

「東京における緊急輸送道路沿道建築物の耐震化を推進する条例」
に基づく耐震補強における

補強設計マニュアル

平成 25 年 11 月

一般社団法人 東京都建築士事務所協会

目次

1. 適用範囲	P.1
1.1 本マニュアルの目的	P.1
1.2 適用範囲	P.1
1.3 準拠基準	P.1
1.4 助成金の申請と補強設計	P.1
2. RC造、SRC造建物の補強設計	P.3
2.1 基本方針	P.3
2.2 補強設計の手順	P.3
2.2.1 補強設計の手順	P.3
2.2.2 診断結果の見直し	P.4
2.2.3 耐震性能上の弱点の把握	P.6
2.2.4 補強目標性能 (R _{ISO}) の設定	P.6
2.2.5 現地調査	P.6
2.2.6 補強工法の選定	P.6
2.2.7 必要補強耐力の算定	P.9
2.2.8 補強部材量の算定	P.10
2.2.9 補強部材の配置計画	P.10
2.2.10 補強効果の確認	P.13
2.3 補強設計	P.13
2.3.1 耐震スリット	P.13
2.3.2 下階壁抜け柱の補強	P.14
2.3.3 増設壁による補強	P.15
2.3.4 増打ち壁による補強	P.17
2.3.5 開口閉塞壁補強	P.18
2.3.6 袖壁の増設による補強	P.18
2.3.7 袖壁の増打ちによる補強	P.19
2.3.8 柱補強	P.20
2.3.9 梁補強	P.27
2.3.10 鉄骨ブレース補強	P.28
2.3.11 鋼板壁補強	P.32
2.3.12 鉄骨フレーム補強	P.33
2.3.13 バットレスによる補強	P.34
2.3.14 鉄骨ブレース架構の増設による補強	P.38
2.3.15 ラーメン架構の増設による補強	P.44
2.3.16 外付けブレースによる補強	P.47
2.3.17 外付けフレームによる補強	P.54
2.3.18 外付け壁による補強	P.58

3. S造建物の補強設計	P.60
3.1 基本方針	P.60
3.2 補強計画	P.60
3.2.1 補強計画の手順	P.60
3.2.2 診断結果の見直し	P.60
3.2.3 耐震性能上の弱点の把握	P.61
3.2.4 補強目標性能 (R _{ISO})	P.61
3.2.5 現地調査	P.61
3.2.6 補強工法の選定	P.61
3.2.7 必要補強耐力の算定	P.61
3.2.8 必要部材の配置計画	P.61
3.3 補強設計	P.63
3.3.1 ブレース架構の増設による補強	P.63
3.3.2 フレーム架構の増設による補強	P.63
3.3.3 ブレースの増設による補強	P.63
3.3.4 耐震柱間の増設による補強	P.65
3.3.5 方杖の新設による補強	P.66
3.3.6 柱の補強	P.67
3.3.7 大梁の補強	P.68
3.3.8 パネルの補強	P.69
3.3.9 ブレースの取換え	P.69
3.3.10 柱・梁接合部の補強	P.69
3.3.11 柱および梁継手の補強	P.71
3.3.12 ブレース接合部の補強	P.71
3.3.13 柱脚部の補強	P.72
3.3.14 補強効果の確認	P.73

1. 適用範囲

1.1 本マニュアルの目的

本マニュアルは、平成 23 年 3 月 18 日に公布された「東京における緊急輸送道路沿道建築物の耐震化を推進する条例（東京都条例第 36 号）」（以下、「緊急輸送道路沿道建物の耐震化条例」と言う。）に基づき実施される耐震補強設計が、補強に伴う建物の使用性の低下をできるだけ防止し、過大な補強とならないように適切に行われることを目指して作成するものである。

1.2 適用範囲

- ①本マニュアルは、「緊急輸送道路沿道建物の耐震化条例」に基づく耐震診断により、補強の必要性があると判断された建物のうち、高さ 45m 以下の鉄筋コンクリート造、鉄骨鉄筋コンクリート造、鉄骨造およびこれらの混構造建物に対して行う耐震補強設計に対して適用する。
- ②本マニュアルが対象とする補強設計は、補強された建物の耐震性能を構造耐震指標（Is）に評価する方法に限定する。

1.3 準拠基準

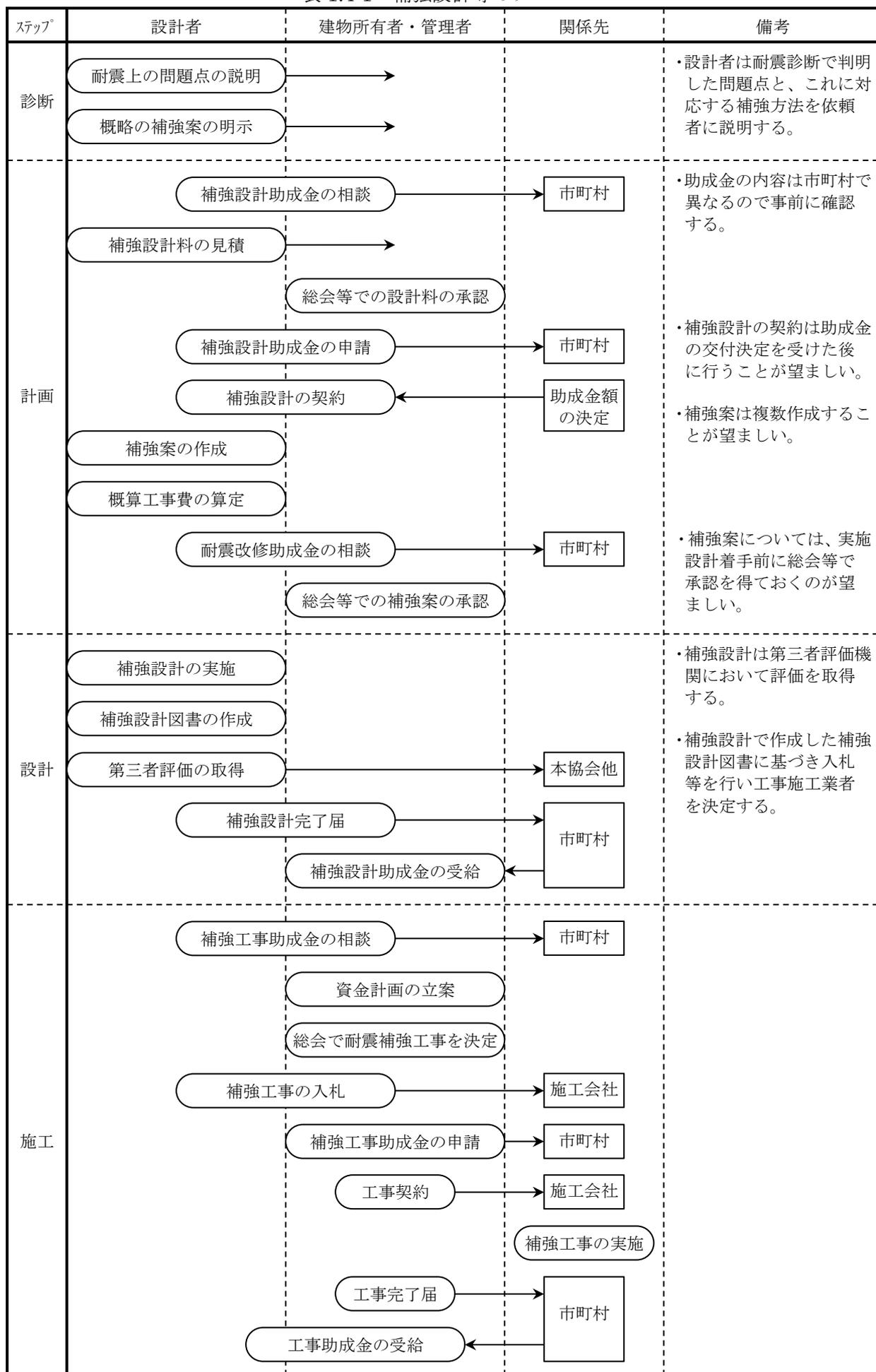
「緊急輸送道路沿道建物の耐震化条例」に基づく耐震補強設計は、本マニュアルを参考とする他、以下の基準などに原則として準拠するものとする。

- ①2001 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・改修設計指針・同解説、日本建築防災協会
- ②2009 年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説、日本建築防災協会
- ③2011 年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説、日本建築防災協会
- ④既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル、日本建築防災協会
- ⑤2012 年改訂版 「木造住宅の耐震診断と補強方法」、日本建築防災協会
- ⑥既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2012 年版、建築研究振興協会

1.4 助成金の申請と補強設計

「緊急輸送道路沿道建物の耐震化条例」に基づく耐震補強においては、補強設計および補強工事の助成金の交付を受けることができる。このため、補強設計にあたっては、助成金の交付条件などを依頼者とともに行政窓口で確認した上で、以下の表 1.4-1 に示す補強設計等のフローを参考に補強設計等を進める必要がある。なお、同フローは建物所有者・管理者の合意形成に十分な配慮が必要となる分譲の集合住宅の耐震補強を想定して作成している。

表 1.4-1 補強設計等のフロー



2. RC造、SRC造建物の補強設計

2.1 基本方針

- (1) 補強設計にあたっては建物の美観や機能に配慮し、補強に伴う建物の使用性の低下が最小限となるように配慮する。
- (2) 補強建物の性能は過大なものとせず、合理的な補強とする。
- (3) 信頼性の高い補強工法を採用し、確実な補強効果が得られる計画とする。
- (4) 低強度コンクリートの扱い
 - ① 診断採用強度 (σ_B) が 10N/mm^2 以上で 13.5N/mm^2 未満の場合、以下のすべての条件を満たせば評価を受付ける。
 - ・ 補強対象建物に有害なひび割れ、大たわみなどの構造障害が生じていないことを確認し、その旨を報告書に明記する。
 - ・ 診断採用強度 (σ_B) が 13.5N/mm^2 未満の階の構造耐震指標 (I_s) をせん断耐力の低減係数 (kr) などを用いて算定する。
 - ・ バランスの良い補強計画とし、余裕のある補強設計を行う。
 - ・ 外付け工法を採用する場合には、補強架構に作用する地震力を補強架構の柱で基礎まで伝達できる自立型の補強とする。
 - ② 診断採用強度 (σ_B) が 10N/mm^2 未満の場合
 - ・ コンクリート強度の追加調査を行うことが望ましい。
 - ・ 原則として、建替えることを推奨する。
 - ・ 耐震補強を行う場合は、本委員会での事前審査となるので、コンクリート強度試験結果、補強計画に対する考え方などの資料を事務局に提出する。
- (5) 構造図が無い建物の補強
 - ・ 診断時の部材断面調査が不十分な場合には、必要に応じて追加調査を行う。
 - ・ 通常は梁の断面調査を実施せずに第2次診断を行っているので、梁に地震力の大きな負担増を伴わない補強計画とする。

2.2 補強設計の手順

2.2.1 補強設計の手順

補強設計は図 2.2-1 に示す手順で行う。補強前建物の診断で判明した耐震性能上の弱点は必ず手直しする計画とする。また、建物の特性や補強上の制約条件を踏まえて、適切な補強工法を選定する。補強計画にあたっては、現状建物の耐震性能と補強目標性能から必要な補強耐力を計算で把握した上でバランスの良い補強部材の配置計画を行う。

補強設計した建物の性能は、通常は耐震診断と同様に第2次診断で確認する。ただし、特殊な補強方法や補強部材の補強効果の検討が重要と思われる場合には、1次設計により補強部材とその周辺部材の許容耐力を検討した後に第2次診断を行うか、第3次診断も実施して補強効果が得られることを確認する。補強後の第3次診断にあたっては、建物の耐力分布が良好な状態に改善されていれば、荷重増分解析を用いて性能を算出しても良い。

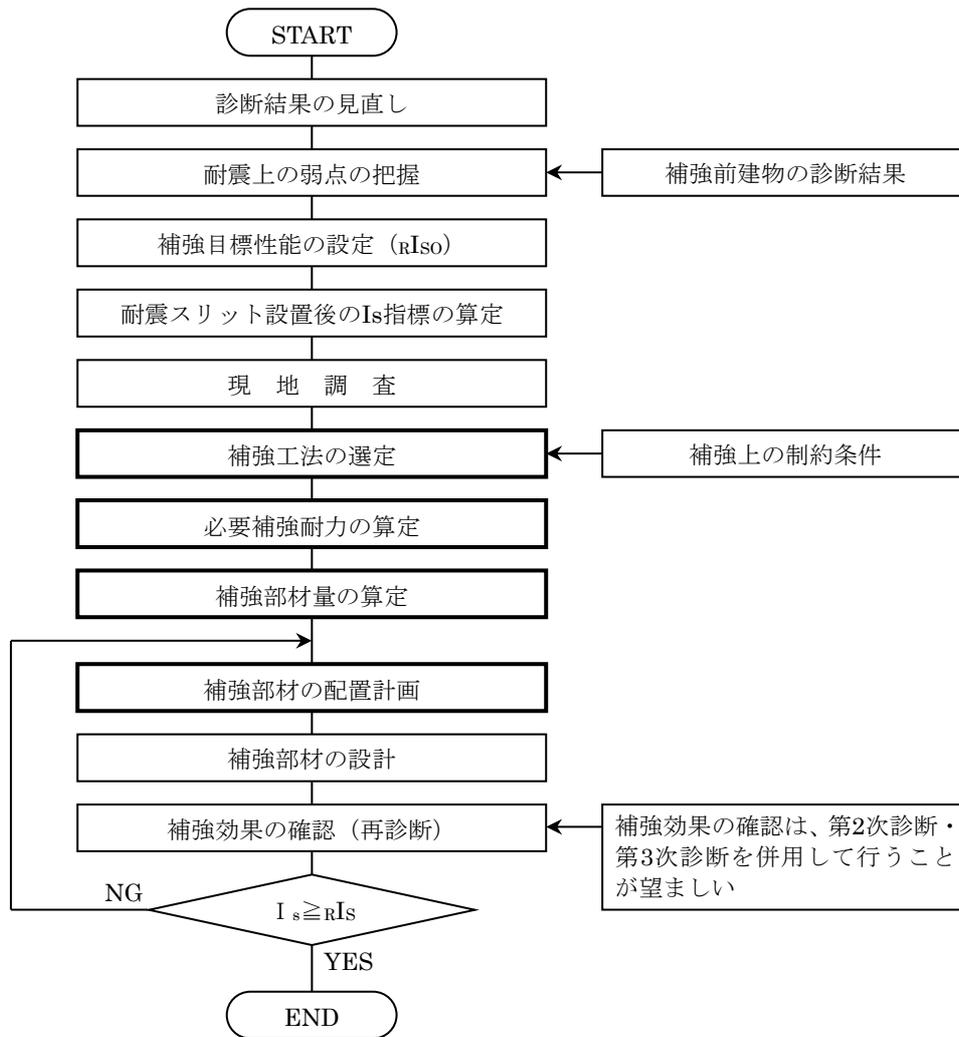


図 2.2-1 補強設計の手順

2.2.2 診断結果の見直し

補強計画にあたっては、耐震診断マニュアルを踏まえて耐震診断の内容を確認し、耐震性能が過小評価されている場合などは耐震診断の見直しを行った上で補強計画を行う。診断結果の見直しを行う内容としては、以下の事項が考えられる。妥当な複数の判断が考えられる場合には、依頼者に有利な判断を採用しても良い。

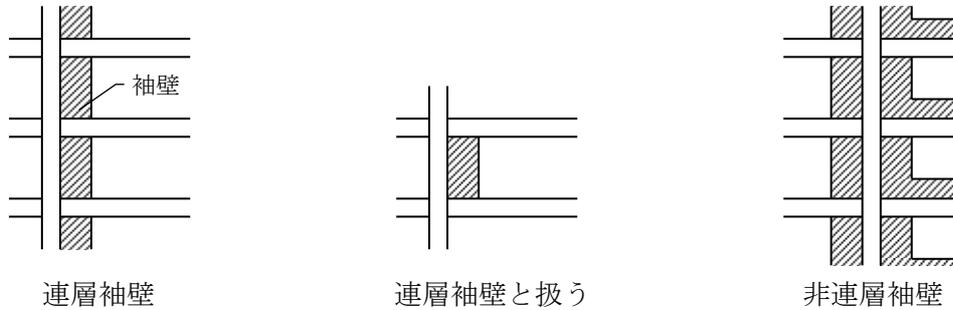
(1) S_D 指標の見直し

- ①ピロティの存在による低減や層高の不均等性による低減により、 S_D 指標が小さく評価されている建物については、 F_{es} 指標を用いることにより S_D 指標を見直すことが望ましい。
- ②ピロティ階の S_D 指標の算定において剛重比による低減が行われている場合には、ピロティによる S_D 値の低減は行わなくて良い。
- ③ F_e により S_D 値が大幅に低減されている建物で、診断基準による偏心率が 0.15 未満の建物では診断基準による S_D 値を採用することが望ましい。

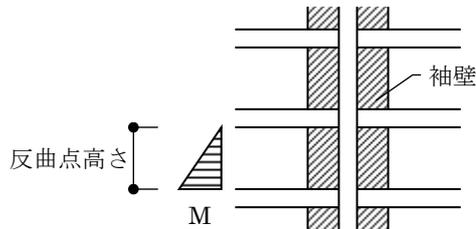
(2) 中層および中高層 SRC 造建物における袖壁付柱の耐力と靱性

現状の耐震診断プログラムでは連層袖壁の耐力および靱性が過小評価されているので、以下の見直しを行う。

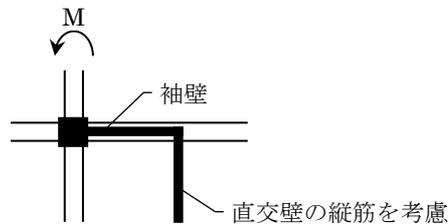
- ①梁降伏が先行すると考えられる良好な形状の連層袖壁付柱（1層のものも含む）の F 値は 1.27 とすることができる。



- ②連層袖壁の耐力が過小評価されている場合には、反曲点高さを見直す。反曲点高さは弾性応力解析で精算して良い。精算しない場合は階高とする。



- ③袖壁付き柱に高引張軸力が作用するため耐力が過小となっている場合には、梁降伏時の軸力を用いて袖壁の耐力を見直す。
④片側袖壁付き柱などでは、直交壁の壁筋も考慮して耐力が過小にならないように配置する。



(3) 雑壁の耐力

- ①耐震診断マニュアルに記載されているように、RC 造の雑壁の耐力および剛性はスラブ上の壁であっても考慮する。診断で考慮されていない場合には見直す。
②RC 造雑壁の耐力を確認し、過小に評価されている場合などは見直す。
③SRC 造内の RC 造雑壁の F 値は、精算するか $F=1.27$ とする。

(4) 経年指標 (T)

経年指標は現地調査結果に基づき適切に評価されていることを確認する。過小に評価されている場合などは見直す。

2.2.3 耐震性能上の弱点の把握

耐震診断報告書を確認し、補強建物に以下の耐震性能上の弱点がある場合には原則として改善する。

- ①軸力比制限を超える下階壁抜け柱
- ②極脆性柱（RC造）もしくは脆性柱（SRC造）
- ③過大な偏心

RC造において極脆性柱（ $F=0.8$ ）が存在する場合には、原則として耐震スリットなどにより $F=1.0$ 以上に改善する。SRC造において脆性柱（ $F=1.0$ ）などが存在する場合には、原則として $F=1.27$ 以上に改善する。

2.2.4 補強目標性能（ r_{Iso} ）の設定

- ①補強目標性能（ r_{Iso} ）は0.6とする。
- ②中高層建物で振動特性係数（ R_t ）が考慮できる場合は、補強目標性能（ r_{Iso} ）を $0.6 \times R_t$ とすることができる。
- ③耐震診断結果による構造耐震指標（ I_s ）が極めて低い建物で、耐震補強が困難な建物では市町村の窓口と相談して段階的な耐震補強など当面の補強目標性能の設定も検討する。

2.2.5 現地調査

補強工法の選定を行うために必要な情報を得るため現地調査を行い、以下の点などを確認する。

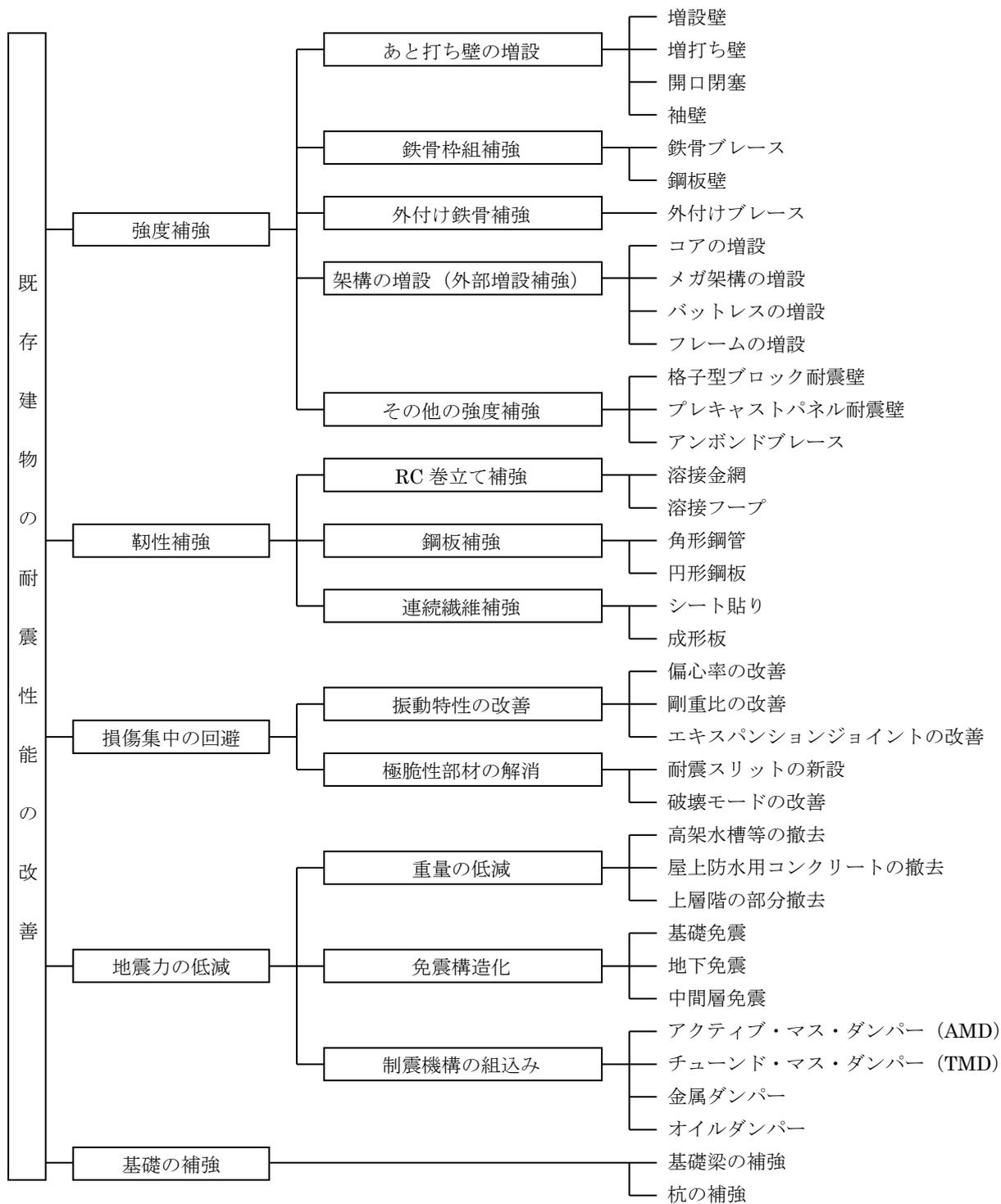
- ①建物と敷地境界との離間寸法とその状況
- ②柱、梁および壁との位置関係
- ③ベランダや通路の使用状況
- ④設備の配管や配線などの状況
- ⑤その他、補強計画に係わる事項

2.2.6 補強工法の選定

耐震補強手法としては、構造耐震指標（ I_s ）の算定式に係わる保有性能基本指標（ E_o ）、形状指標（ S_D ）および経年指標（ T ）の改善につながる方法がすべて該当する。 E_o 指標の改善としては、建物の強度指標（ C ）と靱性指標（ F ）のいずれか、もしくは両者の指標を増す手法を用いるのが一般的である。 S_D 指標の改善としては、剛重比変化率や偏心率の改善などの手法が該当する。また、 T 指標の改善として、コンクリートのひび割れ部分へのエポキシ樹脂注入や剥離コンクリートの補修により T 指標に反映させることがある。

既存建物の耐震性能を向上させる具体的な補強工法としては、図 2.2-1 に示す工法などがある。

これ以外に建設会社などが開発して多数の補強工法がある。補強にあたっては、信頼できる工法であればどのような工法を採用しても良い。



『2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説』 P.67 解図 2.1.2-2

図 2.2-2 耐震性能を向上させる方法の分類

補強目標性能を耐力 (C) と靱性 (F) との相関で示すと、図 2.2-3 に示す曲線 (reqIs) となる。図中で示す補強前建物の性能をこの曲線の上側になるように、耐力もしくは靱性を改善すれば良い。

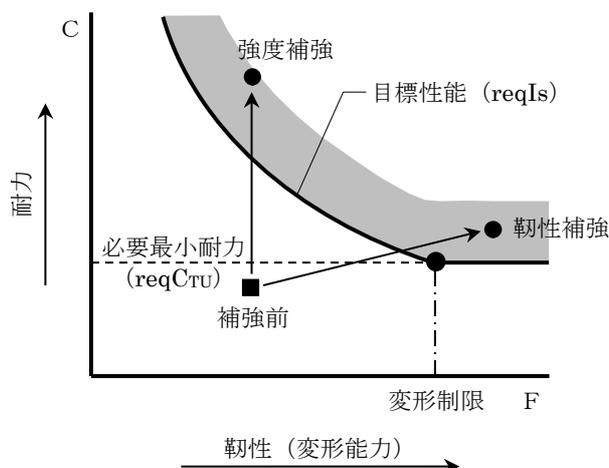


図 2.2-3 耐震補強の基本的な考え方

適切な補強手法の選定には耐震診断プログラムで出力される C_T-F 関係図を利用するのが合理的である。表 2.2-1 に示すように、 C_T-F 関係図は縦軸が強度指標 (C) を階の地震力分布係数 (A_i) で除した値で、横軸は靱性指標 (F) である。補強目標性能 $rI_s=0.6$ の性能をプロットすると図中の曲線となり、診断で得られた各階の C_T-F 関係図を 1 箇所でもこの曲線上まで押し上げることができれば、性能を満たすことになる。

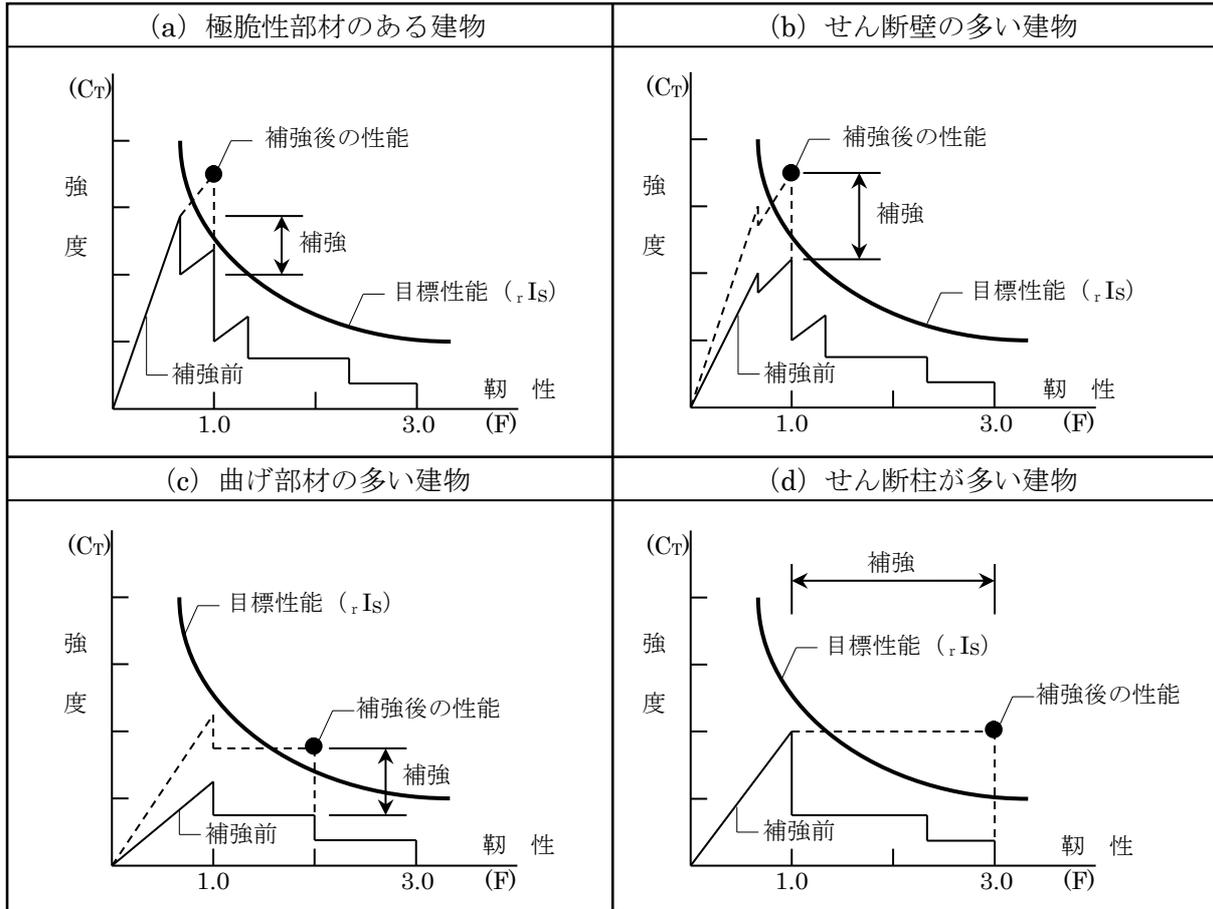
表 2.2-1 (a) のような建物では、 $F=0.8$ の点で失う極脆性部材の耐力を $F=1.0$ の点に加算すれば、 $rI_s=0.6$ の曲線を上を超えることができる。従って、このような建物は、耐震スリットを配して極脆性柱を解消すれば他の補強を行うことなく $rI_s=0.6$ の性能が得られる。

一方、表 2.2-1 (b) に示す建物では、極脆性柱を改善しただけでは $rI_s=0.6$ の曲線に届かないが、 $F=1.0$ の耐力を高めれば比較的容易に $rI_s=0.6$ の曲線を超えることができる。従って、この建物には増設壁などの $F=1.0$ の強度型の補強が適している。

表 2.2-1 (c) の建物では、 $F=1.0$ の点で $I_s=0.6$ の曲線を超えるのは困難であるものの、 $F=2.0$ の点では比較的少ない強度の上乗せで $rI_s=0.6$ の曲線を超えることができる。鉄骨ブレースや鋼板壁補強で適切なディテールを用いれば $F=2.0$ の性能が保証されるため、この建物では鉄骨系補強が適している。

表 2.2-1 (d) の建物のようにせん断柱が多い建物では、靱性補強することにより F 値を増大させれば $rI_s=0.6$ の曲線を大きくクリアして大きな性能が得られることがわかる。

表 2.2-1 C_T-F 曲線と補強手法



2.2.7 必要補強耐力の算定

目標性能に達するために要する必要増加耐力 (ΔQ_i) は、目標性能 (rI_s) と現状建物の性能 (I_s) から表 2.2-2 に示す式により算定できる。

同式において F は図 2.2-4 に示すように補強対象の靱性指標 (F') で、通常の場合、増設壁補強では $F'=1.0$ 、鉄骨ブレースでは $F'=1.0\sim 2.0$ とする。現状の耐震性能を示す式中の I_s は、 F' に対応した現状建物の i 階の構造耐震指標であり、図 2.2-4 (a) のように最大 I_s 値と異なる値の場合には、耐震診断プログラムによる F 値ごとの診断表 (I_s 一覧表) で値を確認する。

一方、図 2.2-4 (b) に示すように極脆性柱の解消を図った上で補強する場合には、極脆性柱を解消した後の $F=1.0$ における I_s 指標を算定した上で、表 2.2-2 中の式を適用して必要補強強度指標 ($\Delta C_i = \Delta Q_u / \sum W_i$) と必要補強耐力 (ΔQ_i) を算定する。

表 2.2-2 必要増加耐力 (ΔQ_i)

$$\Delta Q_i = \left(\frac{n+i}{n+1} \right) \times \frac{I}{F} \left(\frac{rI_s}{S_p \cdot T} - \frac{I_s}{S_p \cdot T} \right) \times \sum W_i \quad (\text{解 2.2.3-1})$$

ここで、

- ΔQ_i : i 階の必要増加耐力
- n, i : 建物の層数、当該階の層数
- F : 「耐震診断基準」3.2.1 (5) 式の評価で用いた靱性指標

$R I_s$: 補強目標の I_s 指標
I_s	: 補強前の構造耐震指標
S_D, S_D'	: 補強前、後の形状指標
T, T'	: 補強前、後の経年指標
ΣW_i	: i 層より上層の建物重量の和

$$\Delta Q_i = \frac{n+i}{n+1} \times \frac{R I_s - I_s}{F_w \cdot S_D \cdot T} \times \Sigma W_i \quad (\text{解 2.2.3-2})$$

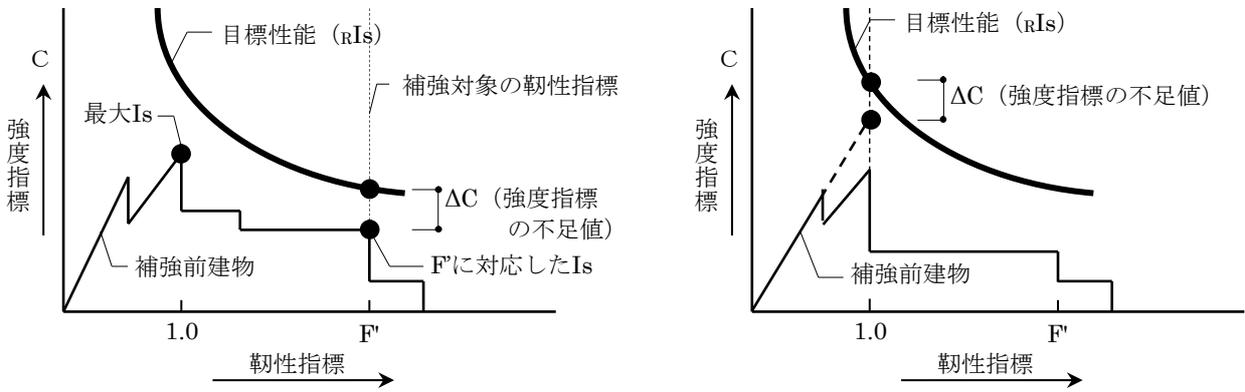
ここで、

F_w : せん断壁の靱性指標

(2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.77 より引用)

また、補強に伴い剛性バランスが改善されることが想定される建物や、ひび割れの補修を行うことなどにより経年指標を改善できる建物は、補強後の形状指標 (S_D') と経年指標 (T') を想定して同式を適用する。

表 2.2-2 中の式による必要補強耐力 (ΔQ_i) は概算値であり、補強に伴い周辺部材の耐力や靱性が変化して予想どおりの性能が得られないこともあるので、以下の補強計画に用いる補強目標耐力はここで算定した必要補強耐力を割増しして設定することが望ましい。



(a) 極脆性柱の解消を行わない場合

(b) 極脆性柱の解消を行う場合

図 2.2-4 必要補強耐力の算定

2.2.8 補強部材量の算定

「建防協 RC 改修指針」P.78～P.80 には、増設壁補強、袖壁補強および鉄骨ブレース補強を行った場合の増加耐力がまとめられている。例えば増設壁補強では、600mm×600mm の標準的な柱から成るスパン 4.0m、6.0m、8.0m のオープンフレームに厚さ 150～300mm の壁を増設した場合の終局耐力 (Q_u) と、これから既存柱の耐力を差し引いた増加耐力を増設壁断面積で除した平均せん断応力度がまとめられている。この結果によれば、増設壁を設けたときの増加耐力は増設壁断面積に対して 22.0kgf/cm² 程度であり、この値を用いて前項で求めた必要耐力から、増設壁の必要枚数を算出することができる。

一方、鉄骨ブレース補強では、同様のオープンフレームを鉄骨ブレースで補強した場合の増加耐力 (Q_{Bu} : 既存柱の耐力を加算していない耐力) がまとめられている。H-200×204×12×12の鉄骨ブレースを4.0m、6.0m、8.0mのスパンに設けた場合には、それぞれ185tf、255tf、290tfの耐力が得られているので、鉄骨ブレースを設ければ概ね1箇所あたり2000~3000kNの増加耐力が得られると計画すれば良いことになる。

袖壁補強では、600mm×600mmの柱に標準的な配筋を行った厚さ150~300mm、袖壁部分の長さが1.0~4.0mの袖壁の増加耐力(補強袖壁の耐力-既存柱の耐力)がまとめられている。この増加耐力を袖壁の断面積(壁部分だけの断面積)で除した平均せん断応力度は10~19kgf/cm²となっている。

外付けブレース補強でのブレースブレース量の算定は、内付けブレースと同様に行う。外付けフレーム補強の場合は、柱の耐力を中柱で15N/mm²程度、外柱で0.8N/mm²程度として部材断面と本数を計画すると良い。

2.2.9 補強部材の配置計画

図2.2-5に示すように補強部材の配置は、建物全体の剛性および強度のバランス、架構内の応力伝達などに配慮して、以下の計画とすることが必要である。

- ①上層階で補強部材の量を極端に減らさない。
- ②下層には補強部材を連続して配す。
- ③短辺方向の偏心は避ける。
- ④長辺方向はある程度の偏心は許容できるが、大きくは偏心させない。

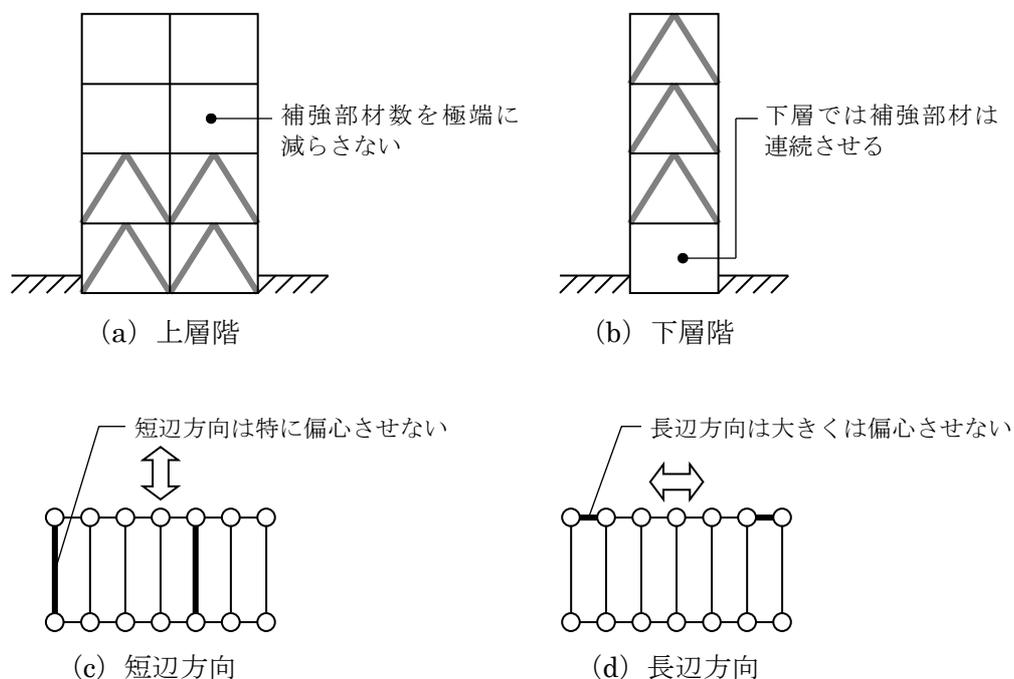
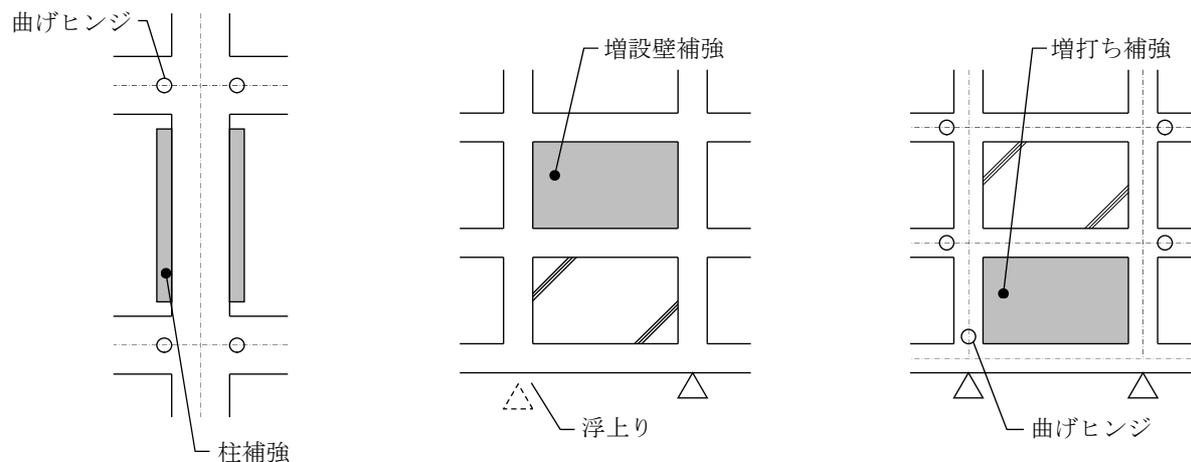


図 2.2-5 バランスの良い補強部材配置例

必要に応じて第3次診断結果による補強前建物の破壊モードを踏まえ、補強効果が期待できる部位に補強部材を配置する。

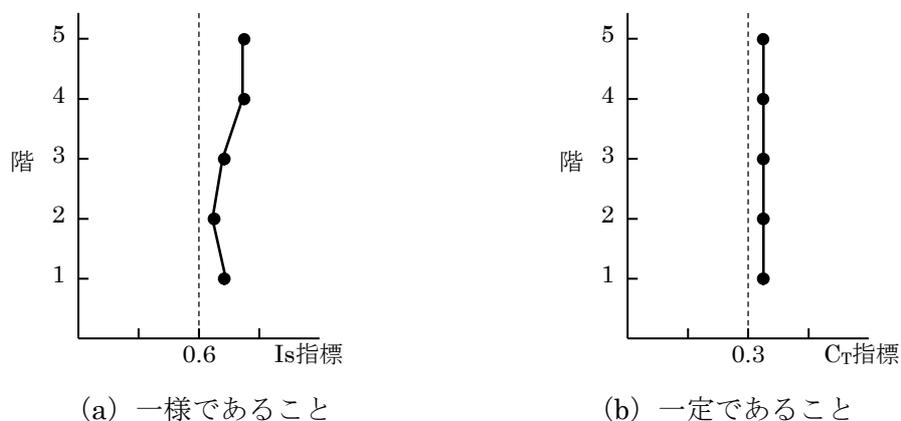
図 2.2-6 に示すような梁崩壊架構における柱補強、回転壁への増打ち補強、曲げ壁への増打ち補強は、補強効果が得られない可能性が高いので、慎重な検討が必要である。



(a) 梁崩壊架構への柱補強 (b) 基礎回転架構への増設補強 (c) 曲げ降伏壁への増打ち補強
図 2.2-6 補強効果が得られない補強部材の配置例

また、改修設計時に過大な補強部材を挿入しても、その新設部材へのせん断力伝達が不十分なことが多いので注意する。耐震要素への地震時せん断力の伝達は、主として床スラブを通じて行われることを忘れてはならない。たとえば、12cm の片側床スラブしかないところへ、ある層に単独で 25cm の新設耐震壁を挿入しても、せん断力が新設壁に伝達できない。補強壁を上下階に連層配置とするなどしてスムーズなせん断力伝達を図る必要がある。

なお、地震による損傷を一部の階に集中させないようにするために、図 2.2-7 に示すように各階の I_s 指標は階方向に一様に分布させることが望ましい。また、 I_s 指標分布が一様な分布であっても、各階の強度 (C 指標) 分布が連続的であるとは限らないため、C 指標が不連続分布になっていないことを確認する必要がある。C 指標分布は A_i 分布に応じて上層で大きいほうが良く、また、各階の累積強度指標 (C_T) は一定であることが望ましい。



(a) 一様であること (b) 一定であること
図 2.2-7 補強後の I_s 指標と C_T 指標の分布

2.2.10 補強効果の確認

配置計画した補強部材を次節などを参考に補強設計した後、補強後の建物性能を耐震診断により確認する。補強建物の診断に用いる診断次数は第2次診断として良い。ただし、第3次診断も併用してどちらの診断次数でも補強効果が得られることを確認することが望ましい。

補強効果の確認においては、以下の点に留意する。

- ①耐震診断プログラムへの補強部材の入力は剛性が等価になるように行い、部材耐力や靱性は別途算定し直接入力する。
- ②バットレス外付けフレームおよびフレーム架構の増設工法など、補強効果が基礎や梁の耐力に大きく支配される補強工法を用いる場合には、補強架構の耐力は第3次診断により算出し、第2次診断における補強部材の耐力にはこの値を直接入力する。ただし、この場合、部材の靱性は第2次診断の値を用いる。
- ③柱の曲げ耐力およびせん断耐力を増大させながらも大梁に補強を行わない補強工法は、補強効果に疑問があるので第3次診断により補強効果を確認する。

2.3 補強設計

本節では主としてRC造建物に対する耐震補強設計について記述しているが、SRC造についても本節を参考に補強設計を進めるものとする。

2.3.1 耐震スリット

(1) 耐震スリットの設置計画

耐震スリットは以下のように計画し、設置する。

- ①耐震スリットは、原則として完全スリットとする。ただし、直交耐震壁があり、かつ、大地震時のスリット周辺の損傷が許容できる場合には、部分スリットとすることができる。
- ②耐震スリットは、原則として $I_s < I_{so}$ となった階のみに設置する。
- ③袖壁付柱に耐震スリットを設置する場合には、原則として袖壁に取付く開口際に設置する。

(2) 耐震スリットの評価方法

耐震スリットの評価方法は、完全スリットの場合には2.3-1式、部分スリットの場合には2.3-2式により柱の可撓長さを求めて剛域長さを設定し、柱・梁の曲げ強度せん断強度を耐震診断基準による諸式により耐力計算をする。

$$\text{①完全スリット： } ho' = ho + hs \quad \text{2.3-1式}$$

$$\text{②部分スリット： } ho' = ho + hs \times 0.8 \quad \text{2.3-2式}$$

ここで、 ho' : スリット設置後の柱の有効内法高さ (mm)

ho : 開口部等による柱の内法高さ (mm)

hs : スリット長さ (mm)

(3) 構造詳細

- ①耐震スリット部の横筋は、高さが低い腰壁の場合は全て切断する。ただし、腰壁が面外方向へ転倒する可能性がある場合には、面外方向への転倒防止策として1本程度の横筋を残す。

- ②腰壁や垂壁に耐震スリットを設置する場合、開口際のサッシュ近くのコンクリートおよび詰めモルタルは、コアドリルまたは手はつりにより必ず撤去する。
- ③耐震スリットの幅は 30mm を標準とし、層間変形角 1/100 においても柱と壁が接触しない幅とする。
- ④部分スリットを用いる場合の既存壁の残り厚さは、50mm 以下とする。
- ⑤耐震スリットの切断面では、耐火性能と防水性能を確保のための対策をする。

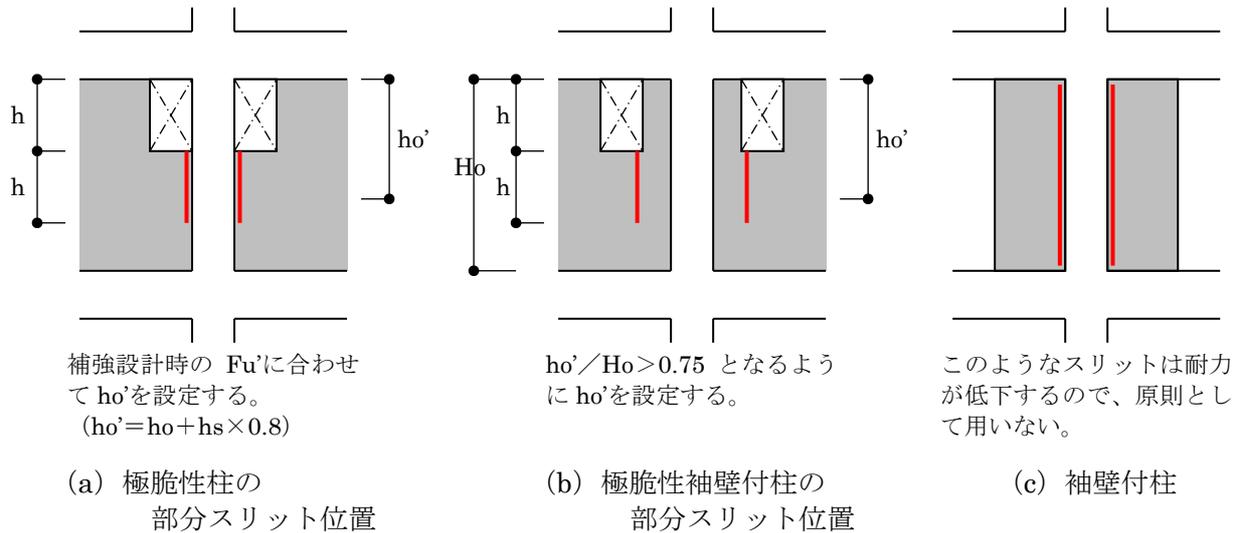


図 2.3-1 部分スリットの設置方法と長さ

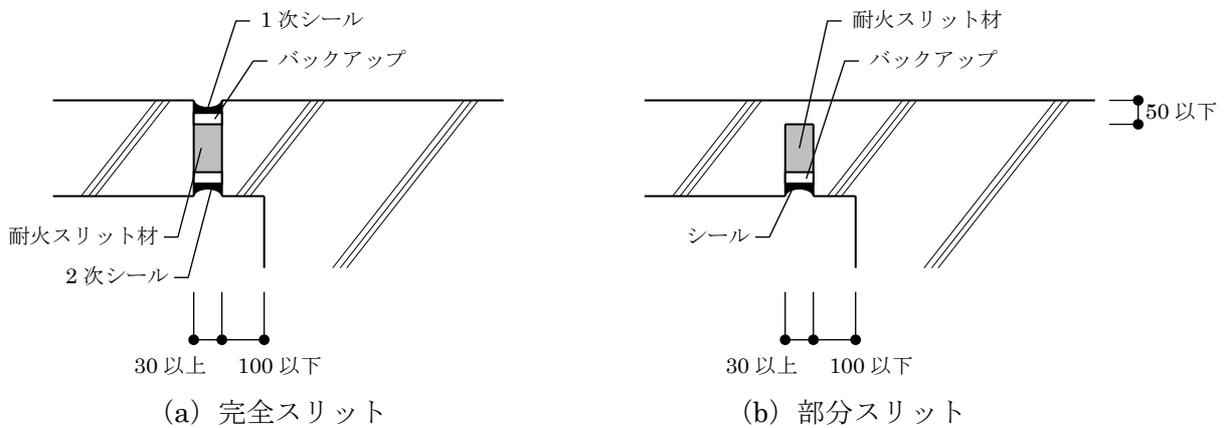


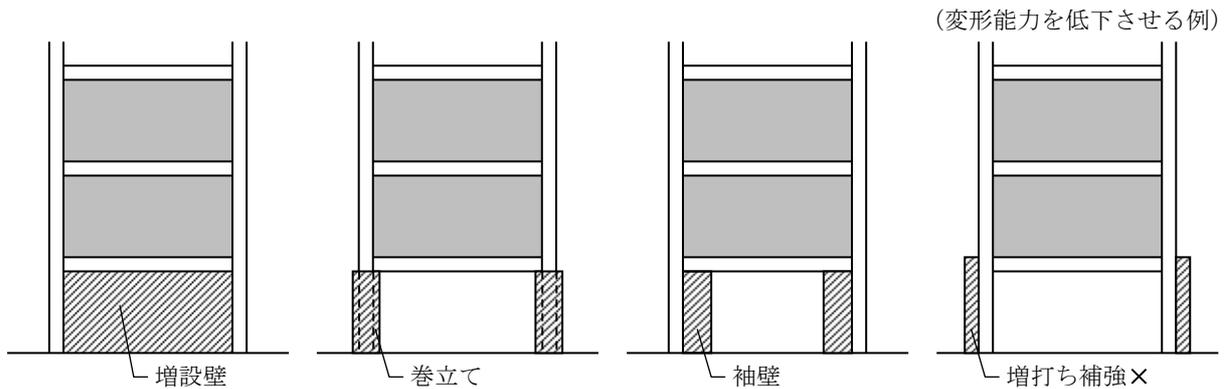
図 2.3-2 耐震スリットの形状 (単位: mm)

2.3.2 下階壁抜け柱の補強

(1) 補強計画

下階壁抜け柱の補強は、耐震壁を増設して下階壁抜け柱を解消することが望ましい。耐震壁の増設ができない場合は、柱の変形能力を低下させないことに留意して以下の方法などを採用する。

- ①RC 巻立て補強
- ②鋼板巻立て補強
- ③剛強な袖壁の配置



(a) 増設壁による補強 (b) 巻立て補強 (c) 袖壁補強 (d) 好ましくない例

図 2.3-3 下階壁抜け柱の補強

(2) RC 造建物

①軸力比が 0.6 未満の柱

- ・柱頭、柱脚にスリットを設けた RC 巻立て補強もしくは鋼板巻立て補強として良い。
- ・この場合の軸力比制限値は「2.3.8 柱補強」の項により算出する。

②軸力比が 0.6 以上の柱

- ・パネルゾーンも含めて RC 巻立てを行うか、剛強な袖壁を配置して補強する。

(3) SRC 造建物

- ・SRC 造建物の下階壁抜け柱には、極めて大きな変動軸力が作用すると考えられるため、慎重に補強する。
- ・非埋込み柱脚の柱を RC 巻立て補強する場合には、基礎もしくは 1 階梁とのパネルゾーン内まで軸力を伝達できるように巻立てる。

2.3.3 増設壁による補強

(1) 概要

増設壁補強は、オーブンフレームの柱・梁にあと施工アンカーを打設し、鉄筋コンクリート壁を設置するもので、樹脂アンカーなどの埋込みが深いアンカーを既存骨組の全周に打設するなど、適切な仕様で施工すれば一体として打設した耐震壁と同等以上の耐力が得られる。

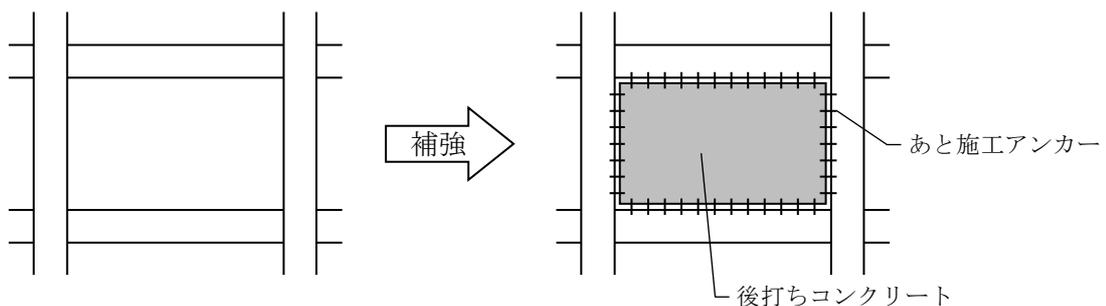
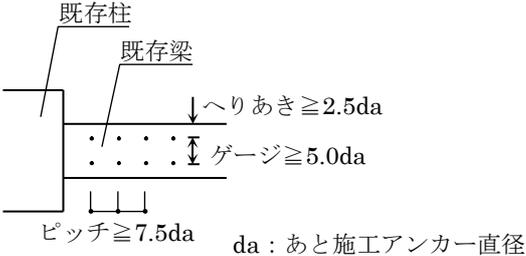
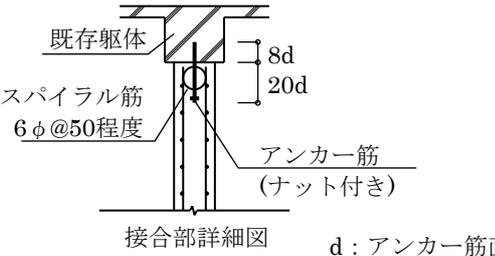


図 2.3-4 増設壁補強

増設壁周辺の柱・梁に設けるあと施工アンカーは「建防協 RC 改修指針」を踏まえて表 2.3-1 (a) に示すように、あと施工アンカー直径 (d_a) の 7.5 倍以上の間隔を確保して打設し、梁や柱に対するへりあきは $2.5d_a$ 以上、あと施工アンカーをダブル配置する場合には、ゲージラインを $5.0d_a$ 以上とする必要がある。

また、壁板の設計にあたっては、表 2.3-1 (b) に示すように壁板の厚さを 15cm 以上、コンクリートの設計基準強度は既存コンクリート強度以上とする他、あと施工アンカーの埋込み深さを $8d$ (d : アンカー筋の直径) 以上、壁板への定着長は鉄筋の先端にナットを設けた場合で $20d$ 以上、ナット無しの場合で $30d$ 以上とする。また、あと施工アンカー周辺をスパイラル筋などで割裂防止する必要がある。

表 2.3-1 増設壁の主な仕様

(a) あと施工アンカーの配置	(b) 壁版の設計
<ul style="list-style-type: none"> 増設壁が接する 4 周の柱・梁には、あと施工アンカーを配置する。 あと施工アンカーにはせん断面がネジ切り部とまらない形状のものを用いる。 あと施工アンカーは既存鉄筋で拘束された部位に打ち込む。間隔およびへりあきは下図による。 	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートの設計基準強度は、既存部のコンクリート強度以上とする。 壁厚は 15cm 以上とする。 既存部と補強部の界面は目荒しする。 既存部との接合面には、スパイラル筋、幅止め筋等の割裂防止筋を配する。 

(2) 補強設計

① 曲げ終局モーメント (M_u)

増設壁の曲げ終局モーメント (M_u) は「建防協 RC 耐震診断基準」P.36 に示されている両側柱付壁の曲げ終局強度式による。この場合、あと施工アンカーを用いて壁と梁を接合する場合には、壁筋の負担する耐力はアンカー引抜強度で定まる耐力以下とする。

② せん断耐力 (Q_{su})

「建防協 RC 改修指針」P.101～P.105 に示されている増設壁のせん断耐力算定式を 2.3-3 式に要約してまとめる。

増設壁のせん断耐力 (Q_{su}) は、一体壁とみなした場合の耐力 (wQ_{su0})、接合破壊時の耐力 (wQ_{su1})、および壁板破壊時の耐力 (wQ_{su2}) の最小値とする。この場合、一体壁とみなした耐力 (wQ_{su0}) の算定にあたっては表 2.3-1 に示すように、増設壁周辺のあと施工アンカーの打設状態に応じた低減係数 ϕ を考慮する。同表に示すように、周辺の柱・梁の全周に埋込み深さ $8d_a$ 以上のあと施工アンカーを設ければ ϕ は 1.0 とすることができる。

接合部破壊時の耐力 (wQ_{su1}) は、増設壁が柱と壁板に分離して挙動するときにおいて梁下直下部での抵抗力を集計する式で、壁板破壊時の耐力 (wQ_{su2}) は階中間での増設壁の抵抗力を

集計する式である。

$$Q_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su1}, wQ_{su2}) \quad 2.3-3 \text{ 式}$$

$$wQ_{su0} = \phi \left\{ \frac{0.053P_{tc}^{0.23}(18+F_c)}{a/\ell + 0.12} + 0.85\sqrt{P_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot bc \cdot 0.8\ell$$

$$wQ_{su1} = pQ_c + Q_j + \alpha \cdot Q_c$$

$$wQ_{su2} = wQ_{su}' + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c$$

ϕ : 増設壁の耐力低減係数

Q_j : 梁下面にある接合材のせん断耐力の和

wQ_{su}' : 増設壁板のせん断耐力で、 $\max(P_w \cdot \sigma_y, F_{cw}/20 + 0.5P_w \cdot \sigma_y)tw \cdot \ell'$

pQ_c : 片側柱の柱頭のパンチング耐力

Q_c : もう一方の柱の曲げ降伏時の Q 、またはせん断耐力のうち小さい方

α : 変形の状態を考慮した低減係数

2.3.4 増打ち壁による補強

(1) 概要

増打ち壁補強は、壁厚が薄い既存耐震壁の壁厚を増して補強する方法で、増設壁と同様に柱・梁にあと施工アンカーを打設して、鉄筋コンクリート壁を設置する。この工法に関する実験は少ないが、耐力および変形能力の増大に効果があることが確認されている。

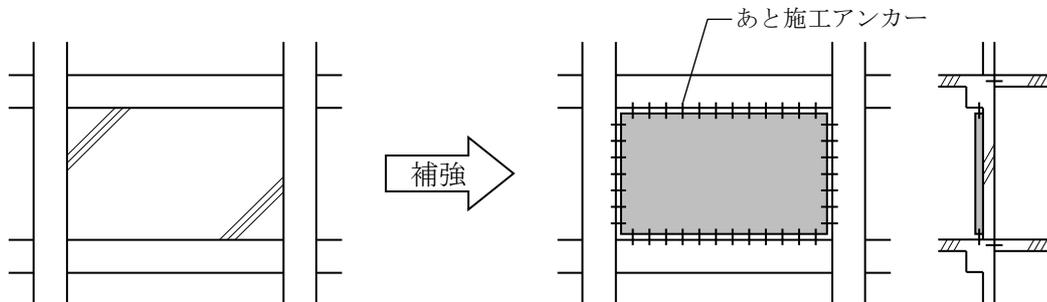


図 2.3-5 増打ち壁補強

(2) 補強設計

増打ち壁で補強された壁の曲げ耐力は、増設壁に準じて算定する。せん断耐力 (Q_{su}) は下式により算定する。

$$Q_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su1}, wQ_{su2}) \quad 2.3-4 \text{ 式}$$

wQ_{su0} : 一体壁とみなした場合のせん断耐力

wQ_{su1} : 既存壁のせん断耐力に増打ち壁板のせん断耐力 (wQ_{su}' : 増設壁に準じて算定) を加算した値

wQ_{su2} : 既存壁のせん断耐力に増打ち壁の梁下面にある接合材のせん断耐力の和 (Q_j) を加算した値

2.3.5 開口閉塞壁補強

(1) 概要

開口閉塞壁補強は、窓開口等を鉄筋コンクリート壁で閉塞して補強する方法で、柱にはあと施工アンカーを打設し、既存壁と新設壁は鉄筋を溶接して接合することが一般的である。耐力および靱性は一体壁よりも劣り、実験によれば耐力は一体壁の80%程度であったとされている。

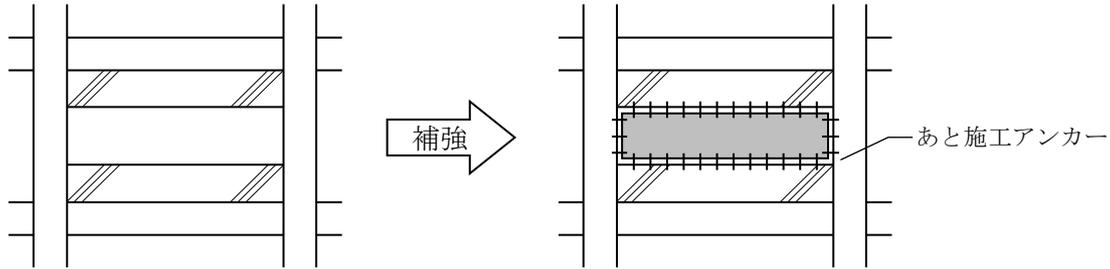


図 2.3-6 開口閉塞壁補強

(2) 補強設計

開口閉塞により補強した壁板のせん断耐力 (Q_{su}) は下式により算出する。

$$Q_{su} = \max(1 - \gamma, 0.8) \times Q_{su0} \quad \text{2.3-5 式}$$

γ : 補強前の壁板の開口周比

Q_{su0} : 一体壁とみなした補強壁板のせん断耐力

2.3.6 袖壁の増設による補強

袖壁の増設は主として以下の補強目的に用いられる。

- ① 柱の耐力を増大させ、強度補強を行う。
- ② 補強によって梁降伏を成立させ、靱性指標 F を増大させる。

袖壁補強の構造詳細は、「建防協 RC 改修指針」では図 2.3-7 に示す一体化を図る方法とあと施工アンカーを用いる方法が示されているが、現状では同図 (b) に示すあと施工アンカーを用いる方法が多く用いられている。主な仕様規定としては以下のものがあるが、実態としてはこの規定を必須とはしていない。

- ① 原則として、対称に袖壁を設ける
- ② 片側の袖壁長さは 50cm 以上
- ③ 壁厚は 20cm 以上

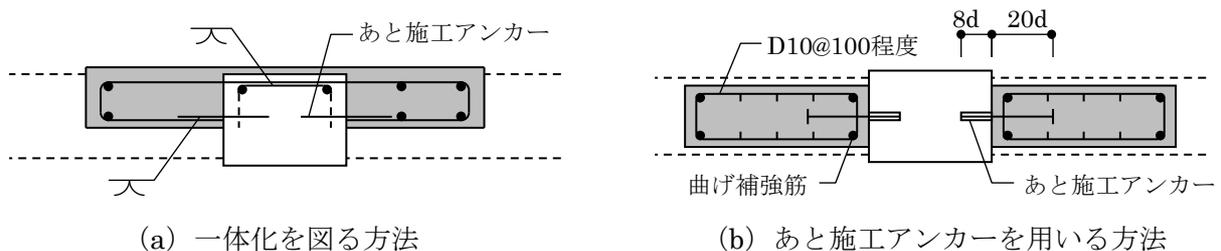


図 2.3-7 補強袖壁の詳細

袖壁補強の実験例は少なく、旧来行われた PCa 版による袖壁の実験に基づく設計式が建防協 RC 耐震改修指針に示されているが、あと施工アンカーを用いる現場打ちの袖壁の設計方法は規定されていないので、以下による。

- ① 曲げ耐力、せん断耐力とも一体打ち袖壁とみなした値の 80% に低減する。
- ② 増設壁に準じて接合筋の設計を行うか、壁筋量よりも多い接合筋を配置する。

2.3.7 袖壁の増打ちによる補強

(1) 概要

- ① 増打ちする袖壁は既存梁および柱幅内に配置する。
- ② 袖壁の厚さは 15cm 以上とする。
- ③ 袖壁はダブル配筋とし、壁筋比は 0.4% 以上とする。
- ④ 既存袖壁との間にシアキーを D10 または 9φ を @500 に配す。
- ⑤ 曲げ補強用のあと施工アンカーの有効埋込み長さは 12da 以上とし、壁版への定着長はナット付きの場合 30da 以上とする。
- ⑥ せん断補強用のあと施工アンカーの有効埋込み長さは 7da 以上とし、壁版への定着長はナット付きの場合 20da 以上とする。

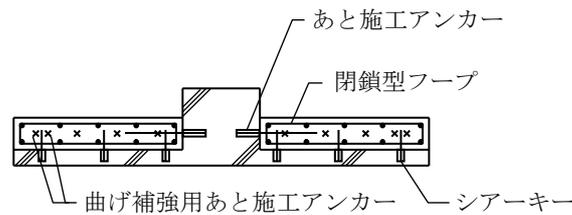


図 2.3-8 補強袖壁の仕様

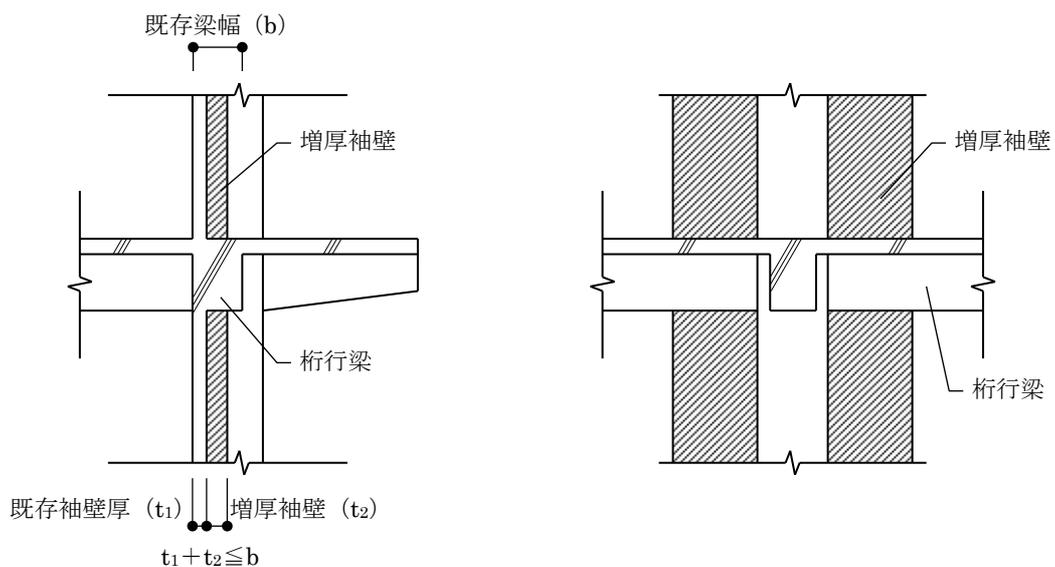


図 2.3-9 増厚袖壁厚さ (t₂) と既存梁幅 (b) との関係

(2) 補強設計

増打ち補強された袖壁の耐力は、以下の条件を満たした場合には既存袖壁と補強壁が一体であるとみなして曲げ耐力およびせん断耐力を算定して良い。

- ①増打ち袖壁が本項に示す仕様規定を満たすこと。
- ②計算に用いるコンクリート強度の 1.2 倍以上の設計基準強度のコンクリートを打設する。
- ③曲げ補強筋の耐力を定着部のコーン破壊耐力に基づき算定する。
- ④せん断耐力算定時のせん断スパン比の下限を 1.0 とする。

2.3.8 柱補強

(1) 補強目標

柱補強の補強目的には、①変形能の改善、②曲げ耐力の増大、③軸耐力の増大があるが、表 2.3-2 に示すような柱補強工法との適合性があるため、補強工法の選定にはこれに留意する必要がある。変形能の改善は RC 巻立て、鋼板巻立て、炭素繊維巻付けおよび耐震スリットのすべての工法で期待できる。曲げ耐力の増大は RC 巻立て工法のみが適している。軸耐力の増大は RC 巻立て、鋼板巻立てが適しており、炭素繊維巻付け工法を軸耐力の補強に用いる場合には、炭素繊維で補強された柱は高軸力で急激な破壊を生じることには注意が必要である。

表 2.3-2 柱の補強目的とこれに適した工法

補強目的	RC 巻立て	鋼板巻立て	炭素繊維巻付け	耐震スリット
変形能力の改善	○	○	○	○
曲げ耐力の増大	○	×	×	×
軸耐力の増大	○	○	△	×

○：適している △：限定範囲で適している ×：不適

(2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.139 解表 3.3.1-1 より引用)

柱の変形能力の改善を図る場合、補強後の建物に必要とする靱性 (F_0) から、表 2.3-3 に示す式により柱に必要なせん断耐力 (${}_{\text{req}}Q_{\text{su}}$) を算出し、柱の補強目標とする。

表 2.3-3 柱に必要なせん断耐力 (${}_{\text{req}}Q_{\text{su}}$)

$$F_0 = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{0.75(1 + 0.05\mu)} \quad (\text{解 3.3.2-1})$$

$${}_{\text{req}}Q_{\text{su}} = \left(\frac{\mu}{10} + 1\right)Q_{\text{mu}} \quad (\text{解 3.3.2-2})$$

ここに、 F_0 : 補強後の柱に必要な靱性指標
 μ : 補強後の柱の塑性率
 Q_{mu} : 柱の曲げ耐力

(2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.141 より引用)

(2) RC 巻立て補強

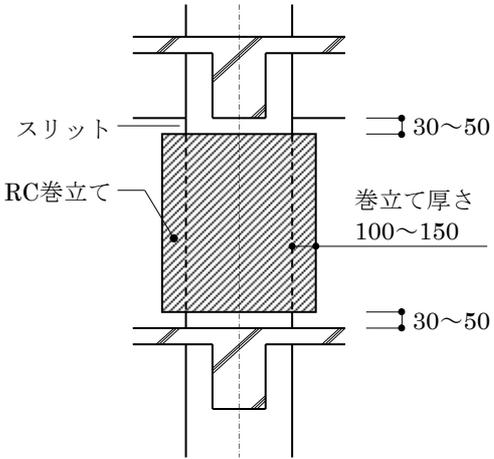
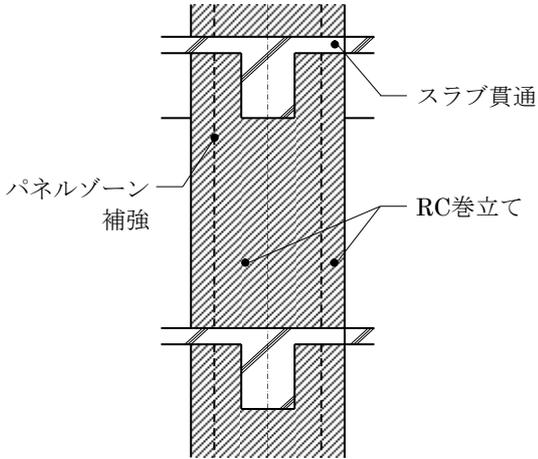
a) 概要

既存柱の外周部を 10~15cm 程度の厚さの鉄筋コンクリートで巻き立てて補強する方法で

ある。本工法の補強事例は多く、性能確認実験も多く行われており、大きな補強効果が確認されている。

柱は一般にせん断耐力と曲げ耐力の比が大きいほど変形能力が向上するため、表 2.3-4 (a) に示すように、従来では床上と梁下に 30~50mm 程度のスリットを設けてきた。しかしながら、阪神・淡路大震災における鉄筋コンクリート柱の被害では、軸力による引張り降伏や圧壊と思われる被害も多く認められた。そのため、表 2.3-4 (b) に示すようにスリットを設けず、柱・梁接合部も含めて巻き立て、柱の曲げ・せん断・軸耐力を増大させる補強方法が採用されることがある。

表 2.3-4 RC 巻立て補強

(a) せん断耐力の増大を図る場合	(b) 曲げ・せん断・軸耐力の増大を図る場合
	

柱の曲げ耐力の増大を図る場合には、柱断面を増大させ柱主筋も増設した上で、柱・梁パネルゾーンを貫通させて上・下階まで連続して柱を補強する必要がある。上・下階に連続して補強しない場合には、図 2.3-10 (a) および (b) に示すようにパネルゾーン内の梁にあと施工アンカーを打設し、パネルゾーンを十分に補強した上でこの中に柱主筋を定着させる。この場合、柱および柱・梁パネルゾーン部において、既存部と補強部の一体化を図るために、既存コンクリート表面の目荒しを十分に行うとともに、シアー筋を配する必要がある。

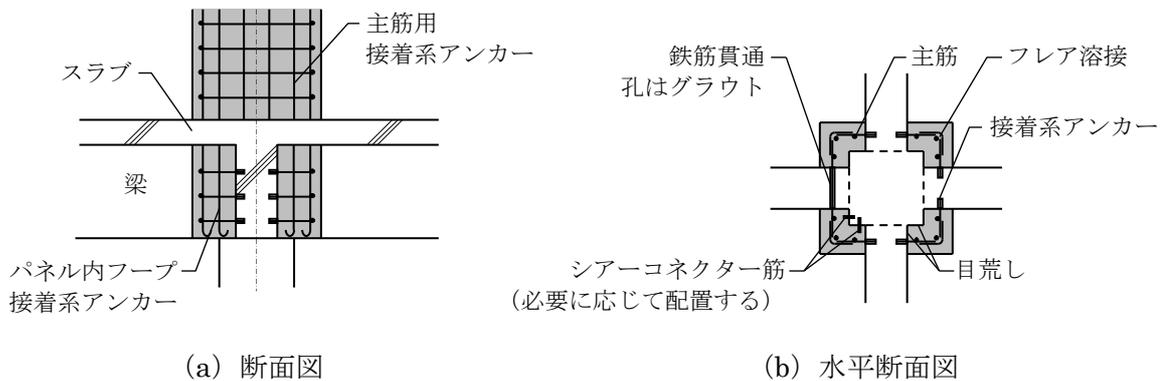


図 2.3-10 曲げ・せん断・軸耐力の増大を図る場合

腰壁や垂壁が取り付け柱では腰壁等が厚い場合にはこれらの壁を図 2.3-11 (b) に示すように残存させるが、腰壁等が薄い場合には補強後に腰壁等の中で柱が壊れることがあるので、図 2.3-11 (a) に示すように腰壁等の一部を撤去して補強するか、図 2.3-12 に示すように腰壁等を貫通してフープを配して腰壁等の中まで柱を補強する。

RC 巻立て部の厚さが薄い場合には、鉄筋に溶接金網を用い構造用モルタルまたはグラウトモルタルを打設する。巻立て部の厚さが 12cm 程度以上の場合には、溶接フープを配筋して流動性の高いコンクリートを打設するのが一般的である。

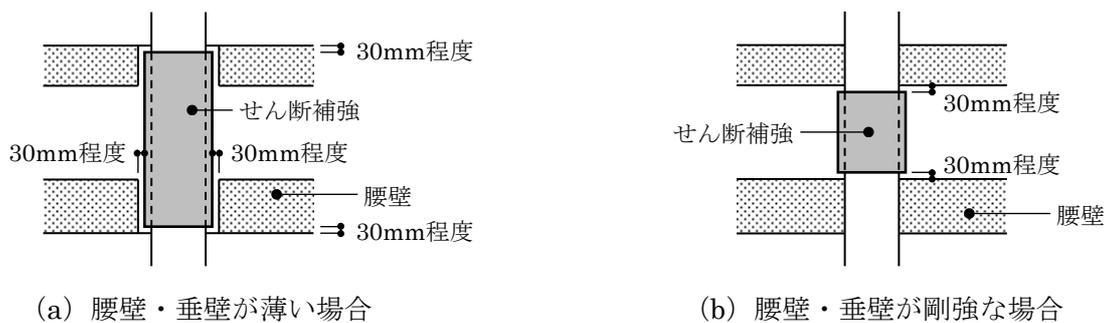


図 2.3-11 腰壁・垂壁が接続する場合の補強

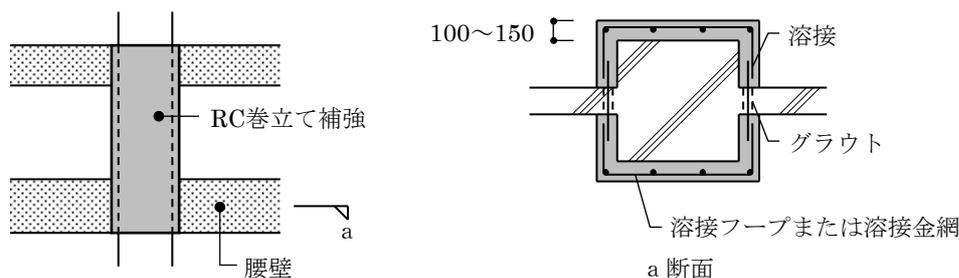


図 2.3-12 腰壁・垂壁を一体として補強する場合

b) 補強設計

RC 巻立て補強された柱の曲げ終局モーメントは、柱頭・柱脚にスリットを配する場合には、既存柱の曲げ終局モーメントと同一とする。柱頭・柱脚にスリットを配さない場合には表 2.3-5 に示す式による。

表 2.3-5 補強柱の曲げ終局モーメント

$0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_{c1} \geq N \geq 0$ のとき
$M_u = (a_t \cdot \sigma_y \cdot g) + (a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2) + 0.5 N \cdot D_2 \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1}} \right) \quad (3.3.4-2)$
ここに、
g : 既存躯体の引張り主筋と圧縮主筋の間の距離 (mm)
g_2 : 増設した引張り主筋と圧縮主筋の間の距離 (mm)
a_t : 既存躯体の引張り主筋断面積 (mm ²)
a_{t2} : 増打ちした部分の引張り鉄筋断面積 (mm ²)

- σ_y : 既存躯体の引張り主筋の降伏強度 (N/mm²)
- σ_{y2} : 増設主筋の降伏強度 (N/mm²)
- F_{c1} : 既存部分のコンクリート圧縮強度 (N/mm²)
- b_2 : 補強後の柱断面幅 (mm)
- D_2 : 補強後の柱断面せい (mm)

(2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.148 より引用)

RC 巻立て補強された柱のせん断耐力は、柱頭・柱脚のスリットの有無にかかわらず、表 2.3-6 に示す式による。

表 2.3-6 補強柱のせん断耐力 (Q_{su})

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053(P_{t2})^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d_2) + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2 \quad (3.3.4-3)$$

但し、 $M/(Q \cdot d_2)$ が1以下のときはこれを1とし、3以上のときは3とする。

ここに、

- P_{t2} : 補強後の柱断面による引張り鉄筋比 (%)
- P_w : 補強後の柱断面による既存柱部せん断補強筋比 (少数)
- P_{w2} : 補強後の柱断面による補強柱部せん断補強筋比 (少数)
- 但し、 $P_w + P_{w2}$ の値が0.012を超える場合は $P_w + P_{w2} = 0.012$ とする。
- σ_{wy} : 既存柱部せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_{wy2} : 補強柱部せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm²)
- 但し、 σ_{wy} 、 σ_{wy2} は、丸鋼については259N/mm²、異形鉄筋については(規格降伏点強度+49 N/mm²)をそれぞれ用いて良い。
- d_2 : 補強後の柱有効断面せい (mm)
- M/Q : 原則として精算による。「耐震診断基準」の本文 3.3.2(2)の(c)項を参照する。

(2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.149 より引用)

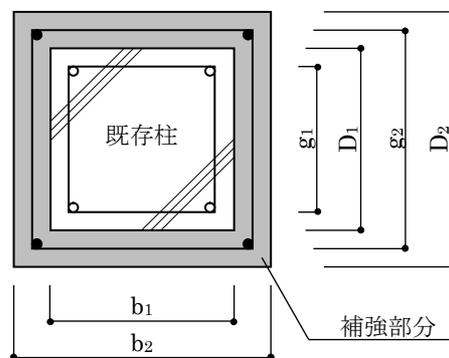


図 2.3-13 RC 巻立て補強された柱の耐力

c) 軸力比制限

補強した RC 柱の軸力比制限は、スリット部においては 0.6、巻立て補強部は補強後の断面

積に対して 0.5 として良い。

(3) 鋼板巻立て補強

a) 概要

柱の鋼板巻立て補強は、表 2.3-7 に示すように、厚さ 6~12mm の薄鋼板を角形や円形に巻いて隙間に高流動モルタルを充填する方法や、柱の 4 隅にアングル材を建て込み平板を溶接して、裏側にモルタルを充填する帯板補強法がある。

これらの補強方法は、古くから性能確認実験が実施されており、優れた補強効果が確認されている。帯板補強は工場での加工が不要であるために、阪神・淡路大震災の復旧・補強工事にも多用された。

表 2.3-7 鋼板巻立て補強

(a) 角形鋼板補強	(b) 円形鋼板補強	(c) 帯板補強

鋼板巻立て補強は、柱の四周面に 30mm 程度の隙間を取って厚さ 6~12mm 程度の鋼板を巻き立て、隙間に構造用モルタル等を流し込んで補強する工法である。曲げ耐力の増大を防止するため、図 2.3-14 (a) に示すように柱頭・柱脚に 30mm 程度のスリットを設けることが多いが、柱脚のスリットは充填したモルタルが剥落することがあるので、同図 (b) に示すように柱脚にはスリットを設けないこともある。

鋼板は工場ではコの字状に曲げ加工し分割して現場に運搬し、図 2.3-15 に示すような仕様で現場にて一体化する。この場合、鋼板のコーナーは板厚の 3 倍以上の半径で緩やかに曲げ加工し、既存柱との間に 30mm 程度の一様な隙間を確保するように建て込む。また、図 2.3-15 に示すはらみ出し防止用のボルトを配置するなどして、充填モルタルと鋼板の一体化に留意する。

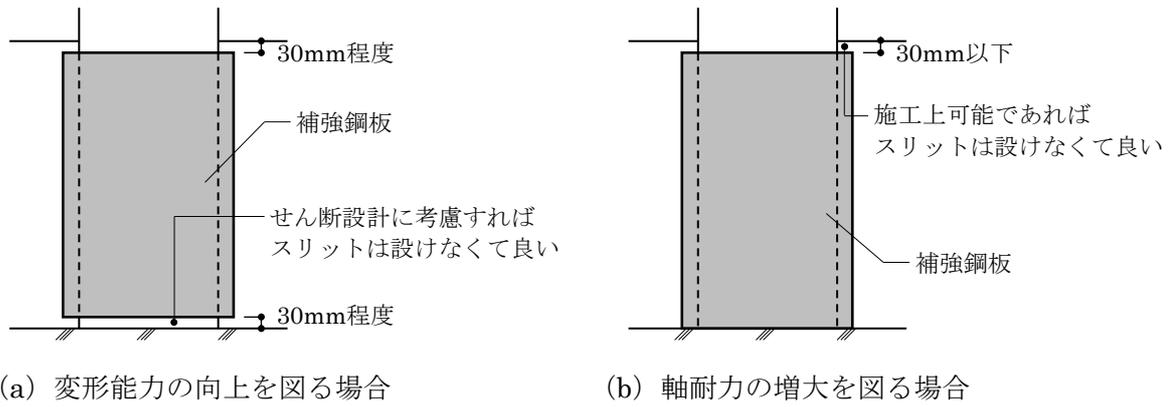


図 2.3-14 鋼板巻立て補強におけるスリットの位置

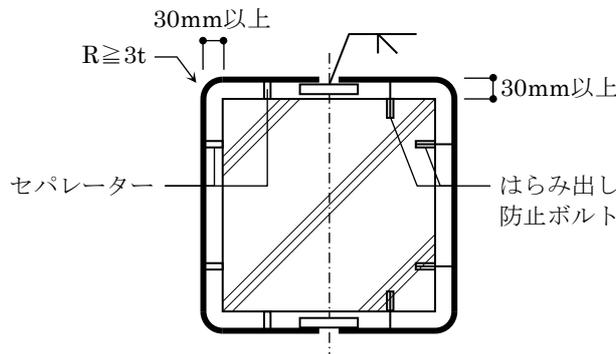


図 2.3-15 補強鋼板の形状

b) 補強設計

鋼板で補強された柱のせん断耐力は、柱頭・柱脚のスリットの有無にかかわらず、補強鋼板を等価なあばら筋量に換算して 2.3-6 式による。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_{t2}^{0.23} \cdot (F_{c1} + 18.0)}{\frac{M}{Q \cdot d_2} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2 \quad 2.3-6 \text{ 式}$$

ただし、 $1 \leq M/Q \cdot d_2 \leq 3$

また、 $P_w + P_{w2} \leq 0.012$

F_{c1} : 既存部分のコンクリート強度

P_{t2} : 補強後の柱断面による引張り鉄筋比

P_w : 既存柱部帯筋の補強後の柱断面によるせん断補強筋比

P_{w2} : 鋼板によるせん断補強筋比 $P_{w2} = 2 \cdot t / b_2$

t : 補強鋼板の厚さ

σ_0 : 補強後の柱断面による軸力比 $\sigma_0 = N / b_2 \cdot D_2$

c) 軸力比の制限

鋼板巻立て補強した柱の軸力比 ($N/b_1 \cdot D_1 \cdot F_c$) の制限は、補強鋼板を等価なあばら筋量 (P_{w2}) に応じて表 2.3-8 に示す式による η_H まで緩和できる。

表 2.3-8 鋼板補強柱の軸力比制限 (η_H)

$\eta_H = \eta_{H0} + P_{w2} \cdot \sigma_{wy2} / 20$ <p>(3.3.5-2)</p> <p>ただし、$\eta_H \leq 0.7$</p> <p>ここに、</p> <p>η_H : 補強後の柱の軸力比の制限値</p> <p>η_{H0} : 補強前の軸力比の制限値で、フープが 100mm ピッチ以下の柱では 0.5、他は 0.4 とする。</p> <p>P_{w2} : 補強鋼板の等価あばら筋比、(3.3.5-1) 式と同じ。</p> <p>σ_{wy2} : 補強鋼板の降伏強度 (N/mm²)</p>

(2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.158 より引用)

(4) 炭素繊維シート巻付け補強

a) 概要

炭素繊維シート巻付け補強は、既存柱のコーナーを丸く整形した後、幅 30cm 程度の炭素繊維シートを図 2.3-16 に示すように柱の四周にエポキシ樹脂により貼り付けるもので、必要補強量に応じて数層貼り付ける。この場合、炭素繊維シート相互は重ね長さの確保が必要である。柱補強に用いる炭素繊維シートには、「建防協 RC 改修指針」を踏まえて高強度タイプを必ず用い、目付量 (200g/m²、300g/m² の 2 種)、規格引張り強度 (3400N/mm²、2900N/mm² の 2 種) を指定する。

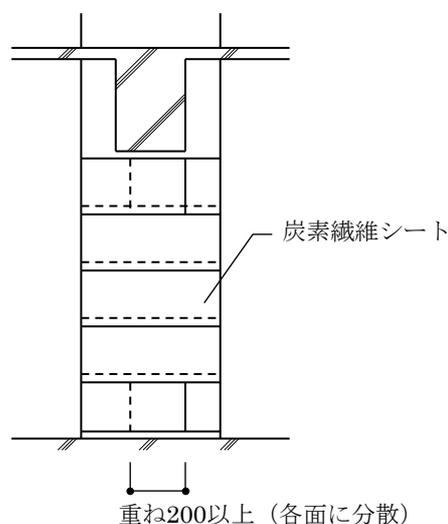


図 2.3-16 炭素繊維シート巻付け補強

b) 補強設計

炭素繊維シート巻付け補強された柱のせん断耐力は、炭素繊維を等価なあばら筋量に換算し、表 2.3-9 に示す式による。この場合、炭素繊維シートの厚さは指定した目付量に応じて表 2.3-10 の値とし、炭素繊維シートの設計用引張り強度は規格引張り強度の 2/3 以下、かつ有効ひずみ 0.7% 時の値以下とする。

表 2.3-9 炭素繊維シート巻付け補強された柱のせん断終局強度 (Q_{su})

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053Pt^{0.23} \cdot (E_{cl} + 18.0)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{wf} \cdot \sigma_{fd} + 0.1\sigma_0} \right\} b \cdot j \quad (3.3.6-1)$$

ただし、 $M/Q \cdot d$ が 1 以下のときはこれを 1 とし、3 以上のときは 3 とする。

また、 $P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{wf} \cdot \sigma_{fd}$ が 9.8N/mm^2 を超える場合は、 9.8N/mm^2 とする。

ここに、

- P_t : 既存柱の引張り鉄筋比 (%)
- P_w : 既存柱のせん断補強筋比 (少数)
- σ_{wy} : 既存柱のせん断補強筋の降伏点強度 (N/mm^2)
- P_{wf} : 炭素繊維シートのせん断補強筋比 (少数)
- σ_{fd} : 炭素繊維シートのせん断設計用引張り強度で、
 $\sigma_{fd} = \min (E_{fd} \cdot \varepsilon_{fd}, (2/3) \sigma_f)$
- E_{fd} : 炭素繊維シートの規格ヤング係数で表 3.3.6-1 によって良い。
- ε_{fd} : 炭素繊維シートの有効ひずみ度で 0.70% として良い
- σ_f : 炭素繊維シートの規格引張り強度で表 3.3.6-1 によって良い
- M/Q : せん断スパンで「耐震診断基準」の 3.2.2 の(c)項より反曲点高さを求めて定める。
- b, D : 柱幅と柱せい (mm)
- j : 応力中心間距離で、 $0.8D$ として良い。
- σ_0 : 軸方向圧縮応力度で 7.8N/mm^2 を超えるときは 7.8N/mm^2 とする。

(2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.166 より引用)

表 2.3-10 炭素繊維シートの諸元

呼び名	目付量 (g/m^2)	設計厚さ (mm)	規格引張り強度*
3400 N/mm^2 級	200	0.111	3400 N/mm^2
	300	0.167	
2900 N/mm^2 級	200	0.111	2900 N/mm^2
	300	0.167	

* 含浸接着樹脂を含浸・硬化させた炭素繊維シートとしての値

(2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.167 解表 3.3.6-1 を要約)

2.3.9 梁補強

(1) 概要

耐震診断は通常第 2 次診断で判定していることもあり大梁を補強することは少ないが、大梁を補強する方法として以下の方法がある。図 2.3-17 (a) に示す RC 巻立て補強は、スラブの仕上げとかぶりコンクリートの一部を研って穴あきの鋼板を配した後、大梁の下部から U 字型の補強筋を配して鋼板に溶接し、コンクリートもしくはモルタルを打設して補強する。せん断補

強の場合には大梁の柱際にスリットを配し、曲げ補強の場合には主筋を配して柱にアンカーする。RC 巻立て補強は必ず 4 周辺補強とする。

図 2.3-17 (b) に示す鋼板接着補強は、大梁の側面に鋼板を 5mm 程度の隙間を確保した上で樹脂アンカーにより固定し、隙間にエポキシ樹脂を注入して一体化する。

同図 2.3-17 (c) に示す炭素繊維シート巻き補強は、大梁の 3 周面に炭素繊維を接着し、開放端となる部分を鋼板と樹脂アンカーで大梁に止め付けて補強する方法である。

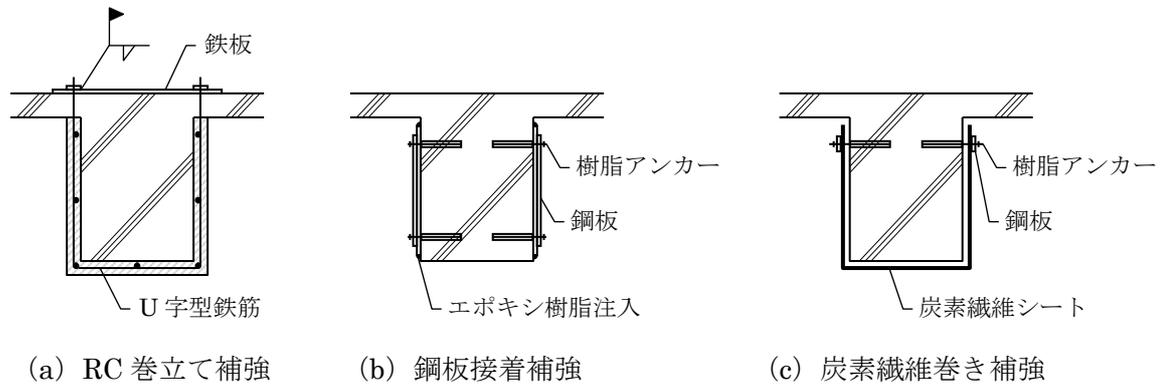


図 2.3-17 大梁の補強工法

(2) 補強設計

柱に準じて設計する。

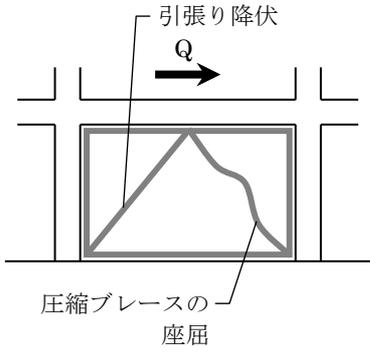
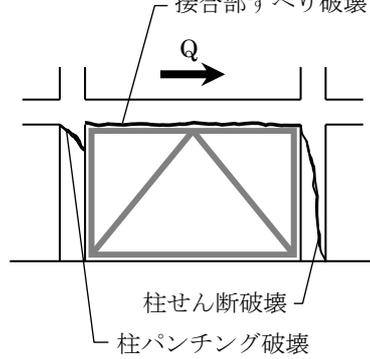
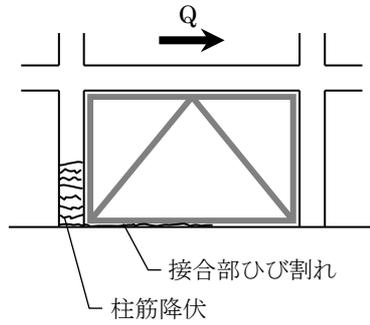
2.3.10 鉄骨ブレース補強

(1) 概要

鉄骨ブレース補強には、実験で優れた変形能力が確認されている枠組工法を用いる。この工法を用いて適切な設計と施工を行えば、層間変形角が $3/1000\text{rad}$ 程度でブレースが降伏し、大きな耐力と安定した変形能力が得られる (図 2.3-18 参照)。ただし、接合部 (柱・梁と鉄骨枠の界面) の耐力は施工状態に大きく影響されるので、留意が必要である。

鉄骨ブレースで補強された架構の力学性状は、表 2.3-11 に示すように破壊モードにより大きく異なる。(a) に示すブレース降伏型は圧縮側ブレースが座屈した後、引張り側ブレースが引張り降伏するモードで、ブレース材の細長比を小さくすれば最も良好な性状となる。(b) の接合部破壊型は荷重-変形関係の安定性が悪く、大変形時に柱が破壊するため好ましくない。(c) の曲げ破壊型は改修指針では大きな F 値が認められているものの、荷重-変形関係は良好でなく、大変形時にブレース脚部の接合部が損傷することに留意が必要である。

表 2.3-11 鉄骨ブレース補強の力学性状

(a) ブレース降伏型	(b) 接合部破壊型	(c) 曲げ破壊型
好ましい破壊モード	好ましくない破壊モード	好ましいが安定性は (a) に劣る
		

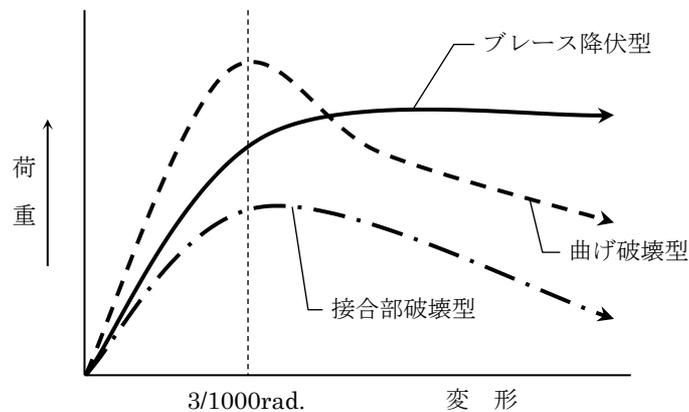


図 2.3-18 鉄骨ブレース補強架構の性状

補強鉄骨ブレースの仕様は、「建防協 RC 改修指針」を踏まえて図 2.3-19 に示す他、以下による。

- ①ブレース材の有効細長比は 58 以下とする。
- ②打設するモルタルは、硬化時に多少膨張性があるグラウトモルタルまたは高流動モルタルとする。
- ③既存骨組側には、直径 16mm 以上のあと施工アンカーをピッチ 250mm 以下に配置する。
- ④鉄骨枠側には、直径 16mm 以上の頭付きスタッドを、あと施工アンカーと同ピッチに配置する。
- ⑤あと施工アンカーと頭付きスタッドのラップ長さは、それぞれの首下長さの 1/2 以上とする。
- ⑥接合部には鉄筋比 0.4% 以上の割裂防止筋を配する。

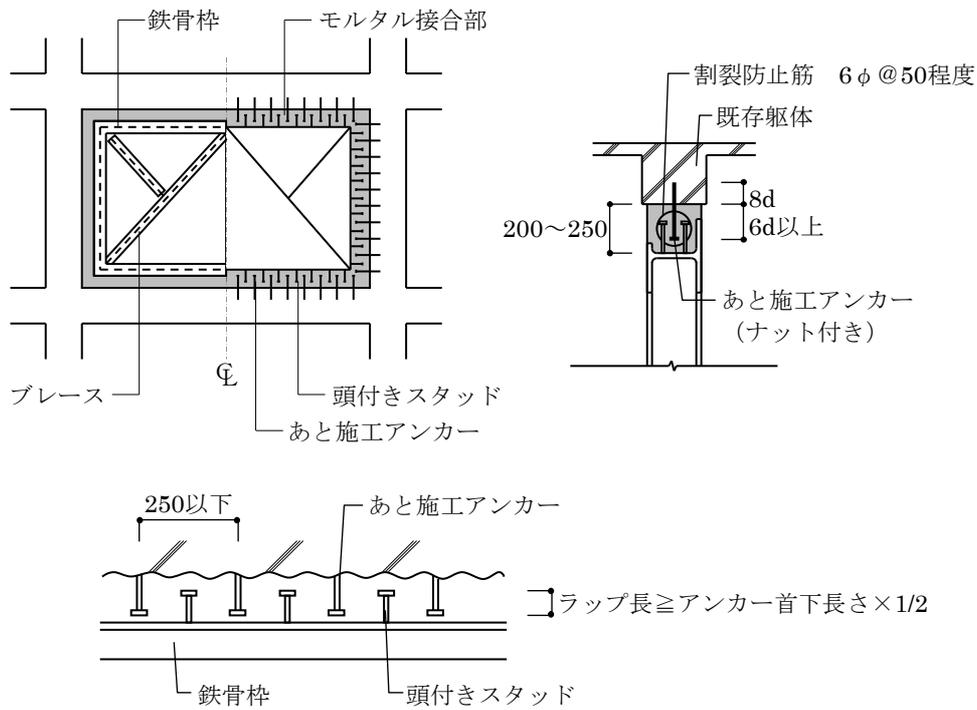


図 2.3-19 枠付き鉄骨ブレース補強の構造詳細

(2) 補強設計

鉄骨ブレースで補強された架構の耐力は、①～③の最小値とする。

①鉄骨ブレース降伏時の耐力 (sQ_{Bu})

$${}_s Q_{Bu} = Q_{CT} + Q_{Bc} + Q_{BT} + Q_{cc} \quad \text{2.3-7 式}$$

$$Q_{Bc} = F_{cr} \cdot A_B \cdot \cos\theta$$

$$Q_{BT} = F \cdot A_B \cdot \cos\theta$$

$$F_{cr} = \begin{cases} [1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2] F & \lambda \leq \Lambda \\ 0.6F/(\lambda/\Lambda)^2 & \lambda > \Lambda \end{cases}$$

A_B : ブレース材の断面積

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

λ : 有効細長比

Λ : 限界細長比 ($= \sqrt{(\pi^2 \cdot E)/(0.6F)}$)

Q_{cc} 、 Q_{CT} : 圧縮側、引張り側柱の終局耐力

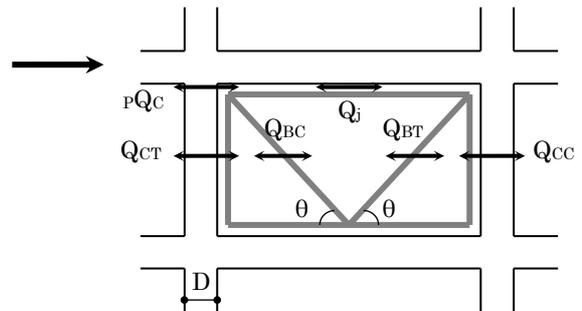


図 2.3-20 鉄骨ブレースのせん断耐力の算定

②接合部破壊時の耐力 (sQ_{Bj})

$${}_s Q_{Bj} = {}_p Q_c + Q_j + Q_{cc} \quad \text{2.3-8 式}$$

$${}_p Q_c = K_{min} \cdot \tau_o \cdot b \cdot D$$

$$K_{min} = 0.34/(0.52 + a/D)$$

$$\tau_o = 1.0 + 0.1F_{c1} + 0.85\sigma \quad (0 \leq \sigma \leq 0.33F_{c1} - 28 \text{ の時})$$

$$= 0.22F_{c1} + 0.49\sigma \quad (0.33F_{c1} - 28 < \sigma \leq 0.66 F_{c1} \text{ の時、}$$

また $\sigma > 0.66 F_{c1}$ の時は、 $\sigma = 0.66 F_{c1}$ とする。)

$$Q_j = n \cdot 0.64 \cdot \sigma_{\max} \cdot a_s$$

- b_e :パンチングシアを受ける柱の直交材を考慮した有効幅
- D :パンチングシアを受ける柱のせい
- a :せん断スパンでスタッドに対し 25cm、アンカーに対し 5cm とする。
- F_{cl} :既存躯体コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- σ :引張り抵抗で、 $P_g \cdot \sigma_y + \sigma_0$
- σ_0 : $N/(b_e \cdot d)$ で、 N はメカニズム時における柱軸力方向 (N) で圧縮を正とする。
- n :梁下の頭付きスタッドの本数
- σ_{\max} :頭付きスタッドの引張強度で、通常は 400 (N/mm²)
- a_s :頭付きスタッドの断面積 (mm²)

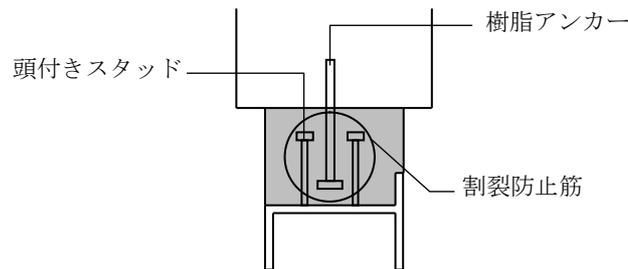


図 2.3-21 モルタル接合部

③ 曲げ耐力

付帯柱を含む鉄骨ブレース補強架構の曲げ終局モーメント (bM_u) は表 2.3-12 に示す式により算定する。

表 2.3-12 鉄骨ブレース補強架構の曲げ終局モーメントの算定

$bM_u = \min(T_u, N_u) \times L \quad (\text{解 3.4.5-5})$ <p>$T_u = N_1 + \sigma_y \cdot A_g$ (引張り抵抗力)</p> <p>$N_u = 0.8(\sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g) - N_2 > 0$ (圧縮抵抗力)</p> <p>ここに、</p> <ul style="list-style-type: none"> b : 柱幅 D : 柱せい L : 引張り側および圧縮側柱の中心間距離 A_g : 片側の柱主筋の全断面積 σ_y : 柱主筋の降伏強度 N_1, N_2 : それぞれ引張り側、圧縮側柱の長期軸方向力 σ_B : コンクリート圧縮強度

(2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 P.206 より引用)

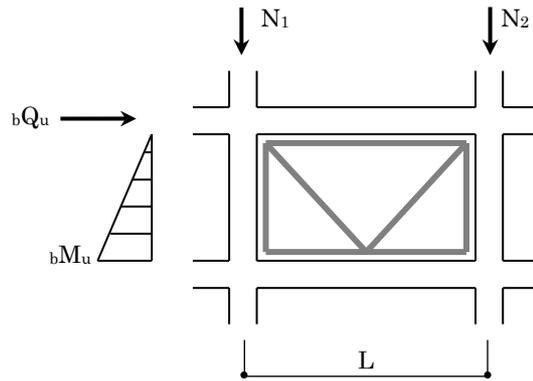


図 2.3-22 鉄骨ブレース架構の曲げ耐力 (bM_u)

④ 靱性指標 (F)

鉄骨ブレースで補強された架構の靱性 (F) は、補強鉄骨ブレースの接合部耐力の余裕度や RC 架構の F 値から算出する。整理すると表 2.3-13 に示す値となる。

表 2.3-13 靱性指標 (F)

破壊モード	付帯柱	F
ブレース座屈	曲げ柱	2.0~3.2 ^{*1}
	せん断柱	2.0 ^{*1}
	極脆性柱	1.0
接合部破壊	—	1.0
曲げ降伏	—	2.0 ^{*1}
*1 接合部耐力の余力が 1.1 未満の場合は、F=1.5		

2.3.11 鋼板壁補強

(1) 概要

大きな窓開口を必要とする部分で補強する場合には、鋼板壁で補強すると大きな耐力が得られる。鋼板の板厚は 6mm 程度でよく、周辺および窓開口部にも枠材を連続して配し、鋼板は補強リブで早期の座屈防止を図る。

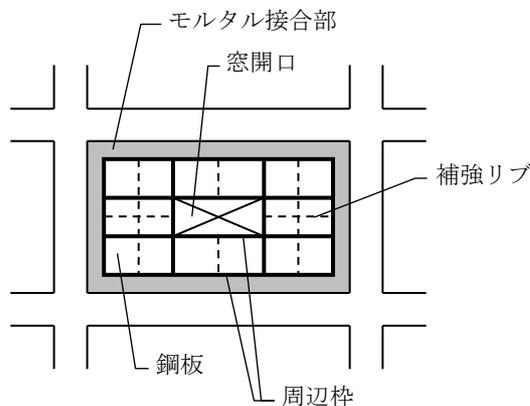


図 2.3-23 鋼板壁補強

(2) 補強設計

①鋼板で補強した架構のせん断耐力 (Q_{su}) は下式による。

$$Q_{su} = Q_{c1} + (Q_{s1} + Q_{s2}) + Q_{c2} \quad 2.3-9 \text{ 式}$$

Q_{s1} : $t_s \cdot L_1 \times \sigma_y / \sqrt{3}$ (Q_{s2} も同様)

Q_{c1}, Q_{c2} : 既存柱の耐力

t_s : 鋼板の厚さ

σ_y : 鋼板の降伏強度

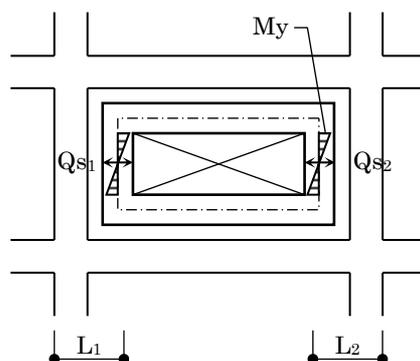


図 2.3-24 鋼板壁の設計

②図 2.3-24 に示すように鋼板壁を線材置換して、せん断降伏するときの曲げモーメント (M_y) を算出し、この応力に対して周辺枠が降伏しないように周辺枠の板厚を決定する。

③「建防協 RC 改修指針」の付録に記載されている式により鋼板壁が早期にせん断降伏しないように補強リブを設計する。

④モルタル接合部を鉄骨ブレース補強に準じて設計する。

2.3.12 鉄骨フレーム補強

(1) 概要

建物の美観や使用性に配慮した場合、図 2.3-25 に示すように口型形状や格子型形状の鉄骨フレームを配して補強することが考えられる。鉄骨フレームは初期剛性は大きくないものの RC 造と異なりひび割れによる剛性低下がないので、剛強な部材を用いれば RC 造建物や SRC 造建物が降伏する 1/250~1/150 程度の層間変形時には十分な耐力を発揮させることができる。鉄骨フレームは鉄骨ブレースと同様なモルタル接合部により建物に取付ける。

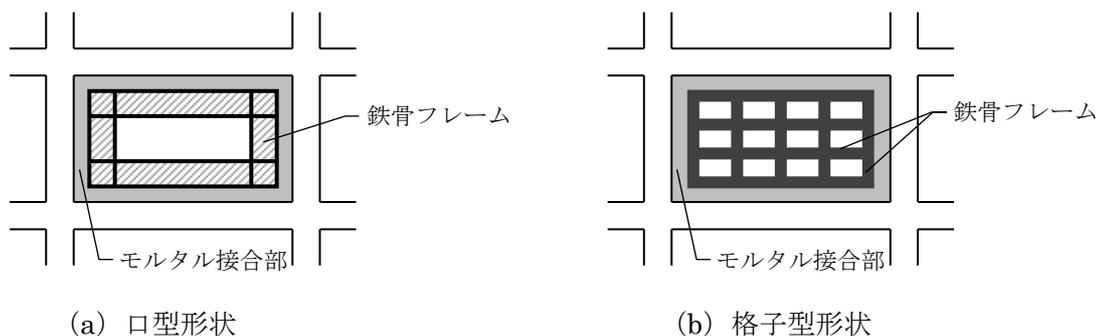


図 2.3-25 鉄骨フレーム補強

(2) 補強設計

①鉄骨フレームで補強した架構の耐力 (Q_{su}) は下式による。

$$Q_{su} = Q_{c1} + \phi_1 \times \sum Q_s + Q_{c2} \quad \text{2.3-10 式}$$

ϕ_1 : I_s を算定する F 値に対応する強度寄与係数で、通常は RC 造で 1/250、SRC 造で 1/150 の強制変形時の値を算定する。

$$Q_s : 2 \cdot M_y / h_o$$

M_y : 鉄骨の降伏モーメント

h_o : 鉄骨柱の内法寸法

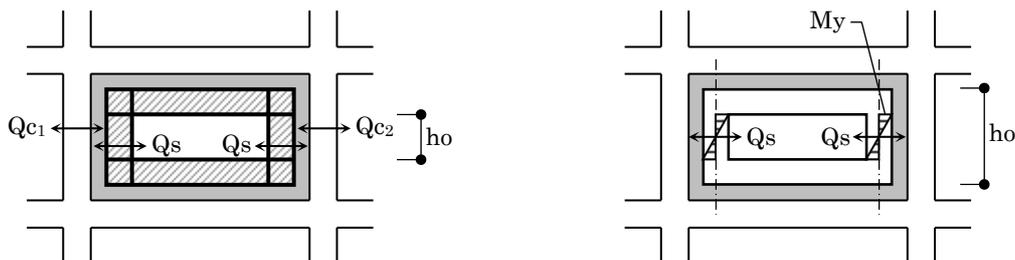


図 2.3-26 鉄骨フレームの設計

②モルタル接合部は鉄骨ブレース補強に準じて設計する。

2.3.13 バットレスによる補強

(1) 概要

①平面配置

バットレスにより確実な補強効果を得るためには図 2.3-27 (a) に示すように、バットレスは両妻面に配することを原則とする。ただし、建物規模が小さく、かつ、バットレスの基礎回転耐力が十分にあり、また片側補強に伴う既存建物とバットレスとの接合部に生じる引張力に対して、十分な余力が確保できる場合には、片側妻面のみへの配置としても良い。

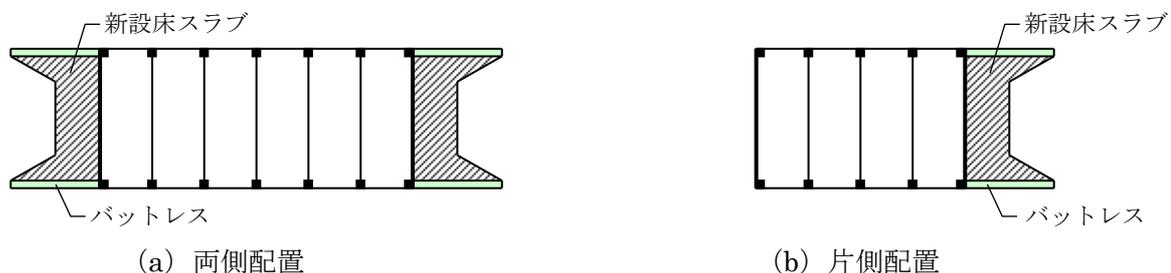


図 2.3-27 バットレスの平面配置

②立面配置

バットレスは図 2.3-28 (a) に示すように、最上階から最下階まで階方向に連続的に配置することを原則とする。図 2.3-28 (b) に示すようにバットレスを配さない階の耐震性能が目標性能に対して十分な余力があることを確認するなど、階方向の耐震性能の連続性に配慮した計

画とする場合には、下層階のみにバットレスを配置する計画としても良い。

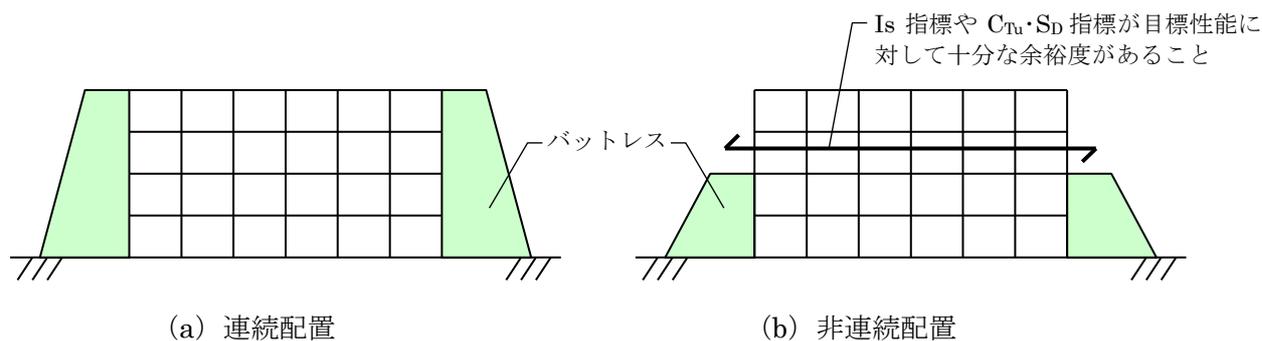


図 2.3-28 バットレスの立面配置

③既存建物との応力伝達

バットレスが地震力に抵抗する時には、図 2.3-29 に示すように既存建物床面およびバットレスと建物間との接合面に大きな引張力や圧縮力が作用するため、バットレスの強度はこの部分の耐力を考慮して計画する必要がある。集合住宅を例にすると、床面の引張耐力（桁行方向のスラブ筋と梁主筋の引張耐力の和）は 1,500kN～2,000kN 程度であるので、各階床からバットレスに伝達させる水平力はこれを上限として計画する。

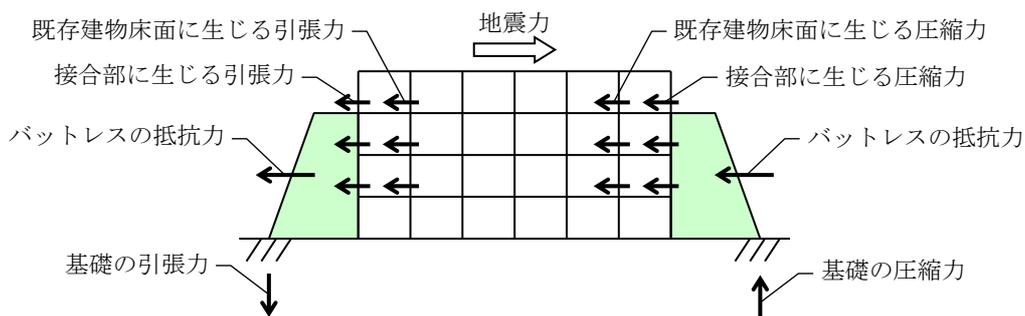


図 2.3-29 既存建物およびバットレス周辺に生じる応力

④基礎の浮上り

バットレスには積載荷重が無く地震時に容易に浮き上がる可能性があるため、図 2.3-30 (a) に示す引抜き抵抗力を有する杭を配置する。直接基礎の場合においても引抜き抵抗杭を配置することが望ましいが、杭が配置できない場合は、図 2.3-30 (b) に示すカウンターウェイトを基礎に設ける。バットレス脚部に生じる圧縮軸力は既存基礎に伝達しても良いが、バットレスの規模が大きい場合には圧縮側にも杭を配して過大な圧縮力を既存基礎に作用させない計画とする。

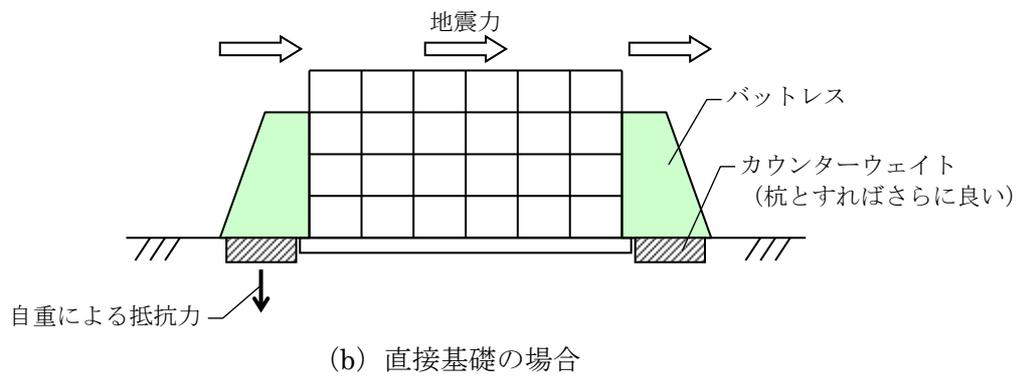
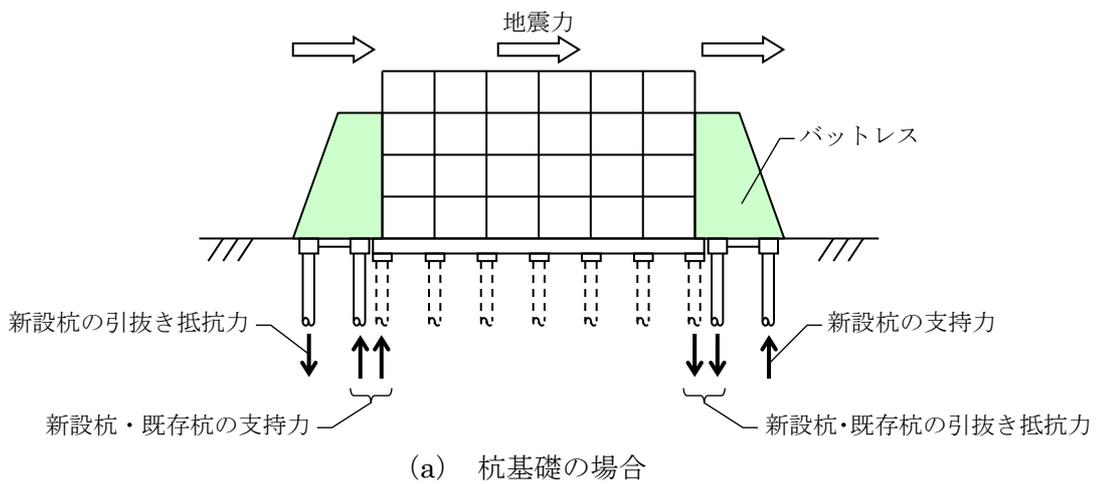


図 2.3-30 浮上りに考慮した計画

(2) 補強設計

① 設計フロー

バットレスの終局耐力が基礎の回転耐力に支配されることが一般的であることを踏まえて、第2次診断による補強設計においても基礎の回転耐力の検討を行い、既存建物の性能に加算するバットレスの補強耐力はバットレス基礎の回転耐力とバットレスの壁板の終局耐力の小さな値とし、バットレス補強設計は図 2.3-31 に示すフローにより行うことを原則とする。

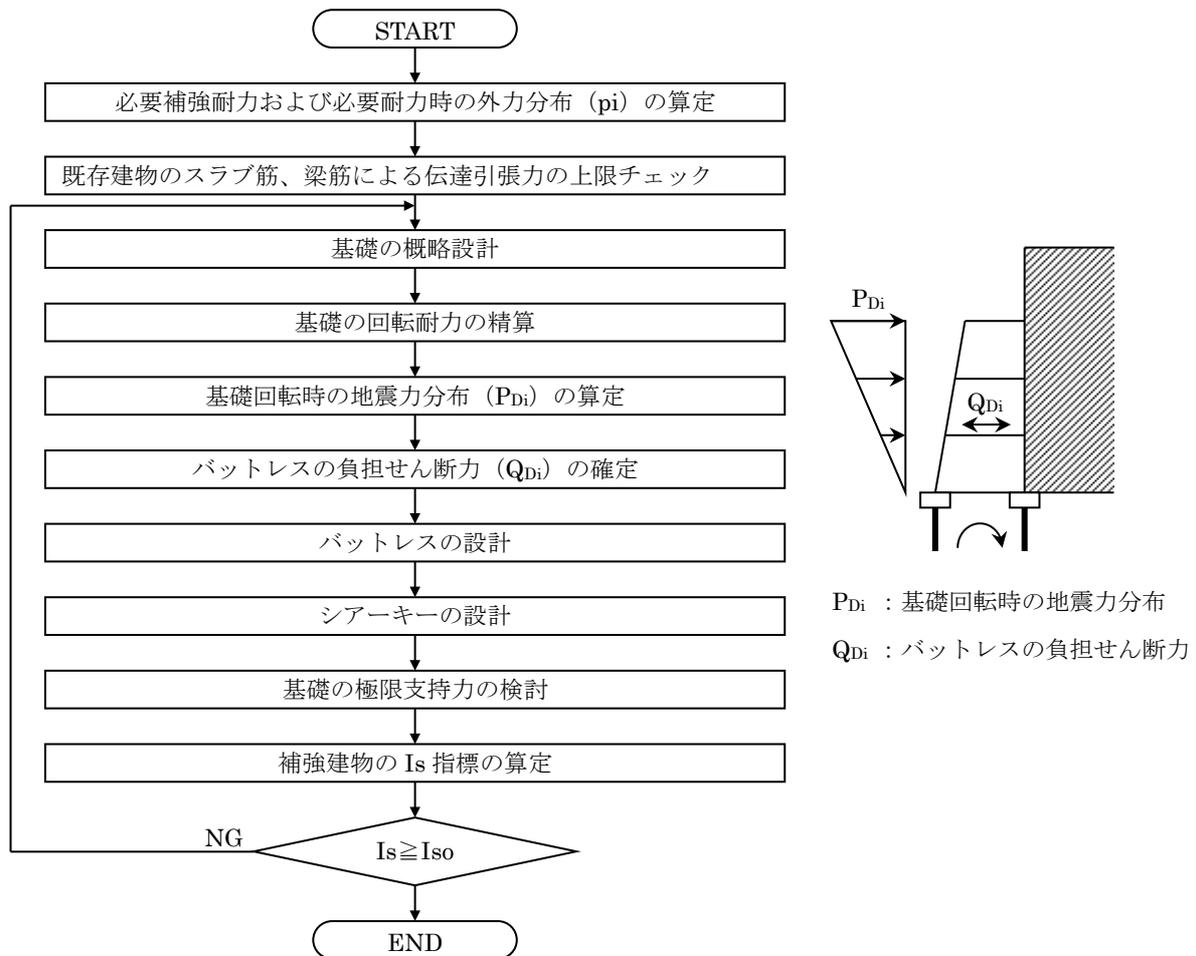


図 2.3-31 バットレスの設計フロー

②基礎の回転耐力の検討

バットレスは重量が少ないバットレス外端部が容易に浮き上がるため、基礎（杭）の配置計画では 2.3-11 式により浮上りに対して検討する。基礎の浮上りに対する検討に用いる外力分布は図 2.3-32 (a) に示す三角形分布とすることが一般的であるが、特定階の耐震性能が極端に小さい建物を補強する場合などでは、図 2.3-32 (b) に示す必要補強耐力に基づく外力分布としても良い。

バットレス外端部の基礎（杭）の配置を決定後、バットレス内端が浮上るときの耐力や、基礎(杭)の極限支持力に対する検討も行う。

検討は正負加力について行うものとし、バットレスが押される方向（図 2.3-32 において左側からの加力）の検討においては、2.3-12 式における R_U には既存建物直近の杭の引抜き抵抗力を、N_L には既存建物直近の長期柱軸力を考慮して良い。

$$M_{RU} \geq_{req} M_{RU} \quad 2.3-11 \text{ 式}$$

$$M_{RU} = (R_U + N_L) \times L \quad 2.3-12 \text{ 式}$$

$$req M_{RU} = \sum (P_i \cdot h_i) \quad 2.3-13 \text{ 式}$$

- M_{RU} : 基礎の回転抵抗モーメント
- req M_{RU} : 必要回転耐力
- R_U : 杭の引抜き抵抗力
- N_L : 引張側のバットレスの長期軸方向力

- L : バットレスのスパン長
- P_i : 必要耐力時の外力分布
- h_i : 杭頭から外力までの高さ

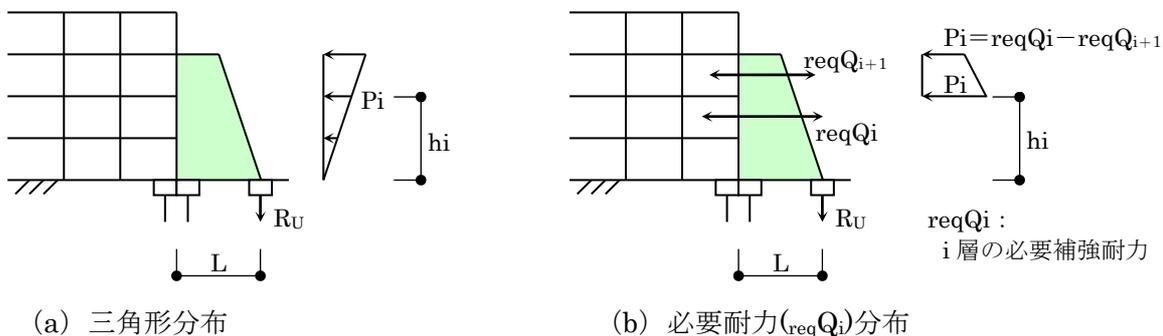


図 2.3-32 基礎の回転耐力の検討

③細部の設計

- ・バットレス壁板の版厚と配筋は、診断基準による両側柱付き壁の曲げ終局強度式およびせん断終局強度式を用いて設計する。この場合、壁長 (L_w) は階の平均値として良い。
- ・バットレス壁板と既存建物間に打設するシアーキーは、メカニズム時に作用するせん断力 (Q_{vi}) に対して 2.3-14 式により設計する。

$$Q_u \geq \phi \cdot Q_{vi} \quad \text{2.3-14 式}$$

Q_{vi} : メカニズム時に作用するせん断力

ϕ : 外付け補強における接合部の余裕度で $\phi = \max(\phi_1, \phi_2)$

ϕ_1 : 外付け補強の余裕度で 1.4

ϕ_2 : 採用する F 値に基づく余裕度で「耐震診断基準 3.2.3 靱性指標」による

Q_u : シアーキーのせん断耐力で、「建防協 RC 改修指針」により求まる値

2.3.14 鉄骨ブレース架構の増設による補強

(1) 概要

- ①増設する鉄骨ブレース架構は図 2.3-33 に示すように連続して配置するものとし、下部には地震時の変動軸力や水平力を地盤に伝達できる剛強な基礎を新設することを原則とする。
- ②鉄骨ブレース架構には図 2.3-34 に直す直交梁を設け、直交方向の地震力や面外方向の地震力に対して損傷させないものとする。また、新設基礎と既存基礎は一体化する。
- ③増設する鉄骨ブレース架構と既存建物は、図 2.3-35 に示すように床スラブ等で一体化する。床スラブは補強に伴い発生するせん断力および偏心モーメントに対して損傷させないものとする。
- ④通常の場合、ブレースは施工性に配慮して S 造とするが、柱・梁は基礎梁も含め応力伝達に配慮して SRC 造とする。ただし、直交梁は RC 造とする。

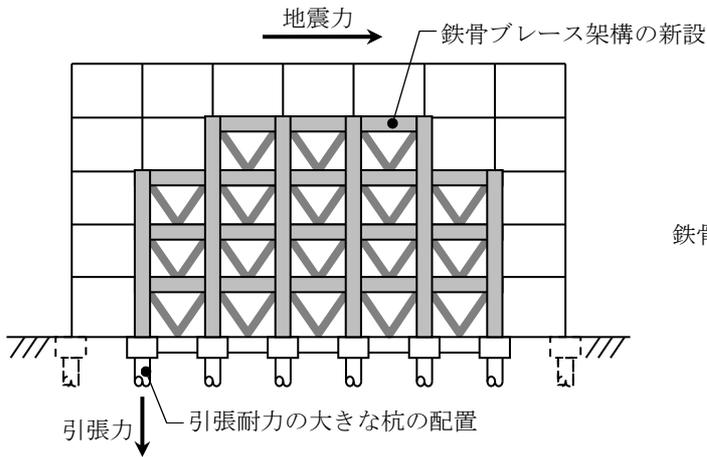


図 2.3-33 杭の新設

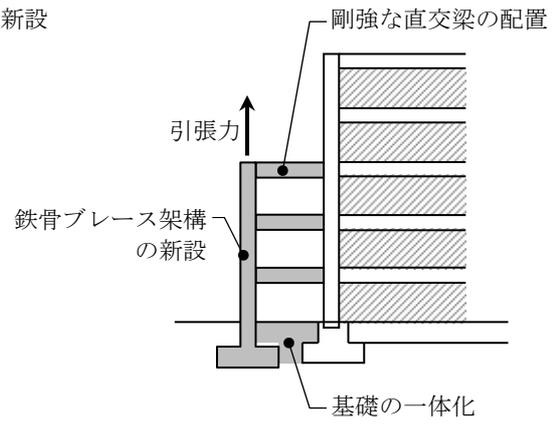


図 2.3-34 直接基礎の場合

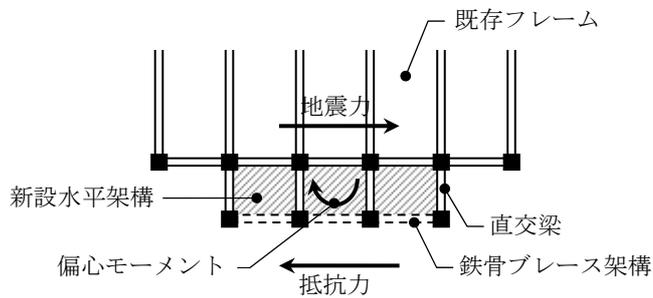


図 2.3-35 偏心モーメント

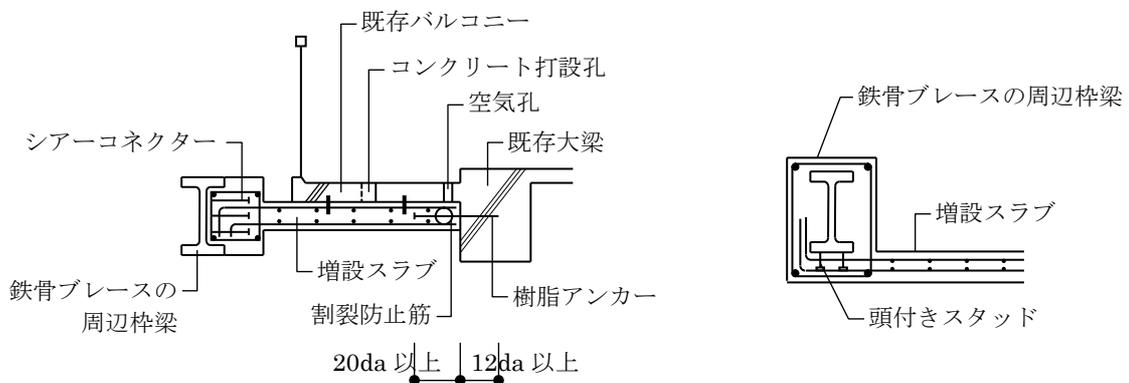
(2) 補強設計

a) ブレースの設計

- ・ブレース材の細長比は 58 以下とする。
- ・ブレース材の接合は保有耐力接合とする。

b) 梁材の設計

①既存建物から水平力を梁材に伝達するためのシアーキーを配す。一般的には、図 2.3-36 に示すシアーキーが用いられている。



(a) 頭付スタッドを配する方法

(b) SRC 梁とする方法

図 2.3-36 梁材の詳細

②梁材に配する頭付きスタッドなどのシアーキーは下式により設計する。

$$Q_u \geq \alpha \cdot Q_D \quad 2.3-15 \text{ 式}$$

Q_u : シアーキーの終局せん断耐力

α : 外側補強架構としての余裕度で 1.4 とする。ただし、直交梁を設け直交梁のコンクリートを鉄骨ブレース架構の柱のコンクリートと同時打ちする場合には、1.0 として良い。

Q_D : 新設床面架構の設計用せん断力

③新設床面架構の設計用せん断力 (Q_D) は「外側耐震改修マニュアル」に従い、新設床面架構直下、もしくは直上の鉄骨ブレースの終局時せん断力とする。ただし、鉄骨ブレースが上下階にほぼ連続して配されており、新設床面架構に大きな水平力が作用しないと考えられる中間階の新設床面架構の設計用せん断力 (Q_D) は下式として良い。

$$Q_D = \max(1.5(Q_{u下} - Q_{u上}), 0.5 \times Q_{u下}) \quad \text{ただし、} Q_D \leq Q_{u下} \quad 2.3-16 \text{ 式}$$

Q_D : 床面架構および接合部の設計用せん断力

$Q_{u上}$: 当該梁柱直上のブレースの保有水平耐力 (図 2.3-37)

$Q_{u下}$: 当該梁柱直下のブレースの保有水平耐力 (図 2.3-37)

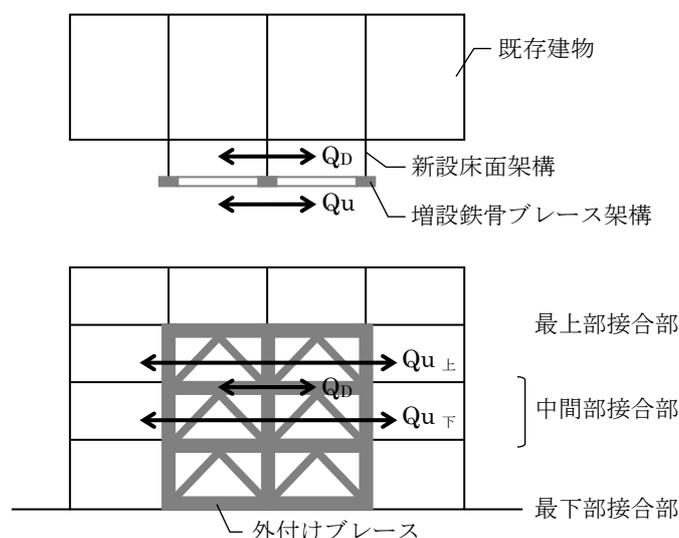


図 2.3-37 床面架構および梁接合部の設計用せん断力 (Q_D)

④柱材の設計

- 鉄骨ブレース架構の外端の柱材は、架構全体の曲げ変形を抑制して補強効果を高めるため、SRC 部材とすることを原則とする。

- 柱材はメカニズム時の軸力に対して下式により設計する。

$$N_{CA} \geq N_{cu} + N_L$$

$$N_{TA} \geq N_{tu} - N_L$$

} 2.3-17 式

N_{CA} : 終局時の許容圧縮耐力で、 $N_{CA}=0.8 (F_c \times b \times D + \sigma_y \times A_g)$ として良い。

F_c : コンクリートの設計基準強度

b 、 D : 柱の幅とせい

σ_y 、 A_g : 柱鉄骨の降伏点強度、断面積

N_{TA} : 終局時の許容引張耐力で、 $N_{TA} = \sigma_y \times A_g + r \sigma_y \times r A_g$ として良い。

$r \sigma_y$ 、 $r A_g$: 柱鉄筋の降伏点強度、断面積

N_{cu} 、 N_{Tu} : メカニズム時の柱軸力で、原則として図 2.3-38 に示すように、全ブレースが降伏する時の値とする。

N_L : 長期柱軸力

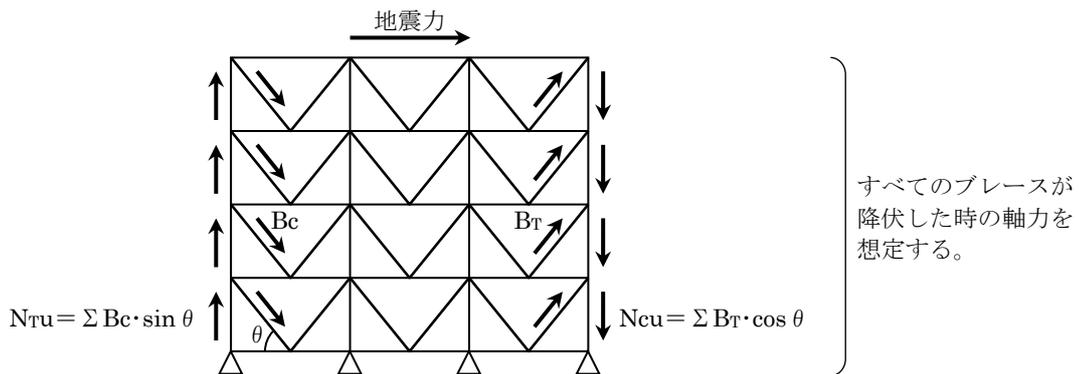


図 2.3-38 メカニズム時の柱軸力

⑤ 新設床面架構の設計

新設床面架構を RC スラブとする場合の設計は以下による。

・スラブ厚さ (t)

$$Q_D / (t \cdot L) \leq 0.1 F_c \quad 2.3-18 \text{ 式}$$

Q_D : 前述した新設床面架構の設計用せん断力

L : 新設床面架構の総長さ

F_c : 新設床面架構に打設するコンクリートの設計基準強度

・スラブ配筋 (P_w)

$$P_w \cdot \sigma_y \cdot t \cdot L \geq Q_D \quad 2.3-19 \text{ 式}$$

P_w 、 σ_y : 新設床面架構のスラブ筋の鉄筋比、降伏点強度

・あと施工アンカー

$$n \cdot q_a \geq \alpha \cdot Q_D \quad 2.3-20 \text{ 式}$$

n : 新設床面架構と既存建物間に打設するあと施工アンカーの総本数

q_a : あと施工アンカーのせん断耐力で「建防協 RC 改修指針」による

α : 外側補強としての余裕度で、原則として 1.4 とする。

Q_D : 新設床面架構の設計用せん断力

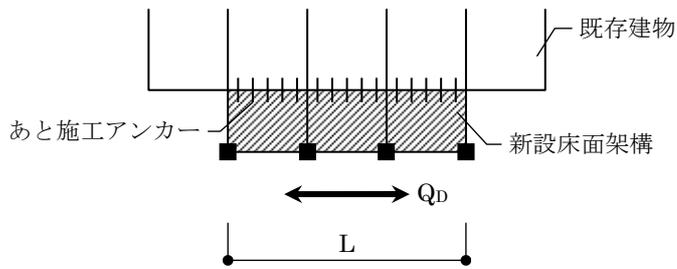


図 2.3-39 新設床面架構の設計

⑥直交梁の設計

・偏心モーメントに対する設計

新設ブレース架構方向の地震力により、新設床面架構に生じる偏心モーメント (M_E) は図 2.3-40 に示すようにスパンごとに直交梁により処理するものとし、直交梁には下式により求まる引張軸力 (N_T) を負担できる主筋およびあと施工アンカーを配するものとする。

$$N_T = Q_{D1} \times h / L_1 \quad 2.3-21 \text{ 式}$$

Q_{D1} : 1 スパンあたりの新設床面架構の設計用せん断力

($Q_u = Q_D / n$ n : 新設床面架構のスパン数)

h : 新設床面架構の突出長さ

L_1 : スパン長

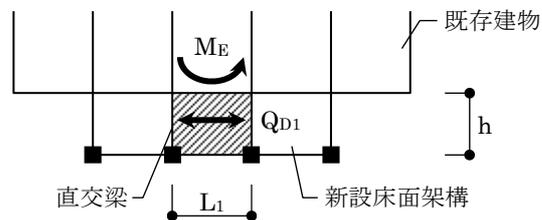


図 2.3-40 直交梁の設計

・直交方向地震力に対する設計

直交梁は、図 2.3-41 に示すあと施工アンカー等を配して鉄骨ブレース架構と直交方向に作用する地震力に対して梁断面およびあと施工アンカー等を設計する。この場合、既存建物との接合に用いるあと施工アンカー等の設計は下式による。

$$(T/T_A)^n + (Q_D/Q_A)^n \leq 1.0 \quad 2.3-22 \text{ 式}$$

T : 面外方向の地震力を 1.0G として算出した直交梁に作用する引張力

Q_D : 直交梁の端部が曲げ降伏するときに直交梁に生じるせん断力

T_A, Q_A : 「建防協 RC 改修指針」に規定されるあと施工アンカーの終局時の引張耐力、せん断耐力

n : 1~2 の値で、原則として 1.5 とする

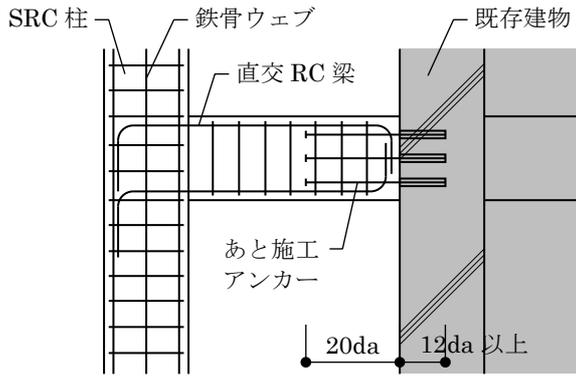


図 2.3-41 直交梁の配筋例

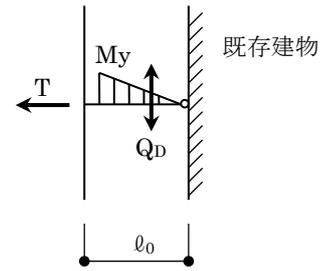


図 2.3-42 直交梁の設計

⑦基礎の設計

- ・杭および基礎の設計は、補強架構の増設に伴う増加重量に対して、現行法および関係基準により求められる性能を満たす設計を行う。ただし、既存の基礎に余力がある場合は、常時および地震時軸力の一部もしくはすべてを既存基礎に負担させても良い。
- ・杭を新設する場合、架構の増設補強に伴う増加重量に震度 $0.2Z$ (Z : 地域係数) を乗じた水平力に対して杭および基礎梁を短期許容応力度設計する。また、大地震時においては杭が曲げ降伏した時に杭および基礎梁がせん断破壊しないことを確認する。ただし、これは最低基準であるので、杭の抵抗力には上記値に対して十分な余裕を持たすことが望ましい。
- ・補強架構がメカニズムに達する時に基礎に作用する軸力が、杭および基礎の極限支持力を超えないことを確認する。
- ・新設基礎と既存基礎は、図 2.3-43 に示すと詳細を参考に一体化させる。この場合、この接続部が大地震時において損傷しないように、既存基礎と新設基礎の基礎底のレベル差は、できるだけ小さくすることが望ましい。

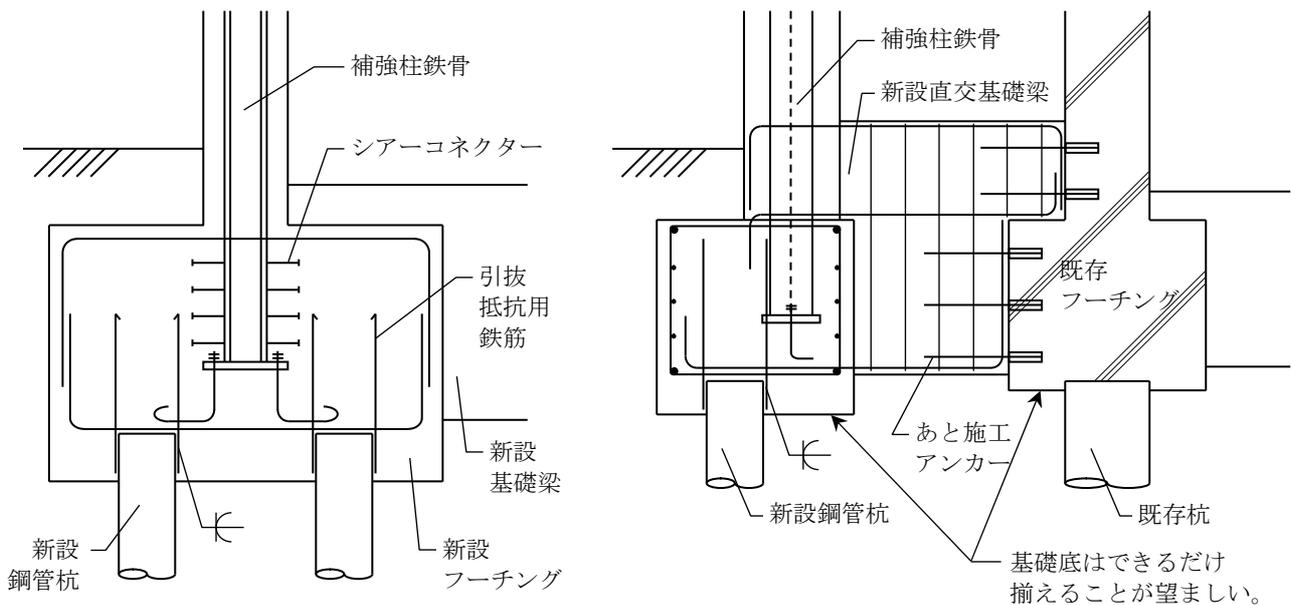


図 2.3-43 基礎の一体化

2.3.15 ラーメン架構の増設による補強

(1) 概要

- ①増設するラーメン架構は図 2.3-44 に示すように連続して配置するものとし、下部には地震時の変動軸力や水平力を地盤に伝達できる剛強な基礎を新設することを原則とする。
- ②ラーメン架構には図 2.3-45 に直す直交梁を設け、直交方向の地震力や面外方向の地震力に対して損傷させないものとする。また、新設基礎と既存基礎は一体化する。
- ③増設するラーメン架構と既存建物は、図 2.3-46 に示すように床スラブ等で一体化する。床スラブは補強に伴い発生するせん断力および偏心モーメントに対して損傷させないものとする。
- ④通常の場合、増設架構は RC 造とするが、大きな補強耐力を得るために SRC 造とすることもあ

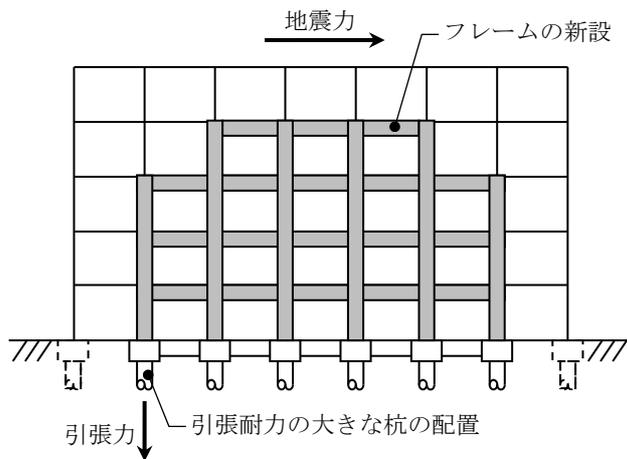


図2.3-44 杭の新設

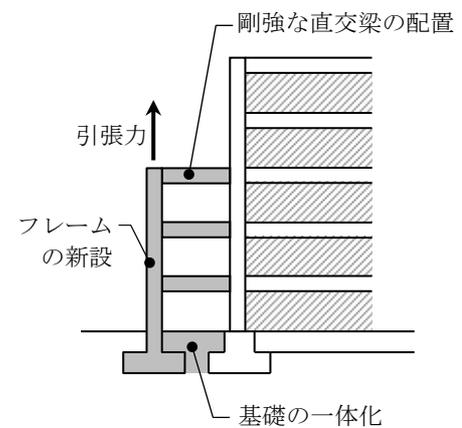


図2.3-45 直接基礎の場合

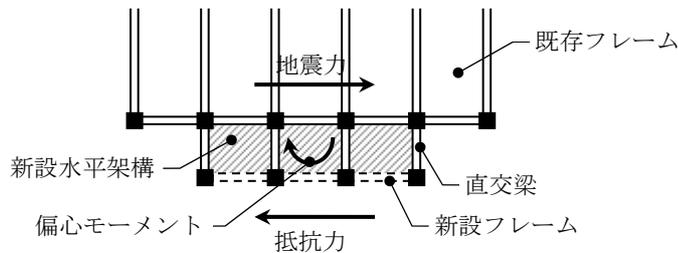


図2.3-46 偏心モーメント

a) 設計フロー

- ①補強ラーメン架構は、図 2.3-47 に示すフローに基づき、原則として最上層の柱頭および最下層の柱脚を除き梁降伏型の架構として設計する。
- ②補強ラーメン架構に必要な耐力から、各階の柱本数と柱断面を仮定する。この場合、柱の終局時せん断応力度は中柱で $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 、側柱で $0.8\text{N}/\text{mm}^2$ 程度とすると良い。
- ③設定した柱の耐力からメカニズム時の柱・梁の応力を設定し、梁の応力から梁断面を終局強度設計する。
- ④決定した梁断面によりメカニズム時応力を修正し、メカニズムを確定する。
- ⑤メカニズムを保証する柱および柱・梁接合部の保証設計を行う。保証設計における柱およ

び柱・梁接合部のせん断余裕度は、原則として現行法の規定を適用するものとし、技術基準解説書による。同解説書では、柱のせん断余裕度は修正荒川 mean 式に対して 1.25、柱・梁接合部のせん断余裕度は 1.1 とされている。

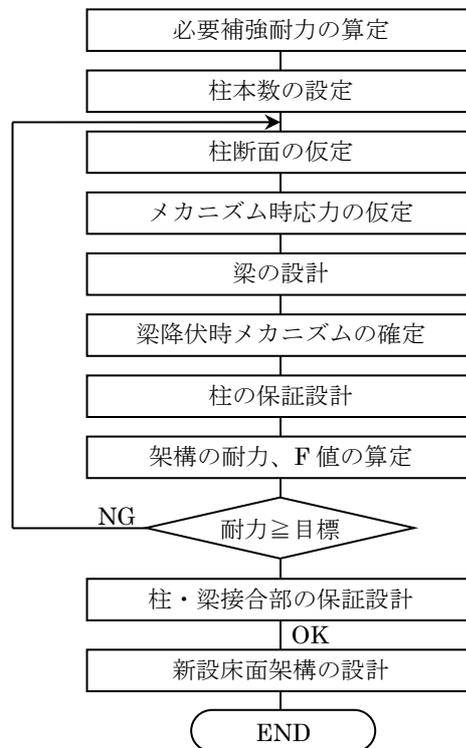


図 2.3-47 補強ラーメン架構の設計フロー

b) 梁材の設計

- ①梁材は、前述の図 2.3-47 のフローにより仮定したメカニズム時の応力に耐える断面として設計する。
- ②設計された梁断面に対して、梁材の終局時の曲げ耐力、せん断耐力および靱性指標 (F) を診断基準により算定する。
- ③梁材の最小鉄筋量などの仕様は、現行法関連基規準の規定を満たすものとする。

c) 柱材の設計

- ①柱材は前述の図 2.3-47 のフローにより算定した梁降伏時のメカニズムに対して、原則として最上層の柱頭および最下層の柱脚以外の部分が曲げ降伏せず、かつ柱のせん断余裕度が 1.25 倍以上あることを確認する。ただし、せん断余裕度を検討する場合の終局せん断耐力式は修正荒川 mean 式によって良い。
- ②設計された柱断面に対して終局時の曲げ耐力、せん断耐力および靱性指標 (F) を診断基準により算定する。
- ③柱材の最小鉄筋量などの仕様は現行法関連基規準の規定を満たすものとする。

d) 新設床面架構および直交梁の設計

- ①補強ラーメン架構と既存建物間に設ける図 2.3-48 に示す新設床面架構、直交梁およびこれ

らに設けるシアーキーの設計は、「2.3.14 鉄骨ブレース架構の増設」に準じる。

e) 基礎の設計

①補強ラーメン架構を支持する新設基礎の設計は、「2.3.14 鉄骨ブレース架構の増設」に準じる。

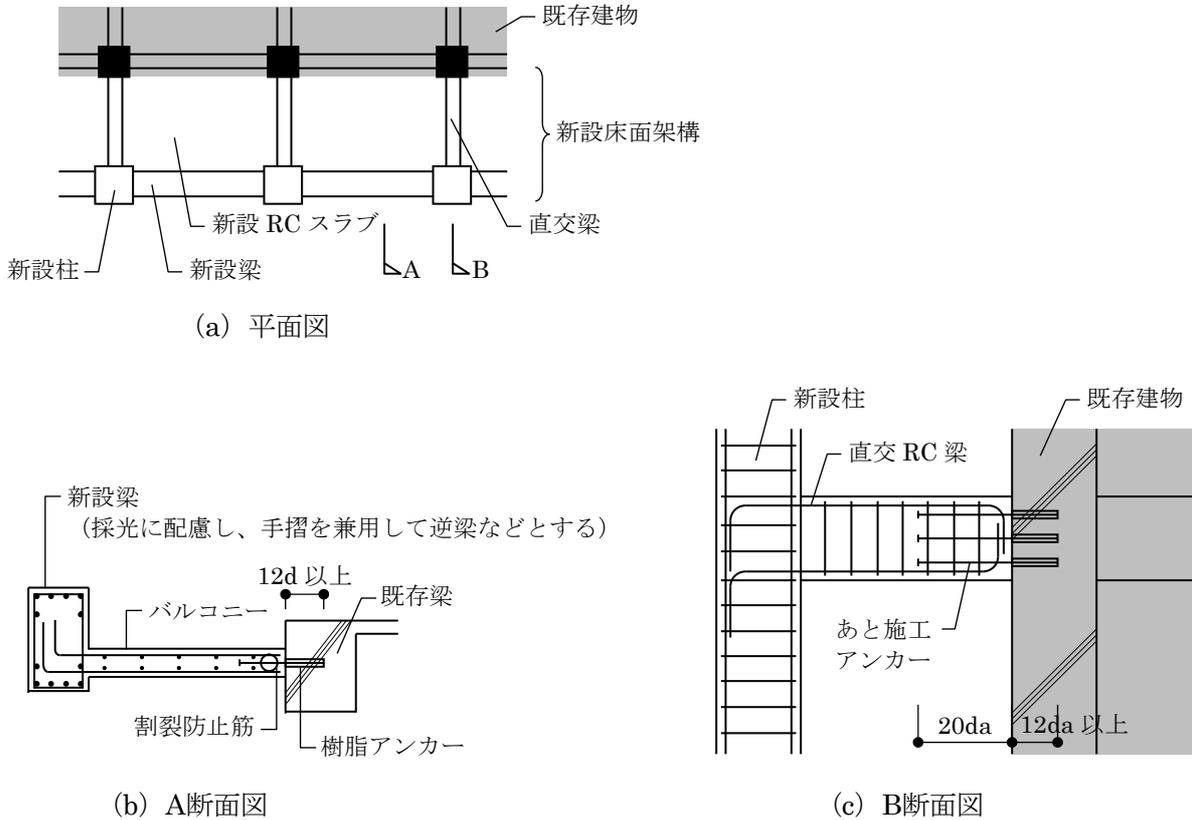


図2.3-48 新設床面架構の設計例

f) ラーメン架構で補強された建物の性能評価

- ①補強された建物の形状指標 (S_D) は、補強架構と既存建物を一体とみなして算定する。
- ②既存建物に加算する補強ラーメン架構の耐力は、基礎がピン支持されているものと仮定した第3次診断もしくは弾塑性荷重増分解析による。
- ③補強架構の耐力の算定を第3次診断による場合には、診断基準に基づく補強架構の強度寄与係数を考慮する。
- ④補強架構の耐力の算定を弾塑性荷重増分解析による場合は、既存建物の F 値に応じて表 2.3-14 に示す層間変形角時に補強ラーメン架構に生じる負担力を補強耐力とみなす。

表 2.3-14 F 値と層間変形角 R

F	0.8	1.0	1.27	1.6	2.0
R	1/500	1/250	1/125	1/115	1/80

2.3.16 外付けブレースによる補強

(1) 概要

①外付けブレース工法では、図2.3-49に示すように既存建物に近接させて補強ブレース架構を構築し、鉄骨ブレース周辺に配する梁枠と柱枠を剛強な接合部により既存大梁と柱に一体化して補強する。通常の場合、ブレース材、梁枠材、柱枠材を鉄骨造とし、地中に埋設される部分を鉄筋コンクリート造で被覆する。

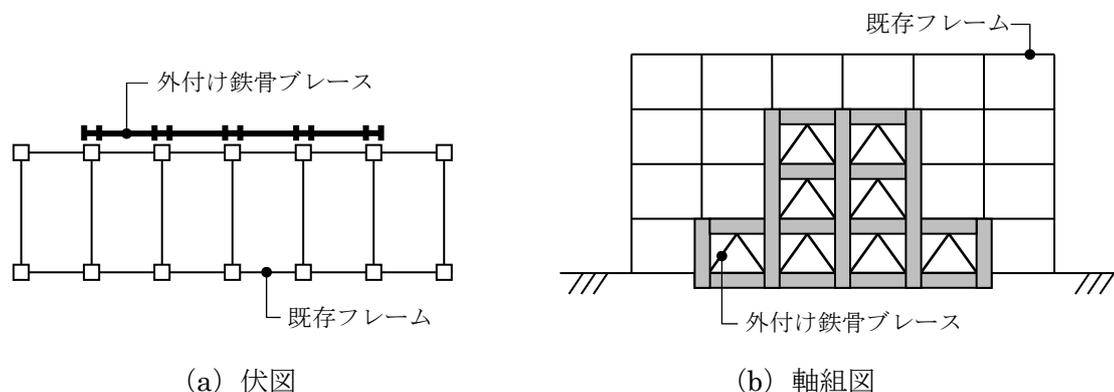


図2.3-49 外付けブレース工法

- ②中高層建物の補強にあたっては、ブレース周辺の地震時の変動軸力が大きくなるため、柱枠をSRC造として強度を高めたり、図2.3-50に示すようにブレースを分散させて変動軸力の増大を抑制する計画とする。
- ③外付けブレースの規模が小さい場合には性能上の問題が無ければ基礎の増設は行わなくても良いが、大規模な外付けブレース補強では必要に応じて基礎の増設を行うものとする。また、規模の大きな外付けブレースの場合は、引張側および圧縮側のメカニズムの変動軸力を既存柱に頼ることなく近接柱枠により基礎まで伝達させる自立型補強とすることが望ましい。

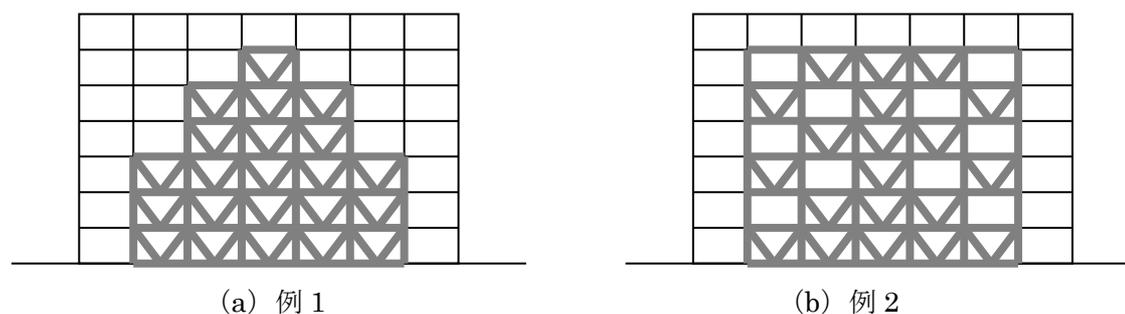


図2.3-50 変動軸力に配慮したブレースの配置例

- ④地震時変動軸力に対する期ぞの引抜きおよび圧縮耐力などからブレースの積み重ねが可能な台数を考慮し、各階の必要ブレース台数も踏まえてブレースの配置を決定する。
- ⑤ブレースの配置にあたっては、図2.3-50を参考に、原則として下階において上階の配置数量を大きく減じない。ただし、外付けブレースが取付く架構に耐震壁等が取付いており、上階のブレースの負担せん断力をこの耐震壁等に伝達する設計を行えば、下階にはブレースを配置しなくても良い。

(2) 補強設計

a) 既存躯体との取合い

①外付けブレースと既存建物の接合には、内付け補強と異なり周辺架構からの拘束が期待できないことに留意して慎重に設計する。図 2.3-51 に示す PC 圧着工法などにより既存梁と新設梁枠を剛強に接合することが望ましいが、通常は外部からのみで施工が可能な図 2.3-52 に示す間接接合方法が用いられる。この場合、外付けブレースでは多量のシアーキーが必要となるので、枠材には中幅もしくは細幅の断面を用いて、複数段のシアーキーを配する。図 2.3-53 に示す直接直接接合法は性能が施工状態により大きく左右されるので、原則として用いない。

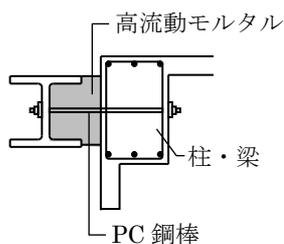


図 2.3-51 PC 圧着接合

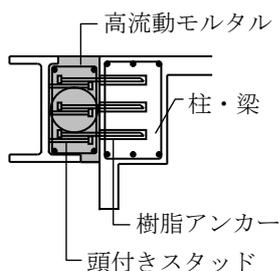


図 2.3-52 間接接合

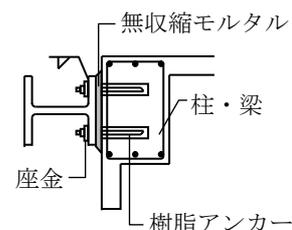


図 2.3-53 直接接合
(原則として用いない)

②周辺枠の柱・梁パネルと既存柱・梁パネル付近には、脱落防止材を配置する他、周辺枠と既存骨組との間には図 2.3-54 に示す以下の接合部を配置する。

- a. せん断力伝達用梁シアーコネクタ：外付けブレースが負担するせん断力を既存建物から伝達させるためのシアーコネクタ
- b. せん断力伝達用柱シアーコネクタ：外付けブレースにより柱枠に生じる変動軸力を既存柱に伝達するためのシアーコネクタ
- c. 面外地震力用コネクタ：外付けブレースの面外方向に作用する地震力を既存建物に伝達させるためのコネクタ
- d. 梁枠偏心処理用コネクタ：既存建物から梁枠にせん断力（地震力）が伝達するとき生じる偏心モーメントを処理するためのコネクタ
- e. 柱枠偏心処理用コネクタ：外付けブレースにより柱枠に生じた変動軸力を既存柱に伝達するとき生じる偏心モーメントを処理するためのコネクタ
- f. ブレース交点のシアーコネクタ：圧縮ブレースと引張ブレースの耐力差に伝い梁枠に生じる応力を既存梁に伝えるためのシアーコネクタ

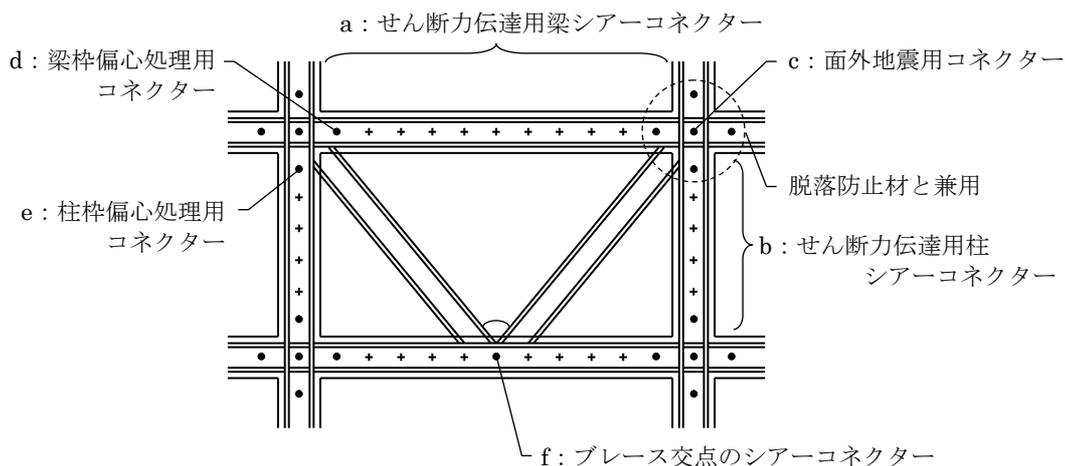


図 2.3-54 シアーコネクタの種類と配置

周辺枠の柱・梁パネルと既存柱・梁パネル付近に設ける脱落防止材は、図 2.3-54 に示す c、d、e のシアーコネクタを兼用して配置するものとし、図 2.3-55 に示す形状などとして既存建物や接合部が損傷した場合にも耐力が保持できるものとする。

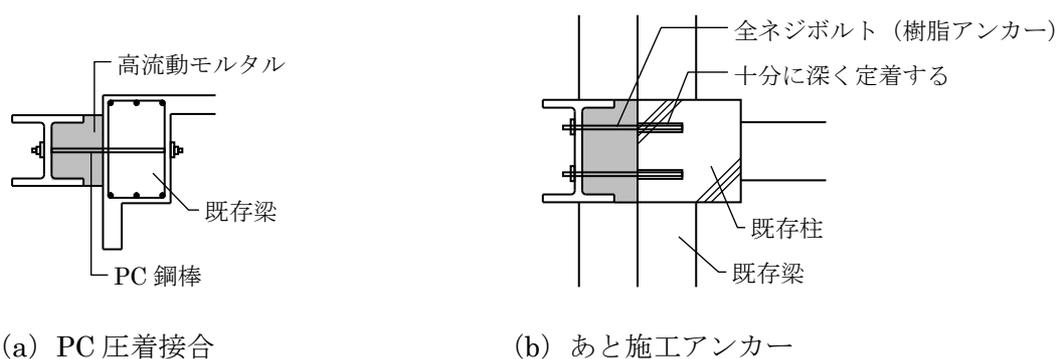
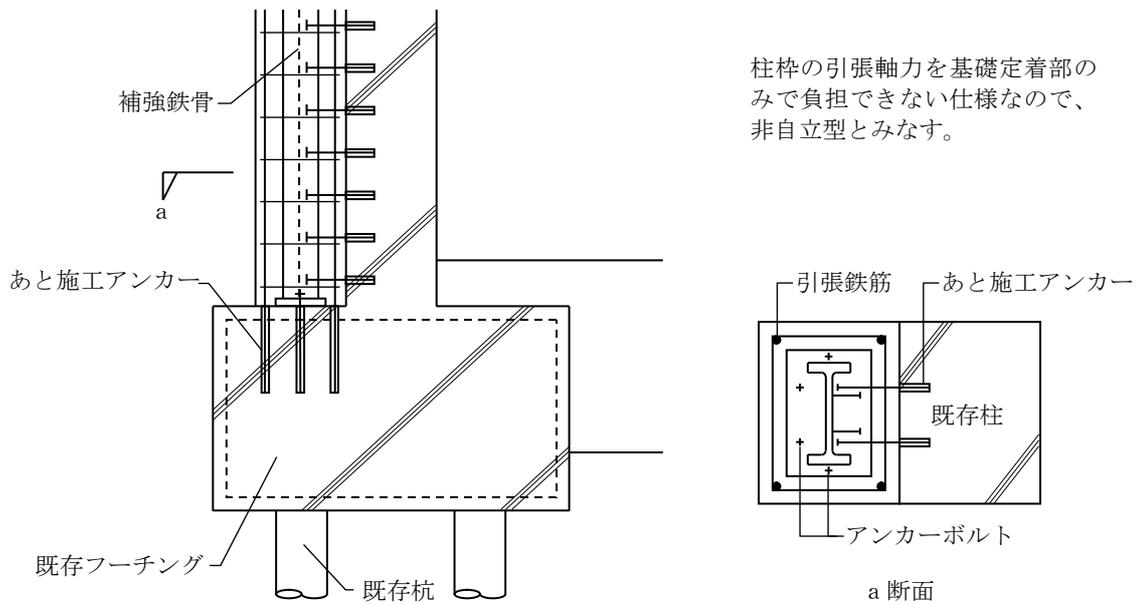


図 2.3-55 脱落防止材の配置

b) 基礎との取合い

- ① 中高層建物を外付けブレースで補強する場合には、地震時に外付けブレースに作用するすべての変動軸力を外付けブレースの柱材のみで基礎まで伝達できる自立型とする。



柱の引張軸力を基礎定着部のみで負担できない仕様なので、非自立型とみなす。

図 2.3-56 非自立型外付けブレース柱脚の詳細例

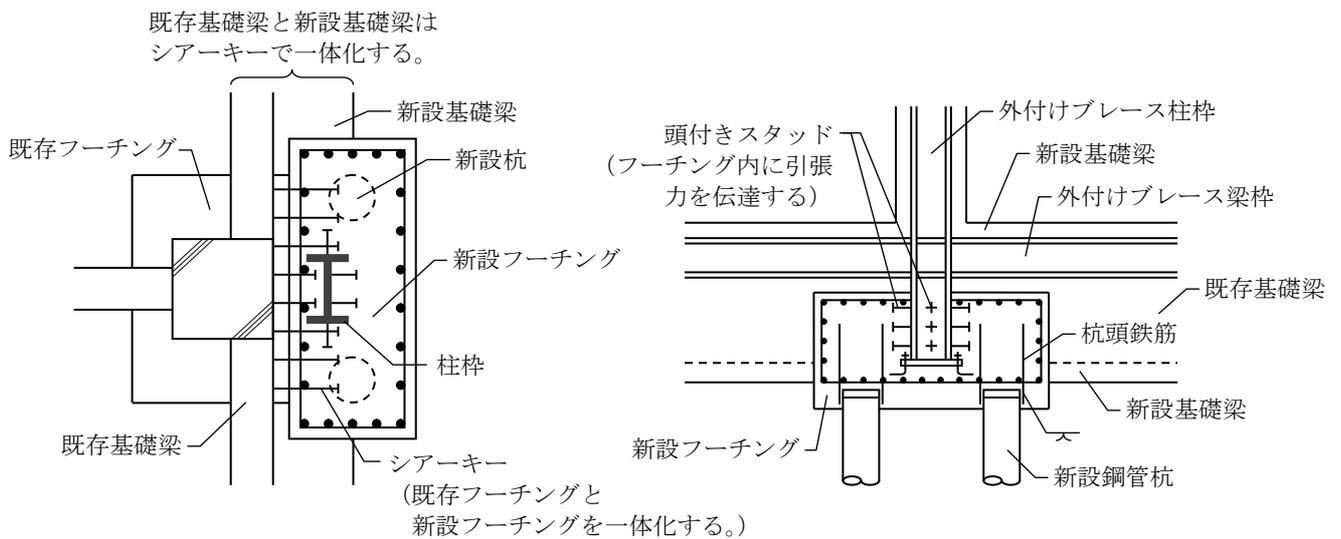


図 2.3-57 自立型鉄骨ブレース架構柱脚の例

c) ブレースの設計

①ブレースの細長比は、原則として 58 以下とする。ブレースの細長比がこの値よりも大きくなると早期に圧縮側のブレースが座屈するため、引張側ブレースとの耐力差が大きくなり Λ 型や V 型ブレースでは大きな不釣り合い力が材材に発生する他、変形能力が低下する。図 2.3-58 に示す H 型鋼ブレースでは、細長比が大きくなり早期に圧縮側のブレースが座屈する。圧縮ブレースの早期の座屈を防ぐためには図 2.3-59 に示す鋼管ブレースまたは二重鋼管ブレースを用いたり、図 2.3-60 に示すように H 型鋼に塞ぎ板を溶接して断面 2 次半径を増大させることなどの方法を用いる。

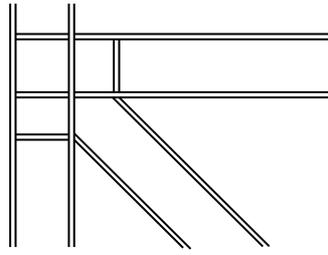


図 2.3-58 H型鋼ブレース

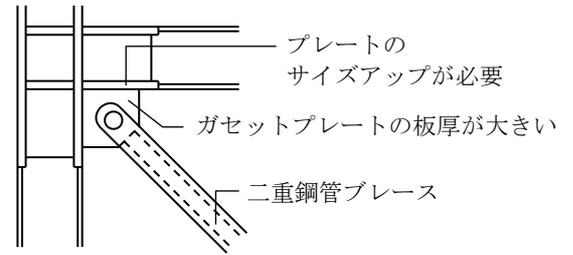


図 2.3-59 鋼管ブレース

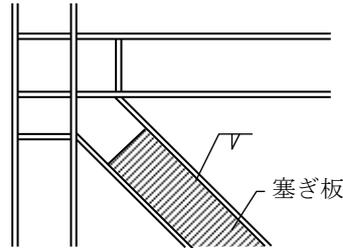
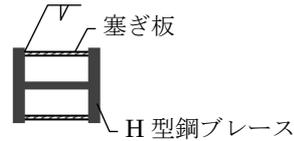


図 2.3-60 H型鋼への塞ぎ板の配置



d) 梁枠の設計

- ①梁枠にはせん断力伝達用、偏心モーメント処理用およびブレース不釣合力処理用などの多くのシアーコネクターが配置できるように図 2.3-61 に示す梁幅に比較して梁せいの大きな中幅もしくは細幅サイズの鉄骨部材を用いることが望ましい。
- ②ブレース周辺の梁枠には、図 2.3-62 に示すようにブレースの負担力 (B_T 、 B_C) およびシアーキーの分担力などに応じて応力が生じるが、下式によるブレース交点における軸力 (N) に対して降伏しない断面とする。

$$N = (B_T + B_C) \cos \theta \quad \text{2.3-23 式}$$

- B_T : ブレースの引張降伏耐力
- B_C : ブレースの座屈耐力
- θ : ブレースに梁枠のなす角度

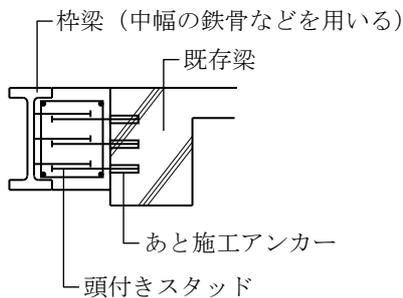


図 2.3-61 梁枠の形状

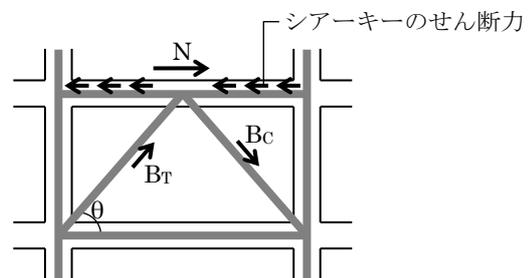


図 2.3-62 枠材に作用する軸力

- ③梁材と既存建物間の接合部の設計用せん断力 (Q_D) は、「3.14 鉄骨ブレース架構の増設による補強」に準じる。
- ④型枠を S 造とする場合は、柱材の種別は昭和 55 年建設省告示第 1792 号に定める FB 以上とする。

e) 柱枠

- ①柱枠も梁枠と同様に、多数のコネクターが配置できる形状とする。
- ②非自立型の外付けブレースでは柱枠に設けるシアーキーにより変動軸力を既存柱に伝達するため、図 2.3-63 に示すように柱枠は 1 層力の変動軸力 ($\max(B_c \cdot \cos \theta, B_T \cdot \cos \theta)$) に対して設計すれば良い。ただし、ブレースを連層配置する場合には、最下部の柱脚において圧縮側においては既存柱の支持能力と基礎への定着耐力の和が、引張側では既存柱主筋の降伏耐力と基礎への定着耐力の和が、ブレースが降伏した時の作用軸力を上回ることを、「外側耐震改修マニュアル」により確認する。

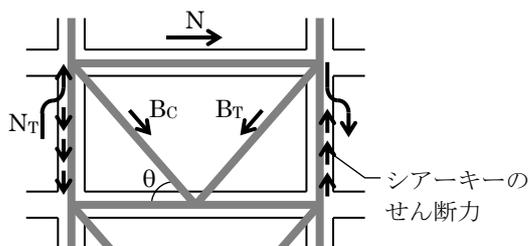


図 2.3-63 柱枠への作用力

- ③自立型の外付けブレースの柱枠は、非自立型の外付けブレースの柱枠と同様に既存柱と一体となるようにシアーキーを配すが、既存柱がせん断破壊等により支持能力を失っても、柱枠のみでブレースの変動軸力を基礎まで伝達できるように設計する。従って、柱枠は図 2.3-64 に示すようにすべてのブレースが降伏するときの軸力 ($\max(\sum B_c \cdot \cos \theta, \sum B_T \cdot \cos \theta)$) に対して設計する。また、柱枠は柱枠の引張降伏耐力に対して保有耐力接合とする。
- ④柱枠を S 造とする場合は、柱枠の種別は梁枠と同様に FB 以上とする。

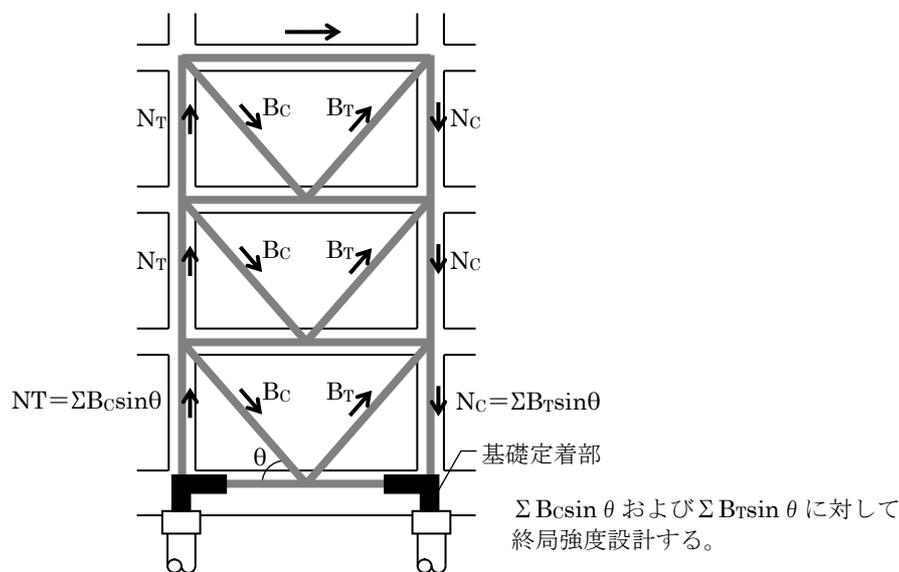


図 2.3-64 自立型ブレース柱枠の設計

f) 基礎取合い部の設計

- ①外付けブレース最下部にも梁枠を配して既存基礎梁は剛強な接合部により一体化を図るものとし、直上のブレースの保有水平耐力を設計用せん断力とし、一般階の梁枠材に準じて基礎

内の枠材および枠材に配するシアーキーを設計する。この場合、梁枠とフーチングとの納まりを事前に検討し、既存フーチングを大きくはつることがないように留意する。

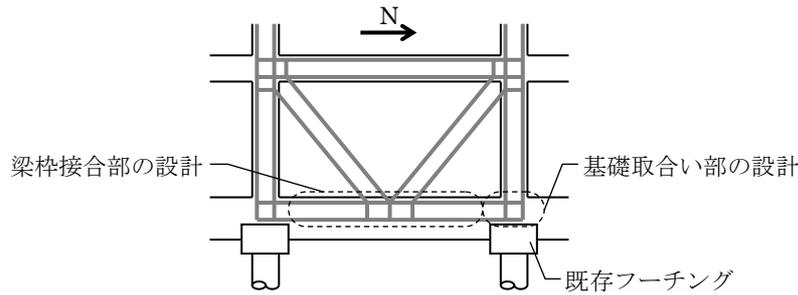


図 2.3-65 梁枠とフーチングとの納まり

②自立型の外付けブレース補強とする場合には、原則としてすべてのブレースが降伏するときに生じる軸力を設計用軸力として、既存基礎および新設基礎に伝達させる。この場合、圧縮側にあつては図 2.3-66 に示すように、①ベースプレート下部のコンクリート、②根巻き内のシアーコネクタ、および③フーチング近傍の柱・梁枠のシアーコネクタなどにより、設計用軸力を基礎に伝達させる。引張側にあつては図 2.3-67 に示すように、①アンカーボルト、②根巻き鉄筋および③フーチング近傍の梁枠および柱・梁のシアーコネクタなどにより、設計用軸力を基礎に伝達させる。

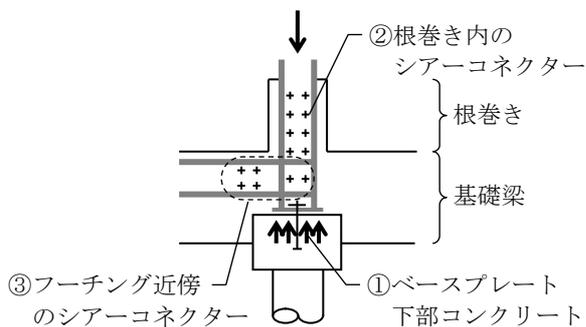


図 2.3-66 圧縮軸力の基礎への伝達

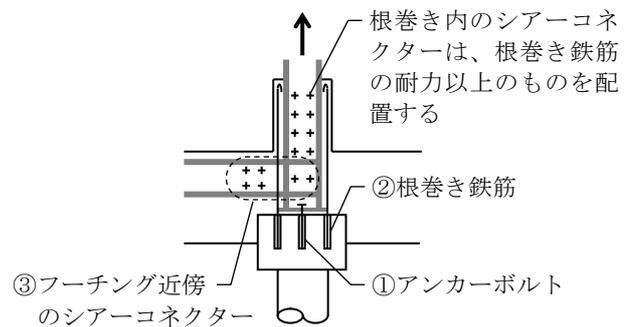


図 2.3-67 引張軸力の基礎への伝達

③非自立型外付けブレースの基礎への定着は、「外側耐震改修マニュアル」により設計する。

④地中に配する鉄骨ブレースおよび周辺枠は鉄筋コンクリートにより保護して防錆処置を図る。

g) 基礎の設計

①基礎を増設しない場合

- ・補強後の常時基礎軸力が既存基礎の長期許容支持力以下であることを確認する。
- ・外付けブレース架構がメカニズムに達するときに基礎に生じる圧縮軸力が既存基礎の極限支持力以下であることを確認する。
- ・外付けブレース架構がメカニズムに達するときに引張側の基礎に生じる変動軸力に対して、原則として既存基礎が浮上らないことを確認する。

②基礎を増設する場合

- ・補強後の既存および新設基礎に作用する常時基礎軸力が基礎の許容支持力以下であることを確認する。
- ・外付けブレース補強に伴う増加荷重に対して $C_0=0.2$ 相当の地震力により新設の基礎梁、フーチングおよび杭に作用する応力が短期許容応力度以内であることを確認する。
- ・外付けブレース架構がメカニズムに達するときに既存および新設基礎に生じる圧縮軸力が、基礎の極限支持力以下であることを確認する。
- ・外付けブレース架構がメカニズムに達するときに引張側の既存および新設基礎に生じる変動軸力に対して、原則として基礎が浮上らないことを確認する。

2.3.17 外付けフレームによる補強

(1) 概要

外付けフレーム工法は、図 2.3-68 に示すように建物の北面などに既存の柱・梁の外側に剛強な新設の柱と梁を構築して補強する工法である。新設の柱と梁はあと施工アンカー等により既設の架構と一体化を図るとともに、既設の基礎に支持させる。新設フレームの重量および強度が大きい場合には、基礎も増設する。新設の柱・梁は通常は RC 造とするが、大きな耐力を必要とする場合には、SRC 造とすることがある。また、剛強な S 造のフレームでも補強は可能である。

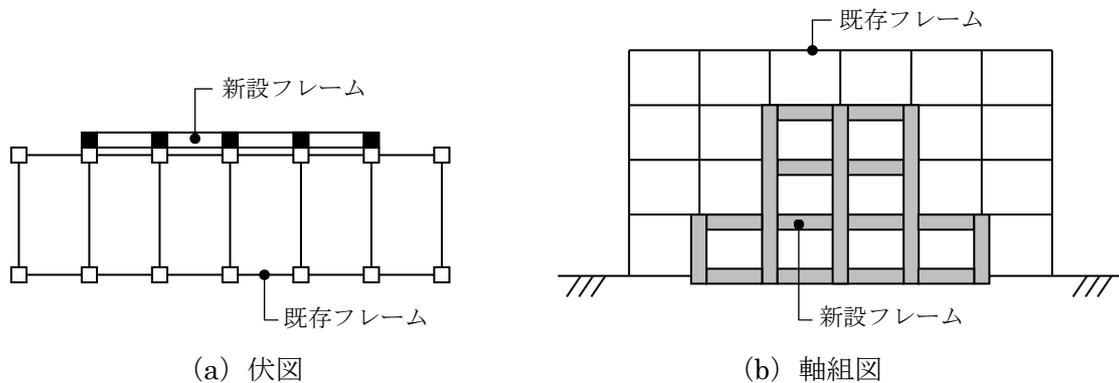


図 2.3-68 外付けフレーム工法

(2) 補強設計

a) 既存躯体との取合い

①外付けフレームの柱・梁パネルと既存柱・梁パネル付近には、脱落防止材を配置する他、外付けフレームと既存骨組との間には図 2.3-69 に示す以下の接合部を配置する。

- a. せん断力伝達用梁シアコネクタ：外付けフレームが負担するせん断力を既存建物から伝達させるためのシアコネクタ
- b. せん断応力伝達用柱シアコネクタ：外付けフレームにより柱枠に生じる変動軸力を既存柱に伝達するためのシアコネクタ
- c. 面外地震力用コネクタ：外付けフレームの面外方向に作用する地震力を既存建物に伝達させるためのコネクタ

- d. 梁枠偏心処理用コネクタ：既存建物から補強梁にせん断力（地震力）が伝達するときに生じる偏心モーメントを処理するためのコネクタ
- e. 柱枠偏心処理用コネクタ：外付けフレームにより補強柱に生じた変動軸力を既存柱に伝達するときに生じる偏心モーメントを処理するためのコネクタ

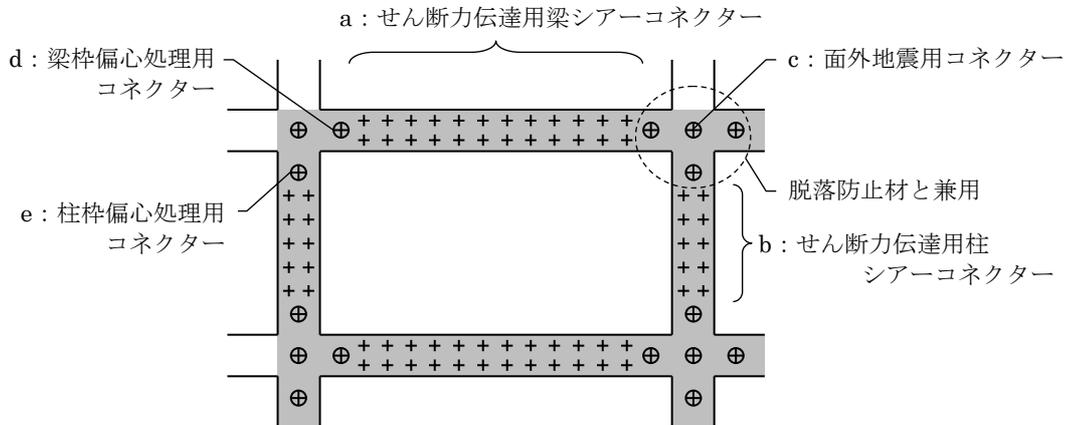


図 2.3-69 シアーコネクタの種類と配置

②周辺枠の柱・梁パネルと既存柱・梁パネル付近に設ける脱落防止材は、図 2.3-69 に示す c、d、e のシアーコネクタを兼用して配置するものとし、図 2.3-70 に示す形状などとして既存建物や接合部が損傷した場合にも耐力が保持できるものとする。

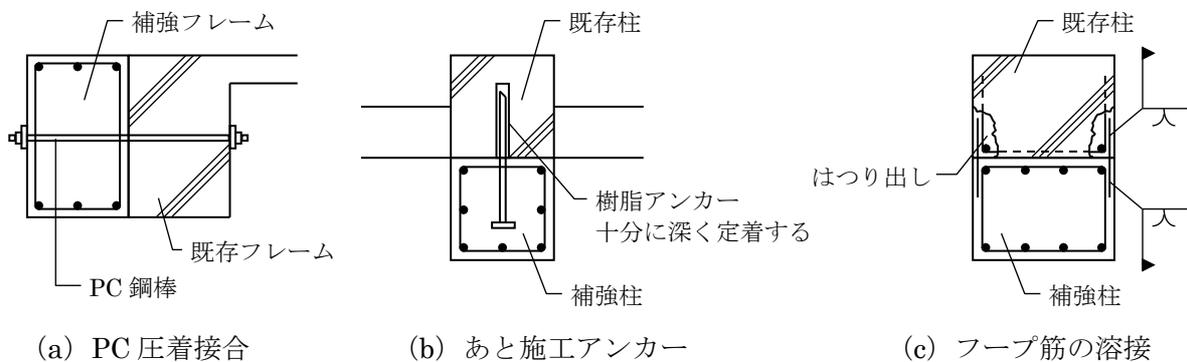


図 2.3-70 脱落防止材の配置

b) 基礎との取合い

①外付けフレームにあっても、柱枠に生じる地震時の変動軸力および曲げモーメントは、図 2.3-71 に示すディテールを参考に、既存基礎等にできるだけスムーズに伝達できる計画とする。

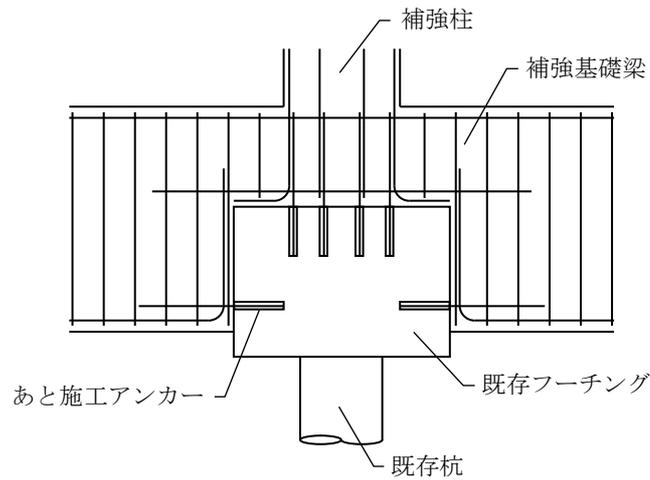


図 2.3-71 基礎との取合い例

c) フレームの設計

- ①外付けフレームは通常は建物外周部に設置され増築的な形態となることに配慮して、外付けフレームの主筋量やせん断補強筋量などの仕様規定は、現行法の耐震規定に準じるものとする。
- ②外付けフレームは設計効率の良さから柱降伏型の架構として設計されることが多いが、図 2.3-72 に示す以下の手順により最上層の柱頭、最下層の柱脚を除き梁降伏型のフレームとして設計することが望ましい。

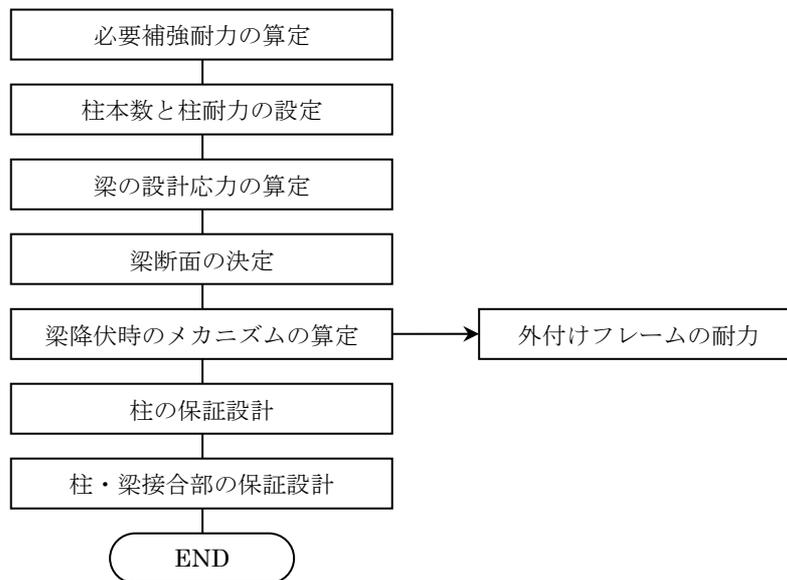


図 2.3-72 梁降伏型の外付けフレームの設計

- ③外付けフレームに求められる耐力から、柱の終局時のせん断応力度を中柱にあつては 1.5N/mm^2 程度、外柱にあつては 0.8N/mm^2 程度として、柱の断面と本数を設定する。
- ④設定した柱の耐力から節点振分け法により梁の設計応力を算定し、梁断面を決定する。
- ⑤決定した梁断面から梁降伏時のヒンジメカニズムを算定する。
- ⑥ヒンジメカニズムの変動軸力を用いて柱の終局耐力設計（保証設計）を行う。この場合、柱の曲げ耐力の余裕度は 1.1 倍程度、せん断耐力は現行法に準じて修正荒川 mean 式による耐

力で 1.25 倍の余裕度を確保する。

⑦外付けフレームの柱・梁接合部は、技術基準解説書に基づきせん断破壊しないことを確認する。

d) 外付けフレームと既存躯体との接合部の設計

①梁接合部の設計用せん断力

・外付けフレームと既存建物を一体化する梁接合部の設計用せん断力 (Q_D) は、「2.3.14 鉄骨ブレース架構の増設による補強」に準じる。

②柱接合部の設計用せん断力

- ・外付けフレームは変動軸力を補強柱に負担させる設計とするため、既存柱と補強柱を接合する柱接合部にはこの考えではせん断力は生じない。しかしながら、補強の信頼性をより高めるため、補強柱に発生する変動軸力を既存柱に伝達できるシアーコネクタを柱接合部に配するものとする。
- ・外付けフレーム外周の柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV}) は、 $(Q_{G上} + Q_{G下}) / 2$ (図 2.3-73 参照) とする。ただし、外付けフレームの中柱で、作用力が 0 となる場合にあっても側柱接合部の設計用せん断力の 1/2 を中柱接合部の設計用せん断力とする。

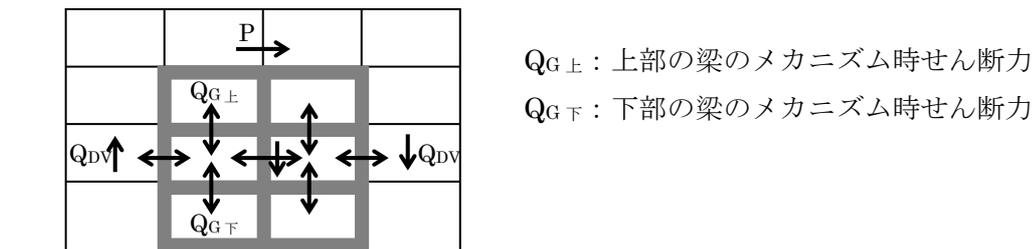


図 2.3-73 柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV})

- ・外付けフレームの梁接合部および脱落防止材の設計は、外付けブレースの設計に準じる。ただし、梁接合部および柱接合部の仕様の設定にあたっては、あと施工アンカー等のシアーコネクタは、図 2.3-74 に示す接合面全体に均等に配置するとともに、打設するコンクリートはブリーディング水の影響により接合耐力が低下しないように、高流動コンクリートなどの良質なコンクリートを打設する。

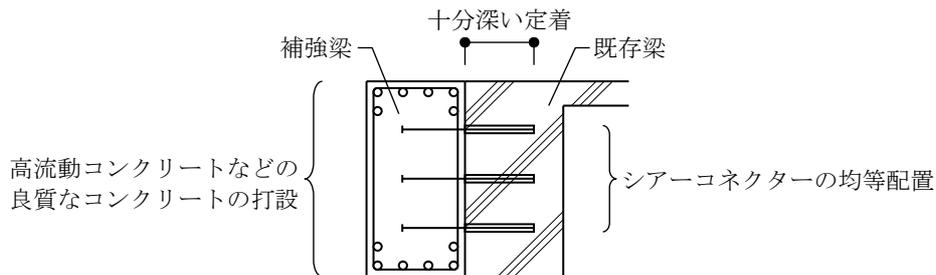


図 2.3-74 接合部の仕様

e) 基礎取合い部の設計

①外付けフレーム基礎梁と既存基礎梁は剛強な接合部により一体化を図るものとし、外付けブレースに準じて設計する。

f) 基礎の設計

①外付けフレームを支える既存基礎および基礎を増設する場合の新設基礎は、外付けブレースに準じて設計する。

g) 外付けフレームで補強された建物の性能評価

①外付けフレームで補強された建物の耐震性能は、①第2次診断、②第3次診断、または③第2次診断と第3次診断の併用、④荷重増分解析の併用、のいずれかの方法で評価する。

②外付けフレームで補強された柱・梁の耐力および靱性は、新・旧部材を別々に耐力および靱性を評価しても良いものとする。

③診断基準に準じて評価する場合は、外付けフレームの耐力は第2次診断によらず、梁耐力を考慮して算定するものとし、強度寄与係数を考慮して評価する。

④荷重増分解析を併用する場合、外付けフレームの耐力は外付けフレームのみを取出して行う荷重増分解析により耐力を決定しても良い。この場合、外付けフレームの耐力は各階で採用する靱性指標 F に応じた前掲の表 2.3-14 に示す層間変形角時に外付けブレースに生じるせん断力として良い。

2.3.18 外付け壁による補強

(1) 概要

既存建物の外部に、図 2.3-75 に示すように増設壁もしくは増打ち壁などで補強する方法は、既往の研究などで補強効果が少ないとされているため原則として用いない。増設壁や増打ち壁を既存フーチングなどで拘束できる場合などで、他に補強方法が無い場合に限り採用できる。

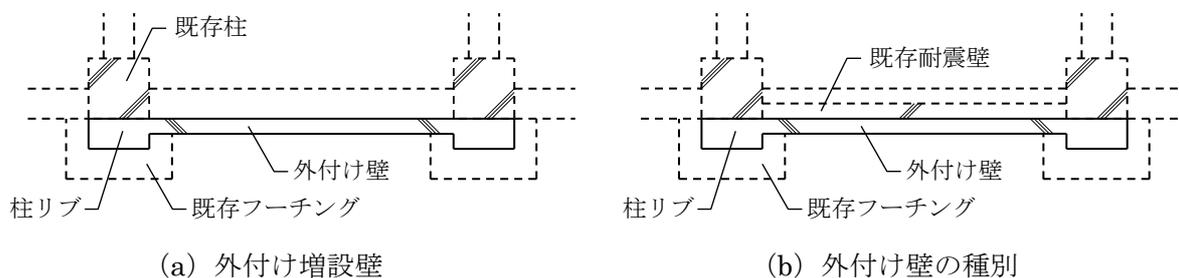


図 2.3-75 外付け壁の種別

(2) 補強設計

①外付け壁で補強された架構の耐力 (Q_{su}) は下式による。

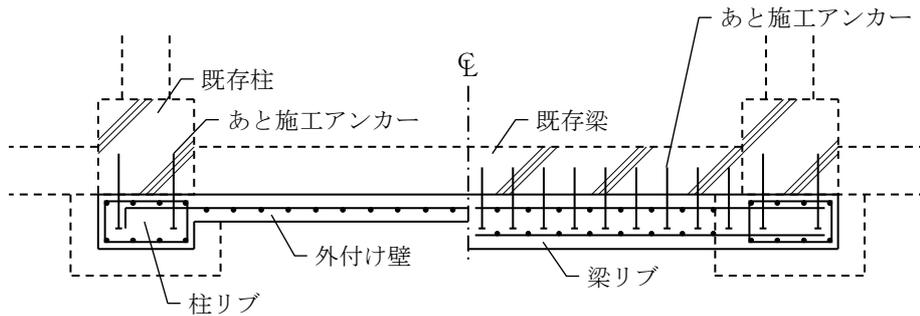
$$Q_{su} = Q_{suo} + \min(Q_j, Q_w) \quad 2.3-25 \text{ 式}$$

Q_{suo} : 外付け壁が取付く部分の既存骨組の耐力で、フレームの場合には強度寄与係数を乗じた値

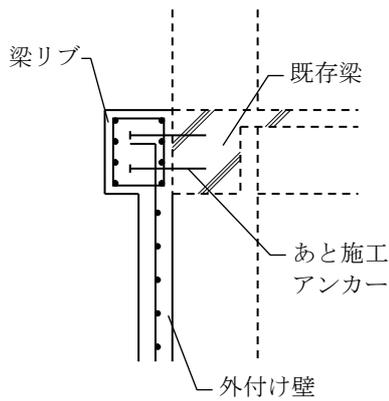
Q_j : 外付け壁の頂部もしくは下部の水平接合部に打設するシアーキーの耐力で、「建防協 RC 改修指針」による値に外付け補強としての低減係数 0.7 を乗じた値

Q_w : 補強壁板の耐力で、「2.3.3 増設壁による補強」に準じて算定する。

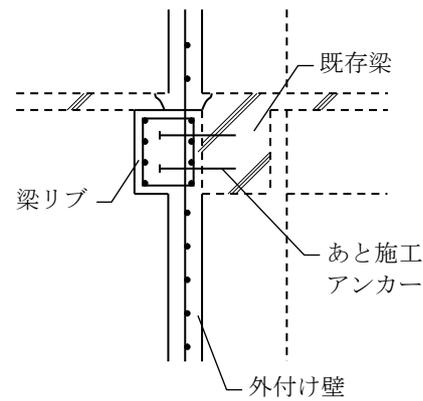
- ②シアーキーは、補強壁板の四周に密に配するものとし、その埋込み深さは $13d$ 以上とする。
- ③打設するコンクリートは、ブリージング水により接合部の耐力が低下しないように、ブリージングが 0 の仕様の高流動コンクリートを打設する。
- ④新・旧コンクリートの界面は目荒しする。



(a) 平断面図



(b) 外壁タイプ



(c) 内壁タイプ

図 2.3-76 外付け壁接合方法

3. S造建物の補強設計

3.1 基本方針

- (1) 補強計画にあたっては、建物の美観や機能に配慮し、補強に伴う建物の使用性の低下が最小限となるように配慮する。
- (2) 鉄骨造建物の耐震性能は、施工状態に大きく影響を受けるため必要に応じて現地調査を追加し、慎重に補強計画を行う。
- (3) 補強は施工性に配慮し、確実な補強効果が得られる計画とする。

3.2 補強計画

3.2.1 補強計画の手順

補強計画に先立ち耐震診断報告書を確認し、報告書での評価が適切でないと思われる部分がある場合には、必要に応じて現地調査の追加実施なども行い診断結果を見直す。

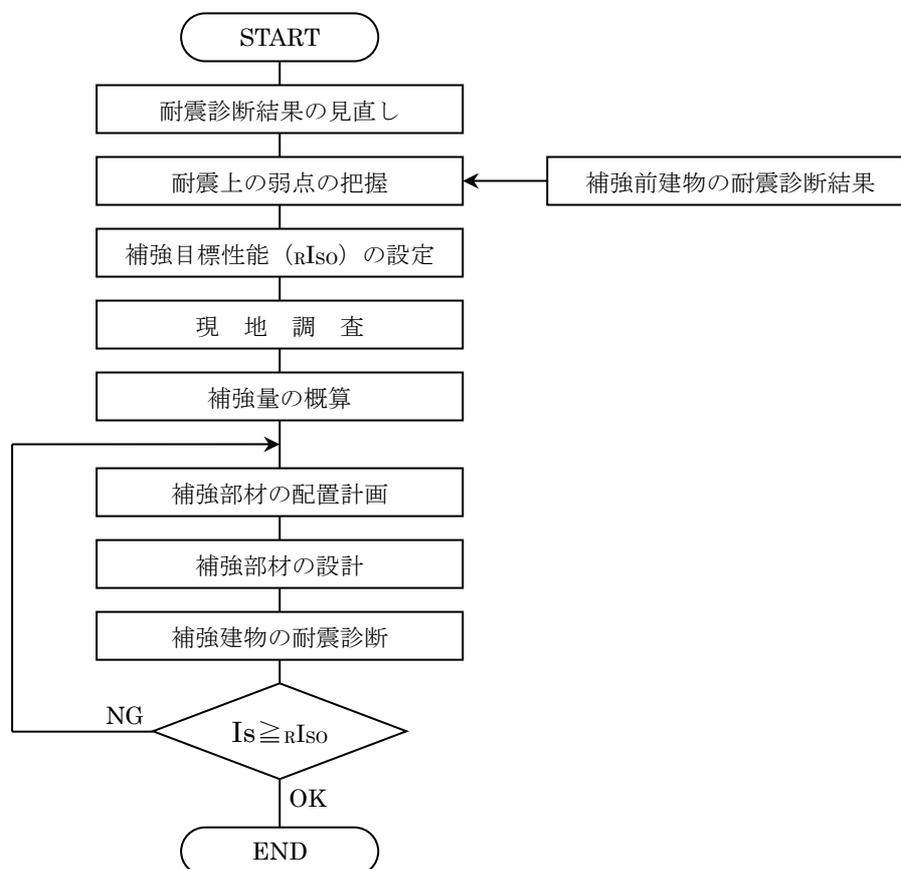


図 3.2-1 補強設計の手順

3.2.2 診断結果の見直し

(1) 現地調査の追加実施

耐震診断時に現地調査が行えないなどの理由で、安全側の仮定において耐震診断が行われている場合は現地調査の追加実施を行い、柱・梁接合部の外観調査および超音波探傷試験結果などに基づき、診断結果を見直す。

(2) 未崩壊層

耐震診断を荷重増分解析を用いて行っていることなどのため、未崩壊状態で構造耐震指標（ I_s ）が算定されている場合は、節点振り分け法などにより未崩壊層のメカニズムを求め I_s 指標を再評価する。

3.2.3 耐震性能上の弱点の把握

耐震診断報告書を確認し、補強建物に以下の耐震性能上の弱点がある場合には、原則としてこの部分を改善した上で補強計画を検討する。

- ①溶接部の脚長や溶接長さが過小な部分
- ②高力ボルトなどが施工されていない部分
- ③錆の発生などにより、大きく断面欠陥している部分
- ④図面に記載されている部材が施工されていない部分

3.2.4 補強目標性能（ $R_{I_{SO}}$ ）

- ①補強目標性能（ $R_{I_{SO}}$ ）は0.6とする。
- ②耐震診断結果による構造耐震指標（ I_s ）が極めて低い建物で耐震補強が困難な建物では、市町村窓口と相談して段階的な耐震補強など当面の補強目標性能の設定も検討する。

3.2.5 現地調査

補強工法の選定を行うために必要な情報を得るための現地調査を行い、以下の点などを確認する。

- ①建物と敷地境界との離間寸法とその状況
- ②補強が想定される部位の仕上げの状況
- ③設備の配管や配線などの状況
- ④その他、補強計画に係わる事項

3.2.6 補強工法の選定

S造建物の補強工法の選定にあたっては、現状建物の耐震性能上の問題点と補強工事における制約条件などを踏まえ、図3.2-1に示す鉄骨造建物の耐震性能を向上させる方法を参考に適切な工法を選定する。建物の耐震性能上の問題点が複数ある場合には、耐震補強も複数の工法を組合せて行うことになる。

3.2.7 必要補強耐力の算定

施工不良部の処置や劣化部への補強を行った後に必要となる補強耐力を「2. RC造、SRC造建物の補強設計」に準じて算定する。

3.2.8 必要部材の配置計画

既存部材の耐力および床スラブもしくは床面ブレースの耐力を踏まえ地震力伝達の観点から配置可能な補強部材の耐力を把握し、補強部材をバランス良く建物内に配置計画する。

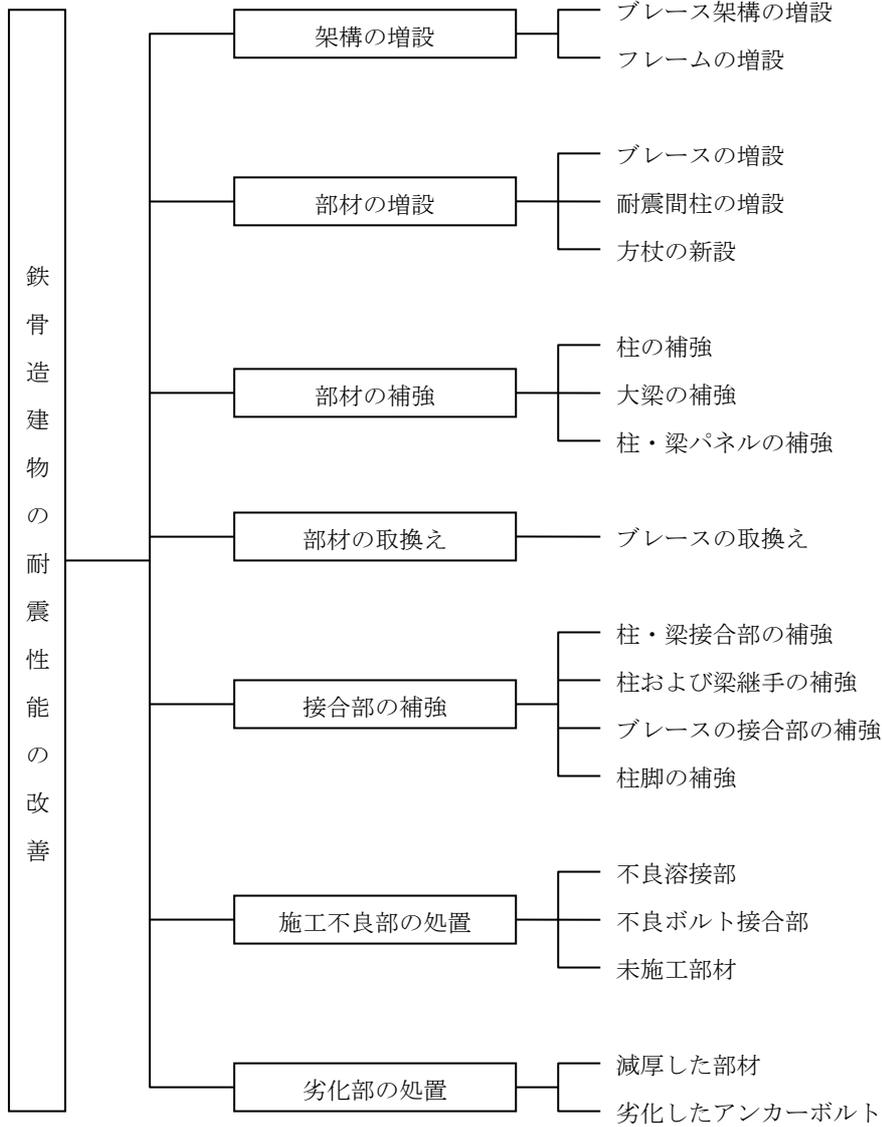


図 3.2-1 鉄骨造建物の耐震性能を向上させる方法

3.3 補強設計

3.3.1 ブレース架構の増設による補強

建物の外部に図 3.3-1 に示す形状などの鉄骨ブレース架構を増設し補強する。補強ブレースと既存架構は各階床位置で一体化を図る他、基礎においても既存基礎との一体化を図る。

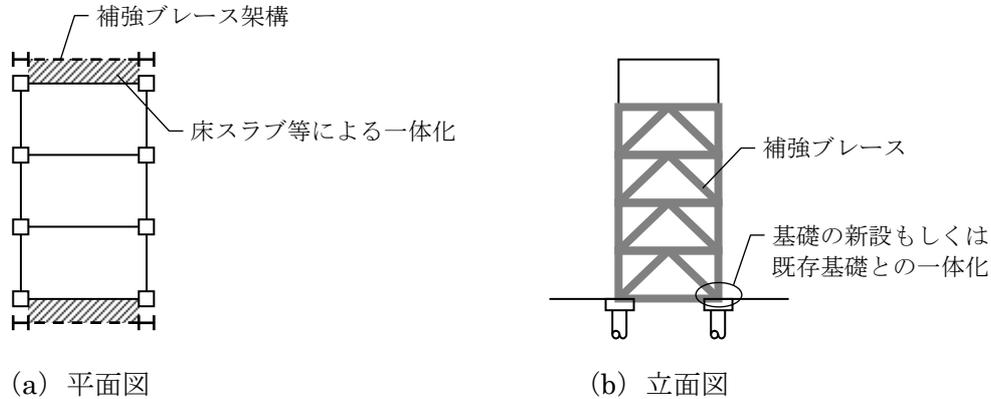


図 3.3-1 ブレース架構の増設による補強

3.3.2 フレーム架構の増設による補強

建物の外部に図 3.3-2 に示す形状などの鉄骨フレーム架構を増設し補強する。補強フレームと既存架構は各階床位置で一体化を図る他、基礎においても既存基礎との一体化を図る。

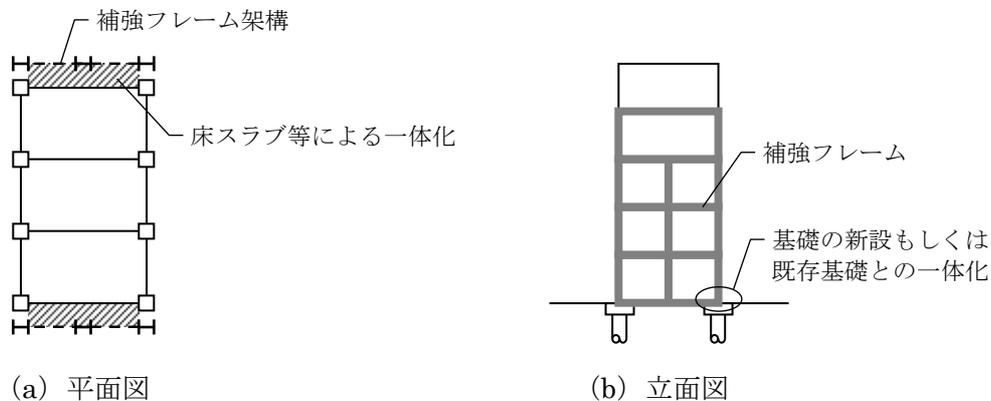


図 3.3-2 フレーム架構の増設による補強

3.3.3 ブレースの増設による補強

建物の要所に鉄骨ブレースを新設して補強する。補強ブレース材は建物規模や必要補強耐力の大きさにより選定する。規模が小さい建物では、ターンバックスブレースやアングル材もしくはチャンネル材による引張ブレースを用いる。規模が大きい建物では、ブレースを取付ける部位が剛強な場合には H 形鋼などを用いた圧縮・引張ブレースを用いる。中規模の建物では、小断面サイズで圧縮力にも引張力にも抵抗できる二重鋼管ブレースなどの座屈補剛材を用いるのが良い。

ブレースの取付方法は、既存の架構の状況と施工性に配慮して次に示す適切な方法を採用する。

a) ガセットプレートを柱・梁に取付ける方法

①柱が H 形鋼の場合

図 3.3-3 に示すように柱・梁の交点に、工場で製作したガセットプレートを高力ボルトで接合するか、ガセットプレートを直接現場溶接で取付け必要なスチフナーも溶接した上で補強ブレースを取付ける方法がある。柱脚部の取付けは床スラブを部分的に除去して同様の方法で施工する。

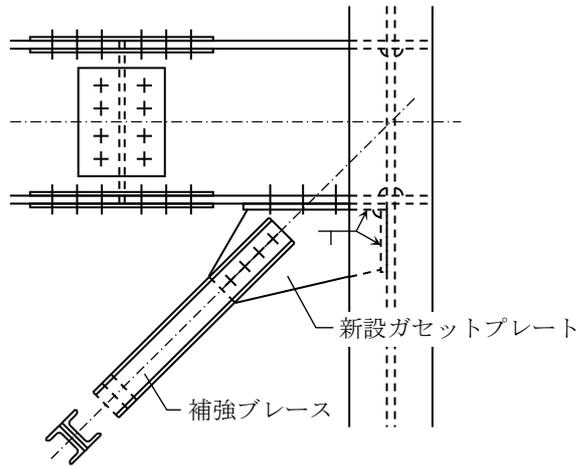


図 3.3-3 H 形柱のブレースの取付け

②柱が角形鋼管もしくは日字柱の場合

補強ブレースを柱と大梁の交点に現場溶接で取付ける場合、角形鋼管もしくは日字柱がガセットからの作用力によりはらみださないように図 3.3-4 に示す形状などのスチフナーを配す。

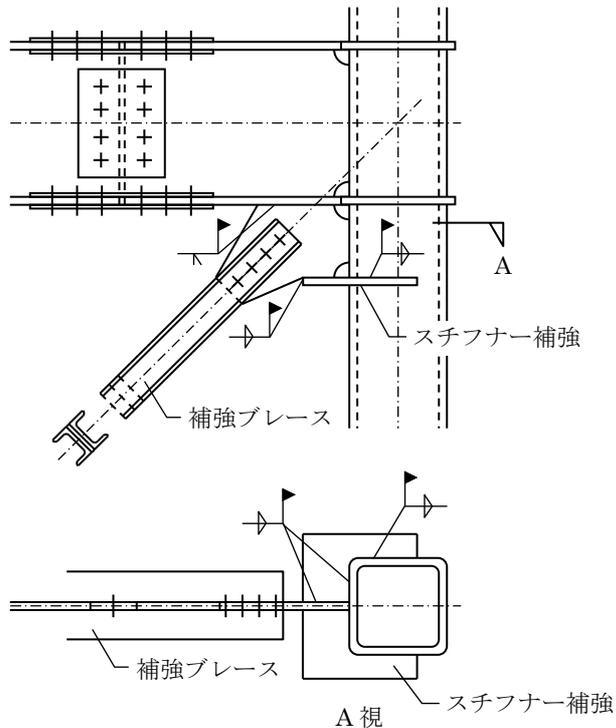


図 3.3-4 角形鋼管柱へのブレースの取付け

b) 周辺枠を配した上でブレースを取付ける方法

①周辺枠を溶接または高力ボルト接合で取付ける方法

既存の柱・梁の板厚が小さいなどのため、剛強なガセットプレートを取付けることができない場合は、図 3.3-5 に示すように補強ブレースの周辺のに枠材を配して、枠材と既存の柱・梁を要所で溶接または高力ボルトで接合する方法がある。

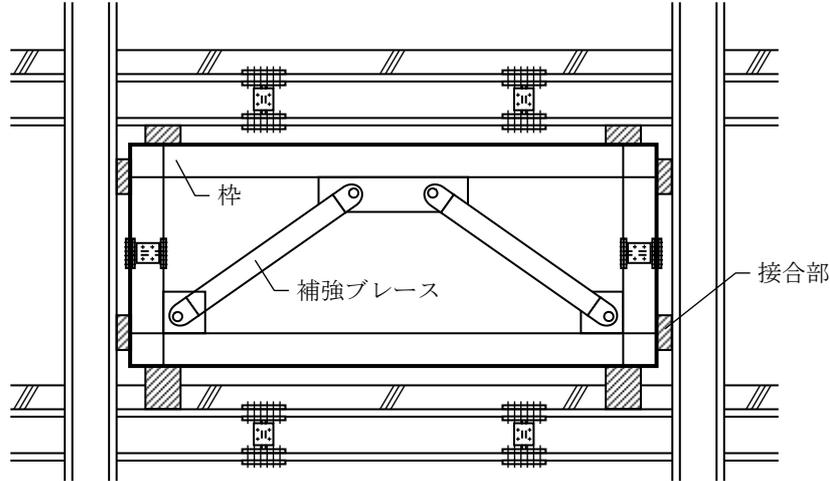


図 3.3-5 周辺枠を配した補強ブレース

②周辺枠を間接接合部で取付ける方法

周辺枠の取付けが現場溶接となることを避けるには、図 3.3-6 に示すように RC 造建物のブレース補強に用いる間接接合部で取付ける方法がある。

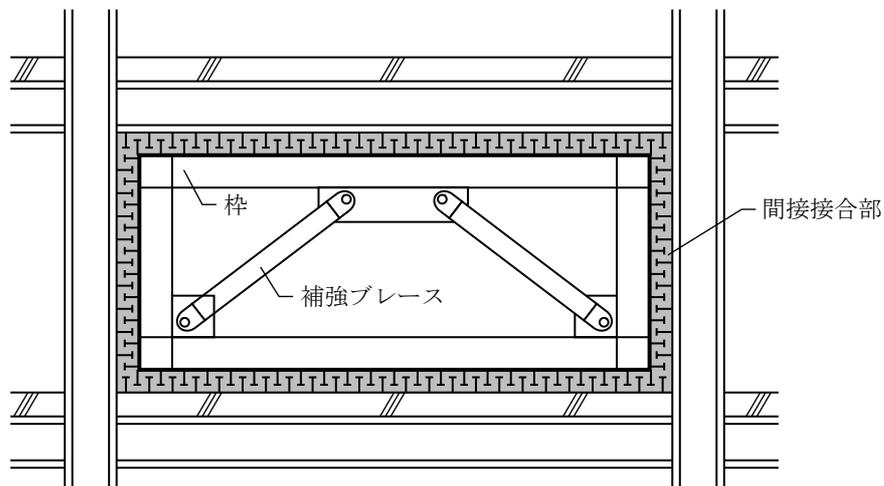


図 3.3-6 間接接合部によるブレースの取付け

3.3.4 耐震柱間の増設による補強

既存の大梁に図 3.3-7 に示すように高力ボルト接合もしくは現場溶接により剛強な間柱を増設することにより耐震性能を向上させる。この場合、既存大梁にはスチフナーを配して間柱の応力が大梁に伝達できるようにする。

間柱を現場溶接に取付ける場合は、溶接時に大梁を仮サポートするなどの必要がある。

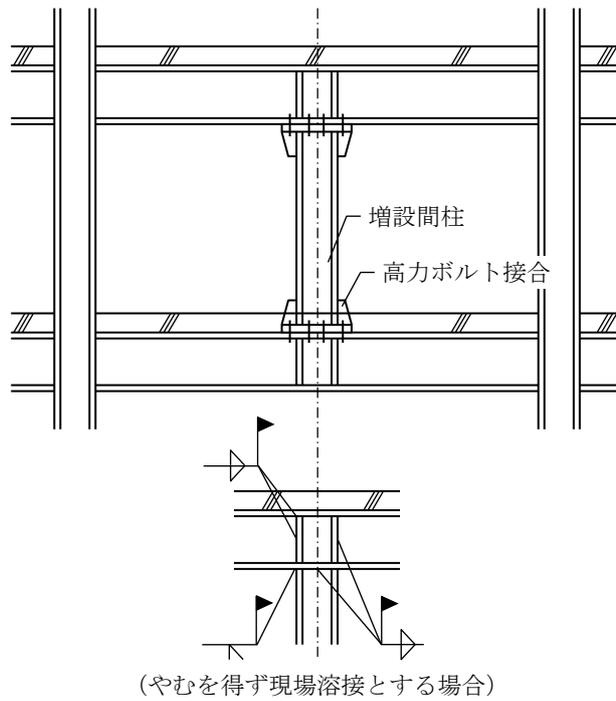


図 3.3-7 耐震間柱の増設による補強

複数の間柱を設けて補強する場合には、図 3.3-8 に示すように H 形鋼を枠付きの間柱や格子型のフレームとして取付ける方法が考えられる。

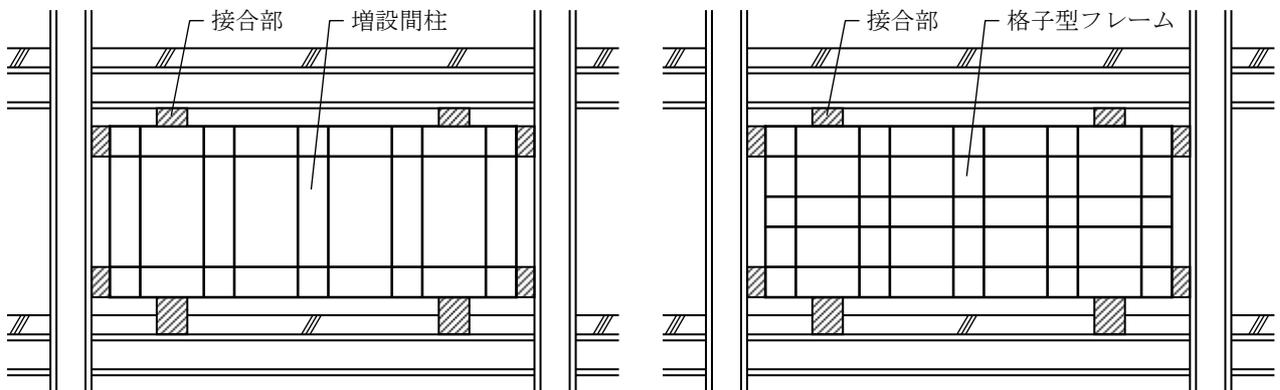


図 3.3-8 複数の間柱による補強

3.3.5 方杖の新設による補強

H 形鋼からなる架構に図 3.3-9 に示すような方杖を新設することにより、架構の耐力の増大を図ることができる。また、柱・梁接合部の強度が小さいため靱性 (F) が期待できない建物では、方杖の配置により図 3.3-10 に示すように接合部の応力が軽減され、ヒンジ位置が変化するため、靱性 (F) の増大が期待できる。

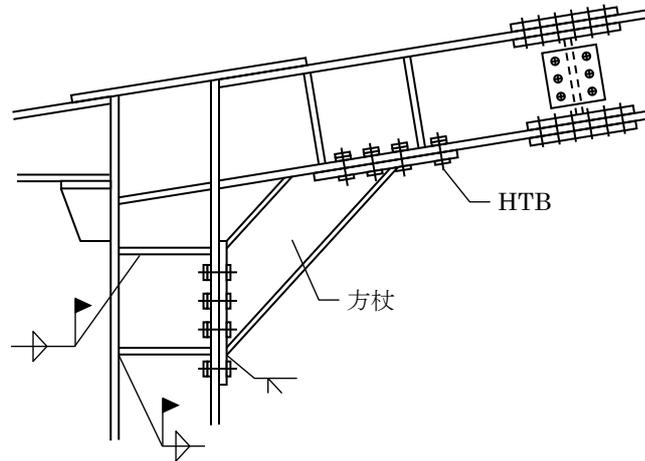


図 3.3-9 方杖の新設

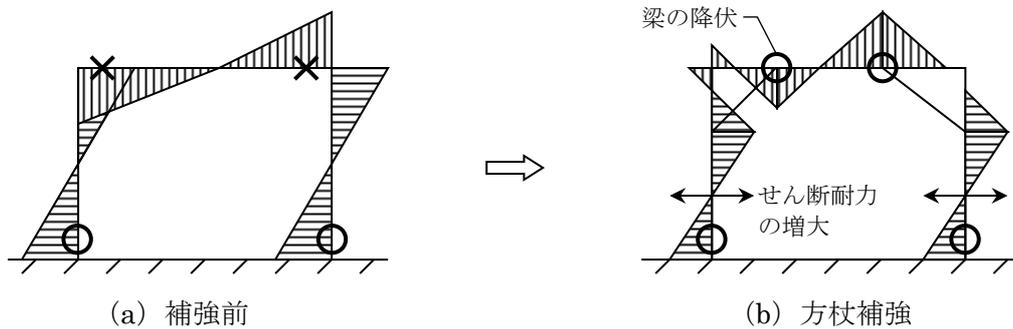


図 3.3-10 方杖補強による補強効果

3.3.6 柱の補強

a) カバープレートによる補強

柱の耐力が不足している建物では、図 3.3-11 に示すように柱にカバープレートを溶接して補強することが考えられる。この補強を行う場合は、同図に示すように柱・梁パネル内も連続して補強する必要がある。

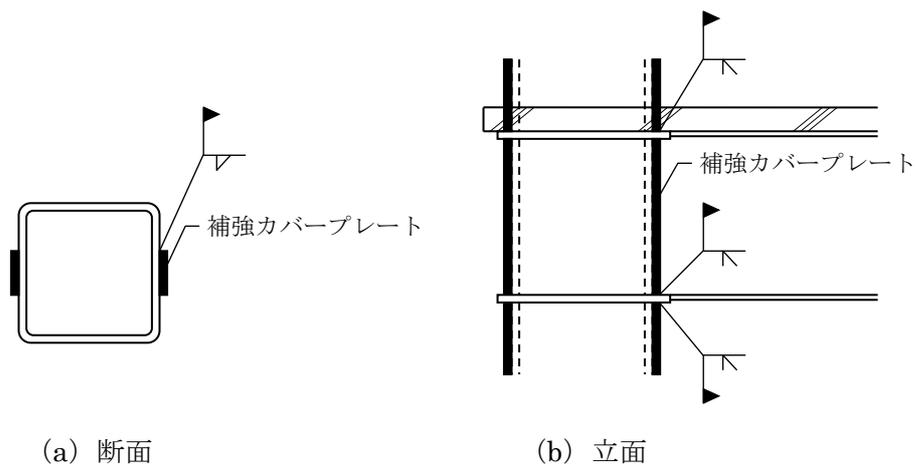


図 3.3-11 柱のカバープレート補強

b) CT 形鋼による補強

柱の耐力を大きく増大させるとともに柱・梁接合部の耐力も増大させ、靱性 (F) の向上も図る方法として図 3.3-12 に示す CT 形鋼による補強方法がある。

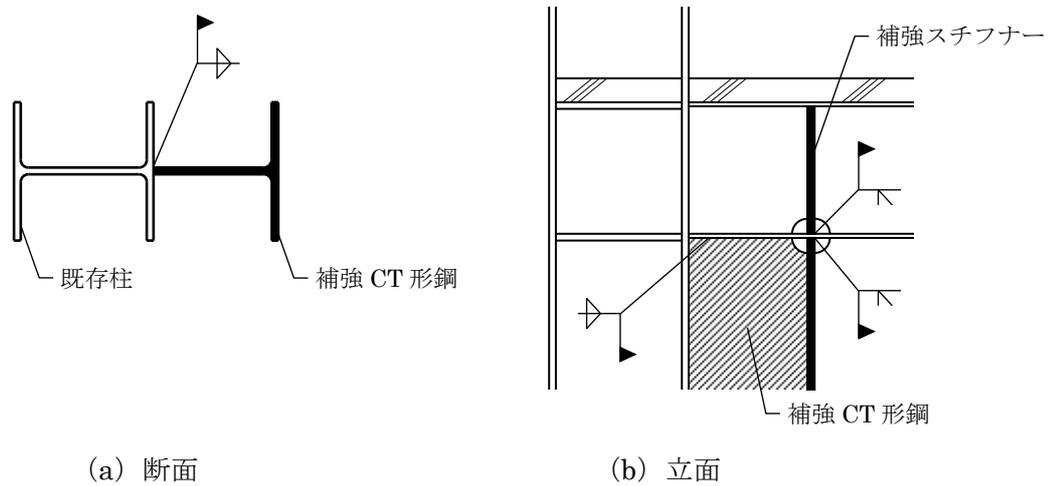


図 3.3-12 CT形鋼による柱補強

3.3.7 大梁の補強

大梁の補強は上フランジ面に床スラブが取付いているため、上フランジの補強が困難であるため、図 3.3-13 に示すように CT 形鋼などを用いて下フランジ面を補強する。

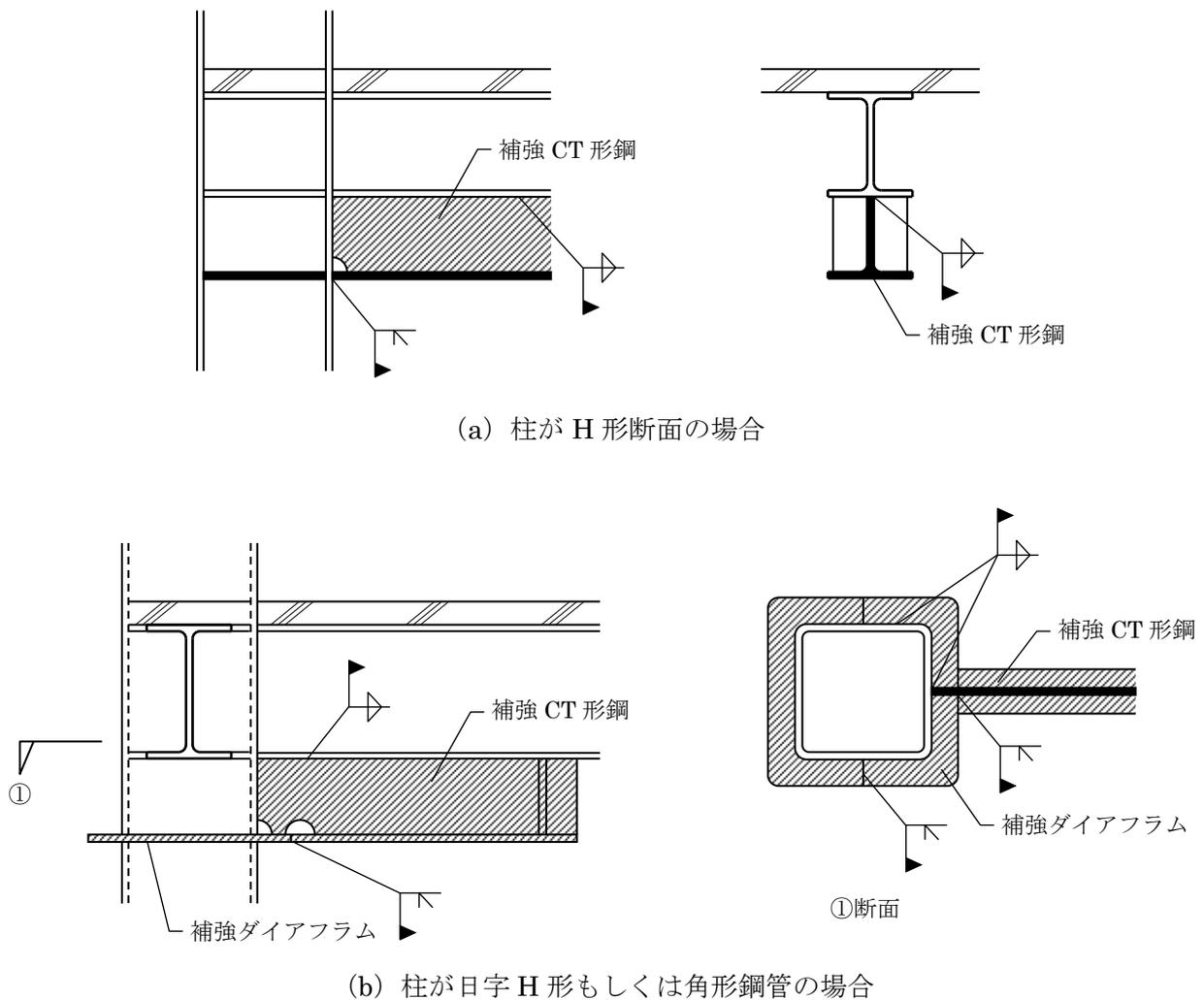


図 3.3-13 大梁の補強

3.3.8 パネルの補強

柱が H 形鋼の場合、メカニズムがパネル降伏形となることが多い。このような場合には、図 3.3-14 に示すようにパネルにプレート当てて補強する。

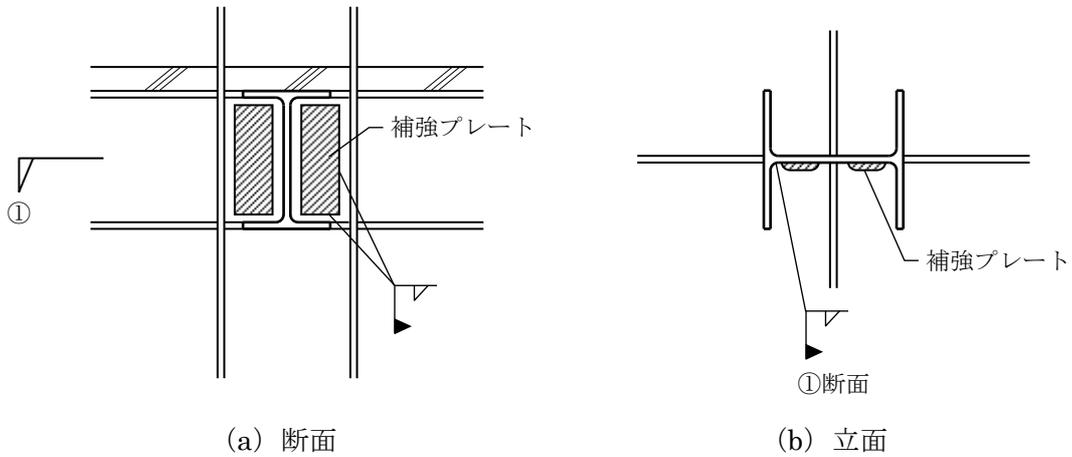


図 3.3-14 パネルの補強

3.3.9 ブレースの取換え

ガセットプレートは剛強であるものの、ブレースが丸鋼ブレースなどの非保有耐力接合部材であるため、耐力および靱性 (F) が小さい場合は、JIS のターンバックルブレースなどに取換える。

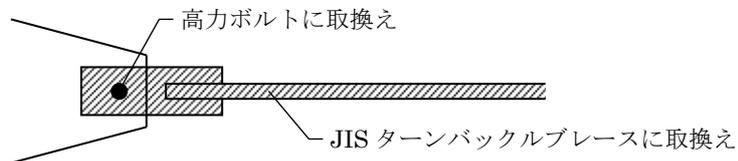


図 3.3-15 ブレースの取換え

3.3.10 柱・梁接合部の補強

柱・梁接合の状況は様々であり、補強にあたっては現地の状況を詳細に確認するとともに、施工者の技量に応じた適切な補強方法を採用する。

a) 梁端溶接部が溶接サイズが小さい隅肉溶接である場合

図 3.3-16 に示す隅肉サイズの補強盛り、図 3.3-17 に示すカバープレートによる補強、図 3.3-18 に示すガウジングによる補強方法などが考えられる。補強にあたっては、必要に応じて仮サポートを配して行う。

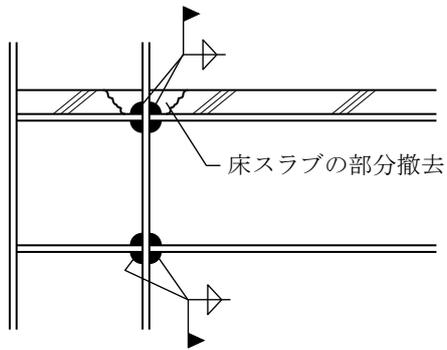


図 3.3-16 補強隅肉溶接

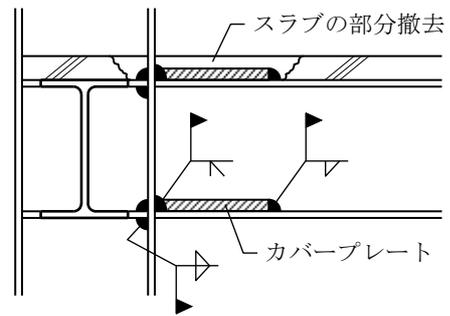


図 3.3-17 カバープレートによる補強

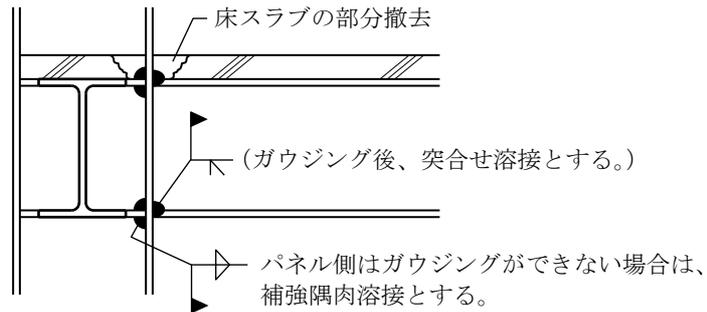


図 3.3-18 ガウジングによる補強

b) 梁端溶接部が溶接欠陥がある突合せ溶接の場合

以下の方法で補強することが考えられる。

- ①ガウジングにより不良部を取除き、再溶接する。
- ②カバープレートで補強する。(図 3.3-19)

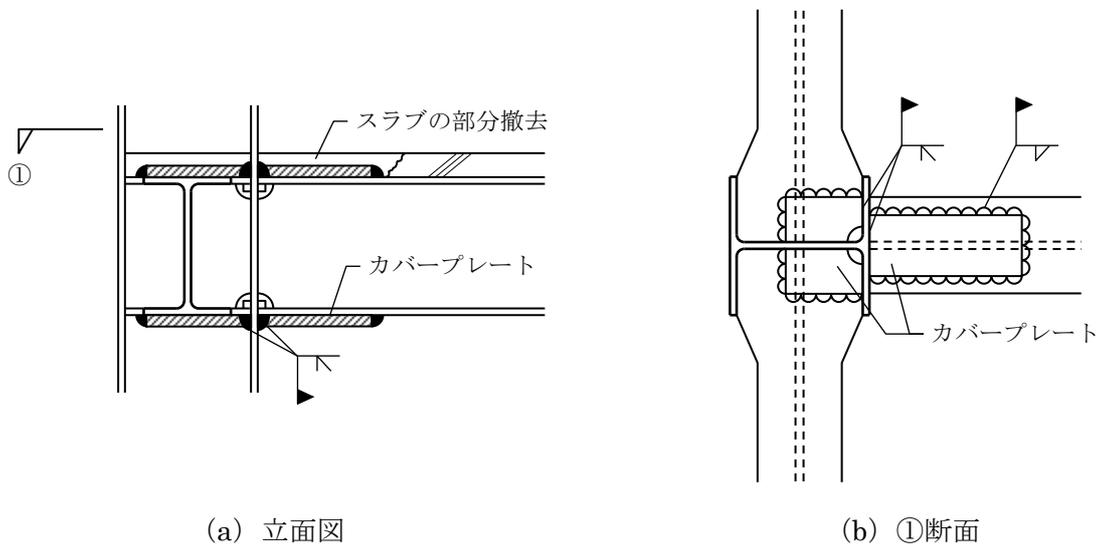


図 3.3-19 カバープレート補強

c) ダイアフラムが無い接合部の補強

日字形 H 柱や角形鋼管柱において、直交の大梁に梁せいの差がある柱・梁接合部などで、ダイアフラムが施工されていない場合、ダイアフラムを入れて補強することは困難であるため、図 3.3-20 に示す方法などで補強する。

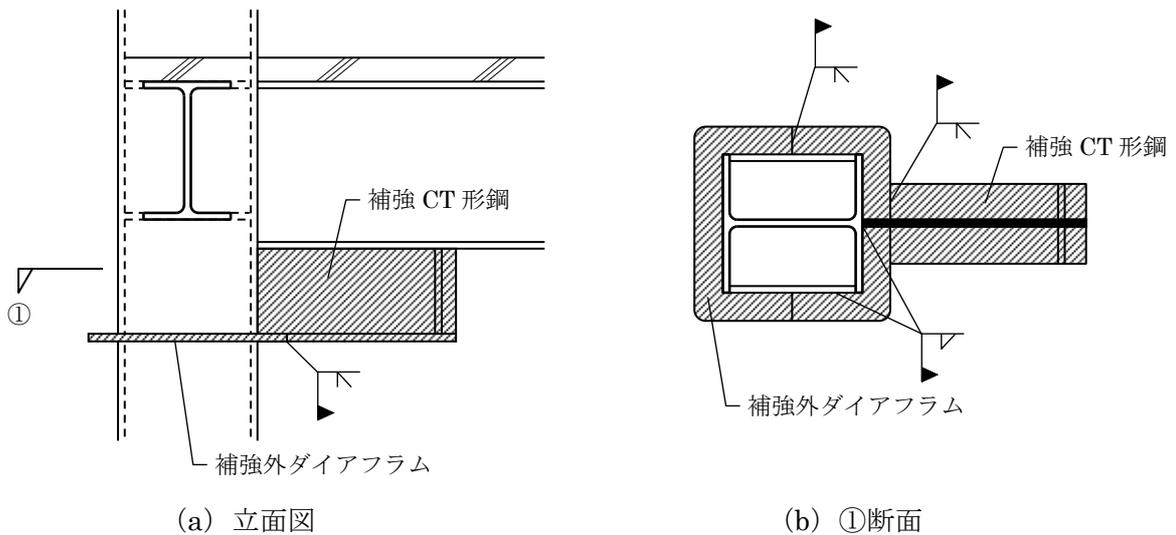


図 3.3-20 ダイアフラムが無い柱の補強

3.3.11 柱および梁継手の補強

柱および梁継手の耐力が不足している場合には、以下の方法などで補強する。

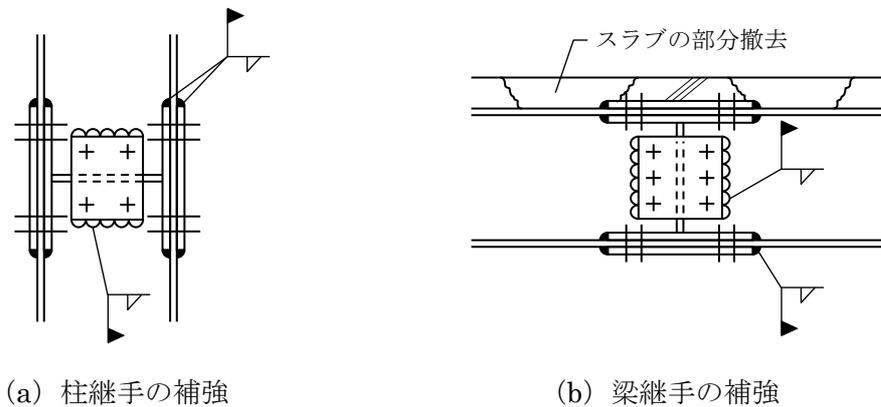
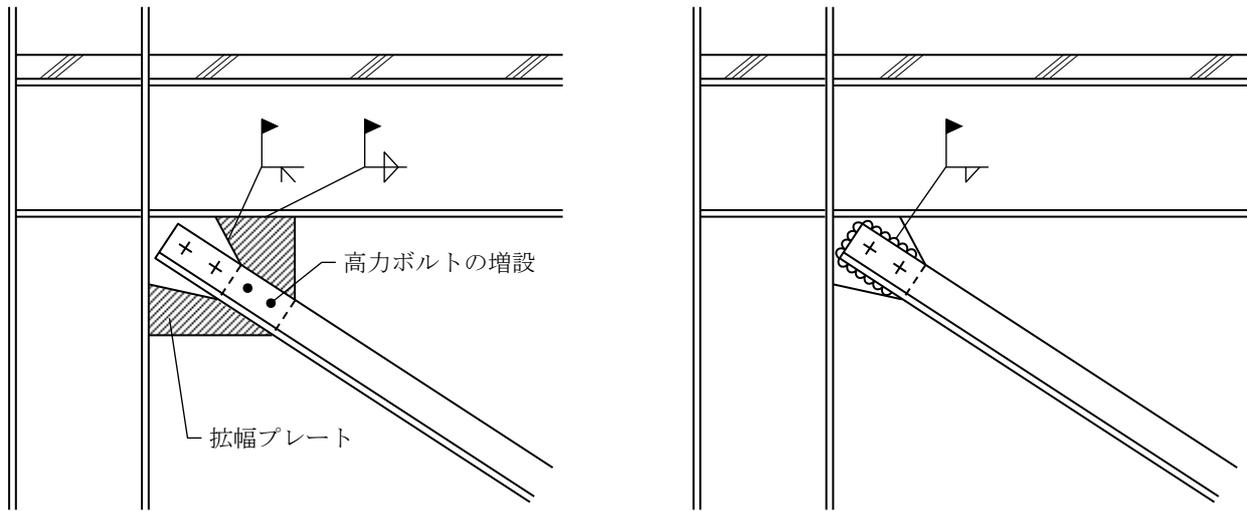


図 3.3-21 柱および梁継手の補強

3.3.12 ブレース接合部の補強

ブレース接合部が保有水平耐力接合でなく耐力および靱性 (F) が不足している場合、およびサイズの大きなブレースを取付ける必要がある場合には、以下の方法でブレース接合部を補強する。

- ①既存のガセットプレートを除去し、耐力の大きな接合部に取換える。
- ②ガセットプレートを拡幅する。(図 3.3-22 (a))
- ③溶接で補強する。(図 3.3-22 (b))



(a) ガセットプレートの拡幅

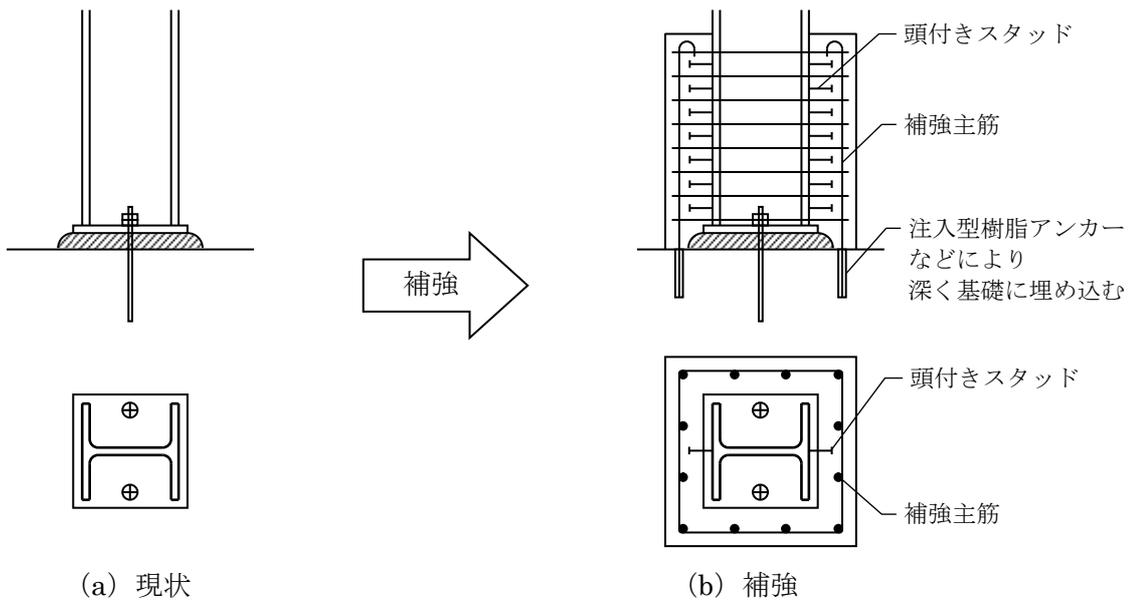
(b) 溶接補強

図 3.3-22 ブレース接合部の補強

3.3.13 柱脚部の補強

露出柱脚の補強が必要な場合は、以下に示す方法などで補強する。

①根巻きによる補強

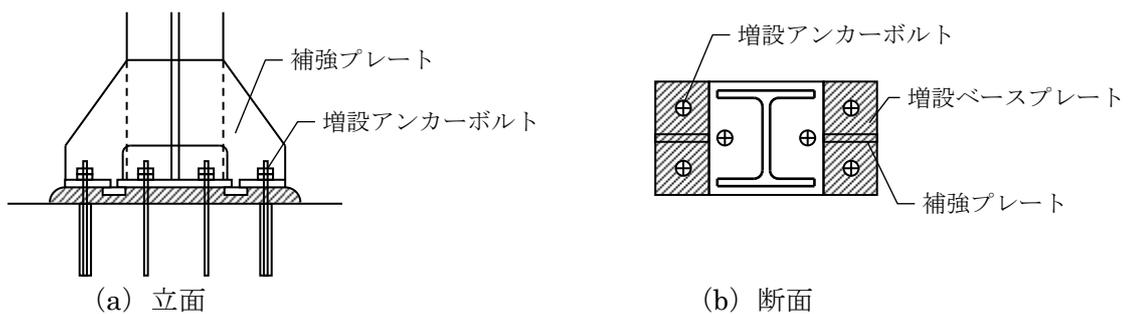


(a) 現状

(b) 補強

図 3.3-23 根巻きによる補強

②アンカーボルトの増設補強



(a) 立面

(b) 断面

図 3.3-24 アンカーボルトの増設補強

3.3.14 補強効果の確認

配置計画した補強部材を詳細設計した後、補強後の建物の耐震性能を耐震診断により確認する。荷重増分解析を用いて補強建物を診断する場合には、崩壊メカニズムが生じるまで押し切って補強された建物の性能を確認する。

非構造部材の変形追従に対する外壁等の改修の要否は、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針適用の手引」に基づき大地震時における構造体の層間変形 (R_{resp}) を 3.3-1 式により推定し、表 3.3-1 に示す層間変形角と非構造部材の破壊性状との関係から判断する。また、慣性力に対する補強の要否は取付け状況を現地調査し、この結果を踏まえて強度計算を行い検討する。

$$R_{resp} = R_u \times I_{so} / I_{si} \quad 3.3-1 \text{ 式}$$

R_u : 表 3.3-1 に示す限界変形角で、耐震診断で I_s を決定したときの F 値 (表中では F_{max}) に対応する値

I_{so} : 構造耐震判定指標で、通常は 0.6

I_{si} : i 層の構造耐震指標

表 3.3-1 F_{max} と R_u との関係

靱性指標 F_{max}	0.8	1.0	1.27	1.6	2.0	2.6	3.2
限界変形 R_u	1/500	1/250	1/150	1/115	1/80	1/50	1/30

(中間は直線補間によって良い)

『既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針適用の手引』 P.156 付表 1.4.B-2

表 3.3-2 層間変形角と非構造部材の破壊性状との関係

R_N	調査対象						
	窓ガラス (硬化パテ止め)	ガラスブロック 帳壁、コンクリートブロック帳壁	ALC パネル (挿入筋工法)、PCa 版	タイル張り、石張り、テラゾー張り、モルタル塗り	カーテンウォール (PCa 版、メタル)、ALC パネル (スライト工法)	打放しコンクリート (吹付け、リソンの仕上げのあるものを含む)	屋外に面する扉、窓ガラス (弾性シーラント止め)
1/500	被害はほとんど生じない						
1/250	ひび割れ、若干の剥離等の被害が生じる可能性がある						
1/150							
1/115							
1/80	落下および重要な機能低下を生じる可能性がある						
1/50							
1/30							

『既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針適用の手引』 P.158 付表 1.4.B-3