ t}$ となる。以上の結果、梁・柱共にせん断破壊が先行することはないといえる。

構造規定では上記の他に、梁については τ_u/F_c の上限値 (0.15) の確認、柱については h_0/D の下限値 (2.5)、 σ_0/F_c 、 p_t 及び τ_u/F_c の上限値 (各々、0.35、0.8% 及び0.1) の確認を要する。これらの結果は次のようになる。

$$\text{梁} : \tau_u / F_c = 0.030 < 0.15$$

$$\text{柱} : h_0 / D = 4.67 > 2.5$$

$$\sigma_0 / F_c = 0.1 < 0.35$$

$$p_t = 0.32\% < 0.8\%$$

$$\tau_u / F_c = 0.039 < 0.1$$

よって、梁・柱共に種別Aの条件を満たしていることがわかる。

4. 結

本論文では、新耐震設計規定 (保有耐力検討ルート) に適合することを目標とした鉄筋コンクリートフレーム構造の終局状態略設計法について検討した。本略設計法は構造部材の耐震性能上の目標種別を定めて終局荷重を算定し、下界定理を満たす層モーメント分割法により終局荷重時応力を求め、長期応力を重ね合わせて設計用応力を算定し、略算による部材の終局強度算定式を用いて断面算定を行うものであり、整形な低層鉄筋コンクリート造建物のフレーム架構を対象に具体的な適用例を示した。主たる結論は以下のようである。

- 適用例における算定断面は、仮定断面寸法に一部相違があるものの、設計例と同一であった。このことから、本略設計法は一次設計による算定断面に十分近い断面を与えており、結果的には設計例での一次設計をクリアできるものと考えられる。
- 終局荷重の算定が適切であれば、結果として自動的に必要保有耐力が確保される部材断面を得るこ

とができる。

- 本略設計法によれば設計者は建物の終局状態を直接対象とした設計が可能であり、建物の終局的耐震安全性を確保するための新たな手法を適宜設計に導入することにより略設計のレベルを向上させることができる。

参考文献

- (1) 建設省住宅局編、建築基準法令集、日本建築学会、1993年
- (2) 日本建築学会、建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）、1990年
- (3) 例えば、大崎順彦編、実務家のための建築物の耐震設計法、コロナ社、1982年
- (4) 日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988年
- (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、1990年