

## 第9章

### 躯体改造のための構造設計指針

## 9.1 序論

平成24年度より3か年度にわたり「UR壁式賃貸住宅の躯体改造委員会」においてWRC造およびWPC造集合住宅建築物の躯体改造に関して集中的に検討がなされ、「UR壁式賃貸住宅躯体改造設計指針(案)・同解説(在来構造編)」(以下、UR躯体改造設計指針)<sup>9-1)</sup>が作成されている。躯体改造設計指針<sup>9-1)</sup>では表9.1.1のような構成となっている。適用範囲は、事業の実現可能性の観点から「模様替」および「用途変更」とされており、本論で対象とする小規模一体増改築は対象とされていない。また、建築物全体の検討における安全性の確認において保有水平耐力計算については特に規定されていない。

そこで、本章では、UR躯体改造設計指針<sup>9-1)</sup>に基づき今回得られた知見を反映させることを目的として、適用範囲に小規模一体増改築を追加するとともに、安全性の確認において保有水平耐力計算に基づく設計法について提案を行う。

なお、次節以降の右側の黒線は、UR躯体改造設計指針<sup>9-1)</sup>に対して追記修正をした部分を示す。

表 9.1.1 躯体改造設計指針<sup>9-1)</sup> 目次一覧表  
(a) 既往の指針

UR壁式賃貸住宅の躯体改造指針(案)		
1.総則	1.1目的・躯体改造内容	
	1.2適用範囲	
	1.3用語の定義	
2.建物の選定と調査	2.1対象住棟の選定と調査	
	2.2改造設計にかかる詳細調査	
3.構造検討方針	3.1躯体改造と法的取扱い	
	3.2改造住棟に確保する構造性能	
	3.3構造計画	
4.建物全体の検討	4.1検討方針と方法	
	4.2使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)	4.2.1使用材料および許容応力度
		4.2.2荷重および外力
		4.2.3応力および変形解析
		4.2.4使用性・損傷制御性の確認
	4.3安全性の確認	
4.4基礎構造の検討		
5.建物各部の検討	5.1壁梁せい低減	5.1.1壁梁せい低減方法
		5.1.2検討項目・検討方法
	5.2戸境耐力壁への出入り口開口設置	5.2.1戸境耐力壁への開口設置方法
		5.2.2検討項目・検討方法
	5.3妻側耐力壁への窓開口設置	5.3.1妻側耐力壁への窓開口設置方法
		5.3.2検討項目・検討方法
	5.4けた行方向に出入り口開口設置	5.4.1出入り口開口設置方法
		5.4.2検討項目・検討方法
	5.5戸境床スラブへの開口設置	5.5.1開口設置方法
		5.5.2検討項目・検討方法
	5.6基礎梁の補強	5.6.1基礎梁の補強方法
5.6.2検討項目・検討方法		
5.7改造に伴う設備用スリーブ設置	5.7.1改造に伴う設備用スリーブ設置方法	
	5.7.2検討項目・検討方法	

(b) 本論で提案する設計法

1.総則	1.1目的・躯体改造内容	
	1.2適用範囲	
	1.3用語の定義	
2.建物の選定と調査	2.1対象住棟の選定と調査	
	2.2改造設計にかかる詳細調査	
3.構造検討方針	3.1躯体改造と法的扱い	
	3.2改造住棟に確保する構造性能	
	3.3構造計画	
4.建物全体の検討	4.1検討方針と方法	4.1.1架構のモデル化
		4.1.2部材のモデル化
	4.2使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	4.2.1使用材料および許容応力度
		4.2.2荷重および外力
		4.2.3応力および変形解析
	4.3安全性の検討	4.2.4使用性・損傷制御性の確認 あと施工アンカーの損傷制御性の確認に関する検討を追加
4.3.1耐震診断法		
4.4基礎構造の検討	4.3.2保有水平耐力の確認による大地震時の安全性の検証	
5.建物各部の検討	5.1壁梁せい低減	5.1.1壁梁せい低減方法 新設せん断補強筋としてあと施工アンカーを使用した場合を追加
	5.2戸境耐力壁への出入り口開口設置	5.2.1戸境耐力壁への開口設置方法 新設縦筋としてあと施工アンカーを使用した場合を追加
	5.3妻壁耐力壁への窓開口設置	5.3.1妻壁耐力壁への窓開口設置方法
	5.4けた行方向に出入り口開口設置	5.3.2検討項目・検討方法
		5.4.1出入口開口設置方法
	5.5戸境床スラブへの開口設置	5.4.2検討項目・検討方法
		5.5.1開口設置方法
	5.6基礎梁の補強	5.5.2検討項目・検討方法
5.6.1基礎梁の補強方法		
5.7改造に伴う設備用スリーブ設置	5.6.2検討項目・検討方法	
	5.7.1改造に伴う設備用スリーブ設置方法	
	5.7.2検討項目・検討方法	

## 9.2 建築物全体の検討

### 9.2.1 検討方針と方法

躯体改造を行う住棟の構造性能の検証については、下記(1)の構造規定の確認および(2)の構造性能の検証を行うこととする。

#### (1) 壁量および平均せん断応力度の確認

改造後の建築物の各階の壁量が規定値を満たすこと。また、建設当時の設計用地震力を用いた時に各階の耐力壁に生じる平均せん断応力度 $\tau$ が規定値以下であること。

#### (2) 構造性能の検証

i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認は、建設当時の許容応力度計算により行う。

ii) 安全性の確認は、耐震診断法によって $I_s \geq I_{s0}$ であること、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により確認する。

現場打ち壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、構造規定を満たすことの確認と構造性能の検証を行うものとする。以下に、解説する。

#### (1) 壁量および平均せん断応力度の確認

本指針に基づく躯体改造後の住棟については、壁式鉄筋コンクリート造としての壁量の規定値を満たすことおよび、建設当時の設計用地震力を用いた時の各階の平均せん断応力度 $\tau$ が規定値 $\tau_0$ 以下であることを確認する。なお、 $\tau_0$ の規定値は、UR の壁式鉄筋コンクリート造の構造設計要領の変遷とともに表 9.2.1 のとおりである。

躯体改造後の壁量の算定においては、耐力壁に新設開口を設けた場合の上部の耐力壁については全て壁量に有効として良いこととする。これは開口の大きさが2m程度以下と限定されていること、および開口周囲の残存壁長さが450mm以上確保されていることから、残存するすべての壁が構造耐力上有効に機能すると判断されるからである。

これらの規定を満たさない躯体改造を行う場合は、本指針によらず現行の壁式鉄筋コンクリート造に関する告示あるいは限界耐力計算にて検証を行うこととする。

#### (2) 構造性能の検証方法

構造性能の検討方法としては、i)使用性・機能性および損傷制御性の確認については、建設当時の許容応力度計算によって良い事とする。即ち、各階の地震力は、建設当時の震度法により中層壁式構造の場合は全層0.2以上として計算してよいこととする。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、URは昭和40年以降「壁式鉄筋コンクリート造5階建共同住宅について(昭和40年8月9日住指東第99号)」に基づき設計を行っている。また、昭和58年には建設省告示(第1319号)とともに告示に基づく設計施工指針が(財)日本建築センターから発刊されており、上記公団要領と併用して使われるようになっている。

表 9.2.1 UR 壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計要領等 構造諸元	階数が5の壁式鉄筋コンクリート造共同住宅実施要領 (s 34.12.16 官指発第42号)	壁式鉄筋コンクリート造5階建共同住宅について (S40.8.9 住指東第99号)	建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5	壁式鉄筋コンクリート造5階建共同住宅設計要領・改訂案 (s45.3.17 審査報告)	建築構造設計要領 S58.3					
地上階数	5	5	5	5	5					
コンクリートの設計基準強度	150kg/cm <sup>2</sup>	165kg/cm <sup>2</sup>	180kg/cm <sup>2</sup>	同左	同左					
壁梁の短期せん断力の割増し係数 $n$	$n=1.0$	$n=1.0$	$n=1.0$	$n=1.5$	$n=1.5$					
壁量	15cm/m <sup>2</sup>	同左	同左	同左	同左					
耐力壁の平均せん断応力度 $\tau_0$	階	kg/cm <sup>2</sup>	階	kg/cm <sup>2</sup>	階	kg/cm <sup>2</sup>	階	kg/cm <sup>2</sup>	階	kg/cm <sup>2</sup>
	5	1.66	5	1.33	5	1.33	5	1.33	5	1.33
	4	2.67	4	2.22	4	2.22	4	2.22	4	2.22
	3	3.42	3	3.33	3	3.33	3	3.33	3	3.33
	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56
	1	3.56	1	4.00	1	4.00	1	4.00	1	4.00
耐力壁の端部曲げ補強筋量※1)※2)※3)	5.4階	2-12φ	5.4階	2-13φ	5.4階	同左	5階	1-16φ	5階	1-16φ
( $h_0 > 1.0m$ の場合)	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ
	1階	2-16φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ
耐力壁の端部曲げ補強筋量※2)※3)	5.4階	1-12φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ
( $h_0 \leq 1.0m$ の場合)	3.2階	2-12φ	3.2階	2-13φ	3.2階	2-13φ	4.3.2階	2-13φ	4.3.2階	同左
	1階	2-12φ	1階 <sup>※4)</sup>	2-16φ	1階 <sup>※4)</sup>	2-16φ	1階 <sup>※4)</sup>	2-16φ	1階	2-16φ

※1) 厚さが18cm未満の最上階の耐力壁でこれに直交する耐力壁がある場合は「2-」を「1-」とすることが出来る。

※2) S.34年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

※4) 開口内法高さによる曲げ補強筋量の規定がないことから、当時の図面に記載の「2-16φ」としている。

従って、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算書が無い場合には当時の設計規準を確認する必要があるが、表 9.2.1などを参考にする。

なお、検討に用いる材料の許容応力度は、建設当時の数値を用いることとする。  
ii)の大地震時の安全性の検証は、耐震診断、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行うこととする。壁式鉄筋コンクリート造は規定の壁量を確保しておけば、耐震計算ルート1を満たすことから大地震時の安全性に関しては特に問題となることは無いと考えてよい。本指針においては、躯体改造後も規定壁量を確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断および保有水平耐力計算にて耐震安全性を評価することとする。

本設計指針に準じた構造的な検証方法として、国土技術政策総合研究所が実施している総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」(平成30～令和4年度)では、区分所有者の異なる(躯体改造時に合意形成が必要な)現場打ち壁式RC造住棟を対象とした検討が実施されている。隣接する2戸の住戸を取得した住民が、住戸間の戸境壁に開口を新設する躯体改造を住戸単位で実施する場合、他の区分所有者との合意形成を円滑に進めることを目的として、開口形成によって低下した構造的な性能を補強によって、一

定程度回復させることが考えられる。同研究では、戸境壁のせん断耐力を回復する補強方法として、鉄骨枠を用いた新設開口の補強方法を提案しており、開口を新設する戸境壁の枚数や、新設する開口の寸法や位置に制限を設けることで、構造安全性の確認を簡略化する手法を示している。詳細については、今後公表される予定の「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン（仮称）」を参照されたい。

## 9.3 解析モデルを用いた構造性能の検証

### 9.3.1 架構のモデル化

1. 建物全体をモデル化する際は、原則として非線形荷重増分解法とし、適切な部材モデルおよび架構モデルを用いる必要がある。
2. 耐力壁の1本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合は、耐力壁の重心位置で線材置換する。
3. 開口付き耐力壁をモデル化する際には、モデル化手法により解析結果が異なるため、留意する必要がある。
4. 連層耐震壁を耐力壁の1本柱置換モデルで平面解析する場合、隣接する直交部材による曲げ戻し効果を適切に考慮する。
5. 建築物各部の固定荷重は令第84条によるほか、当該改造部分の実況に応じて算定する。
6. 建築物の積載荷重は令第85条によるほか、改造後の建築物用途や平面計画の変更に応じて適切に設定する。
7. 損傷制御性に対する検討を行う際に用いる設計用地震力分布は、建設当時の地震力分布としてよい。

#### (1) 架構のモデル化

- ① 原則として壁梁、基礎梁、耐力壁並びにスラブ等の部材から構成され直交部材の効果を適切に考慮した平面架構を連成した擬似立体モデルによる。
- ② 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。戸境耐力壁に新たに開口を設置した場合は部材断面の重心が部材芯と大きく異なる場合があるため線材置換し、モデル化された部材は各部材重心に配置する。
- ③ 戸境耐力壁に新たに開口を設置し、開口上部を壁梁部材としてモデル化する場合、この新たに設置された壁梁部材により左右の耐力壁に生じる変動軸力を考慮することが望ましい。
- ④ 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ⑤ 危険断面位置は剛域端とする。
- ⑥ 各階は剛床と仮定する。
- ⑦ 建築物に加える水平荷重の分布は「9.5.2.2 地震力の算定」に基づき算出した  $A_i$  分布による荷重分布を用いることとする。

#### (2) 開口付き耐力壁のモデル化

図 9.3.1 のような開口付き耐力壁をモデル化する際には、耐力壁の取り扱いに留意する必要がある。図 9.3.1 の耐力壁を1本柱置換とする際に開口のある1枚の耐力壁とした場合(図 9.3.2)と、小さな3枚の耐力壁と2本の壁付き梁とした場合(図 9.3.3)では、部材の剛域長が大きく異なるために解析結果に差が生じるため実況に応じて適切にモデルの選択を行う必要がある。なお、図 9.3.2 のモデル化の際の剛域端を隣接する開口端部まで延長した場合(図 9.3.4)については、図

9.3.3 の剛域長と近づき，開口付きの1枚耐力壁とした場合と小さな3枚の耐力壁とした場合の解析結果の差は小さくなる（図 9.3.5）。

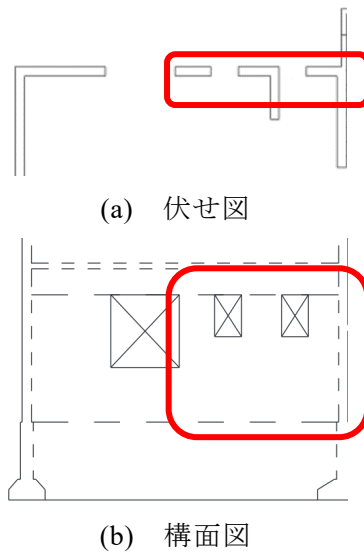


図 9.3.1 開口付き耐力壁部分

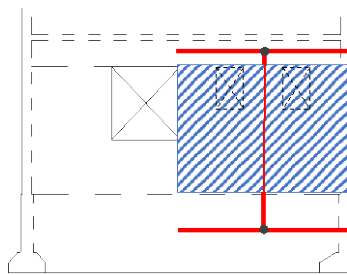


図 9.3.2 1枚の有開口壁とした場合のモデル図

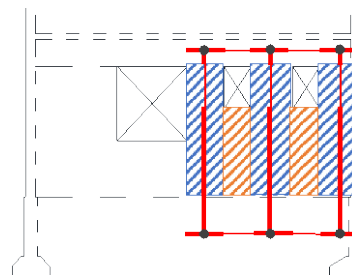


図 9.3.3 複数の小さい耐力壁と壁梁とした場合のモデル図

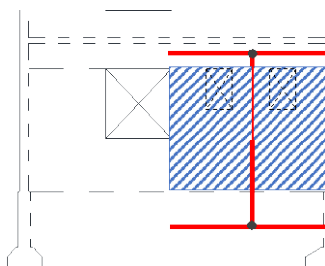


図 9.3.4 1枚の有開口壁とし剛域端を隣接する開口端にした場合のモデル図

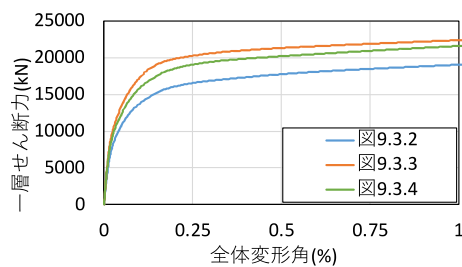


図 9.3.5 各モデル化手法を用いた際の荷重変形関係比較



### (3) 直交部材の曲げ戻し効果のモデル化

耐力壁の1本柱置換モデルを用いて平面解析をする場合、一般に開口の少ない張間方向については、直交壁の曲げ戻し効果を適切に評価する必要がある。

壁式RC規準<sup>9-2)</sup>に基づき耐力壁の1本柱置換モデル化をする場合、耐力壁長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部に曲げ・せん断・軸ばねを有した線材からなる部材として解析を行うことになるが、張間方向の解析を行う場合は、以下の項目を満たす柱を各構面の両端に設定する。

①梁とピン接合とする。

②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する。

③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。

④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。

⑤引張終局耐力は対象部材引張側に隣接する壁付き梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力 (2)せん断終局耐力 (3)隣接する壁の軸強度 の最小値とする。

⑥対象部材引張側に隣接する直交方向壁梁が対象の耐力壁両側にある場合は、両側の壁梁からせん断力を算定し合算する。

### (4) 建築物各部の固定荷重

改造住棟の固定荷重の算定に際しては令第84条によるほか、実況に応じて算定することを原則とする。すなわち、改造後のプランや利用用途に応じて固定荷重や仕上荷重を適切に設定することとする。なお、これまでの修繕履歴において、屋根の外断熱改修などを行っている場合は固定荷重や仕上げ荷重が増加していることが多いので注意する。

### (5) 建築物各部の積載荷重

躯体改造後の積載荷重についても令第85条によるほか、上記1.に準じて実況に応じて適切に設定する。

### (6) 設計用地震力分布

損傷制御性に関する設計用の地震力については、建設当時のものを採用することにする。すなわち、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で $k \geq 0.2$ としてよい。

### 9.3.2 部材のモデル化

#### (1) 復元力特性

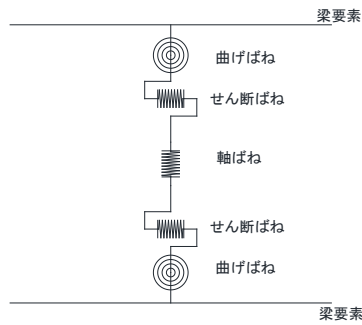
壁梁部材を1本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね，せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は1本柱置換によりモデル化する。この時，耐力壁の長さを剛域とする梁を有し，耐力壁の中心部分上下端に曲げばね，中央部に軸ばね，およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。(図 9.3.6 参照)

曲げばねおよびせん断ばねは，ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし，軸ばねは，圧縮側は弾性とし，引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。(図 9.3.7 参照)

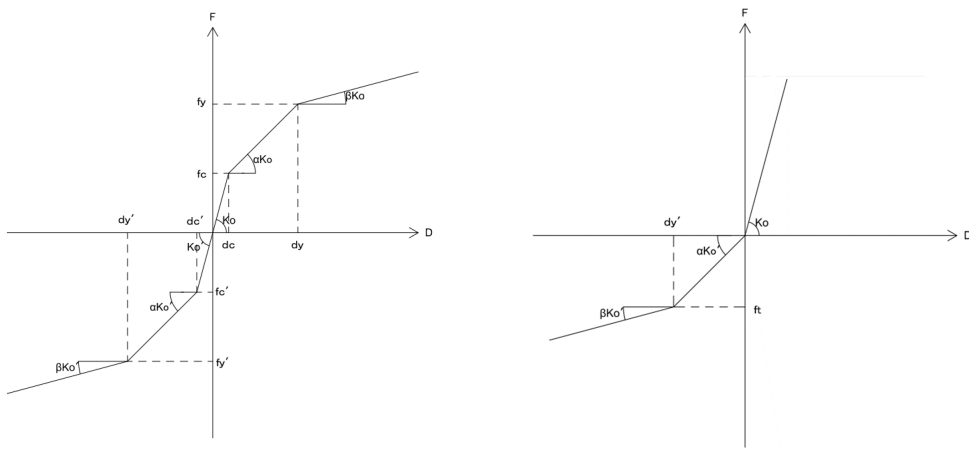


(a) 壁梁のモデル化



(b) 耐力壁のモデル化(1本柱置換モデル)

図 9.3.6 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図 9.3.7 ばねモデルの骨格曲線

(2) 部材の強度等

1) 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

- ・初期剛性
- ・曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 0.5(\text{隣接する開口あり}) \text{ の場合} \quad (9.3.9)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 1.0(\text{隣接する開口なし}) \text{ の場合} \quad (9.3.10)$$

$L$  : 部材長さ(mm)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left( \frac{\gamma}{24} \right) \left( \frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9.3.11)$$

$\gamma$  : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

$I_e$  : 等価断面 2 次モーメント(mm<sup>4</sup>)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (9.3.12)$$

$I_o$  : 無筋の断面 2 次モーメント(=  $\frac{bD^3}{12}$ )(mm<sup>4</sup>)

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)であと施工アンカーの断面積を含む。

$a_c$  : 圧縮筋の断面積(mm<sup>2</sup>)であと施工アンカーの断面積を含む。

$y_s$  : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

$F_c$  : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比(=  $\frac{sE}{E_c}$ )

断面 2 次モーメントを算定する際の直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$b_a = \min \left( 0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (9.3.13)$$

$b_a$  : 直交壁の協力幅(mm)

$l$  : 耐力壁と梁からなる耐力壁では階高, 独立耐力壁では階高の 2 倍(mm)

$a$  : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

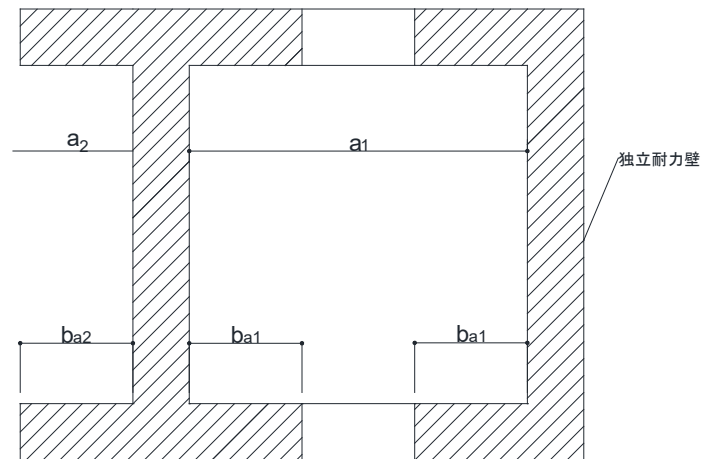


図 9.3.8 直交壁の協力壁

・せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.14)$$

$L$  : クリアスパン(mm)

$G$  : せん断弾性係数( $= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ )(N/mm<sup>2</sup>)

$A$  : 部材断面積(mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比で,  $\nu = 0.2$ とする。

$\kappa$  : せん断形状係数で壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>では 1.2 とするが部材形状が複雑な場合, 下記の算定方法において算定を行う。

- ・せん断形状係数 $\kappa$

せん断形状係数 $\kappa$ は下式により算定する。

- ・両側直交壁付き耐力壁の場合

耐震性能評価指針<sup>9-7)</sup>p.196の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (9.3.15)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left( \frac{8}{15}\alpha\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right) \quad (9.3.16)$$

$$u : \frac{l_w}{l_w + \Sigma D}$$

$$v : \frac{t_w}{b}$$

$$\alpha : \frac{b}{t_w}$$

$$\beta : \frac{D}{l_w}$$

$t_w$  : 耐力壁の壁厚(mm)

$l_w$  : 壁板の内法長さ(mm)

$D, b$  : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)( $\Sigma D$ は耐力壁に取り付くすべての直交壁の幅の合計)

・片側直交壁付き耐力壁の場合

腰壁, たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究<sup>9-8)</sup>の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(e_1+\frac{1}{2}\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (9.3.17)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(\frac{1}{2}+\beta-e_1\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (9.3.18)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left( \frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (9.3.19)$$

$\alpha$  :  $t/B$

$\beta$  :  $l_w/D$

$t$  : 耐力壁の壁厚(mm)

$l_w$  : 壁板の内法長さ(mm)

$D, B$  : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

$e_1$  :  $\frac{e}{D} = \frac{\alpha\beta(1+\beta)}{2(1+\alpha\beta)}$

$e$  : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

$y_1$  :  $\frac{1}{2} - e_1$

$y_2$  :  $\frac{1}{2} + \beta - e_1$

$y_3$  :  $-\left(\frac{1}{2} + e_1\right)$

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 $\kappa$ の算定結果と $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\nu$ ,  $u$ の係数の関係を図 9.3.9, 9.3.10 に示す。

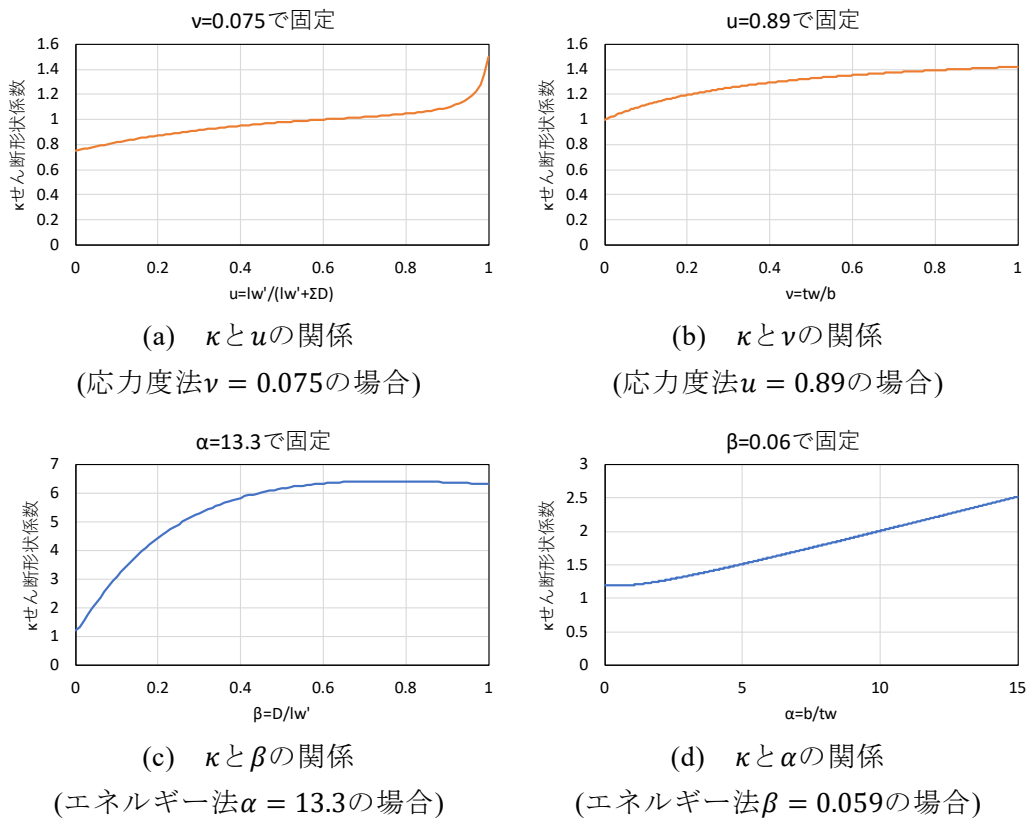


図 9.3.9 せん断形状係数 $\kappa$ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

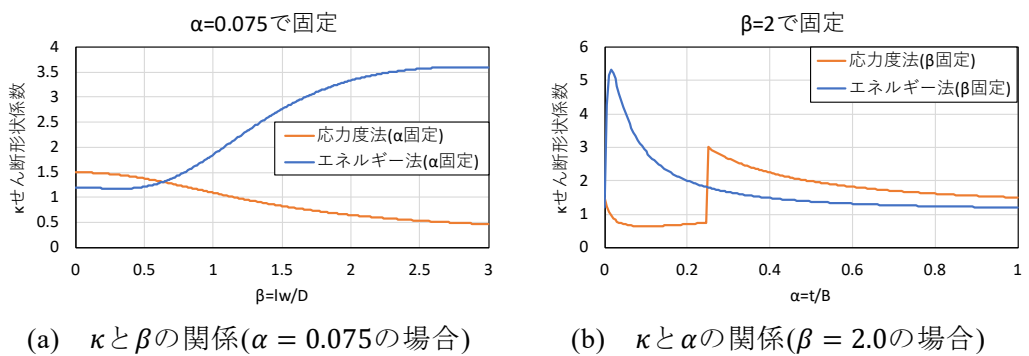


図 9.3.10 せん断形状係数 $\kappa$  (片側直交壁付き耐力壁の場合)



- ・ 軸剛性
- ・ 軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.20)$$

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$a_g$  : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)

$L$  : 部材長さ(mm)

- ・ 軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.21)$$

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$A_e$  : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による。

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (9.3.22)$$

$A_0$  : 断面積(mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

$a_t$  : 引張側主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)であと施工アンカーを含む。

$a_c$  : 圧縮側主筋全断面積(mm<sup>2</sup>)であと施工アンカーを含む。

$L$  : クリアスパン(mm)

- ・ ひび割れ強度
  - ・ 曲げひび割れ強度
- 曲げひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.23)$$

$Z_e$  : 耐力壁の等価断面係数(mm<sup>3</sup>)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(9.4.13)によるものとする。

$\sigma_t$  : 既存コンクリートの曲げ引張強度(=  $0.56\sqrt{\sigma_B}$ )(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

- ・ せん断ひび割れ強度
- せん断ひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr}tl/\kappa \quad (\text{N}) \quad (9.3.24)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.3.25)$$

$\sigma_t$  : 既存コンクリートの引張強度(=  $0.31\sqrt{\sigma_B}$ )(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_o$  : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$t$  : 耐力壁の壁厚(mm)

$l$  : 耐力壁の長さ(mm)

$\kappa$  : せん断形状係数で 1.5 とするが部材形状が複雑な場合、前述したせん断形状係数の算定方法に従って算定を行う。

- ・剛性低下率
  - ・曲げ剛性低下率
- 曲げ剛性低下率は既往の研究<sup>9-9)</sup>に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{E I_e \varepsilon_y} \quad (9.3.26)$$

$wM_y$  : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする。降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより既往の研究<sup>9-9)</sup>において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。

$C_n$  : 引張縁が開口補強端部の場合, 補強端部から3列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とし, 引張縁が直交壁側端部の場合, 直交壁側端部から2列目縦筋降伏時の弾性中立軸から当該縦筋までの距離(mm)とする。

$\varepsilon_y$  : 同上鉄筋の降伏ひずみ

$E$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$I_e$  : 耐力壁の等価断面2次モーメント(mm<sup>4</sup>)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする。協力幅は式(9.4.13)によるものとする。

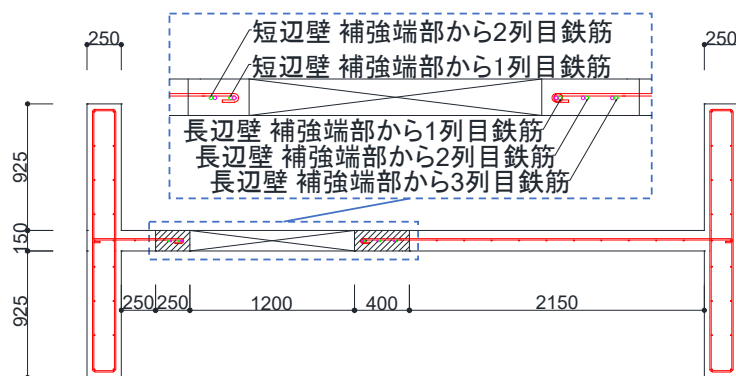


図 9.3.11 補強端部からの鉄筋列数

- ・せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (9.3.27)$$

$p_w$  : 壁横筋比

$\sigma_y$  : 壁横筋の降伏強度(kg/cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

- ・終局強度
- ・曲げ終局強度

韌性指針<sup>9-10)</sup>に記載された精算法に従って算定する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

曲げ終局モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下のA)~E)の条件をもとに、曲げ終局強度を算定する。

- 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \Sigma A_{st} \sigma_{st} (d - g) + \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} (g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.28)$$

$A_{st}$  : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

$\sigma_{st}$  : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

$A_{sc}$  : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

$\sigma_{sc}$  : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

$d$  : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

$g$  : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$x_n$ は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\Sigma A_{st} \sigma_{st} = \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.29)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av}$ と係数 $\beta_1$ を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は $x_n$ に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント $M$ は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1 x_n/2)\sigma_{av}bx_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.30)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 $\beta_1$ を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 $\beta_1$ として下記の値が推奨されている。

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

軸力 $N$ が作用するので、せん断力及びモーメントの釣合条件に軸力の項を追加しなければならない。断面に作用する軸力とモーメントは、重心に作用するものとする。断面のつりあい条件式は次式で表される。

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx}b \, dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (9.3.31)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st}d - \sum A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx}b(x_n - x) \, dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.32)$$

$g$  : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

$d$  : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_u$ とすると、

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1 x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.33)$$

となり、抵抗モーメントは $M_u$ によって計算することができる。

終局時には、圧縮縁のコンクリートひずみ度が、0.003になるものと仮定して、その場合に算出される $M_u$ を壁の終局モーメントとする。

- ・せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書<sup>9-6)</sup>に従い下式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.34)$$

$t_e$  : 耐力壁のせん断強度に有効な範囲内の直交壁の断面積を加算した全断面積を、耐力壁の長さを1とした長方形断面に置き換えたときの等価厚さ(mm)とし、耐力壁の厚さの1.5倍以下とする。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

$j$  : 応力中心間距離(=  $7d/8$ )(mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比(=  $100a_t/t_e d$ )(%)

$a_t$  : 引張側の端部筋の断面積であるが、終局曲げモーメントに有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。(mm<sup>2</sup>)

$p_{wy}$  :  $t_e$ を厚さと考えた場合の横補強筋(=  $a_w/t_e s$ )

$a_w$  : 1組の横補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$s$  : 横補強筋の間隔(mm)

$\sigma_{wh}$  : 横補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_0$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度(=  $N/\Sigma A$ )(N/mm<sup>2</sup>)

$\frac{M}{Q \cdot l}$  : シアスパン比(1未満の場合は1とし、3を超える場合は3とする。)

- ・軸強度

- ・軸引張強度

$$N_{ut} = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (9.3.35)$$

$a_t$  : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

$\sigma_y$  : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

$a_w$  : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

$\sigma_{wy}$  : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

・ 軸圧縮強度

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \sum(a_t \cdot \sigma_y) + \sum(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (9.3.36)$$

$A$  : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$a_t$  : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

$\sigma_y$  : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

$a_w$  : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm<sup>2</sup>)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

$\sigma_{wy}$  : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm<sup>2</sup>)

2) 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

- ・初期剛性
- ・初期曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.37)$$

$L$  : 部材長さ(mm)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left( \frac{\gamma}{24} \right) \left( \frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (9.3.38)$$

$\gamma$  : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$F_c$  : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$I_e$  : 等価断面 2 次モーメント(mm<sup>4</sup>)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (9.3.39)$$

$I_o$  : 無筋の断面 2 次モーメント(mm<sup>4</sup>)

$a_t$  : 引張鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$a_c$  : 圧縮筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$y_s$  : 図心から鉄筋までの距離(mm)

$n$  : ヤング係数比(=  $\frac{E_s}{E_c}$ )

$E_s$  : 鉄筋のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

断面 2 次モーメントを算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとする。協力幅は下式によるものとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} b_a = \left( 0.5 - 0.6 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left( 0.5 - 0.3 \frac{a}{l} \right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \right. \quad (9.3.40)$$

$a$  :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{並列 T 形部材では材の側面までの距離} \\ \text{単独 T 形部材ではその片面フランジ幅の 2 倍の長さ} \end{array} \right.$

$l$  : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

$l_0$  : 単純梁のスパンの長さ(mm)



- ・初期せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (9.3.41)$$

$G$  : せん断弾圧性係数( $\text{N}/\text{mm}^2$ )で,  $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ とする。

$A$  : 壁梁のせん断剛性検討用断面積( $\text{mm}^2$ )で $A = b \cdot D$ とする。

$b$  : 壁梁等の幅( $\text{mm}$ )

$D$  : 壁梁等のせい( $\text{mm}$ )

$\nu$  : ポアソン比で,  $\nu=0.2$ とする。

$\kappa$  : せん断形状係数で, T型断面の場合は1.2, 長方形断面の場合は1.5とする。

- ・ひび割れ強度
  - ・曲げひび割れ強度
- 曲げひび割れ強度は壁式規準<sup>9.4)</sup>に従い下式により算定する。

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.42)$$

$Z_e$  : 壁梁の等価断面係数( $\text{mm}^3$ )で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし, 協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する。協力幅は式(9.3.4)によるものとする。

$\sigma_B$  : 既存コンクリートの圧縮強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

- ・せん断ひび割れ強度
- せん断ひび割れ強度は壁式規準<sup>9.4)</sup>に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (9.3.43)$$

$\tau_{scr}$  : 既存コンクリートのせん断ひび割れ強度( $= 0.31\sqrt{F_c}$ ) ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$F_c$  : 既存コンクリートの設計基準強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$b$  : 梁幅( $\text{mm}$ )

$D$  : 壁梁のせい( $\text{mm}$ )

$\kappa$  : 断面形状係数(長方形の場合1.5, T形の場合1.2)

- ・ 剛性低下率
  - ・ 曲げ剛性低下率
- 曲げ剛性低下率は技術規準解説書<sup>9-6)</sup>に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (9.3.44)$$

$n$  : ヤング係数比

$p_t$  : 引張鉄筋比(=  $\frac{a_t}{BD}$ )

$\frac{a}{D}$  : シアスパン比

$\eta$  : 軸力比(=  $\frac{N}{\sigma_B bD}$ )

$b$  : 梁幅(mm)

$d$  : 有効せい(mm)

$D$  : 部材せい(mm)

$B$  : 有効幅で両側スラブ付きの場合  $B = b + 2b_a$ , 片側スラブ付きの場合  $B = b + b_a$  で  $b_a$  は式(9.3.40)による。

スラブが圧縮となる下端引張時には、RC規準<sup>9-11)</sup>に従い、スラブ協力幅を考慮した有効幅  $B$  と梁せい  $D$  とからなる仮想の長方形梁を想定し式(9.3.44)より算定して良い。スラブ協力幅は式(9.3.40)によるものとする。

(b)スラブが引張側の場合

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (9.3.45)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (9.3.46)$$

$a_s$  : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_t$  : 引張主筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$I_0$  : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$I_t$  : T形梁の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$n$  : ヤング係数比(=  $\frac{sE}{E_c}$ )

$\frac{a}{D}$  : シアスパン比

$\eta$  : 軸力比(=  $\frac{N}{\sigma_B bD}$ )

$b$  : 梁幅(mm)

$d$  : 有効せい(mm)

$D$  : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 $b$ 、梁せい $D$ とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(9.3.40)による。

・せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は動的耐震設計法<sup>9-12)</sup>p.166 に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (9.3.47)$$

$Q_{su}$  : せん断終局強度(kN)

$Q_c$  : せん断ひび割れ耐力(kN)

$\gamma_u$  : 終局せん断耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_u = 10\gamma_c$

$\gamma_c$  : せん断ひび割れ耐力時のせん断変形角(rad)で、 $\gamma_c = \frac{Q_c}{GA}$

$G$  : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$  : ポアソン比で、 $\nu = 0.2$ とする。

$A$  : 部材断面積(mm<sup>2</sup>)

- ・ 終局強度
- ・ 曲げ終局強度

韌性指針<sup>9-10)</sup>に記載された精算法に従って曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、たしあわせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究<sup>9-9)</sup>において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図9.3.12中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図9.3.12中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

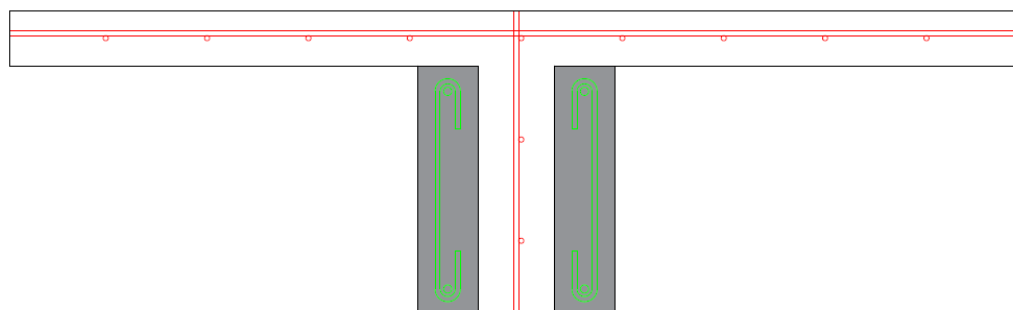


図 9.3.12 分割方法

- 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。
- 曲げ終局強度の計算に際し、断面の引張側については、コンクリートは応力度を負担しないものとする。

(a)既存部壁梁の曲げ終局強度 $M_{u1}$

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.48)$$

$A_{st1}$ : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積( $\text{mm}^2$ )で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

$\sigma_{st1}$ : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

$A_{sc1}$ : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積( $\text{mm}^2$ )で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

$\sigma_{sc1}$ : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

$d_1$ : 既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

$d_{c1}$ : 既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

$g_1$ : 既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

$x_{n1}$ : 既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$x_{n1}$ は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.49)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av1}$ と係数 $\beta_1$ を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は $x_{n1}$ に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント $M$ は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.50)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 $\beta_1$ を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 $\beta_1$ として下記の値が推奨されている。

$\sigma_{B1}$  : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & (\sigma_B \leq 280 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.85 - 0.05(\sigma_B - 280)/70 & (280 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560 \text{kgf/cm}^2) \\ \beta_1 &= 0.65 & (\sigma_B > 560 \text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (9.3.51)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u1}$ とすると上式は、

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.52)$$

となり抵抗モーメントは $M_{u1}$ によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される $M_{u1}$ を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

(b)補強部壁梁の曲げ終局強度 $M_{u2}$

曲げを受ける部材断面の抵抗モーメントは、以上の仮定に基づいて以下のように算定する。断面力による抵抗モーメントは、重心軸まわりのモーメントで表すと次式となる。

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.53)$$

$A_{st2}$  : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{st2}$  : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{sc2}$  : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sc2}$  : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$d_2$  : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

$d_{c2}$  : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

$g_2$  : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

$x_{n2}$  : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

$x_{n2}$ は断面力の釣り合い条件から次式によって決定される。右辺第2項はコンクリートの圧縮合力である。

$$\sum A_{st2} \sigma_{st2} = \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (9.3.54)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 $\beta_1$ を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は $x_{n2}$ に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント $M$ は、重心軸を基準にとると次式となる。

$\sigma_{B2}$  : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$M = \Sigma A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \Sigma A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \beta_1 (g_2 - \beta_1 x_{n2} / 2) \sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.55)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \Sigma A_{st2} \sigma_{st2} d_2 - \Sigma A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (x_{n2} - x) dx \quad (9.3.56)$$

コンクリートの圧縮応力度を等価長方形応力度分布に置換し、 $M = M_{u2}$ とすると上式は、

$$M_{u2} = A_{st2} \sigma_{st2} d_2 + A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} + \sigma_{av2} b (\beta_1 x_{n2})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.57)$$

となり抵抗モーメントは $M_{u2}$ によって計算することが出来る。終局時には圧縮縁のコンクリートひずみ度が0.003になるものと仮定し、その場合に算出される $M_{u2}$ を既存部壁梁の曲げモーメントとする。

補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁の曲げ終局強度 $M_{u1}$ と補強部壁梁の曲げ終局強度 $M_{u2}$ をそれぞれ算定し、たしあわせることで下式により算定する。

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.3.58)$$

・せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書<sup>9-6)</sup>に従い下式により算定する。

(a)スラブが圧縮側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅  $b_e$  を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$  を上限とする。さらに、 $p_w$  および  $p_t$  の代わりに  $b_e$  を用いて算出した  $p_{we}$  (ただし  $p_{we} \leq 1\%$ ) および  $p_{te}$  を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は考慮しない。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.59)$$

$b_e$  : 等価長方形幅(mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比  $\left( = \frac{a_t}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

$p_{we}$  : 等価せん断補強筋比(小数を用いる)  $\left( = \frac{a_w}{b_e s} \right)$

$d$  : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

$\frac{M}{Qd}$  : シアスパン比(ただし  $\frac{M}{Qd} < 1$  のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$  のとき 3 とする。)

$j$  : 応力中心間距離  $\left( = \frac{7}{8} d \right)$  (mm)

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)



(b)スラブが引張側の場合

大野荒川 mean 式に対して、スラブ片側につき 1m の範囲を考慮した T 形断面をこれと断面積及びせいの等しい長方形断面としたスラブ幅 $b_e$ を用いるが、 $b_e \leq 1.2b$ を上限とする。さらに、 $p_w$ および $p_t$ の代わりに $b_e$ を用いて算出した $p_{we}$ (ただし $p_{we} \leq 1\%$ )および $p_{te}$ を用いる。この時、スラブ内の鉄筋は 1m 幅のスラブの範囲内を考慮することとする。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (9.3.60)$$

$b_e$  : 等価長方形幅(mm)

$p_{te}$  : 等価引張鉄筋比 $\left( = \frac{a_t + a_s}{b_e d} \cdot 100 \right) (\%)$

$p_{we}$  : 等価せん断補強筋比(小数を用いる) $\left( = \frac{a_w}{b_e s} \right)$

$d$  : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

$\frac{M}{Qd}$  : シアスパン比(ただし $\frac{M}{Qd} < 1$ のとき 1 とし、 $\frac{M}{Qd} > 3$ のとき 3 とする。)

$j$  : 応力中心間距離 $\left( = \frac{7}{8}d \right)$ (mm)

$\sigma_{wy}$  : せん断補強筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

## 9.4 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)

## 9.4.1 使用材料および許容応力度

1. 躯体改造部分に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、その設計基準強度は既存躯体の設計基準強度以上かつ  $21\text{N/mm}^2$  以上とする。
2. 躯体改造部分に使用する鉄筋は、JISG3112:2020 に定める SD295, SD345 の規格品としその呼び名は原則として D22 以下とする。
3. 通しボルトは JISB1180 に定める六角ボルト(SS400)とする。
4. 既存躯体のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、建設当時の数値を使用する。
5. 使用するあと施工アンカーは平成 13 年国土交通省告示 1024 号で規定されている接着系あと施工アンカー（注入方式カートリッジ型）に限る。

## 1. 躯体改造部に新たに使用するコンクリートの種別と設計基準強度

躯体改造に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、既存躯体コンクリートの設計基準強度かつ  $F_c=21\text{N/mm}^2$  以上とする。躯体改造部は壁式鉄筋コンクリート造であることから、部材寸法が小さく施工が難しい場合が多いので、施工性を高めるために高流動コンクリートとする。

## 2. 躯体改造部分に使用する鉄筋の種別・径

使用する鉄筋は SD295, SD345, SD390 とする。鉄筋径は上部構造では壁式 RC 造であることから D22 程度までとする。なお、基礎梁については耐力壁の厚さより幅が大きいことを考慮し D25 以下としてもよい。

## 3. 躯体改造部分に使用する通しボルトの種別

梁せい低減梁の耐力壁・壁梁接合部に設置する接合筋に通しボルトを使用する場合、通しボルトには SS400 を用いる。他の定着方法とする場合は別途検討を行う。

## 4. 既存部分の材料の強度

許容応力度計算におけるコンクリートや鉄筋の許容応力度は年代に従い変遷しているため、既存躯体部分については建設当時の設計基準強度  $F_c$  や鉄筋の許容応力度を用い、改造部分では現行の許容応力度を用いてよいものとする。これらは、耐震診断で使用する鉄筋の材料強度やコンクリート採用強度とは異なることに注意する。

## 5. あと施工アンカーの強度

計算における許容応力度および材料強度は接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン<sup>9-3)</sup>より以下の表による。

表 9.4.1 安全率を $F_{safe} = 1.5$ とした場合の  
あと施工アンカー単体の許容応力度および材料強度

種類 断面の位置	長期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )		短期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm <sup>2</sup> )		材料強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
	引張 $f_t$	せん断 $f_s$	引張 $f_t$	せん断 $f_s$	引張 $f_t$	せん断 $f_s$	
アンカー筋 の断面	$\frac{\sigma_y}{1.5}$	$\frac{\sigma_y}{1.5\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{4.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ $\leq 900$ <sup>1)</sup>	$\sigma_y$	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{2.25}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ $\leq 900$ <sup>1)</sup>	$\sigma_y$	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{1.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ $\leq 900$ <sup>1)</sup>	
コーン状破壊 を生じるコンク リートの断面	$\frac{0.23\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{1.5}$	—	
付着破 壊を生じ るコンク リートの 断面	A 類 <sup>2)</sup>	$\frac{15\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{15\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{15\sqrt{F}}{1.5}$	—
	B 類 <sup>2)</sup>	$\frac{10\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{10\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{10\sqrt{F}}{1.5}$	—

〔記号〕  $\sigma_y$  :アンカー筋の規格降伏点(N/mm<sup>2</sup>)

$F$  :アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  :アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの静弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)

〔注〕 1): 500 未満の場合は適用外とし, 900 超の場合は 900 とする.

2): A 類は, 基準付着強度を 15 N/mm<sup>2</sup> で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

B 類は, 基準付着強度を 10 N/mm<sup>2</sup> で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

## 9.4.2 応力および変形解析

1. 建築物全体の応力および変形解析は、原則として部材の剛性を適切にモデル化した曲げ・せん断・剛域を考慮したフレーム解析（9.3.1 参照）とする。ただし、開口部横の耐力壁の長さが 450mm 以上かつ  $l/h_0 \geq 0.3$  ( $l$ : 耐力壁の長さ,  $h_0$ : 同一の実長を有する部分の高さ)となる耐力壁で構成されている場合の水平荷重時応力の算定は、平均せん断応力度法によってよい。
2. フレーム解析の場合、せい低減壁梁の剛性は適切に評価する。
3. 長期荷重に対する応力解析は、実情に応じて略算によることができる。また、小梁を支持していない内法長さ 2000mm 以下の開口上部の壁梁の鉛直荷重による応力は無視することができる。
4. 開口設置スラブの応力変形解析は、下記(1)および(2)による。  
 (1)有限要素法や格子梁解析等の精算法により解析することを原則とするが、通常はその形状および周辺支持条件を考慮し 3 辺固定スラブあるいは片持ちスラブ等として応力と変形を算出してもよい。  
 (2)片持ちスラブとみなせるスラブについては、常時荷重の 1.6 倍の長期応力に対して設計を行うものとする。

## 1. 建築物全体の応力および変形解析

改造建築物が壁式 RC 造として次の要件を満たしている場合、即ち壁長さが 450mm 以上で、かつせん断変形が卓越する  $l/h_0 \geq 0.3$ となる耐力壁より構成され、かつ規定壁量を確保していること、および改造後の壁梁や基礎梁の剛性が改造前の壁梁や基礎梁の剛性とほぼ同等である場合には、平均せん断応力度法によって水平荷重時応力を算定しても良いこととした。

なお、壁梁の許容耐力が不足する場合は、その応力を順次耐力壁に曲げ戻して最上階の壁梁または最下階の基礎梁で処理して良いものとする。

## 2. せい低減壁梁の剛性評価

フレーム解析の場合、改造されたせい低減壁梁は、既存部分とコンクリート強度も鉄筋強度も異なる新設梁との合成梁となるので、その剛性は等価剛性として扱う必要がある。特に、耐力壁の両側に既存梁とせい低減壁梁が取り付く場合は、それぞれの梁から曲げ戻される曲げモーメントが原設計とは大幅に異なることも想定されるので注意が必要である。

## 3. 壁梁の長期設計

長期荷重時の応力の算定は、改造後の実況に合わせて行うものとする。せい低減壁梁の長期応力の算定に際しては、端部は固定として扱ってよいものとする。また、連層耐力壁に幅 2000mm 以下の出入り口開口を適切な離隔を確保し、上下方向に対して千鳥に設けた場合は、スラブの荷重は開口部左右の耐力壁に直接流れるものとして壁梁の鉛直荷重による応力は無視してもよいこととする。ただし、新設開口が各階同一位置に連続するような場合は壁梁応力を適切に算定するものとする。

#### 4. 床スラブ開口に伴う検討

壁式鉄筋コンクリート造の場合床スラブの端部の固定度は高くないので、床開口を設けた残存スラブの応力や変形は、その形状に合わせて FEM 解析や格子梁解析などの精算法にて解析するのが望ましい。

略算法にて片持ちスラブあるいは3辺固定スラブとして応力やたわみを算定する場合は、十分余裕のある設計とする。また、片持ちスラブとみなせる部分については、上下動を考慮して常時荷重の1.33倍(=2.0/1.5)の長期応力に対して配筋を検討する。また、上下動に加えて常時におけるクリープ変形、施工精度などを考慮する場合には、「建築構造設計要領」(平成16年、都市再生機構)を参考に2割程度の余裕を見込んで1.6倍(=1.33×1.2)の長期応力に対して検討するとよい。なお、開口を設けた残存スラブの先端部分は剛性が弱いため振動障害を起こすことも考えられるので、必要に応じて振動性状の確認を行うか、小梁や支柱などを設けて振動性状の改善を図るものとする。

### 9.4.3 使用性・損傷制御性の確認

1. 使用性・機能性の確認は、下記(1)から(3)により行う。
  - (1) 構造耐力上主要な部分に生じる長期応力が部材の長期許容耐力以下であることを確認する。
  - (2) 必要に応じて躯体改造部の壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
  - (3) 戸境床については必要に応じて遮音性の確認を行う。
2. 損傷制御性の確認は、下記による。
  - (1) 稀に発生する中地震動時において、構造耐力上主要な部分の各断面に生じる応力が部材の短期許容耐力以下であること。
  - (2) 戸境耐力壁に開口を新設する上であと施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合、稀に発生する中地震動時において、この部材断面に生じる応力度があと施工アンカーの短期許容応力度以下であること。

#### 1. 使用性・機能性の確認

- (1) 躯体改造した建築物の構造耐力上主要な部分(耐力壁，梁(壁梁，基礎梁，小梁，片持ち梁の総称)，スラブ，ならびに基礎)は，長期間作用する荷重によって生じる応力に対して，長期許容耐力以下であることを確認する。
- (2) 躯体改造部においては必要に応じて，壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。躯体改造時にどのような水準まで建築物の性能を回復させるかは，ストック再生利用計画の全体方針に絡む問題であるので，プロジェクト毎に設定される目標に対して検討を行えばよい。従って，通常は，(1)の許容応力度の検討のみでよいものとする。
- (3) 改造住戸を居室として使用し上下住戸間で一定の遮音性能の確保が必要とされる場合は，遮音性の検討を行い，スラブの補強や床仕上げ工法の選定を行うものとする。

#### 2. 損傷制御性の確認

- (1) 建設当時の各階の地震層せん断力作用時に部材に生じる応力が，部材の短期許容耐力以下となっていることを確認する。
- (2) あと施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合，部材断面に生じる応力度が表 9.4.1 に示すあと施工アンカーの短期許容応力度以下となることを確認する。

## 9.5 安全性の確認

改造後の建築物の大地震動時の安全性の検証は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行う。耐震診断法の準拠規準は下記のいずれかによる。

- i) 「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法」(国土交通省監修)
- ii) 「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」(国土交通省監修)

なお、建築物を支持している地盤の地震時の安定性については、別途検討を行うこととする。

躯体改造後の建築物の安全性の確認は、耐震診断法あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととする。

### 9.5.1 耐震診断法

#### (1) 耐震診断の準拠規準等

現在、壁式鉄筋コンクリート造の耐震診断基準類としては、本文に記載の2つがある。i)は簡易診断法であり構造耐震指標 $I_s$ 値を算出することなく簡便に耐震診断を行うことができる。しかし、この診断法においては構造躯体が一定の耐震性に係わる要件を満たすことが条件とされており、例えば耐力壁の厚さが、3階建て以上の建築物の1,2階においては180mm以上との規定があり、URの壁式鉄筋コンクリート造の建築物の戸境耐力壁の厚さは一般に150mmであることから、本診断法の適用は難しい場合が多い。

したがって、ii)を用いて診断を行うことが一般的であるが、当該指針はもともと壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物を対象に策定されたものであり、在来工法の壁式RC造建築物に適用するに際してはやはり一定の条件が必要とされている。先ず、「建築物形状が整形であり、耐力壁が釣合いよく配置されていること」であり、上下階で耐力壁が連続していない場合や、建築物の平面形状が雁行するなどの整形でない建築物は適用できないとされている。次に、「診断法には1次診断と2次診断とがあるが、1次診断の場合はコア調査をせず設計基準強度をコンクリートの採用強度として用いて良いが、2次診断の場合はコンクリートコアを採取し圧縮強度を定めることを原則」としている。本指針は躯体改造を行うのが主目的であるので、コンクリートコア調査は必ず実施することとする。また、耐震診断の場合、 $I_s$ 値を算出するための外力分布による $E_0$ 指標の補正係数は、原則として地震層せん断力の高さ方向の分布を表わす係数 $A_i$ の逆数を用い、建設当時の各階の地震層せん断力係数を用いないことに留意する。

壁式RC造建築物はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建築物を支持している地盤や基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害が生じている事例があるので、地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については別途検討を行い、改修の適否の判定を行うことが必要である。なお、上記基準類に記載無き事項については、(財)日本建築防災協会発行の「2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」を準用するものとする。

## (2) 耐震診断における留意事項

i) 解説図 9.5.1 に示すように、連層耐力壁に階ごとに 2m 以上の離隔をとって開口を千鳥に設けた場合の各階の耐力壁の 1 次診断時の水平耐力は、当該階の開口を除いた水平耐力の和とし、下階の開口による低減は考慮しなくてよい。通常、壁式鉄筋コンクリート造は規定壁量を満たしていれば開口を設けても概ね  $I_s$  値が 0.8 を下回ることはなく一定の耐震性は確保されている。旧耐震基準による壁式 RC 造建築物は 1 住戸の間口が広く短辺(張り間)方向建築物長さの短い形式が多いので、特に張り間方向の戸境耐力壁に開口を設けた場合、壁量の余裕が少ないため 2 次診断法により耐力壁の終局強度を算定する必要性が生じる。上記指針の 2 次診断法においては、壁式 RC 造の耐力壁は柱としてではなく連層壁として耐力を算定することとして、下式のように独立連層耐力壁の曲げ降伏時のせん断力  $Q_{mu}$  には、壁梁の効果による強度上昇を加算する係数  $k_B$  および  $k_S$  が導入されている。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{y_0 \cdot H} + (k_B + k_S) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (9.5.1)$$

$M_u$  : 連層耐力壁に当該階の壁脚の終局曲げモーメント

$y_0$  : 反曲点高さ比で、2/3 とする

$H$  : 壁脚から建築物頂部までの高さ

$k_B$  : 壁梁の曲戻しによって耐力壁の保有水平耐力が増加する効果による係数

$k_S$  : 壁梁のせん断力による耐力壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する係数

$N_0$  : 耐力壁の負担軸力(N)

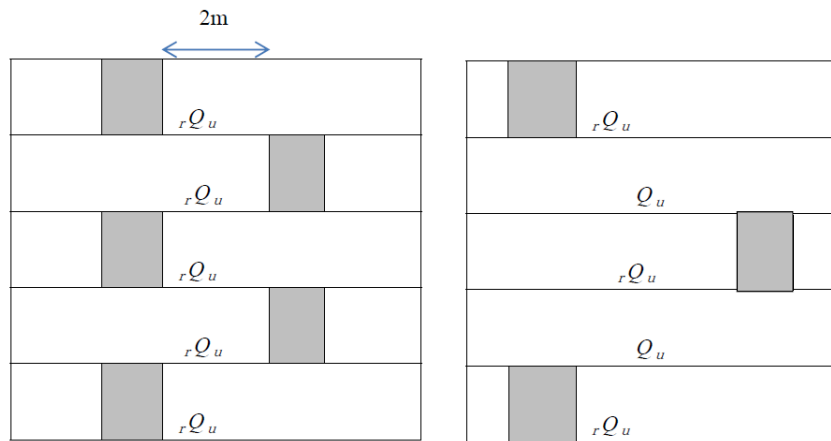
$N_e$  : 直交壁の負担軸力(N). 直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣り合う耐力壁がある場合がある場合には、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

$Z_0$  : 当該建築物の設計時の地震力に用いられた地震地域係数  $Z_0$

従って、梁せいを低減した場合は  $\alpha_b$ (腰壁効果)の値が減少する可能性があることに注意する。張り間方向の独立連層耐力壁の耐力は上記耐力式において  $k_B=0$  か  $k_S=0$  とすればよい。

なお、独立連層耐力壁の耐力は、仮想仕事法によっても算定しても良い。





[記号]  $rQ_u$  : 有開口耐力壁の水平耐力

$Q_u$  : 無開口耐力壁の水平耐力

図 9.5.1 開口を有する戸境連層耐力壁の開口部配置と水平耐力

## 9.5.2 保有水平耐力計算法

### 9.5.2.1 基本方針

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>に従い、各階各方向の保有水平耐力が式(9.5.2)に定める保有水平耐力以上であることを確認する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (9.5.2)$$

$Q_{un}$  : 各階各方向の必要保有水平耐力(N)

$D_s$  : 構造特性係数で 9.5.2.3 による。

$F_{es}$  : 各階の形状特性を表す係数

$Q_{ud}$  : 標準せん断力係数 $C_0 \geq 1.0$ の地震力によって各階に生じる水平力(N)で 9.5.2.1 による。

#### (1) 建築物の降伏形式

崩壊メカニズムは1階耐力壁脚部と各階壁梁端部に曲げ降伏ヒンジが生じる全体降伏機構となることが望ましいが、壁式 RC 造特有の短スパン壁梁や長さの小さい耐力壁並びに長さの特に大きい耐力壁の存在を考慮するとともに、より自由度の高い建築物を可能にするために次の①～⑤に該当する場合も許容する。

- ① 直上階に耐力壁が存在しない耐力壁頭部や引張側耐力壁の曲げ降伏
- ② 壁長の短い耐力壁の頭部および脚部の曲げ降伏
- ③ 壁長の長い耐力壁のせん断破壊
- ④ 壁長の長い耐力壁に接続する基礎梁の曲げ降伏
- ⑤ 短スパン壁梁のせん断破壊

せん断破壊する耐力壁が混在する場合には、建築物の保有水平耐力の算定は、耐力壁が最初にせん断破壊する時点で行う。

せん断補強筋比を上限値としてもせん断破壊するような短スパン壁梁の場合はせん断破壊を許容する。

#### (2) 構造特性係数

壁式 RC 造の構造特性係数 $D_s$ は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号に規定されている算出方法に基づくものとして 9.5.2.3 による。

#### (3) 剛性率および偏心率の算定

両方向の水平剛性が大きい壁式 RC 造建築物にあっては、ねじり剛性も必然的に大きくなり、ねじれ振動による変形が並進成分に対して特別に大きくなることはないと判断し、偏心率の制限は特に設けていない。また剛性率についても高い水平剛性により本構造ではほとんど問題とならないし、2階建については計算上剛性率が 0.6 を下回る場合があっても壁量、せん断応力度の規定により、耐力および剛性を必然的に十分確保できることから、特に制限を設けていない。

#### (4) 躯体改造後の部材について

躯体改造前の崩壊メカニズムが耐力壁や壁梁のせん断破壊等で決まっていた場合、躯体改造に伴い補強を行った部材の破壊が躯体改造前に崩壊メカニズムを決定していた部材の破壊より先行しないようにすることが望ましい。やむを得ず先行して破壊する場合はそれによって保有水平耐力が著しく低下しないことを確認しなければならない。

新設開口設置等の躯体改造において使用したあと施工アンカーの破壊形式としては、付着破壊やコンクリートのコーン破壊を避け、鉄筋の降伏となるように埋め込み長さを決定する。

## 9.5.2.2 地震力の算定

建築物の構造関係技術規準解説書<sup>9-6)</sup>に従い、大地震時の設計用地震力分布は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i \quad (9.5.3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (9.5.4)$$

$Q_i$  :  $i$  階の地震層せん断力

$C_i$  :  $i$  階の地震層せん断力係数

$\sum W_i$  :  $i$  階から最上階までの建築物重量(N)

$Z$  : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

$R_t$  : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

$C_o$  : 標準せん断力係数でここでは 1.0 とする。

$A_i$  : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (9.5.5)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j \quad (9.456)$$

$\sum_{j=i}^n W_j$  :  $i$  階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$  : 建築物の全重量

$T$  : 建築物の 1 次固有周期で  $T = h(0.02 + 0.01\alpha)$  とする。

$h$  : 建築物の高さ

$\alpha$  : 建築物の S 造部分の高さの全体高さに対する割合でここでは 0 とする。

9.4 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)において、設計用地震力分布は、旧耐震基準による建築物の場合、震度法に基づく各階震度で  $k \geq 0.2$  として許容応力度計算を行っていたことを考慮し、建設当時の地震力分布としてよいこととした。しかしながら保有水平耐力の確認に関しては旧耐震基準による建築物の場合、そもそも検討を行っていないことから本設計法に基づき新しく保有水平耐力の確認を行う場合においては地震力分布も現行の規準に従い  $A_i$  分布とする。ただし、設計当時の外力分布が  $A_i$  分布に基づく分布ではない場合においては、改造後の建築物の構造性能が十分に確保されている場合には設計当時のそれを用いることもできる。構造性能が十分に確保されていない例としては、中小地震時に構造部材が過大な損傷となったり、大地震時に設計で想定していない崩壊形や部材の終局状態となることなどが挙げられる。

### 9.5.2.3 構造特性係数の設定

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説<sup>9-2)</sup>に従い、構造特性係数 $D_s$ は、昭和55年建設省告示第1792号に規定されている算出方法に基づくものとして次による。

(1) 耐力壁の種別を、表9.5.1に従い、耐力壁の区分に応じて決める。

表 9.5.1 耐力壁の種別

耐力壁の区分		$\bar{\tau}_u/F_c$ の数値	耐力壁の種別
条件	破壊の形式		
	せん断破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力低下の恐れのある破壊を生じないこと	0.1以下	WA
		0.125以下	WB
		0.15以下	WC
WA, WB, WCのいずれにも該当しない場合		WD	

$\bar{\tau}_u$ ：メカニズム時に耐力壁に生じる平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)で次式による。

$$\bar{\tau}_u = Q_M / (r \cdot t \cdot l) \quad (9.5.7)$$

$$Q_M = Q_m + Q_L \quad (9.5.8)$$

$Q_M$ ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)

$Q_m$ ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)で、長期荷重時せん断力を除く数値

$Q_L$ ：長期荷重時における耐力壁のせん断力(N)

$r$ ：耐力壁の開口による低減率

$t$ ：耐力壁の厚さ(mm)

$l$ ：耐力壁の長さ(mm)

$F_c$ ：コンクリートの設計基準強度

(2) 耐力壁の部材群としての種別を表9.5.2に従い、当該階の部材の水平耐力の割合の数値に応じて定める。ただし、部材の種別がWDである耐力壁について当該部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合にあっては、部材群としての種別はDとする。

表 9.5.2 耐力壁の部材群としての種別

耐力壁の水平耐力の割合	部材群としての種別
$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	A
$\gamma_C < 0.5$ (部材群としての種別がAの場合を除く)	B
$\gamma_C \geq 0.5$	C

$\gamma_A$  : 種別 WA である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で除した数値

$\gamma_C$  : 種別 WC である耐力壁の水平耐力の和を種別 WD である耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で除した数値

(3) 各階の構造特性係数 $D_s$ は、当該階の耐力壁の部材群としての種別に応じ、表 9.5.3 に掲げる数値以上の数値とする。

表 9.5.3 各階の構造特性係数 $D_s$ の数値

耐力壁の部材群としての種別	$D_s$ の数値
A	0.45
B	0.5
C	0.55
D	0.55

#### (1) 各階各方向の構造特性係数の設定

壁式 RC 造建築物の各階各方向の構造特性係数 $D_s$ の設定は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号（最終改正平成 19 年国土交通省告示第 596 号）に基づき壁梁の種別に拘わらずメカニズムが形成された時の耐力壁の破壊形式と平均せん断応力度比ならびに各種別の耐力壁の水平耐力に占める割合が関係する。以下に、メカニズムの形成の判定に關係する項目について記述する。

#### (2) 部材の破壊形式

構造耐力上支障のある急激な耐力の低下の恐れのある破壊には、耐力壁のせん断破壊や鉛直荷重支持能力の喪失などがある。耐力壁が鉛直荷重支持能力を喪失した場合には、それに代わる鉛直荷重支持部材が近傍になれば局部破壊が生じると同時に、その上部の耐力壁が負担すべき水平力の支持能力も喪失され急激な耐力低下を招くことから、このような破壊を許容しない。

#### (3) WD の耐力壁が存在する場合

種別 WD の耐力壁が存在する場合は、その部材を取り除いて構成される建築物の架構に局部破壊が生じない場合は、残りの耐力壁の部材種別と水平耐力負担率より部材群としての種別判定を行う。WD 部材の耐力壁を取り除いた場合に局部破壊が生じる場合はその時点をもって建築物が急激な耐力低下を生じるものとして部材群としての種別を D とする。

#### (4) 構造特性係数 $D_s$ の数値

構造特性係数 $D_s$ の数値は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号第 4 第四号ロに規定されている壁式構造の数値としている。

##### 1) 壁梁がせん断破壊する場合の取り扱い

壁梁がせん断破壊し、落階等の局部破壊が生じる場合には耐力壁の部材群としての種別を D としその時点を崩壊メカニズムとする。

通常の長さの壁梁がせん断破壊する場合で、落階等の局部破壊が生じる恐れがない場合には、せん断破壊が生じて、残りの部材が終局強度に達するまでの変形性能を壁梁が有しているとして崩壊メカニズムを考える。

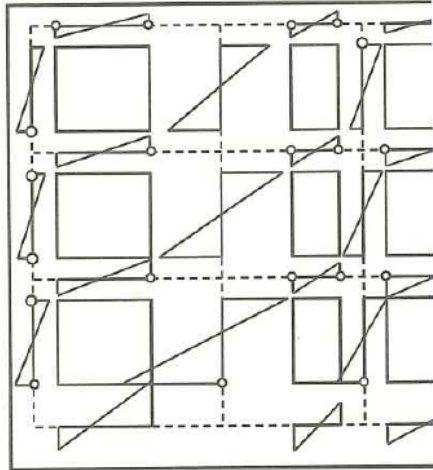
短スパン壁梁がせん断破壊する場合には、せん断破壊による耐力低下が変形角の小さい段階で生じると考えられることから、保有水平耐力の算定には当該短スパン壁梁の強度は無視する。ただし前述のように、壁梁のせん断破壊により落階等の局部破壊が生じる場合には、その時点をも崩壊メカニズムとする。耐力壁の部材種別の判定には、耐力壁に生じた最大せん断応力度を用いる。

## 2) 耐力壁の部材群としての種別を定める時の建築物の崩壊メカニズムの定め方

全体崩壊形のメカニズムが形成された場合(図 9.5.2 参照)の各耐力壁の種別はその時点の応力に基づいて表 9.5.1 から定めればよい。

メカニズムが形成される前に壁梁にせん断破壊が生じる場合は、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 9.5.3 参照)の応力により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお荷重の増分に際し、せん断破壊した壁梁の耐力は保持し続けるものとする。メカニズムが形成される前に耐力壁にせん断破壊が生じる場合には、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 9.5.4 参照)の各耐力壁の部材種別式と水平力負担比率により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお、荷重の増分に際し、せん断破壊した耐力壁の耐力は保持したままとする。

局部破壊を伴うせん断破壊が耐力壁や壁梁に生じる場合は、その時点をもメカニズムとし、耐力壁の部材群としての種別を D とする。



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

図 9.5.2 全体崩壊形のメカニズムの例

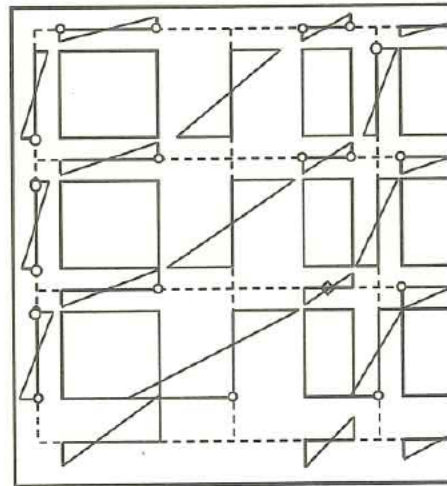
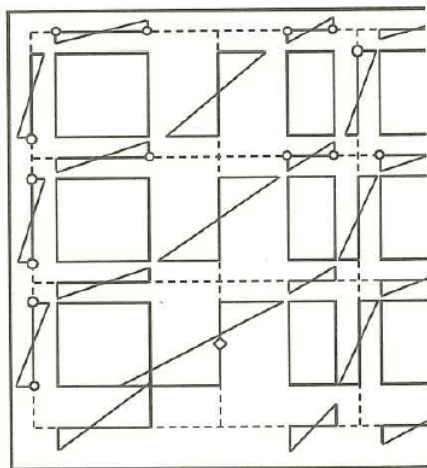
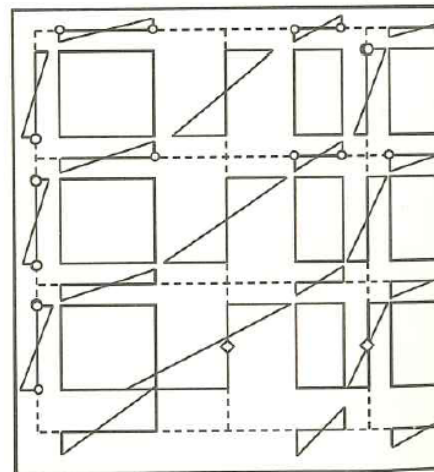


図 9.5.3 壁梁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

(a) 1階の壁長の長い耐力壁がせん断破壊する例



(b) 1階の壁長の長い耐力壁と壁長の短い耐力壁がせん断破壊する例

図 9.5.4 耐力壁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



## 9.6 基礎構造の検討

1. 改造後の建築物の基礎梁および基礎スラブは、原則として長期および短期の応力に対して検討を行い許容耐力以下であることを確認する。ただし、設計当時に許容応力度が確認されている場合においては、危険性増大の恐れがないことを確認する。
2. 直接基礎において長期および短期に生じる接地圧が、それぞれ地盤の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。
3. 長期および短期荷重時に杭に作用する軸方向力が、それぞれ杭の長期および短期許容支持力以下であることを確認する。

### 1. 基礎梁および基礎スラブの検討

改造後の建築物の基礎梁および基礎スラブに関しては、長期および短期の応力に対して許容応力度設計を行い許容耐力以下であることを確認する。特に、躯体改造に伴う下記のような部位は、原設計時とは応力状態が大きく変化する場合があるので、必ず検討を行う。

- (a)当初設計時に曲げ戻しを行って設計していた壁梁をせい低減壁梁に改造した場合の、基礎梁の曲げ補強筋およびせん断補強筋の検討
- (b)直接基礎で1階の壁に開口を設置した場合の基礎梁の地反力を考慮した設計用応力に対する検討(長期, 短期)
- (c)杭が1階耐力壁の開口位置と近接する場合、杭頭の曲げモーメントや軸反力が開口下の基礎梁に及ぼす影響についての検討

### 2. 直接基礎の接地圧の検討

改造後の建築物に関しては部分的に荷重が増加する場合もあるので、基礎スラブ直下の地盤に生じる接地圧が地盤の許容支持力度以下であることを確認する。

### 3. 杭支持力の検討

杭は、改造後も上部構造による軸方向力を地盤に安全に伝える必要があるため、長期および短期の支持力の確認を行う。なお、杭体の地震時水平力に対する検討は、建設当時は一般的になされておらず、また耐震診断においても規定が無いことから通常は行わない。

## 9.7 壁梁せい低減

### 9.7.1 梁せい低減方法

1. 本節は、壁梁の両側にスラブが接続する壁梁のせいを低減する場合に適用する。

2. 壁梁のせいを低減する方法は、工法 a ならば原則として下記の(1)から(5)、工法 b ならば原則として下記の(6)による。

#### 工法 a

(1) 要求する梁下寸法となるように、壁梁の下部および当該壁梁を支持する耐力壁・壁梁接合部内へ 100mm 程度入った位置までのコンクリートを斫り、下端部曲げ補強筋と斫り範囲に存在する中間部横筋を切断する。このとき、斫り位置近傍に新たに軸方向鉄筋を配置するとともに、縦筋を 90°に折り曲げフレアー溶接にて閉鎖形にする。また、壁梁近傍のスラブに支保工を設置する。

(2) 壁梁両側面に、新たに縦筋および端部曲げ補強筋ならびに中間部横筋を配置する。

なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横筋は、増打ちする耐力壁・壁梁接合部内に定着する定着筋より所要の定着長さ以上確保して定着する。また、壁梁両側面およびスラブ下面は、十分に面粗し処理を行う。

(3) 耐力壁・壁梁接合部に、増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。なお、増打ちする耐力壁・壁梁接合部にも、壁梁部分と同様の縦筋を配置する。

(4) 増打ち部のコンクリートの充填性確保のため、スラブに空気抜き孔（ $\Phi 50$  mm、間隔 500 mm 程度）を壁梁の両側に設ける。

(5) 型枠を設置後、充填性に優れた高流動コンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 $21 \text{ N/mm}^2$  以上かつ所要の数値以上とする。

#### 工法 b

(6) 補強筋としてあと施工アンカーを新設する際は、せん断補強筋を有した新設部を既存部の両側面に配置し、これらをあと通しボルトにて一体化させる。この時、当該箇所の破壊が降伏で決まるように部材断面を決定する。

## 9.8 戸境耐力壁への出入り口開口設置

### 9.8.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法

1. 本節は、短辺方向の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合に適用する。
2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(8)による。
  - (1) 既存耐力壁の横補強筋および縦補強筋（以下、縦筋、横筋という）は、末端を180°フックとする必要があることから、新たに設置する開口部を必要とする開口部より300mm程度大きめにコンクリートを研る。  
なお、出入り口開口部の上部が壁梁となる場合には、せいが450mm以上の壁梁を配置するものとする。
  - (2) 既存耐力壁の縦筋および横筋は、180°フックを設けるための所要の長さを残して切断する。
  - (3) 開口部周囲に所要の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を180°フックとするか、U字形鉄筋を用いてフレア溶接にて閉鎖形とする。
  - (4) 開口部周囲の縦筋および横筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。
  - (5) 中間階において、開口設置により切断する縦筋のうち定着が必要なものは床スラブに折曲げ定着させ所要のかぶり厚さを確保して無収縮モルタルにて復旧する。
  - (6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態があと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを設定する。
  - (7) 研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
  - (8) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm<sup>2</sup>以上かつ所要の数値以上とする。

(6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態が、あと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを決定する。

#### ① あと施工アンカーの終局時の耐力の算定

あと施工アンカーの終局時の部材断面の耐力は断面力の釣合いとひずみ度の適合条件を考慮して計算する。注意として、鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。

あと施工アンカーの引張負担力が終局耐力となる時の中立軸を式(9.8.1)のつり合い式が成立することを仮定し算出する。算出した中立軸を用いて式(9.8.2)よりあと施工アンカーの短期許容応力時に部材断面に生じる曲げ降伏モーメントを算出する。

なお曲げ降伏モーメントは平面保持を仮定した断面解析により算定する。このとき、コンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の A)~D)の条件をもとに、曲げ降伏モーメントを算定する。

- A) 断面内の各点における鉄筋とコンクリートのひずみ度は、中立軸からの距離に比例すると仮定する。(断面の平面保持の仮定)
- B) 耐力壁の曲げ強度の算定にあたっては、軸力を考慮する。
- C) 鉄筋の応力度とひずみ度との関係は、圧縮、引張とも降伏強度までは、弾性とする。この強度に相当するひずみ度を超える場合には、鉄筋の応力度は降伏強度に等しいものとする。
- D) コンクリートと応力度とひずみ度との関係には、その非線形性を適切に考慮する。

$$M_u = \Sigma A_{st} \sigma_{st} d - \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_c b x_n^2}{6} + Ng(N \cdot \text{mm}) \quad (9.8.1)$$

$A_{st}$  : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{st}$  : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d$  : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離( $\text{mm}$ )

$A_{sc}$  : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sc}$  : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む) ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$d_c$  : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離( $\text{mm}$ )

$\sigma_c$  : コンクリートの応力度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )で三角形分布を仮定した圧縮側コンクリート応力度

$b$  : 部材の幅( $\text{mm}$ )

$x_n$  : 圧縮縁から中立軸までの距離( $\text{mm}$ )

$N$  : 軸力( $\text{N}$ )

$g$  : 圧縮縁から重心軸までの距離( $\text{mm}$ )

② あと施工アンカーの終局引張耐力の算定

あと施工アンカーの短期許容引張耐力は国立研究開発法人建築研究所発行の建築研究資料「接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討」<sup>9-4)</sup>および「既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究」<sup>9-5)</sup>に基づき算定を行う。 $T_{mu}$ はアンカー筋の引張破壊、 $T_{cc}$ はコンクリートのコーン状破壊、 $T_{cb}$ はアンカー筋の付着破壊を想定する際の終局引張耐力である。また、上記算定値の最小値 $T_{mc}$ をアンカー筋が有する終局引張耐力とみなした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (9.8.2)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot sa_e \quad (9.8.3)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (9.8.4)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (9.8.5)$$

$m\sigma_u$  : アンカー筋引張強度(N/mm<sup>2</sup>) ( $m\sigma_u = 1.1\sigma_y$ )

$\sigma_y$  : アンカー筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$sa_e$  : アンカー筋断面積 (mm<sup>2</sup>)



$\sigma_B$  : コンクリート強度(N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm<sup>2</sup>)

$l_e$  : アンカー筋の有効埋込長さ(mm) で、先端が寸切りの場合は埋込み長さとする

$d_a$  : アンカー筋の公称径(mm)

$\tau_a$  : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm<sup>2</sup>)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$  または $\tau_a = 10 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

$A_c$  : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから45°に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2}$ の場合、式(9.4.6)によるものとし、 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2}$ の場合、式(9.4.7)によるものとする。

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p \quad (9.8.6)$$

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left( (l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left( \sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2}\right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad (9.8.7)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s} \quad (9.8.8)$$

$p$  : ピッチ合計(両端アンカーの中心距離)(mm)

$t_w$  : 下階梁幅(mm)

$t_s$  : スラブ厚さ(mm)

$n$  : アンカー筋の本数

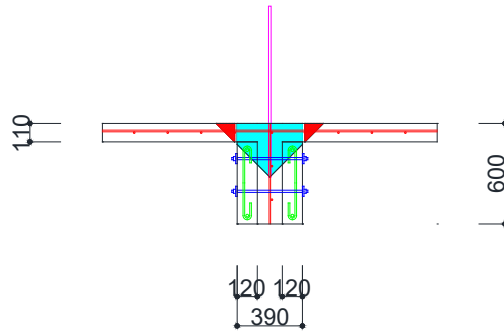


図 9.8.1 あと施工アンカー配筋図

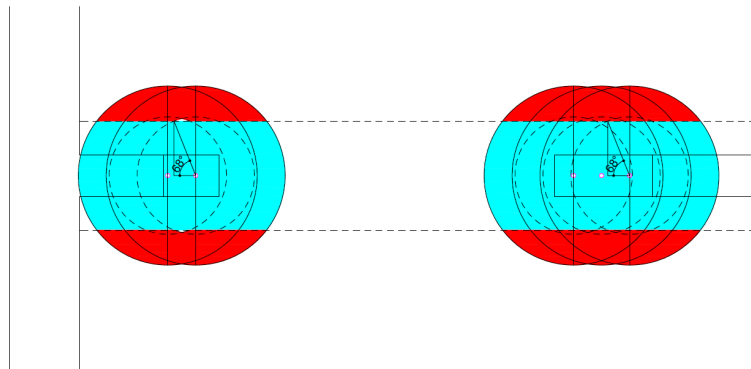


図 9.8.2 有効投影面積

## 参考文献

- 9-1) UR 壁式賃貸住宅躯体改造設計指針(案)・同解説(在来構造編)
- 9-2) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 9-3) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3.31
- 9-4) 国立研究開発法人建築研究所：接着系あと施工アンカーを用いた構造部材の構造性能評価方法に関する検討，建築研究資料 No.200，2020.07
- 9-5) 有木克良ほか：既存壁式構造物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究その1～その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.89-92，2020
- 9-6) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 9-7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 9-8) 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 9-9) 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 9-10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997
- 9-11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・解説，2010.2
- 9-12) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1982.12