

付録 4

壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）

壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）

目次

第1章 総則	1
1.1 目的・躯体改造内容	1
1.2 適用範囲	5
1.3 用語の定義	5
第2章 建物の選定と調査	6
2.1 対象住棟の選定と調査	6
2.2 改造設計にかかる詳細調査	10
第3章 構造検討方針	11
3.1 躯体改造と法的取扱い	11
3.2 改造住棟に確保する構造性能	15
3.3 構造計画	17
第4章 建物全体の検討	26
4.1 検討方針と方法	26
4.1.1 構造規定の確認と構造性能の検証	26
4.1.2 解析モデルを用いた構造性能の検証	28
4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	54
4.2.1 使用材料および許容応力度	54
4.2.2 応力および変形解析	56
4.2.3 使用性・損傷制御性の確認	57
4.3 安全性の確認	58
4.3.1 耐震診断法	58
4.3.2 保有水平耐力計算法	60
4.4 基礎構造の検討	67
第5章 建物各部の検討	68
5.1 壁梁せい低減補強	68
5.1.1 壁梁せい低減補強工法	68
5.1.2 検討項目・検討方法	71
5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置	93
5.2.1 戸境耐力壁への開口設置方法	93
5.2.2 検討項目・検討方法	103
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置	124

5.3.1	妻側耐力壁への窓開口設置方法	124
5.3.2	検討項目・検討方法	125
5.4	けた行方向に出入り口開口設置	130
5.4.1	出入り口開口設置方法	130
5.4.2	検討項目・検討方法	134
5.5	戸境床スラブへの開口設置	140
5.5.1	開口設置方法	140
5.5.2	検討項目・検討方法	142
5.6	床スラブの付け替え	149
5.6.1	床スラブの付け替え方法	149
5.5.2	検討項目・検討方法	150
5.7	基礎梁の補強	154
5.7.1	基礎梁の補強方法	154
5.7.2	検討項目・検討方法	155
5.8	改造に伴う設備用スリーブ設置	159
5.8.1	改造に伴う設備用スリーブ設置方法	159
5.8.2	検討項目・検討方法	159

<参考資料>

参考資料 1. 戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

第1章 総則

1.1 目的・躯体改造内容

1. 壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）（以下、本指針という）は、既存の主として住宅に供する地上階数が5以下の現場打ちの壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式RC造という）共同住宅建物（以下、住棟という）の躯体改造に関する構造設計、施工に適用し、もって住棟の躯体改造された品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。
2. 本指針は、建築基準法に規定される「模様替」および「用途変更」並びに「一体増改築」（A/20以下かつ50㎡以下のもの）（A：延面積）に伴う躯体改造を対象とする。
3. 本指針で対象とする躯体改造項目は、下記(1)から(6)とする。なお、躯体改造による居住空間拡大や居住性能向上に伴う基礎梁の補強や設備用スリーブ設置も対象とする。
 - (1) 壁梁せいの低減
 - (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
 - (3) 妻側耐力壁への窓開口設置
 - (4) けた行方向に出入り口開口設置
 - (5) 戸境床スラブへの開口設置
 - (6) 床スラブの付け替え

1. 本指針の目的

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式RC造住棟の構造躯体（耐力壁、壁梁、床スラブならびに基礎梁をいい、以下同様とする）の改造に関する構造設計方針、構造設計方法ならびに施工手順を記載することにより、躯体改造設計の品質および構造安全性の確保を図ることを目的とする。

ここで主に想定している建物は、各自治体が管理する公社住宅・公営住宅、UR都市機構（旧日本住宅公団で、以下、URという。）が管理する賃貸住宅などの公的賃貸住宅で、これらの間取り変更や居住性改善に伴う躯体改造において本指針の活用が見込まれる。

2. 躯体改造において対象とする建築行為とその規模

躯体改造を行う場合、事業採算上の観点から躯体改造に掛かるコストを低く抑える必要があると考えられることから、躯体改造前の建物が有する構造耐力上の余裕の範囲内において、耐震補強を要さない躯体改造方法を採用することが求められている。また、併せて躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならないことが求められている。

このことから、本指針で対象とする建築行為とその規模は、現行の建築基準法および施行令（以下、単に法令という）への遡及が緩和されている以下の3項目とする。

なお、③一体増改築（A/20以下かつ50㎡以下のもの）については、法令上、既存部分は「構造耐力上の危険性が增大しない」ことを確認する必要があるが、文献1.1)において、「既存不適格建築物の既存不適格の部分の規定の不適格の度合いが大きくなることや、現行法適合の部分の規定が法不適合となることを指しているものであり、増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部分にかかる許容応力度以下の場合、検定比が大きくなったとしても、そのことをもって危険性が增大するとは扱わない。なお、これらの判断にあたっては、当該増改築により影響を及ぼす規定について適切に検証する必要がある。」と明確化された。

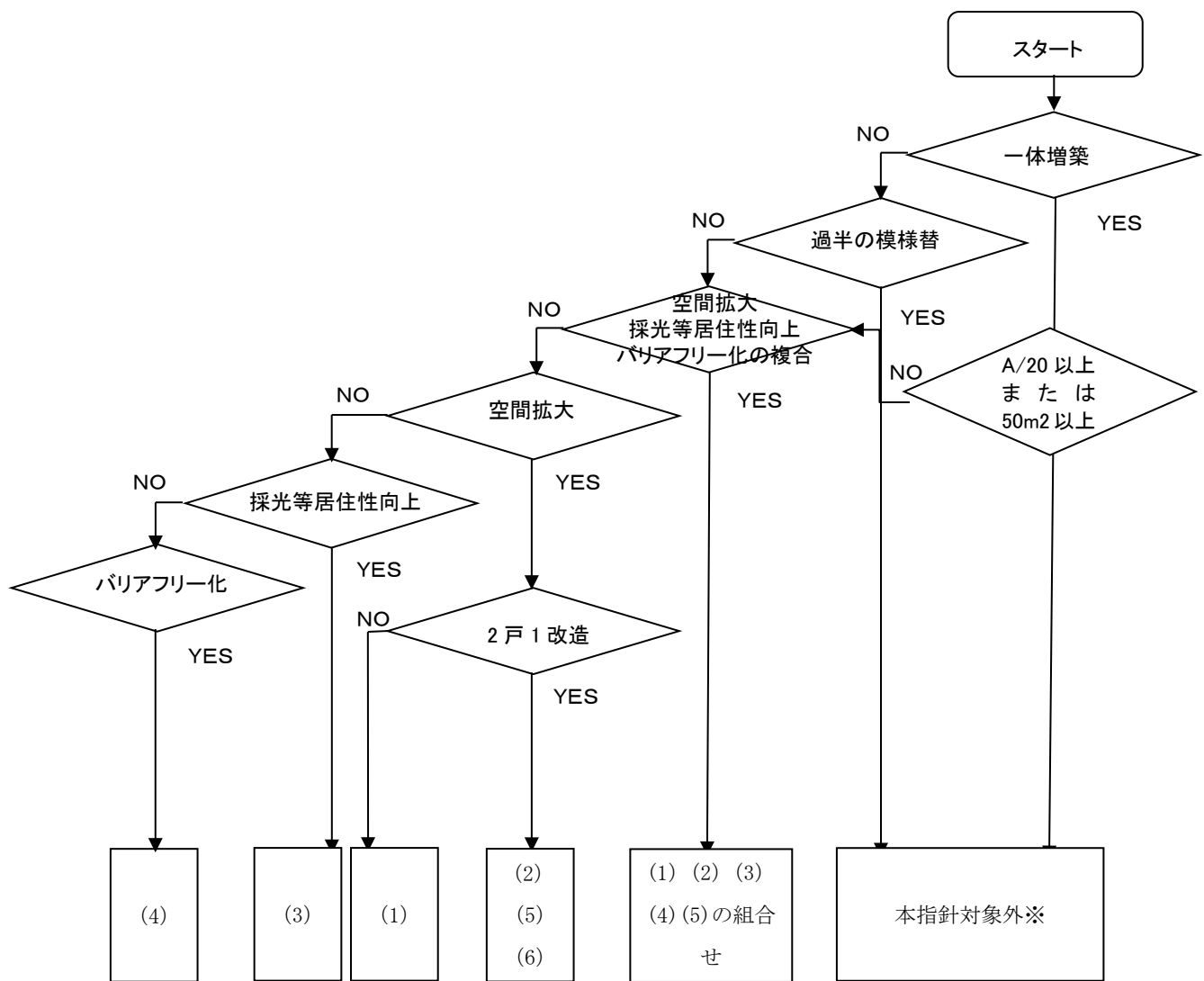
- ① 模様替（躯体の改造または荷重の変更を伴うもの）
- ② 用途変更（荷重の変更を伴うもの）

③ 一体増築（A/20 以下かつ 50 m²以下のもの）（A：延面積）

解説表 1.1.1 に本指針が対象とする躯体改造項目と対応する建築行為を、解説図 1.1.1 に建築行為と躯体改造の組合せのフローを示す。

解説表 1.1.1 本指針が対象とする躯体改造項目と建築行為

本文 3.の 番号	躯体改造		建築行為	
	躯体改造項目	内容	種類	内容
(1)	壁梁せいの低減	居住空間拡大	模様替 用途変更	躯体の改造と、仕上げ等の変更による荷重の変更を伴う場合があるもの
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置	居住空間拡大 (水平・上下住戸の2戸1化)		
(5)	戸境床スラブへの開口設置			
(6)	床スラブの付け替え			
(4)	けた行方向耐力壁への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）	バリアフリー化 (北側階段室前へのエレベーター，廊下の分離増築)		
(3)	妻耐力壁への窓開口設置	1階の施設化		
(2)	戸境耐力壁への出入り口開口設置			
(6)	床スラブの付け替え			



凡例

- (1) 壁梁せいの低減
- (2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置
- (3) 妻耐力壁への窓開口設置
- (4) けた行方向への出入り口開口設置（腰壁の撤去，壁梁せいの低減）
- (5) 戸境床スラブへの開口設置
- (6) 床スラブの付け替え

※ 過半の様様替の法関係以外の技術的事項については適用可

解説図 1.1.1 建築行為と躯体改造の組合せのフロー

3. 本指針の対象とする躯体改造内容

前記解説より、事業採算上の観点から躯体改造に要するコストを低く抑えることが可能で、かつ、躯体改造に伴う法令等の申請に係わる業務がそれ程煩雑とはならない「模様替」と「用途変更」「小規模一体増改築」に該当する項目のうち、実証実験が行なわれ実現性の高い本文に記載の(1) から(5) を対象とすることとしている。なお、本指針が対象とする住棟改造のイメージを、解説図 1.1.2 に示す。

(1) 壁梁せいの低減

本改造は、住戸内にある壁梁のせいを縮小することにより、鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置

本改造は、隣り合わせた2住戸の戸境耐力壁に出入り用の開口を新設し、水平2戸1化することにより水平方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ2,000mm、内法幅2,000mm程度を想定している。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置

本改造は、妻側住戸に開口を新設し、眺望、採光、通風を取り入れることにより居住性の向上を目的としている。なお、本開口の大きさは内法高さ1,000mm未満、内法幅1,200mm程度を想定している。

(4) けた行方向に出入り口開口設置

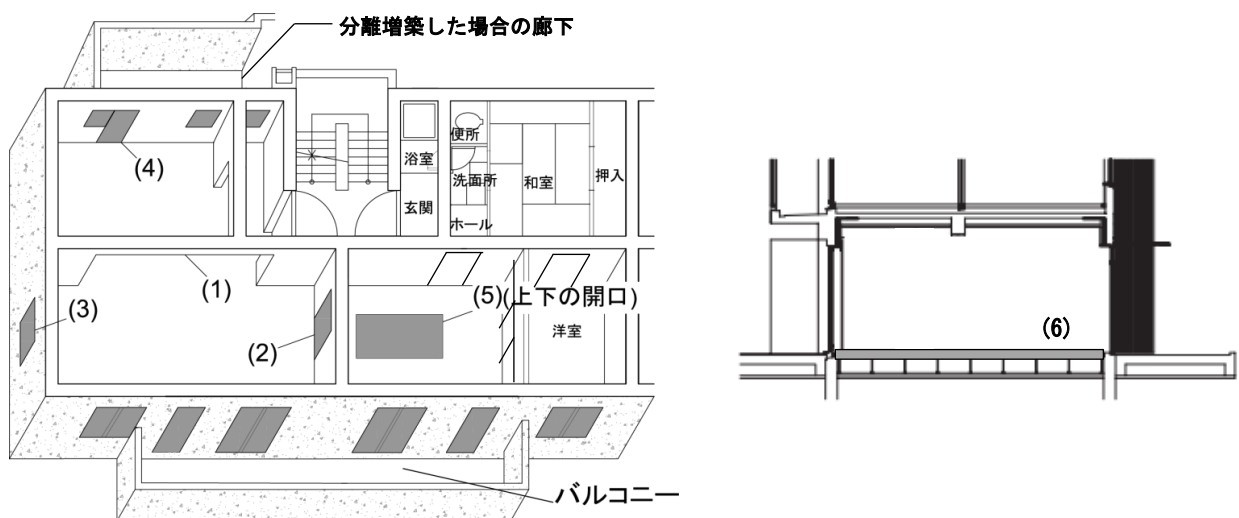
本改造は、エレベーター、共用廊下を設置し、腰壁等を撤去して住戸の出入口の位置を変更することで、建物のバリアフリー化を目的としている。また、(1)に示す梁せいの縮小も併せて行う場合もある。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

本改造は、上下住戸の戸境床に開口を新設し、上下2戸1化（メゾネット化）することにより鉛直方向の居住空間の広がり向上を目的としている。なお、本指針では屋根スラブや1階床開口の新設は考えていない。

(6) 床スラブの付け替え

本改造は、木造床スラブや既存RC造床スラブをRC造床スラブに付け替えることで、居住性能や環境性能を高めることを目的としている。



解説図 1.1.2 本指針が対象とする躯体改造内容とイメージ

1.2 適用範囲

本指針は、地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物に適用する。

・本指針の適用範囲

本指針は、上部構造の耐震性能が高くかつ耐震補強が不要となる場合が多い地上階数が5以下の現場打ち壁式鉄筋コンクリート造建物を対象とし、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物およびラーメン構造建物等は適用範囲外とする。

なお、本指針の適用範囲とする壁式RC造建物の建設年代としては、主に1981年の建築基準法改正前に設計・建設された建物（以下「旧耐震建物」という）を想定しているが、改正後の建物（以下、新耐震建物という）も含まれる。

1.3 用語の定義

本指針にて使用する用語を、以下のように定義する。

改修：原状回復にとどまらず、機能を向上させるような改造・変更やグレードアップなどを伴う工事のこと。

躯体改造：居住空間の拡大や居住性の向上を目的として建物の構造躯体の一部を造り直すこと。

増築：同一の敷地内にある既存の建築物の延べ面積を増加させること（床面積を追加すること）。別棟で造る場合は、単体規定に関しては新築，集団規定に関しては増築として扱われる。

改築：建築物の全部又は一部を取り壊した後、用途，規模，構造の著しく異なる建築物を建てること。

模様替：建物の仕上げ，造作などの更新により，用途や機能の変更，改善をはかること。

用途変更：既存の建築物の用途を変更して，別な用途にすること。

建設当時：建物の工事着工時点をいう。

コンクリートの推定強度（ σ_{BD} ）：耐震診断のコンクリートの推定強度および補強設計に用いるコンクリートの圧縮強度のこと。

・用語の定義

本節においては、本指針本文にて使用している用語のうち、躯体改造に係る用語を定義している。また、本指針に関連する用語を以下に記載する。

- ・建築：建築物の新築，増築，改築，移転をいう（法第2条第十三号）
- ・大規模の模様替：建築物の主要構造部の1種以上について行う過半の模様替え^{1.1)}をいう（法第2条第十五号）
- ・一体増築：増築部分と既存部分を構造上分離せずに増築を行うことをいう。
- ・分離増築：増築部分と既存部分を構造上エキスパンションジョイント等で分離して増築を行うことをいう。
- ・施設化：使用用途を住宅から老人福祉施設等の施設に用途変更すること。

参考文献

- 1.1) 逐条解説 建築基準法 逐条解説建築基準法編集委員会 平成25年10月25日

第2章 住棟の選定と調査

2.1 対象住棟の選定

対象住棟の選定は、1次選定および2次選定の2段階で行う。

- (1) 1次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟
 - 2) 設計図書が現存する住棟
- (2) 2次選定住棟は、下記の項目に適合するものとする。
 - 1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟
 - 2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟
 - 3) 旧耐震の場合はコンクリートの推定強度 σ BDが設計基準強度以上の住棟

・躯体改造住棟の選定

既存ストックの有効活用として躯体改造等を行い、長期利用を図ることから、対象住棟の選定にあたっては、十分な注意が必要である。本指針においては、解説図2.1.1の団地の場合を想定した躯体改造住棟選定フローに示すように、1次選定と2次選定に区分し手戻り等がないようにしている。

1次選定は、法関係の手続等から検査済証等が現存する住棟とし、ここで選定された住棟に対して、住棟の特徴や居住者ニーズを踏まえた改造項目基本検討を立案する。

次に、2次選定は、1次選定した住棟において、著しいひび割れ、たわみ等の障害がなくかつ設計基準強度以上のコンクリート推定強度を有する改造に適した健全な住棟とする。なお、その詳細な選定フローについて解説図2.1.2に示す。

(1) 1次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

- 1) 検査済証等当時の申請関係図書が現存する住棟

既存建物に躯体改造、模様替等を行う場合、規模等により特定行政庁への法令等の申請が発生する。この場合、特に当時、適法として確認された検査済証が重要で、本済証がないと行政庁の指導に基づき躯体の研り等を含めた大掛かりな調査が必要となる。

また、このほかに確認申請書（公的賃貸住宅の場合には、計画通知認定書）、団地の場合には1団地認定通知書、消防関係の特例基準通知等、それぞれの基準の確認を行うことにもなるので、これらの書類が現存するものを対象とする。

- 2) 設計図書が現存する住棟

上記の申請関係図書のほか、躯体改造等の検討において、建築意匠図、構造図、設備図、構造計算書等の設計図書で、建設途中での変更を網羅した最終図書が必要になる。

また、これらのほかに、建物の竣工後、維持管理のために屋根防水や設備配管の改修等の修繕履歴のほか、これに関する図面等が必要になる。なお、これらの一部が現存しない場合は、担当者と協議する。

(2) 2次選定

下記の項目に適合する住棟とする。

- 1) 地震、火災等により著しく損傷等を受けていない住棟

1次選定時に調査する設計図書や修繕履歴を基に、これらに記録されていない地震・火災等による被害状況や増改築、換気スリーブの設置、屋根断熱改修等の調査を行い、地震・火災等による著しい被害を受けていない住棟で、かつ、不適切な増改築等が行われていない住棟とする。

また、場合によっては、関係者の聞き取り調査等を行うことも必要である。

2) 著しいひび割れや鉄筋の発錆、たわみ、傾斜等の障害がなく、かつ、使用上の障害がない住棟とする。

外観を目視による現地調査を行い、著しいコンクリートのひび割れ、鉄筋の錆汁発生等の劣化、たわみ、不同沈下が生じていない、かつ、使用上障害のない健全な住棟とする。

なお、調査は、RC耐震診断基準^{2.1)}の建物調査の2次調査に準じて行う。

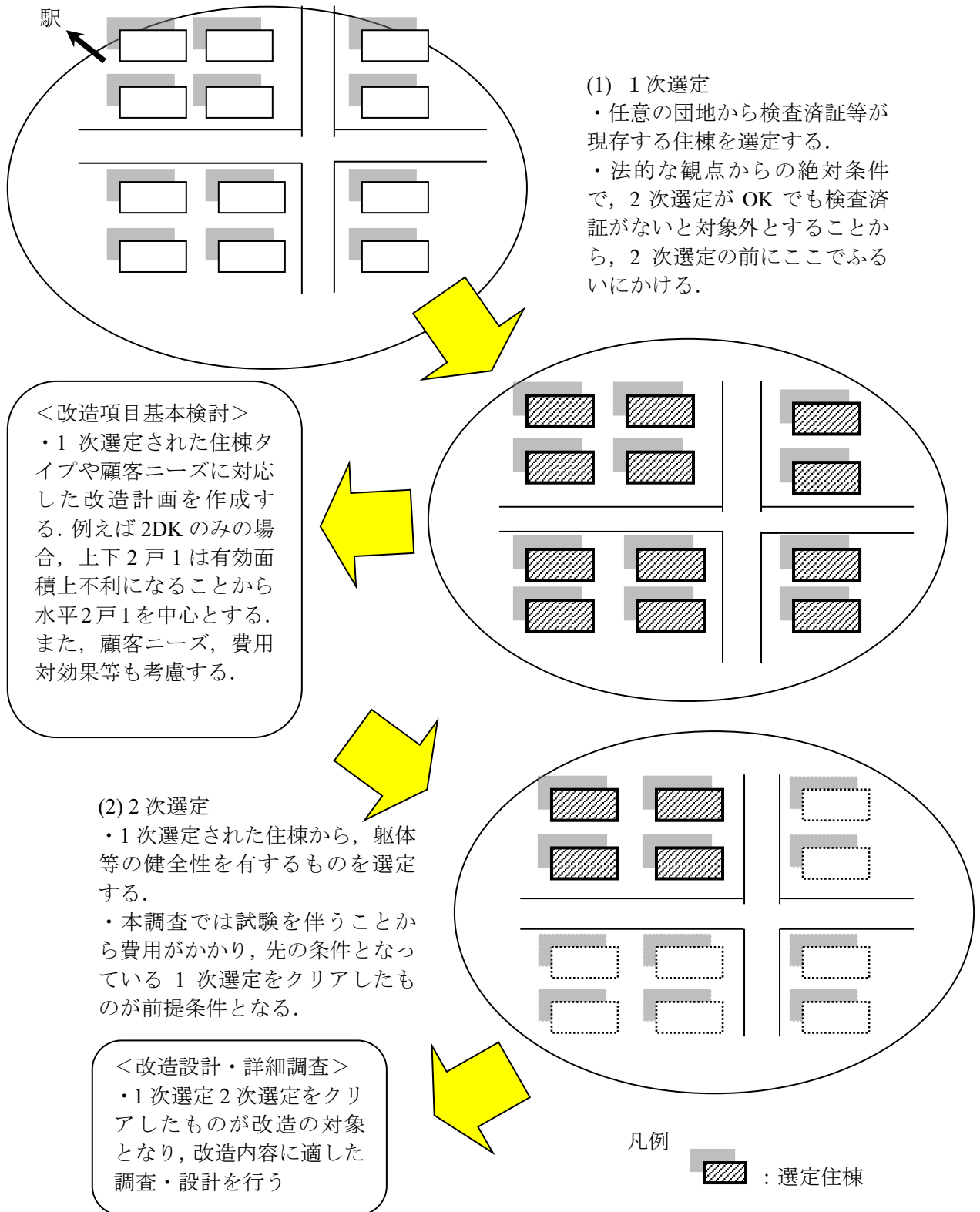
また、実際の建物においては、仕上げ等が施してあり、構造躯体コンクリート面のひび割れ等について正確に把握することが困難である。このことから、空き家住宅等で仕上げ材を撤去して調査することも非常に重要である。また、これに併せて、コンクリート打設状況や壁梁およびスラブのたわみ等の変形状況に関する調査を行うことも必要である。

3) 旧耐震の場合は、各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

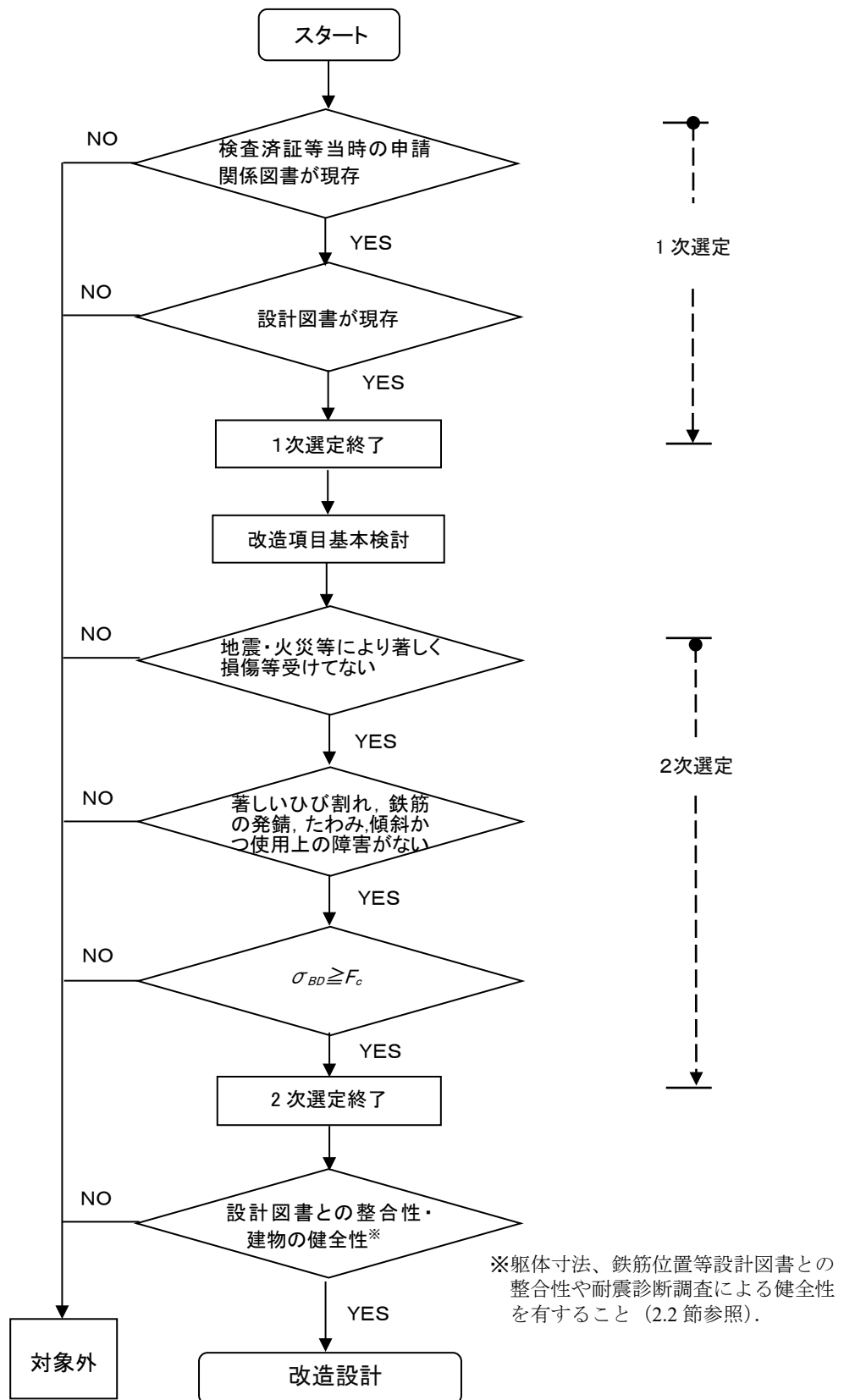
旧耐震の場合においては、RC耐震診断基準^{2.1)}のコンクリートコアの圧縮強度試験に基づいた各階の推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された各階の設計基準強度 F_c 以上の住棟とする。

新耐震の住棟については、検査済証をもって各階のコンクリートの推定強度 σ_{BD} が、設計図書に記載された設計基準強度以上と判断されることから、上記の試験は実施しないこととした。

改造を行う住棟を選定(計画)



解説図 2.1.1 本指針における躯体改造住棟選定フロー（団地を想定した場合）



解説図 2.1.2 本指針における躯体改造住棟選定詳細フロー

2.2 躯体改造設計にかかる住棟詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計にかかる詳細調査は、下記の項目について行う。

- (1) 躯体寸法等調査
- (2) 鉄筋位置等調査
- (3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

・2次選定された住棟の詳細調査

2次選定された住棟の躯体改造設計を的確に行うには、前節 2.1 の調査のほか躯体改造に関連する部位の調査を綿密に行う必要がある。

また、旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように安全性の確認のために耐震診断を行うことから、その調査も必要である。ここでの調査は、住戸内の調査を行うことから居住者がいないことが前提である。

(1) 躯体寸法等調査

躯体改造する項目にもよるが、設計図書に記載された躯体の厚さ、長さ等の寸法の整合性が確保されていない場合、建物全体の安全性や躯体改造設計へ大きく影響する。例えば、壁梁せい低減改造による壁梁の端部接合部の耐力壁は、回転拘束等含め非常に重要であり、所要の躯体の厚さ、長さ等が必要となる。

このことから、躯体改造設計に関連する部位において、設計図書に記載された寸法の整合性の確認をするため、現地にて寸法実測を行う。

なお、原則として躯体改造設計は、躯体寸法の整合性の確認ができる建物とするが、住棟の安全性や躯体改造設計に影響がないことが確認される場合は、担当者と協議し躯体改造の可否を決定する。

(2) 鉄筋位置等調査

上記の躯体寸法のほか鉄筋の位置、本数、径、かぶり厚さ等確認し設計に的確に反映する必要がある。

本調査では、躯体改造設計に関連する部位の鉄筋探査機等により躯体内の鉄筋状況を調査し、設計図書との整合性を確認する。

(3) 旧耐震住棟の耐震診断にかかる調査

旧耐震の住棟は 4.3 節に示すように、躯体改造後の住棟の大地震動時の安全検証を耐震診断あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととしている。このことから、調査は、RC耐震診断基準^{2.1)}の建物調査の精密調査（本調査）に準じて行う。

参考文献

2.1) 日本建築防災協会：2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造の耐震診断指針・改修設計指針 同解説，2017

第3章 構造検討方針

3.1 躯体改造と法的取扱い

本指針に基づいて躯体改造を行う際には、建築基準法施行令第8章を満足することとする。なお、建築基準法令に記載がなく特定行政庁の個別判断による内容については、本指針を基に特定行政庁と協議を行い、その結果を反映するものとする。

1. 既存建築物の躯体改造を行う場合の法的取扱い

既存建築物への建築行為における申請の要否および申請において求められる構造上の要求事項のうち、本指針が対象とする建築行為における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.1 に示す。また、参考として、本指針の適用範囲外である増築における構造上の要求事項の概要を解説表 3.1.2 に示す。

解説表 3.1.1 および解説表 3.1.2 によれば、模様替または増築を行う場合、原則的に、構造方法関係基準について、現行法規に適合させる必要があるが、規模等に応じて現行法規の遡及に対する緩和規定が設けられており、構造耐力上の危険性が增大しないことを確認すればよい。なお、用途変更を行う場合、構造方法関係基準について法上遡及されていないが、荷重増等が変化する場合、検討報告書の提出を行政が義務付ける場合がある。また、申請を要する増築と、申請を要さない規模の模様替えを同時に行う場合等の取扱いについては、法令上記載がなく特定行政庁の個別判断となっている。

解説表 3.1.1 本指針の適用範囲である既存建築物への建築行為における構造上の要求事項

建築行為	緩和規定	躯体改造対象部分	申請の要否	構造方法関係基準に関する要求事項
模様替	有り	主要構造部の 1/2 超	必要	構造耐力上の危険性が增大しないこと*1)
		主要構造部の 1/2 以下	不要	自己責任にて実施*2)
用途変更	無し	100m ² 超	必要	計画変更確認申請を要する-*3)
		100m ² 以下または類似の用途間	不要	自己責任にて実施*2)*3)

[注] *1) 「全体計画認定に係わるガイドライン」^{3.1)}の要旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和の方向で協議する余地がある。しかし、躯体改造による増築面積がA/20 または 50m² 以上の場合の検討方法は法改正によってA/2 以上についても緩和規定が設けられ、増改築後の既存建築物の構造耐力上主要な部材にかかる許容応力度以下の場合、検定比が大きくなったとしても、そのことをもって危険性が增大するとは扱わないことが明記された。

*2) 増築と同時に行なう大規模でない模様替について、構造上の危険性が增大しないことの確認が必要とされる場合がある。その際、増築において審査することとなっている構造検討内容と同じ内容のみを審査する場合もある。

*3) 令第85条において、用途別に指定されている積載荷重が用途変更に伴い増加する等の場合は、法第12条第5項の報告により構造耐力上の危険性が增大しないこと（建設当時の適法性の証明）を確認することとしている場合もある（Y市の例）。

解説表 3.1.2 増築の場合の既存建築物への建築行為における
構造上の要求事項（令和 5 年 9 月 20 日現在）

建築 行為	緩和 規定	増築等の規模 (A:延べ面積)		申請 要否	構造方法関係基準に関する要求事項		備考
					対象範囲	内 容	
増築	有り	A/2 超	一体	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※ 2)	・実現性 低い※ 5)
					増築部分	・現行仕様規定に適合すること。	
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること	
			分離	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※ 2) ・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算（2次設計含む）又は耐震診断 ※ 3) ② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算 ※ 4)	
					増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること	
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること	
		A/2 以下 A/20 超 かつ 50 m ² 超 ¹⁾	一体	必要	既存部分	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※ 2)	・実現性 低い※ 5)
					増築部分	・現行仕様規定に適合すること	
					建物全体	・現行基準の構造計算により安全を確認すること	
			分離	必要	既存部分	・現行基準の構造計算により安全を確認すること ① 地震に関する検討：地震に関する許容応力度等計算（2次設計含む）又は耐震診断 ※ 3) ② 地震以外（長期・積雪・風圧）の許容応力度計算※ 4)	
					増築部分	・現行構造規定（仕様規定・構造計算）に適合させること	
					建物全体	・耐久性等関係規定に適合すること（構造方法規定除く）※ 2)	
A/20 以 下 かつ 50 m ² 以 下※ 1)	一体	必要	既存部分	・構造耐力上の危険性が增大しないこと （「全体計画認定に係るガイドライン」参照、以下同様）			
			増築部分	・現行規定に適合させること			
	分離	必要	既存部分	・検討不要（変更がなければ）※ 6)			
			増築部分	・現行規定に適合させること			

[注] ※1)：床面積に参入されない場合でも、建築面積が発生すれば増築と判断されるケースがある。

※2)：壁式 RC 造のコンクリートおよびモルタルの設計基準強度（令第 80 条の 2，H13.6.12 国交告第 1026 号により 18N/mm²以上）が適合しないが、殆どの特定行政庁はこの理由により増築不可とはしていないことを踏まえ、特定行政庁に了解を得る必要がある。

※3)：H17.6.1 国交告第 566 号（H24.9.20 改正）第 2 第一号イで、耐震診断によって地震に対して安全な構造であることを確かめることができるものとされているため、ほとんどの場合地震時許容応力度計算は行われていない。なお、法改正により、耐震診断と同等な安全性の確認として新耐震基準およびこれ以降の新基準、例えば限界耐力計算によっても良いとされているが、實際上検討は困難である。

※4)：地震以外の許容応力度計算に係る規定については法制度改正がされていないため、建設時の計算書を提

出することで足りるものとされている（検査済証があれば計算書の提出を不要とする場合もある）。躯体改造を行う場合は再計算が必要となる。

※5)：「全体計画認定に係るガイドライン」（表 3.1.3 参照）の趣旨を踏まえた各特定行政庁の判断に委ねられており、緩和する方向で協議する余地がある。しかし、 $A/20$ 以上または 50 m^2 以上の場合の検討方法は、法改正によって $A/2$ 以上についても緩和規定が設けられたが、いずれも現行の基準で構造計算による確認が必要と法令で定められており、その内容が厳しく実現性は低い。

※6)：令第 137 条の 2 第二号ロにおける構造上の危険性が増大しないことの確認は、構造上分離されていることで足りるものとされている。

解説表 3.1.3 に、「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された構造耐力上の危険性が増大しないことの判断に関する留意事項を示す。構造耐力上の危険性が増大しないことの確認方法については、法令上記載がなく、特定行政庁の個別判断となっている。「全体計画認定ガイドライン」（H17.6.1 国住指発第 667 号）^{3.1)}における例示を根拠とし、改造前よりも構造耐力上の危険性が増大しないこととされている。

解説表 3.1.3 「全体計画認定に係るガイドライン」に例示された
構造耐力上の危険性が増大しないことの判断に関する留意事項^{3.1)}

	内容
留意事項	<p>① 通常の荷重及び外力に対する安全性について、例えば、構造耐力上主要な部分の断面に生ずる応力度が工事着工前における応力度以下であること、又は、当該応力度が許容応力度を超えないことについて確認することが望ましい。</p> <p>② 大規模の地震に対する安全性について、例えば、次のような事項について確認することが望ましい。</p> <p>イ 各階の保有水平耐力の必要保有水平耐力に対する比が、工事着工前における比以上であること、又は、各階の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であること。</p> <p>ロ 建築物の耐震診断及び耐震改修の促進を図るための基本的な方針（平成 18 年 1 月 25 日国土交通省告示第 184 号）別添における耐震診断方法により算出される I_s 値が、工事着工前における I_s 値以上であること、又は、I_s 値が 0.6 以上であること</p> <p>以上のほか、層間変形角や剛性率・偏心率が工事完了後において工事着工前と比較して悪化しないこと、又は、これらの値が規定の範囲内であることを確認することが望ましい。</p>

躯体改造を行う場合の留意すべき事項として、建設年代の古い建物は、建物竣工後に建築基準法令・告示が随時改定されて厳しくなっていることから、現行の建築基準法令や告示等（設計基準強度、外力分布形、杭の水平力の検討、壁梁のせん断設計の水平荷重時応力割増し係数等）を満足することが困難となる場合もあることから、各特定行政庁の判断に委ねられているが、例えば外力分布を現行の A_i 分布

を用いて構造計算した場合でも、構造部材に著しい損傷が生じないことが確認されればよいと考えられる。躯体改造の実現可能性を高めていくためには、こういった場合の具体の判断基準について明確にする必要がある。これらに対して、延べ面積が 100m² を超える用途変更における申請時の取扱い事例^{3.2)}を準用する方法は、事業の実現可能性の観点から大変有効であるが、採用の可否について特定行政庁と協議する必要がある。

なお、主要構造部の 1/2 以下の模様替および延べ面積が 100m² 下の用途変更については申請が不要であり、実施者は自己責任にて行うことになるが、建設当時の法・令・告示を満たすことおよび 3.2 に記載の構造性能を確保する必要がある。

3.2 改造住棟に確保する構造性能

本指針に基づいて構造設計および施工する躯体改造住棟には、下記の最低限の構造性能を確保する。

- (1) 構造躯体の耐久性
- (2) 長期荷重時における使用性・機能性
- (3) 短期荷重時における損傷制御性
- (4) 大地震動時における安全性

1. 改造住棟に確保する構造性能

本指針に基づいて躯体改造する住棟には、本文 1. に記載の最低限の構造性能（建築基準法に規定がある場合は、建設当時の建築基準法令による）を確保することとしている。以下に、その趣旨を記載する。

(1) 構造躯体の耐久性確保

躯体改造を実施後の建物は躯体改造しない建物に比して、より長期間供用する必要があることから、躯体改造対象住棟は耐久性に影響を及ぼすコンクリートのひび割れや欠損ならびに鉄筋の発錆等が生じておらず、かつ中性化深さも鉄筋裏面位置まで達していない住棟を選定することが慣用である。上記を満たさない住棟を改造対象住棟に選定する場合は、耐久性を向上する補修工事を躯体改造時に行う必要がある。

(2) 長期荷重時における使用性・機能性確保

長期的荷重時における建物の使用性と機能性を確保することは、躯体改造実施の有無にかかわらず必要となる性能である。具体的には、設計当時における使用性・機能性を確保することを基本とし、改造後の固定荷重および仕上げ荷重ならびに積載荷重を考慮して構造部材に生じる応力を算定し、長期許容耐力以下となることを確認すればよい。なお、必要に応じて戸境床スラブの遮音性や振動制御性のレベルを検討し、戸境床スラブの厚さを設定する。

(3) 短期荷重時における損傷制御性確保

稀に生じる短期的な荷重を考慮した短期荷重時の損傷制御性確保は、改造後の建物の計画供用期間中に稀に生じる程度の中地震が作用した後に構造躯体が補修せずに耐久性や継続使用性が確保されるようにするための損傷制御性能に関連する構造性能である。躯体改造後においても、設計当時の法・令ならびに関連告示に規定される荷重および外力とその組合せにより生じる部材の短期許容応力が短期許容耐力以下となることを確認するとともに、設計時代に準拠した壁式RC造に関する諸規準（日本建築学会「壁式鉄筋コンクリート造設計規準」（以下、壁式RC造設計規準という）や「壁式鉄筋コンクリート造設計要領」等（詳細は、本指針 4.1 参照）に規定されている項目（地上階数、コンクリートの設計基準強度、耐力壁の厚さ、壁量、耐力壁の平均せん断応力度、ならびに耐力壁の曲げ補強筋量等）を満たしていることを確認することで、短期荷重時における損傷制御性能を確保するものである。

(4) 大地震動時における安全性確保

躯体改造後の建物の計画供用期間中に極めて稀に生じる程度の大地震動時において空間が確保でき、もって人命保護を確保する構造性能である。1981年以前の旧耐震基準の場合は、大地震動時の構造安全

性能については、国土交通省告示第 184 号（平成 18 年 1 月 25 日）」の別添「建築物の耐震診断および耐震改修の実 施について技術上の指針となるべき事項」に基づいて構造耐震指標 I_s が構造耐震判定指標 I_{so} 以上となることを確認するかまたは、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより、大地震動時における所要の耐震安全性を確保するものである。

なお、1981 年 6 月 1 日着工以降の所謂「新耐震基準」および昭和 58 年建設省告示第 1319 号に基づいて設計（張り間方向が「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同住宅設計要領・改定案（日本住宅公団昭和 45 年 3 月 17 日）」に基づいて設計された壁式 RC 造建物もある）および建設された壁式 RC 造住棟が構造躯体改造対象住棟の場合は、既存壁式鉄筋コンクリート造等の簡易耐震診断法^{3.3)}もしくは既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針^{3.4)}に基づくか、または、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となることにより耐震安全性を有することを確認すればよい。

3.3 構造計画

1. 既存壁式鉄筋コンクリート造建物の躯体改造に際しては、躯体改造項目が建物の構造性能に及ぼす影響を考慮するとともに、3.2に記載の構造性能を確保できるよう改造項目および改造範囲を検討する。
2. 躯体改造に際しては、原則として各階の地震力算定用重量が増大しない範囲で改造項目を検討する。
3. 本指針において対象とする改造項目ごとの構造計画上準拠する構造規定は、原則として下記による。なお、詳細な解析や実験等を行い構造性能を確保できることが確かめられた場合は、構造規定の一部を適用しないことができる。

(1) 壁梁せいの低減

- ① せいを低減する壁梁は、各階各方向の壁梁数の1/2以下とする。
- ② 低減後の壁梁のせいは、450 mm以上とする。
- ③ せい低減壁梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・壁梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・壁梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
- ④ 既存耐力壁・壁梁接合部と増し打ちした耐力壁・壁梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口設置

- ① 出入り口開口の大きさは、幅2 m程度以内とする。
- ② 両端に直交壁を有する1枚の戸境耐力壁に出入り口開口を2つ設ける場合、開口部間の水平縁間距離は、両開口部の内法高さのうちの大きい方の高さの1.5倍以上とする。
- ③ 出入り口開口は、直交壁端より原則として600 mm以上離れた位置に設ける。
- ④ 同一構面の戸境耐力壁に鉛直方向に市松状に出入り口開口を設ける場合、開口部間の水平投影縁間距離は、開口部の内法高さ以上とする。
- ⑤ 最上階の戸境耐力壁に開口部を設ける場合、または、開口を上下方向に同一箇所に連続して設ける場合には、開口部上部にせいが450 mm以上の壁梁を配置するとともに、当該壁梁には所要の横筋（端部曲げ補強筋および中間部横補強筋の総称）および縦筋（梁のあばら筋に相当する補強筋）を配筋する。
- ⑥ 開口部周囲には所要の曲げ補強筋を配置する。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置

- ① 開口部の内法高さは、1.0 m以下とする。
- ② 開口部の内法長さは、1.2 m程度以下とする。
- ③ (2)の③から⑦による。

(4) けた行方向に出入り口開口設置

住棟北側構面の開口部を大きくして出入り口開口を設置する場合、下記①から④による。

- ① 出入り口開口は、既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去することにより設ける。この時、開口部上部の壁梁せいを低減することを併用してもよい。
- ② 出入り口開口左右の耐力壁の長さは、原則として600 mm以上とする。
- ③ 出入り口開口上下の壁梁となる部分には、所要の横筋と縦筋を配置する。
- ④ 出入り口開口の鉛直縁には、所要の曲げ補強筋を配置する。

(5) 戸境床スラブへの開口設置

- ① 開口部の大きさは、一つの住戸の内法面積の 1/2 程度以下とする。
- ② 開口部位置は、けた行方向壁梁および張り間方向戸境耐力壁面および妻側耐力壁面より 1m 程度の範囲以外の部分とする。なお、戸境耐力壁側は、隣接スラブの主筋の定着長さが確保できる部分を残すことでもよい。
- ③ 開口部は、原則として平面的に隣接した住戸で設けないこととする。
- ④ 開口部周囲には、所要の補強筋を配置する。

(6) 戸境壁開口設置と戸境床スラブ開口設置

- ① 同一住戸において、戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口を設けない。
- ② 同一住棟で戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブ開口設置を行う場合は、開口部は平面上および立面上釣合いよい配置とすることを原則とする。

(7) 床スラブの付け替え

- ① 同一住棟において、新たな床スラブによって、設計用地震力の増大を防ぐため、既存床スラブの付け替えもしくは、1 階木造床スラブの付け替えを原則とする。
- ② 新たな床スラブを設置する壁もしくは基礎梁は 180 mm 以上の厚さとする。

(8) 基礎梁の補強

- ① 基礎梁の許容曲げモーメントや許容せん断力を増加する必要がある場合は、壁梁せい低減補強工法に準じて曲げ補強筋およびせん断補強筋ならびにコンクリート断面を増加する。
- ② 基礎梁に新たに配筋する端部曲げ補強筋や中間部横補強筋は、既存耐力壁・基礎梁接合部の両側に増し打ちした耐力壁・基礎梁接合部に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。
- ③ 既存耐力壁・基礎梁接合部と増打ちした耐力壁・基礎梁接合部との一体性を確保するため、適切な面粗し処理とずれ変形や回転変形防止のための接合筋を配置する。

1. 躯体改造に際しての構造計画

中層壁式 RC 造住棟の躯体改造に際しては、対象住棟の構造特性（設計年度、コンクリートの設計基準強度、壁厚・壁量・平均せん断応力度規定値と余裕度）ならびに耐久性に関わる劣化状況を把握した上で、改造後の住棟が 3.2 に記載の構造性能を確保できるように改造項目や改造範囲を検討する。

改造に伴う補強範囲や補強量が可能な限り過大とならないよう、改造項目をいくつか選定し補強量や補強範囲の程度を概略検討することも必要である。

2. 改造後の建物の重量増加回避の原則

本指針においては、3.2 に記載のように改造後の建物の主要構造部材（耐力壁、壁梁、小梁、基礎梁、スラブ、基礎スラブ、パイルキャップをいい、以下同様とする）は、設計当時の法・令・告示等に規定されている荷重および外力とその組合せによる長期および短期に生じる応力に対してそれぞれ長期許容耐力以下、短期許容耐力以下となる構造性能を付与することとしている。また、杭基礎の場合は、長期および短期荷重時の杭に作用する軸方向力が、それぞれ長期許容支持力および短期許容支持力以下となることを確認する必要がある。

したがって、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことが補強量や補強範囲の低減に繋がることから、改造後の住棟の各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増大しないことを原則としている。各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量が増加する場合は、より詳細な

検討を行うことが必要である。

3. 本指針が対象とする躯体改造項目と構造計画に際しての構造規定

本指針が対象とする既存壁式 RC 造住棟の躯体改造項目は、本文 3. (1) から (6) に記載した項目に限定している。なお、基礎梁の補強は本指針が対象としている躯体改造項目ではないが、本節(1) から(7)の躯体改造に伴い基礎梁の補強が必要となる場合も想定されることから、本節に記載している。

各改造項目の構造計画に際しての構造規定は、本文に記載の通りである。以下に、各構造規定の背景を概説する。なお、本文に記載の構造規定は、詳細な構造解析や実験等を行わない範囲で改造構造計画をする場合を記載している。したがって、本文に記載の構造規定を満たさない場合は、詳細な構造解析や必要に応じて実験等を行い、3.2 に記載の構造性能が確保できることを確認する必要があることに留意されたい。

(1) 壁梁せいの低減に関する構造規定

① せい低減の壁梁の数を各階各方向の壁梁数の 1/2 以下とする規定

せいを低減し所要の補強筋を配置し側面を増打ちした壁梁(以下、せい低減補強壁梁という)は、既存部分や耐力壁との接合部分の一体化を十分検討し施工しても最終的には、若干のずれ変形や回転変形が生じるのは許容せざるを得ないと考える。したがって、せい低減補強梁は各階各方向とも出来る限り少ないのが望ましいが、改造計画の自由度を確保する意味から、工学的判断より 1/2 以下としている。

② せい低減壁梁のせい 450 mm 以上の規定

せい低減壁梁のせいを 450 mm 以上としたのは、「壁式鉄筋コンクリート造関係設計規準集・同解説」^{3.5)} によっている。せいを 450 mm 以下とする場合は、一部の壁梁に限定するとともに、せいは 350mm 以上とする^{3.5)}。

壁式 RC 造建物が過去の多くの被害地震においても殆ど被害がないことの要因の一つとして、高い水平剛性とほぼ自重に近い水平耐力を有していることによっている。壁式 RC 造の高い水平剛性は、壁量の確保と耐力壁の頂部や脚部同士を連結する壁梁や基礎梁の剛性確保が重要である。

壁梁のせいを低減する場合は、壁梁の両側面に増打ちし所要の横筋(壁梁の横方向の鉄筋で、端部曲げ補強筋と中間部横筋の総称)や縦補強筋(RC 造梁のあばら筋に相当する補強筋をいい、以下同様とする)を追加する必要があるが生じ施工性を考慮すると結果として既存壁梁の厚さが 3 倍程度となり、改造前の壁梁と同程度の曲げ剛性が確保されるのが一般的である。

③ せい低減壁梁に配置する横筋の定着規定

新たに配置する横筋は、当該壁梁が接続する耐力壁・壁梁接合部の増打ち部分に所要の定着長さ以上を確保して直線定着する。所要の直線定着長さは令第 73 条第 3 項により $40d$ (d : 壁梁の横筋の径。異形鉄筋においては呼び名に用いた数値) 以上または、平 12 建告第 1450 号おにより定まる数値以上とする。

なお、増し打ちする耐力壁・壁梁接合部の長さが所要直接定着長さより短い場合、標準フック付き折曲げ定着としても良いが、既存耐力壁・壁梁接合部との接合面での接着強度確保と、ずれ変形および回転変形の抑制のための接合筋の有効配置を考慮し、定着基点より直線部の長さは $30d$ 以上とする。詳細は、本指針 5.1 による。

④ 増打ち部の面粗しとずれ変形・回転変形の防止のための規定

せい低減壁梁は、最大耐力時において計算された曲げ強度とせん断強度を発揮することが必要で

ある。したがって、水平荷重時において、既存部分と増打ち部分との接合面におけるずれ変形や、当該せい低減補強壁梁が支持される耐力壁・壁梁接合部との接合面でのずれ変形や回転変形が生じないようにすることが重要である。最大耐力時までのずれ変形や回転変形を極力小さい範囲内に留めるためには、接合面の面粗しや接合面に配置する接合筋を適切な位置と適切量配置することが重要であることから、本規定を設けている。

(2) 戸境耐力壁への出入り口開口新設に関する構造規定

旧耐震基準に基づいて設計し建設された壁式 RC 造住棟は、階段室形式が殆どであり、また張り間方向の長さも 6 m 前後となっているものが多い。これらの住棟の張り間方向の壁量は、張り間方向の建物長さが短いものの住戸の専用面積が 40～50 m² 程度と小さいこともあり、壁量も規定値に対して十分余裕があり、構造耐震指標も高いと考えられる。しかしながら、各階の戸境耐力壁の全てに出入り口開口（内法長さ 2,000 mm，内法高さ 2,000 mm 程度の開口）を設けると、規定壁量を下回ることも想定されるので十分留意する必要がある。また、開口を新設することで、地震時に無開口の耐力壁構面への応力伝達が生じるため、必要に応じて当該床スラブで応力伝達ができるかどうか設計検討する必要がある。

以下に、本文 3. (2) の①～⑦の構造規定の背景を記載する。

① 出入り口開口の大きさ構造規定

改造後の住棟においても、設計当時準拠した規準の規定壁量や平均せん断応力度の数值規定を満たすこととしていることから、張り間方向戸境耐力壁への開口設置の大きさは通常のドア開口程度とすることを原則とした。

② 両端に直交壁を有する 1 枚の戸境耐力壁に出入り口開口を 2 つ設ける場合の構造規定

両端に直交壁を有する一枚の戸境耐力壁に出入り口開口を 2 つ設ける場合、開口間の壁を耐力壁として算入するために必要な開口間の水平縁間距離を両開口部の内法高さの内の大きいほうの高さの 1.5 倍以上としたものである。開口部の水平縁間距離が内法高さの高い方の開口部の高さの 1.5 倍未満の場合は、両開口部間の壁は壁量算定上無視することとする。

③ 開口縁と直交壁面との水平距離 600 mm 以上の構造規定

開口部横の壁も耐力壁としての長さや剛性を確保するため、開口部の高さの 30% 以上の水平縁間距離を確保することとし、出入り口開口部の高さを 2,000 mm と想定し 600 mm と規定している。

④ 戸境耐力壁に設ける出入り口開口の高さ方向の配置と開口部間の水平投影縁間距離の構造規定

同一構面の戸境連層耐力壁の各階に出入り口開口を設ける場合、開口部間に応力集中が生じ易く詳細な検討が必要となるが、詳細な検討を行う必要のない水平投影縁間距離として、出入り口開口の内法高さ以上としている（解説図 3.3.3 参照）。

⑤ 最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合、および、開口を上下方向に連続して設ける場合の開口部上部の短スパン壁梁のせいと配筋量に関する構造規定

最上階の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合、開口部上部は短スパンの壁梁となることから、長期荷重時および短期荷重時応力に対して許容応力度設計を行い、所要の曲げ補強筋とせん断補強筋を配筋することとするものである。また、壁梁のせいを 450 mm 以上としたのは、3. (1)②と同じである。

⑥ 出入り口開口部周囲の所要曲げ補強筋配置に関する構造規定

開口部周囲には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じることから、これに対して

補強する必要があることとしたものである。また、令第 78 条の 2 において、耐力壁の開口部周囲および端部ならびに隅角部には径 12 mm 以上の補強筋を配置する必要があるとしている。

(3) 妻側耐力壁への窓開口設置に関する構造規定

旧耐震基準の壁式 RC 造住棟の妻壁には、開口部が設けられていないのが一般的である。妻面の耐力壁に窓（内法高さ 1000 mm×内法長さ 1,200 mm 程度）を設ける場合の構造規定を、戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合の構造規定に準じて規定したものである。

① 開口部の内法高さ 1.0 m 以下とする構造規定

令第 78 条の 2 第 1 項第 2 号によれば、「開口部周囲には径 12 mm 以上の補強筋を配置すること」と規定されており、同第 2 項第 2 号によれば、「その端部および隅角部に径 12 mm 以上の鉄筋を縦に配置すること」と規定されている。一方、設計当時の「壁式鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」や UR 建築構造設計要領によれば、開口部の内法高さ h_0 が 1 m を超える場合は上記よりも多くの補強筋を配筋することが記載されている。新設する改造に伴う補強筋量が多くなること避けるために妻側耐力壁に設ける開口は、内法高さを 1.0 m 以下とすることとしたものである。

② 開口部内法長さを 1.2m 程度以下とする構造規定

開口部を設ける張り間方向の妻壁の長さは通常 6 500mm 程度と小さいこと、および直交壁が両端部と中間部に取り付けられていること、ならびに新設開口部端から直交壁までの長さを 1m 程度は確保しておくことを考慮し窓開口としての最少長さの 1.2m 程度を内法長さとした。

③ 妻側耐力壁に各階同一位置に窓開口を設置する場合の留意事項

妻側耐力壁に各階同一位置に同一の大きさの窓開口を設ける場合は、開口部上下の部分を壁梁にモデル化し鉛直荷重時および水平荷重時応力を算定し許容応力度設計を行う。

(4) けた行方向への出入り口開口設置に関する構造規定

改造対象住棟のバリアフリー化を図るため、住棟北側にエレベーター棟や外部廊下を新設し、新設した廊下より直接住戸に入るには北側構面の開口部を大きくして出入り口を設ける必要がある。以下に①から④の構造規定の背景を記載する。

① 出入り口開口寸法に関する構造規定

階段室型式の壁式 RC 造集合住宅の北側構面は、一般的に窓開口と便所や浴室の小さな窓開口が設けられている。北側構面に玄関用の出入り開口を設ける場合は、改造に伴う補強範囲や補強量ができる限り少なくするのが望ましいことから、出入り口開口は既存の窓開口部下の腰壁部分を撤去して設けるのがよいとしたものである。なお、この時、開口部上部の壁梁のせいを低減することを併用してもよいが、せい低減壁梁の構造規定は、本文 3. (1) による。

② 出入り口開口左右の耐力壁の長さに関する構造規定

耐力壁として考慮できる長さは 450 mm 以上であるが、学会壁式 RC 造設計規準では、耐力壁の長さは 450 mm 以上かつ隣接する開口部の内法高さの 30%以上としていることを考慮し、新設する出入り口開口の内法高さが 2,000 mm であるので、その 30%は 600 mm となる。なお、出入り口開口左右の耐力壁の長さが 450 mm 以上 600 mm 未満の場合は、水平荷重時にせん断変形よりも曲げ変形が卓越することから応力解析を平均せん断応力度法ではなく、曲げ・せん断変形を考慮したラーメン解法によることとする。

③ 新設出入り口開口上下の壁梁として所要補強筋量配置に関する構造規定

北側構面に各階同一位置に出入り口開口を設けた場合、当該開口部上下の部分は壁梁として所要

の構造性能を付与する必要がある。したがって、長期荷重時応力および短期荷重時応力に対して、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下となることを確認するものとする。

④ 新設出入口開口の鉛直縁に所要の曲げ補強筋配置に関する構造規定

新設出入口開口縁は耐力壁の鉛直縁となることから、令第78条の2および設計当時の学会壁式RC造設計規準に基づいて所要の曲げ補強筋を配置することとしたものである。

(5) 戸境床スラブ開口部設置に関する構造規定

上下2戸1化による空間拡大（メゾネット住宅化）を行うために戸境床スラブ（2階から最上階の床スラブをいい、1階床スラブと屋根スラブを除く）に開口を設ける場合の構造規定①から④の背景を以下に概説する。

① 開口部の大きさを1住戸の内法面積の1/2以下とする構造規定

戸境床スラブに設ける開口の大きさは、剛床仮定が成立する範囲内で行うのが耐震安全性確保の面からも合理的である。本指針においては、1住戸の内法面積の1/2程度以内であれば、剛床とみなしてよいとした。ただし、開口部周囲の部分でせん断力の伝達が必要な場合は、その検討を行うものとする（参考資料1参照）。

② 戸境床スラブに設ける開口部と壁梁側面・耐力壁側面までの寸法に関する構造規定

スラブ筋の定着確保と壁梁の面外剛性を確保するために、下記の(a)および(b)を満たす寸法を確保する（解説図3.3.2）。

(a) 片持ちスラブであるバルコニー側は耐力壁および壁梁側面より1 m 以上

(b) 上記以外の面は耐力壁および壁梁側面より0.5 m 以上

③ 戸境床スラブに設ける開口部の配置に関する構造規定

張り間方向地震時に妻側や戸境耐力壁に地震力がスムーズに伝達できるよう、工学的判断として本構造規定を設けたものである。

④ 戸境床スラブに設ける開口部周囲の所要の補強筋量配置に関する構造規定

戸境床スラブの新設開口部周囲には、開口部を設けることにより切断された鉄筋量以上の補強筋量を配置するものとする。

(6) 戸境耐力壁開口設置と戸境床スラブの開口設置に関する構造規定①および②

同一の住戸においては、地震時における建物の複雑な挙動を防止する面から戸境床スラブ開口と戸境耐力壁開口を設けないこととしている（解説図3.3.4）。

同一住戸において、床開口と壁開口を行う場合は、立体解析を行う等詳細な検討を行う必要がある。

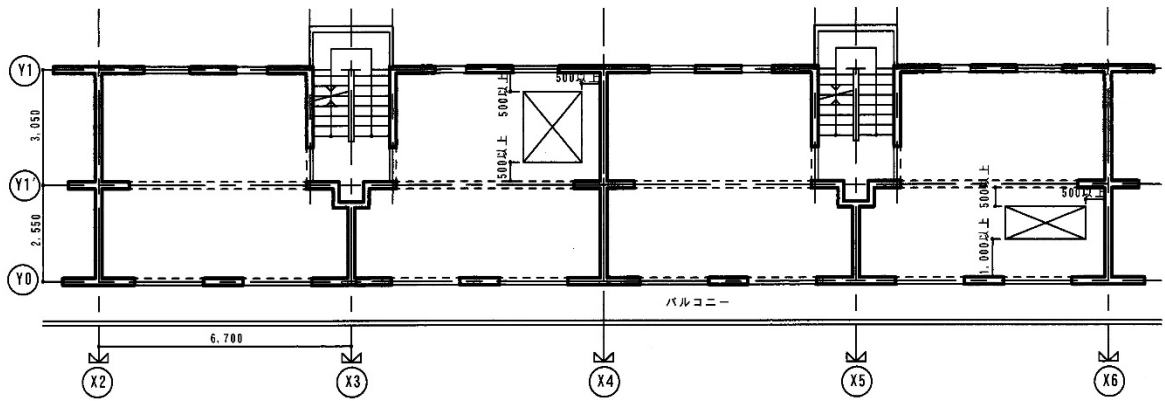
(7) 床スラブの付け替えに関する構造規定

① 新たな床スラブによって地震力の増加が無いように注意すること。

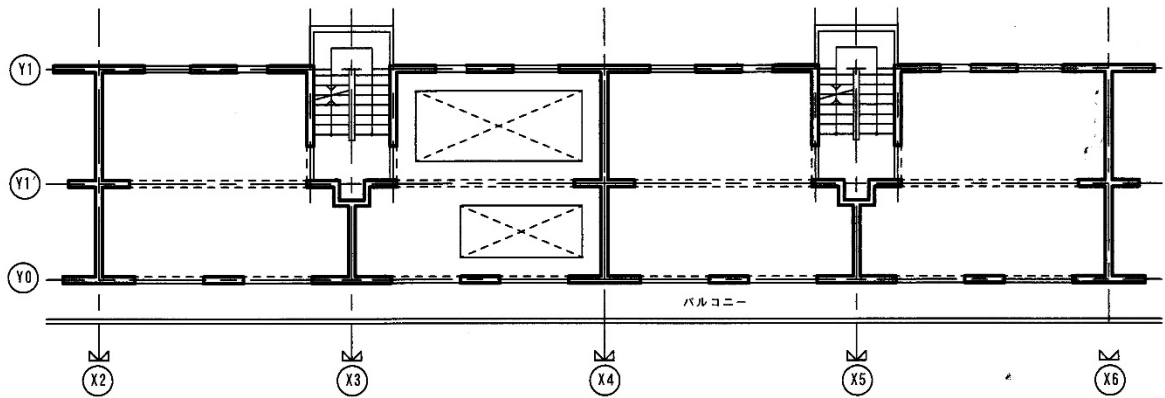
② 新たな床スラブを設置する壁もしくは基礎梁は定着筋を接合するため、180 mm以上の厚さがあることを原則とする。

(8) 基礎梁補強に関する構造規定

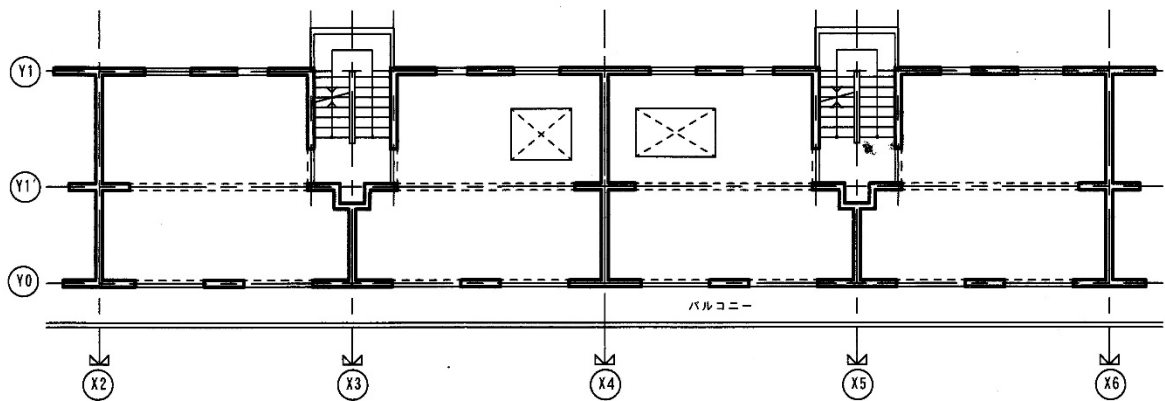
本文①から③の構造規定は、壁梁せい低減に関する構造規定の背景と同様である。



解説図 3.3.1 許容される戸境床スラブ開口設置例

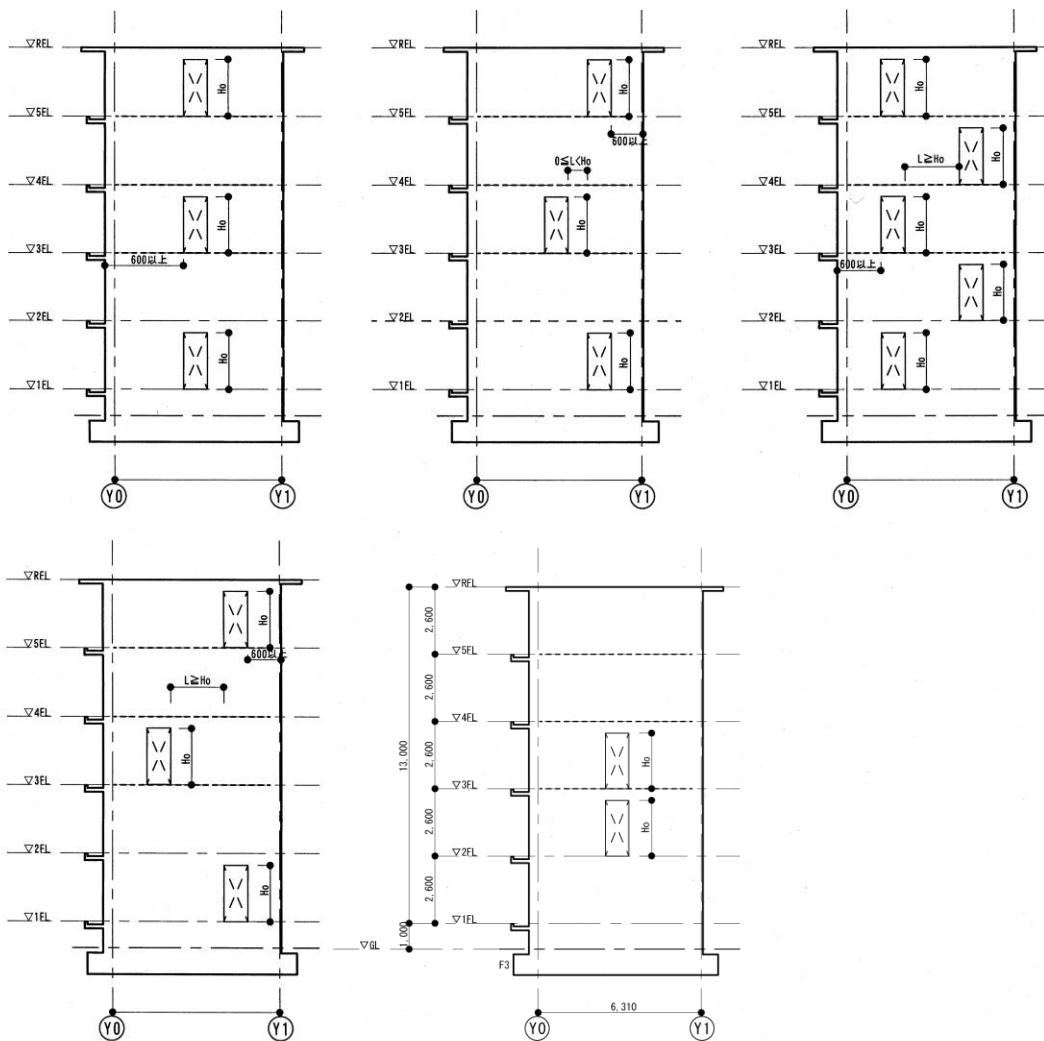


(a) 1住戸の内法面積の 1/2 を超える床開口部

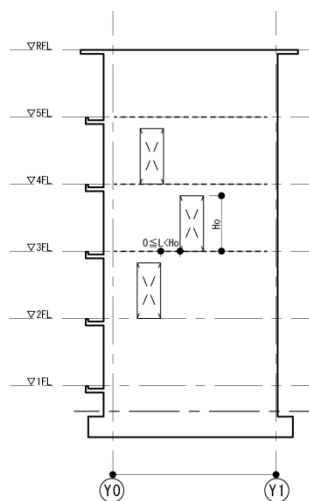


(b) 隣接する住戸での床開口

解説図 3.3.2 許容しない戸境床スラブ開口設置例



(a) 許容する戸境耐力壁への出入り口開口設置の例

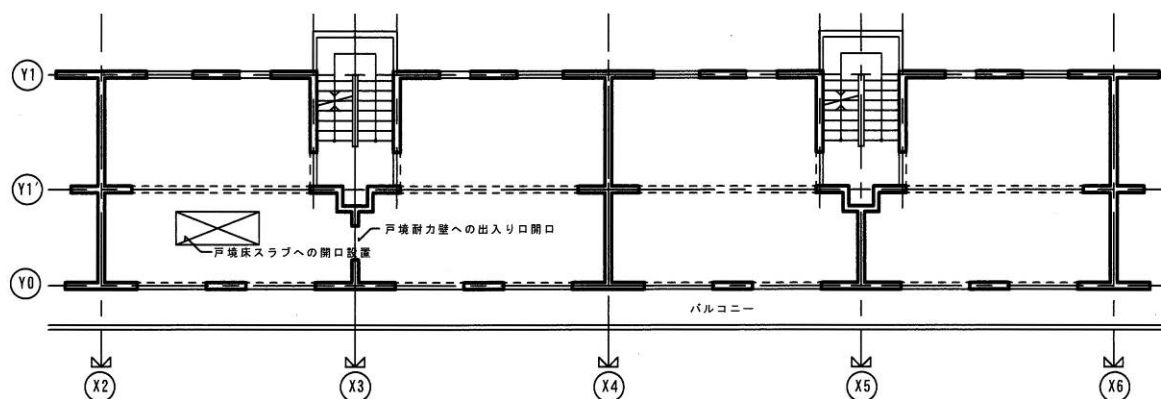


(i) 水平投影縁間距離 < 規定値

(b) 許容しない戸境耐力壁の出入り口開口例

記号
 H_o : 開口の内法高さ
 L : 開口際間の長さ

解説図 3.3.3 戸境耐力壁出入り口開口



解説図 3.3.4 許容しない戸境耐力壁開口と戸境床スラブ開口設置例

参考文献

- 3.1) 「建築物の安全性及び市街地の防災機能の確保等を図るための建築基準法等の一部を改正する法律等の施行について（技術的助言）」（別添 2）「全体計画認定に係るガイドライン」（H17.6.1 国住指第 667 号，令和元年 6 月 24 日一部改正）および「全体計画認定に係るガイドラインの一部改正について」（H20.4.17 国住指第 225 号）
- 3.2) 横浜市：建築基準法令第 12 条 5 項の報告による建設当時の適法性の証明
- 3.3) 日本建築防災協会：既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法，2005.7
- 3.4) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針，2008.8
- 3.5) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12

第4章 住棟全体の検討

4.1 検討方針と方法

4.1.1 構造規定の確認と構造性能の検証

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

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

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

(2) 構造性能の検証

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

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

・改造住棟の躯体改造に際しての構造健津方針と方法

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

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

本指針に基づく躯体改造後の住棟については、壁式鉄筋コンクリート造としての壁量の規定値を満たすことおよび、建設当時の設計用地震力を用いた時の各階の平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ が規定値 $\bar{\tau}_0$ 以下であることを確認する。なお、 $\bar{\tau}_0$ の規定値は、URの壁式鉄筋コンクリート造の構造設計要領の変遷とともに解説表 4.1 のとおりである。

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

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

解説表 4.1 UR の壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計 要領等 構造諸元	階数が 5 の壁式鉄筋コンクリート造 共同住宅実施要領 (s 34.12.16 官指 発第 42 号)		壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同 住宅について (S40.8.9 住指東 第 99 号)		建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5		壁式鉄筋コンクリート造 5 階建共同 住宅設計要領・改 訂案 (s45.3.17 審 査報告)		建築構造設計要領 S58.3	
	地上階数	5	5	5	5	5	5	5	5	5
コンクリートの 設計基準強度	150kg/cm ²		165kg/cm ²		180kg/cm ²		同左		同左	
壁梁の短期せん断力の 割増し係数 n	$n = 1.0$		$n = 1.0$		$n = 1.0$		$n = 1.5$		$n = 1.5$	
壁量	15cm /m ²		同左		同左		同左		同左	
耐力壁の平均せん断 応力度 τ_0	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²	階	kg/cm ²
	5	1.66	5	1.33	5	1.33	5	1.33	5	1.33
	4	2.67	4	2.22	4	2.22	4	2.22	4	2.22
	3	3.42	3	3.33	3	3.33	3	3.33	3	3.33
	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56	2	3.56
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※1)※2)※3) ($h_0 > 1.0m$ の場合)	5.4 階	2-12 ϕ	5.4 階	2-13 ϕ	5.4 階	同左	5 階	1-16 ϕ	5 階	1-16 ϕ
	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ	4.3.2 階	2-16 ϕ
	1 階	2-16 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ	1 階	2-19 ϕ
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※2)※3) ($h_0 \leq 1.0m$ の場合)	5.4 階	1-12 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ	5.4 階	1-13 ϕ
	3.2 階	2-12 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	2-13 ϕ	4.3.2 階	同左
	1 階	2-12 ϕ	1 階 ^{*)}	2-16 ϕ	1 階 ^{*)}	2-16 ϕ	1 階 ^{*)}	2-16 ϕ	1 階	2-16 ϕ

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

※2) S.34 年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

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

(2) 構造性能の検証方法

構造性能の検討方法としては、i) 使用性・機能性および損傷制御性の確認については、建設当時の許容応力度計算によって良い事とする。即ち、各階の地震力は、建設当時の震度法により中層壁式構造の場合は全層 0.2 以上として計算してよいこととする。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、UR は昭和 40 年以降「壁式鉄筋コンクリート造 5 階建について (昭和 40 年 8.9 住指東第 99 号)」に基づき設計を行っている。また、昭和 58 年には建設省告示 (第 1319 号) とともに告示に基づく設計施工指針が (財) 日本建築センターから発刊されており、上記要領と併用して使われるよう

になっている。

従って、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算書が無い場合には当時の設計基準を確認する必要がある、解説表 4.1などを参考にする。

なお、検討に用いる材料の許容応力度は、建設当時の数値を用いることとする。

ii) の大地震時の安全性の検証は、耐震診断、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法により行うこととする。壁式鉄筋コンクリート造は規定の壁量を確保しておけば、耐震計算ルート1を満たすことから大地震時の安全性に関しては特に問題となることは無いと考えてよい。本指針においては、躯体改造後も規定壁量を確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断にて耐震安全性を評価することとする。なお、壁式 RC 造建物に関する耐震診断基準によらない場合は、保有水平耐力計算など適切な手法によって確認する。

4.1.2 解析モデルを用いた構造性能の検証

4.1.2.1 架構のモデル化

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

(1) 架構のモデル化

- ① 原則として壁梁、基礎梁、耐力壁並びにスラブ等の部材から構成され直交部材の効果を適切に考慮した平面架構を連成した擬似立体モデルによる。
- ② 線材置換し、モデル化された部材は各部材芯に配置する。戸境耐力壁に新たに開口を設置した場合は部材断面の重心が部材芯と大きく異なる場合があるため線材置換し、モデル化された部材は各部材重心に配置する。
- ③ 戸境耐力壁に新たに開口を設置し、開口上部を壁梁部材としてモデル化する場合、この新たに設置された壁梁部材により左右の耐力壁に生じる変動軸力を考慮することが望ましい。
- ④ 梁と壁の剛域端はフェイス位置とする。
- ⑤ 危険断面位置は剛域端とする。
- ⑥ 各階は剛床と仮定する。
- ⑦ 建築物に加える水平荷重の分布は「4.3.2 地震力の算定」に基づき算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。

(2) 開口付き耐力壁のモデル化

図 4.1.2.1 のような開口付き耐力壁をモデル化するには、耐力壁の取り扱いに留意する必要がある。図 4.1.2.1 の耐力壁を 1 本柱置換とする際に開口のある 1 枚の耐力壁とした場合（図 4.1.2.2）と、小さな 3 枚の耐力壁と 2 本の壁付き梁とした場合（図 4.1.2.3）では、部材の剛域長が大きく異なるために解析結果に差が生じるため実況に応じて適切にモデルの選択を行う必要がある。なお、図 4.1.2.2 のモデル化の際の剛域端を隣接する開口端部まで延長した場合（図 4.1.2.4）については、図 4.1.2.3 の剛域長と近づき、開口付きの 1 枚耐力壁とした場合と小さな 3 枚の耐力壁とした場合の解析結果の差は小さくなる（図 4.1.2.5）。

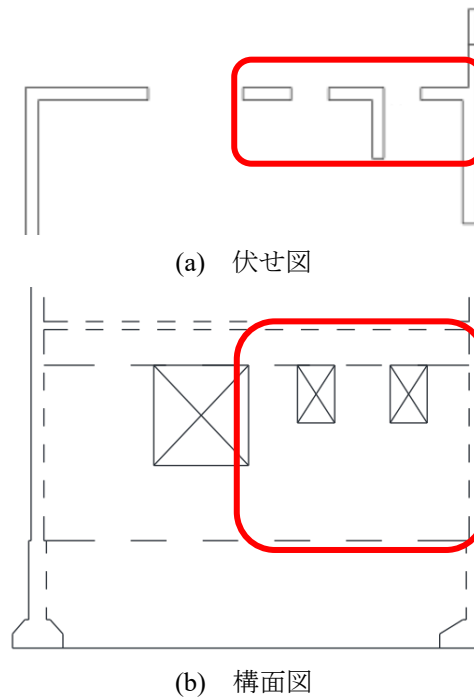


図 4.1.2.1 開口付き耐力壁部分

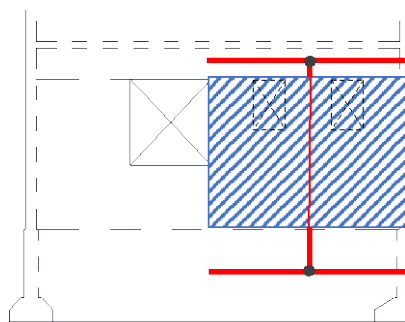


図 4.1.2.2 1 枚の有開口壁
とした場合のモデル図

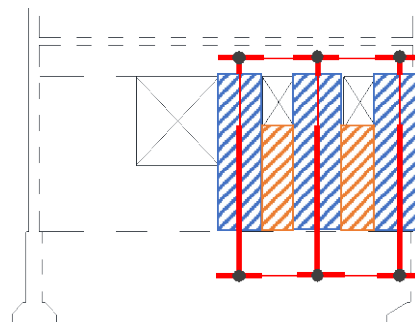


図 4.1.2.3 複数の小さい耐力壁と壁梁
とした場合のモデル図

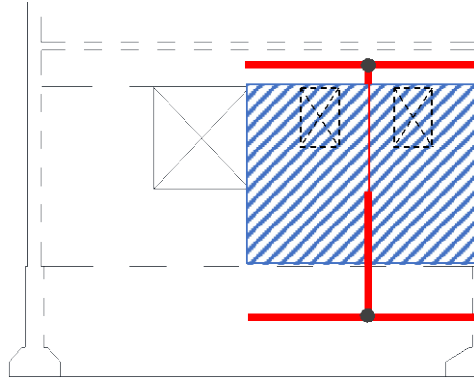


図 4.1.2.4 1 枚の有開口壁とし剛域端を隣接する開口端にした場合のモデル図

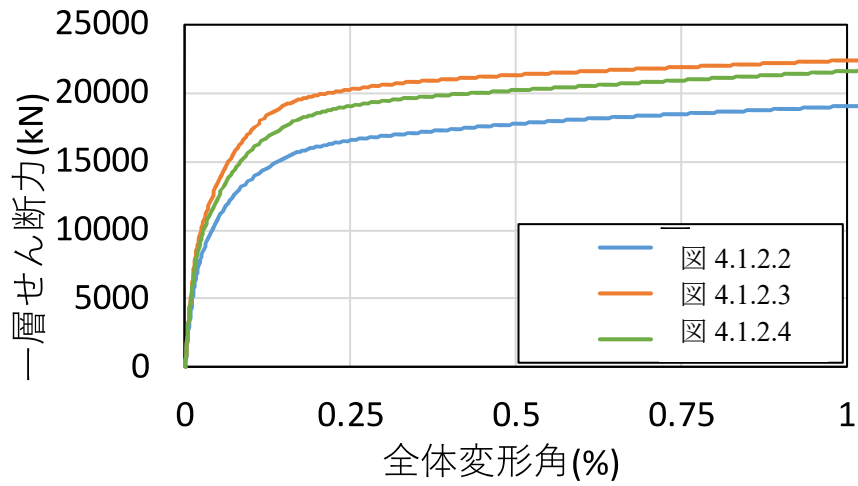


図 4.1.2.5 各モデル化手法を用いた際の荷重変形関係比較

(3) 直交壁の曲げ戻し効果のモデル化

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

壁式 RC 規準^{4,7)}に基づき耐力壁の1本柱置換モデル化をする場合、耐力壁長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部に曲げ・せん断・軸ばねを有した線材からなる部材として解析を行うことになるが、張間方向の解析を行う場合は、以下の項目を満たす柱を各構面の両端に設定する。

①梁とピン接合とする。

②引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は弾性ばねを設定する。

③圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。

④引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。

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

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

(4) 建築物各部の固定荷重

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

(5) 建築物各部の積載荷重

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

(6) 設計用地震力分布

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

4.1.2.2 部材のモデル化

(1) 復元力特性

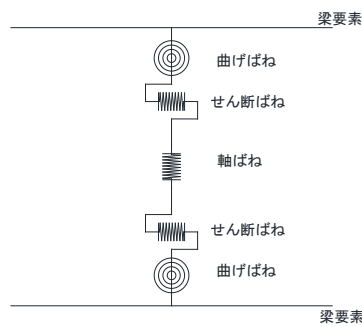
壁梁部材を1本の水平方向の線材としてモデル化する場合は梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとしてモデル化を行う。

耐力壁は1本柱置換によりモデル化する。この時、耐力壁の長さを剛域とする梁を有し、耐力壁の中心部分上下端に曲げばね、中央部に軸ばね、およびせん断ばねを配したモデルとして扱う。(図4.1.2.6参照)

曲げばねおよびせん断ばねは、ひび割れと降伏を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし、引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。(図4.1.2.7参照)

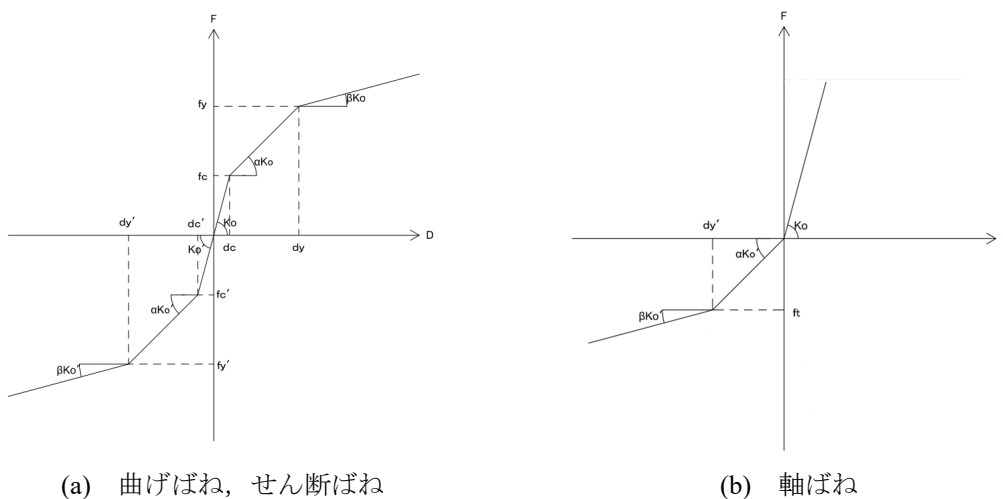


(a) 壁梁のモデル化



(b) 耐力壁のモデル化(1本柱置換モデル)

図4.1.2.6 各部材のばねモデル図



(a) 曲げばね, せん断ばね

(b) 軸ばね

図4.1.2.7 ばねモデルの骨格曲線

(2) 部材の強度等

1) 耐力壁および開口補強後の耐力壁の剛性・耐力評価式

○初期剛性

a) 曲げ初期剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 0.5 (\text{隣接する開口あり}) \text{ の場合} \quad (4.1.2.9)$$

$$K_f = \frac{3E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \text{反曲点比 } 1.0 (\text{隣接する開口なし}) \text{ の場合} \quad (4.1.2.10)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.1.2.11)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)で特に調査しない場合は鉄筋コンクリートの単位体積重量の数値から 1.0 を減じたものとする。

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (4.1.2.12)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(= $\frac{bD^3}{12}$)(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)であと施工アンカーの断面積を含む。

y_s : 中立軸から鉄筋までの距離(mm)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

n : ヤング係数比(= $\frac{sE}{E_c}$)

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

$$b_a = \min \left(0.1l, \frac{a}{4} \right) \quad (4.1.2.13)$$

b_a : 直交壁の協力幅(mm)

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

a : 協力幅を算定する部材と並列する隣接部材までの内法スパン(mm)

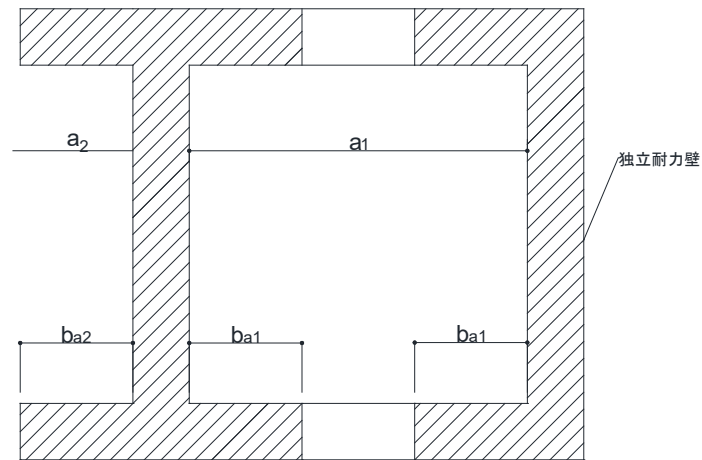


図 4.1.2.8 直交壁の協力壁

b)せん断初期剛性

$$K_s = \frac{GA}{\kappa L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.14)$$

L : クリアスパン(mm)

G : せん断弾性係数($= \frac{E_c}{2(1+\nu)}$)(N/mm²)

A : 部材断面積(mm²)

ν : ポアソン比で, $\nu = 0.2$ とする.

κ : せん断形状係数で壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}では 1.2 とするが部材形状が複雑な場合, 下記の算定方法において算定を行う.

・せん断形状係数 κ

せん断形状係数 κ は下式により算定する。

両側直交壁付き耐力壁の場合は、耐震性能評価指針^{4.2)}の両側柱付き耐震壁の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{3(1+u)(1-u^2(1-v))}{4(1-u^3(1-v))} \quad (4.1.2.15)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{72(1+2\alpha\beta)}{(1+2\alpha\beta^3+6\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{8}{15}\alpha\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^5 - \frac{1}{2}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^4 + \frac{1}{4}\alpha(1-\alpha)\left(\beta + \frac{1}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}(1-\alpha)\left(\frac{1}{15} - \frac{1}{8}\alpha\right) \right) \quad (4.1.2.16)$$

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

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

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

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

t_w : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

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

片側直交壁付き耐力壁の場合は、文献 4.3)の片側袖壁付柱の形状係数の算出方法を準用し下式により算出する。

応力度法

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(e_1+\frac{1}{2}\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e < D/2 \text{ の時}) \quad (4.1.2.17)$$

$$\kappa = \frac{6(1+\alpha\beta)^2\left(\frac{1}{2}+\beta-e_1\right)^2}{(1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2} \quad (e > D/2 \text{ の時}) \quad (4.1.2.18)$$

エネルギー法

$$\kappa = \frac{36(1+\alpha\beta)^3}{((1+\alpha\beta)(1+\alpha\beta^3)+3\alpha\beta(1+\beta)^2)^2} \cdot \left(\frac{1}{5}(1-\alpha)y_1^5 + \frac{8}{15}\alpha \cdot y_2^5 - \frac{8}{15}y_3^5 + y_1(y_3^4 - \alpha y_2^4) + \frac{2}{3}y_1^3(\alpha y_2^2 - y_3^2) \right) \quad (4.1.2.19)$$

$\alpha : t/B$

$\beta : l_w/D$

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l_w : 壁板の内法長さ(mm)

D, B : それぞれ直交壁の幅と長さ(mm)

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

e : 直交壁と耐力壁全断面の図心の偏心距離(mm)

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

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

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

応力度法とエネルギー法によるせん断形状係数 κ の算定結果と α , β , ν , u の係数の関係を図 4.1.2.9, 4.1.2.10 に示す。

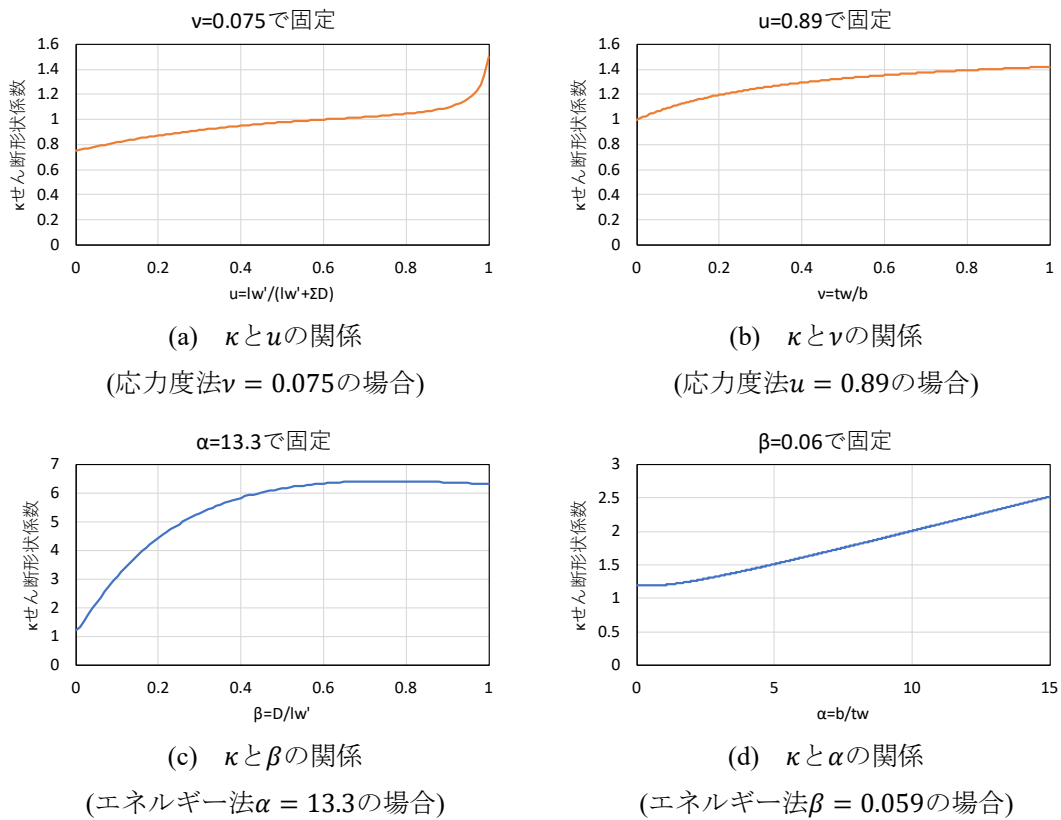


図 4.1.2.9 せん断形状係数 κ (両側直交壁付き耐力壁の場合)

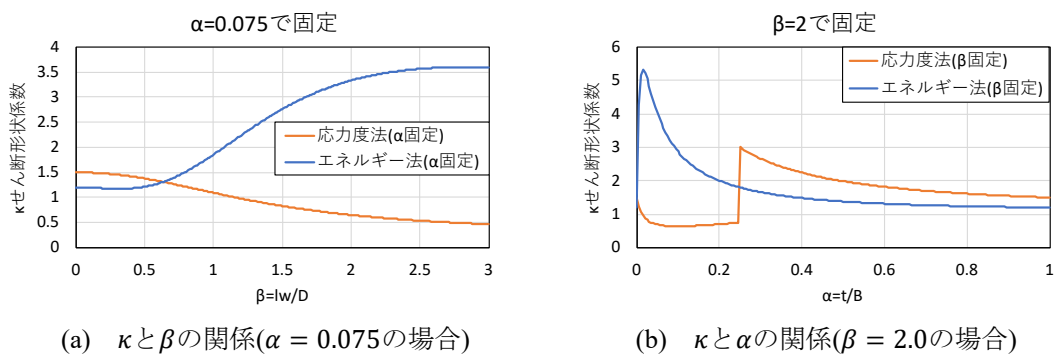


図 4.1.2.10 せん断形状係数 κ (片側直交壁付き耐力壁の場合)

○軸剛性

a)軸引張剛性

$$K_c = \frac{E_s a_g}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1.2.20)$$

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

a_g : 端部補強筋およびあと施工アンカーを含む縦筋の全断面積(mm²)

L : 部材長さ(mm)

b)軸圧縮剛性

$$K_c = \frac{EA_e}{L} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.1.2.21)$$

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_e : 鉄筋を考慮した等価断面積で、下式による.

$$A_e = A_0 + (n - 1) \cdot (a_t + a_c) \quad (\text{mm}^2) \quad (4.1.2.22)$$

A_0 : 断面積(mm²)

n : ヤング係数比で、 $n = \frac{E_s}{E_c}$

a_t : 引張側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む.

a_c : 圧縮側主筋全断面積(mm²)であと施工アンカーを含む.

L : クリアスパン(mm)

○ひび割れ強度

a) 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$M = Z_e(\sigma_t + \sigma_o) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.23)$$

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

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

σ_o : 既存コンクリートの軸圧縮応力度(N/mm^2)

・せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$Q_c = \tau_{scr} t l / \kappa \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.24)$$

$$\tau_{scr} = \sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)} \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (4.1.2.25)$$

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

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

σ_o : 鉛直荷重による壁板の圧縮強度(N/mm^2)

t : 耐力壁の壁厚(mm)

l : 耐力壁の長さ(mm)

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

○剛性低下率

a) 曲げ剛性低下率

曲げ剛性低下率は文献^{4.4)}に従い下式により算定する。

$$\alpha = \frac{wM_y C_n}{EI_e \varepsilon_y} \quad (4.1.2.26)$$

wM_y ：引張縁が開口補強端部の場合，補強端部から3列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とし，引張縁が直交壁側端部の場合，直交壁側端部から2列目縦筋降伏時曲げモーメント(N・mm)とする．降伏モーメントの値としてこの値を用いることにより精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている^{4.4)}。

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

ε_y ：同上鉄筋の降伏ひずみ

E ：既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

I_e ：耐力壁の等価断面2次モーメント(mm⁴)で直交壁の考慮すべき断面積は協力部分までとする．協力幅は式(4.1.2.13)によるものとする。

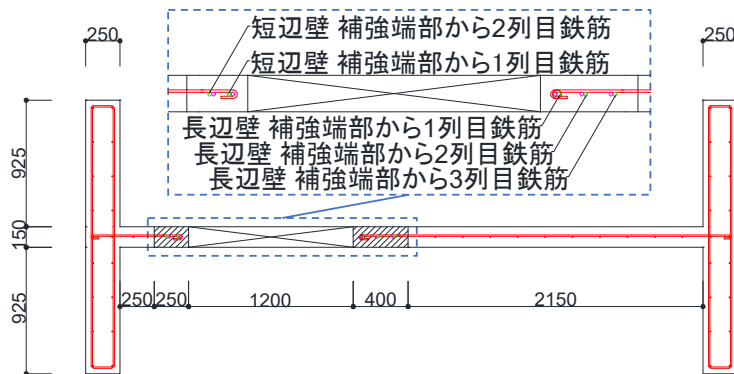


図 4.1.2.11 補強端部からの鉄筋列数

b) せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い下式により算定する。

$$\beta = 0.46p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (4.1.2.27)$$

p_w ：壁横筋比

σ_y ：壁横筋の降伏強度(kg/cm²)

F_c ：既存コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

○終局強度

a) 曲げ終局強度

曲げ終局強度は、靱性保証型耐震設計指針^{4.5)}に従って算定する。鉄筋の断面積を使用する場合は、有効な範囲内の直交壁内の鉄筋を含む。ここで、直交壁の有効範囲は、片側につき直交壁厚さの6倍または隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの1/4および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。

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

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

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

$$M = \Sigma A_{st} \sigma_{st} (d - g) + \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} (g - d_c) + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (g - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.28)$$

A_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{st} : 中立軸より引張側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

A_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の各断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーの断面積を含む。

σ_{sc} : 中立軸より圧縮側にある鉄筋の応力度(N/mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む。

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

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

$$\Sigma A_{st} \sigma_{st} = \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} + \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.29)$$

非線形分布する圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_n に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st}\sigma_{st}(d - g) + A_{sc}\sigma_{sc}(g - d_c) + \beta_1(g - \beta_1x_n/2)\sigma_{av}bx_n \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.30)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度－ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av} = 0.85\sigma_B$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

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

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

$$N = \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b dx + \sum A_{sc}\sigma_{sc} - \sum A_{st}\sigma_{st} \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.31)$$

圧縮縁に関するモーメントのつりあいは、次式で表される。

$$M - Ng = \sum A_{st}\sigma_{st} d - \sum A_{sc}\sigma_{sc} d_c - \int_0^{x_n} \sigma_{cx} b (x_n - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.32)$$

g : 圧縮縁から軸力の作用位置までの距離(mm)

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

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

$$M_u = A_{st}\sigma_{st}d - A_{sc}\sigma_{sc}d_c - \frac{\sigma_{av}b(\beta_1x_n)^2}{2} + Ng \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.33)$$

となり、抵抗モーメントは M_u によって計算することができる。

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

b)せん断終局強度

せん断終局強度は技術基準解説書^{4.6)}に従い下式により算定する.

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.34)$$

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

j : 応力中心間距離(= $7d/8$)(mm)

p_{te} : 等価引張鉄筋比(= $100a_t/t_e d$)(%)

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

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

a_w : 1 組の横補強筋の断面積(mm^2)

s : 横補強筋の間隔(mm)

σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm^2)

σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度(= $N/\Sigma A$)(N/mm^2)

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

c)軸強度

軸引張強度は以下の式で算定する.

$$N_{ut} = \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (4.1.2.35)$$

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

σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm^2)

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

σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm^2)

軸圧縮強度は以下の式で算定する.

$$N_{uc} = A \cdot F_c + \Sigma(a_t \cdot \sigma_y) + \Sigma(a_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (4.1.2.36)$$

A : 有効な範囲内の直交壁を含む全断面積(mm^2)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

a_t : 耐力壁の引張鉄筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む.
 σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm²)
 a_w : 耐力壁の中間部縦補強筋の断面積(mm²)で有効な範囲内の直交壁内の鉄筋およびあと施工アンカーを含む.
 σ_{wy} : 耐力壁の中間部縦補強筋の材料強度(N/mm²)

2) 壁梁および開口補強後の壁梁の剛性・耐力評価式

○初期剛性

a) 曲げ剛性

$$K_f = \frac{6E_c I_e}{L} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.37)$$

L : 部材長さ(mm)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

$$E_c = 3.35 \cdot 10^4 \left(\frac{\gamma}{24} \right) \left(\frac{F_c}{60} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.1.2.38)$$

γ : 既存コンクリートの気乾単位体積重量(kN/m³)

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

I_e : 等価断面 2 次モーメント(mm⁴)

$$I_e = I_o + (n - 1) \cdot a_t \cdot y_s^2 + (n - 1) \cdot a_c \cdot y_s^2 \quad (4.1.2.39)$$

I_o : 無筋の断面 2 次モーメント(mm⁴)

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

a_c : 圧縮筋の断面積(mm²)

y_s : 図心から鉄筋までの距離(mm)

n : ヤング係数比(= $\frac{E_s}{E_c}$)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ラーメン材および連続梁} \\ \text{単純梁} \end{array} \right\} \begin{cases} b_a = \left(0.5 - 0.6 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l \\ b_a = \left(0.5 - 0.3 \frac{a}{l}\right) a \\ b_a = 0.1l_0 \end{cases} \begin{array}{l} \frac{a}{l} < 0.5 \text{ の場合} \\ 0.5 \leq \frac{a}{l} \text{ の場合} \\ \frac{a}{l} < 1 \text{ の場合} \\ 1 \leq \frac{a}{l_0} \text{ の場合} \end{array} \quad (4.1.2.40)$$

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

l : ラーメン材または連続梁のスパンの長さ(mm)

l_0 : 単純梁のスパンの長さ(mm)

b)せん断剛性

$$K_S = \frac{GA}{\kappa} \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.41)$$

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

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

b : 壁梁等の幅(mm)

D : 壁梁等のせい(mm)

ν : ポアソン比で, $\nu=0.2$ とする.

κ : せん断形状係数で, T型断面の場合は 1.2, 長方形断面の場合は 1.5 とする.

・ ひび割れ強度

・ 曲げひび割れ強度

曲げひび割れ強度は壁式規準^{4.1)}に従い下式により算定する.

$$M = (0.56\sqrt{\sigma_B}) \cdot Z_e \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.42)$$

Z_e : 壁梁の等価断面係数(mm^3)で等価断面係数を算定する際のスラブの考慮すべき断面は協力幅までとし, 協力幅内のスラブ鉄筋も考慮する. 協力幅は式(4.1.2.4)によるものとする.

σ_B : 既存コンクリートの圧縮強度(N/mm^2)

・ せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度は壁式規準^{9.4)}に従い下式により算定する.

$$Q_c = \tau_{scr} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.43)$$

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

F_c : 既存コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)

b : 梁幅(mm)

D : 壁梁のせい(mm)

κ : 断面形状係数(長方形の場合 1.5, T形の場合 1.2)

○剛性低下率

a) 曲げ剛性低下率

スラブが圧縮側の場合は以下の式で算定する.

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (4.1.2.44)$$

n : ヤング係数比

p_t : 引張鉄筋比($= \frac{a_t}{BD}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

B : 有効幅で両側スラブ付きの場合 $B = b + 2b_a$, 片側スラブ付きの場合 $B = b + b_a$ で b_a は式(4.1.2.40)による.

スラブが圧縮となる下端引張時には, RC 規準^{4.7)}に従い, スラブ協力幅を考慮した有効幅 B と梁せい D とからなる仮想の長方形梁を想定し式(4.1.2.44)より算定して良い. スラブ協力幅は式(4.1.2.40)によるものとする.

スラブが引張側の場合は以下の式で算定する.

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043\left(\frac{a}{D}\right) + 0.33\eta)\left(\frac{d}{D}\right)^2 \cdot \frac{I_0}{I_t} \quad (4.1.2.45)$$

$$p_t = \frac{a_t + a_s}{bD} \quad (4.1.2.46)$$

a_s : 協力幅内のスラブ筋の全断面積 (mm²)

a_t : 引張主筋断面積 (mm²)

I_0 : 矩形梁(bD)の断面二次モーメント (mm⁴)

I_t : T形梁の断面二次モーメント (mm⁴)

n : ヤング係数比($= \frac{sE}{E_c}$)

$\frac{a}{D}$: シアスパン比

η : 軸力比($= \frac{N}{\sigma_B bD}$)

b : 梁幅(mm)

d : 有効せい(mm)

D : 部材せい(mm)

スラブが引張側となる上端引張時には引張鉄筋として協力幅内のスラブ筋も考慮し、梁幅 b 、梁せい D とする長方形梁として算定した降伏点剛性低下率を、T型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減することにより算定してよい。スラブ協力幅は式(4.1.2.40)による。

b)せん断剛性低下率

せん断剛性低下率は文献^{4.8)}に従い下式により算定する。

$$\beta = \frac{Q_{su}/\gamma_u}{Q_c/\gamma_c} \quad (4.1.2.47)$$

Q_{su} : せん断終局強度(kN)

Q_c : せん断ひび割れ耐力(kN)

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

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

G : せん断弾性係数で、 $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ (N/mm²)

E_c : 既存コンクリートのヤング係数(N/mm²)

ν : ポアソン比で、 $\nu=0.2$ とする。

A : 部材断面積(mm²)

○終局強度

a) 曲げ終局強度

靱性指針^{4.5)}に記載された精算法に従って曲げ終局モーメントは、平面保持を仮定した断面解析により算定する。なお、補強後の壁梁の曲げ終局強度は、既存壁梁と補強部壁梁の曲げ終局強度をそれぞれ算定し、足し合わせることで算定する。この算定方法を用いることで既往の研究^{4.4)}において精度良く荷重変形関係を評価できることが確認されている。図 4.1.2.12 中のハッチング部を補強部壁梁、その他を既存壁梁として分割する。また図 4.1.2.12 中の赤色の鉄筋を既存鉄筋、緑色の鉄筋を新設鉄筋として分割する。補強を行っていない壁梁に関しては既存部壁梁の算定方法を用いることとする。このときコンクリートの圧縮応力は等価ブロック換算して以下の条件をもとに曲げ終局強度を算出する。

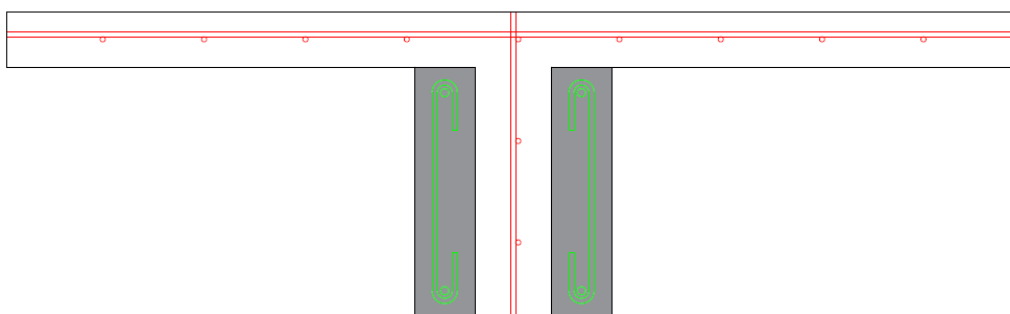


図 4.1.2.12 分割方法

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

・既存部壁梁の曲げ終局強度 M_{u1}

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

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b(g_1 - x)dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm})(4.1.2.48)$$

A_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{st1} : 中立軸より引張側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

A_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の各断面積(mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

σ_{sc1} : 中立軸より圧縮側にある既存鉄筋の応力度(N/mm²)で有効範囲内(1m幅)のスラブ筋を含む。

d_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c1} : 既存部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_1 : 既存部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n1} : 既存部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

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

$$\sum A_{st1}\sigma_{st1} = \sum A_{sc1}\sigma_{sc1} + \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.49)$$

非線形分布する既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 σ_{av1} と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n1} に関する 2 次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

$$M = A_{st1}\sigma_{st1}(d_1 - g_1) + A_{sc1}\sigma_{sc1}(g_1 - d_{c1}) + \beta_1(g_1 - \beta_1 x_{n1}/2)\sigma_{av1} b x_{n1} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.50)$$

曲げ終局強度は、一般に圧縮縁のひずみ度がある限界値に達したときの抵抗モーメントとして定義されることが多い。引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力が決定する場合には、圧縮縁のコンクリートの応力度-ひずみ度関係を多少変えても計算される曲げ終局強度はあまり変化しない。ACI318 規準では以前から圧縮側コンクリートの応力度分布を平均応力度 $\sigma_{av1} = 0.85\sigma_{B1}$ と係数 β_1 を用いて長方形応力度分布に置換する方法をとっている。係数 β_1 として下記の値が推奨されている。

σ_{B1} : 既存部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm²)

$$\beta_1=0.85 \quad (\sigma_B \leq 280\text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1=0.85-0.05(\sigma_B-280)/70 \quad (280\text{kgf/cm}^2 < \sigma_B \leq 560\text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_1=0.65 \quad (\sigma_B > 560\text{kgf/cm}^2)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる。

$$M = \sum A_{st1} \sigma_{st1} d_1 - \sum A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} - \int_0^{x_{n1}} \sigma_{cx} b (x_{n1} - x) dx \quad (4.1.2.51)$$

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

$$M_{u1} = A_{st1} \sigma_{st1} d_1 + A_{sc1} \sigma_{sc1} d_{c1} + \sigma_{av1} b (\beta_1 x_{n1})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.52)$$

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

・補強部壁梁の曲げ終局強度 M_{u2}

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

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (g_2 - x) dx \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.53)$$

A_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{st2} : 中立軸より引張側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm^2)

A_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の各断面積 (mm^2)

σ_{sc2} : 中立軸より圧縮側にある新設鉄筋の応力度 (N/mm^2)

d_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から各引張鉄筋までの距離 (mm)

d_{c2} : 補強部壁梁の圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離 (mm)

g_2 : 補強部壁梁の圧縮縁から重心軸までの距離 (mm)

x_{n2} : 補強部壁梁の圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

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

$$\sum A_{st2} \sigma_{st2} = \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} + \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b dx \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.54)$$

非線形分布する補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度を平均応力度 $\sigma_{av2} = 0.85\sigma_{B2}$ と係数 β_1 を用いて等価な長方形応力度分布に置換すると、上式は x_{n2} に関する2次式となり、計算が容易になる。そのとき、断面の抵抗モーメント M は、重心軸を基準にとると次式となる。

σ_{B2} : 補強部壁梁の圧縮側コンクリートの応力度(N/mm^2)

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} (d_2 - g_2) + \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} (g_2 - d_{c2}) + \beta_1 (g_2 - \beta_1 x_{n2} / 2) \sigma_{av2} b x_{n2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.55)$$

圧縮縁に関するモーメントのつり合い式は次式となる.

$$M = \sum A_{st2} \sigma_{st2} d_2 - \sum A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} - \int_0^{x_{n2}} \sigma_{cx} b (x_{n2} - x) dx \quad (4.1.2.56)$$

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

$$M_{u2} = A_{st2} \sigma_{st2} d_2 + A_{sc2} \sigma_{sc2} d_{c2} + \sigma_{av2} b (\beta_1 x_{n2})^2 / 2 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.57)$$

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

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

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (4.1.2.58)$$

b)せん断終局強度

スラブが圧縮側の場合のせん断終局強度は技術基準解説書^{4,6)}に従い下式により算定する。

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

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.59)$$

b_e : 等価長方形幅(mm)

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

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

d : 有効せい(梁主筋のみ)(mm)

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

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

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

スラブが引張側の場合のせん断終局強度は技術基準解説書^{4,6)}に従い下式により算定する。

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

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} \right\} b_e j \quad (\text{N}) \quad (4.1.2.60)$$

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

d : 有効せい(スラブ筋を考慮)(mm)

4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）

4.2.1 使用材料および許容応力度

1. 躯体改造部分に使用するコンクリートは普通コンクリートとし、その設計基準強度は既存躯体の設計基準強度以上かつ 21N/mm^2 以上とする。
2. 躯体改造部分に使用する鉄筋は、JISG3112 に定める SD295A, SD295B, SD345 の規格品としその呼び名は原則として D22 以下とする。
3. 通しボルトは JISB1180 に定める六角ボルト（SS400）とする。
4. 既存躯体のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度は、建設当時の数値を使用する。
5. 使用するあと施工アンカーは平成 13 年国土交通省告示 1024 号で規定されている接着系あと施工アンカー（注入方式カートリッジ型）に限る。

1. 躯体改造部に新たに使用するコンクリートの種別と設計基準強度

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

2. 躯体改造部分に使用する鉄筋の種別・径

使用する鉄筋は SD295A/B, SD345 とする。鉄筋径は上部構造では壁式 RC 造であることから D22 程度までとする。なお、基礎梁については耐力壁の厚さより幅が大きいことを考慮し D25 以下としてもよい。

3. 躯体改造部分に使用する通しボルトの種別

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

あと施工アンカーは現時点では、耐震改修工事にのみ使用可能であることから、本指針においては使用材料から除外している。

4. 既存部分の材料の強度

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

5. あと施工アンカーの強度

計算における許容応力度および材料強度は接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン^{4.9)}より以下の表による。

表 4.2.1 安全率を $F_{safe} = 1.5$ とした場合の
あと施工アンカー単体の許容応力度および材料強度

種類 断面の位置	長期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		短期に生じる力に対する 許容応力度(N/mm ²)		材料強度 (N/mm ²)		
	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s	引張 f_t	せん断 f_s	
アンカー筋 の断面	$\frac{\sigma_y}{1.5}$	$\frac{\sigma_y}{1.5\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{4.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{2.25}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	σ_y	$\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ または $\frac{0.4\sqrt{E_c \cdot F}}{1.5}$ の のいずれか小さい方の数値. ただし, $500 \leq \sqrt{E_c \cdot F}$ ≤ 900 ¹⁾	
コーン状破壊 を生じるコンク リートの断面	$\frac{0.23\sqrt{F}}{4.5}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{2.25}$	—	$\frac{0.23\sqrt{F}}{1.5}$	—	
付着破壊 を生じるコンク リートの 断面	A 類 ²⁾	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{4.5}$	—	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{2.25}$	—	$\frac{15\sqrt{\frac{F}{21}}}{1.5}$	—
	B 類 ²⁾	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{4.5}$	—	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{2.25}$	—	$\frac{10\sqrt{\frac{F}{21}}}{1.5}$	—

〔記号〕 σ_y : アンカー筋の規格降伏点(N/mm²)

F : アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

E_c : アンカー筋を埋め込む部材のコンクリートの静弾性係数(N/mm²)

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

2): A 類は, 基準付着強度を 15 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

B 類は, 基準付着強度を 10 N/mm² で申請し性能評定された接着系あと施工アンカー.

4.2.2 応力および変形解析

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

1. 建物全体の応力および変形解析

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

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

2. せい低減壁梁の剛性評価

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

3. 壁梁の長期設計

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

4. 床スラブ開口に伴う検討

壁式鉄筋コンクリート造の場合床スラブの端部の固定度は高くないので、床開口を設けた残存スラブの応力や変形は、その形状に合わせて FEM 解析や格子梁解析などの精算法にて解析するのが望ましい。略算法にて片持ちスラブあるいは 3 辺固定スラブとして応力やたわみを算定する場合は、十分余裕のある設計とする。また、片持ちスラブとみなせる部分については、上下動を考慮して常時荷重の 1.6 倍の

長期応力に対して配筋を検討する。なお、開口を設けた残存スラブの先端部分は剛性が弱いため振動障害を起こすことも考えられるので、必要に応じて振動性状の確認を行うか、小梁や支柱などを設けて振動性状の改善を図るものとする。

5.床スラブの付け替えに伴う検討

付け替えによって新たに設置する床スラブは、RC 規準^{4,7)}に従い設計すること。なお、床スラブの接合にあと施工アンカーを用いる場合は、4.2.1の5項によること。

4.2.3. 使用性・損傷制御性の確認

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

1. 使用性・機能性の確認

- (1) 躯体改造した建物の構造耐力上主要な部分(耐力壁、梁(壁梁、基礎梁、小梁、片持ち梁の総称)、スラブ、ならびに基礎)は、長期間作用する荷重によって生じる応力に対して、長期許容耐力以下であることを確認する。
- (2) 躯体改造部においては必要に応じて、壁梁や床スラブの長期たわみやひび割れの検討を行う。
- (3) 改造住戸を居室として使用し上下住戸間で一定の遮音性能の確保が必要とされる場合は、遮音性の検討を行い、スラブの補強や床仕上げ工法の選定を行うものとする。

2. 損傷制御性の確認

- (1) 建設当時の各階の地震層せん断力作用時に部材に生じる応力が、部材の短期許容耐力以下となっていることを確認する。
- (2) あと施工アンカーを耐力壁の開口補強に用いた場合、部材断面に生じる応力度が表4.2.1に示すあと施工アンカーの短期許容応力度以下となることを確認する。

4.3 安全性の確認

4.3.1. 耐震診断法

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

i) 既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法^{4.10)}

ii) 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針^{4.11)}

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

・躯体改造後の他獲物の安全性の確認

改造建物の大地震時の安全性の確認は、耐震診断法、あるいは保有水平耐力計算など適切な手法によって行うこととする。

(1) 耐震診断の準拠規準等

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

したがって、ii)を用いて診断を行うことが一般的であるが、当該指針はもともと壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建物を対象に策定されたものであり、在来工法の壁式RC造建物に適用するに際してはやはり一定の条件が必要とされている。先ず、「建物形状が整形であり、耐力壁が釣合いよく配置されていること」であり、上下階で耐力壁が連続していない場合や、建物の平面形状が雁行するなどの整形でない建物は適用できないとされている。次に、「診断法には1次診断と2次診断とがあるが、1次診断の場合はコア調査をせず設計基準強度をコンクリートの採用強度として用いて良いが、2次診断の場合はコンクリートコアを採取し圧縮強度を定めることを原則」としている。

本指針は躯体改造を行うのが主目的であるので、コンクリートコア調査は必ず実施することとする。また、耐震診断の場合、 I_s 値を算出するための外力分布による E_0 指標の補正係数は、原則として地震層せん断力の高さ方向の分布を表わす係数 A_i の逆数を用い、建設当時の各階の地震層せん断力係数を用いないことに留意する。

壁式RC造建物はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建物を支持している地盤や基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害が生じている事例があるので、地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については別途検討を行い、改修の適否の判定を行うことが必要である。

なお、上記基準類に記載無き事項については、RC造耐震診断基準^{4.12)}を準用するものとする。

(2) 耐震診断における留意事項

i) 解説図4.3.1に示すように、連層耐力壁に階ごとに2m以上の離隔をとって開口を千鳥に設けた場合の各階の耐力壁の1次診断時の水平耐力は、当該階の開口を除いた水平耐力の和とし、下階の開口による低減は考慮しなくてよい。通常、壁式鉄筋コンクリート造は規定壁量を満たしていれば

開口を設けても概ね I_s 値が 0.8 を下回ることはなく一定の耐震性は確保されている。

旧耐震基準による壁式 RC 造建物は 1 住戸の間口が広く短辺（張り間）方向建物長さの短い形式が多いので、特に張り間方向の戸境耐力壁に開口を設けた場合、壁量の余裕が少ないため 2 次診断法により耐力壁の終局強度を算定する必要がある。

上記指針の 2 次診断法においては、壁式 RC 造の耐力壁は柱としてではなく連層壁として耐力を算定することとして、下式のように独立連層耐力壁の曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} には、壁梁の効果による強度上昇を加算する係数 k_B および k_s が導入されている。

$$Q_{mu} = M_u / (y_0 \cdot H) + (k_B + k_s) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (\text{解 4.3.1})$$

ここで、

M_u : 連層耐力壁に当該階の壁脚の終局曲げモーメント

y_0 : 反曲点高さ比で、2/3 とする。

H : 壁脚から建物頂部までの高さ。

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

・独立連想耐力壁の場合 : $k_B = 0$

・同一構面内に複数の連層耐力壁があり、当該耐力壁が壁梁により連続している場合 :

$$k_B = \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\theta \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

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

・独立連層耐力壁の場合 : $k_s = 0$

・同一構面内の曲げ引張側で当該耐力壁が壁梁により連続している場合 :

$$k_s = (\ell_w / \ell_s) \cdot \{ (2n_f - 1) / (2n_f) \} \cdot \alpha_s \cdot \alpha_b \cdot \alpha_\theta \cdot \alpha_r \cdot k_0 \leq 0.6$$

$(2n_f - 1) / (2n_f)$: 階数による補正係数。 n_f は、当該階が支持する床数。

α_s : スラブ筋の壁梁への協力効果により生じる強度増加率で、1.5 とする。

α_b : 腰壁の効果による強度増加率で $1 + n_{sb} / n_{wb}$ としてよい。 n_{sb} は、当該階より上の腰壁

(両側が耐力壁に連続するものに限る。) の総数、 n_{wb} は壁梁の総数とする。

α_θ : 水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として配筋調整によって生じる余裕率で、1.3 とする。

k_0 : 当該建物の設計時に用いられた当該階の短期許容応力度設計用の震度 (=0.2)

ℓ_w : 耐力壁の有効せい (mm) で、 0.9ℓ とする。

ℓ : 耐力壁の全長 (mm)。

ℓ_s : 耐力壁の曲げ引張となる壁梁の内法長さ (mm)

N_0 : 耐力壁の負担軸力 (N)

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

Z_0 : 当該建物の設計時の地震力に用いられた地震地域係数 Z_0 で、次式による。

$$Z_0 = Z \cdot Z_i$$

Z : 昭和 55 年建設省告示第 1793 号で定めている地震地域係数

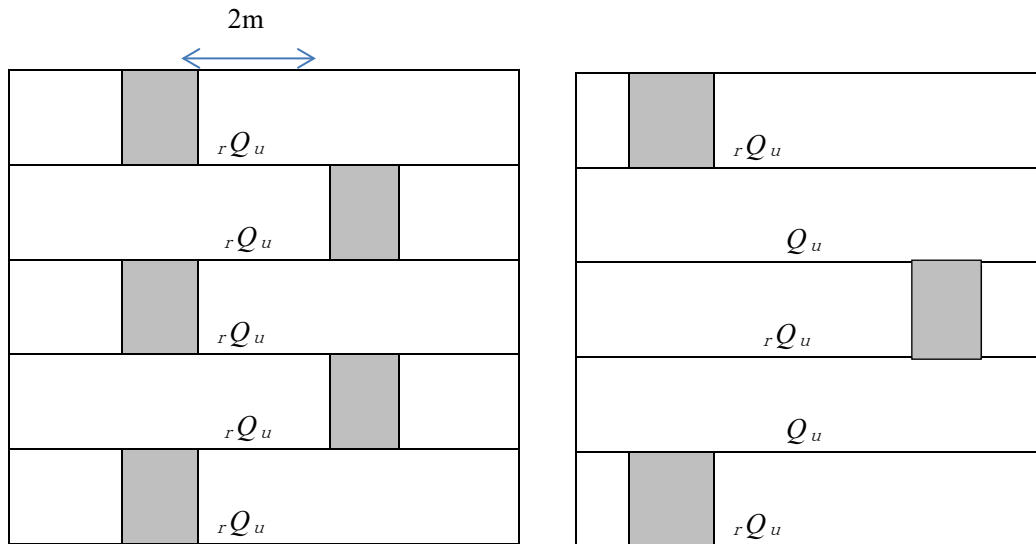
Z_i : 地域で定めている割増し係数

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

なお、独立連層耐力壁の耐力は、仮想仕事法によっても算定しても良い。

(3) 保有水平耐力の確認による大地震動時の安全性の検証

本文 i) や ii) に記載の規準・指針の適用範囲を超える建物または、 $I_s \geq I_{s0}$ を満たさない建物にあつては、保有水平耐力の確認を行うこととする。保有水平耐力計算は、関連規準類による。



[記号] rQ_u : 有開口耐力壁の水平耐力

Q_u : 無開口耐力壁の水平耐力

解説図 4.3.1 開口を有する戸境連層耐力壁の開口部配置と水平耐力

ii) スラブに開口を設けた場合は、開口があるために耐力壁の負担すべきせん断力が床スラブを介して伝達できない場合が想定されるので、せん断力伝達の検討を行うこととする。なお、伝達可能な面内せん断応力度は、 $F_c/15$ 以下とする (参考資料 1 参照)。

4.3.2. 保有水平耐力計算法

4.3.2.1 基本方針

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い、各階各方向の保有水平耐力が式(4.3.2)に定める保有水平耐力以上であることを確認する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (4.3.2)$$

Q_{un} : 各階各方向の必要保有水平耐力(N)

D_s : 構造特性係数で 4.3.2.3 による。

F_{es} : 各階の形状特性を表す係数

Q_{ud} : 標準せん断力係数 $C_0 \geq 1.0$ の地震力によって各階に生じる水平力(N)で 4.3.2.1 による。

(1) 建築物の降伏形式

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

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

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

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

(2) 構造特性係数

壁式 RC 造の構造特性係数 D_s は、昭和 55 年建設省告示第 1792 号に規定されている算出方法に基づくものとして 4.3.2.3 による。

(3) 剛性率および偏心率の算定

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

(4) 躯体改造後の部材について

躯体改造前の崩壊メカニズムが耐力壁や壁梁のせん断破壊等で決まっていた場合、躯体改造に伴い補強を行った部材の破壊が躯体改造前に崩壊メカニズムを決定していた部材の破壊より先行しないように

することが望ましい。やむを得ず先行して破壊する場合はそれによって保有水平耐力が著しく低下しないことを確認しなければならない。

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

4.3.2.2 地震力の算定

建築物の構造関係技術規準解説書^{4.6)}に従い、大地震時の設計用地震力分布は以下による。

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i \quad (4.3.3)$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (4.3.4)$$

Q_i : i 階の地震層せん断力

C_i : i 階の地震層せん断力係数

$\sum W_i$: i 階から最上階までの建築物重量(N)

Z : 地震地域係数でここでは 1.0 とする。

R_t : 振動特性係数でここでは 1.0 とする。

C_o : 標準せん断力係数でここでは 1.0 とする。

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す係数で次式による。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \frac{2T}{1+3T} \quad (4.3.5)$$

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j \quad (4.3.6)$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: i 階から最上階までの建築物重量

$\sum_{j=1}^n W_j$: 建築物の全重量

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

h : 建築物の高さ

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

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

4.3.2.3 構造特性係数の設定

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^{4.1)}に従い、構造特性係数 D_s は、昭和55年建設省告示第1792号に規定されている算出方法に基づくものとして次による。

(1) 耐力壁の種別を、表4.3.1に従い、耐力壁の区分に応じて決める。

表 4.3.1 耐力壁の種別

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

$\bar{\tau}_u$ ：メカニズム時に耐力壁に生じる平均せん断応力度(N/mm²)で次式による。

$$\bar{\tau}_u = Q_M / (r \cdot t \cdot l) \quad (4.3.7)$$

$$Q_M = Q_m + Q_L \quad (4.3.8)$$

Q_M ：メカニズム時における耐力壁のせん断力(N)

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

Q_L ：長期荷重時における耐力壁のせん断力(N)

r ：耐力壁の開口による低減率

t ：耐力壁の厚さ(mm)

l ：耐力壁の長さ(mm)

F_c ：コンクリートの設計基準強度

(2) 耐力壁の部材群としての種別を表4.3.2に従い、当該階の部材の水平耐力の割合の数値に応じて定める。ただし、部材の種別がWDである耐力壁について当該部材を取り除いた建築物の架構に局部崩壊が生じる場合にあっては、部材群としての種別はDとする。

表 4.3.2 耐力壁の部材群としての種別

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

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

γ_C ：種別WCである耐力壁の水平耐力の和を種別WDである耐力壁を除く全ての耐力壁の水平耐力の和で

除した数値

(3) 各階の構造特性係数 D_s は、当該階の耐力壁の部材群としての種別に応じ、表 4.3.3 に掲げる数値以上の数値とする。

表 4.3.3 各階の構造特性係数 D_s の数値

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

(1) 各階各方向の構造特性係数の設定

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

(2) 部材の破壊形式

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

(3) WD の耐力壁が存在する場合

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

(4) 構造特性係数 D_s の数値

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

1) 壁梁がせん断破壊する場合の取り扱い

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

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

短スパン壁梁がせん断破壊する場合には、せん断破壊による耐力低下が変形角の小さい段階で生じると考えられることから、保有水平耐力の算定には当該短スパン壁梁の強度は無視する。ただし前述のよ

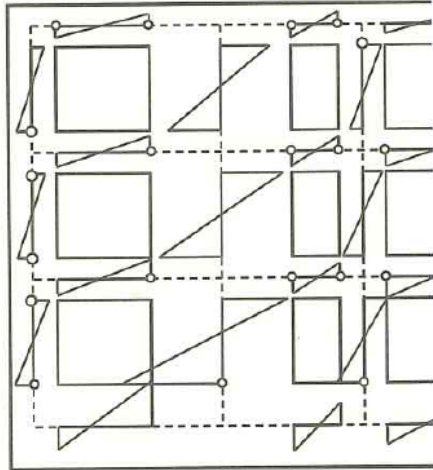
うに、壁梁のせん断破壊により落階等の局部破壊が生じる場合には、その時点を崩壊メカニズムとする。耐力壁の部材種別の判定には、耐力壁に生じた最大せん断応力度を用いる。

2) 耐力壁の部材群としての種別を定める時の建築物の崩壊メカニズムの定め方

全体崩壊形のメカニズムが形成された場合(図 4.3.2 参照)の各耐力壁の種別はその時点の応力に基づいて表 4.3.1 から定めればよい。

メカニズムが形成される前に壁梁にせん断破壊が生じる場合は、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 4.3.3 参照)の応力により、各耐力壁の種別を表 9.5.1 から定めればよい。なお荷重の増分に際し、せん断破壊した壁梁の耐力は保持し続けるものとする。メカニズムが形成される前に耐力壁にせん断破壊が生じる場合には、さらに荷重を増分し、メカニズムが形成された時点(図 4.3.4 参照)の各耐力壁の部材種別式と水平力負担比率により、各耐力壁の種別を表 4.3.1 から定めればよい。なお、荷重の増分に際し、せん断破壊した耐力壁の耐力は保持したままとする。

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



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

図 4.3.2 全体崩壊形のメカニズムの例

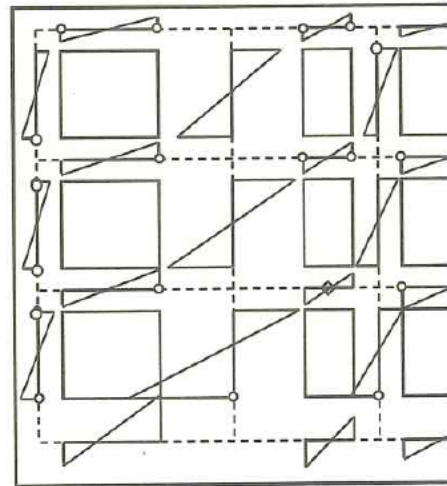
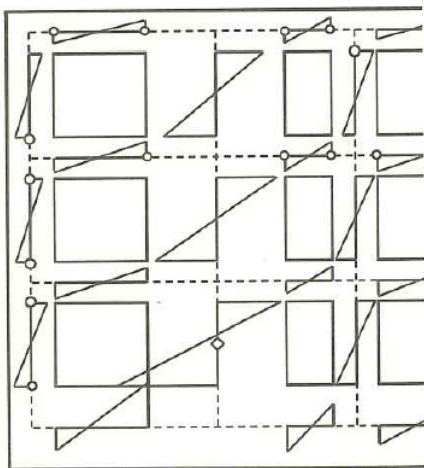
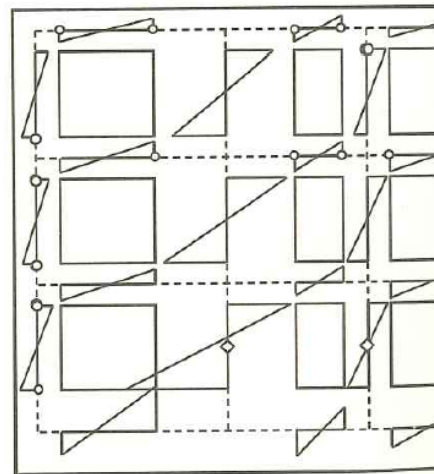


図 4.3.3 壁梁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

(a) 1階の壁長の長い耐力壁がせん断破壊する例



(b) 1階の壁長の長い耐力壁と壁長の短い耐力壁がせん断破壊する例

図 4.3.4 耐力壁にせん断破壊が生じるメカニズムの例

4.4. 基礎構造の検討

1. 改造後の建物の基礎梁および基礎スラブは、長期および短期の応力に対して検討を行い許容耐力以下であることを確認する。
2. 直接基礎において長期および短期に生じる接地圧が、それぞれ地盤の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。
3. 長期および短期荷重時に杭に作用する軸方向力が、それぞれ杭の長期および短期許容支持力度以下であることを確認する。

1. 基礎梁および基礎スラブの検討

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

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

2. 直接基礎の接地圧の検討

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

3. 杭支持力の検討

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

参考文献

- 4.1) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12
- 4.2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004
- 4.3) 大久保全陸：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2.剛性および終局曲げ強度に関する考察)，日本建築学会論文報告集，No.207，pp.9～17，1973.5
- 4.4) 毎田悠承ほか：躯体改造後の既存壁式鉄筋コンクリート造建物の構造性能評価 その3～その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.159-166，2019
- 4.5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997
- 4.6) 国土政策技術総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2020年版建築物の構造関係技術基準解説書，2020.10
- 4.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4.8) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1982.12
- 4.9) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3
- 4.10) 日本建築防災協会：既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易耐震診断法，2005.7

- 4.11) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針，2008.8
- 4.12) 日本建築防災協会：2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造の耐震診断指針・改修設計指針 同解説，2017

5章 建物各部の検討

5.1 壁梁せい低減補強

5.1.1 梁せい低減補強方法

1. 本節は、壁梁の両側にスラブが接続する壁梁のせいを低減する場合、および、新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強を要する場合に適用する。

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

工法①

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

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

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

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

(4) 増打ち部のコンクリートの充填性確保のため、スラブに空気抜き孔(Φ50mm, 間隔500mm程度)を壁梁の両側に設ける。

(5) 型枠を設置後、充填性に優れた高流動コンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

工法②

(1) 曲げ補強筋とせん断補強筋を有する補強部を既存部の両側面に配置し、これらを通し筋で一体化させる。この時、当該箇所の破壊が補強部の曲げ補強筋の降伏で決まるように部材断面を決定する。

1. 本節の対象とする壁梁

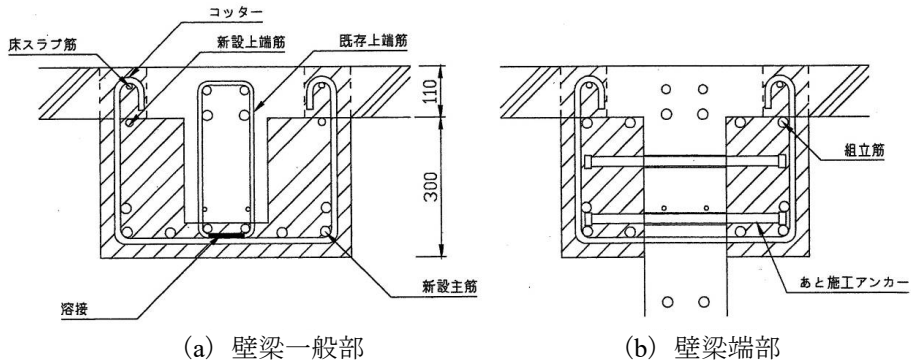
本節で扱う躯体改造工法は、既存壁梁のせいを低減し壁梁下端とスラブ仕上げ面までの寸法を大きくするもの、および、新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強をするものである。壁式RC造特有の構造上の特徴である高い水平剛性と高い耐震性能を確保するため、壁梁の両側面を増打ちすることが必要となることから、壁梁の両側にスラブが接続する中構面の内法長さが一般的に大きい壁梁を対象としている。

2. 壁梁せい低減補強方法と施工手順

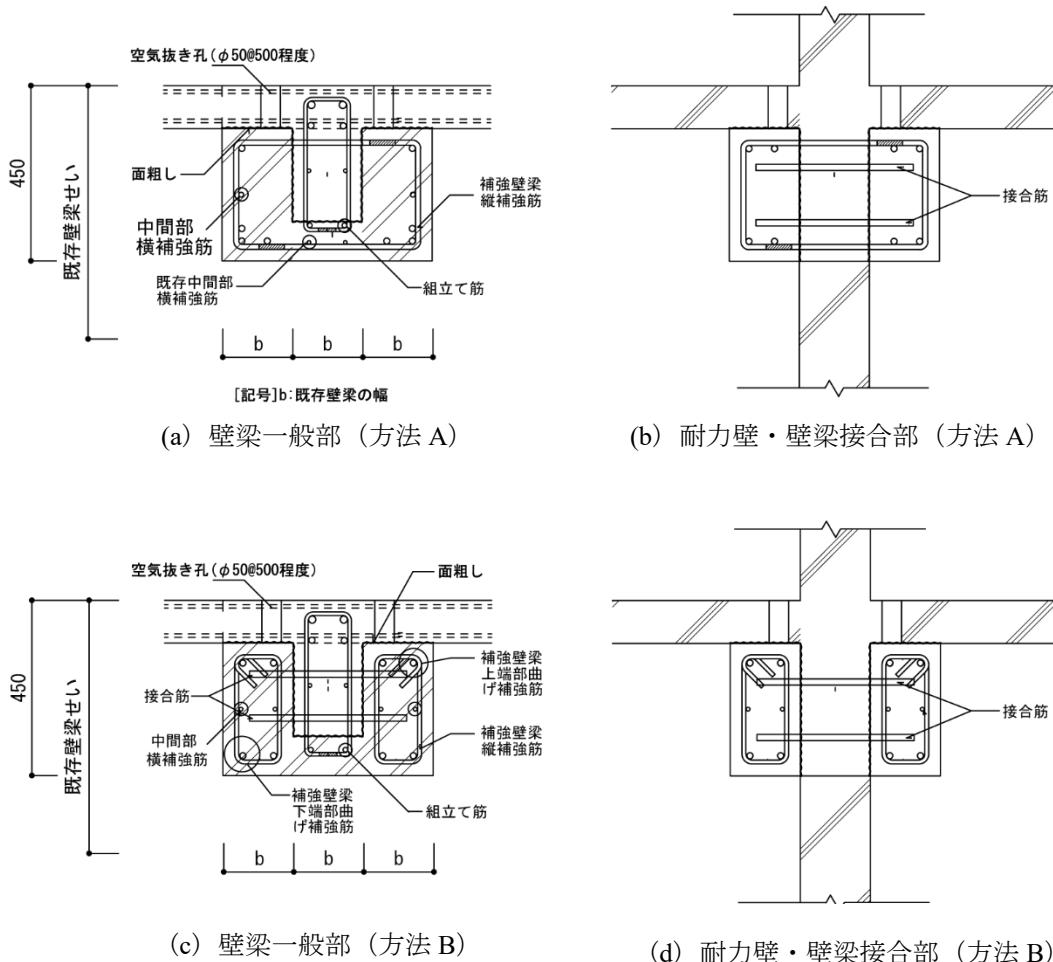
壁梁のせいを低減し所要の構造性能を付与する方法については種々提案されている^{5.1) 5.2)}が、本指針においては施工性と施工後の耐火性を考慮し壁梁の両側面をRC造にて補強する工法に限定した。また、せい低減後の壁梁の両側面の増打ち部に配置する縦筋の末端を180°に折り曲げてスラブ筋にかぎ掛けする工法(解説図5.1.1)も考えられる。当該工法の場合、スラブに新設縦筋の間隔(150~200mm程度)で直径100mm程度の孔を設けるか、もしくは壁梁材軸方向に連続して幅100mm程度の溝を設ける必要があり、壁梁両側のスラブが一時的に3辺固定1辺自由の支持条件となる等、壁梁のせい低減に伴いスラブの応力算定や断面検討が煩雑となることが想定される。したがって、本節においては、解説図5.1.2

に示すように、既存の残存部分と既存の壁梁の両側面の新設部分を有効とする補強方法を用いることとした。本補強工法は工法①とする。

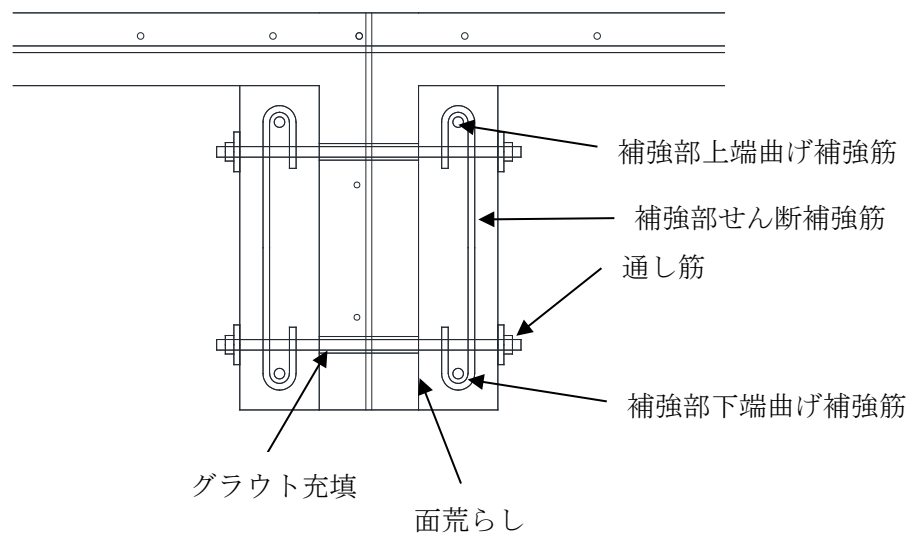
新設開口を連層で設けた場合に壁梁相当となる耐力壁部分に補強する際には、解説図 5.1.3 に示すように、壁梁部分の両側にシングル配筋の RC 梁を外付けし、外付け壁梁と既存耐力壁部分は通し筋により接合する工法とする。本補強工法は工法②とする。



解説図 5.1.1 文献^{5.1)}における RC 造による壁梁せい低減補強工法



解説図 5.1.2 本指針にて扱う壁梁せい低減補強工法^{5.1)} (工法①)



解説図 5.1.3 本指針にて扱う壁梁せい低減補強工法^{5.2)} (工法②)

5.1.2 検討項目・検討方法

壁梁せいの低減補強工法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

- (1) 工法①においては、壁梁の下端部分のコンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋や中間部横筋を切断した状態にて、工法②においては、新設開口を設けるために開口部分のコンクリートを研り、既存壁縦筋を切断した状態にて、当該壁梁に生じる施工時応力が長期許容耐力以下となることを確認する。
- (2) 工法①において、せいを低減した壁梁の両側面に所要の補強筋やコンクリート増打ちしたせい低減補強壁梁に生じる長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下となることを確認する。工法②においては必要に応じて確認する。
- (3) 既存壁梁の両側面に設けた増打ち部に配筋した端部曲げ補強筋および中間部横筋は、両側の耐力壁・壁梁接合部内に配置する定着筋より所要の定着長さ以上を確保して定着する。また、既存耐力壁・壁梁接合部と上記定着部とを接合筋により一体化し、せい低減補強壁梁に生じる応力を耐力壁・壁梁接合部に安全に伝達できるようにする。
- (4) 上記(3)の応力伝達に検討においては、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち、内側に配置した接合筋がせん断力に抵抗し、端部に配置した接合筋が曲げモーメント（回転挙動）に抵抗するものとして所要の径および本数を算定する。この時、接合筋の施工性を考慮する。

1. 壁梁せい低減補強工法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せい低減補強工法において、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.1.1, 解説表 5.1.2 および解説表 5.1.3 に示す。

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 工法①方法 A) 1/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より 100 mm 程度の位置で切断し、撤去する。</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を、研り部下 50mm 程度の位置で 90°に折り曲げ、縦補強筋同士をフレア溶接により接合して一体化する。なお、折り曲げる前に軸方向鉄筋（組立て筋）を配置する。</p>	<p>(a) コンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討。</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは、中間部横補強筋 (2-9φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担)。</p> <p>負担不可の場合、支保工にて、壁梁自重もキャンセルする。</p> <p>(c) 長期許容せん断力は、現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに、フレア溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する。</p>	<p>解説図 5.1.4</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (スラブ下 50 mm 程度の位置) に鉄筋貫通用の孔を設け、増打ち部に配する端部曲げ補強筋を拘束する補強筋を配筋した後、孔と補強筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する。</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋を配置する。新設した縦補強筋同士をフレア溶接する。</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は、耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または 90°フック付き)する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 必要に応じて、終局強度設計。</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては、せい低減壁梁の上端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は、(a)と同様に行う。</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては、新たに設置した縦補強筋も考慮可。</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は、下記による。</p> <p>・せい低減後既存壁梁</p> $sQ_{D1} = sQ_D \cdot sM_{A1} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A1}$	<p>解説図 5.1.5(A)</p>

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法 (解説図 5.1.2 工法①方法 A) 2/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
②		<p>・右側または左側の増設壁梁</p> ${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{R2}$ <p>記号 ${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による.</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_s M_{A2}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着 (RC 規準 17 条^{5.6)}, 靱性指針^{5.7)}参照).</p>	
③	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し (凹凸 5 mm 程度)</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保 (回転変形防止) のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数 (片側)</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値</p> <p>解説図 5.1.6</p>

解説表 5.1.1 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法 (解説図 5.1.2 工法①方法 A) 3/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.	(a) 接合筋の施工方法の検討.	bM_u' : 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度 ・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数 $n_q = b Q_u / Q_{sa}$ 記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数 $b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値 Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.	解説図 5.1.7
④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜け孔を設置(Φ50mm@500程度) (ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.	(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性 (b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法(切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断(ガス切断等)に必要な寸法.	(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考. (b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考	解説図 5.1.5(A)
⑤ (i) 型枠組立て (ii) コンクリート圧入 (iii) 空気抜け孔からのコンクリート吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜け孔の径と間隔	解説図 5.1.8

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.2 工法①方法 B) 1/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>① (i) 壁梁の下端および壁梁を支持する両端の耐力壁・壁梁接合部の一部のコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 下端端部曲げ補強筋および中間部横補強筋を耐力壁面より100mm程度の位置で切断し、撤去する。</p> <p>(iii) 壁梁の縦補強筋を、研り部下50mm程度の位置で90°に折り曲げ、縦補強筋同士をフレア溶接により接合して一体化する。なお、折り曲げる前に軸方向鉄筋を配置する。</p>	<p>(a) コンクリートを研り、下端端部曲げ補強筋撤去後の状態での長期許容応力度設計 (M, Q)</p>	<p>(a) 上端に生じる曲げモーメントは、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋にて負担できることを検討。</p> <p>(b) 中央部下端の曲げモーメントは、中間部横補強筋 (2-9Φ) で負担できるかを検討 (スラブの荷重は支柱にて負担)。負担不可の場合、支保工にて、壁梁自重もキャンセルする。</p> <p>(c) 長期許容せん断力は、現行壁梁の幅と低減後のせいによるコンクリートならびに、フレア溶接にて閉鎖形となった縦補強筋を用いて算定する。</p>	<p>解説図 5.1.4</p>
<p>② (i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面 (上端端部曲げ補強筋と中間部横補強筋間および中間部横補強筋と下端端部曲げ補強筋間の位置) に接合筋貫通用の孔を設け、既存壁梁と増設壁梁のずれ防止用の接合筋を配筋した後、孔と接合筋間の空隙部分にエポキシ樹脂等を充填する。</p> <p>(iii) 増打ち部に端部曲げ補強筋と中間部横補強筋並びに縦補強筋を配置する。</p> <p>(iv) 新たに配置する端部曲げ補強筋と中間部横補強筋は、耐力壁・壁梁接合部へ定着(直線または90°フック付き)する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 必要に応じて、終局強度設計。</p> <p>(d) 主筋と中間部横補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては、せい低減壁梁の上下端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b), (c) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は、(a)と同様に行う。</p> <p>短期荷重時せん断力に対しては、新たに設置した縦補強筋も考慮可。</p> <p>せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は、下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・せい低減後既存壁梁 $sQ_{D1} = sQ_D \cdot sM_{A1} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A1}$ <ul style="list-style-type: none"> ・右側または左側の増設壁梁 $sQ_{D2} = sQ_D \cdot sM_{A2} / (sM_{A1} + 2 \times sM_{A2}) \leq sQ_{A2}$	<p>解説図 5.1.5 (B)</p>

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 工法①方法 B） 2/3

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
②		<p>記号 ${}_sQ_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。</p> ${}_sQ_D = Q_L + 2Q_E$ <p>Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力</p> <p>${}_sM_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_sQ_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_sM_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>(d) 拘束領域への端部曲げ補強筋や中間部横補強筋の定着 (RC 規準 17 条^{5.6)}, 靱性指針^{5.7)}参照)</p>	解説図 5.1.5 (B)
③	<p>(i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し (凹凸 5 mm 程度)</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保 (回転変形防止) のため、接合筋を配置。</p> <p>(a) 接合筋の本数・配置の検討。</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討。</p>	<p>・ 回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_bM_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数 (片側)</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値。</p> <p>${}_bM_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p>	解説図 5.1.6

解説表 5.1.2 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.2 工法①方法 B） 3/3

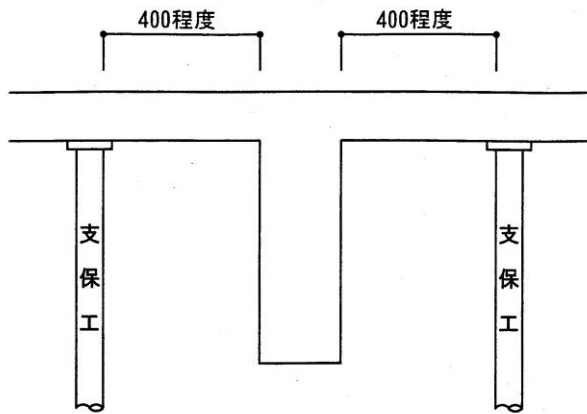
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
③ (ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置.	(c) 接合筋の施工方法の検討.	<p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = b Q_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>$b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値.</p>	解説図 5.1.7
④ (i) 壁梁側面近傍のスラブに空気抜け孔を設置 (Φ50 mm@500 程度) (ii) 端部で切断した既存壁梁下端曲げ補強筋のかぶり厚さ確保のための処理.	<p>(a) 空気抜き孔の大きさと間隔の妥当性</p> <p>(b) 既存壁梁下端端部曲げ補強筋の切断位置と方法（切断面までのかぶり厚さを確保するため、鉄筋切断（ガス切断等）に必要な寸法.</p>	<p>(a) 耐震補強におけるスラブ増打ち部のコンクリートの充填方法を参考.</p> <p>(b) ひばりが丘団地での実験の際の主筋切断方法参考</p>	解説図 5.1.5 (B)
⑤ (i) 型枠組立て (ii) コンクリート圧入 (iii) 空気抜け孔からのコンクリート吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜け孔の径と間隔	解説図 5.1.8

解説表 5.1.3 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法(解説図 5.1.3 工法②) 1/2

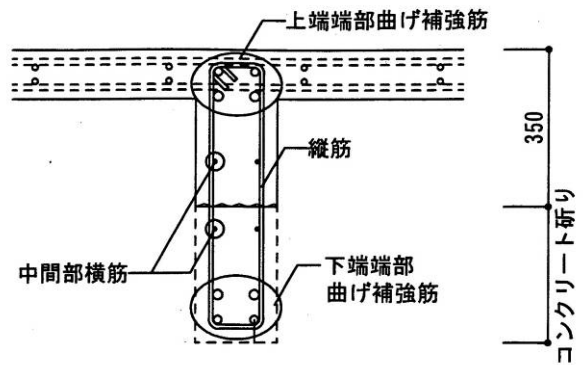
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>(i) 既存壁梁の側面およびスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面（上端端部曲げ補強筋と中間部横補強筋間および中間部横補強筋と下端端部曲げ補強筋間の位置）に接合筋貫通用の孔を設け，既存壁梁と増設壁梁のずれ防止用の接合筋を配筋した後，孔と接合筋間の空隙部分にグラウト等を充填する。</p> <p>(iii) 外付け補強壁梁上面の既存床スラブにコンクリート打設孔（φ80mm@500 程度）および打設確認孔（φ50mm@500 程度）を設ける。</p> <p>(iv) 外付け補強部に端部曲げ補強筋とせん断補強筋を配置する。</p>	<p>(a) せい低減壁梁の長期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p> <p>(b) せい低減壁梁の短期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p> <p>(c) 終局強度設計（保証設計）。</p>	<p>(a) 曲げモーメントに対する検討においては，せい低減壁梁の上下端部曲げ補強筋を考慮する。せん断力に対する検討においては，せい低減壁梁のコンクリートと既存の縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する。</p> <p>(b) 短期荷重時の曲げモーメントに対する検討は，(a)と同様に行う。短期荷重時せん断力に対しては，新たに設置した縦補強筋も考慮可。せい低減補強壁梁と増設壁梁の短期荷重時せん断力に対する設計は，下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・せい低減後既存壁梁 ${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{A1}$ <ul style="list-style-type: none"> ・右側または左側の増設壁梁 ${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leq {}_s Q_{A2}$ <p>記号 ${}_s Q_D$：せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で，次式による。</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$ <p>Q_L：せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力</p> <p>Q_E：せい低減補強壁梁の水</p> <p>平荷重時せん断力</p> <p>${}_s M_{A1}$：せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント</p> <p>${}_s Q_{A1}$：せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力</p> <p>${}_s M_{A2}$：右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント</p>	<p>解説図</p> <p>5.1.9(a)(b)</p>

解説表 5.1.3 壁梁せい低減補強工法の施工手順・検討項目・検討方法（解説図 5.1.3 工法②） 2/2

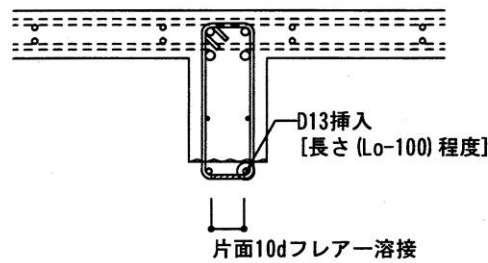
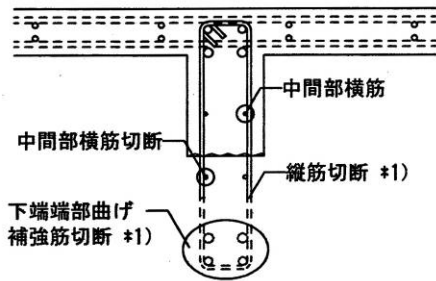
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>② (i) 既存の耐力壁・壁梁接合部コンクリート面の面粗し（凹凸 5 mm 程度）</p> <p>(ii) せい低減補強壁梁の端部固定度確保（回転変形防止）のため、接合筋を配置。</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討。</p> <p>(b) 接合筋の施工方法の検討。</p> <p>(c) 90° 折曲げ定着とした曲げ補強筋の定着長さの検討。</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値。</p> <p>${}_b M_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・壁梁接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_b Q_u / Q_{sa}$ <p>記号 n_q : せん断力負担用の接合筋本数</p> <p>${}_b Q_u$: せい低減補強壁梁のメカニズム時設計用せん断力から既存部のせん断強度を減じた数値</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果により低減した数値。</p>	<p>解説図 5.1.9 (d)</p>
<p>⑤ (i) 型枠組立て</p> <p>(ii) コンクリート打設</p> <p>(iii) 打設確認孔からのコンクリート吐出確認。</p>	<p>(a) 打設方法と手順</p>	<p>(a) 確認孔の径と間隔</p> <p>(b) 打設孔の径と間隔</p>	<p>解説図 5.1.9(c)</p>



(a) 既存壁梁側面に支保工設置



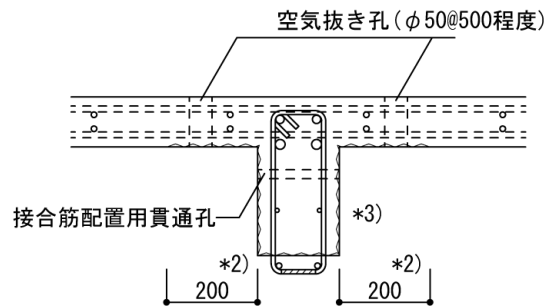
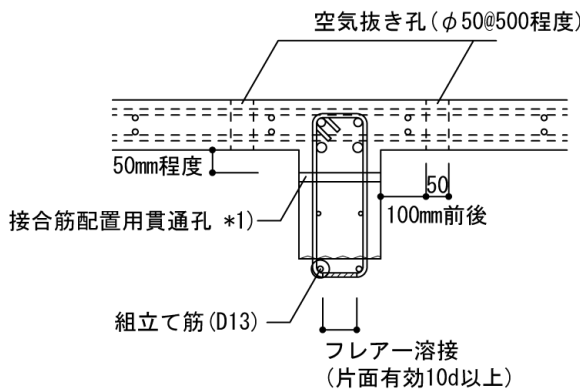
(b) 既存壁梁下端コンクリート研り



[注] *1) 耐力壁・壁梁接合部に100 mm 程度入った位置で切断 [記号] l_0 : 壁梁の内法長さ

(c) 壁梁下端端部曲げ補強筋, 中間部横筋 および縦筋の切断 (d) 既存縦筋 90°折曲げおよびフレア溶接と補強筋挿入

解説図 5.1.4 既存壁梁のコンクリート研りおよび鉄筋切断 (工法①)



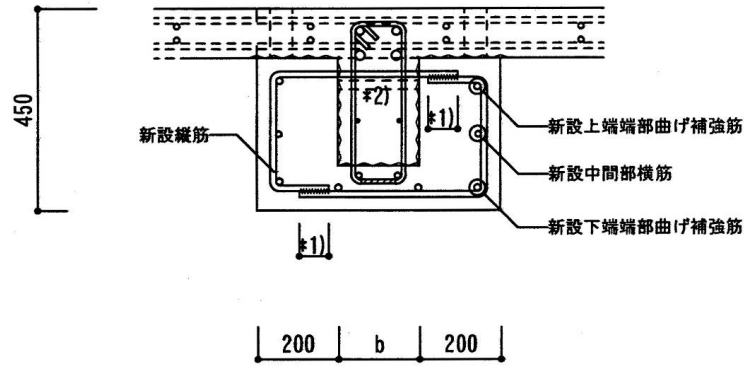
[注] *1) ϕ 20mm 程度, 間隔は新設縦補強筋と同間隔
接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

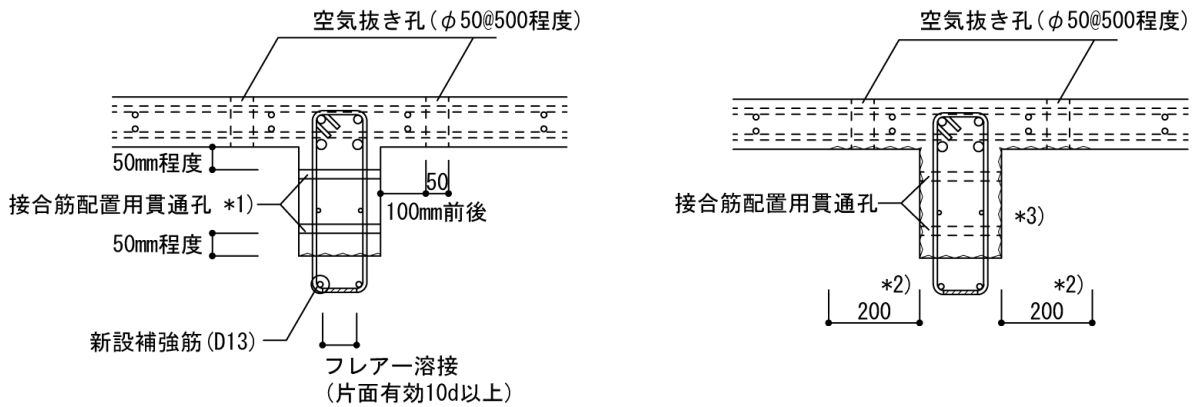
*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンリート打設用空気抜き孔設置

(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびスラブ下面の面粗し



[記号] b : 既存梁の幅 [注] *1) : フレア溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上), *2) エポキシ樹脂充填
 (c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置および筋同士のフレア溶接
 解説図 5.1.5(A) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (工法①方法 A の場合)



[注] *1) $\phi 20\text{mm}$ 程度, 間隔@500 程度

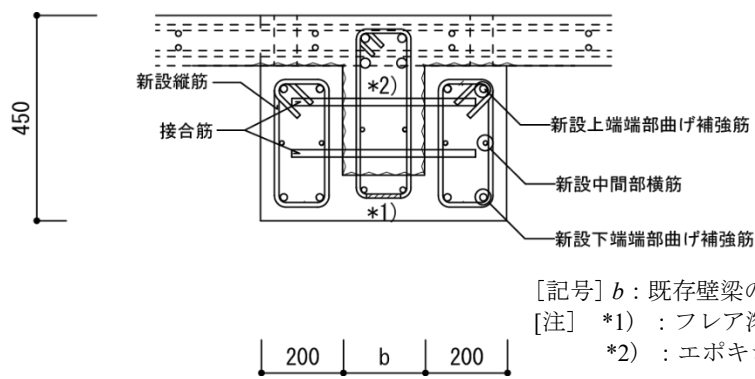
接合筋配置後, エポキシ樹脂充填

[注] *2) スラブ下面研り範囲(直交壁間)

*3) 耐力壁・壁梁接合部も面粗し処理を行う。

(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンリート打設用空気抜き孔設置

(b) 既存壁梁側面耐力壁・壁梁接合部およびスラブ下面の面粗し

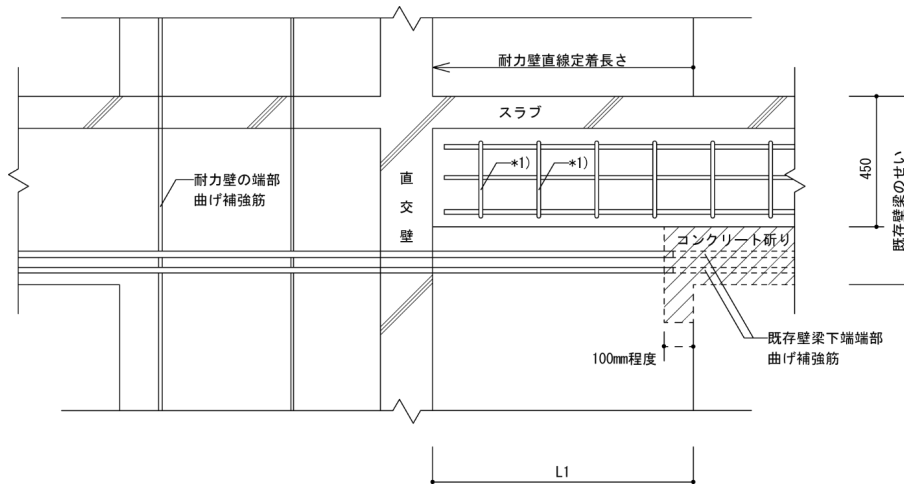


[記号] b : 既存壁梁の幅

[注] *1) : フレア溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上)

*2) : エポキシ樹脂充填

(c) 壁梁増打ち部に端部曲げ補強筋, 中間部横筋配置
 解説図 5.1.5 (B) 増打ち部の補強筋の配置と定着 (工法①方法 B の場合)

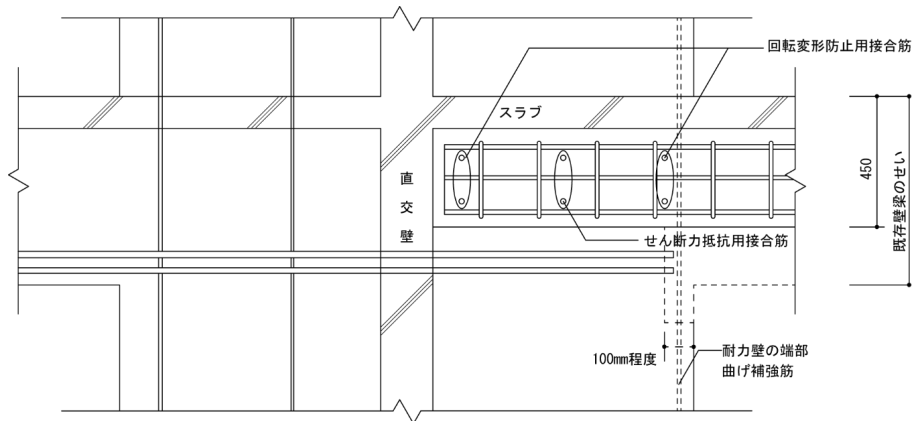


[記号] l_1 : 耐力壁面より直交壁面までの長さ

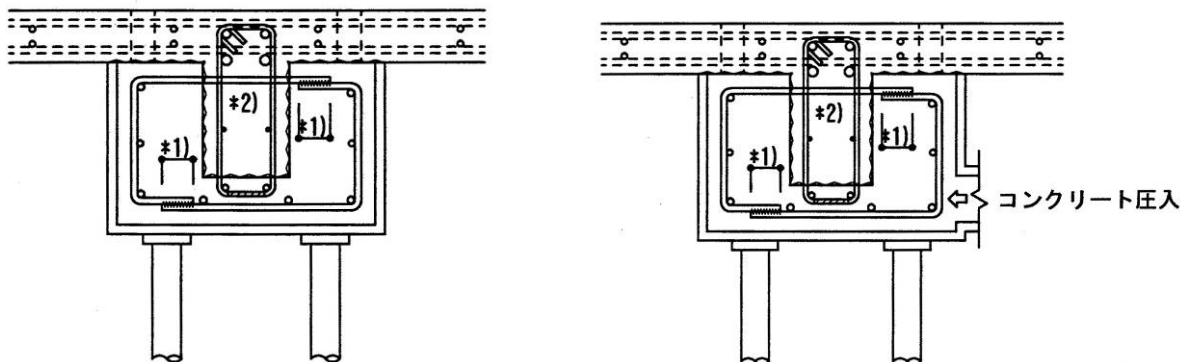
L_1 : 直線定着長さで、日本建築学会「壁式構造配筋指針・同解説（2013）」による。

[注] *1) 新設縦筋は耐力壁・壁梁接合内で $D13@200$ にて配置

解説図 5.1.6 増打ち部の補強筋の配置と定着（工法①方法 A の場合）



解説図 5.1.7 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋の配置（工法①方法 B の場合）

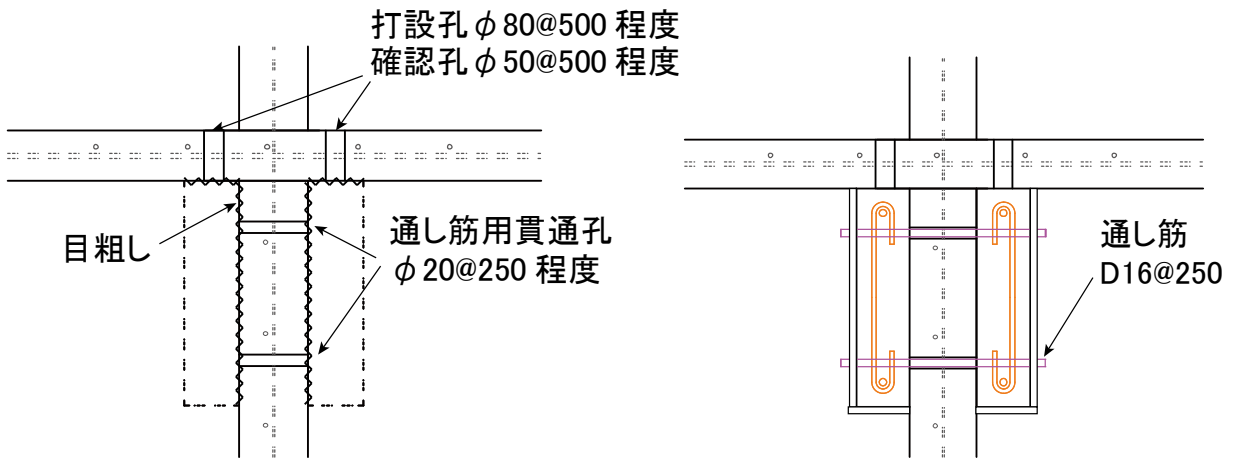


[注] *1) フレア溶接(両面, 有効長さ $5d$ 以上) *2) エポキシ樹脂充填

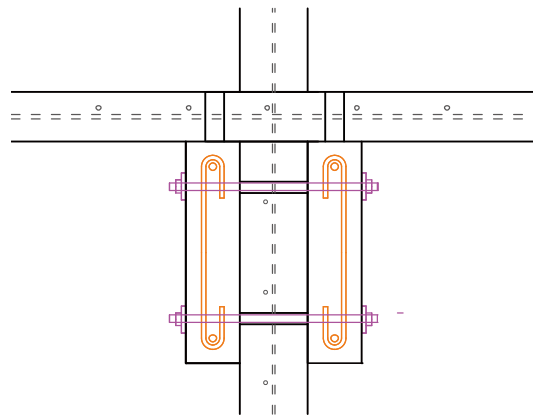
(a) 増打ち部に型枠設置

(b) コンクリート充填

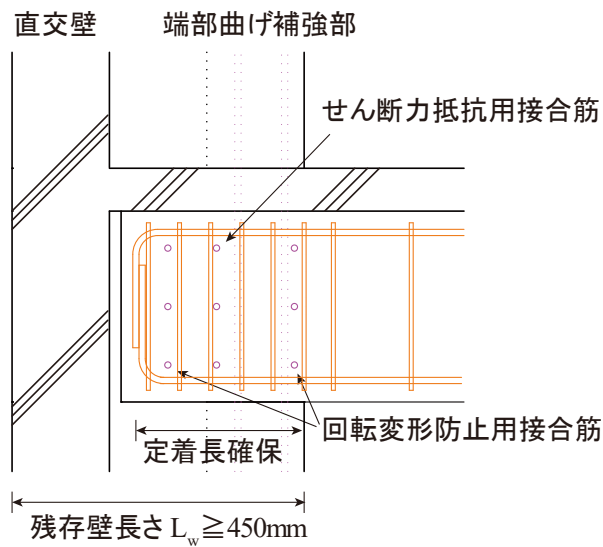
解説図 5.1.8 型枠設置・コンクリート充填（工法①の場合）



(a) 既存壁梁に接合筋配置用貫通孔およびスラブにコンクリート打設孔設置
 (b) 外付け補強部に通し筋，端部曲げ補強筋，せん断補強筋を設置し型枠を配置



(c) コンクリート打設後，脱型および通し筋端部の端板・ナット設置



(d) 耐力壁と壁梁部分の接合部周辺の配筋

解説図 5.1.9 補強部周辺の施工手順 (工法②の場合)

解説表 5.1.1 (B) に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(1) 検討項目・検討方法

5.1.1 項に記載の壁梁せいの低減補強工法においては、下記の手順にて曲げモーメントおよびせん断力に対する検討を行う。

1) 既存壁梁下端コンクリート研り後の検討（せい低減後の壁梁の施工時の検討）

壁梁の下端 300 mm 程度を研る前に、壁梁両側面のスラブ下（壁梁側面より 700 mm 程度の位置）に支保工を設置する。支保工は、工事中的壁梁自重とスラブ自重をキャンセルし、壁梁を無応力状態となるよう上向きの荷重を掛けることとするが、完全に無応力状態とするのは施工管理が難しいことから、壁梁の自重分を研り後の壁梁自体で負担できるよう以下の検討を行う。

研り後の壁梁の断面は、既存壁梁の幅 $b \times$ せい D_1 （=350mm）として検討する。

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D1} = M_{L1} \leqslant {}_L M_{A1} \quad (\text{解 5.1.1})$$

${}_L M_{D1}$ ：壁梁下端コンクリート研り後の壁梁（以下、せい低減壁梁という）の長期設計用曲げモーメント

M_{L1} ：せい低減壁梁の自重による曲げモーメント。端部上端および中央部下端曲げモーメントに対して検討する。

${}_L M_{A1}$ ：せい低減壁梁の長期許容曲げモーメント。上端曲げモーメントに対しては、既存壁梁の上端端部曲げ補強筋を有効とする。中央部下端曲げモーメントに対しては、既存壁梁内の中間部横筋（2—9 Φ , SR 235）が負担するとして算定する。

② せん断力に対する断面検討

$${}_L Q_{D1} = Q_{L1} \leqslant {}_L Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.2})$$

記号 ${}_L Q_{D1}$ ：せい低減壁梁の長期設計用せん断力

Q_{L1} ：せい低減壁梁の自重によるせん断力（スラブ荷重は支保工が負担）

${}_L Q_{A1}$ ：せい低減壁梁の長期許容せん断力で、研り後の壁梁のコンクリート断面のみ有効として算定する（縦補強筋は無視）。

2) 側面増打ち部のコンクリート硬化後

所要の補強筋（端部曲げ補強筋、中間部横補強筋、縦補強筋）および耐力壁・壁梁接合部に回転防止およびせん断抵抗用の接合筋を施工後にコンクリートを充填する。増打ちコンクリートが硬化した後は、既存部と一体化した壁梁（以下、せい低減補強壁梁という）が形成されたと考え、下記により長期荷重時応力および短期荷重時応力に対する断面検討を行う。

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_L M_{D2} = M_{L2} \leqslant {}_L M_{A2} \quad (\text{解 5.1.3})$$

${}_L M_{D2}$ ：せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用曲げモーメント

M_{L2} ：せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメントで、端部上端および中央部下端の曲げモーメント

${}_L M_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および新設の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

$${}_L Q_{D2} = Q_{L2} \leqslant {}_L Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.4})$$

${}_L Q_{D2}$: せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の設計用せん断力

Q_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重によるせん断力

${}_L Q_{A2}$: せい低減補強壁梁の長期許容せん断力で、せい低減補強壁梁のコンクリート断面と既存壁梁の縦補強筋を有効として算定する。

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

① 曲げモーメントに対する断面検討

$${}_s M_{D2} = M_{L2} + M_E \leqslant {}_s M_{A2} \quad (\text{解 5.1.5})$$

記号 ${}_s M_{D2}$: せい低減補強壁梁の短期設計用曲げモーメント

M_{L2} : せい低減補強壁梁および負担面積部分のスラブの自重、仕上げ荷重ならびに積載荷重による部材各断面位置の曲げモーメント

M_E : せい低減補強壁梁に生じる水平荷重による曲げモーメント

${}_s M_{A2}$: せい低減補強壁梁の短期許容曲げモーメントで、既存壁梁の上端端曲げ補強筋および増設壁梁の上端および下端端部曲げ補強筋を有効として算定してよい。

② せん断力に対する断面算定

・ せい低減後既存壁梁

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A1} \quad (\text{解 5.1.6})$$

・ 右側または左側の増設壁梁

$${}_s Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2}) \leqslant {}_s Q_{A2} \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ${}_s Q_{D1}$: せい低減後既存壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s Q_D$: せい低減補強壁梁の短期荷重時設計用せん断力で、次式による。

$${}_s Q_D = Q_L + 2 Q_E$$

Q_L : せい低減補強壁梁の長期荷重時せん断力

Q_E : せい低減補強壁梁の水平荷重時せん断力

${}_s M_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容曲げモーメント

${}_s Q_{A1}$: せい低減後既存壁梁の短期許容せん断力

${}_s Q_{D2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力

${}_s M_{A2}$: 右側または左側の増設壁梁の短期許容曲げモーメント

(2) 検討例

1) 検討条件

下記の条件の壁梁に対して，上記(1)に記載の検討方法に基づき断面検討を行う．

- 既存壁梁のコンクリートの設計基準強度：

$$F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$$

- 既存壁梁の断面： $b \times D = 180 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$

(a) 既存壁梁の内法長さ： $\ell_0 = 4,800 \text{ mm}$ ，

- 有効スパン長： $\ell = \ell_0 + D/2$

$$= 4,800 + 650/2 = 5,125 \text{ mm}$$

- 壁梁のスラブ荷重負担面積：解説図 5.1.8 による．

- 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋：

$$2-16 \phi + 2-19 \phi \text{ (SR 235)}$$

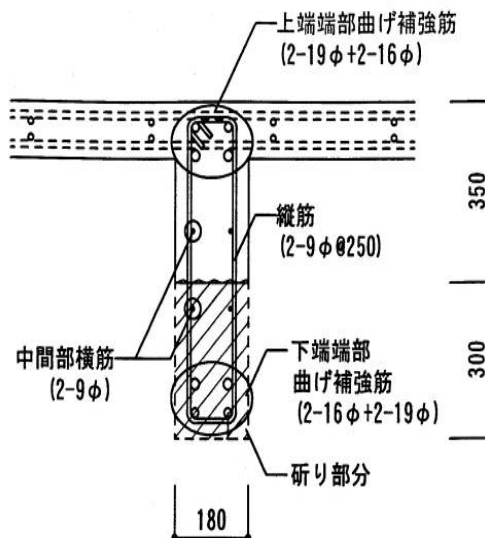
- 既存壁梁の縦補強筋： $2-9 \phi @ 250$ ($p_w = 0.0028$)

- せい低減壁梁の断面： $b \times D_1 = 180 \text{ mm} \times 350 \text{ mm}$

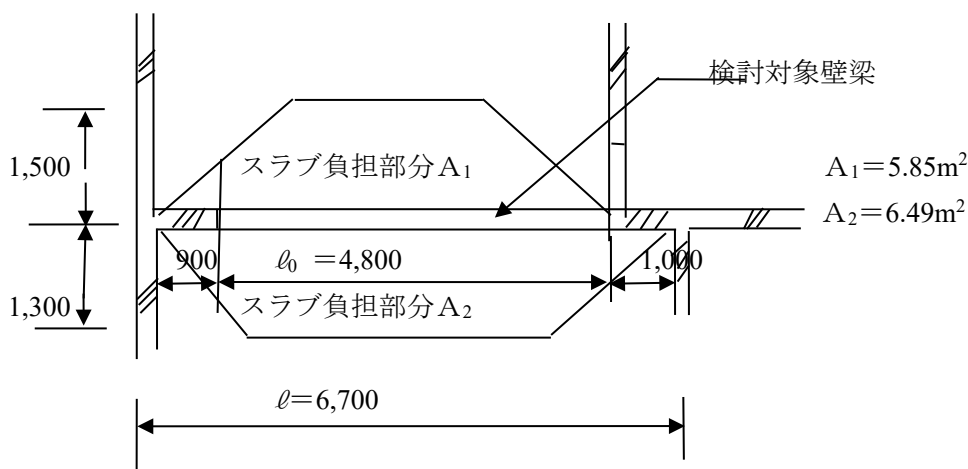
- せい低減補強壁梁の断面： $540 \times 450 \text{ mm}$

- 増打ち部（増設壁梁）の縦補強筋： $2-D13@200$ ($p_w = 2 \times 127 / (180 \times 200) = 0.00705$)

- 増打ち部（増設壁梁）の充填コンクリートの設計基準強度： $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$



解説図 5.1.7 検討対象壁梁断面



解説図 5.1.8 検討対象壁梁の配置

2) 壁梁下端コンクリート斫り時点の検討

① せい低減壁梁の自重： $w_{b1} = 24.0 \times 0.18 \times 0.35 = 1.512 \text{ kN/m}$

② せい低減壁梁の長期荷重時曲げモーメント：

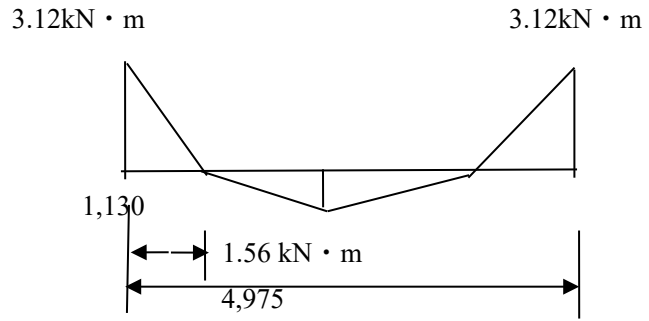
・有効スパン長 $\ell' = \ell_0 + D_1 / 2 = 4,800 + 350 / 2 = 4,975 \text{ mm}$

③ せい低減壁梁の断面設計用応力

(a) 端部上端： ${}_L M_{D1e} = M_{L1e} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 12 = 1.512 \times 4.975^2 / 12 = 3.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(b) 中央部下端： $M_{L1c} = w_{b1} \cdot \ell'^2 / 24 = 1.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力： ${}_L Q_{D1} = Q_{L1} = w_{b1} \cdot \ell' / 2 = 1.512 \times 4.975 / 2 = 3.76 \text{ kN}$



解説図 5.1.8 せい低減壁梁の自重による
曲げモーメント図

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討

$$a_{t1e,上} = M_{L1e} / (L f_t \cdot j) = 3.12 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times (350-50) \times 7/8 \}$$

$$= 75.9 \text{ mm}^2 < (2-16\phi + 2-19\phi) \quad \text{OK}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討 [現行の中間部横補強筋 2-9Φ, SR 235]

$$a_{t1c,下} = M_{L1c} / (L f_t \cdot j) = 1.56 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 200 \times 7/8 \}$$

$$= 56.9 \text{ mm}^2 < 2-9\Phi (a_t = 128 \text{ mm}^2) \quad \text{OK}$$

(c) せん断力に対する検討

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 3.12 / (3.76 \times 0.30) = 2.77$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{ M / (Q \cdot d) + 1 \} = 4 / 3.77 = 1.06$$

$$\cdot {}_L Q_{A1} = \{ \alpha \cdot {}_L f_s \cdot b \cdot j = 1.06 \times 0.49 \times 180 \times 300 \times 7/8 = 21.0 \times 10^3 \text{ N} = 24.5 \text{ kN} \}$$

$$> Q_{L1} (= 3.76 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

3) 側面増打ち部のコンクリート硬化後の断面検討

側面増打ち部のコンクリート硬化後は, せい低減既存壁梁部のせいを 450 mm として検討する.

(i) 長期荷重時応力および断面検討

① せい低減補強壁梁の自重+仕上げ荷重+積載荷重: 仕上げ荷重 600N/m², 積載荷重 1,800N/m²

$$\cdot w_{b2} = 24.0 \text{ kN/m}^3 \times (0.18 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} + 2 \times 0.18 \text{ m} \times 0.34 \text{ m}) + 2.4 \text{ kN/m}^2 \times 0.18 \text{ m} = 5.31 \text{ kN/m}$$

② 負担部分のスラブの自重+仕上げ荷重+積載荷重: 等分布荷重に置換する.

$$\cdot w_{s2} = (24.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} + 2.4 \text{ kN/m}^2) \times (5.85 \text{ m}^2 + 6.49 \text{ m}^2) / 5.025 \text{ m} = 12.4 \text{ kN/m}$$

③ せい低減補強壁梁の長期荷重時断面設計用応力

(a) 端部上端: ${}_L M_{D2e} = M_{L2e} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 12$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025^2 / 12 = 37.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 中央部下端: $M_{L2c} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell^2 / 24 = 18.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(c) 設計用せん断力: ${}_L Q_{D12} = Q_{L12} = (w_{b2} + w_{s2}) \cdot \ell / 2$

$$= (5.31 + 12.4) \times 5.025 / 2 = 44.5 \text{ kN}$$

④ 断面検討

(a) 端部上端曲げモーメントに対する検討: 既存壁梁の上端端部曲げ補強筋で OK
かの検討

$$\begin{aligned} \cdot a_{t1e,上} &= {}_L M_{D2c} / ({}_L f_t \cdot j) = 37.3 \times 10^6 / \{(235/1.5) \times 350\} = 680.2 \text{ mm}^2 \\ &< 970 \text{ mm}^2 (= 2 \cdot \phi 19 + 2 \cdot \phi 16) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(b) 中央部下端曲げモーメントに対する検討〔新設補強筋, SD295A〕

$$\begin{aligned} \cdot a_{t2c,下} &= {}_L M_{2c} / ({}_L f_t \cdot j) = 18.6 \times 10^6 / \{(295/1.5) \times 350\} \\ &= 271.1 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (= 398 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

(c) せん断力に対する検討: 増打ち部分の充填コンクリートの設計基準強度 $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ に設定.

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 37.3 / (44.5 \times 0.40) = 2.10$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{M / (Q \cdot d) + 1\} = 4 / 3.1 = 1.29$$

$$\begin{aligned} \cdot {}_L Q_{A1} &= \{\alpha \cdot {}_L f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j + \alpha \cdot {}_L f_s \cdot b' \cdot j' \\ &= \{1.29 \times 0.49 + 0.5 \times 235/1.5 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 350 \\ &\quad + 1.29 \times 0.73 \times 2 \times 180 \times 290 \times 7/8 \\ &= (0.632 + 0.062) \times 180 \times 350 + 98 \times 10^3 \\ &= 43.7 \times 10^3 + 86.0 \times 10^3 = 129.7 \times 10^3 = 129.7 \text{ kN} > 44.5 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(ii) 短期荷重時応力および断面検討

i) 水平荷重時応力

$$\cdot \text{曲げモーメント} : M_E = 93.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{せん断力} : Q_E = 2M_E / \ell_0 = 2 \times 93.9 / 4.80 = 39.1 \text{ kN}$$

ii) 断面検討

(a) 設計用曲げモーメント

$$\cdot \text{端部上端} : {}_s M_{D2,上} = {}_L M_{D2} + M_E = 37.3 + 93.9 = 131.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot \text{端部下端} : {}_s M_{D2,下} = 37.3 - 93.9 = -56.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(b) 所要端部上端曲げ補強筋量算定

① せい低減既存壁梁の上端端部曲げ補強筋による短期許容曲げモーメント

$$\begin{aligned} \cdot {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 新たに配筋する増設壁梁の上端端部曲げ補強筋の必要断面積

$$\cdot {}_L M_{D2e,上} = 131.2 - 76.0 = 55.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,上} = 55.2 \times 10^6 / \{295 \times (340 - 50) \times 7/8\} = 737.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(c) 所要端部下端曲げ補強筋: 新たに配置する増設壁梁の下端端部曲げ補強筋 (SD 295A 使用)

$$\cdot {}_{eq} a_{t2e,下} = 56.6 \times 10^6 / \{295 \times (450 - 50) \times 7/8\} = 548.2 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$$

(d) せん断力に対する断面算定

① 設計用せん断力: ${}_s Q_{D2} = Q_{L2} + n \cdot Q_E = 44.5 + 2.0 \times 39.1 = 122.7 \text{ kN}$

② せい低減既存壁梁部分の設計用せん断力の算定

1) せい低減既存壁梁部分の端部上端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,上}$

$$\begin{aligned} {}_s M_{A1,上} &= \sum (a_{t1,上} \cdot {}_s f_t \cdot j) \\ &= 2 \times 284 \times 235 \times (450 - 50) \times 7/8 + 2 \times 201 \times 235 \times (450 - 95) \times 7/8 \\ &= (46.7 + 29.3) \times 10^6 = 76.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) せい低減既存壁梁部分の端部下端の短期許容曲げモーメント ${}_s M_{A1,下}$

$${}_sM_{A1,下} = \sum (a_{t,1,下} \cdot {}_s f_t \cdot j)$$

$$= 2 \times 63 \times 235 \times 200 \times 7/8 = 5.18 \times 10^6 = 5.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ハ) 右側および左側の増設壁梁の上端および下端の短期許容曲げモーメント

$${}_sM_{A2,上} = {}_sM_{A2,下} = a_{t,2} \cdot {}_s f_t \cdot j = 2 \times 199 \times 295 \times (340 - 70) \times 7/8$$

$$= 27.7 \times 10^6 = 27.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ニ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力[(解 5.1.6) 式参照]

$${}_s Q_{D1} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A1} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.58 = 71.2 \text{ kN}$$

ホ) せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定

$${}_s Q_{A1} = \{0.49 + 0.5 \times 235 \times (0.0028 - 0.002)\} \times 180 \times 400 \times 7/8$$

$$= (0.49 + 0.094) \times 180 \times 400 \times 7/8 = 36.8 \times 10^3 = 36.8 \text{ kN}$$

< ${}_s Q_{D1}$ NG

増設壁梁の上端端部曲げ補強筋を 2-D16 \Rightarrow 4-D19 (SD 345) に変更する。これにより、増設壁梁の端部上端の短期許容曲げモーメントは、

$${}_sM_{A2,上} = 4 \times 287 \times 345 \times (340 - 80) \times 7/8 = 86.6 \times 10^6 = 90.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

となる。上記により、せい低減既存壁梁部分の短期設計用せん断力は、次のとおりとなる。

$${}_s Q_{D1} = 122.7 \times 76.0 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.297 = 36.4 \text{ kN}$$

$$< {}_s Q_{A1} (= 36.8 \text{ kN}) \quad \text{OK}$$

ハ) 右側、左側の増設壁梁の短期荷重時設計用せん断力:

・ 上端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 90.1 / (76.0 + 2 \times 90.1) = 122.7 \times 0.352 = 43.2 \text{ kN}$$

・ 下端筋の短期許容曲げモーメント比率による場合

$$Q_{D2} = {}_s Q_D \cdot {}_s M_{A2} / ({}_s M_{A1} + 2 \times {}_s M_{A2})$$

$$= 122.7 \times 27.7 / (5.18 + 2 \times 27.7) = 122.7 \times 0.457 = 56.1 \text{ kN}$$

ト) 右側、左側の増設壁梁の短期許容せん断力: $\alpha = 1.0$ として算定する。

$$\cdot p_w = 127 \times 2 / (180 \times 200) = 0.00705$$

$$\cdot {}_s Q_{A2}' = \{\alpha \cdot {}_s f_s + 0.5 \cdot {}_s f_t \cdot (p_w - 0.002)\} \cdot b_2 \cdot j$$

$$= \{1.0 \times 1.095 + 0.5 \times 295 \times (0.00705 - 0.002)\} \times 180 \times 260 \times 7/8$$

$$= (1.095 + 0.744) \times 180 \times 227.5 = 75.3 \times 10^3 = 75.3 \text{ kN} > 56.1 \text{ kN OK}$$

4) 新設端部曲げ補強筋の増打ち耐力壁・壁梁接合部への定着長さの検討

せい低減補強壁梁内の新設する主筋（上端および下端端部曲げ補強筋）および中間部横筋は、増打ちする左右の耐力壁・壁梁接合部に直線定着もしくは標準フック付き折曲げ定着する。なお、定着基点は、壁梁側に設置した接合筋の中心位置とする。

増打ちする耐力壁・壁梁接合部には、せい低減補強壁梁と同様に主筋拘束筋を配置することとするので、新設主筋は拘束領域内への定着とみなすことができる。

以下に、RC 規準 17 条^{5,6)} (17.2) 式に基づき、定着長さを検討する。

(i) 定着長さの場合

必要定着長さは、次式による。

$$\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10 f_b) \quad (\text{解 5.1.7})$$

記号 ℓ_{ab} : 必要定着長さ (mm)

α : 定着される鉄筋の拘束の有無による係数 (拘束の場合, $\alpha=1.0$)

S : 耐震部材, 非耐震部材ならびに定着方法による修正係数で、次表による。

解説表 5.1.2 必要定着長さの修正係数

種 類		修正係数 S
直線定着	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	1.25
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	上記以外
その他の部材		
標準フック または、信頼できる 機械式定着具	耐震部材 (耐力壁, 壁梁, 基礎梁)	0.7
	非耐震部材 (小梁, スラブ, 片持ち形式)	
	非構造壁など	上記以外
その他の部材		

σ_t : 鉄筋に生じる引張応力度 (N/mm²)

d_b : 鉄筋径 (mm) で、異形鉄筋の場合は呼び名に用いた数値。

f_b : 付着割裂の基準をなる強度 (N/mm²) で、その他の鉄筋の数値とする
($=0.9 + F_c/40$)。

(解 5.1.7)式に、 $\alpha=1.0$, $S=1.25$, $\sigma_t = \sigma_y = 345 \times 1.1 \text{ N/mm}^2$, $d_b = 19 \text{ mm}$,
 $f_b = 0.9 + 24/40 = 1.5 \text{ N/mm}^2$ を代入すると、必要直線定着長さは、以下の通りとなる。

$$\ell_{ab} = 1.0 \times 1.25 \times 1.1 \times 345 \times 19 / (10 \times 1.5) = 601.0 \text{ mm} \quad (=31.6 d_b)$$

したがって、端部曲げ補強筋は壁梁側に設置した接合筋中心より直線定着長さとして 601.0 mm 以上確保する。

(施行令ただし書き適用)

5) 増打ち耐力壁・壁梁接合部に配置するアンカー筋の検討

(i) 回転防止用接合筋の検討

i) 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力の断定

① せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度 M_{i2} (解説図 5.1.10)

$$\cdot M_{i2, \text{下}} = 0.9 \times (2 \times 199) \times 1.1 \times 295 \times (340 - 65) = 32.0 \times 10^6 = 32.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\cdot M_{i2, \text{上}} = 0.9 \times (4 \times 287) \times 1.1 \times 345 \times (340 - 90) = 98.0 \times 10^6 = 98.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② せい低減壁梁側面増打ち部の曲げ強度時せん断力 Q_{i2}

$$\cdot Q_{i2} = (M_{i2, \text{下}} + M_{i2, \text{上}}) / \ell_0 = (32.0 + 98.0) / 4.8 = 27.1 \text{ kN}$$

③ せい低減壁梁側面増打ち部の回転中心位置における曲げ強度 M_{i2}'

$$\cdot M_{i2}' = M_{i2, \text{上}} + Q_{i2} \times 0.45 = 98.0 + 27.1 \times 0.45 = 110.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{解説図 5.1.10})$$

④ 回転変形防止用接合筋に生じるせん断力

回転変形防止用接合筋本数を片側 2 本に設定する.

$$\cdot_D Q_u = M_{u2}' / (N \cdot a \times 2) = 110.2 / (2 \times 0.35 \times 2) = 78.7 \text{ kN/本}$$

ii) 接合筋のせん断強度

接合筋に異形鉄筋種別 SD 345 の呼び名 D22 を用いる. 接合筋は既存壁梁に設けた孔に通し配筋するが, 接合筋のせん断強度は日本建築学会編「各種合成構造設計指針・同解説」のせん断強度式を用いて算定することとする.

上記より, 接合筋のせん断強度は下記の通りとなる.

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) \quad (\text{解 5.1.8})$$

$$Q_{u1} = 0.7_s \sigma_y \cdot a_s = 0.7 \times 345 \times 387 = 93.5 \times 10^3 = 93.5 \text{ kN}$$

$$Q_{u2} = 0.5 \sqrt{(F_c \cdot E_c)} \cdot a_s = 0.5 \times \sqrt{14.7 \times 2.1 \times 10^4 \times 0.866} \times 507 \\ = 0.5 \times 517.0 \times 387 = 100.0 \times 10^3 \text{ N} = 100.0 \text{ kN}$$

$$\therefore Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (84.8, 100.0) = 93.5 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果: $\cdot_D Q_u (=78.7 \text{ kN}) < Q_u (=93.5 \text{ kN})$ OK

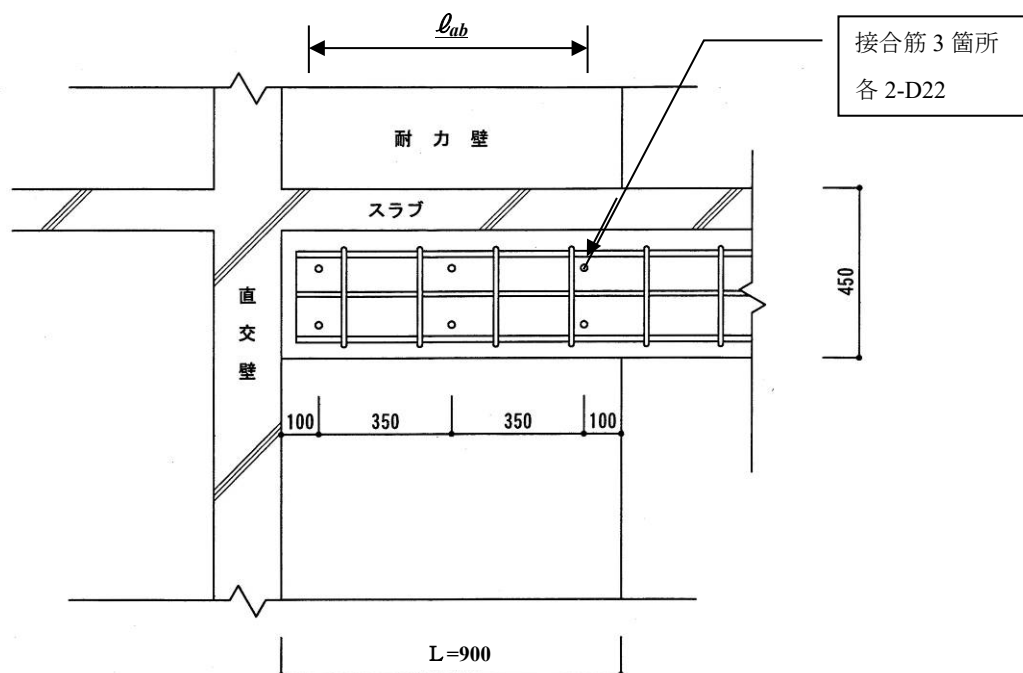
(ii) せん断力抵抗用接合筋の検討

i) 設計用せん断力: $\cdot_D Q_u = Q_{u2} = 27.1 \text{ kN}$

ii) せん断力抵抗用接合筋 (2-D22 と設定) のせん断強度

$$Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2}) = \min (93.5, 100.0) = 84.8 \text{ kN/本}$$

iii) 検討結果: 2-D19 で OK となるが, 2-D22 を配置する (解説図 5.1.10).



・回転変改防止用接合筋: 左右各 2-D22, SD 345

・せん断力抵抗用接合筋: 中央部 2-D22, SD 345

解説図 5.1.10 壁梁増打ち部の回転変形防止およびせん断抵抗用接合筋の配置

5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置

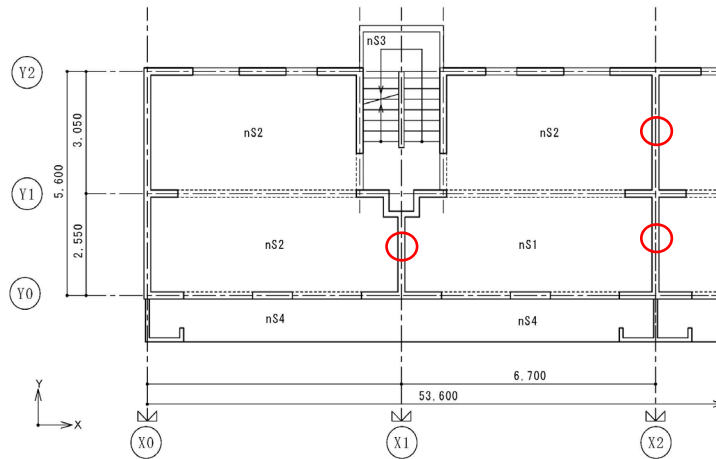
5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法

1. 本節は、短辺方向の戸境耐力壁に出入り口開口を設ける場合に適用する。
2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(8)による。
 - (1) 既存耐力壁の横補強筋および縦補強筋（以下、縦筋、横筋という）は、末端を180°フックとする必要があることから、新たに設置する開口部を必要とする開口部より300mm程度大きめにコンクリートを研る。
なお、出入り口開口部の上部が壁梁となる場合には、せいが450mm以上の壁梁を配置するものとする。
 - (2) 既存耐力壁の縦筋および横筋は、180°フックを設けるための所要の長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲に所要の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を180°フックとするか、U字形鉄筋を用いてフレア溶接にて閉鎖形とする。
 - (4) 開口部周囲の縦筋および横筋の定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。
 - (5) 中間階において、開口設置により切断する縦筋のうち定着が必要なものは床スラブに折曲げ定着させ所要のかぶり厚さを確保して無収縮モルタルにて復旧する。
 - (6) 開口部周囲の縦筋としてあと施工アンカーを使用する場合は、当該箇所の終局状態があと施工アンカーの引張降伏で決定するように埋め込み長さを設定する。
 - (7) 研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (8) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、21N/mm²以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする戸境耐力壁

本節で対象とする戸境耐力壁は、階段室通り（解説図 5.2.1 の X1 通りをいい、以下同様とする）のバルコニー側の戸境壁と、階段室通り以外の戸境耐力壁（解説図 5.2.1 の X2 通りの耐力壁をいい、以下同様とする）である。階段室通りのバルコニー側の戸境壁は、その耐力壁の長さが比較的短いため、本指針案第 3.3 節により開口部を直交壁端から 600mm 以上離れた位置に設けることを原則とすることから、開口部の幅を大きく設けられないことに留意する。また、階段室通り以外の戸境耐力壁は、中構面長辺方向に耐力壁が取り付いている場合があるため、これを避けて、住戸階段室側（解説図 5.2.1 ㉖～㉗）あるいは、バルコニー側（解説図 5.2.1 ㉘～㉙）の戸境壁に出入り口開口部を設置することとなる。

最上階の戸境壁に出入り口開口部を設ける場合には、開口部上部に壁梁を配置するとともに、所要の横筋および縦筋を配置する必要がある。屋上部からもコンクリートを研る必要が生じ、改造に係る施工が大掛かりになるため、その適用に際しては、十分な検討を有する。



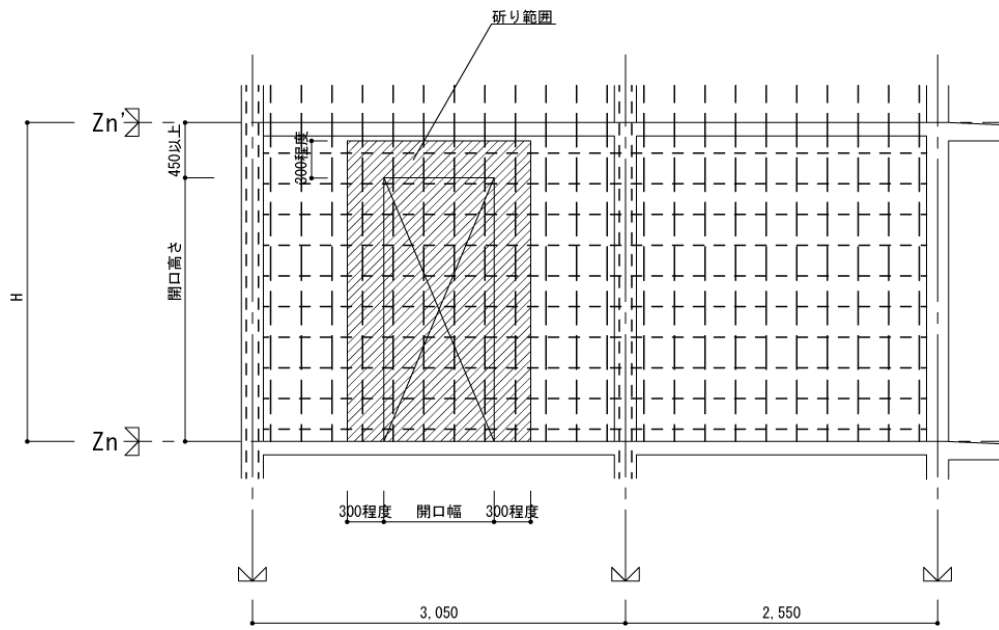
解説図 5.2.1 本節の対象とする戸境壁（○印箇所）

2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置方法と施工手順

短辺方向の戸境耐力壁端部には端部曲げ補強筋が，耐力壁の交差部には交差部縦補強筋が配筋されている。また，耐力壁・スラブ接合部には，耐力壁とスラブとの一体化を図るための補強筋が配筋されている。一方，耐力壁内には， $9\phi@250\sim 150$ 程度の縦筋と横筋が配筋されていると想定される。当該戸境耐力壁に出入り口開口部を設置すると，開口部の左右の耐力壁には地震時に曲げモーメントによる引張力と圧縮力が生じるため，開口部周囲には，所要の曲げ補強筋を配置する必要がある。また，開口設置に伴い既存耐力壁の縦筋が丸鋼の場合および横筋は，その端部をかぎ状に折り曲げる必要があることから，コンクリートの研り範囲は，必要とする開口部の大きさよりも大きくする必要がある。また，開口部周囲に新たに配筋する補強筋の定着長さは，開口部端より所要の長さ以上を確保する必要があることから，必要とする開口部の周囲を研る必要がある。また，開口部の上下においては，上下階からの耐力壁の縦筋も，所定の長さ以上で定着する必要がある。上記の留意事項を考慮した戸境耐力壁への出入り口設置方法を，以下に示す。

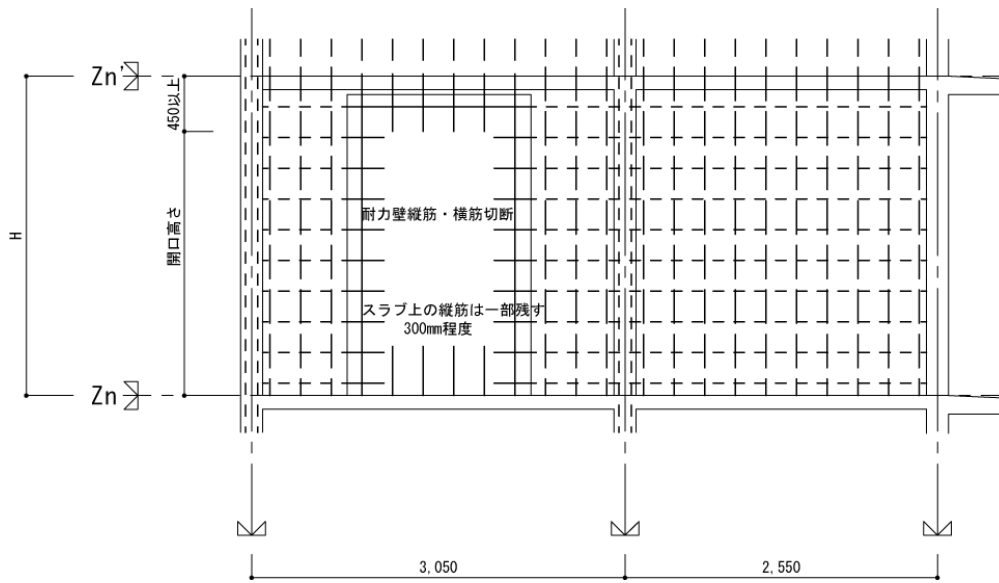
- ① 必要とする開口部よりも **300mm** 程度大きくコンクリートを研る（解説図 5.2.2）。
- ② 既存耐力壁の縦筋および横筋を切断する。その切断位置は，開口部周囲の補強筋を拘束し，末端を **180度フック**に加工できる長さ以上とする（解説図 5.2.3）。
- ③ 開口部周囲の補強筋を開口部端より所要の長さ以上を確保し，必要に応じてコンクリートを研り補強筋を配置する。さらに，切断した既存耐力壁の縦筋および横筋が丸鋼の場合には末端を **180度フック**とする。このとき，開口部周囲の補強筋は，既存耐力壁の縦筋および横筋で拘束するものとする。耐力壁内の鉄筋の納まりを考慮して **180度フック**が出来ない場合は，U字形鉄筋を用いて既存の縦筋や横筋とフレア溶接にて閉鎖形とする（解説図 5.2.4～8）。
- ④ 耐力壁開口部下端における縦筋は，所定の長さ以上を確保して定着する必要がある。定着は開口設置階のスラブ上面を研り出しスラブ内に定着させ，かぶり厚さを確保出来るように無収縮モルタルにて復旧する。ただし，スラブ上面を研り，スラブ上端筋を露出させると既存上端筋の定着が無効となるため，当該定着方法は既存スラブ筋を研らない場合のみ可とする。これによらない場合には，開口部下端に補強筋を配置した後に耐力壁の縦筋の末端を **180度**に折り曲げて床仕上げレベルまでコンクリートを打設する方法が考えられるが，現場にて折曲げ可能か検討を要する（解説図 5.2.6）。
- ⑤ コンクリート研り後の開口部周囲の端面は十分な面粗しを行い，型枠を設置して流動性に優れた

コンクリートを充填する（解説図 5.2.7）.



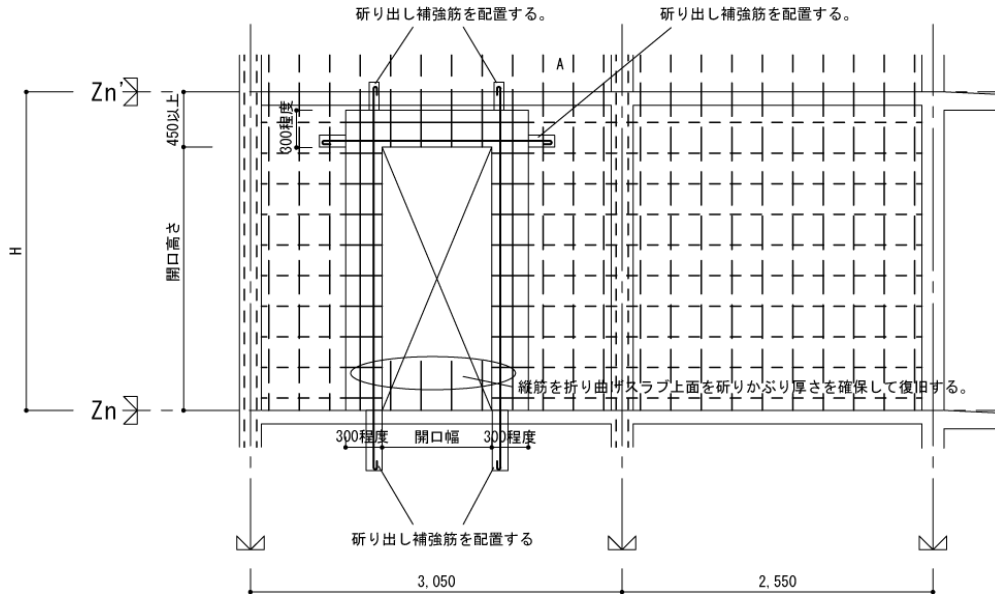
[注] 必要とする開口部の大きさより 300mm 程度大きく研る.

解説図 5.2.2 耐力壁コンクリートの研り



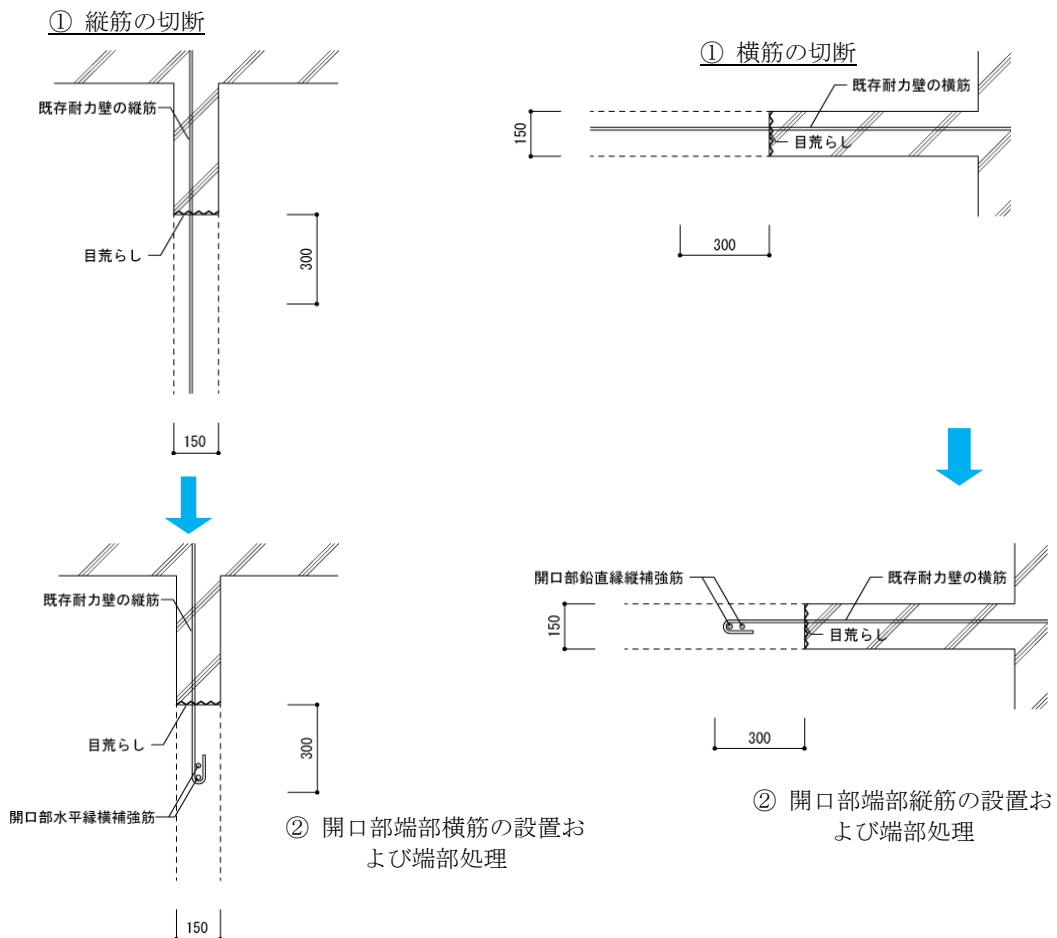
[注] 所要の鉄筋長さ以上を残して切断.

解説図 5.2.3 縦筋および横筋の切断



[注] 定着長さを確保するため必要に応じてコンクリートを研る。

解説図 5.2.4 開口端部補強筋の設置

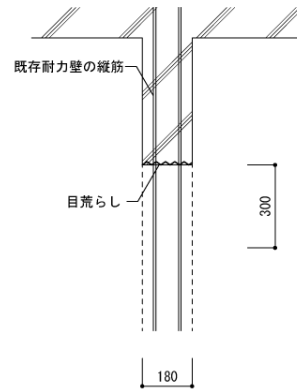
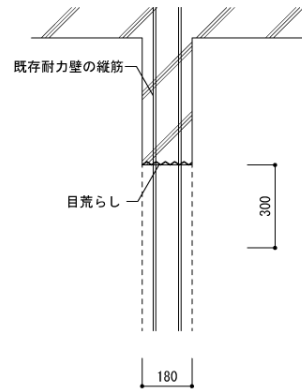


(a) 開口上部縦筋の施工方法

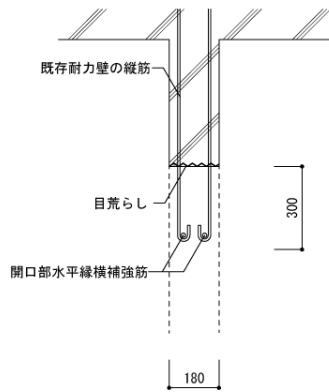
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.5 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(単配筋の場合)

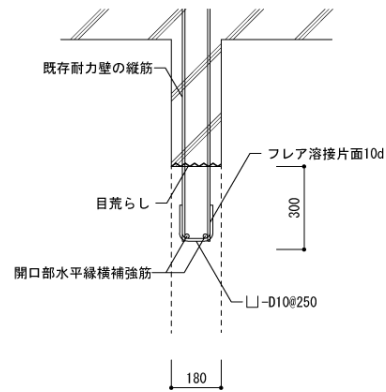
① 縦筋の切断



② 開口部端部横筋の設置および端部処理



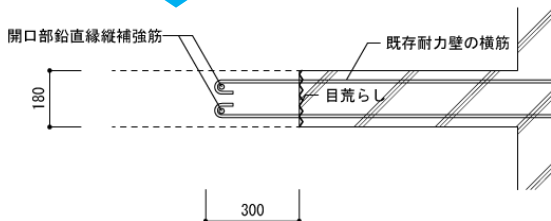
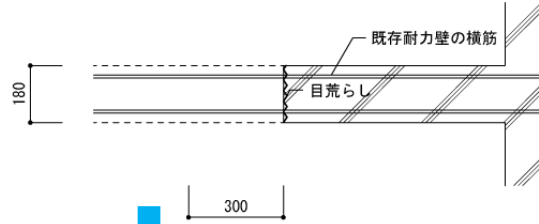
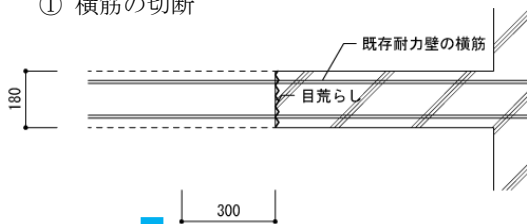
ii) 末端を 180° フックとする場合



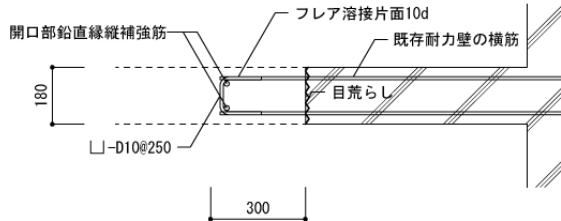
ii) フレア溶接の場合

(a) 開口上部縦筋の施工方法例

① 横筋の切断



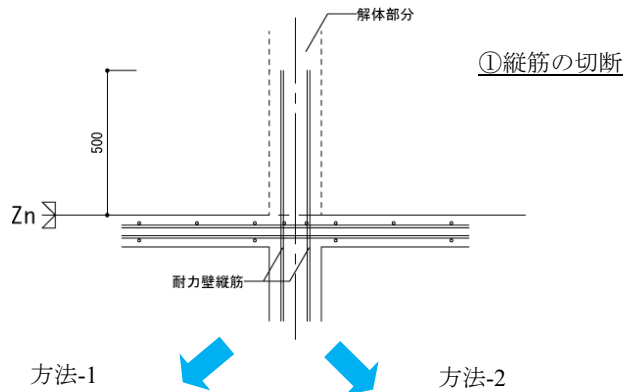
i) 末端を 180° フックとする場合



ii) フレア溶接の場合

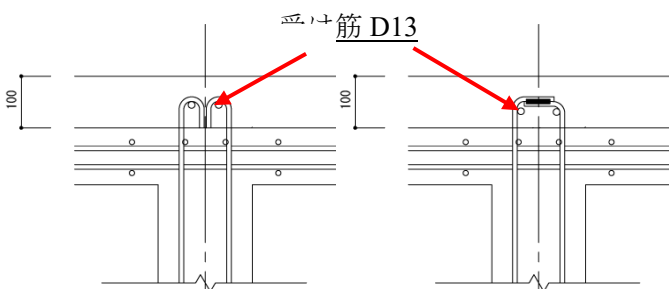
(b) 開口側面横筋の施工方法

解説図 5.2.6 既存耐力壁の横筋および縦筋の端部施工方法例(複配筋の場合)

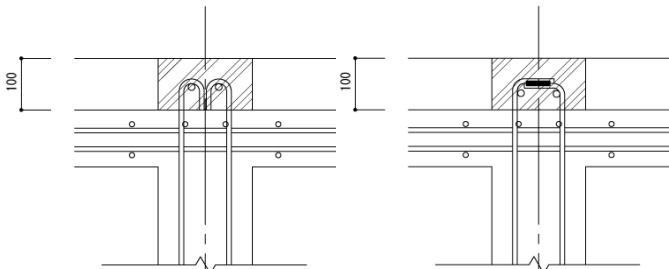


方法-1
②スラブ上に横補強筋を配置し、下階からの縦筋を折り曲げ、あるいは閉鎖型とする。

方法-2
②スラブ上面を研り、折り曲げ納める。



③コンクリート打設

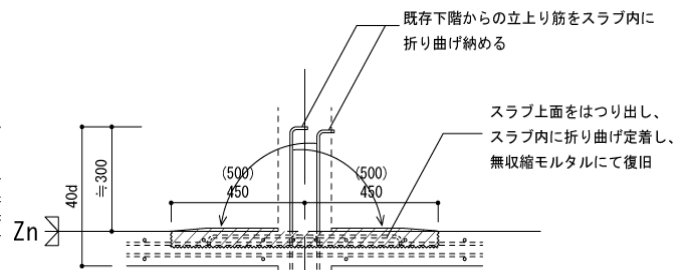


(a) 180° フックの場合

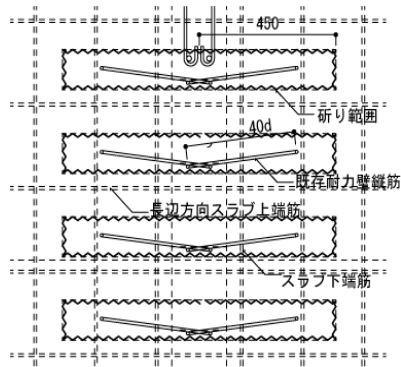
(b) フレア溶接の場合

- 縦筋 9ϕ のため曲げ内法直径 D は $2d$ 以上とする。
- 余長は $4d$ 以上とする。

- 両側溶接 $5d$ とする。

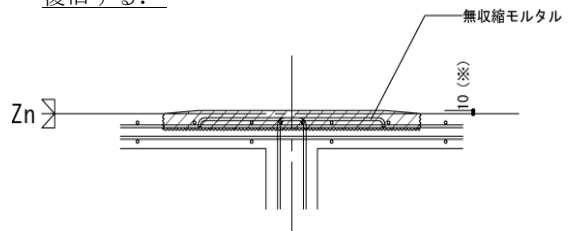


(a) 鉛直断面



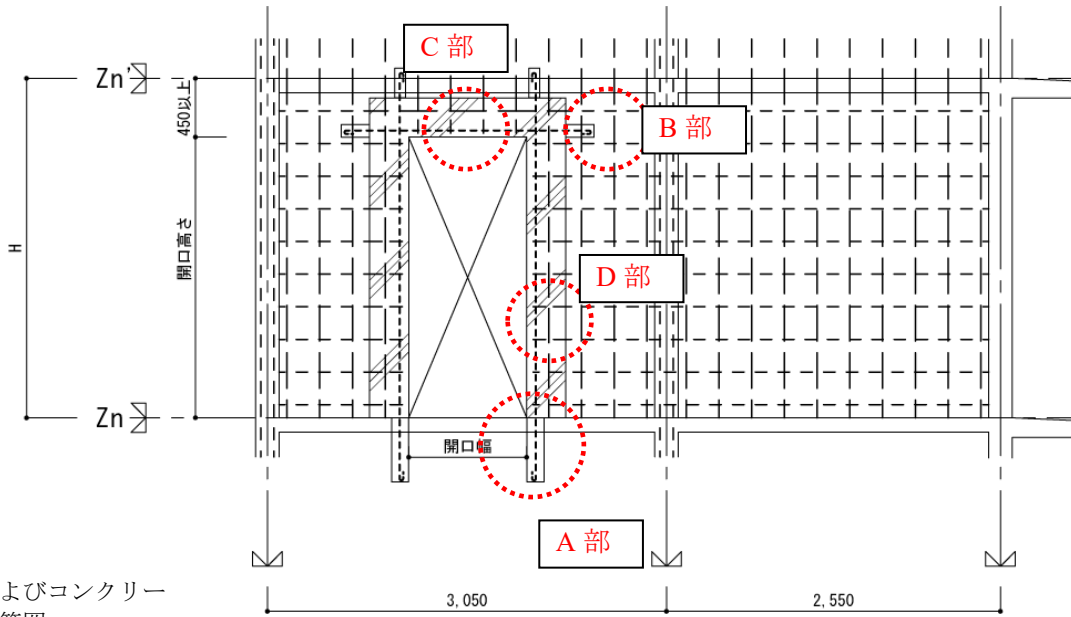
(b) スラブ研り範囲平面図
(スラブ上端筋は露出させない)

③かぶり厚さを確保できるよう無収縮モルタルで復旧する。

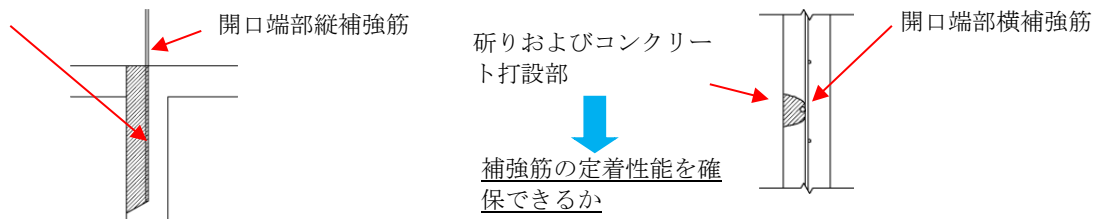


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

解説図 5.2.7 耐力壁開口部下端における耐力壁縦筋の処理例 (複配筋の場合)

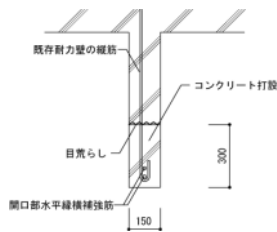


研りおよびコンクリート打設範囲

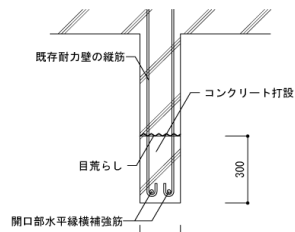


A部断面詳細図例

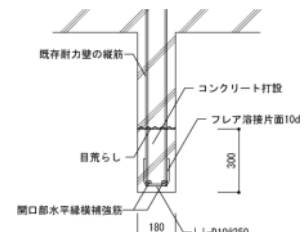
B部詳細図例



(a) 単配筋の場合



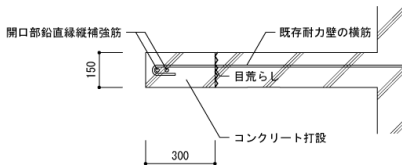
i) 180° フックの場合



ii) フレア溶接の場合

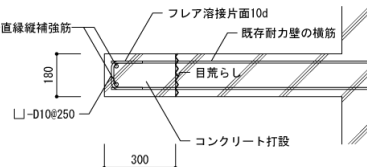
C部詳細図例

(b) 複配筋の場合



(a) 単配筋の場合

i) 180° フックの場合



ii) フレア溶接の場合

(b) 複配筋の場合

D部詳細図例

解説図 5.2.8 戸境壁への出入り口開口設置における各部詳細例

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

(1) あと施工アンカーの終局時の耐力の算定

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

あと施工アンカーの引張負担力が終局耐力となる時の中立軸を式(5.2.1)の釣り合い式が成立することを仮定し算出する。算出した中立軸を用いて式(5.2.2)よりあと施工アンカーの短期許容応力時に部材断面に生じる曲げ降伏モーメントを算出する。

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

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

$$M_u = \Sigma A_{st} \sigma_{st} d - \Sigma A_{sc} \sigma_{sc} d_c - \frac{\sigma_c b x_n^2}{6} + Ng(N \cdot \text{mm}) \quad (5.2.1)$$

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

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

d : 圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm)

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

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

d_c : 圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm)

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

b : 部材の幅(mm)

x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離(mm)

N : 軸力(N)

g : 圧縮縁から重心軸までの距離(mm)

(2) あと施工アンカーの終局引張耐力の算定

あと施工アンカーの短期許容引張耐力は文献^{5.3)5.4)}に基づき算定を行う。 T_{mu} はアンカー筋の引張破壊、 T_{cc} はコンクリートのコーン状破壊、 T_{cb} はアンカー筋の付着破壊を想定する際の終局引張耐力である。また、上記算定値の最小値 T_{mc} をアンカー筋が有する終局引張耐力とみなした。

$$T_{mc} = \min (T_{mu}, T_{cc}, T_{cb}) \quad (5.2.2)$$

$$T_{mu} = m\sigma_u \cdot s a_e \quad (5.2.3)$$

$$T_{cc} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (5.2.4)$$

$$T_{cb} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (5.2.5)$$

$m\sigma_u$: アンカー筋引張強度(N/mm²) ($m\sigma_u = 1.1\sigma_y$)

σ_y : アンカー筋降伏強度(N/mm²)

$s a_e$: アンカー筋断面積 (mm²)

σ_B : コンクリート強度(N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)

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

d_a : アンカー筋の公称径(mm)

τ_a : アンカー筋の付着強度信頼値(N/mm²)で $\tau_a = 15 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$ または $\tau_a = 10 \cdot \left(\frac{\sigma_B}{21}\right)^{0.5}$

A_c : 有効水平投影面積で、複数本の場合は重複を考慮して、図 5.2.9, 図 5.2.10 のようにモデル化して下式により算定した。有効投影面積はあと施工アンカーの埋め込み長さから 45° に線を引き壁梁と交わる部分とスラブと交わる部分の投影面積を有効投影面積とした。 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w \leq \frac{p}{2}$ の場合、式(5.2.6)によるものとし、 $(l_e - t_s) \cdot \cos\theta_w > \frac{p}{2}$ の場合、式(5.2.7)によるものとする。

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p \quad (5.2.6)$$

$$nA_c = \pi \cdot l_e^2 + 2 \cdot l_e \cdot p - 2 \cdot \left((l_e - t_s) \cos\theta_w - \frac{p}{2} \right) \cdot \left(\sqrt{(l_e - t_s)^2 - \left(\frac{p}{2}\right)^2} - \frac{t_w}{2} \right) \quad (5.2.7)$$

$$\sin\theta_w = \frac{t_w/2}{l_e - t_s} \quad (5.2.8)$$

p : ピッチ合計(両端アンカーの中心距離)(mm)

t_w : 下階梁幅(mm)

t_s : スラブ厚さ(mm)

n : アンカー筋の本数

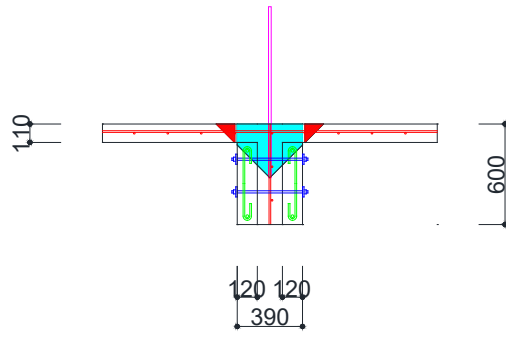


図 5.2.1 あと施工アンカー配筋図

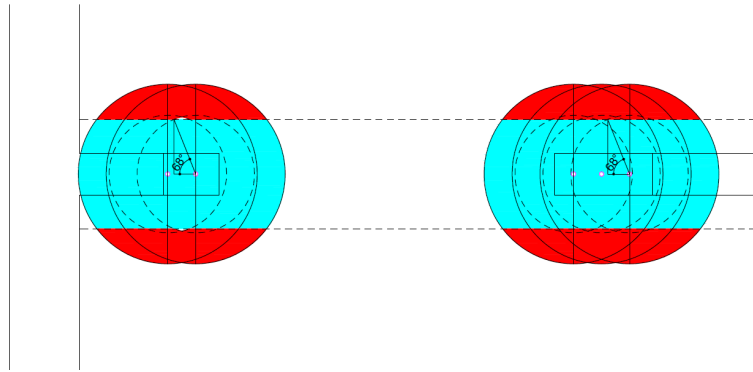


図 5.2.2 有効投影面積

5.2.2 検討項目・検討方法

戸境耐力壁への出入り口開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

- (1) 開口部際の端部縦補強筋は計算によって求めるほか、開口部の内法高さに応じて建設当時の関連基規準に記載の規定値以上とする。なお、端部縦補強筋の規定値は、鉄筋の種別により補正してもよい。また、開口部上下の横補強筋は、計算によって求めるものとする。
- (2) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ (d :異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする)または標準フック付き $30d$ 以上あるいは壁式構造配筋指針・同解説(2013)に基づいて求めた長さ以上とする。
- (3) 最上階に出入り口開口部を設置する場合には、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重に対する検討が必要になることから、当該新設壁梁形成後に生じる長期および短期に生じる応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。
- (4) 1階の戸境壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁に生じる応力を加算した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。

・ 戸境耐力壁への出入り口開口設置における施工手順に応じた検討項目・検討方法

(1) 開口設置方法と施工手順に応じた検討項目と検討方法

5.2.1 項に記載の戸境壁への出入り口開口設置方法に対する施工手順に応じた検討項目と検討方法を、本文に記載している。より具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.2.1 に示す。

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
①	(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。 (a) 開口部の位置、大きさ (b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定	(a) 計画している開口部の大きさに対して、開口部設置後の残存壁の長さが 600mm (= 開口部内法高さ $2,000\text{mm}$ の 0.3 倍) 以上、開口部の上部が壁梁となる場合は、せいが 450mm 以上の壁梁を設けることができるか検討。 (b) 開口部際の端部縦補強筋の径および本数は、計算で求めるほか建設当時の関連基規準の規定値(解説表 4.1 参照)以上とする。 なお、開口部際の端部縦補強筋として SD 345 以上の鉄筋を用いる場合は、次式により求める数値以上の鉄筋量となるように、解説表 4.1 の補強筋を置き換えてもよい ^{5.2.1)} 。 $a_{10}' = a_{10} \times 235 / f_t \quad (\text{解 } 5.2.1)$ 記号 a_{10}' : 短期許容引張応力度が 295N/mm^2 以上の端部縦補強筋を使用する場合の端部縦補強筋量 (mm^2) a_{10} : 解説表 4.1 に記載の端部縦補強筋の断面積 (mm^2) f_t : 開口部設置際に使用する端部縦補強筋の短期許容引張応力度 (N/mm^2)	解説図 5.2.9 参照

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/4)

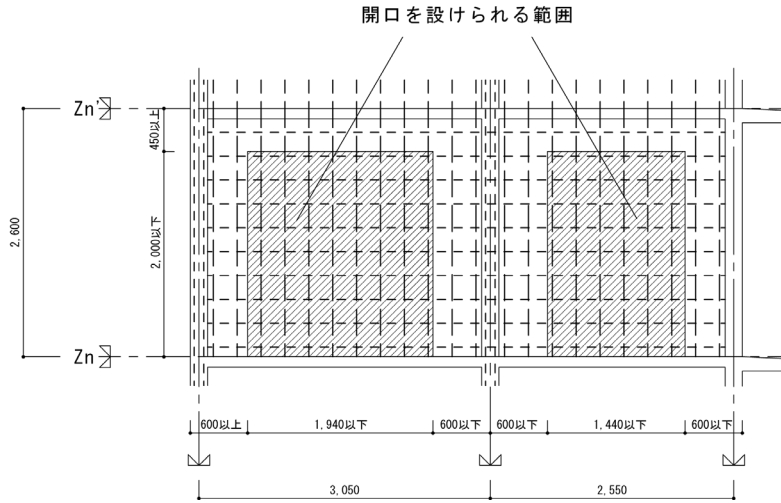
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p>	<p>(i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p>	<p>開口部上下の横補強筋は、関連基準による規定がないため計算によって求まる数値以上とする。ただし、鉄筋径はD13以上とする。</p> <p>新設開口部周囲の縦補強筋および横補強筋量の算定は、下記の①または②による。</p> <p>① 開口部設置に伴う開口部左右の耐力壁や上下の梁（壁梁、基礎梁）に生じる曲げモーメントおよびせん断力を適切な方法により算定し、当該応力に対して許容応力度設計を行う。</p> <p>② 応力・変形解析において、新設開口部を有する壁を有開口耐力壁でモデル化する場合、開口部による低減率が0.4未満の場合は、RC規準19条^{5.6)}に基づき下式によって検討する。</p> <p>i) 開口隅角部の鉛直縁張力に対する補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nv} = T_v / f_t \quad (\text{解 5.2.2})$ <p>記号 a_{nv}: 新設開口部際の縦補強筋量(mm²) T_v: 鉛直縁張力(N)で、次式による。</p> $T_v = \frac{h_o}{2(l-l_o)} Q_D \quad (\text{解 5.2.3})$ <p>h_o: 開口部の内法高さ (mm) l_o: 開口部の内法長さ (mm) l: 当該開口部を含む耐力壁の全長さ (mm) Q_D: 短期設計用せん断力(N)で、次式による。</p> $Q_D = 2 Q_E \quad (\text{解 5.2.4})$ <p>Q_E: 短期荷重時の有開口耐力壁のせん断力(N)で、平均せん断応力法によって求める場合には、平均せん断応力(N/mm²)に当該開口部を除いた壁厚と壁長さを乗じた数値。</p> <p>f_t: 縦補強筋の短期許容引張応力度(N/mm²)</p> <p>ii) 開口隅角部の水平縁張力による補強筋の算定は、下式による。</p> $a_{nh} = T_h / f_t \quad (\text{解 5.2.5})$ <p>記号 a_{nh}: 新設開口部際の横補強筋量(mm²) T_h: 水平縁張力(N)で、次式による。</p> $T_h = \frac{l_o}{2(h-h_o)} \frac{h}{l} Q_D \quad (\text{解 5.2.6})$ <p>h_o: 開口部の内法高さ(mm) l, l_o, Q_D: (解 5.2.3) 式による。 h: 当該階の耐力壁の高さ(下階床から上階床までの距離とする。) (mm)</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>① (i) 開口幅ドア1枚程度の開口部を設けるために新設開口部周囲の補強筋および開口設置に伴う耐力壁の縦筋・横筋端部の処理を考慮して必要開口部よりも大きめにコンクリートを研る。</p> <p>(ii) 新設する端部曲げ補強筋と緊結させるために所要の鉄筋長さを残して切断する。</p> <p>(iii) 開口補強筋を設置する。</p>	<p>(b) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の径と本数の算定</p> <p>(c) 開口部際端部縦補強筋および開口部上下の横補強筋の定着長さの確保</p> <p>(b) 開口部際端部アンカー筋と縦筋の重ね継手長さの確保</p> <p>(e) 1階に開口部を設けた場合、コンクリートの研り、耐力壁縦筋、横筋切断後の状態で基礎梁の長期許容応力度設計(M,Q)および短期許容応力度設計(M,Q)</p> <p>(f) 最上階に開口部を設けた場合、コンクリート研り、耐力壁縦筋・横筋切断後の状態で開口部上部の壁梁の長期応力度設計(M,Q)および短期許容応力度設計(M,Q)。</p>	<p>f_t: 横補強筋の短期許容引張応力度(N/mm²)</p> <p>iii) i), ii) で求めた補強筋量が下式を満たすことを確認する。</p> $\frac{a_{lv}f_t + a_{th}f_t}{\sqrt{2}} \geq T_d \quad (\text{解 5.2.7})$ <p>記号 T_d: 開口隅角部の付加斜張力(N)で、次式による。</p> $T_d = \frac{h_o + l_o}{2\sqrt{2}l} Q_D \quad (\text{解 5.2.8})$ <p>h_o, l_o, l, Q_D: (解 5.2.6)式による。</p> <p>(c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 L_2, フック付き定着長 L_{2h} あるいは計算で求まるフック付き必要定着長さ l_{ab} の何れかとする。精算の場合は下式による。</p> $l_{ab} = \alpha \frac{S \sigma_t d_b}{10 f_b} \quad (\text{解 5.2.9})$ <p>各記号は RC 規準 17 条^{5.6)}によるが、非拘束領域に定着するものとして算定する。</p> <p>(d) 開口部周囲の縦補強筋の重ね継手長さは、RC 規準 16 条^{5.6)}の大地震動に対する安全性確保のための検討に準ずる。</p> $\frac{\sigma_y \cdot d_b}{4l} \leq K \cdot f_b \quad (\text{解 5.2.10})$ <p>各記号は RC 規準^{5.6)}による。</p> <p>(e) 1階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には接地圧による応力を、杭基礎の場合は杭頭に生じる応力を加算した長期および短期の応力に対して、既存配筋、断面で負担できることを検討。</p> <p>短期荷重時に1階の耐力壁の応力により開口部下の基礎梁に生じる応力は、開口部左右の耐力壁に生じる平均せん断応力度に基づいて検討を行う。</p> <p>(f) 最上階の戸境耐力壁に開口部を設けた場合には、開口部上の壁梁の上端に生じる施工時の曲げモーメントを耐力壁・スラブ接合部内の補強筋にて負担できるか検討。中央部は耐力壁横筋で曲げモーメントを処理出来るか検討。せん断力はコンクリートと壁梁の縦筋(既存耐力壁の縦筋)で処理できるか検討。処理できない場合は、最上階スラブと最上階間に支保工を設置し対処する。</p> <p>また、短期荷重時における応力に対して新設壁梁および開口部左右の耐力壁が短期許容応力度設計を満足させるよう壁梁横筋、縦筋、開口端部に鉄筋を新設する。新設方法は、壁梁せい低減の方法に準じて行う。開口部際の耐力壁の端部曲げ補強筋は計算によるほか建設当時の基規準に規定される鉄筋量以上とする。</p>	<p>解説図 5.2.4 参照</p>

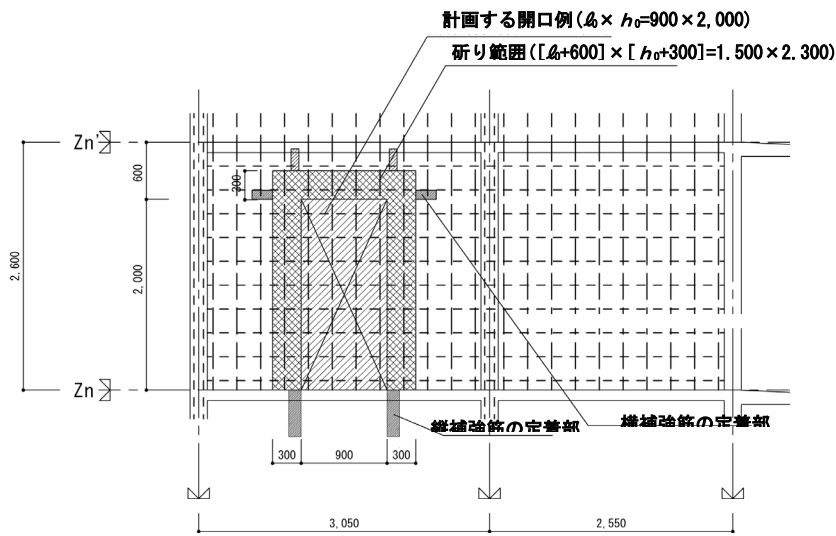
解説表 5.2.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (4/4)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
②	(i) 切断した既存横筋を、開口部周囲に設けた端部曲げ補強筋にかぎ状に折曲げるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚，配筋状態（単配筋か複配筋）において，壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。無理な場合は，U 字形鉄筋と既存耐力壁横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.2.7 参照
③	(i) 下階からの縦筋は床スラブを研り出し床スラブ内に折り曲げて定着させ無収縮モルタルにて復旧させる。	(a) 定着長さの確保 (b) かぶり厚さの確保	(a) 定着長さ 40d 以上を確保出来るよう検討する。 (b) かぶり厚さが確保できるか検討する。このとき，スラブ上端筋を露出させて既存スラブを研ってはならない。出来ない場合は，当該スラブ部分をかさ上げし，テーパ一状に処理する。 (c) (a)，(b) が施工上困難あるいは不可能な場合，既存縦筋を 180° フックあるいは，フレア溶接にて閉鎖し，新設横補強筋にて拘束する。	解説図 5.2.8 参照
④	(i) 開口を設置した既存耐力壁端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (iv) 養生期間経過後型枠解体			



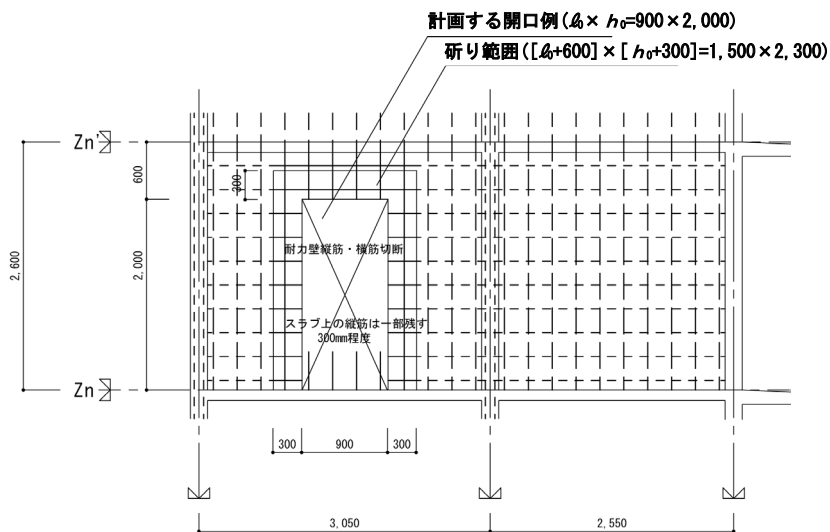
(a) 戸境壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上,上階のスラブ天端より 450mm 以上の壁部分を残す)

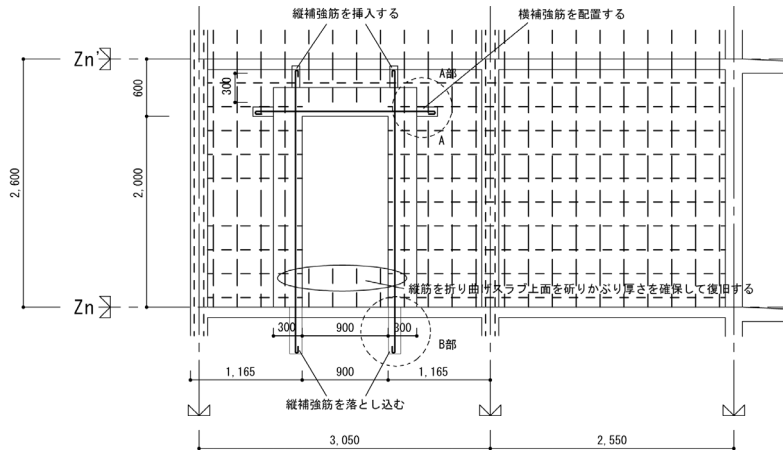


(b) 設定する開口と研り範囲の例

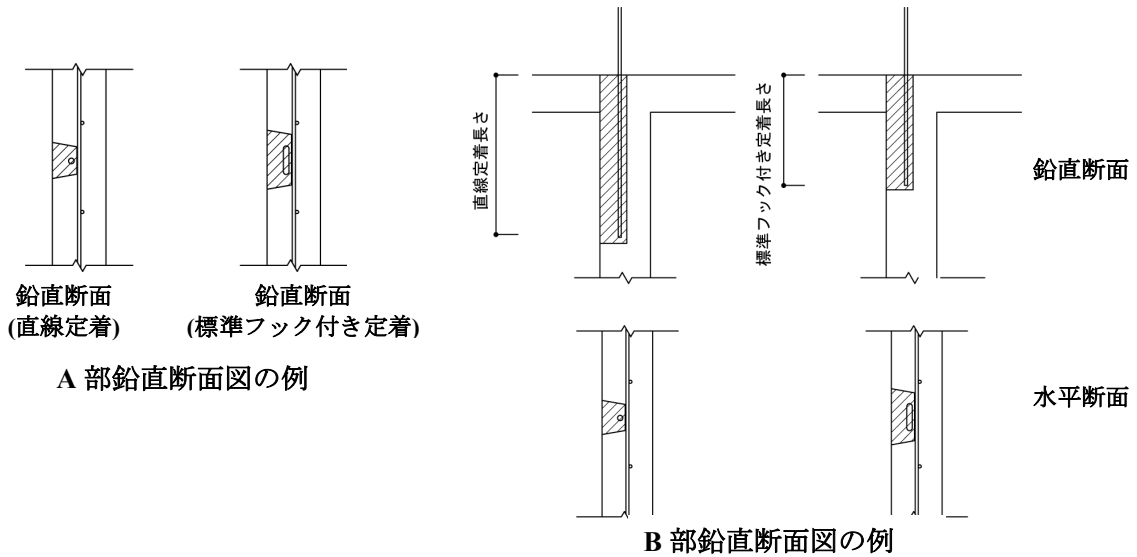
(開口の大きさを $h_0 \times \ell_0 = 2,000\text{mm} \times 900\text{mm}$ とした場合、研り範囲： $\ell_0 + 600$ (片側 300), $h_0 + 300$ および補強筋定着部)



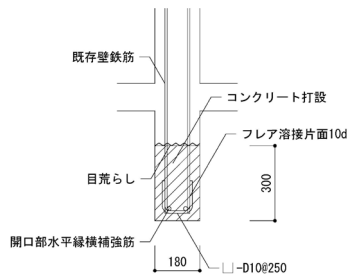
(c) 既存耐力壁縦筋・横筋の切断



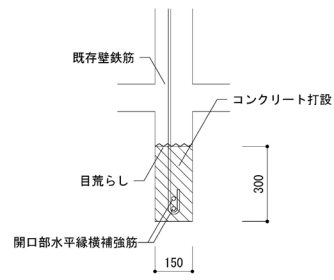
(d) 補強筋の設置例
(補強筋 2-D16, 定着長さは L_2)



解説図 5.2.9 戸境耐力壁への開口設置施工方法例

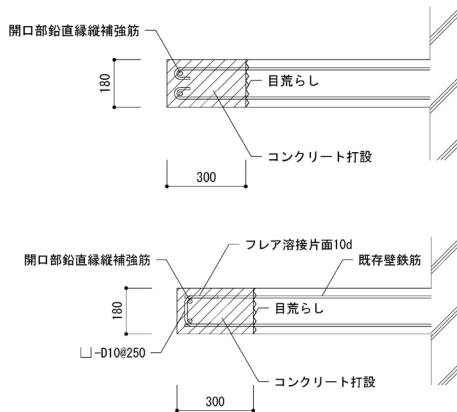


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合

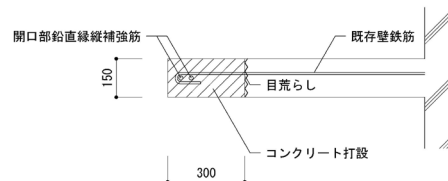


ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(a) 壁梁部

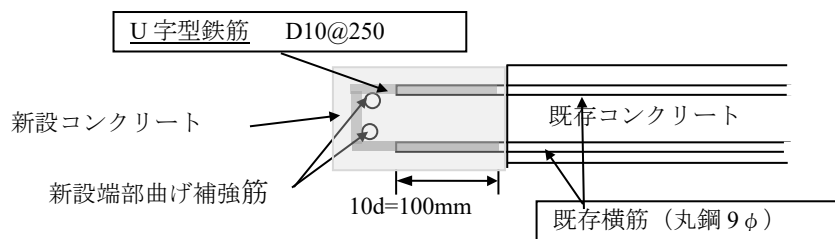


i) 壁厚 180mm 以上
複配筋の場合



ii) 壁厚 150mm
単配筋の場合

(b) 耐力壁端部



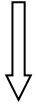
フレア溶接とする場合、フレア溶接に用いる U 字形鉄筋は、既存壁筋の上面で片面 10d 溶接を行うとともに、かぶり厚さを確保する。

(c) 耐力壁開口部側面端部部

解説図 5.2.10 耐力壁への開口設置に伴う開口部端部の処理方法例

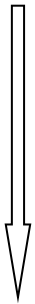
上部撤去後

床スラブ上 500mm 程度高さで縦筋を切断



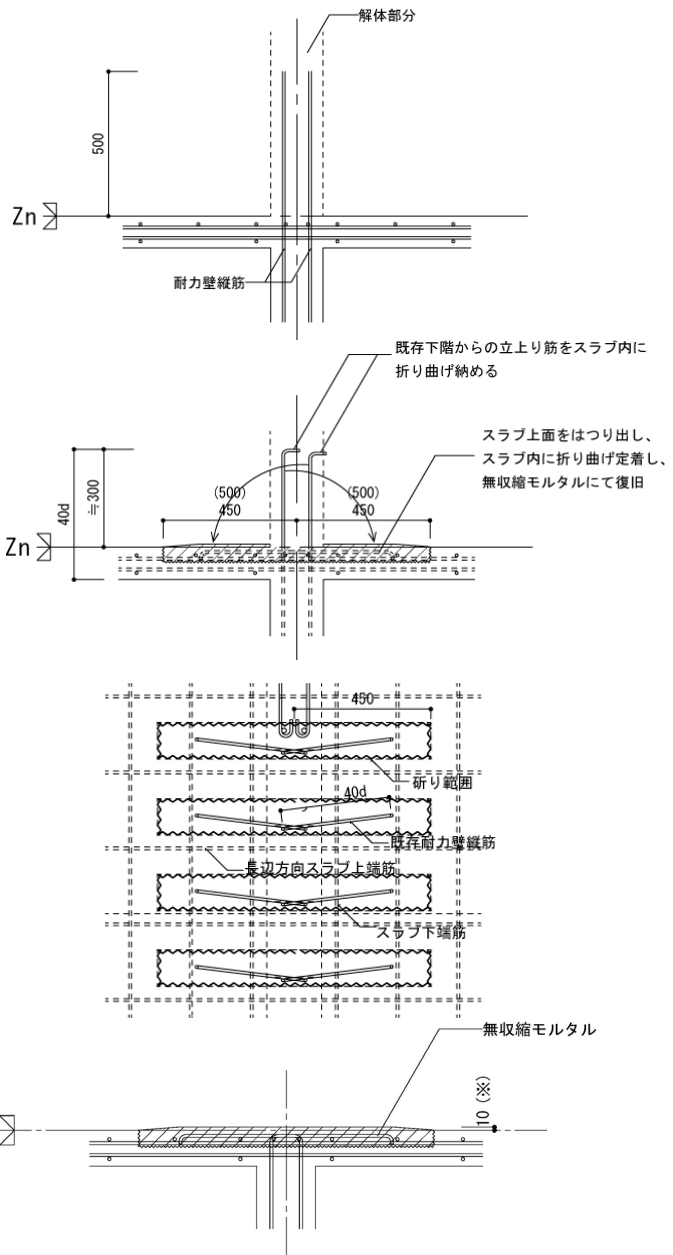
端部鉄筋加工およびスラブ上面の研り

- ・ 端部鉄筋を折曲げる.
- ・ スラブ上面の研り範囲の決定(スラブ上端筋は露出させてはならない.)



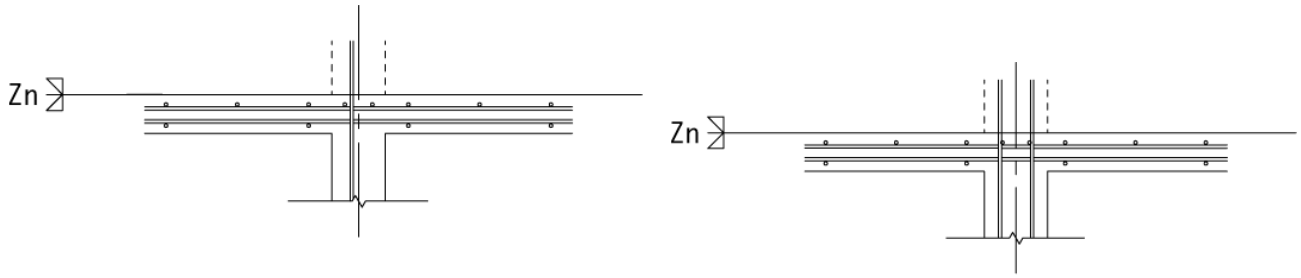
スラブ内定着・補修

折り曲げ定着後, 無収縮モルタルにて補修

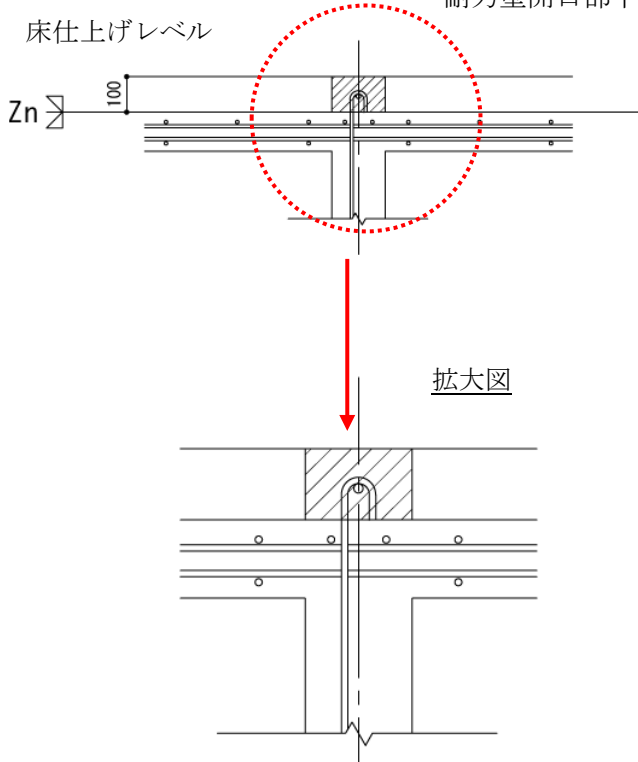


※：最小かぶり厚さが確保できる場合はかさ上げ不要とする。

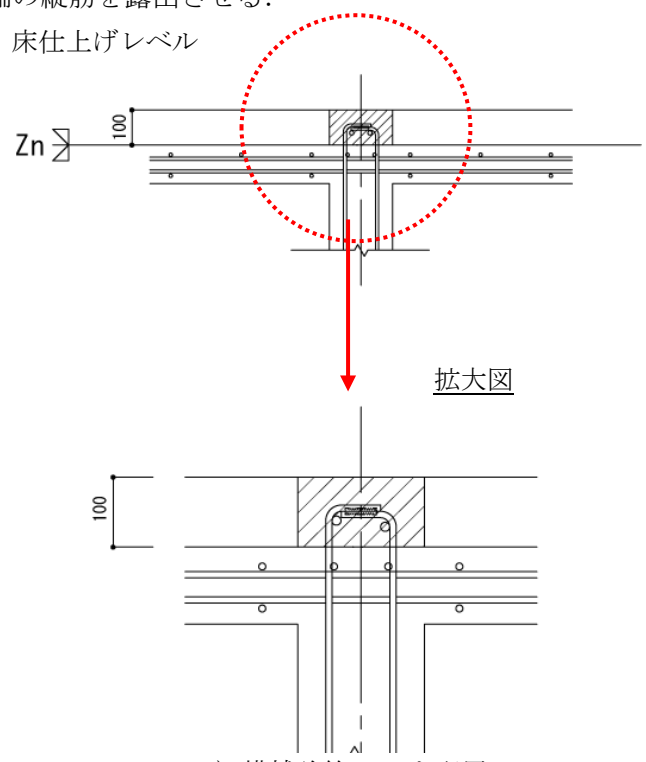
解説図 5.2.11 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋のスラブ内定着方法例



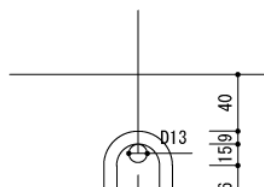
i) スラブ上のみコンクリートをはつり、
耐力壁開口部下端の縦筋を露出させる。



ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 180° フックさせる。



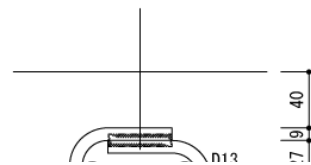
ii) 横補強筋 D13 を配置し、既存耐力壁縦筋を 90° フックさせフレア溶接にて閉鎖型とする。



iii) 納まり図

耐力壁縦筋 (9φ) を 180° フックとした場合、余長を 4d(36mm) かぶり厚さ 40mm を確保すると、折曲げ半径は、 $100-40-9-36=15\text{mm}$ となる。上図は上記の時の納まり図。従って、折曲げ直径 D の最大は $15\text{mm} \times 2/9\text{mm} \approx 3.3d$ となり $2d \sim 3d$ は確保できる。

(a) 単配筋の場合



iii) 納まり図

縦筋を閉鎖型とする場合は、U 字形鉄筋を用いないこととし、既存鉄筋を両側溶接長 5d のフレア溶接とする。既存縦筋のかぶり厚さを 40mm と仮定すると折曲げ直径 D は $2d \sim 4d$ の範囲で有効溶接長 5d 以上を確保出来る。

(b) 複配筋の場合

解説図 5.2.12 耐力壁の新設開口部下端における壁力壁縦筋の施工方法例

(2) 検討例

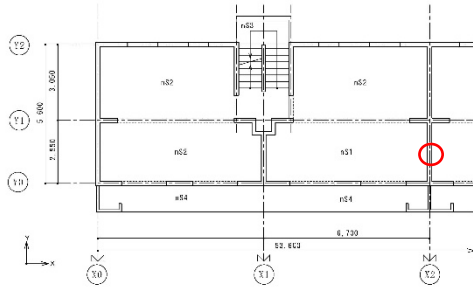
解説表 5.2.1 に記載の施工手順に応じた検討項目および検討方法に基づく検討例を、以下に示す。

(i) 検討条件

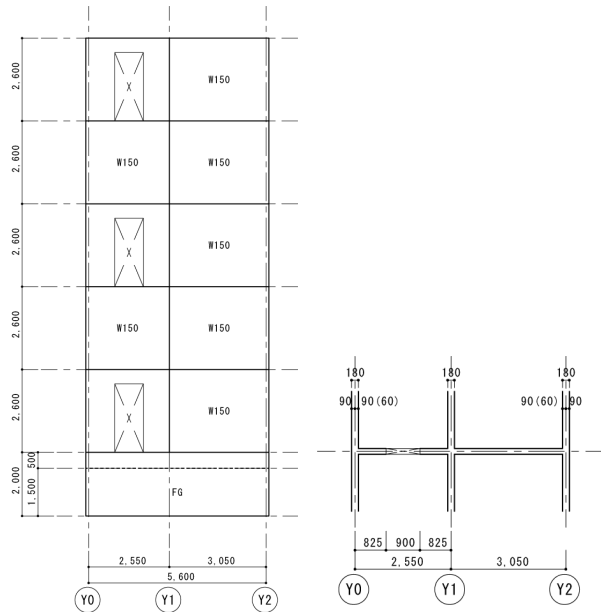
- 建物階数：5 階開口設置位置：X2 通り，Y0-Y1 間の耐力壁(解説図 5.2.13)
- 開口設置階：5 階，3 階，1 階 (解説図 5.2.14)
- 戸境耐力壁長さ：Y0～Y1 間 $L=2,550\text{mm}$ ，Y1～Y2 間 $L=3,050\text{mm}$
 全長 $L_w=90+2,550+3,050+90=5,780\text{mm}$
- 階高： $h=2600\text{mm}$ (1～5 階)
- 既存戸境耐力壁の壁厚：1～5 階 $t=150\text{mm}$ (UR 壁式 RC 造設計要領に基づく設計)
- 既存戸境耐力壁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$ (165 kgf/cm²)
- 新設部の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- 既存戸境耐力壁の縦筋および横筋：
 縦筋および横筋とも 1-9φ@250(5 階)，1-9φ@200(4 階)，1-9φ@150(3～1 階)
- 耐力壁・スラブ接合部補強筋：1-13φ(屋根)，1-16φ(5～2 階)，
- 出入り口開口部形状：1,3,5 階ともに $l_o \times h_o=900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$
- 開口部設置位置：Y0～Y1 間($\ell'=2,550\text{mm}$)の中央部として
 →左側耐力壁： ${}_L\ell_w=915\text{mm}$ ，右側耐力壁： ${}_R\ell_w=3,965\text{mm}$
 耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell=3,340\text{mm}$
- 各階耐力壁負担せん断力は、以下に示す建設当時の建築構造設計要領による平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ に耐力壁断面積を乗じた数値により求める (実際の改造設計では、改造計画建物全体として地震力を算定し、各階の平均せん断応力度を算定することとなるが、ここでは安全側の検討として上限値を用いる.)。

解説表 5.2.1 平均せん断応力度の上限値 $\bar{\tau}$ 。

階	kg/cm ² (N/mm ²)
5	1.33 (0.130)
4	2.22 (0.218)
3	3.33 (0.327)
2	3.56 (0.349)
1	4.00 (0.392)



解説図 5.2.13 開口設置箇



(a) 設置階

(b) 開口位置

解説図 5.2.14 開口設置階と開口位置

以下、最上階(5階)、3階、1階の検討を行う。

(ii) 最上階開口部設置の検討

i) 耐力壁のコンクリート研り、縦筋および横筋切断後における長期荷重時の検討

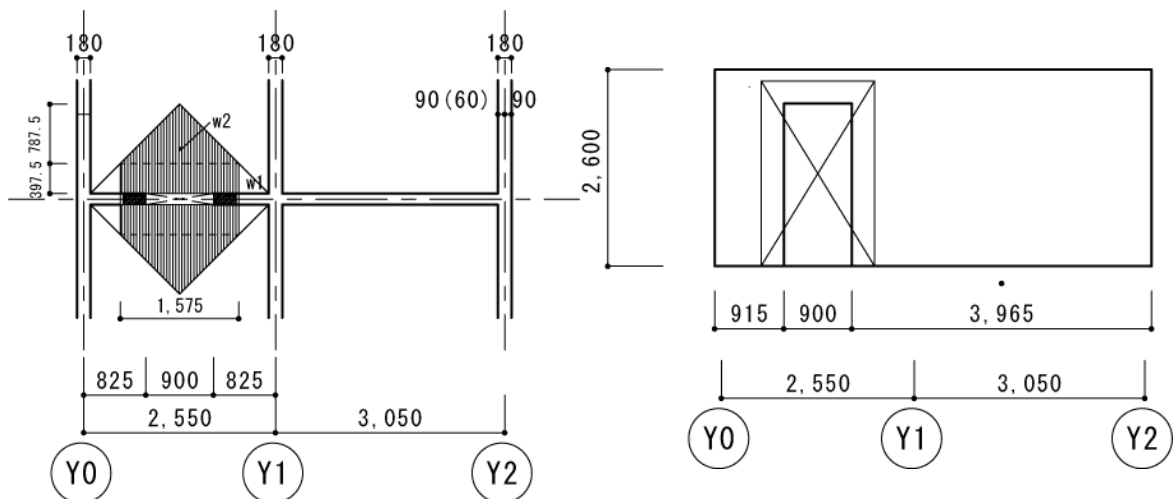
出入り口開口部形状は $l_o \times h_o = 900\text{mm} \times 2,150\text{mm}$ であるが、周囲 300mm 程度を研り、鉄筋を切断するため、この時の開口上部の壁梁の長期荷重時における検討を行う。

・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 (\text{kNm}) \times 0.40 (\text{m}) \times 2 = 3.4 \text{ kN/m}$

$$w_2 = 4.3 \times 0.79 \times 2 = 6.8 \text{ kN/m}$$

・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.30 - 0.12) = 0.11 \text{ kN/m}$

・有効スパン： $l' = l_0 + 300 \times 2 + D/2 = 900 + 300 \times 2 + 150/2 = 1,575\text{mm}$



解説図 5.2.15 コンクリート研り後の5階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

- ・コンクリート研り後の開口部上部壁梁鉛直荷重時応力 (C, M_o, Q)

$$C = 1.6 \text{ kNm} \quad , \quad M_o = 2.5 \text{ kNm} \quad , \quad Q = 5.4 \text{ kN}$$

縦筋および横筋切断後に、上端鉄筋を耐力壁・スラブ接合部補強筋(1-13φ)とし、下端筋が屋根スラブ上から120mmに耐力壁の横筋(1-9φ)があると仮定する。端部上端および下端の必要鉄筋断面積は、次の通り算定される。

- ・端部上端

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)} \quad , \quad j = (7/8)d$$

$$a_t = 1.6 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 97.3 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

- ・中央下端

$$M_c = M_o - C = 2.5 - 1.6 = 0.9 \text{ kNm}$$

$$a_t = 0.9 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 120 \times 7/8 \} = 54.7 \text{ mm}^2 < 1-9 \phi (63.6 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

実際の改造では、コンクリート研り、縦筋および横筋切断後における開口部上の既存の横筋の位置が正確に分からないため、屋根スラブと5階床スラブ間に支保工を設置し、屋根スラブ自重をキャンセルさせることとする。

ii) 開口部上部新設壁梁設置後の長期および短期荷重時の検討

最上階に出入り口開口部を設置する場合は、開口部上部の新設壁梁に対する長期および短期荷重による検討を行う。なお、鉛直荷重時有効スパンは、 $\ell' = \ell_o + D/2$ とする。

(a) 長期荷重時応力および断面検討

- a) 鉛直荷重時応力 (鉛直荷重時応力は屋根負担面積分重量および梁自重を考慮する)

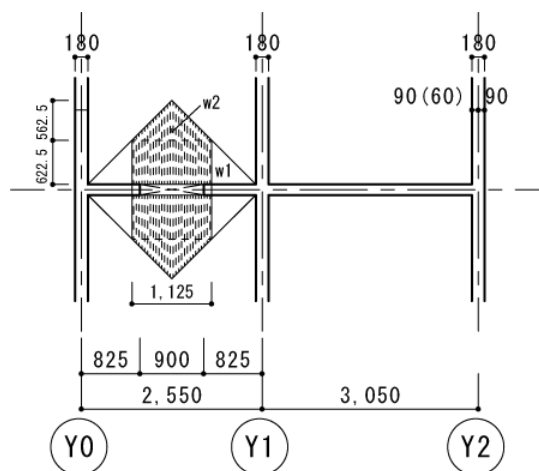
- ・屋根負担面積重量： $w_1 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.623 \text{ (m)} \times 2 = 5.4 \text{ kN/m}$ (解説図 5.2.16)

$$w_2 = 4.3 \text{ (kN/m}^2) \times 0.563 \text{ (m)} \times 2 = 4.8 \text{ kN/m}$$
 (解説図 5.2.16)

- ・梁自重： $w_b = (24 \times 0.15 + 0.20) \times (0.45 - 0.12) = 1.3 \text{ kN/m}$

- ・有効スパン $\ell' = \ell_o + D/2 = 900 + 450/2 = 1125 \text{ mm}$

開口部上部壁梁鉛直荷重時荷重項 (C, M_o, Q)： $C = 1.0 \text{ kNm}$ ， $M_o = 1.6 \text{ kNm}$ ， $Q = 5.1 \text{ kN}$



解説図 5.2.12 開口部設置後における5階開口部上部の壁梁の荷重負担領域

b) 断面検討

① 長期荷重時壁梁の必要曲げ補強筋の検討： $a_t = M / (f_t / 1.5 \cdot j)$

・ 端部上端： $M_L = C = 1.0 \text{ kNm}$

$$f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$a_t = 1.0 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 450 \times 7/8 \} = 16.2 \text{ mm}^2 < 1-13 \phi (133 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

・ 中央下端： $M_c = M_0 - C = 1.6 - 1.0 = 0.6 \text{ kNm}$

$$a_t = 0.6 \times 10^6 / \{ (235/1.5) \times 450 \times 7/8 \} = 9.7 \text{ mm}^2 < 1-D13 (127 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

② せん断力に対する検討：新たに打設するコンクリートの設計基準強度 $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$

に設定 ${}_D Q_L = Q_L < {}_A Q_L = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$, $f_s = 0.70 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot M / (Q \cdot d) = 1.0 / (5.0 \times 0.4) = 0.5$$

$$\cdot \alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \} \quad \text{ただし, } 1 \leq \alpha \leq 2$$

$$= 4 / \{ M / (Q \cdot d) + 1 \} = 4 / 1.5 = 2.6 \Rightarrow 2.0$$

$$\cdot {}_A Q_L = 2.0 \times 0.70 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3 = 73.5 \text{ kN} > {}_D Q_L = 5.1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

(b) 短期荷重時応力および断面検討

a) 水平荷重時応力の算定

平均せん断応力度法に基づき新設開口部左右の耐力壁のせん断力を求め、反曲点位置を階高の 1/2 とし耐力壁および壁梁の応力を求める。

① 開口部上部新設壁梁： $b \times D = 150 \text{ mm} \times 450 \text{ mm}$, $d = 400 \text{ mm}$

② 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot L_w \cdot \tau$ (kN) , $\tau = 0.130 \text{ N/mm}^2$

$$\cdot \text{左側耐力壁} : {}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.130 / 10^3 = 17.8 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁} : {}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.130 / 10^3 = 77.3 \text{ kN}$$

③ 耐力壁-壁梁節点曲げモーメント：耐力壁の反曲点高さは内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) とする。

$$\cdot \text{左側耐力壁節点} : {}_L M_w = Q_w \cdot (h_0 \cdot y_0 + D/2) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 23.1 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁節点} : {}_R M_w = 77.3 \times (2.15 \times 0.5 + 0.45/2) = 100.5 \text{ kNm}$$

④ 壁梁せん断力：耐力壁芯々間距離(スパン)： $\ell' = 3340 \text{ mm}$

$$\cdot {}_G Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell = (23.1 + 100.5) / 3.340 = 37.0 \text{ kN}$$

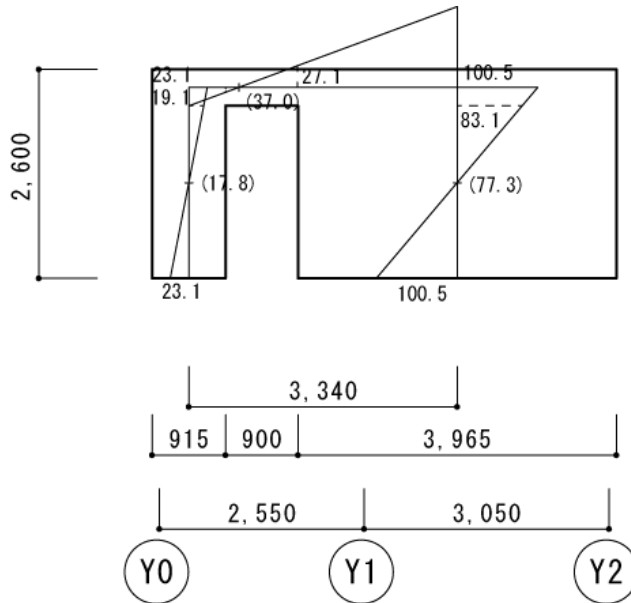
⑤ 壁梁端部曲げフェイスモーメント： ${}_G M_F = M_w - {}_G Q \cdot \ell_w / 2$

$$\cdot \text{左側耐力壁端部} : {}_L G M_F = 23.1 - 37.0 \times (0.915/2) = 6.2 \text{ kNm}$$

$$\cdot \text{右側耐力壁端部} : {}_R G M_F = 100.5 - 37.0 \times (3.965/2) = 27.1 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \text{壁梁検討用曲げモーメント} : \max, {}_G M_F = 27.1 \text{ kNm}$$

上記より求めた応力図を解説図 5.2.17 に示す。



解説図 5.2.17 5階における曲げモーメント図

b) 断面検討

① 短期荷重時応力

$$\bullet {}_D M_S = M_L + M_E = 1.0 + 27.1 = 28.1 \text{ kNm}$$

$$\bullet {}_D Q_S = Q_L + Q_E = 5.1 + 37.0 = 42.1 \text{ kN}$$

② 壁梁部分の配筋等：

・ 上端端部曲げ補強筋 1-13 ϕ (耐力壁・スラブ接合部補強筋)

・ 下端端部曲げ補強筋 1-9 ϕ (耐力壁の横補強筋)

$$\bullet f_t = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (SR235)}, \quad j = (7/8) d$$

$$\bullet a_t = 28.4 \times 10^6 / (235 \times 400 \times 7/8) = 345.3 \text{ mm}^2 > 1-13 \phi \text{ (133mm}^2\text{)} \quad \text{NG}$$

(必要 3-13 ϕ)

③ 壁梁のせん断力の検討: 壁梁部分は, $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ のコンクリート打設.

・ 短期設計用せん断力: ${}_D Q_S = Q_L + 1.5 Q_E < {}_A Q_S = \alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$

・ 短期許容せん断力:

$$f_s = 1.05 \text{ N/mm}^2 \text{ (=1.5} \times 0.7\text{)}$$

$$\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \} = 4 / \{ (28.1 / (42.1 \times 0.40) + 1) \} = 1.50$$

$${}_A Q_S = 1.50 \times 1.05 \times 150 \times 400 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 82.7 \text{ kN} > {}_D Q_S = 5.1 + 1.5 \times 37.0 = 60.6 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

上記の検討結果によれば, 現況配筋では短期荷重時の曲げモーメントに対しては NG となる. そのため, 壁梁断面の補強を行う. 補強設計は, 5.2 壁梁せい低減の検討に準じて行うこととなるが, 屋根スラブを一部斫る必要があるため, 改造が大掛かりになる.

(c) 耐力壁端部の縦補強筋の検討

開口部上部内法高さ位置での曲げモーメントに対して検討する.

- ① 左側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_1 = 150\text{mm} \times 915\text{mm}$, $d = 855\text{mm}$
- ${}_L M_{wF} = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 17.8 \times (2.15 \times 0.5) = 19.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = M / (f_t \cdot j) = 19.1 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 86.5 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$
- ② 右側耐力壁フェイス：断面 $t \times \ell_2 = 150\text{mm} \times 3965\text{mm}$, $d = 3905\text{mm}$
- ${}_R M_{wF} = 77.3 \times (2.15 \times 0.5) = 83.1 \text{ kNm}$
 - $a_t = 83.1 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 82.4 \text{ mm}^2 \rightarrow 1\text{-D13} (127\text{mm}^2)$

(d) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

定着長さは、開口部端より所要の長さ以上を確保する。定着長さは、下記のいずれかとする。

① 仕様規定による場合：

- 直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_2 = 40 \times 13 = 520\text{mm}$
- 標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
開口部際の縦補強筋径が D13 の場合, $L_{2h} = 30 \times 13 = 390\text{mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)}) : 既存のコンクリートの F_c にて算定.

- 直線定着の場合 : $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 460.1 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
- 標準フック付きの場合 : $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 13 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 257.6 \text{ mm} (19.8d_b)$
→ 標準フック付き定着長さ $L = 260\text{mm}$ 以上となる.

(iii) 3階開口部設置の検討

i) 耐力壁開口部の端部補強筋の検討

中間階に出入り口開口部を設置する場合は、水平荷重時応力解析を開口部を挟む二つの耐力壁を一つの耐力壁（以下、有開口耐力壁という）にモデル化するのが一般的である。ここでは、3階の戸境耐力壁に出入り口用の開口部を設ける場合の開口部周囲の補強筋の算定例を示す。

なお、開口部設置に伴う低減率は、下記の通りとなっている。

$$\begin{aligned} \bullet r_1 &= \ell_0 / \ell = 900 / 5,780 = 0.156 \\ \bullet r_2 &= \sqrt{\ell_0 \cdot h_0 / (\ell \cdot h)} = \sqrt{900 \times 2,150 / (5,780 \times 2,600)} = 0.36 \end{aligned}$$

開口部左右の耐力壁が負担するせん断力は、3階での平均せん断応力度を採用した場合で検討する。

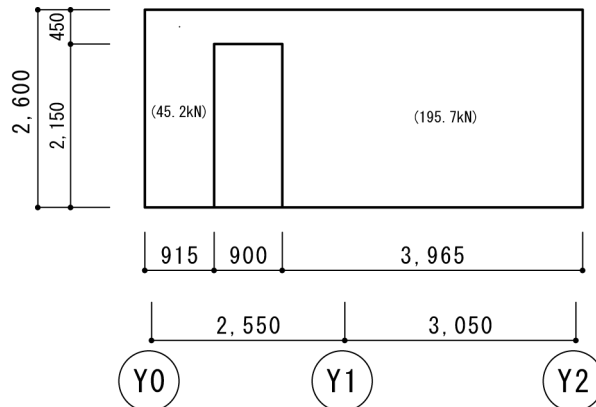
① 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot \ell_w \cdot \bar{\tau}$ (kN) , $\bar{\tau} = 0.329 \text{ N/mm}^2$ (3階)

- 左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.329 / 10^3 = 45.2 \text{ kN}$
- 右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3,965 \times 0.329 / 10^3 = 195.7 \text{ kN}$
- 負担せん断力の和： $\Sigma Q_w = 45.2 + 195.7 = 240.9 \text{ kN}$ ($= {}_S Q_D$)

② 開口隅角部の縁張力による開口補強筋の算定

- 開口部： $\ell_0 \times h_0 = 900 \text{ mm} \times 2,150 \text{ mm}$
- 耐力壁： $\ell \times h = 5780 \text{ mm} \times 2,600 \text{ mm}$

開口部左右の耐力壁の負担せん断力図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.18 開口部左右の耐力壁の負担せん断力

③ 開口部縁縦補強筋の算定

- 鉛直縁張力： $T_v = h_0 / \{2(\ell - \ell_0)\} \cdot Q_D = 2,150 / \{2 \times (5780 - 900)\} \times 2 \times 240.9 = 106.1 \text{ kN}$
- 鉛直縁縦補強筋： $a_{tv} = T_v / f_t = 106.1 \times 10^3 / 295 = 360 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$

建設当時の基準（解説表 4.1）では、2-16φ以上とされているため、2-D16を配筋する。

④ 開口部縁横補強筋の算定

- 水平縁張力： $T_h = \ell_0 / \{2(h - h_0)\} \cdot (h / \ell) \cdot Q_D$
 $= 900 / \{2 \times (2600 - 2,150)\} \times (2600 / 5780) \times 2 \times 240.9 = 216.8 \text{ kN}$
- 水平縁横補強筋： $a_{th} = T_h / f_t = 216.8 \times 10^3 / 295 = 735.0 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D16} (796 \text{ mm}^2)$

⑤ 開口部斜め補強筋の算定

$$\begin{aligned} \cdot \text{付加斜張力} : T_d &= (h_o + \ell_o) / (2\sqrt{2} \cdot \ell) \cdot Q_D \\ &= (2,150 + 900) / (2\sqrt{2} \times 5780) \times 2 \times 240.9 = 90.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

⑥ $(a_{rv} \cdot f_i + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} \geq T_d$ の確認

上記③および④で算定した開口部縁縦補強筋と開口部縁横補強筋の断面積が
(解 5.2.7) 式を満たすことを確認する.

$$\begin{aligned} \cdot (a_{rv} \cdot f_i + a_{th} \cdot f_t) / \sqrt{2} &= (2 \times 199 \times 295 + 4 \times 199 \times 295) / \sqrt{2} \times 10^{-3} \\ &= 249.1 \text{ kN} \geq T_d = 90.0 \text{ kN} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

→ 斜め補強筋は不要とする.

ii) 耐力壁開口部端部補強筋の定着長さの検討

定着長さは開口部端より所要の長さ以上を確保する.

① 仕様規定による場合 :

- ・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)
開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_2 = 40 \times 16 = 640 \text{ mm}$
- ・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上
開口部際の縦補強筋径 D16 より, $L_{2h} = 30 \times 16 = 480 \text{ mm}$

② 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)}): 既存のコンクリートの F_c にて算定.

- ・直線定着の場合: $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 566.2 \text{ mm} (= 35.4d_b)$
 → 直線定着長さ $L_2 = 570 \text{ mm}$ 以上とする.
- ・標準フック付きの場合: $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$
 $= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 16 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$
 $= 317.1 \text{ mm} (19.8d_b)$
 → 標準フック付き定着長さ $L_{2h} = 320 \text{ mm}$ 以上とする.

(iv) 1階の開口部設置の検討

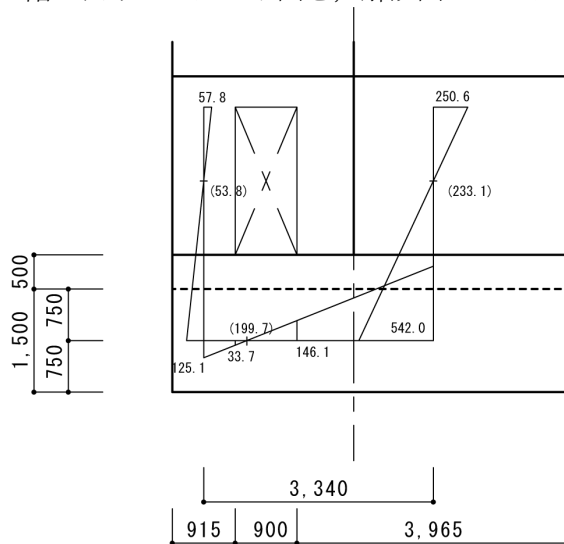
i) 基礎梁の長期および短期荷重時の検討

1階戸境耐力壁に出入り口開口部を設置する場合は、当該建物の基礎型式が直接基礎の場合には地反力による応力、杭基礎の場合には上階から杭に伝わる力を介して基礎梁に作用する長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力および短期許容耐力以下になることを確認する。以下に、短期荷重時の検討例を示す。

- ① 開口部下部既存基礎梁： $b \times D = 240\text{mm} \times 1,500\text{mm}$ ， $d = 1,430\text{mm}$
- ② 既存基礎梁配筋：上・下端筋 2-16 ϕ (402mm²)，縦補強筋 2-9 ϕ @250 ($p_w = 0.00212$)
- ③ 基礎梁上端立上り壁： $t \times h = 150\text{mm} \times 500\text{mm}$
- ④ 耐力壁負担せん断力： $Q_w = t \cdot \ell_w \cdot \bar{\tau}$ (kN)， $\bar{\tau} = 0.392\text{N/mm}^2$
 - ・左側耐力壁： ${}_L Q_w = 150 \times 915 \times 0.392 / 10^3 = 53.8$ kN
 - ・右側耐力壁： ${}_R Q_w = 150 \times 3965 \times 0.392 / 10^3 = 233.1$ kN
- ⑤ 耐力壁・基礎梁節点曲げモーメント：
 - 1階耐力壁の反曲点高さ比 y_0 は、壁式 RC 造の場合通常 0.6 とするのが一般的であるが、本計算例においては RC 規準^{5,6)} に準じて内法高さの中央 ($y_0 = 0.5$) としている。
 - ・左側耐力壁節点位置： ${}_L M_w = Q_w \cdot (h_o \cdot y_0 + h + D/2) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 125.1$ kNm
 - ・右側耐力壁節点位置： ${}_R M_w = 233.1 \times (2.15 \times 0.5 + 0.5 + 1.50/2) = 542.05$ kNm
- ⑥ 基礎梁せん断力：耐力壁芯々間距離 (スパン) $\ell' = 3,340\text{mm}$

$${}_{FG} Q = ({}_L M_w + {}_R M_w) / \ell' = (125.1 + 542.0) / 3.340 = 199.7$$
 kN
- ⑦ 基礎梁端部曲げフエイスモーメント： ${}_{FG} M_F = M_w - {}_{FG} Q \cdot \ell_w / 2$
 - ・左側耐力壁端部： ${}_{LFG} M_F = 125.1 - 199.7 \times (0.915/2) = 33.7$ kNm
 - ・右側耐力壁端部： ${}_{RFG} M_F = 542.0 - 199.7 \times (3.965/2) = 146.1$ kNm
 →基礎梁検討用曲げモーメント： $\max, {}_{FG} M_F = 146.1$ kNm

上記より求めた1階の曲げモーメント図を、解説図 5.2.13 に示す。



解説図 5.2.19 1階における曲げモーメント図

(a) 直接基礎の場合における基礎梁の検討

- ・設定長期許容支持力度： $f_e = 150$ kN/m²，根入れ深さ $D_f = 1,000$ mm

- ・有効長期許容支持力度： $f_e' = 150 - 20 \times 1.0 = 130 \text{ kN/m}^2$
- ・基礎幅 $B=1,200\text{mm}$
- ・接地圧による等分布反力： $w=130 \times 1.2=156\text{kN/m}$
- ・有効スパン： $L_0=L+500=900+500=1,400\text{mm}$
- ・鉛直荷重時荷重項： $C=25.5\text{kNm}$, $M_0=38.2\text{kNm}$, $Q=109.2\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 25.5 + 16.1 = 171.6 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j) = 171.6 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8)$
 $= 583.6 \text{ mm}^2 > \text{現配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
(必要 3-16 ϕ)

③ せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 109.2 + 1.5 \times 199.7 = 408.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 109.2 + 199.7 = 308.9 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 1} = \frac{4}{\frac{171.6}{308.9 \times 1.43} + 1} = 2.88 \rightarrow 2.0$$

$${}_sQ_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 w_f i (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$$

$$= \{ 2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002) \} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3$$

$$= 486.5 \text{ kN} > {}_sQ_D (= 408.9 \text{ kN}) \text{ OK}$$

上記より，短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容引張応力度を超えるため，基礎梁の補強を行う必要がある．検討方法は，5.6 基礎の補強による．

(b) 杭基礎の場合における基礎梁の検討

鉛直荷重時応力は，基礎自重および立上り壁重量を考慮する．

- ・鉛直荷重時荷重項： $C=1.7\text{kNm}$, $M_0=2.6\text{kNm}$, $Q=7.3\text{kN}$

a) 基礎梁の検討（短期荷重時）

① 曲げ補強筋の算定

- ・設計用曲げモーメント： ${}_sM_D = M_L + M_E = 1.7 + 146.1 = 147.8 \text{ kNm}$
- ・所要曲げ補強筋断面積： $a_t = M / (f_t \cdot j)$, $f_t = 235 \text{ N/mm}^2$ (SR235)
 $= 147.8 \times 10^6 / (235 \times 1430 \times 7/8) = 502.6 \text{ mm}^2$
 $> \text{現行配筋 } 2-16 \phi (402\text{mm}^2) \text{ NG}$
(必要 3-16 ϕ)

② せん断力に対する検討

- ・設計用せん断力： ${}_sQ_D = Q_L + 1.5Q_E = 7.3 + 1.5 \times 199.7 = 306.9 \text{ kN}$
- ・短期許容せん断力の算定：

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 \quad (= 1.5 \times 16.1/30 = 1.5 \times 0.536)$$

$$Q = Q_L + Q_E = 7.3 + 199.7 = 207.0 \text{ kN}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{(Q \cdot d) + 1}} = \frac{4}{\frac{147.8}{306.9 \times 1.43} + 1} = 2.67 \rightarrow 2.0$$

$$\begin{aligned} sQ_A &= \{\alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\} \cdot b \cdot j \\ &= \{2.0 \times 0.805 + 0.5 \times 235 \times (0.00212 - 0.002)\} \times 240 \times 1430 \times (7/8) / 10^3 \\ &= 486.5 \text{ kN} > sQ_D (=306.9 \text{ kN}) \text{ OK} \end{aligned}$$

上記より、短期荷重時において基礎梁の端部曲げ補強筋の引張応力度が短期許容応力度を超えるため、基礎梁の補強を行う必要がある。検討方法は、5.6 基礎の補強による。

ii) 耐力壁開口部端部の縦補強筋の検討

開口部際の縦補強筋は、内法高さ位置での曲げモーメントより算定する。

・左側耐力壁： $t \times \ell_1 = 150 \text{ mm} \times 915 \text{ mm}$, $d = 855 \text{ mm}$

$${}_L M_w^F = Q_w \cdot (h_o \cdot y_o) = 53.8 \times (2.15 \times 0.5) = 57.8 \text{ kNm}$$

$$a_t = M / (f_t \cdot j) = 57.8 \times 10^6 / (295 \times 885 \times 7/8) = 261.9 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

建設当時の基準（解説表 4.1）によれば 2-19φ となっているが、（解 5.2.1）式より補正する。

$$a_{t0}' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 295 = 452.5 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D19)}$$

$$a_{t0}'' = a_{t0} \times 235 / f_t = 2 \times 284 \times 235 / 345 = 386.9 \text{ mm}^2 \text{ (SD 295 の場合：2-D16)}$$

上記より、2-D19 (SD 295) を開口部左側耐力壁の開口部際の縦補強筋とする。

・右側耐力壁： $t \times \ell_2 = 150 \text{ mm} \times 3,965 \text{ mm}$, $d = 3,905 \text{ mm}$

$${}_R M_w^F = 233.1 \times (2.15 \times 0.5) = 250.6 \text{ kNm}$$

$$a_t = 250.6 \times 10^6 / (295 \times 3905 \times 7/8) = 248.6 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D16} (398 \text{ mm}^2)$$

左側耐力壁の開口部際の縦補強筋と同様に、2-D19 (SD 295) を配筋する。

iii) 耐力壁開口部端部の曲げ補強筋の定着長さの検討

上記 ii) により算定した開口部際の縦補強筋 (D19, SD 295) の定着長さを検討する。

① 仕様規定による場合：

・直線定着 $L_2 = 40d$ (d : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値)

開口部際の縦補強筋径 D19 より、 $L_2 = 40 \times 19 = 760 \text{ mm}$

・標準フック付き $L_{2h} = 30d$ 以上

開口部際の縦補強筋径 D19 より、 $L_{2h} = 30 \times 19 = 570 \text{ mm}$

③ 計算による場合 (RC 規準 17 条^{5,6)})：既存のコンクリートの F_c にて算定。

・直線定着の場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 1.25 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 672.4 \text{ mm} (=35.4d_b)$$

→ 直線定着長さ $L_2 = 680 \text{ mm}$ 以上とする。

・標準フック付きの場合： $\ell_{ab} = \alpha \cdot S \cdot \sigma_t \cdot d_b / (10f_b)$

$$= 1.25 \times 0.7 \times 295 \times 19 / \{10 \times (0.9 + 16.1/40)\}$$

$$= 376.5 \text{ mm} (19.8d_b)$$

→ 標準フック付き定着長さ $L_{2h}=380$ mm 以上とする.

iv) 開口部上部の横補強筋の検討

開口部上部の水平縁補強筋は、開口部両側の耐力壁に生じる曲げモーメントより開口部上部の壁梁に相当する部分も曲げモーメントを算定し、開口部端位置での曲げモーメントより算定する。ここでは、省略する。

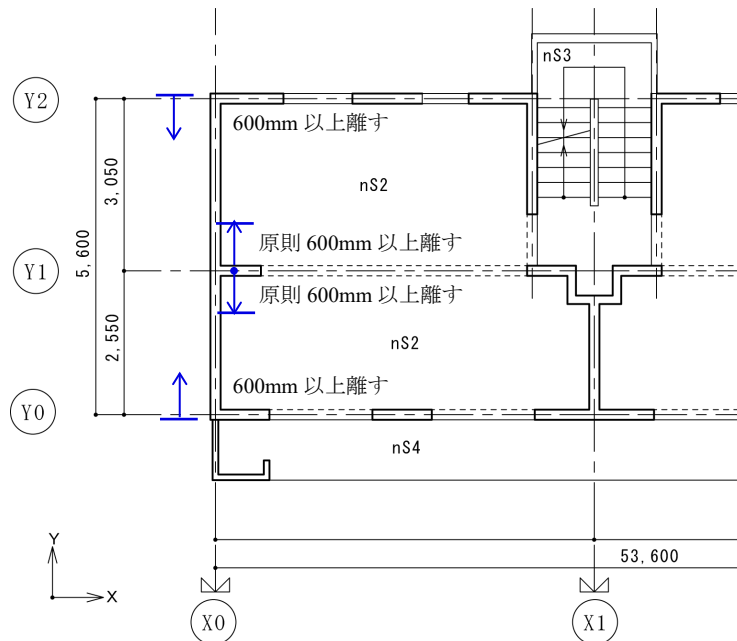
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置

5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法

1. 本節は、短辺方向妻面に窓開口を設ける場合に適用する。なお、窓開口設置位置は、直交壁端より原則として 600mm 以上離れた位置に設ける。
2. 窓開口設置方法は、原則として下記の(1)から(7)による。
 - (1) 開口部の大きさは 3.3 節の規定内の大きさとし、新たに開口部周囲に配置する開口補強筋の定着範囲を考慮して、コンクリートを研る。
 - (2) 既存耐力壁縦筋と横筋は、所要の鉄筋長さを残して切断する。
 - (3) 開口部周囲の補強筋は、計算によって求めるほか、開口部縦補強筋は建設当時の関連基規準の規定値以上の配筋とする。
 - (4) 開口部廻りの研り範囲内に補強筋を配筋し、開口部際から所定の定着長さ以上を確保する。
 - (5) 開口部周囲の補強筋を配置し、切断した既存耐力壁の縦筋および横筋の末端を 180° フックとし開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするか、U 字形鉄筋を用いてフレア＝溶接にて閉鎖型とする。
 - (6) コンクリート研り後の端面は、十分な面粗し処理を施す。
 - (7) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節の対象とする妻側耐力壁への窓開口設置位置

本節で対象とする妻側耐力壁への窓開口は、直交壁端からバルコニー側および北側構面耐力壁の外側端部より耐力壁の長さとして 600mm 以上確保される位置に設ける。けた行方向中構面（解説図 5.3.1 の Y1 通り）の耐力壁が接続する部分にあつては、耐力壁の横補強筋の所要定着長さ以上かつ窓開口間の耐力壁の長さが 600mm 以上確保できる位置に設ける（解説図 5.3.1）。



解説図 5.3.1 本節の対象とする妻側耐力壁の窓開口設置位置

2. 妻側耐力壁への窓開口設置方法と施工手順

妻側耐力壁は、既存建物では無開口耐力壁であることを前提としている。この耐力壁に窓開口を設置する場合には、開口部際に縦補強筋が必要となる。縦補強筋は、建設当時の関連基準によるが、開口部を設ける階および開口の大きさに応じて、その径および本数が定められている。開口部設置位置は、直交壁から原則 600mm 以上離すこととする。また、開口部新設に伴う既存耐力壁の縦筋および横筋の末端をかぎ状に折り曲げる必要があることから、コンクリートの研り範囲は、定着範囲を考慮して開口部の大きさよりも大きく研る。開口部設置に伴い切断する縦筋と横筋の端部処理は、配筋納まり上 180°フックが出来ない場合は、フレア溶接にて閉鎖型とすることとする。

コンクリート研り後の端面は、十分な面粗しを行い、型枠を設置して流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.3.2 検討項目・検討方法

5.3.1 に記載の妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 開口部周囲の縦および横補強筋の定着長さは、開口部際から直線定着 $40d$ あるいは標準フック付き $30d$ 以上あるいは、計算により求められる長さ以上とする。
- (2) 1階に窓開口を設置する場合は、当該建物の基礎形式が直接基礎の場合には地反力による応力を、杭基礎の場合には杭頭反力により基礎梁生じる応力も考慮した長期および短期の応力が、それぞれ長期許容耐力、短期許容耐力以下になることを確認する。

1. 妻側耐力壁への窓開口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

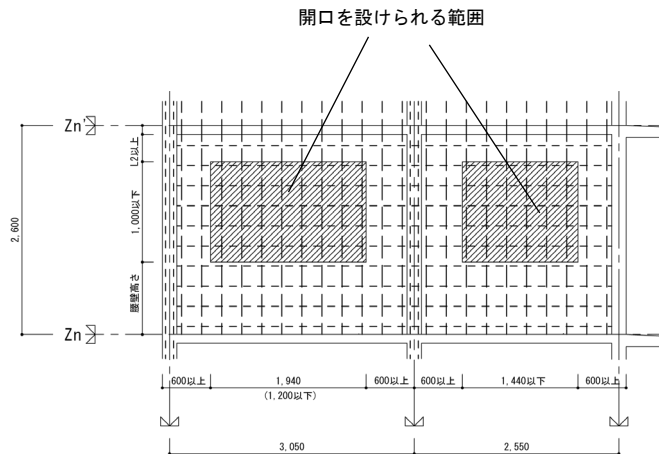
5.3.1 項に記載の妻側耐力壁への開口設置方法に対して、より具体的な検討項目と検討方法を解説表 5.3.1 に示す。

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
① (i) 計画する開口の大きさよりも大きめにカッターを入れ、コンクリートを研る。 (ii) 開口部周囲の縦補強筋および横補強筋と緊結するために所要の鉄筋長さを残して縦筋および横筋を切断する。 (iii) 開口補強筋を設置する。	(a) 開口の位置、大きさの検討 (b) 開口部端部縦補強筋および開口部上下横補強筋の径および本数の検討 (c) 開口部周囲補強筋の定着長さの確保 (d) 最下階に開口を設けた場合の基礎梁の検討	(a) 開口の大きさは、本文 3.3 に基づき内法高さ 1.0m, 内法長さ 1.2m 程度以下とする。 (b) 開口部周囲の補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか、縦補強筋は建設当時の関連基準の規定以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。 (c) 開口部周囲の補強筋の定着長さは、直線定着 $40d$, 標準フック付 $30d$ あるいは計算で求められる数値以上とする。計算によって求める場合は、5.2.2 による。	解説図 5.3.2 参照

解説表 5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法の施工手順・検討項目・検討方法 (2/2)

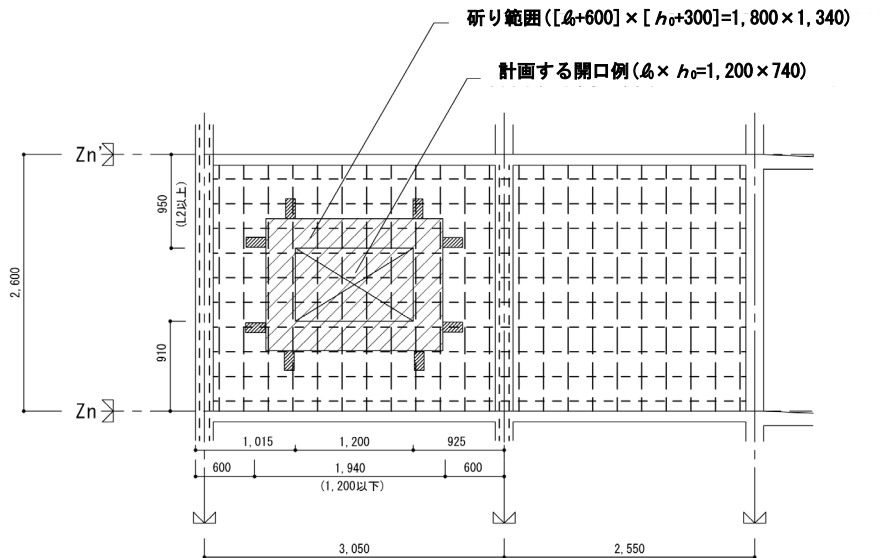
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①		<p>(d) 1階に開口部を設けた場合の基礎梁の検討は下記による。 なお、開口部下には腰壁があるので、腰壁部分も検討の際に考慮してよい。</p> <p>① 直接基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重による検討方法 地反力に対して、基礎梁検討用スパン長は剛域端間として C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時の応力（開口部を有する耐力壁に生じる水平荷重時応力に基づく基礎梁応力に、水平荷重時地反力による応力を加算）を加えたものを短期荷重として断面検討し、許容応力度を満たすことを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p> <p>② 杭基礎の場合</p> <p>i) 長期荷重時による検討方法 開口部下基礎梁位置における建物当該位置の鉛直荷重に対して C, M, Q にて検討。</p> <p>ii) 短期荷重時による検討方法 長期荷重に加え、水平荷重時に当該階耐力壁に生じるせん断力から基礎梁に生じる設計用曲げモーメントおよびせん断力に対して許容応力度内であることを確認する。検討用せん断力の割増し係数は、設計当時の基規準による。</p>	解説図 5.3.2 参照	
②	(i) 既存縦筋、横筋を切断し、開口周囲に設けた補強筋にかぎ状に折り曲げ開口補強筋に緊結させるか、フレア溶接にて接合する。	(a) 既存鉄筋の末端部の処理	(a) 既存壁厚、配筋状態単配筋か複配筋)において、壁厚内で 180° フックにて納まり上可能か検討。納まり上不可能の場合は、U字形鉄筋と既存横筋をフレア溶接とする。	解説図 5.3.4 参照
③	(i) 開口を設置した既存耐力壁の端面の面粗し処理 (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート打設 (IV) 養生期間経過後型枠解体			



(a) 妻耐力壁への開口を設けられる範囲

(要求事項：直交壁端から 600mm 以上、せいが 450mm 以上の壁梁を残す。また、スラブ上から 900mm 程度の腰壁を残す)

[注] 開口部周囲の縦補強筋の直線定着長さを確保できるだけの壁を残す。

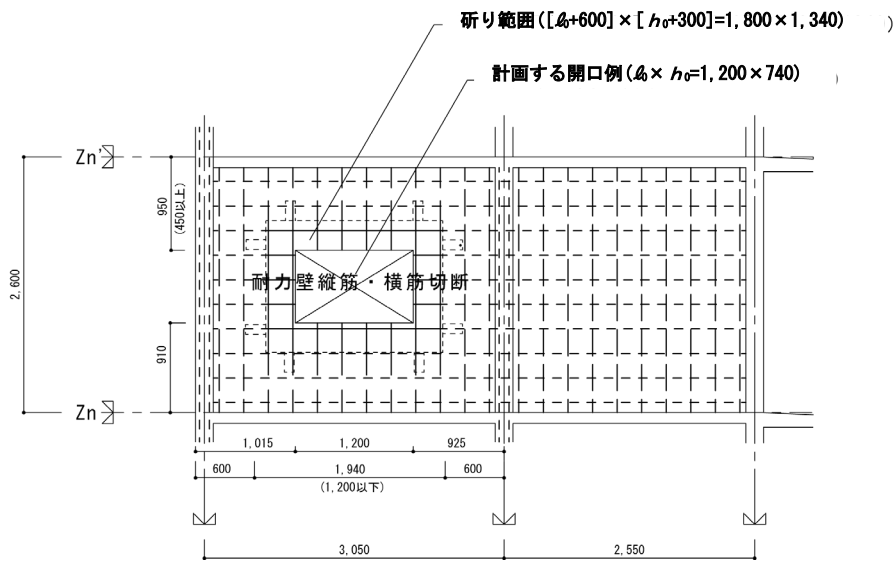


[注 1] 腰壁高さおよび壁梁せいは、D16、直線定着 $40d$ 以上、または計算より求まる数値以上の長さが確保できる寸法とする。

[注 2] 直交壁からの水平定着筋の周囲のコンクリートは研り出してはならない。

(b) 計画する開口と研り範囲の例

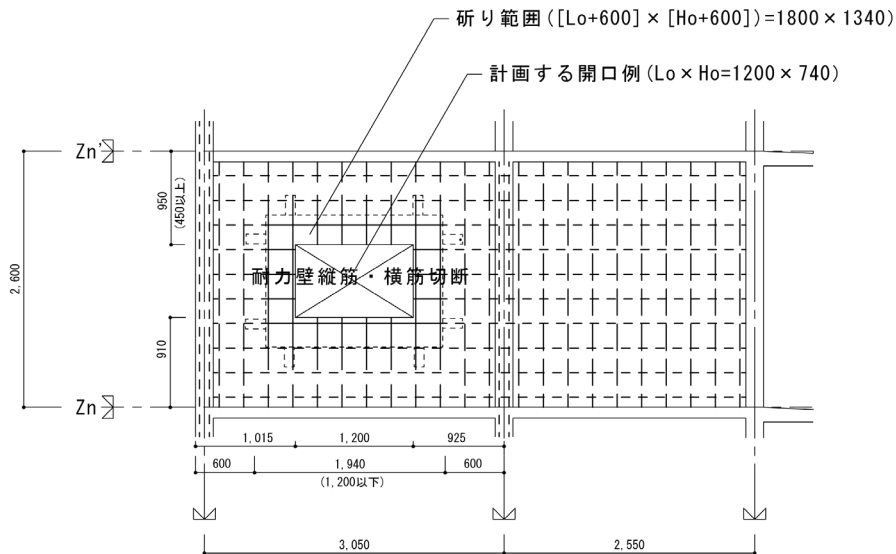
(開口の要求寸法：内法高さ 1m 以下、内法幅 1.2m 程度)



(c) 既存縦筋・横筋の切断

* ここでは腰壁高さ 910mm とする。

* 既存鉄筋 (丸鋼) の末端は、180° フックにてかぎ状に折り曲げる必要があるため、折曲げ部を考慮し、所要の長さで切断する (開口際位置では切断しなく、少し長めに切断)。

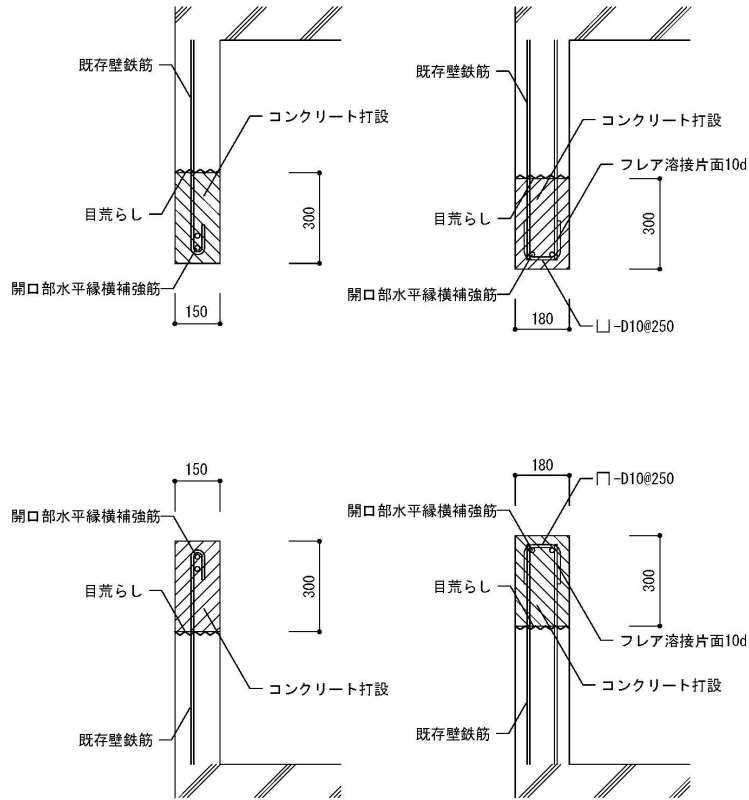


(d) 補強筋の設置例

(補強筋 2-D16, 定着長さ, 標準フック付き 30d(480mm) の場合)

* 補強筋定着端部までを包含するように事前に研るべきか検討を行う必要あり。

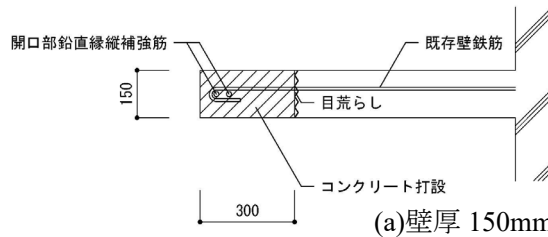
解説図 5.3.2 妻側耐力壁への窓開口設置方法例



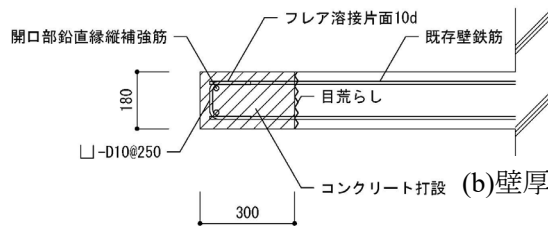
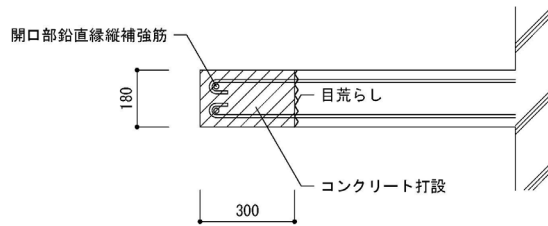
イ) 壁厚 150mm 単配筋配筋の場合

ロ) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(a) 開口部上下端部の補強方法



(a) 壁厚 150mm 単配筋の場合



(b) 壁厚 180mm 複配筋の場合

(b) 開口部左右端部の補強方法

解説図 5.3.3 開口部周囲の補強方法例

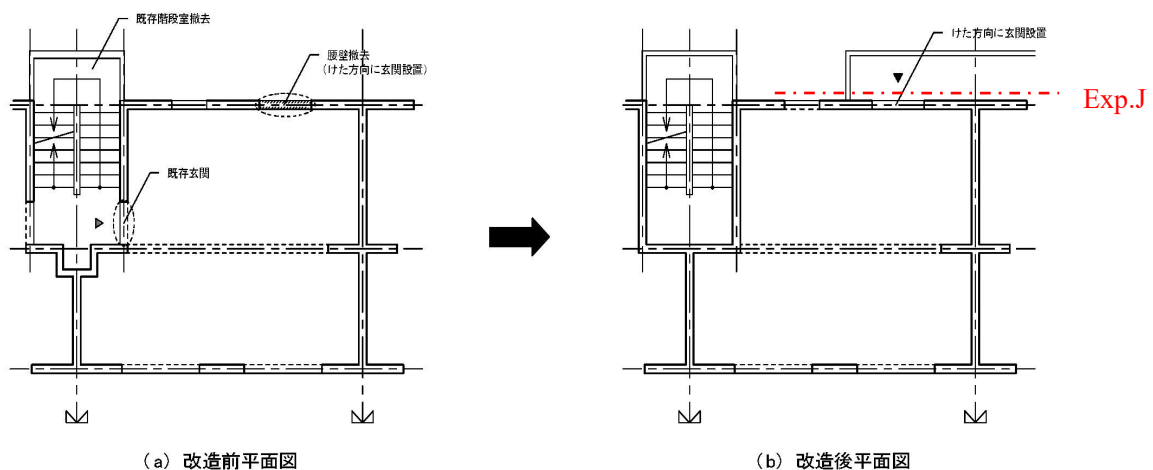
5.4 けた行方向に出入り口開口設置

5.4.1 出入り口開口設置方法

1. 本節は、玄関を移設するために、住棟北側の窓開口下の腰壁を撤去し出入り口開口を設置する場合に適用する。なお、本改造と同時に玄関にアプローチする構造上別棟の廊下の新設が必要となる。
2. 出入り口開口設置方法は、原則として下記の(1)から(5)による。
 - (1) 既存腰壁部分のコンクリートを、床レベル下 50mm 程度の範囲まで研り、スラブ天端近傍に配置された壁梁の上端端部曲げ補強筋を露出させる。
 - (2) 腰壁撤去により既存開口部の内法高さが大きくなることによって、開口部両側の耐力壁に配置されている開口際の端部縦補強筋（端部曲げ補強筋と同意義）の他に新たな補強筋が必要な場合は、開口部両側面のコンクリートを研り新設の補強筋を配筋する。このとき、必要補強筋の径および本数は、計算によって求めるほか建設当時の基規準による。
 - (3) 腰壁撤去に伴う壁梁せいの低減によって剛性および耐力が低下し補強が必要となる場合は、残存壁梁の両側面に既存壁梁と同幅の壁梁（以下、側面増打ち補強壁梁という）を増設する。このとき、残存壁梁両側面および増設壁梁上面のスラブ下面には、十分な面粗しを施す。
 - (4) 既存壁梁の耐力壁との接合部には、せん断および端部回転防止のための接合筋を配置するとともに既存耐力壁との一体化を図る。
 - (5) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

1. 本節で対象とする出入り口開口設置

本節で対象とするけた行方向の出入り口設置箇所は、階段室側構面の居室の窓（解説図 5.4.1 (a)）である。当該窓下には腰壁があり、これを撤去して出入り口を新設することとなる。既存窓開口部の両側の耐力壁には、開口部側に端部縦補強筋が基礎梁から最上階まで配筋されており、当該鉄筋は切断しない。なお、開口隅角部に斜め方向に開口補強筋が配筋されている場合には、この補強筋を切断することとなる。



(a) 改造前平面図

(b) 改造前平面図

解説図 5.4.1 想定する出入り口開口設置箇所

2. 出入口開口設置方法と施工手順

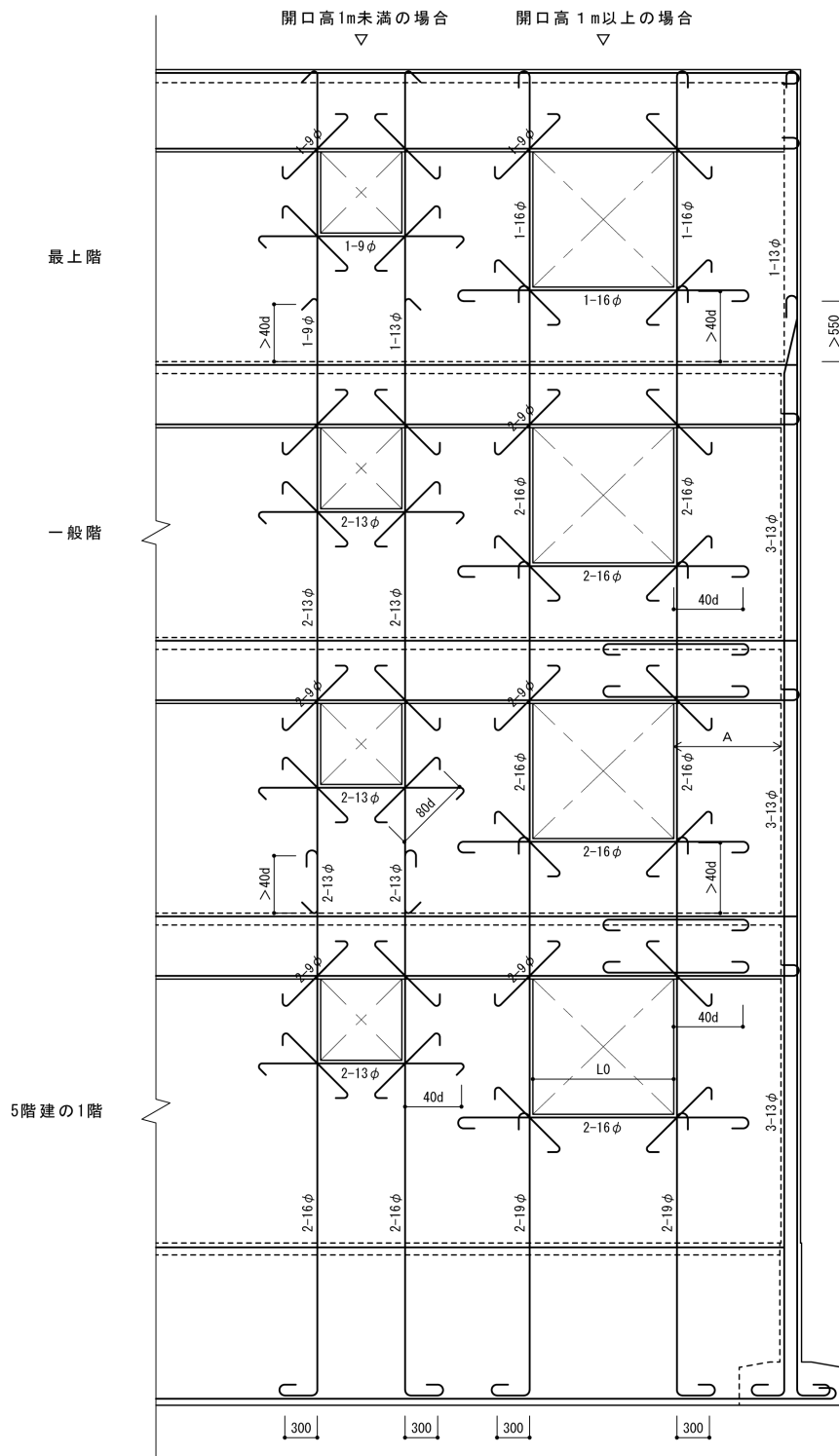
(1) 開口部の内法高さ増大に伴う耐力壁端部縦補強筋の径・本数の検討等

階段室型集合住宅のけた行方向に出入口を設置する場合、既存の窓開口の腰壁部分を撤去することとなる。当該出入口にアプローチするために、構造上別棟による廊下の新設が必要となることから撤去範囲は床レベル天端より 50mm 程度下まで腰壁部分のコンクリートを撤去する。撤去に際しては、既存の壁梁下およびスラブ下に支保工を設置し、撤去に伴うひび割れ発生や変形を防止する。

既存窓開口部両側の耐力壁の開口部側には端部縦補強筋が配筋されており、腰壁撤去に伴い開口部の内法高さが大きくなることにより耐力壁の曲げモーメントが増大し、新たな補強筋が必要となることも想定される。また、建設当時の壁式 RC 造に関する規準類に

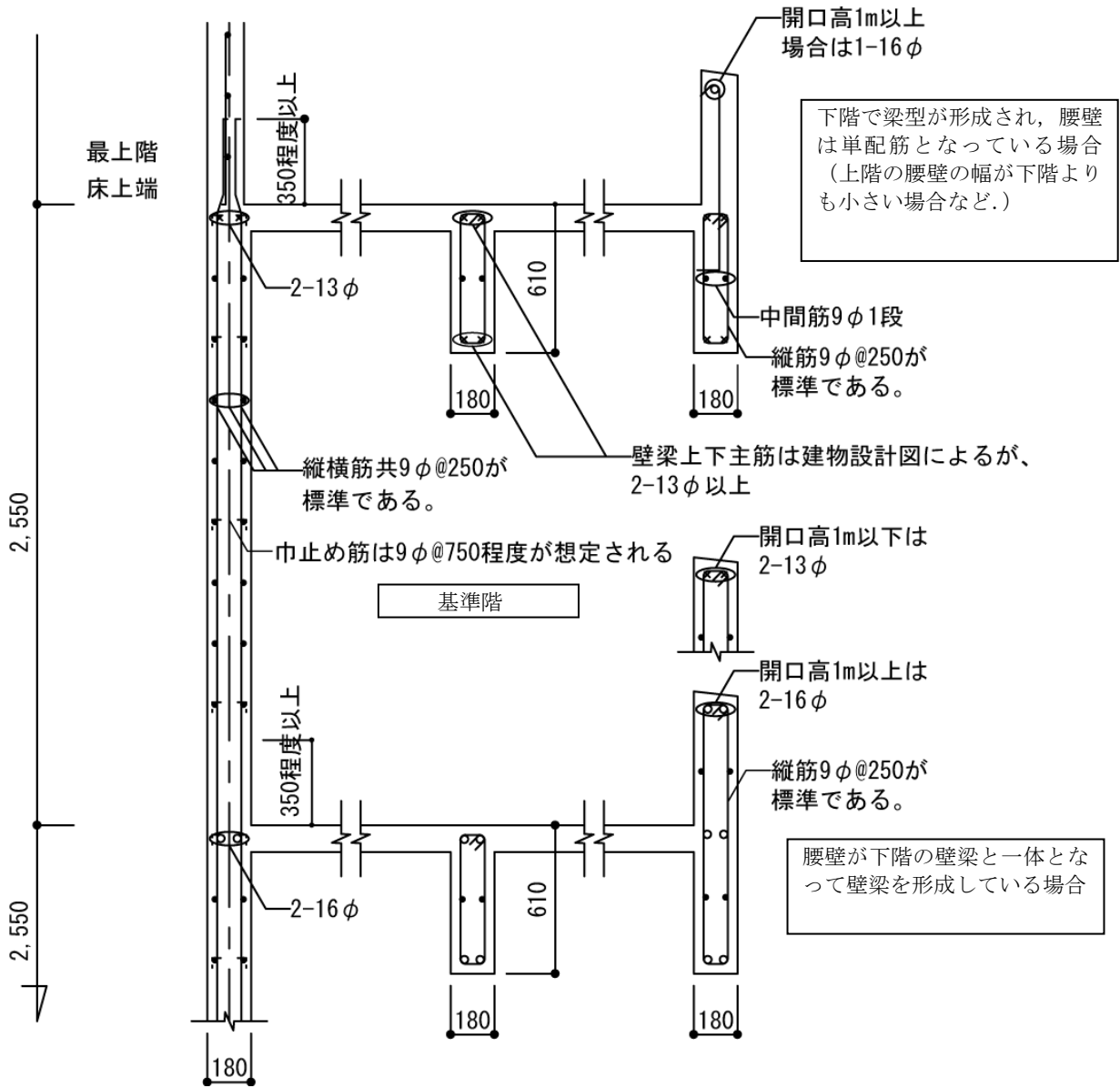
より、開口部が存在する階と開口部の内法高さに応じて当該端部縦補強筋の径や本数に関しての構造規定があることから、当該規定も満たすよう必要に応じて新たな端部縦補強筋を配置する必要がある。

また、既存の開口隅角部には、解説図 5.4.2 に示す斜め補強筋が配筋されていることが想定される。腰壁を撤去する際、この斜め補強筋を切断する必要があるため、既存開口部下の隅角部の耐力壁側を一定の範囲斫る（開口部下に配筋されている横補強筋と斜め補強筋の切断後のかぶり厚さ確保のため）必要がある。さらに、腰壁を撤去することによってせいが低減するが、既存の腰壁が下階の壁梁と一体となって壁梁を形成している場合と下階の壁梁の上に腰壁が設置されている場合（壁梁の断面設計上、当該腰壁部分を無視）が考えられる（解説図 5.4.3）。いずれにせよ、腰壁を撤去することによって当該部分の壁梁の剛性が低下したり断面設計用応力が変化することから、残存壁梁の幅を増大させ補強を行う必要があることが想定される。補強が必要な場合は、既存壁梁幅と同幅の側面増打ち補強壁梁を既存壁梁の両側面に新設する。面増打ち補強壁梁端部は、せん断抵抗および回転防止のための接合筋を開口部両側の既存耐力壁・壁梁接合部内に設置する。側面増打ち補強壁梁に所要の配筋をした後、型枠を設置後、流動性に優れたコンクリートを充填する。



- ・腰壁撤去に伴い開口下の隅角部斜め補強筋を切断する必要あり。
- ・切断した後、鉄筋端面のかぶり厚さを確保する。

解説図 5.4.2 想定される腰壁上部開口補強筋の配筋状態



解説図 5.4.3 想定される腰壁の配筋状態

5.4.2 検討項目・検討方法

けた行方向への出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(4)による。

(1) 腰壁撤去によって開口部の内法高さが大きくなることにより開口部両側の耐力壁に新たな端部縦補強筋が必要になるか検討を行う。

端部縦補強筋は計算によって求めるほか、出入り口設置階および開口部内法高さに応じて建設当時の規準を満足させる。

(2) 既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の断面算定は、許容応力度計算を満足することを確認する。このとき、曲げモーメントに対する端部曲げ補強筋量は、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として端部曲げ補強筋の種別や位置を考慮の上算定してよい。

せん断力に対する検討についても、既存壁梁と側面増打ち補強壁梁が一体として抵抗するとしてよい。

(3) 側面増打ち補強壁梁と開口部両側の耐力壁・壁梁接合部には接合筋を配置し、側面増打ち補強壁梁と既存耐力壁・壁梁接合部を一体化させ、部材応力を伝達できるようにする。

また、側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の総称をいい、以下同様とする）は、当該接合部に所要の定着長さ以上を確保して定着する。

(4) 応力伝達の検討では、耐力壁・壁梁接合部に配置した接合筋のうち中央に配置した接合筋はせん断に抵抗し、両側に配置した接合筋は曲げモーメント（回転防止）に抵抗するものとして、所要の径と本数を算定する。

1. けた行方向に出入り口設置方法における施工手順に応じた検討項目・検討方法

5.4.1 項に記載のけた行方向への出入り口開口設置方法に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を本文に記載している。具体的な検討項目と検討方法を、解説表 5.4.1 に示す。

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (1/3)

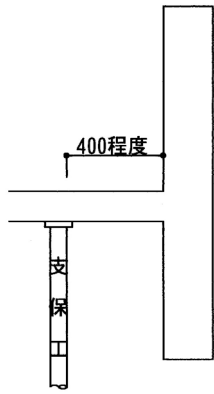
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 腰壁下の下階壁梁下および当該壁梁近傍のスラブ下に支保工を設置する。</p> <p>(ii) 既存腰壁部分を床レベル下の既存壁梁の上端端部曲げ補強筋が露出するまで、コンクリートを研る。</p> <p>(iii) 腰壁内の縦筋を切断し既存壁梁の上端端部曲げ補強筋上で90°に折り曲げ、折り曲げた鉄筋同士をフレア溶接(有効長さ片面10d以上、両面5d以上)により一体化する。</p> <p>(iv) 開口部下隅角部に斜め補強筋が配筋されている場合は、切断端面のかぶり厚さが確保される位置まで研り、斜め補強筋を切断する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去による開口部内法高さの変化による開口部際の端部縦補強筋の検</p> <p>(b) コンクリート研り、腰壁上端端部曲げ補強筋撤去後での施工時荷重による長期応力度計算(M, Q)</p> <p>(c) 既存鉄筋の切断後の端面のかぶり厚さ確保。</p>	<p>(a) 腰壁撤去前の開口部内法高さが1m未満か、1m以上かの確認(開口部際の耐力壁の端部縦補強筋の種別、径、本数の確認)。</p> <p>(b)</p> <ul style="list-style-type: none"> 上端に生じる施工時の曲げモーメントは、腰壁撤去後の壁梁の横補強筋で負担出来るか検討。不可の場合、支保工にて壁梁自重をキャンセルする。 中央部下端に生じる施工時曲げモーメントは、既存壁梁の下端端部曲げ補強筋で負担できることを検討。 施工時に生じるせん断力に対する検討において、長期許容せん断力は、既存の壁梁幅、腰壁撤去後のせいと、フレア溶接にて閉鎖形となった縦筋を用いて算定する。 	<p>解説図</p> <p>5.4.4 参照</p>
<p>②</p> <p>(i) 既存壁梁両側面および側面増打ち補強壁梁上面のスラブ下面の面粗し処理を行う。</p> <p>(ii) 既存壁梁両側面に貫通孔を設け接合筋を通し、貫通孔と接合筋との空隙部分にエポキシ樹脂を注入する。</p> <p>(iii) 側面増打ち補強壁梁の鉄筋(横補強筋、縦補強筋)を配置する。</p>	<p>(a) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の一体性確保のための接合筋の径と本数の算定。</p> <p>(b) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の長期荷重時のMとQに対する許容応力度設計。</p>	<p>(a) 側面増打ち補強壁梁のコンクリート硬化後の長期荷重時の曲げモーメントに対する検討においては、腰壁撤去後の既存壁梁の端部曲げ補強筋と側面増打ち補強壁梁の端部曲げ補強筋を考慮する。</p> <p>せん断力に対する検討においては、側面増打ち補強</p>	<p>解説図</p> <p>5.4.5 参照</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (2/3)

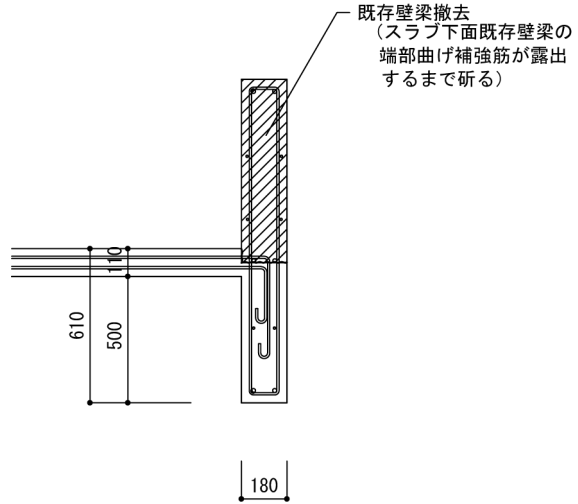
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>②</p> <p>(iv) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋（端部曲げ補強筋と中間部横補強筋）は、耐力壁・壁梁接合部へ定着（直線または 90° フック付き）する。</p>	<p>(c) 腰壁撤去後の既存壁梁と側面増打ち補強壁梁の短期荷重時の M と Q に対する許容応力度設計.</p> <p>(d) 必要に応じて、終局強度設計.</p> <p>(e) 端部曲げ補強筋と中間部横補強筋の定着長さの検討.</p>	<p>壁梁のコンクリートと縦補強筋ならびにと腰壁撤去後の既存梁のコンクリートと縦補強筋を考慮して長期許容せん断力算定する.</p> <p>(b) 短期荷重時の曲げモーメントおよびせん断力に対する検討は、(a)と同様に行う.</p> <p>短期荷重時のせん断力に対する設計は、次式による.</p> ${}_s Q_D = Q_L + 2Q_E \leq {}_s Q_A$ <p>(c) 側面増打ち補強壁梁の横補強筋の耐力壁・壁梁接合部内への定着長さの検討は、RC 規準 17 条^{5,6)}による.</p>	
<p>③</p> <p>(i) 既存の耐力壁・壁梁の接合部コンクリート面の面粗し（凹凸 5 mm 程度）</p> <p>(ii) 側面増打ち補強壁梁の端部固定度確保（鉛直方向ずれ変形および回転変形防止）のため、接合筋を配置.</p>	<p>(a) 接合筋の本数・配置の検討.</p>	<p>・回転変形拘束用接合筋本数</p> $n_R = {}_b M_u' / (\ell_1 \cdot Q_{sa})$ <p>記号 n_R : 回転変形拘束用接合筋本数（片側）</p> <p>ℓ_1 : 回転変形拘束用接合筋群の中心間距離</p> <p>Q_{sa} : 接合筋のせん断強度で、群効果による低下を考慮した数値.</p> <p>${}_b M_u'$: 増打ち部下端曲げ補強筋の増厚耐力壁・接合部の中心位置における曲げ強度</p> <p>・増打ち部に生じるせん断力を負担する接合筋本数</p> $n_q = {}_b Q_u / Q_{sa}$	<p>解説図 5.4.6</p>

解説表 5.4.1 戸境耐力壁への出入り口開口設置の施工手順・検討項目・検討方法 (3/3)

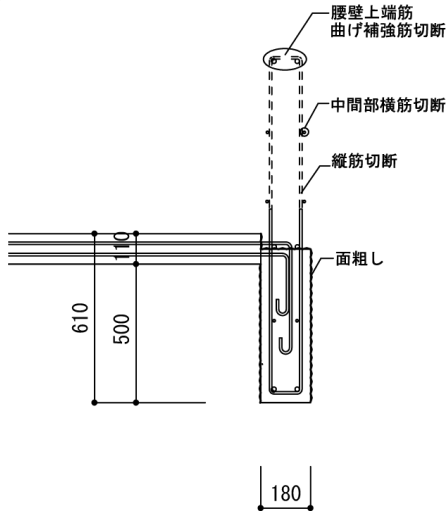
施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
③		記号 n_q : せん断力負担用の接合筋 本数 bQ_u : せい低減補強壁梁のメカ ニズム時設計用せん断 力から既存部のせん断 強度を減じた数値 Q_{sd} : 接合筋のせん断強度 で, 群効果により低 減した数値		
④	(i) 壁梁側面近傍のスラブに空気 抜け孔を設置(φ 50mm@500 mm 程 度) (ii) 型枠組立て (iii) コンクリート圧入 (iv) 空気抜き孔からのコンクリー ト吐出確認.	(a) 圧入方法と手順	(a) 空気抜き孔の径と間隔	解説図 5.4.5



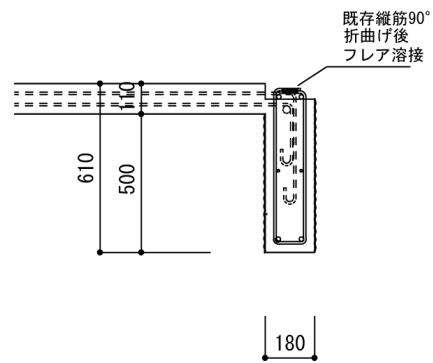
(a) 既存壁梁側面に支保工設置



(b) 既存腰壁コンクリート研り

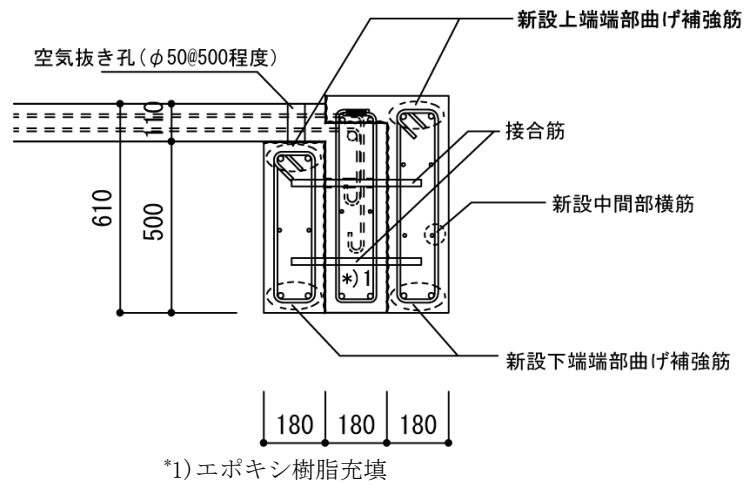


(c) 腰壁上端曲げ補強筋, 中間部横筋および縦筋の切断

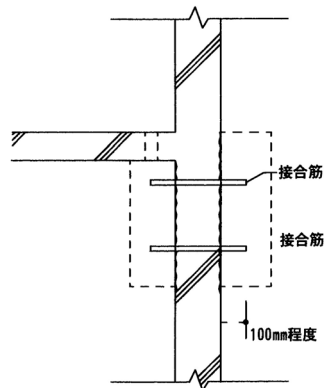


(d) 既存縦筋 90° 折曲げおよびフレア溶接

解説図 5.4.4 腰壁撤去および鉄筋切断および既存縦筋 90°折曲げ後フレア溶接



解説図 5.4.5 壁梁側面増打ち部に端部補強筋，中間部横筋配置
および鉄筋同士のフレアー溶接



解説図 5.4.6 既存耐力壁・壁梁接合部の面粗しと接合筋配置

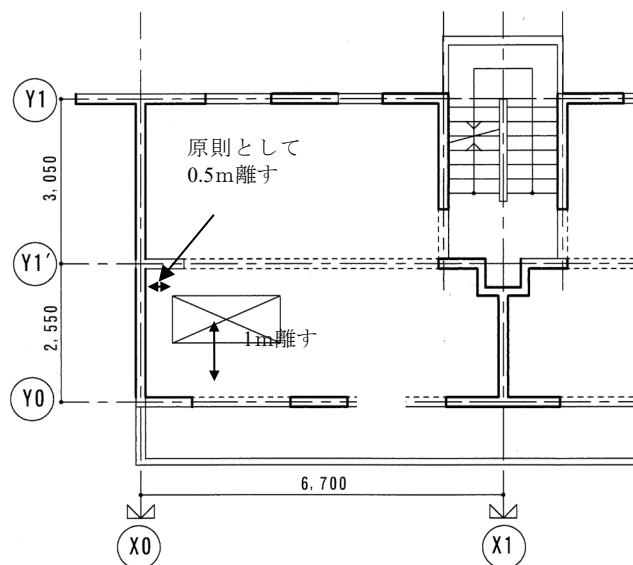
5.5 戸境床スラブへの開口設置

5.5.1 開口設置方法

1. 本節は、上下2戸1化とするために戸境床スラブへ開口を設置する場合に適用する。
2. 戸境床スラブへの開口設置は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) スラブの開口位置は、3.3節の規定を満足させるとともに、開口の設置可能な範囲を検討する。
 - (2) 切断されたスラブ筋が丸鋼の場合は、端部をかぎ形状とする必要があるため、設計図書に示された開口より大きめにコンクリートを研るとともに、既存のスラブ筋は、開口部周囲の補強筋にかぎ掛けするため末端を180°に折り曲げる。
 - (3) 開口部周辺に補強筋を配筋する。
 - (4) 開口部を設ける既存床スラブに隣接する床スラブの鉄筋が通して配筋されており、新設する床開口により切断される場合、壁梁または耐力壁際に接する開口新設は避け、隣接床スラブ筋の所要定着長さを確保する。

1. 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

本節にて対象とする戸境床スラブへの開口設置は、上下2戸1化のために住戸内に階段を設置し、同時に住戸の空間拡大を図るために行うもので、スラブ開口設置可能な範囲や大きさは3.3節に記載の通りである（解説図5.5.1）。



解説図 5.5.1 本節で対象とする戸境床スラブへの開口設置箇所

2. 戸境床スラブへの開口設置方法と施工手順

(1) 開口設置範囲および必要な補強方法の検討

上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口の設置位置や大きさは、本指針3.3に記載の通りである。上下2戸1化のために階段を設置するためには一方向階段の場合は1.0m×2.6m程度の開口が必要となる。開口設置により、スラブの周辺の支持条件が変化するため、開口設置後の当該スラブの支持条件を適切に設定し、過大な損傷やひび割れの発生を防止するとともに、既存スラブ内に配筋され

ている鉄筋に生じる引張応力度が長期許容引張応力度以下であることを確認する必要がある。これらが満足できない場合は、詳細な解析（たとえば、弾性FEM解析等）を行いクライテリアを満たすことを確認する。また、必要に応じて、小梁や支柱等適切な補強を行うこととする。

(2) 開口設置に伴う鉄筋末端の処理および隣接スラブの所要の定着長さの確保

開口設置に伴い残存スラブの支持条件が変化し、片持ちスラブ的な支持条件となる部分や三辺固定1辺自由に近い支持条件となる部分が生じることが想定される。また、隣接住戸のスラブの上端筋が開口設置予定のスラブ側へ直線定着されている場合も想定される。

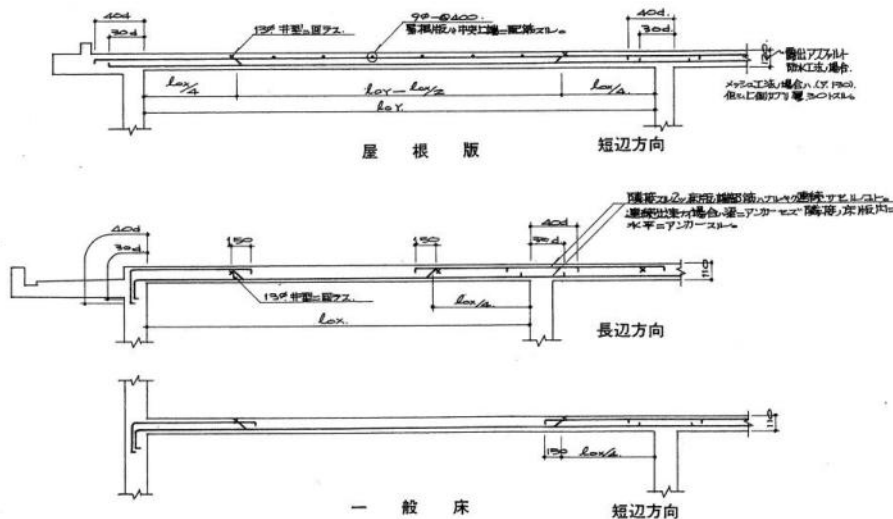
既存スラブに配筋されているスラブ筋が丸鋼の場合（解説図 5.5.2）の末端の処理は、本文 2. (2) に記載の通り末端に 180° フックを設けて、開口部周囲に新たに配筋する開口部周囲補強筋にかぎ掛けする。

(3) 隣接住戸スラブ筋の開口設置側スラブへの直線定着の場合の処理

開口を設置するスラブの隣接住戸スラブの上端筋が直線定着されている場合は、戸境耐力壁側面より所要の定着長さを確保することから、解説図 5.5.1 に示すように戸境耐力壁より 0.5m 以上の離隔を確保して開口を設置し、隣接住戸スラブ上端筋の所要の定着長さを確保する。また、当該スラブ筋が丸鋼の場合は、上記(2) に記載の通り末端を 180° フックを設けて新設補強筋にかぎ掛けする。

(4) 開口補強用小梁の設置の検討と方法

補強用に小梁を設置する場合は短辺方向に配置し、端部は機械式定着か、壁を貫通させボルトで締め付け防錆処理を行いモルタルにて増打ちする。



解説図 5.5.2 想定される既存床スラブ配筋

5.5.2 検討項目・検討方法

戸境床スラブへの開口設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)および(2)による。

- (1) 既存床スラブへの開口設置に際しては、当該スラブ周辺のスラブの配置状況および支持条件を検討するとともに、開口設置によるスラブ支持条件の変化や補強の要否ならびに開口部周囲に新たに設ける補強筋に対する検討を行う。
- (2) 開口部設置により残された部分の支持条件により、既存配筋で対応可能かを検討し、必要に応じて適切な補強を行う。

・上下2戸1化のための戸境床スラブへの開口設置手順に応じた検討項目・検討方法

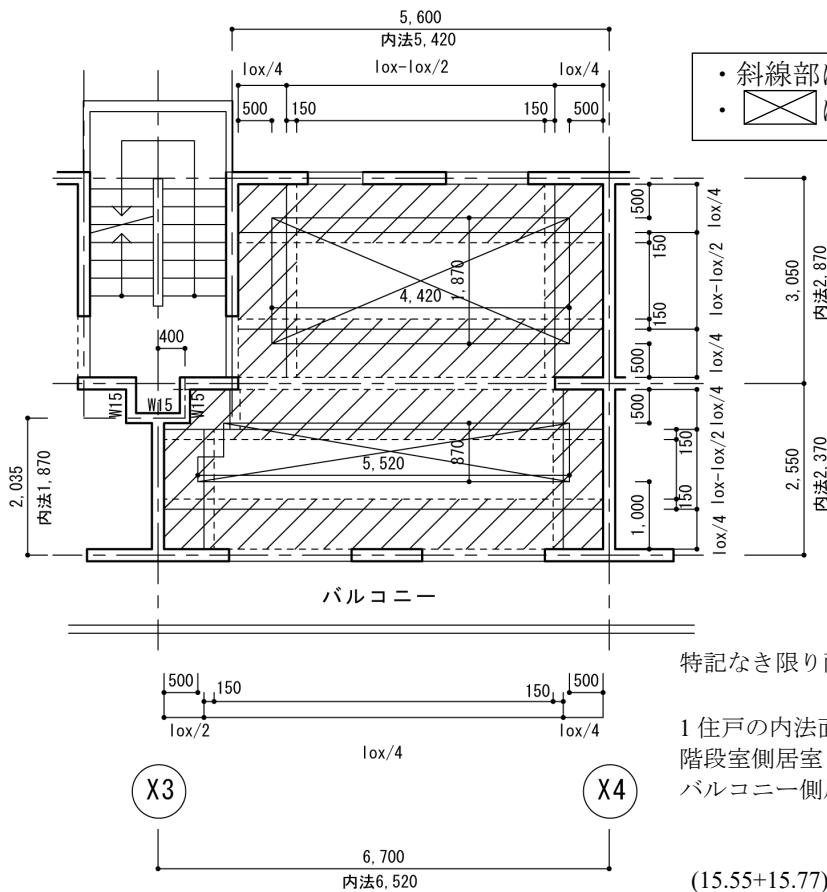
5.5.1 項に記載の戸境床スラブへの開口設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表 5.5.1 に示す。


解説表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (1/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
①	(i) 床スラブ開口位置の確認と既存スラブ内の鉄筋の種別・径・間隔の確認 (ii) 開口設置スラブや周辺のスラブ下に支保工設置。 (iii) 設計図書に記載の開口部寸法 ($a \times b$) に対して、【($a + 600$) \times ($b + 600$)】程度の大きさで既存のスラブ筋を残してコンクリーを研る。 (iv) 開口部周囲に補強筋を配置するとともに、既存スラブ筋の末端に180°フックを設けて当該補強筋にかぎ掛けする。	(i) 既存スラブ筋の種別、径、間隔。 (ii) 隣接スラブ上端筋の開口設置スラブへの定着の有無と定着方法。 (iii) 開口部周囲の補強筋量と配筋方法（特に、部材内定着方法）。 (iv) 既存スラブ筋の切断位置（開口部周囲の補強筋に180°フックを設けてかぎ掛けし、所要の余長の確保とかぶり厚さ確保）	(i) 丸鋼のフック付き定着長さの検討は、下記による。要確認 $\ell_a = \ell_{dh} \geq (2/3) \times L f_t \cdot d / (4 L f_a)$ 記号 ℓ_a : 丸鋼のフック付き影定着長さ (mm) ℓ_{dh} : スラブに用いた丸鋼のフック付き必投影定着長さ (mm) $L f_t$: 丸鋼の長期許容引張応力度 (N/mm ²) d : 丸鋼の直径 (mm) $L f_a$: 丸鋼の長期許容付着応力度 (N/mm ²) (ii) 開口部周囲の補強筋量は、詳細な解析を行い算定する場合を除き、各辺上下1-D13以上とする。定着長さは、90°折曲げ後の直線部分で40dまたはRC規準17条 ^{5.6)} に基づき計算によって求まる数値以上とする。	解説図 5.5.3

表 5.5.1 戸境床スラブへの開口設置手順と検討項目・検討方法 (2/2)

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>③</p> <p>(i) 開口設置による残存部分の応力および変形等の検討.</p> <p>(ii) 上記により, 必要に応じて適切な補強方法の検討.</p> <p>(iii) 必要な補強の実施.</p>	<p>(i) 開口設置による残存スラブの形状と支持条件による応力・変形の検討.</p> <p>(ii) 開口部周囲の残存スラブでのせん断力の伝達の検討 (参考資料 1)</p> <p>(ii) (i) または (ii) を満足しない場合, 開口位置, 大きさの再検討と補強方法の検討.</p>	<p>(i) 残存スラブの形状に応じて, 片持ちスラブ, 3 辺固定 1 辺自由, 2 辺固定 2 辺自由スラブにモデル化し, 応力・変形を算定. もしくは, 開口部を考慮した弾性 FEM 解析等による.</p> <p>また, バルコニーを支持する壁梁に対しては, 開口部辺と壁梁側面との寸法により, 必要に応じて壁梁の掘りに対する検討を行う.</p> <p>スラブによる構面間のせん断力の伝達が必要な場合に, 開口設置後の残存スラブでのせん断力の伝達が可能かどうかを検討する. (参考資料 1 を参照のこと)</p> <p>(ii) 算定された応力および変形がクライテリアを満たさない場合は, 開口部の位置や大きさを再検討する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>
<p>②</p> <p>(i) 型枠組立て.</p> <p>(ii) コンクリートと打込み.</p>	<p>(i) スラブ下支保工の位置や間隔の検討.</p>	<p>(i) 施工時に過大な変形やひび割れが生じないように, 適切な位置に支保工を設置する.</p>	<p>解説図 5.5.3</p>



- ・斜線部は上端筋が配筋されている範囲
- ・は開口を設けられる範囲

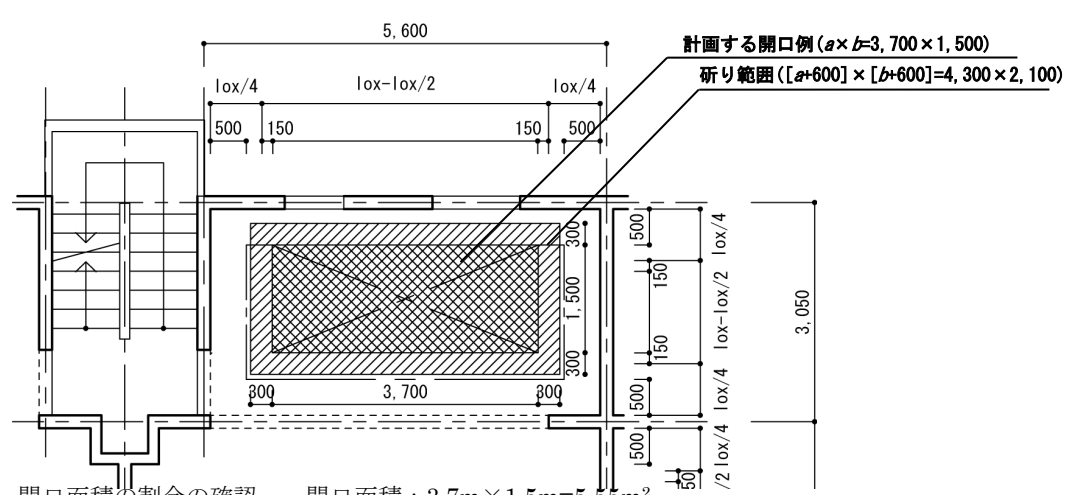
既存スラブ配筋は以下の通りである。
 スラブ厚：t=100mm
 短辺方向
 端部上：(3-9φ+1-13φ)@200
 端部下：9φ@400
 中央上：—
 中央下：9φ@200
 長辺方向
 端部上：9φ@300
 端部下：9φ@600
 中央上：—
 中央下：9φ@300

特記なき限り耐力壁の厚さは全て180mmである。

1住戸の内法面積：31.32m²
 階段室側居室：5,420×2,870=15.55×10⁶mm²
 バルコニー側居室：6,520×1,870
 +(6,520-295)+(2,370-1,795)
 =15.77×10⁶mm²
 (15.55+15.77)×10⁶mm²=31.32×10⁶mm²⇒31.32m²

(要求事項：バルコニー側は耐力壁および壁梁側面より1m以上、その他は耐力壁および壁梁側面から0.5m以上の範囲、開口面積は1住戸の内法面積の1/2以内)

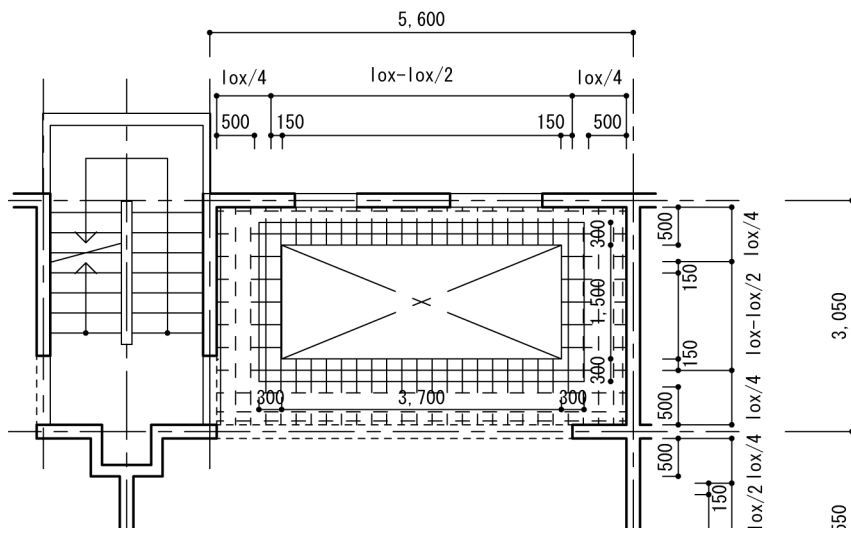
(a) 戸境床スラブへの開口を設けられる範囲



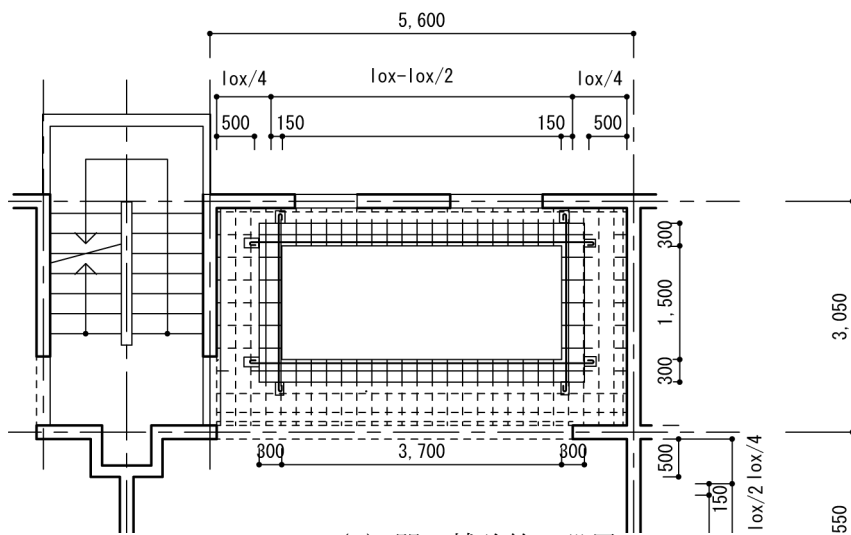
開口面積の割合の確認

開口面積：3.7m×1.5m=5.55m²，
 1住戸内法面積：31.32m²，
 開口面積の割合：5.55m²/31.32m²=0.18<0.5(1/2)
 よって1住戸内法面積の1/2内である。

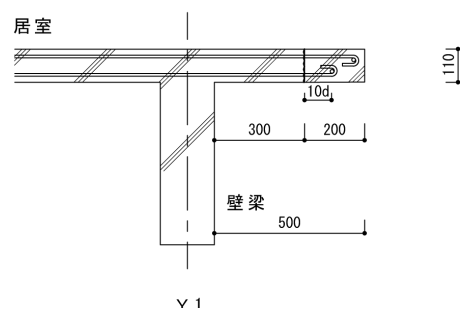
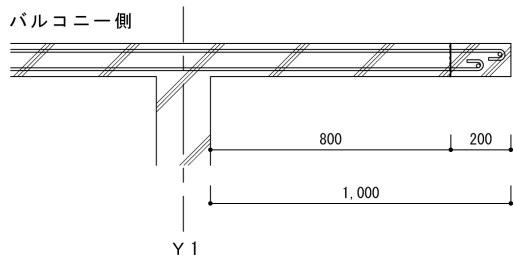
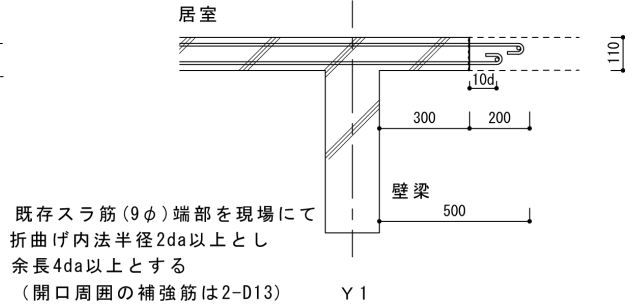
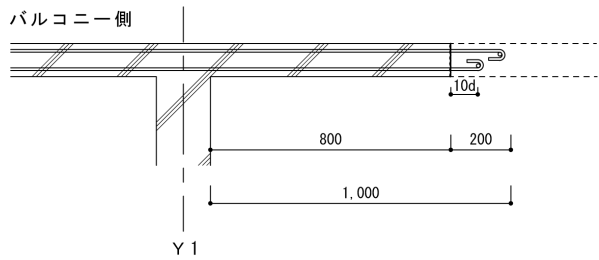
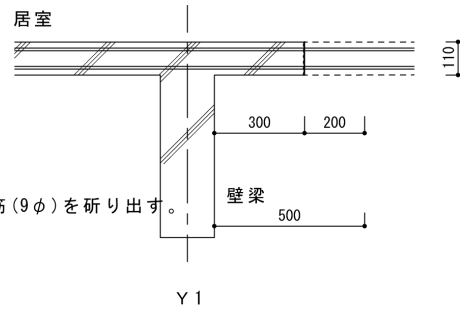
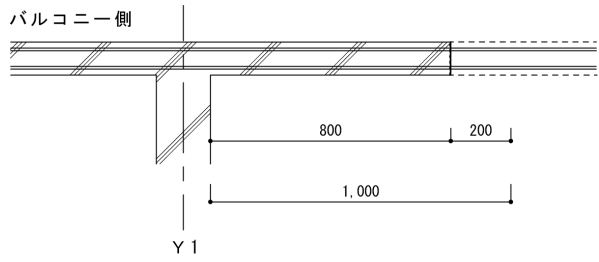
(b) 計画する開口と斫り範囲の例



(c) 既存スラブ上端筋および下端筋の切断



(d) 開口補強筋の設置

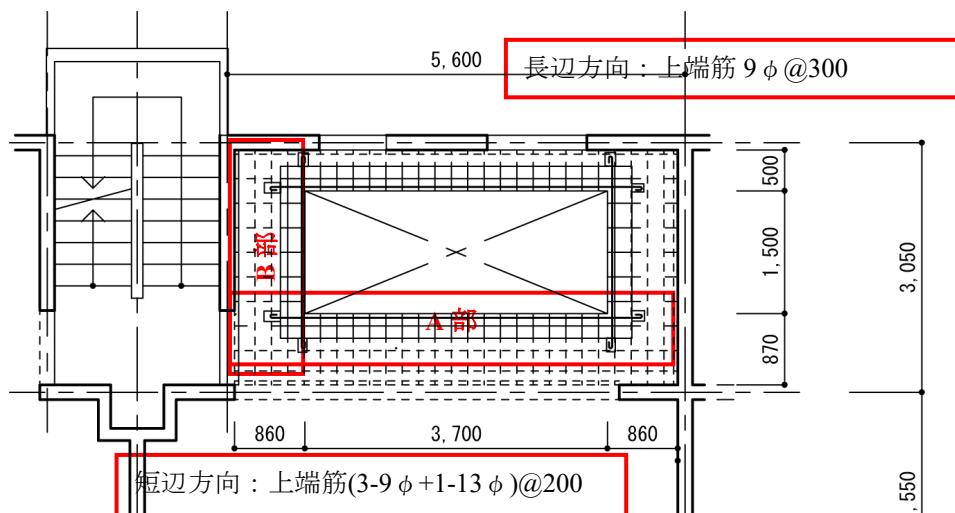


i) バルコニー側居室に開口を設ける場合

ii) 壁梁あるいは耐力壁端から開口を設ける場合

(e) 開口周囲の補強方法

解説図 5.5.3 戸境床スラブへの開口設置施工方法例



解説図 5.5.4 床スラブ開口検討例

(1) 残存スラブの応力・変形の検討例

1) 短辺方向(主方向)の検討

短辺方向(主方向)は、A部 $l_x=870\text{mm}$, $l_y=5,600\text{mm}$, $l_y/l_x=6.44$ から片持ちスラブとして検討する.

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度： $F_c=14.7\text{N/mm}^2$

・スラブ厚さ： $t=110\text{mm}$

・上端筋配筋： $(3-9\phi+13\phi)@200$ (SR235),

スラブ幅 1m 当たりの鉄筋断面積 404.7mm^2

$$(\text{=} (3 \times 63.6 + 1 \times 133) / 4 \times 1000 / 200),$$

・かぶり厚さ 20mm

・スラブ単位重量： $w=1.8\text{kN/m}^2+24\text{kN/m}^3 \times 0.11\text{m}=4.44\text{kN/m}^2$

・固定端モーメント(1m幅当り)： $M=w l^2 / 2=4.44 \times 0.87^2 / 2=1.68\text{kN} \cdot \text{m/m}$

・設計用モーメント(1m幅当り)： $M_D=1.6M=1.6 \times 1.68=2.67\text{kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d=110-30=80\text{mm}$

・必要鉄筋断面積

$$a_t=2.67 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.08) = 243.6\text{mm}^2 < 404.7\text{mm}^2 \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c=3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・断面 2 次モーメント I_c

$$I_c = 1.0 \times 10^3 \times 110^3 / 12 = 1.11 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

④ 既存スラブ先端の変形

$$\delta_E = w l^4 / 8EI = 4.44 \times 10^{-3} \times 870^4 / (8 \times 1.92 \times 10^4 \times 1.11 \times 10^5) = 0.15 \text{ mm}$$

⑤ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta_E) / l_x = (16 \times 0.15) / 870 = 1/362.5 < 1/250 \text{ OK}$$

2) 長辺方向(配力筋方向)の検討

長辺方向(配力筋方向)は、B部 $l_x = 860 \text{ mm}$, $l_y = 3,050 - 180 = 2,870 \text{ mm}$, $l_y / l_x = 3.34$ であるが、3辺固定1辺自由スラブとして検討する。

① 設計用曲げモーメントの算定

・既存スラブの設計基準強度: $F_c = 14.7 \text{ N/mm}^2$

・スラブ厚さ: $t = 110 \text{ mm}$

・上端筋配筋: $(3-9\phi + 13\phi) @ 200 \text{ (SR235)}$, かぶり厚さ 20 mm

・長辺方向上端筋配筋: $9\phi 300 \text{ (SR235)}$,

$$1 \text{ m 当たりの鉄筋断面積 } 209.9 \text{ mm}^2 (= 63.6 \times 1000 / 300)$$

・スラブ単位重量: $w = 1.8 \text{ kN/m}^2 + 24 \text{ kN/m}^3 \times 0.11 \text{ m} = 4.44 \text{ kN/m}^2$

i) 長辺方向設計用曲げモーメントの算定

$$M_{x1} / (w \cdot l_x^2) = 0.366 \text{ (断面図表より)}$$

$$1 \text{ m 当り } M_{x1} = 0.366 \times 4.44 \times 0.86^2 = 1.21 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

・設計用モーメント(1m幅当り): $M_D = 1.6 M_{x1} = 1.6 \times 1.21 = 1.94 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

② 断面検討

・短辺方向有効せい $d = 110 - 40 = 70 \text{ mm}$

・必要鉄筋断面積: $a_t = 1.94 / (0.235 / 1.5 \times 7/8 \times 0.07)$

$$= 202.2 \text{ mm}^2 > 209.9 \text{ mm}^2 \text{ (3.3本, } 9\phi @ 300) \text{ OK}$$

③ 変形の検討

・コンクリートのヤング係数 E_c

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times (23/24)^2 \times (14.7/60)^{1/3} = 1.92 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

・自由辺中央の δ の算定

$$\delta / \{ w \cdot l_x^4 / (E \cdot t^3) \} = 0.842 \text{ (断面図表より)}$$

$$\delta = 0.842 \times 4.44 \times 10^{-3} \times 860^4 / (1.92 \times 10^4 \times 110^3) = 0.08 \text{ mm}$$

④ 使用上の支障に関する検討

$$(\alpha \cdot \delta) / l_x = (16 \times 0.08) / 860 = 1/671 < 1/250 \text{ OK}$$

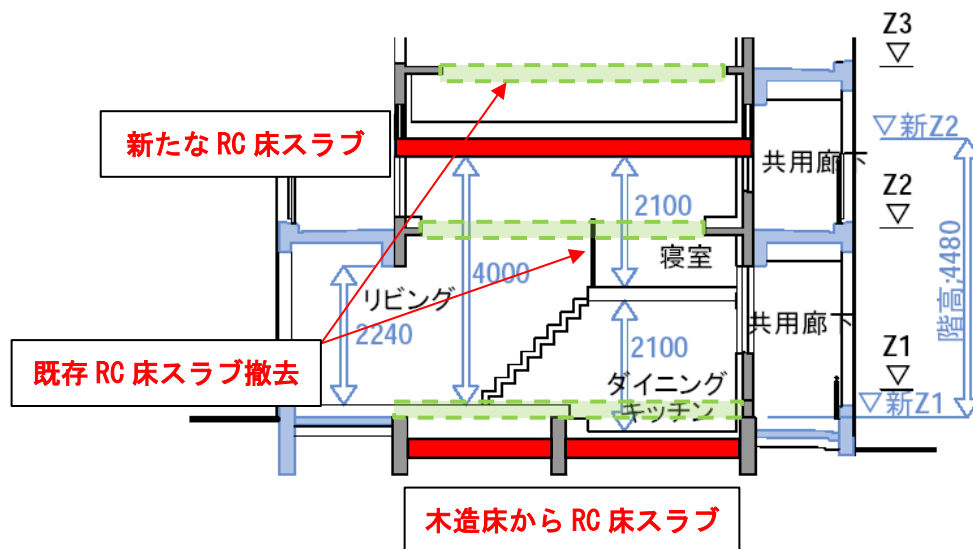
5.6 床スラブの付け替え

5.6.1 床スラブの付け替え方法

1. 本節は、木造床スラブを RC 造床スラブに付け替える場合や既存 RC 床スラブを撤去して新たな RC 造床スラブへ付け替える場合に適用する。
2. 床スラブの付け替えは、原則として下記の(1)から(3)による。
 - (1) 床スラブの付け替えは、3.3 節の規定を満足させるとともに、付け替えが可能な範囲を検討する。
 - (2) 付け替える床スラブは新たな RC 造床スラブとして設計する。
 - (3) 床スラブの接合方法を検討する。

1. 本節で対象とする床スラブの付け替え

本節にて対象とする床スラブの付け替えは、1 階木造床スラブを RC 造床スラブに付け替える場合や上下3戸2化のために住戸の空間拡大を図るために既存床スラブの付け替えを行うものである（解説図 5.6.1）。



解説図 5.6.1 本節で対象とする床スラブの付け替え

2. 床スラブ付け替えの方法と施工手順

(1) 床スラブ付け替えの可能範囲の検討

木造床から RC 造床スラブに付け替えを行う場合は、付け替えによる荷重増が既存建物の基礎構造の設計に影響を与えないように付け替えの範囲を検討する。

また、上下3戸1化のように既存 RC 床スラブを撤去して新たな RC 床スラブに付け替える場合は、荷重増にならないように付け替えの範囲を検討する。

(2) 新たに設置する RC 床スラブの検討

付け替えによって、新たに設置する床スラブは、RC 規準^{5,6)}に従い設計する。

(3) 接合方法の検討

新たに設置する RC 床スラブの接合は、スラブ筋を既存壁内に折り曲げ定着するかあと施工アンカーを用いて接合する。なお、接合する部分の既存コンクリートは、十分目粗しを施し、新たに打設するコンクリートとの一体性を確保する。

5.6.2 検討項目・検討方法

床スラブの付け替えにおける検討項目および検討方法は、下記の(1)から(3)による。

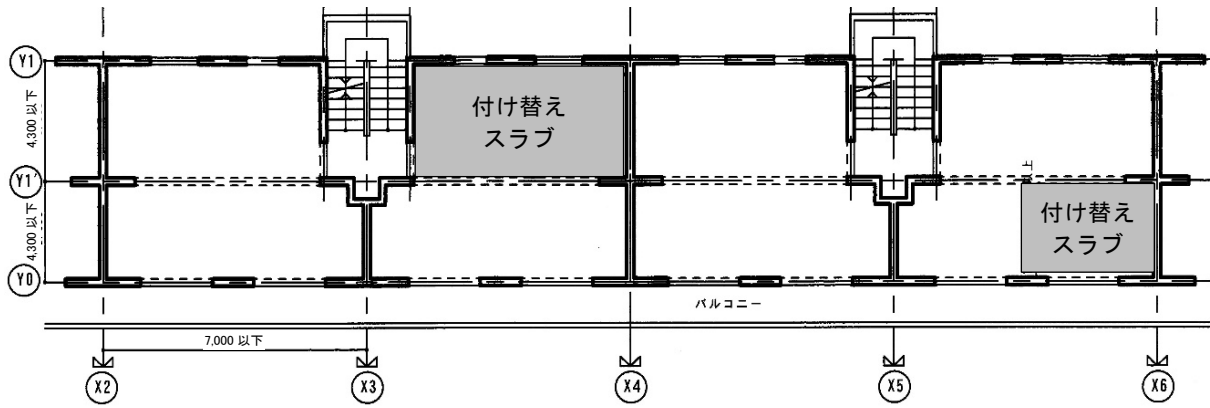
- (1) 床スラブ付け替えに際しては、新たに設置する床スラブに対して、建築物全体に対する検討を行う。
- (2) 新たに設置する床スラブの部材の断面算定を行う。
- (3) 新たに取り付ける床スラブの接合部分の検討を行う。

・床スラブの付け替えの検討項目・検討方法

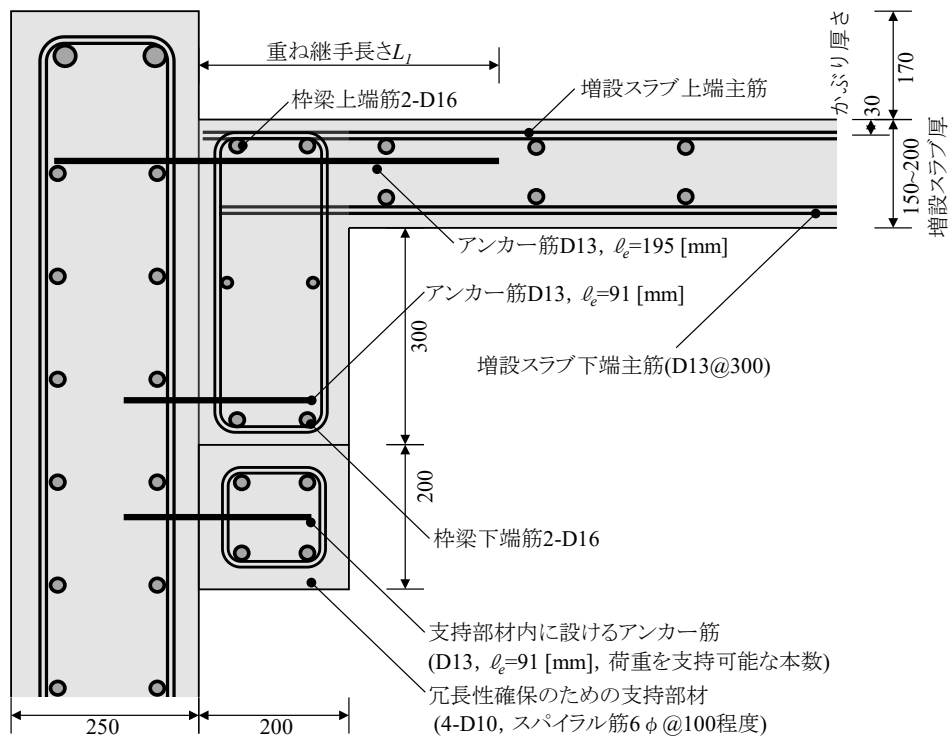
5.6.1 項に記載の床スラブの付け替えに対して、検討項目と検討方法を、解説表 5.6.1 に示す。

解説表 5.6.1 床スラブの付け替え手順と検討項目・検討方法

検討手順	検討項目	検討方法	施工詳細	
(1)	(i) 付け替える床スラブの重量差を確認 (ii) 付け替える床スラブの配置による影響の確認	(i) 設計用重量の確認 (ii) 偏心率・剛性率の確認 (iii) 基礎構造の確認	(i) 付け替える前の既存床スラブの自重と積載荷重の合計と新たに設置する自重と積載荷重の合計の重量差が増えていないことを確認する(1階床スラブを除く)。 (ii) 床スラブの付け替えによって、偏心率や剛性率が変わる可能性がある場合は、偏心率・剛性率が大きくなるか確認する。 (iii) 1階床スラブが重量増となる場合(木造床スラブからRC床スラブへの付け替えなど)、基礎構造の危険性が増大しないことを確認する。	解説図 5.6.1
(2)	(i) 新たに設置する床スラブの断面の検討 (ii) 新たに設置する床スラブの長期性能の検討 (iii) 新たに設置する床スラブの冗長性の確保(接合部分にあと施工アンカーを用いる場合)	(i) 断面算定 (ii) 長期たわみ算定 (iii) 冗長性の検討	(i) 支持条件から長期荷重時における設計用曲げモーメントを算出してスラブ断面を決定する。 (ii) 決定したスラブ断面における長期たわみ量を計算し、たわみ増大率を確認する。 (iii) 冗長性を確保するための部材の接合方法を検討する	解説図 5.6.2
(3)	(i) 接合部分の検討(RC 定着) (ii) 接合部の検討(あと施工アンカー)	(i) 接合筋の定着方法の検討 (ii) あと施工アンカー筋の計算	(i) 接合筋の定着は、RC 規準 ^{5.6)} によって決定する。 (ii) あと施工アンカーの長期許容応力度を 4.2.1 項より算出する。	解説図 5.6.3



解説図 5.6.1 床スラブ付け替えを適用する壁式鉄筋コンクリート造集合住宅の平面図例



〔注〕増設スラブ内の配力筋は上下とも D10@300 とする。

解説図 5.6.2 接着系あと施工アンカーを用いた増設スラブと既存基礎梁との接合詳細

<検討例>

枠梁付増設スラブの設計およびアンカー筋の設計の検討例を示す。

1) 新たに設置するスラブの設計

(i) 四辺固定とする場合

(a) 設計条件

- ・ 枠梁付増設スラブの大きさ : 適用範囲の最大値である短辺方向内法長さを 4.3 m, 長辺方向内法長さを 7.0m とする。
- ・ 増設スラブ厚さ : 200 mm とする。

(b) 設計用曲げモーメントの算定

・ 短辺方向端部最大曲げモーメント : $M_{x1} = -w_x \cdot \ell_x^2 / 12 = -\frac{1}{\left(\frac{4.3}{7.0}\right)^4 + 1} \times w \times \ell_x^2 / 12$
 $= -0.875 \times 7.2 \times 4.3^2 / 12 = -9.71 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 短辺方向中央下端最大曲げモーメント : $M_{x2} = w_x \cdot \ell_x^2 / 18 = \frac{1}{\left(\frac{4.3}{7.0}\right)^4 + 1} \times w \times \ell_x^2 / 18$
 $= 0.875 \times 7.2 \times 4.3^2 / 18 = 6.47 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 長辺方向端部最大曲げモーメント : $M_{y1} = -w \cdot \ell_x^2 / 24 = -7.2 \times 4.3^2 / 24 = -5.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 長辺方向中央部最大曲げモーメント : $M_{y2} = w \cdot \ell_x^2 / 36 = 7.2 \times 4.3^2 / 36 = 3.70 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ せん断力に抵抗するアンカー筋本数算定用増設スラブ全重量 = $7.2 \times 4.3 \times 7.0 = 216.8 \text{ kN}$

(c) 断面算定

・ 短辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 36.5 = 163.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 短辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 163.5 = 143.0 \text{ mm}$

・ 長辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 49.5 = 150.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 長辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 150.5 = 131.7 \text{ mm}$

・ 短辺方向上端筋必要断面積(四辺固定の場合)

: $a_t = M_{x1} / (f_t \cdot j) = 9.71 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 348.2 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$

・ 短辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{x2} / (f_t \cdot j) = 6.47 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 232.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 長辺方向上端筋必要断面積(四辺固定の場合)

: $a_t = M_{y1} / (f_t \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 131.7) = 216.1 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 長辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{y2} / (f_t \cdot j) = 3.70 \times 10^6 / (195 \times 131.7) = 144.1 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

・ 短辺方向上端筋必要断面積(両端固定一方向スラブの場合)

: $a_t = M_{x1} / (f_t \cdot j) = 11.09 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 397.7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$

・ 短辺方向中央下端筋必要断面積(周辺固定の場合)

: $a_t = M_{x2} / (f_t \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 199.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$

(ii) 両端固定一方向スラブとする場合

(a) 設計条件

・ 増設スラブの大きさ: 適用範囲である短辺方向最大内法長さである 4.3 m とする.

・ 増設スラブ厚さ : 200 mm とする.

(b) 設計用曲げモーメントの算定

・ 短辺方向端部最大曲げモーメント : $M_e = -w \cdot \ell_x^2 / 12 = -7.2 \times 4.3^2 / 12 = -11.09 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ 短辺方向中央下端最大曲げモーメント : $M_c = w \cdot \ell_x^2 / 24 = 7.2 \times 4.3^2 / 24 = 5.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

・ せん断力に抵抗するアンカー筋本数算定用増設スラブ全重量

$7.2 \times 4.3 \times 7.0 + 2.88 \times (4.3 + 7.0 - 0.4) = 248.2 \text{ kN}$

(c) 断面算定

・ 短辺方向引張鉄筋の有効せい : $d = D - d_i = 200 - 36.5 = 163.5 \text{ mm}$ (設計かぶり厚さ 30 mm)

・ 短辺方向引張鉄筋の応力中心距離 : $j = (7/8) \cdot d = (7/8) \times 163.5 = 143.0 \text{ mm}$

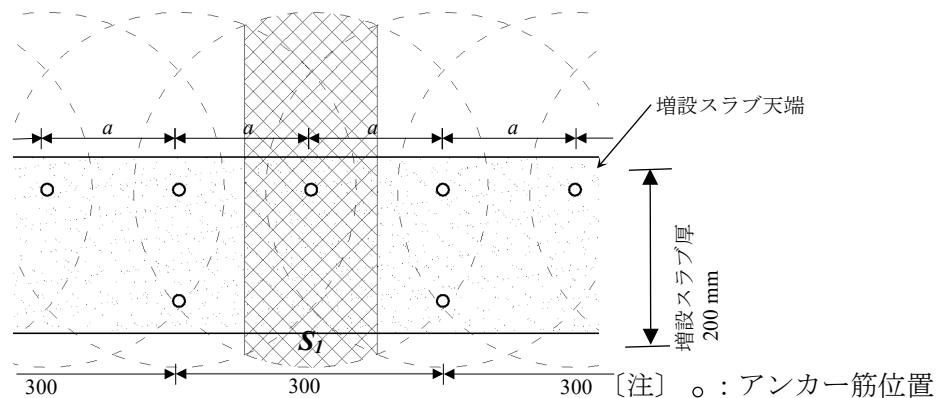
- ・ 短辺方向上端筋必要断面積 : $a_t = M_{x1}/(l_f \cdot j) = 11.09 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 397.7 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@200}$
 - ・ 短辺方向中央下端筋必要断面積 : $a_t = M_{x2}/(l_f \cdot j) = 5.55 \times 10^6 / (195 \times 143.0) = 199.0 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{D13@300}$
- (iii) 増設スラブの弾性たわみ：枠梁の剛性および鉄筋無視の場合
- ・ 四辺固定増設スラブの弾性たわみ最大値 : $\delta = 0.0275w \cdot \ell_x^4 / (E_c \cdot t^3) (\ell_y/\ell_x = 7.0/4.3 = 1.63 \text{ の場合})$
 - ・ 両端固定一方向スラブの弾性たわみ最大値 : $\delta = w \cdot \ell_x^4 / (384E_c \cdot I)$

2) アンカー筋の検討

(i) 引張力に抵抗するアンカー筋の長期許容引張力の算定

- ・ アンカー筋の断面で決まる長期許容引張力 : ${}_L T_{m,A} = 195 \times a_t = 195 \times 127 = 24\,765 \text{ N} = 24.7 \text{ kN/本}$
- ・ コーン状破壊を生じるコンクリート断面で決まる長期許容引張力

アンカー筋のピッチを a 、有効埋込み長さを ℓ_e とした場合のアンカー筋 1 本の有効水平投影面積を算定し、アンカー単体の場合の有効水平投影面積との比率を算定し、アンカー筋の長期許容引張力を算定する。基礎梁天端より 202 mm の位置に D13 のアンカー筋を有効埋込み長さ ℓ_e 、アンカー筋間隔 a で配置する場合のコーン状破壊面の有効水平投影面積を、申請例図 4.3 に示す。



解説図 5.6.3 引張力に抵抗するアンカー筋のコーン状破壊面の有効水平投影面積(斜線部)

解説図 5.6.3 の斜線部の面積は、次のとおりとなる。なお、面積は安全側に算定している。

$$S_1 = a \times 2 \sqrt{\left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right)^2 - \left(\frac{a}{2}\right)^2} + 2 \times \frac{a \times \left\{ \left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right) - \sqrt{\left(\ell_e + \frac{d_a}{2}\right)^2 - \left(\frac{a}{2}\right)^2} \right\}}{2}$$

解説図 4.3 の斜線部の面積の有効埋込み長さ ℓ_e 、アンカー筋間隔 a 、アンカー筋径 d_a のアンカー単体の有効水平投影面積に対する比率は、次のとおりとなる。

$$\text{有効水平投影面積比率} = \frac{S_1}{\pi \cdot \ell_e (\ell_e + d_a)}$$

(ii) せん断力に抵抗するアンカー筋の必要本数の算定

増設スラブの全重量の最大値は 248.2 kN であることから、アンカー筋 D13 の長期許容せん断力にて負担させる。必要となるアンカー筋の本数を下記で算出する。

$$N = 248.2 / {}_L Q_{m,c,A}$$

5.7 基礎梁の補強

5.7.1 基礎梁の補強方法

1. 本節は、基礎梁を補強する場合に適用する。
2. 基礎梁の補強方法は、原則として下記の(1)から(6)による。
 - (1) 既存の木造床組を撤去するか、新たに土間スラブもしくはRC造スラブを構築する。
 - (2) 基礎梁せいは、原則として減じない。
 - (3) 既存基礎梁両側面に十分な面粗しを施し、既存基礎梁と新たに設ける基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）との一体化を図るため5.4に記載と同様に接合筋を配置する。
 - (4) 新たに端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。なお、当該端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、側面増打ち補強基礎梁両端部の耐力壁との接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。
 - (5) 耐力壁・基礎梁接合部に、側面増打ち補強基礎梁増打ち部の回転防止とせん断抵抗のための接合筋を配置する。また、接合面を面粗し処理をする。
 - (6) 型枠を設置後、充填性に優れたコンクリートを充填する。なお、充填コンクリートの設計基準強度は、 21N/mm^2 以上かつ所要な数値以上とする。

1. 本節で対象とする基礎梁補強

本節で対象とする基礎梁補強は、躯体改造に伴って荷重増となる場合や、躯体改造によって既存の基礎梁に生じる応力が変化し、検討の結果、基礎梁の補強を要する場合である。基礎梁は長辺方向が主となるが、最下階に妻側耐力壁窓開口や戸境壁への出入り口開口を設置した場合に短辺方向基礎梁にも補強の可能性があると留意する。

2. 基礎梁の補強方法と施工手順

基礎梁の補強は、既存基礎梁の両側側面に新たに基礎梁（以下、側面増打ち補強基礎梁という）を設け剛性および耐力を増大させることを目的とする。補強に先立ち、既存の1階床が木造床組の場合は、これを撤去し新たに土間コンクリート（既存基礎梁への荷重増が生じないよう既存基礎梁への鉄筋の定着は行わない）もしくはRC造のスラブを設置してもよい。基礎梁補強は施工が大掛かりになるため、原則としてせいは減じない。既存基礎梁両側面にまず十分な面粗しを行い、新設する基礎梁との一体化を図る。このため、上記の面粗しのほか、鉛直方向のせん断ずれが生じないよう接合筋を配置する。上記接合筋の施工や検討項目・検討方法は、5.4節による。

その後、新たに所要の端部曲げ補強筋、中間部横補強筋ならびに縦補強筋を配筋する。端部曲げ補強筋および中間部横補強筋は、両端部の耐力壁・基礎梁接合部へ所要の定着長さ以上を確保して定着する。

定着に際しては、耐力壁・基礎梁接合部には側面増打ち補強基礎梁の回転防止とせん断ずれ防止のための接合筋を配置するとともに、接合面に面粗し処理を施す。

最後に、型枠を設置し、流動性に優れたコンクリートを充填する。

5.7.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁の補強における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(5)による。

- (1) 躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力に対する検討を行うとともに、基礎の鉛直支持力に対する検討を行う。
- (2) 躯体改造に伴い基礎梁に生じる長期および短期設計用応力が、長期許容耐力および短期許容耐力以下となることの確認を行い、耐力が不足する場合には、基礎梁の補強の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁の断面および配筋を決定する。
- (3) 既存基礎梁と側面増打ち補強基礎梁の鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行う。
- (4) 側面増打ち補強基礎梁の既存耐力壁・基礎梁接合部での回転防止と鉛直方向ずれ防止のための接合筋の検討を行い、側面増打ち補強基礎梁に生じる曲げモーメントおよびせん断力が、確実に既存構造部材に伝達できることを確認する。
- (5) 直接基礎にあっては設地圧や基礎スラブの検討を、杭基礎にあっては杭の鉛直支持力に対する検討を行い、補強が必要となる場合は、基礎の補強設計を行う。

・ 基礎梁補強に伴う検討項目・検討方法

躯体改造に伴う基礎梁に生じる応力を算定し、基礎梁の断面および配筋でクライテリアを満たさない場合は、基礎梁の補強を行うこととする。基礎梁補強に際しての検討項目・検討方法を本文(1)から(5)に記載しているが、(1)から(4)の検討項目と検討方法は、5.4.2 に記載の側面増打ち補強基礎梁の場合と同様であるので、5.4.2 を参照する。本文(5)に記載の、躯体改造に伴い基礎に作用する荷重が変化する場合の基礎の検討では、荷重増に伴う基礎の鉛直支持力が許容支持力以内であることを確認する。

<検討例>

検討方針

断面算定検討方針は、下記とする。

① 曲げモーメントに関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容曲げモーメントを算定する。
- ・ 不足するモーメントを既存基礎梁側面の新設補強梁で負担する。

② せん断力に関して

- ・ 既存基礎梁で負担できる許容せん断力を算定する。
- ・ 不足するせん断力を既存梁側面の新設補強梁で負担する。

1) 諸条件

- ・ 既存基礎梁の設計基準強度： $F_c=16.1\text{N/mm}^2$
- ・ 補強梁の設計基準強度： $F_c=21\text{N/mm}^2$
- ・ 既存基礎梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 1,100\text{mm}$, $d=1030\text{mm}$
- ・ 補強梁断面： $b \times D=240\text{mm} \times 800\text{mm}$ (既存梁の両側面の補強基礎梁)
- ・ 基礎梁補強部を含む断面： $b \times D=720\text{mm} \times 800\text{mm}$, $d=730\text{mm}$
- ・ 既存基礎梁の主筋：上下共 2-16 ϕ
- ・ 改造設計における設計応力は以下とする。

長期荷重時 $M_L=25\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_L=30\text{kN}$

短期荷重時 $M_E=131\text{kN} \cdot \text{m}$ $Q_E=48\text{kN}$

基礎梁上端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E - M_L = 131 - 25 = 106\text{kN} \cdot \text{m}$$

基礎梁下端の設計用曲げモーメント

$$M_D = M_E + M_L = 131 + 25 = 156\text{kN} \cdot \text{m}$$

設計用せん断力

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E = 30 + 2 \times 48 = 126\text{kN}$$

2) 断面検討 (短期荷重時)

① 曲げモーメントの検討

- ・ 上端：

既存上端筋配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_i \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm} \Rightarrow 85.1\text{kN} \cdot \text{m}$$

補強梁で負担する曲げモーメント

$$\Delta M_D = M_D - M_A = 106.0 - 85.1 = 20.9\text{kN} \cdot \text{m}$$

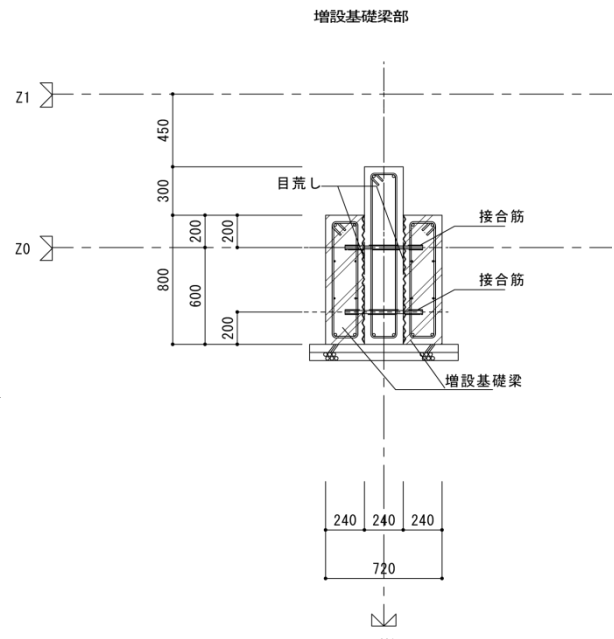
$$\Delta a_i = \Delta M_D / f_i \cdot j = 20.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 110.9\text{mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507\text{mm}^2)$$

- ・ 下端：

既存下端配筋 2-16 ϕ (SR235) より

$$M_A = \sum a_i \cdot f_i \cdot j = 2 \times 201 \times 235 \times 1030 \times 7/8 = 85.1 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$$

- ・ 補強梁で負担する曲げモーメント



$$\Delta M_D = M_D - M_A = 156.0 - 85.1 = 70.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta a_i = \Delta M_D / (f_t \cdot j) = 70.9 \times 10^6 / (295 \times 730 \times 7/8) = 376.3 \text{ mm}^2 \Rightarrow 4\text{-D13} (507 \text{ mm}^2)$$

よって、増設基礎梁の曲げ補強筋は、上端筋 2-D13，下端筋 2-D13 とし、既存基礎梁の両側面にそれぞれ配置する。

② せん断力に対する検討

- ・ 既存縦補強筋 2-13 ϕ @250 ($p_w = 2 \times 133 / (240 \times 250) = 0.0044$)

- ・ $M / (Q \cdot d) = 156 / (78 \times 1.03) = 1.94$, $Q = Q_L + Q_E = 30 + 48 = 78 \text{ kN}$

- ・ $\alpha = 4 / \{ (M / (Q \cdot d) + 1) \}$ ただし, $1 \leq \alpha \leq 2$

$$= 4 / 2.94 = 1.34$$

- ・ $Q_A = \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 f_t (p_w - 0.002) \} \cdot b \cdot j$

$$f_s = 0.805 \text{ N/mm}^2 (= 1.5 \times 0.536), f_t = 235 \text{ N/mm}^2, b = 240 \text{ mm},$$

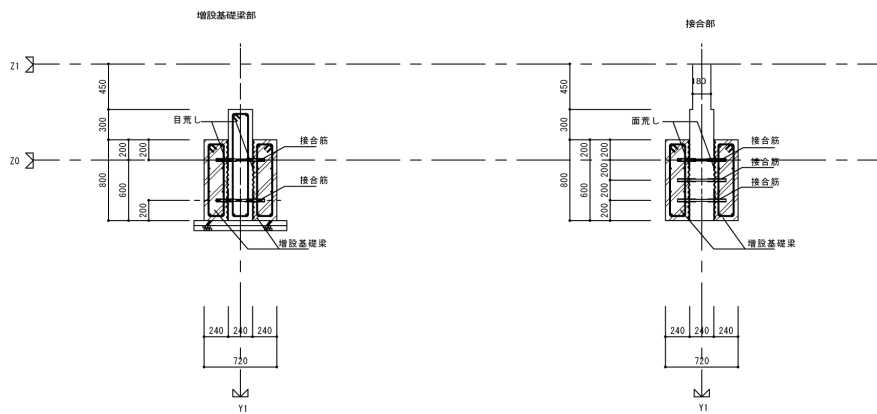
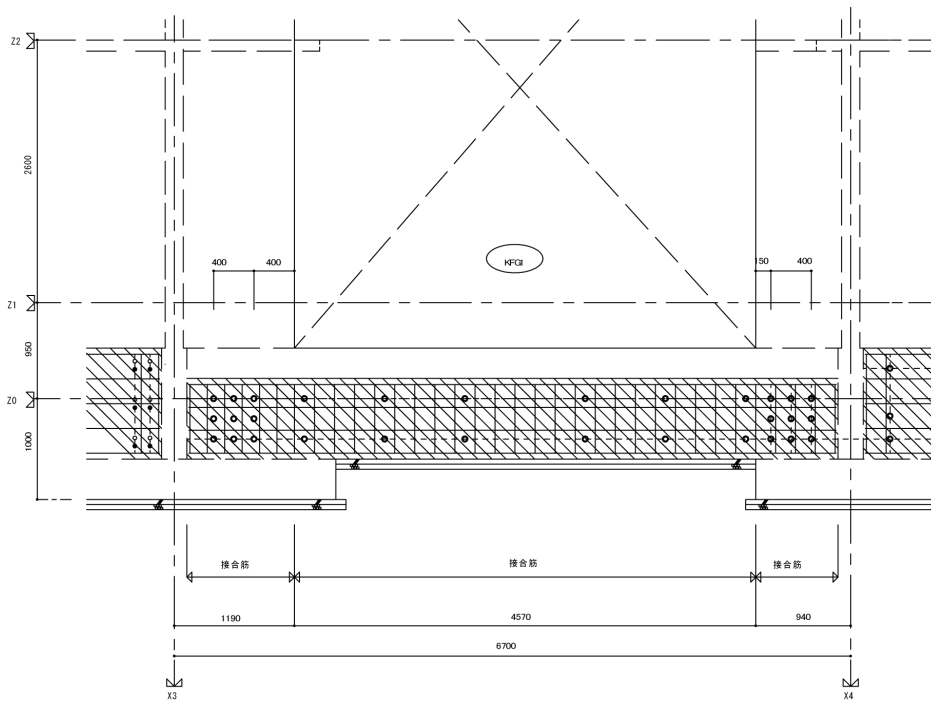
$$j = 1030 \times 7/8 = 901.2 \text{ mm より}$$

$$Q_A = \{ 1.34 \times 0.805 + 0.5 \times 235 (0.0044 - 0.002) \} \times 240 \times 901.2$$

$$= 292 \times 10^3 \text{ N} \Rightarrow 292 \text{ kN} > 126 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

よって、既存配筋でよいが、側面補強基礎梁の縦筋として 2-D10@100 を配置する。

$$2\text{-D10@200} (p_w = 2 \times 71.3 / (240 \cdot 200) = 0.297\%) \geq 0.20\% \quad \text{OK}$$



解説図 5.7.1 基礎梁の補強方法

5.8 改造に伴う設備用スリーブ設置

5.8.1 設備用スリーブ設置方法

1. 本節は躯体改造に伴う設備用スリーブの設置を行う場合に適用する。
2. 設備用スリーブの設置方法は、原則として下記の(1)から(4)による。
 - (1) 設備用スリーブの径は、原則φ200以下とする。
 - (2) 設備用スリーブの設置箇所は、原則として部材に生じる応力の小さい箇所とする。
 - (3) 設備用スリーブ周囲に所要の補強筋を配筋するため、適切な範囲内のコンクリートを研る。このとき、既存鉄筋は、原則として切断しないこととするが、やむを得ず鉄筋を切断する場合は、適切な補強を行うとともに、切断した鉄筋端面のかぶり厚さを確保するために無収縮モルタルにて復旧する。
 - (4) 同一部位に設備用スリーブを複数設置する場合には、適切な離隔距離を確保する。

1. 本節で対象とする設備用スリーブの設置

本節は、躯体改造に伴い設備性能の向上のため設備用スリーブを設置する場合に適用する。なお、躯体改造を行わない場合にも、適用することができる。

2. 設備用スリーブの設置方法と施工手順

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置箇所は、壁梁、耐力壁、基礎梁等構造耐力上重要な箇所に設置される可能性があることから、その設置箇所および大きさには注意が必要である。

特に、壁梁端部や耐力壁の開口部側端部に設備用スリーブを設けると当該部材の剛性や構造耐力が大きく低減され補強も容易でないことから、壁梁の端部（耐力壁側面より壁梁せいの1.5倍の範囲）や耐力壁の開口部側端部（耐力壁の端面より200mmの範囲）には、設備用スリーブを設置しない。

また、設備用スリーブ設置に伴う切断鉄筋端面や既存鉄筋は、所要のかぶり厚さを確保する。

5.8.2 検討項目・検討方法

躯体改造に伴う設備用スリーブの設置における施工手順に応じた検討項目および検討方法は、下記の(1)から(3)による。

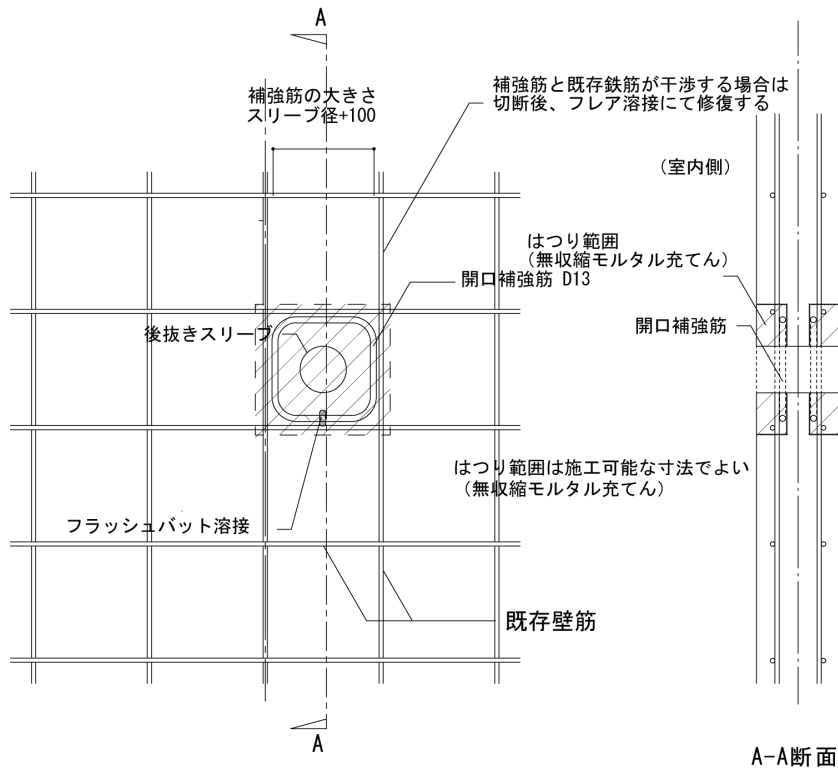
- (1) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (2) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、その設置箇所および大きさによって構造耐力上および耐久性に支障が生じないよう適切な補強を施す。
- (3) 設備用スリーブ周囲に生じる付加斜張力および付加縁張力は、短期荷重時のせん断力に基づき算定し、これらの力に対して安全なように補強する。

・ 設備用スリーブ設置に伴う検討項目・検討方法

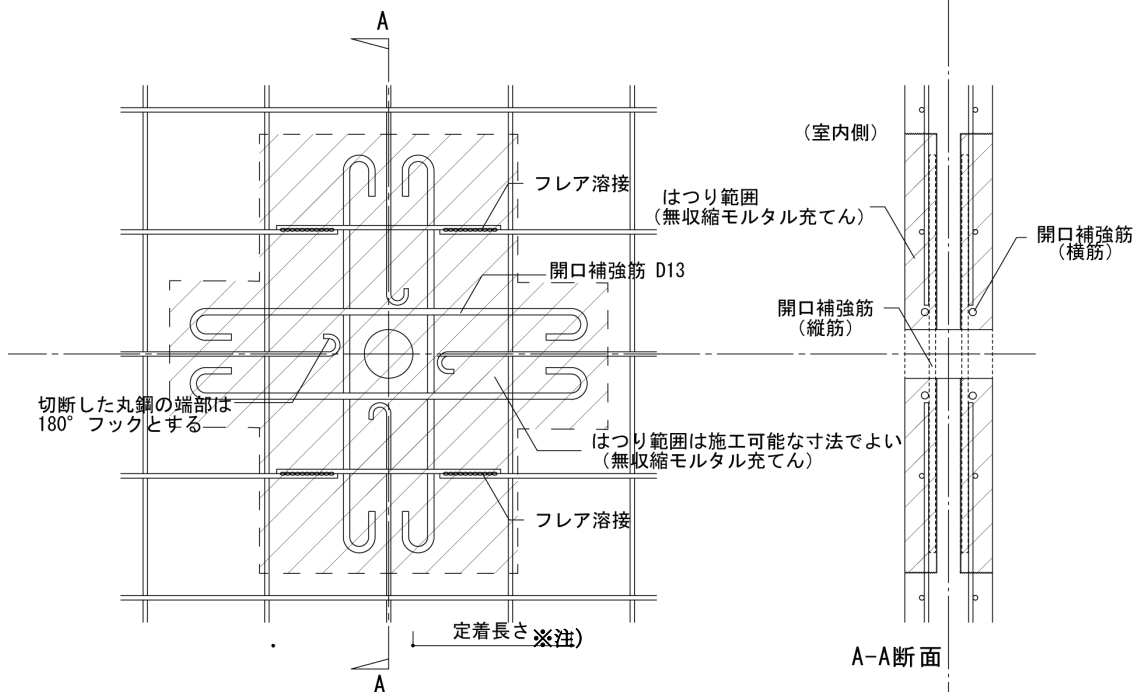
5.8.1項に記載の設備用スリーブ設置に対して、施工手順に応じた検討項目と検討方法を、解説表5.8.1に示す。

表 5.8.1 設備用スリーブ設置手順と検討項目・検討方法

施工手順	検討項目	検討方法	施工詳細
<p>①</p> <p>(i) 設備用スリーブを設ける範囲と、既存鉄筋の相互の関係が分かるように設計図書の配筋図および非破壊検査により図面に図示する。</p> <p>(ii) スリーブを設ける。</p> <p>(iii) 補強範囲のコンクリートを研り出す。</p> <p>(iv) スリーブ周囲に補強筋を配置する。スリーブ範囲に鉄筋があり切断せざるを得ない場合には、末端を180°フックを設けかぎ掛け状とする。</p> <p>(v) 補強筋を配置するために既存鉄筋を一時切断せざるを得ない場合には、フレア溶接にて既存鉄筋の一体化を図る。</p> <p>(vi) スリーブ周囲に所要の被り厚さを確保の上、無収縮モルタルにて復旧を行う。</p>	<p>(i) スリーブの位置、大きさ、補強方法</p> <p>(ii) 鉄筋の切断の有無</p> <p>(iii) 補強筋設置に伴う既存鉄筋の切断の要否</p>	<p>(i) 設備用スリーブの大きさは、原則φ200とし、補強筋の径、配筋方法を検討する。</p> <p>(ii) 壁梁に設備用スリーブを設ける場合には、RC規準(2010)22条に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の長期許せん断力</p> <p>② スリーブ周囲の短期せん断力</p> <p>③ スリーブ周囲の大地震時に対する安全性の検討</p> <p>(iii) 耐力壁に設備用スリーブを設ける場合には、「壁式RC構造計算規準・同解説」7.3に基づき下記の検討を行う。</p> <p>① スリーブ周囲の付加斜引張力および縁応力の算定</p> <p>算定に際しては、スリーブに内接する四角形に置換するものとする。</p>	<p>解説図 5.8.1</p>



(a) 既存鉄筋を避けてスリーブを設けた場合の補強方法



※注) 定着長さは開口部際から直線定着 40d (異形鉄筋の呼び名に用いた数値で、以下同様とする) または標準フック付き 30d あるいは計算によって求まる数値以上とする。

(b) 鉄筋を切断せざるを得ない場合

解説図 5.8.1 設備用スリーブの設置方法 (案)

参考文献

- 5.1) 日比野ほか：既存壁式鉄筋コンクリート造建築物の梁せい低減に関する補強方法，コンクリート工学年次論文集，Vol.31,No.2,2009
- 5.2) 高橋良輔，向井智久，毎田悠承，衣笠秀行：新設開口設置に伴い補強を行った RC 造壁梁の構造性能評価のための実験，日本コンクリート工学年次論文集 Vol41,No.2,pp.223-228, 2019.7
- 5.3) 一般財団法人 日本建築防災協会：接着系あと施工アンカー強度指定申請ガイドライン，2022.3.31
- 5.4) 中村聡宏，向井智久，有木克良，坂下 雅信，田沼 毅彦，南部 禎士，岡部 喜裕，高光 宏明，秋山友昭，沼田 卓也：既存壁式鉄筋コンクリート造建築物において下階壁面内に施工される接着系あと施工アンカーの引張特性に関する実験的研究，構造工学論文集、Vol.69B、pp.301-308, 2023.4
- 5.5) 日本建築防災協会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015.12
- 5.6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 5.7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，1997

<参考資料1>

戸境床スラブ開口設置に伴う開口部横のスラブの地震時面内せん断応力度の検討

1. はじめに

戸境床スラブへの開口設置において、開口部の大きさを一つの住戸の内法面積の1/2程度以下と記載しているが、開口設置後の開口部横の残存スラブ（バルコニー・スラブを含む）の面内せん断応力度を検討する場合も想定されることから、以下に検討方法および検討例を示す。

検討は、張り間方向地震時およびけた行方向地震時の双方に対して行っている。

2. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討（張り間方向地震時）

2.1 終局時面内せん断応力度検討式

張り間方向地震時においては、スラブ開口部に隣接する耐力壁 W_2 （図1参照）が負担する地震力算定用重量が、残存スラブとバルコニー・スラブならびに当該耐力壁に接続する壁梁を通して耐力壁 W_1 および W_3 （図1参照）に接続する張間方向戸境耐力壁に伝達可能であるかを検討する。

図1の $(a+b_b+b)$ の断面に生じる張り間方向地震力作用時の面内せん断応力度は、(1)式より算定する。

$$D\tau_{u, sY} = \frac{w_2 N_{ES}}{2} \cdot \frac{1}{A_s} \quad (1)$$

記号 $D\tau_{u, sY}$: 張り間方向終局時にスラブ開口部周辺のスラブ部分に生じる面内せん断応力度 (N/mm²)

$w_2 N_{ES}$: スラブ開口部に隣接するけた行方向耐力壁が負担する地震力算定用重量 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和 (mm²) で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (2)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離 (mm) (図1参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ (mm)

b : バルコニーの幅 (mm) で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離 (図1参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ (mm)

b_b : 壁梁の幅 (mm)

D_b : 壁梁のせい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

2.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例（張り間方向地震力作用時）

5階建て現場打ち壁式RC造建物の2階の住戸において、図1に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の張り間方向地震時における終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

(1) 検討条件

検討条件は下記の通りとする.

- ・各階の階高： $h_i=h=2.6\text{ m}$, 建物高さ： $H=2.6\text{ m}\times 5+1.0\text{ m}=14.0\text{ m}$
- ・コンクリートの設計基準強度： $F_c=14.7\text{ N/mm}^2$ (=150×9.80665/100)
- ・けた行方向耐力壁の厚さ：全階 180 mm
- ・けた行方向壁量：全階 150 mm/m²
- ・検討対象耐力壁の長さ： $l_{w1}=l_{w3}=1,800\text{ mm}$, $l_{w2}=1,100\text{ mm}$ (耐力壁記号：図 1 参照)
- ・残存スラブの幅 $a=1,000\text{ mm}$, バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b=1,000\text{ mm}$
- ・残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1}=t_{s2}=110\text{ mm}$
 - ・接続する壁梁の幅およびせい： $b\times D=180\times 600\text{ mm}$
- ・地震力算定用平均重量： $w_i=w=12\ 000\text{ N/m}^2$

(2) 1階における耐力壁 W₂ の地震力算定用負担重量の算定

スラブ開口部に隣接する耐力壁 W₂ の地震力算定用負担重量は、改造計画内容に従って算定すべきであるが、ここでは地震力算定用平均重量を用いて算定する.

(a) 耐力壁 W₂ の支配面積： $A_{w2}=2.9\text{ m}\times (4.5\text{ m}/2+1.2\text{ m}/2)=8.265\text{ m}^2$

(b) 1階における耐力壁 W₂ の地震力算定用負担重量： $w_2N_{ES}=12\ 000\times 5\times 8.265=495.9\times 10^3\text{ N}$

(c) 2階開口部周辺の残存スラブに生じる面内せん断応力度

- ・ $A_s=(1,000+1,000)\times 110+180\times 600=328,000\text{ mm}^2$
- ・ $D\tau_{u, sY}=\frac{w_2N_{ES}}{2}\cdot \frac{1}{A_s}=\frac{495.9\times 10^3}{2}\times \frac{1}{328\ 000}=0.76\text{ N/mm}^2$

(d) 検討結果：張り間方向地震時における残存スラブ等に生じる面内せん断応力度は 0.76 N/mm² であり、当該数値は設計基準強度 14.7 N/mm² のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s の数値 0.735 N/mm² を超えているが、コンクリートの設計基準強度に対する比は 0.052 であり $F_c/15$ を下回っており OK とする.

3. スラブ開口横の残存スラブの終局時面内せん断応力度の検討 (けた行方向地震時)

3.1 終局時面内せん断応力度検討式

図 1 の斜線部 (スラブ開口部横の地震力伝達可能範囲) の終局時設計用面内せん断応力度が、次式を満たすことを確認する.

$$D\tau_{u, sx}=DQ_{u, s}/A_s \leq f_s \tag{3}$$

記号 $D\tau_{u, sx}$: スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断応力度 (N/mm²)

$DQ_{u, s}$: スラブ開口部横の耐力壁に接続する残存スラブの終局時設計用面内せん断力 (N)

で、次式による。

$$DQ_{u, sx} = (w_1 Q_{u,1} - w_1 Q_{u,2}) / 3 + (w_2 Q_{u,1} - w_2 Q_{u,2}) + (w_3 Q_{u,1} - w_3 Q_{u,2}) / 3 \quad (4)$$

[注] スラブ開口部の隅角部近傍の耐力壁の地震時負担せん断力は、隣接する住戸の無開口スラブと直交壁より伝達することから、3で除している。

$w_1 Q_{u,1}$: スラブ開口部際の左側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_1 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の左側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_2 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の中間部の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_2 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の中間部の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N) で、スラブ開口部横の中間部に耐力壁が存在しない場合は、零とする。

$w_3 Q_{u,1}$: スラブ開口部横の右側の1階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

$w_3 Q_{u,2}$: スラブ開口部横の右側の2階耐力壁の終局時に生じる地震層せん断力 (N)

A_s : 面内せん断応力度の算定に有効な部分のスラブの断面積と壁梁の断面積の和(mm²)で、次式により算定してよい。

$$A_s = (a \cdot t_{s1} + b \cdot t_{s2}) + b_b \cdot D_b \quad (5)$$

a : スラブ開口部と隣接する耐力壁間の距離(mm) (図1参照)

t_{s1} : 同上部分のスラブ厚さ(mm)

b : バルコニーの幅(mm)で、耐力壁側面とバルコニーに設けた排水溝内側までの距離(図1参照)。

t_{s2} : 同上部分のバルコニーの平均厚さ(mm)

b_b : 壁梁の幅(mm) , D_b : 壁梁のせい(mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

3.2 スラブ開口設置に伴う残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度検討例 (けた行方向地震力作用時)

5階建て現場打ち壁式RC造建物の2階の住戸において、図1に示すようにバルコニー側のスラブに開口を設ける場合の残存スラブ部分の終局時面内せん断応力度の検討例を示す。

検討条件は下記の通りとする。

- 各階の階高 : $h_i = h = 2.6$ m , 建物高さ : $H = 2.6 \times 5 + 1.0 = 14.0$ m
- コンクリートの設計基準強度 : $F_c = 14.7$ N/mm² (=150×9.80665/100)
- けた行方向耐力壁の厚さ : 全階 180 mm
- けた行方向壁量 : 全階 150 mm/m²

- ・ 検討対象耐力壁の長さ： $\ell_{w1} = \ell_{w3} = 1,800 \text{ mm}$, $\ell_{w2} = 1,100 \text{ mm}$
- ・ 残存スラブの幅 $a = 1,000 \text{ mm}$, バルコニスラブの面内せん断応力度算定用有効幅 $b = 1,000 \text{ mm}$
 - ・ 残存スラブ厚さおよびバルコニスラブの平均厚さ： $t_{s1} = t_{s2} = 110 \text{ mm}$
 - ・ 接続する壁梁の幅およびせい： $b \times D = 180 \times 600 \text{ mm}$
- ・ 終局時に各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（表 1）

表 1 終局時における各階耐力壁に生じる平均せん断応力度（けた行方向地震力作用時）

階	$\Sigma W_i / S$ (N/m^2) ⁽¹⁾	α_i	A_i ⁽²⁾	Q_i / S (N/m^2) ⁽³⁾	耐力壁厚 t (mm)	壁量 (mm/m^2)	$C_0 = 1.0$ 時の平均せん断応力度 $\tau_{1.0}$ (N/mm^2)
5	12 000	0.2	1.620	19 440	180	150	0.72
4	24 000	0.4	1.360	32 640	180	150	1.21
3	36 000	0.6	1.210	43 560	180	150	1.61
2	48 000	0.8	1.097	52 656	180	150	1.95
1	60 000	1.0	1.000	60 000	180	150	2.22

[注] (1) 各階の地震力算定用単位重量 $w_i = w = 12\,000 \text{ N/m}^2$ と仮定.

$$(2) \quad A_i = 1 + (1/\alpha_i - \alpha_i) \cdot 2T / (1 + 3T)$$

$$(3) \quad Q_i = Z \cdot \Sigma W_i \cdot A_i \quad , \quad Z = 1.0$$

標準せん断力係数 $C_0 = 1.0$ 時に検討対象耐力壁に生じるせん断力は、次の通り算定される.

$$\cdot w_1 Q_{u,1} = w_3 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 180 = 719.3 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_1 Q_{u,2} = w_3 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 180 = 631.8 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,1} = 2.22 \times 1,800 \times 1,100 = 439.6 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

$$\cdot w_2 Q_{u,2} = 1.95 \times 1,800 \times 1,100 = 386.1 \times 10^3 \quad (\text{N})$$

(3)式左辺より、残存スラブに生じる設計用面内せん断応力度は、次のとおり算定される.

$$\begin{aligned} D\tau_{u, sx} = DQ_{u, s} / A_s &= \{2 \times (719.3 - 631.8) / 3 + (439.6 - 386.1) \times 10^3\} / \{(1,000 + 1,000) \times 110 + 180 \times 600\} \\ &= 111.9 \times 10^3 / 328,000 = 0.34 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

一方、設計基準強度 14.7 N/mm^2 のコンクリートの短期許容せん断応力度 f_s は 0.735 N/mm^2 であり、(3)式を満たしている.

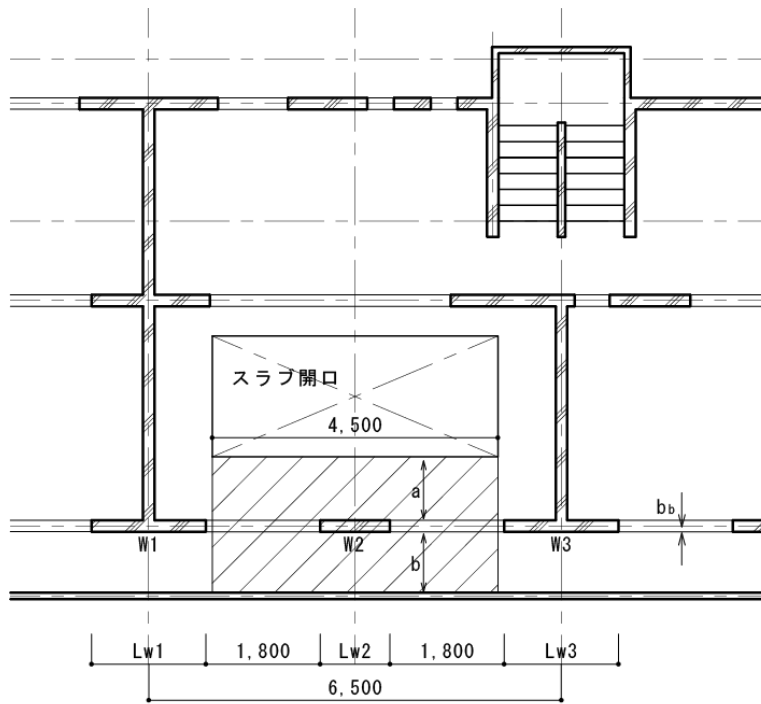


図1 2階平面図

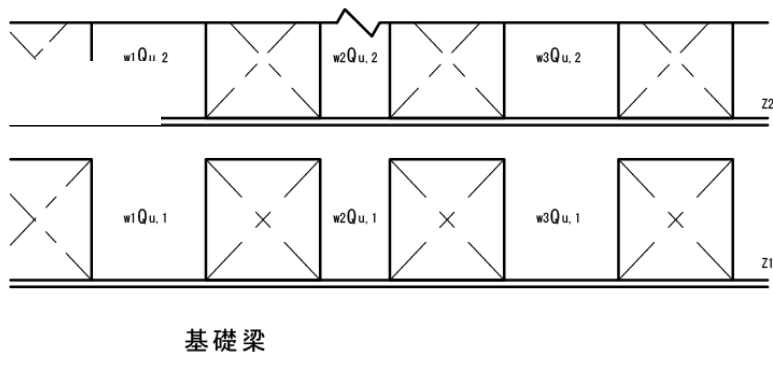


図2 スラブ開口周囲の耐力壁の終局時地震層せん断力