

付録 1 3. 保有水平耐力評価時のチェック項目

鉄筋コンクリート造建物の二次設計（保有水平耐力の算定および必要保有水平耐力の算定）を行うにあたって、構造計算上、特に留意すべき項目についてその基本方針を示す。

実務で扱う鉄筋コンクリート造建物の多くは、耐力劣化を伴う部材や剛性・強度の評価が困難な二次壁、垂壁・腰壁・袖壁が取付く部材などが存在し、その扱いに一般的な基準を設けることは難しい。従って、構造設計者にその判断を委ねている部分も多い。そのため、構造設計者個々の判断に大きな食違いが生じないように、関連機関において技術基準・運用基準を定めているのが現状である。

本資料はこの様な現状を前提として、政令 82 条の 3（保有水平耐力）を適用する場合に限って留意すべき項目の基本方針を示すことに止め、その運用詳細はこれらの基準類に委ねるものとしている。なお、本資料では耐震設計の手順を以下の用語を用いてまとめている。

設計ステップ	検討方針の原則
機 構 設 計	<p>下記①～③の条件を満たした上で、保有水平耐力を決定する。</p> <p>①部材の強度算定には材料の信頼強度を用いる。</p> <p>②荷重増分解析結果からヒンジ位置および部材の破壊モードを確認し、架構の崩壊メカニズムを決定する。</p> <p>③純ラーメンに近い架構では、保有水平耐力と判断する時の層間変形角（設計限界変形）が概ね 1/100 程度以下であることを確認する。</p>
機構保証設計	<p>上記の機構をより確実に保証するため、部材のせん断設計を行う。</p> <p>①部材の曲げ強度算定では、主筋強度に上限強度を用いる。</p> <p>②上記①を考慮した上で、設計限界変形を上回る層間変形角（安全限界変形）まで荷重を増分させた時のせん断力を、機構保証設計用せん断力とする。再解析を行わない場合は、曲げ強度の上昇や変形増大に伴う応力増加を考慮して、機構設計時のせん断力を割増した値を機構保証設計用せん断力とする。</p> <p>③機構保証設計用せん断力に対して、D_s 値に応じたせん断余裕度を確保する。</p>

【保有水平耐力評価時のチェック項目】

目次	解説概要	
1. 保有水平耐力の算定	1-1 保有水平耐力の定義 (機構設計)	<ul style="list-style-type: none"> 崩壊形や保有水平耐力時の層間変形角の確認。 建物全体が浮上がりで決まる場合の対応。 脆性部材を含む架構の扱い。
	1-2 保有水平耐力算定時の水平外力分布形	<ul style="list-style-type: none"> 原則として A_i 分布を適用。 「$A_i \times F_{es} \times D_s$」の外力分布を適用する例外条件。
	1-3 解析手法の選定	<ul style="list-style-type: none"> 原則として非線形荷重増分解析を適用。 脆性部材を含む架構の扱い。 境界梁等のヒンジ部回転角の確認。
	1-4 解析モデルの基本	<ul style="list-style-type: none"> 境界条件や基礎支点の剛性, 強度の適切な評価。 耐震壁脚部の支持点剛性や強度の適切な評価。 地下階との連続性を考慮したモデル化。 屋上構造物から下層部への応力伝達。
	1-5 部材のモデル化	<ul style="list-style-type: none"> 耐震部材と非耐震部材の明確な識別。 破壊形式に応じた開口耐震壁の二次壁扱い。 線材置換モデルにおける曲げせん断変形および剛域の評価。
	1-6 終局強度の算定	<ul style="list-style-type: none"> 適切な評価式の採用と適用範囲の遵守。 曲げ強度を過小評価しないための対応。 耐震壁の転倒抵抗強度の考え方。
	1-7 剛性低下率の算定	<ul style="list-style-type: none"> 適切な評価式の採用と適用範囲の遵守。 耐震壁のせん断剛性低下率 β の適用と妥当性の検討。
	1-8 せん断設計用応力 (機構保証設計)	<ul style="list-style-type: none"> 機構保証設計の原則。 機構保証設計時の限界変形の設定。 D_s 値に応じたせん断余裕度の確保。
2. 必要保有水平耐力の算定	2-1 必要保有水平耐力算定時の水平外力分布形	<ul style="list-style-type: none"> A_i 分布を適用。 未崩壊層や非ヒンジ部材を考慮した最終崩壊形。
	2-2 破壊モードの判定	<ul style="list-style-type: none"> せん断余裕度の考慮。 非ヒンジ端を有する部材の最終破壊モードの判定。 耐震壁の転倒抵抗強度が過小でないことの確認。
	2-3 部材種別および階の構造ランクの判定	<ul style="list-style-type: none"> 脆性部材を含む場合の扱い。 脆性部材を無視した D_s 値を採用する場合の扱い。 耐震壁のせん断剛性低下率 β の適正度を確認。 柱と梁の部材種別が異なる場合の扱い方。

1. 保有水平耐力の算定

1-1 保有水平耐力の定義（機構設計）

- (a) 地上部が下記(i)～(h)の崩壊形に達する時、当該階の構造耐力上主要な部材に生ずる水平力の総和（メカニズム時せん断力）のうちの最小値(註 1-1-1)とする。
- (i) 全体崩壊形：架構全体が不安定状態になるのに十分な塑性ヒンジが形成された状態。但し、転倒モードは下記(b)の扱いによる。
- (ii) 部分崩壊形：ある特定の階（複数階にわたる場合も含む）が部分的に不安定状態になるのに十分な塑性ヒンジが形成された状態。
- (iii) 局部崩壊形：特定部材が鉛直荷重支持能力を喪失し局部的な崩壊が生じる状態。
- (b) 浮き上がりによって建物全体のメカニズムが支配される場合（転倒モード）は、下記(i)または(ii)によるメカニズム時せん断力を保有水平耐力とする。
- (i) 浮き上がりが生じない(註 1-1-2)ものとして前記(a)の(i)～(iii)の崩壊形を検討する。
- (ii) 転倒抵抗強度を適切に割増(註 1-1-3)した転倒メカニズムに前記(a)の(i)～(iii)の崩壊形を加え、これらのメカニズム時せん断力の最小値を保有水平耐力とする。
- (c) 耐力劣化を伴う部材が存在する場合は、最初の部材が脆性破壊した時点、あるいはその耐力を維持できる最大変形時点(註 1-1-4)を保有水平耐力とする。但し、当該部材を取除いても架構の安定（鉛直荷重支持能力）が保証される場合には、当該部材を無視した再解析結果を保有水平耐力としても良い。（1-3 参照）

(注 1-1-1)メカニズム時の層間変形角について

保有水平耐力時の水平変形が過大な場合は、構造部材の靱性能のみならず、外装材の脱落など二次部材の変形追随性が問題となる。特に耐震壁が少なく純ラーメンに近い建物では、架構の剛性を確保する意味で、層間変形角が概ね 1/100 程度以内となる状態（設計限界変形）で必要保有水平耐力を満たすことが望ましい。

(注 1-1-2)建物脚部を固定とする場合

上部構造のせん断設計用応力（1-8 機構保証設計参照）を確保する方法の一つであり、建物脚部を固定とすることで上部構造のせん断余裕度は確保される。但し、実際の転倒抵抗強度が過小にならないように、 A_i 分布に基づく全体転倒メカニズム時の標準せん断力係数 C_o をある程度以上（例えば 0.3 程度）確保しておくなど、別途の確認が必要となる。

(注 1-1-3)転倒抵抗強度を割増しする場合

上記注 1-1-2 の方法と比較して上部構造のせん断設計用応力は小さくなるが、下記理由に準拠して転倒抵抗強度を割増しする方法である。

一般に、塔状比の大きい建物（例えば、塔状比 ≥ 4 など）では、 A_i 分布に基づく静的な力の釣合から求まる転倒モーメントと比較して、動的転倒モーメント（OTM）は小さい傾向にある。従って、実際の地震動を受けて建物が転倒するには、静的転倒モーメント時のせん断力を上回るせん断力が建物に作用することもあり得る。よって、動的応答値の割増しを考慮して転倒抵抗強度を適切に割増した上で、転倒メカニズム時せん断力を求める。

但し、上記(注 1-1-2)と同様に、 A_i 分布に基づく全体転倒メカニズム時の標準せん断力係数 C_o をある程度以上（例えば 0.3 程度）確保しておくなど、別途の確認が必要となる。

(注 1-1-4)脆性部材を含む架構について

一般に脆性部材の破壊時部材角（主にせん断変形角）は概ね 1/250 とされているが、実建物では基礎支点の鉛直変形などの回転変形や部材自身の曲げ変形が加わるために、破壊時部材角は大きくなる。

1-2 保有水平耐力算定時の水平外力分布形

- (a) 弾塑性荷重増分解析における水平外力の分布形は、原則としてA i 分布による。
- (b) 下記(i)(ロ)の場合は、A i 分布形に各階の形状係数(F_{es})および構造特性係数(D_s)を加味した水平外力の分布形 ($A_i \times F_{es} \times D_s$) を用いてもよい。
 - (i) A i を用いた荷重増分解析で全体崩壊形となることが確認されている場合。
 - (ロ) A i を用いた荷重増分解析で部分崩壊・局部崩壊となるとき、崩壊層以外の層で全体崩壊形が確認される場合。

1-3 解析手法の選定

- (a) 力の釣合と変形の適合条件に基づく解析手法を用いる。
- (b) 原則としてコンクリートと鉄筋の材料非線形を考慮した非線形荷重増分解析(註1-3-1)を基本とし、この時、耐力低下を伴う部材の存在を考慮する(註1-3-2)。

(注 1-3-1)その他の解析手法について

節点振分け法・層モーメント分割法・仮想仕事法・極限解析法を用いても良いが、これらの手法で保有水平耐力時の層間変形角やヒンジ部材の部材角などを確認することは難しい。特に、連層壁に取付く境界梁、端スパン梁、浮上りが生じた柱に取付く梁、二次壁によって可撓長さが短くなった柱や梁などは、ヒンジ部で過大な部材角になっている可能性がある。これらのことを考慮して、各解析法の特徴を把握して適切に用いることが必要である。

(注 1-3-2)脆性部材の扱い

脆性的な部材を含む架構の保有水平耐力は、脆性部材が破壊するときの変形状態において、各部材が負担する水平せん断力の和として求め、構造特性係数 (D_s 値) は脆性部材の靱性を考慮して定める。但し、脆性部材の破壊が建築物の崩壊に至らないことが詳細検討により確認できた場合には当該部材を無視した解析を行い、靱性部材のみで構成される架構とみなして D_s 値を定めても良い。

1-4 解析モデルの基本

- (a) 架構条件や荷重の作用方向などに応じて、立体解析・疑似立体解析・平面解析の中から適切なモデルを採用する。但し、疑似立体・平面解析の場合は直交梁等の境界条件を適切に評価したモデルとする。
- (b) 浮上がりの恐れがある耐震壁の支持点には、基礎(杭)の引抜(めり込み)抵抗強度と剛性を適切(註1-4-1)に評価した復元力を付加する。
- (c) 地上階のみを解析する場合には、地下階との連続性(註1-4-2)を適切に評価したモデルとする。
- (d) 塔屋など屋上構造物を別途に検討する場合は、下階への応力伝達(註1-4-3)を適切に考慮する。

(注 1-4-1)耐震壁の支持点のモデル化

耐震壁の支持点強度を小さくすると耐震壁は小さなせん断力で浮き上り(めり込み)が生じ、同様に、支持点剛性を小さくすると他の耐震要素の負担せん断力が増大し、当該耐震壁の負担せん断力は減少する。即ち、支持点の強度や剛性を過小評価することは、当該耐震壁に生ずるメカニズム時せん断力を過小評価することになり危険側の設計になることもある。従って、支持点の強度や剛性を実情に合わせて適切に評価することが必要である。(耐震壁のモード判定は1-8参照)

(注 1-4-2)地下階との連続性

1階柱脚部のモデル化にあたっては1階床梁との接続状態を考慮する。直下の柱や梁が耐震壁等で拘束され、柱脚部の回転が拘束される場合を除いて安易に固定としない。

(注 1-4-3)塔屋等の応力伝達

塔屋等の屋上構造物には、局部震度を上回る大きな地震力が作用する可能性もある。適切な保有水平耐力をこれらに付与すると共に、応力を安全に下層部に伝達しなければならない。

1-5 部材のモデル化

- (a) 建物を構成する全ての部材を構造耐力上主要な部分（構造部材）と非構造部材^(註 1-5-1)とに分類し、非構造部材は構造部材に大きな影響を及ぼさないように計画する。
- (b) 開口部上下の梁破壊が想定される耐震壁など、開口低減率で強度低下を推定できない耐震壁は袖壁付き柱や腰壁・垂壁付梁等から構成される架構とするなど、破壊形式に応じた適切なモデル化を行う。
- (c) 骨組を構成する構造部材を線材に置換し、各要素に対して曲げ変形・せん断変形・軸方向変形に対する剛性を適切に評価する。

(注 1-5-1)非構造部材

本規定は主フレーム応力解析時の定義である。主フレームの剛性や強度に影響を及ぼすと思われる鉄筋コンクリート造の袖壁・垂壁・腰壁・方立て壁は原則として構造部材に分類し、その厚さや長さが十分に小さく、また、構造部材から有効に分離されている部材を非構造部材とする。例えば、PC a カーテンウォールは風荷重を支える構造部材ではあるが、主フレームから有効に分離されている場合はこれを非構造部材として良い。

1-6 終局強度の算定

1-6-1 梁の終局強度

(1) 曲げ強度

- (a) 曲げ強度式として適切な終局耐力算定式^(註 1-6-1)を用いる。
- (b) 曲げ強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。
- (c) 梁端の曲げ強度を過小評価しないために下記(i)(ii)を考慮する。
 - (i) 鉄筋の規格降伏点強度の上昇
 - (ii) スラブ筋の考慮幅^(註 1-6-2)

(2) せん断強度

- (a) せん断強度式として適切な終局耐力算定式^(註 1-6-3)を用いる。
- (b) せん断強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。

1-6-2 柱の終局強度

(1) 曲げ強度

- (a) 曲げ強度式として適切な終局耐力算定式^(註 1-6-4)を用いる。
- (b) 曲げ強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。
- (c) 柱端の曲げ強度を過小評価しないために下記(i)~(ii)を考慮する。
 - (i) 鉄筋の規格降伏点強度の上昇
 - (ii) 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋
 - (iii) メカニズム時の変動軸力

(2) せん断強度

- (a) せん断強度式として適切な終局耐力算定式^(註 1-6-5)を用いる。
- (b) せん断強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。

1-6-3 耐震壁の終局強度

(1) 曲げ強度

- (a) 曲げ強度式として適切な終局耐力算定式(註 1-6-6)を用いる。
- (b) 曲げ強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。
- (c) 壁脚部の曲げ強度を過小評価しないために下記(i)(p)を考慮する。
 - (i) 鉄筋の規格降伏点強度の上昇
 - (p) メカニズム時の変動軸力

(2) せん断強度

- (a) せん断強度式として適切な終局耐力算定式(註 1-6-7)を用いる。
- (b) せん断強度式は、提案されている設計規準や指針で規定する適用範囲で用いる。
- (c) 開口耐震壁のせん断強度は、上記(a)に示す無開口耐震壁のせん断強度に、本規準 19 条(23)式で定義する開口低減率 γ を乗じた値を用いても良い。但し、開口パターンによっては適用できない場合(本規準 19 条参照)があるので注意する。
- (d) せん断モードとなる耐震壁は、原則として本規準 19 条 3 項表 19.1 付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件を満たすものとする。

(3) 転倒抵抗強度

- (a) 耐震壁に作用する転倒時のせん断力を過小に評価しない。
- (b) 耐震壁が最下層にある場合、基礎・杭や地盤の圧縮強度あるいは引張強度の何れか小さい方の強度を壁脚部の転倒抵抗強度とする。この時、下記(i)(p)を考慮する。
 - (i) 壁脚部の転倒抵抗強度に寄与する全ての項目(基礎自重や杭の引抜強度等)を適切に評価し、耐震壁の転倒抵抗強度が過小にならないように配慮する。
 - (p) 曲げ戻し効果に寄与する全ての項目(境界梁や直交部材等)を適切に評価し、耐震壁の転倒抵抗強度が過小にならないように配慮する。

(注 1-6-1)梁の曲げ強度式は、例えば、「文献 1) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」の 390 頁に示す式(4.3.a)がある。

(注 1-6-2)考慮するスラブ筋の範囲(文献 1)の 391 頁解説参照)

梁の曲げ耐力はせん断破壊等が生じなければ、変形角の増大につれて大きくなる。特にスラブ付き T 型梁の場合には、変形角の増大と共に降伏に達する床スラブ筋の範囲が広がり、それと共に主筋のひずみも次第に硬化域に達し、梁の変形角が 1/50~1/25 程度になると曲げ耐力の計算値(片側 1m 考慮)の 1.1~1.2 倍になることが実験的に確認されている。この曲げ耐力上昇分をスラブ幅に換算すると概ね 1.8 倍(片側 1.8m)となる。

即ち、靱性架構(Ds 値が小さい)の大梁や連層壁に取り付く境界梁、短スパン梁のようにヒンジ部の回転角が大きくなる部材では、スラブ筋の考慮幅が広がることを考慮する。

(注 1-6-3)梁のせん断強度式は、例えば、文献 1)の 391 頁に示す式(4.4.a)がある。

(注 1-6-4)柱の曲げ強度式は、例えば、文献 1)の 396~397 頁に示す式(4.7.a)~式(4.7.c)、および 397 頁に示す式(4.7.d)~式(4.7.f)がある。

(注 1-6-5)柱のせん断強度式は、例えば、文献 1)の 398 頁に示す式(4.9)がある。

(注 1-6-6)耐震壁の曲げ強度式は、例えば、文献 1)の 401 頁に示す式(4.13.a)および式(4.13.b)がある。

(注 1-6-7)耐震壁のせん断強度式は、例えば、文献 1)の 401 頁に示す式(4.14.b)がある。

1-4-1 1-7 剛性低下率の算定

1-7-1 柱・梁の曲げ剛性低下率 αy

- (a) 矩形断面の柱・梁の降伏点剛性低下率式 αy として、例えば本規準 8 条(8.9)式がある。
- (b) T型梁の降伏点剛性低下率式 $\alpha y'$ として、例えば本規準(8.10)式がある。
- (c) 復元力を設定する場合の降伏点剛性低下率は、本規準(8.9),(8.10)式を下限とする。但し、これらの式は曲げ変形・せん断変形を含めたものであるから、さらに、せん断剛性を低下させてはならない。

1-7-2 耐震壁のせん断剛性低下率 β

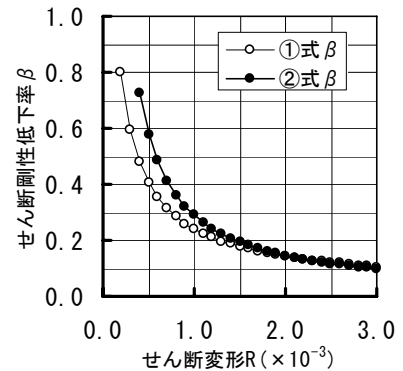
- (a) 無開口耐震壁のせん断剛性低下率式 β として、例えば本規準 10 条 86 頁の図 10.12 に示す下式がある。

せん断変形(R)の範囲： $1/5000 \leq R \leq 1/400$ $\beta = 0.24(R \times 10^3)^{-0.75}$ ……①

せん断変形(R)の範囲： $1/2500 \leq R \leq 1/350$ $\beta = 0.29(R \times 10^3)^{-1.00}$ ……②

- (b) 無開口耐震壁のせん断剛性低下率は原則として $\beta \geq 0.1$

とする。上記①,②式において最大せん断耐力時のせん断変形角を $R \doteq 1/350 \sim 1/400$ とすれば、この時のせん断剛性低下率は右図に示す様に概ね $\beta \doteq 0.1$ である。よって、構造解析で用いるせん断剛性低下率は、この値を大幅に下回る β 値を用いてはならない。



- (c) 開口耐震壁のせん断剛性低下率は、例えば本規準 10 条(10.5)式から求まる低下率 γ を、上記の無開口耐震壁のせん断剛性低下率に乗じて求めてもよい。

- (d) 保有水平耐力時のせん断応力度が小さい場合（例えば、 $\tau / F_c \doteq 0.1$ など）は、仮定した β 値が小さすぎる可能性もあるので、本規準 10 条図 10.13 等を参考に β 値の妥当性(註 1-7-1)を検討する。

(注 1-7-1)せん断応力度比 (τ / F_c) とせん断剛性低下率 (β)

一次設計では、フレーム設計用のせん断力を確保するために耐震壁のせん断剛性 β を低下させ、壁が負担するせん断力を低めに抑える手法がある。しかし、この時の β 値をそのまま二次設計に流用すると耐震壁の負担せん断力は小さくなり、見かけ上、部材ランクは良好(WA)と判定されることがある。この様な危険側の設計を防ぐ意味で、保有水平耐力時のせん断応力度が小さい場合には、下表を参考に β 値を大きくして再解析を行うなどの対処が必要である。

なお、下表は RC 規準 10 条の図 10.13 に示されているせん断応力度比 (τ / F_c) とせん断剛性低下率 (β) の関係をまとめたもので、 β 値の妥当性検討の参考としてよい。

τ / F_c	耐震壁の損傷状況	シャースパン比=0.71 (小さい)	シャースパン比=1.13~1.63 (大きい)
0.10	「弾性～ひび割れ発生」間	$\beta \doteq 0.9$	—
0.15	「ひび割れ～最大強度」間	$\beta \doteq 0.4$	$\beta \doteq 0.8$
0.20		$\beta \doteq 0.3$	$\beta \doteq 0.3 \sim 0.5$
0.25~0.30	最大強度近傍	$\beta \doteq 0.2$	$\beta \doteq 0.2 \sim 0.4$

1-8 せん断設計用応力の算定（機構保証設計用せん断力）

- (a) せん断破壊させない部材（靱性部材）に対して、保有水平耐力時のメカニズムを保証するための「機構保証設計（注1-8-1）」を行う。
- (b) 下記(c)または(d)から求まる機構保証設計用せん断力に対して、当該部材が存在する層の D_s 値に応じたせん断余裕度（注1-8-2）を確保する。
- (c) 機構保証設計用せん断力は、ヒンジ部の曲げ強度の上昇（注1-8-3）を考慮した再解析（注1-8-4）から求まるメカニズム時せん断力を用いる。
- (d) 上記(c)の再解析を行わない場合の機構保証設計用せん断力は、保有水平耐力時に設定した層間変形角が更に増大することを考慮して、保有水平耐力時（機構設計時）のメカニズム時せん断力を適切に割増ししたせん断力とする。

（注1-8-1）機構設計と機構保証設計

保有水平耐力時のヒンジ発生位置と破壊モードを明確にすることを機構設計と呼び、この機構を保証するためのせん断設計（せん断破壊や付着割裂破壊を防止し靱性を確保するための設計）を機構保証設計と呼ぶ。

（注1-8-2） D_s 値とせん断余裕度

靱性部材については、下記に示す要因により脆性破壊が生じないように、機構保証設計用せん断力に対しても D_s 値に応じた適切なせん断強度の余裕を確保する必要があり、その余裕の大きさについては、 D_s 値が小さいほどより大きくすることが望ましい。

- ・材料の強度のばらつきを主要因とする部材の曲げ終局モーメントの上昇
- ・静的に算定される応力と動的応答による応力との差
- ・解析の載荷方向（斜め方向）による応力の差
- ・解析の精度
- ・動的外力による強度と静的外力による強度比（ひずみ速度）
- ・施工精度
- ・スラブ有効幅の増大による降伏ヒンジの曲げ終局モーメントの上昇
- ・梁の軸方向の変形拘束による強度の上昇

（注1-8-3）曲げ強度の上昇と鉄筋強度

ヒンジ部の曲げ強度には鉄筋の規格降伏点強度の上昇やスラブ筋、軸力の変動などを適切に考慮する。例えば、曲げ主筋の強度として上限強度（SD295： $1.3\sigma_y$ ，SD345,SD390： $1.25\sigma_y$ ）を採用する。

（注1-8-4）機構保証設計用応力の算出

機構を保証するために、例えば、純ラーメンに近い架構では保有水平耐力時の変形（設計限界変形で概ね 1/100 程度）を超えるより大きな層間変形（安全限界変形）を架構に与え、この時のせん断力を機構保証設計用せん断力とする。この場合、例えば設計限界変形の約 2 倍を安全限界変形と仮定する考えもある。

2. 必要保有水平耐力の算定

2-1 必要保有水平耐力算定時の水平外力分布形

- (d) 必要保有水平耐力を設定する場合の必要諸元は、水平外力の分布形 (注 2-1-1) を A_i 分布形とする非線形増分解析により求める。
- (e) 層崩壊や局部崩壊となる建築物の場合は、上記(a)の解析結果に基づき、未崩壊層の塑性ヒンジの発生部位等を適切に評価し、最終的な崩壊形の状態を決める。

(注 2-1-1)非線形増分解析における水平外力の分布形

A_i 分布は建築物に作用する地震時せん断力係数の分布形を多数の地震応答解析結果を包含するものであり、地震時における建築物の動的挙動が反映されている。従って、根拠の無い補正をこの分布形に加えてはならない。例えば、構造特性係数(D_s)や形状係数(F_{es})は建物の動的挙動に関連する係数ではないので、これを A_i に乗じた分布形 ($A_i \times D_s \times F_{es}$) を用いてはならない。

2-2 破壊モードの判定

- (a) 部材の破壊モードは、崩壊メカニズム時における当該部材の応力、降伏状態を用いて判定する。この場合、せん断余裕度 (注 1-8-2 参照) を考慮したモード判定を行う。
- (b) 上記(a)において、片側端が非ヒンジとなる部材の破壊モードは、崩壊メカニズム時の応力、部材の終局強度、せん断余裕度等を用い、最終的な破壊モードを適切に想定し判定する。
- (c) 耐震壁の破壊形式が基礎の回転により定まる場合は、転倒抵抗強度が過小でないことを確認する。

2-3 部材種別および階の構造ランクの判定

- (a) 脆性部材を考慮する場合の柱・梁群の種別と耐震壁の種別は、脆性破壊した部材が1つでもあれば FD、WD とする。
- (b) 脆性部材を無視して D_s を求める場合は、脆性部材が支えていた鉛直力を周辺部材が代わって保持できることを確認する。
- (c) 耐震壁の保有水平耐力時水平力分担率 β_u が過小とならないよう、崩壊メカニズム時のせん断剛性低下率 β 値が適切であることを確認する。
- (d) 柱と柱に接続する梁の種別が異なる場合、梁のみに塑性ヒンジが形成されるのであれば、梁部材中の最下位の種別に柱の種別を修正する。ただし、崩壊形が明確でない場合 (注 2-3-1) には、関係する全部材中の最下位の種別に柱の種別を修正する。

(注 2-3-1) 崩壊形の確認

崩壊メカニズム時に柱または梁の一方のみに塑性ヒンジが形成されている場合においても、塑性ヒンジの形成されていない部材の曲げモーメントが部材の曲げ終局強度に近い場合には様々な要因によるばらつきにより塑性ヒンジが形成される可能性がある。そこで、明確な崩壊形であるかを確認するために、崩壊メカニズム時における部材の曲げモーメントを適切に割り増した応力を用いて部材に塑性ヒンジが形成されるかどうかを判定する必要がある。