

2017 年版 実務のための補強設計マニュアル

2017 年 10 月 1 日

一般社団法人 東京都建築士事務所協会

建築物耐震改修評価特別委員会

目 次

はじめに	P.1
1. 実務における補強設計	
1.1 基本原則	P.6
1.2 補強設計の進め方	P.8
1.3 補強設計	P.8
1.4 段階的耐震改修	P.12
2. RC 造、SRC 造の補強	
2.1 適用範囲	P.13
2.2 補強設計の進め方	P.13
2.3 補強設計	
2.3.1 あと施工アンカー	P.26
2.3.2 耐震スリット	P.27
2.3.3 下階壁抜け柱の補強	P.28
2.3.4 増設壁による補強	P.30
2.3.5 増打ち壁による補強	P.32
2.3.6 開口閉塞補強	P.32
2.3.7 袖壁の増設による補強	P.33
2.3.8 袖壁の増打ちによる補強	P.35
2.3.9 柱補強	P.36
2.3.10 梁補強	P.43
2.3.11 鉄骨ブレース補強	P.43
2.3.12 鋼板壁補強	P.47
2.3.13 鉄骨フレーム補強	P.48
2.3.14 SRC 柱の柱脚補強	P.49
2.4 外側架構による補強	
2.4.1 適用範囲	P.50
2.4.2 基本原則	P.53
2.4.3 補強架構の接合	P.56
2.4.4 基礎の検討	P.64
2.4.5 外付けブレースによる補強	P.65
2.4.6 外付けフレームによる補強	P.74
2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強	P.79
2.4.8 フレーム架構による補強	P.86
2.4.9 バットレスによる補強	P.90
2.4.10 外付け壁による補強（参考）	P.99

2.5	中間階補強	P.100
2.6	その他の補強	
2.6.1	エキスパンションジョイントの拡幅	P.108
2.6.2	高架水槽架台の補強	P.111
2.6.3	煙突の補強	P.113
2.6.4	コンクリートブロック壁の補強	P.113
2.6.5	はね出し梁、はね出しスラブの補強	P.115
3.	S 造の補強	
3.1	基本方針	P.116
3.2	補強計画	P.117
3.3	補強設計	P.119
4.	制震・免震補強（参考）	
4.1	制震補強	P.131
4.2	免震補強	P.133
4.3	制震・免震補強の審査上の取扱い	P.136
	参考文献* ¹	P.136
	*1 本文、図表等に上付きの番号 ⁰⁾ で示す。	

はじめに

(1) 本補強設計マニュアル発行の目的

(一社)東京都建築士事務所協会では、東京における緊急輸送道路沿道建築物の耐震化の推進に協力するため、2011年9月に「耐震診断マニュアル」を、2013年11月に「補強マニュアル」を作成し、耐震診断および補強設計に係わる情報を広く提供するとともに、2017年3月末までに2,514棟の沿道建物の耐震診断審査を行い、この結果NG判定となった2,178件のうち371棟について補強設計の審査を行ってきた。これらの審査の過程においては補強設計に係わる多くの課題や情報整理の必要性が見い出され、これらの課題の解決に役立つ有益な情報をまとめた実務的なマニュアル作成の必要性が認識されている。

一方、本年7月に2001年版の既存RC造建築物の耐震改修設計指針が改訂された。今回の改訂は外側架構による補強に係わる改訂が無いなど、改訂がごく一部に留まっているものの、この改訂を反映させるとともに、改訂されなかった外側架構による補強については最新の知見をまとめるなど、補強設計マニュアルの見直しを行うこととした。

(2) 2017年版 RC 耐震改修設計指針の改訂の概要

「2017年版 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、(一財)日本建築防災協会」の改訂内容を表-1にまとめる。

同指針の今回の改訂は限定的なもので、計算方法に係わる大きな改訂は表中の項目がほぼ全てで、最近の大型補強工事において多く採用されている外側耐震補強工法に係わる追記および改訂は行われなかった。改訂の概要は以下のとおりである。

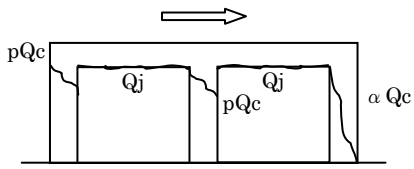
増設壁のせん断耐力は、2001年版では一体壁とみなした耐力(wQ_{su0})、接合部破壊時の耐力(wQ_{su1})、壁版破壊時の耐力(wQ_{su2})の最小値とされていたが、2017年版では増設壁の四周にあと施工アンカーを打設する場合には wQ_{su2} の検討は不要とされ、一体とみなした耐力(wQ_{su0})と接合部破壊時の耐力(wQ_{su1})の最小値で良いとされた。また、連スパンの増設壁の接合部破壊時の耐力(wQ_{su1})の計算方法が表中の式のように明記され、壁版よりも加力側に位置する柱の耐力はすべてパンチング耐力(pQ_c)で良いとされた。

増打ち壁や開口閉塞壁のせん断耐力式は2001年版で規定が無かったが、2017年版では表中の式が明記され、一体とみなした耐力(wQ_{su0})に対して、増打ち壁は0.9~1.0倍、開口閉塞壁は0.8倍と $(1+\gamma)/2$ 倍の大なる値とされた。 $(\gamma$:既存壁の開口周比)

袖壁については仕様規定が緩和されるとともに、曲げ終局耐力、せん断耐力は一体とみなした耐力に対して、アンカーのコーン破壊耐力の大きさにより0.8~0.9倍とするなど、表中に示すように改訂された。

柱補強については、下階壁抜け柱の補強にRC巻き立て補強を用いる場合のスリット部の軸力制限値が0.60と規定された。

表-1 RC 耐震改修設計指針の主な改訂内容

		2001 年版	2017 年版
増設壁	せん断耐力 (wQ_{su})	$wQ_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su1}, wQ_{su2})$ wQ_{su0} : 一体壁とみなした耐力 $wQ_{su1} = pQ_c + Q_j + \alpha Q_c$ (接合部) $wQ_{su2} = pQ_c + Q_w + \alpha Q_c$ (壁版)	$wQ_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su1})$ wQ_{su0} : 一体壁とみなした耐力 $wQ_{su1} = pQ_c + Q_j + \alpha Q_c$ (接合部)
	連スパンの増設壁のせん断耐力 (wQ_{su1})	規定なし 	$wQ_{su1} = pQ_c + Q_j + pQ_c + Q_j + \alpha Q_c$ wQ_{su1} : 接合部決まる耐力 pQ_c : 柱のパンチング耐力 Q_j : 接合部の耐力 αQ_c : 柱の耐力 (左図参照)
増打壁	せん断耐力 (wQ_{su})	規定なし	$wQ_{su} = \min (\phi wQ_{su0}, wQ_{su1})$ $\phi = 0.9 \sim 1.0$ (詳細規定なし) wQ_{su0} : 一体壁とみなした耐力 wQ_{su1} : 既存壁耐力 + Q_j
開口閉塞	せん断耐力 (wQ_{su})	規定なし	$wQ_{su} = \gamma' wQ_{su0}$ $\gamma' = \max (0.8, (1 + \gamma)/2)$ wQ_{su0} : 一体壁とみなした耐力 γ : 既存壁の開口周比
袖壁補強	仕様規定	・ 袖壁のはり出し長さ (L) 柱せいの 1/2 かつ 50cm 以上 柱せいの 2 倍以下 ・ 袖壁の厚さ 柱幅の 1/3 以上かつ 20cm 以上	・ 袖壁のはり出し長さ (L) 柱せいの 1/2 以上 ・ 袖壁の厚さ 柱幅の 1/4 以上かつ 15cm 以上
	曲げ終局耐力 (M_u)	$M_u = 0.8 M_{uo}$ M_{uo} : 一体打ち袖壁の曲げ終局耐力	$M_u = 0.8 \sim 0.9 M_{uo}$ アンカーコーン破壊耐力が規格降伏点耐力の 1.2 倍以上の場合は 0.9
	せん断耐力 (wQ_{su})	$wQ_{su} = 0.8 wQ_{su0}$ wQ_{su0} : 一体打ち袖壁のせん断耐力	$wQ_{su} = \max (n \cdot Q_{su1}, n \cdot Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4})$ Q_{su1} : 袖壁式によるせん断耐力 Q_{su2} : 分割累加式によるせん断耐力 Q_{su3} : 柱式によるせん断耐力 Q_{su4} : 既存柱と袖壁のせん断耐力の和 n : 0.8~0.9 の値 (曲げ終局に同じ)
柱補強	スリット部の軸力制限値	規定なし	0.60

(3) 緊急輸送道路沿道建築物の補強設計の実施状況

2013年4月から2017年3月末までに本協会では補強設計の評価を取得した371棟のデータに基づき、補強設計の実施状況を以下に分析する。

補強対象建物の用途を図-1に示す。共同住宅が24.8%と最も多く、共同住宅と店舗、共同住宅と事務所などの複合用途を含む住宅系の建物が全体の7割程度を占めている。

補強対象建物の構造種別を図-2に示す。RC造が157棟（42.3%）と最も多く、S造は14棟で3.8%と少ない。

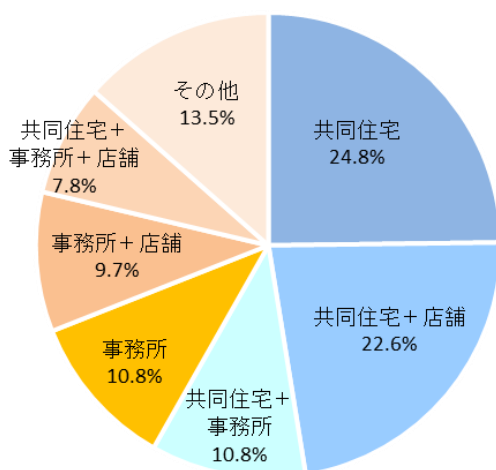


図-1 補強建物の用途

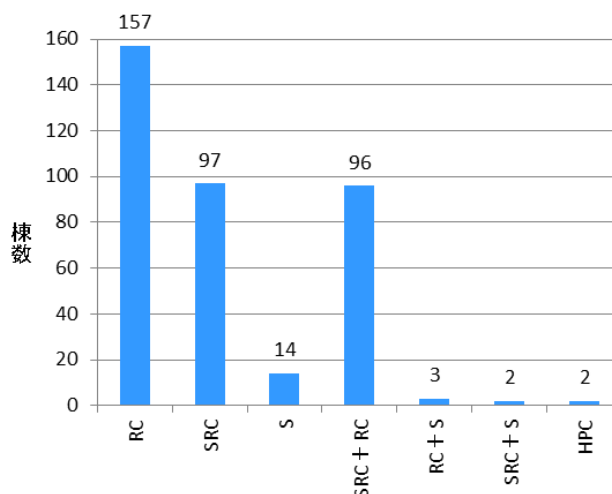


図-2 補強建物の構造種別

補強対象の地上階数を図-3に示す。5階建てが56棟（15.1%）と最も多く、10階建て以上の中高層建物も102棟（27.5%）と多い。

診断時の I_s （階・方向で最小の I_s ）ごとに補強設計に進んだ建物の比率を図-4に示す。補強設計に進んだ建物の比率は、 I_s が0.2～0.3の建物では9.4%と低いものの、 I_s が0.5～0.6の建物では25.9%と多く、耐震性能が低い建物が補強設計に進んでいない傾向が認められる。

なお、このデータには解体・新築された建物の棟数は含まれていない。

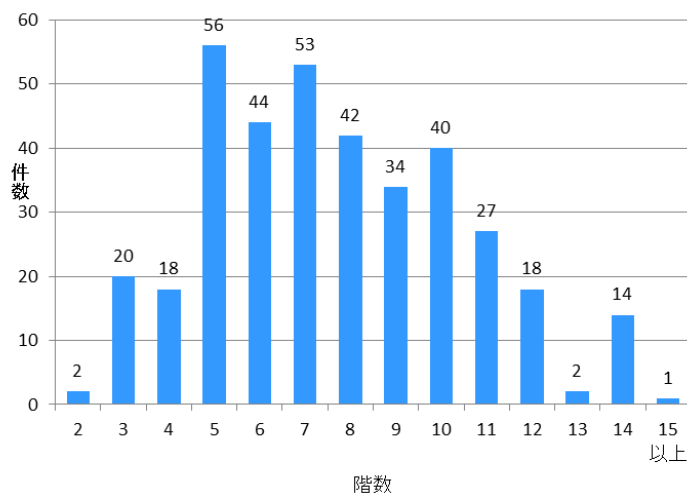


図-3 補強建物の地上階数

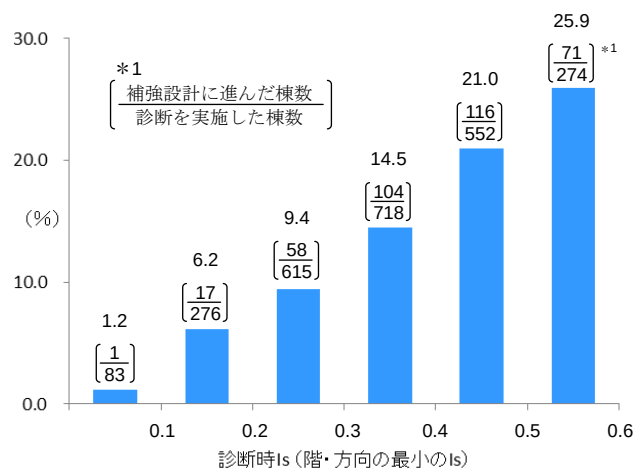


図-4 補強設計に進んだ比率

診断の見直しによる Is 指標（最小 Is 指標）の変化を図-5 に示す。補強設計において既存建物の Is 指標を見直した建物は 282 棟（76.0%）、見直しを行わなかった建物は 89 棟（24.0%）であった。このうち 97 棟（26.1%）で見直しにより Is 指標が低下し、185 棟（49.9%）は Is 指標が増大している。診断の見直しによる Is 指標の増大の程度は、0～0.1 の範囲が最も多く 135 棟（36.4%）であり、Is 指標が 0.2 以上増大した建物は 15 棟（4.0%）であった。

補強による Is 指標（最小 Is 指標）の変化（補強後の Is－診断時 Is（見直しした建物では見直し後の Is））を図-6 に示す。補強による Is 指標の増大が 0.1～0.2 の範囲となる建物が 124 棟（33.4%）と最も多く、Is 指標が 0.4 以上と大きく増大した建物が 23 棟（6.2%）存在している。

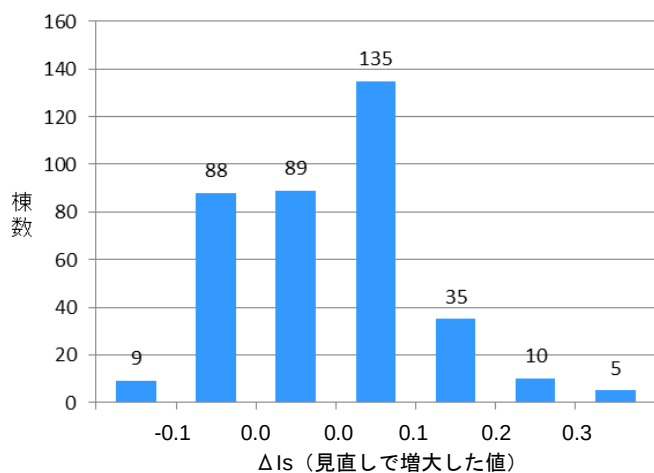


図-5 診断見直しによる Is の増大（ΔIs）

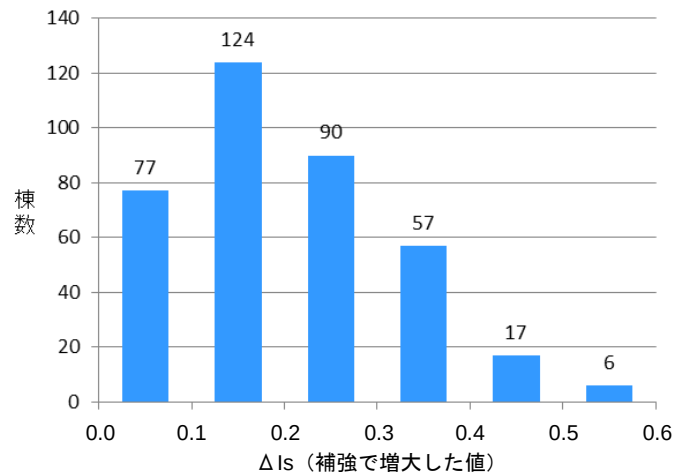


図-6 補強による Is の増大

1 棟の建物で採用した補強工法の種類数を図-7 に示す。1 種類の補強工法のみで補強した建物は 127 棟（34.2%）で、3 種類以下の補強工法で補強している建物が 302 棟（81.4%）と大半を占めている。

補強工法の採用件数を表-2 にまとめる。耐震スリットが 201 件と最も多く 54.2%の建物で採用されている。これ以外では増設壁が 131 件、鉄骨ブレースが 112 件などと強度補強の工法が多く採用されており、外付けフレーム、外付けブレースなどの外側補強は 96 件（25.9%）で採用されている。靱性補強では RC 巻き立てや鋼板巻き立てなどの柱補強は 68 件あったが、梁補強は 4 件と少ない。その他の補強として減築が 4 件、T 指標の改善が 3 件あるなど、採用されている補強工法は多岐にわたっている。

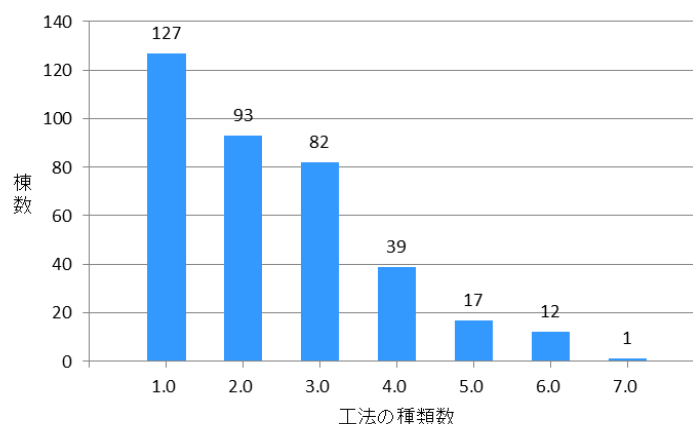
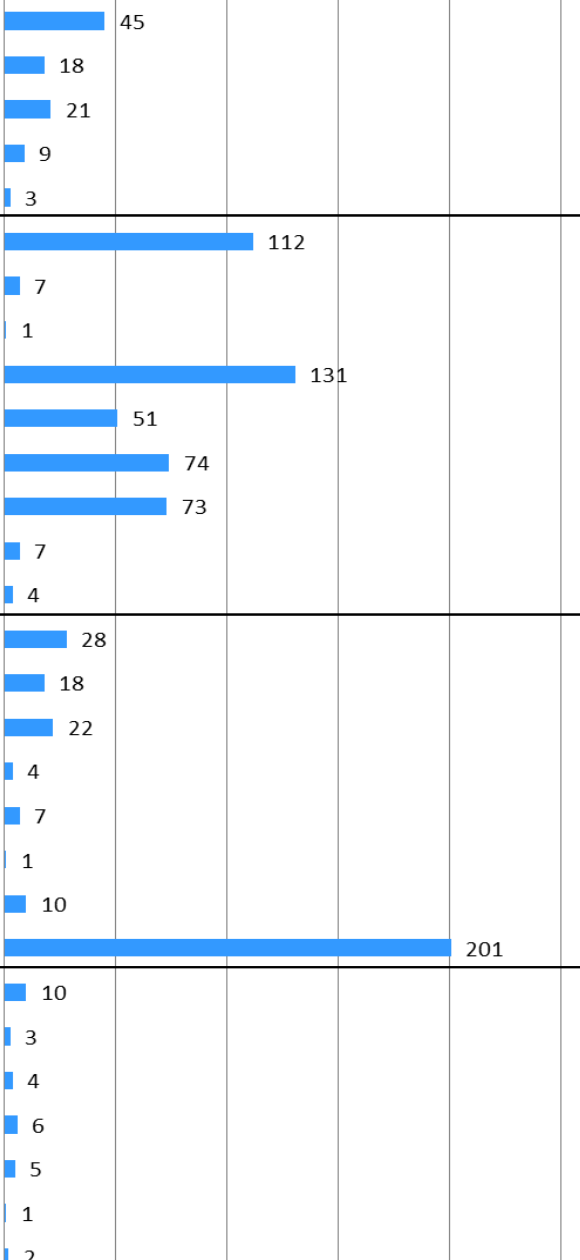


図-7 1 棟で採用した補強工法の種類数

表-2 補強工法の採用件数

件数		0	50	100	150	200	250
外側補強 (96)	外付けフレーム						
	外付けブレース	18					
	架構増設	21					
	ブレース架構増設	9					
	バットレス	3					
強度補強 (460)	鉄骨ブレース	112					
	鉄骨フレーム	7					
	鉄骨パネル	1					
	増設壁	131					
	増打ち壁	51					
	開口閉塞	74					
	袖壁増設	73					
	袖壁増打ち	7					
	柱増設	4					
靱性補強 (291)	柱補強 RC巻き立て	28					
	柱補強 鋼板巻き立て	18					
	柱補強 連続繊維巻き	22					
	梁補強	4					
	方杖補強	7					
	鉄骨ブレース交換	1					
	柱脚補強	10					
	耐震スリット	201					
その他 (31)	エキスパンションジョイント拡幅	10					
	T指標の改善	3					
	減築	4					
	重量軽減	6					
	水平ブレース増設	5					
	床補強	1					
	その他	2					

(4) マニュアル作成の基本方針

以上でまとめた実状および課題に対応するため、本マニュアルを以下の方針で作成することとした。

- ①実務に活用できる記述を充実させる。
- ②多岐にわたる補強工法に対応したマニュアルとする。
- ③2017年版のRC耐震改修設計指針も踏まえた内容とする。
- ④Isが小さい建物の耐震改修が遅れていることを踏まえ、段階的耐震改修も記述の対象とする。

なお、2017年のRC耐震改修設計指針の改訂を反映した部分には、本マニュアル中にアンダーラインを付すこととする。また、防災協会の耐震改修設計指針等と異なる取扱い（同指針中に規定が無いものは除く）としている部分には★印を付している。

1. 実務における補強設計

1.1 基本原則

1.1.1 適用範囲

- ①本マニュアルは、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。
- ③本マニュアルは、補強設計の実務で一般的に用いている考え方や計算法をまとめている。従って、実験などにより本マニュアルと異なる知見を有している場合は、本マニュアルに依らなくても良い。

1.1.2 準拠基準

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。

- ①「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・耐震改修設計指針・同解説、日本建築防災協会」、もしくは「2017 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・耐震改修設計指針・同解説、日本建築防災協会」、以下、両者合わせて「RC 耐震診断基準」および「RC 耐震改修設計指針」と言う。
- ②「2009 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・耐震改修設計指針・同解説、日本建築防災協会」、以下「SRC 耐震診断基準」および「SRC 耐震改修設計指針」と言う。
- ③「2011 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」、以下「S 耐震診断基準」および「S 耐震改修設計指針」と言う。
- 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」、以下「外側耐震改修マニュアル」と言う。
- ⑤「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」

1.1.3 補強の区分

耐震改修は、表 1.1-1 に示すように①自主改修、②計画認定に基づく改修、③建築確認を伴う改修に区分され、この区分により法的な扱いが異なる部分があることに留意する。自主改修は独自の耐震診断などで危険性があると判定された建物を、建築基準法第 8 条（維持保全）および建築物の耐震改修の促進に係わる法律（以下、「耐震改修促進法」と言う。）に基づき補強するもので、建物の所有者や管理者の責任で工事を行うことになる。計画認定に基づく改修は、行政庁による耐震改修促進法の計画認定を取得して工事を行うもので、行政庁から工事状況の報告が求められれば必要な書類を提出する必要がある。補強が大規模なものとなり柱など過半の補強が必要となる場合には、建築基準法の大規模の修繕・模様替えとなるため、新築建物と同様の完了検査や報告が必要となる。

表 1.1-1 耐震改修工事の区分

区 分		概 要	行政庁への報告書等
①	自主改修	建物の所有者、管理の責任において行う工事	必要に応じて建築基準法第12条の報告を行う
②	計画認定に基づく改修	行政庁による耐震改修工事の計画認定を取得して行う工事	必要に応じて耐震改修促進法に基づく報告を行う
③	建築確認を伴う改修	耐震改修が構造材の過半に及ぶ等、建築確認申請が必要な工事	新築建物と同様に建築基準法に基づく検査および報告が必要となる

一方、耐震改修では使いながらの工事が要望されることが多くあるので、図 1.1-1 に示すどの程度の使いながらの施工が要望されているかよく打合せして、適切な補強工法を選定する必要がある。

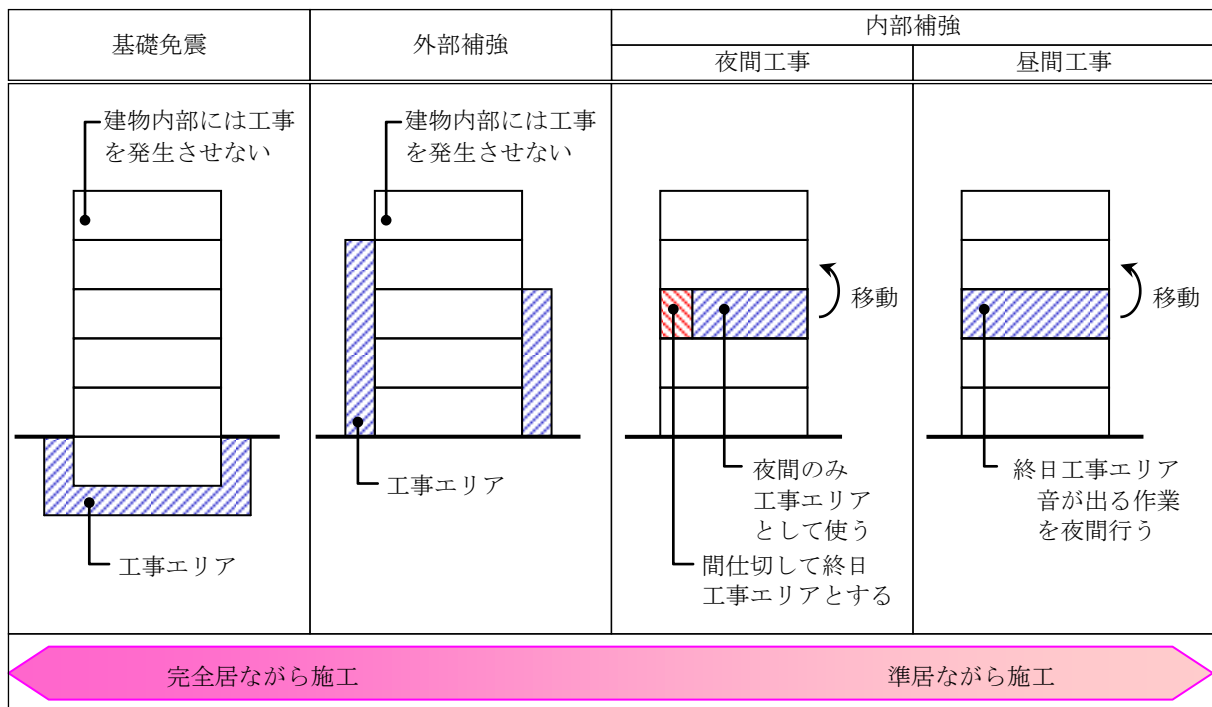


図 1.1-1 使いながらの補強工事

耐震補強工法は、補強建物の耐震性能の評価方法により図 1.1-2 に示すように区分される。本マニュアルが主として対象としている強度補強や靱性補強などの耐震補強工法では、補強後の建物の耐震性能も補強前建物と同様に構造耐震指標（ I_s ）で評価する。

一方、免震補強や制震補強では、補強後の建物の耐震性能を地震応答解析により評価するため、本マニュアルの適用範囲外である。この補強により耐震改修を計画する場合には、既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン¹⁾などにより設計する。

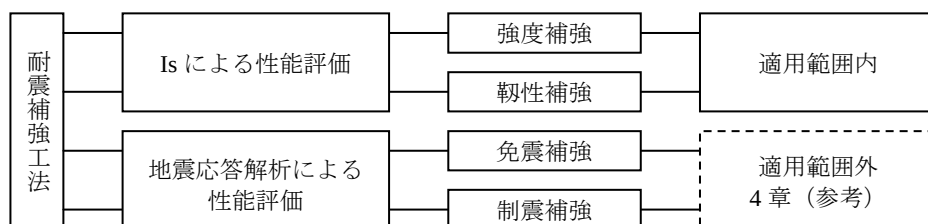


図 1.1-2 耐震性能の評価方法による区分

1.2 補強設計の進め方

1.2.1 助成金と補強設計

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場合がある。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、表 1.2-1 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。

1.2.2 耐震診断結果の見直し

補強設計は建築士法上の設計行為となるので、他の技術者が診断した建物であっても、その診断結果に基づき設計した場合には診断内容に対して補強設計者にも一定の責任が生じる。従って、補強計画にあたっては、診断報告書の内容を確認し、耐震性能が適切に評価されていなかったり、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設計を行う。

1.2.3 耐震性能上の問題点の整理

見直した後の耐震診断結果を踏まえて、建物のどの部分の耐震性能 (I_s 、 $C_{T0} \cdot S_D$) が小さいか、またこれ以外にどのような耐震性能上の問題点があるか、各階各方向ごとに耐震性能に悪影響を及ぼしている以下の要因など、耐震性能上の弱点の有無を整理する。

- ・ 脆性柱の存在
- ・ 過大な偏心
- ・ 上・下層の剛性の著しい不連続
- ・ 軸力制限を超える下階壁抜け柱の存在

1.3 補強設計

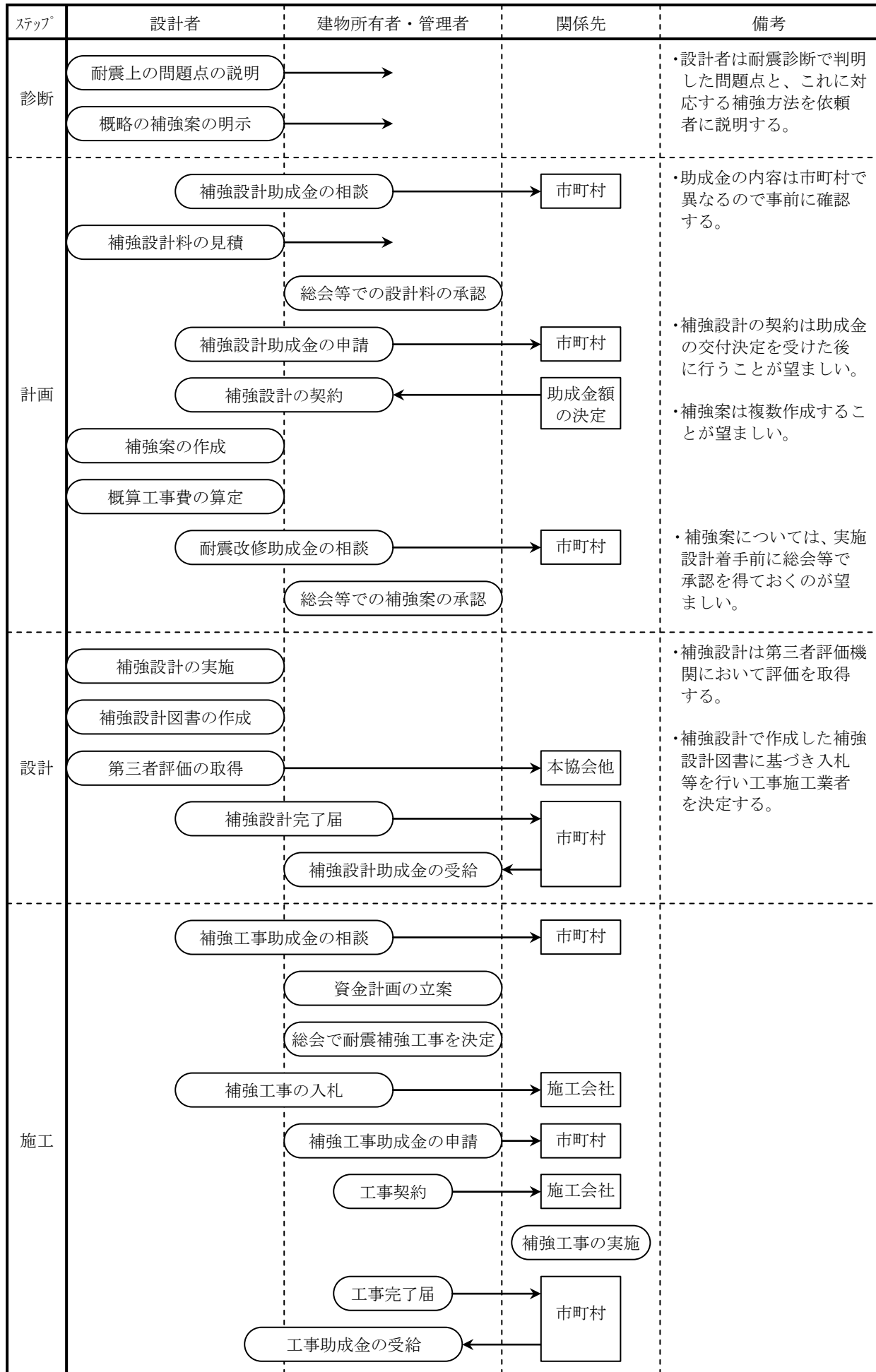
1.3.1 補強目標性能の設定

- ①補強目標性能 (r_{Iso}) は、通常は「実務のための耐震診断マニュアル、(一社)東京都建築士事務所協会、2017 年」(以下「耐震診断マニュアル」と言う)の「1.9 耐震性の判定」に定める I_{so} とし、RC 造、SRC 造では $0.6 \cdot Z \cdot R_t$ (Z : 地域係数、 R_t : 振動特性係数)、S 造では 0.6 としているが、建築主との協議のもとに I_{so} 以上の値として適切に設定する。
- ②現状の構造耐震指標 (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。段階的な耐震改修を行う場合には、初期の補強においても耐震要素の配置バランスなどが良好になるように、「1.4 段階的な耐震改修」を参考に補強計画を検討する。

1.3.2 補強設計の基本方針

- 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。

表 1.2-1 補強設計等のフロー



④耐震補強においては、建物の耐震性能を大きく低下させている以下の要因のうち、耐震性能が NG 判定されている階、方向に存在するものは、原則として改善する。

- a. 極脆性柱など、極めて靱性が小さい部材
- b. 過大な偏心
- c. 上・下層の剛性の著しい不連続
- d. 軸力制限を超える下階壁抜け柱、下階ブレース抜け柱

1.3.3 補強工法の選定

建物の耐震性能上の問題点を合理的に改善できる補強工法を選定する。

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 RC 系建物では経年指標 (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、建物によっては数種の補強工法を組合せて補強する。 S_D 指標の改善としては、剛性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、鉄骨造では劣化や施工不良の改善などが相当する。

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、各補強工法の耐震改修設計指針に示されている工法などがある。これ以外に建設会社などが開発した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。

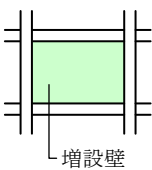
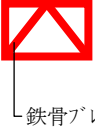
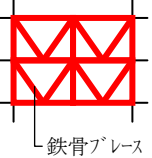
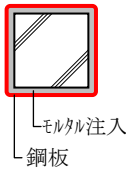
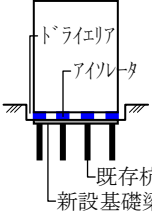
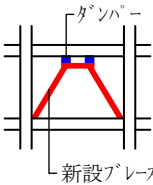
補強工法の選定にあたっては、表 1.3-1 に示す解りやすい資料に基づき、各補強方法の特徴、耐震性能、居住性、工期、コストなどを建物所有者に説明し、十分な議論の後に補強工法を確定させ、設計に手戻りが生じないように留意する。

1.3.4 補強計画

補強計画は、既存建物の耐震診断結果から補強目標性能を満たすための必要補強耐力を算出し、これに基づき補強に必要な各階の補強部材量を把握する。補強部材の配置計画にあたっては、以下の点に留意する。

- ①建物の使用性に影響が少ない部位に補強部材を配置する。
- ②補強部材は、補強効果が確実に得られる位置に配置する。
- ③平均的なバランスを考慮して配置する。
- ④補強後の各階の耐力分布が A_i 分布に近似するように留意する。
- ⑤補強部材への応力の伝達が可能な配置とする。
- ⑥基礎への自重および変動軸力の伝達に留意する。
- ⑦補強後の建物の法適合（延べ面積、採光、避難経路、斜線制限等）を確認する。

表 1.3-1 耐震補強工法の選定表の例

補強手法		強度補強			靱性補強	地震入力への低減	
補強工法		増設壁	鉄骨ブレース	外付け補強	鋼板巻き	免震構造化	制震機構の組込み
工法の概要							
耐震性能	耐 力	○	○	○	△	—	—
	変形性能	×	△	△	○	—	○
	損傷防止	○	○	○	△	◎	○
	家具転倒	△	△	△	△	○	△
	安全性	○	○	○	○	◎	○
居住性	使用性	条件により異なる					
	美 観	条件により異なる					
	耐久性	条件により異なる					
生産性	工 期	○	○	△	○	×	○
	コスト	○	△	△	○	×	△
	音	△	△	△	○	○	△
	居ながら	△	△	○	△	○	△
総合評価							

○：優れる △：普通 ×：劣る

1.3.5 補強部材の設計

補強部材の設計は、本マニュアルを参考とする他、各構造種別の耐震改修設計指針および各補強工法の技術評価資料に基づき行う。

1.3.6 補強建物の耐震性の判定

補強された建物の耐震性の判定は、各構造種別の耐震診断基準に基づき補強建物の構造耐震指標 (Is) などを算出し、「耐震診断マニュアル」の「1.9 耐震性の判定」に準じ、補強目標性能 (R_{Iso}) などと比較して判定する。

1.4 段階的耐震改修

1.4.1 適用範囲

本節は、既存建物の耐震性能が極めて低いなどのため、1回の耐震改修では耐震性能を補強目標性能まで向上させることが困難な建物において、複数回の耐震改修により耐震性能の改善を図る場合の、第1回目の耐震改修に対して適用する。

1.4.2 建築主の意思の確認

段階的耐震改修は、やむを得ない場合の方策であり、以下の点などについて建築主と十分に協議した上で計画を進める。

- ①本来の補強目標性能まで補強する場合の補強案を提示し、現時点で補強の実施ができないか検討し、補強が困難との結論であった場合に段階的耐震改修の意思を建築主に確認する。
- ②段階的耐震改修を行った場合の耐震性能の向上の程度をできるだけ具体的に説明する他、本来の補強目標まで補強しない場合の危険性の程度も建築主に説明する。
- ③段階的耐震改修を行った場合の助成制度や行政上の扱いを関係行政庁と協議し、その結果を建築主に説明する。

1.4.3 補強目標性能

段階的耐震改修における補強目標性能の下限は、以下による。ただし、これに拘わらず地震被害を効果的に低減するためには、補強目標性能は以下に示す補強目標性能の下限の1.5倍程度とすることが望ましい。

補強目標の下限

$$\begin{array}{ll} \text{RC 造} & I_s \geq 0.3 \cdot Z \cdot R_t \quad \text{かつ} \quad C_{TU} \cdot S_D \geq 0.15 \cdot Z \cdot R_t \\ \text{SRC 造} & I_s \geq 0.3 \cdot Z \cdot R_t \quad \text{かつ} \quad C_{TU} \cdot S_D \geq 0.125 \cdot Z \cdot R_t \text{ (充腹型)} \\ & C_{TU} \cdot S_D \geq 0.14 \cdot Z \cdot R_t \text{ (非充腹型)} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{S 造} & I_s \geq 0.3 \quad \text{かつ} \quad q \geq 0.5 \\ \text{ここに} & \left\{ \begin{array}{ll} I_s & : \text{構造耐震指標} \\ C_{TU} \cdot S_D & : \text{累積強度指標と形状指標の積} \\ q & : \text{保有水平耐力に係わる指標} \\ Z & : \text{地域係数} \\ R_t & : \text{振動特性係数} \end{array} \right. \end{array}$$

1.4.4 補強計画

段階的耐震改修の補強設計にあたっては、以下の点に留意する。

- ①段階的耐震改修の状態が長期間継続する場合に備え、できるだけ高い耐震性能の確保に努める。
- ②大きな偏心、制限軸力を超える下階抜け柱など、大きな地震被害を受ける可能性のある耐震性能上の弱点は必ず改修する。
- ③地震時における損傷の集中を避けるため、補強後の各階の強度分布（ $C_{TU} \cdot S_D$ の分布）は、できるだけ一様とし、かつ、補強後の S_D 指標が低下しない計画とする。

2. RC 造、SRC 造の補強

2.1 適用範囲

- (1) ★本章は、高さ 45m 以下の RC 造、SRC 造およびこれらの混構造建物の耐震補強設計に対して適用する。
- (2) コンクリートの診断採用強度が 13.5N/mm^2 未満の建物は、RC 造および SRC 造の「耐震診断基準」および「耐震改修設計指針」の適用外であるので、耐震診断により要補強と判定された場合には、建替を含む抜本的な補強対策の検討が必要である。★コンクリートの強度が 13.5 N/mm^2 未満で 10N/mm^2 以上の建物を建築主の強い希望などによりやむを得ず補強設計する場合には、以下の点に留意して慎重に行う。
 - ・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) などをせん断耐力の低減係数 (k_r) ²⁾などを用いて算定する。 $(K_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \quad \sigma_B : \text{診断採用強度 (N/mm}^2\text{)})$
 - ・バランスの良い補強計画とし、耐震判定指標 (I_{so}) に対して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。
- (3) 診断採用強度 (σ_B) が 10N/mm^2 未満の建物は、コンクリート強度の追加調査を行うことが望ましい。追加調査の結果でも診断採用強度が 10N/mm^2 未満の場合は、建替えることを推奨する。これに拘わらず診断採用強度が 10N/mm^2 未満の建物を補強設計する場合には、(2) の検討を踏まえた上で、本評価特別委員会の事前相談を受けるものとする。
- (4) 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 補強設計の進め方

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。この耐震性能上の弱点を改善した建物モデルを以下で「基本補強建物」と言う。

基本補強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、基本補強建物の耐震性能と補強目標性能から必要な補強耐力を算定し、この結果から必要な補強部材の量を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、特殊な補強方法や外側架構による補強などでは、1 次設計により補強部材とその周辺部材の断面を設定した後に第 2 次診断を行うか、補強架構に対して第 3 次診断も実施して梁などの強度を確認する。

特殊な補強であるなどのため補強建物の第 3 次診断を行う場合は、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。

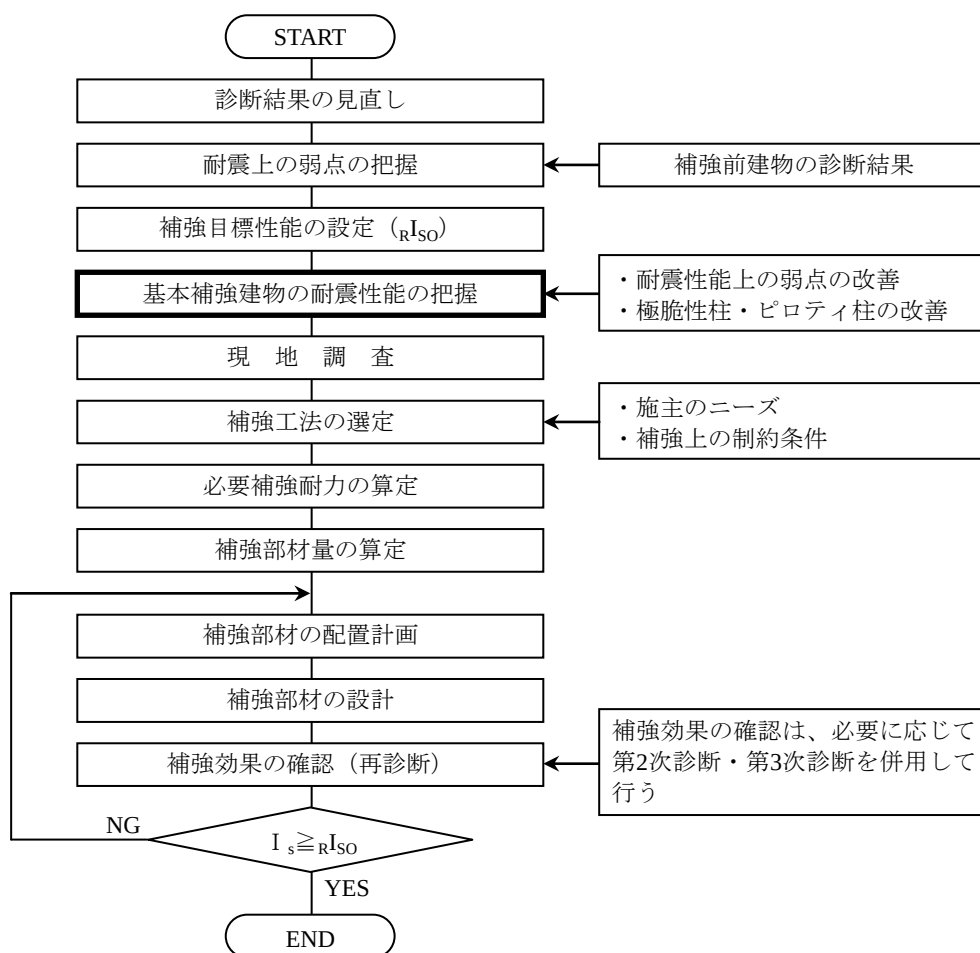


図 2.2-1 補強設計の手順

2.2.2 耐震診断結果の見直し

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

2001 年版の「RC 耐震診断基準」等により S_D 指標が小さく評価されている場合には、以下の見直しもしくは「耐震診断マニュアル」の「2.7.5 形状指標の算定」に示されている D 法などにより見直すことが望ましい。

- 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場合があるので、以下の見直しを行う。

①SRC 造建物において第3次診断を仮に行った場合、梁降伏が先行すると考えられる図 2.2-2

(a) および図 2.2-2 (b) に示す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。ただし、図 2.2-2 (c) の形状の袖壁はこの扱いはできない。

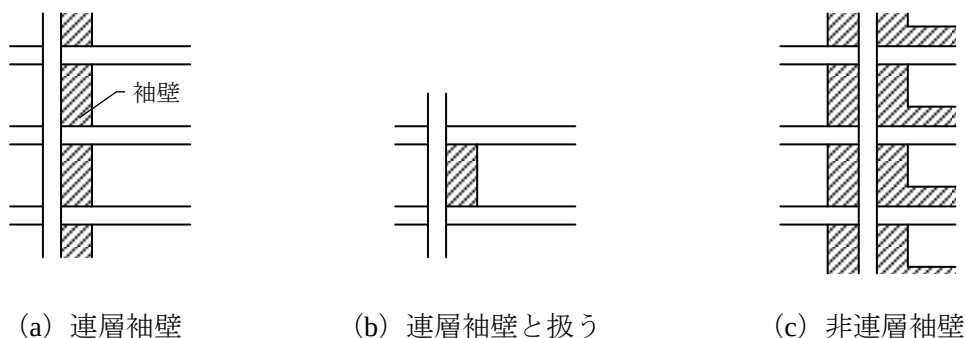


図 2.2-2 袖壁の扱い

②RC 造、SRC 造建物において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程度としても良い。

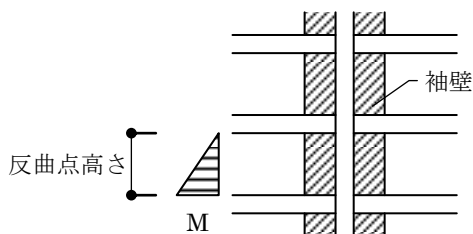


図 2.2-3 反曲点高さ

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、図 2.2-4 に示す直交壁の壁筋も考慮して耐力が過小にならないように留意する。

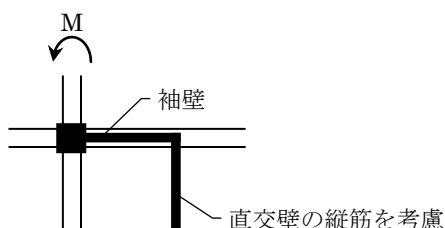


図 2.2-4 直交壁筋の考慮

(3) 標準梁下高さ (Ho)

SRC の柱において、内法高さと柱せいの比 (h_o/D) が 2.0 以上であるにも係わらず、靱性指標が 1.20 などと 1.27 未満になっている柱は、「耐震診断マニュアル」の「3.10 靱性指標」を参考にその柱の内法高さ (h_o) を標準梁下高さ (H_o) と入力することなどを検討する。

(4) 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 造建物内の RC 造雑壁の F 値は、精算するか $F=1.27$ とする。

(5) 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

見直した後の耐震診断結果を踏まえて、建物の各階・各方向ごとの耐震性能上の問題点（弱点）を把握する。

2.2.4 補強目標性能 (R_{Iso}) の設定

補強目標性能 (R_{Iso}) は「1.3.1 補強目標性能の設定」による。

2.2.5 基本補強建物の耐震性能の把握

耐震補強においては、建物の耐震性能を大きく低下させている以下の要因のうち、耐震性能が NG 判定されている階、方向に存在するものは、原則として改善する。

- ①極脆性柱
- ②過大な偏心
- ③上・下層の剛性の著しい不連続
- ④軸力制限を超える下階壁抜け柱

極脆性柱は通常は耐震スリットを配して解消するが、スリットを長く切り過ぎて柱の耐力が低下しないように留意する。過大な偏心は、剛性が小さい部分に増設壁などを配して改善する。偏心の原因となっている壁にスリットを配す方法は、2 方向スリットでは剛性がほとんど変化しないことが研究で知られている。また、3 方向スリットは建物の耐力が低下するので、好ましい方法ではない。

上・下層の剛性の著しい不連続は、剛性の小さい階に壁などを配して改善する。軸力制限を超

える柱は、巻き立て補強を行うか、壁を増設して下階壁抜けを解消する方法がある。

これらの補強により耐震性能上の弱点を改善した後の建物を「基本補強建物」と言い、この基本補強建物の I_s 指標を算定して補強計画の基本データとする。

中低層の集合住宅では、図 2.2-5 に示す耐震スリットなどを配した建物を基本補強建物とし、この建物の耐震診断結果から図 2.2-6 のフローに従って補強工法を決定する手法が採用されている。

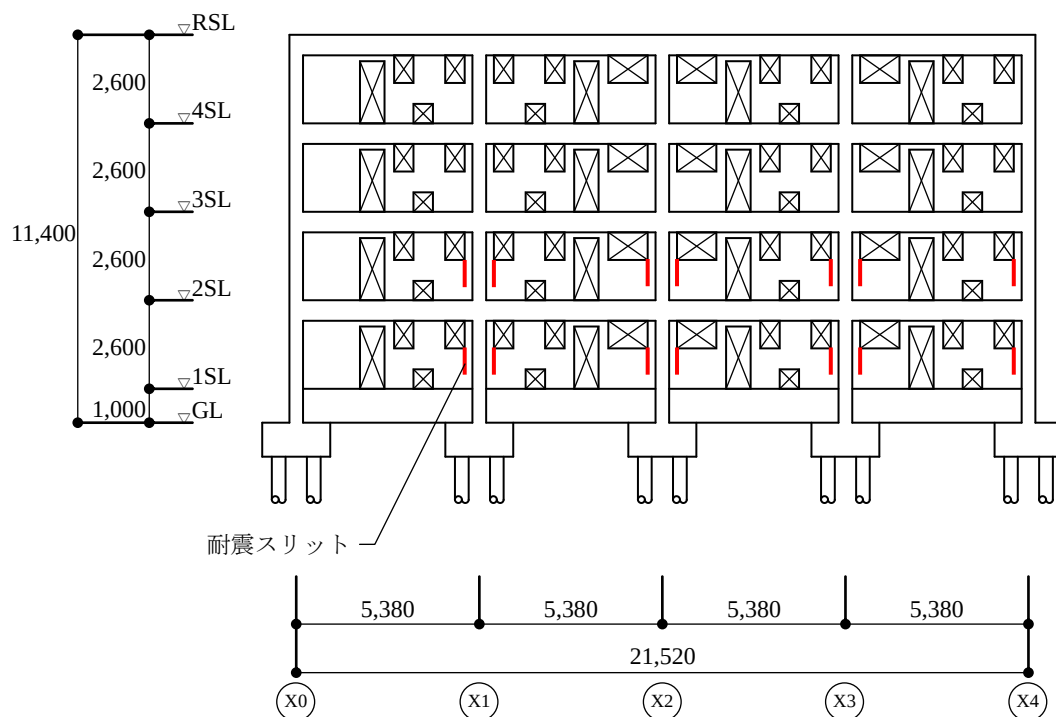


図 2.2-5 耐震スリットの設置による基本補強建物の例

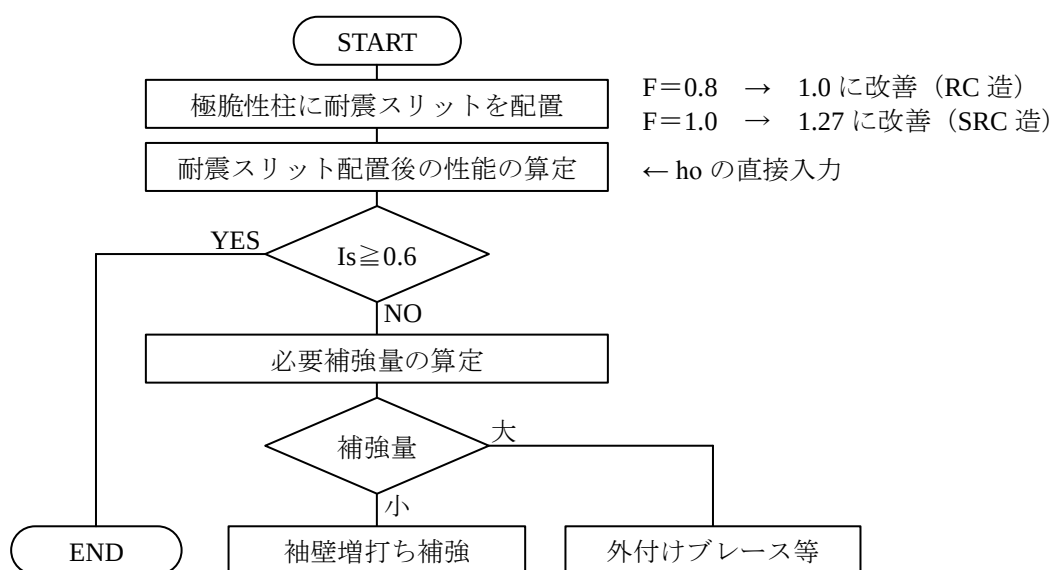


図 2.2-6 中低層集合住宅の補強計画フローの例

2.2.6 現地調査

補強工法の選定を行うための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

2.2.7 補強工法の選定

基本補強建物の耐震性能と現地調査結果を踏まえて、建物の使用性や美観をできるだけ損なうことなく耐震性能を向上させる補強工法を選定する。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 2.2-7 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た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。

補強目標性能を耐力（C）と靱性（F）との相関で示すと、図 2.2-8 に示す曲線（reqIs）となる。補強は、図中で示す補強前建物もしくは基本補強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。

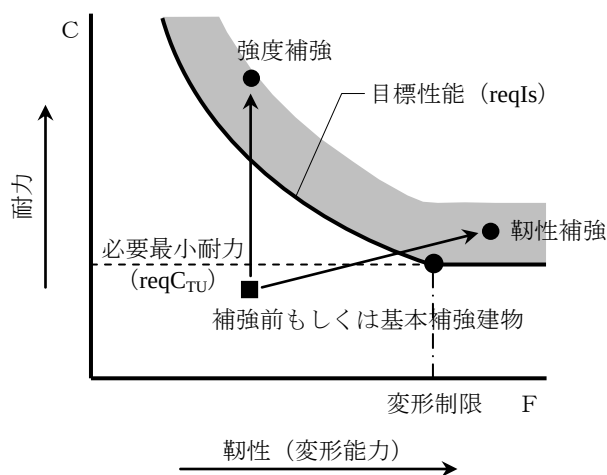


図 2.2-8 耐震補強の基本的な考え方

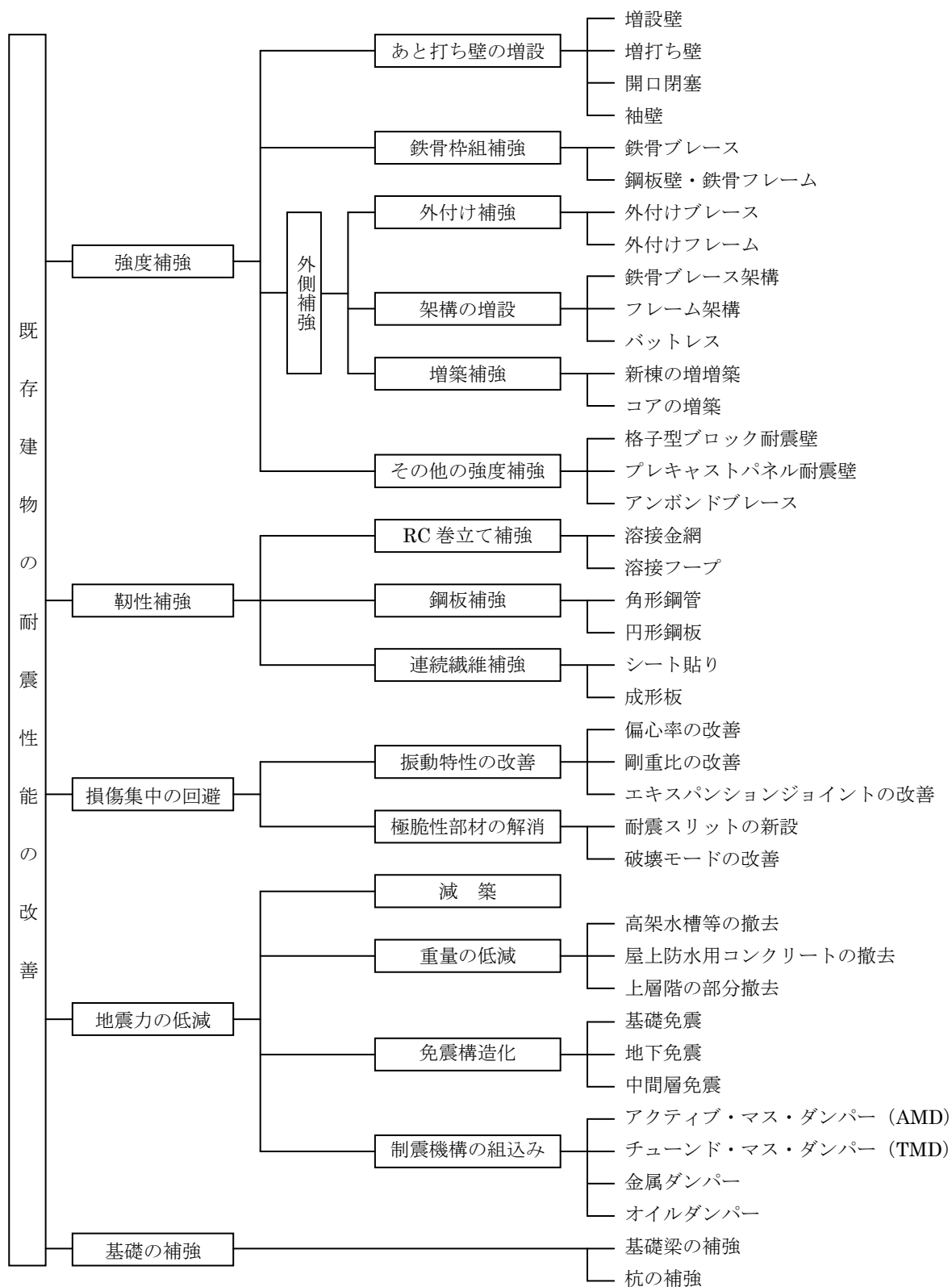


図 2.2-7 耐震性能を向上させる方法の分類

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 (C_T : 累積強度指標) で、横軸は靱性指標 (F) である。補強目標性能 $I_s=0.6$ の性能は図中の曲線となり、診断で得られた各階の C_T - F 関係の 1 点でもこの曲線の上に押し上げることができれば、性能を満たすことになる。

以下に RC 造における考え方を示すが、SRC 造においては極脆性柱、 $F=0.8$ 、 $F=1.0$ をそれぞれ脆性柱、 $F=1.0$ 、 $F=1.27$ に読み替えれば同様に扱える。

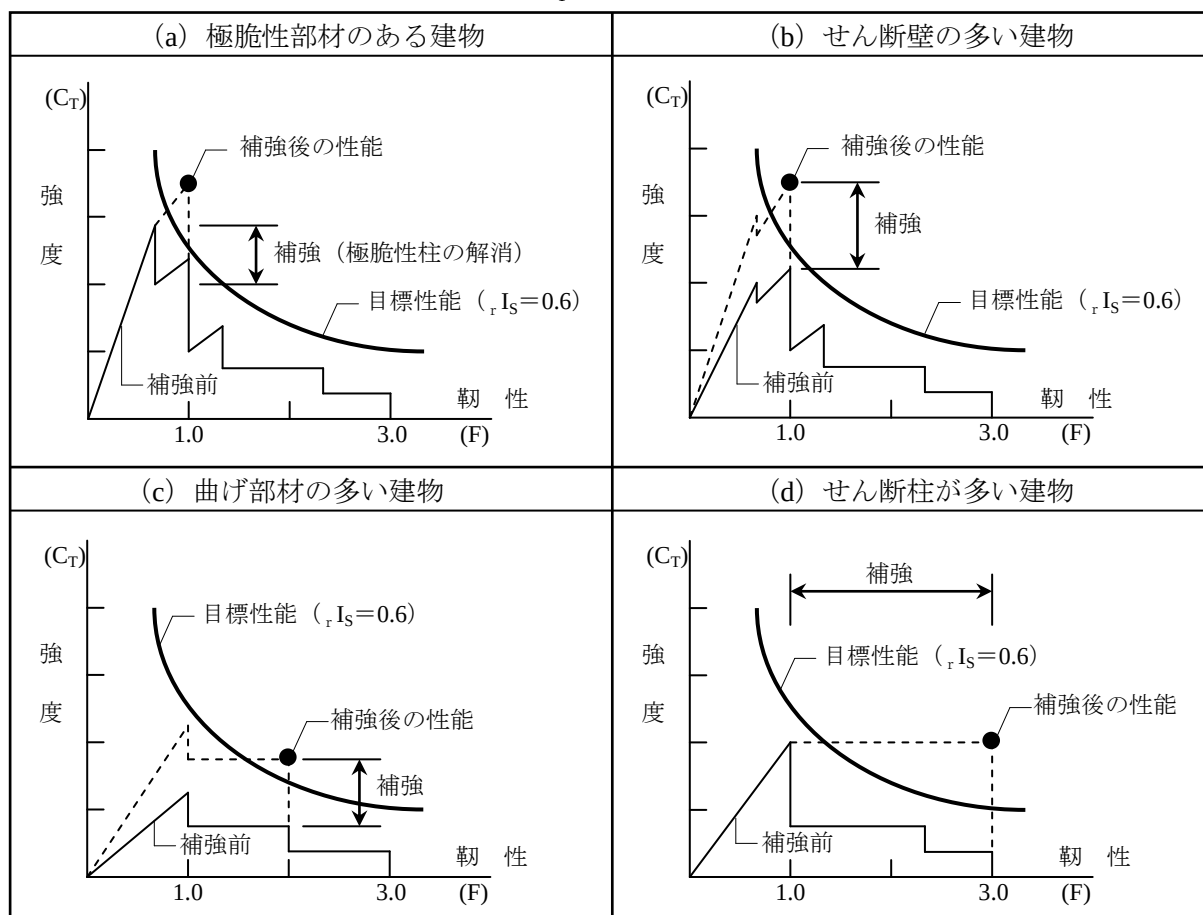
表 2.2-1 (a) のような建物では、 $F=0.8$ の点で失う極脆性部材の耐力を $F=1.0$ の点に加算すれば、 $I_s=0.6$ の曲線を上を超えることができる。従って、このような建物は、耐震スリットを配して極脆性柱を解消すれば他の補強を行うことなく $I_s=0.6$ 以上の性能が得られる。

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 $I_s=0.6$ の曲線にとどかないが、 $F=1.0$ の耐力を高めれば比較的容易に $I_s=0.6$ 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 $I_s=0.6$ 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 $I_s=0.6$ 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



2.2.8 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補強耐力 (ΔQ_i) は、目標性能 (${}_R I_s$) と基本補強建物の性能 (I_s) から 2.2-1 式により算定できる。

同式において F は図 2.2-9 に示すように補強対象の靱性指標 (F) で、通常の場合、RC 造建物の増設壁補強では $F=1.0$ (SRC 造建物では $F=1.27$)、鉄骨ブレースでは $F=1.0\sim 2.0$ (SRC 造建物では $F=1.27\sim 2.0$) とする。基本補強建物の耐震性能を示す式中の I_s は、 F に対応した基本補強建物の i 階の構造耐震指標であり、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 (RC 造では(5)式による値、SRC 造では(8)式による値) を確認する。

$$\Delta Q_i = \phi \times \frac{n+i}{n+1} \times \frac{{}_R I_s - I_s}{F \cdot S_D \cdot T} \times \Sigma W_i \quad \dots\dots\dots 2.2-1 \text{ 式}^3)$$

- ΔQ_i : i 階の必要補強耐力
- n, i : 建物の階数、当該階の階数
- ${}_R I_s$: 補強目標の I_s 指標
- I_s : 基本補強建物の I_s 指標 (RC 耐震診断基準では(5)式による値)
- S_D : 基本補強建物の形状指標
- T : 基本補強建物の経年指標
- ΣW_i : i 階より上階の建物重量の和
- F : 基本補強建物の靱性指標
- ϕ : 補強による重量増などに対応する係数で 1.1~1.2 程度の値

2.2-1 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、補強の内容に応じて必要補強耐力を割増しして設定することが望ましい。

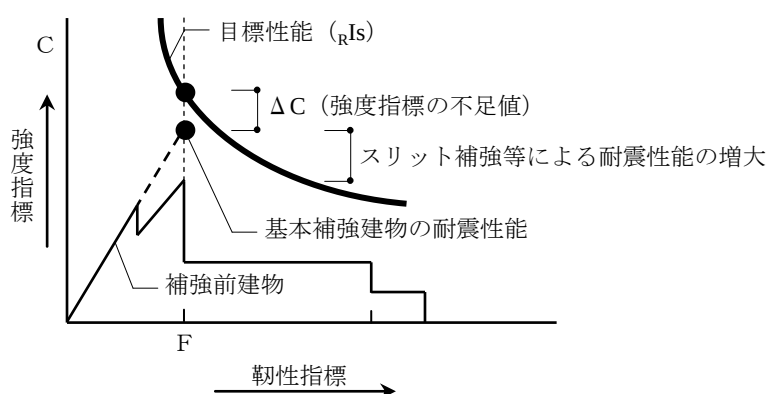


図 2.2-9 必要補強耐力の算定

2.2.9 補強部材量の算定

「RC 耐震改修設計指針」には、増設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 のオープンプレーンに厚さ 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 2.2N/mm^2 程度であり、この値を用いて前項で求めた必要耐力から、増設壁の必要壁厚さと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、同様のオープンプレーン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 $10\sim 19\text{kgf/cm}^2$ となっている。

外付けブレース補強による増加耐力は、架構の浮上りを拘束した計画となっていれば内付けブレースと同様に扱って良い。外付けブレース補強の場合は、通常は柱の耐力を中柱で 1.5N/mm^2 程度、外柱で 0.8N/mm^2 程度として部材断面と本数を計画すると良い。

以上の内容を表 2.2-2 にまとめる。

表 2.2-2 想定する増加耐力

鉄骨ブレース (内付・外付とも)	増設壁	袖 壁	外付けフレーム・フレーム架構	
			中柱	側柱
2000～3000kN (ブレース 1 対あたり)	2.2N/mm^2 (増設壁の断面積あたり)	1.2N/mm^2 (袖壁の断面積あたり)	1.5N/mm^2	0.8N/mm^2
			(柱断面積あたり)	

2.2.10 補強部材の配置計画

図 2.2-10 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。

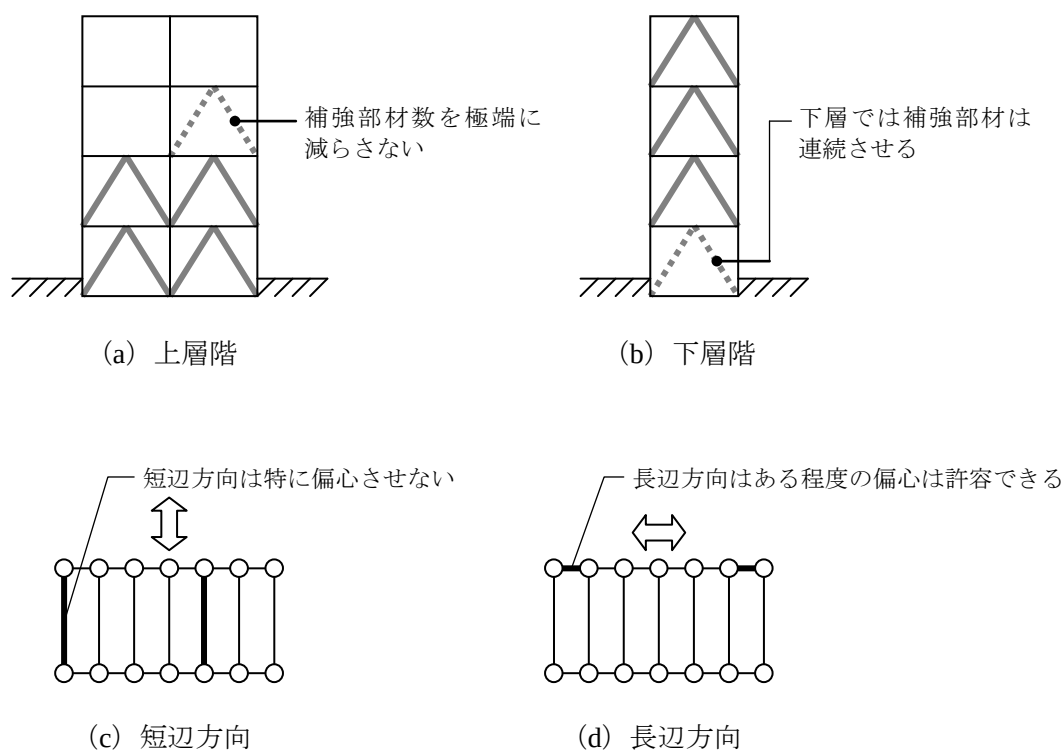
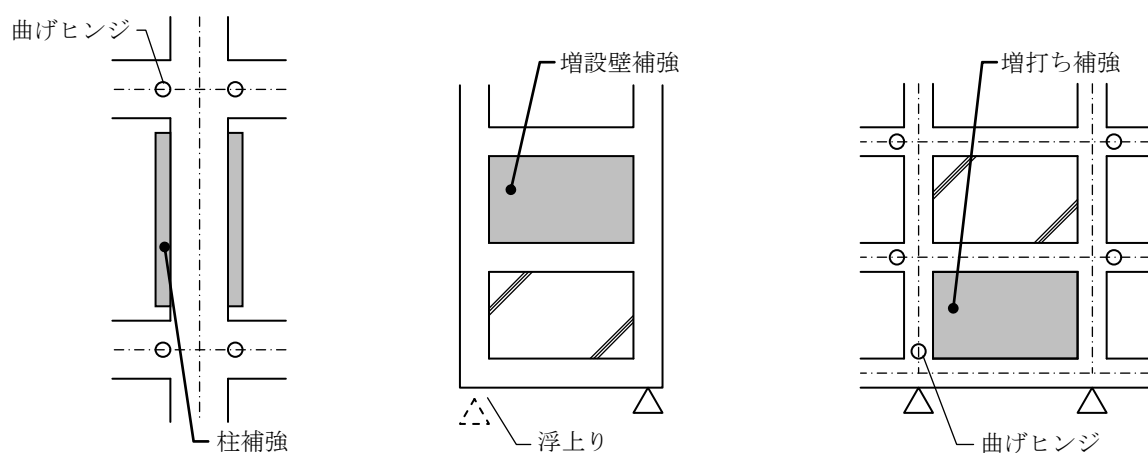


図 2.2-10 バランスの良い補強部材配置

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 2.2-11 に示すような梁崩壊架構における柱補強で既に柱が梁に対して十分強い場合や、現状においても浮上る恐れのある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 2.2-11 補強効果が得られない可能性がある補強部材の配置例

また、大断面の補強部材を配置しても、床スラブの強度が小さいため補強部材に地震力が伝達できないことがあるので注意する。このような場合には、壁厚を適切に変化させた補強壁を上下階に連層配置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 2.2-12 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。

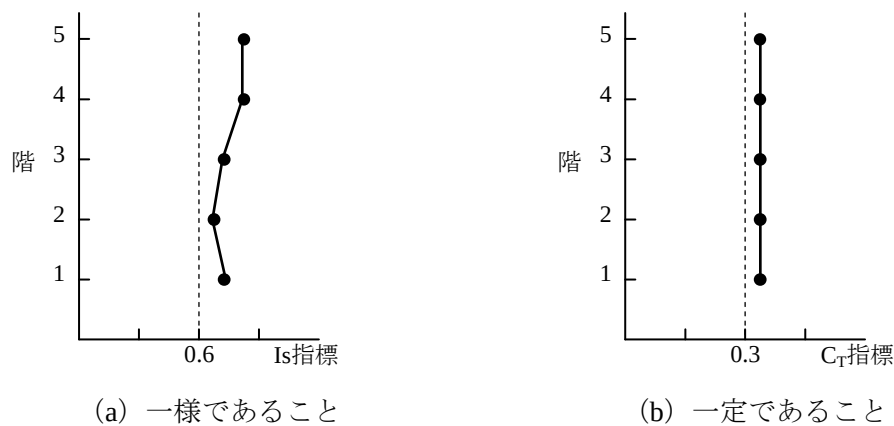


図 2.2-12 補強後の I_s 指標と C_T 指標の分布

2.2.11 補強建物の耐震性能の確認

(1) 基本方針

配置計画した補強部材を本マニュアルなどに基づき詳細設計した後、補強後の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補強部材の配置バランスが良い建物では第 2 次診断として良いが、補強効果の詳細な検討が必要な特殊な補強では第 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（ I_s が増大すること）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、この場合においても第 2 次診断を適用する場合には、部材の靱性は第 2 次診断の値を用いることを原則とする。
- ③柱の曲げ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補強部分を取り出した第 3 次診断により補強効果を確認する。

(2) 鉄骨系補強部材のモデル化

鉄骨系補強部材で補強した建物の性能を耐震診断プログラムを用いて計算する場合には、鉄骨系補強部材を等価な剛性を有する RC 部材にモデル化して入力し、形状指標（ S_D ）など

の算定を行った後、部材の耐力および靱性を手計算により別途計算し、この値を直接入力して補強後の I_s 指標等を計算する。

鉄骨系補強部材の剛性および耐力などが自動計算できる耐震診断プログラムを用いた場合にも、この計算は耐震診断プログラムの評価対象外であるので、計算結果の妥当性を設計者が確認する必要がある。

鉄骨ブレースの等価剛性 RC 壁置換は、以下の方法で行う。

(3) 鉄骨ブレースで補強された架構の等価剛性 RC 壁置換

(a) 鉄骨ブレースの等価剛性置換

図 2.2-13 に示す V 型、X 型の鉄骨ブレース（周辺の RC 柱を含まない）は、RC 耐震改修設計指針に基づき、2.2-2 式により厚さ t_e の等価な剛性を有する RC 壁に置換することができる。同式のせん断剛性低下率（ β ）は、建物内の RC 壁に想定するせん断剛性低下率で、剛性バランスを検討する変形状態を踏まえて適切に設定する。

$$t_e = 2\kappa \cdot E_s \cdot A_B \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta / (\beta \cdot G_c \cdot L_o) \quad \dots\dots\dots 2.2-2 \text{ 式}^3)$$

{

κ : RC 壁の形状係数で 1.2 とする。

θ, H, L_o : 図 2.2-13 による。

E_s : 鋼材のヤング係数

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

A_B : 鉄骨ブレースの断面積

β : 想定する剛性低下率で、ブレース方向が純ラーメンの場合は 1.0、壁付のラーメン構造の場合は 1.0~0.5 程度の値とすることが望ましい。

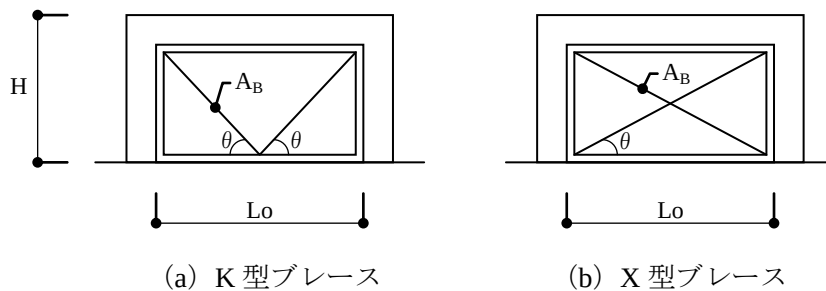


図 2.2-13 鉄骨ブレース

(b) 鉄骨ブレースで補強された架構の等価剛性置換

鉄骨ブレースで補強された架構（周辺の RC 柱を含む）の剛性評価は、(a)項で検討した等価壁厚（ t_e ）を用いて、等価 RC 壁の変形に対する形状係数（ κ ）を精算して評価する。

通常の実算プログラムでは、形状係数を標準値（1.2 程度）としているので、柱幅に対して極端に薄い耐震壁の剛性評価には大きな誤差が生じる。従って、形状係数を精算しないで剛性評価する場合、もしくは 2001 年版「RC 耐震診断基準」の「3.3 形状指標」に示されている柱・壁の断面積による剛性評価式を用いる場合には、鉄骨ブレースで補強された架構の等価壁厚（ t_{ef} ）を 2.2-3 式により算出して、等価な剛性の RC 壁に置換する。

$$t_{eF} = (t_e \times L_o + 2 \cdot A_c / \alpha) / L \quad \dots\dots\dots 2.2-3 \text{ 式}$$

- t_e : 鉄骨ブレースの等価 RC 壁厚さで 2.2-2 式による値
 L_o, L : 図 2.2-14 による。
 A_c : 付帯柱の断面積
 α : 鉄骨ブレース架構のプロポーシヨンによる係数で、「RC 耐震診断基準」の壁のプロポーシヨンによる係数に準じる。(通常は 3.5)

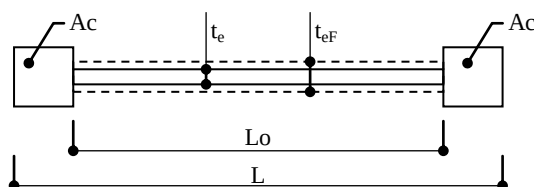


図 2.2-14 鉄骨ブレースで補強された架構の等価壁厚 (t_{eF})

2.3 補強設計

2.3.1 あと施工アンカー

あと施工アンカーについては「RC 耐震改修設計指針」の解図 3.9.1-3 に示す種類があるが、同図中で□内に示す接着系アンカーについてはカプセル型の樹脂アンカー、金属系アンカーについては打撃式（本体打込み式）を用いることが一般的である。これ以外のおと施工アンカーを用いる場合には、性能確認試験により設計で期待する性能が得られることを確認する必要がある。

樹脂アンカーについては、表 2.3-1 に示すように様々な埋込み深さが求められるので、同表などを踏まえて埋込み深さを決定した上で、詳細設計に反映させる。また、居ながら施工を必要とする工事などにおいて、低騒音工法でアンカー孔を穿孔する必要がある場合は、その旨を設計図書に明記する。

なお、SRC 造の柱・梁にあと施工アンカーを打設する場合には、鉄骨のかぶり厚さや形状に留意して、埋込み深さを決定する。

有効埋込み深さが $7d_a$ 以上の接着系アンカーのせん断耐力 (Q_a) は 2.3-1 式による。

$$Q_a = \min(0.7\sigma_y \cdot s_a e, 0.4\sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s_a e) \quad \dots\dots\dots 2.3-1 \text{ 式}^3)$$

表 2.3-1 接着系アンカーの埋込み深さとアンカー筋の定着長さ

埋込み深さ			アンカー筋	
区分	有効埋込み深さ	埋込み深さ	区分	定着長さ
一 般	$7d_a$	$8d_a$	せん断用	$20d$ (ナット付き)
引張りが作用する部分	$10d_a$	$11d_a$		$30d$ (ナット無し)
外付け補強	$12d_a$	$13d_a$	引張り用	$30d$ (ナット付き) $40d$ (ナット無し)

2.3.2 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、完全スリットとすることが望ましい。ただし、直交耐震壁がある場合、大地震時のスリット周辺の損傷が許容できる場合には、部分スリットとしても良い。
- ②耐震スリットは、原則として構造耐震指標（Is）＜耐震判定指標（Iso）となった階に設置する。ただし、耐震性能が満たされた階であっても、極脆性柱がせん断破壊する時の Is 指標が耐震判定指標を満たさない階では、損傷防止のために耐震スリットの設置を検討する。
- ③開口を有する袖壁付柱に耐震スリットを設置する場合には、通常は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 2.3-2A 式、部分スリットの場合には 2.3-2B 式により柱の有効内法高さを設定し、柱・梁のせん断耐力（Qsu）、曲げ強度時のせん断力（Qmu）を「RC 耐震診断基準」による諸式により計算する。また、これらの値に基づき、RC 耐震診断基準により靱性指標（F）を決定する。

①完全スリット： $ho' = ho + hs$ 2.3-2A 式

②部分スリット： $ho' = ho + hs \times \alpha$ 2.3-2B 式

$\left\{ \begin{array}{l} ho' : \text{スリット設置後の柱の有効内法高さで、図 2.3-1 参照 (mm)} \\ ho : \text{スリット配置前の柱等の内法高さ (mm)} \\ hs : \text{スリット長さ (mm)} \\ \alpha : 0.5 \text{ とする。ただし、スリット部の残存厚さを } 50\text{mm} \text{ 以下とする場合は、} 0.5 \sim 0.8 \text{ までの値としても良い。} \end{array} \right.$

(3) 構造詳細

- ①耐震スリットは図 2.3-1 を参考にして配置する。
- ②耐震スリット部の横筋は、高さが低い腰壁の場合はスリット内の鉄筋は全て切断する。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。
- ③腰壁や垂壁に耐震スリットを設置する場合、開口際のサッシェ近くのコンクリートおよび詰めモルタルは、コアードリルまたは手ばつりにより撤去する。
- ④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。
- ⑤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。
- ⑥耐震スリットの切断面では、図 2.3-2 に示す耐火性能と止水性能確保のための対策を講じる。

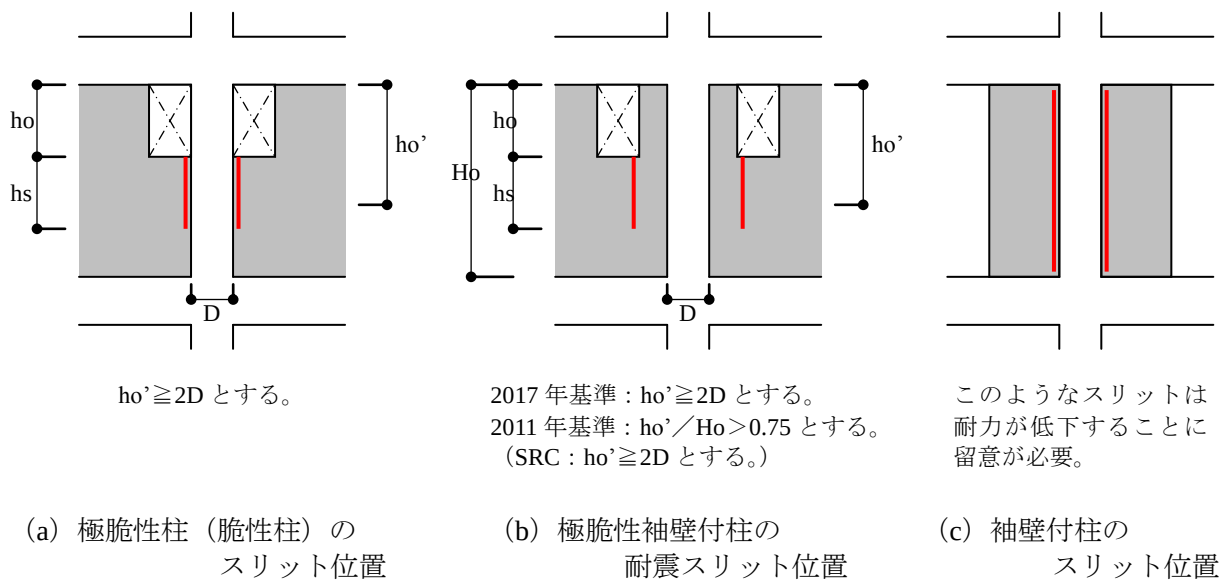


図 2.3-1 耐震スリットの設置位置と長さ（（ ）内は SRC 柱の場合）

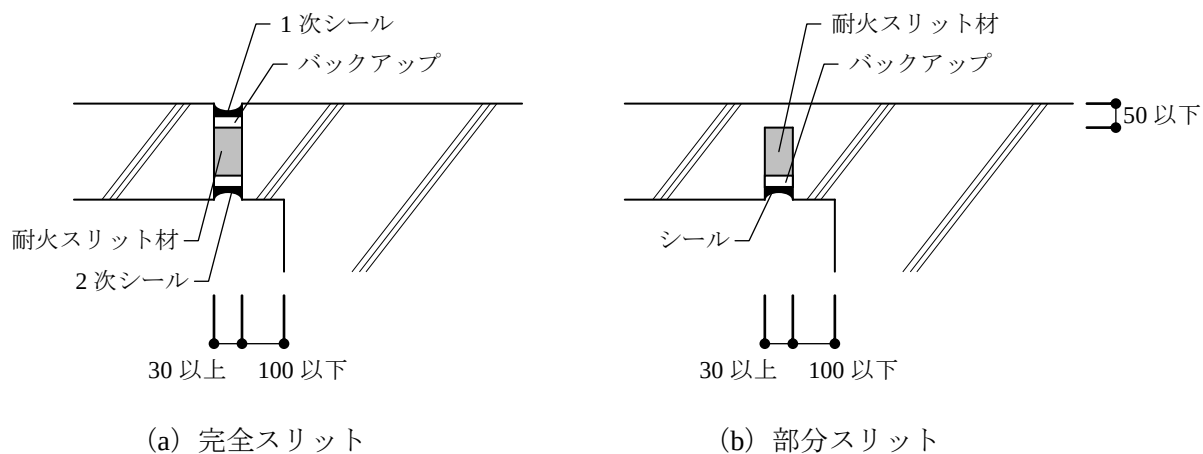


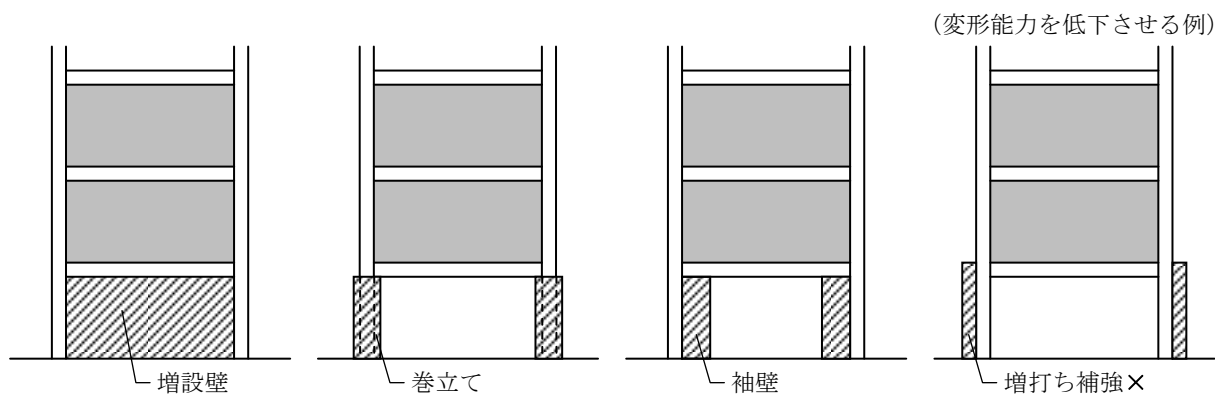
図 2.3-2 耐震スリットの形状（単位：mm）

2.3.3 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図 2.3-3 に示す次の方法などを採用する。同図（d）に示す柱の外部への増打ちは、補強効果に疑問があり、かつ、柱の変形能力を低下させる恐れがあるので、原則として用いない。

- ①RC 巻立て補強
- ②鋼板巻立て補強
- ③剛強な袖壁の配置（変形能力に配慮した仕様とする。）



(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 柱の補強方法

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を行い、柱を曲げ降伏モードに改善する。

RC 巻立て補強の場合、巻立て部を含む断面積に対して軸力比を 0.5 以下とし、巻立て部には帯筋を 100mm 間隔に、帯筋よりも 1 サイズ以上太い軸方向筋を要所に配す。

鋼板巻立ての場合、補強鋼板の板厚さを 2.3-3 式を満たすように決定する。

$$\eta_H \leq \eta_{HO} + Pw2 \cdot \sigma_{wy2} / 20 \quad \dots\dots\dots 2.3-3 \text{ 式}^3)$$

{	η_H	: 補強後の柱の軸力制限値で 0.70 以下
{	η_{HO}	: 補強前の軸力制限値で 0.4~0.5
{	$Pw、\sigma_{wy2}$	: 鋼板の等価帯筋比、降伏強度

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、剛強な袖壁を配置するなどして補強する。

(3) SRC 柱の補強方法

①圧縮力に対する補強

RC 巻立て補強の場合、補強後の断面の軸力比が「耐震診断マニュアル」の「3.8 下階壁抜け柱の検討」に規定されている値を満足するように補強する。

鋼板巻立て補強の場合、コンクリート部分の軸力比係数を、補強鋼板の厚さに応じて 2.3-3 式による値として良い。この場合、同式中の η_{so} の値を非充腹型で 0.5、充腹型で 0.55 として良い。

②引張力に対する補強

大きな引張力が作用する下階壁抜け柱は、主筋を増設する RC 巻立て補強などにより補強し、作用引張力の 1.2 倍以上の柱の引張り破断耐力を確保する。引張破断耐力は、非埋込柱脚においては、アンカーボルトと柱主筋の破断耐力の和とする。

2.3.4 増設壁による補強

(1) 概要

増設壁補強は、図 2.3-4 に示すようにオープンプレームの柱・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。

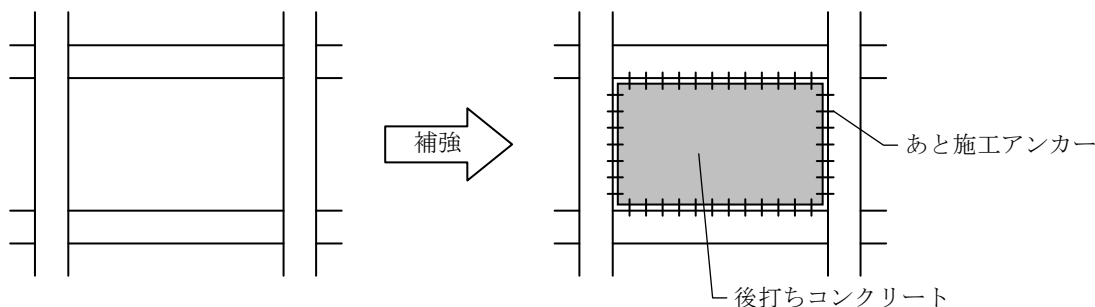


図 2.3-4 増設壁補強

(2) 補強設計 (RC 造)

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「RC 耐震診断基準」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、壁筋が負担する耐力はアンカー引抜強度で定まる値以下とする。

② せん断耐力 (Q_{su})

「RC 耐震診断基準」に示されている増設壁のせん断耐力算定式を 2.3-4 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。

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}) は壁中央での増設壁の抵抗力を集計する式である。

2017 年「RC 耐震診断基準」では、4 周面に所要の仕様のあと施工アンカーを打設する場合には、増設壁のせん断耐力 (Q_{su}) は 2.3-5 式によることができることとなった。

$$Q_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su1}, wQ_{su2}) \quad (2001 \text{ 年基準}) \quad \dots\dots\dots 2.3-4 \text{ 式}$$

$$Q_{su} = \min (wQ_{su0}, wQ_{su2}) \quad (2017 \text{ 年基準}) \quad \dots\dots\dots 2.3-5 \text{ 式}$$

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

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

$$wQ_{su2} = wQ_{su1}' + 2 \cdot \alpha \cdot Q_c$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi : \text{増設壁の耐力低減係数で、周辺の柱・梁の全周に埋込み深さ } 8da \text{ 以上のあと施工アンカーを設ければ } \phi \text{ は } 1.0 \text{ とすることができる。} \\ Q_j : \text{梁下面にある接合材のせん断耐力の和} \\ {}_wQ_{su}' : \text{増設壁板のせん断耐力で、 } \max(P_w \cdot \sigma_y, F_{cw}/20 + 0.5P_w \cdot \sigma_y) t_w \cdot \ell' \\ {}_pQ_c : \text{片側柱の柱頭のパンチング耐力} \\ Q_c : \text{もう一方の柱の曲げ降伏時の } Q、\text{またはせん断耐力のうち小さい方} \\ \alpha : \text{変形の状態を考慮した低減係数} \end{array} \right.$$

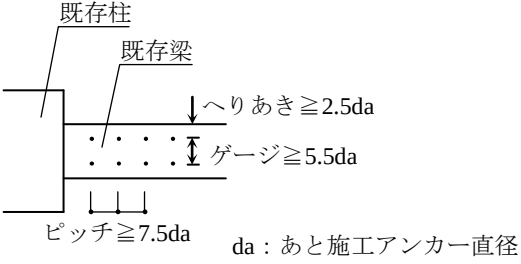
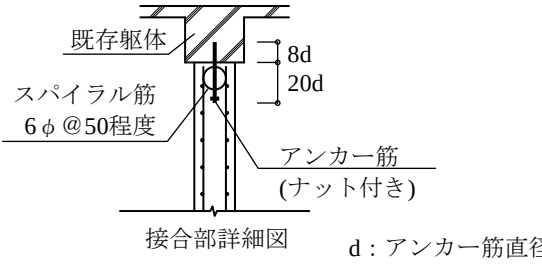
③曲げ終局時のせん断力（曲げ耐力： Q_{mu} ）とせん断耐力（ Q_{su} ）から「RC 耐震診断基準」に基づき、増設壁の靱性指標（F）を算定する。

(3) 補強詳細（RC 造）

増設壁周辺の柱・梁に設けるあと施工アンカーは「RC 耐震改修設計指針」を踏まえて表 2.3-2 (a) に示すように、あと施工アンカーを直径（da）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 2.5da 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 5.5da 以上とする必要がある。

また、壁板の設計にあたっては、表 2.3-2 (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 2.3-2 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
- 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な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。  da: あと施工アンカー直径	- 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。  d: アンカー筋直径

(4) SRC 造での扱い

補強設計は RC 造と同様に行うが、 pQ_c 、 Q_c の算定には内蔵鉄骨を考慮する。増設壁のせん断設計には、「2017 年版 RC 耐震改修設計指針」を準用しても良い。

補強詳細は、柱・梁の鉄骨との納まりを考慮して決定する。鉄骨のかぶり厚さが小さい場合などで、アンカーの埋込み深さが所定の長さを確保できない場合は、スタッド溶接などに仕様を変更するか、アンカーの耐力低減を考慮するなど、適切に設計する。

2.3.5 増打ち壁による補強

(1) 概要

増打ち壁補強は、図 2.3-5 に示すように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。

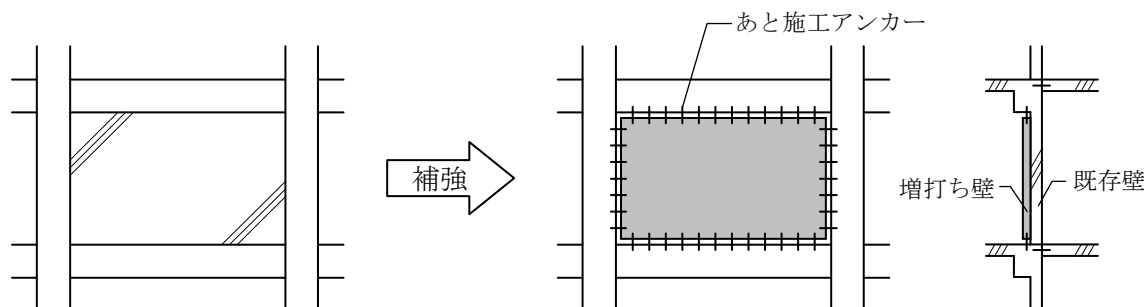


図 2.3-5 増打ち壁補強

(2) 補強設計 (RC 造、SRC 造)

増打ち壁で補強された壁の曲げ耐力 (Q_{mu}) は、増設壁に準じて算定する。せん断耐力 (Q_{su}) は 2.3-6 式により算定する。ただし、四周面にあと施工アンカーを打設した場合には、 wQ_{su2} の検討を省略できる。増打ち壁の靱性指標 (F) は、曲げ耐力 (Q_{mu}) とせん断耐力 (Q_{su}) から「RC 耐震診断基準」もしくは「SRC 耐震診断基準」に基づき計算する。

$$Q_{su} = \min ({}_wQ_{su0}, {}_wQ_{su1}, {}_wQ_{su2}) \quad \dots\dots\dots 2.3-6 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} {}_wQ_{su0} : \text{一体壁とみなした場合のせん断耐力 (増設壁に準じる。)} \\ {}_wQ_{su1} : \text{既存壁のせん断力に増打ち壁の梁下面にある接合材のせん断耐力の和 (Qj) を加算した値} \\ {}_wQ_{su2} : \text{既存壁のせん断耐力に増打ち壁板のせん断耐力 (} {}_wQ_{su}' \text{ : 増設壁に準じて算定) を加算した値} \end{array} \right.$$

2.3.6 開口閉塞補強

(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。

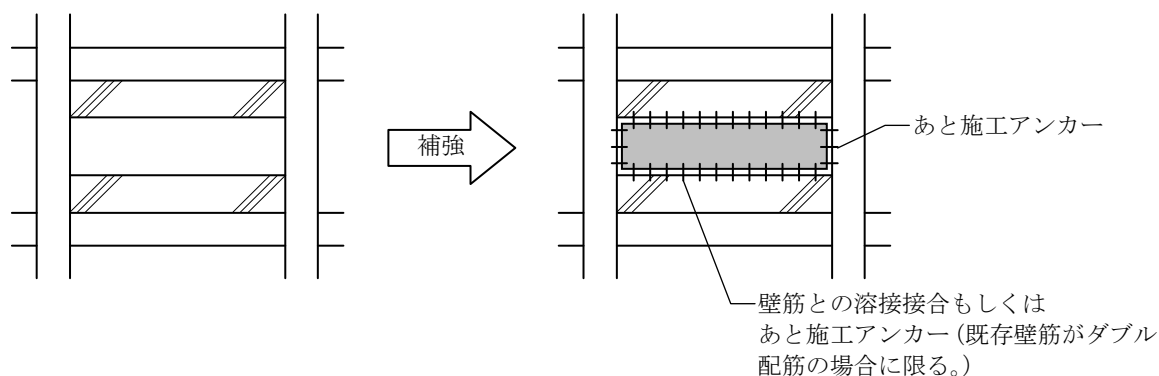


図 2.3-6 開口閉塞壁補強

(2) 補強設計（RC 造、SRC 造）

開口閉塞により補強した壁板のせん断耐力 (Q_{su}) は 2.3-7 式により算出する。開口閉塞された壁の靱性指標 (F) は増設壁に準じて計算しても良いが、せん断余裕度が小さい壁の靱性指標 (F) は 1.0 (SRC 造では 1.27) とすることが望ましい。

$$Q_{su} = \max \left(0.8, \frac{(1 + \gamma)}{2} \right) \times Q_{su0} \quad \dots\dots\dots 2.3-7 \text{ 式}$$

γ : 補強前の壁板の開口低減率
 Q_{su0} : 一体壁とみなした補強壁板のせん断耐力

2.3.7 袖壁の増設による補強

(1) 概要

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。

(2) 補強設計（RC 造）

袖壁補強の構造詳細は、2001 年の「RC 耐震改修設計指針」では図 2.3-7 (a) 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がある。

- ①原則として、対称に袖壁を設ける
- ②片側の袖壁長さは柱せいの 1/2 以上
- ③壁厚は柱幅の 1/4 以上かつ 15cm 以上、軸力補強の袖壁厚は柱幅の 1/3 以上かつ 20cm

以上とし、ダブル配筋とする。

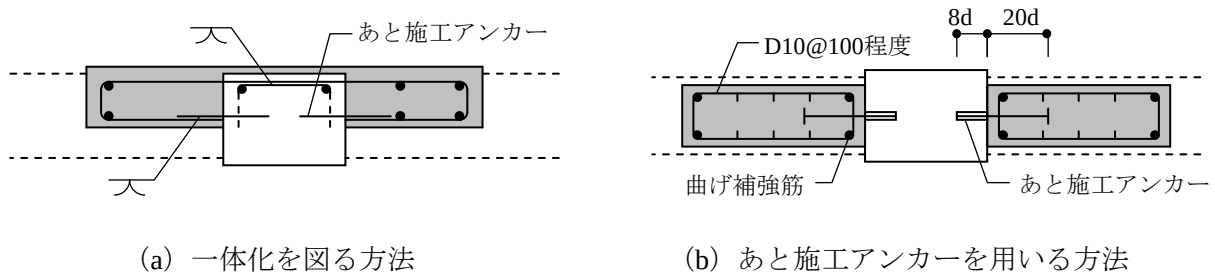


図 2.3-7 補強袖壁の詳細

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 2001 年の「RC 耐震改修設計指針」に示されていたが、あと施工アンカーを用いる現場打ちの袖壁の特別な設計方法は規定されていなかったもので、以下としてきた。

- 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 80～100% に低減する。
- ② 壁筋量よりも多い接合筋を配置する。
- ③ 補強袖壁の靱性指標 (F) は曲げ耐力、せん断耐力などに基づき、RC 耐震診断基準により算定する。

2017 年の「RC 耐震改修設計指針」では、補強袖壁の耐力を以下のように規定している。

① 曲げ終局耐力 (M_u)

アンカー筋のコーン破壊耐力がアンカー筋の降伏耐力の 1.2 倍以上ある場合は、曲げ終局耐力の低減係数を 0.9 とし、これ以外は 0.8 とする。

② せん断終局強度 (Q_{su})

$$Q_{su} = \max (n \cdot Q_{su1}, n \cdot Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4}) \quad \dots\dots\dots 2.3-8 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3} : 2017 \text{ 年「RC 耐震診断基準」による袖壁式、分割累加式、柱式による一体袖壁のせん断耐力} \\ Q_{su4} : \text{袖壁と柱が分離して挙動する時の耐力} \\ n : \text{低減係数で } M_u \text{ の計算に同じ} \end{array} \right.$$

(3) SRC 造での扱い

増設袖壁の補強詳細は、柱・梁の鉄骨の形状などを考慮して鉄筋のスタッド溶接なども含めた適切な仕様とする。

補強袖壁の曲げ終局耐力 (M_u)、せん断終局耐力 (Q_{su}) は一体とみなして「SRC 耐震診断基準」により算定した値に低減係数 (ϕ) を乗じた値とする。 ϕ の値は 1.0～0.8 の値とし、補強詳細の信頼性に基づき適切に設定する。靱性指標 (F) は同基準による。

2.3.8 袖壁の増打ちによる補強

(1) 概要 (RC 造)

袖壁の増打ち補強は、補強効果を期待するために、図 2.3-8 および図 2.3-9 に示す、以下の仕様とする。

- 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ーキーを 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 13da 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。

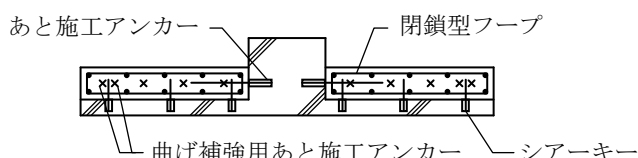


図 2.3-8 増打ち袖壁の仕様

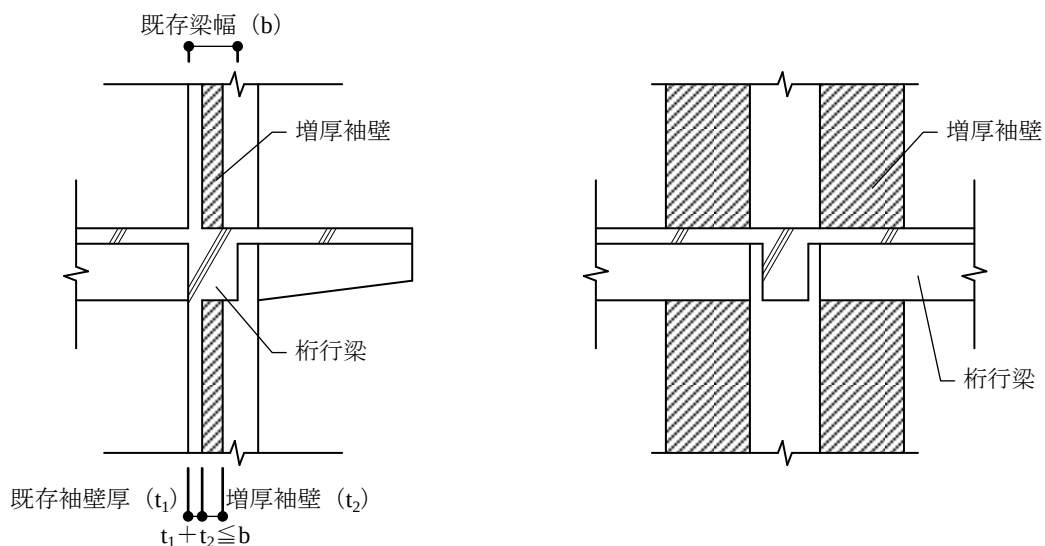


図 2.3-9 増厚袖壁厚さ (t_2) と既存梁幅 (b) との関係

(2) 補強設計 (RC 造)

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も良い。

- ①増打ち袖壁が前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補強袖壁の靱性指標（F）は曲げ耐力、せん断耐力などに基づき、「RC 耐震診断基準」により算定する。

(3) SRC 造での扱い

増打ち袖壁の補強詳細は、柱・梁の鉄骨形状などを考慮して、鉄筋スタッド溶接なども含めた適切な仕様とする。増打ち袖壁の曲げ終局耐力（Mu）、せん断終局耐力（Qsu）は、一体とみなして「SRC 耐震診断基準」により算定した値に低減係数（φ）を乗じた値とする。φの値は 1.0～0.9 の値とし、補強詳細の信頼性に基づき適切に設定する。靱性指標（F）は同基準による。

2.3.9 柱補強

(1) 補強目標（RC 造）

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 2.3-3 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 2.3-3 柱の補強目的とこれに適した工法³⁾

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

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_o）から、2.3-9 式により柱に必要なせん断耐力（_{req}Q_{su}）を算出し、柱の補強目標とする。

$$\left. \begin{aligned} F_o &= \frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75(1+0.05\mu)} \\ {}_{\text{req}} Q_{\text{su}} &= \left(\frac{\mu}{10} + 1 \right) Q_{\text{mu}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots 2.3-9 \text{ 式}^{3)}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_o & : \text{補強後の柱に必要な靱性指標} \\ \mu & : \text{補強後の柱の塑性率} \\ Q_{\text{mu}} & : \text{柱の曲げ耐力} \end{array} \right.$$

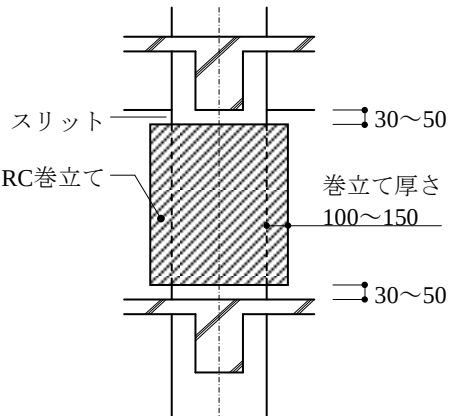
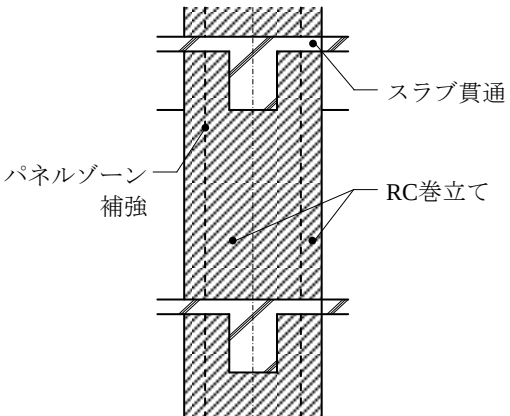
(2) RC 巻立て補強 (RC 造)

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。

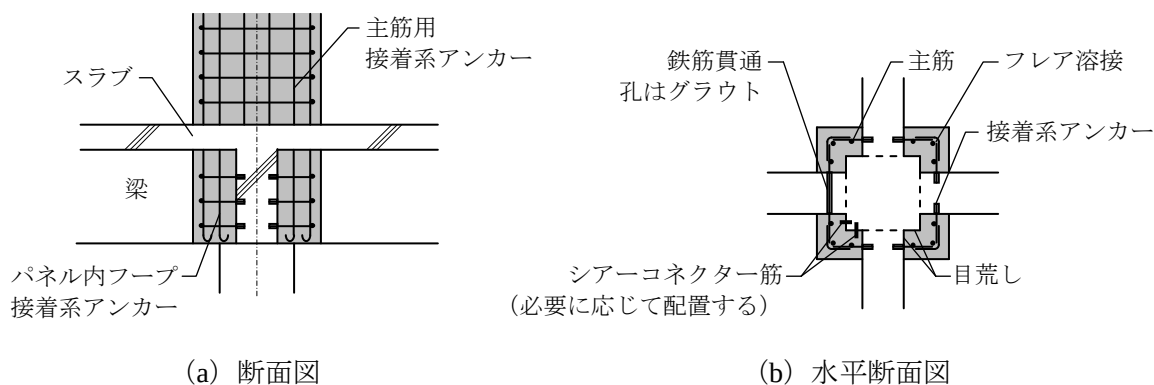


図 2.3-10 曲げ・せん断・軸耐力の増大を図る場合

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。

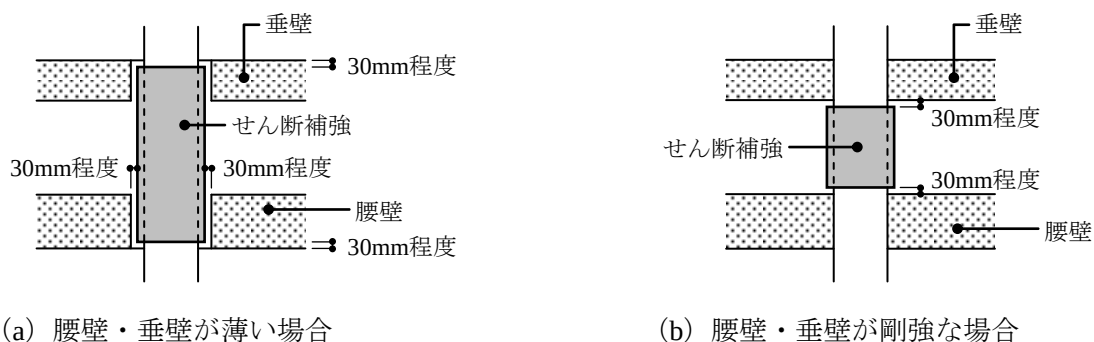


図 2.3-11 腰壁・垂壁が接続する場合の補強

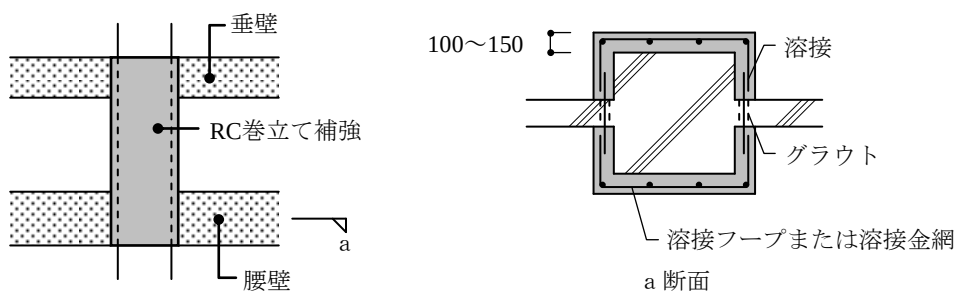


図 2.3-12 腰壁・垂壁を一体として補強する場合

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、曲げ終局モーメントは 2.3-10 式により算定する。

$0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_{c1} \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = (a_t \cdot \sigma_y \cdot g) + (a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2) + 0.5N \cdot D_2 \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1}}\right) \quad \cdots \quad 2.3-10 \text{ 式}^{3)}$$

符号は、図 2.3-13 および「RC 耐震改修設計指針」による。

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、2.3-11 式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 (P_{t2})^{0.23} (18 + F_{c1})}{M / (Q \cdot d_2) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{w1} \cdot \sigma_{wy2}} + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2 \quad \cdots \quad 2.3-11 \text{ 式}^{3)}$$

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。
 符号は、図 2.3-13 および「RC 耐震改修設計指針」による。

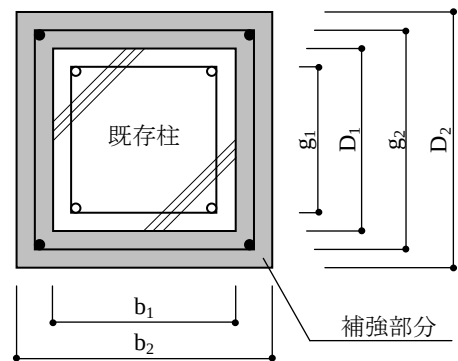


図 2.3-13 RC 巻立て補強された柱の耐力

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 (RC 造)

a) 概要

柱の鋼板巻立て補強は、表 2.3-5 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。

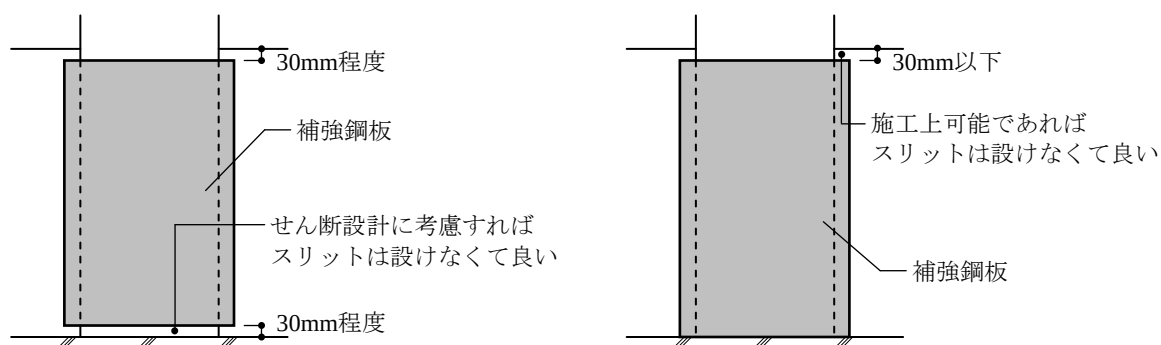
これらの補強方法は、古くから性能確認実験が実施されており、優れた補強効果が確認されている。帯板補強は工場での加工が不要であるために、阪神・淡路大震災の復旧・補強工事にも多用された。

表 2.3-5 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。



(a) 変形能力の向上を図る場合

(b) 軸耐力の増大を図る場合

図 2.3-14 鋼板巻立て補強におけるスリットの位置

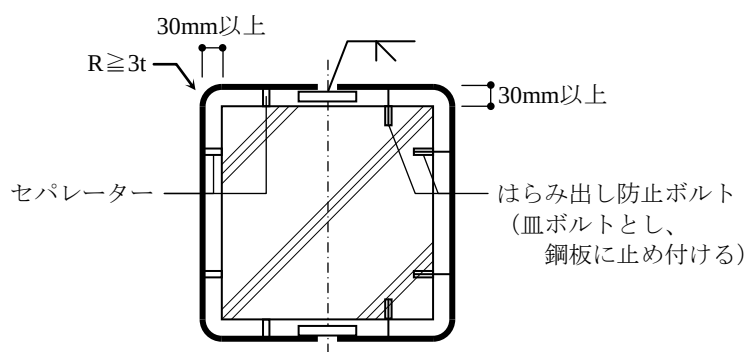


図 2.3-15 補強鋼板の形状

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 2.3-12 式による。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_{t2}^{0.23} \cdot (F_{cl} + 18.0)}{\frac{M}{Q \cdot d_2} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + p_{w2} \cdot \sigma_{wy2} + 0.1\sigma_0} \right\} \cdot 0.8 \cdot b_2 \cdot D_2 \quad \cdots \quad 2.3-12 \text{ 式}^3)$$

ただし、 $1 \leq M/Q \cdot d_2 \leq 3$

また、 $P_w + P_{w2} \leq 0.012$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{c1} : \text{既存部分のコンクリート強度} \\ P_{c2} : \text{補強後の柱断面による引張り鉄筋比} \\ P_w : \text{既存柱帯筋の補強後の柱断面によるせん断補強筋比} \\ P_{w2} : \text{鋼板によるせん断補強筋比} \quad P_{w2} = 2 \cdot t / b_2 \\ t : \text{補強鋼板の厚さ} \\ \sigma_o : \text{補強後の柱断面による軸力比} \quad \sigma_o = N / b_2 \cdot D_2 \quad (8\text{N/mm}^2 \text{以下とする。}) \end{array} \right.$$

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 2.3-13 式による η_H まで緩和できる。

$$\eta_H = \eta_{H0} + P_{w2} \cdot \sigma_{wy2} / 20 \quad \dots\dots\dots 2.3-13 \text{ 式}^{3)}$$

ただし、 $\eta_H \leq 0.7$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta_H : \text{補強後の柱の軸力比の制限値} \\ \eta_{H0} : \text{補強前の軸力比の制限値で、フープが 100mm ピッチ以下の柱では 0.5、他は 0.4 とする。} \\ P_{w2} : \text{補強鋼板の等価あばら筋比、2.3-12 式と同じ。} \\ \sigma_{wy2} : \text{補強鋼板の降伏強度 (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

(4) 炭素繊維シート巻付け補強 (RC 造)

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、「RC 耐震改修設計指針」を踏まえて高強度タイプを必ず用い、目付量 (200g/m^2 、 300g/m^2 の 2 種)、規格引張り強度 (3400N/mm^2) を指定する。

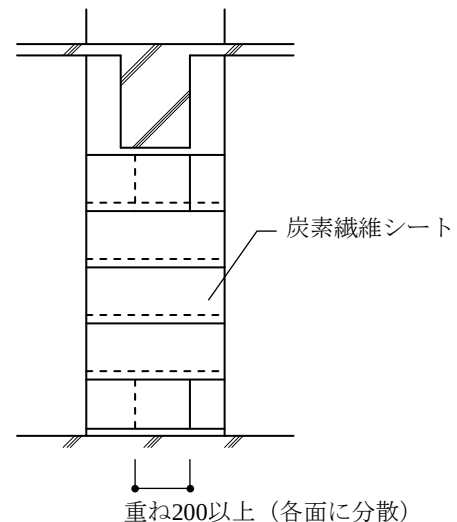


図 2.3-16 炭素繊維シート巻付け補強

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、2.3-14 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 2.3-6 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。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23} \cdot (F_{cl} + 18.0)}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy} + P_{wf} \cdot \sigma_{fd}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j \quad \dots\dots\dots 2.3-14 \text{ 式}^{3)}$$

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。

- 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
- 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 2.3-6 によって良い
- M/Q : せん断スパン
- 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。

表 2.3-6 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	

* 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

(3) SRC 造での扱い

SRC 柱に対する柱補強の仕様は、RC 柱に対する補強に準じる。補強された SRC 柱の耐力は RC 柱と同様の考え方で算定し、「SRC 耐震改修設計指針」による。補強された SRC 柱の靱性指標 (F) は「SRC 耐震診断基準」による。この場合の鉄骨曲げ強度比 (sM_o/M_o) は、スリットを設けた場合には補強前と同一として良いが、曲げ補強した場合には補強後の値とする。

2.3.10 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付け補強は、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などがある。

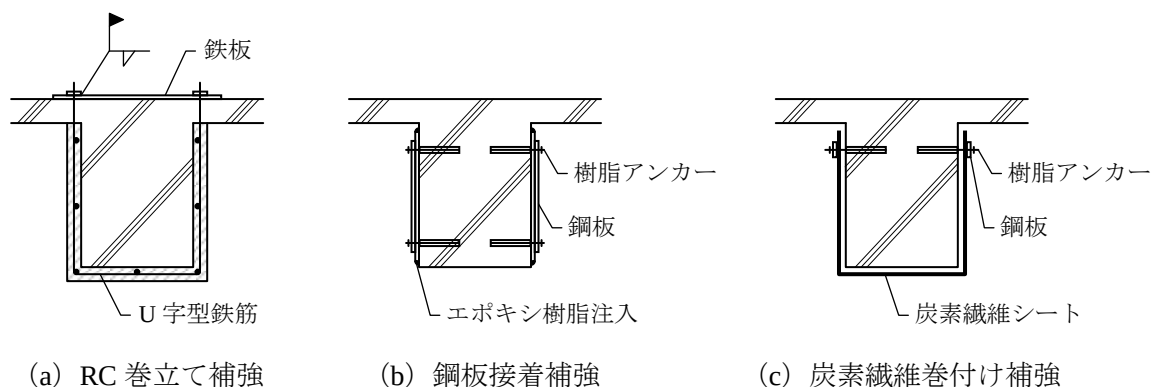


図 2.3-17 大梁の補強工法

(2) 補強設計

柱に準じて設計する。

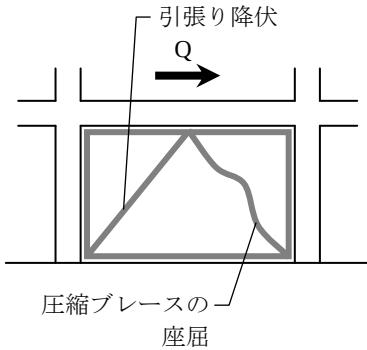
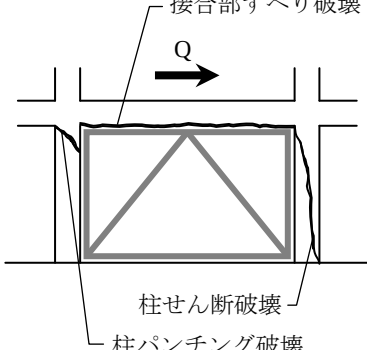
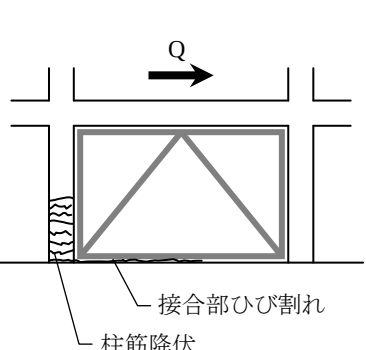
2.3.11 鉄骨ブレース補強

(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杵組工法を用いる。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・梁と鉄骨杵の界面）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2.3-7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「RC耐震改修設計指針」および「SRC耐震改修設計指針」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 2.3-7 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
		

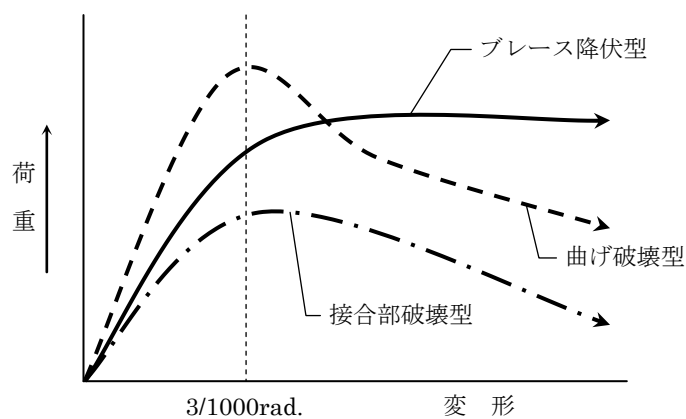


図 2.3-18 鉄骨ブレース補強架構の性状

補強鉄骨ブレースの仕様は、「RC 耐震改修設計指針」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。

なお、SRC 造においては柱・梁の鉄骨形状を踏まえて、あと施工アンカーなどの仕様を決める必要がある。

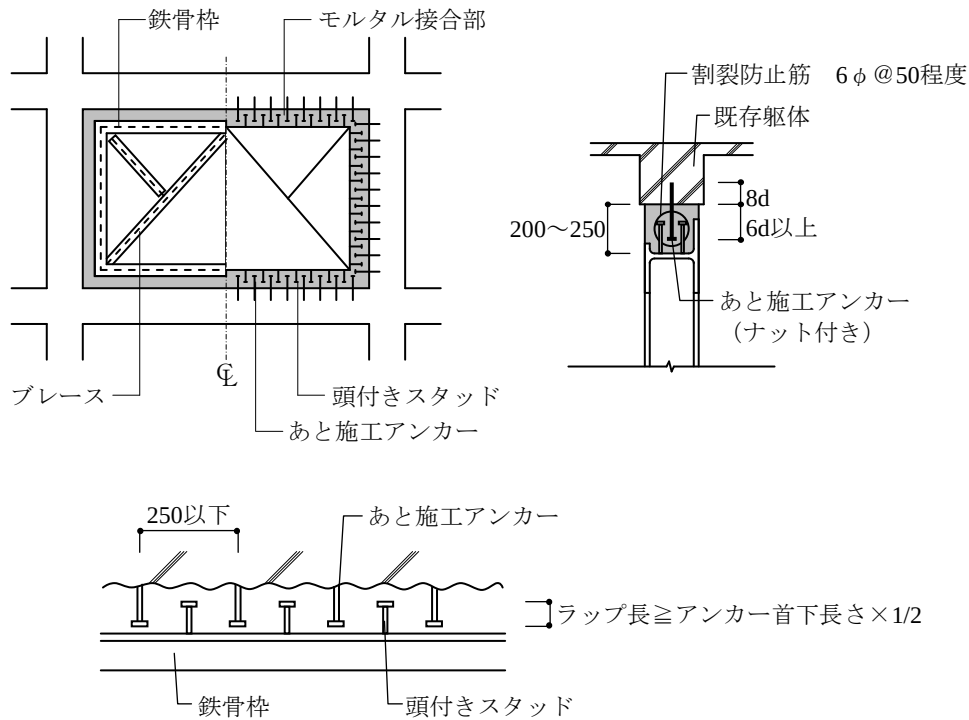


図 2.3-19 枠付き鉄骨ブレース補強の構造詳細

(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})

$$sQ_{Bu} = Q_{CT} + Q_{Bc} + Q_{BT} + Q_{cc} \quad \dots\dots\dots 2.3-15 \text{ 式}$$

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

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

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

- | | | |
|---|------------------|---|
| { | A_B | : ブレース材の断面積 |
| | F | : 鋼材の基準強度 (N/mm ²) |
| | 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 |

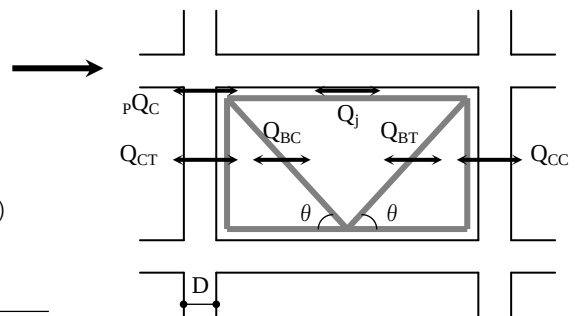


図 2.3-20 鉄骨ブレースのせん断耐力の算定

②接合部破壊時の耐力 (sQ_{Bj})

$$sQ_{Bj} = pQ_c + Q_j + Q_{cc} \quad \dots\dots\dots 2.3-16 \text{ 式}$$

$$pQ_c = K_{min} \cdot \tau_o \cdot b_e \cdot D \quad (\text{SRC 造の場合は「SRC 耐震改修設計指針」による。})$$

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

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

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

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

$$Q_j = \min \left(n_1 \cdot 0.64 \cdot \sigma_{\max} \cdot a_s, n_2 \cdot 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_e \right)$$

- be : 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_{c1} : 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 : $N/(be \cdot d)$ 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_1, n_2 : 梁下の頭付きスタッド、あと施工アンカーの本数
 $\sigma_{\max}$: 頭付きスタッドの引張強度で、通常は 400 (N/mm²)
 a_s, a_e : 頭付きスタッド、あと施工アンカーの断面積 (mm²)

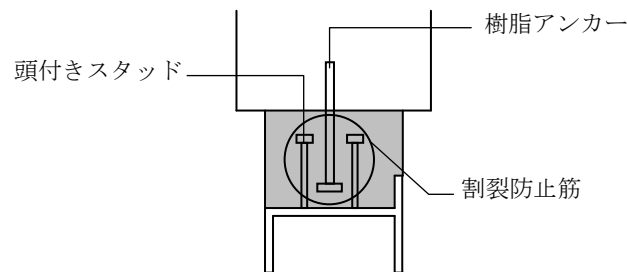


図 2.3-21 モルタル接合部

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 2.3-17 に示す式により算定する。なお、SRC 造の場合は、同式中の T_u 、 N_u に内蔵鉄骨の降伏耐力を加算することができる。

$${}_bM_u = \min(T_u, N_u) \times L \quad \dots\dots\dots 2.3-17 \text{ 式}$$

$$T_u = N_1 + \sigma_y \cdot A_g \text{ (引張り抵抗力)}$$

$$N_u = 0.8(\sigma_B \cdot b \cdot D + \sigma_y \cdot A_g) - N_2 > 0 \text{ (圧縮抵抗力)}$$

- 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

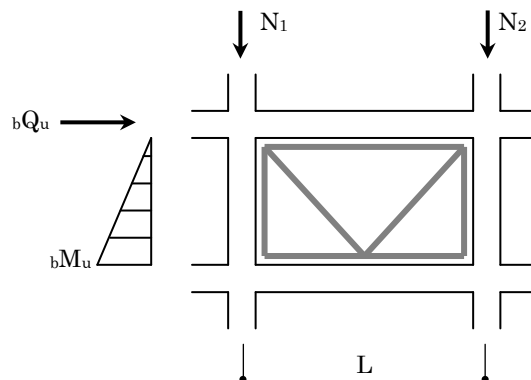


図 2.3-22 鉄骨ブレース架構の曲げ耐力 (bM_u)

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、SRC 架構の F 値から算出する。整理すると表 2.3-8 に示す値となる。

表 2.3-8 靱性指標 (F)

破壊モード	付帯柱 (既存柱)	F
ブレース座屈	曲げ柱	2.0~3.2 ^{*1}
	せん断柱	2.0 ^{*1} (*2)
	極脆性柱	1.0
	(脆性柱)	(1.27)
接合部破壊	—	1.0 (1.27)
全体曲げ降伏	—	2.0 ^{*1} (2.5 ^{*1})
^{*1} 接合部耐力の余力が 1.1 未満の場合は、F=1.5 ^{*2} SRC 架構の F が 2 以上の時は SRC 架構の F 値 ((接合部耐力の余力が 1.1 未満の場合は、F=1.5)) () 内は SRC 造の場合		

2.3.12 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。

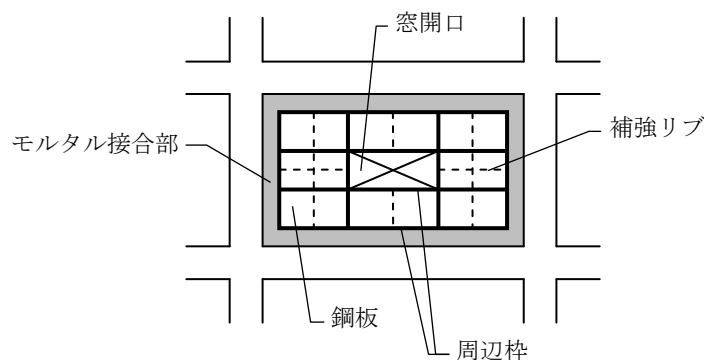


図 2.3-23 鋼板壁補強

(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。

$$Q_{su} = Q_{c1} + (Q_{s1} + Q_{s2}) + Q_{c2} \quad \dots\dots\dots 2.3-18 \text{ 式}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_{c1}, Q_{c2} & : \text{既存柱の耐力} \\ t_s & : \text{鋼板の厚さ} \\ \sigma_y & : \text{鋼板の降伏強度} \end{array} \right.$$

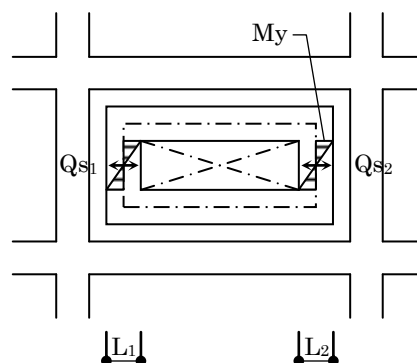


図 2.3-24 鋼板壁の設計

- 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「RC 耐震改修設計指針」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。

2.3.13 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。

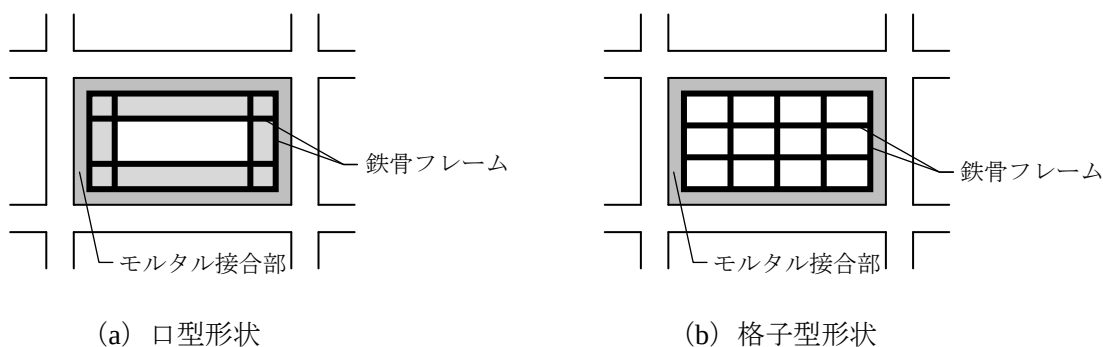


図 2.3-25 鉄骨フレーム補強

(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。

$$Q_{su} = Q_{c1} + \phi_1 \times \sum Q_s + Q_{c2} \quad \dots\dots\dots 2.3-19 \text{ 式}$$

- $$\left\{ \begin{array}{l} \phi_1 : I_s \text{ を算定する } F \text{ 値に対応する強度寄与係数で、通常は RC 造で } 1/250、\text{SRC} \\ \quad \text{造で } 1/150 \text{ の強制変形時の値を応力解析などにより算定する。} \\ Q_s : 2 \cdot M_y / h_o \\ \quad M_y : \text{鉄骨の降伏モーメント} \\ \quad h_o : \text{鉄骨柱の内法寸法} \end{array} \right.$$

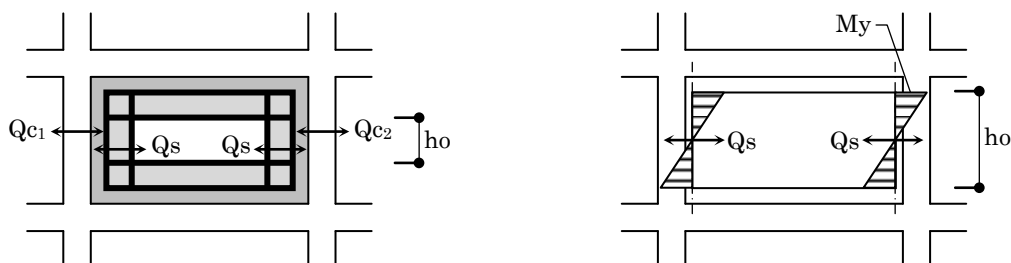


図 2.3-26 鉄骨フレームの設計

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。

2.3.14 SRC 柱の柱脚補強

非埋込み形式の柱脚からなる SRC 造建物において、外周部の SRC 柱の柱脚が引張破断し、この時の性能 (E_{OB} による I_s) が不足する建物では、図 2.3-27 に示す方法などにより、柱近傍に引張主筋を増設して補強する。この場合、引張主筋は基礎梁内などに十分深く埋込み、コーン破壊耐力が増設引張主筋の破断耐力以上となるように計画する。

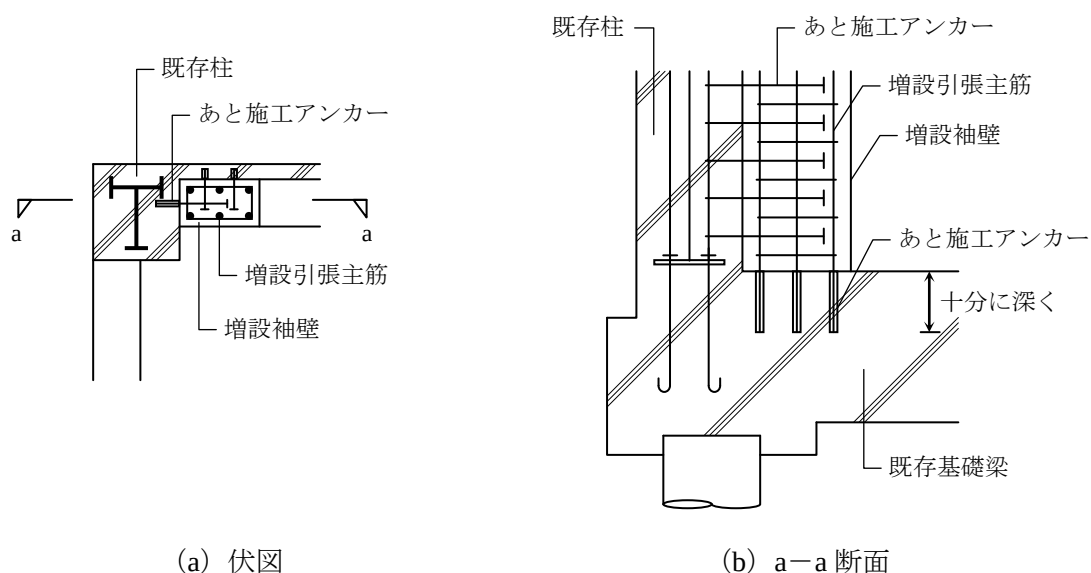


図 2.3-27 SRC 柱脚の引張破断防止補強

2.4 外側架構による補強

2.4.1 適用範囲

(1) 対象工法

外側架構による耐震補強は、既存建物の外周部に剛強な補強架構を配置して、建物を外部から補強する方法の総称である。本節では、図 2.4-1 に示す以下の 5 工法を対象としている。

- ①外付けブレースによる補強
- ②外付けフレームによる補強
- ③鉄骨ブレース架構による補強
- ④フレーム架構による補強
- ⑤バットレスによる補強

(2) 建物規模

★外側架構による補強は、本節の規定に基づき適切な検討を行えば、高さ 45m までの建物の補強に適用することができる。

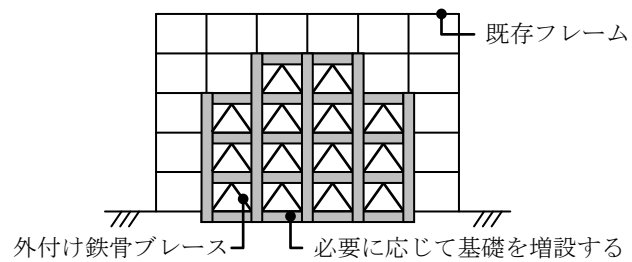
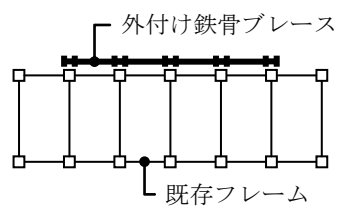
外付けブレースなどの外側架構による耐震補強は、鉄筋コンクリート造の 5 階建て程度以下の小規模な建物への補強工法として多く採用されてきた。しかしながら、最近では地上 14 階建てまでの中高層の集合住宅や緊急輸送道路沿道建物を外側架構工法により補強した事例が多く報告されており、これらは「外側耐震改修マニュアル⁴⁾」よりも厳しい本節に規定する仕様により設計されている。今後の耐震補強においては、大規模な民間建物などを、建物の使用性への影響が少ない外側架構により補強するニーズがさらに高まるものと思われる。従って、本節の規定により信頼性の高い設計手法やディテールを適用することを条件に、本工法の適用範囲を概ね 14 階建て、高さ 45m まで拡大することとした。

(3) コンクリート強度

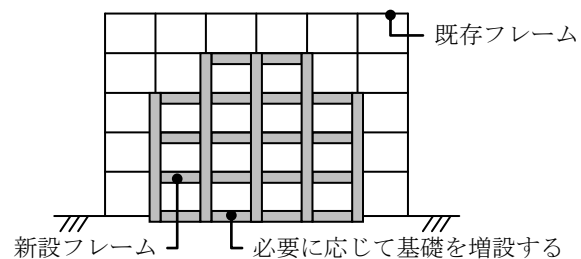
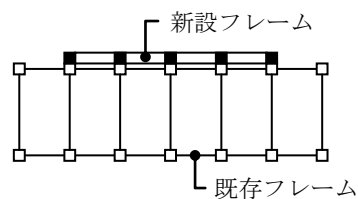
★外側架構による補強を適用する既存建物のコンクリート強度は、原則として 13.5N/mm^2 以上とする。

外側補強を適用できる既存建物のコンクリート強度は、「外側耐震改修マニュアル」では、 18.0N/mm^2 以上としている。しかしながら、あと施工アンカーの低強度コンクリートに係わる実験データも蓄積されつつあり、また、低強度コンクリートの建物では補強により増大する変動軸力を低強度の柱に負担させるよりも、変動軸力を外側補強架構の柱により基礎および地盤に伝達した方が、より信頼性が高い補強となるので、既存建物のコンクリート強度の適用範囲を 13.5N/mm^2 以上とした。低強度建物の補強にあたっては、低強度コンクリートの既存床スラブの地震力伝達性能などを検討するとともに、外側補強架構と既存骨組との接合方法に十分配慮し、後述する自立型の外側補強工法を採用する他、既存建物に大たわみやひび割れ等の構造障害が発生していないことを条件に慎重に設計を行えば、 10.0N/mm^2 以上のコンクリート強度の建物の補強にも適用することが考えられる。

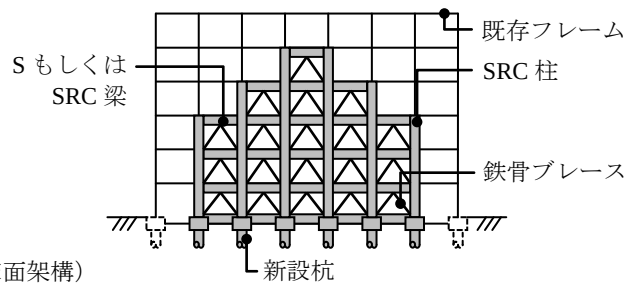
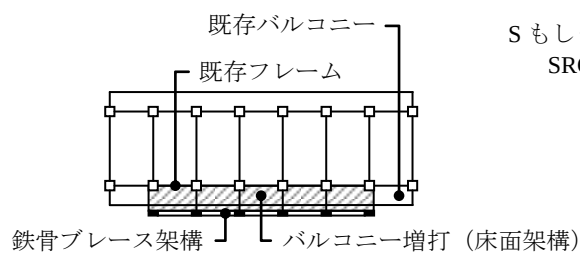
(a) 外付けブレース



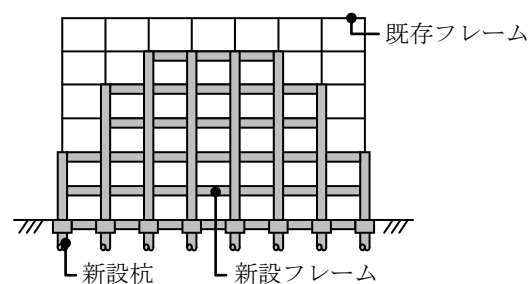
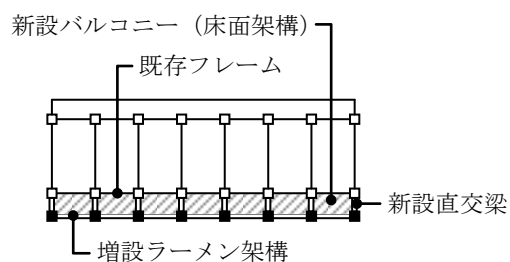
(b) 外付けフレーム



(c) 鉄骨ブレース架構



(d) フレーム架構



(e) バットレス

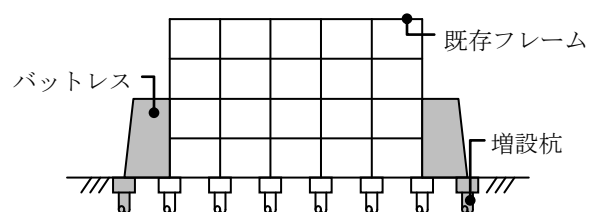
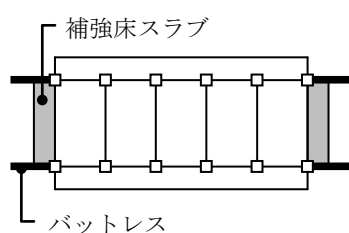


図 2.4-1 対象としている外側架構による補強工法

(4) 適用基準

外側架構により補強する建物の設計は、既存建築物の耐震診断・補強設計マニュアル²⁾および本節の規定に基づき設計する他、「外側耐震改修マニュアル」を参考とする。

「外側耐震改修マニュアル」は、地上5階建て程度以下の小規模な建物を対象に「枠付き鉄骨ブレース直付け工法」と「枠付き鉄骨ブレース架構増設工法」の2工法のみが対象とされている。しかしながら、最近では中高層建物を様々な外側耐震補強工法で補強する事例があり、広範囲の外側耐震補強工法の設計および施工の方法を規定するマニュアルの存在が求められている。

大規模な建物への外側架構による補強は、既存建築物の耐震診断・補強設計マニュアル²⁾および本節の規定による他、補強架構の鉄筋コンクリート造、鉄骨造、鉄骨鉄筋コンクリート造の部材、および基礎の設計は、(一社)日本建築学会の各種設計規準および技術基準解説書⁵⁾に基づき行うものとする。

設計にあたっては本節の規定(参考文献2)の規定も同様)と外側耐震改修マニュアルは、表2.4-1に示すように多くの異なる点があることに留意する。

表 2.4-1 本節と外側耐震改修マニュアル⁴⁾の比較

		本節の規定(文献1)も同様)	外側耐震改修マニュアル
適用範囲	建物規模	高さ45m以下	中低層建物(5階以下)
	直交架構	原則として強度型の架構	原則として強度型の架構
	コンクリート強度	13.5N/mm ² 以上	18.0N/mm ² 以上
	対象とする補強工法	・外付けブレースによる補強 ・外付けフレームによる補強 ・鉄骨ブレース架構による補強 ・フレーム架構による補強 ・バットレスによる補強	・外付けブレースによる補強 ・鉄骨ブレース架構による補強
外付け補強	タイプ	自立型	非自立型
	変動軸力の伝達	・基礎まで補強柱で伝達させる。 - ただし、1層分の変動軸力を各階で既存柱に伝達する設計も併せて行う。	・補強柱と既存柱で伝達させる。
	基礎への定着	・変動軸力の100%を基礎に定着	・補強柱に負担させた変動軸力を基礎に定着
接合部の設計	設計用せん断力(Q _D)	Q _D =下部の補強架構(ブレース)の終局耐力 ただし、連層配置の場合は中間層ではその値を1/2まで低減できる。	Q _D =下部の補強ブレースの終局耐力
	接合部の設計	$Q_{ju(A)} \geq 1.4Q_D$	$Q_{ju(B)} \geq 1.0Q_D$
	接合部の終局耐力(Q _{ju})	・RC耐震改修設計指針による $Q_{ju(A)} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e$	・外側耐震改修マニュアルによる $Q_{ju(B)} = 0.7 \times 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e$

2.4.2 基本原則

(1) 基本計画

外側架構による補強計画にあたっては、建物の美観に配慮するとともに使用性の確保および法適合性に留意する。

外側架構による補強は、補強架構が建物の外周部に配され建物の美観や建物の使用性に大きな影響を与えるため、建物の資産価値を低下させないように、これらに配慮した計画とする必要がある。また、外側補強架構はその形態によっては床面積の増大につながることもあり、耐震改修促進法では補強に伴う床面積の増加は許容するとされているものの、これらの扱いについて所管の行政庁と打合せを行い、法適合性に留意した計画とする必要がある。特に、外側補強架構が敷地境界を越えないように、基本計画時に必要に応じて敷地測量を行う。

(2) 外側補強架構の計画

- (a) 外側補強により建物の形状指標の低下を招かないように、外側補強架構は補強後の建物の剛性バランスが改善される位置などに計画する。形状指標の低下が懸念される建物では、外側補強架構の部材断面を想定して、事前に耐震診断プログラム等を用いて形状指標を算定し、その結果に応じて補強計画を見直す必要がある。
- (b) 外側補強工法は、比較的新しい耐震補強工法であり、過去の大地震における補強効果や性状が十分に確認されていない。従って、補強架構の仕様の決定にあたっては、新築工事で一般的に用いている RC 造、SRC 造、S 造などの仕様以外のものを用いる場合には、実験で性能が確認されている信頼できる仕様とする必要がある。
- (c) 外側補強架構が取付く既存建物が地震時に損傷した場合においても、外側補強架構の補強効果が低下しない計画とする。★このために、補強架構が負担すべき地震力および地震時の変動軸力を、補強架構のみで基礎もしくは損傷の恐れが無い部分まで伝達できる自立型の柱脚（以下で保有耐力柱脚と言う。）とした架構とする。ただし、外側補強架構が 2～3 層程度以下の軽微な補強架構である場合には、補強架構に生じる地震時の変動軸力の一部を既存架構に負担させても良い。

自立型の外付けブレース等の柱枠は、非自立型（非保有耐力柱脚）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、図 2.4-2 に示すように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。

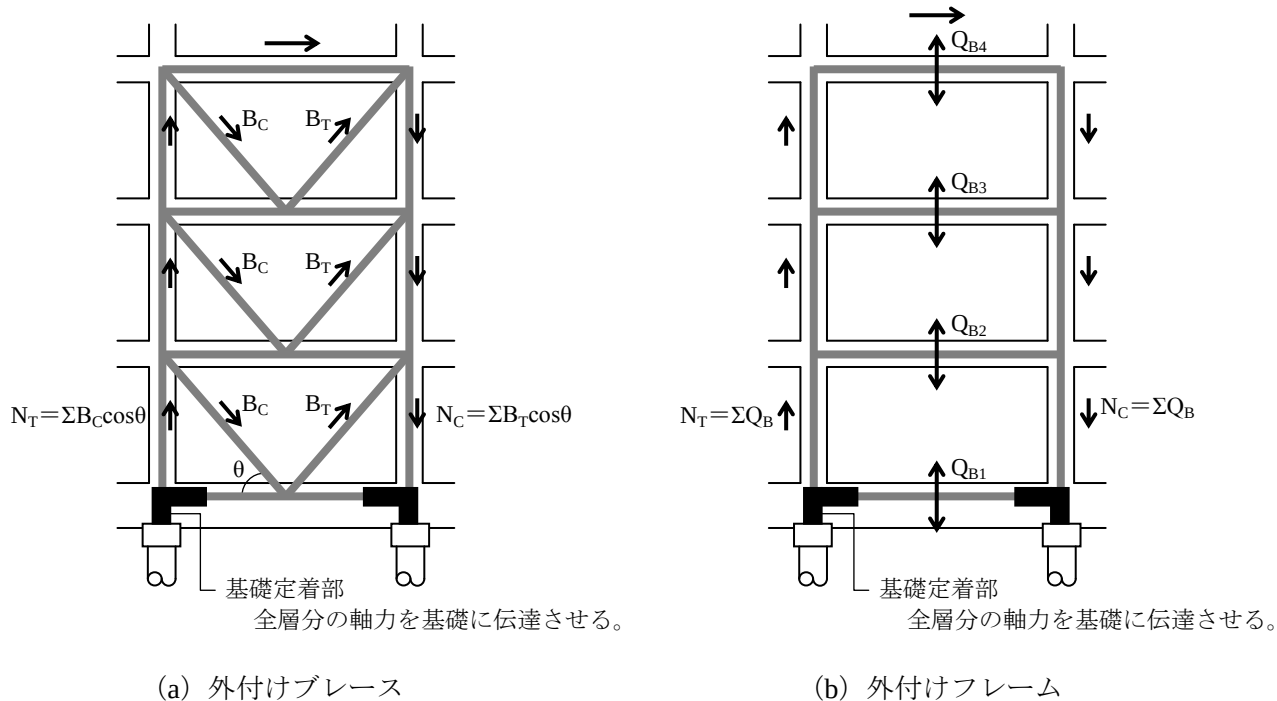


図 2.4-2 自立型外付け補強の柱枠の設計

(d) 補強された建物は各階の I_s 指標が一樣であっても、各階の累積強度指標 (C_T) が一樣でなく、ばらつきがあると良好な動的性状にならないことが過去の研究⁶⁾で報告されている。従って、外側補強による補強建物においては、図 2.4-3 に示すように下層部において靱性が高いことなどのため I_s 指標が満たされていても、下層部まで連続して補強する必要がある。

なお、図 2.4-4 に示すように下層部に耐震壁が多く配されているなどのため、耐力が大きく I_s 指標も満たされている場合は、補強架構に生じる水平力および変動軸力を損傷の恐れが無い部分に定着すれば補強部材の配置を取り止めることができる。

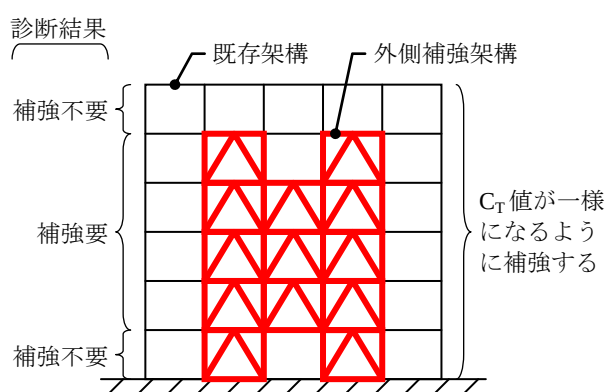


図 2.4-3 C_T 値を一樣とする補強

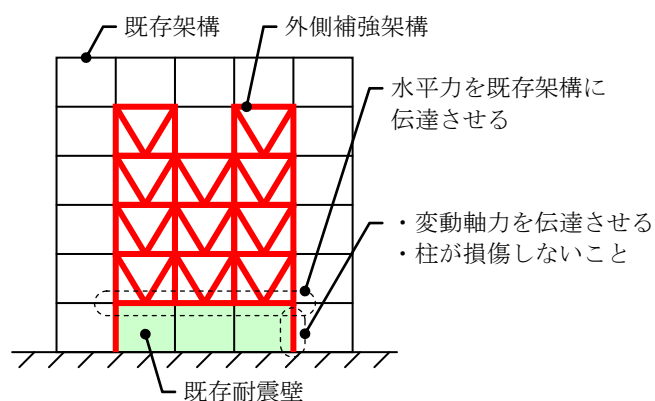


図 2.4-4 外付け補強の下層部での取り止め

(3) 直交架構の計画

外付け補強などでは、既存柱に補強柱を直付けするため、図 2.4-5 に示すように直交方向の柱断面せいがシーアコネクターを間に挟んで大きくなるなど、直交架構は地震時の挙動が不明確な架構となる。このため、従来から外側架構の直交方向は大きな応力や変形が生じない強度型の架構であることを適用の条件とすると考えられている。

直交架構を強度型の架構としない場合には、既存架構と補強架構の接続部の強度を増すなど、慎重な設計を行う必要がある。

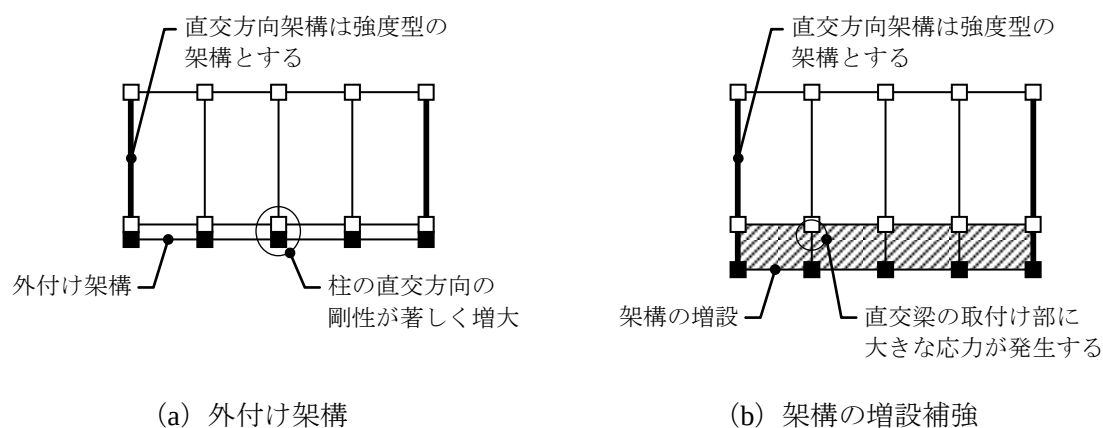


図 2.4-5 外側補強における直交架構

(4) 補強架構の新設部材の設計

- 補強が増築の形態となる鉄骨ブレース架構の新設、フレーム架構の新設およびバットレスの新設による架構の増設工法における柱、梁、床スラブ、壁、および基礎などの新設部材は、長期および短期の作用応力に対して許容応力度を満たす設計とする他、最少鉄筋量等の現行の建築基準法における所要の規定を満たす仕様とする。ただし、長期および短期の作用力に対して補強耐力が十分に大きく、明らかにこれらの規定を満たすと判断できる場合には、許容応力度の検討を省略することができる。
- 補強架構の耐力および靱性は、原則として各部材の構造種別に応じた耐震診断基準の算定式による。ただし、補強架構の施工が JASS5 や JASS6 に基づく適切な施工監理の基に行われる場合には、補強架構の部材耐力は技術基準解説書⁵⁾などの諸式を用いて計算しても良い。
- 補強架構の諸部材は接合部を保有耐力接合とするなど、靱性の確保に留意する。
- 補強架構の諸強度の算定に用いる材料強度は以下とする。

コンクリート圧縮強度 : 設計基準強度

鋼材の降伏強度 : 規格降伏点強度とする。ただし、JIS 規格品を用いる場合には、この値を 1.1 倍して良い。

(5) 補強架構と既存建物の接合

- 補強架構と既存建物の接合部（以下、「接合部」と言う。）は、実験等により安全性が確認されている信頼性の高い方法による。
- 接合部は補強架構がメカニズムに達する時に生じる応力（以下、「設計用応力」と言う。）

に対して 1.4 倍の終局強度を保有させる。

- (c) 接合部の接合面は、仕上げ材を取り除き既存コンクリート面に目荒しを施すなどして固着力を確保し、設計用応力に対してずれ変形を生じさせない。
- (d) 地震時に既存架構が損傷した場合においても、外側補強架構が脱落しない処置を講じる。
- (e) 外側補強に用いるあと施工アンカーの有効埋込み深さは $12d_a$ (d_a : アンカー筋径) 以上とする。

(6) 基礎の計画

- (a) 外側補強においては、増加重量が少ない場合を除き補強架構を支える杭の増設や直接基礎の拡幅などの基礎の補強を行うことを原則とする。
- (b) 外側補強架構の基礎と既存建物の基礎は、一体化を図る。
- (c) 増設した杭および基礎梁は、補強により増加した重量に対して現行の建築基準法で求められる地震力を負担させる。
- (d) 外側補強架構を支持する既存基礎および新設基礎は、圧縮側では補強架構がメカニズムに達する時の軸力が極限支持力を超えないこと、引張側では補強架構がメカニズムに達する以前に早期に浮上らないこと。
- (e) 図面が無い建物に対する補強設計においては、不同沈下が生じていないことを確認すれば、基礎（杭を含む）の長期許容支持力は原状建物における長期基礎軸力として良い。

(7) 補強後の耐震性能の評価

外側架構で補強された建物の耐震性能の評価にあたっては、外側補強架構と既存建物の地震時の変形の適合性を考慮する。従って、鉄骨系の外付けフレームなど剛性が大きくない補強方法を採用する場合には、応力解析などにより想定する靱性時（変形時）の負担耐力を精算する必要がある。

2.4.3 補強架構の接合

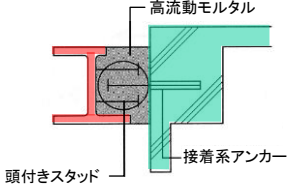
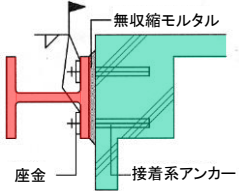
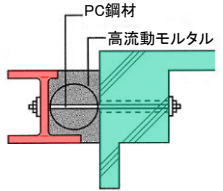
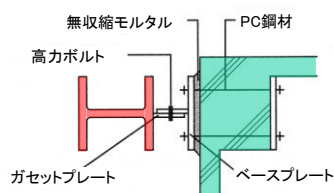
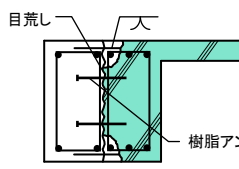
(1) 接合方法

- (a) 補強架構と既存建物の接合部は、実験等により安全性が確認されている信頼性の高い方法による。

これまでの外側架構による補強では新・旧構造体の接合方法に表 2.4-2 に示す方法などが用いられてきたが、これらの接合部の力学性状には大きな差異があるので、必要とされる性能に応じて適切に接合方法を選定する必要がある。

特に同表 (b) に示す直接接合法は、あと施工アンカー周辺のガタやベースモルタルの非一体性などのため、局部変形を生じやすく剛性および耐力が低いこと、また、(e) に示す溶接接合法では、打設するコンクリートのブリージング水の影響により打継ぎ部の耐力が低下するので、良質のコンクリートを打設する必要があることなどに留意が必要である。

表 2.4-2 外側架構と既存躯体の接合法

No.	名 称	形 状	留意点	
(a)	間接接合法		○	実験データが多く、信頼性が高い
(b)	直接接合法		×	すべり変形が大きく、好ましくない
(c)	圧着接合法		△○	既存コンクリートの品質によっては、緊張力が大きく減退する
(d)	ベースプレート接合法		△	PC鋼材に初期張力を与えるなど、ずれ変形に留意が必要
(e)	溶接接合法		△	良い品質のコンクリートを打設しないと、十分な一体性が得られない

(2) 接合部の設計用応力

(a) 梁接合部の設計用応力

外側補強架構と既存建物を一体化する梁接合部および架構の増設補強における床面架構の床スラブの設計用せん断力 (Q_D) は 2.4-1 式による。

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{最上部の梁枠} \quad Q_D = Q_{U \text{ 下}} \\
 \text{中間部の梁枠} \quad Q_D = \max(1.5(Q_{U \text{ 下}} - Q_{U \text{ 上}}), 0.5 \times Q_{U \text{ 下}}) \\
 \text{ただし、} Q_D \leq Q_{U \text{ 下}} \text{ とする。} \\
 \text{最下部の梁枠} \quad Q_D = Q_{U \text{ 上}}
 \end{array} \right\} \dots\dots 2.4-1 \text{ 式}^{2)}$$

ここに、 $Q_{U \text{ 下}}$ 、 $Q_{U \text{ 上}}$ ：当該梁枠の上部、下部の補強架構の保有水平耐力で、 $Q_{U \text{ 下}} < Q_{U \text{ 上}}$ の場合は $Q_{U \text{ 下}}$ と $Q_{U \text{ 上}}$ は読みかえる。(図 2.4-6 参照)

補強架構と既存建物を一体化する接合部等の設計用せん断力 (Q_D) は、「外側耐震改修マニュアル」では下層の補強架構の終局耐力 ($Q_{u下}$) とされている。この規定は、中間階においては、上階の補強架構から直接伝達されるせん断力を無視することになり、多層建物への補強では中間階の接合部の設計用せん断力が過大となる。本マニュアルでは中間階の接合部に作用するせん断力 (Q_D) を文献 6)における検討結果などに基づき、2.4-1 式の値まで低減してよいこととした。ただし、最上層の上枠および最下層の下枠の接合部は、ブレースの保有水平耐力を設計用せん断力とする必要がある。

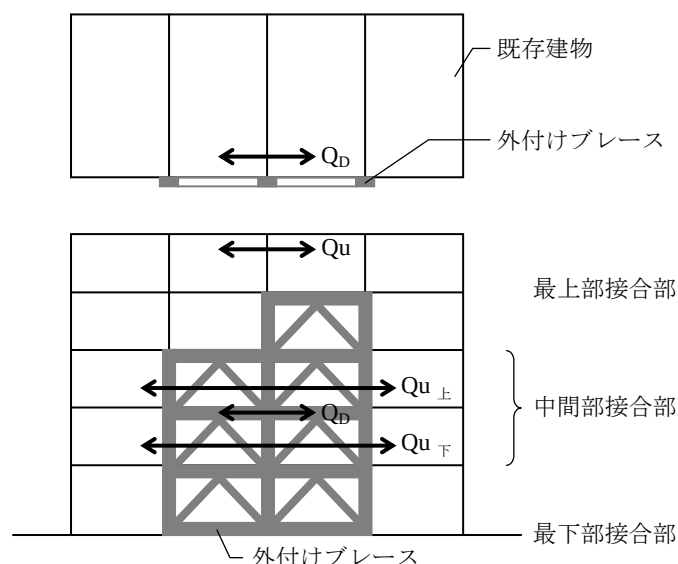


図 2.4-6 梁接合部および床面架構の設計用せん断力 (Q_D)

参考文献 6)では、鉄骨ブレース架構により補強された建物の新設床面架構を対象に、大地震時に生じるせん断力 (Q_D) について検討が行われている。この検討では、中間層で耐震性能が不足する集合住宅を図 2.4-7 (a) に示すように層の性能に応じて補強ブレース量を変化させて補強した場合について、既存建物を等価せん断モデルに、補強架構を曲げせん断モデルに、床面架構を等価せん断モデルに置換して地震応答解析を行い、床面に作用するせん断力の大きさを求めている。この結果では、入力最大速度が 50kine において補強ブレース架構の 4 階は同図 (b) に示すように降伏耐力の 1,300 (tf) に達しているものの、床面架構への作用せん断力は同図 (c) に示すように、最下層の 1 階を除き 360 (tf) 程度で 4 階ブレース降伏耐力の $1/3.5$ であり、一様な補強をしている 5 階～9 階ではブレース降伏耐力 1,840 (tf) の $1/5.1$ となっている。従って、一様な補強をしている中間層の床面架構の設計用せん断力 (Q_D) の下限値を 2.4-1 式に示すように直下の補強ブレースの耐力の $1/2$ としても、十分に安全側の値となる。

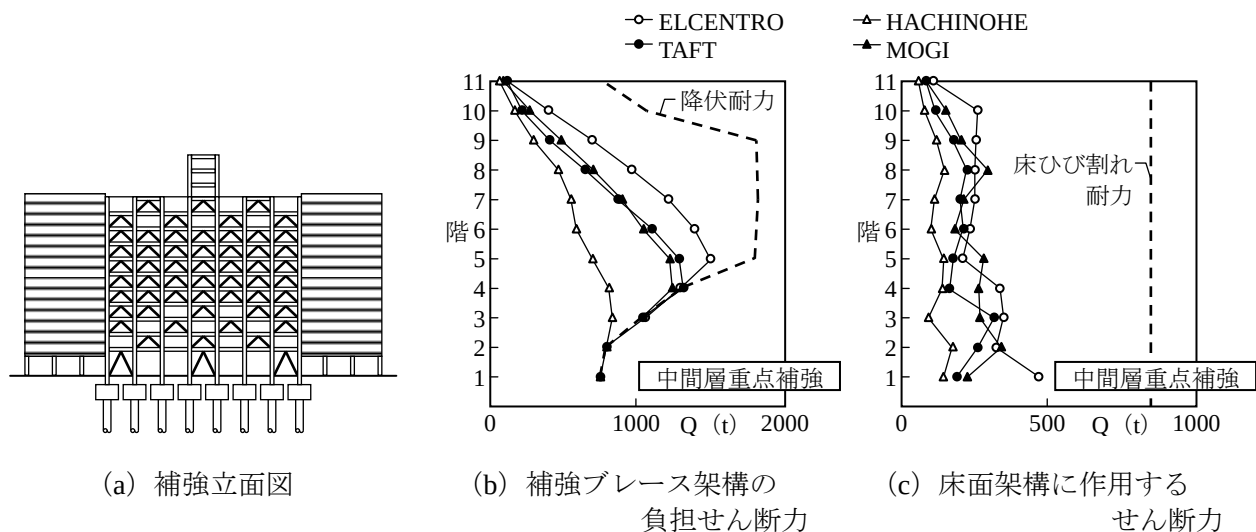


図 2.4-7 床面架構に作用する地震時せん断力の検討⁶⁾

(b) 柱接合部の設計用せん断力

外付け補強架構と既存躯体を一体化する柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV}) は 2.4-2 式による。

$$\left. \begin{array}{l} \text{側列の柱} \quad Q_{DV} = Q_{DV \text{ 左}} \text{ または } Q_{DV \text{ 右}} \\ \text{中列の柱} \quad Q_{DV} = \max[Q_{DV \text{ 左}} - Q_{DV \text{ 右}}, 0.5(Q_{DV \text{ 左}}), 0.5(Q_{DV \text{ 右}})] \end{array} \right\} \dots\dots 2.4-2 \text{ 式}^{2)}$$

ここに、 $Q_{DV \text{ 左}}$ 、 $Q_{DV \text{ 右}}$ ：当該柱枠の左側、右側のブレースの保有耐力時における鉛直方向せん断力で、 $\max(B_C \sin \theta, B_T \sin \theta)$
 B_C 、 B_T ：ブレースの圧縮、引張耐力

外付けブレースは自立型、非自立型に係わらず、各階において 1 層分のブレースの変動軸力を既存柱に伝達させる設計とするため、周辺枠と既存躯体を接合する柱接合部には図 2.4-8 に示すせん断力 (Q_{DV}) が生じるものとする。従って、外付けブレース外周 (側列) の柱枠の接合部の設計用せん断力は、 $Q_{DV} = \max(B_C \cdot \sin \theta, B_T \cdot \sin \theta)$ となる。外付けブレースの中列の柱枠は、圧縮ブレースと引張ブレースの耐力が同じであれば作用力は 0 となるが、ブレースの作用力に変動がある場合に備え、安全を見て側列の柱枠接合部の設計用せん断力の 50% 以上を見込むものとする。ただし、中列の柱であっても鉄骨ブレースが既存柱を挟んで別々に配されている場合には、柱接合部の設計においては側列の柱として扱う必要がある。

なお、外付けフレームの柱接合部も同様の考え方で設計するものとし、「2.4.6 外付けフレームによる補強」による。

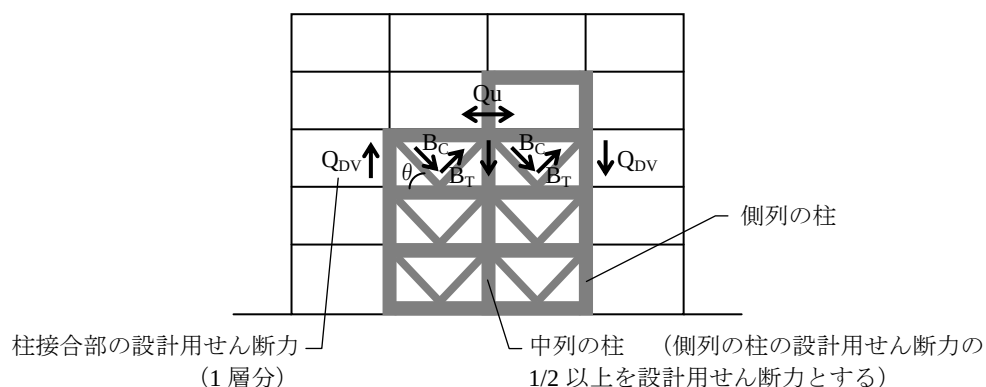


図 2.4-8 柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV})

(3) 接合部の設計

(a) 梁枠接合部の設計

梁枠に設けるせん断力伝達用シアーコネクターは、2.4-3 式により設計する。

$$Q_u \geq 1.4Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-3 \text{ 式}$$

Q_u : 「RC 耐震改修設計指針」による接合部の終局耐力

Q_D : 2.4-1 式による梁枠接合部の設計用せん断力

外付け補強に用いる間接接合部の終局耐力は、参考文献 7)による加力実験結果ではすべり変形が微小な領域においても、「RC 耐震改修設計指針」による間接接合部の耐力式に相当する耐力が得られることが報告されているが、接合部に損傷が生じた場合に外付け補強の負担力が急激に耐力低下する恐れがあるため、1.4 倍の安全余裕を見込むものとした。なお、接合部の設計を外側耐震改修マニュアル⁴⁾に基づき行う場合は、マニュアルの接合部耐力式に安全余裕 (0.7 の耐力低減) が見込まれているので、2.4-3 式による 1.4 の安全余裕は見込まなくても良い。

(b) 柱枠接合部の設計

柱枠に設けるせん断力伝達用シアーコネクターは、2.4-4 式により設計する。

$$Q_u \geq 1.4Q_{DV} \quad \dots\dots\dots 2.4-4 \text{ 式}$$

Q_u : 「RC 耐震改修設計指針」による接合部の終局耐力

Q_{DV} : 2.4-2 式による柱枠接合部の設計用せん断力

地震時に既存架構が損傷した場合においても、外側補強架構が脱落しない処置を講じる。脱落防止処置としては、以下の方法などがある。

- i) PC 圧着接合
- ii) 埋込深さが大きい樹脂アンカー
- iii) 溶接接合
- iv) 応力方向と直角方向へのあと施工アンカーの設置

あと施工アンカーを打設する既存躯体の表面が損傷しても大きな耐力低下が生じないよう
 うにするため、外側補強に用いるあと施工アンカーの有効埋込み深さは $12d_a$ (d_a : アンカー
 筋径) 以上とする。

(4) 接合部設計の留意点

(a) 設計用せん断力 (Q_D)

前述したように、補強架構と既存建物との接合部の設計方法は、本マニュアルと、「外側
 耐震改修マニュアル」では異なる考え方に立っているため、この点について補足説明する。

外側補強を連層で行った場合、本マニュアルでは補強架構が負担する水平力は補強架構の
 みで下層まで伝達させるものとしている。従って、図 2.4-9 (a) に示すように中間層の補強
 架構では大半の水平力が上階の補強架構からのせん断力 (Q_B) として伝達されるので、既存
 建物から接合部を介して流れてくる水平力 (Q_j) は小さいと考えている。

一方、外側耐震改修マニュアル⁴⁾では、同図 (b) に示すように補強架構の全水平力 (Q_D)
 が直上の接合部において既存建物から伝達されることがあると考えている。従って、補強架
 構と既存建物を一体化する接合部の設計用せん断力 (Q_D) は、本マニュアルでは前述の 2.4-1
 式としているのに対して、外側耐震改修マニュアルでは 2.4-5 式としている。

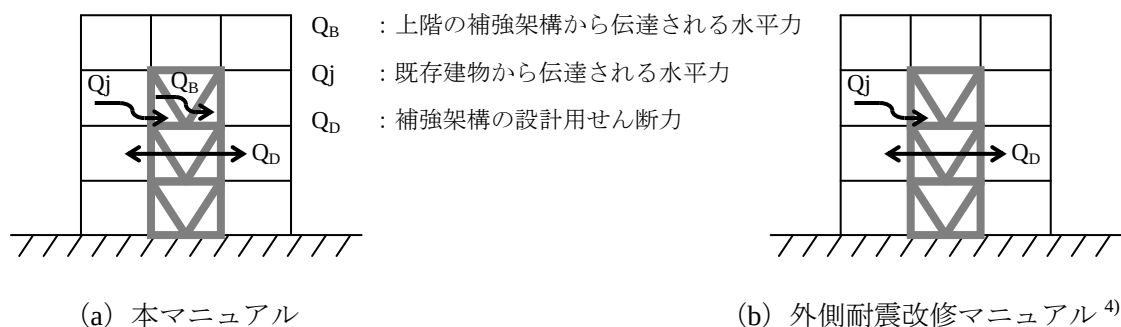


図 2.4-9 補強架構と既存建物の接合部の設計の考え方

「外側耐震改修マニュアル」による設計用せん断力 (Q_D)

$$Q_D = Q_{u下} \quad \text{ただし、最下層では } Q_{u下} \text{ は } Q_{u上} \quad \dots\dots\dots 2.4-5 \text{ 式}$$

- $$\left\{ \begin{array}{l} Q_D : \text{床面架構および接合部の設計用せん断力} \\ Q_{u上} : \text{当該梁柱直上のブレースの保有水平耐力 (図 2.4-10)} \\ Q_{u下} : \text{当該梁柱直下のブレースの保有水平耐力 (図 2.4-10)} \end{array} \right.$$

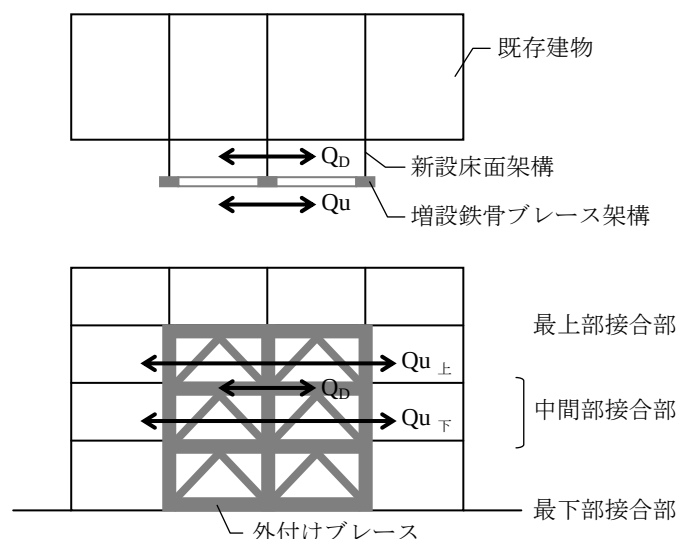


図 2.4-10 床面架構および梁接合部の設計用せん断力 (Q_D)

(b) 間接接合部の力学性状

外側補強架構と既存建物の接合には、図 2.4-11 に示す間接接合部などを用いる。この接合部は、接合面に十分な目荒しを行い、接合部には 50N/mm^2 程度の高強度のグラウトモルタルを充填する。しかしながら、間接接合部は既存コンクリートの強度により設計するので、間接接合部には計算外の一定の余力が確保される。

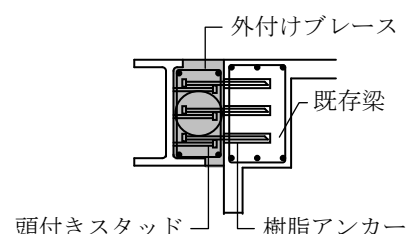


図 2.4-11 間接接合部

外側補強に用いる間接接合部の実大モデルによるせん断実験⁷⁾では、図 2.4-12 に示すように初期の加力ではずれ変形の発生がなく、ずれ変形 1.0mm の微小変形時に「RC 耐震改修設計指針」による計算値にほぼ達し、ずれ変形 4.0mm 時に同計算値のほぼ 1.5 倍に相当する最大耐力を発揮したとしている。

一方、直接接合太径樹脂アンカーのせん断実験⁸⁾では、図 2.4-12 に示すように初期の加力からずれ変形が認められ、ずれ変形が 2.0mm の時に「RC 耐震改修設計指針」による計算耐力のほぼ 70%に達し、その後も耐力の増大は続くものの、ずれ変形も増大することが報告されている。

従って、外側架構の設計にあたっては、外側架構の接合法として用いる間接接合部と、アンカーによる直接接合方法とでは、接合部の力学性状が大きく異なることに留意して設計する必要がある。

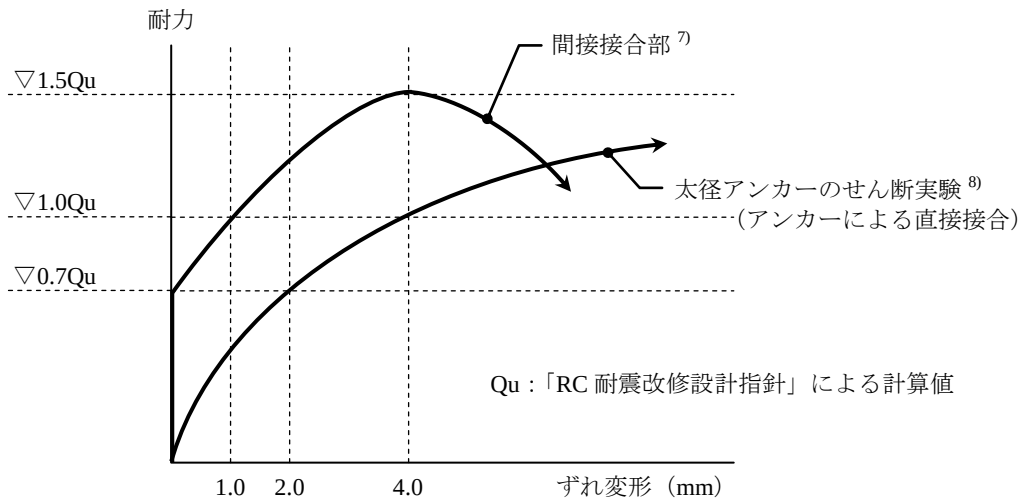


図 2.4-12 間接接合と直接接合の力学性状（概念図）

(c) 接合部の設計

外側補強においては、補強架構と既存建物の接合部が損傷したり、ずれ変形が発生したりすると補強効果が急激に低下するため、接合部の設計は十分な安全余裕を確保した設計とする。

本マニュアルの外側補強では、2.4-6 式により接合部のずれ変形の防止と安全余裕の確保を図っている。一方、「外側耐震改修マニュアル」では、間接接合の仕様と異なる参考文献 8) のデータを引用して、ずれ変形 2mm 時の耐力に相当する値として接合部耐力 ($Q_{ju(A)}$) を 70%に低減した耐力式 ($Q_{ju(B)}$) を用い、2.4-7 式により設計するとしている。従って、外側耐震改修マニュアルは計算式上は 2mm のずれ変形を許容しているように見えるが、本マニュアルと同様の性能を求めており、「外側耐震改修マニュアル」を用いた場合においても、接合部のずれ変形の防止と安全余裕の確保が図られている。

$$Q_{ju(A)} \geq 1.4Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-6 \text{ 式}$$

$$Q_{ju(B)} \geq 1.0Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-7 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{ju(A)} : \text{「RC 耐震改修設計指針」による接合部の許容耐力で、樹脂アンカーの場合} \\ \quad \text{は } Q_{ju(A)} = \min (0.7 \sigma_y \cdot s a_e, 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e) \\ Q_{ju(B)} : \text{「外側耐震改修マニュアル」による接合部の許容耐力で、樹脂アンカーの場合} \\ \quad \text{は } Q_{ju(B)} = 0.7 \cdot \min (0.7 \sigma_y \cdot s a_e, 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s a_e) \\ Q_D : \text{接合部の設計用せん断力} \end{array} \right.$$

2.4.4 基礎の検討

- (a) 外側補強においては、補強架構を支える杭の増設や直接基礎の拡幅などの基礎の補強を行うことを原則とする。ただし、外付けブレースおよび外付けフレームによる直付け補強工法で、補強架構の重量が少ない場合や、補強後の既存基礎への長期作用軸力が長期許容軸力支持力以内で、かつメカニズム時の基礎軸力が基礎の極限支持力以内となる場合は、基礎の補強は行わなくて良い。

基礎を増設する場合には、補強架構の柱直下に基礎を設けることが望ましいが、既存のフーチングと干渉する場合には、図 2.4-13 (a) に示すように剛強な基礎梁を配して既存フーチングとの干渉を避けた位置に基礎（杭）を配することも検討する。

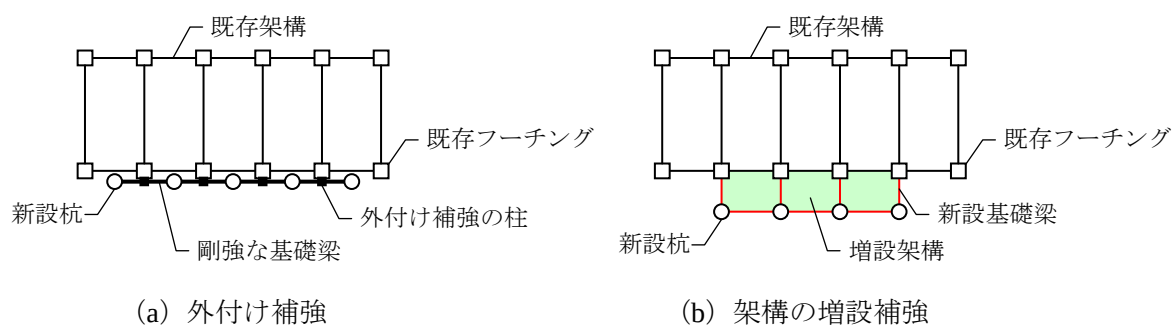


図 2.4-13 基礎（杭）の増設

- (b) 外側補強架構の基礎と既存建物の基礎は、既存基礎の支持力や水平抵抗力の低下を防止するため、図 2.4-14 に示すように基礎底をできるだけ揃えたとともに両者の一体化を図る。

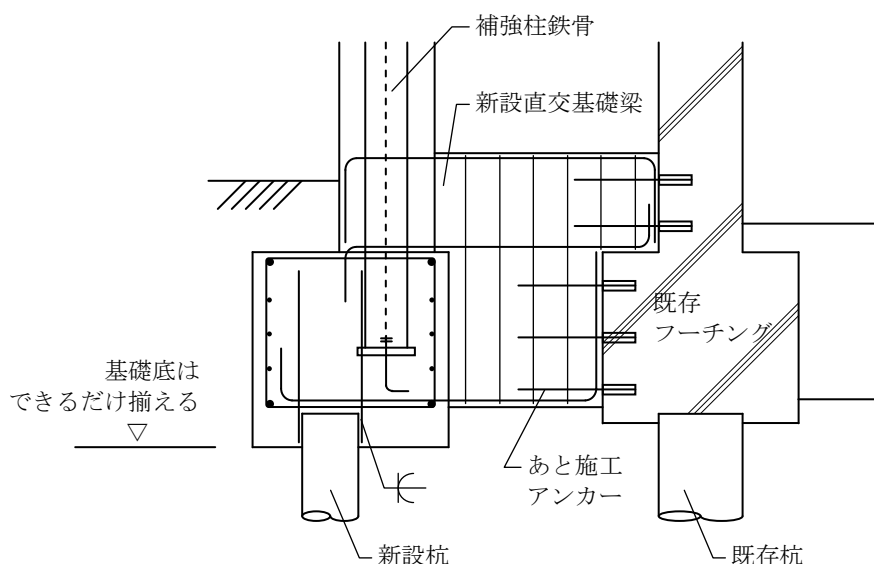


図 2.4-14 基礎の一体化の例²⁾

- (c) 増設した杭および基礎梁は、補強により増加した重量に対して現行の建築基準法で求められる地震力を負担させることを最低限とし、できるだけ剛強なものとし既存杭に補強前よりも大きな水平力を作用させない。また、新設杭は杭が曲げ降伏する時のせん断力に対してせん断破壊させない。

- (d) 外側補強架構を支持する既存基礎および新設基礎は、図 2.4-15 に示すように急激な耐力低下が生じない設計とし、圧縮側では補強架構がメカニズムに達する時の軸力が極限支持力を超えないこと、引張側では補強架構がメカニズムに達する時の軸力の 70% 程度に対して浮上らないこと。

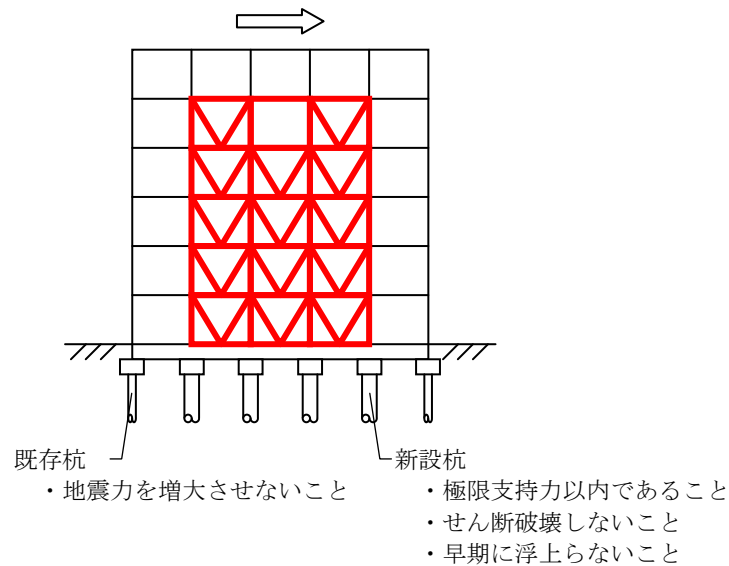


図 2.4-15 基礎（杭）の設計

2.4.5 外付けブレースによる補強

(1) 概要

本工法は、外付けブレースを建物の外周部に配置して、既存建物の内部の空間が有する機能性を損なうことなく、目標とする耐震性の改善を達成し得る有効な方法の1つである。外付けブレース工法は、図 2.4-16 に示すように建物外周架構の外側に S 造もしくは SRC 造の柱・梁をあと施工アンカーを用いた間接接合部により取付け、中に剛強な鉄骨ブレースを配して補強する工法である。補強架構の自重や地震時変動軸力が大きい場合には、基礎を増設する。補強建物の美観に配慮して鉄骨ブレースは座屈止めが不要な鋼管ブレースもしくは二重鋼管ブレースとすることもある。

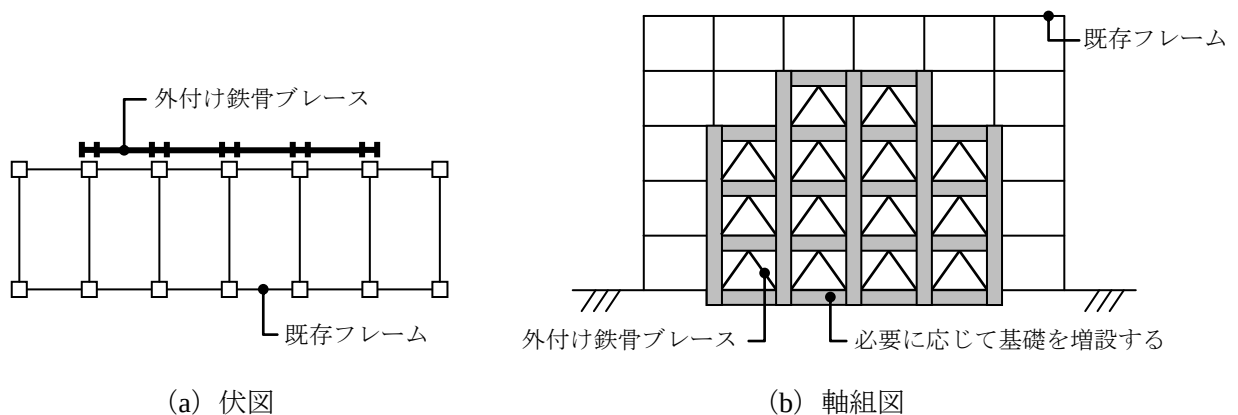


図 2.4-16 外付けブレース工法

(2) 目標性能

本工法は耐震強度の増大を主な目標とする。ただし、外付けブレースは適切なディテールを用いれば大きな靱性を発揮するため、耐震強度の増大だけでなく既存部分の柱補強の併用等により、靱性の改善を図ることもできる。

(3) 補強計画

- (a) 外付けブレース工法では、図 2.4-17 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杢と柱杢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、梁杢材、柱杢材を鉄骨造とし、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。

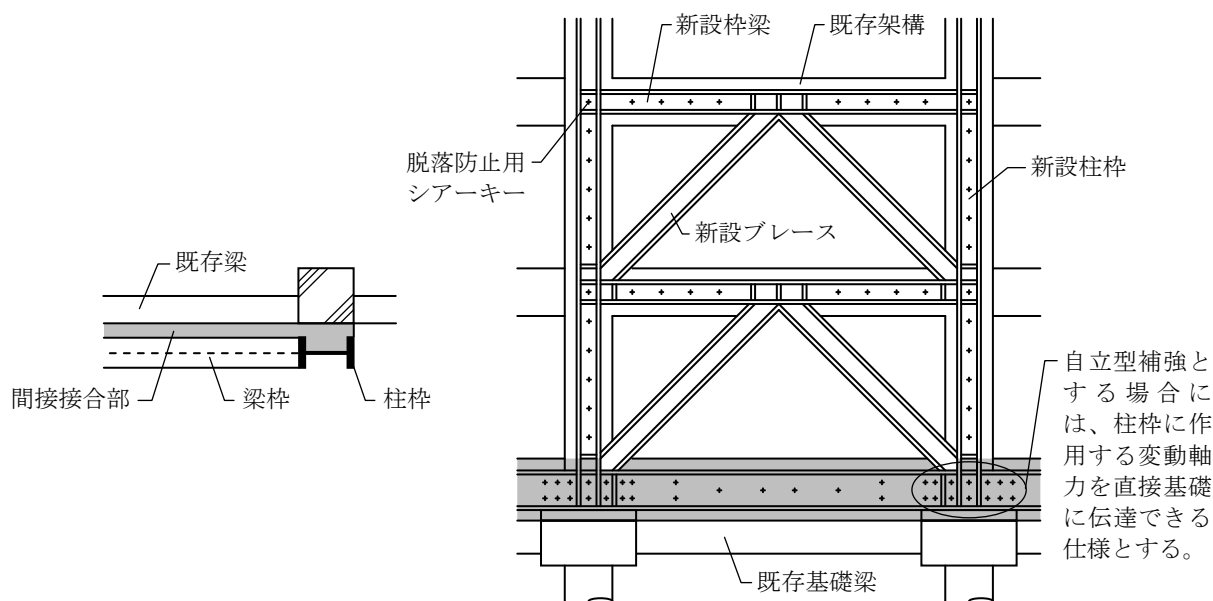


図 2.4-17 外付けブレース補強

- (b) 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、柱杢を SRC 造として強度を高めたり、図 2.4-18 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。

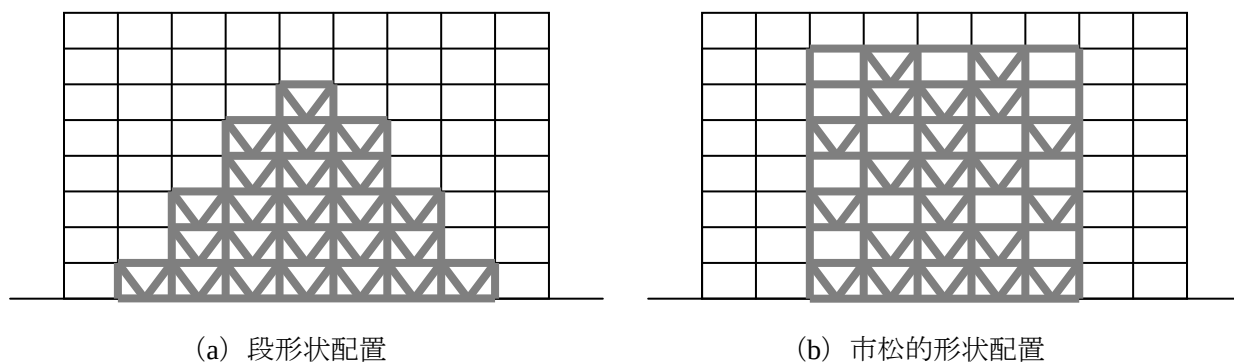


図 2.4-18 変動軸力に配慮したブレースの配置例

- (c) 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よいが、大規模な外付けブレース補強では必要に応じて基礎の補強を行うものとする。また、3層を超えるなど規模の大きな外付けブレースは、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柱杣により基礎（地中梁を含む）まで伝達させる自立型（保有耐力柱脚）補強とする。
- (d) 外付けブレース補強を行う建物に極脆性柱もしくは脆性柱が存在する場合には、原則として耐震スリットを配して柱の靱性指標（F）を RC 造にあっては 1.0 以上に、SRC 造にあっては 1.27 以上に改善する。
- (e) 想定したブレース材の断面から外付けブレースの耐力を「2.3.11 鉄骨ブレース補強」に準じて算定し、必要補強耐力から各階に必要なブレース台数を把握する。この場合、補強に伴う建物重量の増大を考慮して補強ブレースの必要耐力には 1～2 割程度の余裕をみておく。
- (f) 建物の機能性、平面的な剛性バランス、および地震時変動軸力に対して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を踏まえてブレースの配置を決定する。
- (g) ブレースの配置にあたっては、図 2.4-18 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の階下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い計画とすることもできる。

(4) 補強設計と構造詳細

(a) 既存躯体との取合い

- (i) 外付けブレースと既存建物の接合は、周辺架構からの拘束が期待できないことに留意して安全余裕度を高めるなど慎重に設計する。図 2.4-19 に示す PC 圧着工法などにより既存梁と新設梁杣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 2.4-20 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コネクターが必要となるので、杣材には中幅もしくは細幅の断面を用いて、複数段のシアーコネクターを配する。図 2.4-21 に示す直接接合法は施工性が悪く、施工状態により性能が大きく左右されるので、原則として用いない。

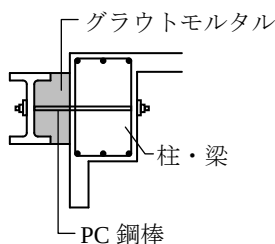


図 2.4-19 PC 圧着接合

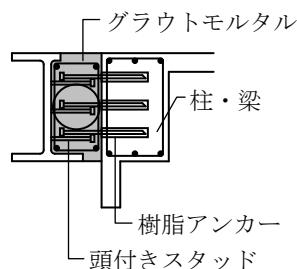
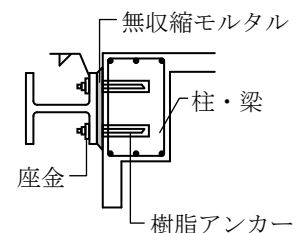


図 2.4-20 間接接合



(原則として用いない)

図 2.4-21 直接接合

- (ii) 外付けブレースの周辺枠は既存建物にできるだけ近接させる。図 2.4-22 に示すように既存柱と既存梁面に段差がある場合には、梁にフカシ配筋を行って外付けブレースを設けることも考えられるが、柱枠を既存梁面に近接配置して外付けブレースの配置に伴う偏心モーメントを小さくする計画とすることが望ましい。

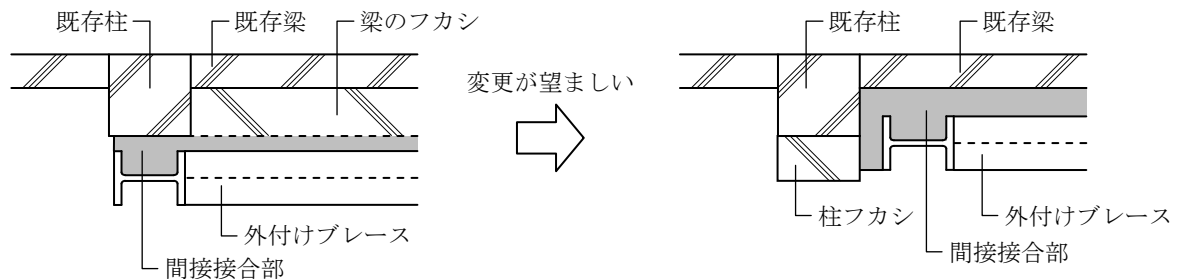


図 2.4-22 鉄骨ブレースの近接配置

- (iii) 外付けブレースの周辺枠と既存骨組との間には図 2.4-23 に示す以下の接合部を配置する。

- ① 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枠梁に伝達させるためのシアーコネクタ
- ② 柱シアーコネクタ：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
- ③ 面外地震用コネクタ（脱落防止材）：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するとともに、想定外の事態で接合部が損傷した場合に外付けブレースの脱落を防止するコネクタ
- ④ 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
- ⑤ 柱枠偏心処理用コネクタ：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
- ⑥ ブレース交差部のシアーコネクタ：圧縮ブレースと引張ブレースの耐力差に伴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

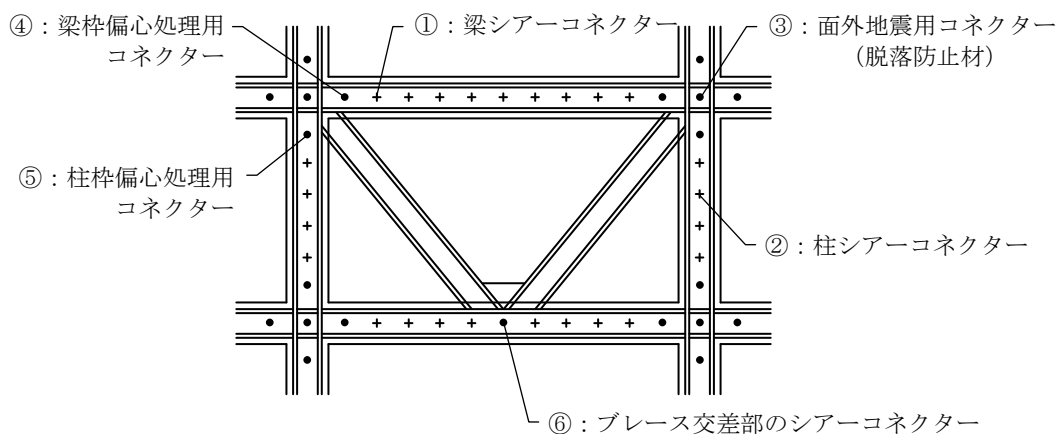


図 2.4-23 シアーコネクタの種類と配置

- (iv) 柱・梁枠の交点付近に設ける脱落防止材は、図 2.4-24 に示す形状などとして既存建物や接合部が想定外の事態で損傷した場合にも耐力が保持できる信頼性の高い仕様とする。

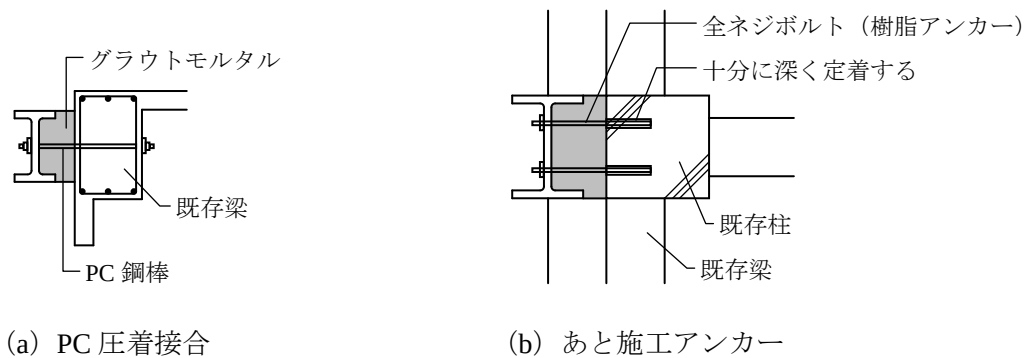


図 2.4-24 脱落防止材の配置

(b) 基礎との取合い

- (i) 原則として外付けブレースは自立型の補強とするため、図 2.4-25 や図 2.4-27 など进行参考、外付けブレースが全降伏するときの変動軸力を柱枠により基礎梁およびフーチングまで直接伝達できる仕様とする。

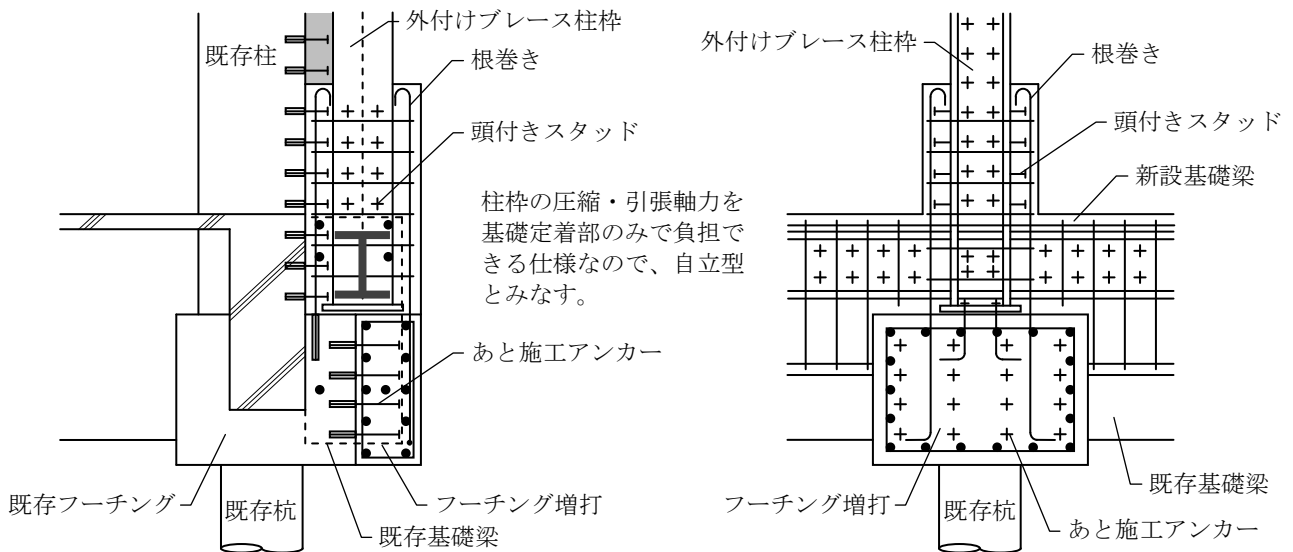


図 2.4-25 自立型外付けブレース柱脚の例²⁾

- (ii) 小規模な補強において非自立型の外付けブレースとする場合においても、柱枠に生じる地震時の変動軸力は、図 2.4-26 に示すディテールを参考、既存基礎等にスムーズに伝達できる計画とする。

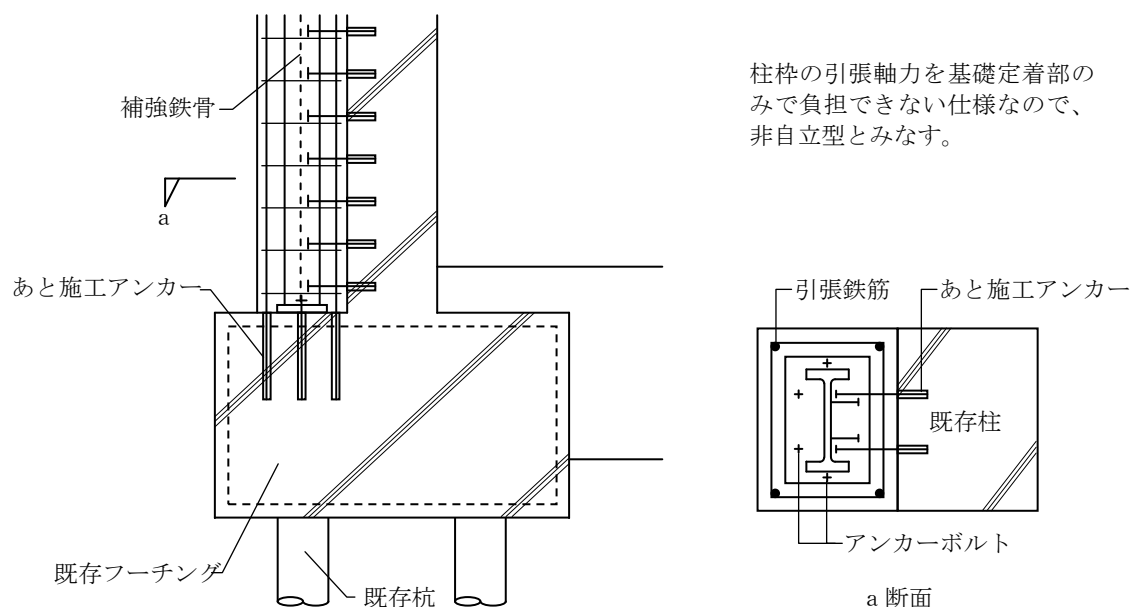


図 2.4-26 非自立型外付けブレース柱脚の詳細例²⁾

- (iii) 補強後の常時軸力が既存基礎の長期許容支持力を上回る場合や、外付けブレースが全降伏する終局時の杭への作用軸力が既存基礎の極限支持力を超える場合には、基礎の増設を行うことを原則とする。この場合の新設基礎と既存基礎は、図 2.4-27 などを参考に一体化を図る。

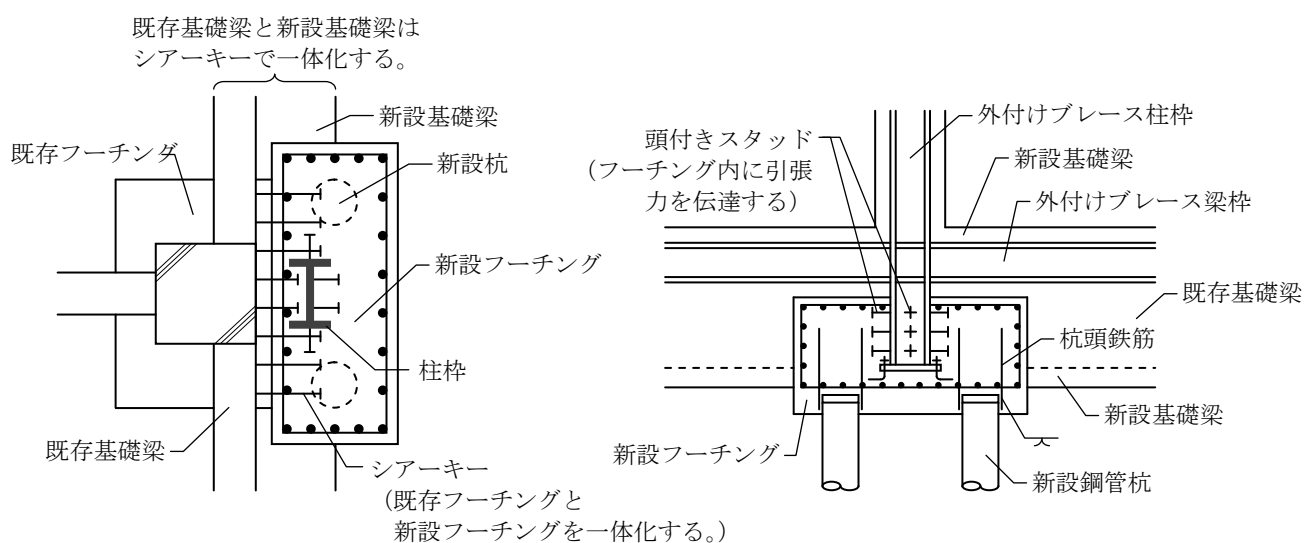


図 2.4-27 自立型鉄骨ブレース架構柱脚の例（杭を増設する場合）

(c) ブレースの設計

- (i) ブレースは、原則として昭和 55 年建設省告示第 1792 号で規定する BB 材（普通鋼では細長比 58 以下）を満たすものとする。ブレースの細長比をこの値よりも大きくする場合には、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杢材に発生する他、変形能力が低下することに対して詳細な検討を行う必要がある。

(ii) ブレースの終局時保有水平耐力は、「2.3.11 鉄骨ブレース補強」に準じて算定する。

(d) 梁枠の設計

(i) 梁枠に設ける接合部にはせん断力伝達、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を配置する必要があるので、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。

(ii) ブレース周辺の梁枠は、ブレース軸力の水平成分に対して降伏しない断面とする。

(iii) 梁枠と既存建物間の接合部の設計用せん断力 (Q_D) は、「2.4.3 補強架構の接合」における 2.4-1 式による。梁枠に設けるせん断力伝達用シアーコネクターの設計は、2.4-3 式による。

(e) 柱枠

(i) 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。

(ii) 自立型の外付けブレースの柱枠は、既存柱と一体となるように 2.4-2 式および 2.4-3 式により 1 層分の変動軸力に対してシアーコネクターを配すが、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、最下層の柱枠は図 2.4-28 に示すようにすべてのブレースが降伏するときの軸力 ($\max(\sum B_C \cdot \sin \theta, \sum B_T \cdot \sin \theta)$) 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。

柱枠を S 造とする場合は、柱枠の種別は昭和 55 年建設省告示第 1792 号に定める FB 以上とする。

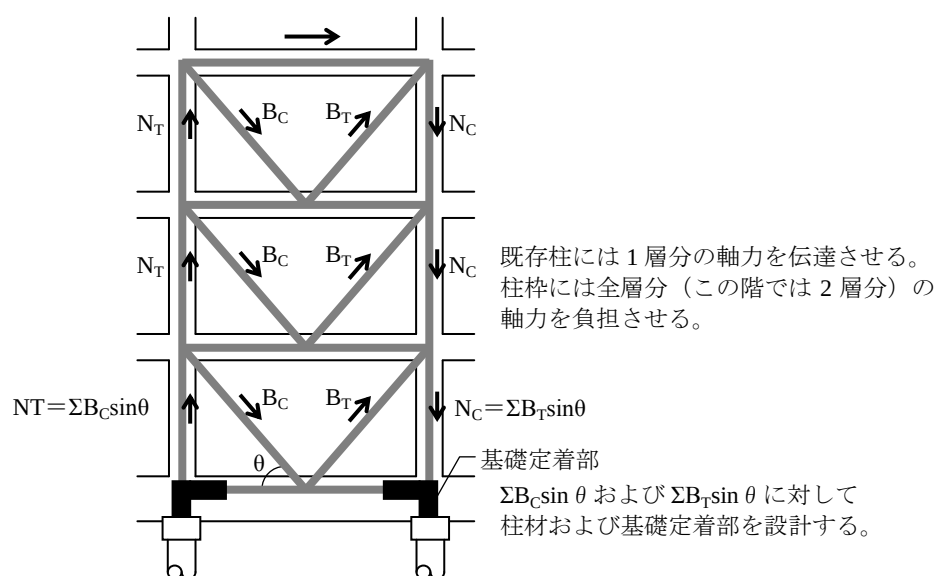


図 2.4-28 自立型ブレース柱枠の設計

- (iii) 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、柱枠は 1 層分の変動軸力 ($\max(B_C \cdot \sin \theta, B_T \cdot \sin \theta)$) に対して設計すればよい。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⁴⁾」により確認する。

(f) 基礎取合い部の設計

- (i) 外付けブレース最下部は、図 2.4-29 に示す位置にブレースの水平力を伝達するためのシアーコネクタおよび変動軸力などを伝達するためのシアーコネクタを配置するものとし、剛強な接合部により梁枠と既存建物の基礎を一体化する。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。また、基礎を新設する場合には、新設基礎とも梁枠を一体化する。

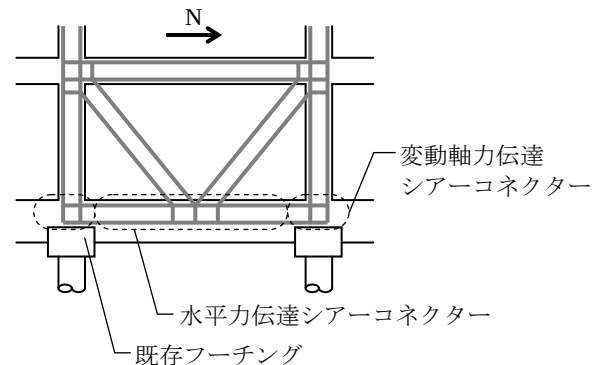


図 2.4-29 基礎取合い部

- (ii) 自立型の外付けブレース補強は、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、基礎取合い部におけるシアーコネクタ等の設計を行う。この場合、圧縮側にあつては図 2.4-30 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 2.4-31 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。

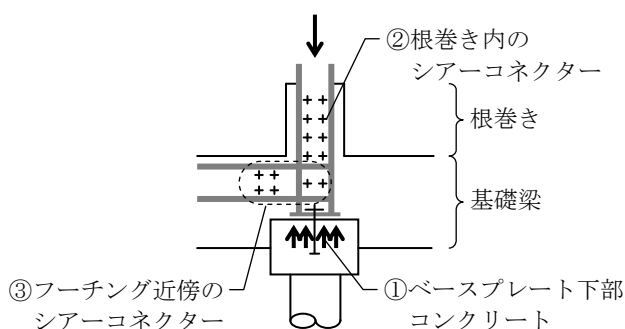


図 2.4-30 圧縮軸力の基礎への伝達²⁾

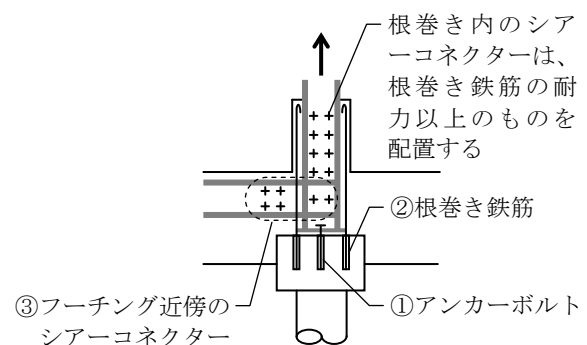


図 2.4-31 引張軸力の基礎への伝達²⁾

- (iii) 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。

- (iv) 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

(i) 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の概ね 70%の軸力に対して、原則として既存基礎が浮上らないことを確認する。

(ii) 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。
- ・外付けブレース架構の重量に対して $C_0=0.2$ 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の概ね 70%の軸力に対して、原則として基礎が浮上らないことを確認する。

(h) 外付けブレースで補強された建物の性能評価

- (i) 外付けブレースで補強された架構の耐力は、終局せん断耐力 (Q_{su})、曲げ耐力 (Q_{mu})、回転耐力 (Q_{ru}) の最小値とする。ただし、第 2 次診断により補強建物の性能を評価する場合において、外付けブレースを支持する基礎の検討が前項 ((g)基礎の設計) により行われている場合には、回転耐力の検討を省略することができる。

- (ii) 外付けブレースで補強された架構の終局せん断耐力 (Q_{su}) および曲げ終局耐力 (M_u) は、「2.3.11 鉄骨ブレース補強」に準じて算定する。
外付けブレースで補強された架構の全体曲げ耐力 (Q_{mu}) は外付けブレースに外力分布を仮定して算定するか、反曲点高さを連層耐震壁に準じて第 2 次診断により決定して算定する。

- (iii) 外付けブレースで補強された架構の強度寄与係数 (ϕ)

外付けブレースで補強された架構の強度寄与係数 (ϕ) は以下とする。ただし、荷重増分解析により既存建物の F 値に応じた補強効果を精算した場合には、強度寄与係数 (ϕ) を考慮しなくてもよい。

$F=0.8$ において $\phi=0.7$

$F=1.0$ 以上において $\phi=1.0$

- (iv) 外付けブレースで補強された架構の靱性指標 (F)

外付けブレースで補強された架構の靱性指標 (F) は、「2.3.11 鉄骨ブレース補強」に準じて算定する。

2.4.6 外付けフレームによる補強

(1) 概要

本工法は、外付けフレームを建物の外周部に配して既存建物の内部の空間が有する機能性を損なうことなく、目標とする耐震性の改善を達成し得る有効な方法の1つである。

外付けフレーム工法は、図 2.4-32 に示すように建物の外周面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。

(2) 目標性能

本工法は耐震強度の増大を主な目標とする。ただし、外付けフレームの靱性を確保する事が容易なため、耐震強度の増大だけでなく、耐震スリットなどによる既存部分の柱補強の併用等により、靱性の改善を図ることもできる。

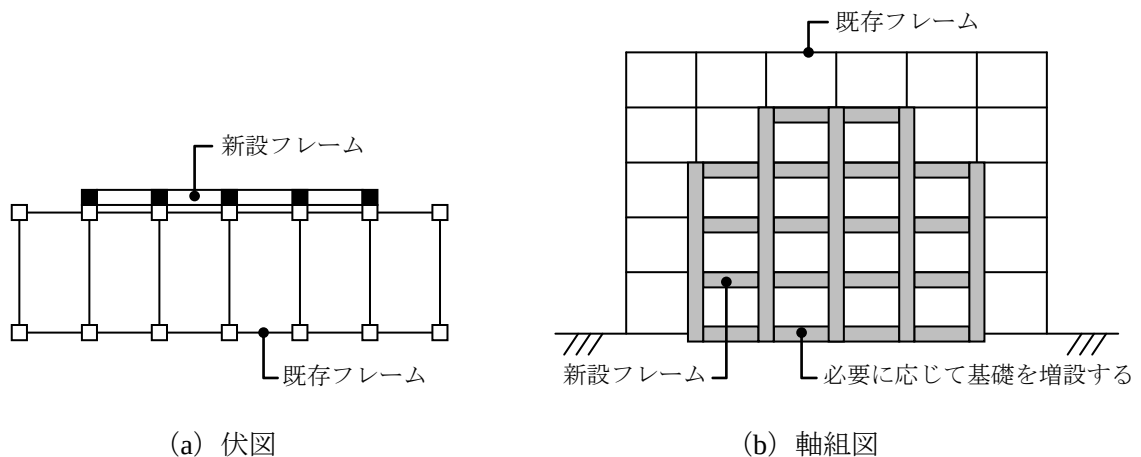


図 2.4-32 外付けフレーム工法

(3) 補強計画

- (a) 外付けフレーム工法では、図 2.4-33 に示すように既存建物に近接させて剛強な補強柱・梁フレームを構築し、補強柱・梁フレームは信頼性の高い方法により既存大梁と柱に一体化する。通常の場合、柱・梁を RC 造や PCa 造とするが、大きな耐力を得るためには SRC 造としたり、施工性の良い S 造として計画することもある。
- (b) 外付けフレームは基礎まで連続して配置する。ただし、外付けフレームが取付く架構に耐震壁が配されているなど、損傷の恐れがない部分に外付けフレームに生じる応力を伝達できる場合は、この限りでない。
- (c) 外付けフレーム補強を行う建物に極脆性柱もしくは脆性柱が存在する場合には、原則として耐震スリットを配して柱の靱性指標（F）を RC 造にあっては 1.0 以上に、SRC 造にあっては 1.27 以上に改善する。

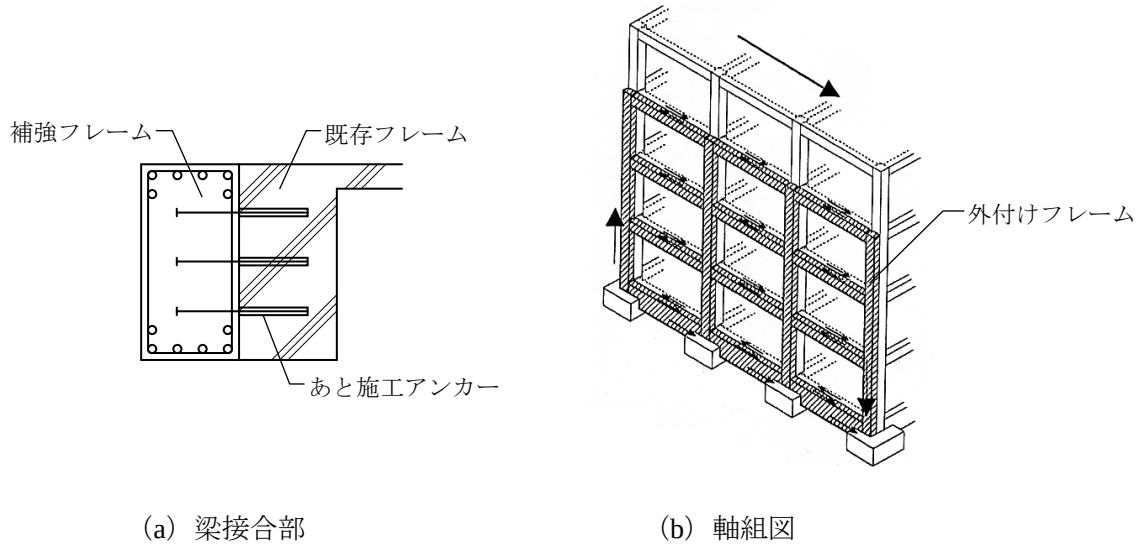


図 2.4-33 外付けフレーム補強

(d) 耐震スリット配置後の必要補強耐力から柱の断面と各階に必要な柱の本数を把握する。

(e) 建物の機能性、平面的な剛性バランス、各階の必要柱本数を考慮しフレームの配置を決定する。この場合、補強フレーム最外端に作用する変動軸力を算定し、基礎が大きく浮上らないことを確認する。

(f) 設定した柱の耐力から、梁に作用するモーメントとせん断力を把握し、梁断面を仮定する。

(4) 補強工法と構造詳細

(a) 既存躯体との取合い

(i) 外付けフレームと既存骨組との間には図 2.4-34 に示す以下の接合部を配置する。

- ①梁シアーコネクター：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ーコネクター
- ②柱シアーコネクター：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ーコネクター
- ③面外地震用コネクター（脱落防止材）：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するとともに、想定外の事態で接合部が損傷した場合に、外付けフレームの脱落を防止するコネクター
- ④梁枠偏心処理用コネクター：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ー
- ⑤柱枠偏心処理用コネクター：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ー

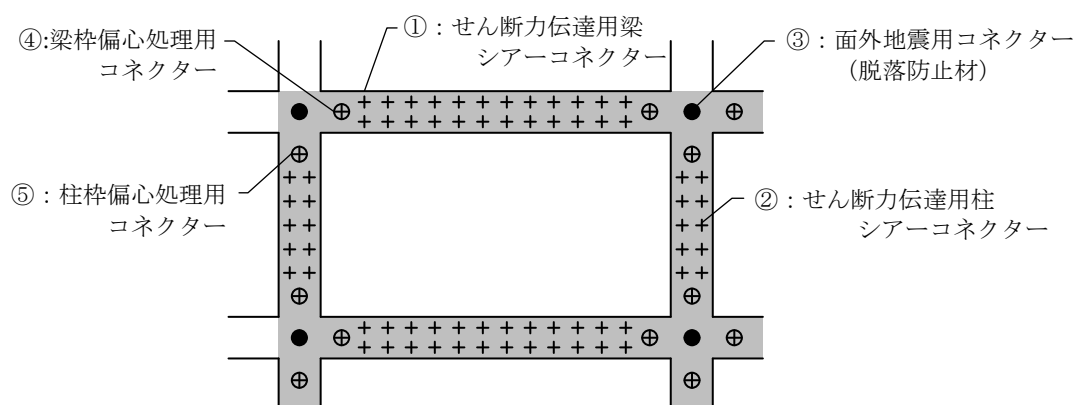


図 2.4-34 シアーコネクタの種類と配置

- (ii) 外付けフレームの柱・梁パネルと既存柱・梁パネル付近に設ける面外方向の脱落防止材は、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し、PC 鋼棒による圧着接合、埋込深さが大きいあと施工アンカーによる接合、鉄筋の溶接接合など信頼性が高い仕様とする。

(b) 基礎との取合い

- (i) 外付けフレームには新設の剛強な基礎梁を配し、新設の基礎梁は既存の基礎梁および基礎と一体化を図り、柱に生じる地震時の変動軸力および曲げモーメントを、図 2.4-35 に示すディテールを参考に、既存基礎等（基礎を増設する場合には新設基礎も含む。）にできるだけスムーズに伝達できる計画とする。基礎との取合いのディテールの決定にあたっては、既存基礎の形状について現地調査などで確認する必要がある。

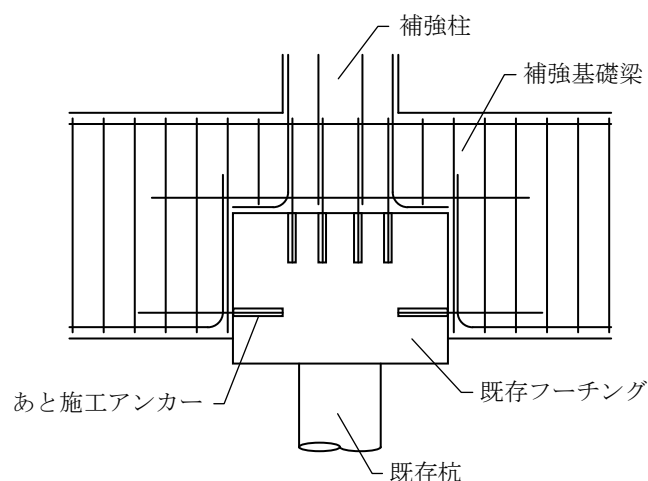


図 2.4-35 基礎との取合い例²⁾

(c) フレームの設計

- (i) 外付けフレームは増築的な形態となるので、外付けフレームの柱・梁の最小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。

- (ii) 外付けフレームは図 2.4-36 に示す以下の手順などにより、梁降伏形のフレームとして設計することが望ましい。

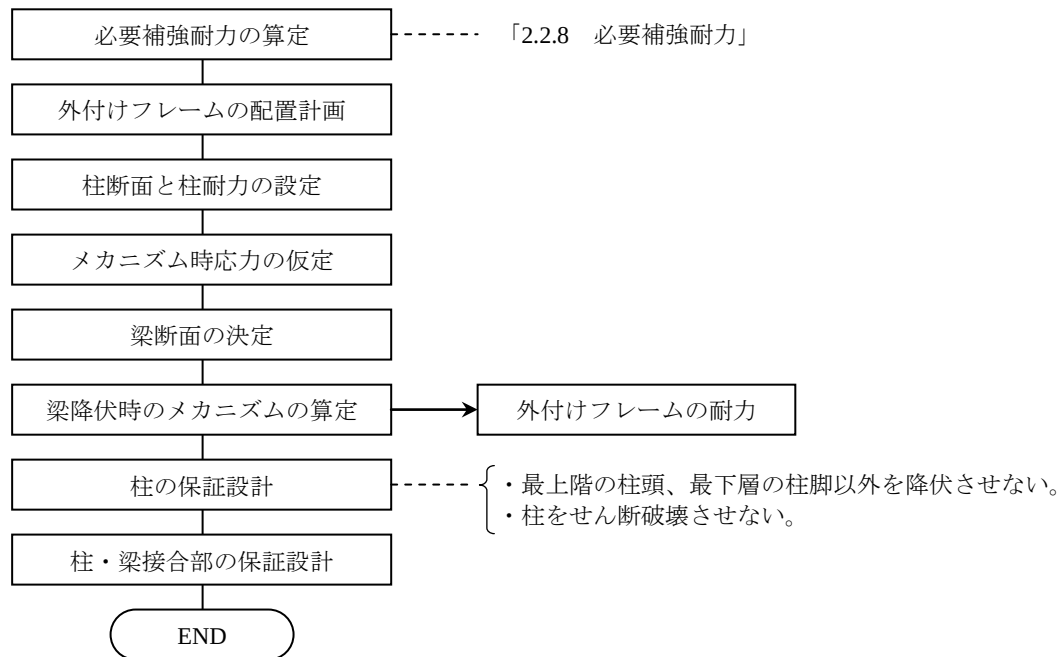


図 2.4-36 梁降伏型の外付けフレームの設計

- (iii) 外付けフレームを RC 造とする場合は、必要補強耐力の算定結果を踏まえ、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、柱の断面寸法と柱本数を設定する。この場合、補強による建物重量の増大を考慮して必要補強耐力には 2 割程度の余裕を見込む。

- (iv) 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。
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。

- (v) ヒンジメカニズム時の曲げ応力と変動軸力を用いて柱の終局耐力設計を行う。この場合、柱のせん断耐力は現行法に準じて荒川 mean 式による耐力で 1.25 倍の余裕度を確保する。また、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

- (i) 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、「2.4.3 補強架構の接合」に示す 2.4-1 式による。

- (ii) 柱接合部の設計用せん断力

外付けフレームに作用する応力は、外付けフレームにより基礎に伝達させる。ただし、外付けフレームと既存建物の一体性を確保するため、補強柱に発生する 1 層分の変動軸力を既存柱に伝達できるシアークネクターを柱接合部に配するものとする。

外付けフレームの柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV}) は、2.4-8 式による。外付けフレームの中柱では、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。

$$Q_{DV} = (Q_{G上} + Q_{G下}) / 2 \quad \dots\dots\dots 2.4-8 \text{ 式}$$

$Q_{G上}$: 上部の梁のメカニズム時せん断力 (図 2.4-37)

$Q_{G下}$: 下部の梁のメカニズム時せん断力 (図 2.4-37)

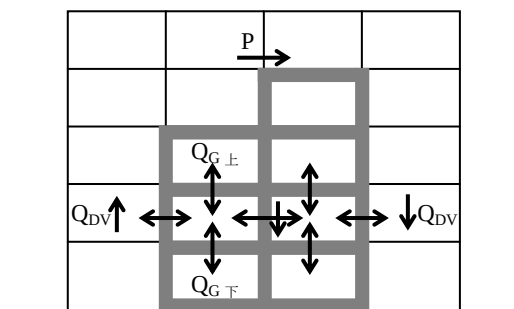


図 2.4-37 柱接合部の設計用せん断力 (Q_{DV})

- (iii) 外付けフレームの梁接合部および柱接合部の設計は「2.4.3 補強架構の接合」に示す 2.4-3 式および 2.4-4 式による。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、原則としてピッチおよびゲージ間隔は 250mm 以下とし、へりあきは 100mm 以上 200mm 以下とし、図 2.4-38 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。また、あと施工アンカーの有効埋込み深さは 12d 以上、シアー筋の補強梁への定着長は 12d かつ梁幅の 2/3 以上とする。

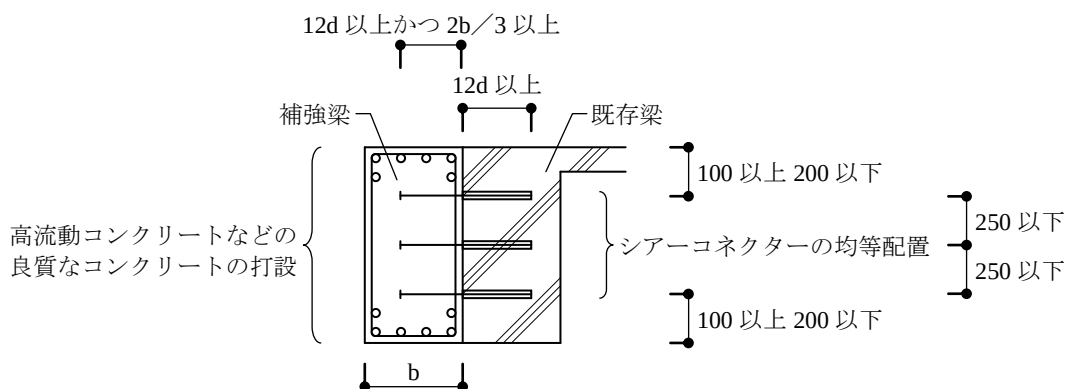


図 2.4-38 接合部の仕様

(e) 基礎取合い部の設計

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、「2.4.5 外付けブレースによる補強」に準じて設計する。

(f) 基礎の設計

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、「2.4.5 外付けブレースによる補強」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

- (i) 外付けフレームで補強された架構の耐力および靱性は、本来は補強架構と既存架構を一体として評価すべきであるが、確立した設計式が無いので別々に評価する。従って、既存架構の耐力および靱性は補強前の値とし、補強架構の耐力および靱性を既存建物の性能に加算して補強後の性能を算定する。
- (ii) 外付けフレームの柱・梁の耐力および靱性は、診断基準式による。ただし、補強工事が適切な品質管理の基に行われる場合は、技術基準解説書の諸式に基づき柱・梁の耐力を算定して良い。
- (iii) 外付けフレームの耐力は、第 3 次診断法により梁の耐力を考慮して算定する。基礎に浮上りが生じる場合は、変動軸力の 70%程度に対して基礎が浮上らないことを確認する。
- (iv) 外付けフレームの強度寄与係数は、耐震診断基準により算定する。ただし、柱・梁を S 造とする場合などでは、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弾塑性荷重増分解析により耐力を決定する。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 に応じた表 2.4-3 に示す層間変形角時に外付けフレームに生じるせん断力とする。

表 2.4-3 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	1/150	1/115	1/80

2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強

(1) 概要

鉄骨ブレース架構の増設による補強は、居住しながらの補強が必要とされる集合住宅などで多く用いられている。

鉄骨ブレース架構の増設は、図 2.4-39 (a)に示すようにバルコニーもしくは廊下の床スラブを増打ちするなどして床面架構を構築した上で、この床面架構に一体として柱梁を増設しこの内部に鉄骨ブレースを配して補強する方法である。鉄骨ブレース架構には地震時に大きな変動軸力が作用するため、同図(b)、同図(c)に示すように通常は新設柱の下部に杭を新設する。一般的には新設柱は変動軸力に対する軸変形を小さくするために SRC 造とし、梁は SRC 造もしくは施工性を考慮して S 造とする。また、ブレースは美観に配慮して、座屈止めが不要な鋼管ブレースもしくは二重鋼管ブレースなどとすることがある。

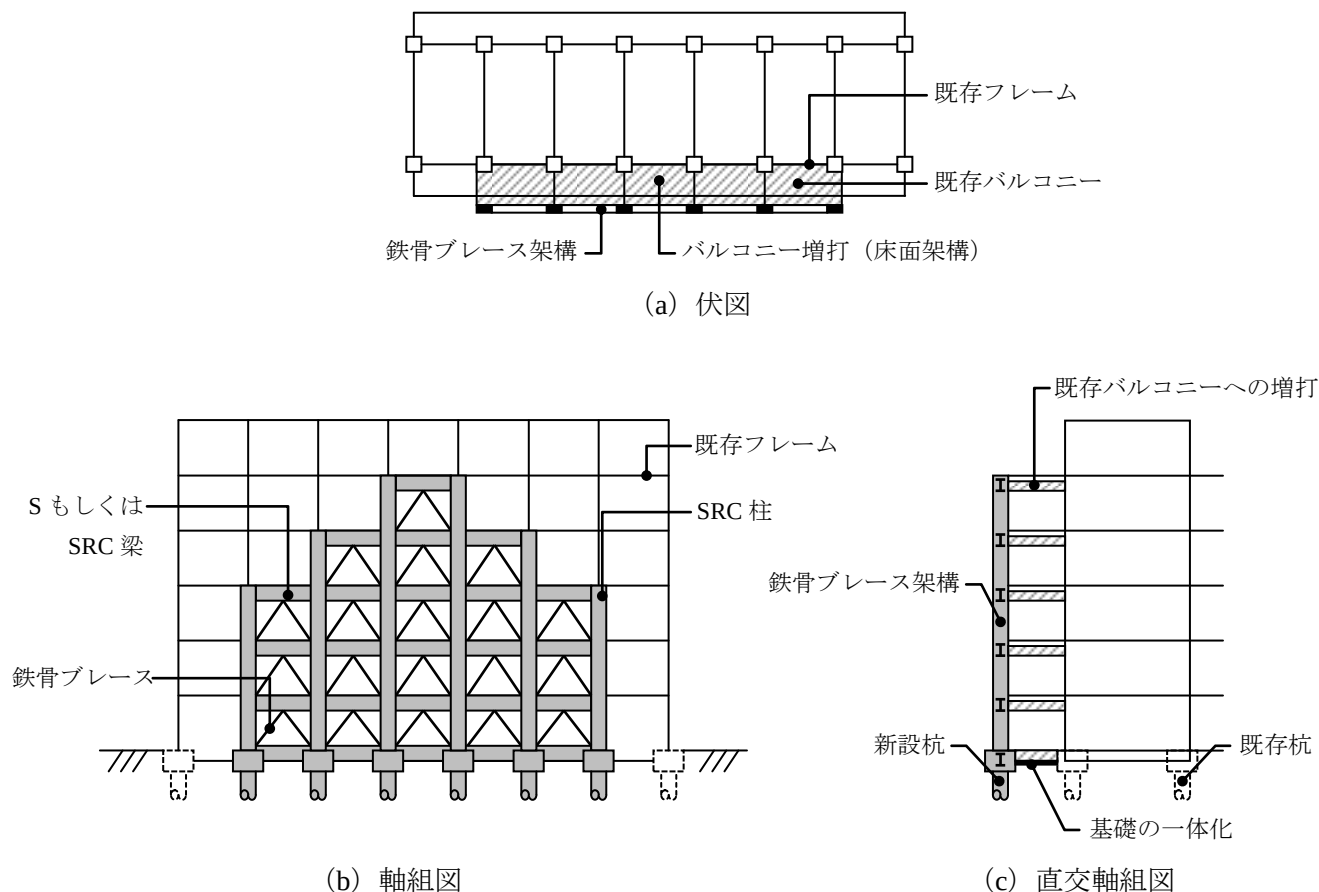


図 2.4-39 鉄骨ブレース架構の増設

(2) 目標性能

この補強方法による場合、主たる補強効果は増設する架構の保有水平耐力による耐震強度の改善である。しかしながら、一般に増設架構については、これを靱性に富む構造として設計することが比較的容易であるため、既存建物が靱性に優れた構造であるかまたはそのように改善することが容易な場合には、全体としての靱性の向上を計画する方が、増設架構を減らす等の補強計画の合理化を図ることができる。

増設架構による補強は、なるべく各階共通のF値に対して補強計画を実施し、増設架構と既存建物の力の分担を明確にすべきである。またいったん増設架構に流れた力を、既存建物にもどすような計画は避けるべきである。

(3) 補強計画

- 増設する鉄骨ブレース架構は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。
- 鉄骨ブレース架構には直交梁を設け、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。
- 増設する鉄骨ブレース架構と既存建物は、図 2.4-40 に示すように床面架構で一体化する。床面架構を構成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。
- 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。

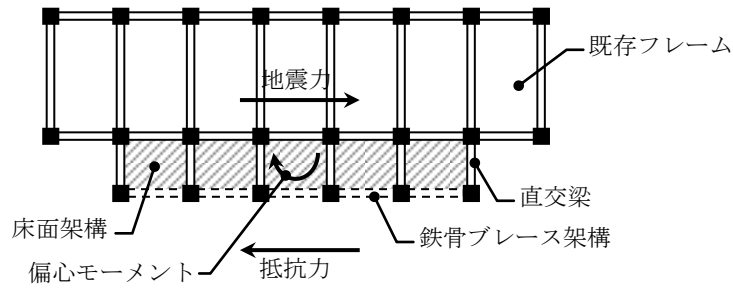


図 2.4-40 偏心モーメント

(4) 補強設計と構造詳細

(a) ブレースの設計

- (i) 鉄骨ブレース架構の靱性を確保するため、ブレース材の細長比は 58 以下とし、ブレース材の接合は保有耐力接合とする。
- (ii) 1 対のブレースの終局時保有水平耐力は「2.3.11 鉄骨ブレース補強」に準じて算定する。

(b) 梁材の設計

- (i) ブレース周辺の梁材には図 2.4-41 に示すように、水平力に加えメカニズム時においては引張ブレースと圧縮ブレースの耐力差に伴って生じる不釣合力による曲げモーメントが作用する。梁材はこれらの応力に対して降伏しないように設計する必要がある。

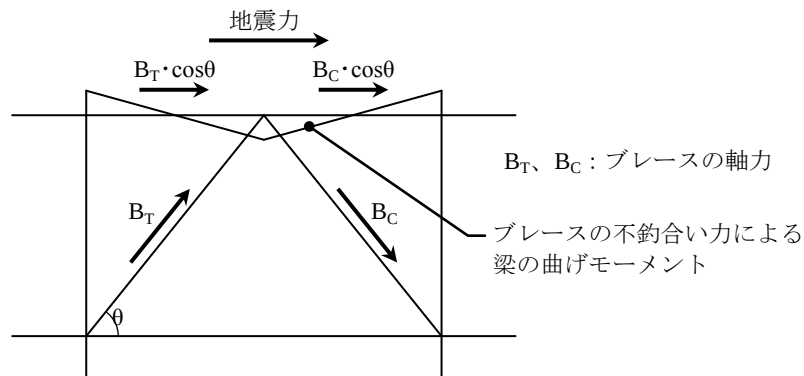


図 2.4-41 梁材の設計

- (ii) 梁材には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 2.4-42 に示すシアーキーが用いられている。梁材に配する頭付きスタッドなどのシアーキーは 2.4-9 式により設計する。

$$Q_u \geq \alpha \cdot Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-9 \text{ 式}$$

- | | | |
|---|----------|--|
| { | Q_u | : シアーコネクタの終局せん断耐力で、シアーコネクタに頭付きスタッドを用いる場合は「2.3.11 鉄骨ブレース」に準じる。 |
| | 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 としてよい。($\alpha=1.4$ は「外側耐震改修マニュアル」に規定されたあと施工アンカーの耐力低減係数 0.7 の逆数) |
| | Q_D | : 新設床面架構の設計用せん断力 |
| | | |

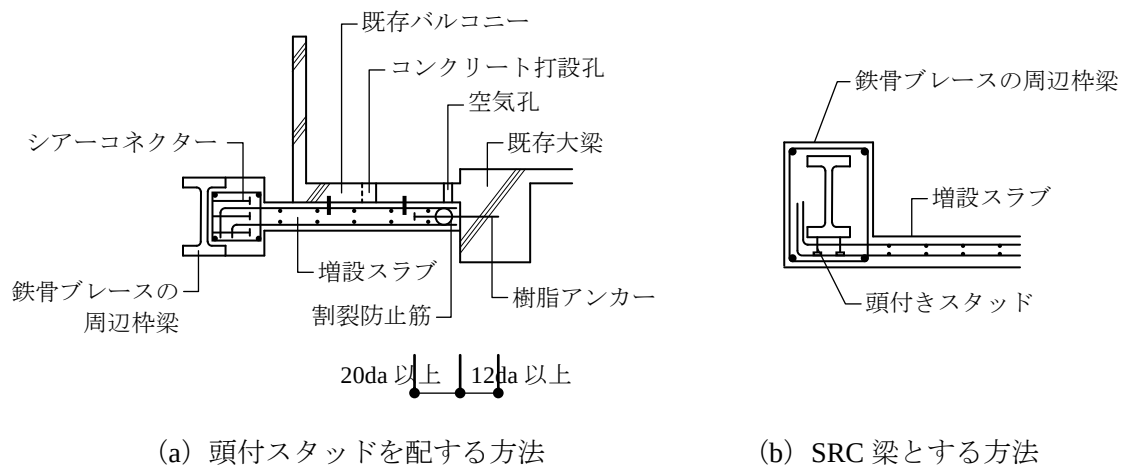


図 2.4-42 梁材の詳細

図 2.4-43 に示す床面架構の設計用せん断力 (Q_D) は「2.4.3 補強架構の接合」に示す 2.4-1 式による。

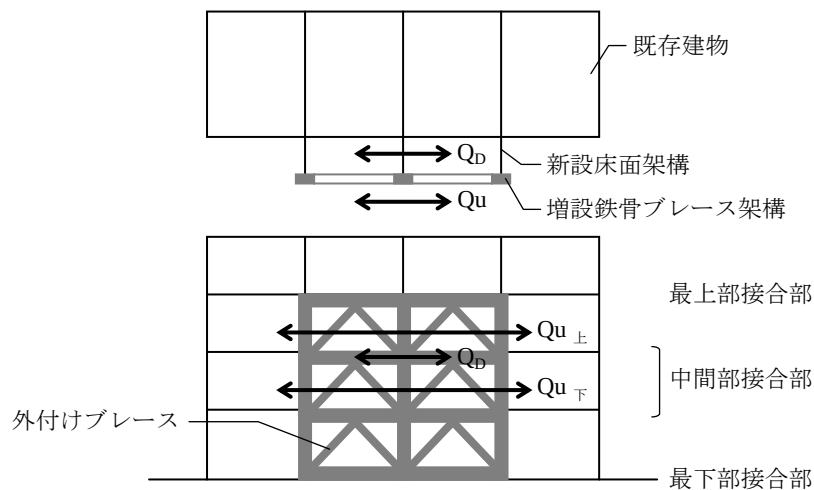


図 2.4-43 床面架構および梁接合部の設計用せん断力 (Q_D)

(c) 柱材の設計

(i) 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。

(ii) 柱材はメカニズム時の軸力に対して 2.4-10 式により設計する。

$$\left. \begin{array}{l} N_{CA} \geq N_{Cu} + N_L \\ N_{TA} \geq N_{Tu} - N_L \end{array} \right\} \dots\dots\dots 2.4-10 \text{ 式}$$

N_{CA} : 終局時の許容圧縮耐力で、 $N_{CA} = 0.8 (F_c \times b \times D + \sigma_y \times A_g)$ としてよい。
 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、 $N_{TA} = \sigma_y \times Ag + r \sigma_y \times rAg$ としてよい。
 $r \sigma_y$ 、 rAg : 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 2.4-44 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

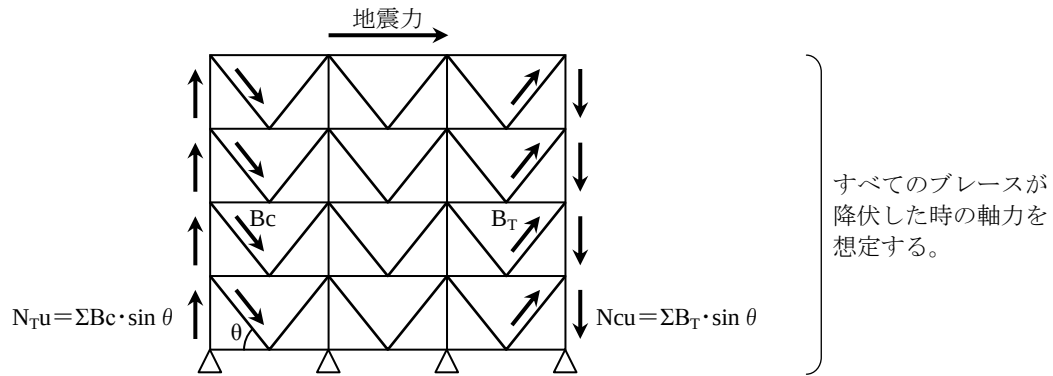


図 2.4-44 メカニズム時の柱軸力

(d) 新設床面架構の設計

(i) 新設床面架構を図 2.4-45 に示すように、RC スラブとする場合の設計は以下による。

・スラブ厚さ (t)

$$Q_D / (t \cdot L) \leq 0.1 F_c \quad \dots\dots\dots 2.4-11 \text{ 式}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} Q_D : \text{新設床面架構の設計用せん断力} \\ L : \text{新設床面架構の総長さ (最外端の直交梁芯間寸法)} \\ F_c : \text{新設床面架構に打設するコンクリートの設計基準強度} \end{array} \right.$

・スラブ配筋 (Pw)

$$P_w \cdot \sigma_y \cdot t \cdot L \geq Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-12 \text{ 式}$$

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

$$n \cdot q_a \geq \alpha \cdot Q_D \quad \dots\dots\dots 2.4-13 \text{ 式}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} n : \text{新設床面架構と既存建物間に打設するあと施工アンカーの総本数} \\ q_a : \text{あと施工アンカーのせん断耐力で「2.3.1 あと施工アンカー」による。} \\ \alpha : \text{外側補強としての余裕度で、原則として 1.4 とする。} \\ Q_D : \text{新設床面架構の設計用せん断力で「2.4.3 補強架構の接合」の 2.4-1 式による。} \end{array} \right.$

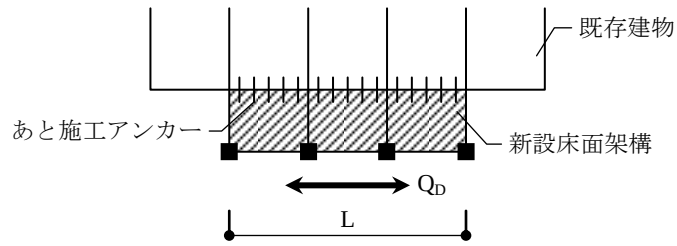


図 2.4-45 新設床面架構の設計

(ii) 新設床面架構を S 造ブレースとする場合

新設床面架構の設計用せん断力 (Q_D) に対して、短期許容応力度設計するなど、補強効果が低下しないように床面の変形を抑制することに留意する。

(e) 直交梁の設計

(i) 偏心モーメントに対する設計

鉄骨ブレース架構が負担する地震力により、新設床面架構に生じる偏心モーメント (M_E) は図 2.4-46 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 2.4-14 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。

$$N_T = Q_{D1} \times h / L_1 \quad \dots\dots\dots 2.4-14 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q_{D1} : 1 \text{ スパンあたりの新設床面架構の設計用せん断力} \\ \quad (Q_{D1} = Q_D / n \quad Q_D : \text{新設床面架構の設計用せん断力} \\ \quad \quad \quad n : \text{新設床面架構のスパン数}) \\ h : \text{新設床面架構の突出長さ} \\ L_1 : \text{スパン長} \end{array} \right.$$

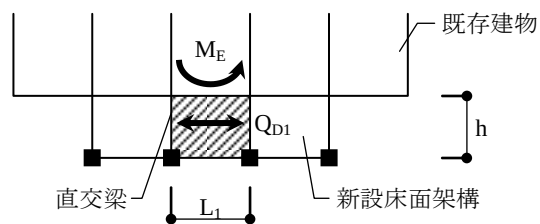


図 2.4-46 直交梁の設計

(ii) 直交方向地震力に対する設計

直交梁は図 2.4-47 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 2.4-15 式による。

$$(T / T_A)^n + (Q_y / Q_A)^n \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots 2.4-15 \text{ 式}$$

T	: 鉄骨ブレース架構および床面架構の重量に対して、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_y	: 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で M_y/ℓ_0 (図 2.4-48 参照)
T_A, Q_A	: 「3.9 あと施工アンカー」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	: $1\sim 2$ の値で、原則として 1.5 とする

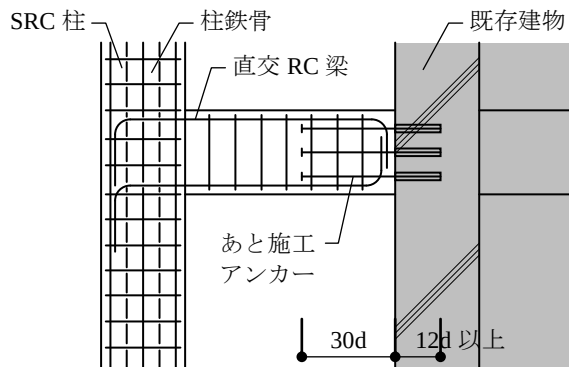


図 2.4-47 直交梁の配筋例

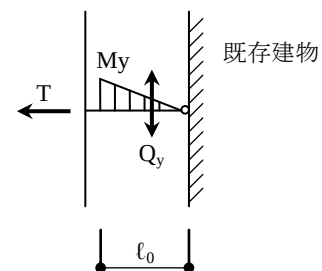


図 2.4-48 直交梁の設計

(f) 基礎の設計

- (i) 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よい。
- (ii) 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の設計に対して十分な余裕を持たすことが望ましい。
- (iii) 補強架構がメカニズムに達する時に基礎に作用する圧縮軸力が、杭および基礎の極限支持力を超えないこと。また、引張軸力の概ね 70% 程度に対して杭および基礎が浮上らないこと。
- (iv) 新設基礎と既存基礎は、図 2.4-49 に示す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。

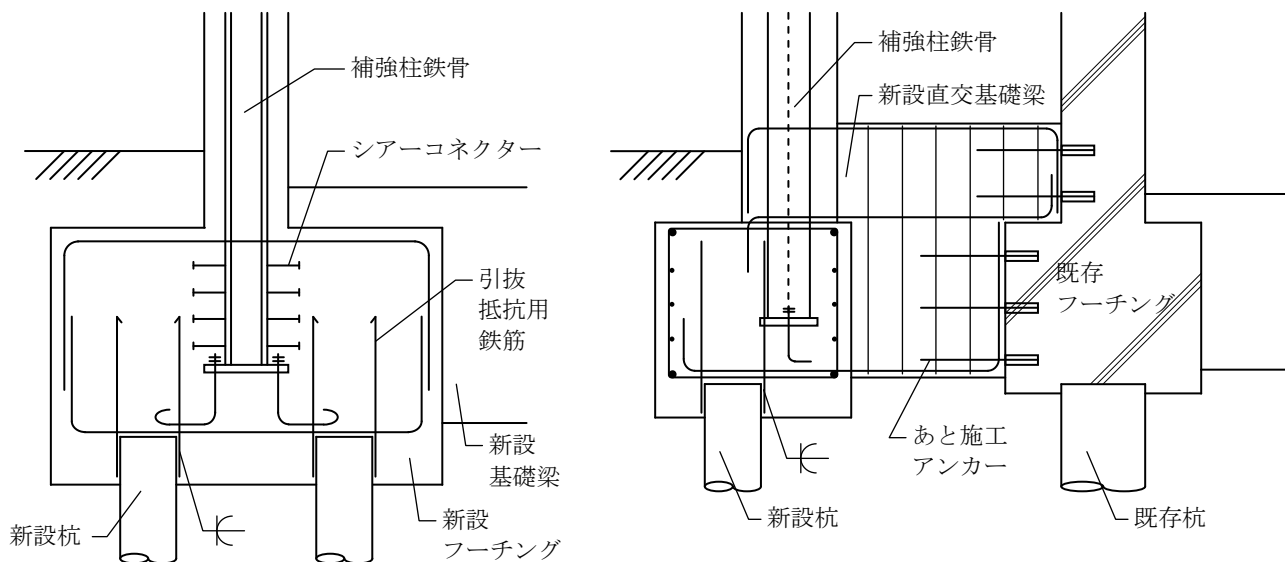


図 2.4-49 基礎の一体化²⁾

(g) 鉄骨ブレース架構で補強された建物の性能評価

- (i) 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。
- (ii) 補強鉄骨ブレース架構のせん断耐力を周辺の柱・梁の負担力を無視して、鉄骨ブレースの負担せん断力のみとして評価する場合には、補強鉄骨ブレース架構の終局耐力は第2次診断もしくは第3次診断により算定してよい。この場合、補強鉄骨ブレース架構の靱性 (F) は「2.3.11 鉄骨ブレース」に準じる他、強度寄与係数 ϕ は以下とすることができる。ただし、鉄骨ブレース架構の柱材を S 造とする場合は、補強架構全体の曲げ変形が増大するので、荷重増分解析により強度寄与係数 ϕ を検討する必要がある。

$F=0.8$ において、 $\phi=0.7$

$F=1.0$ 以上において、 $\phi=1.0$

- (iii) 鉄骨ブレース周辺の柱・梁による負担耐力を考慮する場合は、補強鉄骨ブレース架構の耐力は弾塑性荷重増分解析により算定するものとし、既存建物の F 値に応じて表 2.4-3 に示す層間変形角時に補強鉄骨ブレース架構に生じる負担力とする。この場合、強度寄与係数 ϕ は考慮する必要はない。

2.4.8 フレーム架構による補強

(1) 概要

フレーム架構の増設による補強は、美観や使用性に優れた工法として、居住しながらの補強が必要とされる集合住宅などで多く用いられている。

フレーム架構の増設は、図 2.4-50(a)に示すように建物のバルコニーを新設しバルコニーの先端に剛強な柱と梁から成るフレームを構築したり、既設の廊下の外側にラーメン架構を増設して補強する方法である。通常は、同図(b)、同図(c)に示すように、新設ラーメン架構の下部には新設基礎を設け、増加重量や大地震時の変動軸力を処理する。また、新設ラーメン架構と既存フレームは直交梁により一体化を図るのが一般的である。

増設ラーメン架構は現場打ちの RC 造、SRC 造、もしくは工場製作した PCa の柱・梁を

現場で PC 圧着接合して構築する事例などがある。

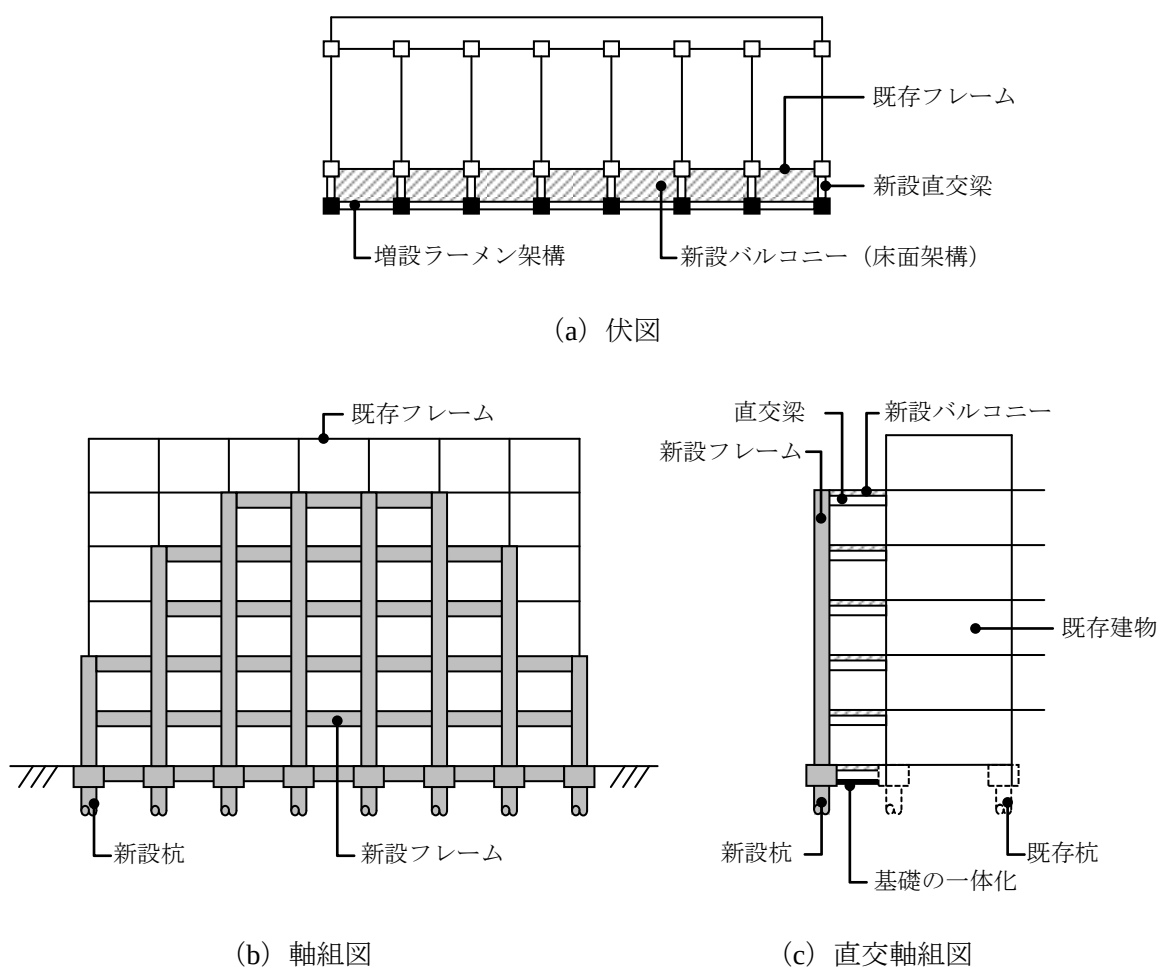


図 2.4-50 ラーメン架構の増設

(2) 目標性能

この補強方法による場合、主たる補強効果は増設する架構の保水平有耐力による耐震強度の改善である。しかしながら、一般に増設架構については、これを靱性に富む構造として設計することが容易であるため、既存建物が靱性に優れた構造であるかまたはそのように改善することが容易な場合には、全体としての靱性の向上を計画する方が、増設架構を減らす等の補強計画の合理化を図ることができる。

増設架構による補強は、なるべく各階共通の F 値に対して補強計画を実施し、増設架構と既存建物の力の分担を明確にすべきである。またいったん増設架構に流れた力を、既存建物にもどすような計画は避けるべきである。

(3) 補強計画

- 増設するラーメン架構は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。
- ラーメン架構には直交梁を設け、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。
- 増設するラーメン架構と既存建物は、図 2.4-51 に示すように床面架構を構成する床スラブ

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。

- (d) 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 造とすることもある。

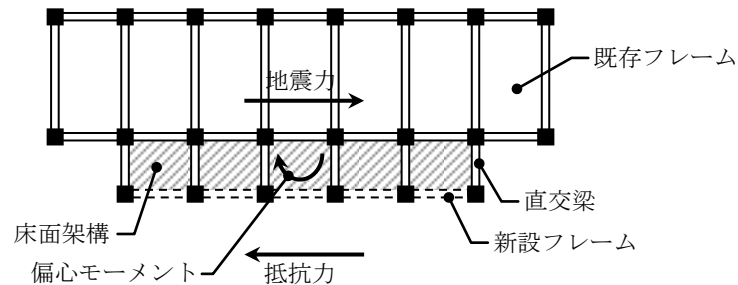


図 2.4-51 偏心モーメント

(4) 補強設計と構造詳細

(a) 設計フロー

- (i) フレーム架構は、図 2.4-52 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形の架構として設計するのが望ましい。
- (ii) 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 1.5N/mm^2 、側柱で 0.8N/mm^2 程度とするとよい。
- (iii) 設定した柱の耐力からメカニズム時の柱・梁の応力を仮定し、仮定した梁の応力から梁断面を終局強度設計する。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。
- (iv) メカニズムを保証する柱および柱・梁接合部の設計を行う。この場合、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⁵⁾による。同解説書では、柱のせん断余裕度は荒川 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。

(b) 梁材の設計

- (i) 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。
- (ii) 梁材は、前述の図 2.4-52 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。
- (iii) 設計した梁断面に対して、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「RC 耐震診断基準」により算定する。

(c) 柱材の設計

- (i) 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。
- (ii) 柱材は、前述の図 2.4-52 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、かつせん断破壊しない断面として設計する。

- (iii) 設計し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「RC 耐震診断基準」により算定する。

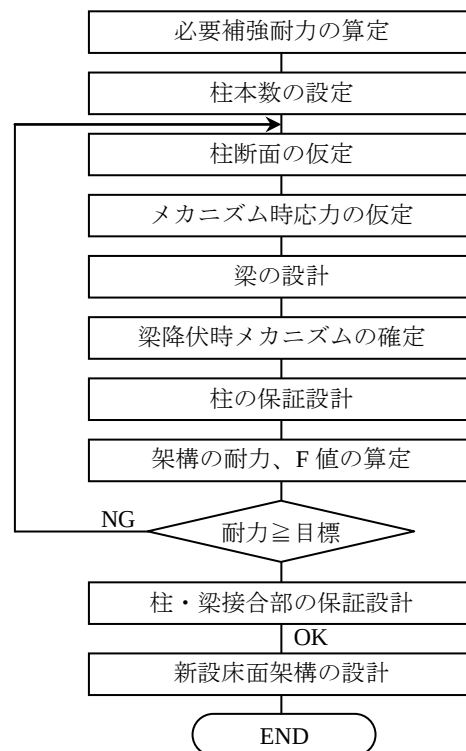


図 2.4-52 補強ラーメン架構の設計フロー

(d) 新設床面架構および直交梁の設計

フレーム架構と既存建物間に設ける図 2.4-53 に示す新設床面架構および直交梁の設計は、「2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強」に準じる。

(e) 基礎の設計

フレーム架構を支持する新設基礎の設計は、「2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強」に準じる。

(f) フレーム架構で補強された建物の性能評価

- 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。
- フレーム架構の柱・梁の耐力および靱性は、「RC 耐震診断基準」による。ただし、補強工事が適切な品質管理の基に行われている場合は、技術基準解説書⁵⁾の諸式に基づき柱・梁耐力を算定しても良い。
- フレーム架構の耐力は、第3次診断法により梁の耐力を考慮して算定する。基礎に浮上りが生じる場合は、変動軸力の70%程度に対して基礎が浮上らないことを確認する。
- フレーム架構の強度寄与係数は「RC 耐震診断基準」により算定する。ただし、フレーム架構のみを取り出した弾塑性荷重増分解析により、各階で採用する F 値に応じた表 2.4-3 に示す層間変形時にフレーム架構に生じるせん断力を算定し、この耐力をフレーム架構の耐力とする場合には、強度寄与係数は考慮しなくても良い。

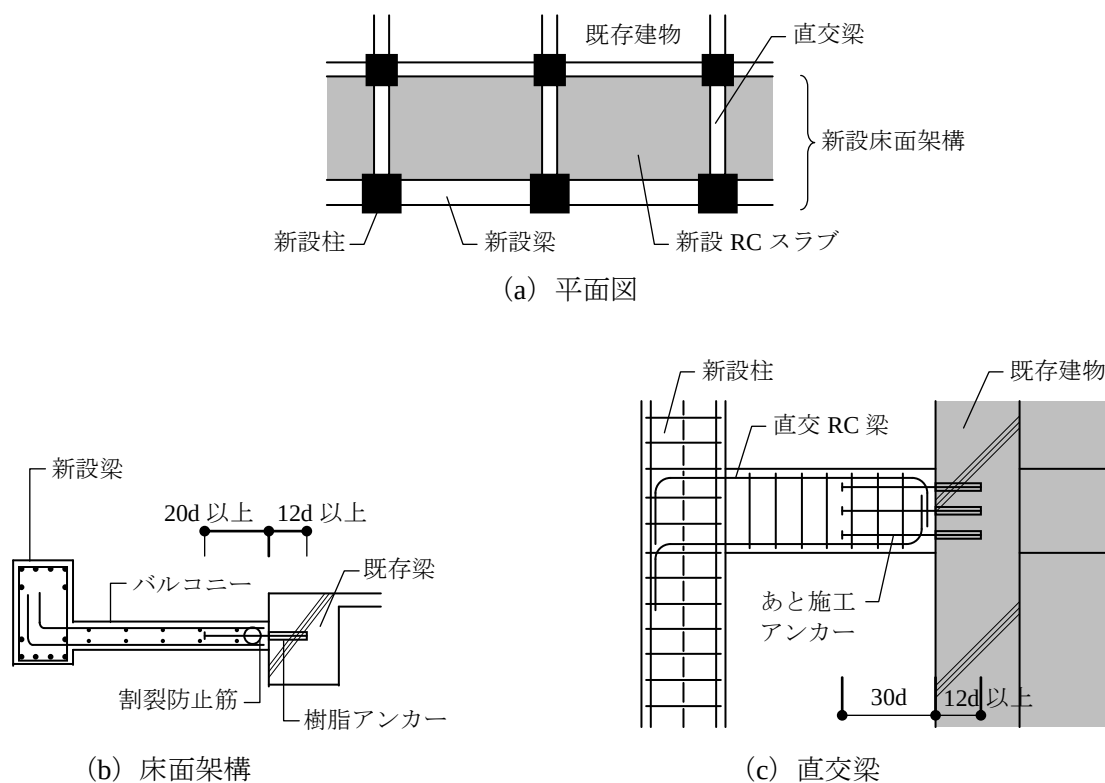


図 2.4-53 新設床面架構

2.4.9 バットレスによる補強

(1) 概要

この方法は、建物の外部に剛強な壁と水平力を伝達するための床スラブなどからなるバットレスを新設することにより、主として耐震強度を大きくすることを目的とする方法である。

(2) 目標性能

バットレスの新設による補強では、主として建物の耐震強度の増大による耐震性能の改善を主目的とする。ただし、この補強によると多くの場合、新設バットレス部分については基礎の回転やバットレスの曲げ降伏などの良好な靱性能も期待できるので、強度と靱性能との総合的な改善を目的とすることもできる。

(3) 補強計画

(a) 平面配置

バットレスの配置は図 2.4-54 (a) に示すように、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。

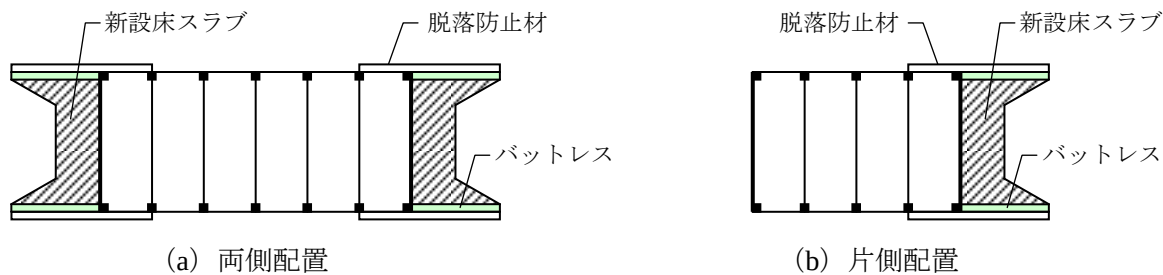


図 2.4-54 バットレスの平面配置

(b) 立面配置

バットレスは図 2.4-55 (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が望ましい。同図 (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余裕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。

バットレス頂部には脱落防止材を配置する。

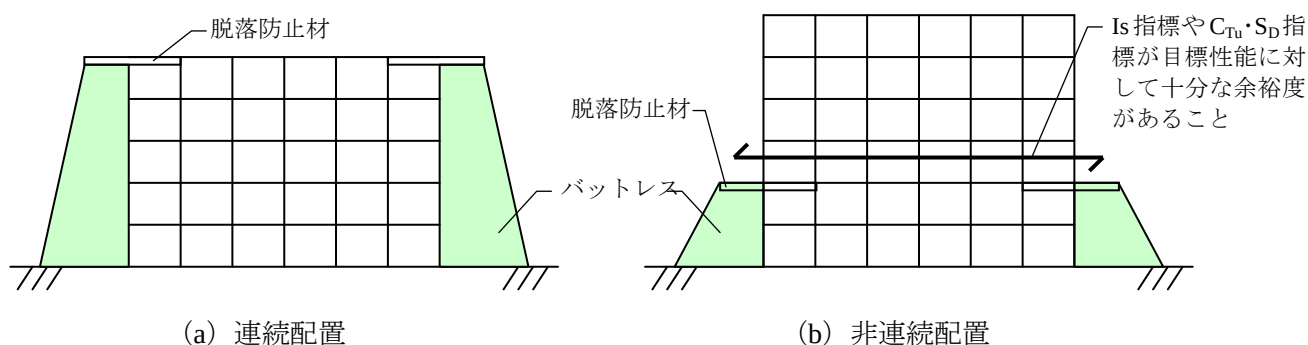


図 2.4-55 バットレスの立面配置

(c) 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 2.4-56 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 程度と十分には大きくないので、各階床からバットレスに伝達させる水平力は、建物ごとに床面の引張耐力を確認してこれを上限として計画する。

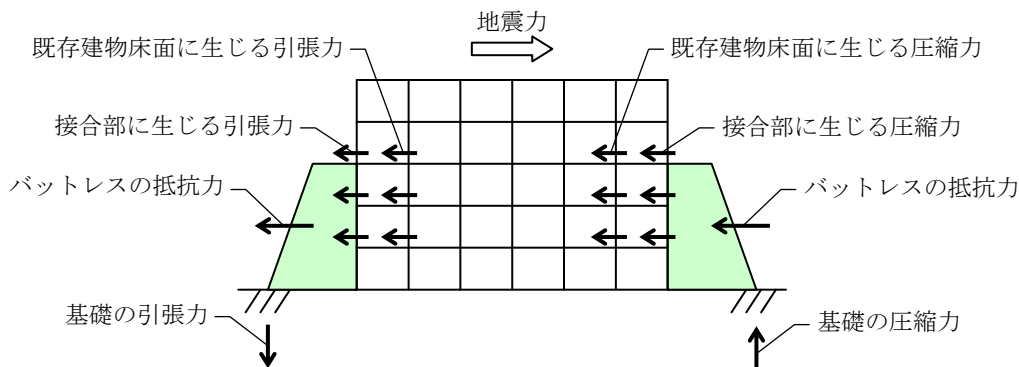


図 2.4-56 既存建物およびバットレス周辺に生じる応力

(d) 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 2.4-57(a) に示す引抜き抵抗杭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、同図 (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建物側の圧縮軸力は既存基礎に伝達してもよいが、バットレスの規模が大きい場合には建物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。

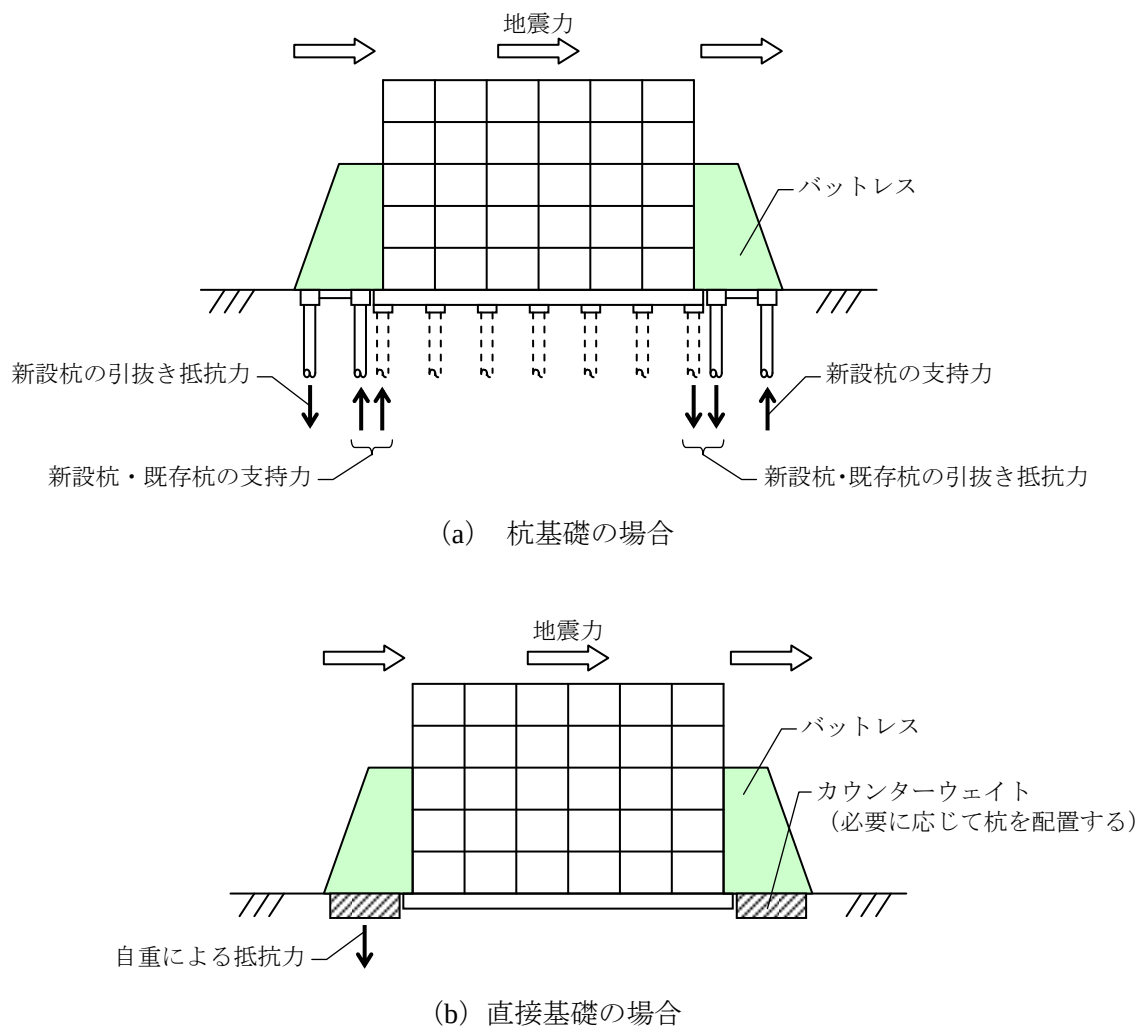


図 2.4-57 浮上りに考慮した計画

(4) 補強設計と構造詳細

(a) 補強設計

(i) 設計フロー

バットレスの終局耐力は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なる値とし、バットレスの補強設計は図 2.4-58 に示すフローにより行うことを原則とする。

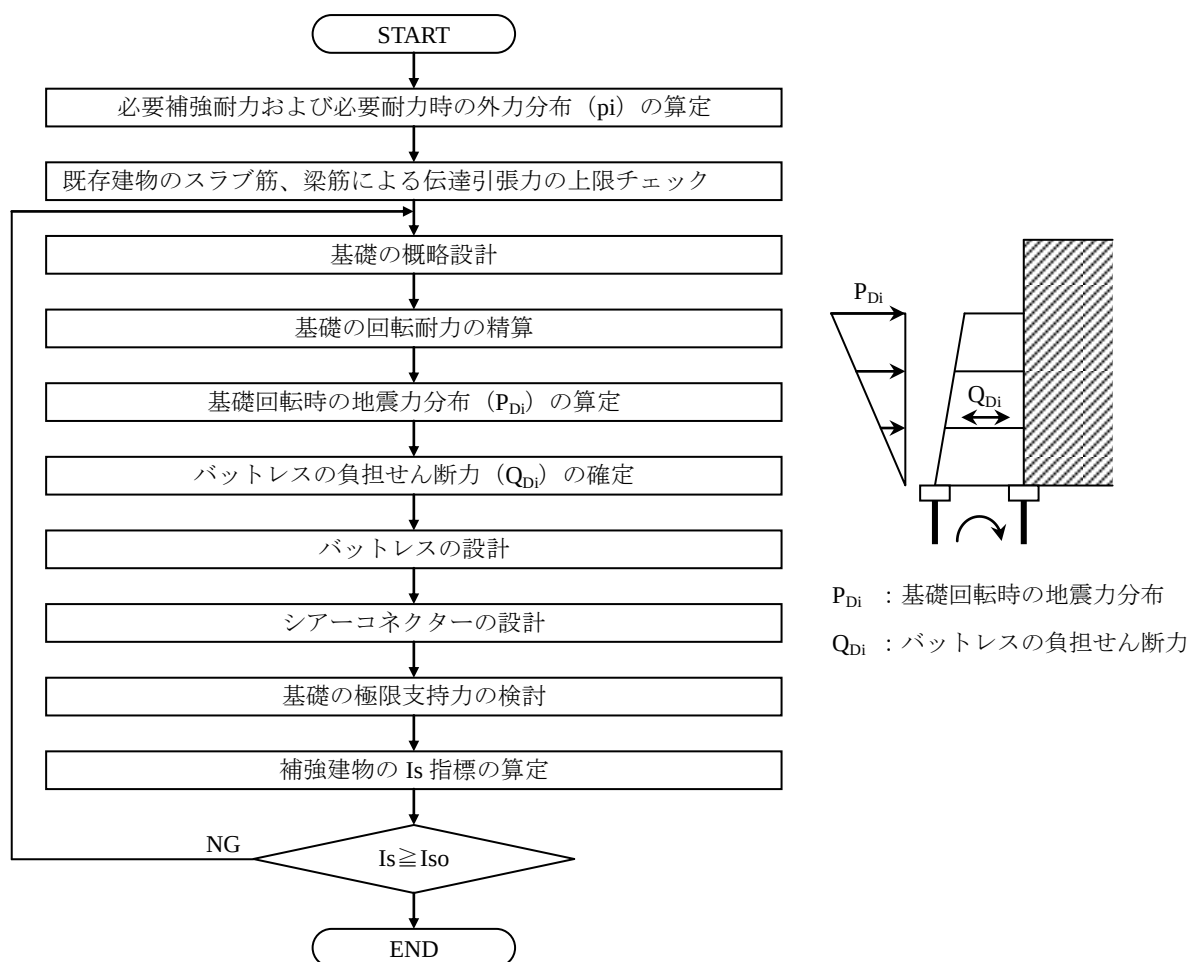


図 2.4-58 バットレスの設計フロー

(ii) 必要補強耐力の算定

「2.2.8 必要補強耐力の算定」に基づき、既存建物に耐震スリットの配置などの必要な処置を行った後の必要補強耐力を算定する。

(iii) 既存建物のスラブ筋、梁筋のチェック

バットレスが取付く直近の既存床スラブおよび既存梁主筋の引張降伏耐力を算定し、各階で伝達可能な引張力の上限を把握し、補強設計はこの値に余裕をみた範囲で行う。

(iv) バットレス耐力の計算

バットレスの i 層の終局耐力 (Q_{ui}) は、2.4-16 式により算定する。

$$Q_{ui} = \min.(Q_{sui}, Q_{mui}, Q_{Rui}) \quad \dots\dots\dots 2.4-16 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{sui} : i \text{ 層のバットレス壁板のせん断強度で、第 2 次診断による耐震壁のせん断強度式による。} \\ Q_{mui} : i \text{ 層のバットレス壁板の曲げ強度時せん断力で、第 2 次診断による耐震壁の曲げ強度式による。} \\ Q_{Rui} : \text{回転耐力時の } i \text{ 層のせん断力で、加力方向を考慮して算定する。} \end{array} \right.$$

(v) 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 2.4-17 式により必要耐力に対して基礎が浮上らないことを確認する。基礎の浮上りに対する検討に用いる外力分布は図 2.4-59 (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、同図(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 2.4-59 において左側からの加力）の検討においては、2.4-18 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。

$$M_{RU} \geq_{req} M_{RU} \quad \dots\dots\dots 2.4-17 \text{ 式}$$

$$M_{RU} = (R_U + N_L) \times L \quad \dots\dots\dots 2.4-18 \text{ 式}$$

$$_{req} M_{RU} = \sum (P_i \cdot h_i) \quad \dots\dots\dots 2.4-19 \text{ 式}$$

- $$\left\{ \begin{array}{ll} M_{RU} & : \text{基礎の回転抵抗モーメント} \\ _{req} M_{RU} & : \text{必要回転耐力} \\ R_U & : \text{杭の引抜き抵抗力} \\ N_L & : \text{引張側のバットレスの長期軸方向力} \\ L & : \text{バットレスのスパン長} \\ P_i & : \text{必要耐力時の外力分布} \\ h_i & : \text{杭頭から外力までの高さ} \end{array} \right.$$

以上の検討結果から、2.4-20 式によりバットレスの回転耐力の余裕度 ($M_{RU} / _{req} M_{RU}$) を算定し、この値に必要耐力時の外力分布 (P_i) を乗じてバットレス回転時の外力分布 (P_{Di}) を求め、 P_{Di} を集計してバットレスの回転耐力 (Q_{RUi}) とする。

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{Di} = P_i \times M_{RU} / _{req} M_{RU} \\ Q_{Rui} = \sum P_{Di} \end{array} \right. \quad \dots\dots\dots 2.4-20 \text{ 式}$$

P_{Di} : バットレスの回転時の外力分布で、メカニズムが回転で決まる場合には、この値をバットレスの設計用せん断力とする。

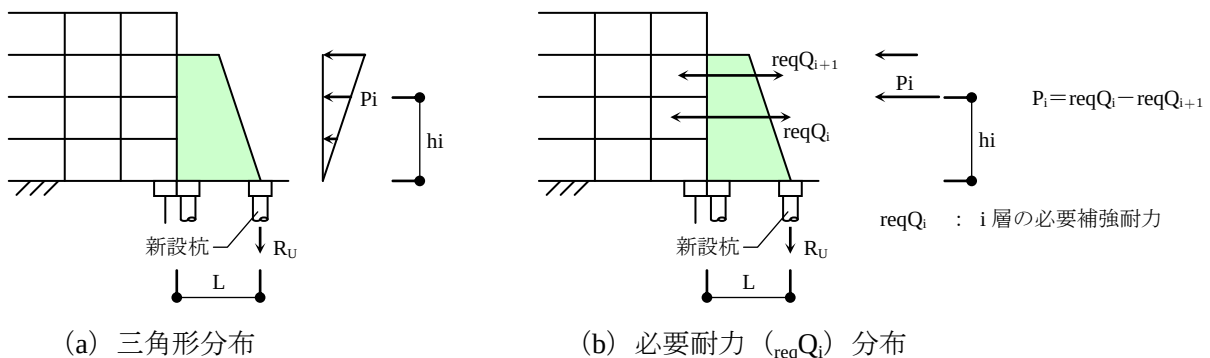


図 2.4-59 基礎の回転耐力の検討

(vi) 細部の設計

a) バットレス壁板およびシアーコネクタの設計

- ・バットレス壁板の靱性は、「RC 耐震診断基準」による両側柱付壁の靱性に準じて算定する。
- ・バットレス先端部の付帯柱には、図 2.4-60 (b) に示す $0.2A_i\Sigma W_i$ (ΣW_i : バットレス先端リブの負担重量) の直交方向地震力に対して抵抗できるように短期許容応力度設計する。
- ・バットレス壁板と既存建物間に打設するシアーコネクタは、図 2.4-60 (a) に示すせん断力 (Q_{vi}) に対して 2.4-21 式により設計する。ただし、この場合バットレスの負担せん断力 (Q_{Di}) にはメカニズム時の値を用いる。

$$Q_u \geq \phi \cdot Q_{vi} \quad \dots\dots\dots 2.4-21 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{vi} : \text{メカニズム時に作用するせん断力 (図 2.4-60 (a) 参照)} \\ \phi : \text{外付け補強の余裕度で 1.4 (耐力低減係数 0.7 の逆数)} \\ Q_u : \text{シアーコネクタのせん断耐力で、「2.3.1 あと施工アンカー」により求まる値} \end{array} \right.$$

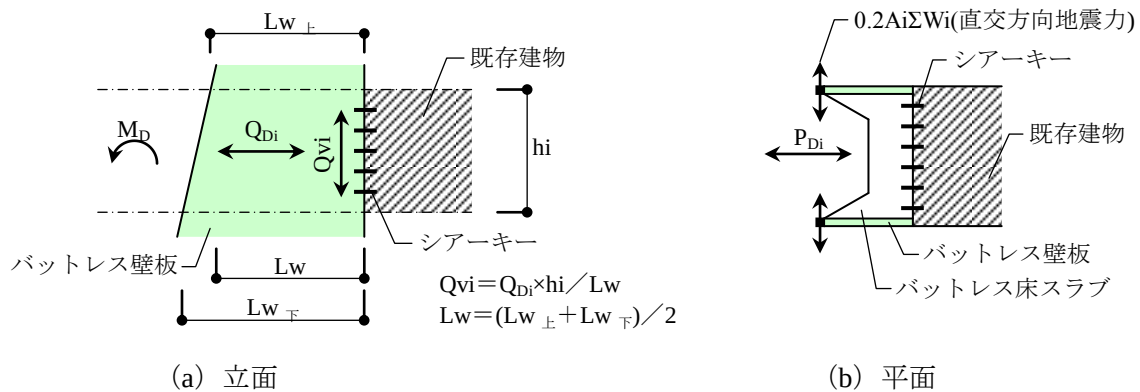


図 2.4-60 バットレス壁板およびシアーコネクタの設計

- ・バットレス床スラブと既存建物間に打設するシアーコネクタは、2.4-22 式により設計する。

$$P_u \geq \phi \cdot P_{Di} \quad \dots\dots\dots 2.4-22 \text{ 式}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{Di} : \text{メカニズム時に各階のバットレスに作用する地震力} \\ \phi : \text{外付け補強における接合部の余裕度で 2.4-21 式に同じ} \\ P_u : \text{シアーコネクタの引張耐力で、「RC 耐震改修設計指針」により求まる値} \end{array} \right.$$

b) バットレス床スラブの設計

- ・バットレスに設ける床スラブは、バットレスのメカニズム時に作用する外力 (P_{Di}) が既存スラブとバットレス間に図 2.4-61 に示すように等分に分布するものとし、せん断力 (Q_o) および曲げモーメント (M_o) を算定して設計する。

- ・バットレス床スラブは大地震時においても損傷させないものとし、床スラブに配する曲げ補強筋は短期許容応力度設計し、版厚およびスラブ配筋は「2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強」の「(d) 新設床面架構の設計」に準じる。
- ・シアーコネクターはバットレス床スラブと既存建物間に生じる引張力 (P_{Di}) に対して「RC 耐震改修設計指針」により検討し、前述した 2.4-22 式によりメカニズム時に生じる引張力に対して 1.4 倍の余力を確保する。

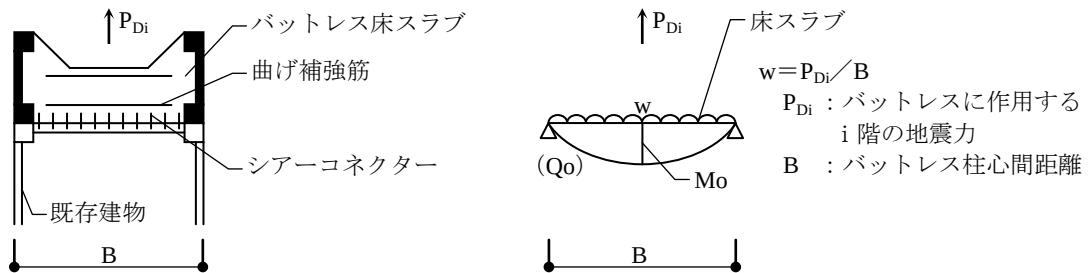


図 2.4-61 バットレス床スラブの設計

c) 基礎梁の設計

- ・バットレス直下に配する基礎梁は、図 2.4-62 に示すようにメカニズム時に杭等に作用する圧縮力および引抜力に対して終局強度設計する。

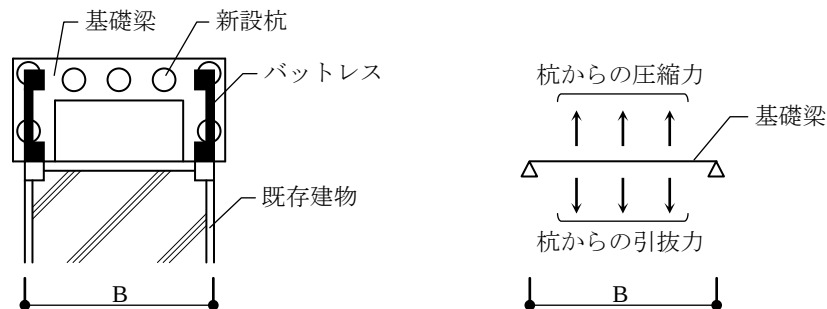


図 2.4-62 基礎梁の設計

(b) 構造詳細

(i) バットレスの構成

バットレスの周辺には、原則としてリブを配して曲げ耐力の増大を図り、また各階の床位置には剛強な床スラブを配してシアーコネクターにより既存建物との一体化を図る。

バットレスの頂部などの要所には脱落防止材を配する。

バットレスの下部には、図 2.4-63 (a) に示すように剛強な基礎梁を配置し、バットレスは杭もしくは良好な地盤に支持させるものとする。また、新設の基礎梁には同図 (c) に示すようにアンカー筋を配して既存の基礎梁もしくは基礎に緊結する。

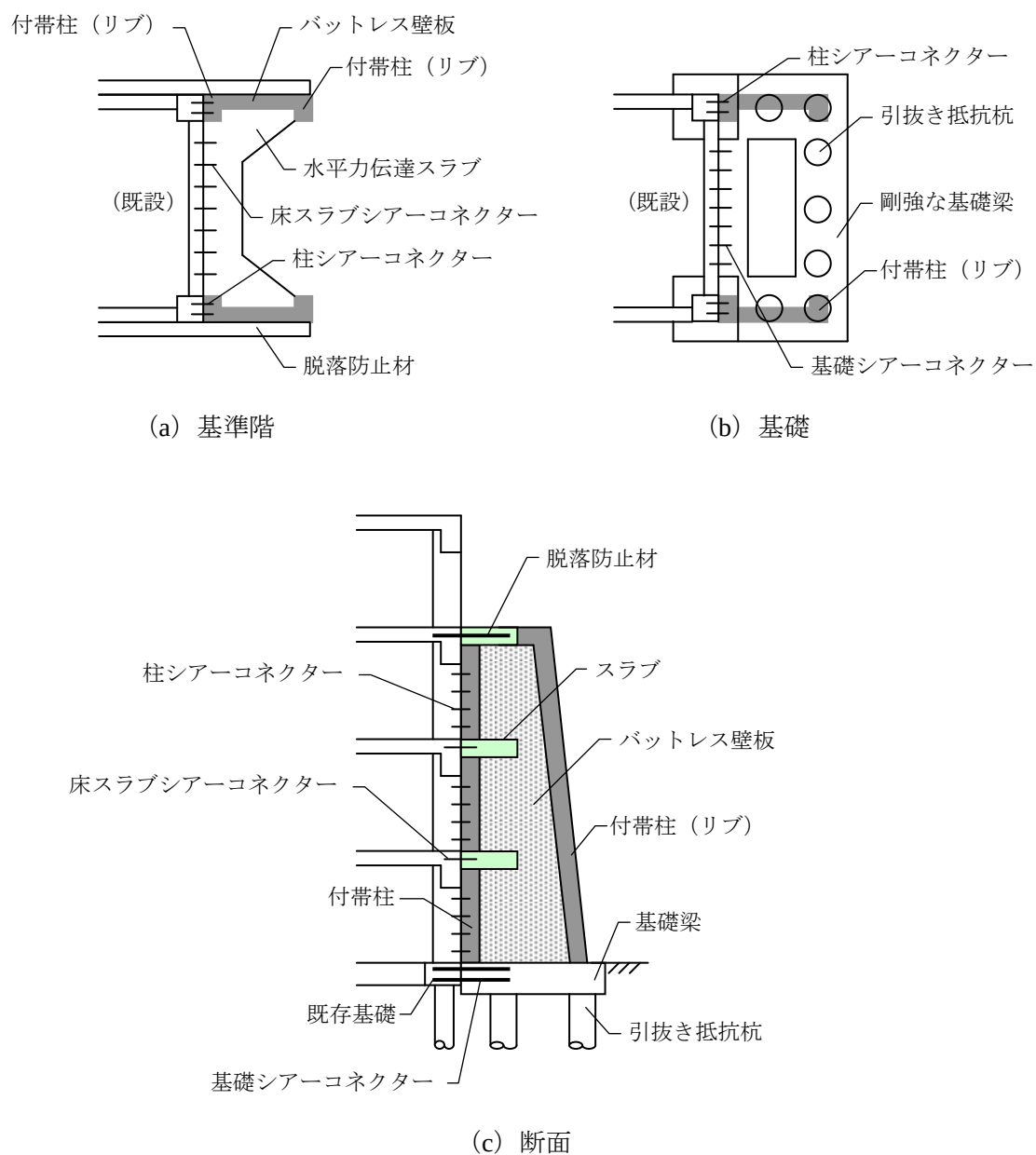


図 2.4-63 バットレスの構成

(ii) 既存建物との接合

既存建物と新設建物間の接合部に配するアンカー筋や取合い部のディテールは、建物ごとの状況に応じて適切なものとし、その詳細を設計図書に明示する。

図 2.4-64 および図 2.4-65 に示すように、バットレスと既存建物間に設けるアンカー筋の有効埋込み長さは $12d$ 上とし、バットレス内への定着は主としてせん断力に抵抗させる場合にはナット付きの $20d$ 以上、主として引張に抵抗させる場合にはナット付きの $30d$ 以上もしくはナット無しの $40d$ 以上とする。また、バットレスの頂部などには大きな引張力が作用するため、バットレスの頂部および要所には図 2.4-66 に示す脱落防止材を配置するものとする。

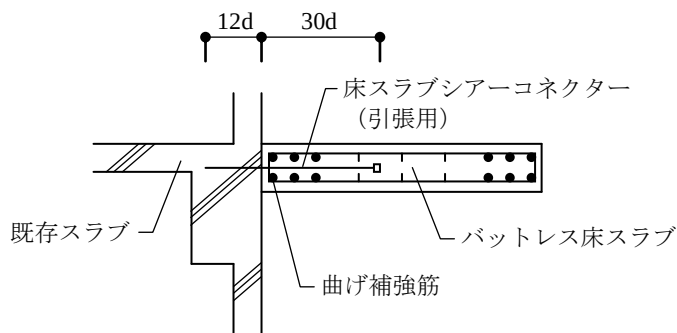


図 2.4-64
バットレススラブのアンカー筋

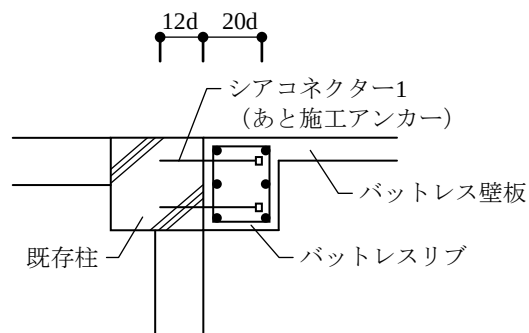
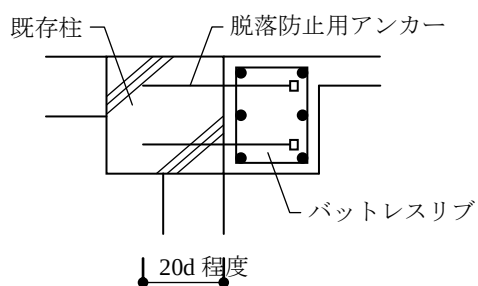
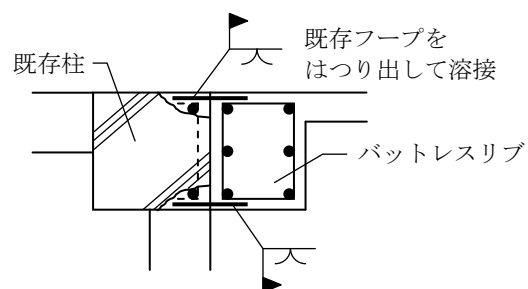


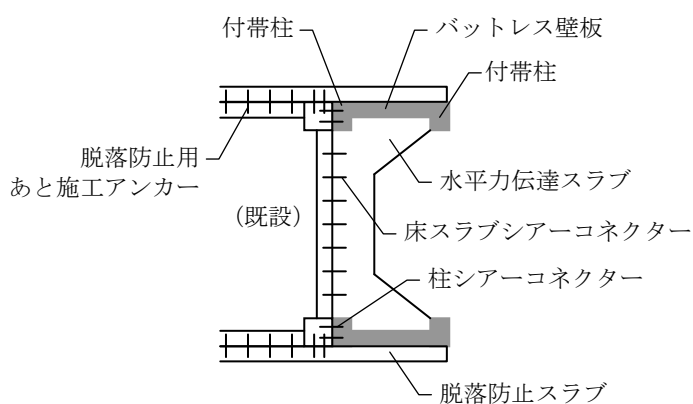
図 2.4-65
バットレスリブのあと施工アンカー



(a) あと施工アンカー



(b) 溶接



(c) 脱落防止スラブ

図 2.4-66 脱落防止材の配置

(iii) バットレスの配筋

新設するバットレスの配筋は「建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事（日本建築学会）」による他、杭の仕様等も含め新築工事の共通仕様書類に準じて施工するものとする。

2.4.10 外付け壁による補強（参考）

(1) 概要

既存建物の外部に、図 2.4-67 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。

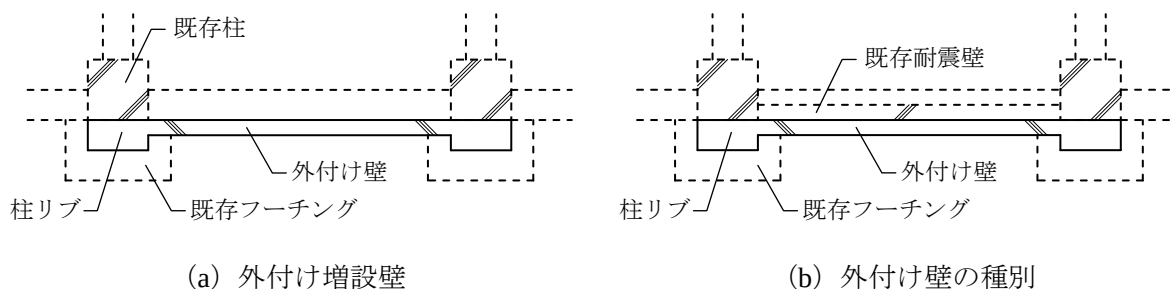


図 2.4-67 外付け壁の種別

(2) 補強設計

①外付け壁で補強された架構の耐力 (Q_{su}) は 2.4-23 式による。

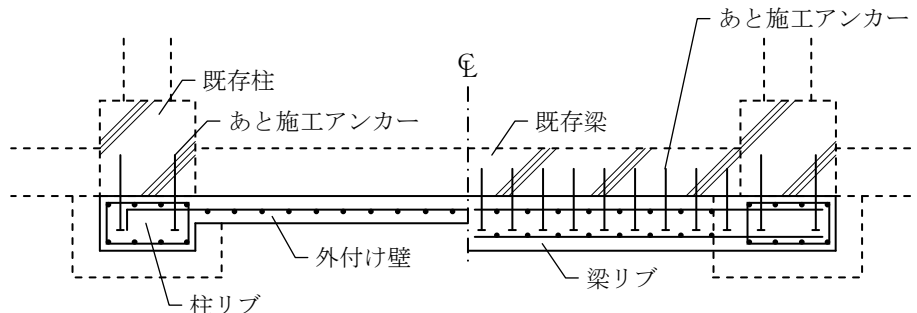
$$Q_{su} = Q_{suo} + \min(Q_j, Q_w) \quad \dots\dots\dots 2.4-23 \text{ 式}$$

- | | | |
|---|-------------|---|
| { | 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、「2.3.4 増設壁による補強」に準じて算定する。 |

②シアーキーは、図 2.4-68 に示すように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

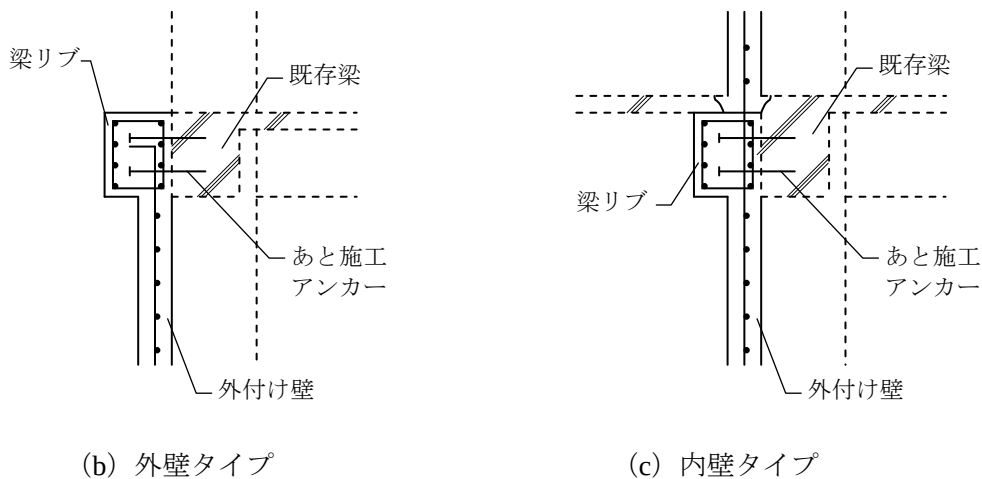


図 2.4-68 外付け壁接合方法

2.5 中間階補強

2.5.1 概要

(1) 中間階補強の必要性

東京都などで行われている緊急輸送道路沿道建築物の地震対策では、14 階程度の中高層建物を含む耐震補強が精力的に行われている。文献 9) による調査では、これら沿道建築物の構造種別は図 2.5-1 に示すように RC 造および SRC 造が多いものの、下層部を SRC、上層部を RC とした混構造も 15% 程度存在する。この SRC+RC の混構造建物の耐震診断結果は図 2.5-2 に示すように OK 判定が 6.8% で残りの 93.2% は要補強と判定されている。

10 階建ての SRC+RC の混構造建物 24 棟について、各階の構造耐震指標(Is)を平均した値を図 2.5-3 に示す。混構造建物の階方向の耐震性能は同図に示すように中間階で低く、Is 指標が 0.6 を下回るなど中間階補強の必要性が認められる。RC 造、SRC 造建物での分析結果ではこのような傾向は認められなかったものの、旧基準の耐震規定では上層部の設計用地震力が小さく、柱断面が上層部で急激に絞られている建物があるので、RC 造、SRC 造においても建物によっては中間階補強の必要が生じるものもある。

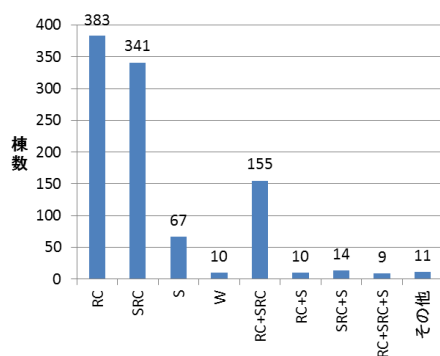


図 2.5-1 診断対象の構造種別

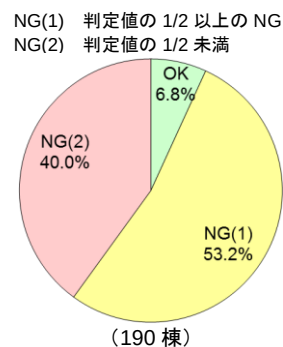


図 2.5-2 混構造の判定結果

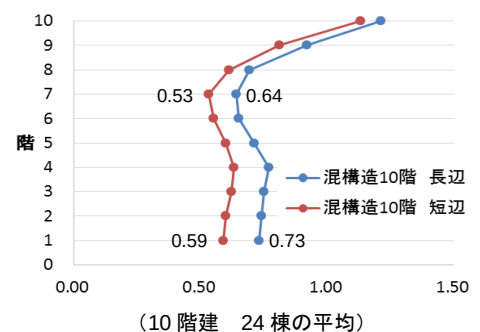


図 2.5-3 混構造の Is 分布

(2) 対象工法

本節が対象とする補強は、中間階を外側架構で補強する以下の4工法を対象とする。従って、建物内部で中間階を補強する場合は、本節の対象外とする。

- ①外付けブレースによる中間階補強
- ②外付けフレームによる中間階補強
- ③鉄骨ブレース架構による中間階補強
- ④フレーム架構による中間階補強

外側架構による補強は基礎まで連続して補強部材を配置することが原則である。この原則に反して一部の階のみを外側架構により補強する中間階補強は、本節に規定する慎重な補強計画が必要である。

2.5.2 中間階補強の構造計画

(1) 下層部で補強を取りやめることができる条件

外側架構による補強は、前節および「外側耐震改修マニュアル⁴⁾」、「既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル²⁾」により設計するが、いずれも外側架構は基礎まで連続して補強するとされており、中間階補強の設計方法は規定されていない。中間階補強は推奨できる補強方法ではないが、既存建物の性状によっては合理性のある補強と成り得るので、採用する場合には慎重な構造計画が必要となる。

外側補強において下層部で補強を取り止めることができる条件は、外付け補強としての脱落防止設計や接合部の保証設計の規定に加えて、図 2.5-4 に示す以下の3条件とする。

- ①補強後の建物において、下層部の階の強度 ($C_{Tu} \cdot S_D$) が上層部の階の強度 ($C_{Tu} \cdot S_D$) と同程度以上であること。
- ②補強後の架構（外側架構が取り付く既存架構と外側架構を合算した架構）において、下層部の保有水平耐力 $Q_{u下}$ が上層部の保有水平耐力 $Q_{u上}$ と同程度または同等以上であること。
- ③地震時においても、外付け補強架構を支える柱が軸力支持能力を失う恐れが無いこと。

①は中間階補強の補強効果を得るための条件で、補強しない下層部において応答変形の極端な増大を防止する。補強した階と補強を取りやめた階の範囲において強度 ($C_{Tu} \cdot S_D$) の差異が 15%以下、補強を取りやめた階とその直上の階の強度の差異は 10%以下とすることが望ましい。ただし、補強を取り止める下層部の強度が大きいことは問題無い。

②は架構ごとの地震力の伝達を保証するための条件で、これを満たさない場合は不連続となる水平力を隣接架構に確実に伝達させるための設計が必要である。補強後の架構の最下部と補強を取りやめた階の既存架構の保有水平耐力 (Q_u) の差異は 15%以下であることが望ましい。ただし、補強を取り止める下層部の架構の強度が大きいことは問題無い。

③は外付け架構を支持する下層部の柱が、上層部に先駆けてせん断破壊するなどのため支持能力を失い、中間階補強架構の補強効果が失われることを防止するための条件である。この柱は、地震時の変動軸力を含めた作用力に対して、支持能力が上回る必要がある。

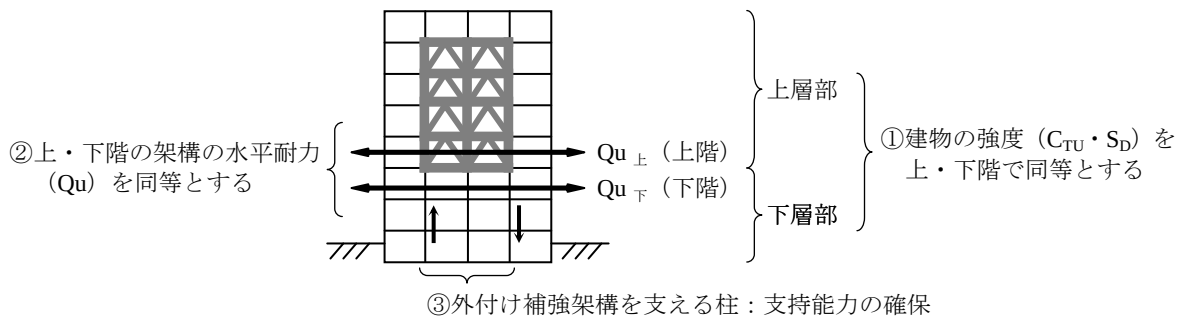


図 2.5-4 下部で補強を取り止めることができる条件

(2) 既存架構との接合

中間階補強の補強詳細は、一般の外側補強と同様であるが、次の点に留意する。耐震補強では一般にあと施工アンカーを用いているが、あと施工アンカーは平成 13 年国土交通省告示第 1024 号で短期の許容応力度が規定されたものの、長期の許容応力度が規定されていない。このため、中間階補強では補強架構の自重の既存躯体への伝達に留意する必要がある。

中間階補強架構と既存躯体との接合方法は、図 2.5-5 に示すあと施工アンカー、PC 鋼棒、溶接接合などがある。あと施工アンカーを用いる方法では、補強架構を扁平な断面とし、接合面に十分な目荒しや、深いアンカーを均等に配して固着力を高め、自重はアンカーでなく固着力（コンクリートのせん断応力）により伝達させる。PC 鋼棒を用いる方法では、初期張力を与えて応力は摩擦力もしくは PC 鋼棒のせん断抵抗により伝達させる。溶接接合では、既存鉄筋の一部を研り出してこれにシアー筋を溶接し、シアー筋のせん断抵抗により長期荷重を伝達させる。中間階補強では、部位によってこれらの方法を使い分けて補強架構と既存建物の一体化を図る。

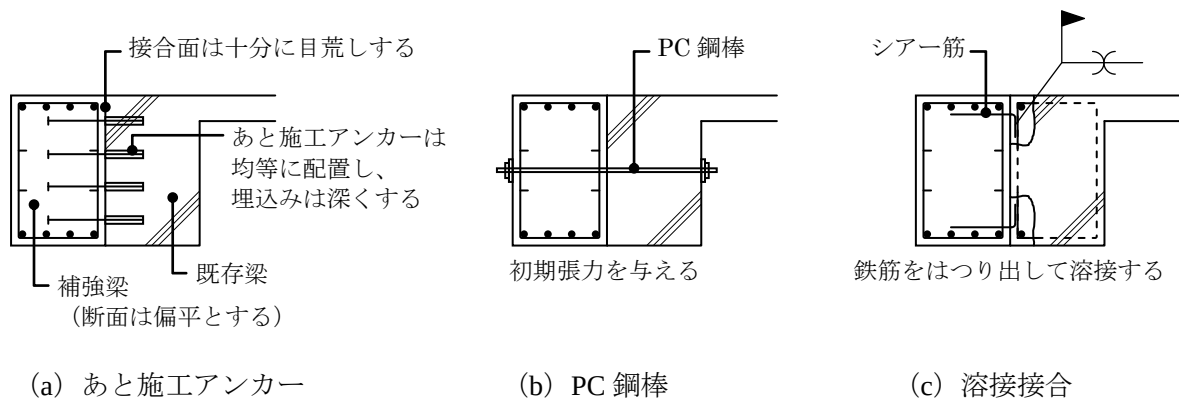


図 2.5-5 既存躯体との接合法

2.5.3 外付けブレースによる中間階補強

(1) 概要

外付けブレースによる中間階補強は、図 2.5-6 に示すように外付けブレースと同様に S 造もしくは SRC 造の枠材をあと施工アンカーを用いた間接接合などにより既存の柱・梁に直付けし、内部に鉄骨ブレースもしくは建物からの突出を少なくできる鋼板内蔵 RC ブレースなどを配置する。この工法では、通常は基礎を補強しないので、できるだけ補強部材の軽量化を図ることが望ましい。

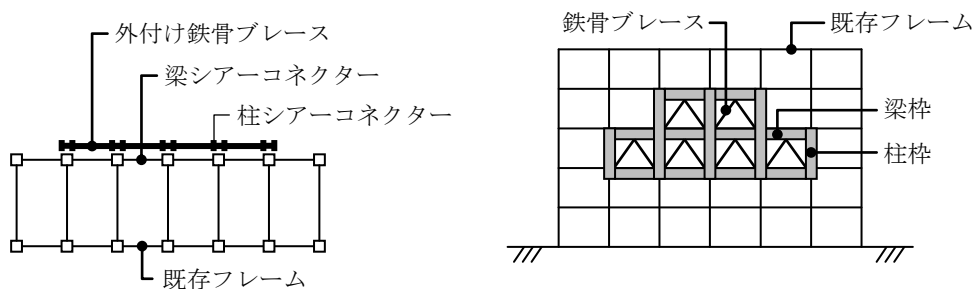


図 2.5-6 外付けブレースによる中間階補強

(2) 補強設計

外付けブレースによる中間階補強の設計は、「2.4.5 外付けブレースによる補強」に準じて、行うものとし、以下による。

- 外付けブレースの周辺枠と既存骨組との間には、図 2.4-23 に示す接合部を配置する。
- 梁柱に配する梁シアークネクターの設計用せん断力は 2.4-1 式に示す Q_D とし、梁シアークネクターの終局せん断耐力は Q_D の 1.4 倍以上を確保する。
- 柱柱に配する柱シアークネクターの設計用せん断力はブレース 1 層分の変動軸力に相当する 2.4-2 式に示す Q_{DV} とし、柱シアークネクターの終局せん断耐力は Q_{DV} の 1.4 倍以上を確保する。
- 外付けブレースに生じる変動軸力（常時荷重を加えた値とする）は、補強階の既存柱が損傷した場合にも、柱柱により下層部に伝達させるものとし、図 2.5-7 に示すように最下層の梁柱もしくは柱柱を延長配置して損傷の恐れがない下層部の柱に伝達させる。

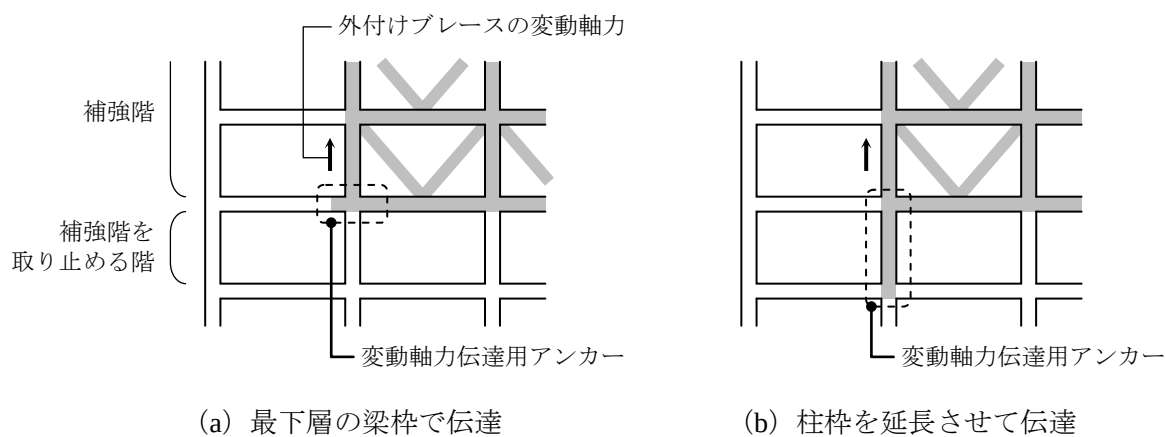


図 2.5-7 変動軸力の下層階への伝達

- 外付けブレースを支える下層部の柱は、メカニズム時の軸力に対して支持能力を失わないこと。
- 外付けブレースを支える既存基礎は、外付けブレースが全降伏する時の軸力に対して極限支持力以内であること。

(3) 補強詳細

外付けブレースの梁枠および柱枠の接合は、図 2.4-20 もしくは図 2.5-5 に示す PC 圧着接合もしくはあと施工アンカーによる間接接合とするが、長期応力を支える部位および脱落防止材には、図 2.5-5 (c) に示す溶接接合などを併用する。

2.5.4 外付けフレームによる中間階補強

(1) 概要

外付けフレームによる中間階補強は、図 2.5-8 に示すように外付けフレームと同様に RC フレーム、S フレーム、鋼板内蔵 RC フレーム、繊維コンクリート被覆 S フレームなどを、あと施工アンカーを用いた間接接合などにより既存の柱・梁に直付けし、補強する方法である。この工法では、通常は基礎を補強しないので、できるだけ補強部材の軽量化を図ることが望ましい。

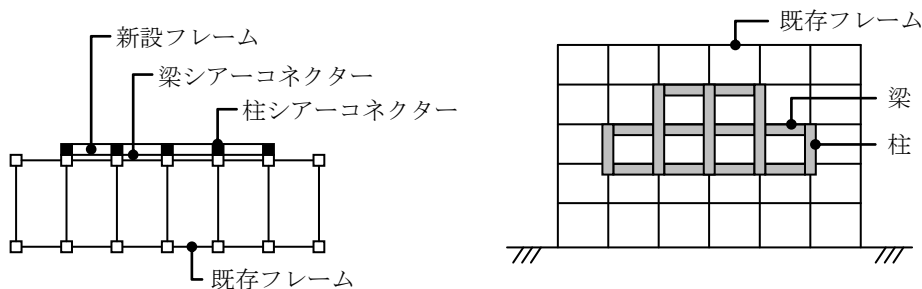


図 2.5-8 外付けフレームによる中間階補強

(2) 補強設計

外付けフレームによる中間階補強の設計は、「2.4.6 外付けフレームによる補強」に準じて行うものとし、以下による。

- (a) 外付けフレームの柱・梁と既存骨組の間には、図 2.4-34 に示すシアーコネクタを配置する。
- (b) 梁に配する梁シアーコネクタの設計用せん断力は 2.4-1 式に示す Q_D とし、梁シアーコネクタの終局せん断耐力は Q_D の 1.4 倍以上を確保する。
- (c) 柱に配する柱シアーコネクタの設計用せん断力 Q_{DV} は、フレーム 1 層分の変動軸力に相当する 2.4-8 式に示す Q_{DV} とし、柱シアーコネクタの終局せん断耐力は Q_D の 1.4 倍以上を確保する。
- (d) 外付けフレームに生じる変動軸力（常時荷重を加えた値とする）は、補強階の既存柱が損傷した場合にも柱枠により下層部に伝達させるものとし、図 2.5-7 に準じて最下層の梁もしくは柱を延長配置して、損傷の恐れがない下層部の柱に伝達させる。
- (e) 外付けフレームを支える下層部の柱は、メカニズム時の軸力に対して支持能力を失わないこと。
- (f) 外付けフレームを支える既存基礎は、外付けフレームが全降伏する時の軸力に対して、極限支持力以内であること。

(3) 補強設計

- (a) 外付けフレームの梁および柱と既存架構の接合は、図 2.4-19、図 2.4-20 もしくは図 2.5-5 に示す PC 圧着接合もしくはあと施工アンカーによる間接接合とするが、長期応力を支える部位および脱落防止材には図 2.5-5 (c) に示す溶接接合などを併用する。
- (b) 外付けフレームは既存架構からの突出が少ない偏平断面とすることが望ましい。
- (c) 外付けフレームと既存架構をあと施工アンカーにより一体化する場合の仕様は図 2.4-38 による。

2.5.5 鉄骨ブレース架構による中間階補強

(1) 概要

鉄骨ブレース架構による中間階補強は、図 2.5-9 に示すようにバルコニーの先端などに柱・梁枠と鉄骨ブレースからなる鉄骨ブレース架構を配して補強する方法である。この補強では補強部材への水平力伝達のために床の増し打ちなどにより床面架構を設けるとともに、補強に伴う偏心モーメントを処理するための直交梁、補強ブレース架構に発生する変動軸力を既存柱に伝達するための直交軸壁もしくは方杖などを配置する。

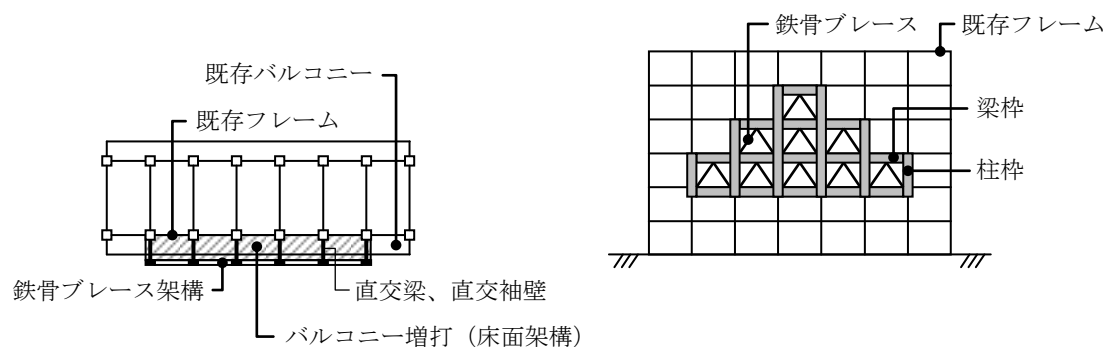


図 2.5-9 鉄骨ブレース架構による中間階補強

(2) 補強設計

鉄骨ブレース架構による中間階補強は、「2.4.7 鉄骨ブレース架構による補強」に準じるものとし、以下による。

- (a) 鉄骨ブレース架構は軽量の部材構成とし、通常は柱・梁枠も含めて S 造とし、既存建物にできるだけ近接配置して補強に伴う重量の増大および長期応力の発生をできるだけ軽減する。
- (b) 梁枠および増設床スラブに配するシアークネクタの設計用せん断力は 2.4-1 式に示す Q_D とし、これらのシアークネクタの終局せん断耐力は Q_D の 1.4 倍以上を確保する。増設床スラブの設計用せん断力も 2.4-1 式に示す Q_D とし、2.4-11 式、2.4-12 式により設計する。
- (c) 柱枠に配する柱シアークネクタの設計用せん断力 Q_{DV1} は、上下動 1.0G によるせん断力も考慮した 2.5-1 式による。柱シアークネクタの終局せん断耐力は Q_{DV1} の 1.4 倍以上を確保する。

$$Q_{DV1} = Q_{DV} + 2.0DL \quad \dots\dots\dots 2.5-1 \text{ 式}$$

- | | |
|---|---|
| { | Q_{DV1} : 鉄骨ブレース架構による中間階補強における柱シアークネクターの設計用せん断力 |
| | Q_{DV} : 2.4-2 式による柱接合部の設計用せん断力 |
| | DL : 常時荷重時に柱接合部に作用するせん断力 |

- (d) 鉄骨ブレース架構に生じる変動軸力を既存柱に伝えるための直交軸壁および方杖等は損傷を許容しないものとし、2.5-1 式による設計用せん断力 Q_{DV1} に対して短期許容応力で設計し、この部分に配するシアークネクターの終局耐力は設計応力に対して 1.4 倍以上とする。
- (e) 鉄骨ブレース架構を支える下層部の柱は、メカニズム時の軸力に対して支持能力を失わないこと。
- (f) 鉄骨ブレース架構を支える既存基礎は、鉄骨ブレース架構が全降伏する時の軸力に対して極限支持力以内であること。

(3) 補強詳細

- (a) 鉄骨ブレース架構の梁枠と増設スラブの接合、増設スラブと既存梁との接合は図 2.4-42 などに示す信頼性の高い接合方法による。
- (b) 直交梁と既存架構の接合は、地震時の応力に対しては図 2.4-47 に示す方法として良いが、常時応力に伴い発生する引張応力に対しては、溶接接合もしくは PC 圧着接合による。
- (c) 直交軸壁と既存架構の接合は、常時において曲げ応力（引張応力）が作用しないせん断応力に対しては、接合面を十分に目荒しして固着力を高めてあと施工アンカーによっても良い。常時において、曲げ応力（引張応力）が作用する場合は溶接接合を併用する。

2.5.6 フレーム架構による中間階補強

(1) 概要

フレーム架構による中間階補強は、図 2.5-10 に示すようにバルコニーの先端などに柱・梁からなるフレーム架構を配して補強する方法である。この補強では補強部材への水平力伝達のために床の増し打ちなどにより床面架構を設けるとともに、補強に伴う偏心モーメントを処理するための直交梁、補強フレーム架構に発生する変動軸力を既存柱に伝達するための直交軸壁もしくは方杖などを配置する。

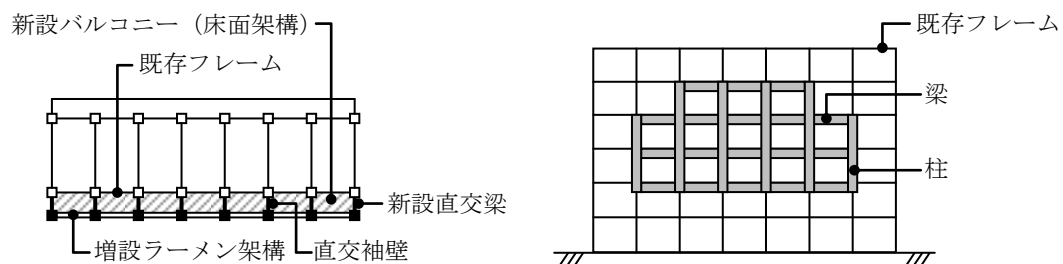


図 2.5-10 フレーム架構による中間階補強

(2) 補強設計

フレーム架構による中間階補強は、「2.4.8 フレーム架構による補強」に準じるものとし、以下による。

- (a) フレーム架構はできるだけ軽量な部材構成とし、通常は柱・梁枠を RC 造もしくは S 造とし、既存建物にできるだけ近接配置して補強に伴う重量の増大および長期応力の発生を軽減する。
- (b) 梁および増設スラブに配するシアーコネクタの設計用せん断力は 2.4-1 式に示す Q_D とし、これらのシアーコネクタの終局せん断耐力は Q_D の 1.4 倍以上を確保する。増設床スラブの設計用せん断力も 2.4-1 式に示す Q_D とし、2.4-11 式、2.4-12 式により設計する。
- (c) 柱に配する柱シアーコネクタの設計用せん断力 Q_{DV2} は、上下動 1.0G によるせん断力も考慮した 2.5-2 式による。柱シアーコネクタの終局せん断耐力は Q_{DV2} の 1.4 倍以上を確保する。

$$Q_{DV2} = Q_{DV} + 2.0DL \quad \dots\dots\dots 2.5-2 \text{ 式}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} Q_{DV2} : \text{フレーム架構による中間階補強における柱シアーコネクタの設計用せん断力} \\ Q_{DV} : 2.4-8 \text{ 式による柱接合部の設計用せん断力} \\ DL : \text{常時荷重時に柱接合部に作用するせん断力} \end{array} \right.$

- (d) フレーム架構に生じる変動軸力を既存柱に伝えるための直交袖壁および方杖等は損傷を許容しないものとし、2.5-2 式による設計用せん断力 Q_{DV2} に対して短期許容応力で設計し、この部分に配するシアーコネクタの終局耐力は設計応力に対して 1.4 倍以上とする。
- (e) フレーム架構を支える下層部の柱は、メカニズム時の軸力に対して支持能力を失わないこと。
- (f) フレーム架構を支える既存基礎は、鉄骨ブレース架構が全降伏する時の軸力に対して極限支持力以内であること。

(3) 補強詳細

- (a) フレーム架構の梁と増設スラブの接合、増設スラブと既存梁との接合は図 2.4-53 などに示す信頼性の高い接合方法による。
- (b) 直交梁と既存架構の接合は、地震時の応力に対しては図 2.4-53 に示す方法として良いが、常時応力に伴い発生する引張応力に対しては、溶接接合もしくは PC 圧着接合による。
- (c) 直交袖壁と既存架構の接合は、常時において曲げ応力（引張応力）が作用しないせん断応力に対しては、接合面を十分に目荒しして固着力を高めてあと施工アンカーによっても良い。常時において、曲げ応力（引張応力）が作用する場合は溶接接合を併用する。

2.6 その他の補強

2.6.1 エキスパンションジョイントの拡幅

(1) 基本方針

既存のエキスパンションジョイントの拡幅計画においては、取合い部の構造形態に応じて適切な拡幅方法と仕様を選定する。拡幅後の構造体の離間寸法（ e ）は、形状指標（ S_D ）の低減を受けない範囲として、エキスパンションジョイントが設けられている部分の地盤面からの高さの $1/100$ 以上とするが、靱性（ F ）を大きく期待する建物ではさらに大きな離間寸法とすることが望ましい。

図 2.6-1 は取合う建物の一方がはね出しスラブ形式となっている場合で、拡幅工事が比較的容易なケースである。はね出しスラブと袖壁の先端を解体撤去して所定の離間寸法を確保した上で、コンクリート端面処理やパラペット、防水、仕上げの復旧を行う。

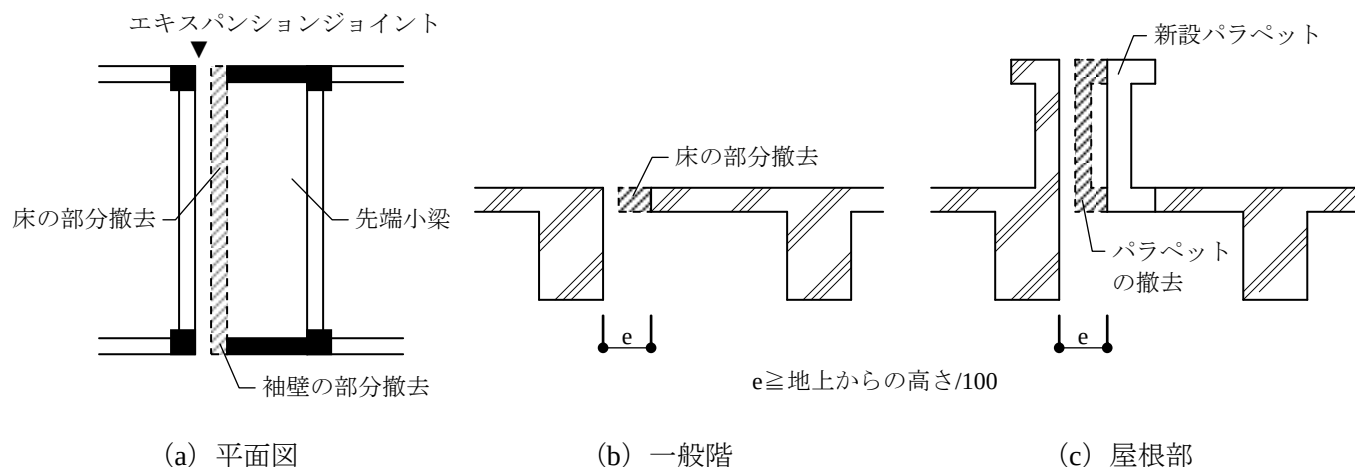


図 2.6-1 はね出しスラブ形式のエキスパンションジョイントの拡幅

図 2.6-2 は取合う建物の一方がはね出し梁形式の床構造となっている場合である。このケースでは、はね出し先端小梁の撤去・復旧だけでなく、これを受けるはね出し大梁の部分解体も必要となる。

図 2.6-3 は、隣合う 2 棟が柱と大梁でせり合っている場合で、直交壁が存在する場合には同図に示す柱の移設などが可能であるが、一般的にはエキスパンションジョイントの拡幅は極めて困難であるため、両棟を一体化するか建物の剛性を高めるなどの方法によって耐震性能を改善する他の対策を検討することが望ましい。

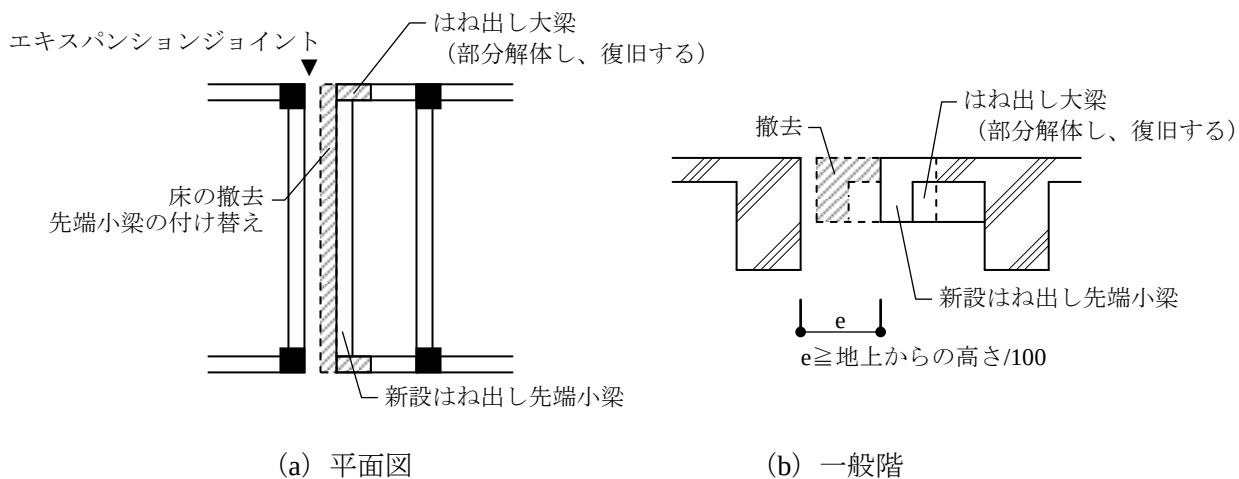


図 2.6-2 はね出し梁形式のエキスパンションジョイントの拡幅

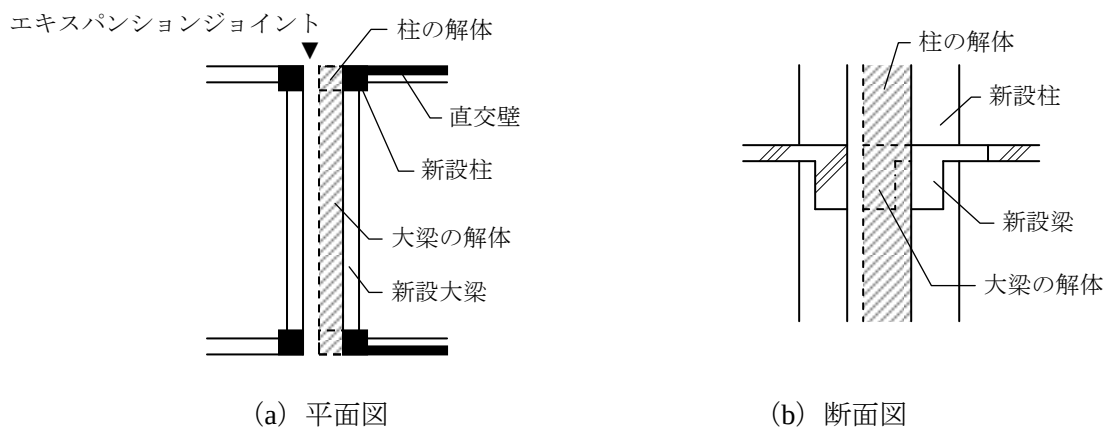


図 2.6-3 柱間エキスパンションジョイントの拡幅（採用するには問題が多い）

エキスパンションジョイントの拡幅工事は、建物に大きな変形が生じる 2 階の床スラブよりも上部の階で行うことが一般的である。1 階床については、地盤変形などによりエキスパンションジョイントの変形が増大することを避けるため、図 2.6-4 に示す方法などにより 1 階床または基礎梁の一体化を図ることもある。

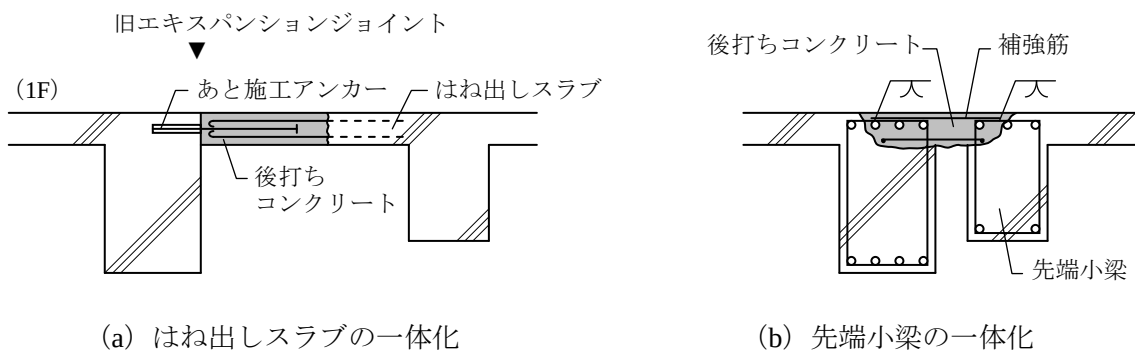


図 2.6-4 1 階床の一体化

(2) 補強詳細

エキスパンションジョイント拡幅のために部分解体したはね出しスラブや袖壁の小口は、図 2.6-5 (a) に示す方法などで鉄筋の防錆処置を行った上でモルタル等を塗付けてかぶり厚の確保を図る。特に床スラブの主筋が丸鋼の場合には、鉄筋のフックを切断することへの対応として、図 2.6-5 (b) または (c) の方法によりスラブ筋の抜け出し防止を図る必要がある。

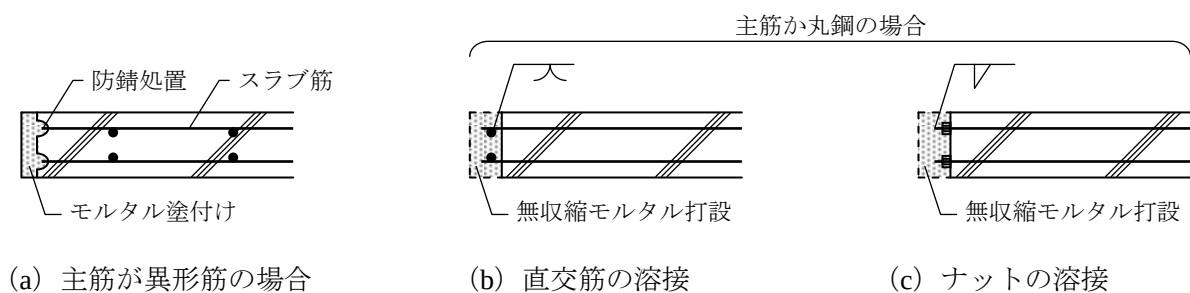


図 2.6-5 はつり面の端部処理例

図 2.6-6 に示すように、はね出しスラブの先端にパラペットが配されている場合には、パラペットの立上り部の壁筋はスラブ筋に片面 $10d$ (d : 壁筋径) 以上の溶接を行うなど、配筋ディテールを検討するとともに、コンクリートの打継面は大きな凹凸がないように成形する。

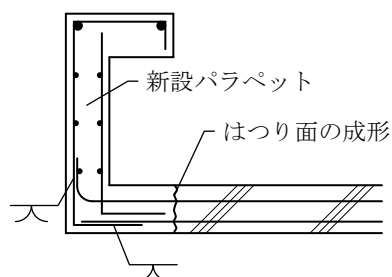


図 2.6-6 パラペットの配筋例

エキスパンションジョイント拡幅のために部分解体するはね出し梁は、先端小梁からの集中荷重を安全に支持するために、図 2.6-7 に示すように切断した折曲げ筋を復旧するなど適切な配筋を行う。

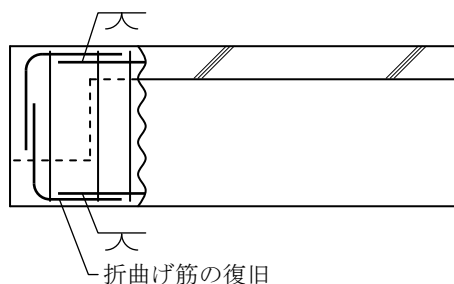


図 2.6-7 先端小梁を支持するはね出し梁の復旧

2.6.2 高架水槽架台の補強

高架水槽等の基礎および架台の補強は現行の建築基準法に基づき、設計震度 1.0Z（Z：地域係数）に対して短期許容応力度で補強設計することを最低規定とし、建築設備耐震設計・施工指針¹⁰⁾等を参考として設計する。

補強設計にあたっては、高架水槽の支持状態を調査した上で、以下の部位について耐震安全性を検討し、必要に応じて補強対策および補強詳細を決定する。

①水槽の取付けボルト、②架台、③アンカーボルト、④基礎

(1) 水槽の取付けボルトの補強

水槽と支持梁もしくは架台との接合は、一般に図 2.6-8 に示すようにボルトもしくはクリップ止めで行われている。ボルト接合部の強度が不足する場合には、取付けボルトを高力ボルトに取換える、径の大きなボルトに取換える、取付けボルトの本数を増す、などの方法により補強する。クリップ止めの場合にはボルト接合に改修することが望ましいが、ボルトが配置できない場合には、図 2.6-9 に示すように架台に特殊形状のガセットプレート（補強プレート）を溶接して水槽を固定する方法などにより補強する。

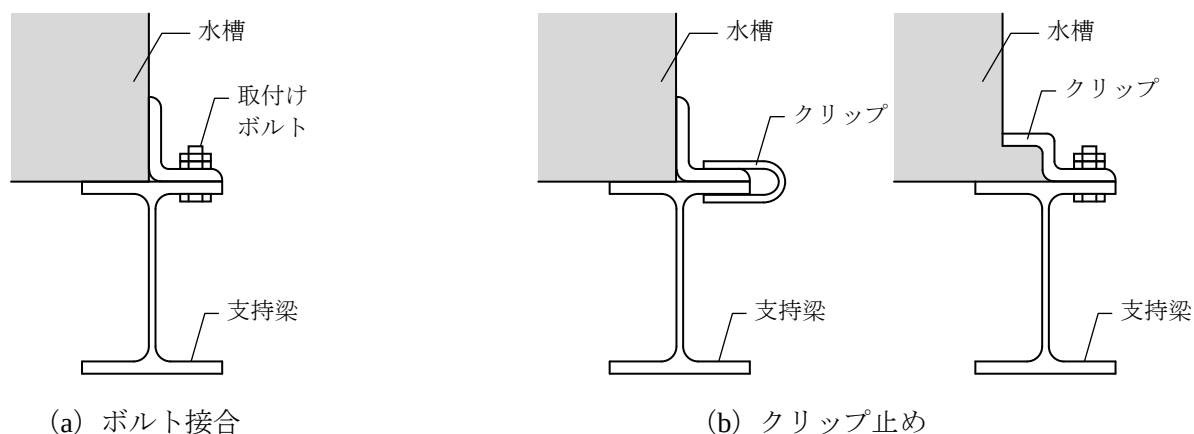


図 2.6-8 既存水槽の固定方法

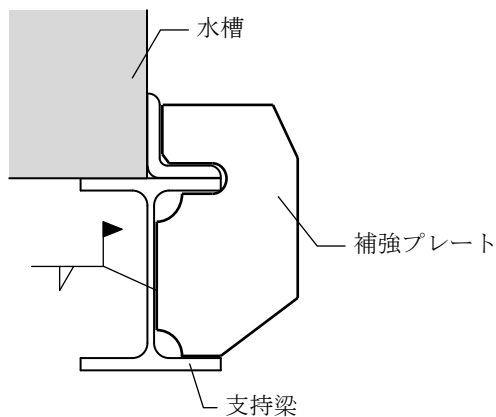


図 2.6-9 クリップの改修例

(2) 架台の補強

水槽を支える鋼製架台に補強が必要と判断された場合には、「既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例¹¹⁾」などを参考に補強を行う。架台の耐力不足や劣化が著しく、補強が困難であると判断される場合には、架台の交換を行う。

(3) アンカーボルトの補強

水槽等をコンクリート基礎に固定するためのアンカーボルトの強度が不足する場合には、図 2.6-10 に示すようにあと施工アンカーを用いて補強を行う。あと施工アンカーが有効に補強効果を発揮するように、必要に応じて補剛プレート等を配置する必要がある。

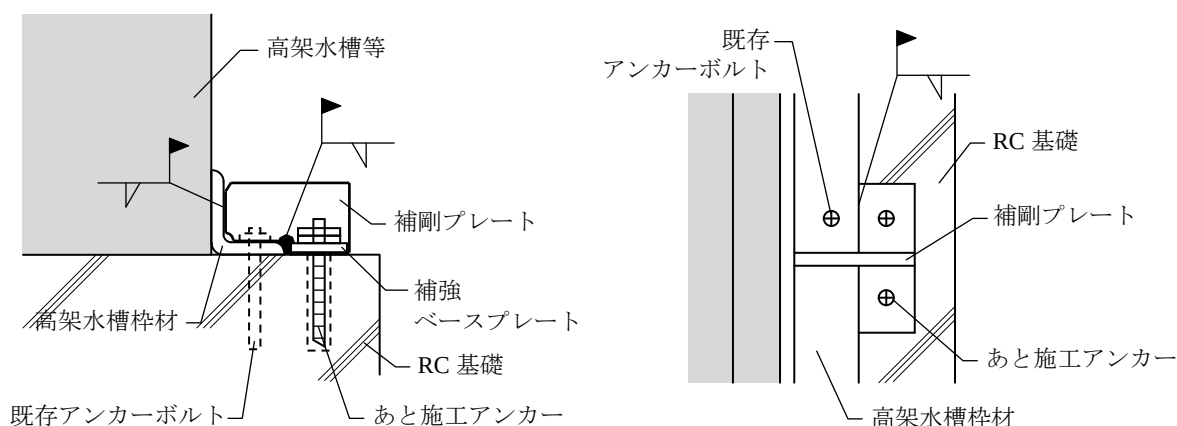


図 2.6-10 アンカーボルトの増設

(4) 基礎の補強

高架水槽架台を支持する RC 基礎が構造体に緊結されていない場合には、図 2.6-11 に示すように構造体の床スラブまたは梁にあと施工アンカーを打設して、構造体と一体化した基礎に造り換えることが望ましい。しかしながら、この方法は防水工事を伴う大掛かりなものとなるため、軽微な高架水槽の場合には高架水槽基礎の拡幅による転倒防止や、防水押えコンクリートに小サイズのあと施工アンカーを打設して防水押さえコンクリートとの一体化による転倒防止および移動防止対策を行うことも考えられる。

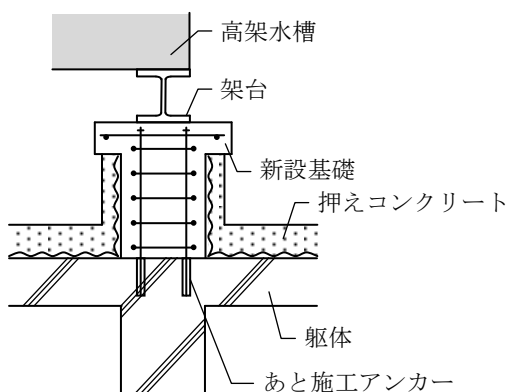


図 2.6-11 基礎の補強

2.6.3 煙突の補強

煙突は、既存鉄筋コンクリート造煙突の耐震診断指針¹²⁾なども参考に震度 1.0Z (Z: 地域係数) の地震力に対して鉄筋等が短期許容応力度以内となるように補強設計することを原則とする。補強にあたっては、煙突は熱応力や乾燥収縮などにより劣化していることが多いので、劣化防止対策を兼ねて、図 2.6-12 や図 2.6-13 に示す RC 巻き立てや炭素繊維シートの巻き付け補強を行うことが一般的である。

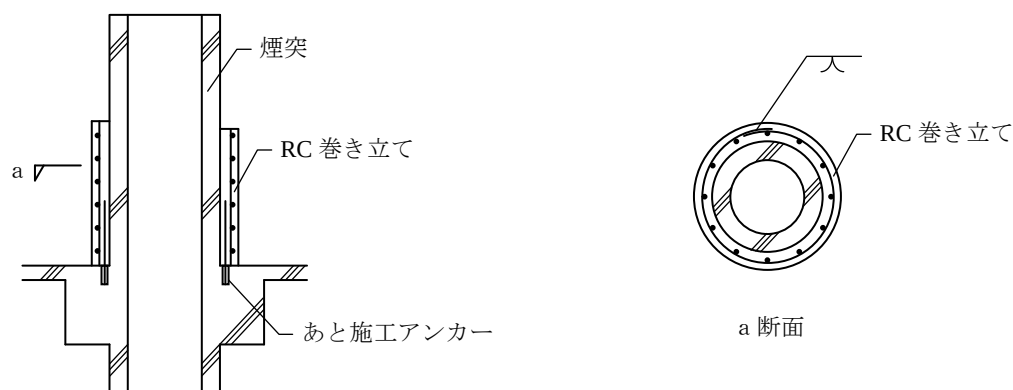


図 2.6-12 RC 巻き立てによる煙突の補強

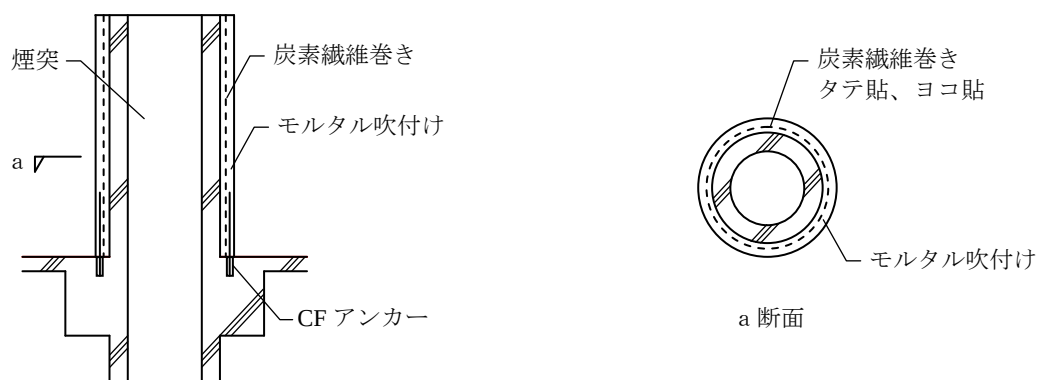


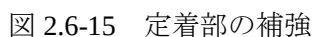
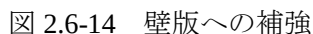
図 2.6-13 炭素繊維巻き付けによる煙突の補強

2.6.4 コンクリートブロック壁の補強

コンクリートブロック壁の地震時面外力に対する安全性は、コンクリートブロック壁の版厚や配筋量ばかりでなく、周辺の構造体による支持状況や鉄筋の定着状況を確認した上で、必要な補強方法および補強範囲を定める必要がある。検討用の大地震時面外力については規定は無いが、一般階であれば通常は 0.5G に対して短期許容応力もしくは降伏応力で検討している。屋上突出物等に該当するコンクリートブロック壁は、平成 19 年国土交通省告示第 594 号の規定により震度 K = 1.0Z (Z: 地域係数) に対して短期許容応力度による検討が必要である。

壁版の強度が不足している場合には、図 2.6-14 に示すように、(a) 壁版を解体して軽量鉄骨下地間仕切壁や ALC 版などの壁に改修する方法や、(b) 炭素繊維シートを両側に接着して壁版の面外曲げ耐力を増大させる方法、(c) 補強鉄骨を一定の間隔に配置して、接合ボルトで壁版と一体

一方、定着部の施工状況が不良な場合には、図 2.6-15 に示すように、(a) 定着部の不良箇所にはアンクル材等をあと施工アンカーにより取付けて補強する方法と、(b) 施工不良部分のコンクリートブロックを除去し、あと施工アンカーを打設して頂部に補強まぐさを配置する補強が考えられる。



2.6.5 はね出し梁、はね出しスラブの補強

はね出し寸法が 2.0m を超えるはね出し梁およびスラブは、1.0G の上下動に対して短期応力度以下になるように補強設計する。この場合、梁およびスラブの積載荷重は実情により地震時の積載荷重などとし、検討用の曲げ応力はフェイスモーメントとして良い。

はね出し大梁の補強方法は図 2.6-16 に示す RC ハンチ補強等がある。大梁の先端を新設基礎などに配置するサポートで支持するサポート補強も考えられるが、新設基礎などの沈下に伴いサポート頂部に配する接合用のボルトによりはね出し大梁が下方向に引張られることがあるので、この点に配慮したディテールとする必要がある。また、サポートは大梁を支えるための初期軸力を与えるほか、アンカーボルトを締め込む時にはね出し大梁に負荷を与えることのないように配慮する。

はね出しスラブの補強としては、鉄骨造のはね出し大梁とはね出し先端小梁を設けて補強する方法や、図 2.6-17 に示すようにスラブ上端に帯状の鉄板をエポキシ樹脂で接着して補強する方法などがある。

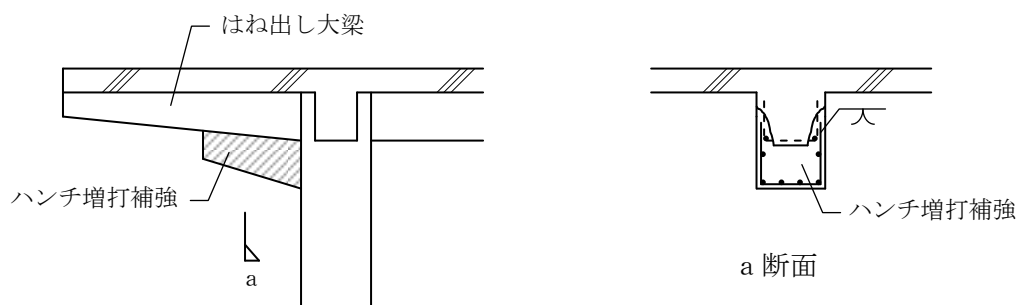


図 2.6-16 大梁の RC ハンチ補強

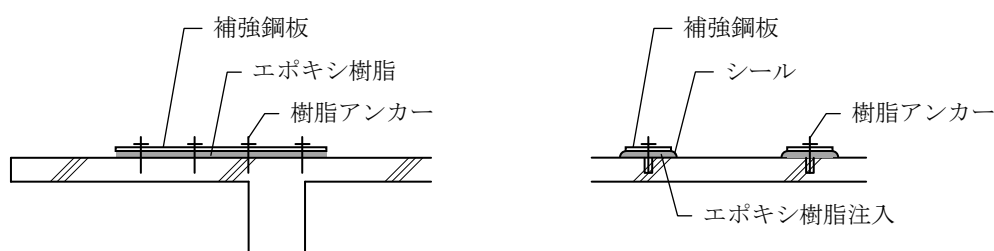


図 2.6-17 はね出しスラブの補強

3. S造の補強

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。

本マニュアルの「はじめに」で紹介した沿道建物の耐震補強の現状では、補強建物 371 棟に対して S 造の補強は 14 棟（3.8%）と極めて少ない。この補強事例で採用されている補強工法を表 3.1-1 に示す。14 棟の中で 11 棟（79%）において鉄骨ブレース補強が採用されており、他に柱脚補強が 5 棟（35.7%）で採用されている。

S 造建物の補強には、補強ディテールや外装材などの納まりに工夫が必要であり、技術的な課題が多いが、本章の記述を参考に補強設計を進められたい。

表 3.1-1 S 造建物の補強工法の採用件数

件 数		0	5	10	15
外側補強 (0)	外付けブレースなど	0			
強度補強 (15)	鉄骨ブレース	11			
	増設壁	1			
	方杖補強	3			
靱性補強 (8)	柱増設	1			
	柱RC巻き立て補強	1			
	梁補強	1			
	柱脚補強	5			
その他 (4)	減築	1			
	重量軽減	1			
	水平ブレース	2			

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。

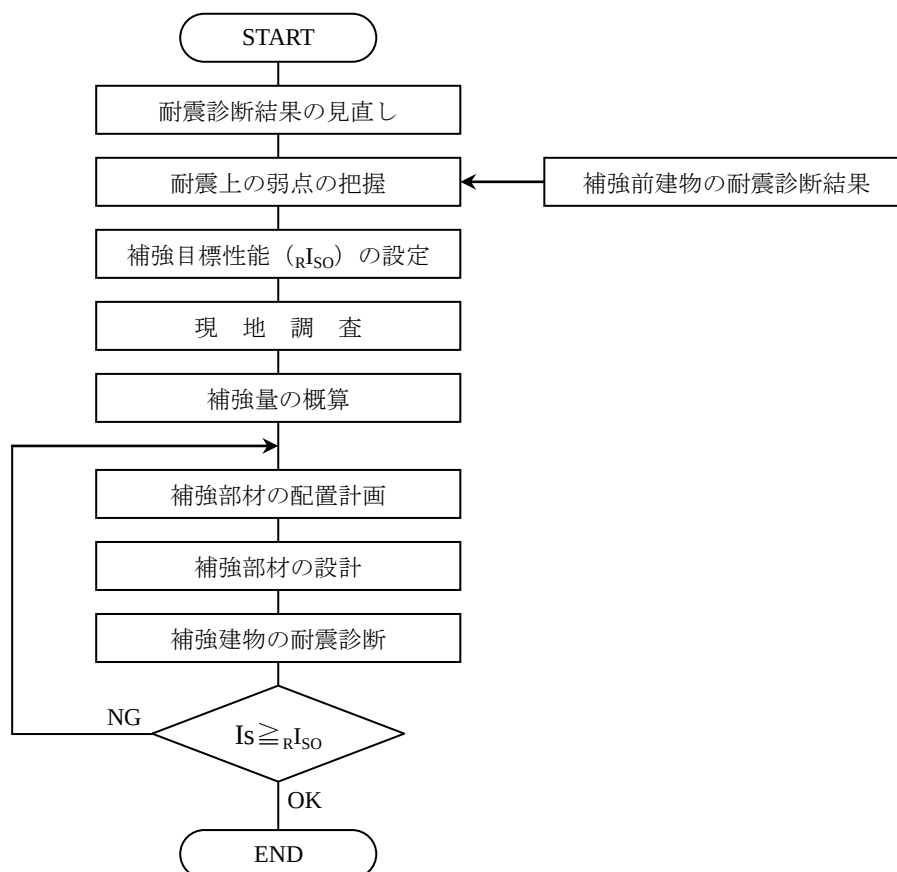


図 3.2-1 補強設計の手順

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。ただし、建築主の要望などにより、これ以上の値を設定しても良い。
- 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「1.4 段階的耐震改修」に基づき、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補強を想定す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 造の補強」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、床スラブもしくは床面ブレースの地震力伝達耐力を踏まえ、配置可能な補強部材をバランス良く建物内に配置計画する。

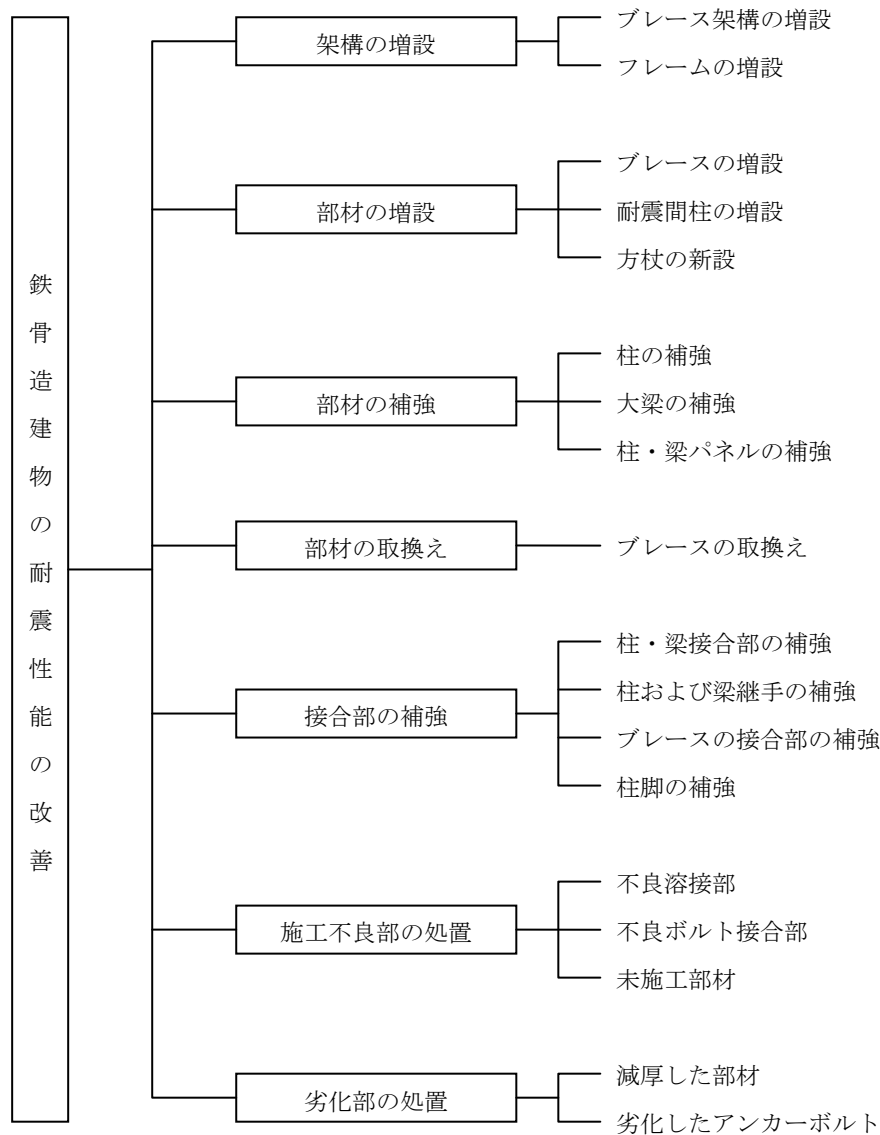


図 3.2-1 鉄骨造建物の耐震性能を向上させる方法

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。また、必要であれば基礎を増設する。

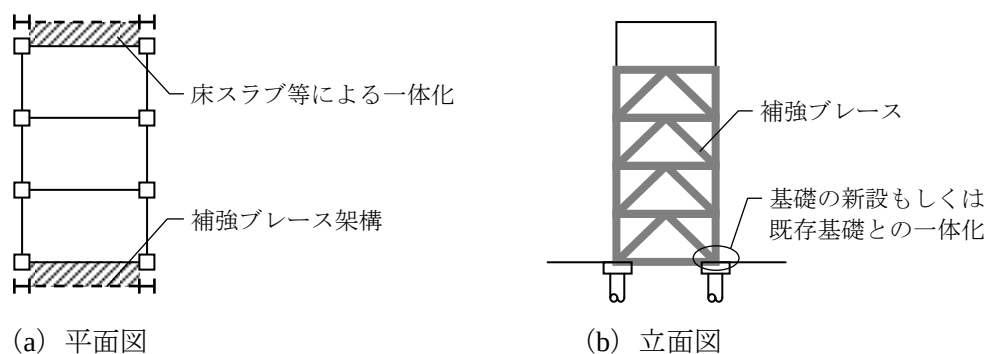


図 3.3-1 ブレース架構の増設による補強

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。また、必要であれば基礎を増設する。

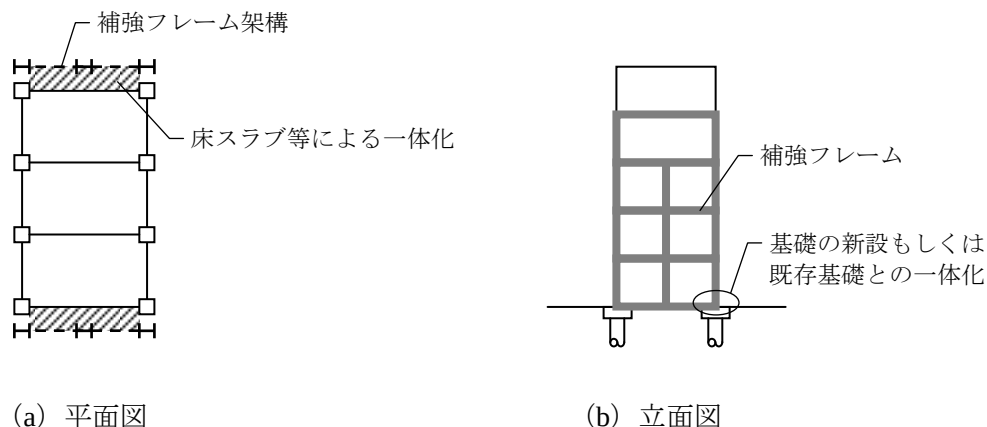


図 3.3-2 フレーム架構の増設による補強

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、ターンバックル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。

(1) 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。

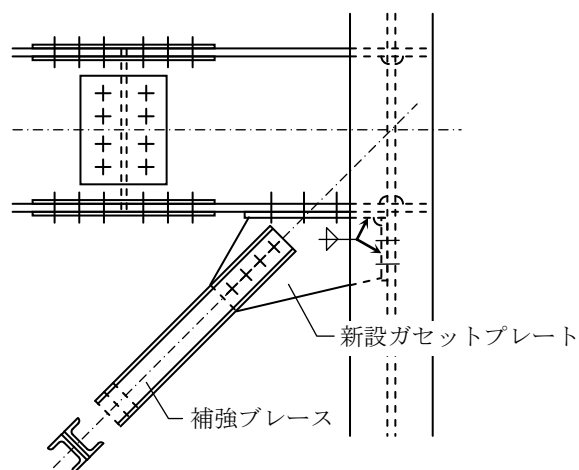


図 3.3-3 H 形柱のブレースの取付け

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。

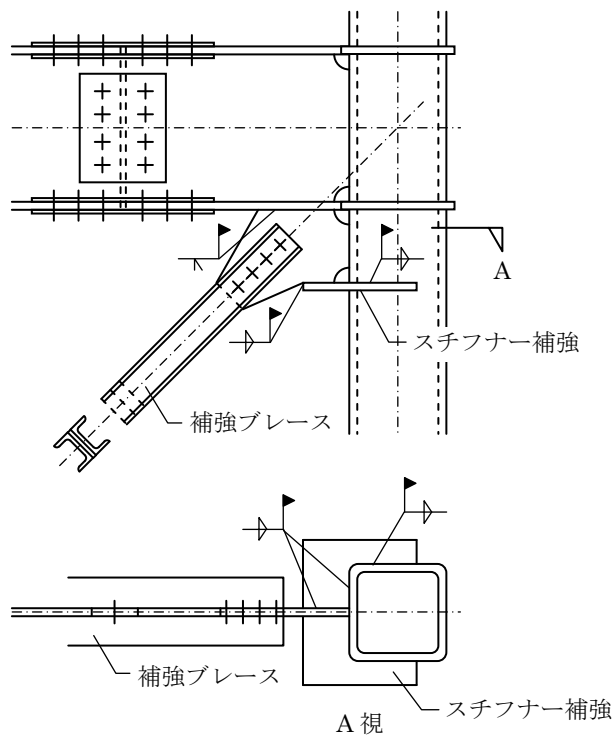


図 3.3-4 角形鋼管柱へのブレースの取付け

(2) 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。

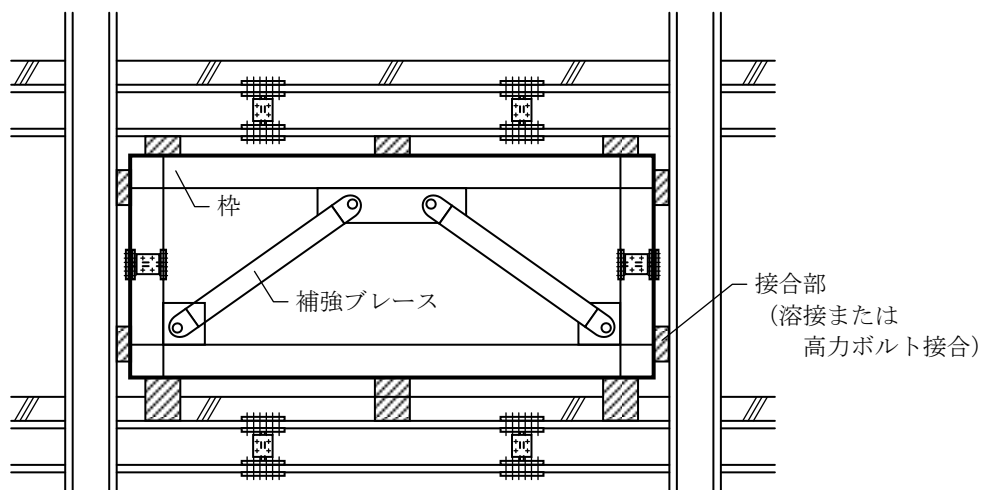


図 3.3-5 周辺枠を配した補強ブレース

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。

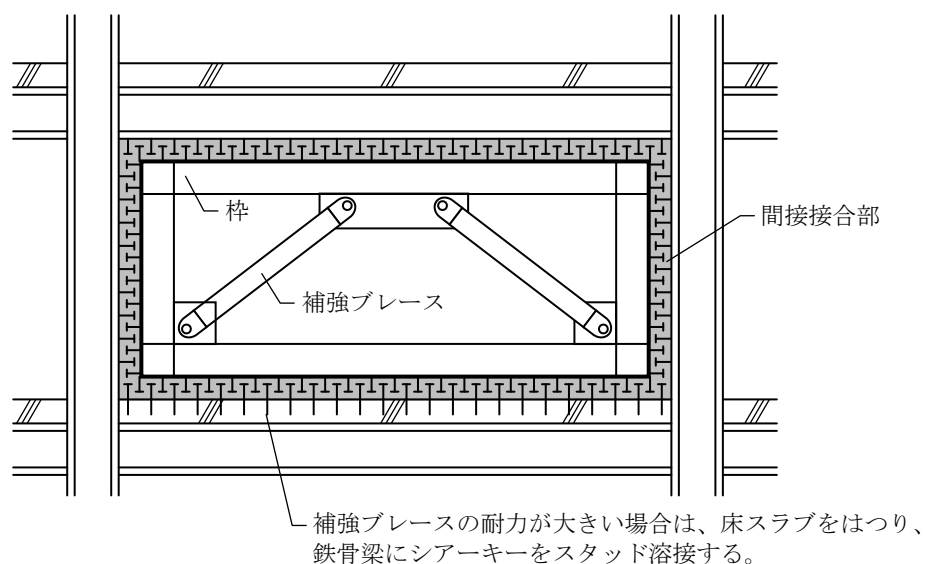


図 3.3-6 間接接合部によるブレースの取付け

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、応力を負担している大梁に熱が加わるので、溶接時に大梁を仮サポートするなどの必要がある。

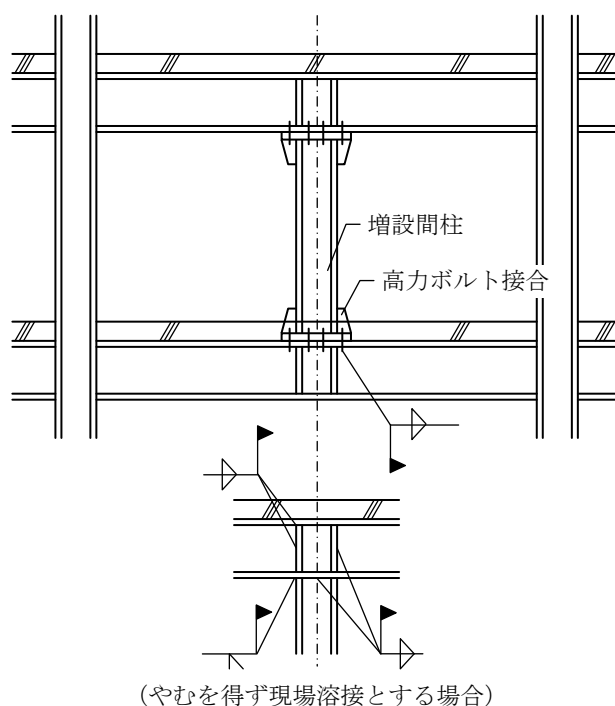


図 3.3-7 耐震間柱の増設による補強

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。

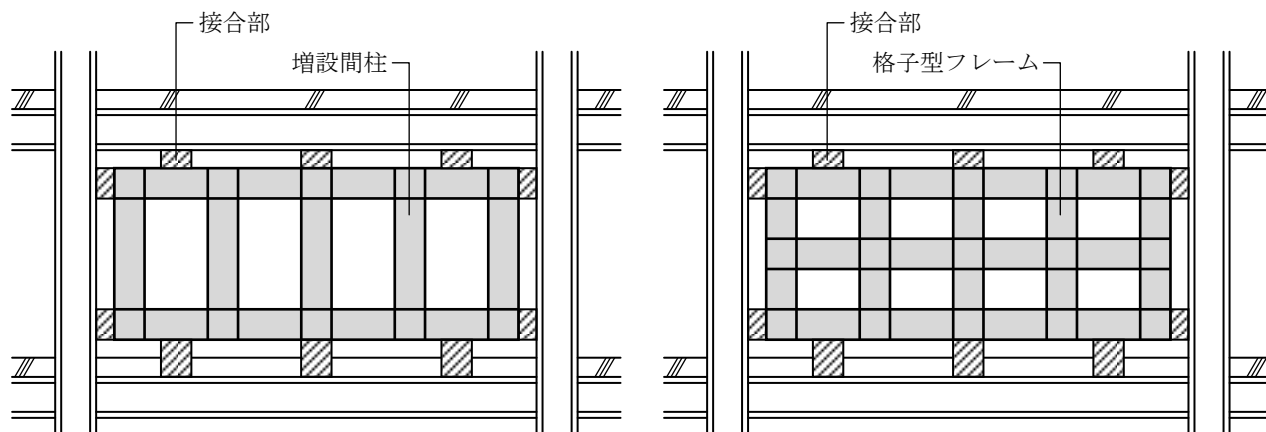


図 3.3-8 複数の間柱による補強

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。

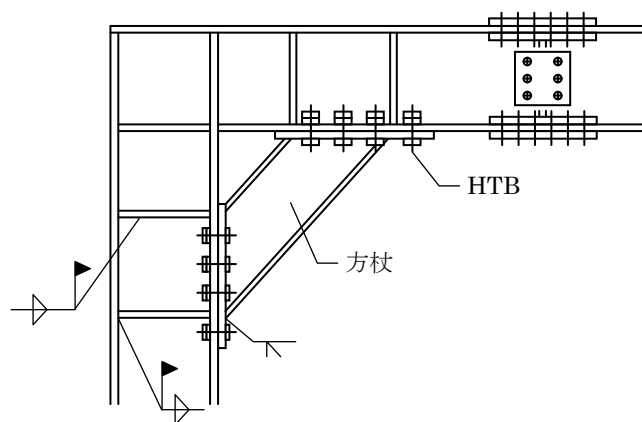


図 3.3-9 方杖の新設

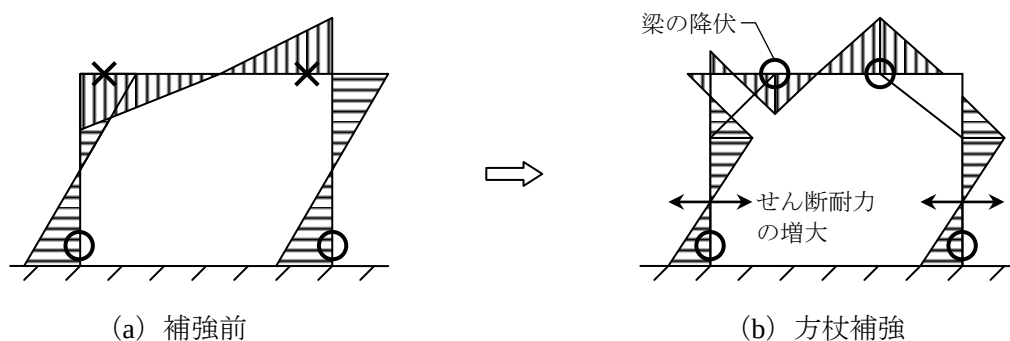


図 3.3-10 方杖補強による補強効果

3.3.6 柱の補強

(1) 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。

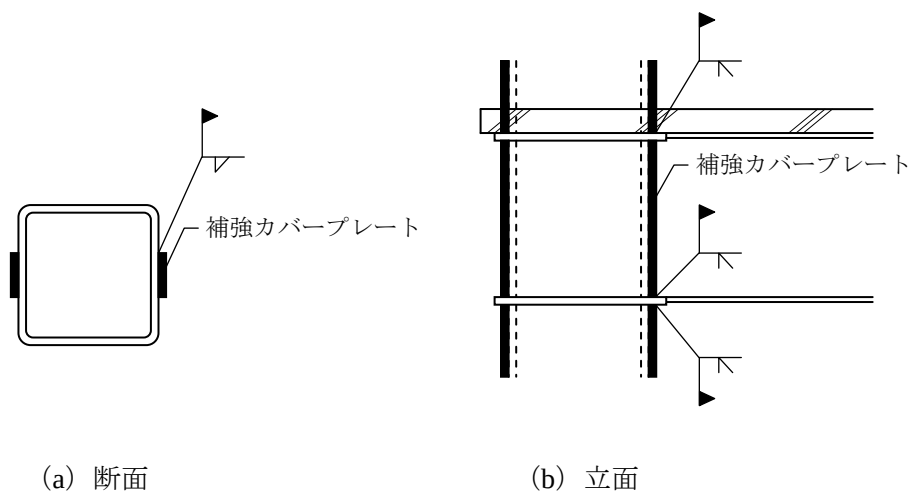


図 3.3-11 柱のカバープレート補強

(2) 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。

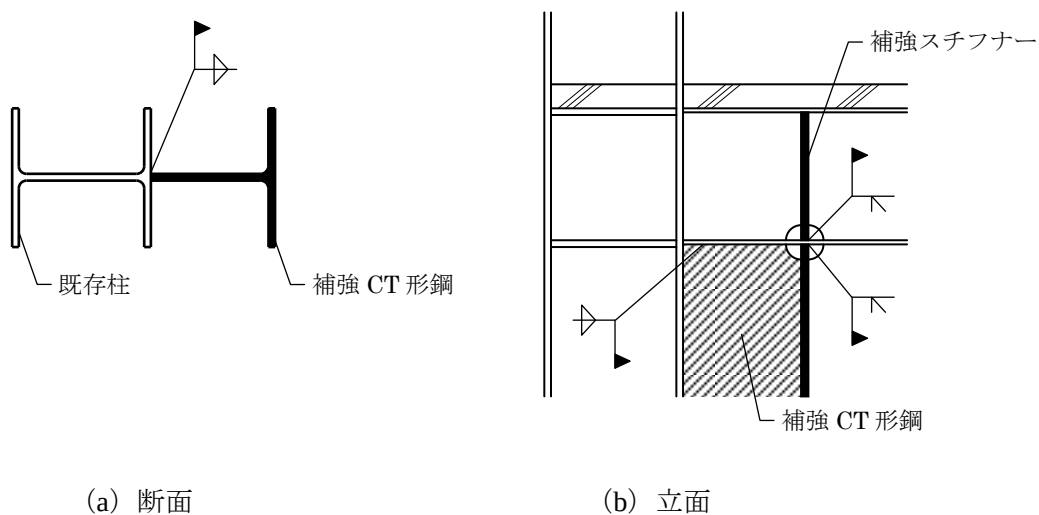
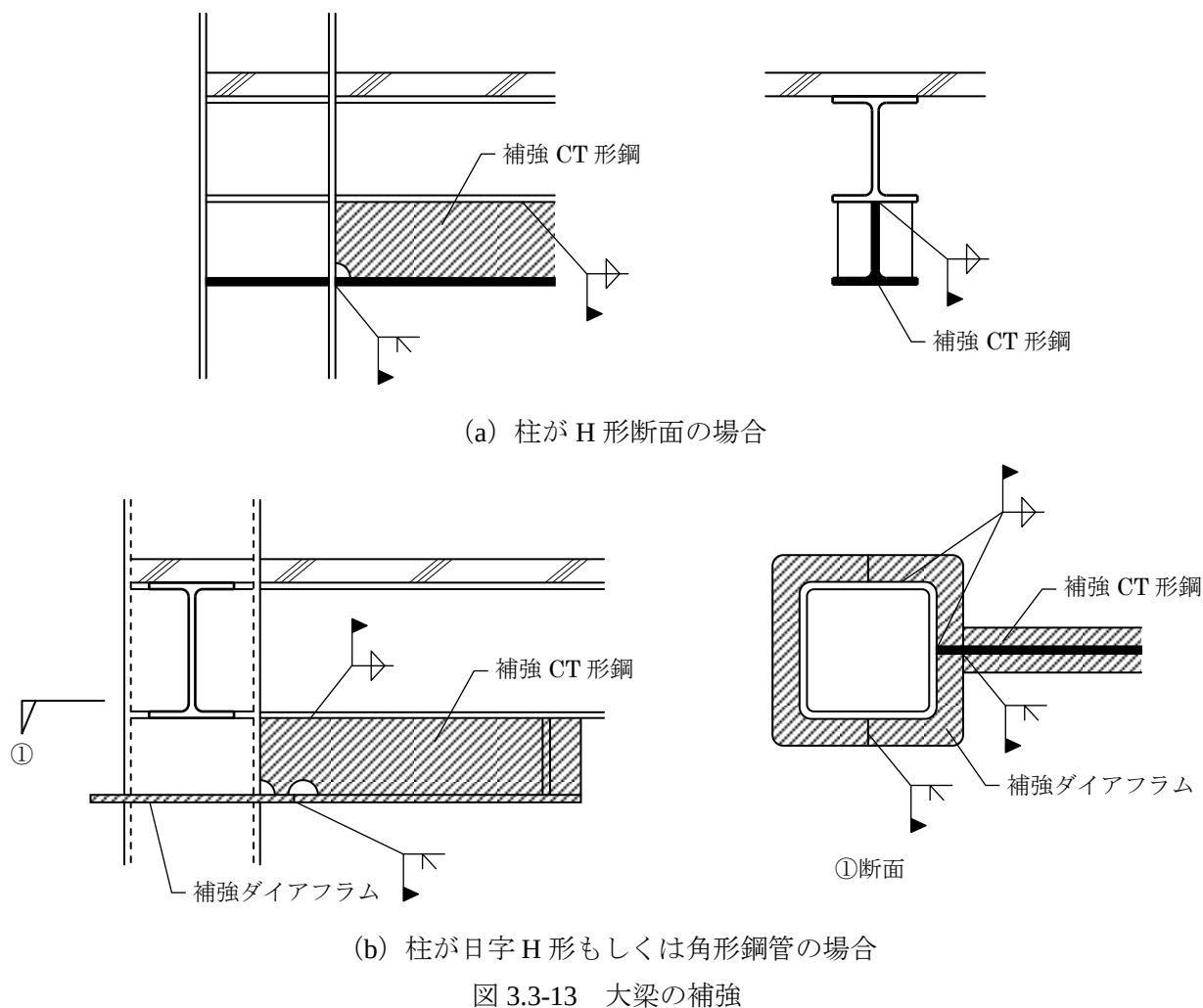


図 3.3-12 CT 形鋼による柱補強

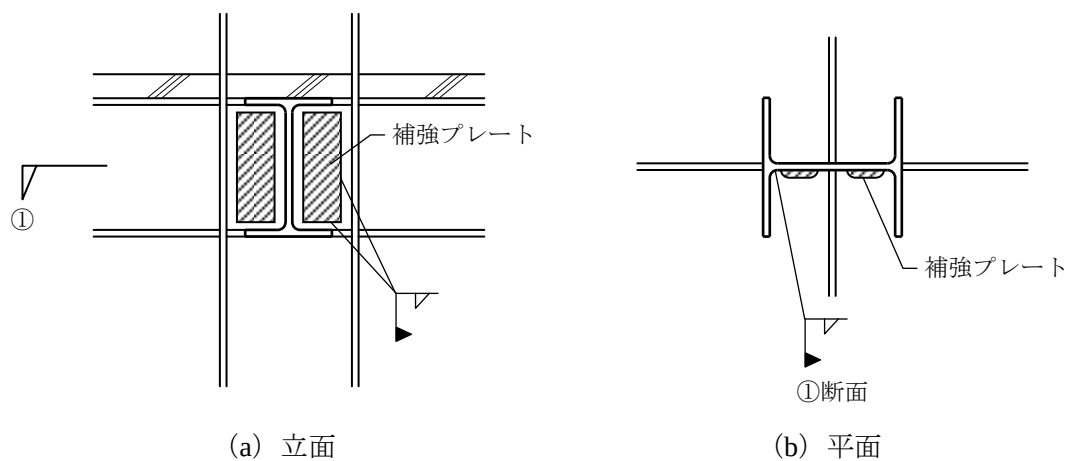
3.3.7 大梁の補強

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。



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。



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。

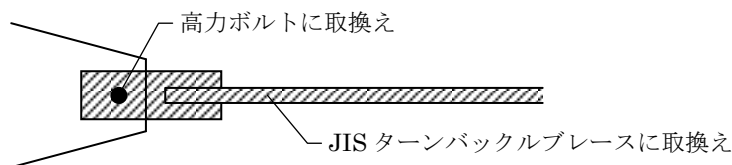


図 3.3-15 ブレースの取換え

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。また、大きな応力を受けている大梁などに熱影響を伴う溶接を行う場合には、仮サポートを配する必要がある。

(1) 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。

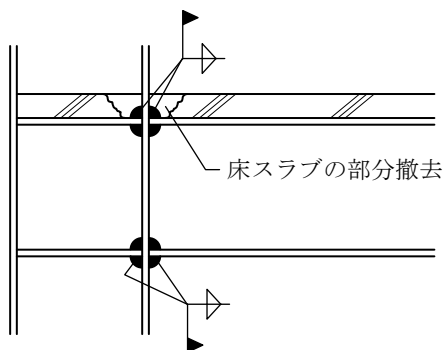


図 3.3-16 補強隅肉溶接

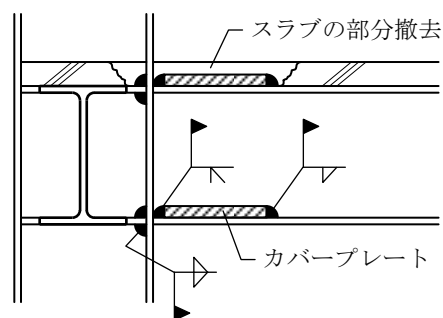


図 3.3-17 カバープレートによる補強

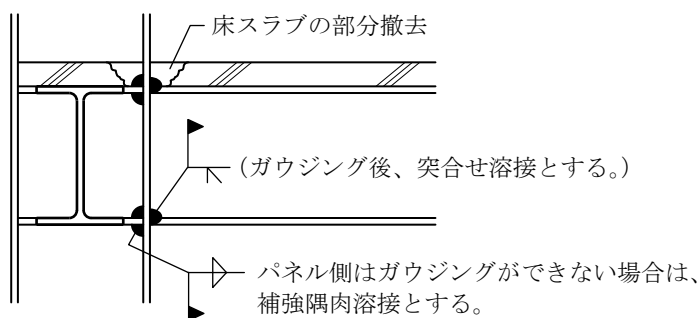


図 3.3-18 ガウジングによる補強

(2) 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)

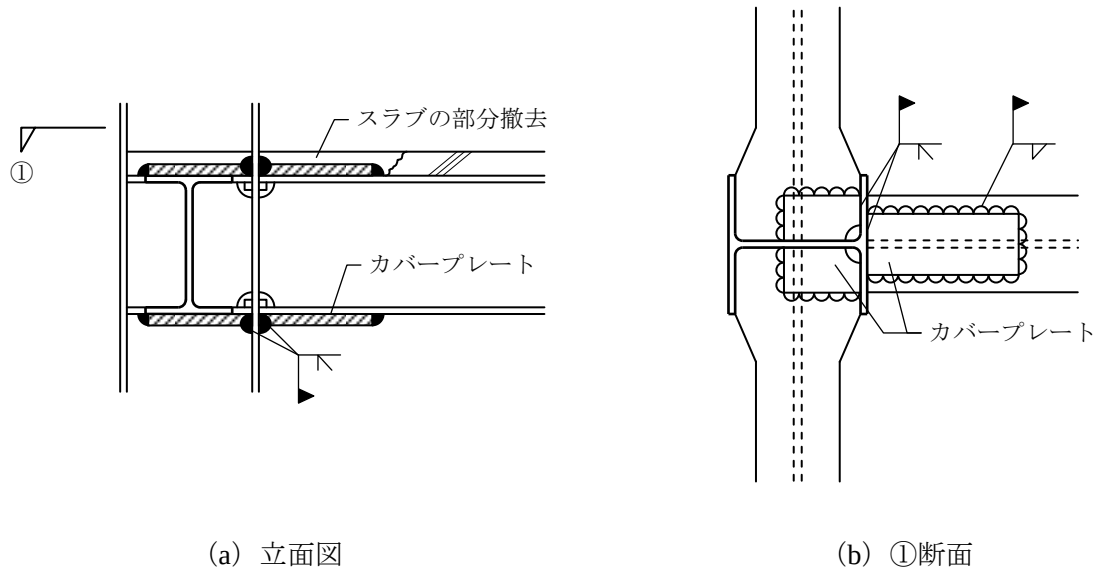


図 3.3-19 カバープレート補強

(3) 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。

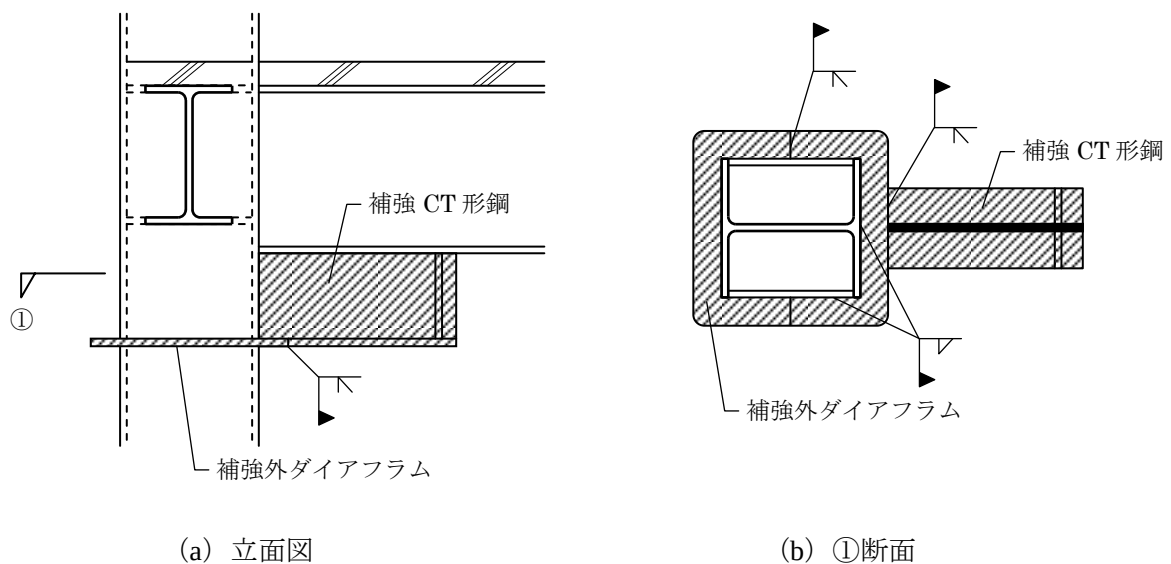


図 3.3-20 ダイアフラムが無い柱の補強

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。

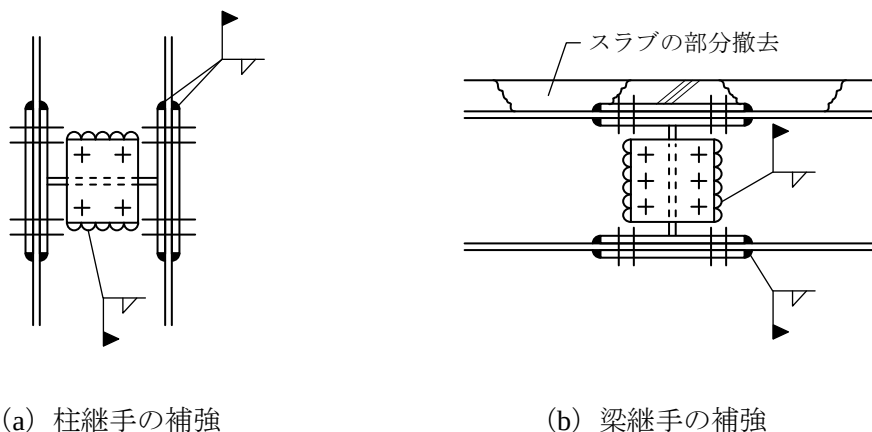


図 3.3-21 柱および梁継手の補強

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))

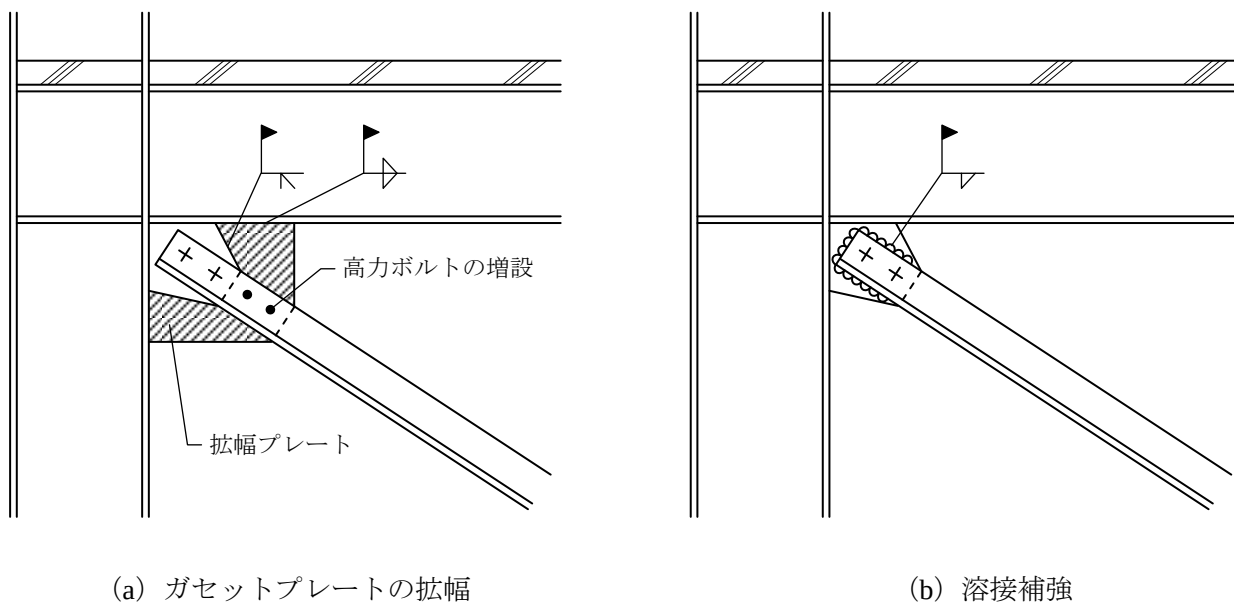


図 3.3-22 ブレース接合部の補強

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

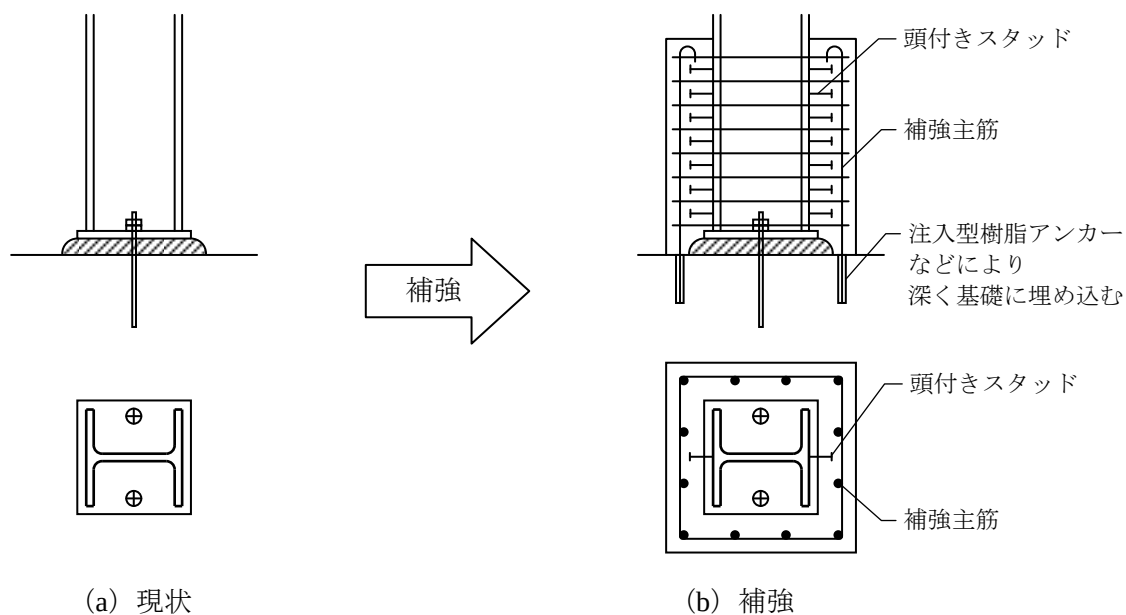


図 3.3-23 根巻きによる補強

②アンカーボルトの増設補強

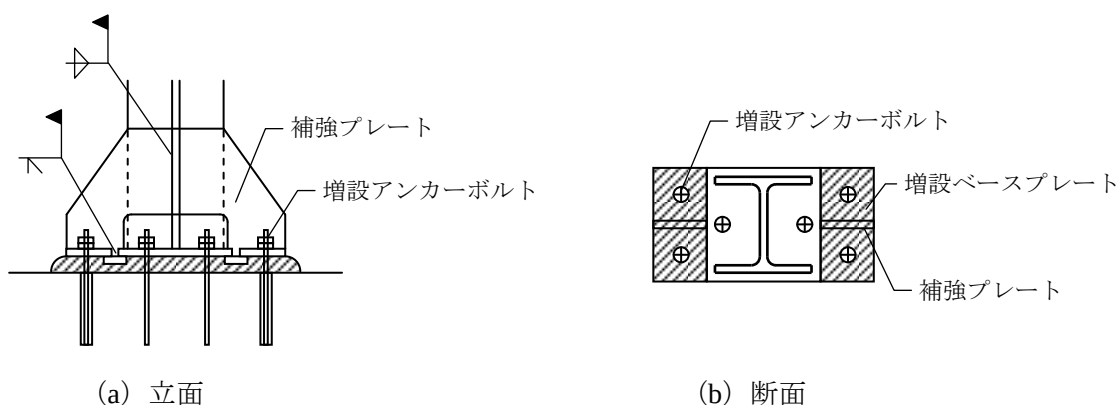


図 3.3-24 アンカーボルトの増設補強

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。

$$R_{\text{resp}} = R_u \times I_{s0} / I_{si} \quad \dots\dots\dots 3.3-1 \text{ 式}$$

- 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_{s0} : 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 ¹³⁾

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）

表 3.3-2 層間変形角と非構造部材の破壊性状との関係 ¹³⁾

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 ド工法）	打放しコンクリート（吹付け、 リシン等の仕 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							
1/150			ひび割れ、若干の剥離等の被害が生じる可能性がある				
1/115							
1/80							
1/50							
1/30			落下および重要な機能低下を生じる可能性がある				

4. 制震・免震補強（参考）

4.1 制震補強

4.1.1 概要

建物に減衰機構などを付加することにより作用する地震力を低減し、暴風時や大地震時の変形の抑制を図る構造を総称して制振構造と言う。この中で、地震時のみを対象として変形の抑制を図るものを制震構造と言い、既存建物の耐震性能を高めるために行う制震構造化を制震補強と言う。制震補強の基本的な考え方は図4.1-1に示すように、必要に応じて建物に耐震スリット等を配して建物周期を伸ばした上で、制震機構による減衰効果により建物に作用する地震応答を低減しながら強度等を増す方法が用いられる。

新築工事において用いられる制震機構としては、ダンパーをコンピュータ制御するAMD（アクティブ・マス・ダンパー）や、建物周期に合わせた別の振動系を建物上部などに配置するTMD（チューンド・マス・ダンパー）、建物内に様々なダンパーを設置する方法、さらには、異なる振動性状を有する建物間にダンパーを配して地震エネルギーの吸収を図る方法など、多種の機構がある。

これらの中で耐震補強に用いられる制震機構としては、図 4.1-2 に示すダンパーなどが用いられている。

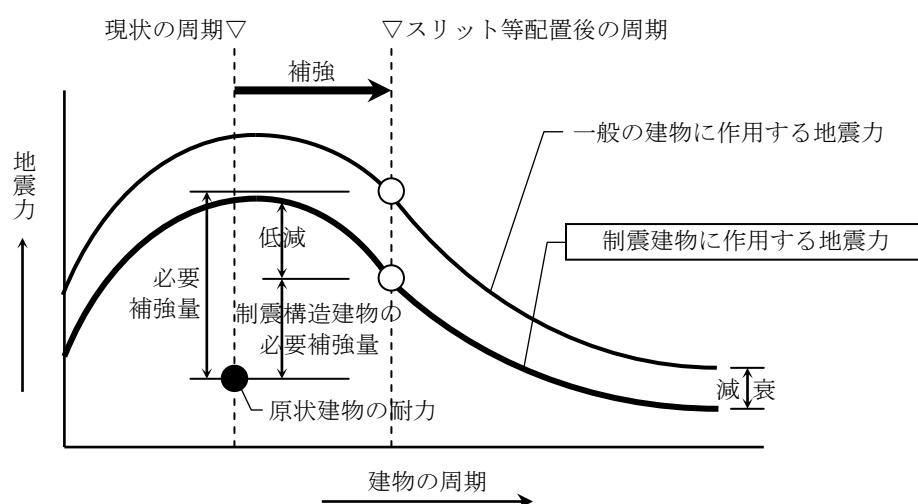


図 4.1-1 制震補強の概念

履歴減衰型のダンパーとしては、座屈拘束して変形能力を高める二重鋼管ブレース、降伏点が小さい鋼材を用いる極降伏点ブレース、特殊な形状の鋼材を用いるハニカムダンパー、極低降伏点鋼を用いる金属系制震壁などがある。摩擦減衰型としては、ブレースの先端に表面を特殊加工した摩擦ダンパーを配する方法がある。また、粘性減衰型としては、棒状のオイルダンパーやこれを減衰効果を高めるトグル機構の中の組込むトグル制震、および壁状の粘性制震壁などがある。

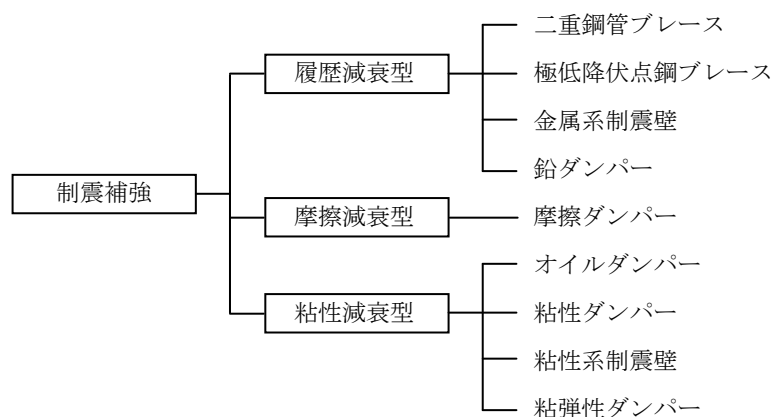


図 4.1-2 制震補強に用いられる機構

4.1.2 制震補強の設計

制振補強の設計は、通常は図4.1-3に示すフローにより行う。既存建物の性状把握においては、耐震診断により耐震性能上の建物の弱点を見つけるとともに、弾塑性荷重増分解析により建物の詳細な力学性状を把握する。

既存建物の力学性状を踏まえ、想定する地震動と補強後の建物に求めるクライテリアを設定する。想定する地震動は平成12年建設省告示第1461号（超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件）に定められている工学的基盤における地震動に基づき、地盤条件を適切に評価して基礎底位置における波形を求めて設定する他、一般的には既往の記録地震波形を地動最大速度を50cm/sの大きさに基準化した波に対しても検討を行う。安全性の判定に用いるクライテリアは既存柱などの破壊モードと靱性および非構造部材などの変形追従性などを踏まえて設定する。

制震補強の効果を高めるためには、耐震診断で確認された極脆性部材や性状の悪い下階壁抜け柱などは解消するものとし、この改善を行った建物に対して予備地震応答解析を行い、必要なダンパーの量を把握する。

ダンパーは建物の使用性などに配慮した上で建物内にバランス良く配置する。ダンパーの取付け部は想定する地震動を超える地震動を受けた場合においても、損傷することが無いように余裕のある設計を行う。

なお、極低降伏点鋼ブレースなどを用いた履歴減衰型の制震補強において、制震部材の強度と靱性のみを考慮し、減衰による制震効果は余力とみなして補強後の性能を構造耐震指標 I_s に評価する場合には、耐震診断基準を準用して補強設計を行ってもよい。ただし、この場合においても繰返し荷重に伴い制震ブレース等の耐力が増大した場合において、制震ブレース取付け部が損傷しないことを確認する必要がある。

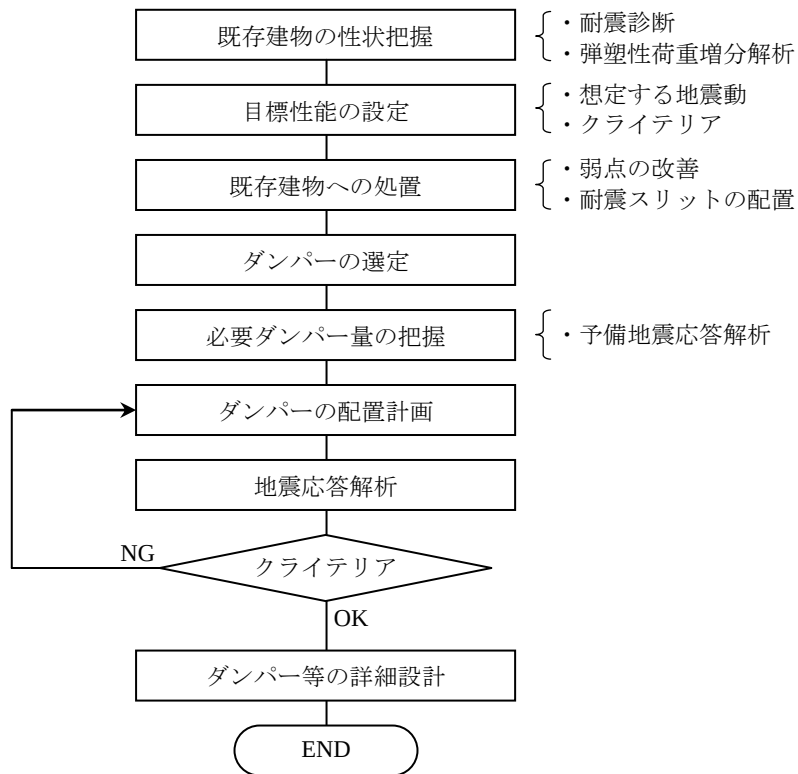


図 4.1-3 制震補強の設計

4.1.3 留意点

制震補強においては、特に以下の点に留意する必要がある。

- ①信頼性の高い制震装置を選定する。制震装置は装置以外の部分で変形せず、大地震時においても取付け部などが損傷する恐れが無く、確実な制震効果が得られる仕様とする。
- ②補強効果を確認するための地震応答解析にあたっては、建物の弾塑性挙動や制震装置周辺の局部変形などを適切に評価できるモデルにより検討を行う。
- ③補強後の建物に大きな変形を許容する場合には、RC造の雑壁や非構造部材などへの影響を検討する。
- ④制震装置の維持・管理に留意する。

4.2 免震補強

4.2.1 概要

建物に作用する地震力は、地震動の特性と建物の振動周期に応じて変化する。通常の場合、5～6層の鉄筋コンクリート造建物の周期に相当する0.5秒位の周期の建物は、地震動に共振する傾向があるため、大きな地震力が作用する。

免震構造では建物の下部に免震装置を組み込み、建物の振動周期を長くしたり減衰力を付加することにより、図4.2-1に示すように建物に作用する地震力を低減し、地震時の安全性を高めることができる。通常の場合、建物の1次固有周期に対して免震層の周期を3倍程度以上長くすることにより、地盤が良好な場合には建物に作用する地震力を1/3程度以上に軽減することができる。免震装置を組み込む方法（位置）は、地下階の有無や敷地状況および施工性を考慮して表4.2-1に示す方法などを決定する。

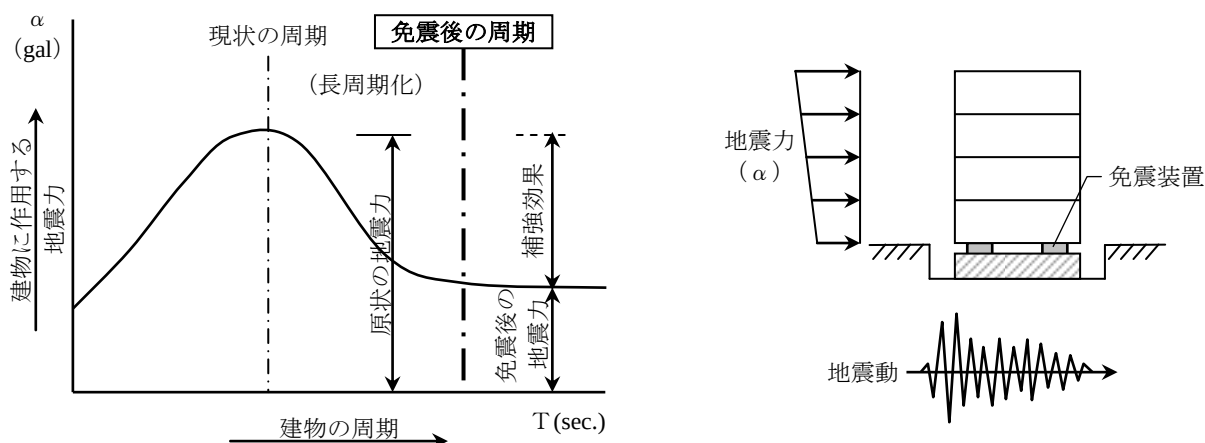
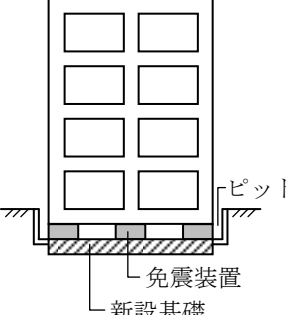
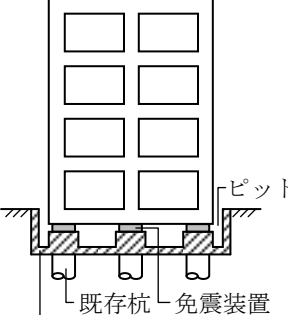
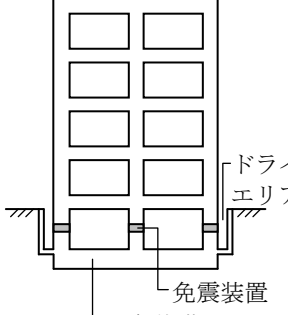
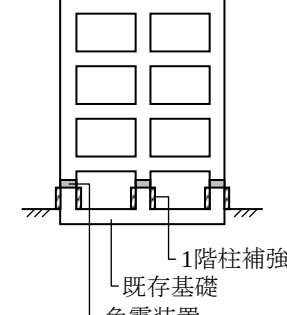


図 4.2-1 免震装置の組み込みによる耐震補強

表 4.2-1 免震層の配置

(a) 基礎下免震	(b) 杭頭免震	(c) 地下階免震	(d) 中間層免震
既存建物の下部に基礎を新設して、新・旧の基礎間に免震層を組み込む。  免震装置 新設基礎	既存基礎の杭頭を解体し、免震装置を組み込み、新たな基礎も設ける。  既存杭 免震装置 新設基礎	地下階の柱の一部をカットし、免震装置を組み込み、地下外壁等をカットして免震化する。  ドライエリア 免震装置 既存基礎	中間層の柱頭で柱をカットし、免震装置を組み込む。外壁等は可動処置する。  1階柱補強 既存基礎 免震装置

4.2.2 免震補強の設計

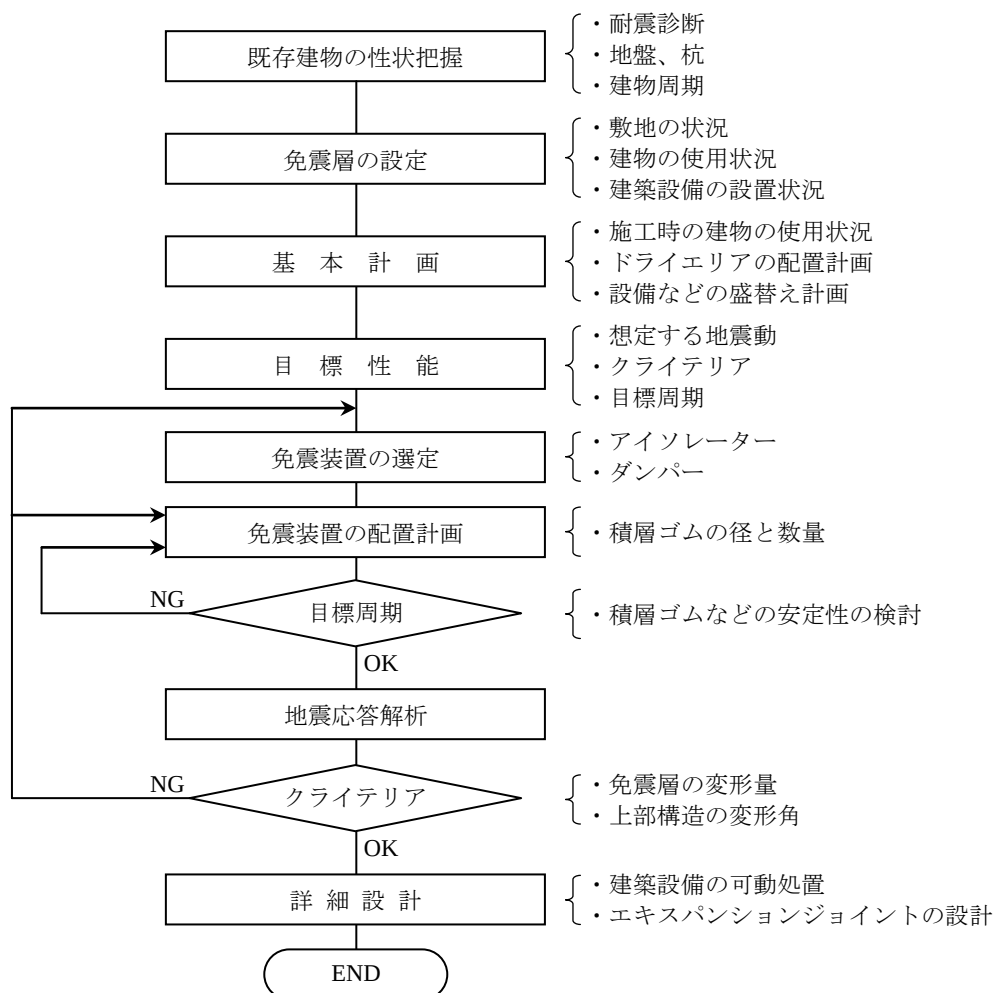
免震補強の設計は、通常は図4.2-2に示すフローにより行う。既存建物の性状把握にあたっては、免震補強後においても上部躯体の補強が必要であるか、免震補強に適した地盤や杭の状態であるか、また、免震装置を選定するにあたって現状の建物周期がおおよそどの程度であるかなどを検討する。

免震補強においては、免震層をどの位置に選定するかが工事費や工期を左右する最大の決断となる。既存建物の各階の耐震性能の大きさを把握した上で、建物敷地の状況や建物の使用状況、建築設備の設置状況などを踏まえて免震層を決定する。

基本計画にあたっては、工事手順や施工時の建物の利用計画、基礎免震などにおけるドライエリアの配置計画、中間層免震などにおける設備配管やエレベータの盛替え計画など、補強計画の成立性に重大な影響を及ぼす事項はこの段階で検討しておく。

目標性能の設定における想定する地震動およびクライテリアの設定は制震補強に準じるが、免震補強においては建物周辺の状況などから免震層に許容する変形量も設定する。

免震装置の選定は、免震層の状況により配置可能な形状のものの中から信頼性の高い装置を選定する。免震装置の配置計画にあたっては、免震層の周期が目標周期まで十分に長い周期となることと、免震層の周期を長くした時に大地震時の最大変形時にも、安定性を失うことがないように適切な径の装置を設定する。



4.2-2 免震補強の設計フロー

4.2.3 留意点

免震補強においては、特に以下の点に留意する必要がある。

- ①支持層が深い軟弱地盤に建つ建物や周期の長い建物の免震化は、免震効果が十分に得られない可能性があるため、慎重な検討が必要である。
- ②免震装置の選定にあたっては、大地震時の免震効果のみでなく中小地震時における免震効果なども検討した上で信頼性の高い装置を選定する。
- ③建物周辺に設けるエキスパンションジョイントは、これまでの地震で想定外の損傷を受けた事例が多く、建物と周辺地盤に水平変位のみでなく、鉛直方向の変形も生じることを踏まえて慎重に設計する必要がある。
- ④免震装置の保守・点検に留意する。

4.3 制震・免震補強の審査上の取扱い

本協会の建築物耐震改修評価特別委員会では、制震・免震による補強設計が以下の条件を満たしていれば補強判定を受付けている。

- ①行政庁が当該補強設計に対して、大臣認定が不要であると判断している。
- ②補強後の耐震性能が「既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン」に基づき、地震応答解析により検討されている。
- ③補強後の耐震性能が等価 I_s など、静的な検討によっても確認されている。

【参考文献】

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の免震・制震による耐震改修ガイドライン、(一財)日本建築防災協会、2006 年
- 2) 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル、一般社団法人 建築振興協会、2012 年
- 3) 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・耐震改修設計指針・同解説、(一財)日本防災協会、2001 年
- 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」、(財)日本建築防災協会、2002 年
- 5) 建築物の構造関係技術基準解説書、建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会、2015 年
- 6) 藤村勝、上之菌隆志、法量良二、竹内徹、中高層集合住宅を対象としたフレーム増設型耐震改修に関する研究（その 5 鉄骨ブレース架構増設による設計検討事例）、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999 年
- 7) 中根一臣、藤村勝、手井崇博、宮内靖昌：極低降伏点鋼ブレースを用いて耐震補強された RC 骨組の力学性状に関する研究（その 2：実験結果および考察）、日本建築学会大会梗概集、2002 年、No.23380
- 8) 広沢雅也、芳村学、秋山友昭、片桐太一、太径樹脂アンカーのせん断実験、コンクリート工学年次論文報告集、vol.10、1988 年
- 9) 今井小夜、香取慶一、藤村勝：既存建物の持つ耐震性能の傾向に関する研究、2014 年 7 月、コンクリート工学年次大会
- 10) 建築設備耐震設計・施工指針、(一財)日本建築センター、2014 年
- 11) 実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例、(一財)日本建築防災協会、2004 年
- 12) 既存鉄筋コンクリート造煙突の耐震診断指針・同解説、(一財)日本建築防災協会、2015 年
- 13) 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・耐震改修設計指針適用の手引、(財)日本建築防災協会