

「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2010年版におけるRC造の保有水平耐力計算の注意事項

上記学会規準の、付13.保有水平耐力評価時のチェック項目・509頁をもとに、設計上の注意事項を列記する。但し、チェック項目の順番は、学会規準が保有水平耐力の算定、そして、必要保有水平耐力の算定となっているが、計算書の構成上、構造計算プログラムが必要保有水平耐力・保有水平耐力の計算の順番となっている事から、学会規準との順番で列記している。

註記 当チェックリストは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」2010年版をもととして作成している事から、2007年版「建築物の構造関係技術基準解説書」との相違がある。
その為、当チェックリストを使用する場合には、その相違に十分注意し、使用していただきたい。

520頁以降		必要保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見 解	指 摘
目次	該当する項目	内 容	有	無	有	無	有	要
2.1	必要保有水平耐力時の水平外力分布形	<ul style="list-style-type: none"> Ai分布を採用 必要保有水平耐力算定時の水平外力の分布形は、原則としてAi分布とする。 	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 未崩壊層や非ヒンジ部材を考慮した最終崩壊形を確認 層崩壊や局部崩壊となる建物の場合は、Ai分布で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、最終的な崩壊形を決定する。 	有	無	有	無	有	要
2.2	破壊形式の判定	<ul style="list-style-type: none"> 剪断余裕度の考慮 破壊形式は崩壊メカニズム時の当該部材の破壊形式や応力等を用いて判定する。この際、剪断余裕度を考慮して破壊形式の判定を行う。 高次モードの影響・材料強度の上昇・計算外部材の存在などにより、ヒンジ以外の部分の応力が増大し、実際には崩壊メカニズム時の剪断力が増大する事もある。これらを考慮して崩壊メカニズム時の剪断力を割ります。剪断強度式に荒川mean式を用いる場合、1.1～1.25倍程度の割増しを考慮する方法もある。[付表13.1 注4) 転記] 	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 非ヒンジ端を有する部材の最終破壊形式の判定 一端が非ヒンジ部材の破壊形式は、崩壊メカニズム時の応力・部材の終局強度・剪断余裕度等を用いて最終的な破壊形式を適切に想定し判定する。 	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 耐震壁の転倒強度が過少でない事の確認 耐震壁の破壊形式が基礎回転である場合は、転倒強度が過少でない事を確認する。 耐震壁の支持点強度を小さくすると耐震壁は小さな剪断力で回転(浮き上り・押込み)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剪断力が増大し、当該耐震壁の負担剪断力は減少する。すなわち、支持点の強度や剛性を過少評価する事は、当該耐震壁に生ずる崩壊メカニズム時剪断力を過少評価する事になり危険側の設計になる事もある。したがって、支持点の強度や剛性を実情に合わせて適切に評価する事が必要である。[注 *8 耐震壁の支点のモデル化 転記] 	有	無	有	無	有	要
2.3	部材種別及び階の構造特性係数の決定	<ul style="list-style-type: none"> 脆性部材を含む場合の扱い 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、脆性部材が一つでもあればFD,WDとする。 	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 脆性部材を無視したDs値を採用する場合の扱い 脆性部材を無視してDsを決める場合は、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事を確認する。 	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 耐震壁の剪断剛性低下率βの適性を確認 耐震壁の水平力分担率βuが過少とならないようむ、崩壊メカニズム時の剪断剛性低下率β値が適切である事を確認する。 	有	無	有	無	有	要

520頁以降		必要保有水平耐力の算定				該 当	考 慮	見 解	指 摘																				
目次	該当する項目	内 容																											
2.3	部材種別及び階の構造特性係数の決定	<p style="text-align: center;">付表 13.4 剪断応力比-剪断剛性低下率-関係の目安</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 10%;">τ / F_c</th> <th style="width: 40%;">耐震壁・損傷状況</th> <th style="width: 20%;">シアスパン比 =0.71 (小さい)</th> <th style="width: 30%;">シアスパン比=1.13 ~1.63 (大きい)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.10</td> <td>「弾性～ひび割れ発生」間</td> <td>$\beta \doteq 0.9$</td> <td>$\beta \doteq -$</td> </tr> <tr> <td>0.15</td> <td rowspan="2">「ひび割れ～最大強度」間</td> <td>$\beta \doteq 0.4$</td> <td>$\beta \doteq 0.8$</td> </tr> <tr> <td>0.20</td> <td>$\beta \doteq 0.3$</td> <td>$\beta \doteq 0.3-0.5$</td> </tr> <tr> <td>0.25-0.30</td> <td>最大強度近傍</td> <td>$\beta \doteq 0.2$</td> <td>$\beta \doteq 0.2-0.4$</td> </tr> </tbody> </table>				τ / F_c	耐震壁・損傷状況	シアスパン比 =0.71 (小さい)	シアスパン比=1.13 ~1.63 (大きい)	0.10	「弾性～ひび割れ発生」間	$\beta \doteq 0.9$	$\beta \doteq -$	0.15	「ひび割れ～最大強度」間	$\beta \doteq 0.4$	$\beta \doteq 0.8$	0.20	$\beta \doteq 0.3$	$\beta \doteq 0.3-0.5$	0.25-0.30	最大強度近傍	$\beta \doteq 0.2$	$\beta \doteq 0.2-0.4$					
		τ / F_c	耐震壁・損傷状況	シアスパン比 =0.71 (小さい)	シアスパン比=1.13 ~1.63 (大きい)																								
0.10	「弾性～ひび割れ発生」間	$\beta \doteq 0.9$	$\beta \doteq -$																										
0.15	「ひび割れ～最大強度」間	$\beta \doteq 0.4$	$\beta \doteq 0.8$																										
0.20		$\beta \doteq 0.3$	$\beta \doteq 0.3-0.5$																										
0.25-0.30	最大強度近傍	$\beta \doteq 0.2$	$\beta \doteq 0.2-0.4$																										
		<ul style="list-style-type: none"> 柱と梁の部材種別が異なる場合の扱い方 柱と柱に接続する梁の部材種別が異なる場合、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。但し、崩壊形が明確でない場合には、関係する全部材中の最下位の種別に柱を修正する。 耐震計画は梁降伏全体崩壊形が望ましいが、さまざまな要因によって梁の曲げ強度が増大したり二方向入力によって柱に作用する曲げモーメントが増大する。その結果、塑性ヒンジ位置が柱に変わり、部材種別や破壊形式も変わる事がある。したがって、塑性ヒンジ位置の決定に際しては、ヒンジ部材と非ヒンジ部材の両者の曲げ強度に適切な余裕度を設けた上で比較し、ヒンジ位置を決定するのが望ましい。[注 *30 崩壊形確認 転記] 	有	無	有	無	有	要																					
2.4	形状係数と架構剛性	<ul style="list-style-type: none"> 一次設計時の剛性を基本とし、且、安全側に評価 形状係数算出時の架構剛性は、原則として安全側となる(F_{es}値が最大となる)数値を採用する。 偏心率・剛性率の算定に用いる架構剛性は、原則として一次設計時に採用した同一のモデルに基づく数値とする。 偏心率・剛性率の算定時剛性は、一次設計で用いた剛性(弾性剛性あるいは塑性剛性)を両者に共通して用いるものとする。但し、剛性率の算定においては、大地震時に塑性化する事が明らかな部材に関して、これを考慮してよい。[注 *31形状係数算定時の架構剛性 転記] 	有	無	有	無	有	要																					
		<ul style="list-style-type: none"> 構造耐力上主要でない部材の剛性考慮の要否 剛性率の算定に際しては、構造耐力上主要と判断される部材からなる架構の剛性のみを用いてよい。但し、構造耐力上は主要でないと判断される部材の存在によって剛性率が大きくなる場合には、これらの剛性も考慮する。 剛性率と同様に、偏心率の算定においてもこれらの存在の適否を判断し、架構剛性の特性を適切に判断して偏心率を検討する事が望ましい。[注 *32 偏心率における構造耐力上主要でない部材の剛性 転記] 	有	無	有	無	有	要																					
		<ul style="list-style-type: none"> 耐震壁の回転剛性の再評価 耐震壁の回転剛性は、安全側(F_{es}が増大)となるモデルとする。 剛性の高い耐震壁の存在は形状係数に大きな影響を与える事から、壁の剛性を設定する場合には適切な根拠に基づく判断が必要である。例えば、保有水平耐力時の変形をわずかに超えると転倒して急激に剛性が低下する壁が存在する場合、一次設計において耐震壁の脚部に弱い回転バネを設けて負担剪断力を小さくした場合、前者は回転による回転による壁剛性低下が形状係数に及ぼす影響を考慮する必要があるし、後者は実情に合った回転バネに基づく壁剛性を用いる必要がある。[注 *33 耐震壁の回転剛性と形状係数 転記] 	有	無	有	無	有	要																					
		<ul style="list-style-type: none"> ピロティー架構における基礎回転考慮の禁止 ピロティーのように明らかに剛性が急変する架構を有する場合は、地盤バネを考慮した場合及び考慮しない場合の双方に対して形状係数を算定し、大なる方の数値を採用する。 	有	無	有	無	有	要																					

511頁以降		保有水平耐力の算定		該 当	考 慮	見 解	指 摘		
目次	該当する項目	内 容							
1.1	保有水平耐力時の定義	<p>・ 崩壊形や保有水平耐力時の層間変形角の確認</p> <p>地上部が下記(イ)~(ハ)の崩壊形に達する時、当該階の耐震部材に生ずる水平力の総和(崩壊メカニズム時剪断力)のうちの最小値とする。</p> <p>目標とする耐震グレード(構造体や内外装材等の許容損傷レベル)に応じて、許容する層間変形角を設定する。必要保有水平耐力時の層間変形角が大きいと、内外装材等の脱落や避難扉の開閉困難など、構造体以外の損傷・破壊によって建物全体の耐震性能が大きく低下する事もある。耐震壁が少なく純ラーメンに近い建物では、架構の剛性を確保し過大な変形にならないように、例えば、層間変形角が概ね1/100~1/75程度以内で必要保有水平耐力を満たし事が望ましい。また、必要保有水平耐力を満たす時点でヒンジ発生が不十分な場合は、さらに荷重を増分させて崩壊メカニズムを確認し構造特性係数を決めるほか、その時の剪断力を適切に割増した数値を設計用剪断力とする。[注 *1 保有水平耐力時の層間変形角 転記]</p>							
		(イ) 全体崩壊形	<p>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、転倒モードは下記の扱いによる。</p> <p>中高層建物において大地震時の安全性を確保するには、建物を全体崩壊形(もしくは多層階にわたる部分崩壊形)に設計する事が望ましい。但し、柱の曲げモーメントと剪断力は、高次振動モードや2方向入力の影響で、Ai分布を仮定した1方向解析よりもかなり大きくなる事がある。さらに、最近の研究によれば、同一の接合部に接続する柱と梁の曲げ強度が接近していると、想定した梁曲げ降伏先行形ではなく柱が曲げ降伏し、結果として梁が曲げ強度を発揮するかなり以前に接合部が破壊する可能性がある事が指摘されている。したがって、中高層建物においては、荷重増分解析で崩壊形を確認するだけでなく、柱の曲げ強度を梁に比べ十分大きくする事、及び、柱や柱梁接合部の剪断終局強度に十分な余裕を持たせることが望ましい。[注 *2 柱梁接合部の寄与有度確保について 転記]</p>	有	無	有	無	有	要
		(ロ) 部分崩壊形	<p>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。</p>	有	無	有	無	有	要
		(ハ) 局部崩壊形	<p>特定部材が鉛直荷重支持能力を喪失し局部的に崩壊が生ずる場合。</p>	有	無	有	無	有	要
		・ 建物全体が浮き上りで決まる場合の対応	<p>浮き上りによって建物全体の崩壊メカニズムが支配される場合(転倒モード)は、下記(イ)又は(ロ)による崩壊メカニズム時剪断力を保有水平耐力とする。</p>	有	無	有	無	有	要
		(イ) 浮き上りが生じないものとして前記(イ)~(ハ)の崩壊形を検討する。	<p>上部構造の剪断設計用応力(1.8 設計剪断力の算定・参照)を確保する方法の一つであり、建物脚部をピン支点と仮定する事で上部構造の剪断余裕度は確保される。但し、実際の転倒が過少にならないように、Ai分布に基づく全体転倒メカニズム時の標準剪断力係数Coをある程度以上(例えば0.3程度)確保しておくなど、別途の確認が必要である。[注 *3 建物脚部をピン支点到モデル化する場合 転記]</p>						
		(ロ) 転倒強度を適切に割増した転倒メカニズムに面し、上記(イ)の(イ)~(ハ)の崩壊形(全体・部分・局部の崩壊形)を加え、これらの崩壊メカニズム時剪断力の最小値を保有水平耐力とする。							

次頁参照

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当	考 慮	見 解	指 摘		
目次	該当する項目	内 容						
		<p>上記、[注 *3] の方法と比較して上部構造の剪断力は小さくなるが、下記理由に準拠して転倒強度を割り増す方法である。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い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から、実際の地震動を受けて建物が転倒する時の剪断力は、静的解析時の転倒モーメント時の剪断力を上回る事も予想される。したがって、地震応答解析による応答値の割増し等を考慮して転倒強度を適切に割増した上で、転倒メカニズム時の剪断力を求めるのがよい。この場合、転倒強度が過少にならないよう、転倒に抵抗する全ての要素(境界梁・直交梁・基礎自重・杭引抜抵抗力等)を考慮するのはもちろん、基礎根入れ部と地盤の間に生ずる鉛直方向摩擦抵抗力なども考慮する。</p> <p>この場合であっても、上記、[注 *3] 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剪断力係数C_0をある程度以上(例えば0.3程度)確保しておく必要がある。[注 *4 転倒強度を割増す場合 転記]</p>						
		<p>脆性部材を含む架構の扱い</p> <p>耐力低下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の各階・主要耐震部材の総和を保有水平耐力とする。但し、当該部材を取り除いても架構の安定(鉛直支持能力)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よい。</p> <p>保有水平耐力時と判断する時の層間変形角を過少にしない事である。一般に、脆性部材を含めた設計が可能になるのは耐震壁が多い建物の場合である。したがって、小さな層間変形角で保有水平耐力が容易に確保できる為に各部材の剪断応力度は小さく(見掛け上の剪断余裕度は大きく)なり、結果的に構造特性係数D_sを低めに設定する事になる。このような設計を避ける為に、部材種別の判定は、ヒンジを仮定した部位のほとんどにヒンジが発生した時点を崩壊メカニズム時と見なし、当該時点の部材の破壊形式や応力レベルなどを用いて行う必要がある。[注 *5 脆性部材を含む架構の保有水平耐力時の層間変形 転記]</p> <p>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時の変形状態において、各部材が負担する水平剪断力の和として求める。構造特性係数D_sは剪断破壊する部材を除いて荷重増分解析を行い、想定する部位のほとんどにヒンジが生じた時点の部材の破壊形式や応力等ならびに保有水平耐力比率β_uを考慮して決める。但し、脆性部材の破壊が崩壊に至らない事が詳細検討により確認できた場合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値を定めてもよい。[注 *7 脆性部材の扱い 転記]</p>	有	無	有	無	有	要
1.2	保有水平耐力算定時の水平外力分布形	<p>原則としてA_i分布を適用</p> <p>非線形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分布とする。</p> <p>「$A_i \times F_{es} \times D_s$」の外力分布を適用する例外条件</p> <p>下記(イ)~(ハ)のいずれかの場合には、A_i分布形に各階の形状係数F_{es}及び構造特性係数D_sに基づく必要保有水平耐力(Q_{un})の分布形を用いてもよい。但し、この場合の形状係数及び構造特性係数は、水平外力の分布形をA_i分布とした非線形増分解析により求める。</p> <p>(イ) A_i分布を用いた荷重増分解析で全体崩壊となる事が確認されている場合</p> <p>(ロ) A_i分布を用いた荷重増分解析で部部崩壊・局部崩壊となる時、崩壊層以外の層で全体崩壊形が確認される場合</p> <p>(ハ) 別途の検討によりその妥当性を確認した場合</p>	有	無	有	無	有	要
			有	無	有	無	有	要

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見解	指摘
目次	該当する項目	内 容	有	無	有	無	有	要
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 力の釣合いと変形の適合条件に基づく解析手法を用いる。 <p>節点振分け法・層モーメント分割法・仮想仕事法・極限解析法などの任意の手法を用いてもよいが、保有水平耐力時の層間変形角や塑性ヒンジ部の回転角などを確認する事も必要である。特に、連層耐震壁に取り付く境界梁や端スパン梁、浮上りが生じた柱に取り付く梁、構造壁によって可撓長さが短くなった柱や梁などは、塑性ヒンジ部で過大な回転角となり部材の限界変形を超える可能性がある。これらの検討が必要である事を前提に、各解析法の特徴を把握した上で適切な手法を選択する事が必要である。[注 *6 その他の解析手法について 転記]</p>	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 脆性部材を含む架構の扱い <p>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を基本とし、この時、強度低下を伴う部材の存在を考慮する。</p>	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 境界梁等の塑性ヒンジ部回転角の確認 	有	無	有	無	有	要
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 <p>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、疑似立体解析・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。</p>	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 耐震壁脚部の支持点剛性や強度の適切な評価 <p>浮上りのおそれがある耐震壁の支持点には、基礎(杭基礎の場合は杭)の浮上り(杭基礎の場合は引抜)又は押込み抵抗強度と剛性を適切に評価した鉛直バネを付加する。</p> <p>耐震壁の支持点強度を小さくすると耐震壁は小さな剪断力で回転(浮き上り・押込み)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剪断力が増大し、当該耐震壁の負担剪断力は減少する。すなわち、支持点の強度や剛性を過少評価する事は、当該耐震壁に生ずる崩壊メカニズム時剪断力を過少評価する事になり危険側の設計になる事もある。したがって、支持点の強度や剛性を実情に合わせて適切に評価する事が必要である。[注 *8 耐震壁の支点のモデル化 転記]</p>	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 地下階との連続性を考慮したモデル化 <p>地上階のみを解析する場合には、地下階との連続性を適切に評価したモデルとする。</p> <p>1階柱脚部のモデル化に関しては、1階梁との接続状態を考慮する。直下の柱や梁が耐震壁で拘束され、柱脚部の回転拘束される場合をのぞいて安易に固定としない。[注 *9 地下階との連続性 転記]</p>	有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 屋上突出物から下層部への応力伝達 <p>塔屋など屋上突出物を別途に検討する場合は、下階への応力伝達を適切に考慮する。</p> <p>塔屋等の屋上突出物には、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。[注 *10 塔屋等の応力伝達 転記]</p>	有	無	有	無	有	要

511頁以降		保有水平耐力の算定		該 当	考 慮	見 解	指 摘		
目次	該当する項目	内 容							
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 <p>建物を構成する全ての部材を構造部材と非構造部材とに分類し、非構造部材は構造部材の強度・剛性・変形性能に悪影響を及ぼさないように計画する。</p> <p>主フレームの剛性や強度に影響を及ぼすと思われるRC造の袖壁・腰壁・方立て壁は原則として構造部材に分類し、その厚さよ長さが十分に小さく、又、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Pcaカーテンウォールは風荷重に抵抗する構造部材であるが、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よい。[注 *11 非構造部材 転記]</p>		有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 破壊形式に応じた有開口耐震壁のモデル化 <p>開口部上下の梁の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では、袖付柱や腰壁・垂壁付梁等から構成される架構モデル化するなど、破壊形式に応じた適切なモデル化を行う。</p>		有	無	有	無	有	要
		<ul style="list-style-type: none"> 線材置換モデルにおける曲げ・剪断変形(柱は軸方向変形も考慮)及び剛域の評価 <p>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・剪断変形・柱軸方向変形に対する剛性を適切に評価する。</p>		有	無	有	無	有	要
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 曲げ強度を過少評価しない為の対応 							
		<p>1 梁の終局強度</p> <p>曲げ終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>曲げ終局強度は、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。</p> <p>梁端の曲げ強度を過少評価しない為に、下記を考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> イ 鉄筋の実降伏点の上昇 ロ 考慮するスラブの幅 <p>梁の曲げ強度は、剪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T型梁の場合には、変形角の増大む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程度になると曲げ強度の計算値(片側1mの範囲のスラブ筋を考慮)の1.1~1.2倍になる事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。すなわち、靱性架構(Ds値が小さい)の大梁や連層耐震壁に取り付く境界梁や短スパン梁のように塑性ヒンジ部の回転角が大きくなる部材では、スラブ筋の有効幅が広がる事を考慮する。[注 *13 考慮するスラブ筋の範囲 転記]</p> <p>剪断終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>剪断終局強度式は、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。</p>		有	無	有	無	有	要
				有	無	有	無	有	要

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見解	指摘
目次	該当する項目	内 容						
		<p>2 柱の終局強度</p> <p>曲げ終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>曲げ終局強度は、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。</p> <p>材端の曲げ強度を過少評価しない為に、下記を考慮する。</p> <p>イ 鉄筋の実降伏点の上昇 ロ 計算上の曲げ主筋以外の軸方向筋 ハ 崩壊メカニズム時の変動軸力</p> <p>剪断終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>剪断終局強度式は、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。</p>	有	無	有	無	有	要
		<p>3 耐震壁及び壁部材の終局強度</p> <p>本規準19条「壁部材の算定」には、様々な形状の壁を対象に許容曲げモーメント・許容剪断力の計算方法が提示され、又、下記①～③などでは、しかるべき条件を満たした上で梁型や柱型を省略してよい事が示されている。[①～③ RC規準19条壁部材の算定 319頁参照]</p> <p>① 連層耐震壁の中間階梁の省略 ② 壁板端部領域の拘束が十分な場合の柱型の省略 ③ 鉛直軸力の負担を期待しない場合、あるいは壁自体の負担軸力が小さい場合の柱型の省略</p> <p>一方で、曲げ降伏する耐震壁の付帯柱を省略する場合には、拘束条件や拘束筋として必要な帯筋量などは最小規定を選定し、二次設計において靱性確保や終局限界以降の軸力支持能力の確保などを検討するなど、慎重な対応が必要である事が述べられている。又、剪断モードとなる耐震壁の付帯柱の挙動を確認するには、二次設計レベルの計算では難しい事も述べられている。このように付帯ラーメンの省略(特に、柱型の省略)には高度な検証と慎重な判断が必要であり、十分な検討結果に基づく対応が求められる。</p>	有	無	有	無	有	要
		<p>・ 耐震壁の曲げ強度</p> <p>曲げ終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>曲げ終局強度は、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。</p> <p>壁脚部の曲げ強度を過少評価しない為に、下記を考慮する。</p> <p>イ 鉄筋の実降伏点の上昇 ロ 崩壊メカニズム時の変動軸力</p>	有	無	有	無	有	要
		<p>・ 耐震壁の剪断強度</p> <p>剪断終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。</p> <p>剪断終局強度式は、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。</p> <p>有開口耐震壁の剪断強度は、無開口耐震壁の剪断強度に本規準19条で定義する開口低減率γを乗じた値を用いてよい。</p> <p>剪断破壊形となる耐震壁の付帯ラーメンは、原則として付表13.3の条件を満たす事が望ましい。</p> <p style="text-align: center;">次頁参照</p>	有	無	有	無	有	要

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見 解	指 摘				
目次	該当する項目	内 容										
		<p>付表13.3 付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件</p> <table border="1"> <tr> <td>柱及び梁の断面積</td> <td>$st'/2$以上</td> </tr> <tr> <td>柱及び梁の最小径</td> <td>$\sqrt{st'}/3$以上、且 $2t'$以上</td> </tr> </table> <p>本条19条6.の解説は、①～④の耐震壁の場合に限って付帯ラーメンの断面形状が過大設計となる事を説明したもので、無条件で断面形状の適用を免除したわけではない。剪断破壊形となる耐震壁や圧縮拘束が不十分な耐震壁などでは、上記の推奨条件を満たす事が望ましい。</p>	柱及び梁の断面積	$st'/2$ 以上	柱及び梁の最小径	$\sqrt{st'}/3$ 以上、且 $2t'$ 以上	有	無	有	無	有	要
柱及び梁の断面積	$st'/2$ 以上											
柱及び梁の最小径	$\sqrt{st'}/3$ 以上、且 $2t'$ 以上											
		<p>・ 耐震壁の転倒強度</p> <p>耐震壁に取り付く境界梁以外に、壁脚部に接続する基礎梁や基礎スラブ(杭基礎にあってはパイルキャップ)や杭の自重ならびに杭の引き抜き抵抗によって、耐震壁の転倒強度も変化する。前述の[注 *3]に示すように、耐震壁が転倒に至る時の剪断力は、静的な力の釣合いから定まる転倒時剪断力を上回る事がある。例えば、転倒強度を過少に評価した場合には転倒回転破壊形であるが、実際には剪断破壊形になり構造特性係数D_sが上昇する事もある。このような設計を避ける為に、[注 *2や*3]、下記の(a)及び(b)を参考に、転倒時の剪断力が過少にならない配慮が必要である。</p> <p>(a) 耐震壁に作用する転倒時の剪断力を過少に評価しない。</p> <p>(b) 耐震壁が最下階にある場合、基礎・杭や地盤の圧縮強度あるいは引張強度のいずれか小さい方の強度を壁脚部の転倒強度とする。この時下記(イ)及び(ロ)を考慮する。</p> <p>イ 壁脚部の転倒強度に寄与する全ての項目(基礎自重や杭の引抜抵抗等)を適切に評価し、耐震壁の転倒強度が過少にならないように配慮する。</p> <p>ロ 曲げ戻し効果に寄与する全ての項目(境界梁や直交梁等)を適切に評価し、耐震壁の転倒強度が過少にならないように配慮する。</p>	有	無	有	無	有	要				
		<p>4 柱梁接合部の終局強度</p> <p>柱梁接合部は、十分な剪断強度を有するものとする。接合部の剪断破壊は建物倒壊の直接的な要因にならないものの、想定した崩壊メカニズムが達成できなかった為に強度や靱性(エネルギー吸収能力)が低下し、接合部を含む架構の水平剛性が低下する事から、設計上想定した以上に大きな損傷が生ずる恐れがある。</p> <p>一方、[注 *2]に記したように、中高層建物の柱応力は高次振動モード等の影響でA_i分布を仮定した一方向解析よりもかなり大きくなる事や、同一の接合部に接続する柱と梁の曲げ強度が接近していると、想定した梁曲げ降伏先行形ではなく柱が曲げ降伏し、結果として梁が曲げ耐力を発揮するかなり以前に接合部が破壊する可能性がある事が指摘されている。接合部に作用する応力の妥当性を確認すると共に、十分な剪断余裕度を付与する事が必要である。尚、接合部の剪断終局強度は体積(柱梁で囲まれた有効体積)とコンクリート強度に大きく関係し、剪断補強筋量の効果は少ない事が報告されている。</p>	有	無	有	無	有	要				

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見解	指摘
目次	該当する項目	内 容						
		<ul style="list-style-type: none"> ・ 剪断強度 剪断終局強度式として適切な終局強度算定式を用いる。 剪断終局強度式は、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。 ・ 設計用応力 <ul style="list-style-type: none"> a 接合部に取り付く部材がメカニズムに達した時の応力を基本とする。尚、非ヒンジ部材が存在する場合は、塑性ヒンジ相当の応力まで造対させた応力を基本とする。 b 必要保有水平耐力を満たす場合であっても接合部に作用する応力は上記 a による事とし、原則として存在応力を用いてはならない。 c 取り付く部材の強度上昇要因(材料強度やスラブ筋、柱の多段筋、軸力の増減)や二方向入力同時性による応力増大を考慮して、上記 a の基本応力を割増しする。 二方向入力の同時性については、例えば「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」・1999年版・249～251頁の解説及び、(解8.3.6)式が参考になろう。[注 *20 転記] d 接合部に取り付く部材に要求される変形性能に応じて、上記 a～c の応力に対する剪断余裕度を適切に確保する。 柱や梁の降伏が先行する接合部であっても、塑性域での正負繰返しによって接合部が劣化し破壊する事がある。したがって、大きな塑性変形を期待する部材が取り付く接合部にあつては、大きな剪断余裕度が必要である。例えば「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」・1999年版・251～254頁の解説が参考になろう。[注 *21 転記] 	有	無	有	無	有	要
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 ・ 柱・梁の曲げ剛性低下率 α_y <ul style="list-style-type: none"> a 矩形断面の柱・梁の降伏点剛性低下率式 α_yとして、例えば本規準 8 条の76頁(解8.22)式がある。 b T型梁の降伏点剛性低下率式 α_y'として、例えば本規準8条の77頁(解8.23)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、上記 a 又は b で得られた値を下限とする。尚、これらの式は曲げ変形と剪断変形を含めたものであるから、さらに、剪断剛性を低下させてはならない。 ・ 耐震壁の剪断剛性低下率 β の適用と妥当性の検討 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px; color: red;"> <p>→ 耐震壁の剪断剛性低下率を直接入力して等価線形解析(低下させた剪断剛性で線形解析)を行った場合の留意事項の為、技術基準解説書により耐震壁の剪断剛性低下率を直接入力しての解析は認められない事から、検討は不要であるが、参考資料として一部転記している。</p> </div> <p style="text-align: center; color: red;">次頁参照</p>	有	無	有	無	有	要

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当	考 慮	見 解	指 摘																			
目次	該当する項目	内 容																							
		<p>一次設計において、耐震壁の剛性低下率βを極めて小さい値($\beta \ll 0.1$)で直接入力し、この低下させた剪断剛性を用いる事によってフレームの負担剪断力を確保する構造計算上の便法がある。このような手法による架構モデルを、二次設計の解析や形状係数F_{es}算出に用いる場合には注意が必要である。下記の①式又は②式に示すように、耐震壁の最大剪断強度時の剪断剛性低下率は概ね$\beta \doteq 0.1$程度であり、$\beta \ll 0.1$とした耐震壁の初期剛性は当初から剪断破壊した後の剛性を用いている事に等しいからである。又、このように小さな剪断剛性を用いた耐震壁の負担剪断力は当然ながら小さく、見掛け上の剪断余裕度は大きくなり部材ランクも韌性に富む壁・WAとして評価されてしまう。(以下省略)</p> <p>a 無開口耐震壁の剪断剛性低下率βとして、①式及び②式、本規準8条・81頁の(解8.27)式がある。</p> <p>①式 $1/5000 \leq R \leq 1/400 : \beta = 0.24(R \times 10^3)^{-0.75}$ ②式 $1/2500 \leq R \leq 1/350 : \beta = 0.29(R \times 10^3)^{-1}$ (解8.27)式 $\beta = 0.46 \times ps \times fs / Fc + 0.14$</p> <p>b ①式及び②式において最大剪断強度時の剪断変形角を$R \doteq 1/350 \sim 1/400$とすれば、この時の剪断剛性低下率は付図13.2(省略)に示すように概ね$\beta \doteq 0.1$である。したがって、この値を大幅に下回る小さな剪断剛性低下率を用いる場合には、特別な配慮が必要である。(特別な配慮に関しては519頁・[注]*23を参照の事)</p> <p>c 保有水平耐力時の剪断応力度が小さい場合(例えば$\tau / Fc \doteq 0.1$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8条の解説図8.18・80頁等を参考にβの妥当性を検討する。(妥当性の確認に関しては519頁・[注]*23*24を参照の事)</p>																							
付表 13.4 剪断応力比-剪断剛性低下率-関係の目安																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 10%;">τ / Fc</th> <th style="width: 40%;">耐震壁・損傷状況</th> <th style="width: 15%;">シアスパン比=0.71 (小さい)</th> <th style="width: 35%;">シアスパン比=1.13~1.63 (大きい)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.10</td> <td>「弾性～ひび割れ発生」間</td> <td>$\beta \doteq 0.9$</td> <td>$\beta \doteq -$</td> </tr> <tr> <td>0.15</td> <td rowspan="2">「ひび割れ～最大強度」間</td> <td>$\beta \doteq 0.4$</td> <td>$\beta \doteq 0.8$</td> </tr> <tr> <td>0.20</td> <td>$\beta \doteq 0.3$</td> <td>$\beta \doteq 0.3-0.5$</td> </tr> <tr> <td>0.25-0.30</td> <td>最大強度近傍</td> <td>$\beta \doteq 0.2$</td> <td>$\beta \doteq 0.2-0.4$</td> </tr> </tbody> </table>							τ / Fc	耐震壁・損傷状況	シアスパン比=0.71 (小さい)	シアスパン比=1.13~1.63 (大きい)	0.10	「弾性～ひび割れ発生」間	$\beta \doteq 0.9$	$\beta \doteq -$	0.15	「ひび割れ～最大強度」間	$\beta \doteq 0.4$	$\beta \doteq 0.8$	0.20	$\beta \doteq 0.3$	$\beta \doteq 0.3-0.5$	0.25-0.30	最大強度近傍	$\beta \doteq 0.2$	$\beta \doteq 0.2-0.4$
τ / Fc	耐震壁・損傷状況	シアスパン比=0.71 (小さい)	シアスパン比=1.13~1.63 (大きい)																						
0.10	「弾性～ひび割れ発生」間	$\beta \doteq 0.9$	$\beta \doteq -$																						
0.15	「ひび割れ～最大強度」間	$\beta \doteq 0.4$	$\beta \doteq 0.8$																						
0.20		$\beta \doteq 0.3$	$\beta \doteq 0.3-0.5$																						
0.25-0.30	最大強度近傍	$\beta \doteq 0.2$	$\beta \doteq 0.2-0.4$																						
1.8	設計用剪断力の算定	<p>・ 剪断設計の原則</p> <p>剪断破壊をさせない部材(韌性部材)に対して、崩壊メカニズムを保証する為の剪断設計を行う。</p> <p>剪断設計には、付着強度や柱梁接合部への定着強度の確認も含まれる。[注 *25 付着強度、定着強度の確認 参照]</p> <p>また、本規準17条定着・232~233頁において、下記の記載があるので注意する事。</p> <p>解説図17.3のように、袖壁を経由して梁主筋を柱に定着する場合は、原則として柱面を定着起点とする。これは、梁幅に比べ袖壁の厚さが小さく、しかも梁と袖壁の境界面にひび割れ[解説図17.3・233頁]が発生して定着能力が失われる恐れがある為である。柱主筋の最上階垂壁付梁への定着、腰壁付基礎梁への定着も同様に梁下端面や基礎梁上端面を定着起点とする。</p>																							

511頁以降		保有水平耐力の算定	該 当		考 慮		見 解	指 摘
目次	該当する項目	内 容	有	無	有	無	有	要
		<p>・ 剪断設計時の限界変形の設定</p> <p>設計用剪断力は、保有水平耐力時に設定した層間変形角がさらに増加する事や材料強度の上昇等を考慮して、崩壊メカニズム時の剪断力を適切に割増した数値に長期剪断力を加えた値とする。</p> <p>付図13.11に示すように、必要保有水平耐力を満たす時点ではヒンジの発生が不十分で、崩壊メカニズムに達していない事が多い。その為、さらに荷重を増分させて崩壊メカニズムを確認した上で、その時の剪断力を割増しの対象とする。(技術指針解説書と異なるので注意) 崩壊メカニズムを保証する為に、例えば、純ラーメン近い架構では必要保有水平耐力時の変形(概ね1/100~1/75程度)を超える大きな層間変形(例えば、1/50など)を架構に与え、この時の剪断力を割増して設計剪断力とする方法もある。尚、割増し率については付表13.1[注]4を参照にする。[注 *26 設計剪断力の割増し 参照]</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px; width: fit-content; margin: 10px auto;">付表13.1 注4)</div> <p>高次モードの影響・材料強度の上昇・計算外部材の存在などにより、ヒンジ以外の部分の応力が増大し、実際には崩壊メカニズム時の剪断力が増大する事もある。これらを考慮して崩壊メカニズム時の剪断力を割ります。剪断強度式に荒川mean式を用いる場合、1.1~1.25倍程度の割増しを考慮する方法もある。</p>	有	無	有	無	有	要
		<p>・ 構造特性係数Dsに応じた剪断余裕度の確保</p> <p>設計剪断力に対して、当該部材が存在する階の構造特性係数Dsに応じた剪断余裕度を確保する。</p> <p>塑性ヒンジの塑性回転能力を高める為に、Ds値が小さくなるほど剪断余裕度を大きくする事が望ましい。又、連層耐震壁に取り付く境界梁の塑性ヒンジ回転角は層間変形角よりも大きく、曲げ降伏後の剪断破壊の可能性もあるから、耐震計画上重要な境界梁については十分な剪断余裕度が必要である。[注 *27 構造特性係数Dsに応じた剪断余裕度 参照]</p>	有	無	有	無	有	要